

DIRECTORIO DE PROFESORES

CAPACITACION DE INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

1. ING. JAIME E. CAMARGO
 Jefe de la Oficina de Hidráulica Pluvial
 S.A.R.H.
 Sierra Gorda # 23
 México 10, D.F.
 520-58-17

2. ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ
 Coordinador de Zonas de Riego
 S.A.R.H.
 Reforma # 45-10° Piso
 México 1, D.F.
 592-00-34

3. ING. MARIO CARVAJAL DIAZ
 Jefe de la Ofna. de Revisión y Diseño Especial
 S.A.R.H.
 Reforma 45-11° Piso
 México 1, D.F.
 592-56-29

4. ING. HECTOR GOMEZ MONDRAGON
 Jefe de la Ofna. de Estudios Hidrológicos
 S.A.R.H.
 Reforma # 45-10° Piso
 México 1, D.F.
 592-00-34

5. ING. FRANCISCO GUERRA FELIX
 Coordinador de Zonas de Riego
 S.A.R.H.
 Reforma # 45-10° Piso
 México 1, D.F.
 592-00-34

6. ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ
 Jefe del Depto. de Riego por Aspersión
 S.A.R.H.
 Reforma # 45-11° Piso
 México 1, D.F.
 592-57-08

7. ING. RAFAEL A. ORDOÑO PEREZ
 Ingeniero Proyectista
 S.A.R.H.
 Reforma # 45-10° Piso
 México 1, D.F.
 592-00-34

- 8. **ING. CARLOS J. OROZCO Y OROZCO**
 Jefe del Depto. de Ingeniería Experimental
 S.A.R.H.
 Sierra Gorda # 23
 México 10, D.F.
 520-98-23

- 9. **ING. RODOLFO ORTEGA ARMENDARIZ**
 Jefe de la Oficina de Plantas de Bombeo
 S.A.R.H.
 Reforma # 45-10° Piso
 México 1, D.F.
 592-12-42

- 10. **ING. ROGELIO OSCAR PLAISANT WONG**
 Coordinador del Depto. de Zonas
 S.A.R. H.
 Reforma # 45-10° Piso
 592-12-42

- 11. **ING. GERARDO TENA OROZCO**
 Jefe del Depto. de Zonas de Riego
 S.A.R.H.
 Reforma # 45-10° Piso
 México 1, D.F.
 546-79-92

- 12. **ING. JOSE LUIS TERAN P.**
 Jefe Ofna. de Normas y Control de Calidad
 S.A.R.H.
 Sierra Gorda # 23
 México 10, D.F.
 520-27-58

- 13. **ING. RICARDO VILABOA AZCAINO**
 Jefe Laboratorio de Mecánica de Suelos
 S.A.R.H.
 Sierra Gorda # 23
 México 10, D.F.
 520-73-07

'mrs

ING. CARLOS J. OROZCO Y OROZCO

ING. CARLOS J. OROZCO Y OROZCO

II: CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

HORARIO: 8:30 a 13:30 h y 16:00 a 18:00 h
Lunes a viernes.

MATERIA	PROFESORES	FECHAS
HIDRAULICA	Ing. Jaime E. Canargo Ing. Mario Carvajal Díaz	15 de marzo al 4 de abril
MECANICA DE SUELOS	Ing. Ricardo Vilaboa Azcaino	5 de abril al 25 de abril
LABORATORIO DE MATERIALES Y CONTROL DE CALIDAD	Ing. Carlos Orozco y orozco Ing. José Luis Terán P.	26 de abril al 18 de mayo
PLANEACION DE ZONAS DE RIEGO	Ing. Oscar Plaisant Wong Ing. Rodolfo Ortega Armendariz	4 de junio al 22 de junio
D R E N A J E	Ing. Fernando Lozano Martínez Ing. Héctor Gómez Mondragón	25 de junio al 12 de julio
DISEÑO ESTRUCTURAL	Ing. Filiberto Campos Núñez Ing. Rafael A. Ordoño Pérez	14 de julio al 1° de agosto
INTEGRACION DE DATOS PARA CONCURSOS DE OBRAS	Ing. Gerardo Tena Orozco Ing. Francisco Guerra Félix	2 de agosto al 17 de agosto
P R A C T I C A S		17 al 31 de agosto

CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO
TEMARIO PARA LAS MATERIAS DE MECANICA DE SUELOS, LABORATORIO
DE MATERIALES Y CONTROL DE CALIDAD

9:00 a 12:00 Hrs.

15:00 a 18:00 Hrs.

5 Abril	¿ Por qué deben estudiar Mecánica de Suelos los proyectistas de Zonas de Riego ?	Clasificación de suelos de laboratorio
6 Abril	Clasificación de suelos visual y de tacto. <u>En el Departamento de Ingeniería Experimental.</u>	Programa de exploración de suelos.
9 Abril	Programa de ensayos de laboratorio.	Programa de ensayos de campo.
10 Abril	Pruebas de laboratorio	
11 Abril	Ensayos de campo.	Zonificación de suelos.
16 Abril	Pérdidas de agua por infiltración en base a redes de flujo.	Pérdidas de agua por infiltración en base a estanques de prueba.
17 Abril	Criterios para definir la necesidad de revestimiento.	

- 18 y 19
Abril Excavaciones.- Estabilidad de taludes, bordos, excavaciones provisionales.
- 20 Abril Empuje de tierras 1ra. Evaluación.-
Sólo se incluye lo estudiado hasta el día
17 de abril
- 23 Abril Empuje de tierras Instrumentación de estructuras. En el De--
partamento de Ingeniería Experimental.
- 24 y 25 Cimentaciones.- Capacidad de carga, asentamientos, tipos de cimentaciones.
Abril La clase del día 25 será en el Departamento de Ingeniería Experimental.
- 26 Abril Visita a la Planta Fester de México, S. A.
- 27 Abril Visita Laboratorio de Mecánica de -
Suelos. En el Departamento de Ingenie
ría Experimental. 2a. Evaluación.-
Sólo se incluye lo estudiado hasta el día
25 de abril. En el Departamento de Ingenie
ría Experimental.
- 30 Abril Criterios para la identificación de métodos constructivos en suelos expansi--
y suelos expansivos, colapsables y --
2 Mayo dispersivos.
Diseño de filtros.
- 3, 4, 7 - Compactación de suelos y su control
y 8 - Los agregados para la elaboración -
mayo del concreto - Tipos de revestimiento.- Ventajas y des
ventajas.
- Espesor del revestimiento.

- Suelos y aguas agresivas al concreto.
- Tipos de cementos y sus usos.
- Tecnología del concreto.

- Espaciamiento de las ranuras
- Sellado de las ranuras.
- Influencia del tamaño máximo del agregado durante la construcción de estructuras.
- El factor de seguridad en el concreto.
- Juntas de construcción y de expansión.
- Segundos colados.- ¿ dónde ? ¿ Como ?
- Dentellones.- ¿ Por qué ? ¿ Para qué ?

9 Mayo ¿ Quién fija el nivel de calidad de una obra ?
 ¿ Para que sirve el control de calidad de una obra ?
 Las especificaciones

3a. Evaluación.-
 Sólo se incluye lo estudiado hasta el día 8 de mayo.

11 Mayo El plano de bancos de materiales

Presas Derivadoras.-

- El perfil de suelos y la elección del tipo de derivadora.
- Objetivo de cada una de sus partes.
- Empotramientos.
- El agua en la construcción.
- El manejo del río y los bancos de materiales.

14 Mayo Materiales manufacturados

16 y 17 Mayo Caminos y Aeropistas.-

- Su función dentro de las Zonas de Riesgo.

- Descripción de los elementos que los constituyen y su función.
- Calidad de los materiales que se emplean para su construcción.
- Diseño de espesor de pavimento.
- Normas para dimensionamiento geométrico.

18 Mayo

- Visita al Laboratorio de Materiales y Químico.
- Repaso. En el Departamento de Ingeniería Experimental.

Evaluación Final.-

En el Departamento de Ingeniería Experimental.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

HIDRAULICA APLICADA

PUENTE CANAL

ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

IV. PUENTES CANAL

1. GENERALIDADES

Es el conjunto formado por un puente y un conducto, por el cual escurre el agua como canal; es decir, a la presión atmosférica y por gravedad.

Este tipo de estructura es conveniente para salvar cualquier depresión, siempre que ésta sea de poca anchura.

El puente canal, como todas las estructuras de cruce, se construye con un material al que se le pueda dar mejor acabado, que el canal, con el objeto de que este admita velocidades mayores en el agua, por ser más resistente a la erosión. Por lo tanto y como resulta en beneficio de la economía de la obra, al puente-canal se le dará una sección hidráulica más pequeña que la del canal.

Como la estructura trabaja como canal, de acuerdo con su sección, pendiente y rugosidad, su funcionamiento hidráulico puede estudiarse con la fórmula de Manning.

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

El puente-canal se calcula para gasto y condiciones normales de trabajo, teniendo cuidado en tomar para "n" el valor adecuado.

La sección resultante debe de tener un bordo libre apropiado, para permitir cierta fluctuación en el gasto. Si el claro es corto su funcionamiento estará regido por la posición y condiciones de las transiciones de entrada y salida. En el puente-canal se tendrá como pérdida de carga la diferencia de niveles entre la superficie libre del agua entre el principio y el final de la estructura será igual al que haya entre las plantillas de las mismas secciones si trabaja como canal en régimen tranquilo y si no influye ningún otro factor. A esta pérdida hay que sumarle las originadas en las transiciones de entrada y salida.

El funcionamiento correcto del puente-canal se termina con el estudio de las transiciones, lo cual indicará la posición relativa que deben guardar en elevación las diferentes partes que lo integran, para que trabajen correctamente.

En caso de que haya peligro de azolves en la estructura, se puede colocar un desarenador, a la entrada de la misma, o bien

darle mayor velocidad al agua.

Una vez definido el funcionamiento hidráulico y por consiguiente de las dimensiones que deben tener sus partes, se continuará con el cálculo estructural.

El puente-canal debe dejar espacio libre suficiente para que por debajo de él pasen las aguas máximas extraordinarias del arroyo, dren, o río que se cruce sin obstruir la sección y cuál es el nivel que tendrán al construirse la obra. Cuando lo que se cruza es un camino, o ferrocarril hay que dejar el galibo suficiente que permita el paso de los vehículos.

El puente-canal puede ser de un solo claro o de varios, será de un solo claro cuando de un modo económico se pueda salvar el espacio de la depresión con él; pero si el espacio es grande, tendrán que construirse varios tramos.

En cada caso se deben hacer las alternativas que se crean convenientes para escoger las longitudes correctas, el número de tramos y las posiciones de los apoyos.

Los apoyos extremos pueden ser estribos o caballetes y los intermedios pilas o caballetes.

Cuando el puente-canal se construye para cruzar un río, un dren o un canal, los caballetes intermedios caerán dentro de la sección hidráulica de estos, reduciendo su área, y esto se traduce en una sobreelevación del agua antes del puente: esta sobreelevación se estima de un modo aproximado y es igual a la diferencia de cargas de velocidad del agua, de la sección libre y de la sección obstruida, poniendo que no varía el nivel del agua y que el gasto permanece constante.

Los apoyos deben calcularse como los de caminos o ferrocarriles, para que soporten todos los esfuerzos que les transmita la superestructura y las cargas que reciba directamente, y deben quedar desplantados sobre material firme y protegidos contra posibles asentamientos, deslaves, socavaciones, etc.

Conviene estudiar primero la superestructura, para que definidas las cargas que transmite a la subestructura se proceda a calcular ésta.

En la superestructura se distinguen dos formas de trabajo: El primero es el de formar una cubeta impermeable, de un ca

nal por donde escurra el agua.

El segundo es en sentido longitudinal, para lograr que todo el tramo, cargado con agua y todas las cargas que deba soportar, trabaje como viga o como puente apoyado en sus extremos.

2. CALCULOS HIDRAULICOS

Primeramente obtendremos los datos hidráulicos del canal:

$$Q = 1.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$b = 2.00 \text{ m}$$

$$S = 0.00075$$

$$n = 0.030$$

$$t = 1.5:1$$

$$V_1 = \frac{Q}{A}$$

$$V_2 = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

La velocidad por continuidad V_1 debe ser igual a la velocidad obtenida por la fórmula de Manning (V_2)

$$V_1 = \frac{1.00}{A}$$

$$V_2 = \frac{1}{0.030} (0.00075)^{1/2} r^{2/3} = 0.91873 r^{2/3}$$

$$A = d (b + kd) = d (2.0 + 1.5d)$$

$$P = b + 2d \sqrt{1 + k^2} = 2 + 2d \sqrt{1 + 1.5^2} = 2 + 3.60555 d$$

Suponemos $d = 0.64 \text{ m}$

$$A = 0.64 (2.0 + 1.5 \times 0.64) = 1.8944 \text{ m}^2$$

$$P = 2 + 3.60555 \times 0.64 = 4.307552 \text{ m}$$

$$r = \frac{A}{P} = \frac{1.8944}{4.307552} = 0.439786 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.57831$$

$$V_1 = \frac{1.00}{1.8944} = 0.52787 \text{ m/seg}$$

$$V_2 = 0.91873 \times 0.57831 = 0.52792 \text{ m/seg}$$

de donde $V_1 \approx V_2$ correcto

Para los cálculos que siguen se consideras:

$$V = 0.528 \text{ m/seg}$$

y la carga de velocidad

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{0.528^2}{2 \times 9.81} = 0.014 \text{ m}$$

Entonces la energía específica es:

$$E = 0.64 + 0.014 = 0.654 \text{ m}$$

Se determinará la sección del puente-canal, calculando el ancho mínimo como sección crítica.

$$Q = 1.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$E = 0.654 \text{ m}$$

$$E = \frac{3}{2} d_c \quad ; \quad d_c = \frac{2}{3} E = \frac{2}{3} \times 0.654 = 0.436 \text{ m}$$

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g}} \quad ; \quad q = \frac{Q}{b}$$

$$d_c^3 = \frac{Q^2}{b^2 g}$$

$$b = \sqrt{\frac{Q^2}{d_c^3 g}} = \sqrt{\frac{1}{0.436^3 \times 9.81}} = 1.109 \text{ m}$$

$$b \text{ mínima} = 1.109 \text{ m}$$

Se adopta $b = 1.30 \text{ m}$, pues efectuando varios tanteos, se observó que con $b < 1.30 \text{ m}$, el agua se remansa aguas arriba del puente-canal.

Cálculo de las longitudes de transición

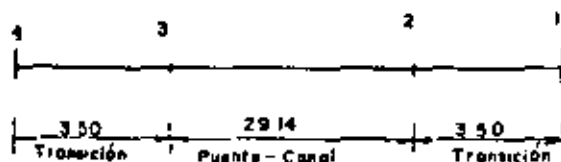
$$LT = \frac{(T - t)}{2} \cot 22^\circ 30'$$

$$T = 2 + 3 \times 0.64 = 3.92 \text{ m}$$

$$LT = (3.92 - 1.30) \times 1.207 = 3.16 \text{ m}$$

$$\text{Se usará } LT = 3.50 \text{ m}$$

Se hará la revisión hidráulica del puente canal aplicando la ecuación de Bernoulli de la salida a la entrada.



Bernoulli entre las secciones (1) y (2)

$$d_1 = 0.640 \text{ m}$$

$$h_{v1} = 0.014 \text{ m}$$

$$B = 0.00075 \quad Z_2 = 0.00075 \times 1.5 = 0.003$$

$$Z_2 + d_2 + hv_2 = d_1 + hv_1 + ht_s$$

$$d_2 + hv_2 - ht_s = d_1 + hv_1 - Z_2$$

Sustituyendo datos:

$$d_2 + hv_2 - ht_s = 0.640 + 0.014 - 0.003 = 0.651 \text{ m}$$

Para encontrar los datos faltantes se procede por tanteos.

Se supone el tirante d_2

$$d_2 = 0.575 \text{ m}$$

y se hace la revisión

$$A = 0.575 \times 1.30 = 0.7475 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{1.00}{0.7475} = 1.338 \text{ m/seg}$$

La carga de velocidad será:

$$hv_2 = \frac{v_2^2}{2g} = \frac{(1.338)^2}{2 \times 19.62} = 0.091 \text{ m}$$

$$ht_s = 0.2 \Delta hv = 0.2 (0.091 - 0.014) = 0.015 \text{ m}$$

$$d_2 + hv_2 - ht_s = 0.575 + 0.091 - 0.015 = 0.651 \text{ m}$$

$$0.651 = 0.651 \text{ m}$$

de lo cual inferimos que la suposición hecha fue correcta.

A continuación se aplicará el Teorema de Bernoulli entre las secciones "2" y "3".

$$Z_3 + d_3 + hv_3 = d_2 + hv_2 + hf$$

$$d_2 = 0.575 \text{ m}$$

$$hv_2 = 0.091 \text{ m}$$

$$Z_3 = 0.00075 \times 29.14 = 0.022 \text{ m}$$

De la fórmula de Manning, obtenemos:

$$hf = \left(\frac{v n}{r^{2/3}} \right)^2 L$$

$$d_2 + hv_2 - Z_3 = d_3 + hv_3 - hf$$

$$d_3 + hv_3 - hf = 0.575 + 0.091 - 0.022 = 0.644 \text{ m}$$

Suponiendo $d_3 = 0.614 \text{ m}$

$$A_3 = b \times d_3 = 1.30 \times 0.614 = 0.7982 \text{ m}^2$$

$$P_3 = b + 2 d_3 = 1.30 + 2 \times 0.614 = 2.528 \text{ m}$$

$$r_3 = \frac{A_3}{P_3} = \frac{0.7982}{1.528} = 0.5227 \text{ m}$$

$$r_3^{2/3} = 0.4635$$

$$v_3 = \frac{1.000}{0.7982} = 1.2527 \text{ m/seg}$$

$$h_{v_3} = \frac{(1.2527)^2}{19.62} = 0.0799 \text{ m}$$

$$v_{\text{media}} = \frac{1.252 + 1.338}{2} = 1.295 \text{ m/seg}$$

$$h_f = \left(\frac{1.295 \times 0.015}{0.4635} \right)^2 \times 29.14 = 0.0495 \text{ m}$$

$$d_3 + h_{v_3} - h_f = 0.614 + 0.080 - 0.050 = 0.644 \text{ m}$$

$$0.644 \text{ m} = 0.644 \text{ m}$$

Por lo tanto $d_3 = 0.614 \text{ m}$

Aplicando el teorema de Bernoulli entre las secciones 3 y 4

$$Z_4 + d_4 + h_{v_4} = d_3 + h_{v_3} + h_{te}$$

$$Z_4 = 0.00075 \times 3.5 = 0.003 \text{ m}$$

$$d_3 = 0.614 \text{ m}$$

$$h_{v_3} = 0.080 \text{ m}$$

$$d_4 + h_{v_4} - h_{te} = d_3 + h_{v_3} - Z_4$$

$$d_4 + h_{v_4} - h_{te} = 0.614 + 0.080 - 0.003 = 0.691 \text{ m}$$

Nuevamente por tanteos

suponiendo $d_4 = 0.686 \text{ m}$

$$A_1 = 0.686 (2.00 + 1.5 \times 0.686) = 2.078 \text{ m}^2$$

$$h_{v_4} = \frac{\left(\frac{1}{2.078} \right)^2}{19.62} = 0.012 \text{ m}$$

$$h_{te} = 0.1 (0.80 - 0.012) = 0.007 \text{ m}$$

$$d_4 + h_{v_4} - h_{te} = 0.686 + 0.012 - 0.007 = 0.691 \text{ m}$$

$$0.691 = 0.691$$

Por lo que está bien la suposición.

El agua del canal se remansa

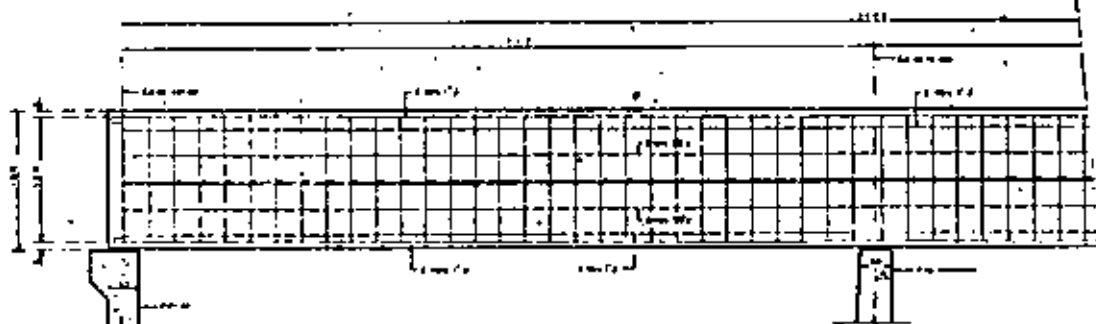
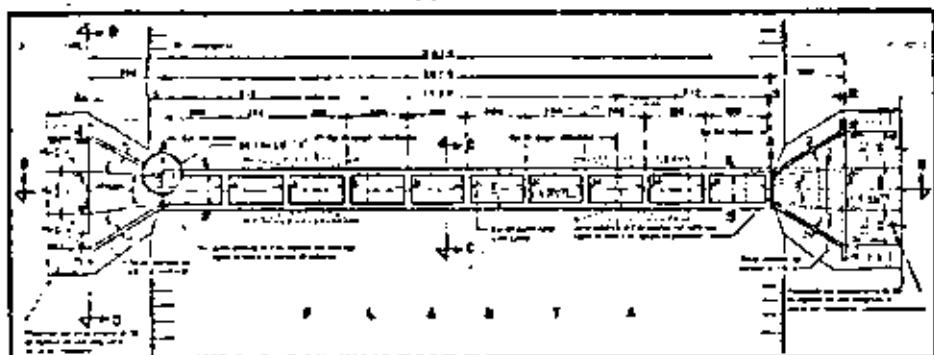
$$0.686 - 0.640 = 0.046 \text{ m}$$

Se envade el bordo libre en un 10% lo cual es aceptable.

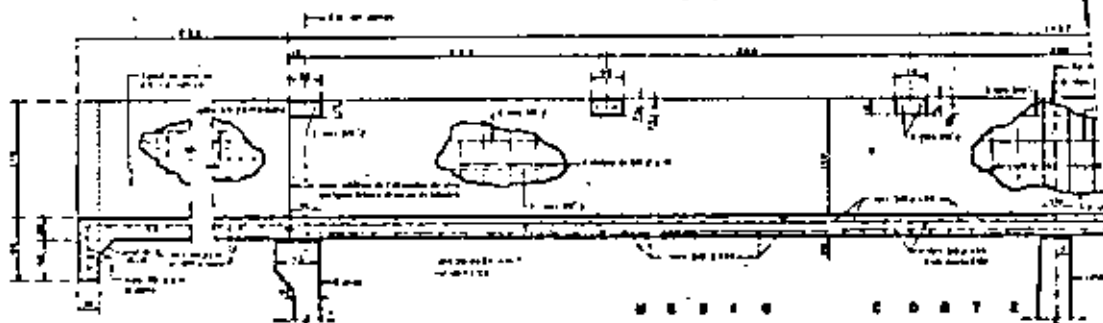
Por lo anterior, la sección hidráulica del puente canal que da definida con las siguientes dimensiones interiores:

$$b = 1.30 \text{ m}$$

$$h = 1.10 \text{ m}$$



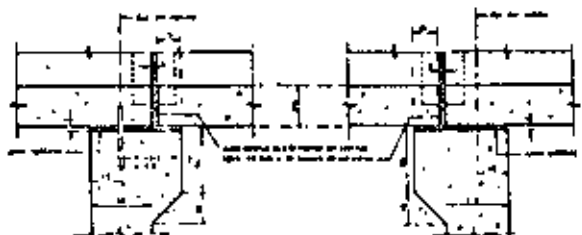
MEDIO CORTE



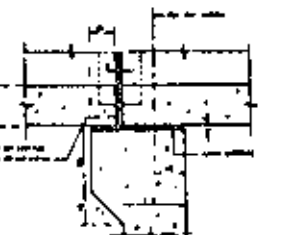
MEDIO CORTE



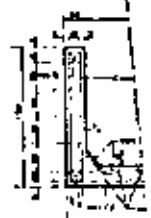
DETALLE DE APOYO MOVIL EN PISA



DETALLE DE APOYO FIJO EN ESTRIBO



DETALLE DE APOYO FIJO EN ESTRIBO



CORTE

Handwritten signature and date





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

HIDRAULICA APLICADA

D I Q U E S

ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

V. DIQUES .

1. GENERALIDADES

Cuando un canal principal se localiza en ladera se encuentra con un obstáculo (un bajo, una cañada, una corriente natural), - se puede cruzar de las siguientes maneras:

1. Mediante la construcción de un sifón largo.
2. Desarrollando el canal y construyendo un sifón corto.
3. Desarrollando el canal y permitiendo una entrada de agua.
4. Construyendo un dique.

A continuación se presenta un cuadro con los aspectos que se deben considerar en cada una de las alternativas propuestas.

CONCLUSION.

Deben tomarse en cuenta todos los factores que puedan intervenir y obtener para cada alternativa una relación Beneficio-Costo.

La mejor Alternativa será la de mayor relación.

Considerando que se ha adoptado la 4a. alternativa, se tratará únicamente sobre ella.

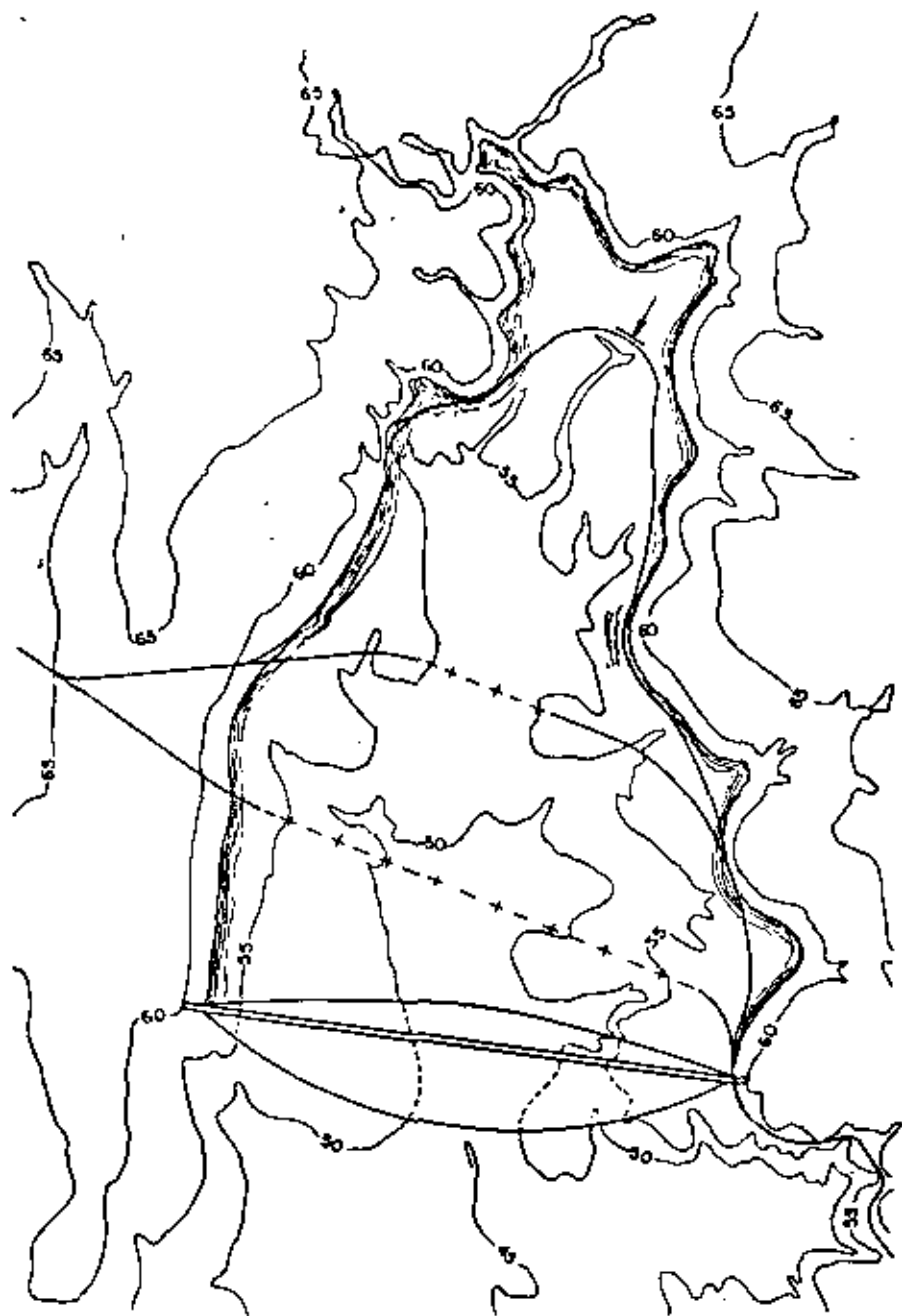
El uso de los diques en los canales principales, garantiza un mejor aprovechamiento del agua, ya que con ellos se logra cubrir la triple función de conducción, almacenamiento y regularización.

Definición. Dique es una estructura empleada para contener o retener las aguas, en tratándose de canales, es la estructura usada para lograr con el canal, cruzar una depresión natural en el

terreno, en la cual generalmente existen escurrimientos o arroyos, que pueden variar en su régimen, según sea la fuente que los produce.

Alternativas o soluciones que pueden sustituir a los di-

ASPECTOS A CONSIDERAR	A L T E R N A T I V A			
	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
CARGAS HIDRAULICAS	Las pérdidas son directamente proporcionales a la longitud del sifón.	Pérdidas en el sifón y en el canal por fricción y pendiente.	Pérdidas por fricción y pendiente en el canal.	No existen pérdidas por ningún concepto.
AFECTACION DE LA TIERRA (CONSIDERAR SI ES O NO PRODUCTIVA)	No afecta la tenencia de la tierra.	Afecta en lo que el canal aumenta su desarrollo.	La afectación aumenta con el desarrollo del canal.	Afecta el área que inunda el vaso.
GEOLOGIA Y MECANICA DE SUELOS	Que la capa de desplante no esté tan profunda que requiera grandes excavaciones o bombeo. Que las socavaciones producidas no descubran al sifón poniéndolo en peligro.	Naturaleza del material de excavación para el desarrollo del canal y del material de desplante del sifón. Que las socavaciones no pongan en peligro al sifón.	Material de arrastre que pueda obstruir el canal. Que la entrada de agua no ponga en peligro los bordos del canal. Naturaleza del material por excavar para el desarrollo del canal.	Impermeabilidad de la zona del vaso. Que exista una capa apropiada para cimentación a una profundidad no muy grande.
MATERIALES DE CONSTRUCCION	Existencia de agregados (grava y arena) para la construcción			Materiales con características adecuadas y en cantidad suficiente para formar el cuerpo del dique.
CONSECUENCIAS AGUAS ABAJO	Las pérdidas de carga disminuyen la superficie posible de regar.	Reducción en la superficie regable y aumento en el movimiento de terracerías.	Reducción en la superficie regable y mayor movimiento de terracerías.	Permite regar una mayor superficie, por lo tanto la producción es mayor.
MAXIMO APROVECHAMIENTO DEL AGUA	No existen pérdidas de agua, pero tampoco permite ninguna captación adicional.	No existen pérdidas de agua, pero tampoco permite ninguna captación adicional.	Es posible proporcionar un mayor gasto que el que conduce el canal debido a la entrada de agua.	Evaluación del agua adicional posible de captar y pérdidas por evaporación y filtración en el vaso. Es posible retener el agua enviada y finalmente no usada. Puede proporcionar mayor gasto tomándolo del almacenamiento.
ECONOMICOS	Costo inicial, operación y poca conservación.	Costo inicial, operación y conservación en canal y sifón.	Costo inicial, operación y mayor conservación por canal y entrada de agua.	Costo inicial, operación y conservación casi nula.



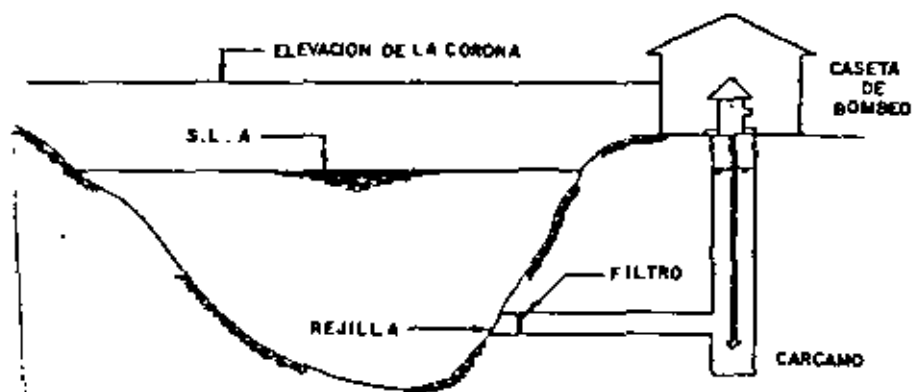
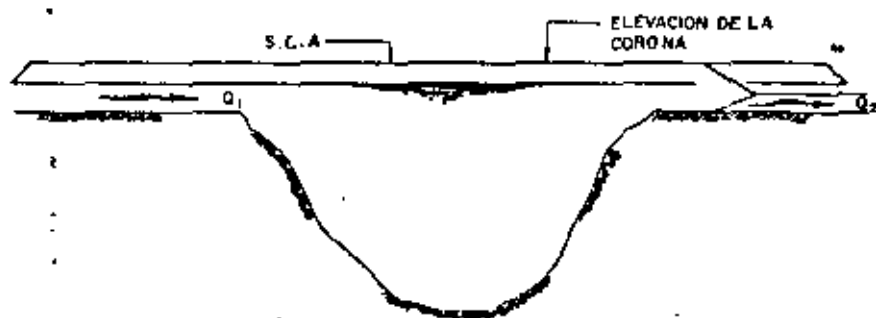
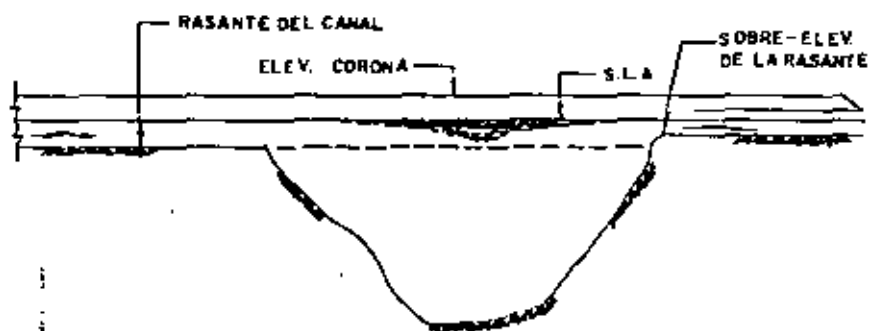
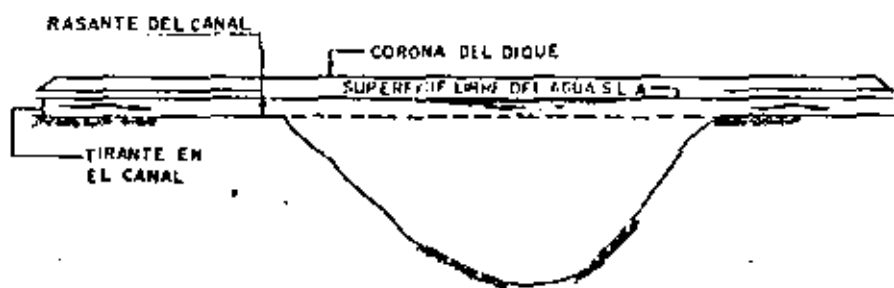
LIMITE DEL VASO

DIQUE

SIFON

ENTRADA DE AGUA

CANAL



ques.

Para cruzar con el canal, una depresión natural en el terreno, existen dos soluciones que compiten con la de retener el agua por medio de un dique. Tales factores son:

a) Descabezando o rodeando la depresión o arroyo, para lo cual, se siguen sobre el terreno los niveles que se apeguen a la rasante proyectada, con lo que automáticamente quedará incrementada la longitud del canal.

b) Por medio de un sifón, que permita el paso del gasto del canal por abajo del arroyo o depresión del terreno.

Factores que intervienen para determinar el empleo de diques.

Estos factores son:

- a) Factibilidad
- b) Estudio económico comparativo
- c) Beneficios derivados de su uso

a) Al presentarse el problema de cruzar una depresión o arroyo con el canal deberá, en primer lugar determinarse la factibilidad de construcción del dique.

Por razones topográficas puede producirse imposibilidad, tal es el caso, cuando el cauce del arroyo es demasiado cerrado y la capacidad del vaso por formarse, resulta muy reducido. En este caso, el dique es incostruable, dado que, no se contaría con capacidad de regularización y la obra de excedencias, resultaría desproporcionadamente costosa. Entonces, el escurrimiento así tratado, adquiriría características de entrada de agua al canal.

Por lo tanto, deberá estudiarse la capacidad y la regularización que se tendrá con el vaso, para lo cual se determinará la curva de áreas-capacidades.

Otro caso de solución no factible, es cuando el suelo en que debe alojarse el vaso del dique es demasiado permeable, resultando en consecuencia, que se tendrían grandes pérdidas de agua por filtración.

Por último, no deberá construirse dique, en el caso de que el subsuelo en que se alojará la cimentación, presente gran permeabi-

lidad, o inestabilidad en los materiales que la integran, y económicamente no sea conveniente ni posible el tratamiento o sustitución de los materiales en que se desplantará la estructura.

b) Estudio económico comparativo. Una vez que se ha visto que de acuerdo con los puntos anteriores es factible la construcción del dique, deberá procederse al estudio económico comparativo, entre dique, sifón y descabezar el arroyo dando un desarrollo de mayor longitud en el canal.

Si en este estudio económico comparativo, resulta de menor costo la construcción del dique, no quedará duda de que esa solución debe adoptarse, pero si el dique resulta de mayor costo que las otras dos alternativas, deberán, todavía considerarse los beneficios derivados del uso de los diques. Estos beneficios generalmente no son tomados en cuenta en un simple estudio económico comparativo del costo inicial, y muchas veces, son motivo suficiente para determinar la conveniencia de construir el dique.

c) Beneficios derivados de su uso.

Beneficios de funcionamiento. Los diques presentan la gran ventaja de regularizar en el canal las extracciones de las presas, o las derivaciones directas de los ríos no controlados, pudiéndose efectuar entregas de régimen constante, aunque las derivaciones no lo sean, es decir, se hace funcionar al canal como si fuera una presa.

Beneficios económicos. Las aportaciones de las aguas que escurren en las cuencas de los arroyos interceptados en los diques, vienen a formar una capacidad adicional de almacenamiento, que será aprovechada para incrementar las superficies de cultivo.

En el caso de canales alimentados por derivación directa de ríos cuyas aguas no estén controladas, se tendrá, como consecuencia del poder regularizador de los diques, un ajuste entre, las aportaciones de aguas torrenciales recibidas y las entregas reguladas — que se dan para cubrir las demandas de las tierras por beneficiarse, aprovechándose en mejor forma los escurrimientos que de otra manera, irían al mar.

Muy de tomarse en cuenta como beneficio económico, es la reducción de la longitud de los canales que resulta cuando se sigue el criterio de construir diques, ya que además de lograrse un mejor aspecto, debido, a que se propicia en los canales, un trazo rectilíneo con abundancia de grandes tangentes, se obtiene, posteriormente

un menor costo de conservación, ya que ésta se aplicará en una menor longitud.

Es también económicamente importante, el desarrollo de la ganadería que es propiciada por la formación de vasos en los diques, ya que serán un sitio ideal para el abrevadero del ganado. Puede así mismo, fomentarse la explotación de ganado caprino.

Otra fuente de riqueza que se puede crear en los diques, es la explotación piscícola, lo que viene a favorecer el mejoramiento de la dieta de la población rural. Actualmente la Secretaría de Recursos Hidráulicos por medio de su Departamento Piscícola, dependiente de la Dirección de Distritos de Riego, ha venido sembrando peces en los vasos de los diques existentes.

Como beneficio social y también económico, puede citarse la recreación y turismo que son propiciados en los lagos artificiales o vasos de los diques, pueden desarrollarse atractivos, como la pesca deportiva, el esquí acuático, y navegación deportiva. Pensando en estos beneficios, se estima conveniente desmontar, durante la construcción del dique, las áreas que ocupará el embalse del vaso.

Diversos tipos de diques.

Los diques son sinónimos de presas, pero de menores dimensiones, por lo tanto pueden ser de tipos tan variados como las presas. Sin embargo, los diques en los canales, generalmente se limitan a los de tipo de sección gravedad con materiales graduados, y de tierra.

También podrá pensarse en diques de mampostería y concreto, pero estos no son usados en canales.

Los diques más usuales que se construyen en los canales, están constituidos por un corazón impermeable de arcilla compactada al 95% de la prueba Proctor, con taludes variables según diseño. En seguida se colocan los materiales de respaldo que generalmente están constituidos por rezaga producto de excavación del propio canal, procurando que ésta sea de características permeables y con el mayor peso volumétrico posible. Exteriormente se coloca una chapa de roca de espesor variable según diseño. La cimentación va provista de una trinchera, la cual es llenada con material impermeable compactado y que viene a ser la base del corazón del dique. Debe procurarse que los respaldos del dique se asienten sobre material no arcilloso, para evitar riesgos de fallas por deslizamiento. En algunas ocasiones se provee a los diques de una zona de filtros de arena, que se sitúa

en la parte inferior del respaldo del lado de aguas abajo, y anexa al corazón impermeable. Cuando se hace necesario desplantar toda la cortina sobre materiales arcillosos, se requiere acostar los taludes para lograr una mayor estabilidad.

También son muy usados en canales, los diques totalmente de tierra los cuales se protegen exteriormente por una chapa de roca, tanto en su talud de aguas arriba, como de aguas abajo.

Diques en continuidad con el bordo del canal.

Cuando los canales principales interceptan en su desarrollo pequeñas depresiones naturales, es conveniente que esas depresiones del terreno sean salvadas construyéndose, únicamente el terraplén o postizo correspondiente al lado inferior de la ladra, lo cual da por resultado pequeños diques que vienen a ser una continuidad del bordo del canal. Esta solución es muy favorable ya que ahorra de inmediato el costo de la construcción de un bordo, así como la estructura para la entrada de agua que se requeriría. Estos pequeños diques vienen también a propiciar, el desarrollo de la ganadería, ya que presentan en el canal, puntos de fácil acceso para el ganado.

Como ejemplo de utilización de este tipo de pequeños diques se puede citar el Canal San Lorenzo, en el Estado de Sinaloa, ya que éste, por tener un trazo de tendencia rectilínea, con abundancia de grandes tangentes y por estar alojado en un terreno bastante accidentado, viene a interceptar en su desarrollo un gran número de pequeñas depresiones naturales.

Capacidad adicional en los diques.

Cuando las condiciones topográficas lo permiten, es muy conveniente, proyectar un desnivel entre la rasante del canal a la entrada y a la salida del dique.

De esta práctica se derivan las siguientes ventajas:

a) Se dispone de una mayor capacidad de regularización y mayor volumen de agua almacenada para riego.

b) Se evitan o disminuyen las necesidades de construir caídas y rápidas en los canales, ya que el desnivel topográfico es absorbido en los diques.

c) Permite entregar en la obra de control del dique, el

9

gasto máximo del canal, aún cuando el dique no esté lleno a toda su capacidad. De esta manera, se obtiene un mayor aprovechamiento de la capacidad de almacenamiento, y es posible también, trabajar intencionalmente el embalse del dique a tirantes menores que los correspondientes al N.A.N., y sin embargo, seguirse aportando hacia aguas abajo, el máximo gasto diseñado para el canal. La razón que existe para intencionalmente trabajar el embalse del dique a tirantes menores que los normales, es tratar de evitar el derramamiento para no invadir bordos libres en el canal, o bien porque no está convenientemente protegida la zona en que se descargan las excedencias.

Algunos de los diques del Canal San Lorenzo se proyectaron con desniveles en las rasantes del canal a la entrada y a la salida, y se ha constatado que, de esto se ha derivado gran utilidad en su operación, ya que por conducirse aguas no controladas, existen épocas en que disminuyen las aportaciones del río y sin embargo, sigue entregándose gastos totales durante algún tiempo.

Erosiones remontantes en canales, aguas arriba de los diques.

Es conveniente, sobre todo en el caso de canales que conducen aguas no controladas, proveer al canal en el sitio en que éste descarga en el dique de un dentellón que enmarque su sección, ya que por lo general, debido a la depresión del terreno, se producen fuertes velocidades cuando se empieza a verter agua en el vaso, lo que origina erosiones que se remontan aguas arriba del canal y cuyo avance puede ser evitado con el citado dentellón.

Empleos de los diques. Un dique se puede emplear en los siguientes casos:

I) Como estructura de cruce. (Fig. A). Cuando un canal que va en ladera se encuentra con un obstáculo cuya rasante es inferior a la superficie libre del agua (un arroyo o un bajo), se construye un dique de tal forma que el agua que se retenga en el vaso formado, alcance la altura del tirante en el canal.

II) Para levantar la rasante del canal (Fig. B). Cuando por condiciones topográficas la rasante del canal se ha bajado hasta una determinada cota y es necesario levantarla hasta otra cota establecida para darle agua a la franja comprendida entre las dos cotas. Esto es posible hacerlo elevando la corona del dique hasta una cota

superior a la cual se quiere desplantar el canal.

III) Como regulador de los gastos en el canal (Fig. C). Cuando el gasto requerido aguas abajo del dique es menor que el que conduce el canal, la diferencia se puede almacenar poniendo una compuerta en el canal, a la salida del vaso, de tal forma que controle el gasto - que pase por ella. De igual manera, cuando el gasto requerido aguas abajo es mayor, que el que conduce el canal, la diferencia puede ser tomada del vaso, si el almacenamiento existente lo permite.

IV) Captación para abastecimiento de agua potable (Fig. D). — En regiones donde el agua es escasa, es posible obtenerla del vaso - mediante la construcción de un cárcamo, para abastecimiento de agua potable a poblaciones cercanas, dándole a ésta un tratamiento económico.

V) Como centro deportivo y de recreo. En el vaso se pueden - practicar los deportes acuáticos de las regatas, esquí y la pesca, - si previamente se introduce alguna variedad de peces, y como favorece el desarrollo de la flora y la fauna, el lugar puede aprovecharse como centro de recreo para familias; siempre y cuando tenga un buen camino de acceso, no esté muy retirado y la población cuente con pocos lugares de esparcimiento de este tipo.

VI) Para control de avenidas. Cuando las avenidas de una corriente causan perjuicios, el dique puede controlarlas y reducir la magnitud de los daños.

Un dique puede ser construido para uno o para varios de los objetivos mencionados anteriormente.

2. CARACTERISTICAS HIDRAULICAS Y ESTRUCTURALES.

- I. Por lo que se refiere a su forma en planta, se tienen: diques rectos, curvos o quebrados.
- II. En cuanto al proyecto hidráulico, en diques vertedores y - no vertedores.
- III. Por la naturaleza de los materiales que lo forman, en rígidos y flexibles. Los rígidos se dividen en: sección gravedad, contrafuertes (losa plana y de arco múltiple) y arco (gravedad y bóveda). Los flexibles se dividen en: de tierra (de sección homogénea y de materiales graduados) y de enrocamiento.

Los diques rectos pueden tener un trazo paralelo o forman de un cierto ángulo con el eje longitudinal del canal.

La disposición rectilínea da menor longitud que si los puntos extremos del dique se uniesen por medio de una línea curva o quebrada, por lo tanto el volumen y costo de la obra es menor. Pero en cambio, la disposición en curva no compromete la estabilidad en caso de abrirse grietas, la misma presión del agua tiende a cerrarlas.

A veces la disposición en planta del dique se fija por la conveniencia de aprovechar una buena cimentación. Supongamos que se presente, cruzando el cauce, una franja de roca con características ideales para una buena cimentación, si la franja no tiene la suficiente anchura para poder escoger una forma determinada, el dique tendrá, en planta, la forma de la franja.

La necesidad o no de que un dique tenga sección vertedora, depende del estudio del tránsito de los gastos de entrada por el vaso.

En algunos casos es más conveniente colocar un desagüe de excedencias (automático).

Los diques vertedores son aquellos que se diseñan para descargar sobre sus coronas y deben emplearse materiales que no sean fácilmente erosionables (concreto). Por el contrario, los diques no vertedores se diseñan para que el agua no rebase sus coronas y permiten una mayor selección de materiales, incluyendo tierra y enrocamiento.

Generalmente se hace una combinación de estos dos tipos, resultando una estructura con la sección vertedora de material no erosionable (comúnmente concreto), y el resto de tierra o enrocamiento (sección no vertedora).

Los diques vertedores, a su vez se subdividen en: diques de cresta libre o fija y diques de cresta móvil. Diques de cresta libre son aquellos en los que el remanso producido por un cierto gasto no puede variar total ni parcialmente, es decir, teniendo fija una determinada longitud de vertedor, para cada gasto de entrada, sólo se podrá tener un gasto de salida dado por la carga sobre el vertedor, y la superficie libre del agua en el vaso, siempre tendrá una determinada altura para ese gasto dado. A este tipo pertenecen los vertedores de cimacio, vertedores con rípidas, vertedores de canal lateral, vertedores de pozo y vertedores de sifón.

En los diques de cresta móvil, la altura de remanso para

un mismo gasto podrá variar, dentro de ciertos límites, con la apertura o cierre de las partes móviles (compuertas). De modo que, si se adopta para el dique de cresta móvil una altura tal que el remanso en época de estiaje llegue al límite máximo, dicha altura de remanso podrá permanecer constante, al aumentar el gasto, abriendo las compuertas y dando paso suficiente a las aguas para que no se detengan ocasionando la elevación de dicho remanso. A este tipo pertenecen las aguas horizontales y verticales, las compuertas verticales de deslizamiento, las compuertas radiales, las compuertas de rodillos, compuertas móviles de alzas y compuertas de tambor.

No obstante que en los diques puede haber las mismas variaciones que en una presa, los vertedores más comunes y recomendables son los de cresta libre, por no necesitar de operarios para su funcionamiento, siendo los más usados el vertedor de cimacio y el de sifón.

Se debe tener muy en cuenta el nivel de los azolves en el vaso para impedir que sobrepasen el nivel de la plantilla del canal, limpiando cuando menos, la zona del cauce del canal cada vez que esto suceda.

Diques rígidos son aquellos que no soportan asentamientos diferenciales y dentro de ellos están clasificados: los de sección - gravedad, que son estructuras construidas generalmente de concreto, que dependen de su propio peso para su estabilidad y cuya planta usualmente es recta aunque algunas veces puede ser ligeramente curvada. Los de arco, que transmiten la mayor parte del empuje horizontal del agua a los atraques o laderas por "acción de arco" y pueden tener secciones transversales más delgadas que los diques de gravedad, cuyos tipos más importantes son el de losas planas y el de arco múltiple, que se diferencian en que el miembro que se apoya sobre el machón, en el primer caso, es una serie de losas planas de concreto reforzado, mientras que en el segundo, es una serie de arcos que permiten mayor espaciamiento en los machones.

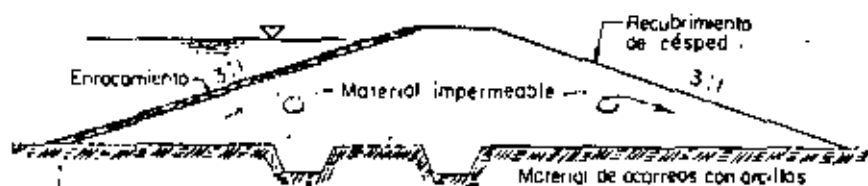
Los diques flexibles son aquellos que pueden soportar ciertos asentamientos sin que ocurra alguna falla. A esta clasificación pertenecen los diques de tierra y los de enrocamiento.

En los diques de tierra se utilizan materiales naturales con un mínimo de elaboración o proceso y pueden construirse con equipo primitivo, en condiciones tales que otro material de construcción sería impracticable. Existen dos tipos de diques de tierra: de sección homogénea y de materiales graduados. Los diques de sección homogénea son aquellos que están constituidos de material que reúne, en grado su-

tisfactorio, las condiciones de estabilidad e impermeabilidad, que son las dos condiciones fundamentales para este tipo de estructuras. Se emplean materiales arcillosos o limosos, de baja resistencia al esfuerzo cortante, por lo que los taludes resultan muy tendidos. Los diques de tierra no son competitivos en costo con los de mampostería en todos los tamaños, pues su volumen varía aproximadamente con el cuadrado de la altura.

Este tipo de diques está sujeto a dos inconvenientes: el talud de aguas arriba, por ser impermeable, no descarga con facilidad las presiones intersticiales remanentes en un vaciado rápido y queda trabajando en condiciones peligrosas. Por otra parte, la línea de saturación a presa llena, tiende a aparecer en el paramento de aguas abajo, reblandeciéndolo.

Para evitar lo anterior, es conveniente proveer a este tipo de diques de un sistema de drenaje en ambos taludes. Es recomendable también, darles protección contra la erosión a ambos taludes, por medio de un recubrimiento pétreo.



SECCION HOMOGENEA

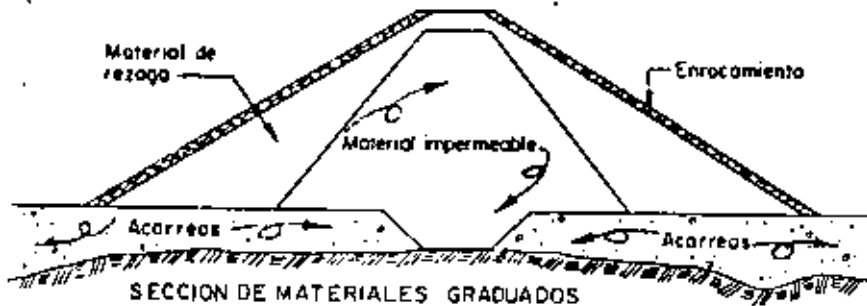
Los diques de materiales graduados están constituidos por un núcleo impermeable rodeado de material semi-permeable, y en ambos taludes material permeable, que sirve a la vez como drenaje y para darle estabilidad a la estructura.

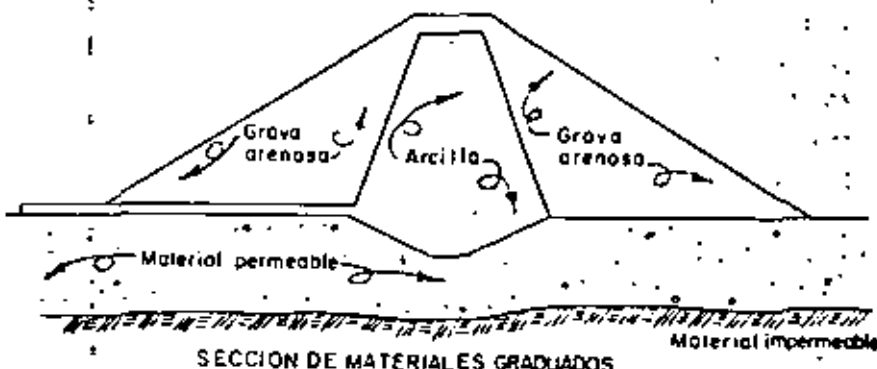
Puede decirse que es el tipo más lógico e ideal de dique de tierra, porque está compuesto de materiales de características distintas, pero complementarias, que forman un conjunto armónico. Así, tenemos que los materiales arcillosos aseguran la impermeabilidad desde el interior, protegida a ambos lados por material más estable, y el enrocamiento, además de que elimina rápidamente las presiones intersti

... tiene una gran fricción interna que permite taludes más fuertes y se pueden obtener secciones más esbeltas. La arcilla, aunque es altamente impermeable, no puede constituir el mejor corazón si se agrieta e hincha demasiado. Los corazones más satisfactorios son de arcilla mezclada con arena y grava fina.

El dique se cimenta directamente sobre el terreno impermeable, si se puede alcanzar éste a profundidades económicas, pero si el lecho se encuentra cubierto por una capa de espesor grande de material de acarreo, conviene hacer una limpia superficial general a una profundidad económica y prolongar solamente el núcleo central impermeable hasta alcanzar el terreno impermeable por medio de una trinchera, como se ve en la siguiente figura, y siempre y cuando el material de acarreo tenga resistencia y condiciones convenientes para soportar el peso de las zonas de grava y enrocamiento.

En caso de que la capa de acarreo sea de mucha profundidad, la trinchera no solucionaría el problema, por lo que es necesario proyectar el dique de tipo flotante construyendo delante hacia aguas arriba de material impermeable y extendiendo los taludes para aumentar el peso de filtración.





SECCION DE MATERIALES GRADUADOS

Los diques de enrocamiento tienen características internas distintas entre los de gravedad y los de tierra. Esencialmente están constituidos por dos elementos estructurales básicos, una membrana impermeable y un macizo estabilizador de enrocamiento que soporta a la membrana. Los diques de enrocamiento tienen la ventaja de resistir mejor que los de mampostería, y desde luego mucho mejor que los de tierra, las eventualidades de posibles roturas. En los de mampostería, la rotura da origen a una tromba de agua que arrastra y destruye lo que encuentra a su paso. En los de enrocamiento, la causa principal de rotura es por insuficiencia del vertedor de demasías y por verter las aguas por encima, o por terremotos, o por asentamientos ocasionados por arrastres del terreno de apoyo. Pero en cualquier caso, el dique no desaparece en poco tiempo, empezará por sufrir asentamientos y dislocaciones, y luego se sucederá el paso de agua y arrastre de la roca, pero en tiempo suficiente para que no se forme la gran ola de avenida, que ocurriría si se tratara de un dique de mampostería o de tierra.

Los diques de enrocamiento, apoyados en terrenos consistentes que garanticen resistencia y no arrastre inferior, dan excelentes resultados. El dique, generalmente, consiste en una sección aguas arri-

ba de piedra seca o mampostería y una sección aguas abajo de enrocamiento suelto. La roca utilizada debe ser capaz de resistir la erosión y ser suficientemente resistente a las cargas de gran intensidad, aún cuando estén mojadas. Se debe desechar todo material pequeño que tenga peligro de ser arrastrado por filtraciones así como piedras que lleven adheridas materias terrosas o que puedan descomponerse por la humedad. Cuanto más pesada sea la piedra mayor garantía se obtiene en su estabilidad.

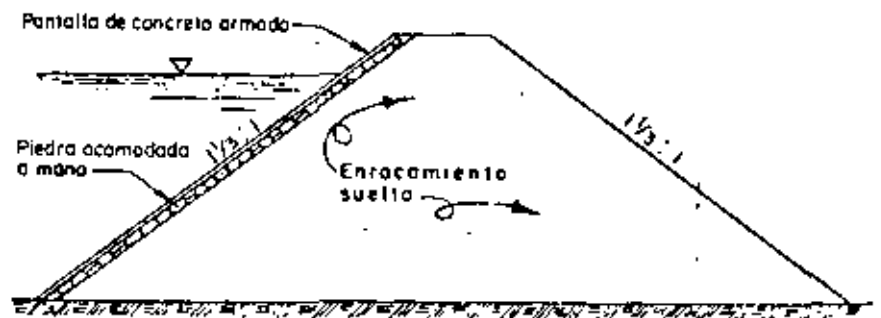
El relleno de roca (sección de aguas abajo del dique) soporta el resto del dique, la membrana y las cargas de agua. Como la carga se transmite por el relleno y por contacto de roca a roca, un relleno de rocas bien graduadas es el mejor; pero la arena y la grava en pequeñas cantidades no perjudica siempre que el contacto de roca a roca se mantenga y que el drenaje sea adecuado. Las rocas pueden variar desde pequeñas hasta de dimensiones mayores.

La sección de piedra seca de aguas arriba transmite la carga desde la membrana hasta el relleno de roca. Piedras grandes de forma regular se utilizan para dar una superficie plana en la cual pueda colocarse la membrana, aunque también se hace vertiendo la piedra y arreglando solo a mano, en un cierto espesor, aquella parte en que tenga que apoyarse la pantalla impermeable. La pantalla impermeable generalmente se construye de concreto. Algunas veces se cuele la pantalla monolíticamente sin juntas de expansión, pero con un amplio refuerzo de acero en ambas direcciones. La mayoría de las pantallas tienen juntas de expansión a intervalos aproximados de 10 m con una junta asfáltica para reducir la filtración.

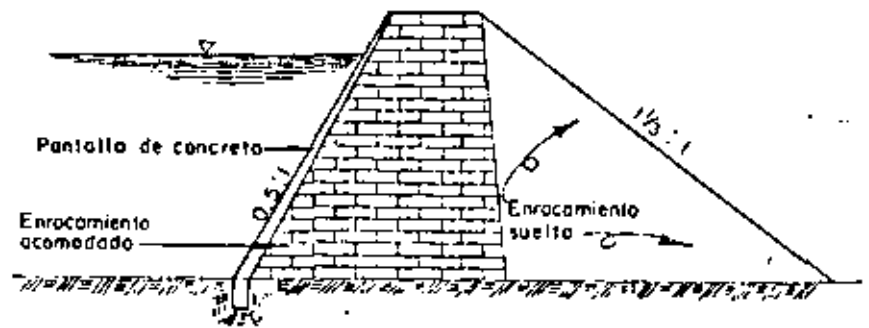
Estos diques requieren alguna reparación después de pasado el período inicial de asentamientos, que generalmente provocan fracturas en la pantalla. Esto constituye quizás la debilidad más grande de los diques de enrocamiento, aunque en muchos casos las fugas pueden ser controladas por la reparación periódica de la pantalla.

Un dique de enrocamiento con buen diseño y cuidadosa construcción tiene alta resistencia a los temblores, debido a su carácter flexible. Los diques bajos de enrocamiento pueden tener taludes aguas arriba de 1:0.5; pero los diques altos generalmente tienen taludes de 1:1 1/3, que es el ángulo natural de reposo del relleno de roca. Los taludes de aguas abajo de todos los diques de enrocamiento deben tener aproximadamente 1:1 1/3. Como los taludes son bastante parados, se necesita mucho menos material para un dique de enrocamiento que para uno de tierra. Debido a la anchura estrecha de la base y

a la posibilidad de que haya una alta filtración, las exigencias de la cimentación en los diques de enrocamiento son mucho más rígidas que para los diques de tierra. Los diques de enrocamiento generalmente son menos costosos que los de concreto, y pueden ser construidos con más rapidez si hay disponible el material adecuado.



SECCION DIQUE DE ENROCAMIENTO



SECCION DIQUE DE ENROCAMIENTO

CAUSAS DE FALLA EN DIQUES DE TIERRA

Puesto que las normas del diseño moderno de los diques de tierra se basan, por una parte en el conocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales que integran la sección, y por la otra en el estudio de los fenómenos que han sido responsables de las fallas - ocurridas en el pasado, es interesante describir las causas de falla como se les conoce en el presente. Las causas de falla más frecuentes son las siguientes:

- I. Insuficiencia del vertedor
- II. Tubificación
- III. Agrietamiento
- IV. Deslizamiento de taludes
- V. Licuación.

I. INSUFICIENCIA DEL VERTEDOR.

Puede decirse que una de las causas más frecuentes de falla ha sido la falta de una adecuada estimación del gasto correspondiente a la máxima avenida que deba pasar por el vertedor de excedencias. De tal manera que, al presentarse una avenida notablemente mayor a la máxima prevista; el agua fluye sobre la corona del dique erosionando el talud de aguas abajo y disminuyendo así la estabilidad de la sección, hasta el punto de provocar la falla completa.

Es evidente que la correcta estimación de la máxima avenida, en el diseño de cualquier tipo de dique constituye un problema importante; pero la importancia de esa estimación se vuelve crítica en el caso de un dique de tierra, ya que en uno de mampostería o de concreto puede tolerarse, hasta cierto límite, que el agua vierta sobre el cuerpo del dique, mientras que en los de tierra tal situación es inadmisibles.

Normalmente, las fallas ocurridas por este concepto han sido asociadas a una carencia o escasez de datos hidrológicos de la corriente interceptada por el dique. Esa condición es particularmente frecuente en el caso de corrientes pequeñas.

II. TUBIFICACION.

Al almacenarse el agua tras de un dique de tierra, una parte de dicha agua comienza a filtrarse a través del cuerpo del di-



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de Ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

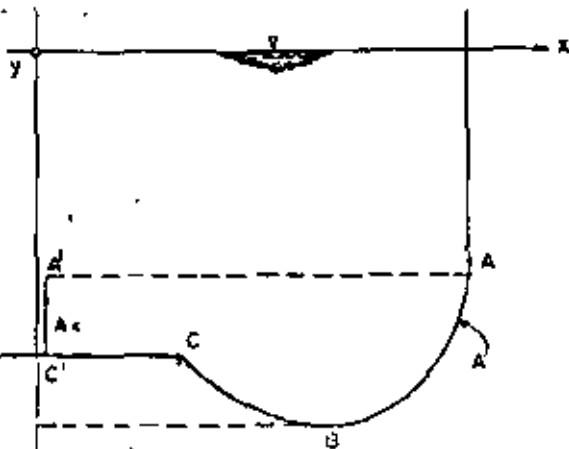
H I D R A U L I C A

ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

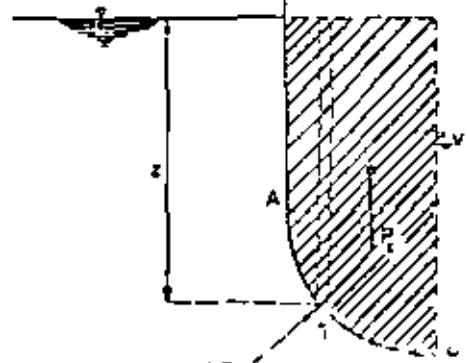
Julio de 1978



horizontales que resultan se eliminan. Es el caso de la proyección de la superficie curva $A B C$ de la fig 1.16 sobre el plano yz , ~~ya que~~ ^{ya que} resulta como proyección la superficie $A'C'$. En el caso de la fig 1.17 la componente p_z de la presión total sobre la superficie $A B$, según la ec 1.11c, es igual al peso del volumen imaginario de líquido que quedaría sobre la propia superficie.

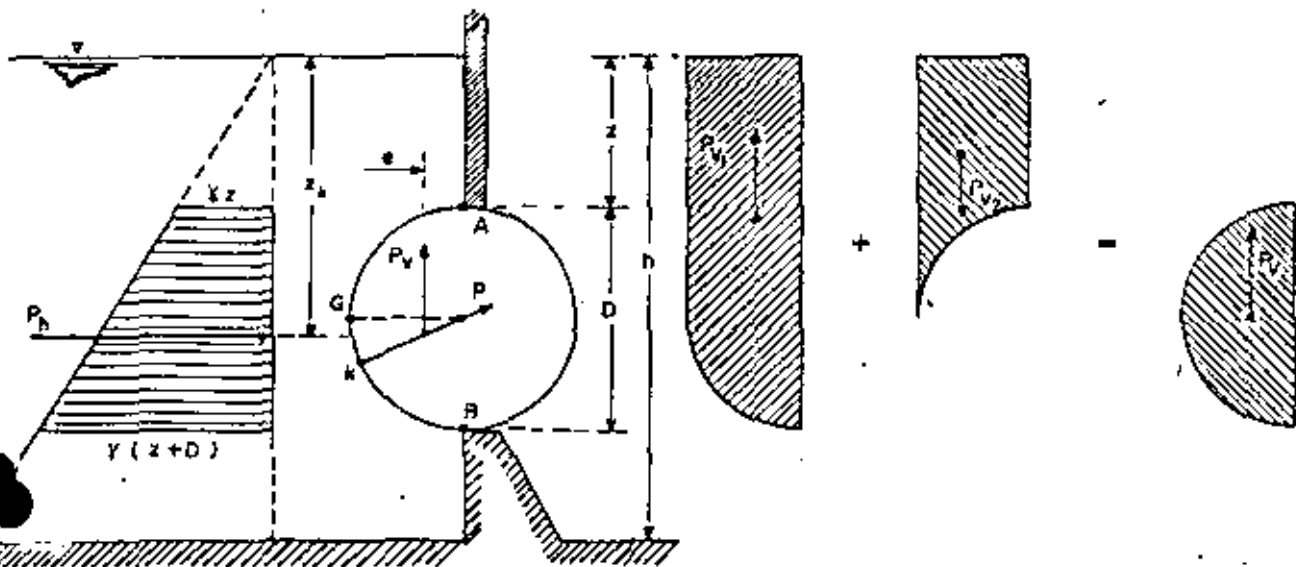


1.16
Fig. 4.12.— Presión total sobre una superficie curva



1.17
Fig. 4.13.— Presión total ascendente sobre una superficie curva

Prob 1.8. Se desea determinar la presión total y el centro de presión de la compuerta cilíndrica $A B$ mostrada en la fig 1.18



1.18
Fig. 4.14.— Presión total sobre una superficie cilíndrica.

Solución. La componente horizontal de la presión total sobre la superficie cilíndrica de ancho b , es igual al área achurada del trapecio, o bien, de acuerdo con la ec 1.10a, vale

$$P_h = \gamma b D \left(z + \frac{D}{2} \right)$$

y su posición corresponde a la profundidad del centro de gravedad del trapecio

$$z_k = \frac{D}{3} \frac{3z + 2D}{2z + D} + z$$

La componente vertical del empuje se puede obtener siguiendo este razonamiento. Sobre la superficie BG se ejerce un empuje vertical P_{v_1} ascendente y que equivale al peso de la columna virtual de líquido sobre esa superficie, como se muestra en la fig 1.18. Sobre la superficie AG existe un empuje vertical P_{v_2} descendente que equivale al peso de la columna real de líquido sobre dicha superficie, como se muestra en la misma figura. La resultante de las dos fuerzas es igual al empuje vertical total ascendente sobre el total de la superficie y esto equivale al peso de la columna virtual de líquido encerrado por la superficie A G B y estará aplicada en el centro de gravedad del área encerrada. Así, resulta

$$P_v = \gamma b \frac{\pi}{8} D^2$$

$$e = 0.2122 D$$

La presión total sobre la superficie será la resultante de las dos componentes

$$P = \sqrt{P_h^2 + P_v^2}$$

Según el problema anterior, la presión total vertical P_{V_1} es

$$P_{V_1} = \gamma \frac{b \pi}{8} D^2 = \frac{1 \times 1 \times 3.14 \times 1.2^2}{8} = 0.566 \text{ ton}$$

$$y = e_1 = 0.2122 \times 1.2 = 0.255 \text{ m}$$

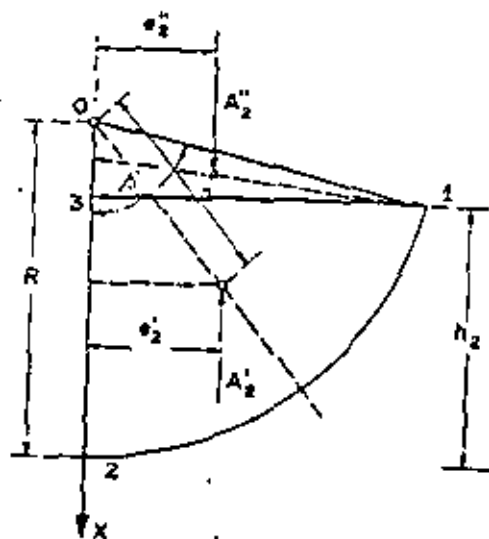


Fig. 4-17

Para el cálculo de la presión vertical P_{V_2} , se descompondrá en dos componentes como se muestra en la fig 1.21 ya que

$$P_{V_2} = \gamma b \text{ area } 123$$

$$\cos \beta = \frac{R - h_2}{R} = \frac{0.6 - 0.5}{0.6}$$

$$\cos \beta = 0.1667$$

$$\beta = 80^\circ 24' ; \text{arc } \beta = 1.40324$$

El área del sector O12 es

$$A_2' = \frac{R^2}{2} \text{arc } \beta = \frac{1}{2} \times 0.6^2 \times 1.40324 = 0.2525 \text{ m}^2$$

y el área del triángulo O13

$$A_2'' = \frac{1}{2} (R - h_2) R \text{sen } \beta = \frac{1}{2} \times 0.1 \times 0.6 \times 0.986 = 0.0296 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, el área del segmento 123 es

$$A_2 = A_2' - A_2'' = 0.2229 \text{ m}^2$$

y de aquí $P_{V_2} = 0.2229 \text{ ton}$

La presión total vertical ascendente es

$$P_V = P_{V_1} + P_{V_2} = 0.789 \text{ ton}$$

Por otra parte, la distancia a del centro de gravedad del sector 012 vale

$$a = \frac{2}{3} \frac{R^3 \sin(\frac{\beta}{2})}{A_2'} = \frac{2}{3} \frac{0.6^3 \times 0.64545}{0.2525} = 0.368 \text{ m}$$

$$a_2' = a \sin \frac{\beta}{2} = 0.368 \times 0.64545 = 0.238 \text{ m}$$

$$a_2'' = \frac{1}{3} R \sin \beta = \frac{1}{3} 0.6 \times 0.986 = 0.197 \text{ m}$$

El momento de la resultante con respecto a x es igual al momento de las componentes

$$0.2229 e_2 = 0.2525 \times 0.238 = 0.0296 \times 0.197$$

$$e_2 = 0.244 \text{ m}$$

Por lo que respecta a la profundidad z_K de P_h , si se toman momentos con respecto a la superficie del agua del lado aguas arriba se tiene

$$\begin{aligned} 0.595 z_K &= \frac{1}{2} \times 1 \times 1 \times 0.7^2 \frac{2 \times 0.7}{3} + 1 \times 1 \times 0.7 \times 0.5 (0.25 + 0.7) \\ &= 0.751 \text{ m} \end{aligned}$$

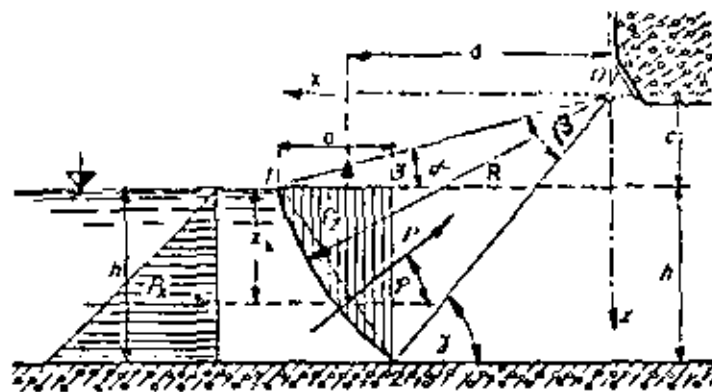
La presión total resultante es

$$P = \sqrt{P_h^2 + P_v^2} = \sqrt{0.595^2 + 0.789^2} = 0.988 \text{ ton}$$

$$\tan \alpha = \frac{P_v}{P_h} = \frac{0.789}{0.595} = 1.327 \quad ; \quad \alpha = 53^\circ$$

y tendrá la dirección radial.

Prob 1.11. Determinar la presión total sobre la compuerta de segmento mostrada en la fig 1.22, para los datos $h = 1.5 \text{ m}$, $R = 3 \text{ m}$ y $\alpha = 15^\circ$, el ancho de compuerta es $b = 1.00 \text{ m}$.



1. E. Z.

Fig. 4-18. Presión total sobre una compuerta de segmento

Solución. De la geometría de la fig. 4-22 se deduce lo siguiente

$$c = R \sin \alpha = 3 \times 0.25882 = 0.776 \text{ m}$$

y para el sistema de ejes mostrado, la ecuación del segmento es

$$x^2 + z^2 = R^2 = 9$$

y de aquí se encuentran las abscisas de los puntos 1 y 2, substituyendo sus ordenadas

$$z_1 = 0.776 \text{ m} \quad ; \quad x_1 = 2.895 \text{ m}$$

$$z_2 = 2.276 \text{ m} \quad ; \quad x_2 = 1.968 \text{ m}$$

$$a = x_1 - x_2 = 0.927 \text{ m}$$

$$\tan \delta = \frac{y_2}{x_2} = \frac{2.276}{1.968} = 1.1565 \quad ; \quad \delta = 49^\circ 09' 20''$$

$$\beta = \delta - \alpha = 34^\circ 09' 20'' = 0.59513 \text{ rad}$$

$$P_x = \frac{1}{2} \gamma b h^2 = \frac{1}{2} \times 1 \times 1 \times 1.5^2 = 1.125 \text{ ton}$$

$$z_k = \frac{2}{3} \times 1.5 = 1.00 \text{ m}$$

$$P_z = \gamma b A_{1.5}$$

El área del sector 012 es

$$\frac{1}{2} R^2 \text{arc } \beta = \frac{1}{2} 3^2 \times 0.59613 = 2.683 \text{ m}^2$$

El área del triángulo 012 vale

$$\frac{1}{2} R^2 \text{sen } \beta = \frac{1}{2} \times 9 \times 0.5615 = 2.527 \text{ m}^2$$

El área del segmento 121 es por tanto

$$2.683 - 2.527 = 0.156 \text{ m}^2$$

El área del triángulo 123 es

$$\frac{1}{2} a h = \frac{1}{2} \times 0.927 \times 1.5 = 0.696 \text{ m}^2$$

Finalmente el área achurada A_{123} vale

$$A_{123} = \frac{1}{2} R^2 \beta - \frac{1}{2} R^2 \text{sen } \beta + \frac{1}{2} a h = 0.852 \text{ m}^2$$

$$P_z = \gamma \frac{b h^2}{2} \left[\frac{R^2}{h^2} (\beta - \text{sen } \beta) + \frac{a}{h} \right] = 0.852 \text{ ton}$$

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2} = 1.414 \text{ ton}$$

$$\tan \varphi = 0.758 ; \varphi = 37^\circ 10'$$

La distancia P_z con respecto al centro de la compuerta vale

$$d = \frac{\frac{2}{3} h + c}{\frac{a}{h} + \left(\frac{R}{h} \right)^2 (\beta - \text{sen } \beta)}$$

como fácilmente puede comprobarse.

Prob. 1.12. Determinar la presión total sobre la compuerta de segmento mostrada en la fig 1.23 para los datos: $h_1 = 5 \text{ m}$, $h_2 = 2.0 \text{ m}$, $h = h_1 - h_2 = 3.0 \text{ m}$, $a = 0.927 \text{ m}$, $a' = 1.5 \text{ m}$, teniendo la compuerta la misma geometría

que la del problema anterior

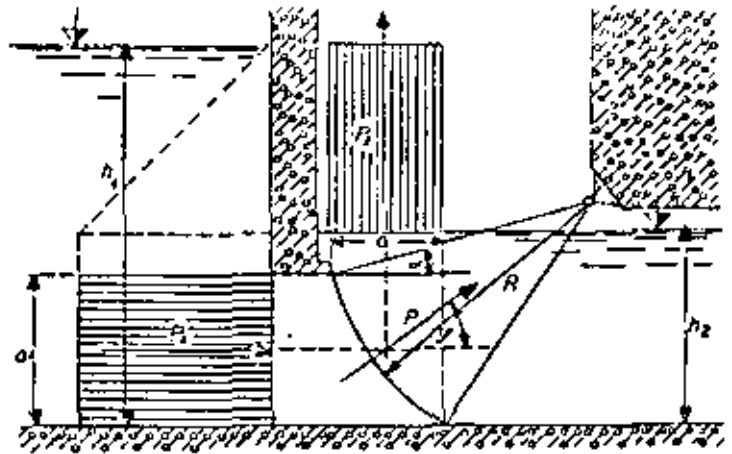


Fig. 4.19. Presión total sobre una compuerta de segmento con pantalla curva.

Solución. Las componentes de la presión total son

$$P_x = \gamma b h a' = 1 \times 1 \times 3.0 \times 1.5 = 4.50 \text{ ton}$$

$$P_z = \gamma b a h = 1 \times 1 \times 0.927 \times 3 = 2.78 \text{ ton}$$

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2} = 5.29 \text{ ton}$$

$$\tan \varphi = \frac{P_z}{P_x} = 0.618 \quad ; \quad \varphi = 31^\circ 43'$$

Prob. 1.13. Determinar la presión total sobre la esfera mostrada en la fig 1.24, para los datos $D = 0.6 \text{ m}$, $R = 0.5 \text{ m}$, $h = 4 \text{ m}$.

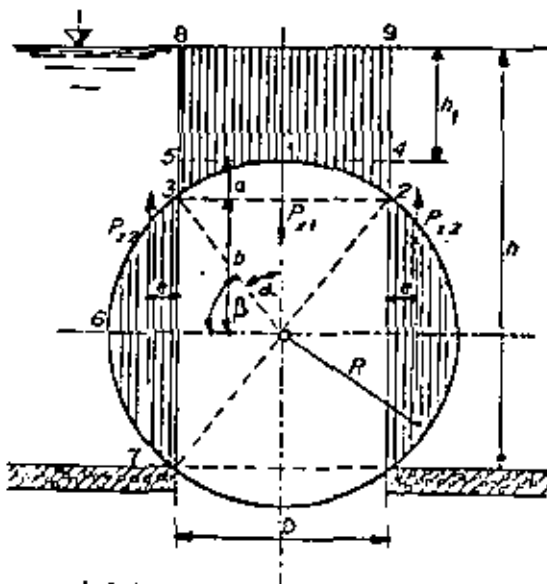


Fig. 4.20. Presión total sobre una esfera

Solución. En este caso, todas las componentes horizontales de la presión se anulan, existiendo solo presiones verticales cuyas componentes son

$$P_{21} = \gamma V_1$$

$$P_{22} = \gamma V_2$$

de la geometría:

$$\text{sen } \alpha = \frac{D}{2R} = \frac{0.6}{2 \times 0.5} = 0.6 \Rightarrow \alpha = 36^\circ 50'$$

$$\beta = 90^\circ - \alpha = 53^\circ 10'$$

$$b = R \cos \alpha = 0.5 \times 0.8 = 0.4 \text{ m}$$

$$a = R - b = 0.1 \text{ m}$$

El volumen V_1 se calcula con el volumen 8923 menos el volumen del segmento 123. El área del volumen 123 es

$$\pi a^2 R - \frac{1}{3} \pi a^2 = \pi \times 0.1^2 \times 0.5 - \frac{1}{3} \pi \times 0.1^2 = 0.0146 \text{ m}^3$$

El volumen 8923 vale

$$\frac{\pi}{4} D^2 (h_1 + a) = \pi \frac{0.6^2}{4} \times 3.2 = 0.904 \text{ m}^3$$

$$V_1 = 0.904 - 0.015 = 0.889 \text{ m}^3$$

$$P_{21} = 1 \times 0.889 = 0.889 \text{ ton}$$

El área 376 vale

$$\frac{1}{2} R^2 \text{arc } 2\beta - \frac{1}{2} 2b \frac{D}{2} = \frac{1}{2} \times 0.5^2 \times 2 \times 0.92723 - 0.4 \times 0.3 = 0.112 \text{ m}^2$$

La distancia e es

$$e = R \left(\frac{2}{3} \frac{\sin^3 \beta}{\beta - \sin \beta \cos \beta} - \cos \beta \right) = 0.0817 \text{ m}$$

y el volumen del casquete 376

$$V_2 = A_{376} 2\pi \left(\frac{D}{2} + e \right) = 0.112 \times 2\pi \times 0.382 = 0.268 \text{ m}^3$$

$$P_{z2} = 0.268 \text{ ton}$$

El empuje vertical total ascendente es

$$P_z = P_{z1} - P_{z2} = 0.889 - 0.268 = 0.621 \text{ ton}$$

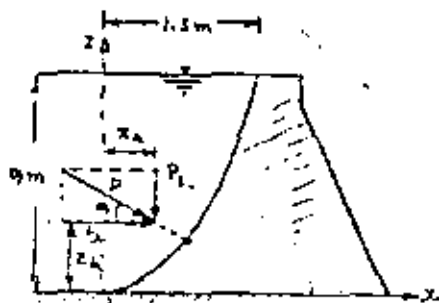


Fig. 1.25 Presión total sobre una superficie parabólica

Prob 1.14. Determinar la presión total por unidad de ancho sobre la superficie parabólica del muro mostrado en la fig 1.25, cuya ecuación es $z = 4x^2$.

Solución. De acuerdo con la ec 1.10a

la componente horizontal vale

$$P_x = \gamma \int_{A_x} (9 - z) dA_x = 1 \int_0^9 (9 - z) (1 \times dz)$$

$$P_x = 1 \left[9z - \frac{z^2}{2} \right]_0^9 = 1 \left[81 - \frac{81}{2} \right] = 40.5 \text{ ton}$$

De acuerdo con la ec 1.10c, la componente vertical es

$$P_z = \gamma \int_{A_z} (9 - z) dA_z = 1 \int_0^{1.5} (9 - z) (1 \times dx) = 1 \int_0^{1.5} (9 - 4x^2) dx$$

$$P_z = \left[9x - 4 \frac{x^3}{3} \right]_0^{1.5} = \left[13.5 - \frac{4 \times 3.375}{3} \right] = 9 \text{ ton}$$

La presión total resultante vale

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2} = \sqrt{40.5^2 + 9^2} = 41.5 \text{ ton}$$

y su ángulo de inclinación respecto a la horizontal

$$\theta = \text{ang tan } \frac{9}{40.5} = 12^\circ 32'$$

Las coordenadas del punto de aplicación son:

$$z_k P_x = \int z d P_x = \gamma \int_{A_x} (9 - z) z d A_x = \gamma \int_0^9 (9 - z) z (1 \times dz)$$

$$z_k P_x = \left[9 \frac{z^2}{2} - \frac{z^3}{3} \right]_0^9 = 364.5 - 243 = 121.5$$

$$z_k = \frac{121.5}{40.5} = 3 \text{ m desde el eje } x$$

$$x_k P_z = \int x d P_z = \gamma \int_{A_z} (9 - z) x d A_z = \gamma \int_0^{1.5} (9 - 4x^2) x (1 \times dx)$$

$$= \left[9 \frac{x^2}{2} - \frac{4x^4}{4} \right]_0^{1.5} = \left[\frac{9 \times 1.5^2}{2} - 1.5^4 \right] = 5.0625$$

$$x_k = \frac{5.0625}{9} = 0.5625 \text{ m}$$

Prob. 1.15. La compuerta de segmento ilustrada en la fig 1.26 tiene 12 m de longitud y las dimensiones indicadas. La distancia horizontal entre el centro de gravedad de la compuerta y la articulación vale 1.92 m. Despreciando la fricción en la articulación y en los sellos, determinar el peso W que debe tener la compuerta para lograr el equilibrio estático.

Solución. De acuerdo con la geometría de la compuerta, se tiene

$$\text{sen } \theta_1 = \frac{3.5}{4.5} = 0.7778, \text{ o } \text{sen } \theta_1 = 51^\circ 4' = 0.891 \text{ rad } \approx$$

$$\text{cos } \theta_1 = 0.6284$$

$$\overline{ab} = 4.5 (1 - \text{cos } \theta_1) = 1.672 \text{ m}$$

$$\text{sen } \theta_2 = \frac{0.46}{3.35} = 0.1373, \theta_2 = 7^\circ 53' \text{ y } \text{cos } \theta_2 = 0.9905$$

$$\overline{bc} = 3.35 \times 0.9905 = 3.318 \text{ m}$$

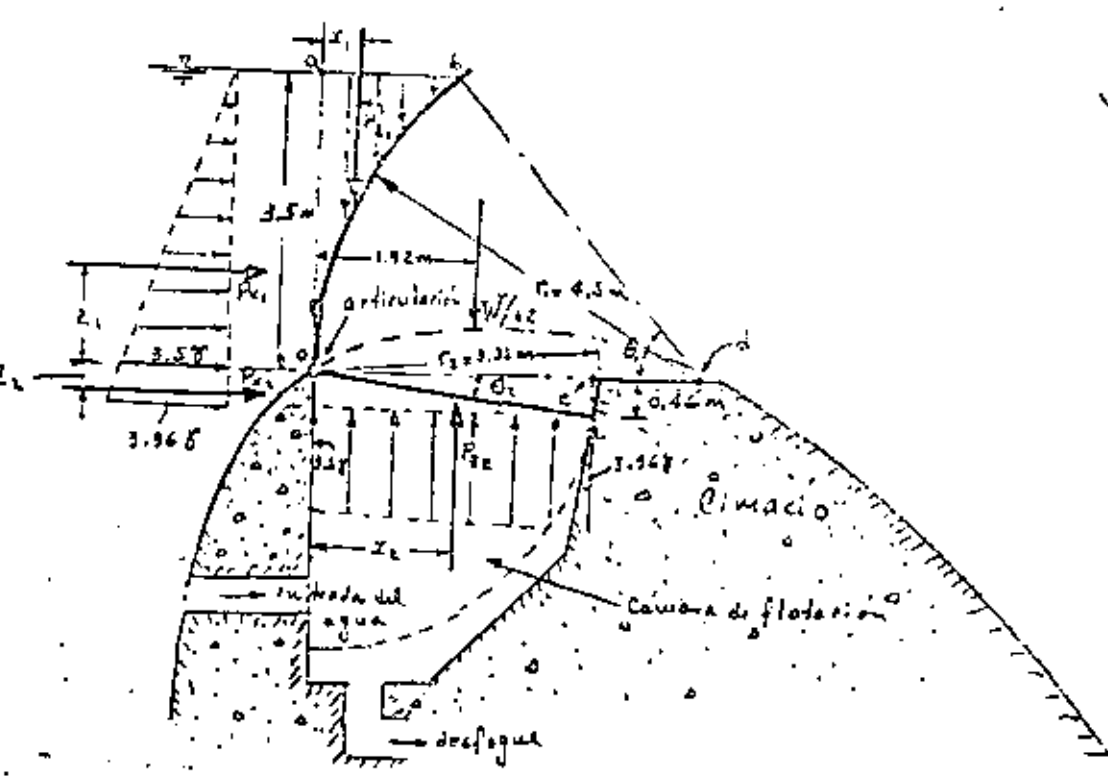


Fig. 1.24. Compuerta de segmento sobre un cimacio.

La distribución de presiones varía linealmente de cero en la superficie a 3.5γ en la articulación, y 3.96γ en el punto más bajo de la compuerta. Las componentes de presión total actuando sobre la compuerta por cada metro de ancho de la misma son

$$P_{x_1} = \frac{1}{2} (3.5)^2 \gamma = 6.125 \text{ ton}$$

De acuerdo con el resultado para P_z en el prob 1.11

$$P_{z_1} = \gamma \left[\frac{1}{2} ab a\bar{0} - \left(\frac{1}{2} r_1^2 \theta_1 - \frac{1}{2} r_1^2 \text{sen } \theta_1 \right) \right] = \frac{\gamma}{2} \left[1.672 \times 3.5 - (4.5^2 \times 0.891 - 4.5^2 \times 0.7778) \right]$$

$$P_{z_1} = \frac{\gamma}{2} \left[5.852 (18.043 - 15.75) \right] = 1.78 \text{ ton}$$

$$P_{x_2} = \frac{\gamma}{2} \times \frac{3}{4} (3.5 + 3.96) 0.46 = 1.716 \text{ ton}$$

$$P_{z_2} = \frac{\gamma}{2} (3.5 + 3.96) 3.35 = 12.496 \text{ ton}$$

La localización de estas presiones totales es como sigue

$$z_1 = \frac{3.5}{3} = 1.167 \text{ m}$$

$$z_2 = \frac{0.46}{3} \frac{2 \times 3.96 + 3.5}{3.5 + 3.95} = 0.236 \text{ m}$$

La distancia horizontal entre la articulación O y el sector del círculo d O b, es

$$r_1 = \left(\frac{4 r_1 \sin \frac{\theta_1}{2}}{3 \theta_1} \right) \cos \frac{\theta_1}{2} = 4.5 - \left(\frac{4 \times 4.5 \times 0.431}{3 \times 0.891} \right) 0.5023 = 1.881 \text{ m}$$

~~1.881 m~~

La distancia horizontal entre la ^{articulación}~~articulación~~ O y el triángulo d O b es

$$r_1 = \frac{2 r_1}{3} \cos^2 \left(\frac{\theta_1}{2} \right) = 4.5 - \frac{2 \times 4.5}{3} \times (0.9023)^2 = 2.058 \text{ m}$$

Luego entonces

$$x_1 = \frac{\frac{5.852 \times 1.672}{3} - (18.043 \times 1.881 - 15.75 \times 2.058)}{2 \times 1.78} = 0.46 \text{ m}$$

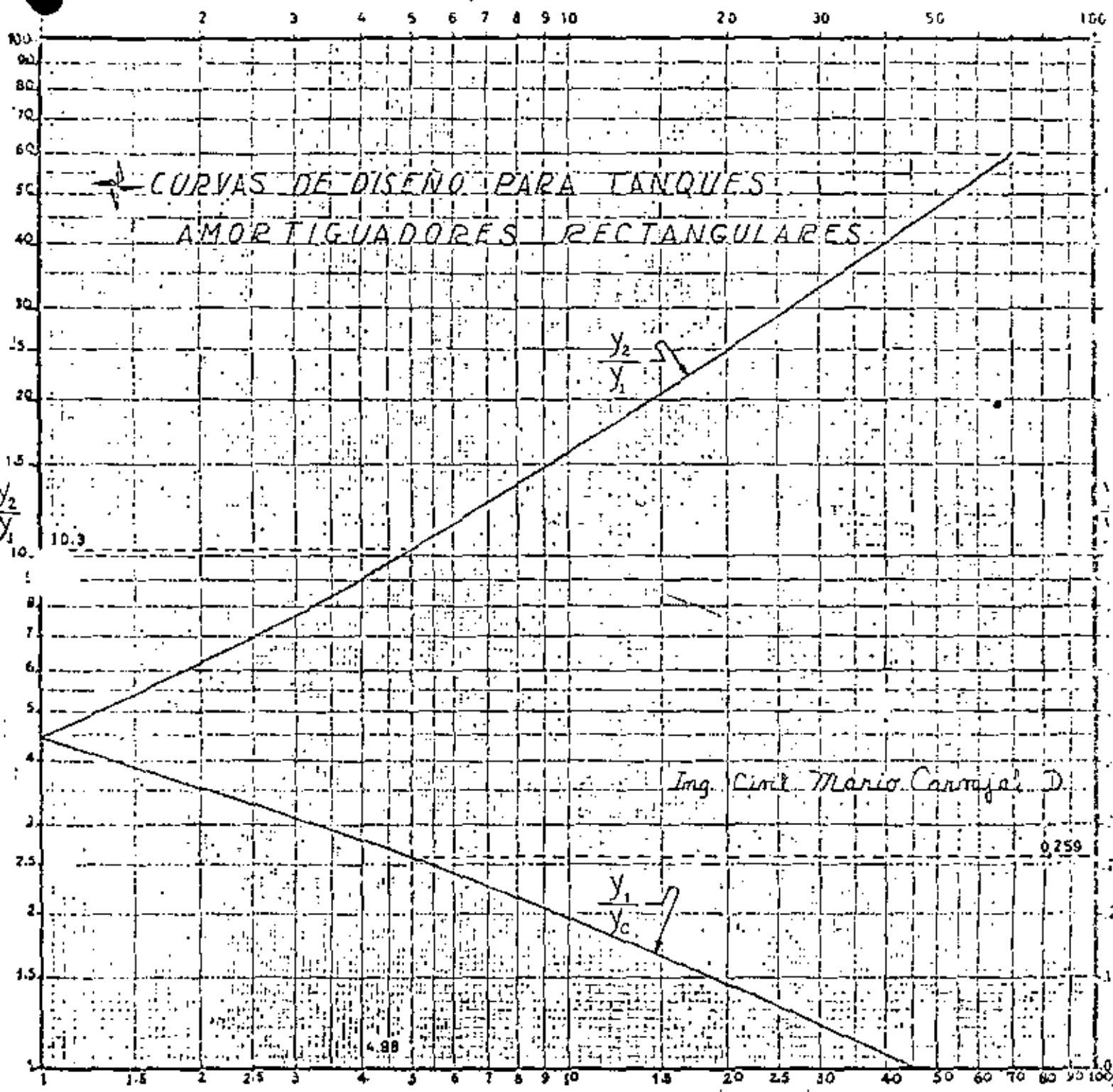
Finalmente

$$x_2 = \frac{3.35}{3} \frac{2 \times 3.968 + 3.5}{3.5 + 3.96} = 1.712 \text{ m}$$

Tomando momentos respecto de la articulación

$$1.78 \times 0.46 + 6.125 \times 1.167 + \frac{W}{12} \times 1.92 = 1.716 \times 0.236 + 12.496 \times 1.712$$

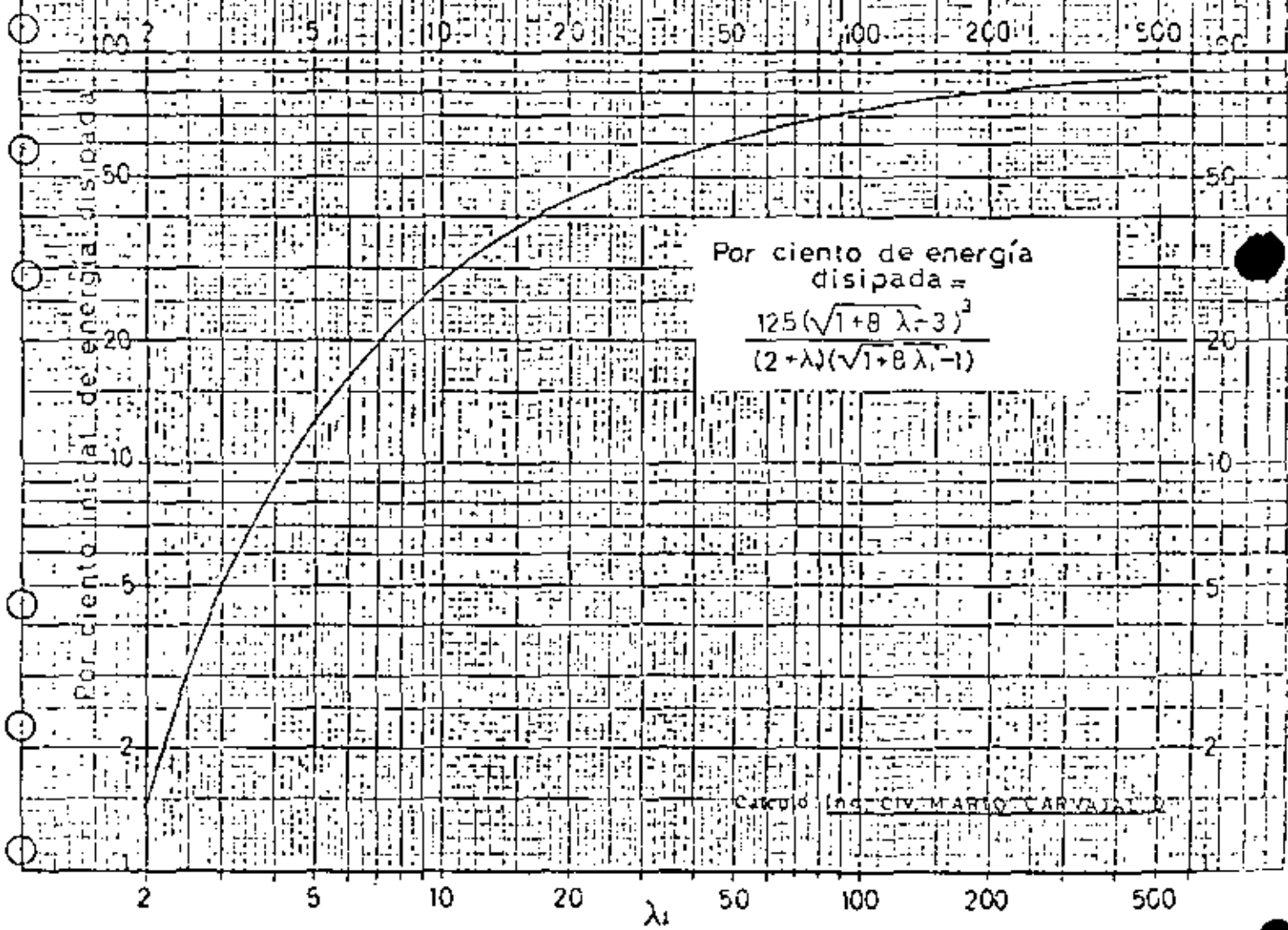
$$W = 86.443 \text{ ton}$$

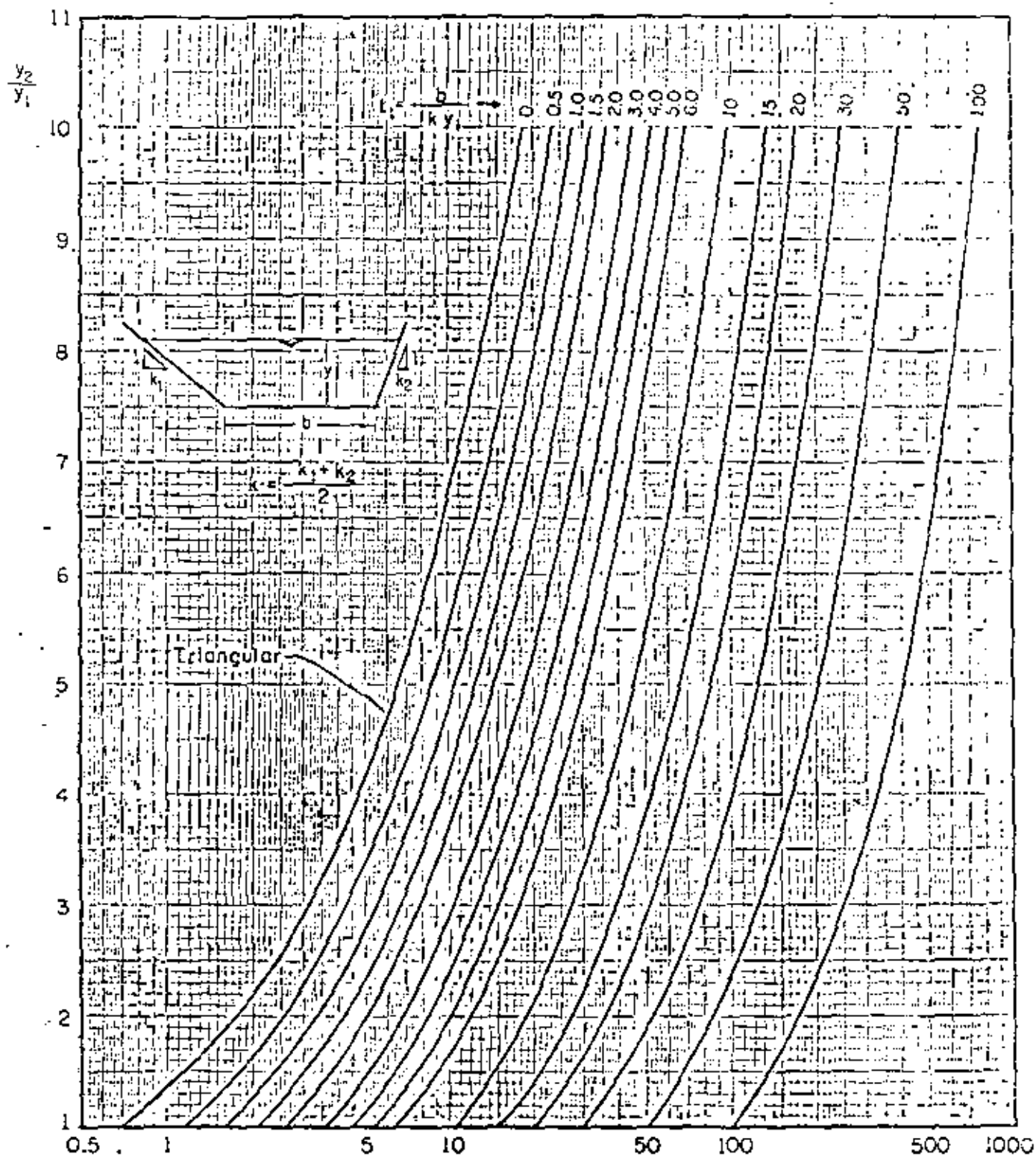


$$H_L / y_c$$

EDWARD A. FLEVATORSKI

POR CIENTO DE ENERGÍA DISIPADA POR EL SALTO
HIDRAULICO EN CANALES RECTANGULARES.





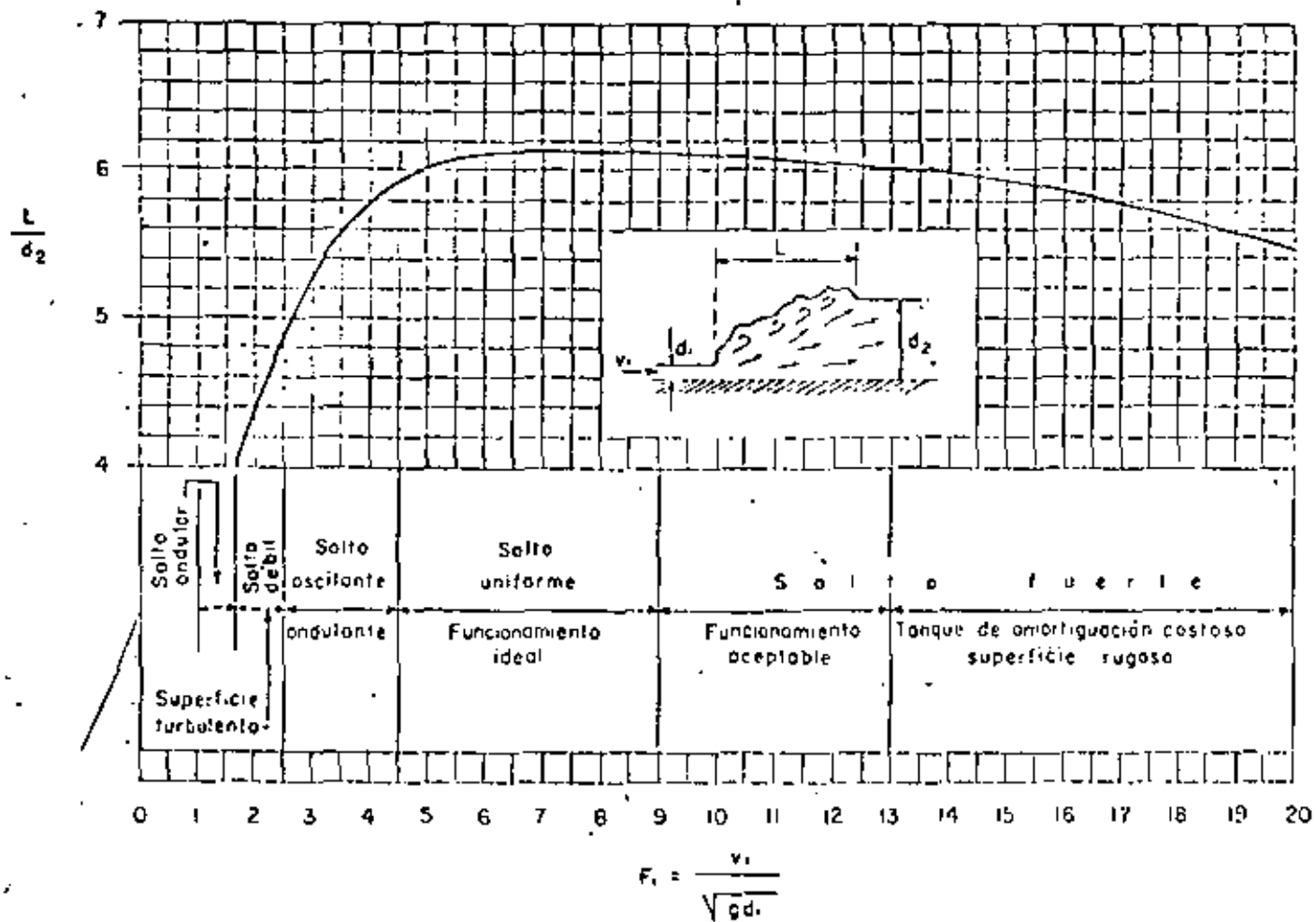
$$F_{1M} = \frac{Q}{g^{1/2} k y_1^{3/2}}$$

$$F_{1M} = (t_1 + 1) F_1$$

CANALES DE SECCION TRAPEZOIDAL (TRIANGULAR INCLUIDA)

Fig 11 Gráfica para la determinación del tirante subcrítico, conocido el régimen supercrítico

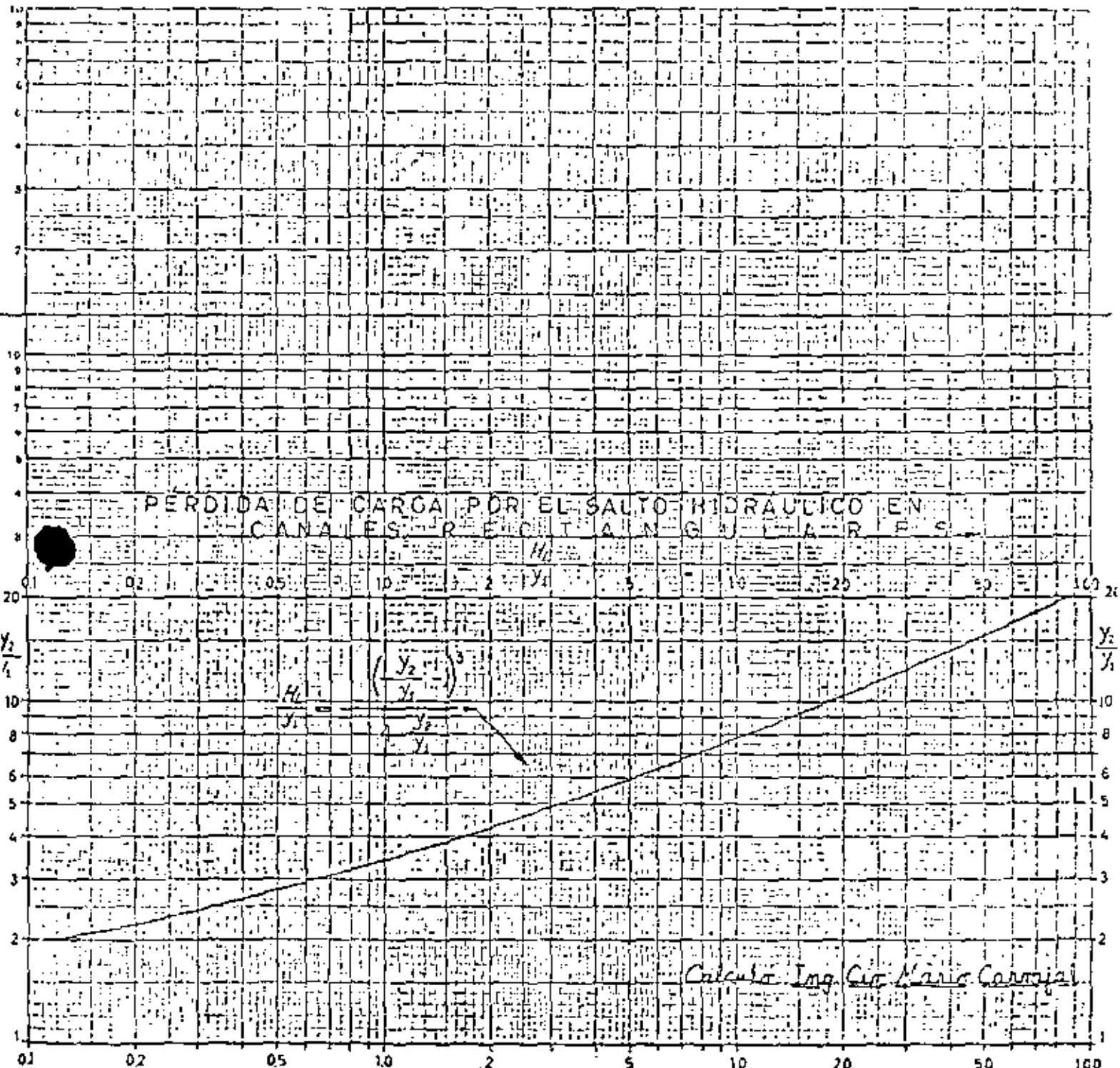
Macardí



LONGITUD DE TANQUES DE AMORTIGUACION EN FUNCION DE d_2
(SEGUN VEN TE CHOW)

Macardi

PERDIDA DE CARGA POR EL SALTO HIDRAULICO EN
CANALES RECTANGULARES



$$H_h = \left(\frac{y_2}{y_1} \right)^3 - \frac{y_2}{y_1}$$

Calculo Ing. Ciro Carrizal

$$\frac{H_h}{y_1}$$





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de Ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE
ZONAS DE RIEGO

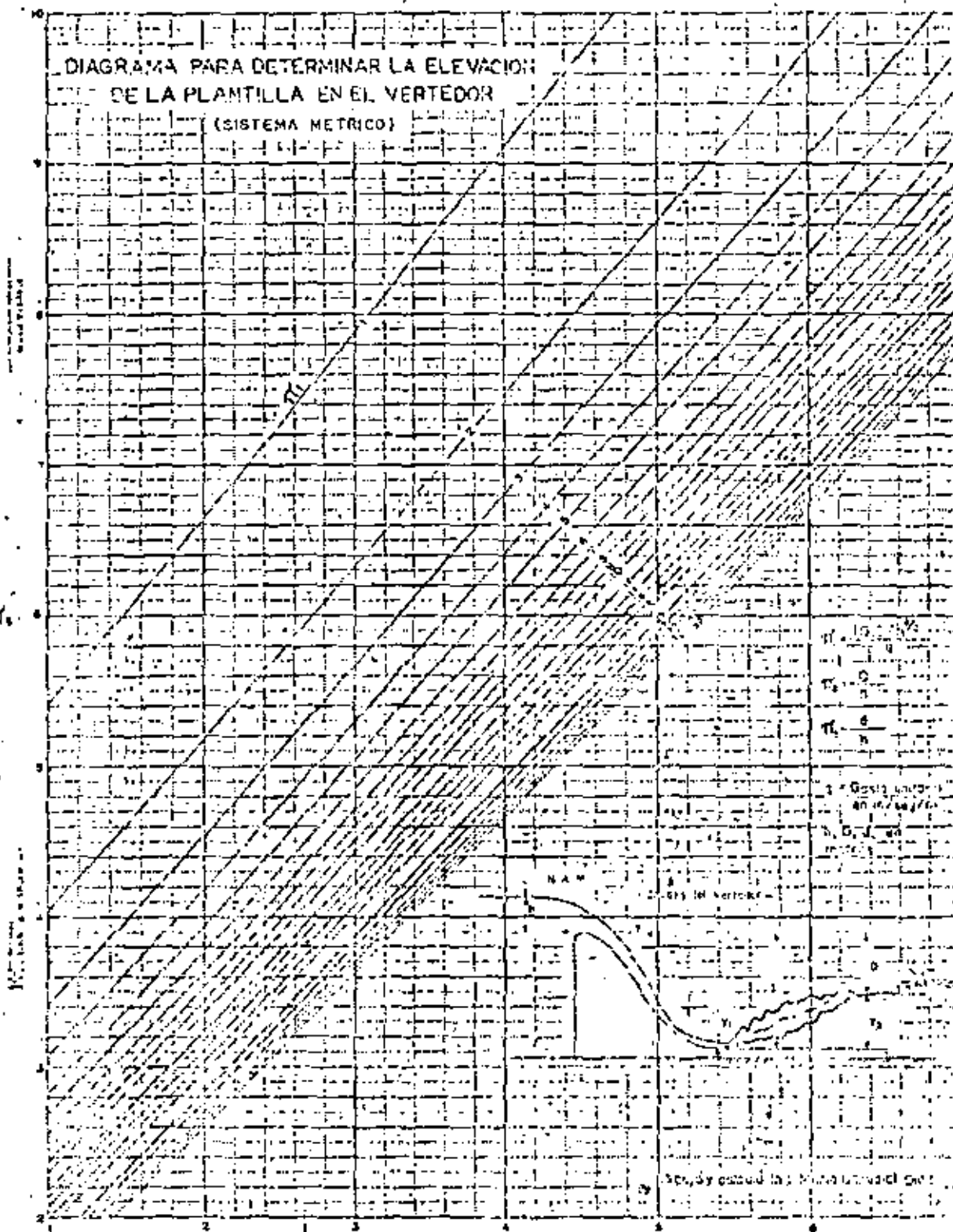
HIDRAULICA

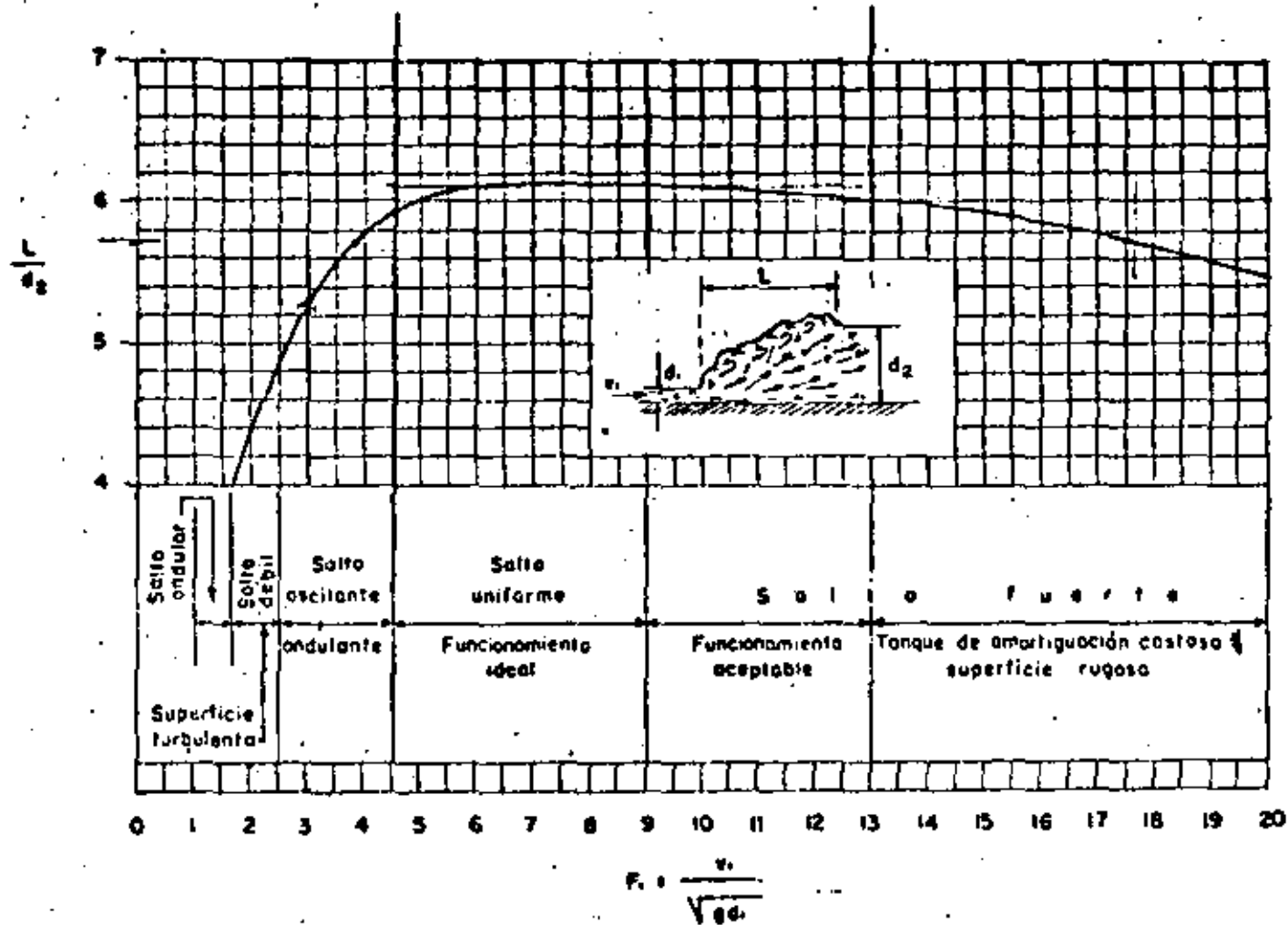
ING. MARIO CARVAJAL DIAZ
MARZO, 1979



DIAGRAMA PARA DETERMINAR LA ELEVACION
DE LA PLANTILLA EN EL VERTEDOR

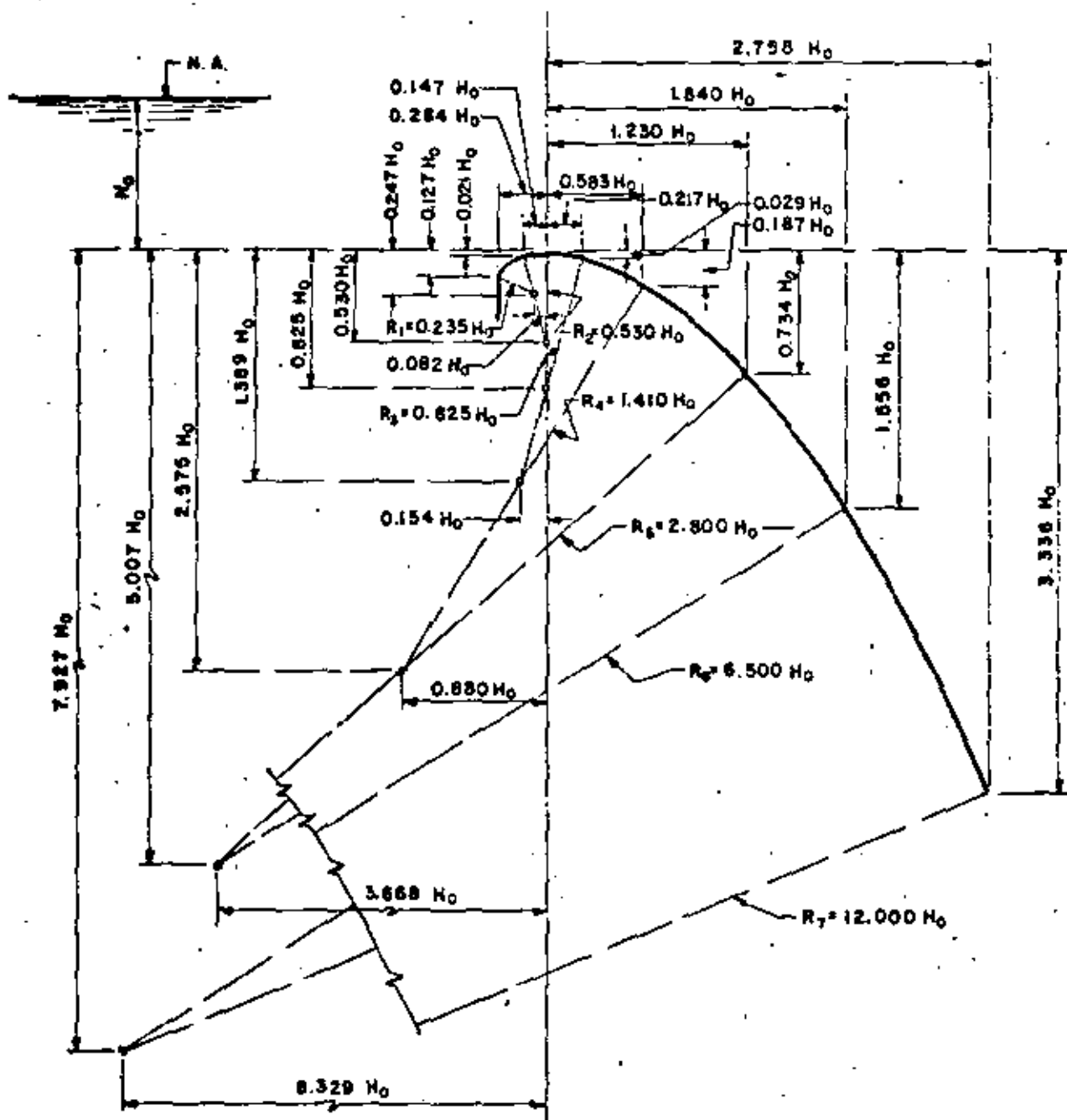
(SISTEMA METRICO)



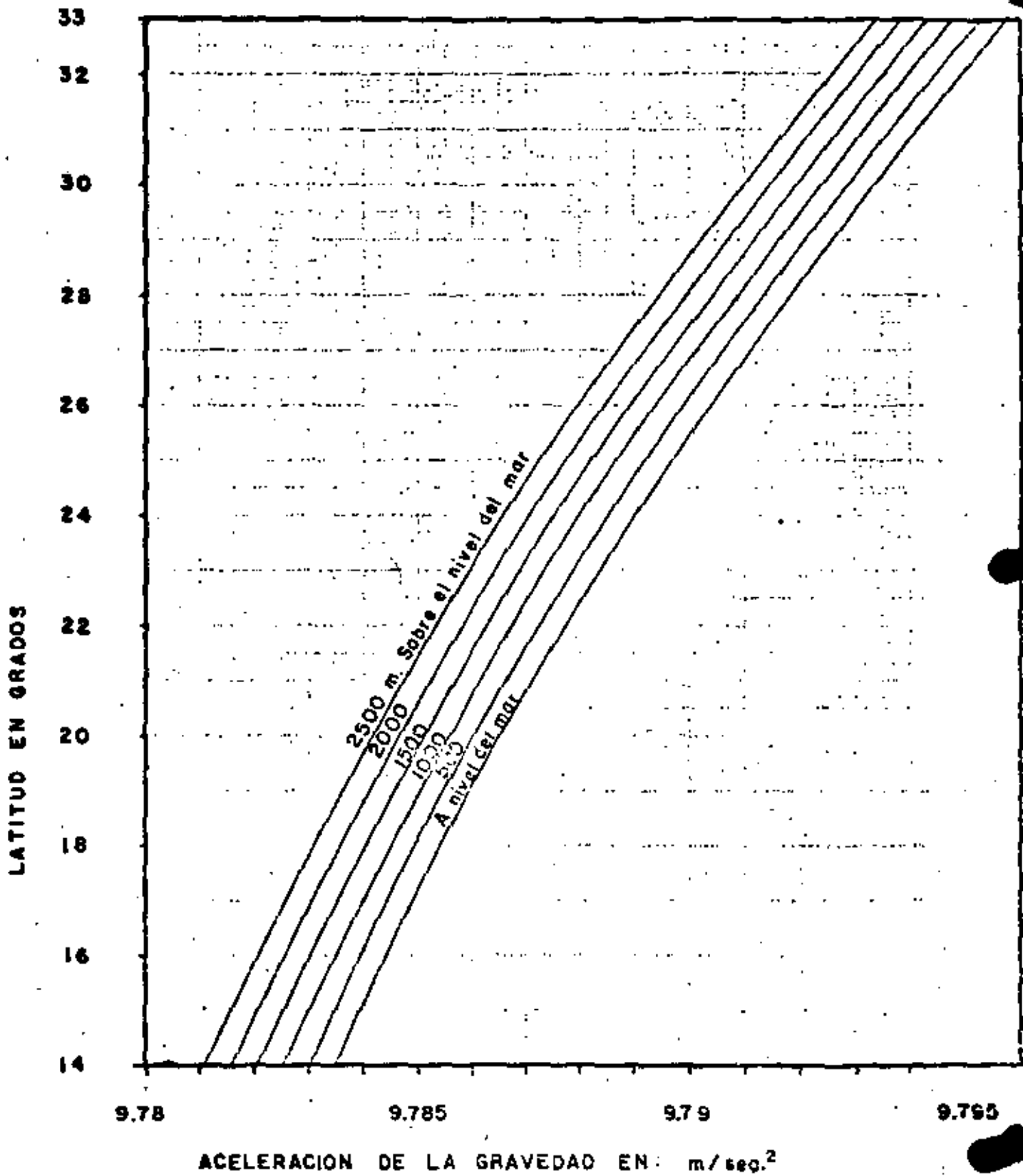


LONGITUD DE TANQUES DE AMORTIGUACION EN FUNCION DE d_2
(SEGUN VEN TE CHOW)

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE GUATEMALA
 CENTRO DE INVESTIGACIONES Y DESARROLLO TECNOLÓGICO
 GUATEMALA, GUATEMALA



PERFIL CREAGER DEFINIDO POR CURVAS COMPUESTAS



CONSTANTE FISICA DE LA ACELERACION DE LA GRAVEDAD.

Ing. Mario Corvajal C.

h/R o r/R

0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1

CONDUCTO CIRCULAR

CONDUCTO RECTANGULAR

PERDIDAS POR CAMBIOS DE DIRECCI

Fórmulas de Weishbach para conductos de sección rectangular y circular.

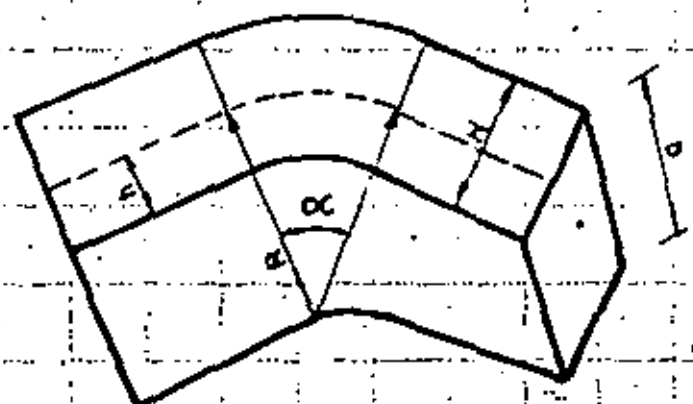
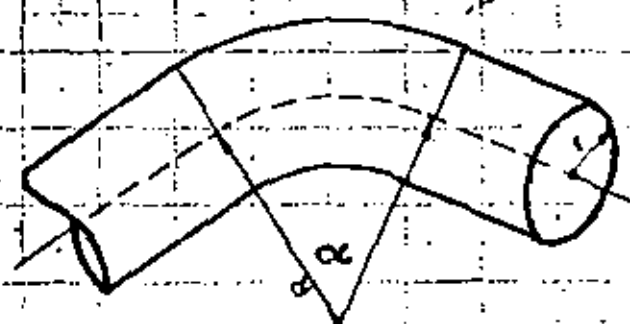
fórmula

$$h = \zeta \frac{\alpha}{90} \frac{v^2}{2g} = Kc \frac{v^2}{2g}$$

Valores de Zeta $\zeta = 0.124 + 3.099 (h/R)^{3.5}$,
para conductos rectangulares

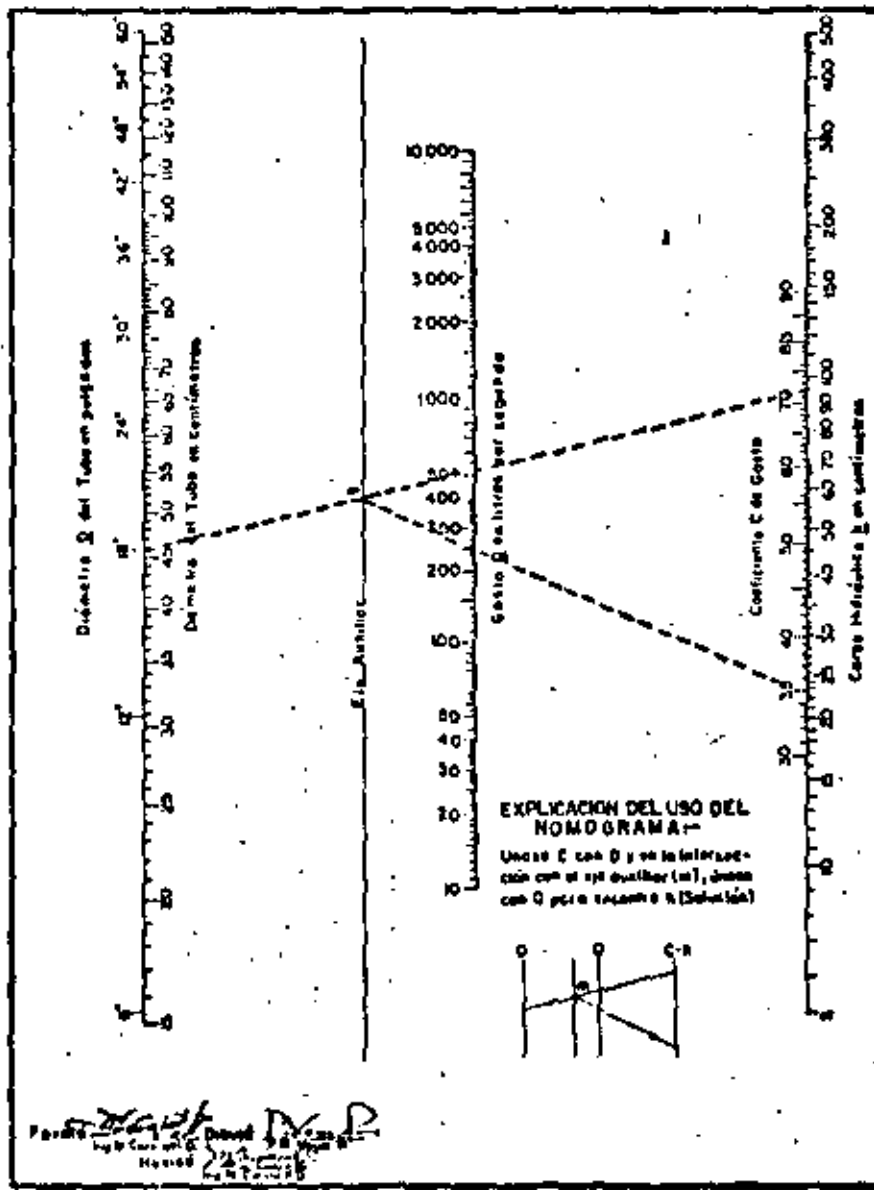
Valores Zeta para conductos circulares:

$$\zeta = 0.131 + 1.847 \left(\frac{r}{R}\right)$$

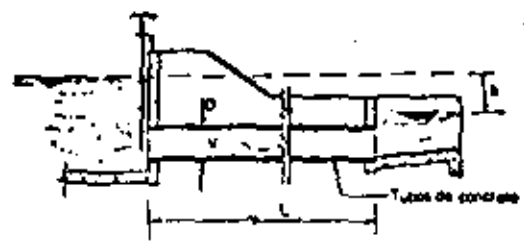


0 01 02 03 04 05 06 07 08 09 10 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 23 24

VALORES DE ZETA



EXPLICACION DEL USO DEL NOMOGRAMA
 Unido C con D y en intersección con el eje auxiliar (a), leer con Q para saber L (Solución)



Para tuberías de concreto se debe que se encuentren en condiciones óptimas, el gasto será dado por la ecuación: $Q = 0.0348 C D^2 L$

Si se desea conocer h, D ó C se despegan de la anterior fórmula:

$$h = \frac{0.771 Q}{C D^2 L} \quad D = \sqrt[3]{\frac{0.771 Q}{C L}} \quad C = \frac{0.771 Q}{h D^2 L}$$

Q = Gasto en litros por segundo, D = Diámetro del tubo en centímetros, h = Carga Hidráulica en centímetros, C = Coeficiente experimental de gasto en tomas con tubos de concreto, cuyo costo de entrada sea adecuado (Véase Manual de Hidráulica de H.E. King, IFEA en Español pag 61)

(Se sugiere un valor de $q = 980 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ en el cálculo del coeficiente numérico)

$$C = \left(1 + 0.541 \frac{q^2}{D^2} \right)^{1/2}$$

VALORES TABULADOS DEL COEFICIENTE DE GASTO "C"

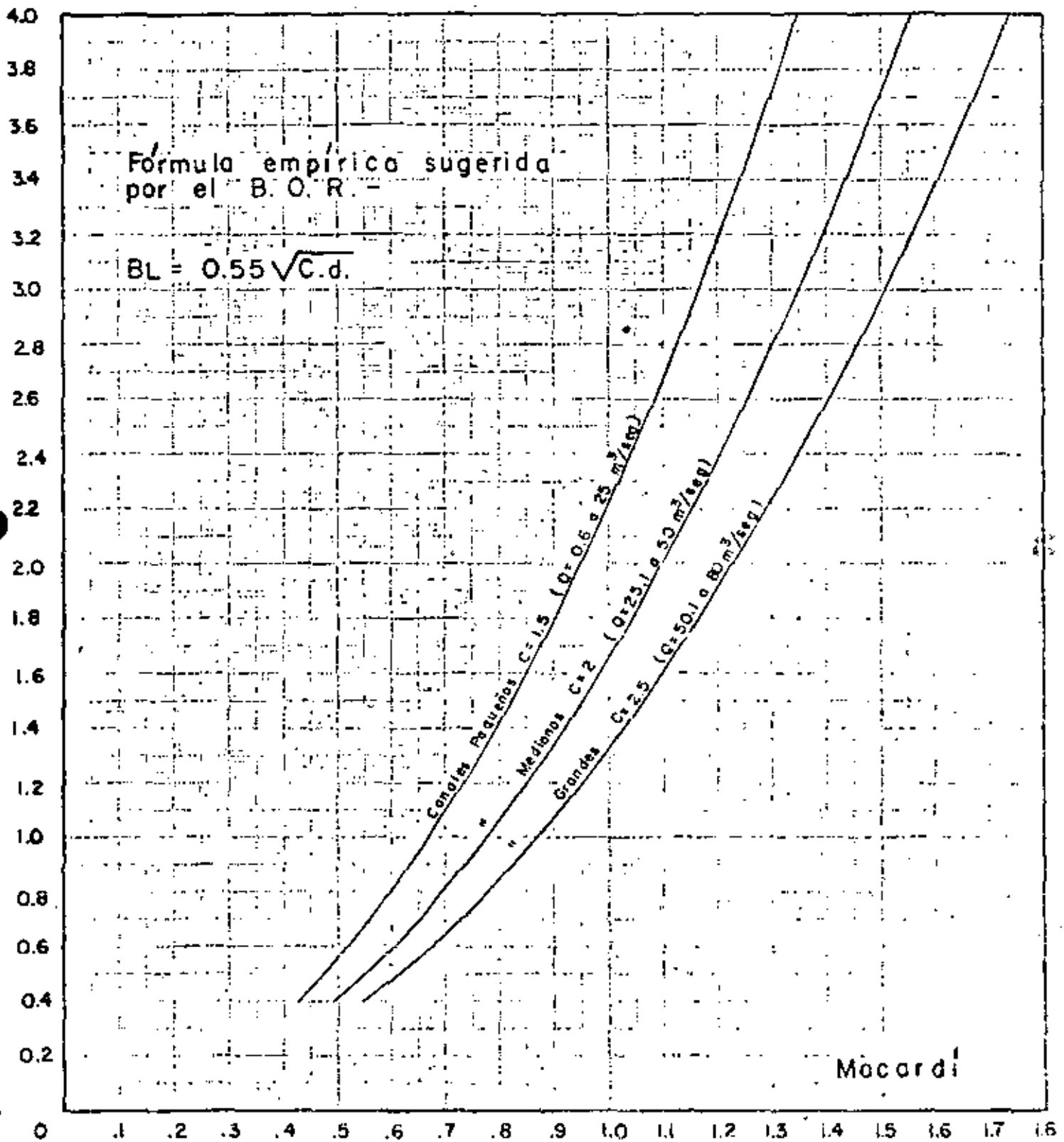
Carga Hidráulica (cm)	DIÁMETRO DE LOS TUBOS									
	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
5	5.7	7.6	10.1	13.1	16.6	20.6	25.1	29.9	35.1	40.7
10	5.7	6.8	9.2	12.1	15.5	19.4	23.8	28.6	33.8	39.4
15	4.9	5.7	7.6	10.1	13.1	16.6	20.6	25.1	29.9	35.1
20	4.4	5.2	6.8	9.2	12.1	15.5	19.4	23.8	28.6	33.8
25	4.0	4.8	6.4	8.5	11.1	14.1	17.6	21.6	26.1	31.1
30	3.7	4.5	6.0	8.1	10.6	13.6	17.1	21.1	25.6	30.6
35	3.5	4.3	5.7	7.6	10.1	13.1	16.6	20.6	25.1	29.9
40	3.3	4.1	5.4	7.3	9.6	12.6	16.1	19.6	24.1	28.6
45	3.1	3.9	5.1	6.9	9.1	11.9	15.4	18.9	23.4	27.9
50	3.0	3.7	4.9	6.6	8.8	11.6	14.9	18.4	22.9	27.4

EJEMPLO NUMERICO USANDO EL NOMOGRAMA
 $Q = 250 \text{ lts/seg} - D = 18" (45.7 \text{ cm}) - L = 10 \text{ m}$
 $C = 0.72$ de la tabla $- h = 22.3 \text{ cm}$ (Solución)

NOMOGRAMA PARA EL CALCULO HIDRAULICO DE TUBERIAS EN TOMAS PARA CANALES

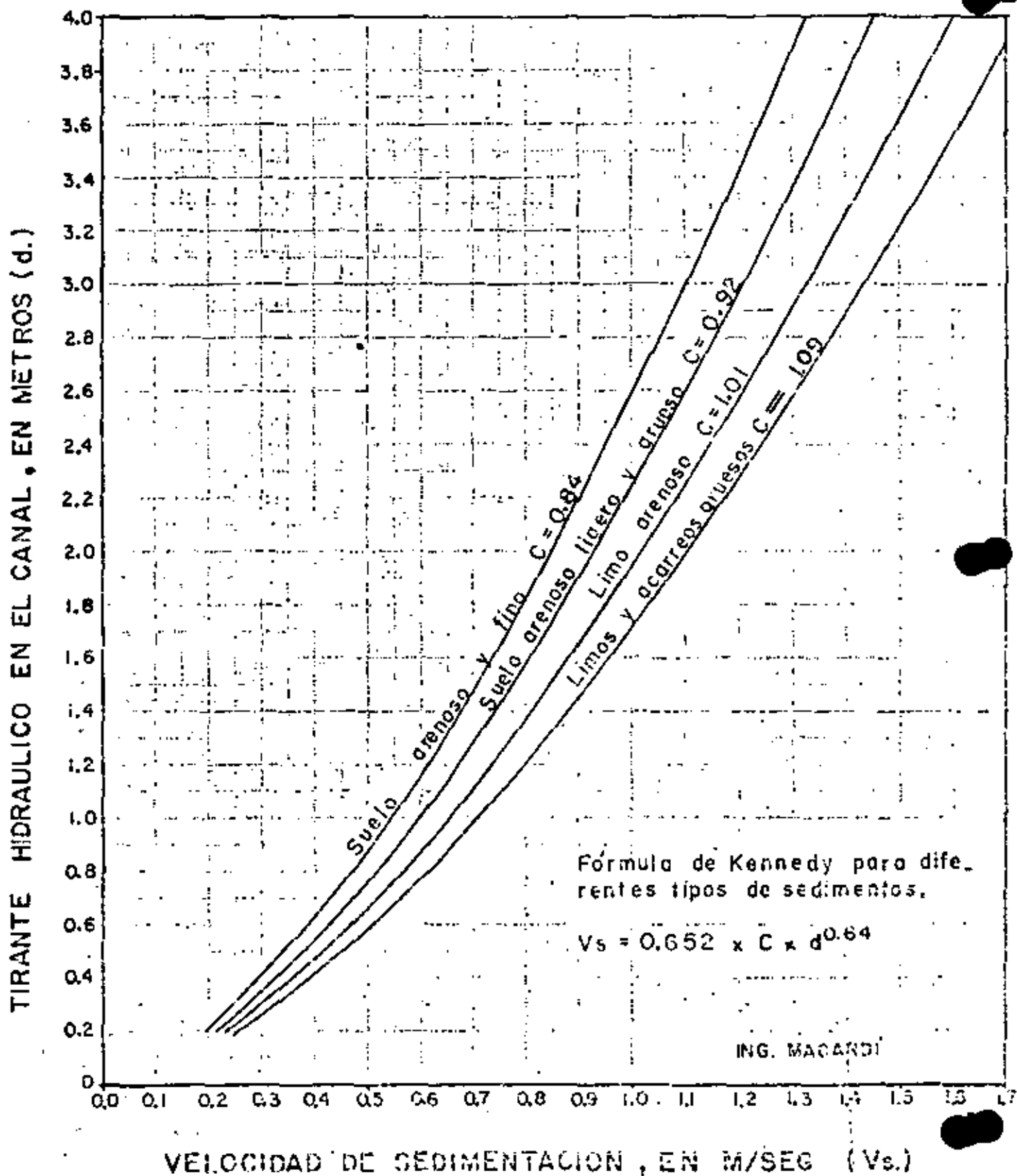
ESTIMACION PRELIMINAR DEL BORDO LIBRE EN CANALES SIN REVESTIR.

TIRANTE HIDRAULICO EN EL CANAL, EN METROS. (d)

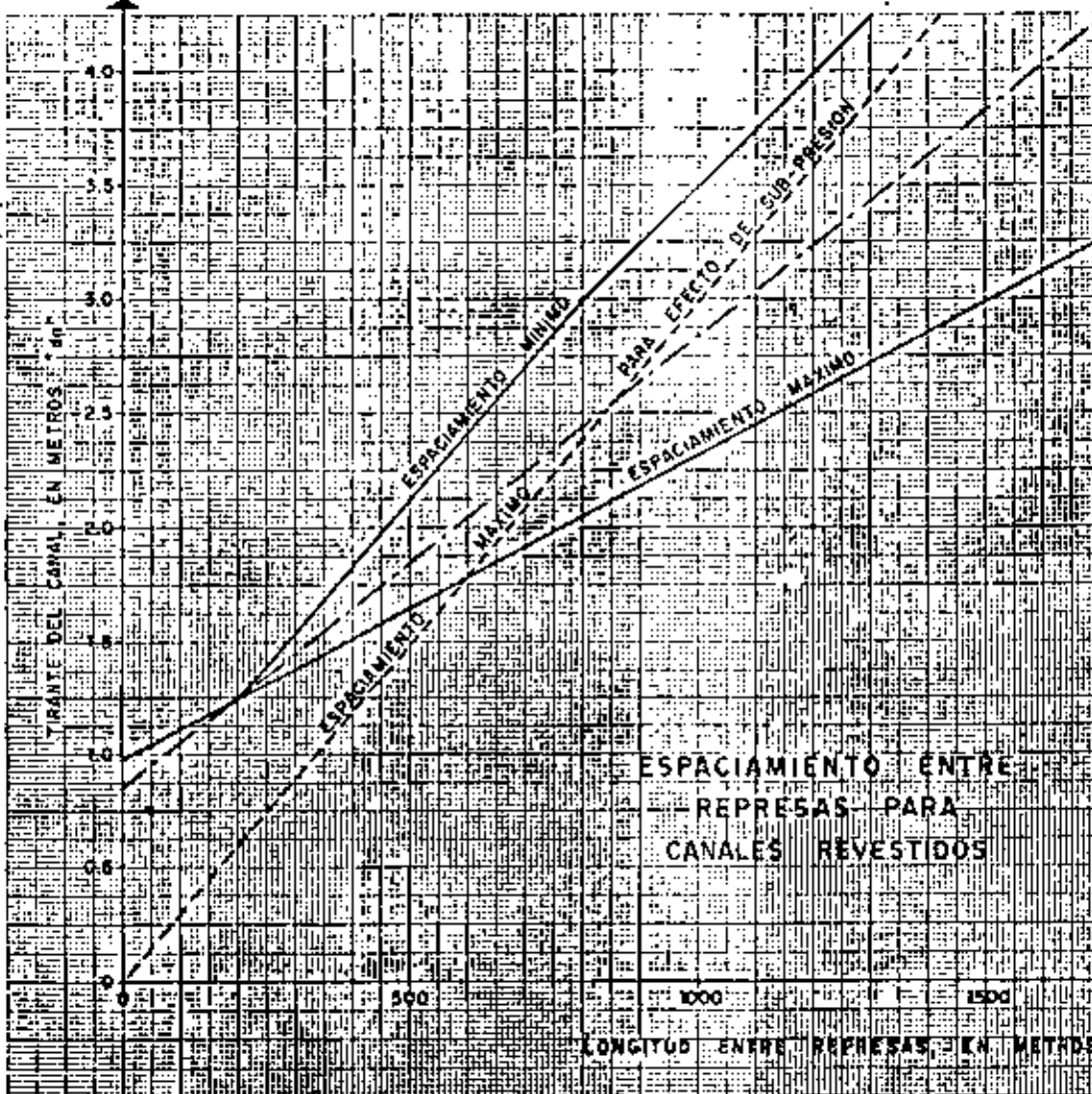


ALTURA DEL BORDO LIBRE, EN METROS. (B.L.)

VELOCIDAD MINIMA PERMISIBLE EN CANALES REVESTIR PARA QUE NO SE PRODUZCA SEDIMENTACION



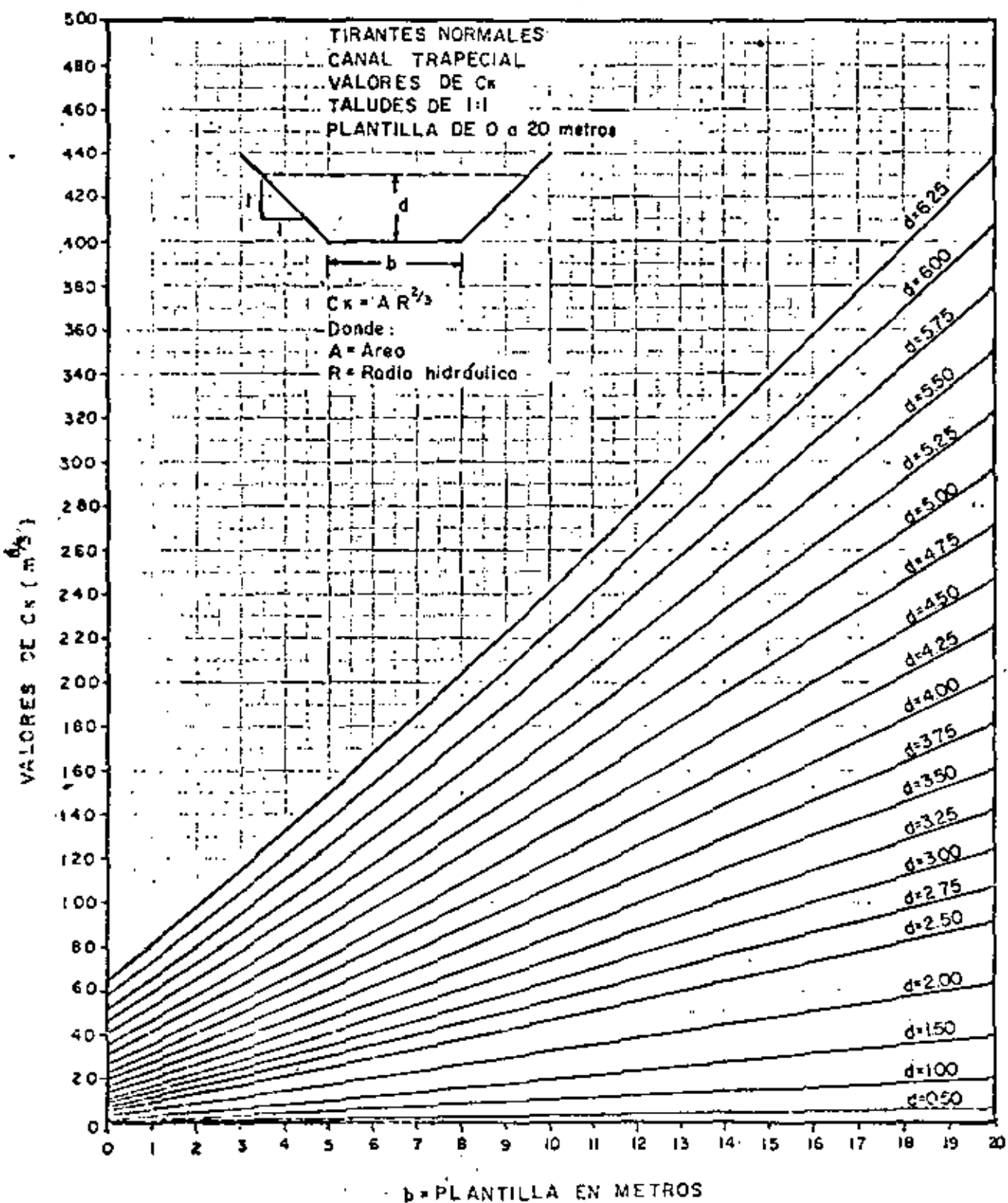
501
 4-1000-1024
 11/11/11
 11/11/11

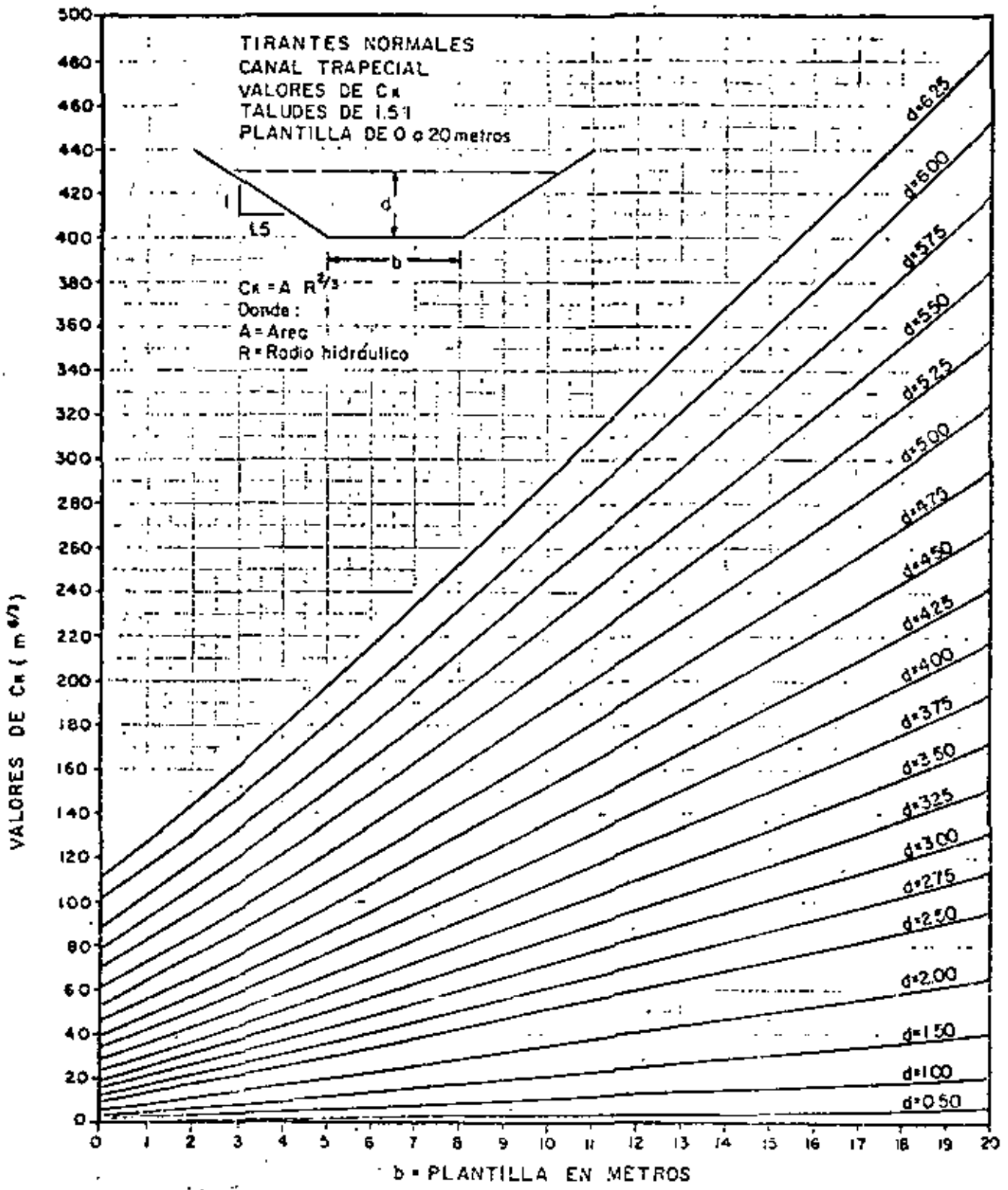


PENDIENTE	FACTOR DE CORRECCION	PENDIENTE	FACTOR DE CORRECCION
0.00010	10.000	0.00120	0.833
0.00015	6.666	0.00130	0.769
0.00020	5.000	0.00140	0.714
0.00025	4.000	0.00150	0.667
0.00030	3.333	0.00160	0.625
0.00035	2.857	0.00170	0.588
0.00040	2.500	0.00180	0.556
0.00045	2.222	0.00190	0.526
0.00050	2.000	0.00200	0.500
0.00055	1.818	0.00210	0.476
0.00060	1.666	0.00220	0.455
0.00065	1.538	0.00230	0.435
0.00070	1.428	0.00240	0.417
0.00075	1.333	0.00250	0.400
0.00080	1.250	0.00260	0.385
0.00085	1.176	0.00270	0.370
0.00090	1.111	0.00280	0.357
0.00095	1.053	0.00290	0.345
0.00100	1.000	0.00300	0.333
0.00110	0.909	0.00310	0.322

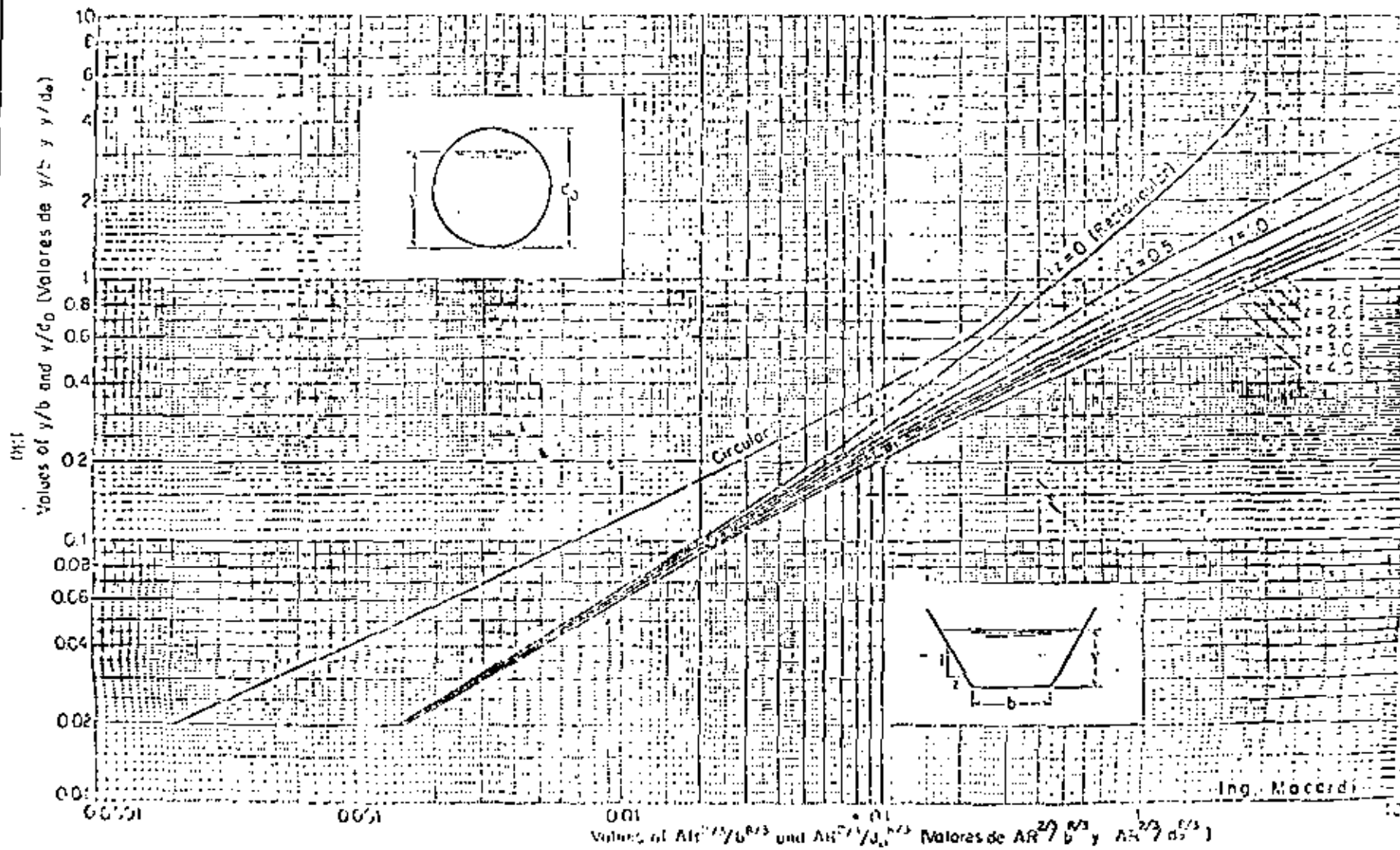
Ing. Macdoni

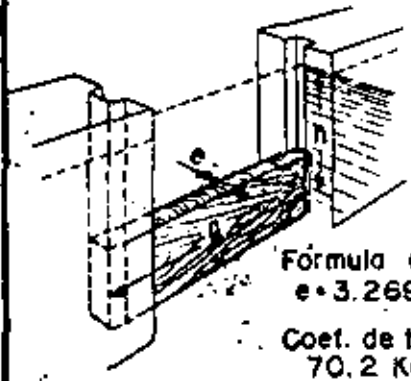
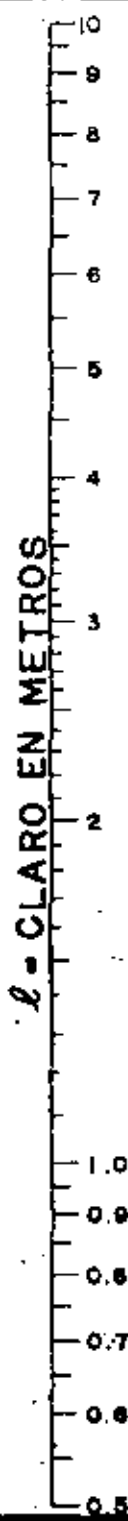
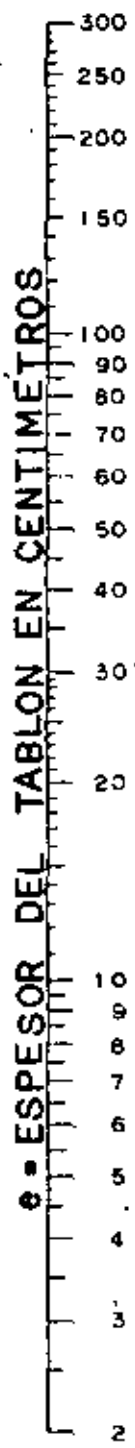
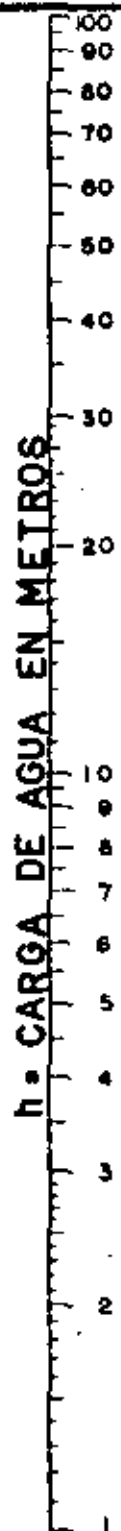
LONGITUD ENTRE REPRESAS EN METROS





CURVAS PARA DETERMINAR EL TIRANTE NORMAL






Fórmula empleada:
 $e = 3.269 h \sqrt{L}$
 Coef. de trabajo
 70.2 Kg/cm²

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
 DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS - DEPARTAMENTO DE CANALES

DIAGRAMA PARA EL CALCULO DEL
 ESPESOR DE TABLONES SUJETOS
 A UNA CARGA HIDROSTATICA

Conforme: 
 JEFE DEL DEPTO. DIR. DE EST. Y PROJ. CONSULTIVO TEC.
 Aprobado: _____
 INGENIERO EN JEFE SECRETARIO

MEXICO, D.F.
 MARZO-1981

GC-843

Aforador Venturi de gasto constante

Por José Antonio MAZA ALVAREZ *
Wiltredo ZAMBRANA PESALOZA **
Ings. Civiles.



Trabajo presentado al VII Congreso de la Comisión Internacional de Riego y Drenaje, celebrado en la ciudad de México en abril de 1969 y al III Congreso Latinoamericano de Hidráulica celebrado en Buenos Aires en noviembre de 1968.

RESUMEN

LA Secretaría de Recursos Hidráulicos tiene, desde 1966, el propósito de modificar el sistema de cobro del servicio de Riego que se da a los usuarios.

Esta forma de distribución del agua da motivo a que los agricultores no cuiden el volumen que se consume en sus parcelas, a pesar del asesoramiento técnico que les brinda la propia Secretaría a través de su Departamento de Ingeniería de Riego y Drenaje.

La modificación propuesta al sistema administrativo de los servicios de riego, consiste en cobrar el riego por volumen.

Esta modificación, trae consigo la tarea de construir un gran número de estructuras aforadoras a nivel de usuario en cada Distrito de Riego. Estas estructuras deberán ser fáciles de construir, que provoquen poca pérdida de carga, tener bajo costo y ser de operación sencilla.

El Laboratorio Hidráulico, recibió la recomendación de ensayar los dispositivos aforadores que mejor se adaptaran a la resolución de ese problema.

Las pruebas en el Laboratorio, se orientaron desde un principio a alcanzar dos finalidades: primero, a diseñar y adaptar una estructura aforadora que instalada en la gran variedad de canales en los Distritos de Riego, funcionara con buen grado de exactitud en la medida del gasto y segundo, a diseñar un dispositivo que funcionando como

* Ing. Jefe del Departamento de Ingeniería Experimental de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

** Ing. Encargado de los Estudios de Irrigación del Laboratorio Hidráulico de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

módulo, absorbiera las variaciones de los niveles de la superficie libre del agua en los canales, para descargar un gasto más o menos constante, dentro de los límites aceptados por la administración de los Distritos de Riego.

Se ensayó un aforador Venturi rectangular, comprobó que se adaptaba muy bien a las necesidades del primer punto del programa.

Para cumplir con el segundo punto, se adaptó una pantalla al extremo del estrechamiento de la estructura.

La abertura de la pantalla convenientemente calibrada permite limitar el paso de la corriente. Cuando los niveles del agua son bajos, el escurrimiento es a superficie libre, para después, al subir el nivel del agua y tocar el labio inferior de la compuerta, cambiar bruscamente, a escurrimiento de orificio. De esta manera, se obtiene un incremento grande de carga para casi el mismo gasto.

La pantalla puede, además de calibrar los gastos, servir de compuerta de la estructura.

ANTECEDENTES

En la mayoría de los Distritos de Riego, el servicio de riego se da por cuota fija —hectárea riego— que debe ser cubierta por los agricultores beneficiados.

Este servicio administrativo da, a veces, motivo a que los usuarios no tomen las medidas necesarias para evitar desperdicios del agua.

Desde el año de 1966, las autoridades superiores de la Secretaría recomendaron el cambio de esta forma de servicio y dieron instrucciones para que se empezara a organizar el cobro de cuotas por volumen de agua utilizado en cada riego. Con este



se encomendó al Laboratorio Hidráulico de la Secretaría de Recursos Hidráulicos el ensayo de algunos dispositivos aforadores que fueran útiles a los Distritos de Riego.

Los Distritos operan en las últimas ramificaciones de los canales, con gastos que varían entre 50 y 200 l. s. Es ahí donde deberán instalarse las estructuras aforadoras para conocer el volumen entregado al usuario y así calcular la cuota correspondiente.

Por otra parte, en la operación de los canales se presenta la dificultad de mantener el agua a niveles constantes; ya que la práctica del riego obliga a abrir y cerrar las compuertas de las obras de toma a intervalos irregulares, lo que provoca fluctuaciones de alguna consideración en los niveles del agua, de tal manera que, aunque se disponga de un sencillo dispositivo de aforo, la determinación del volumen total del agua utilizada en el riego de una parcela, no es muy precisa; a menos que, mientras dure el riego se practiquen dos o más observaciones en la medida del gasto.

La localización de los puntos de aforo frente a parcelas de cultivo, cuyas áreas forman lotes de aproximadamente 5 Ha., obligará a que se construya un gran número de estructuras. Es por ello

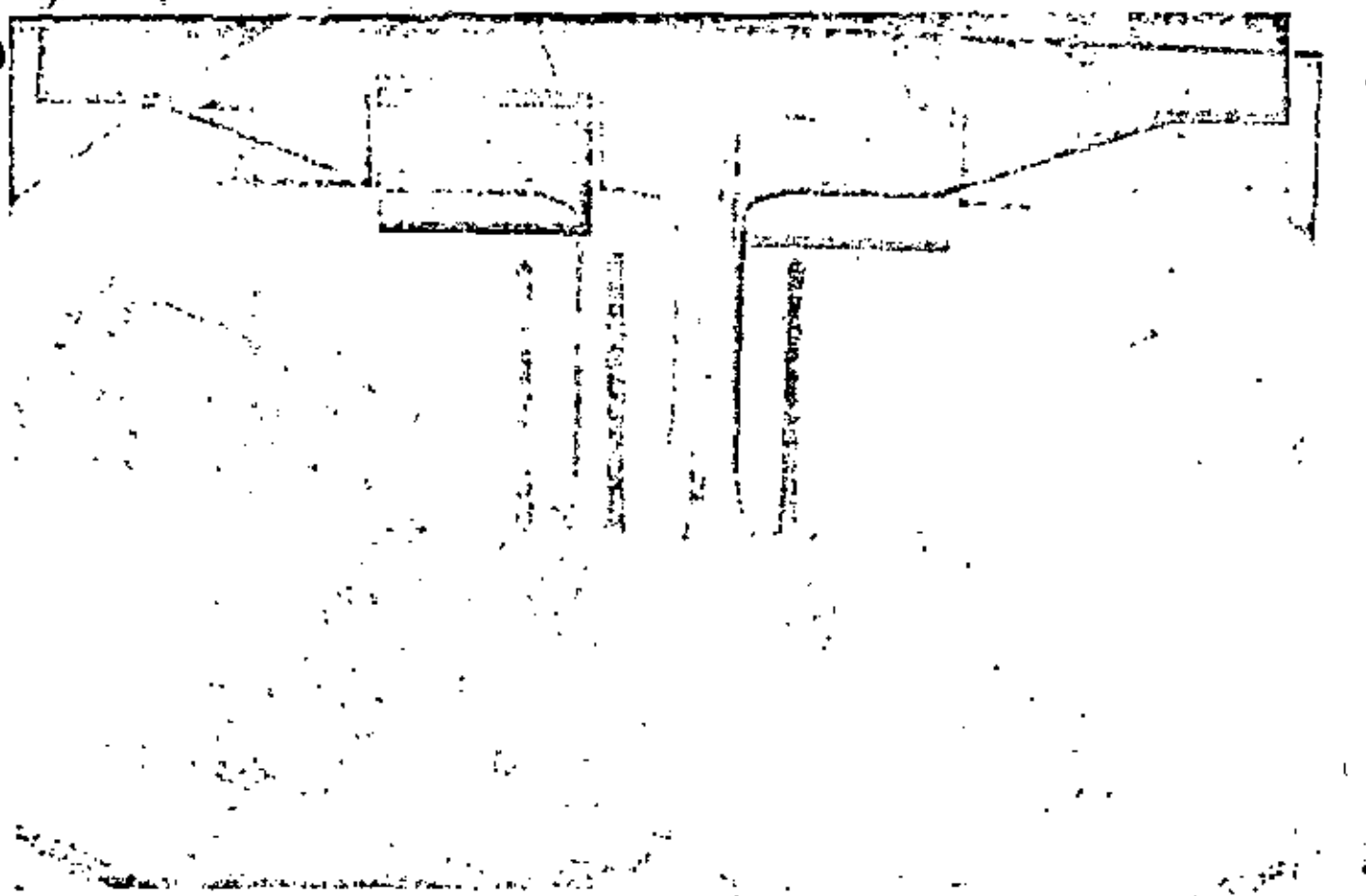
que deberán ser de diseño sencillo, de bajo costo de construcción, y de fácil manejo y conservación.

La medida del gasto, dentro del mecanismo administrativo de los Distritos de Riego, es tal que no exige una gran exactitud y puede aceptar en la práctica de los aforos, desviaciones hasta más o menos 10 por ciento del gasto real.

En el Laboratorio Hidráulico se proyectaron algunos diseños de estructuras aforadoras y se hicieron varios ensayos sobre los mismos. Estos ensayos se orientaron a la obtención de un dispositivo sencillo que pudiera ser construido con materiales prefabricados, para abaratar los costos, y cuyo funcionamiento permitiera, por un lado, aforar con exactitud el gasto, y por otro, limitar o estabilizar el gasto entregado a los usuarios, aun cuando el agua en los canales sufriera variaciones en sus niveles.

ENSAYOS EN EL LABORATORIO

Entre las estructuras ensayadas, la que mostró ser la más conveniente es la llamada "Venturímetro" que se muestra en la figura Núm. 1. Consiste en un estrechamiento practicado en el canal, capaz de provocar el tirante crítico en la corriente; el es-



Funcionando como sección de control. Vista hacia aguas arriba

trechamiento es de sección rectangular formado por dos paredes laterales de longitud igual a tres veces el ancho del estrechamiento; su parte inicial se forma con un segmento de círculo y las paredes terminan con un ensanchamiento brusco para empotrarse en los taludes del canal.^{1, 2}

Los primeros ensayos se hicieron en un aforador de 13.3 cm. de ancho construido en un canal rectangular con ancho de plantilla de 40 cm.

$r = \frac{h}{B} = \frac{1}{3}$. La longitud del aforador es igual a 3 b.

La estructura fue construida de mampostería de ladrillo aplanado de cemento y en ella se hicieron las siguientes pruebas:

- Se obtuvo su curva de gastos.
- Se fijó el límite máximo de ahogamiento que no altera el gasto extraído.
- Se probaron distintos tipos de rugosidad en las paredes de la estructura.

Cabe mencionar que cuanto se describe en este trabajo se refiere a corrientes de baja velocidad, donde las cargas de velocidad son mínimas y que por tanto no se toman en cuenta.

La curva de gastos obtenida es del tipo parabólico semejante al de las estructuras de sección de control, ya que la estructura hace que la corriente pase de régimen tranquilo, aguas arriba, a rápido, al final de la contracción.

La curva de gastos para este dispositivo aforador se muestra en la figura Núm. 2.

Los resultados obtenidos con esta estructura de 13.3 cm. fueron tomados como base para diseñar dispositivos con otros anchos, aplicando la teoría de la similitud.

Durante los ensayos se observó que la estructura permitía grandes variaciones en el nivel del agua después del estrechamiento sin que se alterara la descarga ni la elevación del agua en el canal de aguas arriba. Después de una serie de pruebas para diferentes gastos se determinó que el límite del funcionamiento de la estructura hasta donde la descarga puede considerarse libre, es la

relación $\frac{d}{H} = 0.70$, es decir, que la descarga no

varía mientras el tirante de aguas abajo sea menor al 70 por ciento del tirante de aguas arriba. (Véase la figura Núm. 1.)

Se determinaron curvas de gastos para diferentes condiciones de ahogamiento hasta llegar a valores del 95 por ciento. Los resultados obtenidos no se presentan en este trabajo por considerarlos de un interés secundario, sin embargo están a disposición de quien los solicite. El presente trabajo sólo describe el funcionamiento de la estructura

¹ Charles Jaeger *Engineering Fluid Mechanics*. Blackie and Son Limited, Londres, 1961.

² Alfredo Carrillo Roura, Celestino Martínez Pérez *Uso del Aforador Bulloffet en régimen supercrítico*. II Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Caracas, julio, 1966.

con ahogamientos menores o igual al 70 por ciento.

El hecho de que este aforador permita un ahogamiento tan grande sin alterar el valor del gasto es de gran utilidad, principalmente en los Distritos de Riego muy planos, donde los canales tienen pendientes muy bajas y no admiten la instalación de estructuras que provoquen fuertes pérdidas de carga.

Como estos dispositivos aforadores serán construidos en el campo bajo distintos tipos de supervisión y utilizando diversos materiales, se estudió en el laboratorio la variación que podía sufrir el gasto, debido a diferentes rugosidades de las paredes del aforador. Se probaron estructuras de cemento muy lisas, cuya rugosidad absoluta, se estimó en $r = 0.0002$ m., otras con acabado muy rugoso, $r = 0.002$ m., así como otras construidas con lámina de acero $r = 0.00001$. Se comprobó que la rugosidad dentro de los límites estudiados no afectaba el valor del gasto.

Después de las pruebas con el aforador de 13.3 cm. de ancho que sólo alcanzaba a aforar en forma práctica únicamente gastos menores de 25 l.s. se procedió a construir otras tres estructuras que abarcaran rangos hasta de 200 l.s. en el aforo. Las dos primeras de mampostería de ladrillo recubiertas de cemento con acabado normal y anchos de 20 y 40 cm., respectivamente; la tercera fue hecha de lámina de acero y ancho de 30 cm.

El aforador de 20 cm. de ancho se colocó en un canal trapecial con taludes 1.5:1 y sus transiciones se hicieron con radio de 20 cm. El de 40 cm. se instaló como toma lateral de un canal con iguales características, pero su transición se hizo con un radio de 10 cm.; el de lámina de acero fue colocado con la misma posición que el primero y su radio de transición se escogió de 30 cm.

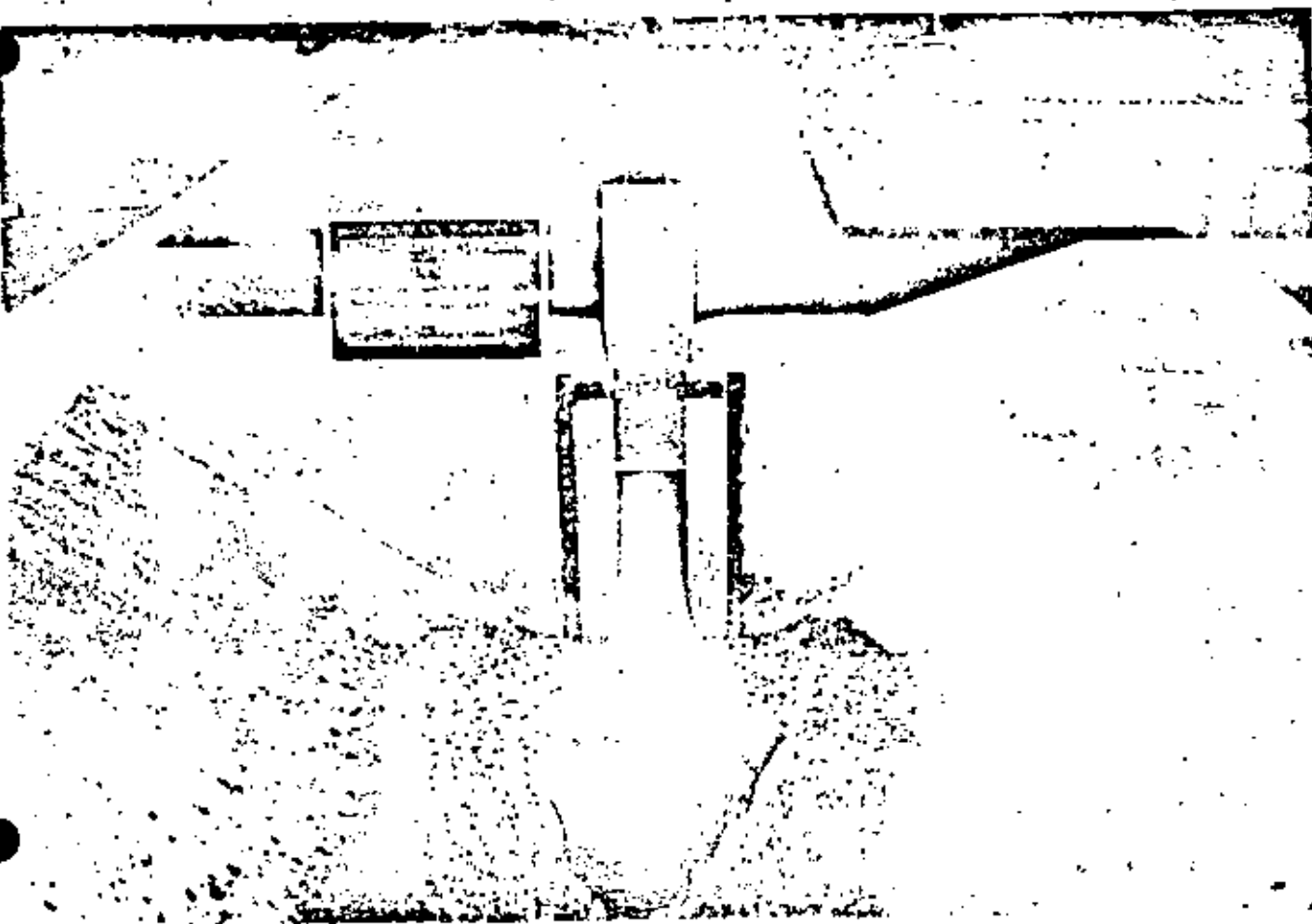
Como ya se mencionó, a partir de los resultados obtenidos con el aforador de 13.3 cm. y aplicando las leyes de similitud, se obtuvieron las curvas de gastos de las 3 nuevas estructuras. Estos resultados se compararon con los valores reales obtenidos durante las pruebas en dichas estructuras y se comprobó, como pueden verse en las figuras 3 y 4 que la descarga no es afectada por el radio de transición, ni por la rugosidad de las paredes ni por el ancho del canal en que estén colocados, ni por su posición relativa respecto al eje del canal, es decir, si están alineados o perpendiculares a él. Tampoco influyó el que estuvieran colocadas en un canal trapecial o rectangular.

Con todos los valores obtenidos en los aforadores, se obtuvo la ecuación general para la determinación del gasto, igual a

$$Q = 0.525 b H^{3/2} \sqrt{g} \dots \dots (1)$$

Se comprobó también que esta expresión es válida en cualquier aforador siempre y cuando el tirante aguas abajo sea igual a 0.7 del tirante de aguas arriba (ahogamiento del 70 por ciento).

Cuando la instalación de estas estructuras se hace en un canal de pendiente muy pequeña,



Funcionando como orificio. Vista hacia aguas arriba

es probable que el porcentaje de ahogamiento $\frac{d}{H}$ sea mayor de 0.7, con lo que la curva de gastos estudiada aquí, se altera. Para reducir el valor de $\frac{d}{H}$ por debajo de 0.7 debe construirse el aforador sobre un escalón colocado en la plantilla cuya longitud sea igual al del aforador y cuya altura sea igual a la diferencia $(d - 0.7 H)$. La ecuación propuesta no se altera sensiblemente a pesar del escalón ya que en la práctica, el canal se azolve rápidamente aguas arriba del escalón.

REGULADOR DE GASTO CONSTANTE

Al aforador ya descrito se le hicieron diversas adaptaciones para obtener una estructura que permitiera extraer un gasto constante dentro de un error de más o menos 10 por ciento, a pesar de que hubieran variaciones del nivel del agua en el canal de aguas arriba.

La adaptación más simple, que dio resultados más satisfactorios, consistió en la colocación de una pantalla al final del estrechamiento. Con esta pantalla se logra que la corriente que fluye como escurrimiento a superficie libre cambie a escu-

rimiento a través de un orificio en cuanto la superficie libre del agua toca el labio inferior de la pantalla.

Como es sabido, el cambio señalado en el tipo de escurrimiento, da lugar a curvas de gastos con una fuerte inflexión, ya que el funcionamiento como orificio tiene la característica de que al incrementar la carga, los incrementos en gasto son mucho menores que los correspondientes a escurrimientos a superficie libre.

La mejor posición de la pantalla se fijó a 0.5 b del extremo de aguas abajo del estrechamiento.

Se llevó a cabo un ciclo de ensayos para determinar las curvas de gastos de las estructuras con anchos de 13.3, 20 y 40 cm. para diferentes aberturas y se encontró que la carga podía variar un 30 por ciento sin que variara el gasto dentro del margen establecido. En la figura 5 pueden verse las curvas de gastos para la estructura de 20 cm., cuando se desean regular descargas de 50 y 100 l/s. Con todos los resultados registrados, se obtuvo la siguiente ecuación, cuando el funcionamiento es de orificio.

$$Q = 0.55 a b \sqrt{2gH} \dots \dots (2)$$

Los valores del gasto dados por esta expresión son correctos mientras el tirante aguas abajo sea

menor de 0.5 veces al tirante de aguas arriba, es decir, que el ahogamiento sea menor del 50 por ciento $\frac{d}{H} = 0.5$.

Una ventaja adicional obtenida con este tipo de estructuras es que, por ser móvil la pantalla, al hacerla de un espesor conveniente puede servir perfectamente como puerta y obturar completamente el paso del agua. Para que la pantalla sirva para regular distintos gastos y como obturador se necesita proveerla de algún mecanismo de fijación.

Después de obtener unas cuantas curvas, los ensayos y estudios se dirigieron a encontrar un procedimiento para obtener una abertura "a" que permitiera regular un gasto fijado de antemano.

Para determinar la abertura de la pantalla se hace lo siguiente: Se hace pasar por el aforador un gasto igual al 90 por ciento del gasto que se desea regular. Se baja la pantalla hasta que roce la superficie libre y la estructura funcione como orificio; a continuación se sube muy lentamente hasta que la vena líquida se desprenda de su borde inferior y nuevamente funcione a superficie libre. En ese momento se fija la pantalla y queda definida la abertura.

Para encontrar la abertura más apropiada de la compuerta, en la forma descrita, se requiere tener la estructura construida. Si se desea fijar una abertura en forma analítica y así tener una idea aproximada de su valor, se puede resolver el siguiente sistema de ecuaciones, en las que el valor "b" debe ser fijado de antemano.

$$Q = 1.06 b H^{3/2} \dots\dots\dots (3)$$

$$Q = 2.5 a b \sqrt{H} \dots\dots\dots (4)$$

En este sistema que no debe ser usado para encontrar curvas de gastos, se fija "Q" y "b" de antemano, se obtiene H en la ecuación superior para sustituirla en la inferior y de ella despejar "a".

En muchas ocasiones, cuando ya se tiene construida la estructura, puede conocerse el valor de H para el gasto que se desea modular, con la ayuda de su correspondiente curva de gastos de descarga libre y definir la abertura de la pantalla con la siguiente igualdad:

$$a = 0.565 H \dots\dots\dots (5)$$

El valor de "a" obtenido con la ayuda de las ecuaciones anteriores, difiere de las aberturas encontradas durante las pruebas en un 10 por ciento como máximo. Se recomienda, por tanto, fijar la abertura necesaria con la prueba descrita, aunque se puede usar la abertura obtenida analíticamente, para tener una idea aproximada de su valor.

Las ventajas de la estructura ensayada son:

- a) Se dispone de un aforador de gran exactitud cuando funciona a superficie libre.
- b) Se tiene un módulo de gasto constante cuando trabaja como orificio.
- c) Es muy sencilla de construirse y calcularse.
- d) Soporta grandes ahogamientos que no alteran sus curvas de gastos. (El ahogamiento máximo como aforador es de 0.7 H y como orificio 0.5 H.)
- e) No influye el ancho del canal en que está colocado, siempre y cuando éste sea mayor de 3 veces el estrechamiento de la estructura.
- f) La rugosidad de las paredes de la estructura no afecta la descarga dentro del rango probado ($0.00001 < r < 0.002$ m).
- g) Es muy económica y no está patentada, por lo que su uso es totalmente libre.

CONCLUSIONES

Mediante la construcción de un estrechamiento en un canal es posible disponer de una estructura aforadora cuyo funcionamiento provoque una pérdida de carga relativamente baja y que no sea afectada en su descarga libre mientras los tirantes de aguas abajo no sean superiores a 0.7 del tirante de aguas arriba.

Al colocar, en esta estructura, una pantalla móvil a una distancia igual a 0.5 b del extremo de aguas abajo del estrechamiento, se dispone de una estructura reguladora de gasto constante con aproximación del 90 por ciento.

Después de los ensayos realizados, se obtuvieron las ecuaciones generales para cada uno de los funcionamientos. La ecuación 1, escurriendo a superficie libre y la ecuación 2, funcionando como orificio.

Se ha indicado la forma de determinar la abertura "a" que permite regular un gasto prefijado, tanto experimentalmente en la estructura como analíticamente.

Las figuras 5 a 12 muestran las curvas de gasto que más uso pueden tener en los Distritos de Riego ya que cubren un rango amplio de anchos de plantilla en los canales.

Las figuras 13 y 14 muestran ejemplos de instalación de las estructuras, tanto en un canal de salida de una obra de toma, como en sustitución de la compuerta clásica en obras de toma.

Si se instalan estas estructuras en canales con velocidades de llegada que no sean despreciables, las curvas de gasto son válidas si al valor del tirante observado, se suma el valor de la carga de velocidad correspondiente.

El costo de construcción de esta estructura es muy variable, dependiendo del lugar y de los materiales empleados.

Figura Núm. 1

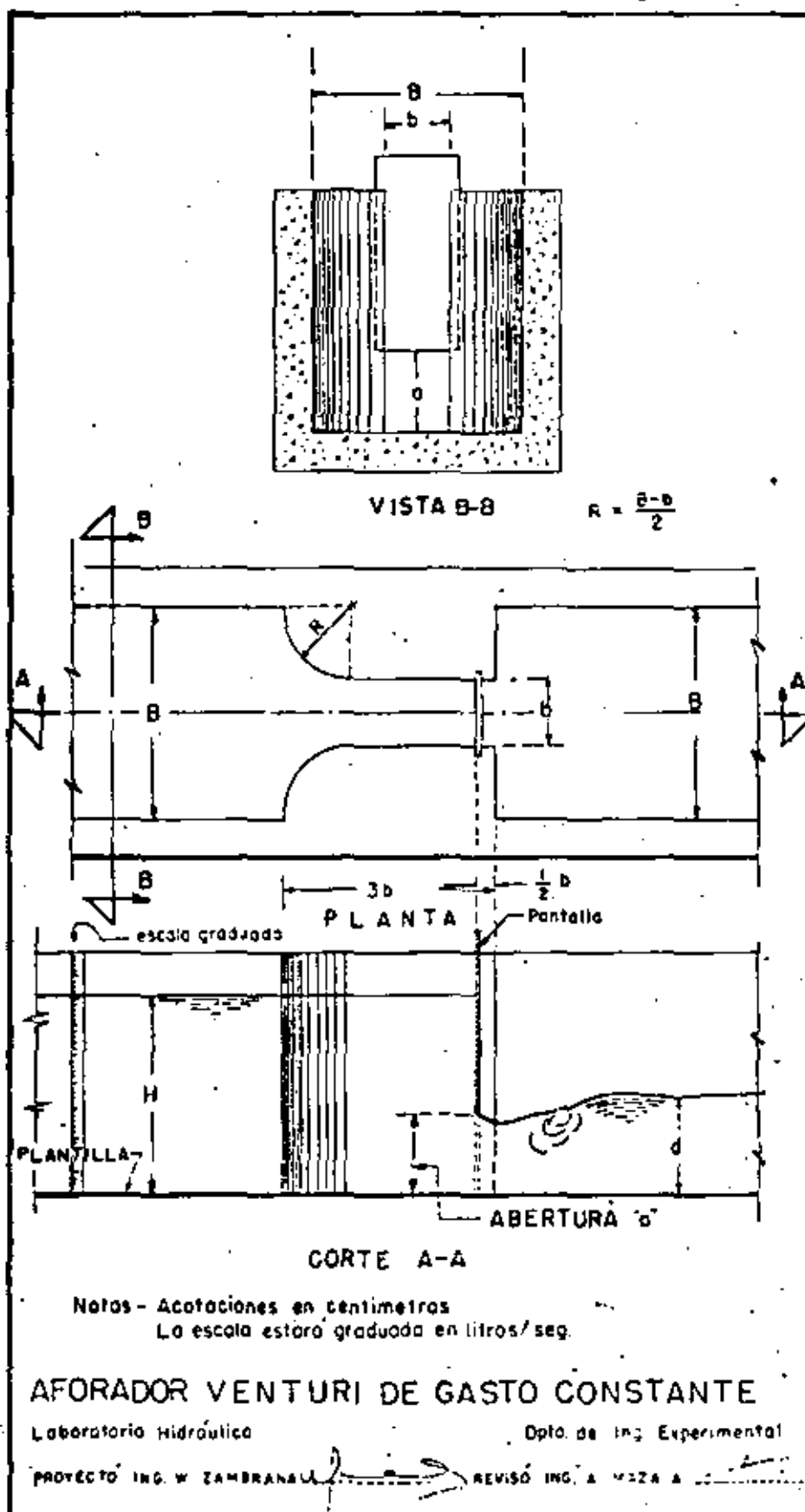


Figura Núm. 2

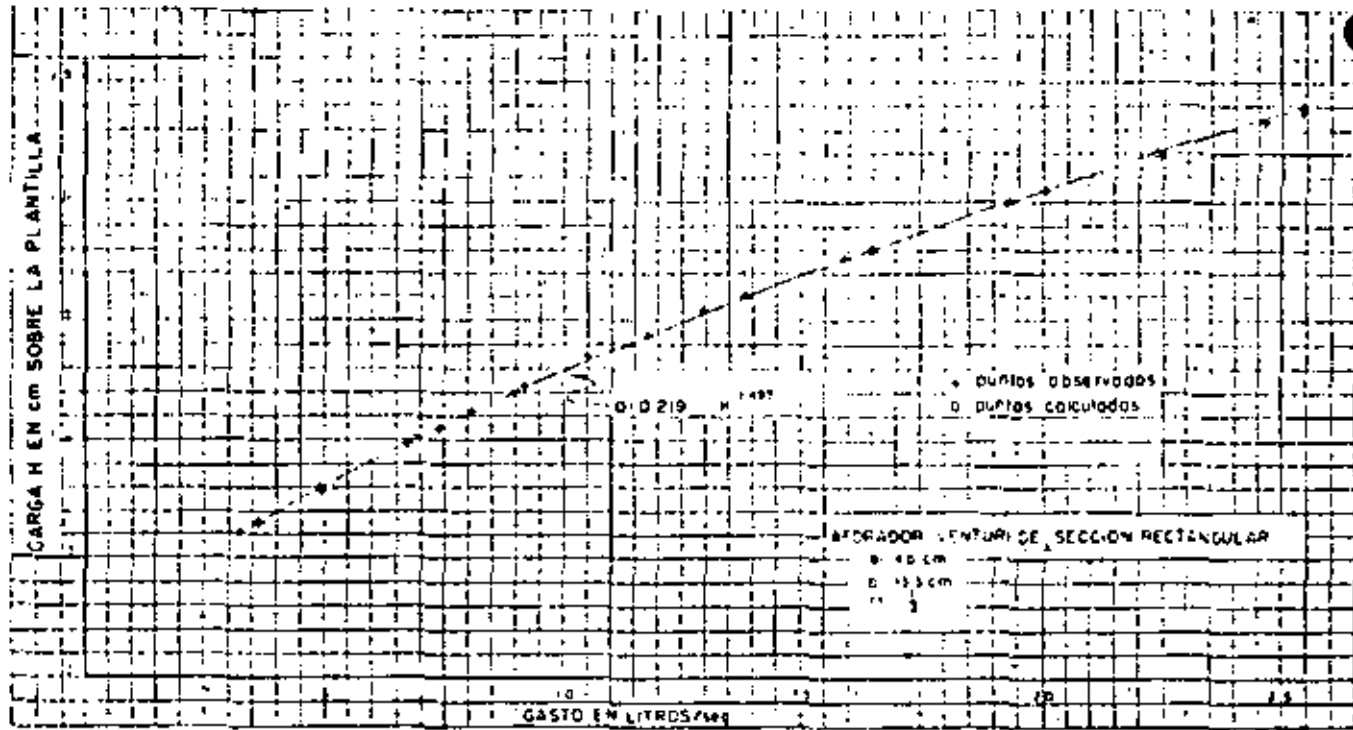


Figura Núm. 3

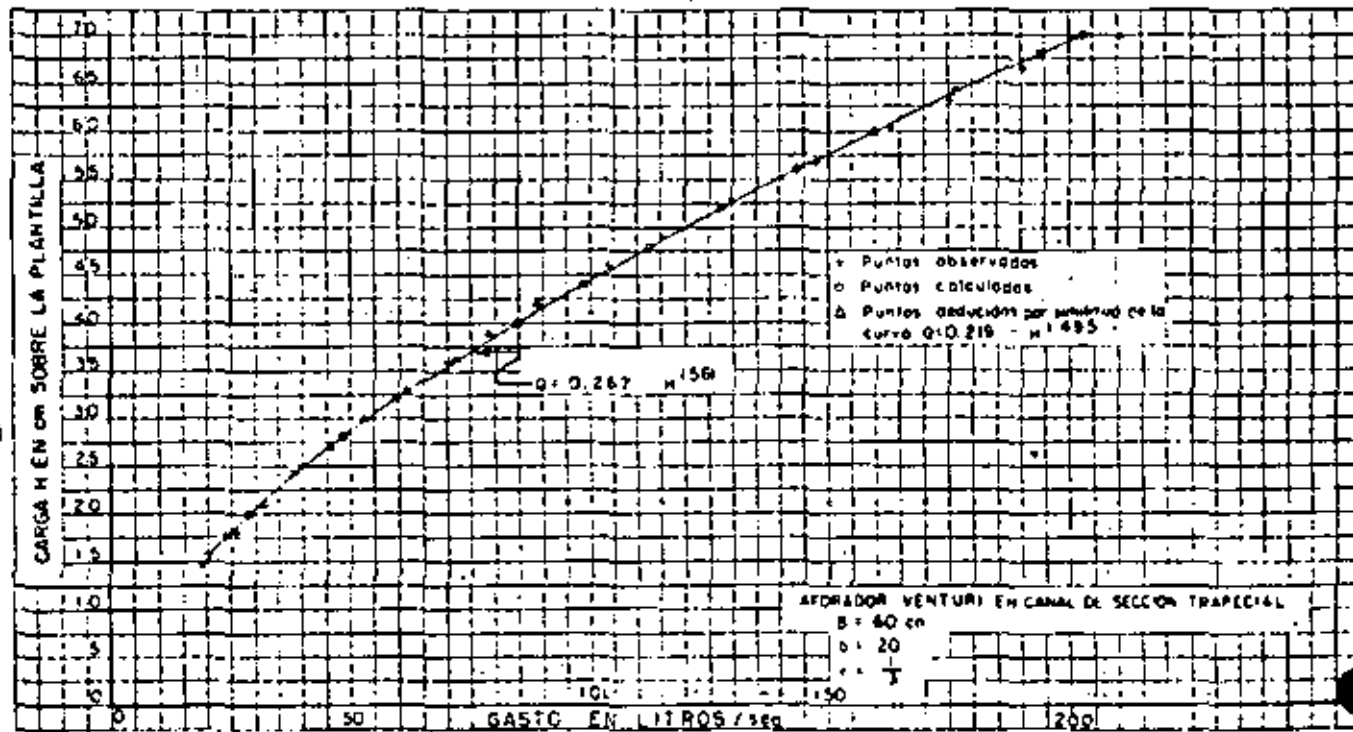




Figura Núm. 4

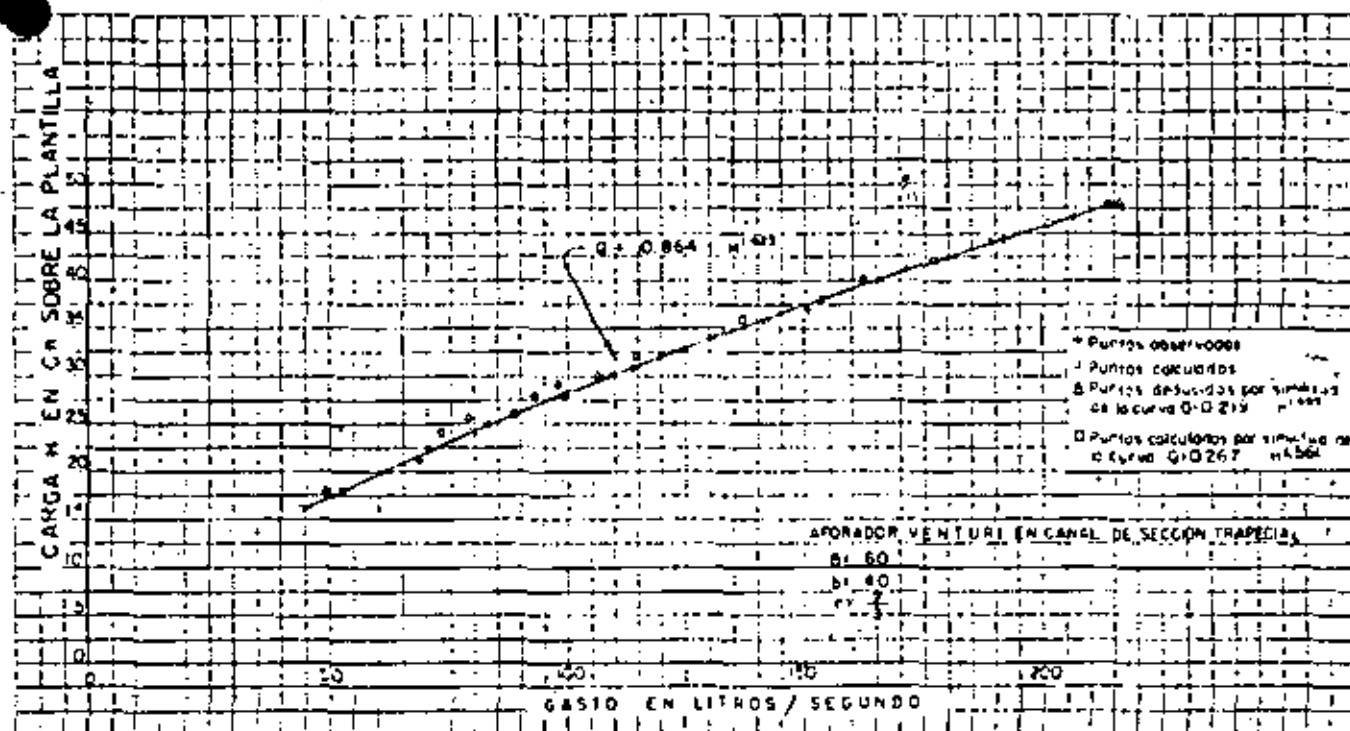
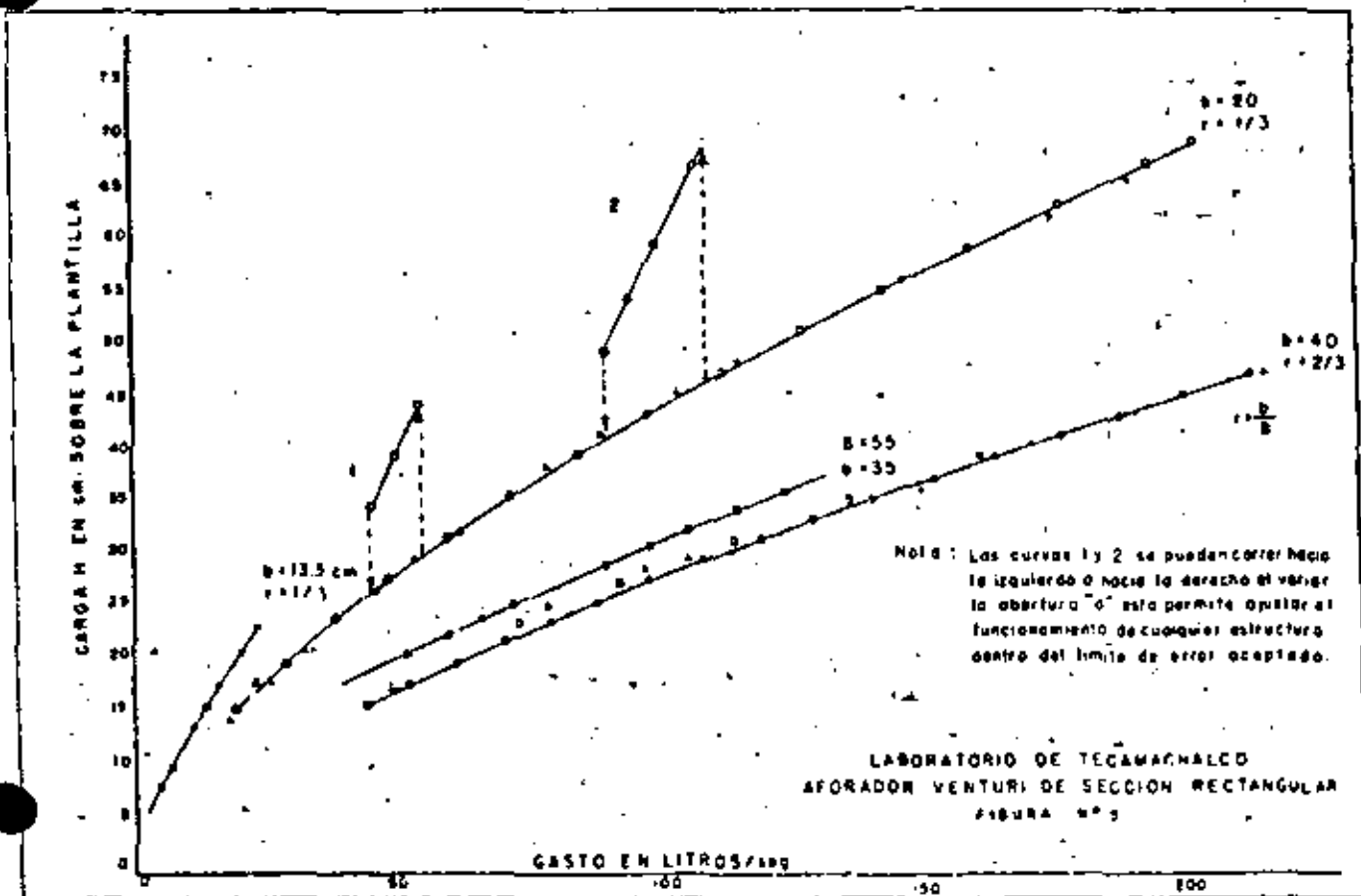
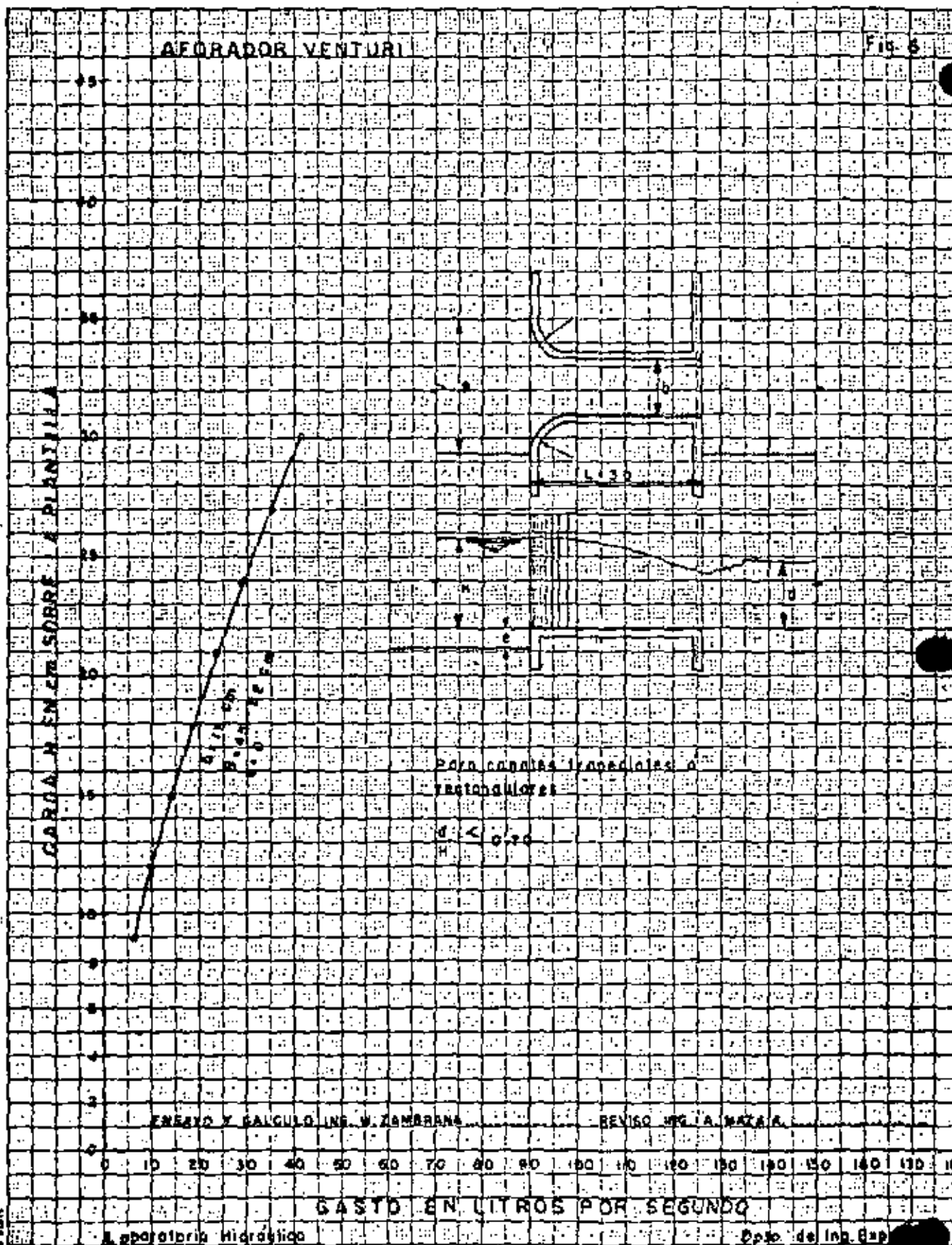


Figura Núm. 5





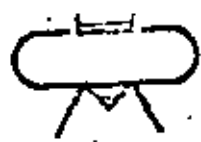


Fig. 7

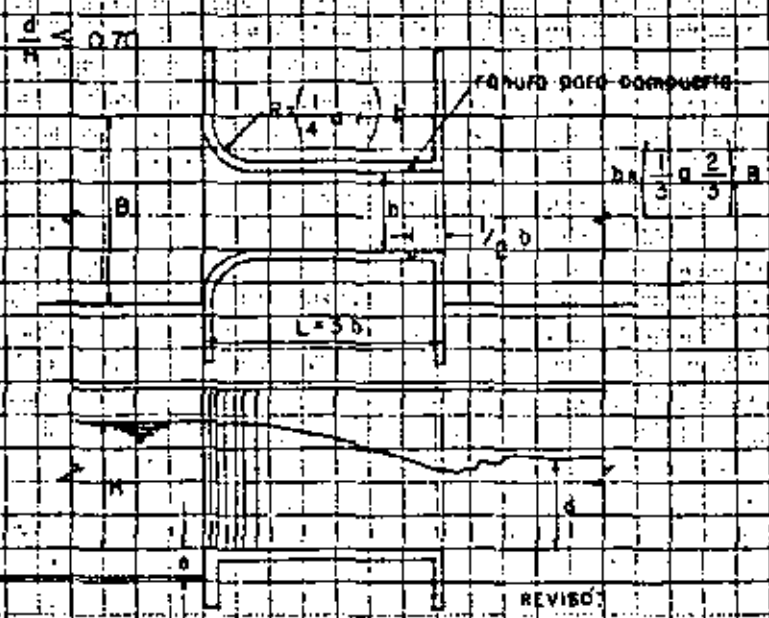
AFORADOR VENTURI

LABORATORIO HIDRÁULICO
DEPTO. DE INGENIERIA EXPERIMENTAL

CARGA EN CM. SOBRE LA PLANTILLA

$d_1 = 20 \text{ cm}$
 $d_2 = 10 \text{ cm}$
 $r = 0.930 \text{ cm}$

Ahorro de máxima para conolos rectangulares o trapeziales

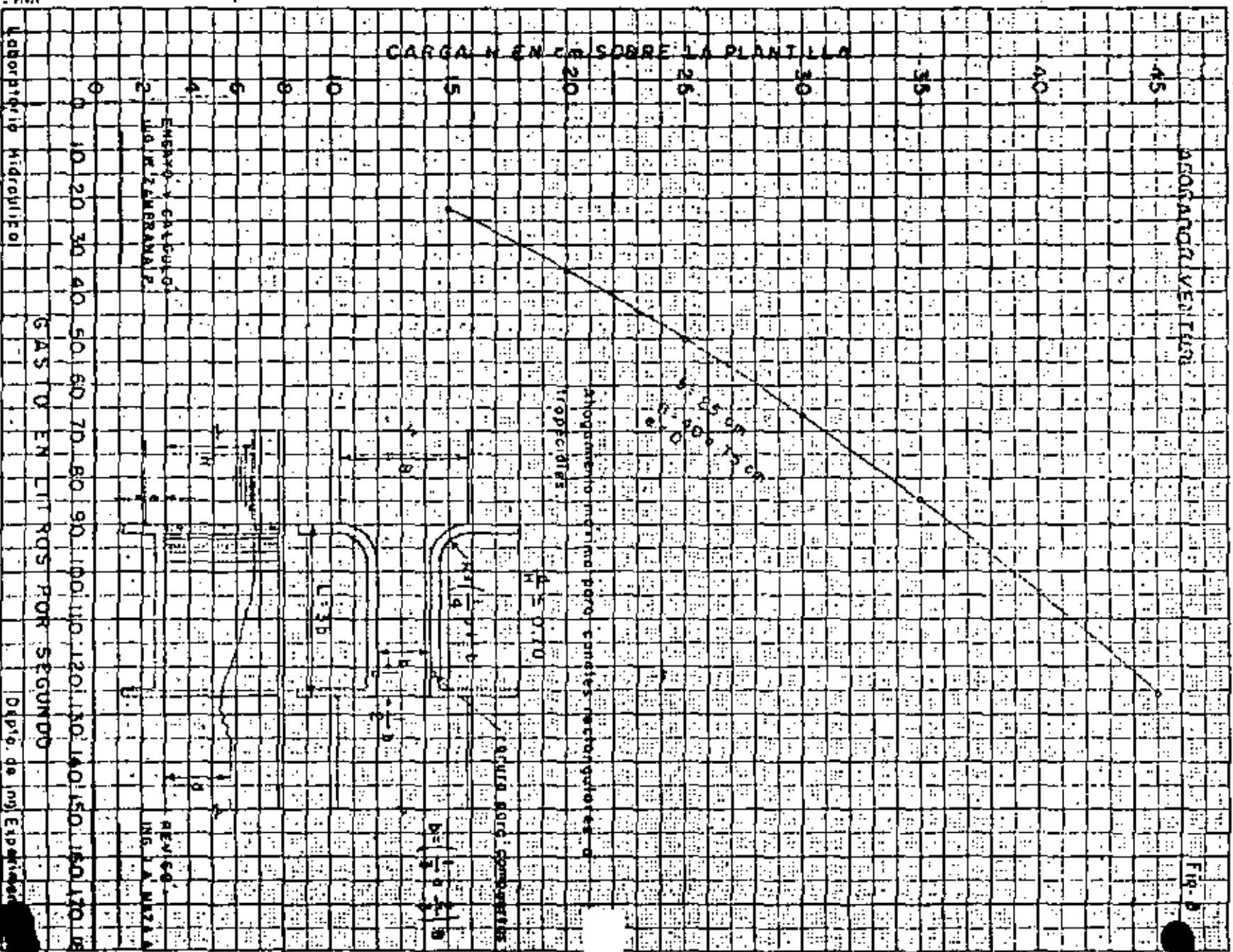


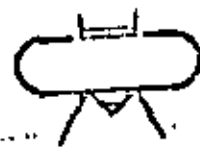
ENSAJO Y CALCULO:
ING. W. TAMBRANA P.

REVISO:
ING. J. MAZA A.

10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150

GASTO EN LITROS POR SEGUNDO





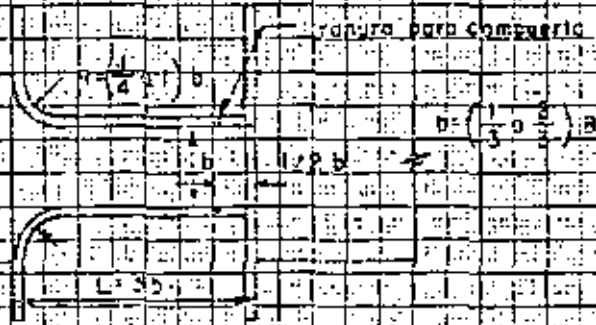
AFORADOR VENTURI

Fig. 9

CARGA M. EN CM. SOBRE LA PLANTILLA

A = 10 cm
B = 50 cm
C = 45 cm

Para canales: Rectangulares o trapezoides
Chocamiento máximo: $\alpha \leq 0.70$



ENSAYO Y CÁLCULO
ING. W. ZAMBRANA P.

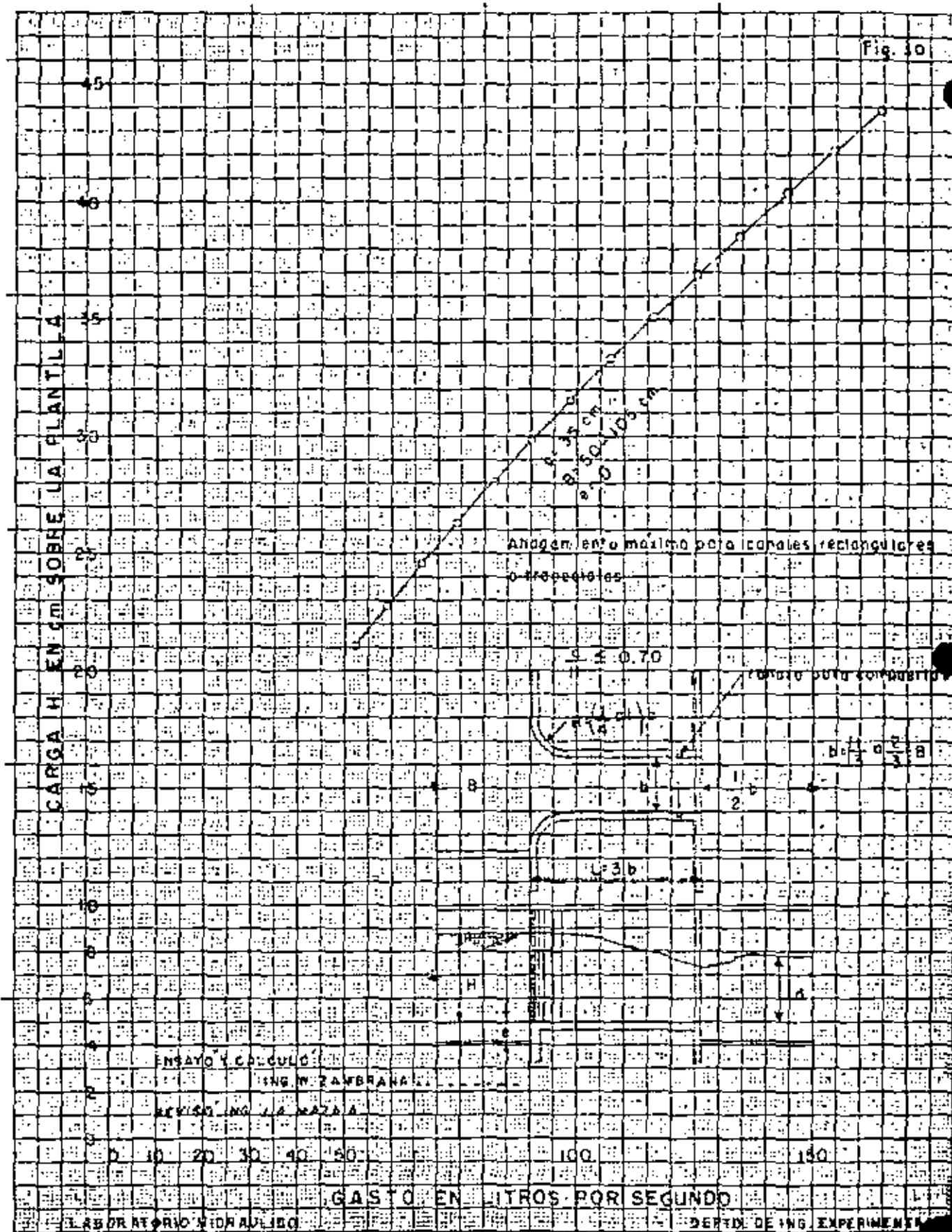
REVISO
ING. J. A. MATEO

GASTO EN LITROS POR SEGUNDO

Laboratorio Hidráulico

Octo. de Ing. Experimental

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150 160 170 180



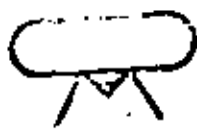


Fig. 1/1

AFORADOR VENTURI

CARGA H EN C.M. SOBRE LA PLANTILLA

Agrupamiento máximo para conos rectangulares
o trapeziales:

$$\sigma = 10.70$$

Formular para compuertas

$$b = \frac{1}{3} a \sqrt{\frac{2}{3}} a$$

$$L = 3b$$

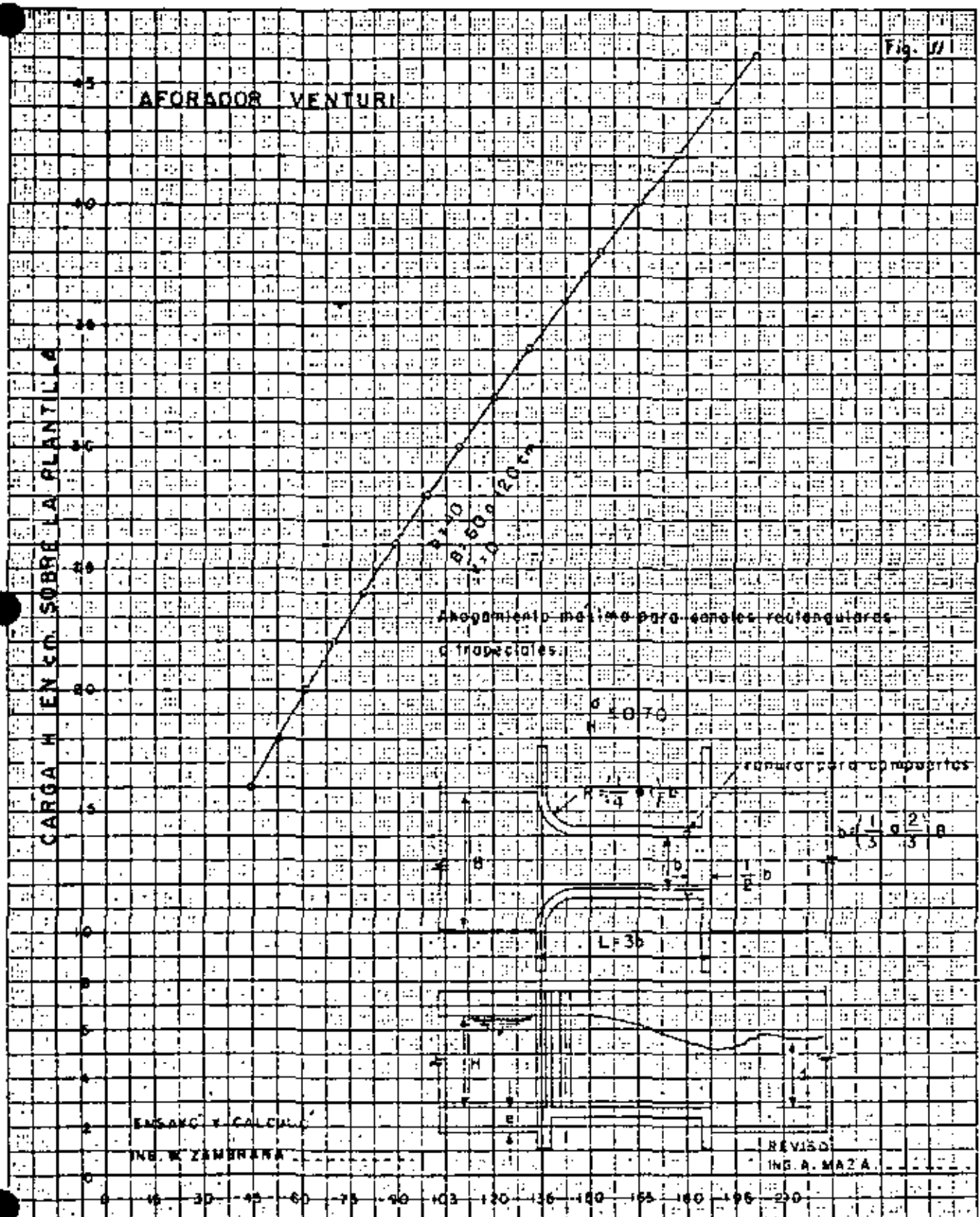
ENSAYO Y CÁLCULO
ING. W. ZAMBRANA

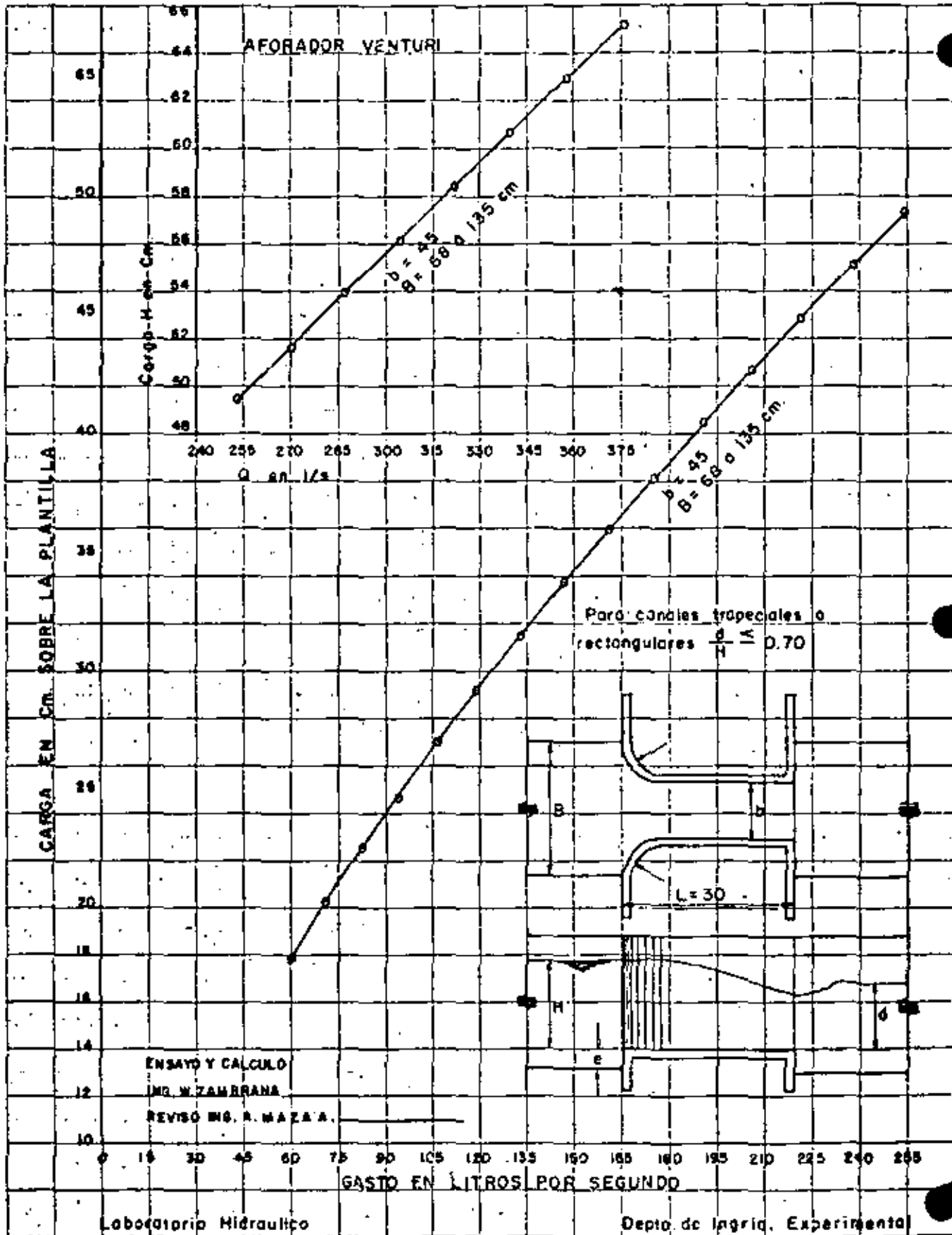
REVISÓ
ING. A. MAZA

GASTO EN LITROS POR SEGUNDO

LABORATORIO HIDRAULICO

DEP. DE INGENIERIA EXPERIMENTAL





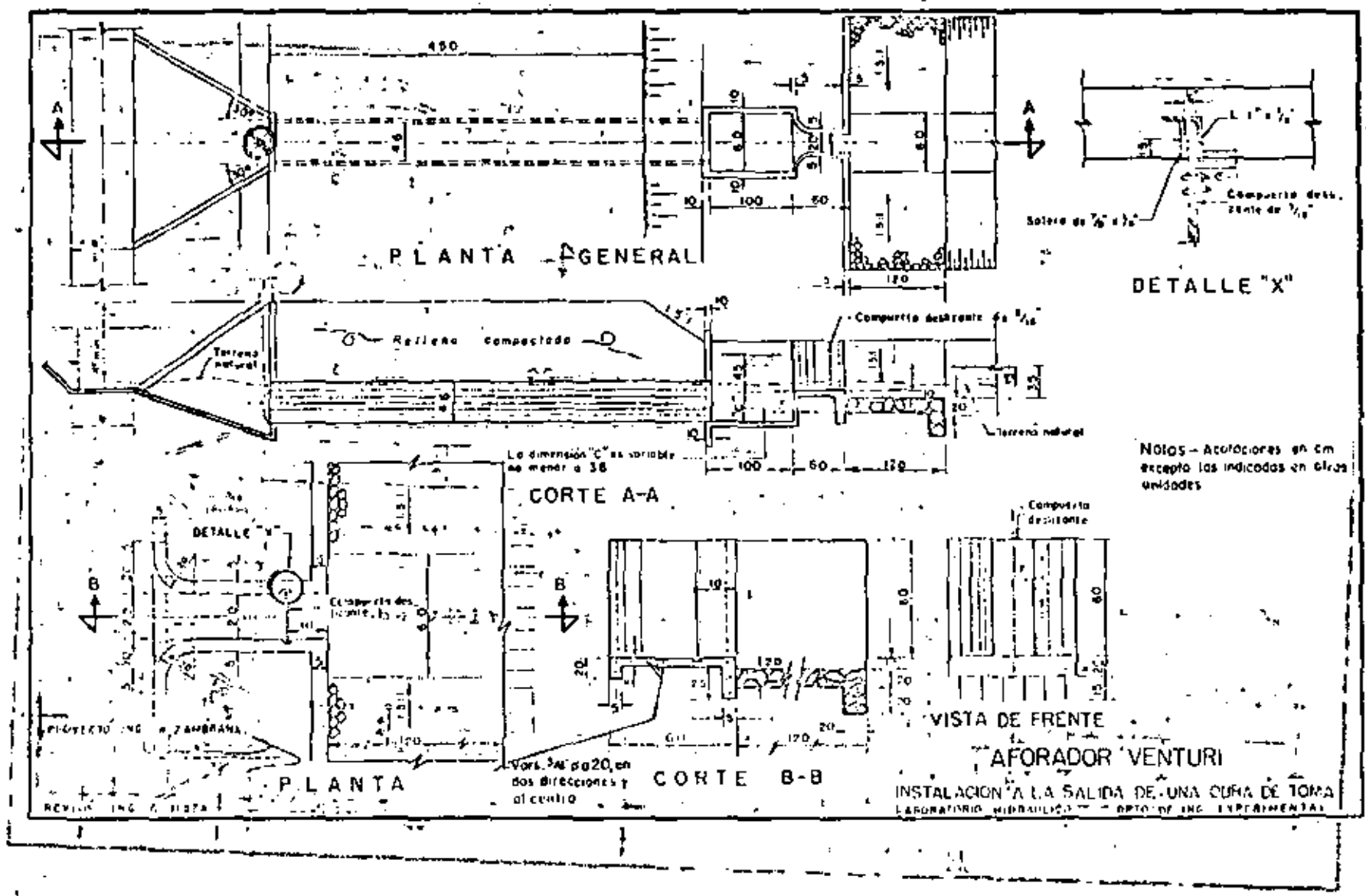
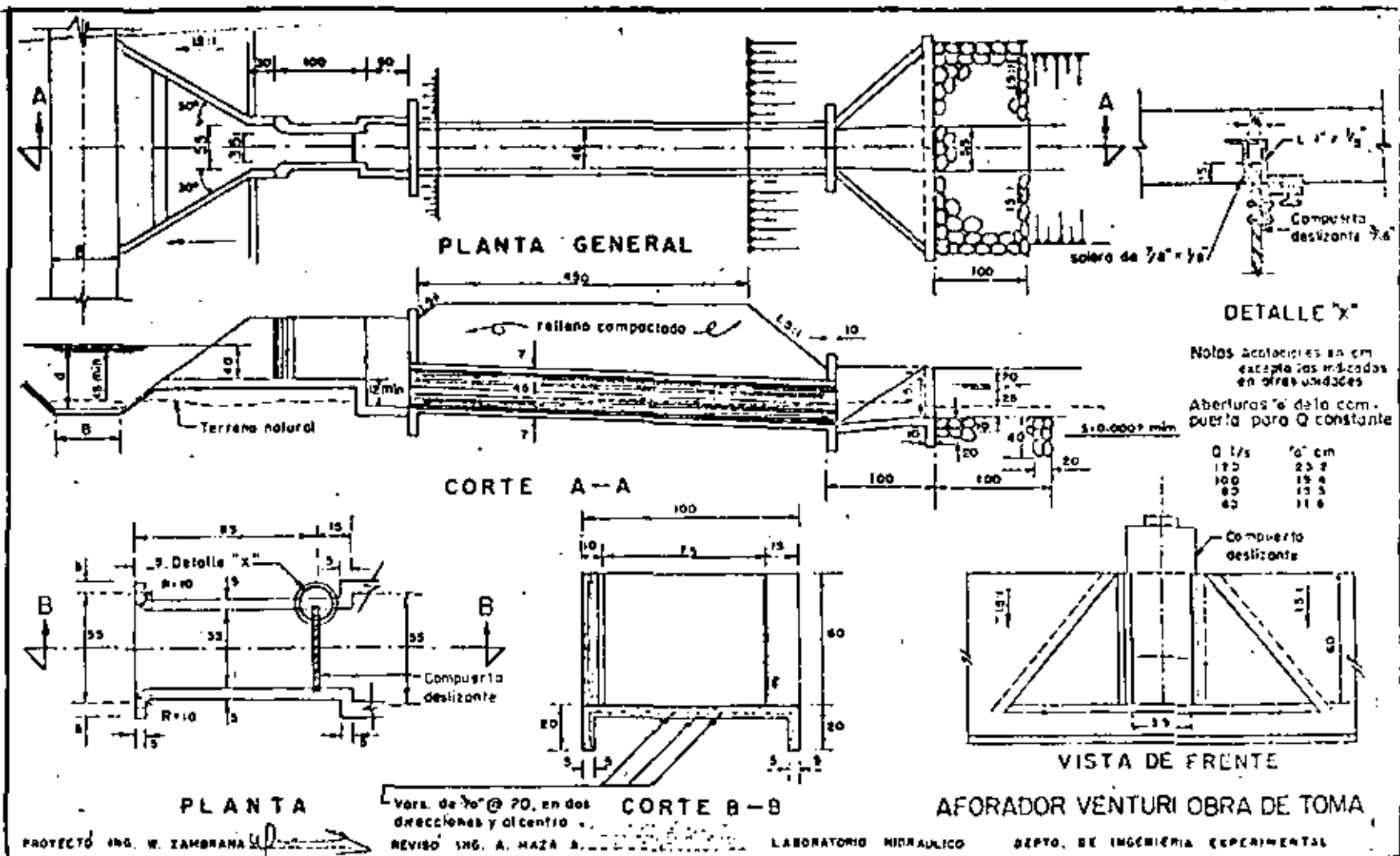


Figura Núm. 14





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

HIDRAULICA APLICADA
RAPIDAS Y CAIDAS

ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

10

VII. DE PROTECCION

1. RAPIDAS Y CAIDAS.

Las rápidas y caídas sirven para conducir el agua de una elevación superior a otra inferior, con la disipación consiguiente del exceso de energía y con la protección debida del tramo de terreno donde se localicen. La decisión de usar una rápida en lugar de una serie de caídas, se debe basar en estudios hidráulicos y económicos de ambas alternativas. Desde el punto de vista hidráulico, las caídas no deben estar espaciadas tan cerca unas de otras, que impidan el movimiento uniforme del agua para gastos variables, entre la salida de una estructura y la entrada de la siguiente, particularmente donde no se usan represas o secciones de control, a la entrada de las estructuras. En este caso, existe peligro de que no haya suficiente profundidad de agua en el canal, aguas abajo de los tanques amortiguadores, para producir el salto hidráulico en los mismos y en esa forma se podría desarrollar una corriente de alta velocidad a través de la serie de caídas, que ocasionaría daños en el canal de tierra. Por otra parte, cuando las caídas están muy cerca unas de otras en una ladera inclinada, se pueden presentar problemas de excavación y de relleno, que hacen indeseable o prohibitivo este tipo de estructuras. En forma muy general, se podría decir que la distancia mínima entre el dentellón de salida de una caída y el dentellón de entrada de la caída siguiente, debe ser 30 metros como mínimo. Desde luego, el estudio económico debe comparar el costo de una serie de caídas con el costo de una rápida, tomando en cuenta las ventajas y desventajas pertinentes a las condiciones especiales. Como el costo de mantenimiento de una serie de caídas, usualmente es considerablemente mayor que el de una sola rápida que desempeña la misma función, a veces se puede justificar económicamente un costo inicial hasta de un 50 por ciento mayor en la rápida que sustituirá a una serie de caídas.

DISEÑO HIDRAULICO

El diseño hidráulico de una rápida o caída, normalmente debe quedar terminado antes de empezar el diseño estructural, teniendo sólo atención general a los detalles estructurales. Para estructuras importantes, el levantamiento topográfico del sitio es de utilidad para estudiar varias alternativas del canal. Los datos de campo mínimos que se requieren son: propiedades hidráulicas y elevaciones de la rasante, de las secciones del canal aguas arriba y aguas abajo

de la rápida; y un perfil del terreno en la localización de la rápida, con datos de pozos de prueba o con información sobre la clase de material encontrado. Aún cuando no se puedan dar secuelas exactas para el diseño de esa clase de estructuras, usualmente, se debe dibujar — primero, en papel cuadrulado, el perfil de la superficie del terreno natural, a lo largo del eje de la rápida a escalas iguales de preferencia, y se debe trazar una línea tentativa de la rasante. En este mismo perfil se pueden hacer estudios para determinar las localizaciones tentativas de la entrada a la estructura y del tanque amortiguador.

ELEMENTOS QUE CONSTITUYEN LAS RAPIDAS Y CAIDAS.

Los elementos hidráulicos principales de una rápida son: — la entrada, el canal de la rápida, la trayectoria, el tanque amortiguador y la estructura de salida. En este tema el canal de la rápida y la trayectoria se mencionan conjuntamente como "canal de la rápida". Una caída tiene los mismos elementos que una rápida, pero en esta descripción se consideran caídas las estructuras que no tienen desnivel mayor de 4.50 m entre la superficie del agua superior y la inferior, — y cuya rápida tiene un talud no mayor de 3:1 aproximadamente. En consecuencia, en el diseño de una estructura de caída, no es práctico, — en general, hacer que la sección de la rápida tenga ancho inferior a la sección del estanque; en cambio en una rápida de longitud considerable, por lo general es posible proporcionar una sección comparativamente estrecha, para el canal de la rápida, en la mayor parte de su longitud.

ENTRADA. La entrada a una rápida o caída, puede tener distintas formas, dependiendo de la finalidad deseada: sección de control, de profundidad crítica, de forma rectangular o trapecial; represa; vertedor.

CANAL DE LA RAPIDA. Los canales de las rápidas usualmente son de sección transversal, rectangular o trapecial, pero se pueden usar otras formas, lo que depende de consideraciones económicas. Las rápidas de concreto de sección trapecial, generalmente se construyen totalmente dentro de una excavación de suficiente profundidad para — que la sección del canal se pueda apoyar sobre terreno natural inalterado, ordinariamente estable, en cambio, una rápida rectangular se puede localizar en corte sólo suficiente para alcanzar una cimentación firme, y se puede construir sin rellenar a lo largo de los muros, o con relleno. Los canales de la rápida pueden ser de lados parale-

los, convergentes o divergentes. La divergencia de una corriente es gobernada por la presencia de fuerzas que originan movimiento transversal del agua. Para las estructuras de caída pueden ser económicamente ventajoso usar una sección trapecial transversal.

En el cálculo de caídas y rápidas, es usual escoger para concreto un valor de $n = 0.014$ ó 0.015 , en la fórmula de Manning, para gastos hasta de $2.8 \text{ m}^3/\text{seg}$; para gastos mayores y altas velocidades, puede ser deseable estudiar la rápida con un valor de n algo mayor, debido a la incorporación de aire. El bordo libre en rápidas trapeciales o rectangulares, se puede obtener usando las curvas que se muestran en la fig. 1. Para rápidas muy grandes, fuera del alcance de esas curvas, es necesario hacer un estudio especial, y el bordo libre se determina teniendo en cuenta los daños posibles a la estructura y a los terrenos adyacentes por derrame. Para usar las curvas para bordo libre, es necesario obtener primero las profundidades y velocidades en distintos puntos a lo largo de la rápida. Estas profundidades y velocidades se pueden obtener suponiendo primeramente la profundidad crítica en el control de la entrada o cerca de él, o suponiendo una profundidad mayor que se puede presentar en los casos de algunos tipos de entrada y de canales de llegada a la rápida; y calculando en seguida por pasos sucesivos a lo largo de la rápida, mediante el teorema de Daniel Bernoulli, o siguiendo alguno de los métodos basados en dicho teorema. Las profundidades que se usan en los cálculos se deben considerar normalmente a la línea inclinada del fondo de la rápida y la velocidad y longitud se miden paralelamente a dicha inclinación.

Para rápidas de concreto se debe usar un valor de $n = 0.014$ ó 0.015 , para obtener las profundidades y velocidades que se necesitan para determinar el bordo libre. El bordo libre se debe medir normalmente a la línea inclinada del fondo de la rápida, pero la dimensión de la altura del muro se indicará verticalmente en los planos de construcción. Los cambios de altura del muro se pueden reducir a dos centímetros, usualmente a distancias de 1.5 m ó de 3.00 m o a intervalos dictados por economía de diseño y construcción. Cuando las velocidades exceden de $10 \text{ m}/\text{seg}$, se debe dar atención al posible aumento de volumen de la corriente por incorporación de aire. Algunas veces es necesario trazar los canales de las rápidas con curvas horizontales, y entonces se puede necesitar bordo libre adicional debido a la sobreelevación del agua en el muro exterior de la curva.

En casos importantes de esta naturaleza, es necesario recurrir a modelos hidráulicos.

TRAYECTORIAS. En los puntos situados a lo largo del canal de la rápida, donde cambia la pendiente a un declive más escarpado, se diseña una trayectoria, que sigue la trayectoria libre de una partícula de agua que tiene cierta velocidad longitudinal, y que está sometida a una cierta fricción de la fuerza de gravedad. Cuando la rápida se acerca al tanque con pendiente de 1 vertical a 3 horizontales, usualmente es aconsejable introducir una trayectoria antes de llegar al tanque, para evitar altura excesiva de los muros laterales de la estructura.

Si el trazo de la trayectoria se calcula con todo el valor de la gravedad para la componente vertical, no hay presión del agua sobre el fondo y aumenta el espacio ocupado por el aire, lo que puede limitar la capacidad del canal de la rápida. En consecuencia, en el cálculo de la trayectoria de las rápidas, se acostumbra usar la aceleración vertical, un valor inferior a la gravedad o incrementar el valor de la velocidad (1.5) para que así se adhiera al fondo del canal. Antes de diseñar la trayectoria, se deben determinar la profundidad y la velocidad del agua al principio de la misma. La divergencia de la trayectoria en rápidas trapeciales no es aplicable, puesto que en general no deben cambiar en ancho o de forma; cuando el canal de una rápida es trapecial y el tanque es rectangular, los cambios pueden efectuarse aguas abajo de la trayectoria.

TANQUE AMORTIGUADOR. Los tanques amortiguadores para alojar el salto hidráulico, se ubican generalmente en el extremo inferior de rápidas y caídas, para obtener la disipación requerida de la energía entre el extremo inferior de la rápida y la corriente normal del canal, aguas abajo del tanque. La profundidad necesaria (d2) en el extremo inferior del tanque se puede calcular por la ecuación de presión y momento (cantidad de movimiento).

Cuando no existe un control efectivo en el canal aguas abajo del tanque, el gasto es variable y ello imposibilita la obtención de la profundidad necesaria, se procede a calcular una nueva profundidad y una nueva elevación de energía correspondiente, basándose en coeficientes más pequeños de la n de Manning normalmente escogida. Por ejemplo, en canales de tierra diseñados originalmente para un valor $n = 0.25$ ó 0.35 , se deben recalcular para $n = 0.020$. En canales revestidos de concreto, diseñados originalmente con un va

lor $n = 0.014$ ó 0.015 , se debe recalcular con un valor $n = 0.012$. Es-
 tos valores más pequeños de n , proporcionan un cierto factor de segu-
 ridad en contra de una elevación más baja de la superficie del agua -
 en el canal, que la indicada en los datos originales. Debido a las ve-
 locidades más elevadas que se tienen en las rápidas, y por lo tanto,
 debido a pérdidas de fricción más elevadas, usualmente es ventajoso -
 tomar en cuenta las pérdidas de fricción en el canal de la rápida has-
 ta el extremo de la trayectoria y luego multiplicar las fuerzas de --
 aguas arriba del tanque por el factor 1.10 en previsión de errores po-
 sibles en la estimación y también para compensar por la distribución
 no uniforme de la velocidad. En el caso de caídas, que comúnmente --
 tienen velocidades más bajas, usualmente es suficiente para obtener -
 este factor de seguridad, despreciar las pérdidas de fricción en el -
 declive de la caída, lo que elimina la necesidad de multiplicar las -
 fuerzas de aguas arriba del tanque, por 1.10.

Donde las caídas distan menos de 60 m, entre la salida de -
 una y la entrada de otra; la de aguas abajo debe tener algún control
 en la entrada, para asegurar la profundidad requerida (d_2) en el tan-
 que de la caída de aguas arriba. En general, para cualquier tanque -
 que depende de la profundidad del agua aguas abajo, para que propor-
 cione un valor (d_2) suficiente para que origine el salto hidráulico,-
 la elevación del piso del tanque, se puede obtener por medio de la si-
 guiente ecuación:

$$\text{Elev. B} = \text{Elev. C} + d_3 + hv_3 - d_2$$

TANQUE RECTANGULAR. En un tanque de sección rectangular de
 ancho dado, se debe determinar la elevación correspondiente del piso.
 Para gastos hasta de 2.8 m³/seg, el ancho del tanque se puede obtener
 por la siguiente fórmula empírica:

$$b = \frac{18.46 Q}{Q + 9.91}$$

donde:

- b = ancho del tanque en m
- Q = gasto en m³/seg

Para gastos mayores de 2.8 m³/seg, los anchos de los tan-
 ques deben seleccionarse en base de consideraciones hidráulicas y eco-
 nómicas.

ESTRUCTURA DE SALIDA. La estructura de salida de una rápi-

da o caída, conecta al tanque con el canal de tierra, o revestido de concreto aguas abajo; previniendo la erosión, además de proteger al tanque al disipar la energía del agua. Para estructuras pequeñas — ($Q = 2.6$ m³/seg, o menos), la salida del tanque se protege mediante un muro dentellón y la transición puede quedar desplantada en tierra. Estructuras mayores requieren una salida más adecuada, siendo de los tipos más comúnmente usados: transición alabeada de líneas rectas, — muros verticales divergentes rectos o curvados, que se prolongan dentro de los bancos del canal de tierra en cada lado; y canales rectangulares rectos, con muros verticales cuya altura disminuye, desde la altura total del muro del tanque hasta cero. Una parte de la transición se puede construir en tierra siempre que la velocidad aguas abajo del dentellón final no sea excesiva para la clase de suelo. Se puede usar protección de enrocamiento raspado, u otra protección adecuada en la transición desplantada en tierra. El bordo libre en el extremo de aguas abajo de una transición de salida, recta o alabeada, es el mismo que para una transición de entrada; pero junto al tanque, debido al oleaje, se debe aumentar el bordo libre en función lineal de valores de QVd/A , comprendidos entre 0.0 y 85.0, conforme a la tabla siguiente:

QVd/A	Incremento del bordo libre de la transición — junto al estanque.
m ³ /seg ²	
0.0	0.125 Blo
85.0	0.25 Blo

Blo = Bordo libre debido al oleaje en el tanque determinado según la curva de la Figura N° 2.

DISEÑO ESTRUCTURAL

Planos de construcción. Los planos de construcción deben mostrar la estación y elevación en cada quiebre de la rasante en el inicio y al final de la estructura de la rápida o caída y en tantos puntos de la trayectoria como sea necesario para localizarla con exactitud. Debe aparecer la elevación del piso del tanque y también la pendiente de la rápida entre puntos fijos.

A. Refuerzo. En los planos donde se muestran la elevación y los cortes deben indicarse el diámetro y espaciamiento de las varillas de refuerzo transversal y longitudinal.

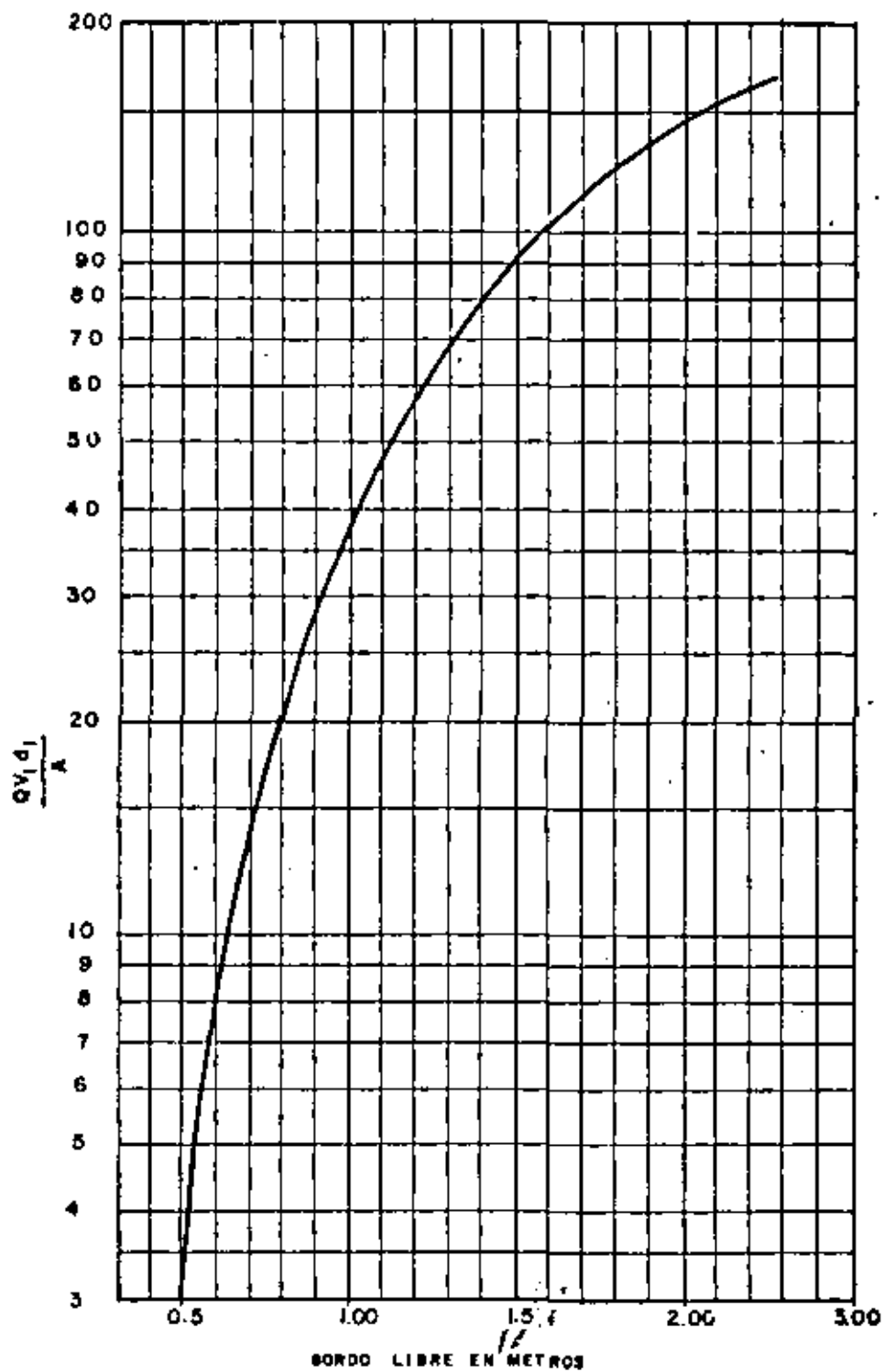


FIG. 2.— CURVA PARA EL BORDO LIBRE EN EL TANQUE AMORTIGUADOR POR EFECTO DE OLEAJE

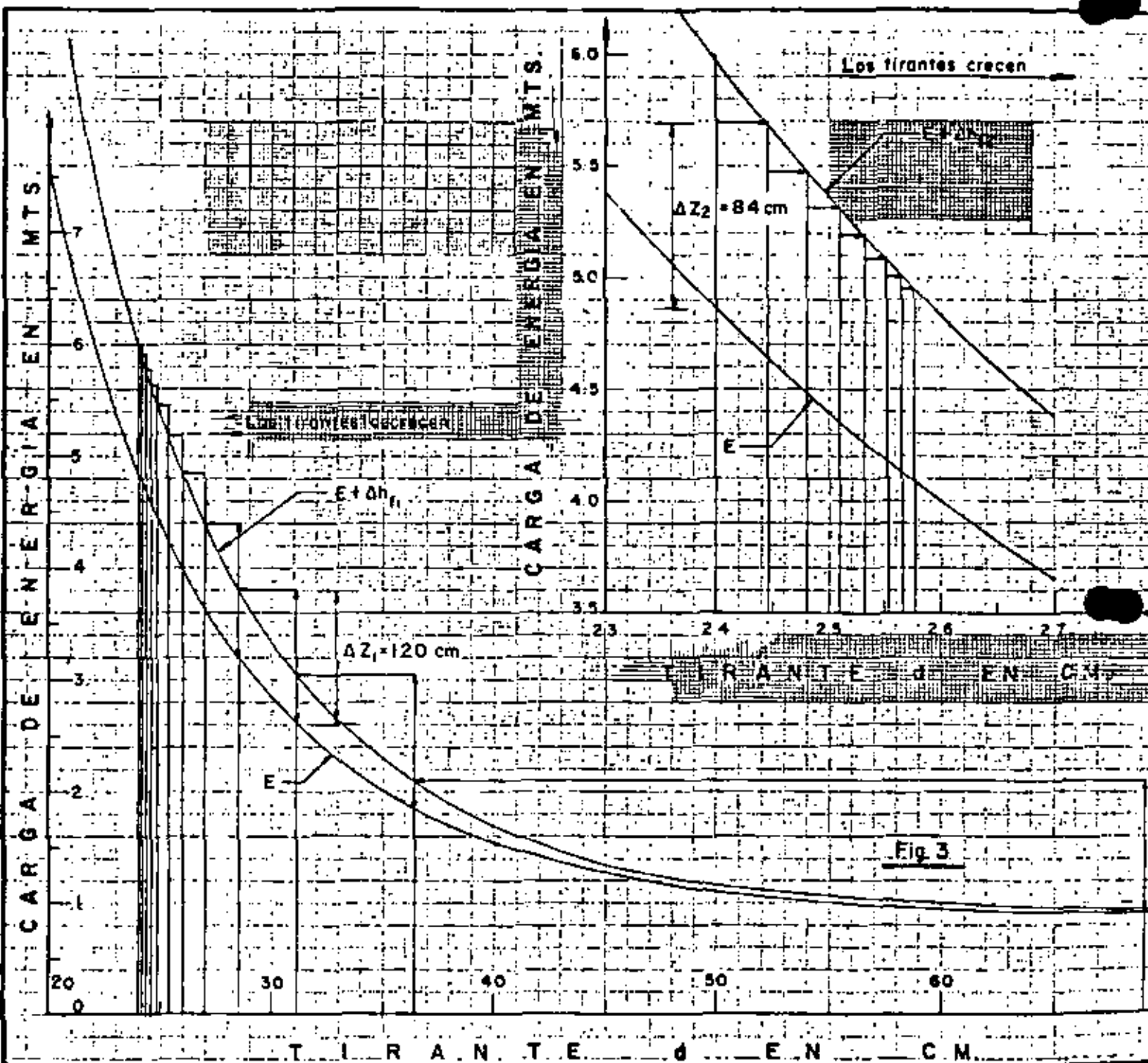


FIG 3- GRAFICAS PARA EL CALCULO DE LA ECUACION.

$$E + \Delta Z = E_f + \Delta h_f$$

B. Secciones Transversales. Se deben presentar secciones transversales de la estructura en sitios importantes, para mostrar dimensiones, refuerzo, líneas de terreno y cualquier información de construcción que no se pueda mostrar en la planta o en el corte longitudinal. La localización de las secciones transversales usualmente se indican en la planta, pero puede ser necesario indicarlo en otros lugares.

Tratándose de estructuras simétricas, basta detallar la mitad de la sección transversal lo que puede economizar trabajo de dibujo y espacio en los planos. Se incluirán dibujos de detalles para aclarar las dimensiones y la construcción de las partes menores de la estructura.

C. Detalles de diseño. Los detalles de diseño que se presentan en las estructuras de rápidas y caídas pueden ser: carteles, drenes, lloraderos, filtros, dentellones, juntas.

EJEMPLO NUMERICO:

CALCULO HIDRAULICO DE LA RAPIDA.

I.- CANAL DE LA RAPIDA.

Este, se realizará por el método semigráfico que hace uso de las curvas $E - d$ y $E + Ah_1 - d$

- Datos hidráulicos de la rápida: (ver plano N° 1004-C-304)

$Q = 2.650 \text{ m}^3/\text{seg}$	$b = 0.800 \text{ m}$	$t = 1.5:1$
$n = 0.015$	$H = 1.300 \text{ m}$	$L_t = 93.900 \text{ m}$
$S_1 = 0.240$	$L_1 = 55.000 \text{ m}$	$S_2 = 0.168$
$L_2 = 38.90 \text{ m}$		

- ** Datos hidráulicos de la sección crítica.

$Q = 2.650 \text{ m}^3/\text{seg}$	$b = 0.800 \text{ m}$	$t = 1.5:1$
$d_c = 0.692 \text{ m}$	$A_c = 1.272 \text{ m}^2$	$v_c = 2.084 \text{ m}/\text{seg}$
$Ec = 0.913 \text{ m}$	$r = 0.386 \text{ m}$	$h_v = 0.221$

Aplicando el método semigráfico, que no es más que la solución del teorema de Daniel Bernoulli por medio de incrementos finitos, se comienza por dividir la longitud total 93.90 m en 18 tramos

horizontales de 5 metros y el tramo final de 3.90 m. Entonces las longitudes de los tramos inclinados son:

- a) Para la pendiente $S_1 = 0.240$

$$L_{inc} = 5.000 \times \sqrt{1 + 0.240^2} = 5.142 \text{ m}$$

Se tienen 11 tramos iguales de $L_{11} = 5.142 \text{ m}$

- b) Para la pendiente $S_2 = 0.168$

$$L_{inc} = 5.000 \times \sqrt{1 + 0.168^2} = L_{22} = 5.070 \text{ m}$$

Se tienen 7 tramos iguales de $L_{22} = 5.070 \text{ m}$
y un último tramo de longitud.

$$L_{inc} = 3.900 \times \sqrt{1 + 0.168^2} = L_{33} = 3.955 \text{ m}$$

y los incrementos de elevación de la plantilla son:

- a) Para la pendiente $S_1 = 0.240$

$$\Delta Z_{11} = 5.000 \times 0.240 = 1.200 \text{ m}$$

y se tienen 11 incrementos de elevación de 1.200 m cada uno.

- b) Para la pendiente $S_2 = 0.168$

$$\Delta Z_{22} = 5.000 \times 0.168 = 0.840 \text{ m}$$

y se tienen 7 incrementos de elevación de 0.840 m cada uno,
y además un último incremento de elevación de $3.900 \times 0.168 = 0.655 \text{ m}$

$$\Delta Z_{33} = 0.655 \text{ m}$$

Resolviendo el teorema de Bernoulli por medio de incrementos finitos, se procede de la siguiente manera:

Aplicándolo entre las secciones 1 y 2, según la fig. 4.

Plano horizontal de comparación en la plantilla de la sección N° 2.

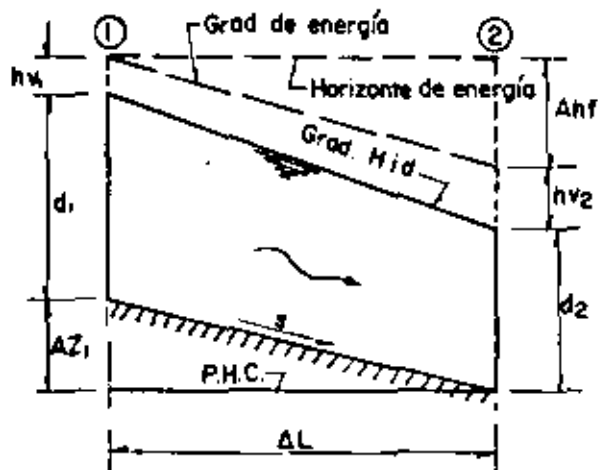


Fig. 4

$$\Delta Z_1 + d_1 + hv_1 = d_2 + hv_2 + \Delta hf$$

Como las energías específicas en las secciones 1 y 2 son:

$$E_1 = d_1 + hv_1$$

$$E_2 = d_2 + hv_2$$

por tanto:

$$\Delta Z_1 + E_1 = E_2 + \Delta hf$$

Ahora, construyendo las gráficas $\Delta Z_1 + E_1$ contra tirantes d y $E_2 + \Delta hf$ contra tirantes, se podrá resolver gráficamente la ecuación planteada.

Para el cálculo de los valores deseados se tendrían que emplear las fórmulas:

$$A = 0.800 d_1 + 1.500 d_1^2; \quad p = 0.800 + 3.606 d_1 \quad r = A \div P$$

$$v = 2.650 \div A \quad hv = v^2 - 19.60 \quad S = \left(\frac{0.015 v^2}{r^{2/3}} \right)$$

$$\Delta hf = S \times L$$

$$E = d_1 + hv \quad z + \Delta hf = d_1 + hv + S \times L$$

Dando valores a d de 0.20 a 0.40 de 0.01 m/0.01 y luego de 0.40 a 0.80 a/c 0.10 m y calculando las fórmulas antes anotadas se puede construir la siguiente tabla.

TAJLA PARA EL CALCULO DE LAS GRAFICAS

d (m)	E (m)	E + hf ₁ (m)	E + hf ₂ (m)
0.20	7.59515	9.80657	9.77560
0.21	6.73836	8.59185	8.56589
0.22	6.01148	7.57681	7.55489
0.23	5.39090	6.72175	6.70307
0.24	4.85799	5.99643	5.98049
0.25	4.39797	5.37747	5.36375
0.26	3.99896	4.84621	4.83434
0.27	3.65135	4.38784	4.37753
0.28	3.34730	3.99031	3.98130
0.29	3.08037	3.64429	3.63635
0.30	2.84524	3.34165	3.33470
0.31	2.63746	3.07609	3.06990
0.32	2.45139	2.84233	2.83683
0.33	2.28985	2.63580	2.63091
0.34	2.14422	2.45295	2.44862
0.35	2.01427	2.29045	2.28658
0.36	1.89807	2.14597	2.14249
0.37	1.79399	2.01705	2.01393
0.38	1.70063	1.90173	1.89887
0.39	1.61677	1.79859	1.79599
0.40	1.54134	1.70604	1.70373
0.50	1.09591	1.16394	1.16299
0.60	0.94402	0.97641	0.97591
0.70	0.91347	0.93044	0.93015
0.80	0.93981	0.94948	0.94934

Con estas tablas y con sus gráficas respectivas se procede a la solución gráfica de la ecuación de Bernoulli. (Ver gráficas en la fig. 3).

Con el valor del tirante crítico se entra en el eje vertical hasta E_c , se le agrega ΔZ_1 , se traza una horizontal hasta cortar $E + \Delta hf_1$; la abscisa, es decir el tirante en este punto de intersección es el valor buscado. Con este segundo tirante se sube verticalmente hasta la gráfica E , se le agrega su correspondiente ΔZ_1 y se traza otro horizontal hasta cortar $E + \Delta h + i$; la abscisa de este otro nuevo punto de intersección nos proporciona el valor del siguiente tirante. Procediendo en forma análoga a la descrita, se calculan gráficamente los tirantes correspondientes a los

primeros 11 tramos de la rápida para $S = 0.240$. Se observa que en estos 11 movimientos la línea horizontal siempre se desplaza hacia la izquierda para intersectar la gráfica $E + \Delta hf_1$.

Al continuar con los siguientes 7 tramos de la rápida, correspondientes a la pendiente $S = 0.168$, cambian ΔZ_1 a ΔZ_2 y Δhf_1 a Δhf_2 , por lo que se procederá en forma análoga a la anterior pero tomando en cuenta estos cambios. Se trabajará en la gráfica $E + \Delta hf_2$ y con $\Delta Z_2 < \Delta Z_1$.

Con el dato del último tirante obtenido de la gráfica se prolonga verticalmente hasta la gráfica E y se le agrega ΔZ_2 , se traza una horizontal hasta cortar la gráfica $E + \Delta hf_2$, desplazándose horizontalmente hacia la derecha, lo que indica que el tirante aumentará de valor. La abscisa del punto de intersección proporcionará el valor del tirante del nuevo tramo. Procediendo en esta forma hasta obtener los tirantes de los 7 tramos restantes de la rápida, se resuelve el problema completamente.

Los tirantes calculados gráficamente de la fig. 3 son los siguientes:

"LECTURAS GRAFICAS DE LOS TIRANTES"

Tirantes	Dimensiones en cm	Tirantes	Dimensiones en cm
	Para $S = 0.240$		Para $S = 0.168$
d0	09.2	d13	24.4
d1	30.4	d13	24.8
d2	31.1	d14	25.1
d3	28.5	d15	25.3
d4	27.0	d16	25.5
d5	26.0	d17	25.7
d6	25.4	d18	25.8 *
d7	24.9		
d8	24.6		
d9	24.4		
d10	24.6		
d11	24.0		

* Dato de partida para el cálculo del tanque amortiguador.

II. TANQUE AMORTIGUADOR

Se empleará un método semigráfico para el cálculo del tanque que es aplicable para cualquier sección hidráulica.

Este método consiste esencialmente en trazar las gráficas: elevaciones-tirantes, entre las secciones (1) y (2) y elevaciones-tirantes conjugados menores (d1) en el tanque amortiguador.

En el punto de intersección de estas gráficas se tendrá la elevación del fondo del tanque y el tirante conjugado menor (véase - fig. 7).

A. Cálculo de la curva elevaciones-tirantes en el canal de la rápida. Este consiste en aplicaciones sucesivas del teorema de Daniel Bernoulli (despreciando la fricción).

Con el fin de evitar tanteos, se sugiere tabular en la siguiente forma:

1° Calcular la elevación del gradiente de energía en la sección (0) (G_0). Véase fig. 5

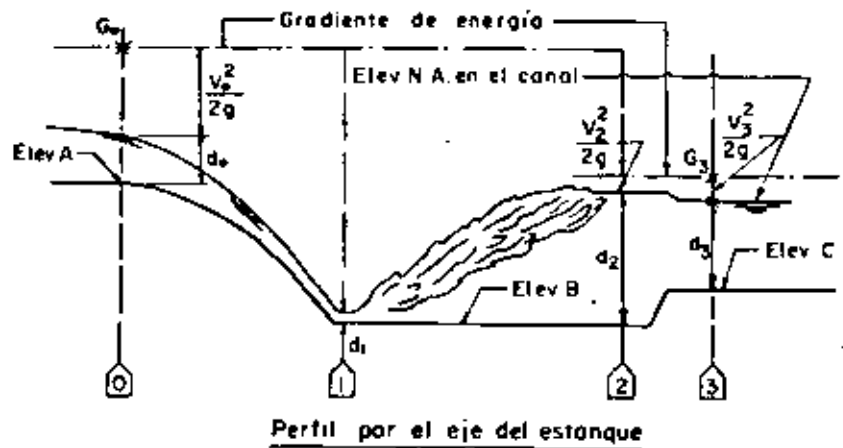


Fig. 5

$$d_{1g} = 25.9 \text{ cm est. } Q = 093.90$$

$$A = bd + md^2 = 0.8 \times 0.258 + 1.5 \times 0.258^2 = 0.2064 + 0.998 = 0.3062 \text{ m}^2$$

$$V = Q/A = 2.65/0.3062 = 8.654 \text{ m/seg}$$

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{74.891}{19.6} = 3.820 \text{ m}$$

Energía específica del canal de la rápida en la est. 0 + 093.90.

$$d_{1g} + h_{v1g} = 0.258 + 3.820 = 4.078 \text{ m}$$

Elevación del gradiente de energía en la sección (0) (Co). - (Ver plano 1004-C-3.4).

Elev. 1703.780 m

$$\begin{array}{r} 4.078 \text{ m} \\ \hline 1707.858 \text{ m} \end{array}$$

2° Cálculo de los valores para trazar la curva "elevaciones-tirantes en el canal de la rápida" (curva I).

Se suponen tirantes menores a d_{1g} por tener un régimen rápido y se determinan sus energías específicas y elevaciones -- respecto al gradiente de energía en la sección (0).

el resumen de los cálculos correspondientes aparecen en la -- tabla N° 1°

3. Cálculo de la curva, elevaciones-tirantes conjugados menores. Para el cálculo de esta curva también se evitan los tanteos, haciéndolo de la siguiente forma:

1° Tabular las funciones $\frac{QV}{g} + A\bar{d} = F$

En la que: Q = Gasto en m³/seg

V = Velocidad en m/seg

A = Área de la sección del tanque en m²

\bar{d} = Distancia del CG. de la sección del tanque, -- al nivel A del agua.

Véase tabla N° 2 de valores, para trazar la gráfica "F"-tirantes.

Hecha la tabulación, se procederá a dibujar la curva correspondiente a esta función tabulada. (Véase la fig. 6).

Los datos para el dibujo de la curva, elevaciones- tirantes conjugados menores, se obtienen en la siguiente forma: se elige un tirante d_1 con el cual se obtiene d_2 de la gráfica de tirantes conjugados, se resta este tirante d_2 de la elevación del M.A. en el canal -- (sec. (3) figura 5) obteniéndose así la elevación correspondiente al tirante d_1 elegido.

En esta forma se continúa hasta obtener puntos suficientes para dibujar la gráfica.

Si se considera necesario, pueden tomarse en cuenta las cargas de velocidad en el tanque y abajo de éste, véase tabla N° 3.

Area, velocidad, carga de velocidad y energía específica, - del conjugado mayor:

$$A_2 = bd_2 + md_2^2 = 0.8 \times 2.23 + 1.5 \times \overline{2.23}^2 = 1.784 + 7.459 = 9.243 \text{ m}^2$$

$$V_2 = Q/A_2 = \frac{2.65}{9.243} = 0.286 \text{ m/seg}$$

$$hV = \frac{V_2^2}{2g} = \frac{0.286^2}{19.6} = \frac{0.08179}{19.6} = 0.004173 \text{ m}$$

$$d_2 + \frac{V_2^2}{2g} = 2.230 + 0.004 = 2.234 \text{ m}$$

En el punto de intersección de estas gráficas se obtiene la elevación del fondo del estanque y el tirante conjugado menor.

Para el ejemplo en cuestión, según las gráficas:

$$d_1 = 0.188 \text{ m}$$

$$\text{Elev. del estanque} = 1698.83$$

$$\begin{aligned} \text{Altura del escalón} &= \text{Elev. C.} - \text{Elev. del estanque} \\ &= 1699.41 - 1698.83 = 0.58 \text{ m} \end{aligned}$$

En la gráfica de tirantes conjugados, entrando con el argumento $d_1 = 0.188$ se obtiene $d_2 = 1.66 \text{ m}$.

Verificación de los conjugados obtenidos anteriormente.

$$\text{Basándose que } d_1 = 0.188 \text{ m}$$

$$A_1 = bd_1 + md_1^2 = 0.8 \times 0.188 + 1.5 \times \overline{0.188}^2 = 0.2034 \text{ m}^2$$

$$V_1 = Q/A_1 = 2.65 / 0.2034 = 13.02 \text{ m/seg}$$

distancia del C.G. a la sup. libre del agua.

$$\bar{d} = \frac{0.8 d_1 + d_1^2}{1.6 + 3 d_1} = \frac{0.1857}{2.164} = 0.0858 \text{ m}$$

De la ecuación fundamental del salto hidráulico

$$A_1 \bar{d}_1 + \frac{Q^2}{A_1 g} = A_2 \bar{d}_2 + \frac{Q^2}{A_2 g}$$

$$0.2034 \times 0.0858 + \frac{2.65^2}{0.2034 \times 9.8} = 0.01745 + 3.52305 = 3.5405 \text{ m}^3$$

Para $d_2 = 1.66 \text{ m}$

$$A_2 = b d_2 + m d_2^2 = 0.8 \times 1.66 + 1.5 \times 1.66^2 = 5.461 \text{ m}^2$$

$$\bar{d}_2 = \frac{0.8 d_2 + d_2^2}{1.6 + 3 d_2} = \frac{4.083}{6.58} = 0.621 \text{ m}$$

$$A_2 \bar{d}_2 + \frac{Q^2}{A_2 g} = 5.461 \times 0.621 + \frac{2.65^2}{5.461 \times 9.8} = 3.523 + 3.54$$

Diferencia = 0.017 m

Cuando la diferencia es considerable, se tendrá que afinar los cálculos.

Comprobando:

$$d_2 + hV_2 \leq \text{Altura del escalón} + d_3 + hV_3$$

$$V_2 = Q/A_2 = \frac{2.65}{5.461} = 0.485 \text{ m/seg}$$

$$hV_2 = \frac{V_2^2}{2g} = \frac{0.2352}{19.6} = 0.012 \text{ m}$$

$$d_2 + hV_2 = 1.66 + 0.12 = 1.672 \text{ m}$$

$$\text{escalón} + d_3 + hV_3 = 0.58 + 1.055 + 0.057 = 1.692 \text{ m}$$

Diferencia = 0.02 m

Para tener un ahogamiento del 30% aproximadamente se tendrá que bajar el colchón 0.59 m.

$$\text{escalón} + d_3 + hV_3 = 1.17 + 1.055 + 0.057 = 2.282 \text{ m}$$

$$\text{ahogamiento} = \frac{2.282 - 1.672}{1.672} = \frac{0.610}{1.672} = 0.364 = 36\%$$

Por ciento de energía disipada por el salto

Por medio de la fórmula:

$$X = 100 \left[\frac{HL}{d_1 + (V_1^2/2g)} \right]$$

T A B L A N º 1
RESUMEN DE VALORES PARA OBTENER LA CURVA "ELEVACION-TRANTES" EN EL CANAL DE LA RAPIDA

d	$A = 0.8 d + 1.5 d^2$	$v = Q/A$	$h_v = v^2/19.6$	d + h _v	Elevación 1707.858 - (d + h _v)
0.40	0.560	4.732	1.141	1.541	1706.317
0.25	0.294	9.013	4.145	4.395	1703.463
0.22	0.249	10.642	5.778	5.998	1701.860
0.20	0.220	12.045	7.402	7.602	1700.256
0.18	0.192	13.802	9.719	9.899	1697.959
0.16	0.166	15.963	13.000	13.160	1694.698

TABLA N° 2
 TABLA DE VALORES PARA TRAZAR LA GRÁFICA "P" - TIRANTES
 (Ecuación fundamental del salto hidráulico =

$$\frac{QV}{g} + Ad = P)$$

d m	A = bd + md ² m ²	V = Q/A m/seg	Q.V. m ⁴ /seg ² .	$\frac{QV}{g}$ m ³	d	Ad	P
0.10	0.095	27.895	73.921	7.543	0.047	0.004	7.547
0.20	0.220	12.045	31.920	3.257	0.091	0.020	3.277
0.30	0.375	7.067	18.727	1.911	0.132	0.050	1.961
0.40	0.560	4.732	12.540	1.280	0.171	0.096	1.376
0.50	0.775	3.419	9.061	0.925	0.210	0.162	1.087
0.60	1.020	2.598	6.885	0.703	0.247	0.252	0.995
0.692	1.272	2.084	5.521	0.563	0.281	0.357	0.920
0.80	1.600	1.656	4.389	0.448	0.320	0.512	0.960
1.00	2.300	1.152	3.053	0.312	0.391	0.900	1.212
1.20	3.120	0.849	2.251	0.230	0.462	1.440	1.670
1.40	4.060	0.653	1.755	0.176	0.531	2.160	2.336
1.60	5.120	0.518	1.372	0.140	0.600	3.072	3.212
1.80	6.300	0.421	1.115	0.114	0.669	4.212	4.326
2.00	7.600	0.349	0.924	0.094	0.737	5.600	5.694
2.20	9.020	0.294	0.779	0.079	0.805	7.260	7.339
2.40	10.560	0.251	0.665	0.068	0.873	9.216	9.284

TABLA N° 3

TABLA DE VALORES PARA TRAZAR LA CURVA "ELEVACION — TIRANTES CONJUGADO MENORES" (CURVA II)

Conjugado Menor "d ₁ "	Conjugado Mayor "d ₂ "	A ₂ m ²	V ₂ = $\frac{Q}{A_2}$ m/seg	$\frac{V_2^2}{2g}$ m	d ₂ + $\frac{V_2^2}{2g}$ m	Elevación Fondo Estanque G ₃ - (d ₂ + V ₂ ² /seg) (1700.512 - (d ₂ + V ₂ ² /seg))
0.10	2.230	9.243	0.286	0.004	2.234	1598.278
0.15	1.960	7.330	0.361	0.007	1.967	1698.545
0.20	1.617	5.215	0.5081	0.013	1.630	1698.882
0.30	1.300	3.575	0.7412	0.028	1.328	1699.184
0.40	1.088	2.646	1.001	0.051	1.139	1699.373
0.50	0.960	2.150	1.232	0.077	1.037	1699.475

T A B L A N º 4
VALORES DE LAS COORDENADAS EN LA TRAYECTORIA

X	X ²	0.168 X	0.034 X ²	Y	Elevación 1703.780
0.20	0.04	0.0336	0.0013	.. 0.035	1703.745
0.60	0.36	0.1008	0.0122	- 0.113	1703.667
1.50	2.25	0.2520	0.0765	- 0.329	1703.451
2.50	6.25	0.4200	0.2125	- 0.633	1703.147
3.60	12.96	0.6048	0.4406	- 1.045	1702.735
4.80	23.04	0.8064	0.7833	- 1.590	1702.190
5.80	33.64	0.9744	1.1437	- 2.118	1701.662
6.80	46.24	1.1424	1.5721	- 2.715	1701.065
7.60	57.76	1.2768	1.9638	- 3.241	1700.539
8.36	69.889	1.4044	2.0362	- 3.441	1700.339
9.00	81.00	1.5120	2.7540	- 4.266	1699.514
9.80	96.04	1.6464	3.2653	- 4.912	1698.868
10.50	110.25	1.7640	3.7485	- 5.513	1698.267
10.53	110.88	1.7690	3.7699	- 5.539	1698.241

COORDENADAS DE LA TRAYECTORIA		
X	Y	Elevaciones
0.00	- 0.000	1703.780
0.20	- 0.035	1703.745
0.60	- 0.113	1703.667
1.50	- 0.329	1703.451
2.50	- 0.633	1703.147
3.60	- 1.045	1702.735
4.80	- 1.590	1702.190
5.80	- 2.118	1701.662
6.80	- 2.715	1701.065
7.60	- 3.241	1700.539
8.36	3.441	1700.339
9.00	- 4.266	1699.514
9.80	- 4.912	1698.868
10.50	- 5.513	1698.267
10.53	- 5.539	1698.241

T A B L A N º 5

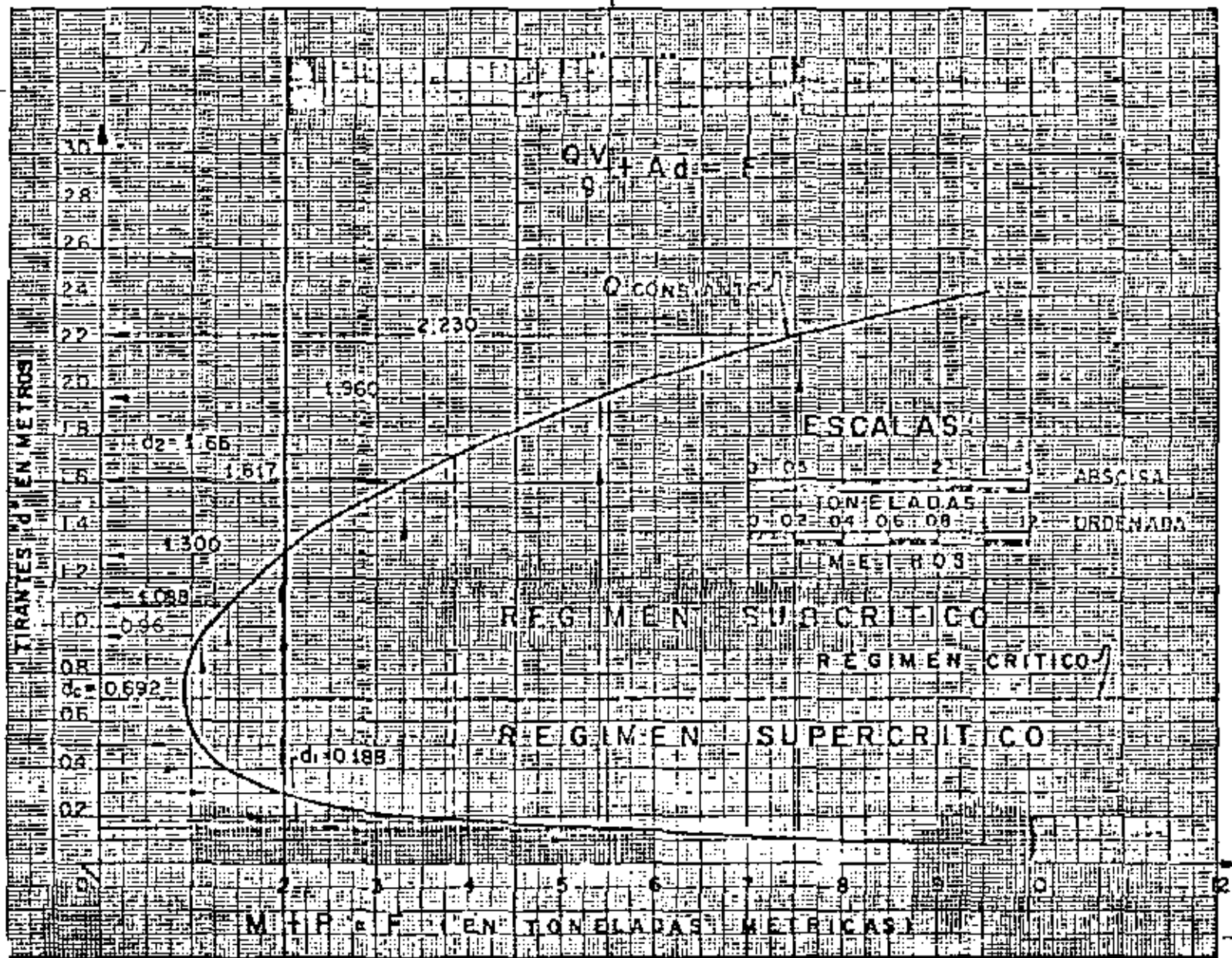


FIG. 6.—GRAFICA "F" TIRANTES

HL = Diferencia de gradientes de energía.

$$HL = 1707.858 - 1700.512 = 7.346 \text{ m}$$

$$d_1 = 0.188 \text{ m}$$

$$\frac{v_1^2}{2g} = \frac{13.02^2}{19.6} = \frac{169.52}{19.6} = 8.648 \text{ m}$$

$$d_1 + \frac{v_1^2}{2g} = 0.188 + 8.648 = 8.836 \text{ m}$$

$$x = \frac{7.346}{8.836} \times 100 = 0.831 \times 100 = 83.1 \text{ x}$$

LONGITUD DEL SALTO HIDRAULICO (Lj)

$$Lj = 5 (d_2 - d_1) = 5 (1.66 - 0.188) = 7.36 \text{ m}$$

Determinar la potencia disipada en el salto.

$$\text{Fórmula : } hp = \frac{8 Q (H_v)}{76}$$

$$1 \text{ hp} = \frac{75 \text{ Kg} \cdot \text{m}}{\text{seg}}$$

$$hp = \frac{1.000 \times 2.65 \times 7.346}{76} + \frac{19466.9}{76} = 256.14 \text{ hp}$$

COORDENADAS DE LA TRAYECTORIA

Aplicando la ecuación de la trayectoria se tiene:

$$y = - \left[x \tan \phi + \frac{g x^2}{2v_{\text{máx}}^2} (1 + \tan^2 \phi) \right]$$

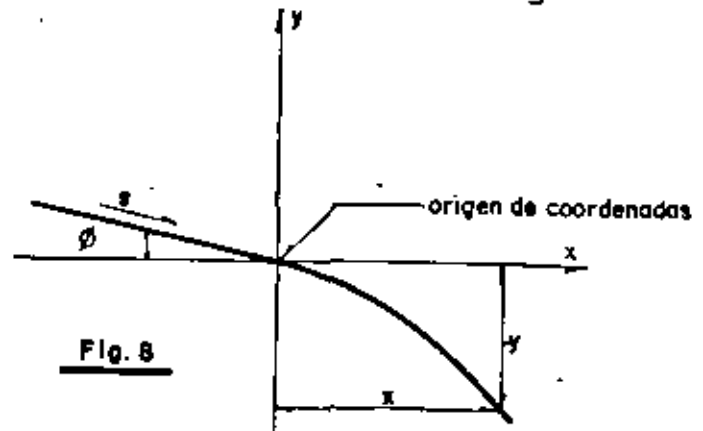


Fig. 8

donde y = coordenada vertical (ordenada)

x = coordenada horizontal (abscisa)

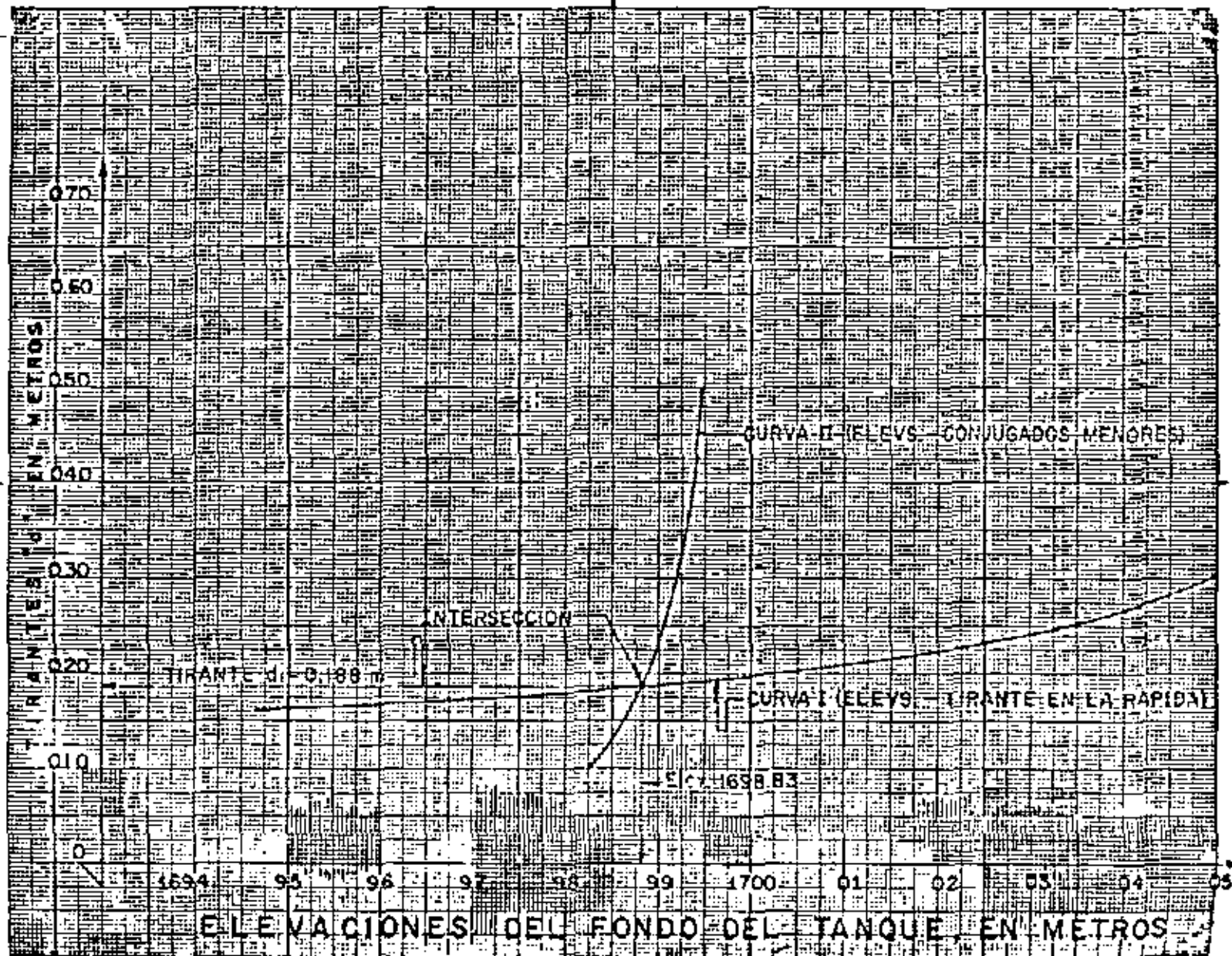


FIG. 7

β = ángulo formado por la horizontal y el fondo del canal de la rápida.

$V_{máx}$ = 1.5 veces la velocidad media al principio de la trayectoria

$\tan \beta$ = pendiente del canal = s

$$y = - \left[x s + \frac{g x^2}{2V_{máx}^2} (1 + s^2) \right] \quad \text{como } V_{máx} = 1.5 V$$

$$y = - \left[x s + \frac{s x^2}{4.5V^2} (1 + s^2) \right]$$

Para nuestro ejemplo:

Datos:

$$s = 0.168$$

$$V = 9.654 \text{ m/seg}$$

$$g = 9.8 \text{ m/seg}^2 \text{ (véase plano 1004-C-304)}$$

$$Y = - \left[X 0.168 + \frac{9.8 x^2}{4.5 \times 8.654^2} (1 + 0.168^2) \right]$$

$$Y = - \left[X 0.168 + 0.03396 X^2 \right]$$

$$Y = - \left[X 0.168 + 0.034 X^2 \right]$$

(Véase tabla 4)

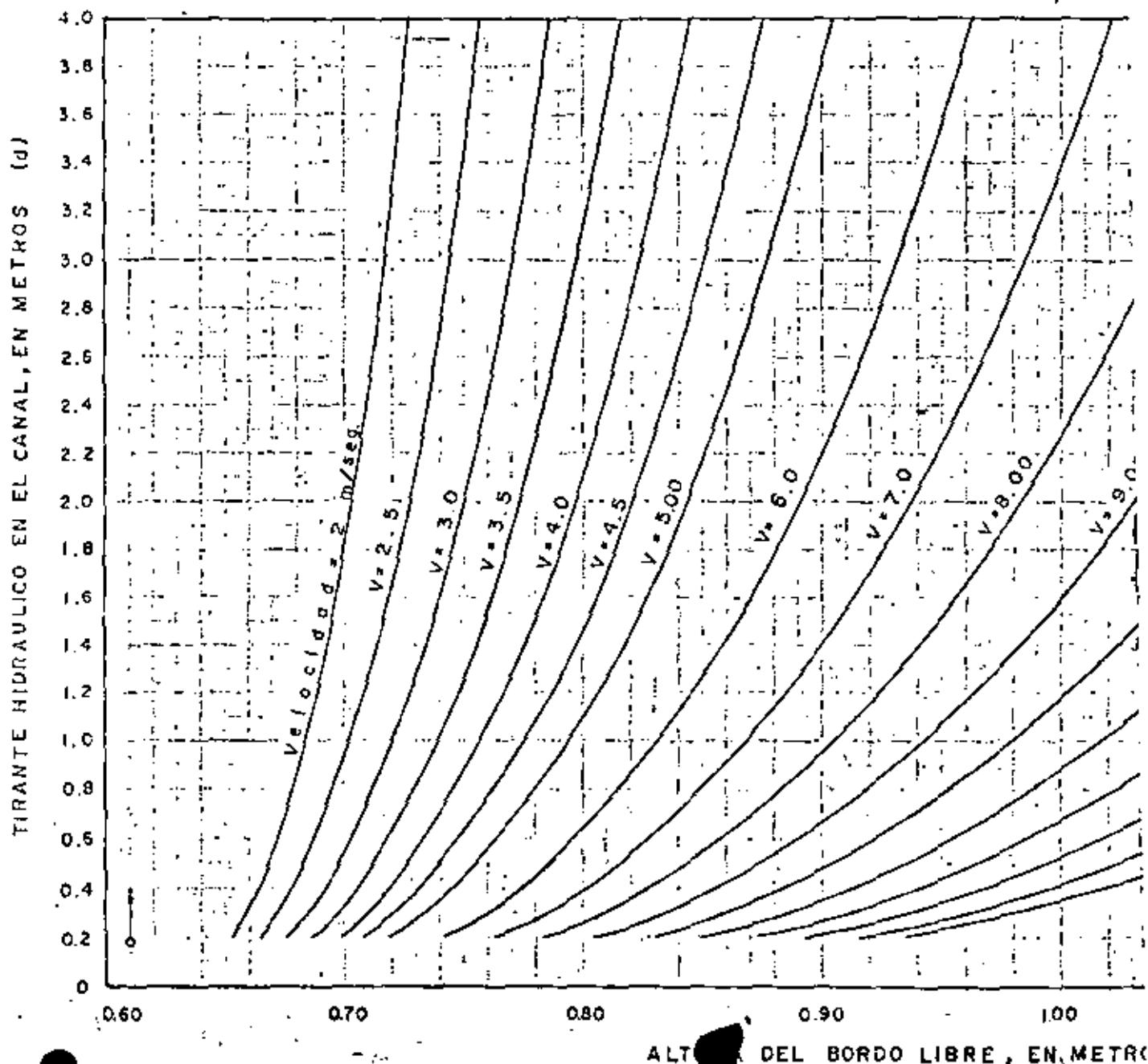
** La forma en que se calcularon las características hidráulicas de la sección crítica donde comienza la rápida fué la siguiente:

Se obtuvo una primera aproximación del tirante crítico, por medio de las gráficas correspondientes a los planos Nos. G-C-5047, 48, 49, 50 y 51 en los que se pueden obtener los tirantes críticos de canales trapeciales con taludes 0.4:1, 0.5:1, 1:1, 1.5:1 y 2:1 respectivamente, para valores conocidos de Q y b.

Después de leer gráficamente el primer valor de d_c , se aumenta la precisión de este valor hasta donde se desee por medio de cálculos numéricos adicionales.

El valor obtenido siguiendo esta secuela fué de $d_c = 0.692 \text{ m}$.

BORDO LIBRE EN CANALES REVESTIDOS CON F
 Expresión empírica $B.L. = 0.61 + 0.03$



1004-3-234

PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL CANAL DE LA RAPIDA	ESTADO DE GUATEMALA
CANAL DE LA RAPIDA	ESTADO DE GUATEMALA
ESTADO DE GUATEMALA	ESTADO DE GUATEMALA

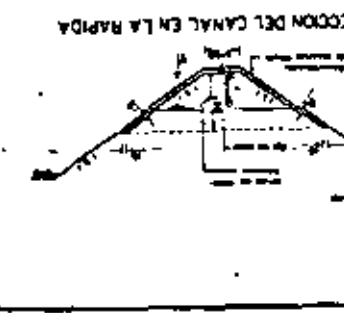
NOTAS

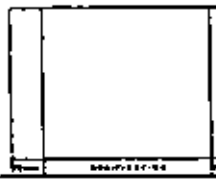
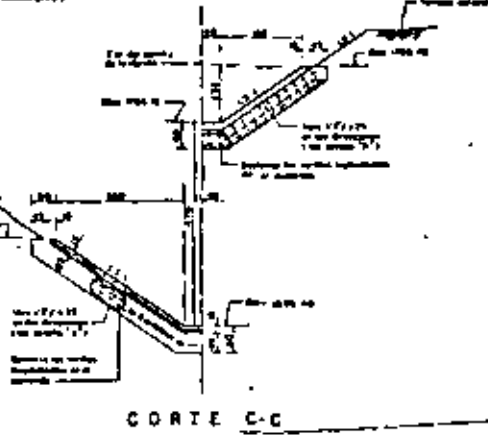
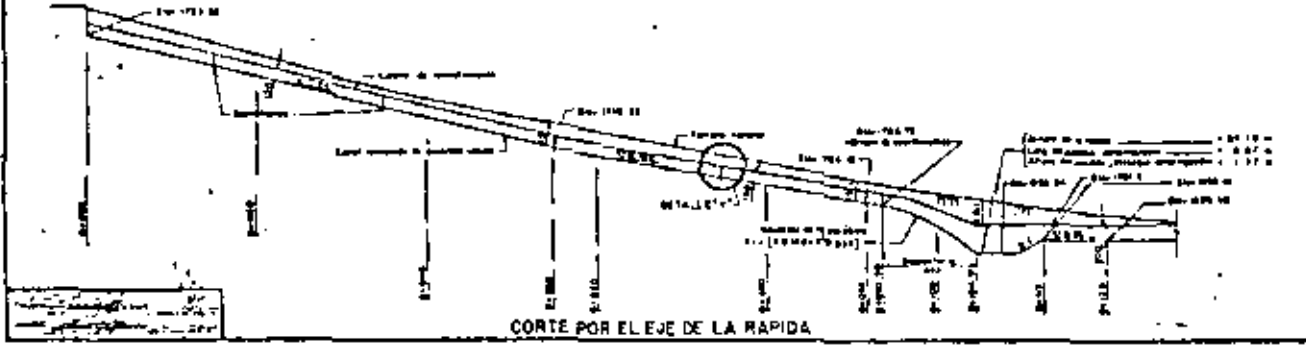
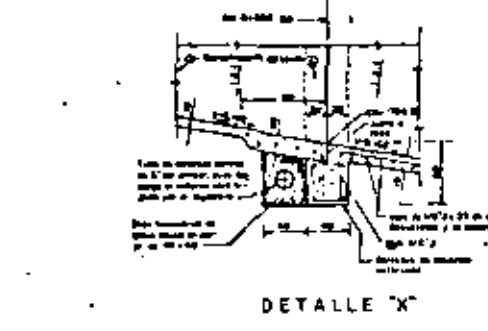
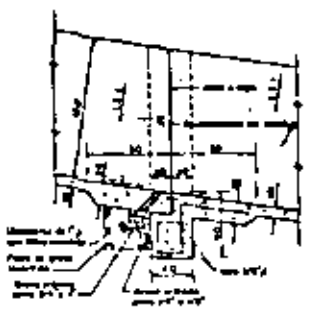
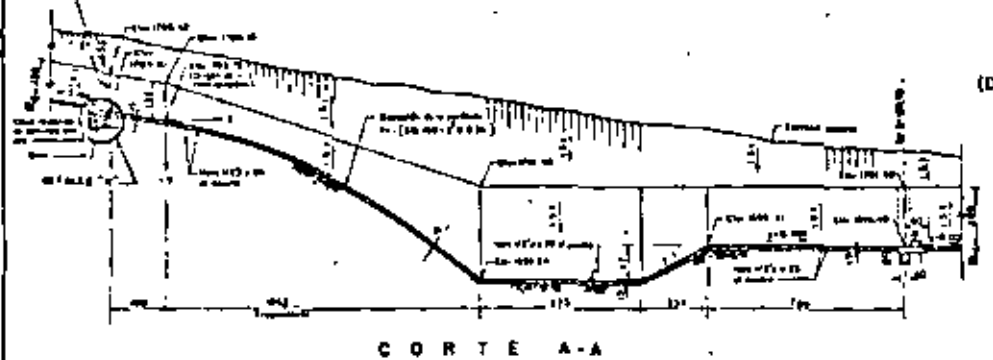
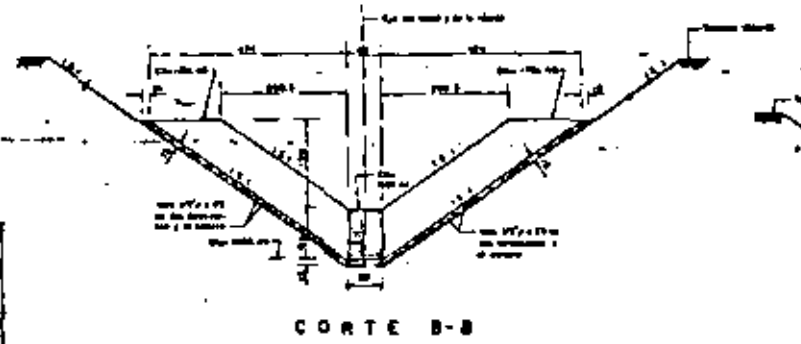
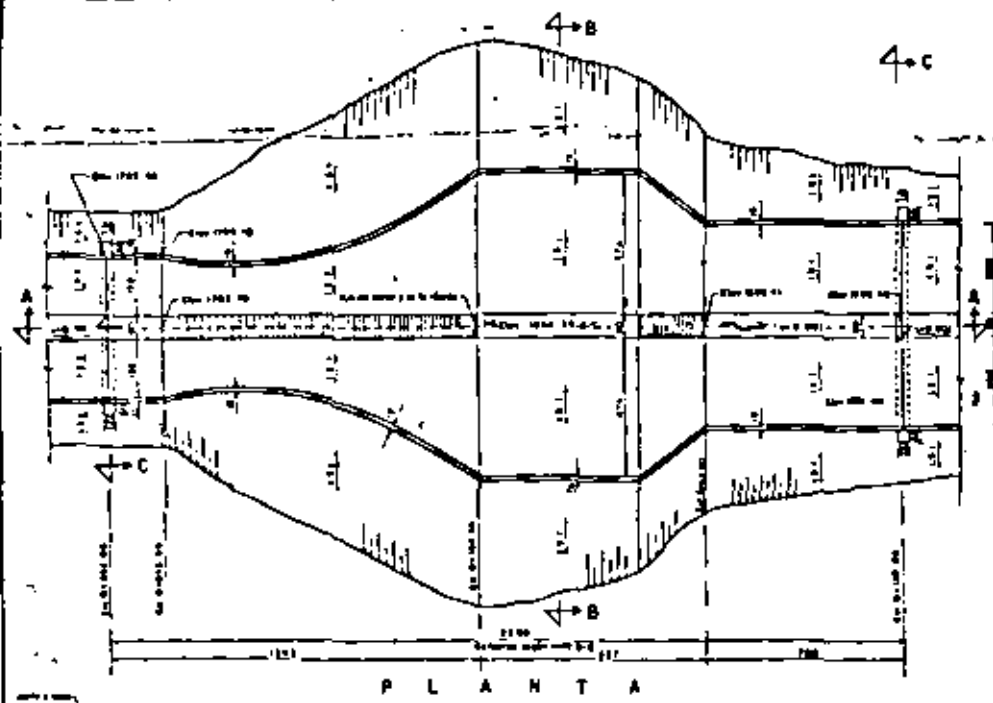
1. El presente proyecto de obras de reconstrucción del canal de la Rapida, tiene por objeto mejorar las condiciones de navegacion y de riego de las zonas aledañas al canal, para lo cual se proyecta la reconstrucción del canal en su tramo de 1.500 metros de longitud, desde el punto de partida hasta el punto de llegada al canal de la Rapida.

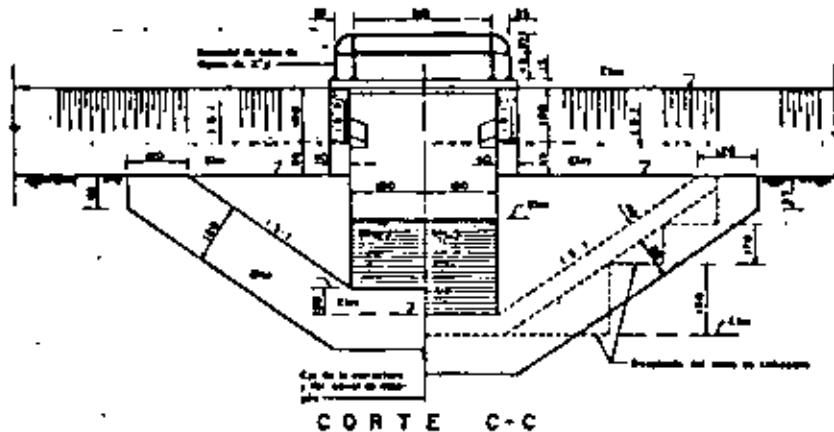
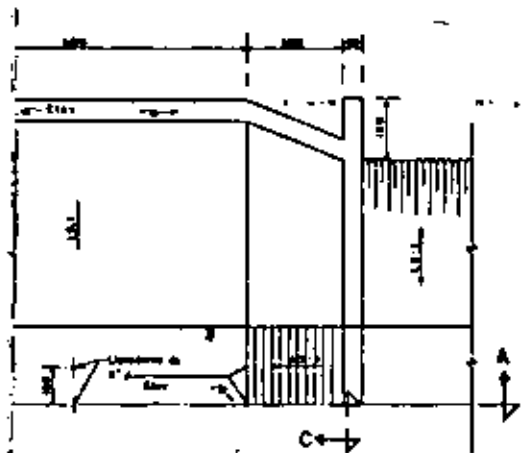
ESTACION	ALCANTARILLA	TIPO	ANCHO	ALTO	TIPO	ANCHO	ALTO
1	1	1	1	1	1	1	1
2	2	2	2	2	2	2	2
3	3	3	3	3	3	3	3
4	4	4	4	4	4	4	4
5	5	5	5	5	5	5	5
6	6	6	6	6	6	6	6
7	7	7	7	7	7	7	7
8	8	8	8	8	8	8	8
9	9	9	9	9	9	9	9
10	10	10	10	10	10	10	10



ESTACION	TIPO	ANCHO	ALTO
1	1	1	1
2	2	2	2
3	3	3	3
4	4	4	4
5	5	5	5
6	6	6	6
7	7	7	7
8	8	8	8
9	9	9	9
10	10	10	10





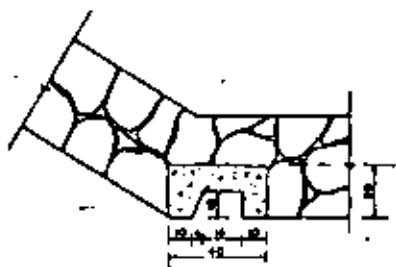
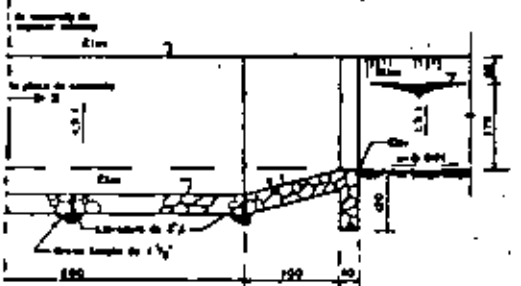


COORDENADAS DE LA PARABOLA

Elongación	Y (m)
0.00	-0.015
0.40	-0.054
0.80	-0.122
0.98	-0.217
0.99	-0.276

DATOS HIDRAULICOS

CANAL PRINCIPAL	
Q = 0.32 m ³ /seg	V = 0.028
A = 1.750 m ²	V = 0.008
V = 1.000 m/seg	V = 0.037
P = 1.00 m	V = 1.00 m
CANAL DE DESAGUE	
Q = 0.271 m ³ /seg	V = 0.038
A = 0.20 m ²	V = 0.001
V = 1.000 m/seg	V = 0.075
P = 1.75 m	V = 2.00 m



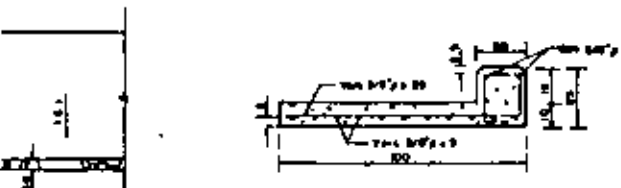
CANTIDADES ESTIMADAS

CONCEPTO	Unidad	Cantidad
Excavación	m ³	
Mampostería	m ³	178
Concreto	m ³	1.2
Ferros de refuerzo	kg	50
Total de E.D.	m	5

NOTAS: - Sección de canalización y construcción de obras de agua en el canal de 1.75 m de ancho y 0.20 m de profundidad. - Para detalles de la mampostería, ver el plano E-D-D. - Para detalles de las dimensiones, ver el C-C-D-D, para detalles del concreto, ver el C-C-D-D y el C-C-D-D. - Para la construcción de la losa, ver el plano C-C-D-D.

DETALLE "D"

Ver plano de detalles de 0' de sección



LOSA DE MANIOBRAS

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS	
DIRECCION GENERAL DE GRANDE REGULACION Y CONTROL DE AGUAS	
DIRECCION DE PROYECTOS DE OBRAS DE AGUAS	
Tramo de 5 Km de 2ª Fase de la Gran Canal	
CANAL PRINCIPAL Km 5 + 526.00	
DESAGUE TOTAL	
Comprobado	25/11/57
Elaborado	25/11/57
Revisado	25/11/57
PROYECTO	807-C-355





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

HIDRAULICA APLICADA

.PRESAS DERIVADORAS

ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

I. PRESAS DERIVADORAS.

1. GENERALIDADES.

Una presa es una estructura que se construye en el cauce de un río con el fin de almacenar o derivar agua. Cuando se diseña para que el flujo de agua sobrepase la cortina, se llama presa vertedora.

Por lo que respecta a su función, las presas pueden ser de dos tipos: Presas Derivadoras y Presas de Almacenamiento.

PRESAS DERIVADORAS.

Las presas derivadoras se construyen con el fin de levantar el tirante en el río y mantenerlo para poder abastecer un canal, una planta hidroeléctrica, una planta de bombeo u otra estructura.

La obra de derivación más rudimentaria consiste en un estacado construido transversalmente al río, en el cual se apoya un enramado protegido con tierra y material de acarreo del río. Este tipo rudimentario de cortina derivadora se ha ido perfeccionando y se ha llegado a una serie de obras que resuelven el problema de acuerdo con las dificultades de cada caso.

La mayoría de las presas utilizadas para derivar son del tipo de cortina vertedora y diseñadas para el paso de las avenidas por encima de la cortina; son generalmente bajas y levantan unos cuantos metros el tirante y se construyen con los materiales adecuados para no ser destruidas.

2. SISTEMAS DE DERIVACION.

En general los sistemas de derivación pueden dividirse en los siguientes grupos:

- a) Toma directa
- b) Presa de almacenamiento y canal principal
- c) Presa de almacenamiento, presa derivadora y canal de conducción.
- d) Presa derivadora y canal de conducción.

a) Toma Directa.- En algunas ocasiones es posible construir una toma directa cuando el caudal del río es muy grande en comparación con el caudal derivado.

Deberán protegerse de las avenidas máximas la obra y el canal, para evitar ser destruidos pudiendo formar un ángulo recto con las líneas de corriente del río para impedir sea azolvada.

Para cumplir con estos requisitos y — eliminar todos los inconvenientes de la toma directa, es aconsejable recurrir a una presa derivadora.

b) Presa de almacenamiento y canal principal o

c) Presa de almacenamiento, presa derivadora y canal principal.- Al existir presa de almacenamiento con fines de riego se pueden presentar las dos soluciones mencionadas. Prácticamente de la comparación del costo entre el canal principal y la presa derivadora con su canal de conducción y estimando los volúmenes perdidos por conducción en ambos casos, se define la más — conveniente.

d) Presa derivadora y canal de conducción.- Se presenta el problema de la localización de la estructura derivadora para riego. Datos necesarios: delimitación de los terrenos, situación del río y volumen medio anual disponible.

En general al conocerse los datos pueden tenerse ciertas variaciones de disponibilidad lo que induce a pensar en las siguientes alternativas:

- 1a. La superficie de riego grande y el volumen disponible escaso.
- 2a. La superficie de riego limitada y el volumen disponible abundante.
- 3a. La superficie de riego y el volumen disponible balanceados.

La solución se aconseja realizar de la siguiente manera:

En el primer caso se selecciona la boquilla adecuada y se traza un canal con rumbo a los terre

nos regables.

El segundo y tercer caso se parte de los terrenos de riego de un punto que los domine con un canal preliminar con rumbo al río. Si al llegar a éste no se presentan las condiciones más favorables se buscará otro sitio.

Se recomienda realizar un estudio económico comparativo para definir la solución más adecuada, ya que es usual tener varias boquillas con soluciones geológicas y topográficas favorables puesto que existen unas más alejadas de otras, unas requerirán menor volumen de obra que otras pero tendrán mayor longitud de conducción que otra, etc.

3. ESTRUCTURAS QUE LAS INTEGRAN.

De una manera general las presas derivadoras constan con las siguientes estructuras:

- a) CORTINA
- b) OBRA DE TOMA
- c) ESTRUCTURA DE LIMPIA
- d) ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS.

a) CORTINA.

La cortina es el obstáculo al libre escurrimiento del río, construido a todo lo ancho. Puede tener las siguientes características:

- Con respecto a su planta { curva
recta
- Referente a las líneas de corriente { normal
esviado
- Por lo que toca al flujo de las avenidas { Vertedora
No vertedora
- Atendiendo a la carga sobre la cresta { controlada
sin control
- Teniendo en cuenta el terreno de cimentación. { Roca
Material de acarreo.
- En cuanto a los materiales empleados { Mampostería
Enrocamiento
Madera.

Con una disposición en planta curva se-

tendrá un dique de mayor longitud y una carga menor que en planta recta. Esta tendría un costo menor debido a su longitud menor.

Es más conveniente con el eje normal a las líneas de corriente que un eje saiviado ya que éste puede ocasionar corrientes paralelas a su propio eje.

El muro construido a lo ancho del río podrá ser vertedor total o parcial.

La cortina vertedora sin control, es aquella que tiene la elevación de la cresta constante en toda su longitud y permite el paso de cuerpos flotantes-acarreados por el río.

La cortina vertedora controlada, es aquella en que se puede variar la elevación de la cresta y requiere de operación adecuada para su funcionamiento.

Las vertedoras sin control son recomendables en ríos de poco arrastre sólido en donde la variación del régimen tomando en cuenta la elevación de la cresta, no dañe los terrenos ribereños, cuando se tenga poca altura de cortina y se requiera una operación segura y económica.

Las controladas son para cuando el gasto máximo de las avenidas no tenga cabida en el cauce del río por el estrechamiento de una presa de cresta-fija o si el río trae consigo una gran cantidad de azolve y los desarenadores son insuficientes. Están formadas por una serie de aberturas separadas por pilas, con un puente de maniobras en la parte superior para operarlas sean agujas, compuertas radiales, compuertas deslizantes o compuertas abatibles, etc.

Por lo que se refiere a la cimentación de la cortina es una parte vital de la estructura por lo que debe dársele una atención preferente.

En general se presentan dos casos típicos de cimentación:

Primer caso: Que aflore la roca o bien que se encuentre a poca profundidad en el cauce y las laderas.

Segundo caso: Que se encuentre cubierta la roca del lecho

del río por una capa potente de relleno aluvial.

Para el primer caso, la limpia deberá llevarse hasta encontrar roca en toda el área de cimentación comprendida dentro de las trazas de la cortina vertedora, para lo cual deberán retirarse todos los materiales indeseables tales como suelo con un alto contenido de materia orgánica, escombros o producto de derrumbes de laderas, roca intemperizada, acarreos fluviales.

Para el segundo caso, será necesario únicamente descubrir las formaciones de gravas y arenas limpias sobre la cual se desplantará la cortina eliminando los materiales de mala calidad que puedan producir asentamientos u otro tipo de fallas.

Debe tenerse en cuenta que todo dique-vertedor que se construye descansa en formaciones geológicas que eran estables antes de la construcción pero que estarán sujetas a condiciones diferentes debido principalmente a las cargas adicionales que se le imponen, por lo tanto será necesario tomar todas las medidas que se consideren convenientes para que la cimentación sea segura al cambiar las condiciones originales.

Dependiendo directamente del tipo de material de la cimentación es evidente la utilización de los materiales que forman la cortina, así por ejemplo, en una cimentación en roca se podrá utilizar mampostería, concreto, enrocamiento, mientras que en material de acarreo del río solo se podrá utilizar enrocamiento. A este tipo de sección vertedora se le ha denominado comúnmente "flotante".

b) OBRA DE TOMA

Para el aprovechamiento eficiente del agua retenida por la cortina es necesario construir una estructura para disponer de este almacenamiento. A dicha estructura se le denomina comúnmente Obra de Toma.

Se deberá localizar en un lugar apropiado para evitar otras obras costosas, como túneles, cortes profundos, rasante del canal de conducción arriba del terreno natural.

De preferencia se buscará tener paralelos al eje de la obra de toma y el eje de la cortina.

Para su estudio, se consideran las siguientes partes:

Entrada
Conducción
Salida

Entrada.

Describiendo la entrada como la torre de la toma ya que es la parte de la obra de toma en la que están instalados los mecanismos de control en el caso de una elevación superior al nivel de las aguas máximas extraordinarias a su paso por la cresta vertedora y deberá estar localizada en la proximidad de la estructura de limpia para que los azolves depositados frente a ella sean removidos eficazmente.

Los mecanismos de control pueden ser desde agujas de madera hasta compuertas radiales de acero estructural de gran tamaño accionadas para su operación, manual, mecánica o eléctricamente.

Conducción.

El paso del agua de la toma hacia el canal de conducción puede ser a base de conductos de diferentes formas geométricas, un túnel, o directamente.

Salida.

La salida corresponde al trazo de la unión entre los conductos y el canal de conducción. Esta unión generalmente es a base de una transición.

c) ESTRUCTURA DE LIMPIA

La finalidad de la estructura de limpieza como su nombre lo indica, mantener libre de azolves la entrada a la obra de toma y formar un canal definido frente a la obra de toma, evitando la entrada de materiales gruesos al canal y regulando el nivel del agua dentro de

pequeños límites cuando las variaciones en el río son pequeñas.

Las partes de que consta son:

Canal de entrada

Estructura de limpia propiamente dicha

Canal de salida

Canal de entrada.

Este debe quedar bien definido para propiciar la entrada del flujo del agua hacia la obra de toma.

Estructura de limpia propiamente dicha.

Es la parte en que se localizan las compuertas de control, las cuales se mantienen cerradas mientras pasa el agua a la obra de toma. Es conveniente que el nivel de piso se coloque por debajo del umbral de la toma, para tener un pequeño margen para azoives. Para la limpieza de la estructura deberán abrirse las compuertas en los momentos en que haya suficiente agua en el río.

Canal de salida.

Concentra y define el efecto de arrastre con velocidades fuertes.

d) ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS.

Bordos de protección. Se puede determinar, si se considera necesario, la curva de resaca producida al construir la cortina vertedora, obteniéndose los niveles probables alcanzados por el agua.

Dependiendo de estos niveles se verá la necesidad de construir bordos de protección.

También podrán utilizarse aguas abajo de la cresta vertedora como protección al canal de conducción.

Puente-Vado. Si se quiere comunicar ambos márgenes a través de un vado, es necesario adicionar

un puente entre la zona de compuertas y el canal de salida de la estructura de limpia.

En la sección vertedora habrá necesidad de tomar en cuenta el vado.

Sección no vertedora. Será necesario - construirla en donde la topografía presente puertos, o - incluso en la zona de la cortina vertedora para cerrar el cauce.

4. DISEÑO HIDRAULICO.

En el diseño hidráulico se consideran - los siguientes elementos:

Altura de la cresta vertedora.- Se fija tomando en cuenta el nivel que tendrán las aguas normales en el canal de conducción más la carga correspondiente para vencer las pérdidas a través de los conductos de la - toma.

Longitud de la cresta vertedora.- Con - el gasto de la avenida máxima de proyecto del río hay necesidad de determinar la carga necesaria y la longitud de la sección vertedora.

Capacidad de la toma.- Se determina de - acuerdo con las demandas, ya sean para riego, generación de energía eléctrica, agua potable, etc. (Ver Capítulo - Coeficientes Unitarios de Riego).

Dimensiones de los conductos de la - obra de toma.- Es necesario obtener el número de conduc - tos y sus dimensiones.

Capacidad del desarenador.- Depende - esencialmente de la cantidad de azolve acarreado por el - río y debe ser diseñado para producir una velocidad de - arrastre alta a todo lo largo de la estructura.

De acuerdo con lo anterior y en fun - ción de la capacidad de la toma, se pueden presentar dos - soluciones:

1a. Conductos y compuertas de gran tamaño obtenidas al - considerar velocidades bajas y por lo tanto pequeñas pérdidas de conducción.

2a. Conductos y compuertas pequeñas con velocidades altas y pérdidas grandes.

Pero a la vez el adoptar cualquiera de las soluciones anteriores se presenta el problema de la altura de la cortina.

Volviendo a los conductos de la toma deberá procurarse tener una velocidad de 1.00 a 1.5 m/seg con el objeto de evitar el azolve y que la diferencia de velocidades entre los conductos y canal de salida sea mínima para disminuir las pérdidas, por lo que es conveniente proponer un mínimo de dos conductos por toma a fin de tener una mejor operación.

A su vez la altura de la cortina, su longitud y la carga necesaria están ligadas.

Una longitud de cresta vertedora pequeña pueda inundar terrenos ribereños, las fuerzas que se consideran para el diseño de las estructuras se ven aumentadas por encontrarse los pisos de maniobras más altos, la protección en las márgenes del río serán más amplias.

Pero por otro lado, podemos decir que a menor longitud, mayor economía.

Al tener una longitud de cresta grande puede suceder que se produzcan azolves importantes aguas arriba de la cortina que obliguen a la corriente a dividirse en pequeños cauces trastornando el funcionamiento del sistema, la protección de las laderas del río serán de poca magnitud.

Conclusión.

Es recomendable el uso de compuertas y conductos grandes pues generalmente es mayor el costo de un dique alto con compuertas y conductos menores comparado con una cortina baja con grandes compuertas.

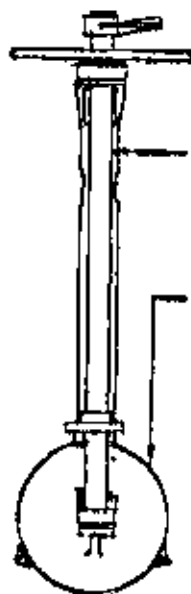
Fórmulas.

Para dimensionar los conductos de la obra de toma:

$$Q_T = v A ; v \text{ de } 1.00 \text{ a } 1.5 \text{ m/seg}$$

$$A = \frac{Q_T}{v}$$

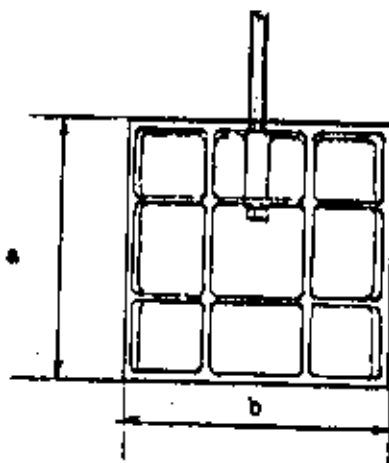
Es conveniente que las dimensiones de los conductos se ajusten a las dimensiones de compuertas tipo de la Secretaría de Recursos Hidráulicos. A continuación se detallan:



COMPUERTAS CIRCULARES PARA DIÁMETROS DE:

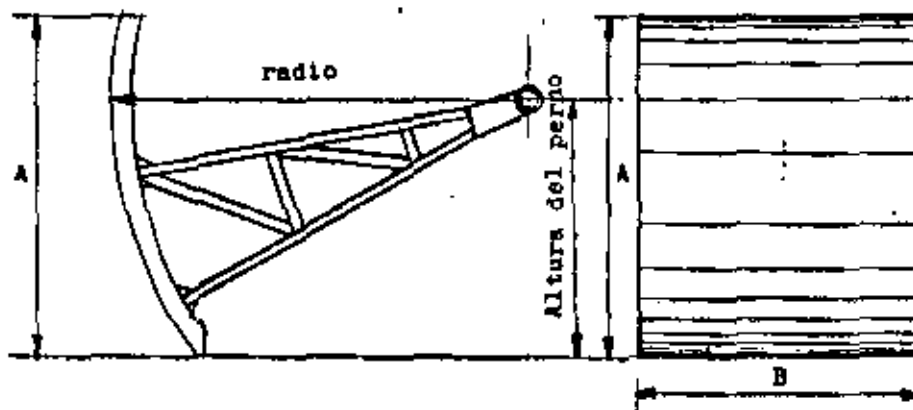
0.457 m	(18")
0.610 m	(24")
0.762 m	(30")
0.914 m	(36")

COMPUERTAS DESLIZANTES



COMPUERTAS DESLIZANTES

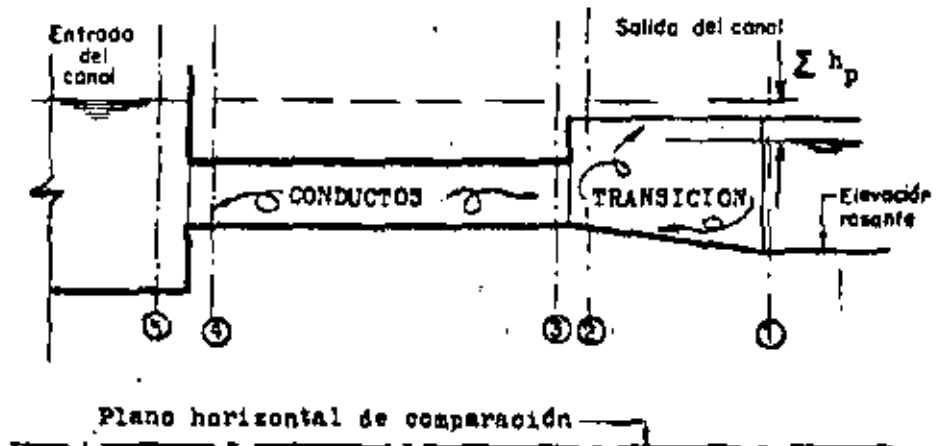
b	a	b	a	b	a
61	x 91	107	x 107	152	x 122
76	x 76	122	x 152	152	x 183
91	x 91	122	x 92	183	x 183
91	x 122	122	x 122	200	x 200
91	x 61	152	x 152		



COMPUERTAS RADIALES

A	B
1.50	De 1.50 a 3.00
2.00	De 1.50 a 4.00
2.50	De 1.50 a 5.00
De 3.00 a 5.00	De 2.00 a 6.00
5.50 y 6.00	De 3.00 a 6.50

Determinación de la altura de la cresta vertedora.



Se parte de la sección 1 hacia la 5 ya que se dato la elevación de la rasante y las características del canal de conducción.

Por aplicaciones sucesivas de la ecuación de Bernoulli tenemos:

De la sección ① a la sección ②

$$d_1 + hv_1 + z_1 + h_{TG} = d_2 + hv_2 + z_2$$

La pérdida por transición de salida h_{TS} la podemos valorar como

$$h_{TS} = 0.2 (hv_2 - hv_1)$$

De la sección (2) a la sección (3)

$$d_2 + hv_2 + h_B = d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{w}$$

ya que $Z_3 = Z_2$

$$h_B = \text{pérdida por salida} = 0.4 (hv_2 - hv_1)$$

De la sección (3) a la sección (4)

$$d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{w} = d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{w} + h_f$$

$$h_f = \text{pérdida por fricción} = \left(\frac{v \times n}{r^{2/3}} \right)^2 \times L$$

$$d_4 = d_3 \quad hv_4 = hv_3 \quad Z_3 = Z_4$$

$$\frac{P_4}{w} = \frac{P_3}{w} + h_f$$

De la sección (4) a la sección (5)

$$d_5 + Z_5 = d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{w} + h_E + Z_4$$

$$h_E = \text{pérdida por entrada} = k h_v$$

$$0.04 \leq k \leq 0.78$$

	Valor de K
Entrada abocinada	0.04
Aristas redondeadas	0.23
Aristas rectas	0.50
Conducto entrante	0.78

Como se vé, el problema se resuelve -- por tanteos ya que se conoce únicamente un miembro de la ecuación.

Determinada la altura de la cortina, se fija la longitud de la cresta y se obtiene la carga sobre el vertedor.

Funcionamiento como vertedor libre.

Se utiliza la siguiente fórmula:

$$Q = C L_e H_o^{3/2}$$

- Q = gasto de descarga
C = coeficiente de gasto
 L_e = longitud efectiva de la cresta
 H_o = carga sobre la cresta del vertedor

De acuerdo con el criterio del U.S.B.R. el coeficiente C está influido por un gran número de factores, a saber:

- 1° Debido al desnivel que existe entre la cresta vertedora y el piso de acceso, desnivel llamado P. Para valores de la relación P/H_o grandes, el coeficiente crece y cuando P llegue a cero, el coeficiente será mínimo ya que no existe contracción en el fondo.
- 2° Cuando P es pequeño en relación a la carga de diseño - H_d disminuye el valor del coeficiente C, pero si se hace variar el paramento aguas arriba de la vertical - el C aumenta, en cambio al aumentar la relación P/H_d , el paramento aguas arriba vertical es más eficiente.
- 3° Si el vertedor trabaja con una carga diferente a la de diseño, el valor del coeficiente C varía de acuerdo con la relación H_o/H_d siendo H_o la carga de trabajo y H_d la de diseño.
- 4° Sumergencia. Se dice que un vertedor trabaja ahogado - cuando la superficie libre del agua aguas abajo sobrepasa la cresta, y este efecto hace disminuir el coeficiente C.

Con la relación $\frac{H_d + d}{H_o}$ se obtiene la relación $\frac{C_s}{C_o}$ en la que C_s es el coeficiente de sumergencia.

En el libro Small Dams del propio U.S.B.R. se encuentran estas gráficas.

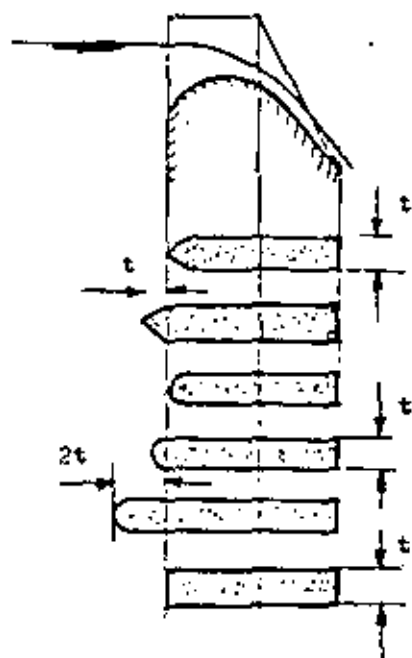
La longitud efectiva de cresta se obtiene como sigue:

$$L_e = L_n - 2 (N K_p - K_1) H_o$$

donde:

- L_e = longitud efectiva de la cresta
- L_n = longitud neta de cresta
- N = número de pilas
- K_p = coeficiente de contracción de pilas
- K_l = coeficiente de contracción lateral por muros
- H_o = carga de operación

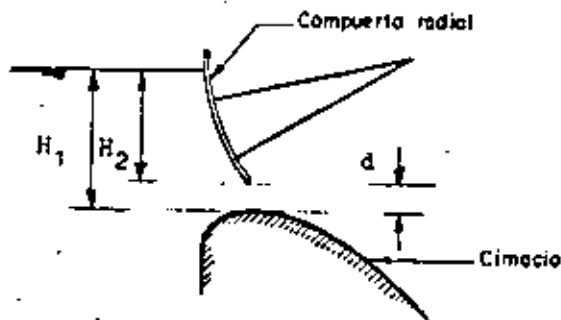
Contracciones. La presencia de pilas - para el soporte de las compuertas así como los muros laterales, producen contracciones en la vena líquida que deben tomarse en cuenta para reducir la longitud neta de cresta.



- $K_p = 0.040$
- $K_p = 0.030$
- $K_p = 0.045$
- $K_p = 0.035$
- $K_p = 0.025$
- $K_p = 0.100$

VALORES APROXIMADOS DE K_p

Funcionamiento como orificio.



Utilizando la fórmula

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} CL (H_1^{3/2} - H_2^{3/2})$$

para orificios de baja carga en donde H_1 y H_2 son las cargas totales medidas de la cresta a la superficie libre del agua y a la parte inferior de la compuerta respectivamente.

El coeficiente "C" de gasto es diferente para cada tipo de compuerta y forma de la cresta, condiciones de llegada y descarga aguas abajo.

Siguiendo el criterio U.S.B.R. se utilizan las gráficas anexas en su libro *Small Dams*.

Perfil del cimacio.

La forma del cimacio se construye por medio de un perfil que se ajuste a aquel que tendría la vena líquida al caer libremente.

Utilizando la fórmula:

$$y = \frac{0.5}{H_d^{0.85}} x^{1.85}$$

donde:

H_d = carga de diseño

x e y = coordenadas referidas a la cresta.

La tabulación de la ecuación permite — determinar las coordenadas del perfil del cimacio.

Para la liga de la cresta del cimacio — con la plantilla del acceso se hace por medio de arcos — de círculo, valores dados en función de la carga de diseño H_d .

Para disipar la energía cinética adquirida por el agua en el transcurso de la caída sobre del — vertedor se propone un deflector, localizado al final del cimacio, a una cota superior a la del remanso, su construcción se hará por medio de la unión de dos curvas circulares tangentes: la última descargará el agua con un ángulo de 45° .

Siguiendo el criterio U.S.B.R. se calcula el radio mínimo de las curvas entrando con el número — de Froude y se obtiene la relación R_{\min}/E .

E = energía específica.

Es necesario obtener la distancia de al — canca del chorro, se calculará como tiro parabólico.

$$y = \frac{1}{2} E \frac{x^2}{V_x^2} + \frac{V_y}{V_x} x$$

donde se despeja x y se obtiene un resultado teórico de — la distancia a la que llegará el chorro, pues la velocidad no permanece constante ya que la fricción con el aire extiende el chorro; de todas maneras es un índice de la — distancia alcanzada, útil para juzgar la eficiencia del — deflector y saber si no existe el peligro de la socava — ción.

Desarenador.

El área total de las compuertas hasta — el nivel de la cresta deberá ser el doble de la sección — de las compuertas de la toma. La capacidad, dos veces el gasto de la toma como mínimo o fijando la velocidad de —

arrastre entre 3.00 a 6.00 m/seg.

Es conveniente seleccionar un ancho de plantilla que se ajuste a las compuertas radiales tipo — que se utilizan en la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

5. DISEÑO ESTRUCTURAL.

Todas las presas derivadoras de cual — quier magnitud o tipo deberán cumplir los siguientes requisitos de seguridad:

- 1° Resistencia a las fuerzas de gravedad
- 2° Resistencia a las fuerzas dinámicas
- 3° Ser impermeables.

1° Resistencia a las fuerzas de gravedad.

Considerando como fuerzas estáticas a:

Peso propio
Presión del agua
Empuje de tierra
Peso del agua
Subpresión.

Y se deben revisar:

Condición de aplastamiento.

Los esfuerzos de compresión máxima en — cualquier sección de la cortina, deben ser menores o iguales al esfuerzo permisible

$$f_{\text{máx}} \leq f_{\text{permisible}}$$

Condición de volteamiento.

El cociente entre los momentos de car — gas verticales y horizontales con respecto a un mismo punto, llamado coeficiente de volteamiento, deben ser mayor o igual a 2.

$$C_u = \frac{M_V}{M_H} \geq 2$$

Condición de deslizamiento.

La suma de fuerzas verticales multipli —

cadras por el coeficiente de fricción, debe ser igual o mayor a dos veces la suma de fuerzas horizontales.

$$C_d = \frac{F_V \mu}{F_H} \geq 2$$

2° Resistencia a las fuerzas dinámicas.

La parte aguas abajo de la cresta vertedora debe protegerse en tal forma que el paso de la avenida de diseño no erosione al propio dique vertedor y que no sea de temerse la socavación en ningún caso.

El impacto sobre la carga de aguas arriba del dique por el golpe de cuerpos flotantes.

3° Impermeabilidad.

Se tratará de que el dique sea impermeable o lo menos permeable posible lo mismo que la cimentación deberá evitarse al máximo las filtraciones y de presentarse deberán ser mínimas en magnitud y sus velocidades menores que las de arrastre de los materiales.

Recomendaciones.-

Todas las presas de cualquier magnitud o tipo deberán cumplir ciertos requisitos de seguridad y no debe copiarse simplemente algún proyecto que haya tenido éxito usado en algún lugar de condiciones diferentes.

En general, todos los tipos de estructuras deben tener una apariencia terminada de trabajo hecho por el hombre, compatible con la función que va a desempeñar.

El alineamiento y textura de las superficies acabadas debe ser fiel a los requisitos de proyecto y estar exento de irregularidades desagradables.

Las consideraciones estéticas pueden tener gran importancia en la selección del tipo de estructura.

Ejemplo: Zona de Riego del Valle de Ojinaga.

El proyecto del Valle de Ojinaga que formará el Distrito del Bajo Río Conchos, se localiza en la parte Nor-Oriental del Estado de Chihuahua en la confluencia de los ríos Conchos y Bravo, comprendiendo tierras en ambas márgenes del río Conchos, y de la margen derecha del Río Bravo. Tiene como principal centro de población la Ciudad de Ojinaga cuya latitud y longitud son: $29^{\circ}33'N$ y $104^{\circ}25'W$ respectivamente. Todo el Valle se localiza al centro del Municipio de Ojinaga.

La presa "El Granero" controla y almacena las aguas del río Conchos. La capacidad para riego de la Presa "El Granero" es de 260×10^6 m³.

Para definir el proyecto de la Zona de Riego del Valle de Ojinaga, Chih., se elaboraron cuatro anteproyectos, se hicieron los respectivos estudios económicos, resultando más conveniente y económica, la alternativa que corresponde a dos derivadoras una en el sitio denominado Peguis Chico y otra en el sitio denominado Tarahumara, con las cuales se domina una superficie de 6 5 00 Ha. En segunda etapa se pretende construir una unidad de 1 500 Ha regadas por bombeo.

En la solución elegida, la distribución de las superficies regadas con la Presa "Luis L. León" (El Granero), Chih., quedó:

Gravedad: Valles entre el Granero y Peguis Chico.	3 500 Ha
Gravedad: Valle de Ojinaga	6 500 "
Gravedad: El Mulato sobre margen derecha del Río Bravo.	1 500 "
Bombeo: Valle de Ojinaga M.I. del Conchos (2a. etapa).	1 500 "
	<hr/>
	13 000 Ha

El volumen anual necesario para regar esta superficie es de 202.17 millones de m³.

Características de la Presa Derivadora "Tarahumara".

Canal Principal margen izquierda.

$Q = 3.50$ m ³ /seg	$t = 1$: 1	$S = 0.00025$
b.l. = 0.30 m	$n = 0.030$	

Elevación de la rasante a la salida de la toma 796.50

Canal Principal margen derecha.

$Q = 2.40 \text{ m}^3/\text{seg}$ $t = 1:1$ $S = 0.00025$
 $b.l. = 0.30 \text{ m}$ $n = 0.030$

Elevación de la rasante a la salida de la toma 796.50

Obtención de los tirantes normales en el Canal Principal:

	Margen Derecha	Margen izquierda
Q en m^3/seg	2.400	3.500
A en m^2	5.120	6.845
v en m/seg	0.467	0.515
b en m	1.600	1.850
d en m	1.600	1.850
p en m	6.125	7.082
r en m	0.836	0.966
$r^{2/3}$	0.887	0.977

Tamaño de los conductos y de las compuertas.

Se seleccionan dos compuertas de

1.22 x 1.22.

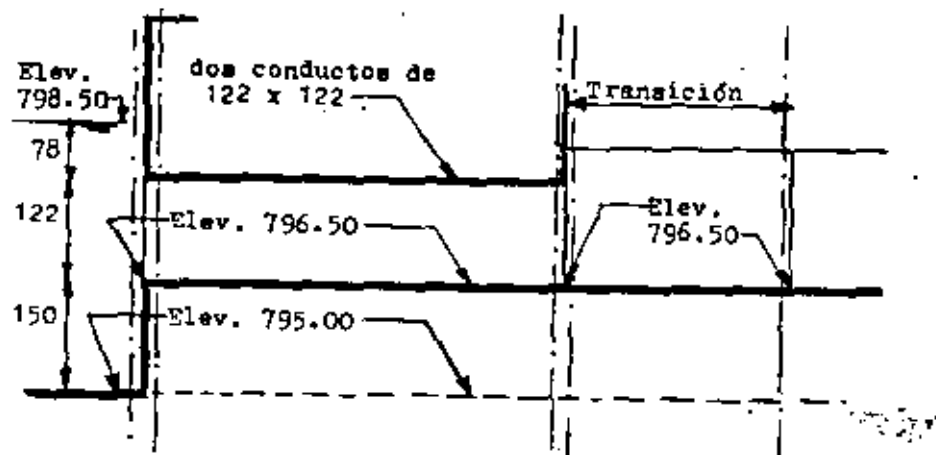
Area 2 compuertas = 2.9768 m^2
Area carteles = - 0.0400 m^2
Area neta = 2.9368 m^2

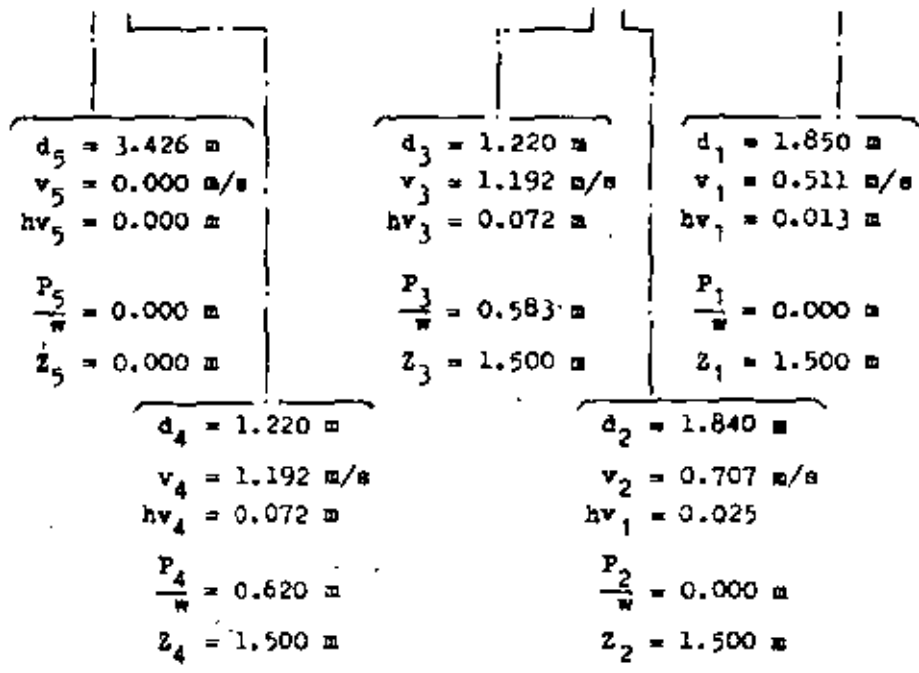
Velocidad conducto M.I. = 1.19 m/seg

Velocidad conducto M.D. = 0.81 m/seg

Carga necesaria en la Margen Izquierda para derivar
3.5 m^3/seg .

Cálculo hidráulico de la obra de toma:





Pérdidas por:

entrada $0.2 h_{v4}$	=	0.015 m
fricción $(\frac{v_3^n}{r^{2/3}})^2 L$	=	0.037 m
salida $0.4 h_{v2}$	=	0.010 m
Transición de salida		
$0.2 (h_{v2} - h_{v4})$	=	0.002 m
Total	=	0.064 m

Comprobando la elevación necesaria del agua a la entrada de la estructura:

Elevación de la rasante canal	796.500 m
Tirante normal canal de conducción	1.850 m
Suma de pérdidas	0.064 m
Carga de velocidad en el canal de conduc.	0.014 m
	<u>798.428 m</u>

Se dejará la elevación de la cresta vertedera a la 798.50.

Carga sobre la cresta vertedora.

Datos:

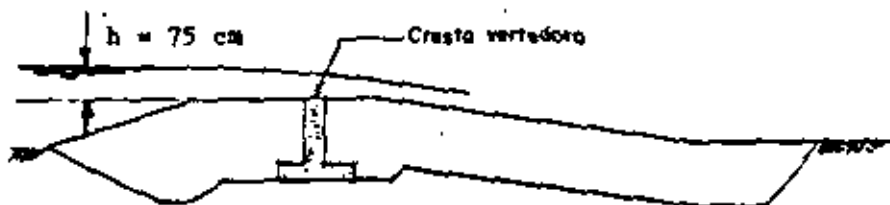
Longitud de la cresta vertedora = L = 617.00 m
 Avenida máxima considerada = Q = 650.00 m³/seg
 Coeficiente medio de descarga = C = 1.62

Fórmula:

$$Q = CLH^{3/2}$$

Solución:

Carga sobre la cresta = H = 0.75 m.



6. PLAN DE CONSTRUCCION

a. GENERALIDADES.

Es muy importante para el desarrollo -- de los trabajos de una obra, formar un plan de construc -- ción, debiéndose trazar lo mejor que sea posible a pesar -- de la incertidumbre que presentan las condiciones supues -- tas, y teniendo en cuenta:

- a) Condiciones existentes en el sitio de trabajo.
- b) Procedimiento de construcción
- c) Disponibilidad del equipo
- d) Tiempo de duración.
- e) Experiencia en trabajos de esta naturaleza.

Todos estos puntos, deben estar también encaminados a proporcionar una mayor economía.

b. PROGRAMA GENERAL DE TRABAJO.

En una presa el principal problema se presenta en el control del río, esto es, en manejarlo según lo permita su caudal.

Sin embargo existen algunos casos en que el río está controlado aguas arriba por una presa de almacenamiento lo cual reduce el problema considerablemente, pues prácticamente no existen avenidas de gran caudal, ni se presentarán de manera intempestiva, ya que el almacenamiento aguas arriba sirve de vaso regulador y es posible avisar con tiempo en caso de presentarse una avenida mayor de la pronosticada.

A continuación se expone un programa general de trabajo en el que no existe un caudal del río aguas arriba de la estructura a construir.

Teniendo a la vista los hidrogramas anuales del río se pueden distinguir dos épocas al año: la época de estiaje (mínimo caudal) y la época de avenidas (máximo caudal).

Es necesario ajustar el programa de trabajo a las condiciones del río, pudiéndose considerar cuatro etapas de construcción, a saber:

- 1a. Etapa: Construcción de las estructuras fuera del cauce del río.
- 2a. Etapa: Construcción de los tajos de entrada y de salida de las estructuras de limpia.
- 3a. Etapa: Cierre del río.
- 4a. Etapa: Terminación de la cortina.
- 1a. Etapa.

Es necesario comenzar los trabajos en la época de estiaje próxima ya que el río tiene un caudal mínimo que permite efectuarlos. Estos trabajos en orden cronológico son los siguientes:

- 1º Excavación del terreno hasta el desplante de las estructuras de limpia y de obra de toma.
- 2º Construcción de los dentellones de ambas estructuras.
- 3º Construcción de la losa de cimentación en la estructura de limpia.

- 4° Excavación de los canales de entrada y salida.
- 5° Construcción de los muros del canal de entrada y de salida.
- 6° Construcción de una parte de cortina vertedora hasta donde permita el paso de la avenida máxima considerada.

Al presentarse las avenidas se tendrá un avance considerable en la construcción de la estructura de limpia y de hecho la obra de toma se tendrá concluida de manera que el río no interfiera en la construcción de la salida de la toma y en general en el canal de conducción.

2a. Etapa.

Hacia el final de la época de estiaje y hasta donde el tirante del río lo permita, se trabajará en los siguientes conceptos:

- 1° Excavación de los tajos de entrada y salida
- 2° En caso de tratarse de una cortina de materiales graduados se protegerá con chapa de enrocamiento la zona colindante con el río para evitar sea destruida al paso de las avenidas.

Hasta esta etapa el río ha escurrido por su cauce natural y no ha interferido. Al presentarse las avenidas, de hecho no podrá efectuarse ningún trabajo dentro de una cota de seguridad establecida con la avenida de diseño para la obra de desvío.

3a. Etapa.

Al comenzar la siguiente época de estiaje se procede de inmediato al desvío del río y todos los trabajos deberán concentrarse en esta operación muy delicada.

Durante la época de avenida se ha procurado tener lista la estructura de limpia para el desvío de las aguas de estiaje.

Trabajos por realizar:

- 1° Se construirán lo más rápido posible las ataguías -- aguas arriba y aguas abajo para desviar las aguas de

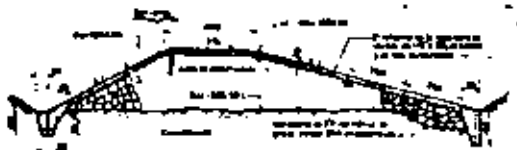
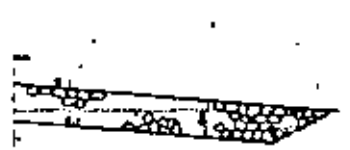
estriaje por la estructura de limpia.

2° Se removerá la protección hecha al trazo de cortina -
vertedora ya construida.

4a. Etapa.

Terminación de la cortina vertedora en
toda su longitud.

Simultáneamente a estas cuatro etapas -
se ha efectuado la construcción del canal de conducción -
la instalación de compuertas en la estructura de limpia, -
la instalación de compuertas en la obra de toma, cons - -
trucción de bordos de protección y algún trazo de cortina
vertedora para cerrar la cuenca aguas arriba de la presa-
derivadora, todo esto para que al terminar la cortina ver-
tedora, de inmediato se proceda a la operación de la obra
en conjunto.



SECCION VERTEDORA "B"

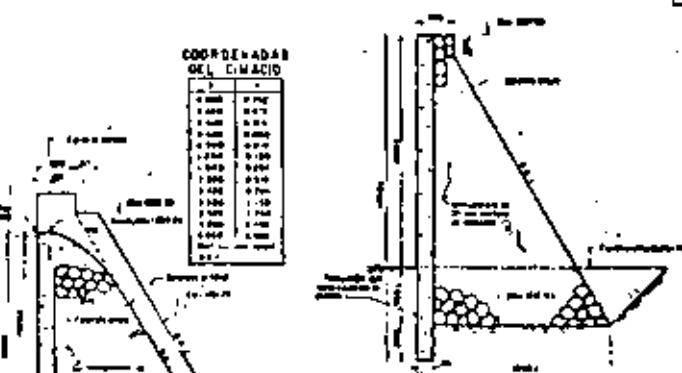


SECCION DEL DIQUE TIPO I

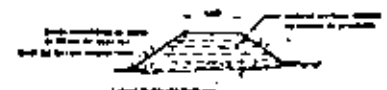


COORDENADAS DEL EMBAUDO

ALTIMETRIA	COORDENADA X	COORDENADA Y
1000	0.00	0.00
950	0.00	0.00
900	0.00	0.00
850	0.00	0.00
800	0.00	0.00
750	0.00	0.00
700	0.00	0.00
650	0.00	0.00
600	0.00	0.00
550	0.00	0.00
500	0.00	0.00
450	0.00	0.00
400	0.00	0.00
350	0.00	0.00
300	0.00	0.00
250	0.00	0.00
200	0.00	0.00
150	0.00	0.00
100	0.00	0.00
50	0.00	0.00
0	0.00	0.00



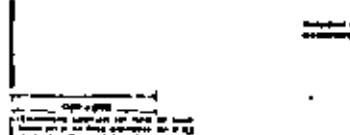
SECCION DE CORTINA NO VERTEDORA "F"



SECCION DIQUE TIPO II



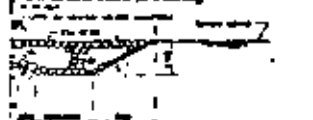
SECCION DIQUE TIPO III



SECCION CORTINA VERTEDORA "E"

COORDENADAS DEL EMBAUDO

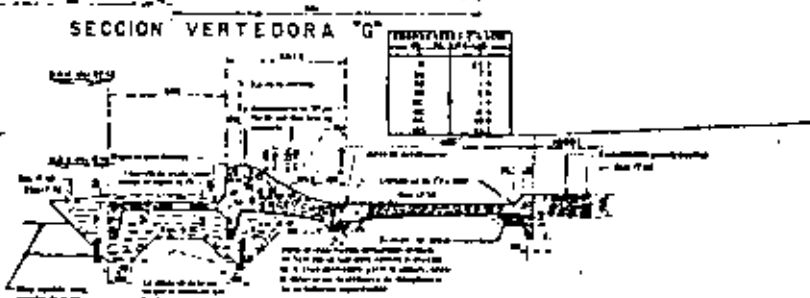
ALTIMETRIA	COORDENADA X	COORDENADA Y
1000	0.00	0.00
950	0.00	0.00
900	0.00	0.00
850	0.00	0.00
800	0.00	0.00
750	0.00	0.00
700	0.00	0.00
650	0.00	0.00
600	0.00	0.00
550	0.00	0.00
500	0.00	0.00
450	0.00	0.00
400	0.00	0.00
350	0.00	0.00
300	0.00	0.00
250	0.00	0.00
200	0.00	0.00
150	0.00	0.00
100	0.00	0.00
50	0.00	0.00
0	0.00	0.00



SECCION VERTEDORA "G"

COORDENADAS DEL EMBAUDO

ALTIMETRIA	COORDENADA X	COORDENADA Y
1000	0.00	0.00
950	0.00	0.00
900	0.00	0.00
850	0.00	0.00
800	0.00	0.00
750	0.00	0.00
700	0.00	0.00
650	0.00	0.00
600	0.00	0.00
550	0.00	0.00
500	0.00	0.00
450	0.00	0.00
400	0.00	0.00
350	0.00	0.00
300	0.00	0.00
250	0.00	0.00
200	0.00	0.00
150	0.00	0.00
100	0.00	0.00
50	0.00	0.00
0	0.00	0.00



SECCION VERTEDORA "H"

NOTAS:
 1. Las alturas de agua de diseño se tomarán de los estudios de inundación.
 2. Las alturas de agua de diseño se tomarán de los estudios de inundación.
 3. Las alturas de agua de diseño se tomarán de los estudios de inundación.

SEDE TABLA DE RECURSOS HIDRAULICOS	
PROYECTO	PRENSAS DE LAS VARRAS
SECCION	SECCIONES VERTEDORAS Y VERTEDORAS Y DE DIQUE
FECHA	1950
ESCALA	1:100
PROYECTISTA	
REVISOR	
APROBADO	



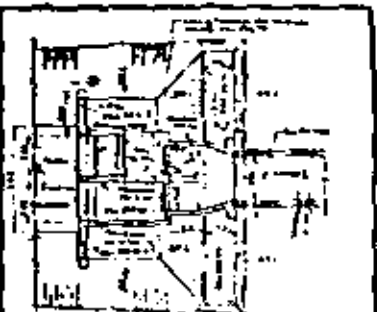
Corte por el eje de la estructura de limpa



Corte por el eje de la estructura de limpa



Corte por el eje de la obra de toma



Planta obra de toma



Corte por el eje de la obra de toma



Corte por el eje de la obra de toma



Corte por el eje de la estructura de limpa



Corte por el eje de la obra de toma



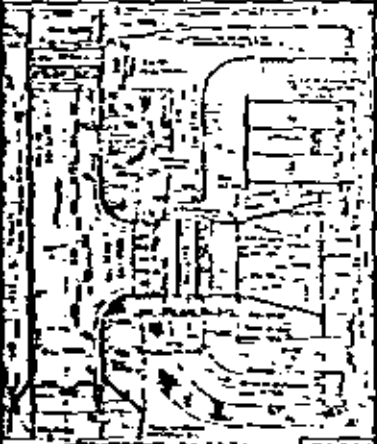
Corte por el eje de la obra de toma



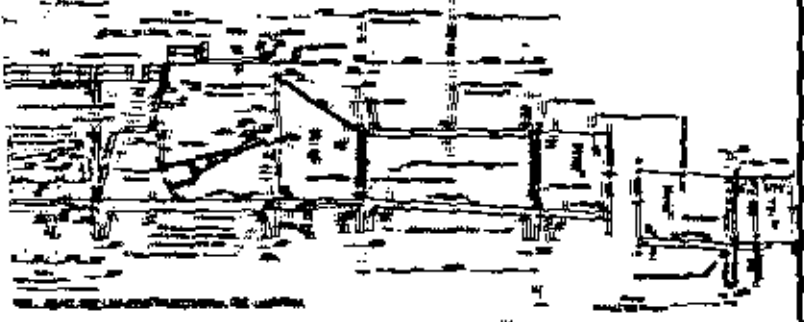
Corte por el eje de la obra de toma



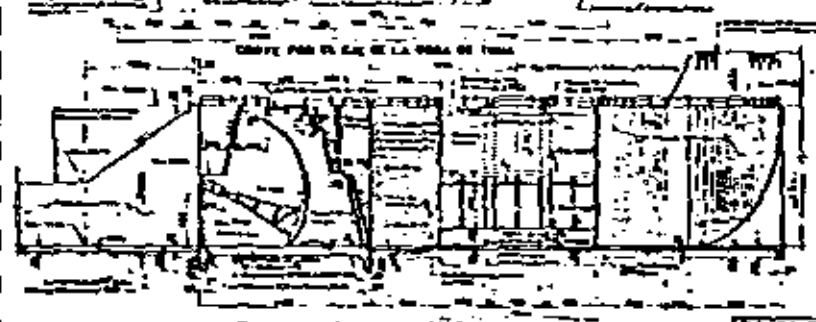
Corte por el eje de la obra de toma



Planta



Corte por el eje de la estructura de limpa



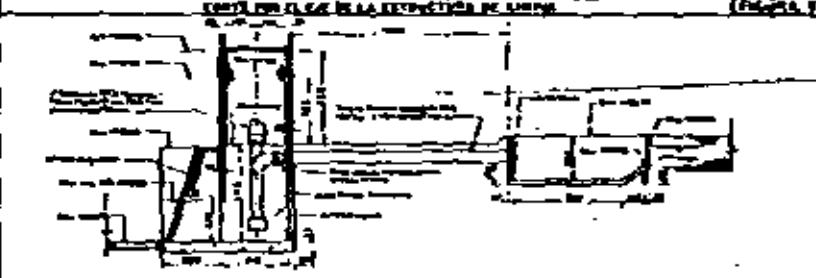
Corte por el eje de la estructura de limpa

Figura 7



Corte por el eje de la obra de toma

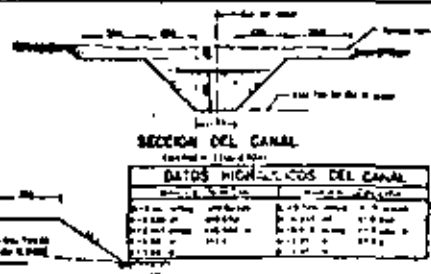
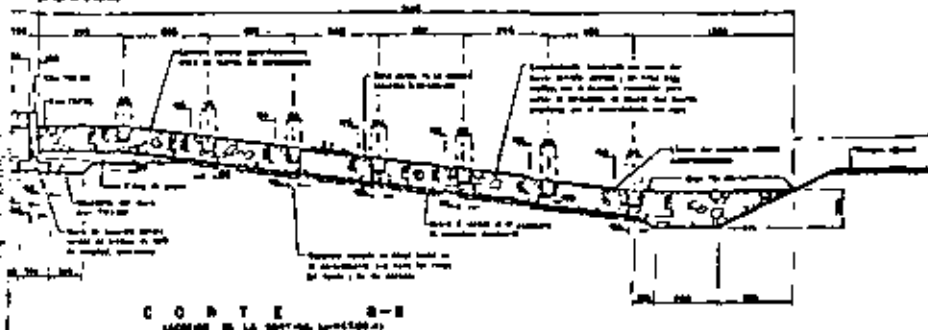
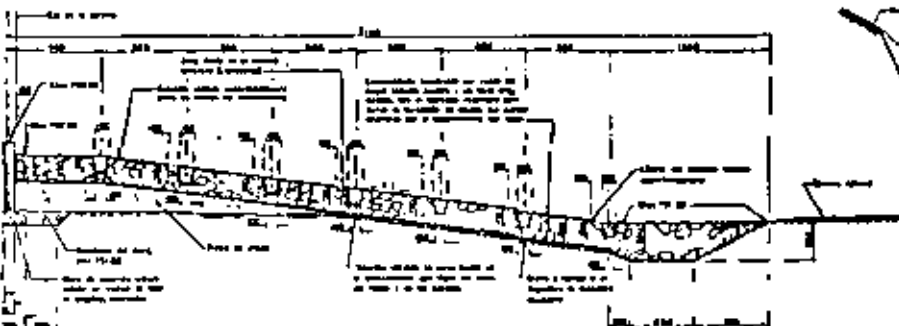
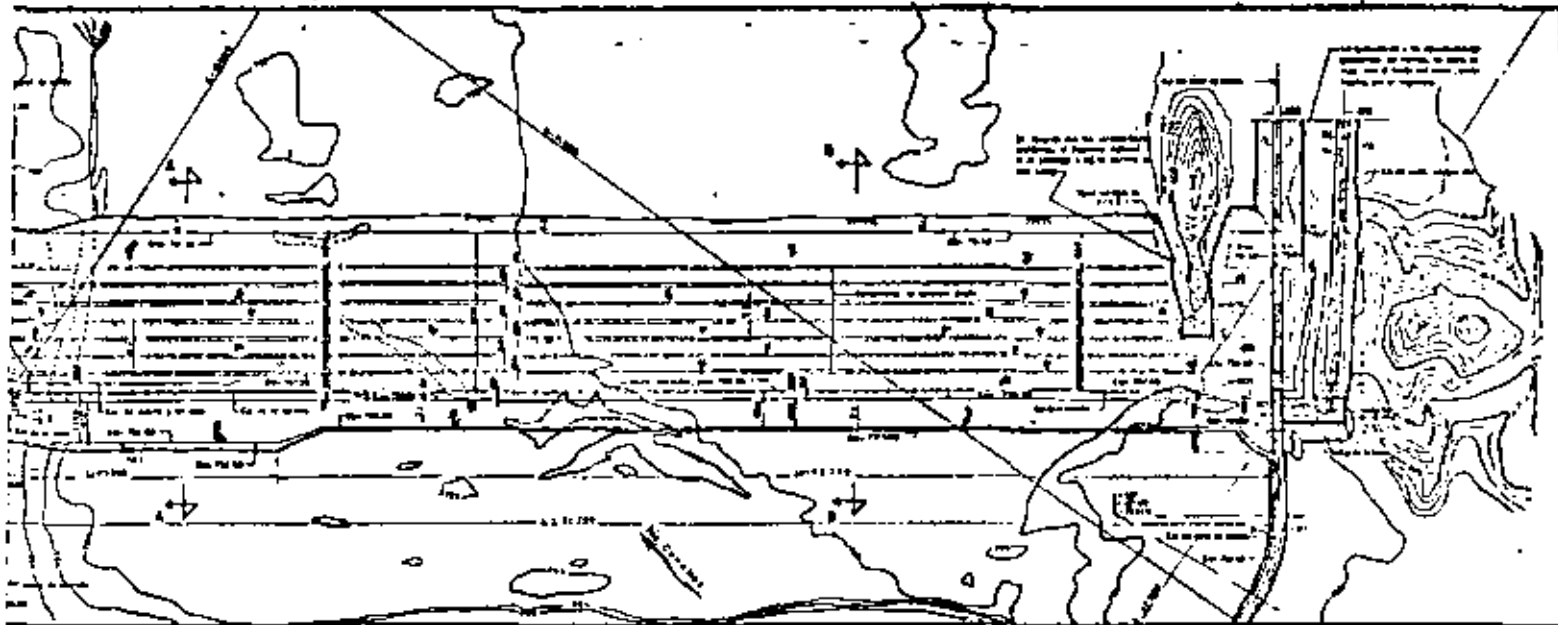
Figura 8



Corte por el eje de la obra de toma

Figura 9

SEDE BARRA DE PULPEROS S.A. S.P.A.
 PISCAS DE ALIBORRAS
 CONSTRUCCION DE TOMA Y DE LIMPA



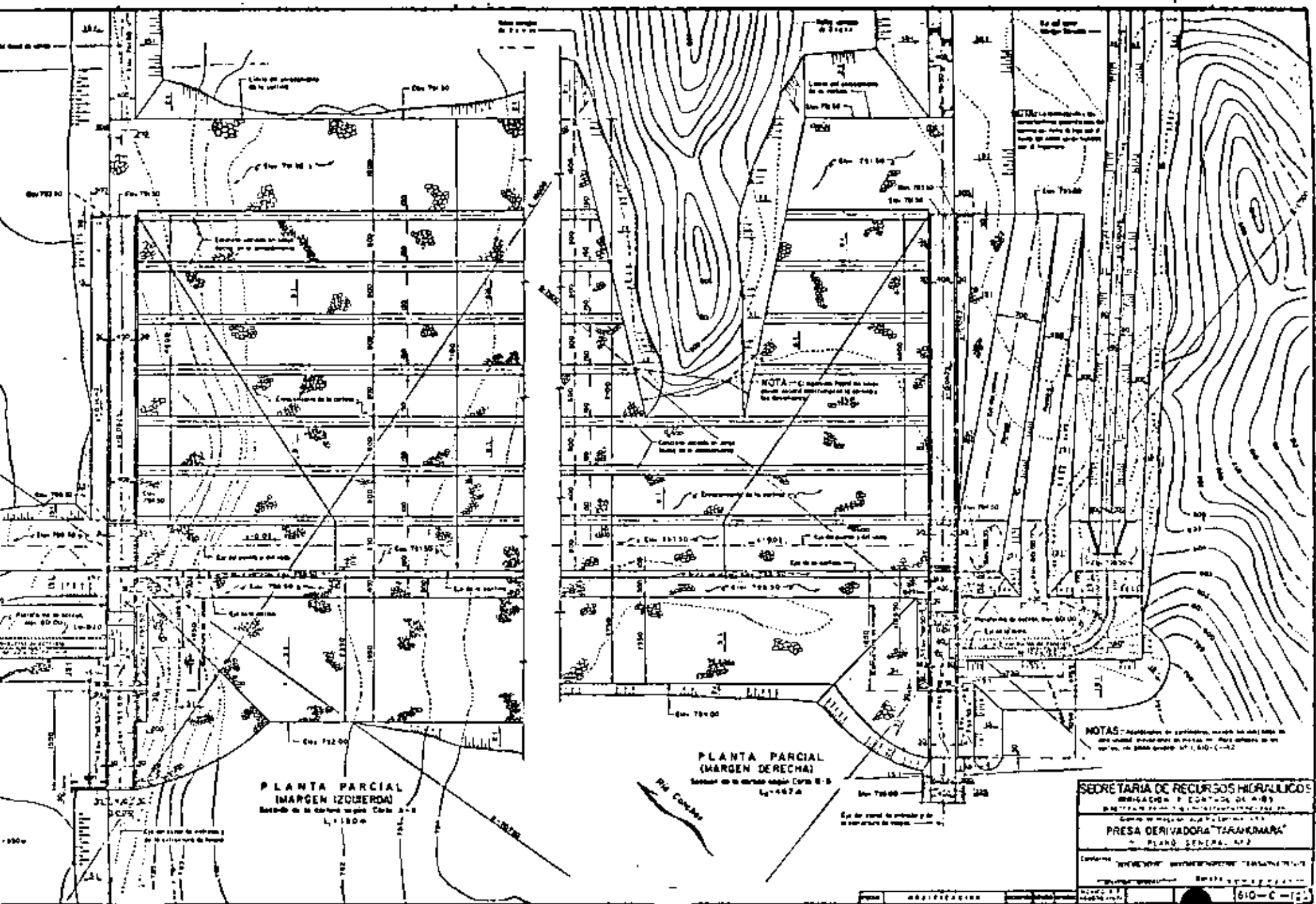
SECCION DEL CANAL
MAYOR ANCHURA

NOTAS: El presente proyecto de canalización de aguas de abastecimiento de las comunidades de los municipios de San Pedro y San Pablo del Tero, Jalisco, se realizó en el mes de mayo de 1940. Los trabajos de campo para determinar el caudal de las aguas se efectuaron en el mes de mayo de 1940. Los datos hidrológicos que se dan en este proyecto son de carácter preliminar y se reservan los derechos para su modificación en cualquier momento. Este proyecto fue aprobado por el Comité de Obras Públicas de Jalisco el día 10 de mayo de 1940. El presente proyecto se realizó en el mes de mayo de 1940. Los trabajos de campo para determinar el caudal de las aguas se efectuaron en el mes de mayo de 1940. Los datos hidrológicos que se dan en este proyecto son de carácter preliminar y se reservan los derechos para su modificación en cualquier momento. Este proyecto fue aprobado por el Comité de Obras Públicas de Jalisco el día 10 de mayo de 1940.

CANTIDADES ESTIMADAS		SECCION		Metros Cúbicos	
Altiplano	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Canal	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Canal de derivación	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Canal de riego	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Canal de drenaje	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Canal de saneamiento	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Canal de irrigación	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Canal de abastecimiento	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Canal de drenaje	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Canal de saneamiento	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Canal de irrigación	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Canal de abastecimiento	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Canal de drenaje	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Canal de saneamiento	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Canal de irrigación	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Canal de abastecimiento	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10

SECRETARIA DE RECURSOS HIDROLÓGICOS
DEPARTAMENTO DE CONTROL DE AGUAS
REGIÓN DE SAN PEDRO DE TOLUCA

PRUEBA DEMONSTRATIVA "TARAHUMAR"
PLAZA CENTRAL, S.N.



**PLANTA PARCIAL
(MARGEN IZQUIERDA)**
Sección de la cámara superior. Carta A-2
L. 1180

**PLANTA PARCIAL
(MARGEN DERECHA)**
Sección de la cámara superior. Carta B-2
L. 1474

NOTA: El cuerpo de compuertas se construye en concreto armado.

NOTAS: 1. Sección de la cámara superior, margen izquierdo en una escala diferente de la escala de esta carta. 2. Sección de la cámara superior, margen derecho en una escala diferente de la escala de esta carta. 3. Sección de la cámara superior, margen izquierdo en una escala diferente de la escala de esta carta. 4. Sección de la cámara superior, margen derecho en una escala diferente de la escala de esta carta.

SECRETARÍA DE RECURSOS HIDRÁULICOS	
DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN Y RECONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN	
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL	
PRESA DE RIVADORA "TARAKMARA"	
PLANO GENERAL Nº 2	
Escala:	1:1000
Fecha:	1950
Proyecto:	610-C-12



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



II CURSO DE CAPACITACIÓN PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE
ZONAS DE RIEGO

HIDRAULICA

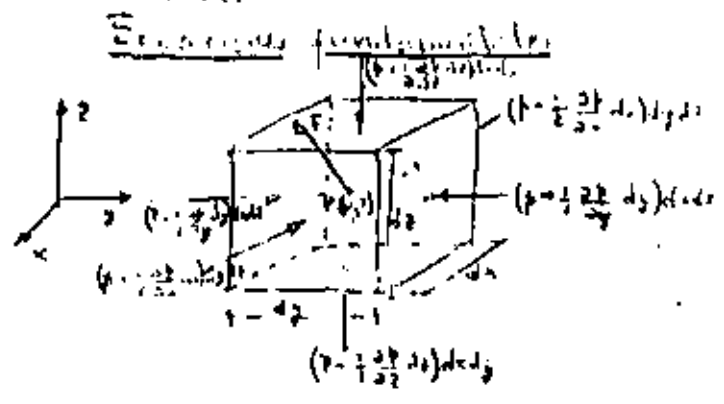
ING. JULIO O. LOZOYA CORRALES

MARZO, 1979



HIDROSTATICA

1. Hidrostatica



$\Sigma F_x = ma_x$
 $\Sigma F_y = ma_y$
 $(p - \frac{1}{2} \frac{\partial p}{\partial x} dx) dy dz - (p + \frac{1}{2} \frac{\partial p}{\partial x} dx) dy dz + \rho x dx dy dz$
 $\frac{\partial p}{\partial x} = \rho X \dots (1a)$
 análogamente en las direcciones y y z
 $\frac{\partial p}{\partial y} = \rho Y \dots (1b)$
 $\frac{\partial p}{\partial z} = \rho Z \dots (1c)$

pero $Y = X = 0$; $Z = -g$ $\therefore \frac{\partial p}{\partial x} = 0 \dots (2a)$
 $\frac{\partial p}{\partial y} = 0 \dots (2b)$
 $\frac{\partial p}{\partial z} = -\rho g = -\gamma \dots (2c)$

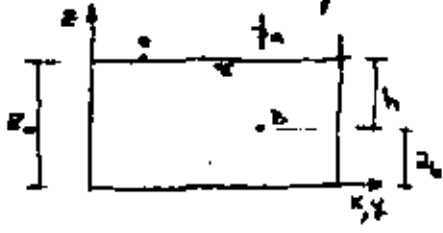
De las ecs. (2a) y (2b) se concluye que la presión no varía ni en dirección x ni en dirección y , esto es, que se mantiene constante, y con un valor particular para cada plano xy . La presión sobre planos horizontales, en el interior de un líquido en reposo, se mantiene constante. La ec. (2c) indica que la presión varía solo con la coordenada vertical.

$dp = -\gamma dz \dots (3)$

Si el líquido no es de densidad constante.

$\frac{p}{\rho} + z = cte. \dots (4)$ Ley de Pascal

Considérese un recipiente cualquiera.



Aplicando la ley de Pascal entre los puntos O y B resulta:

$\frac{p_0}{\rho} + z_0 = \frac{p_1}{\rho} + z_1$

pero para el caso particular del punto O, la presión en ese lugar es la atmosférica p_a luego.

$\frac{p_a}{\rho} + z_0 = \frac{p_1}{\rho} + z_1$; $p_0 = p_1 + \rho(z_0 - z_1)$

pero de la figura se ve que $z_0 - z_1 = h$ profundidad en el líquido del punto B.

$p_0 = p_a + \rho h \dots (5)$

Empuje hidrostático sobre superficies planas



$P = \int \rho h dA = \rho A \bar{h} \dots (6)$

ahora $\int \rho h dA = V =$ volumen de la distribución de presiones.

luego $P = V \dots (7)$

Empuje hidrostático sobre superficies curvas

(2)

La fórmula (2.20c) que aparece en el libro de Hidráulica de Sotelo, que da el empuje en dirección vertical sobre una superficie curva

$$P_z = \gamma \bar{z} A_z$$

debe aplicarse con cuidado, ya que dice que \bar{z} es la profundidad del centro de gravedad de la superficie curva, lo cual es cierto, pero debe tenerse la siguiente precaución:

La superficie curva que proyecta área en el plano XY, debe dividirse en dos, aquella sobre la que las fuerzas elementales vayan hacia arriba A_{z1} , y aquella sobre la que vayan hacia abajo A_{z2} . Cada una tendrá su centro de gravedad \bar{z}_1 y \bar{z}_2 . Para determinar P_z se hace lo siguiente:

$$P_z = \gamma \bar{z}_1 A_{z1} - \gamma \bar{z}_2 A_{z2}$$

Principio de Arquímedes

Un cuerpo sumergido en un líquido recibe un empuje ascendente igual al peso del volumen del líquido desalojado.

Un cuerpo en el seno de un líquido puede flotar o hundirse, si flota el volumen del líquido desalojado es menor que el del cuerpo, si se hunde el volumen desalojado es igual al del cuerpo.

Cabe mencionar que el empuje ascendente estará aplicado en el centro de gravedad del volumen desalojado.

Condiciones de estabilidad de los cuerpos en flotación

Si un cuerpo flota puede estar bajo tres condiciones de equilibrio, estable, inestable e indiferente. En el punto 7.7 del libro de hidráulica de Sotelo vienen tratadas las condiciones de estabilidad.

Teorema de Bernoulli

La ecuación de Bernoulli o de la energía para una vena líquida...

...donde el escurrimiento es transitorio o no establecido es

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \frac{1}{g} \int_1^2 \frac{\partial \beta v}{\partial t} + \Delta h_f$$

Los coeficientes α y β sirven para corregir el error de considerar un valor medio de la velocidad en la sección de la vena y Δh_f es la pérdida de energía que se produce entre las secciones 1 y 2.

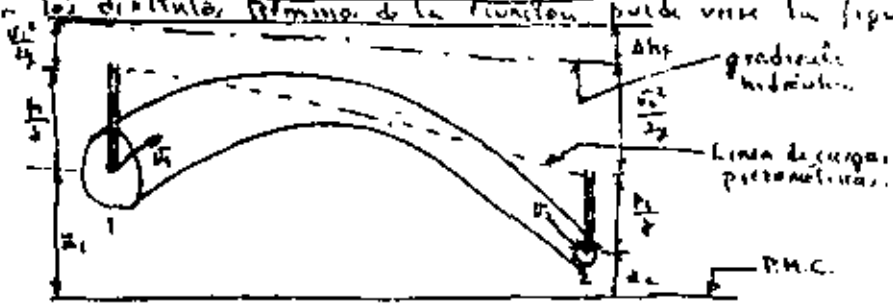
Si el flujo es establecido, el término $\frac{1}{g} \int_1^2 \frac{\partial \beta v}{\partial t}$ desaparece y queda la ecuación

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h_f$$

Ahora bien, si el escurrimiento es turbulento α y β aproximadamente valen la unidad y para fines de la práctica la ecuación de Bernoulli queda:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho} + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h_f \quad (2)$$

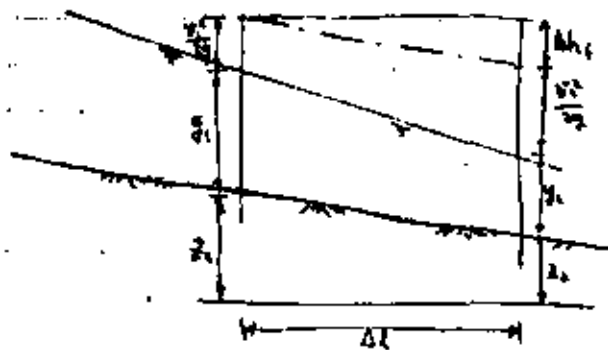
para representar los distintos términos de la ecuación puede verse la figura siguiente.



En el caso de conducciones a superficie libre la expresión queda

$$z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h_f$$

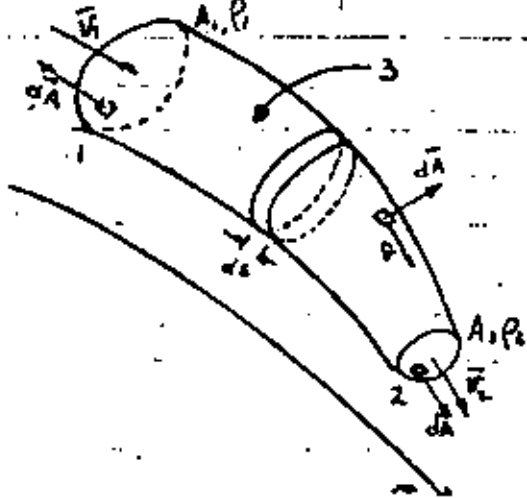
un diagrama que muestra físicamente los términos de esta ecuación sería:



La pérdida por fricción puede valorarse con cualquiera de las expresiones válidas para tuberías o canales. Si se usara la expresión de Manning, resulta:

$$\Delta h_f = \left(\frac{V_m \cdot n}{R_m^{2/3}} \right)^2 \Delta l \quad ; \quad V_m = \frac{V_1 + V_2}{2} \quad ; \quad R_m = \frac{R_1 + R_2}{2}$$

Ecuación de continuidad



Sea la vena líquida de la figura:

Se aceptan velocidades medias representativas en cada sección y tangenciales a la vena (perpendicular a la sección)

La masa de líquido que escorre en la unidad de tiempo a través de un elemento dA de la superficie total que encierra a la vena líquida es $\rho \bar{V} \cdot dA$ y será positivo si el líquido sale del volumen y negativo en caso contrario.

La ley de conservación de la cantidad de

materia en este caso establece que la masa total de líquido que sale del volumen total contenido en la vena en la unidad de tiempo, es igual al decremento en la misma unidad de tiempo de la masa de líquido contenida en ese volumen. Esto se expresa así:

$$\int_A \rho \vec{v} \cdot d\vec{A} = - \frac{\partial}{\partial t} \int_V \rho d(vol)$$

A = área total de la superf. que encierra al volumen V de la vena.

Si las áreas 1 y 2 se escogen normales al eje de la vena, los vectores \vec{v} y $d\vec{A}$ son paralelos, mientras que en la superficie 3 son perpendiculares, luego sobre el área 3 el producto escalar $\vec{v} \cdot d\vec{A} = 0$, por esto, la integral del primer miembro de la ec. anterior vale:

$$\int_A \rho \vec{v} \cdot d\vec{A} = \int_{A_1} \rho v_1 dA + \int_{A_2} \rho v_2 dA =$$

La integral del 2º miembro puede ponerse

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_V \rho d(vol) = \frac{\partial}{\partial t} \int_{A_3} \rho dA ds = \frac{\partial}{\partial t} \int_{A_3} \rho A ds$$

esto se pudo poner porque se supone que la densidad no varía en una misma sección transversal pero sí puede variar con S

por esto y por esto y puesto que se supone una velocidad media representativa en cada sección se tiene:

$$\rho v A = - \frac{\partial}{\partial t} \int_{A_3} \rho A ds$$

o bien
$$\frac{\partial}{\partial s} (\rho v A) + \frac{\partial}{\partial t} (\rho A) = 0$$

desarrollando las derivadas indicadas y puesto que $v = \frac{ds}{dt}$, se tiene: agrupando

$$\rho A \frac{\partial v}{\partial s} + \rho \left(\frac{\partial A}{\partial s} \frac{ds}{dt} + \frac{\partial A}{\partial t} \right) + A \left(\frac{\partial \rho}{\partial s} \frac{ds}{dt} + \frac{\partial \rho}{\partial t} \right) = 0$$

que es la ec. de continuidad para una vena líquida donde se produce el escozamiento transitorio de un líquido compresible. Tiene aplicación esta ecuación de continuidad en problemas como el golpe de ariete en conductos a presión.

Para problemas de tránsito de ondas de avenida y mareas en conducciones a superficie libre, donde se considera al líquido incompresible ($\rho = cte$) desaparece el último término de la ec. anterior y la ec. de continuidad que se usa es:

$$\rho A \frac{\partial v}{\partial s} + \rho \left(\frac{\partial A}{\partial s} \frac{ds}{dt} + \frac{\partial A}{\partial t} \right) = 0$$

Si el escozamiento es permanente o independiente del tiempo, las derivadas con respecto al tiempo desaparecen y queda

$$\frac{\partial}{\partial s} (\rho v A) = 0$$

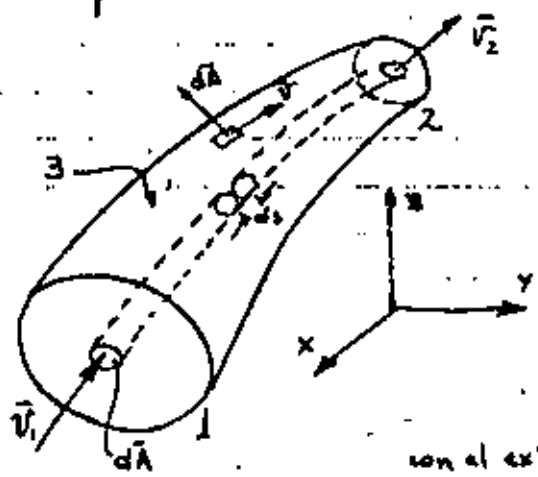
ahora bien $VA = Q$ (recordar que V debe ser normal al area) luego
 $d(pQ) = 0$

así el líquido es incompresible (densidad constante)
 $\rho dQ = 0 \therefore dQ = 0 ; Q = \text{constante}$.

Esto significa que el gasto que circula por cada sección de la vena con escurrimiento permanente, se mantiene constante. Si se consideran 2 secciones 1 y 2 de la vena se tiene

$$Q = A_1 V_1 = A_2 V_2$$

Ley del Impulso



Sea la vena líquida mostrada que constituye el volumen de control V limitado por la superficie total A constituida por las superficies 1 y 2 normales al eje de la vena y la superficie lateral 3

De acuerdo con la ley de impulso y cantidad de movimiento, el intercambio con el exterior en la unidad de tiempo, de la masa de líquido en el volumen de control, es igual al impulso o fuerza resultante en la misma unidad de tiempo.

$$\vec{F} = \int_A \vec{v} \rho (\vec{v} \cdot d\vec{A}) + \frac{\partial}{\partial t} \int_V \vec{v} \rho dV$$

ahora bien $\vec{v} \cdot d\vec{A}$ en la superficie 3 vale cero (porque son normales) y sobre las superficies 1 y 2, el mismo producto escalar puede ser producto simple porque las velocidades son normales a sus superficies, o sea $\vec{v} \cdot d\vec{A} = v dA$, además $dV = dA ds$ luego

$$\vec{F} = \int_A \rho \vec{v}^2 dA + \frac{\partial}{\partial t} \int_A \int_s \rho \vec{v} dA ds$$

derivando respecto a s se tiene

$$\frac{\partial \vec{F}}{\partial s} = \frac{\partial}{\partial s} \int_A \rho \vec{v}^2 dA + \frac{\partial}{\partial t} \int_A \rho \vec{v} dA$$

así se supone que la densidad ^{y la velocidad} se mantiene constantes en todos los puntos, así una area de una sección transversal normal al eje de la vena, pueden salir:

fuera de la integral ya que el elemento diferencial es el area. Ahora bien, la hipótesis de ~~vel~~ densidad media en el area es bastante buena no así la de velocidad media, por lo que si se le considera como tal a la velocidad deberá multiplicarse la expresión por un coeficiente correctivo β y queda, si además se considera que $Q = AV$

$$\frac{\partial \bar{F}}{\partial s} = \frac{\partial}{\partial s} \left(\beta \rho \bar{V} \frac{Q}{A} \right) dA + \frac{\partial}{\partial t} \left(\rho \bar{V} dA \right)$$

$$\frac{\partial \bar{F}}{\partial s} = \frac{\partial}{\partial s} (\rho \bar{V} Q \beta) + \frac{\partial}{\partial t} (\rho A \bar{V})$$

La integral de esta ecuación entre las secciones 1 y 2 resulta:

$$\bar{F} = (\rho Q \beta \bar{V})_2 - (\rho Q \beta \bar{V})_1 + \frac{\partial}{\partial t} \int \rho A \bar{V} ds$$

que es la ecuación de impulso y cantidad de movimiento para una vena líquida en movimiento transitorio. Si el movimiento es permanente y el líquido incompresible desaparece el último término de la ecuación anterior y se puede arreglar:

$$\bar{F} = \rho Q [(\beta_2 \bar{V}_2) - (\beta_1 \bar{V}_1)]$$

el coeficiente β cuando el movimiento es turbulento vale la unidad de modo que la ec. vectorial quedaría

$$\bar{F} = \rho Q [\bar{V}_2 - \bar{V}_1]$$

esta ecuación vectorial puede representarse por sus componentes en los 3 ejes.

$$\begin{aligned} F_x &= \rho Q [V_{2x} - V_{1x}] \\ F_y &= \rho Q [V_{2y} - V_{1y}] \\ F_z &= \rho Q [V_{2z} - V_{1z}] \end{aligned}$$

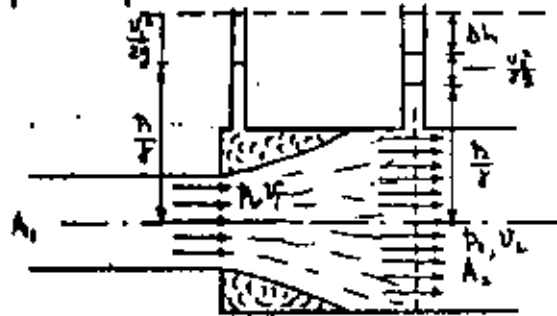
2 Pérdidas

Fórmula de Borda

La fórmula se valúa para una ampliación brusca de sección pero también puede usarse en aquellos casos en que no existan datos más exactos para calcular una pérdida de carga local y se obtendrá un resultado aproximado. Es importante mencionar que la expresión puede hacerse extensiva a flujos a superficie libre.

La ampliación brusca de la sección en un tubo trae consigo una pérdida de carga por efecto de la separación del líquido de las paredes y la formación de grandes turbulencias. Para calcular la pérdida se usan las tres ecuaciones fundamentales de la hidráulica.

Para la aplicación de las ecuaciones se considera el volumen de control limitado aguas arriba por la sección 1 dentro ya de la zona de ampliación, aguas abajo por la sección 2 suficientemente alejada de la ampliación donde el líquido ya ha recuperado una distribución uniforme de las velocidades y lateralmente, por la pared del tubo.



En la sección 1 actúa la presión p_1 y la velocidad media del líquido es U_1 . La presión total en esta sección está compuesta por la suma de las presiones sobre la superficie central del área A_1 más la correspondiente a la zona de separación. En la sección 2 dominan la presión p_2 y la velocidad U_2 .

Considerando distribución uniforme de velocidades y esfuerzos de fricción nulos, de la ecuación de impulso y cantidad de movimiento resulta:

$$p_1 A_2 - p_2 A_2 = \frac{\rho}{g} Q (U_2 - U_1)$$

o bien

$$\frac{p_1 - p_2}{\rho} = \frac{1}{g} \frac{Q}{A_2} (U_2 - U_1) = \frac{U_2}{g} (U_2 - U_1) \quad (a)$$

por otra parte, de la ecuación de Bernoulli entre las secciones 1 y 2

$$\frac{p_1}{\rho} + \frac{U_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\rho} + \frac{U_2^2}{2g} + \Delta h$$

despejando la pérdida de carga

$$\Delta h = \frac{p_1 - p_2}{\rho} + \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} \quad (b)$$

sustituyendo la ecuación (a) en la (b)

$$\Delta h = \frac{v_2}{g} (v_2 - v_1) + \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g}$$

arreglando

$$\Delta h = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} \quad \text{Ecuación de Borda.}$$

del principio de continuidad

$$v_1 = \frac{A_2}{A_1} v_2$$

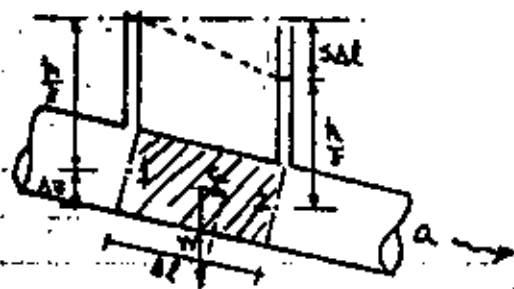
reemplazando en la ec. de Borda.

$$\Delta h = \left(\frac{A_2}{A_1} - 1 \right)^2 \frac{v_2^2}{2g}$$

Formulas de fricción

Vamos a ver las fórmulas de fricción aplicables a tuberías

Supongamos una tubería de γ inclinado cualquiera.



$$W = \gamma a \Delta l$$

Supongamos que existe un eje horizontal que se llama pendiente hidráulica que cumple con la siguiente propiedad.

$$\frac{p_1}{\rho} + \Delta z = \frac{p_2}{\rho} + S \Delta l \quad ; \quad S \Delta l = \frac{p_1}{\rho} - \frac{p_2}{\rho} + \Delta z \quad (a)$$

$S \Delta l =$ pérdida de fricción = diferencia entre el punto 1 y el punto 2

C_B es la componente del peso del volumen ahusado que ayuda a que el elemento de volumen prospere.

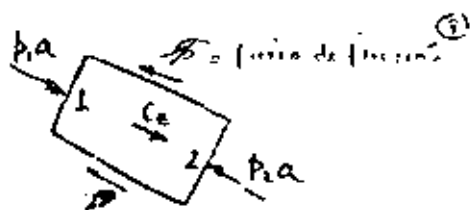
Por triángulos semejantes en la figura se tiene:

$$\frac{C_B}{W} = \frac{\Delta z}{\Delta l} \quad ; \quad C_B = \frac{\Delta z}{\Delta l} W = \frac{\Delta z}{\Delta l} \gamma a \Delta l$$

$$C_B = \gamma a \Delta z$$

si hacemos diagrama de cuerpo libre del volumen ahusado resulta

$$\Sigma F = 0 \quad p_1 a - p_2 a + C_E - \mathcal{F} = 0$$



ahora $\mathcal{F} = \phi \Delta l \bar{\tau}$

ϕ - perímetro del tubo

$\bar{\tau}$ - esfuerzo cortante

reemplazando los valores de \mathcal{F} , C_E en la ΣF se tiene:

$$a(p_1 - p_2) + \gamma a \Delta z - \phi \Delta l \bar{\tau} = 0$$

~~para $p_1 - p_2 = \rho g \Delta z$ (presión hidrostática)~~

arreglando la ecuación anterior.

$$\gamma \left(\frac{p_1}{\gamma} - \frac{p_2}{\gamma} + \Delta z \right) = \phi \Delta l \bar{\tau}$$

reemplazando ~~el valor de~~ la fórmula (a) en esta ecuación

$$\gamma \bar{\tau} \Delta l = \phi \Delta l \bar{\tau}$$

$$\gamma \frac{a}{\phi} = R = \text{radio hidráulico}$$

$$\boxed{\bar{\tau} = \gamma R S}$$

Puede demostrarse (no lo vamos a hacer) que de acuerdo con las características propias del escurrimiento, el esfuerzo cortante se puede expresar como:

$\bar{\tau} = -\mu \frac{dv}{dr}$
$\bar{\tau} = C v^2$

Escurrimiento LAMINAR

Escurrimiento TURBULENTO

Ahora bien, puede fácilmente verse que la misma fórmula del esfuerzo cortante deducida anteriormente $\bar{\tau} = \gamma R S$ para la vena líquida que está limitada por el tubo, puede aplicarse para una vena líquida de radio \underline{r} .



Determinemos la fórmula de fricción para el régimen laminar

Iguando las dos expresiones del esf. cortante para este caso se tiene:

$$\gamma R S = -\mu \frac{dv}{dr}$$

pero para un tubo circular

$$R = \frac{\text{área}}{\text{perímetro}} = \frac{\pi r^2}{2\pi r} = \frac{r}{2}$$

reemplazando

$$r \frac{r}{2} s = -\mu \frac{dv}{dr}$$

pero $\delta = \rho g$ y $\mu = \nu \rho$ reemplazando.

$$\rho g \frac{r}{2} s = -\nu \rho \frac{dv}{dr} \quad ; \quad dv = -\frac{g}{\nu} s \frac{r}{2} dr$$

integrando
ahora

$$v = -\frac{gs}{4\nu} r^2 + C \quad (b)$$

reemplazando

para $r = R'$ (radio de la tubería) ; $v = 0$

$$C = \frac{gs}{4\nu} R'^2$$

sustituyendo en (b)

$$v = \frac{gs}{4\nu} (R'^2 - r^2)$$

fórmula de Hagen-Poiseuille
(ley de variación de velocidades
con el radio)

Veremos que la variación de la velocidad es parabólica respecto al radio. La velocidad máxima ocurre en el centro de la tubería donde $r = 0$

$$v_{\text{máx}} = \frac{gs}{4\nu} R'^2$$

Las expresiones del Principio de Continuidad, Ley del Impulso y Teorema de Bernoulli están desarrolladas para considerar una velocidad media representativa en cada sección, por tal motivo obtendremos una velocidad media representativa para este caso de régimen laminar en el escurrimiento.

Por definición la velocidad media se tiene

$$v_{\text{med}} = \frac{Q}{A}$$

y el gasto deducido a partir de la suma de velocidades por su área correspondiente en una sección resulta:

$$Q = \int_0^{R'} \underbrace{\frac{gs}{4\nu} (R'^2 - r^2)}_v \underbrace{2\pi r dr}_{dA}$$

reemplazando

$$v_{\text{med}} = \frac{1}{\pi R'^2} \int_0^{R'} \frac{gs}{4\nu} (R'^2 - r^2) 2\pi r dr$$

desarrollando se tiene

$$v_{\text{med}} = \frac{gs}{8\nu} R'^2$$

$$\therefore v_{\text{med}} = \frac{1}{2} v_{\text{máx}}$$

Determinemos la fórmula de fricción para el régimen turbulento
Igualando las dos expresiones del esfuerzo cortante para este caso, se tiene:

pero $C = \sqrt{\frac{\gamma}{\rho}}$

$$\rho R S = C V^2 \quad ; \quad V^2 = \frac{\gamma}{\rho} R S \quad ; \quad V = \sqrt{\frac{\gamma}{\rho}} \sqrt{R S}$$

$V = C \sqrt{R S}$

fórmula de Chezy

Ahora, C es una magnitud que varía con el líquido (temperatura, densidad, peso esp), con las dimensiones de la tubería, material de la tubería y con la velocidad.

Diferentes investigadores hicieron experiencias para valorar esa C y por ejemplo Manning encontró que:

$$C = \frac{1}{n} R^{2/3}$$

en que n solo variaba con el líquido y las paredes de la tubería (se ha visto posteriormente que esto no es rigurosamente cierto).

La fórmula de la fricción según Manning resulta, al reemplazar C en Chezy.

$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$

fórmula de Manning

D'arcy - Weisbach propusieron una fórmula de coeficiente adimensional.
Para el caso particular de una tubería circular se tiene: $R = \frac{D}{4}$. Reempl. en Chezy

$$V^2 = C^2 S \frac{D}{4} \quad ; \quad V^2 = \frac{C^2}{4} S D$$

dividiendo entre $\frac{\rho \gamma}{2g}$

$$\frac{V^2}{\frac{\rho \gamma}{2g}} = \frac{C^2}{\frac{\rho \gamma}{2g}} S D \quad ; \quad S = \frac{\rho \gamma}{C^2} \frac{1}{D} \frac{V^2}{2g}$$

el cociente $\frac{\rho \gamma}{C^2}$ es adimensional y lo llamaron λ con lo que la fórmula de fricción según D'arcy y Weisbach resulta:

$S = \frac{\lambda}{D} \frac{V^2}{2g}$

fórmula de Darcy-Weisbach.

D'arcy y Weisbach dicen que esta fórmula es general y que puede aplicarse tanto para régimen laminar como para régimen turbulento, a pesar de haberse obtenido en el desarrollo anterior a partir de la condición de esfuerzo cortante turbulento.

Comparemos la fórmula de D'arcy con la de Hagen para valorar λ en régimen laminar

como $D = 2R'$, la fórmula de Hagen resulta:

$$V_{ms} = \frac{g s}{32 \nu} D^2 ; s = \frac{32 \nu}{g D^2} V$$

igualando esta expresión con la de Darcy se tiene:

$$\frac{V^2}{2g} \frac{\lambda}{D} = \frac{32 \nu}{g D^2} V ; \lambda = \frac{64 \nu}{V D}$$

pero $\frac{V D}{\nu} = Re$ - número de Reynolds (adimensional) ; luego

$$\lambda = \frac{64}{Re}$$

ahora bien, el número de Reynolds límite para el régimen laminar es 2000 y la expresión anterior de λ vale para números de Re entre 0 y 2000. Para $2000 < Re < 3000$, otro investigador Blasius propone otra expresión para λ que vale

$$\lambda = \frac{0.3163}{Re^{1/4}}$$

y para $Re > 3000$ el mismo Blasius propone la expresión

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log Re \sqrt{\lambda} - 0.8$$

Otro investigador, Von Mises, propone una expresión para λ que pretende ser general, para cualquier tipo de régimen

$$\lambda = 0.0096 + \sqrt{\frac{32.6 \nu}{d}} + \sqrt{\frac{2.88}{Re}}$$

Even tiene unidades (log)

Kozeny propone otras fórmulas de fricción para distintos materiales de que está hecho el tubo.

$$V = (8.86 \log D + N) \sqrt{SD}$$

fórmula de Kozeny para tubo de concreto, fo.fo., acero, barro.

$$V = (6.5 \log Re - 5.15) \sqrt{SD}$$

fórmula de Kozeny para madera

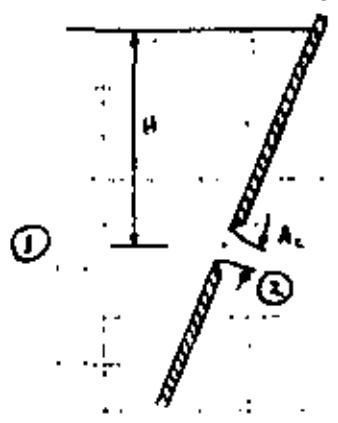
$$V = (7.78 \log Re - 5.95) \sqrt{SD}$$

fórmula de Kozeny para tubo de plástico, lucita, etcétera.

3 Orificios, Compuertas y tubos

Orificios

a) Orificios de cualquier forma (circular, rectangulares, etc.) con carga H grande en comparación con las dimensiones del orificio, pared delgada, arista afilada, contracción completa (distancias entre centros del orificio y las paredes a $3D$ o mayores y a $3a$ o mayores si el orificio es rectangular).



Aplicando Bernoulli entre las secciones ① y ② sin considerar pérdida ni vel. de llegada

$$H = \frac{V^2}{2g} \quad ; \quad V = \sqrt{2gH}$$

ahora bien, por el hecho de no considerar pérdida, la ec. anterior debe corregirse con un coeficiente, queda:

$$V = C_v \sqrt{2gH}$$

En la zona del chorro donde las líneas de corriente son paralelas y en donde se ha calculado la expresión de la velocidad, el área del orificio se ha contraído, esto es:

$$A_c = C_c A \quad \text{A - área del orificio}$$

El gasto descargado será

$$Q = A_c V \quad ; \quad Q = C_c C_v A \sqrt{2gH}$$

C_v = coeficiente de velocidad
 C_c = coeficiente de contracción

$C_c C_v = C_d$ = coeficiente de descarga para orificios en las condiciones enunciadas arriba.

luego:

$$Q = C_d A \sqrt{2gH}$$

H = carga desde la superficie libre hasta el centro de gravedad del orificio. En caso de haber sobrecarga P en el recipiente y velocidad de llegada.

$$Q = C_d A \sqrt{2g \left(H + \frac{P}{\rho} + \frac{V_l^2}{2g} \right)}$$

Puede demostrarse mediante un desarrollo teórico bastante preciso que

$$C_c = 2 - \sqrt{4 - \frac{2}{C_v^2}}$$

y la tabla de valores calculada con base en la fórmula es

C_v	1	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95
C_c	0.576	0.600	0.615	0.631	0.647	0.664
C_d	0.586	0.594	0.603	0.612	0.621	0.631

Por medio del análisis dimensional se demuestra que los coeficientes de velocidad contracción y gasto son función exclusivamente del N° de Re y de acuerdo con los resultados de diferentes investigadores sus valores se muestran en la Fig 6.4 (Libro Hidráulica de Sotelo; segunda parte). En la figura se observa que para N° de Re, $Re > 10^5$, los coef. C_v , C_c y C_d son independientes de dicho número y valen

$$C_v = 0.99 \quad ; \quad C_c = 0.605 \quad ; \quad C_d = 0.60$$

si se comparan con la tabla de valores teóricos se tiene que para $C_v = 0.99$, $C_c = 0.60$ y $C_d = 0.594$, que prácticamente coinciden con los coef. experiment. indicadores.

Se puede valuar la pérdida de energía en un orificio si al establecer el teorema de Bernoulli entre las secciones ①, ② de la figura anterior, se incluye el término de pérdida de energía

$$H = \frac{v^2}{2g} + \Delta h_r$$

se tenía además que

$$H = \frac{1}{C_v^2} \frac{v^2}{2g}$$

combinando las dos ec. y despejando Δh_r resulta

$$\Delta h_r = \left(\frac{1}{C_v^2} - 1 \right) \frac{v^2}{2g} = k \frac{v^2}{2g}$$

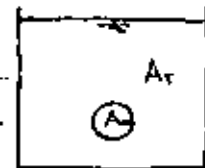
b) Orificios con contracción incompleta

Se pueden presentar dos tipos de contracción incompleta

- 1) cuando las paredes o el fondo del recipiente se encuentran a distancias menores a $3D$ o $3a$ (contracción parcialmente suprimida)
- 2) cuando alguna o algunas de las paredes coincide con uno o algunos de los bordes del orificio (contracción totalmente suprimida).

~~Entonces~~ Para el caso 1) se tiene la sig. fórmula

$$C_d = C_{d_0} \left[1 + 0.641 \left(\frac{A_0}{A_r} \right)^2 \right]$$



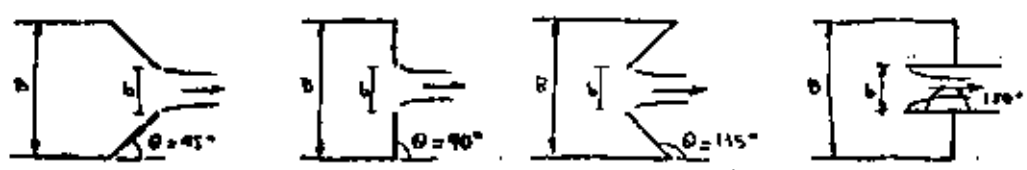
donde C_d - es el coeficiente de gasto del orificio

C_{d_0} - es el coef. de gasto del mismo orificio con contracción completa

A_0 - el área del orificio

A_r - el área de la pared del recipiente ~~donde~~ en contacto con el fluido (hacia donde está el orificio)

Para el caso 2), éste se estudia en compuestas.
 Von Mises hizo estudios para valores de coeficientes de contracción en orificios de forma especial



y presenta los resultados en la tabla 6.2 (Libro Hidráulica de Sobelo; segunda parte). En este caso particular puesto que la velocidad de llegada dentro del tubo es importante, hay que valor el coeficiente de gasto tomando en cuenta eso. Aplicando Bernoulli entre una sección dentro del tubo y afuera en una sección donde ya se ha contraído lo máximo el chorro, se llega a obtener

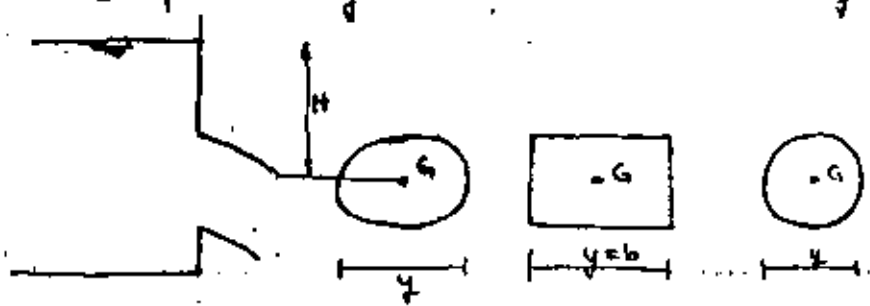
$$C_d = \frac{C_c}{\sqrt{1 - C_c^2 \left(\frac{b}{B}\right)^2}}$$

para orificios bidimensionales

$$C_d = \frac{C_c}{\sqrt{1 - C_c^2 \left(\frac{d}{D}\right)^4}}$$

para orificios circulares

c) Orificios de grandes dimensiones o cargas pequeñas



Haciendo la integración del gasto que sale por elemento diferencial a través del orificio puede llegarse a obtener una expresión del siguiente tipo

$$\phi = \frac{Q'}{Q} = 1 - \frac{1}{96} \left(\frac{a}{H}\right)^2$$

para orificios rectangulares de alto a y carga H de agua referida al centro de gravedad del orificio

$$\phi = \frac{Q'}{Q} = 1 - \frac{1}{128} \left(\frac{D}{H}\right)^2$$

para orificios circulares de diámetro D y carga H de agua referida al centro de gravedad del orificio.

En estas expresiones Q' es el gasto que sale del orificio y Q es el gasto que da la fórmula: $Q = C_d A \sqrt{2gH}$

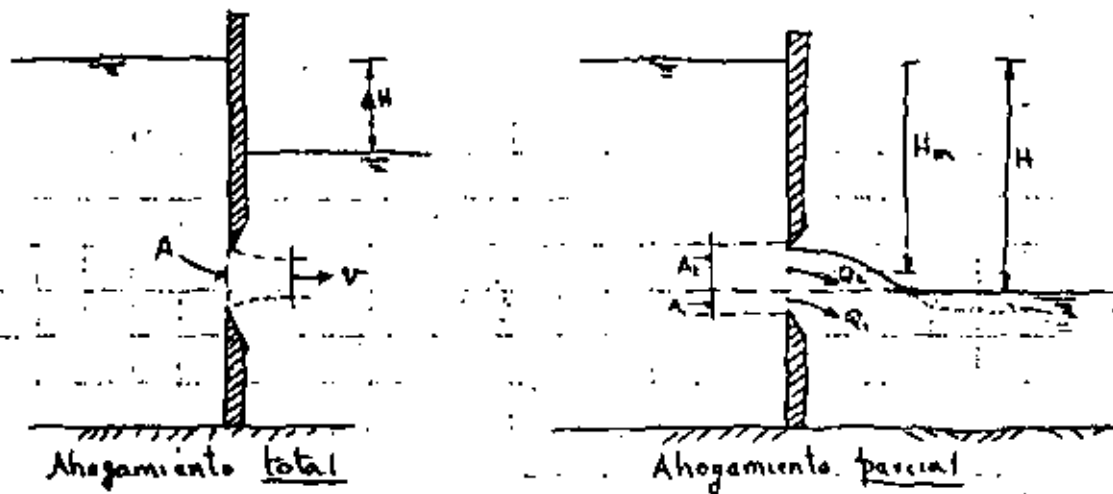
en la que C_d es el coeficiente de descarga para orificios de pequeño y cargas grandes vistas en el inciso a).
 A continuación se da una tabla de valores de ϕ

valores de ϕ		
$\frac{a}{H}$ ó $\frac{D}{H}$	Orificio	
	Rectangular	Circular
2	0.94	0.95
1	0.99	0.99
0.67	1	1

para valores menores de $\frac{a}{H}$ ó $\frac{D}{H}$ (menores a 0.67) ϕ vale 1, o sea que para valor el gasto que sale por un orificio de grandes dimensiones para relaciones de $\frac{a}{H}$ ó $\frac{D}{H}$ menores que 0.67 puede utilizarse la misma expresión $Q = C_d A \sqrt{2gH}$ que se propone para los orificios de vistas en el inciso a).

d) Orificios con descarga sumergida

Cuando el orificio descarga a otro tanque cuyo nivel está por arriba del canto inferior del orificio, se dice que la descarga es ahogada. El ahogamiento puede ser total o parcial.



En el caso de descarga ahogada total, se puede derivar una ecuación análoga a la general $Q = C_d A \sqrt{2gH}$, con la única diferencia que la energía total H es entonces ΔH , la diferencia de niveles entre los dos recipientes

$$Q = C_d A \sqrt{2g \Delta H}$$

Se recomienda usar el mismo coef. de gasto C_d que en un orificio de descarga libre.

Cuando el ahogamiento es parcial, el gasto total descargado por el orificio puede expresarse como la suma Q_1 y Q_2 , donde Q_1 es el gasto correspondiente a la porción del orificio con descarga ahogada

$$Q_1 = C_{d1} A_1 \sqrt{2gH}$$

(ver figura para reemplazar el valor correcto de H)

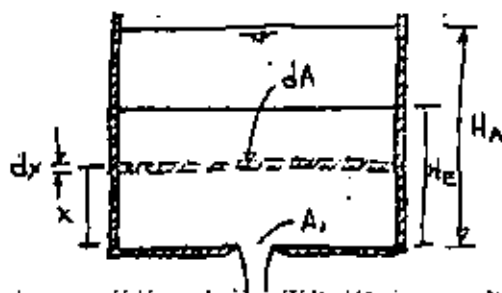
y Q_2 es el gasto de la porción del orificio con descarga libre

$$Q_2 = C_{d2} A_2 \sqrt{2gH_m}$$

No se tienen investigaciones confiables acerca de los coef. de gasto C_{d1} y C_{d2} , Schlag propone que $C_{d1} = 0.70$ y $C_{d2} = 0.675$ en el caso de que el orificio tenga un umbral en el fondo como aparece en las figuras.

e) Orificios bajo carga variable

En todos los casos antes tratados se ha considerado que la carga con la que funciona el orificio permanece constante. Sin embargo, también puede estudiarse el caso en que ésta varíe, esto es, que el nivel de la superficie libre del depósito cambie según ocurra el vaciado del depósito a través del orificio. Sea un depósito como el mostrado



El gasto en cualquier instante t es

$$Q = C_d A_1 \sqrt{2gx}$$

Un elemento de volumen $A dx$ se vacía en un intervalo de tiempo

$$dt = \frac{A dx}{C_d A_1 \sqrt{2gx}}$$

siendo T el tiempo total de vaciado, se obtiene de la integración

$$T = \frac{A}{C_d A_1} \frac{1}{\sqrt{2g}} \int_0^{H_A} \frac{dx}{\sqrt{x}} ; \quad T = \frac{A}{C_d A_1} \frac{2}{\sqrt{2g}} \sqrt{H_A}$$

o también
$$T = 2 \frac{A}{C_d A_1} \frac{H_A}{\sqrt{2gH_A}}$$

pero AH_A es el volumen total V_A del recipiente

y $C_d A_1 \sqrt{2g H_A}$ es el gasto Q_A al iniciarse el vaciado bajo la compuerta, de donde resulta finalmente

$$T = 2 \frac{V_A}{Q_A}$$

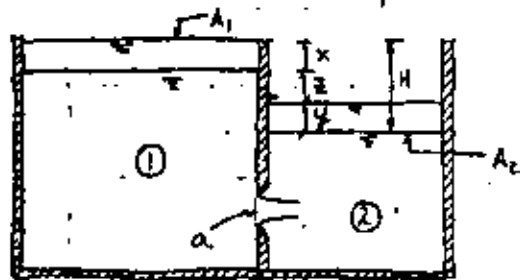
esto es, el tiempo total de vaciado es dos veces mayor del que se tendría si el gasto inicial del orificio Q_A permaneciera constante.

Si el recipiente se vacía hasta el nivel H_E , el tiempo necesario para ello es

$$T_E = 2 \left(\frac{V_A}{Q_A} - \frac{V_E}{Q_E} \right)$$

donde $V_E = A H_E$ y $Q_E = C_d A_1 \sqrt{2g H_E}$.

Otro caso sería el vaciado de un recipiente a otro



El descenso x en ① significa un ascenso y en ②, y en cualquier instante t se satisface que

$$x + y + z = H$$

$$A_1 dx = A_2 dy = C_d a \sqrt{2gz} dt$$

o bien

$$dx = \frac{C_d a \sqrt{2gz}}{A_1} dt \quad ; \quad dy = \frac{C_d a \sqrt{2gz}}{A_2} dt$$

y siendo $dx + dy + dz = 0$; reemplazando resulta:

$$C_d a \sqrt{2g} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) dt = -z^{1/2} dz$$

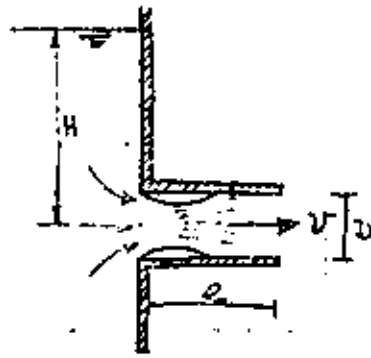
el tiempo necesario para pasar de la diferencia de niveles H a la diferencia H' vale

$$T = - \frac{1}{C_d a \sqrt{2g} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right)} \int_H^{H'} \frac{dz}{\sqrt{z}}$$

$$T = \frac{2 A_1 A_2 (\sqrt{H} - \sqrt{H'})}{C_d a \sqrt{2g} (A_1 + A_2)}$$

f) Orificios de pared gruesa

Cuando la pared en el contorno de un orificio no tiene un filo afilado, el orificio es de pared gruesa o tubo corto.



En este tipo de orificio se observa que el chorro, una vez que ha pasado la sección contracta, tiene todavía espacio dentro del tubo para expandirse y llenar la totalidad de la sección. Entre la sección contracta y la final ocurre un rápido descenso de la velocidad acompañado de turbulencia y fuerte pérdida de carga.

Por un razonamiento análogo al de los orificios de pared delgada, se concluye que la velocidad de salida se puede calcular con la misma ecuación

$$V = C_v \sqrt{2gH}$$

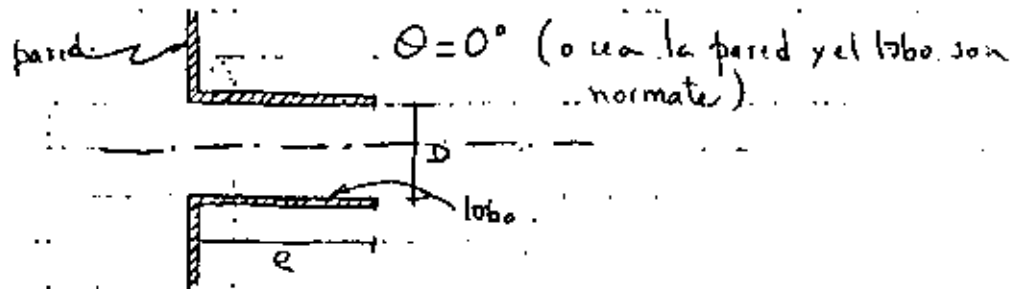
donde el coeficiente de velocidad, C_v se reduce ahora hasta el valor 0.82 cuando $e/D = 3$. Ahora $C_c = 1$ luego $C_d = C_v = 0.82$, o sea se obtiene un gasto un tercio mayor aproximadamente, que en un orificio de pared delgada.

La pérdida de carga vale:

$$\Delta h_f = \left(\frac{1}{(0.82)^2} - 1 \right) \frac{V^2}{2g} = 0.49 \frac{V^2}{2g}$$

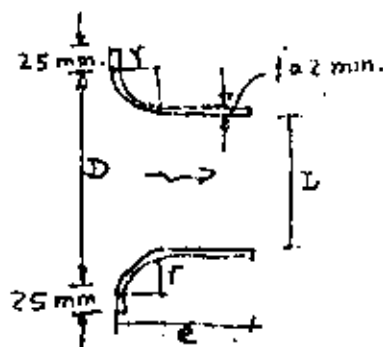
si $e/D > 3$ empieza a tener influencia la fricción

Pueden usarse las siguientes tablas:



e/D	≤ 0.5	1	1.5	2.0	2.5	3	5	12	25	35	50	60	75	100
C_d	0.60	0.75	0.78	0.79	0.80	0.82	0.79	0.77	0.71	0.68	0.64	0.60	0.59	0.55

Si los cantos se redondean conforme la siguiente figura, el coeficiente $C_d = 0.952$



$$\frac{d}{D} = 0.6 \text{ a } 0.65$$

$$r = 0.3d$$

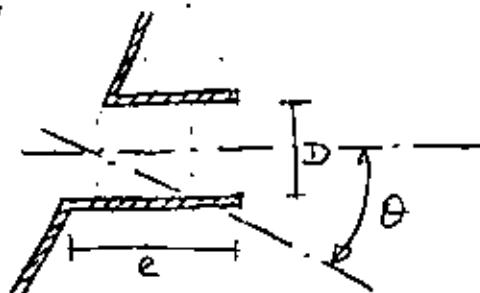
$$e = d$$

$$\theta = 0^\circ$$

Ogora, para diferentes valores de θ aristas de entriada agudas se liene:

$$\frac{e}{D} = 2$$

y



θ	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°
C_u	0.82	0.80	0.78	0.75	0.75	0.73	0.72

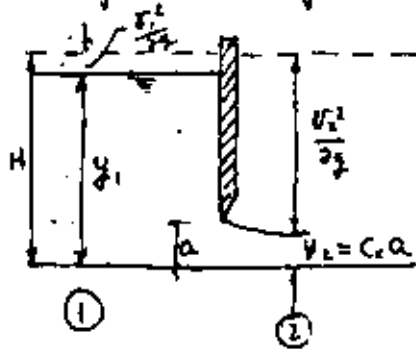
Compuertas

(21)

(21)

Una compuerta consiste en una placa móvil, plana o curva que permite graduar la altura del orificio que se forma al levantar la misma. El orificio generalmente se presenta entre el piso de un canal y el borde inferior de la compuerta, coincidiendo su ancho con el del canal, de tal manera que el flujo pueda considerarse bidimensional.

Ecuación general de gasto.



Aplicando Bernoulli entre ① y ②

$$H = y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = y_2 + \frac{v_2^2}{2g} = cca + \frac{v_2^2}{2g}$$

de la ec. de continuidad
en la ec. anterior resulta:

$$v_1 = \frac{cca}{y_1} v_2 \quad \text{y al sustituir este valor}$$

arreglando términos.

$$y_1 + \left(\frac{cca}{y_1}\right)^2 \frac{v_2^2}{2g} = cca + \frac{v_2^2}{2g}$$

$$\frac{v_2^2}{2g} = \frac{y_1 - cca}{1 - \left(\frac{cca}{y_1}\right)^2} = \frac{(1 - \frac{cca}{y_1}) y_1}{(1 + \frac{cca}{y_1})(1 - \frac{cca}{y_1})}$$

$$\therefore v_2 = \frac{C_v}{\sqrt{1 + \frac{cca}{y_1}}} \sqrt{2gy_1}$$

en que C_v es el coef. de vel.

el gasto es:

$$Q = \frac{C_c C_v b a}{\sqrt{1 + \frac{cca}{y_1}}} \sqrt{2gy_1} = C_d b a \sqrt{2gy_1}$$

donde

$$C_d = \frac{C_c C_v}{\sqrt{1 + \frac{cca}{y_1}}}$$

o bien

$$C_c = \frac{1}{2} \frac{a}{y_1} \left(\frac{C_d}{C_v}\right)^2 + \sqrt{\left[\frac{1}{2} \frac{a}{y_1} \left(\frac{C_d}{C_v}\right)^2 + \left(\frac{C_d}{C_v}\right)^2\right]} \quad (22) \uparrow$$

en la ecuación que da el gasto, $\sqrt{1 + \frac{cca}{y_1}}$ sirve para corregir el error de considerar y_1 en lugar de H .

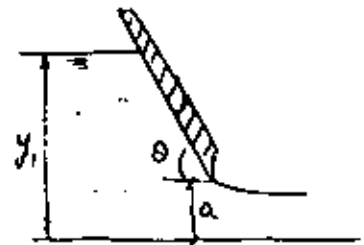
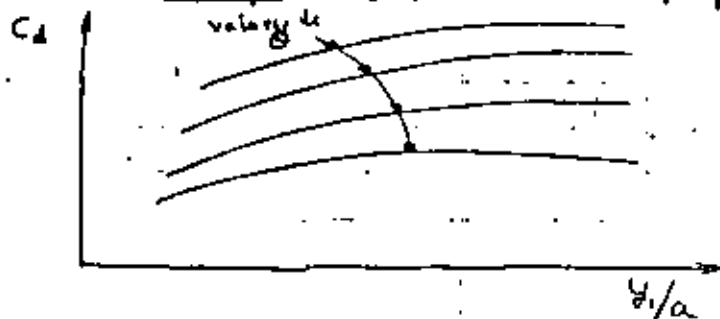
Si la descarga es sumergida, con un tirante y_2 en el canal aguas abajo de la compuerta, se puede hacer un desarrollo análogo al anterior y obtener una expresión para

el gasto, idéntica a la anterior para cualquier tipo de compuerta (deslizante, radial, deslizante inclinada, etc.).

Los coeficientes C_c , C_v y C_d dependen de la geometría del flujo y del N° de Re pero en la mayoría de los problemas prácticos el N° de Re que resulta es mayor que aquel, a partir del cual el flujo se vuelve independiente de éste.

Compuertas planas.

Un investigador de apellido Gentilini realizó investigaciones en compuertas planas con descarga libre y obtuvo las sig. gráficas para el C_d .



esta gráfica viene en la pag 48 Fig 6.27 libro Hidráulica, Sobela. Knapp propone una fórmula para calcular C_v

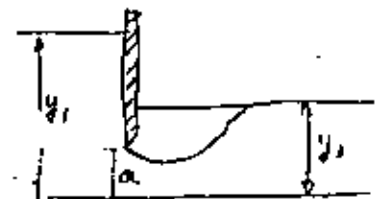
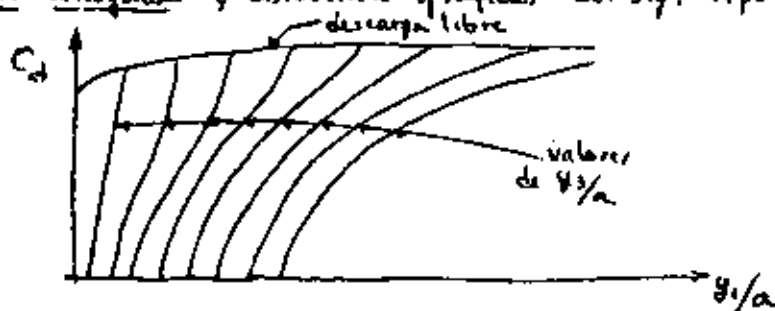
NOTA: si al reemplazar los valores de $\frac{a}{y_1}$ y θ en esta ecu. se obtiene un $C_v > 1$, hagan $C_v = 1$ (es decir que el coef. de vel. no puede ser > 1).

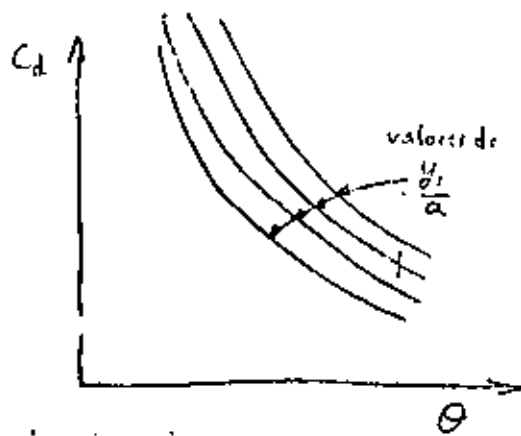
$$C_v = 0.960 + 0.098 \frac{a}{y_1} \quad \text{--- para compuerta plana vertical y descarga libre}$$

$$C_v = 0.960 + (0.00615 \theta^\circ - 0.0475) \frac{a}{y_1} \quad \text{--- para compuerta plana inclinada un ángulo } \theta^\circ \text{ y descarga libre}$$

Ahora bien, conociendo C_d y C_v se reemplazan en la fórmula oscura anteriormente, para valor C_c se obtiene ese coef. En todos los casos, cualquiera que sean los valores de C_d y C_v resultan valores de C_c muy cercanos a 0.62, luego para fines prácticos se recomienda un valor $C_c = 0.62$ para cualquier relación $\frac{a}{y_1}$, inclusive para descarga SUMERGIDA.

Investigadores chilenos hicieron investigaciones en compuertas planas con descarga ahogada y obtuvieron gráficas del sig. tipo.





Esta gráfica viene en la pag 52 Fig. 6.30 libro Hidráulica, Sotelo Knapp encontró una ecuación para calcular el coeficiente de velocidad C_v en función del ángulo θ de la tangente al labio inferior de la compuerta

$$C_v = 0.960 + (0.00615 \theta^\circ - 0.0475) \frac{a}{y_1}$$

donde C_v tiene como límite superior $C_v = 1$

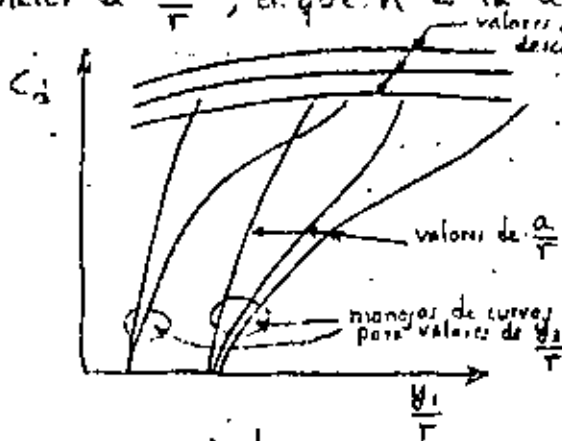
Con los valores de C_v y C_d puede obtenerse C_c reemplazando en la fórmula vista anteriormente

$$C_c = \frac{1}{2} \frac{a}{y_1} \left(\frac{C_d}{C_v} \right)^2 + \sqrt{\left[\frac{1}{2} \frac{a}{y_1} \left(\frac{C_d}{C_v} \right)^2 \right]^2 + \left(\frac{C_d}{C_v} \right)^2}$$

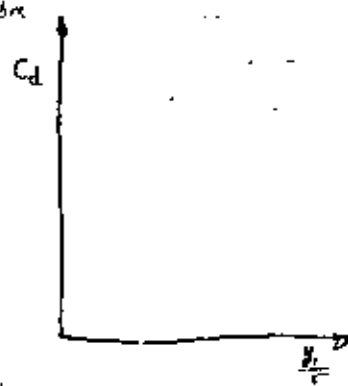
o en la fórmula

$$C_c = 1 - 0.00833 \theta^\circ + 0.004 (\theta^\circ)^2$$

Otro investigador, Toch, hizo las experiencias más completas para compuertas radiales, presenta las gráficas de la pag. 53 Fig. 6.31 del Libro Hidráulica, Sotelo e incluye valores de C_d para descarga libre y descarga ahogada en función de los valores $\frac{y_1}{T}$, $\frac{a}{T}$, $\frac{y_3}{T}$. para cada valor de $\frac{h}{T}$, en que h es la altura del perno de la compuerta.



a) $\frac{h}{T} = 0.1$



b) $\frac{h}{T} = 0.5$



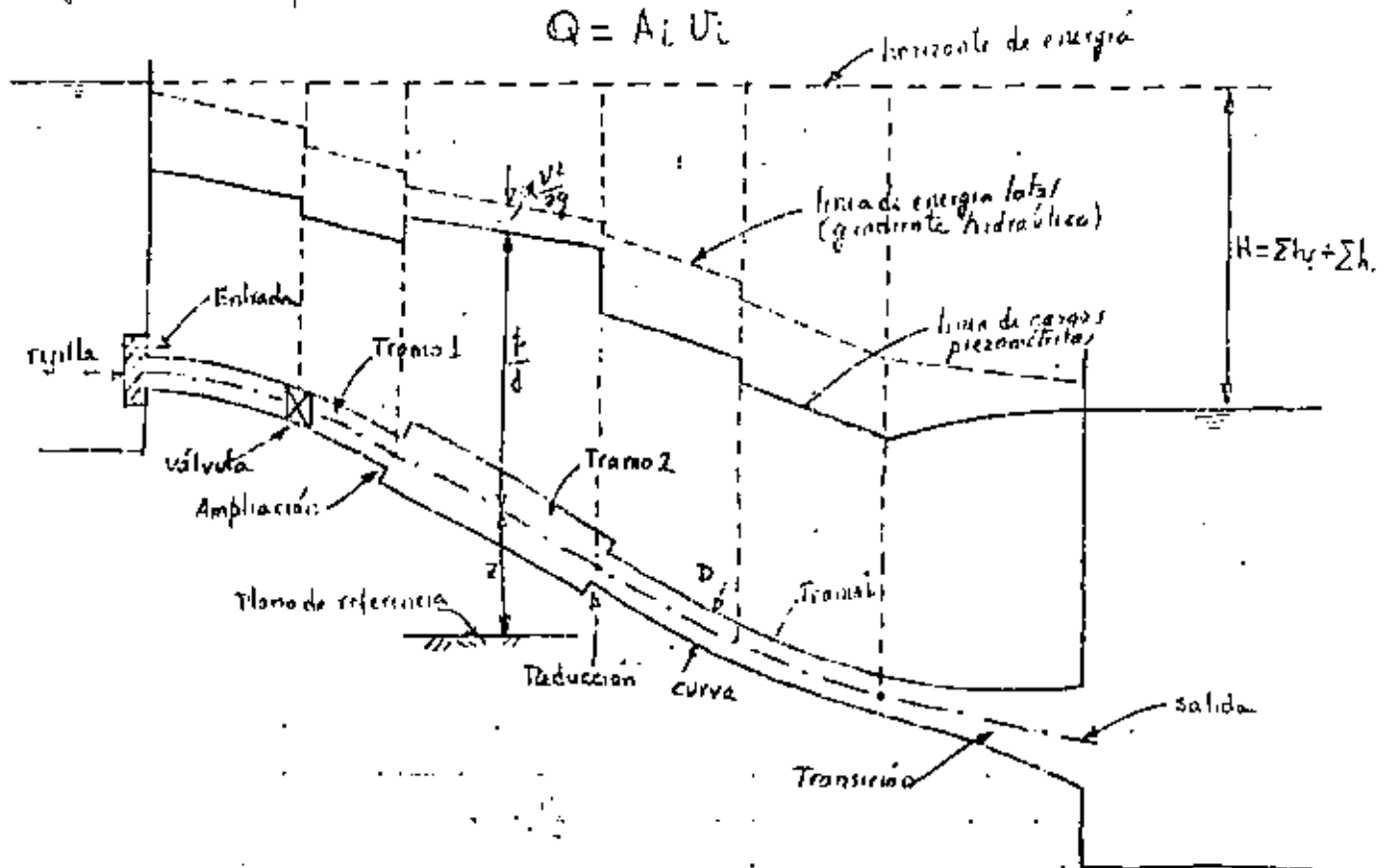
c) $\frac{h}{T} = 0.7$

Tubos simples

Es el más sencillo de los sistemas. Consiste en un conducto único alimentado en el extremo aguas arriba por un recipiente a presión o a una carga libre o a otro recipiente. El conducto puede tener cambios geométricos u obstrucciones que producen pérdidas locales de energía, además de la propia de fricción.

Para el análisis del conducto sencillo se utiliza la ecuación de continuidad y la de energía. La primera establece la invariabilidad del gasto en cualquier sección i del conducto

$$Q = A_i U_i$$



La segunda establece la constancia de la energía entre dos secciones transversales 1 y 2 del conducto, para lo cual se acepta, usualmente, que el coeficiente de Coriolis en dichas secciones valga 1. Esto es

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho} + \frac{U_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho} + \frac{U_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_f + \sum_1^2 h_m$$

donde

$\sum_1^2 h_f$ - suma de las pérdidas de fricción h_f en cada tramo de la sección entre 1 y 2

$\sum_1^2 h_m$ - suma de las pérdidas menores (locales) que ocurren en el tramo entre 1 y 2 debidas a entrada, salida, cambios de sección, válvulas, etc.

Cada una de las magnitudes h_f del término $\sum h_f$ se expresan en función de la carga de velocidad de su tramo correspondiente de sección constante (o en un tramo tiene variación gradual de sección y longitud suficiente para tomar en cuenta pérdida por fricción h_f , esto se valúa considerando pequeñas longitudes del tramo y una carga de velocidad media, en función de la cual se valuará una pérdida por fricción h_f y se tendrá que en el tramo $h_f = \sum h_f$). Cada una de las magnitudes h_m del término $\sum h_m$ se valúa como siempre en función de la carga de velocidad en una sección inmediatamente aguas abajo de la zona de turbulencia que produjo la pérdida menor (local).

La ecuación de la energía contendrá términos en función de la velocidad correspondiente a distintas secciones del conducto, pero utilizando la ecuación de continuidad, todas esas velocidades pueden sustituirse por la velocidad en un solo tramo.

Si el extremo aguas abajo de la tubería descarga a la atmósfera, el desnivel H será la diferencia de niveles entre la superficie libre en el depósito superior y el centro de gravedad de la sección final del tubo. En cualquier caso dicho desnivel será:

$$H = \sum h_f + \sum h_m$$

Si la energía inicial del conducto se da con una bomba, el nivel inicial con respecto al cual se va a calcular la H es la suma

$$Z + \frac{p}{\rho} + \frac{U^2}{2g}$$

en que Z - es la carga de posición del centro de gravedad del conducto de descarga de la bomba

$\frac{p}{\rho}$ - la carga de presión que da la bomba en su conducto de descarga

$\frac{U^2}{2g}$ - carga de velocidad en su conducto de descarga ...

En las tuberías simples se presentan dos tipos de problemas...

a) Revisión: Conociendo H , la geometría y rugosidad del tubo, se desea calcular el gasto.

Si desconoce la zona de flujo (laminar, transición o turbulenta) en la que trabaja el tubo, la velocidad y los coeficientes de pérdida son incógnitas. Si se elige la sección 1 dentro del depósito superior y la 2 dentro del inferior, además se supone despreciable la velocidad de llegada, la ecuación de la energía resulta:

$$H = \left(z_1 + \frac{p_1}{\rho} \right) - \left(z_2 + \frac{p_2}{\rho} \right) = \sum h_f + \sum h_m$$

Por la fórmula de D'arcy-Weisbach y las pérdidas menores

$$H = \frac{U^2}{2g} + \left(\lambda_1 \frac{L_1}{D_1} \frac{U_1^2}{2g} + \lambda_2 \frac{L_2}{D_2} \frac{U_2^2}{2g} + \dots \right) + \left(K_1 \frac{U_1^2}{2g} + K_2 \frac{U_2^2}{2g} + \dots \right)$$

Y puesto que $V_2 A_2 = V_1 A_1$

$$H = \frac{V_2^2}{2g} \left(1 + \lambda_1 \frac{L_1}{D_1} \frac{A_1^2}{A_2^2} + \lambda_2 \frac{L_2}{D_2} \frac{A_2^2}{A_2^2} + \dots + K_1 \frac{A_1^2}{A_2^2} + K_2 \frac{A_2^2}{A_2^2} + \dots \right)$$

La velocidad en la sección final vale

$$V_2 = \sqrt{\frac{2gH}{1 + \sum_{i=1}^n \left(\lambda_i \frac{L_i}{D_i} \frac{A_i^2}{A_2^2} + K_i \frac{A_i^2}{A_2^2} \right)}} \quad (a)$$

y el gasto

$$Q = V_2 A_2 \quad (b)$$

Puesto que se conoce la rugosidad relativa, ϵ/D se puede estimar un valor para cada λ_i por la inspección del diagrama de Moody, reemplazando esos valores supuestos en la ecuación anterior se obtiene V_2 y después se valúa Q . Conocido el gasto Q (aproximado) se valúan las V_i .

$$V_i = \frac{Q}{A_i} = \frac{Q}{\frac{\pi D_i^2}{4}}$$

y a la vez con ellas se obtienen los números de Reynolds $Re_i = \frac{V_i D_i}{\nu}$, con los que se valúan nuevas λ_i y se repite el proceso hasta encontrar diferencias pequeñas entre los valores anteriores calculados y los valores últimos.

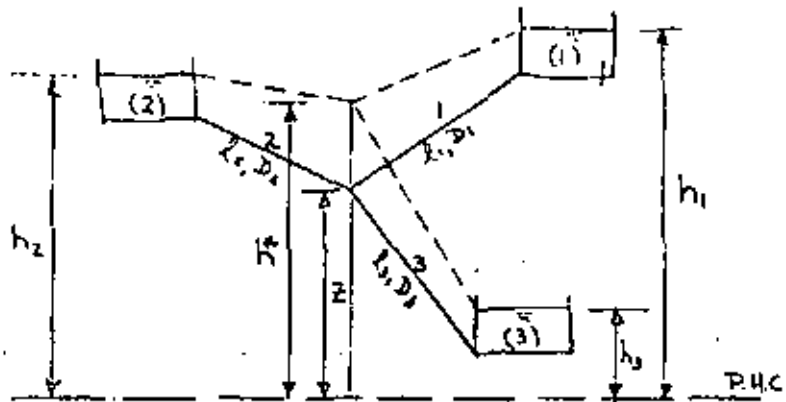
b) Diseño: Conociendo H , la geometría (con excepción de uno de los diámetros), la rugosidad y el gasto, se desea calcular uno de los diámetros (con más de un diámetro como incógnita, la solución es imposible).

Igual que en el problema de revisión se utiliza la ecuación (a) estimando λ y el diámetro D desconocidos, que se sustituyen para obtener V_2 y después con la ec. (b) se obtiene Q que se compara con el Q dato, si existe discrepancia se repite el proceso hasta que Q calculado y Q dato sean iguales o muy parecidos.

4 Redes de tuberías

Tubos interconectados

Sea un sistema de tubos interconectados



El problema consiste en determinar quien llena a quien de los depósitos que se muestran

En este tipo de problemas se suponen conocidas las características geométricas de las tuberías, así como las elevaciones de los niveles del agua en los depósitos (que deberán ser constantes), además en su solución se consideran únicamente pérdidas por fricción

Pueden presentarse 3 posibilidades de solución:

- Que el depósito (1) llene a (2) y (3)
- Que los depósitos (1) y (2) llenen a (3)
- Que el depósito (1) llene a (3) y (2) se mantiene sin intervenir.

A nosotros nos interesa el tratamiento interno del problema para determinar que gasto fluye en las tuberías, por esto se trata de un problema de revisión

De antemano no se puede determinar cual de las tres posibilidades de solución mencionadas; es lo que resuelve el problema específico que se analice y por tanto, lo que debe hacerse es superar h^* (gradiente en el punto Z)

Las tres posibilidades de solución pueden enunciarse matemáticamente como:

- $h_1 > h^* > h_2 > h_3$
- $h_1 > h_2 > h^* > h_3$
- $h_1 > h^* ; h_1 = h^* ; h_2 > h_3$

Para el diagrama que se ha representado en la figura la corresponde la solución b). Analicemos esa posibilidad.

Llamemos

$$K_i = \lambda_i \frac{l_i}{D_i} \frac{1}{2g}$$

Se pueden plantear las siguientes ecuaciones

$$\left. \begin{aligned} h_1 - h^* &= K_1 V_1^2 & ; & & V_1 &= K_1' \sqrt{h_1 - h^*} \\ h_2 - h^* &= K_2 V_2^2 & ; & & V_2 &= K_2' \sqrt{h_2 - h^*} \\ h^* - h_3 &= K_3 V_3^2 & ; & & V_3 &= K_3' \sqrt{h^* - h_3} \end{aligned} \right\} \quad (a)$$

en que

$$K_i' = \sqrt{\frac{1}{K_i}}$$

En el sistema de ecuaciones (a) se desconocen V_1, V_2, V_3, h^* (siempre y cuando se acepte que para evaluar K_i' se suponen valores iniciales de λ_i), luego se tienen 3 ecuaciones y cuatro incógnitas. La cuarta ecuación que puede plantearse para resolver el sistema es el principio de continuidad, esto es:

$$A_1 V_1 + A_2 V_2 = A_3 V_3 \quad (b)$$

Debe tenerse mucho cuidado en el planteamiento de la ecuación anterior, pues debe ser congruente con la hipótesis de carga supuesta h^* , esto es, (1) y (2) llenan a (3). Esta misma recomendación es aplicable al planteamiento de ecuaciones del sistema (a) (obsérvese que para el caso particular de análisis que se ha planteado $V_1 = f(h_1 - h^*)$, $V_2 = g(h_2 - h^*)$ pero $V_3 = k_3(h^* - h_3)$).

Si se reemplazan las ecuaciones (a) en la (b) se tiene:

$$\boxed{A_1 K_1' \sqrt{h_1 - h^*} + A_2 K_2' \sqrt{h_2 - h^*} = A_3 K_3' \sqrt{h^* - h_3}} \quad (c)$$

que es la ecuación que resuelve el problema. Para resolverla hay que elevar al cuadrado dos veces, con lo que se pueden tener 2 raíces reales. Con esas dos raíces reemplazándolas en el sistema de ecc. (a) se obtienen las velocidades, que al reemplazarlas en la ecuación (b) se podrá saber cual de las dos soluciones de h^* es la aceptable, será aquella a través de la cual se satisfaga (b).

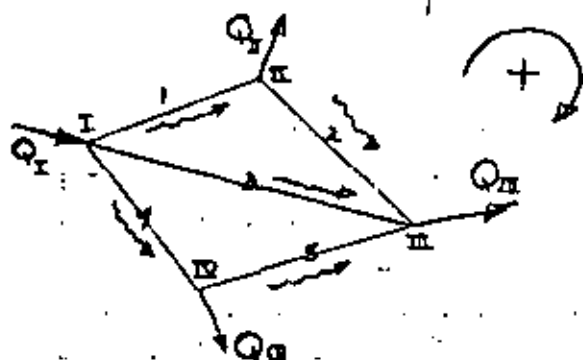
Puede suceder que al tratar de resolver la ec. (c) no se obtengan raíces reales, esto no debe sorprender, porque querrá decir que debe cambiarse la hipótesis para h^* por cualquiera de las otras dos posibles soluciones a) o c) ya que la supuesta b) (en este caso particular) fue incorrecta. Con la nueva hipótesis para h^* deberá replantearse el sistema de 4 ecuaciones para llegar a una única ecuación similar a la (c).

Con los valores de h^*, V_1, V_2 y V_3 obtenidos deben evaluarse números de Reynolds Re_i para cada tubo, con el fin de obtener valores de λ_i más aproximados al valor correcto, pues debe recordarse que se habían dado valores estimativos a λ_i para obtener las primeras h^*, V_1, V_2 y V_3 , volverían a calcularse las K_i' y hacer nuevamente el cálculo de h^*, V_1, V_2 y V_3 . El proceso se repetirá tantas veces como sea necesario para que los valores últimos calculados sean muy parecidos a los anteriores.

Redes cerradas

Otro problema interesantísimo se presenta en el caso específico de las redes cerradas (verdaderos circuitos de tubos interconectados). Este problema se aborda por métodos especiales no muy exactos.

Sea una red cerrada sencilla



Se considerará en el desarrollo del método solo las pérdidas por fricción.

Esta red sencilla puede ser parte de una red mucho mayor y en el caso general los gastos Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 , etc son desconocidos, aunque para poder resolver el problema debe conocerse al menos uno.

De la red se conocen las longitudes y los diámetros de los conductos y hay que suponer los sentidos \rightsquigarrow de escurrimiento. El desarrollo del método implica suponer un sentido positivo de escurrimiento (+) en cada circuito que se pueda seleccionar. Sea por ejemplo:

Circuito I-II-III-I

en él $Q_1 > 0$; $Q_2 > 0$; $Q_3 < 0$ (según el sentido \rightsquigarrow supuesto y la convención (+) positiva)

en que Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5 , etc son los gastos que circulan por las tuberías y Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 , etc son los gastos que salen o entran de la red.

Si se pusieran piezómetros en los puntos I y III se vería un desnivel entre ellos que correspondería a la pérdida de carga por fricción entre cualquiera de los tramos de tubería que ligan los puntos I y III. En este caso particular los tramos son

- a) 1+2
- b) 3
- c) 4+5

Si se denomina h_i la pérdida de carga en cada tramo i de tubería, se tendrá según la figura y los sentidos \rightsquigarrow

$$h_1 + h_2 = h_3$$

$$h_1 + h_2 - h_3 = 0$$

$$h_i = \lambda_i \frac{l_i}{D_i} \frac{v_i^2}{2g}$$

Procediendo en forma análoga, para el Circuito I-III-IV-I

Circuito I-III-IV-I

$$Q_3 > 0; Q_4 < 0; Q_5 < 0$$

y

$$h_3 = h_4 + h_5$$

$$h_3 - h_4 - h_5 = 0$$

Analizamos el problema bajo otro punto de vista.
Vamos a aceptar que se cumple la relación siguiente:

$$h_i = K_i V_i^2 \quad \text{en que} \quad K_i = \lambda_i \frac{L_i}{D_i} \frac{1}{\rho g}$$

por la definición de gasto: $Q_i = A_i V_i \quad \therefore V_i = \frac{Q_i}{A_i} \quad \therefore h_i = \frac{K_i}{A_i^2} Q_i^2$

si se denomina $K'_i = \frac{K_i}{A_i^2}$ se tiene $h_i = K'_i Q_i^2$

Hipótesis: consideramos que h_i estuviera formada de 2 partes

$$h_i = h_i^* + \Delta h_i$$

en que se supondrá que Δh_i es bastante pequeño en comparación con h_i^* y como consecuencia de lo anterior

$$Q_i = Q_i^* + \Delta Q_i$$

reemplazando se tendrá

$$h_i^* + \Delta h_i = K'_i (Q_i^* + \Delta Q_i)^2$$

desarrollando el binomio al cuadrado

$$h_i^* + \Delta h_i = K'_i Q_i^{*2} + 2K'_i Q_i^* \Delta Q_i + K'_i (\Delta Q_i)^2$$

ahora, se supone que h_i genera a Q_i , que h_i^* genera a Q_i^* y que Δh_i genera a ΔQ_i , luego como Δh_i es pequeña, ΔQ_i también lo será y más aún lo será su cuadrado $(\Delta Q_i)^2$ luego puede despreciarse con lo que la expresión queda:

$$h_i = h_i^* + \Delta h_i \doteq K'_i Q_i^{*2} + 2K'_i Q_i^* \Delta Q_i$$

En el circuito I-II-III se tenía

$$h_1 + h_2 - h_3 = 0$$

reemplazando los valores anteriores de h_i

$$(K'_1 Q_1^{*2} + 2K'_1 Q_1^* \Delta Q_1) + (K'_2 Q_2^{*2} + 2K'_2 Q_2^* \Delta Q_2) - (K'_3 Q_3^{*2} + 2K'_3 Q_3^* \Delta Q_3) = 0$$

Hipótesis: admitamos que existe un $\Delta Q_m \doteq \Delta Q_i$

ahora bien, si partimos h_i como se ocurrió entonces los ΔQ_i no todos son iguales pero si hay una cosa interesante: si los Δh_i son pequeños entonces podemos decir que los ΔQ_i son pequeños y podemos aceptar la hipótesis propuesta. Si eso se acepta resulta la expresión

$$- [K'_1 Q_1^{*2} + K'_2 Q_2^{*2} - K'_3 Q_3^{*2}] = 2\Delta Q_m [K'_1 Q_1^* + K'_2 Q_2^* - K'_3 Q_3^*]$$

se ocurre dividir a ΔQ_m y obtener

$$\Delta Q_m = - \frac{K_1' Q_1^{*2} + K_2' Q_2^{*2} - K_3' Q_3^{*2}}{2(K_1' Q_1^* + K_2' Q_2^* - K_3' Q_3^*)} \quad (a)$$

analicemos esta expresión y veamos que alcance tiene
Ponemos en el denominador

A Q_i se le había asignado signo positivo cuando al caminar dentro del circuito en el sentido positivo (+), el gasto iba en el mismo sentido, y signo negativo cuando el gasto iba en sentido contrario. En este caso particular (circuito I-II-III-IV) se veía que Q_3 era negativo y por tanto Q_3^* también es negativo, luego si se reemplaza Q_3^* con su signo en el denominador de la expresión se observa que éste se vuelve todo positivo (en cualquier caso y para cualquier circuito puede demostrarse esto).

El numerador en cambio puede ser negativo ya que los gastos Q_i^* están elevados al cuadrado y aunque Q_i^* sea negativo se vuelve positivo.

Por otra parte, el numerador vemos es la suma algebraica de los ~~gastos~~ pérdidas de carga supuestas (supuestas porque los valores Q_i^* son supuestos) y nos lleva a ver si se satisface la ecuación $h_1 + h_2 - h_3 = 0$. Si se satisface la ec. anterior, entonces el numerador de (a) es cero y $\Delta Q_m = 0$, esto quiere decir que se le ha adivinado a encontrar un sistema de gastos Q_i^* en equilibrio.

La ecuación (a) después de las consideraciones anteriores, para su aplicación práctica queda:

$$\Delta Q_m = - \frac{K_1' Q_1^{*2} + K_2' Q_2^{*2} - K_3' Q_3^{*2}}{2(K_1' Q_1^* + K_2' Q_2^* + K_3' Q_3^*)} \quad (b)$$

El ΔQ_m da con signo y dice que mientras más grande es $|\Delta Q_m|$ más alejados estamos de la condición de equilibrio.

Veamos como se aplica el método para la solución de la red, como se utiliza la fórmula anterior, que se supone y que se va obteniendo.

En este caso particular se sabe cuanto valen Q_I , Q_{II} , Q_{III} y Q_{IV} .

Para aplicar este método debido a Cross debe procederse de acuerdo con los siguientes incisos (en el orden en que se indican)

- 1.- Selecciónese arbitrariamente los gastos y sentidos de escurrimiento de cada tubo de la red, sin más limitación que satisfacer el principio de continuidad en cada nudo
- 2.- Calcúlese para cada tubo de cada red los valores $K_i' Q_i^{*2}$ y $K_i' Q_i^{*2}$
- 3.- Efectúese en cada red la suma $K_i' Q_i^{*2}$ sin signo y la suma $K_i' Q_i^{*2}$ algebraicamente, de acuerdo con el signo atribuido al escurrimiento
- 4.- Determinése en cada red el ΔQ_m de acuerdo con la fórmula (b). En caso de ser diferente de cero:
- 5.- Súmese algebraicamente el ΔQ_m de cada circuito a cada uno de los tubos

que lo integran, obteniendo así los nuevos Q_i^* de cada tubo, con los cuales deberá repetirse el proceso a partir del inciso 2. - (34)
6.- Repítase el proceso cuantas veces sea necesario hasta obtener un ΔQ_m suficientemente reducido.

Puede demostrarse, siguiendo una secuencia similar a la vista, que la expresión para el ΔQ_m en el circuito I-III-IV-I resulta:

$$\Delta Q_m = - \frac{K_3' Q_3^*{}^2 - K_4' Q_4^*{}^2 - K_5' Q_5^*{}^2}{2(K_3' Q_3^* + K_4' Q_4^* + K_5' Q_5^*)}$$

Se recomienda que en los tubos comunes a dos circuitos (en este caso particular el tubo 3) se promedie el ΔQ_m para cada circuito (con todo y su signo) y ese promedio sea el que se suma algebraicamente al gasto supuesto.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



II CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE
ZONAS DE RIEGO

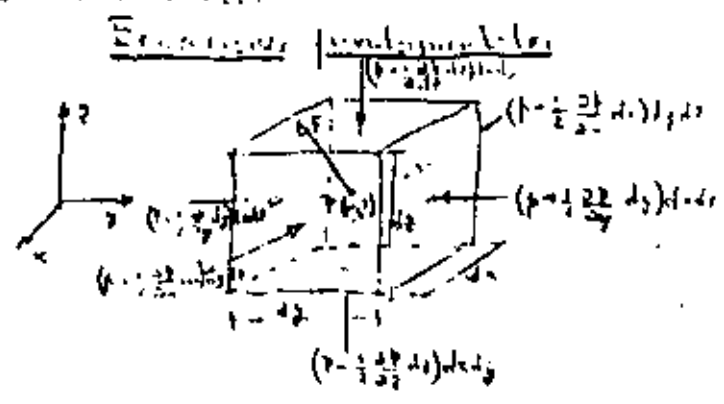
HIDRAULICA

ING. JULIO O. LOZOYA CORRALES

MARZO, 1979

HIDROESTÁTICA

1. Hidroestática



$$\Sigma F_x = ma_x$$

$$\Sigma F_y = ma_y$$

$$(p - \frac{1}{2} \frac{\partial p}{\partial x} dx) dy dz - (p + \frac{1}{2} \frac{\partial p}{\partial x} dx) dy dz + \rho x dx dy dz$$

$$\frac{\partial p}{\partial x} = \rho x \quad \dots (1a)$$

analogamente en las direcciones y y z

$$\frac{\partial p}{\partial y} = \rho y \quad \dots (1b)$$

$$\frac{\partial p}{\partial z} = \rho z \quad \dots (1c)$$

pero $y = x = 0$; $z = -g$ $\therefore \frac{\partial p}{\partial x} = 0 \quad \dots (2a)$
 $\frac{\partial p}{\partial y} = 0 \quad \dots (2b)$
 $\frac{\partial p}{\partial z} = -\rho g = -\gamma \quad \dots (2c)$

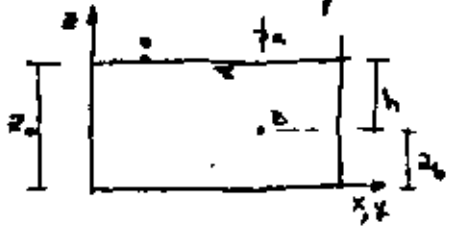
De las ecs. (2a) y (2b) se concluye que la presión no varía ni en dirección x ni en dirección y, esto es, que se mantiene constante, y con un valor particular para cada plana xy. La presión sobre planos horizontales, en el interior de un líquido en reposo, se mantiene constante. La ec. (2c) indica que la presión varía solo con la coordenada vertical.

$$dp = -\gamma dz \quad \dots (3)$$

Si el líquido es de densidad constante.

$$\frac{p}{\gamma} + z = \text{cte.} \quad \dots (4) \quad \text{Ley de Pascal}$$

Considerese un recipiente cualquiera.



Aplicando la ley de Pascal entre los puntos O y B resulta:

$$\frac{p_0}{\gamma} + z_0 = \frac{p_1}{\gamma} + z_1$$

pero para el caso particular del punto O, la presión en ese lugar es la atmosférica p_a luego.

$$\frac{p_a}{\gamma} + z_0 = \frac{p_1}{\gamma} + z_1 \quad ; \quad p_0 = p_1 + \gamma(z_0 - z_1)$$

pero de la figura se ve que $z_0 - z_1 = h$ profundidad en el líquido del punto B.

$$p_0 = p_1 + \gamma h \quad \dots (5)$$

Empuje hidrostático sobre superficies planas



$$P = \int h dA = \gamma A \bar{h} \quad \dots (6)$$

donde $\int h dA = V =$ volumen de la distribución de presiones.

$$P = V \gamma \quad \dots (7)$$

Empuje hidrostático sobre superficies curvas

(2)

La fórmula (2.20c) que aparece en el libro de Hidráulica de Sotelo y que da el empuje en dirección vertical sobre una superficie curva

$$P_z = \rho \bar{z} A_z$$

debe aplicarse con cuidado, ya que dice que \bar{z} es la profundidad del centro de gravedad de la superficie curva, lo cual es cierto, pero debe tomarse la siguiente precaución:

La superficie curva que proyecta área en el plano XY , debe dividirse en dos, aquella sobre la que las fuerzas elementales van hacia arriba A_{z1} y aquella sobre la que van hacia abajo A_{z2} . Cada una tendrá su centro de gravedad \bar{z}_1 y \bar{z}_2 . Para determinar P_z se hace lo siguiente:

$$P_z = \rho \bar{z}_1 A_{z1} - \rho \bar{z}_2 A_{z2}$$

Principio de Arquímedes

Un cuerpo sumergido en un líquido recibe un empuje ascendente igual al peso del volumen del líquido desalojado.

Un cuerpo en el seno de un líquido puede flotar o hundirse, si flota el volumen del líquido desalojado es menor que el del cuerpo, si se hunde el volumen desalojado es igual al del cuerpo.

Cabe mencionar que el empuje ascendente estará aplicado en el centro de gravedad del volumen desalojado.

Condiciones de estabilidad de los cuerpos en flotación

Si un cuerpo flota puede estar bajo tres condiciones de equilibrio, estable, inestable e indiferente. En el punto 2.7 del libro de hidráulica de Sotelo vienen tratadas las condiciones de estabilidad.

Teorema de Bernoulli

La ecuación de Bernoulli o de la energía para una vena líquida donde el escurrimiento es transitorio o no establecido es

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \frac{1}{g} \int \frac{\partial \beta V}{\partial t} + \Delta h_f$$

Los coeficientes α y β sirven para corregir el error de considerar un valor medio de la velocidad en la sección de la vena y Δh_f es la pérdida de energía que se produce entre las secciones 1 y 2.

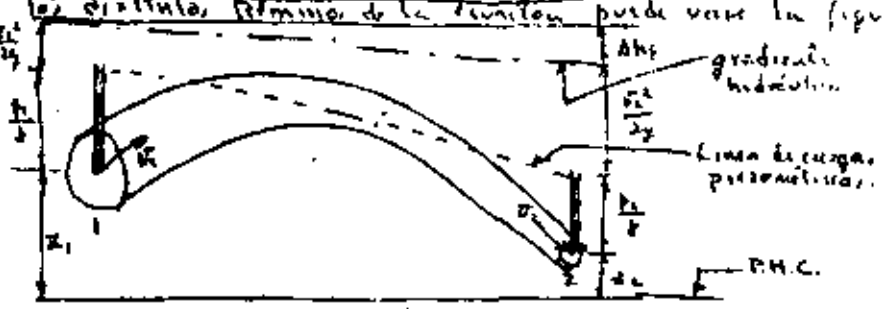
Si el flujo es establecido, el término $\frac{1}{g} \int \frac{\partial \beta V}{\partial t}$ desaparece y queda la ecuación

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h_f$$

Ahora bien, si el escurrimiento es turbulento α y β aproximadamente valen la unidad y para fines de la práctica la ecuación de Bernoulli queda:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho} + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta h_f \quad (3)$$

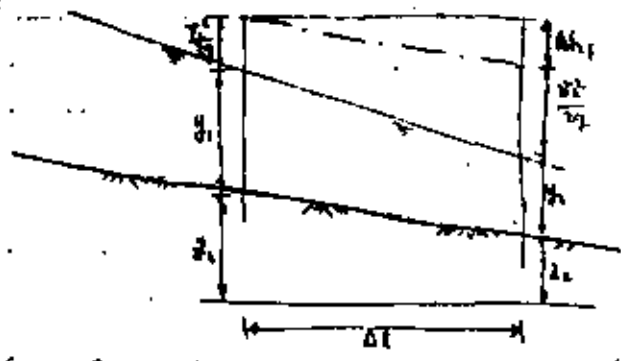
para representar los distintos términos de la ecuación puede verse la figura siguiente.



En el caso de conducciones a superficie libre la expresión queda

$$z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta h_f$$

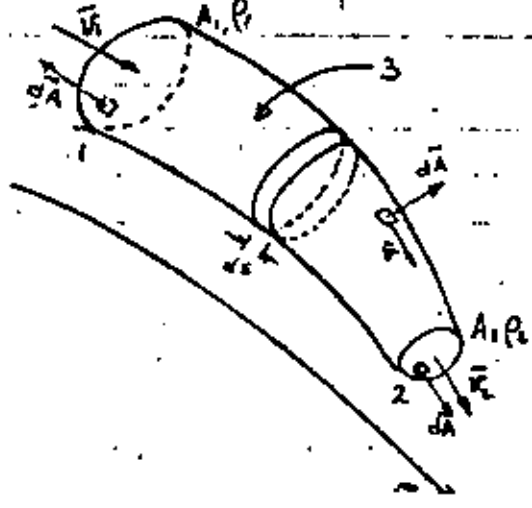
un diagrama que muestra físicamente los términos de esta ecuación así:



La pérdida por fricción puede evaluarse con cualquiera de las expresiones válidas para tuberías o canales. Si se usara la expresión de Manning, resulta:

$$\Delta h_f = \left(\frac{v_m \cdot n}{R_m^{4/3}} \right)^2 \Delta l \quad ; \quad v_m = \frac{v_1 + v_2}{2} \quad ; \quad R_m = \frac{R_1 + R_2}{2}$$

Ecuación de continuidad



Sea la vena líquida de la figura:

Se aceptan velocidades medias representativas en cada sección y tangenciales a la vena (perpendicular a la sección)

La masa de líquido que escorre en la unidad de tiempo a través de un elemento dA de la superficie total que encierra a la vena líquida es $\rho \vec{v} \cdot d\vec{A}$ y será positivo si el líquido sale del volumen y negativo en caso contrario.

La ley de conservación de la cantidad de

materia en este caso establece que la masa total de líquido que sale del volumen total contenido en la vena en la unidad de tiempo, es igual al decremento en la misma unidad de tiempo de la masa de líquido contenida en su volumen. Esto se expresa así:

$$\int_A \rho \vec{v} \cdot d\vec{A} = - \frac{\partial}{\partial t} \int_V \rho d(\text{vol})$$

A = área total de la superf. que encierra al volumen V de la vena.

Si las áreas 1 y 2 se escogen normales al eje de la vena, los vectores \vec{v} y $d\vec{A}$ son paralelos, mientras que en la superficie 3 son perpendiculares, luego sobre el área 3 el producto escalar $\vec{v} \cdot d\vec{A} = 0$, por esto, la integral del primer miembro de la ec. anterior vale:

$$\int_A \rho \vec{v} \cdot d\vec{A} = \int_{A_1} \rho v_1 dA + \int_{A_2} \rho v_2 dA =$$

La integral del 2º miembro puede ponerse

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_V \rho d(\text{vol}) = \frac{\partial}{\partial t} \int_{A_3} \rho dA ds = \frac{\partial}{\partial t} \int \rho A ds$$

esto se pudo poner porque se supone que la densidad no varía en una misma sección transversal pero sí puede variar con S

por esto y por esto y puesto que se supone una velocidad media representativa en cada sección se tiene:

$$\rho v A = - \frac{\partial}{\partial t} \int \rho A ds$$

o bien
$$\frac{\partial}{\partial s} (\rho v A) + \frac{\partial}{\partial t} (\rho A) = 0$$

desarrollando las derivadas indicadas y puesto que $v = \frac{ds}{dt}$, se tiene: agrupando

$$\rho A \frac{\partial v}{\partial s} + \rho \left(\frac{\partial A}{\partial s} \frac{ds}{dt} + \frac{\partial A}{\partial t} \right) + A \left(\frac{\partial \rho}{\partial s} \frac{ds}{dt} + \frac{\partial \rho}{\partial t} \right) = 0$$

que es la ec. de continuidad para una vena líquida donde se produce el escozamiento transitorio de un líquido compresible. Tiene aplicación esta ecuación de continuidad en problemas como al golpe de ariete en conductos a presión.

Para problemas de tránsito de ondas de avenida y mareas en conducciones a superficie libre, donde se considera al líquido incompresible ($\rho = \text{cte}$) desaparece el último término de la ec. anterior y la ec. de continuidad que se usa es:

$$\rho A \frac{\partial v}{\partial s} + \rho \left(\frac{\partial A}{\partial s} \frac{ds}{dt} + \frac{\partial A}{\partial t} \right) = 0$$

Si el escozamiento es permanente o independiente del tiempo, las derivadas con respecto al tiempo desaparecen y queda

$$\frac{\partial}{\partial s} (\rho v A) = 0$$

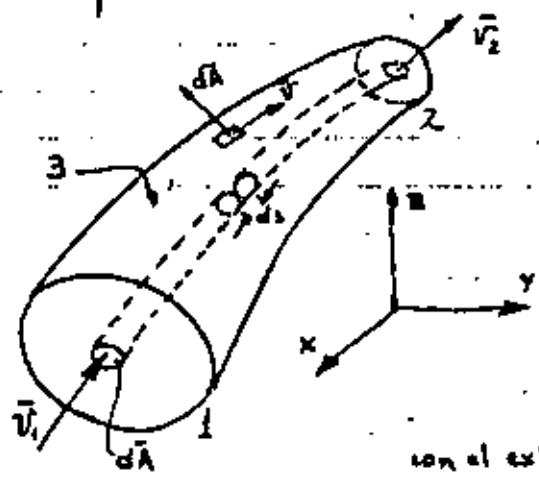
ahora bien $\vec{v} \cdot \vec{A} = Q$ (recordar que \vec{v} debe ser normal al area) luego
 $d(\rho Q) = 0$

es el liquido es incompresible (densidad constante)
 $\rho dQ = 0 \therefore dQ = 0 ; Q = \text{constante}$.

Esto significa que el gasto que circula por cada seccion de la vena con escurrimiento permanente, se mantiene constante. Si se consideran 2 secciones, 1 y 2 de la vena se tiene

$$Q = A_1 v_1 = A_2 v_2$$

Ley del Impulso



Sea la vena liquida mostrada que constituye el volumen de control V limitado por la superficie total A constituida por las superficies 1 y 2 normales al eje de la vena y la superficie lateral 3

De acuerdo con la ley de impulso y cantidad de movimiento, el intercambio con el exterior en la unidad de tiempo, de la masa de liquido en el volumen de control, es igual al impulso o fuerza resultante en la misma unidad de tiempo.

$$\vec{F} = \int_A \vec{v} \rho (\vec{v} \cdot d\vec{A}) + \frac{\partial}{\partial t} \int_V \vec{v} \rho dV$$

ahora bien $\vec{v} \cdot d\vec{A}$ en la superficie 3 vale cero (porque son normales) y sobre las superficies 1 y 2, el mismo producto escalar puede ser producto simple porque las velocidades son normales a sus superficies, o sea $\vec{v} \cdot d\vec{A} = v dA$, ademias $dV = dA ds$ luego

$$\vec{F} = \int_A \rho \vec{v}^2 dA + \frac{\partial}{\partial t} \int_{A/S} \rho \vec{v} dA ds$$

derivando respecto a s se tiene

$$\frac{\partial \vec{F}}{\partial s} = \frac{\partial}{\partial s} \int_A \rho \vec{v}^2 dA + \frac{\partial}{\partial t} \int_A \rho \vec{v} dA$$

es se supone que la densidad ^{de la vena} se mantiene constante en todos los puntos de una area de una seccion transversal normal al eje de la vena, pueden salir:

fuerza de la integral ya que el elemento diferencial es el area. Ahora bien, la hipótesis de vel densidad media en el area es bastante buena no así la de velocidad media, por lo que si se le considera como tal a la velocidad deberá multiplicarse la expresión por un coeficiente correctivo β y queda, si además se considera que $Q = AV$

$$\frac{\partial \bar{F}}{\partial s} = \frac{\partial}{\partial s} \left[\frac{\rho \bar{v} Q}{A} \right] + \frac{\partial}{\partial t} \left[\frac{\rho \bar{v} dA}{A} \right]$$

$$\frac{\partial \bar{F}}{\partial s} = \frac{\partial}{\partial s} (\rho \bar{v} Q \beta) + \frac{\partial}{\partial t} (\rho A \bar{v})$$

La integral de esta ecuación entre las secciones 1 y 2 resulta:

$$\bar{F} = (\rho Q \beta \bar{v})_2 - (\rho Q \beta \bar{v})_1 + \frac{\partial}{\partial t} \int \rho A \bar{v} ds$$

que es la ecuación de impulso y cantidad de movimiento para una vena líquida en movimiento transitorio. Si el movimiento es permanente y el líquido incompresible desaparece el último término de la ecuación anterior y se puede arreglar:

$$\bar{F} = \rho Q [(\beta_2 \bar{v}_2) - (\beta_1 \bar{v}_1)]$$

el coeficiente β cuando el movimiento es turbulento vale la unidad de modo que la ec vectorial quedaría:

$$\bar{F} = \rho Q [\bar{v}_2 - \bar{v}_1]$$

esta ecuación vectorial puede representarse por sus componentes en los 3 ejes.

$$\begin{aligned} F_x &= \rho Q [v_{2x} - v_{1x}] \\ F_y &= \rho Q [v_{2y} - v_{1y}] \\ F_z &= \rho Q [v_{2z} - v_{1z}] \end{aligned}$$

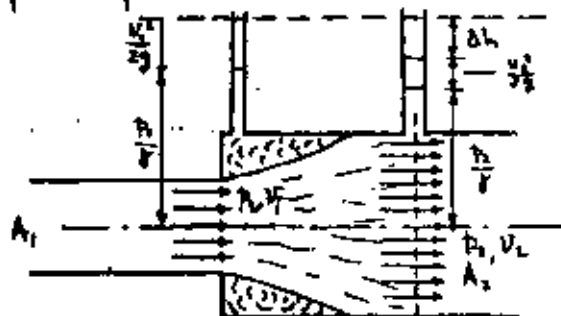
2 Pérdidas

Fórmula de Borda

La fórmula es válida para una ampliación brusca de sección pero también puede usarse en aquellos casos en que no existan datos más exactos para calcular una pérdida de carga local y se obtendrá un resultado aproximado. Es importante mencionar que la expresión puede hacerse extensiva a flujos a superficies libres.

La ampliación brusca de la sección en un tubo trae consigo una pérdida de carga por efecto de la separación del líquido de las paredes y la formación de grandes turbulencias. Para calcular la pérdida se usan las tres ecuaciones fundamentales de la hidráulica.

Para la aplicación de las ecuaciones se considera el volumen de control limitado aguas arriba por la sección 1 dentro ya de la zona de ampliación, aguas abajo por la sección 2 suficientemente alejada de la ampliación donde el líquido ya ha recuperado una distribución uniforme de las velocidades y lateralmente, por la pared del tubo.



En la sección 1 actúa la presión p_1 y la velocidad media del líquido es V_1 . La presión total en esta sección está compuesta por la suma de las presiones sobre la superficie central del área A_1 más la correspondiente a la zona de separación. En la sección 2 dominan la presión p_2 y la velocidad V_2 .

Considerando distribución uniforme de velocidades y esfuerzos de fricción nulos, de la ecuación de impulso y cantidad de movimiento resulta:

$$p_1 A_2 - p_2 A_2 = \frac{\rho}{g} Q (V_2 - V_1)$$

o bien

$$\frac{p_1 - p_2}{\rho} = \frac{1}{g} \frac{Q}{A_2} (V_2 - V_1) = \frac{V_2}{g} (V_2 - V_1) \quad (a)$$

por otra parte, de la ecuación de Bernoulli entre las secciones 1 y 2

$$\frac{p_1}{\rho} + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\rho} + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h$$

despejando la pérdida de carga

$$\Delta h = \frac{P_1 - P_2}{\rho} + \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \quad (b)$$

sustituyendo la ecuación (a) en la (b)

$$\Delta h = \frac{K}{g} (V_2 - V_1) + \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g}$$

arreglando

$$\Delta h = \frac{(V_2 - V_1)^2}{2g} \quad \text{Ecuación de Borda.}$$

del principio de continuidad

$$V_1 = \frac{A_2}{A_1} V_2$$

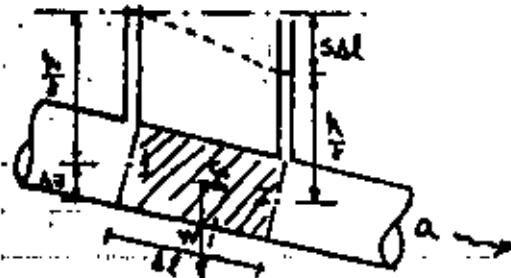
reemplazando en la ec. de Borda.

$$\Delta h = \left(\frac{A_2}{A_1} - 1 \right)^2 \frac{V_2^2}{2g}$$

Formulas de fricción

Vamos a ver las fórmulas de fricción aplicables a tuberías

Supóngase una tubería de eje inclinado cualquiera.



$$W = \rho a \Delta l$$

Supongamos que existe un eje vertical adimensional que se llama pendiente hidráulica que cumple con la siguiente propiedad:

$$\frac{\rho}{\rho} + \Delta z = \frac{P_1}{\rho} + S \Delta l \quad ; \quad S \Delta l = \frac{P_1}{\rho} - \frac{P_2}{\rho} + \Delta z \quad (a)$$

$S \Delta l$ = pérdida de fricción = diferencia entre el punto 1 y el punto 2

C_B es la componente del peso del volumen achurado que ayuda a que el elemento de volumen prospere.

Por triángulos semejantes en la figura se tiene:

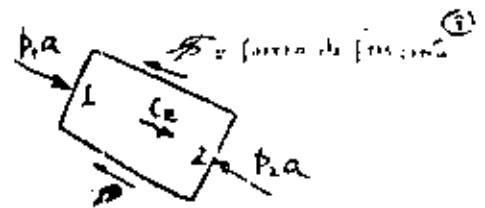
$$\frac{C_B}{W} = \frac{\Delta z}{\Delta l} \quad ; \quad C_B = \frac{\Delta z}{\Delta l} W = \frac{\Delta z}{\Delta l} \rho a \Delta l$$

$$C_B = \rho a \Delta z$$

si hacemos diagrama de cuerpo libre del volumen achurado resulta

$$\Sigma F = 0$$

$$p_1 a - p_2 a + C_E - \mathcal{F} = 0$$



ahora $\mathcal{F} = \phi \Delta l \bar{\tau}$

ϕ - perimetro del tubo

$\bar{\tau}$ - esfuerzo cortante

reemplazando los valores de \mathcal{F} y C_E en la ΣF se tiene:

$$a(p_1 - p_2) + \gamma a \Delta z - \phi \Delta l \bar{\tau} = 0$$

~~$a(p_1 - p_2) + \gamma a \Delta z - \phi \Delta l \bar{\tau} = 0$~~

arreglando la ecuación anterior

$$a \gamma \left(\frac{p_1}{\gamma} - \frac{p_2}{\gamma} + \Delta z \right) = \phi \Delta l \bar{\tau}$$

reemplazando ~~el valor de~~ la fórmula (a) en esta ecuación

$$a \gamma S \Delta l = \phi \Delta l \bar{\tau}$$

$$\text{y } \frac{a}{\phi} = R = \text{radio hidraulico}$$

$$\boxed{\bar{\tau} = \gamma R S}$$

Puede demostrarse (no lo vamos a hacer) que de acuerdo con las características propias del escurrimiento, el esfuerzo cortante se puede expresar como:

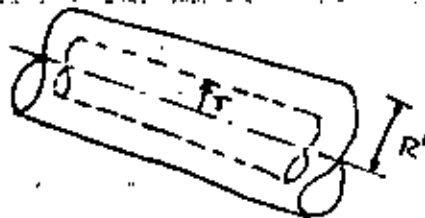
$$\bar{\tau} = -\mu \frac{dv}{dr}$$

Escurrimiento LAMINAR

$$\bar{\tau} = C v^2$$

Escurrimiento TURBULENTO

... Ahora bien, puede fácilmente verse que la misma fórmula del esfuerzo cortante deducida anteriormente $\bar{\tau} = \gamma R S$ para la vena líquida que está limitada por el tubo, puede aplicarse para una vena líquida de radio \underline{r} .



Determinemos la fórmula de fricción para el régimen laminar

Igualando las dos expresiones del esf. cortante para este caso se tiene:

$$\gamma R S = -\mu \frac{dv}{dr}$$

pero para un tubo circular

$$R = \frac{\text{area}}{\text{perimetro}} = \frac{\pi r^2}{2\pi r} = \frac{r}{2}$$

reemplazando

$$r \frac{r}{2} s = -\mu \frac{dv}{dr}$$

pero $\gamma = \rho g$ y $\mu = \nu \rho$ reemplazando.

$$\rho g \frac{r}{2} s = -\nu \rho \frac{dv}{dr} \quad ; \quad dv = -\frac{g}{\nu} s \frac{r}{2} dr$$

integrando
ahora

$$v = -\frac{g s}{4\nu} r^2 + C \quad (b)$$

reemplazando

para $r = R'$ (radio de la tubería) ; $v = 0$

$$C = \frac{g s}{4\nu} R'^2$$

sustituyendo en (b)

$$v = \frac{g s}{4\nu} (R'^2 - r^2)$$

fórmula de Hagen-Poiseuille
(ley de variación de velocidades
con el radio)

Veremos que la variación de la velocidad es parabólica respecto al radio. La velocidad máxima ocurre en el centro de la tubería donde $r = 0$

$$v_{\text{máx}} = \frac{g s}{4\nu} R'^2$$

Las expresiones del Principio de Continuidad, Ley del Impulso y Teorema de Bernoulli, están desarrolladas para considerar una velocidad media representativa en cada sección, por tal motivo obligamos una velocidad media representativa para este caso de régimen laminar en el escurrimiento.

Por definición de velocidad media se tiene

$$v_{\text{med}} = \frac{Q}{A}$$

y el gasto deducido a partir de la suma de velocidades por su área correspondiente en una sección resulta:

$$Q = \int_0^{R'} \underbrace{\frac{g s}{4\nu} (R'^2 - r^2)}_v \underbrace{2\pi r dr}_{dA}$$

reemplazando

$$v_{\text{med}} = \frac{1}{\pi R'^2} \int_0^{R'} \frac{g s}{4\nu} (R'^2 - r^2) 2\pi r dr$$

desarrollando se tiene

$$v_{\text{med}} = \frac{g s}{8\nu} R'^2$$

$$\therefore v_{\text{med}} = \frac{1}{2} v_{\text{máx}}$$

Determinemos la fórmula de fricción para el régimen turbulento
Igualando las dos expresiones del esfuerzo cortante para este caso, se tiene:

$$\tau RS = C V^2 \quad ; \quad V^2 = \frac{\tau}{C} RS \quad ; \quad V = \sqrt{\frac{\tau}{C}} \sqrt{RS}$$

pero $C = \sqrt{\frac{\tau}{C}}$

$V = C \sqrt{RS}$

fórmula de Chezy

Ahora, C es una magnitud que varía con el líquido (temperatura, densidad, peso esp), con las dimensiones de la tubería, material de la tubería y con la velocidad.

Diferentes investigadores hicieron experiencias para valuar esa C y por ejemplo Manning encontró que:

$$C = \frac{1}{n} R^{2/3}$$

en que n solo variaba con el líquido y las paredes de la tubería (se ha visto posteriormente que esto no es rigurosamente cierto).

La fórmula de la fricción según Manning resulta, al reemplazar C en Chezy.

$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$

fórmula de Manning

Darcy - Weisbach propusieron una fórmula de coeficiente adimensional.
Para el caso particular de una tubería circular se tiene $R = \frac{D}{4}$. Reempl. en Chezy

$$V^2 = C^2 S \frac{D}{4} \quad ; \quad V^2 = \frac{C^2}{4} SD$$

dividiendo entre $\frac{8g}{2g}$

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{C^2}{8g} SD \quad ; \quad S = \frac{8g}{C^2} \frac{1}{D} \frac{V^2}{2g}$$

el cociente $\frac{8g}{C^2}$ es adimensional y lo llamaron λ . con lo que la fórmula de fricción según Darcy y Weisbach resulta:

$S = \frac{\lambda}{D} \frac{V^2}{2g}$

fórmula de Darcy - Weisbach.

Darcy y Weisbach dicen que esta fórmula es general y que puede aplicarse tanto para régimen laminar como para régimen turbulento, a pesar de haberse obtenido en el desarrollo anterior a partir de la condición de esfuerzo cortante turbulento.

Comparemos la fórmula de Darcy con la de Hagen para valuar λ en régimen laminar

como $D = 2R'$, la fórmula de Hagen resulta:

$$V_{ms} = \frac{gS}{32\nu} D^2 ; S = \frac{32\nu}{gD^2} V$$

igualando esta expresión con la de Darcy se tiene:

$$\frac{V^2}{2g} \frac{\lambda}{D} = \frac{32\nu}{gD^2} V ; \lambda = \frac{64\nu}{VD}$$

pero $\frac{VD}{\nu} = Re$ - número de Reynolds (adimensional) ; luego

$$\lambda = \frac{64}{Re}$$

ahora bien, el número de Reynolds límite para el régimen laminar es 2000 y la expresión anterior de λ vale para números de Re entre 0 y 2000. Para $2000 < Re < 3000$, otro investigador Blasius propone otra expresión para λ que vale

$$\lambda = \frac{0,3163}{Re^{1/4}}$$

y para $Re > 3000$ el mismo Blasius propone la expresión

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log Re \sqrt{\lambda} - 0,8$$

Otro investigador, Von Mises, propone una expresión para λ que pretende ser general, para cualquier tipo de régimen

$$\lambda = 0,0096 + \sqrt{\frac{32E\nu}{d}} + \sqrt{\frac{2,98}{Re}}$$

Esta tiene unidades (log).

Kozeny propone otras fórmulas de fricción para distintos materiales de que este hecho el tubo.

$$V = (8,86 \log D + N) \sqrt{SD}$$

fórmula de Kozeny para tubo de concreto, f.o.f., acero, barro.

$$V = (6,5 \log Re - 5,15) \sqrt{SD}$$

fórmula de Kozeny para madera

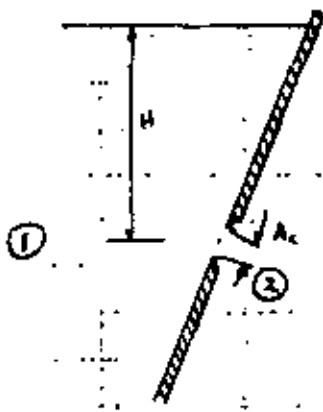
$$V = (7,78 \log Re - 5,95) \sqrt{SD}$$

fórmula de Kozeny para tubo de plástico, lucita, etcétera.

3 Orificios, Compuertas y tubos

Orificios

a) Orificios de cualquier forma (circular, rectangular, etc.) con carga H grande en comparación con las dimensiones del orificio, pared delgada, arista afilada, contracción completa (distancia entre centro del orificio y las paredes $\geq 3D$ o mayores y $\geq 3a$ o mayores si el orificio es rectangular).



Aplicando Bernoulli entre las secciones ① y ② sin considerar pérdida ni vel. de llegada

$$H = \frac{v^2}{2g} \quad ; \quad v = \sqrt{2gH}$$

ahora bien, por el hecho de no considerar pérdidas, la ec. anterior debe corregirse con un coeficiente, queda:

$$v = C_v \sqrt{2gH}$$

En la zona del chorro donde las líneas de corriente son paralelas y en donde se ha calculado la expresión de la velocidad, el área del orificio se ha contraído, esto es:

$$A_c = C_c A \quad \text{A - área del orificio}$$

El gasto descargado será

$$Q = A_c v \quad ; \quad Q = C_c C_v A \sqrt{2gH}$$

C_v = coeficiente de velocidad
 C_c = coeficiente de contracción

$C_c C_v = C_d$ = coeficiente de descarga para orificios en las condiciones enunciadas arriba.

luego:

$$Q = C_d A \sqrt{2gH}$$

H = carga desde la superficie libre hasta el centro de gravedad del orificio
 En caso de haber sobrecarga p en el recipiente y velocidad de llegada

$$Q = C_d A \sqrt{2g \left(H + \frac{p}{\rho} + \frac{v^2}{2g} \right)}$$

Puede demostrarse mediante un desarrollo teórico bastante preciso que

$$C_c = 2 - \sqrt{4 - \frac{2}{C_v^2}}$$

y la tabla de valores calculada con base en la fórmula es

C_v	1	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95
C_c	0.586	0.600	0.615	0.631	0.647	0.664
C_d	0.586	0.594	0.603	0.612	0.621	0.631

Por medio del análisis dimensional se demuestra que los coeficientes de velocidad, contracción y gasto son función exclusivamente del N° de Re y de acuerdo con los resultados de diferentes investigadores sus valores se muestran en la Fig. 6.4 (Libro Hidráulica de Sotelo; segunda parte). En la figura se observa que para N° de Re, $Re > 10^5$, los coef. C_v , C_c y C_d son independientes de dicho número y valen

$$C_v = 0.99 \quad ; \quad C_c = 0.605 \quad ; \quad C_d = 0.60$$

si se comparan con la tabla de valores teóricos se tiene que para $C_v = 0.99$, $C_c = 0.60$ y $C_d = 0.594$, que prácticamente coinciden con los coef. experiment. indicados.

Se puede salvar la pérdida de energía en un orificio si al establecer el Teorema de Bernoulli entre las secciones ① y ② de la figura anterior, se incluye el término de pérdida de energía.

$$H = \frac{v^2}{2g} + \Delta h_r$$

se tenía además que

$$H = \frac{1}{C_v^2} \frac{v^2}{2g}$$

combinando las dos ecu. y despejando Δh_r resulta

$$\Delta h_r = \left(\frac{1}{C_v^2} - 1 \right) \frac{v^2}{2g} = K \frac{v^2}{2g}$$

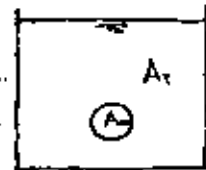
b) Orificio con contracción incompleta

Se pueden presentar dos tipos de contracción incompleta:

- 1) cuando las paredes o el fondo del recipiente se encuentran a distancias menores a $3D$ o $3a$ (contracción parcialmente suprimida)
- 2) cuando alguna o algunas de las paredes coincide con uno o algunos de los bordes del orificio (contracción totalmente suprimida).

~~En el caso~~ Para el caso 1) se tiene la sig. fórmula

$$C_d = C_{d_0} \left[1 + 0.641 \left(\frac{A_0}{A_r} \right)^2 \right]$$



donde C_d - es el coeficiente de gasto del orificio

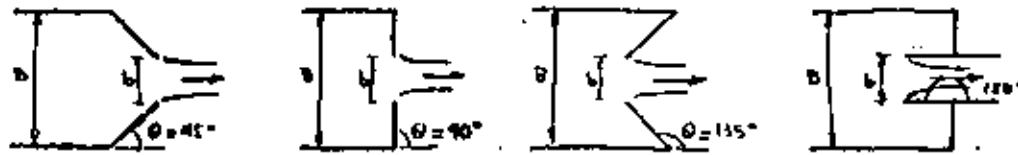
C_{d_0} - es el coef. de gasto del mismo orificio con contracción completa

A_0 - el área del orificio

A_r - el área de la pared del recipiente ~~donde~~ en contacto con el agua (pared donde está el orificio)

Para el caso 2), este se estudia en compuertas.

Von Mises hizo estudios para valores coeficientes de contracción en orificios de forma especial



y presenta los resultados en la tabla 6.2 (Libro Hidráulica de Sobito; segunda parte). En este caso particular puesto que la velocidad de llegada dentro del tubo es importante, hay que valor el coeficiente de gasto tomando en cuenta eso. Aplicando Bernoulli entre una sección dentro del tubo y afuera en una sección donde ya se ha contraído lo mínimo el chorro, se llega a obtener

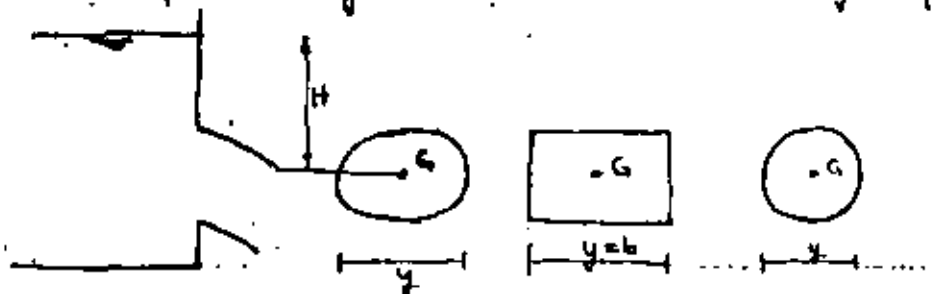
$$C_d = \frac{C_c}{1 - C_c^2 \left(\frac{b}{B}\right)^4}$$

para orificios bidimensionales

$$C_d = \frac{C_c}{1 - C_c^2 \left(\frac{d}{D}\right)^4}$$

para orificios circulares

c) Orificios de grandes dimensiones o cargas pequeñas



Haciendo la integración del gasto que sale por elemento diferencial a través del orificio puede llegarse a obtener una expresión del siguiente tipo

$$\phi = \frac{Q'}{Q} = 1 - \frac{1}{96} \left(\frac{a}{H}\right)^2$$

para orificios rectangulares de alto a y carga H de agua referida al centro de gravedad del orificio

$$\phi = \frac{Q'}{Q} = 1 - \frac{1}{128} \left(\frac{D}{H}\right)^2$$

para orificios circulares de diámetro D y carga H de agua referida al centro de gravedad del orificio.

En estas expresiones Q' es el gasto que sale del orificio y Q es el gasto que da la fórmula: $Q = C_d A \sqrt{2gH}$

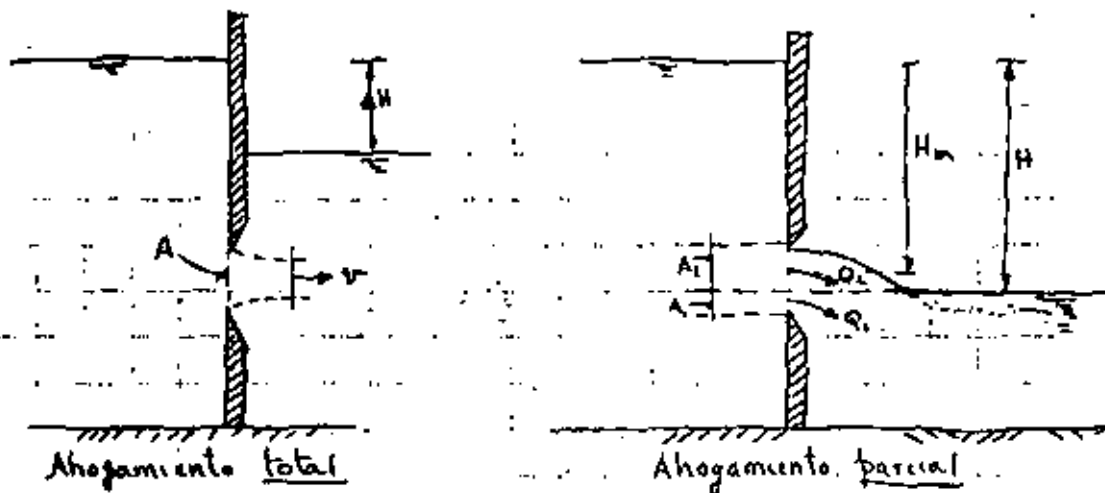
en la que C_d es el coeficiente de descarga para orificios de pequeño y cargas grande vistas en el inciso a).
 A continuación se da una tabla de valores de ϕ

valores de ϕ		
$\frac{a}{H}$ ó $\frac{D}{H}$	Orificio	
	Rectangular	Circular
2	0.94	0.95
1	0.99	0.99
0.67	1	1

para valores ^{menores} de $\frac{a}{H}$ ó $\frac{D}{H}$ (menores a 0.67) ϕ vale 1, o sea que para valor el gasto que sale por un orificio de grandes dimensiones para relaciones de $\frac{a}{H}$ ó $\frac{D}{H}$ menores que 0.67 puede utilizarse la misma expresión $Q = C_d A \sqrt{2gH}$ que se propone para los orificios ~~de~~ vistas en el inciso a).

d) Orificios con descarga sumergida

Cuando el orificio descarga a otro líquido cuyo nivel está por arriba del canto inferior del orificio, se dice que la descarga es ahogada. El ahogamiento puede ser total o parcial.



En el caso de descarga ahogada total, se puede derivar una ecuación análoga a la general $Q = C_d A \sqrt{2gH}$, con la única diferencia que la energía total H es entonces ΔH , la diferencia de niveles entre los dos recipientes

$$Q = C_d A \sqrt{2g \Delta H}$$

Se recomienda usar el mismo coef. de gasto C_d que en un orificio de descarga libre.

Quando el ahogamiento es parcial, el gasto total descargado por el orificio puede expresarse como la suma Q_1 y Q_2 , donde Q_1 es el gasto correspondiente a la porción del orificio con descarga ahogada

$$Q_1 = C_{d1} A_1 \sqrt{2gH}$$

(ver figura para reemplazar el valor correcto de H)

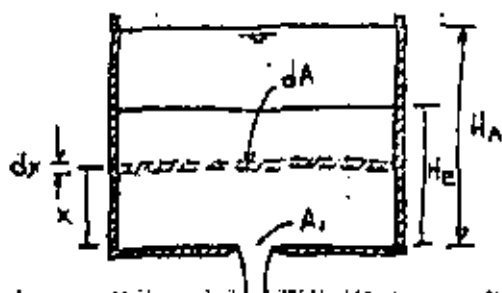
y Q_2 es el gasto de la porción del orificio con descarga libre

$$Q_2 = C_{d2} A_2 \sqrt{2gH_m}$$

No se tienen investigaciones confiables acerca de los coef. de gasto C_{d1} y C_{d2} , Schlag propone que $C_{d1} = 0.70$ y $C_{d2} = 0.675$ en el caso de que el orificio tenga un umbral en el fondo como aparece en las figuras.

e) Orificios bajo carga variable

En todos los casos antes tratados se ha considerado que la carga con la que funciona el orificio permanece constante. Sin embargo, también puede estudiarse el caso en que ésta varíe, esto es, que el nivel de la superficie libre del depósito cambie según ocurra el vaciado del depósito a través del orificio. Sea un depósito como el mostrado



El gasto en cualquier instante t es

$$Q = C_d A_1 \sqrt{2gx}$$

Un elemento de volumen $A dx$ se vacía en un intervalo de tiempo

$$dt = \frac{A dx}{C_d A_1 \sqrt{2gx}}$$

siendo T el tiempo total de vaciado, se obtiene de la integración

$$T = \frac{A}{C_d A_1} \frac{1}{\sqrt{2g}} \int_0^{H_A} \frac{dx}{\sqrt{x}} ; \quad T = \frac{A}{C_d A_1} \frac{2}{\sqrt{2g}} \sqrt{H_A}$$

o también
$$T = 2 \frac{A}{C_d A_1} \frac{H_A}{\sqrt{2gH_A}}$$

pero AH_A es el volumen total V_A del recipiente

y $C_d A_1 \sqrt{2g H_A}$ es el gasto Q_A al iniciarse el vaciado bajo un orificio A_1 , de donde resulta finalmente

$$T = 2 \frac{V_A}{Q_A}$$

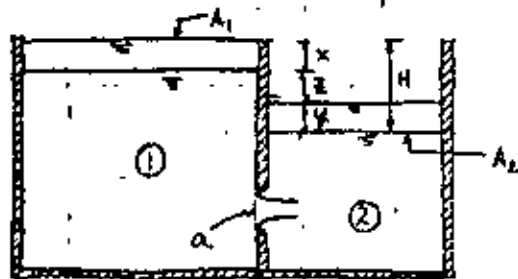
esto es, el tiempo total de vaciado es dos veces mayor del que se tendría si el gasto inicial del orificio Q_A permaneciera constante.

Si el recipiente se vacía hasta el nivel H_E , el tiempo necesario para esto es

$$T_E = 2 \left(\frac{V_A}{Q_A} - \frac{V_E}{Q_E} \right)$$

donde $V_E = A H_E$ y $Q_E = C_d A_1 \sqrt{2g H_E}$.

Otro caso será el vaciado de un recipiente a otro



El descenso x en ① significa un ascenso y en ②, y en cualquier instante t se satisface que

$$x + y + z = H$$

$$A_1 dx = A_2 dy = C_d a \sqrt{2g z} dt$$

o bien.

$$dx = \frac{C_d a \sqrt{2g z}}{A_1} dt \quad ; \quad dy = \frac{C_d a \sqrt{2g z}}{A_2} dt$$

y siendo $dx + dy + dz = 0$; reemplazando resulta:

$$C_d a \sqrt{2g} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) dt = -z^{1/2} dz$$

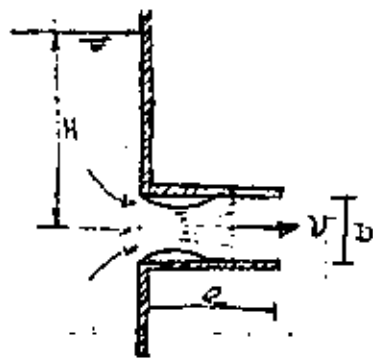
el tiempo necesario para pasar de la diferencia de niveles H a la diferencia H' vale

$$T = - \frac{1}{C_d a \sqrt{2g} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right)} \int_H^{H'} \frac{dz}{\sqrt{z}}$$

$$T = \frac{2 A_1 A_2 (\sqrt{H} - \sqrt{H'})}{C_d a \sqrt{2g} (A_1 + A_2)}$$

f) Orificios de pared gruesa

Cuando la pared en el contorno de un orificio no tiene un espesor a fibular, el orificio es de pared gruesa o tubo corto.



En este tipo de orificio se observa que el chorro, una vez que ha pasado la sección contracta, tiene todavía espacio dentro del tubo para expandirse y llenar la totalidad de la sección. Entre la sección contracta y la final ocurre un rápido descenso de la velocidad acompañada de turbulencia y fuerte pérdida de carga.

Por un razonamiento análogo al de los orificios de pared delgada, se concluye que la velocidad de salida se puede calcular con la misma ecuación

$$V = C_v \sqrt{2gH}$$

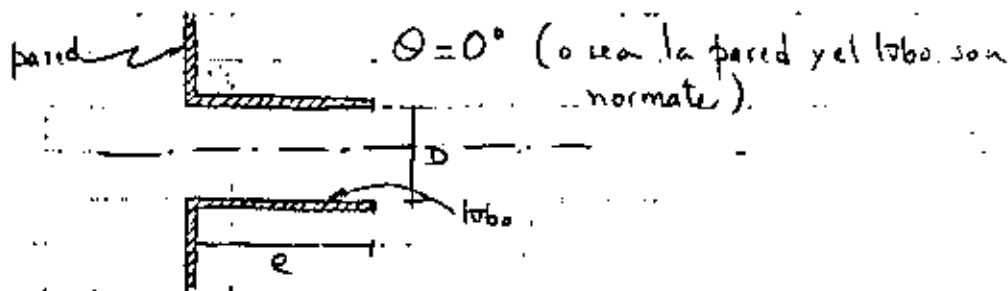
donde el coeficiente de velocidad, C_v se reduce ahora hasta el valor 0.82 cuando $e/D = 3$. Ahora $C_c = 1$ luego $C_d = C_v = 0.82$, o sea se obtiene un gasto un tercio mayor aproximadamente, que en un orificio de pared delgada.

La pérdida de carga vale:

$$\Delta h_r = \left(\frac{1}{(0.82)^2} - 1 \right) \frac{V^2}{2g} = 0.49 \frac{V^2}{2g}$$

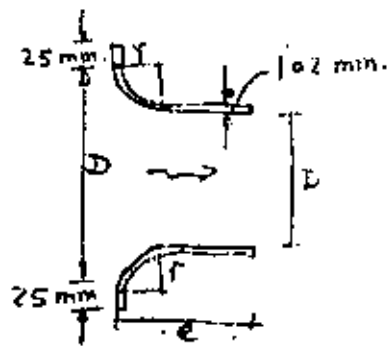
si $e/D > 3$ empieza a tener influencia la fricción

Pueden usarse las siguientes tablas:



e/D	≤ 0.5	1	1.5	2.0	2.5	3	5	12	25	35	50	60	75	100
C_d	0.60	0.75	0.78	0.79	0.80	0.82	0.79	0.77	0.71	0.68	0.64	0.60	0.59	0.55

Si los cantos se redondean conforme la siguiente figura, el coeficiente $C_d = 0.952$



$$\frac{d}{\theta} = 0.6 \text{ a } 0.6.$$

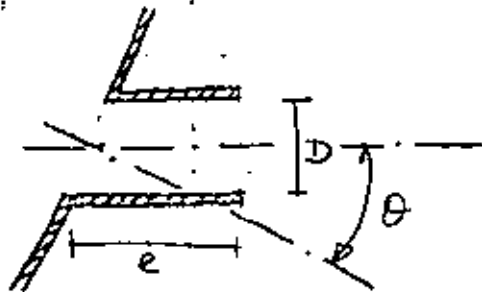
$$r = 0.3d$$

$$e = d$$

$$\theta = 0^\circ$$

Ohoia, para diferentes valores de θ aristas de entriada agudas se limen:

$$\frac{e}{d} = 3$$



θ	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°
C_d	0.82	0.80	0.78	0.75	0.75	0.73	0.72

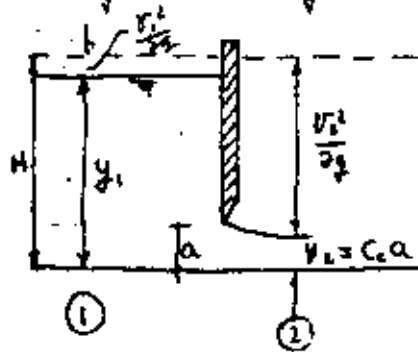
Compuertas

(21)

(21)

Una compuerta consiste en una placa móvil, plana o curva, que permite graduar la altura del orificio que se forma al levantar la misma. El orificio generalmente se presenta entre el piso de un canal y el borde inferior de la compuerta, considerando su ancho con el del canal, de tal manera que el flujo pueda considerarse bidimensional.

Ecuación general de gasto.



Aplicando Bernoulli entre ① y ②

$$H = y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = y_2 + \frac{v_2^2}{2g} = c_c a + \frac{v_2^2}{2g}$$

de la ec. de continuidad en la ec. anterior resulta:

$$v_1 = \frac{c_c a}{y_1} v_2 \quad \text{y al sustituir este valor}$$

$$y_1 + \left(\frac{c_c a}{y_1}\right)^2 \frac{v_2^2}{2g} = c_c a + \frac{v_2^2}{2g}$$

arreglando términos:

$$\frac{v_2^2}{2g} = \frac{y_1 - c_c a}{1 - \left(\frac{c_c a}{y_1}\right)^2} = \frac{\left(1 - \frac{c_c a}{y_1}\right) y_1}{\left(1 + \frac{c_c a}{y_1}\right) \left(1 - \frac{c_c a}{y_1}\right)}$$

$$\therefore v_2 = \frac{C_v}{\sqrt{1 + \frac{c_c a}{y_1}}} \sqrt{2g y_1}$$

en que C_v es el coef. de vel.

el gasto es:

$$Q = \frac{c_c C_v b a}{\sqrt{1 + \frac{c_c a}{y_1}}} \sqrt{2g y_1} = C_d b a \sqrt{2g y_1}$$

donde $C_d = \frac{c_c C_v}{\sqrt{1 + \frac{c_c a}{y_1}}}$ o bien $C_d = \frac{1}{2} \frac{a}{y_1} \left(\frac{C_d}{C_v}\right)^2 + \sqrt{\left[\frac{1}{2} \frac{a}{y_1} \left(\frac{C_d}{C_v}\right)^2 + \left(\frac{C_d}{C_v}\right)^2}\right.}$ (I) ↑

en la ecuación que da el gasto, $\sqrt{1 + \frac{c_c a}{y_1}}$ sirve para corregir el error de considerar y_1 en lugar de H .

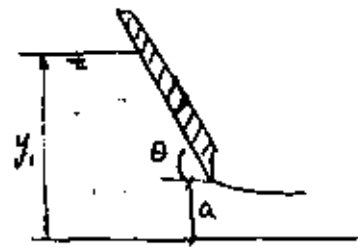
Si la descarga es sumergida, con un frente y_2 en el canal aguas abajo de la compuerta, se puede hacer un desarrollo análogo al anterior y obtener una expresión para

el gasto, idéntica a la anterior ⁽²⁷⁾ para cualquier tipo de compuerta (deslizante, radial, deslizante inclinada, etc.).

Los coeficientes C_c , C_v y C_d dependen de la geometría del flujo y del N° de Re pero en la mayoría de los problemas prácticos el N° de Re que resulta es mayor que aquel, a partir del cual el flujo se vuelve independiente de éste.

Compuertas planas.

Un investigador de apellido Gentilini realizó investigaciones en compuertas planas con descarga libre y obtuvo las sig. gráficas para el C_d .



esta gráfica viene en la pag 48 Fig 6.27 libro Hidráulica, Sobelo. Knapp propone una fórmula para calcular C_v

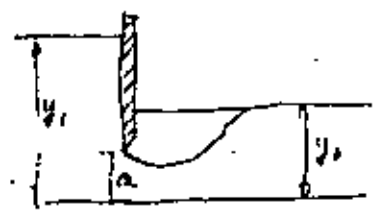
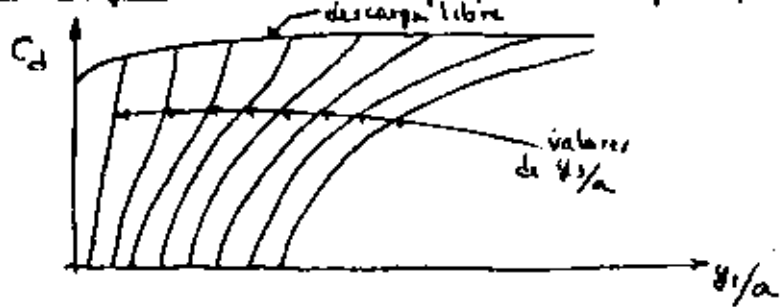
NOTA: si al reemplazar los valores de a y y_1 en esta, etc. se obtiene $C_v > 1$, hágan $C_v = 1$ (es decir que el coef. de vel. no puede ser > 1).

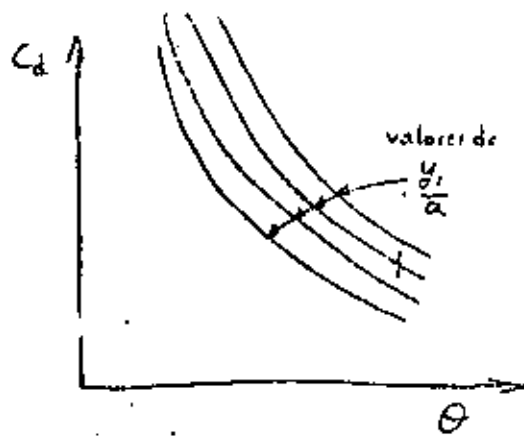
$$C_v = 0.960 + 0.098 \frac{a}{y_1} \quad \text{— para compuerta plana vertical y descarga libre}$$

$$C_v = 0.960 + (0.00615 \theta^\circ - 0.0475) \frac{a}{y_1} \quad \text{— para compuerta plana inclinada un ángulo } \theta^\circ \text{ y descarga libre}$$

Ahora bien, conociendo C_d y C_v se reemplazan en la fórmula escrita anteriormente, para valor C_c se obtiene ese coef. En todos los casos, cualquiera que sean los valores de C_d y C_v resultan valores de C_c muy cercanos a 0.62, luego para fines prácticos se recomienda un valor $C_c = 0.62$ para cualquier relación $\frac{a}{y_1}$, inclusive para descarga SUMERGIDA

Investigadores chilenos hicieron investigaciones en compuertas planas con descarga ahogada y obtuvieron gráficas del sig. tipo.





Esta gráfica viene en la pag 52 Fig. 6.30 libro Hidráulica, Sotelo Knapp encontró una ecuación para calcular el coeficiente de velocidad C_v en función del ángulo θ de la tangente al labio inferior de la compuerta

$$C_v = 0.960 + (0.00615 \theta^\circ - 0.0475) \frac{a}{y_1}$$

donde C_v tiene como límite superior $C_v = 1$

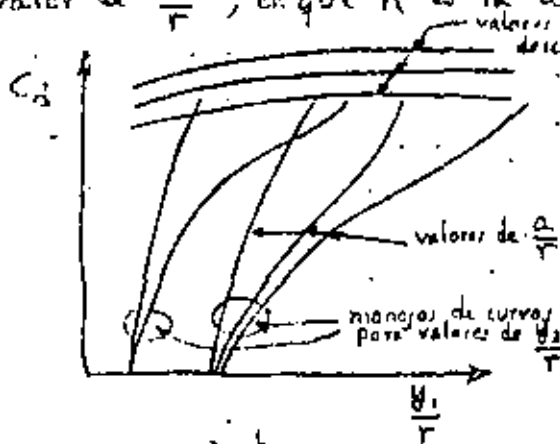
Con los valores de C_v y C_d puede obtenerse C_c reemplazando en la fórmula vista anteriormente

$$C_c = \frac{1}{2} \frac{a}{y_1} \left(\frac{C_d}{C_v} \right)^2 + \sqrt{\left[\frac{1}{2} \frac{a}{y_1} \left(\frac{C_d}{C_v} \right)^2 \right]^2 + \left(\frac{C_d}{C_v} \right)^2}$$

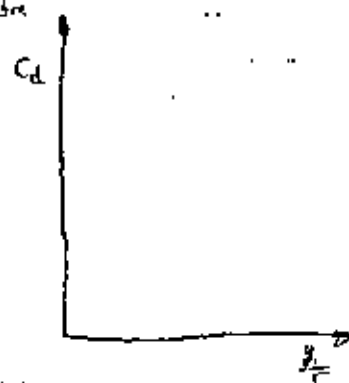
o en la fórmula

$$C_c = 1 - 0.00833 \theta^\circ + 0.004 (\theta^\circ)^2$$

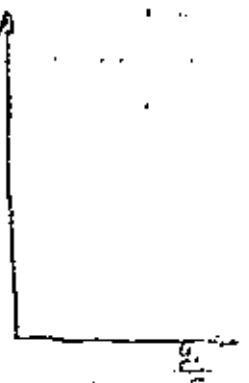
Otro investigador, Toch, hizo las experiencias más completas para compuertas radiales, presenta las gráficas de la pag. 53 Fig. 6.31 del Libro Hidráulica, Sotelo e incluye valores de C_d para descarga libre y descarga atascada en función de los valores $\frac{y_1}{r}$, $\frac{a}{r}$, $\frac{y_2}{r}$ para cada valor de $\frac{h}{r}$, en que h es la altura del perno de la compuerta.



a) $\frac{h}{r} = 0.1$



b) $\frac{h}{r} = 0.5$



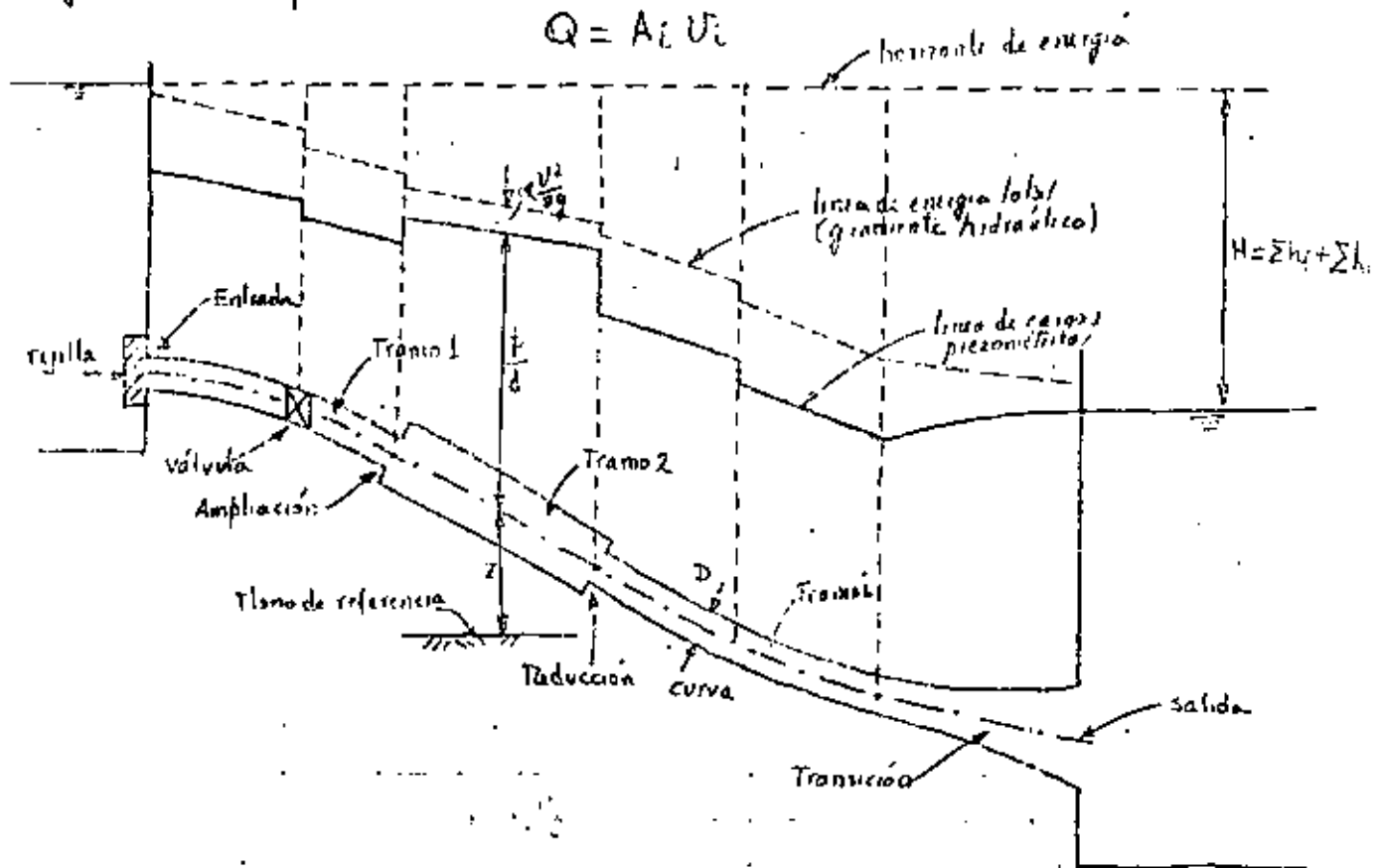
c) $\frac{h}{r} = 0.7$

Tubos simples

Es el más sencillo de los sistemas. Consiste en un conducto único, abierto en el extremo aguas arriba por un recipiente a nivel libre o a otro recipiente. El conducto puede tener curvas geométricas u obstrucciones que producen pérdidas locales de energía, además de la propia de fricción.

Para el análisis del conducto sencillo se utiliza la ecuación de continuidad y la de energía. La primera establece la invariabilidad del caudal en cualquier sección i del conducto

$$Q = A_i V_i$$



La segunda establece la constancia de la energía entre dos secciones transversales 1 y 2 del conducto, para lo cual se acepta, usualmente, que el coeficiente de Coriolis en dichas secciones valga 1. Esto es

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho} + \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_f + \sum_1^2 h_m$$

donde

$\sum_1^2 h_f$ - suma de las pérdidas de fricción h_f en cada tramo de la sección entre 1 y 2

$\sum_1^2 h_m$ - suma de las pérdidas menores (locales) que ocurren en el tramo entre 1 debidas a entradas, salidas, cambios de sección, válvulas, etc.

Cada una de las magnitudes h_f del término $\sum h_f$ se expresa en función de la carga de velocidad de su tramo correspondiente de sección constante. En un tramo tiene variación gradual de sección y longitud superficial. Para tomar en cuenta pérdida por fricción h_f , esto se valúa considerando pequeñas longitudes del tramo y una carga de velocidad media, en función de la cual se valuará una pérdida por fricción h_f y se tendrá que en el tramo $h_s = \sum h_f$). Cada una de las magnitudes h_m del término $\sum h_m$ se valúa como siempre en función de la carga de velocidad en una sección inmediatamente aguas abajo de la zona de turbia que produjo la pérdida menor (local).

La ecuación de la energía contendrá términos en función de la velocidad correspondiente a distintas secciones del conducto, pero utilizando la ecuación de continuidad, todas esas velocidades pueden sustituirse por la velocidad en un solo tramo.

Si el extremo aguas abajo de la tubería descarga a la atmósfera, el desnivel H será la diferencia de niveles entre la superficie libre en el depósito superior y el centro de gravedad de la sección final del tubo. En cualquier caso dicho desnivel será:

$$H = \sum h_f + \sum h_m$$

Si la energía inicial del conducto se da con una bomba, el nivel inicial con respecto al cual se va a calcular la H es la suma

$$Z + \frac{p}{\rho} + \frac{V^2}{2g}$$

en que Z - es la carga de posición del centro de gravedad del conducto de descarga de la bomba

$\frac{p}{\rho}$ - la carga de presión que da la bomba en su conducto de descarga.

$\frac{V^2}{2g}$ - carga de velocidad en su conducto de descarga.

En las tuberías simples se presentan dos tipos de problemas.

a) Revisión: Conociendo H , la geometría y rugosidad del tubo, se desea calcular el gasto.

Si desconoce la zona de flujo (laminar, transición o turbulenta) en la que trabaja el tubo, la velocidad y los coeficientes de pérdida son incógnitas. Si se elige la sección 1 dentro del depósito superior y la 2 dentro del inferior, además se supone despreciable la velocidad de llegada, la ecuación de la energía resulta:

$$H = \left(z_1 + \frac{p_1}{\rho} \right) - \left(z_2 + \frac{p_2}{\rho} \right) = \sum_1^2 h_f + \sum_1^2 h_m$$

Por la fórmula de Darcy-Weisbach y las pérdidas menores

$$H = \frac{V_1^2}{2g} + \left(\lambda_1 \frac{L_1}{D_1} \frac{V_1^2}{2g} + \lambda_2 \frac{L_2}{D_2} \frac{V_2^2}{2g} + \dots \right) + \left(K_1 \frac{V_1^2}{2g} + K_2 \frac{V_2^2}{2g} + \dots \right)$$

puesto que $V_2 A_2 = V_1 A_1$

$$H = \frac{V_2^2}{2g} \left(1 + \lambda_1 \frac{l_1}{D_1} \frac{A_1^2}{A_2^2} + \lambda_2 \frac{l_2}{D_2} \frac{A_2^2}{A_2^2} + \dots + K_1 \frac{A_1^2}{A_2^2} + K_2 \frac{A_2^2}{A_2^2} + \dots \right)$$

la velocidad en la sección final vale

$$V_2 = \sqrt{\frac{2gH}{1 + \sum_{i=1}^n \left(\lambda_i \frac{l_i}{D_i} \frac{A_1^2}{A_2^2} + K_i \frac{A_1^2}{A_2^2} \right)}} \quad (a)$$

y el gasto $Q = V_2 A_2$ (b)

Puesto que se conoce la rugosidad relativa ϵ/D se puede estimar un valor para cada λ_i por la inspección del diagrama de Moody, reemplazando esos valores supuestos en la ecuación anterior se obtiene V_2 y después se valúa Q . Conocido el gasto Q (aproximado) se valúan las V_i .

$$V_i = \frac{Q}{A_i} = \frac{Q}{\frac{\pi D_i^2}{4}}$$

y a la vez con ellas se obtienen los números de Reynolds $Re_i = \frac{V_i D_i}{\nu}$, con los que se valúan nuevos λ_i y se repite el proceso hasta encontrar diferencias pequeñas entre los valores anteriores calculados y los valores últimos.

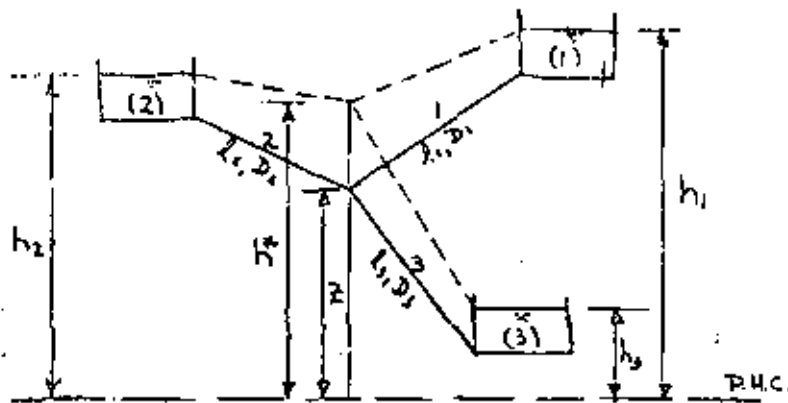
b) Diseño: Conociendo H , la geometría (con excepción de uno de los diámetros), la rugosidad y el gasto, se desea calcular uno de los diámetros (con más de un diámetro como incógnita, la solución es imposible).

Igual que en el problema de revisión se utiliza la ecuación (a) estimando λ y el diámetro D desconocidos, que se sustituyen para obtener V_2 y después con la ec. (b) se obtiene Q que se compara con el Q dato, si existe discrepancia se repite el proceso hasta que Q calculado y Q dato sean iguales o muy parecidos.

4 Redes de tuberías

Tubos interconectados

Sea un sistema de tubos interconectados



El problema consiste en determinar quien llena a quien de los depósitos que se muestran

En este tipo de problemas se suponen conocidas las características geométricas de las tuberías, así como las elevaciones de los niveles del agua en los depósitos (que deberán ser constantes), además en su solución se consideran únicamente pérdidas por fricción

Pueden presentarse 3 posibilidades de solución:

- Que el depósito (1) llene a (2) y (3)
- Que los depósitos (1) y (2) llenen a (3)
- Que el depósito (1) llene a (3) y (2) se mantiene sin intervenir.

A nosotros nos interesa el tratamiento interno del problema para determinar que gasto fluye en las tuberías, por esto se trata de un problema de revisión

De antemano no se puede determinar cual de las tres posibilidades de solución mencionadas es la que resuelve el problema específico que se analice y por tanto, lo que debe hacerse es suponer h^* (gradiente en el punto Z)

Las tres posibilidades de solución pueden enunciarse matemáticamente como:

- $h_1 > h^* > h_2 > h_3$
- $h_1 > h_2 > h^* > h_3$
- $h_1 > h^* ; h_2 = h^* ; h_2 > h_3$

Para el diagrama que se ha representado en la figura le corresponde la solución b). Analicemos esa posibilidad.

Llamemos

$$K_i = \lambda_i \frac{L_i}{D_i} \frac{1}{2g}$$

Se pueden plantear las siguientes ecuaciones

$$\left. \begin{aligned} h_1 - h^* &= K_1 V_1^2 & ; & & V_1 &= K_1' \sqrt{h_1 - h^*} \\ h_2 - h^* &= K_2 V_2^2 & ; & & V_2 &= K_2' \sqrt{h_2 - h^*} \\ h^* - h_3 &= K_3 V_3^2 & ; & & V_3 &= K_3' \sqrt{h^* - h_3} \end{aligned} \right\} \quad (a)$$

entonces

$$K_i' = \sqrt{\frac{1}{K_i}}$$

En el sistema de ecuaciones (a) se desconocen V_1, V_2, V_3, h^* (siempre y cuando se acepte que para valuar K_i' se suponen valores iniciales de λ_i), luego se tienen 3 ecuaciones y cuatro incógnitas. La cuarta ecuación que pueda plantearse para resolver el sistema es el principio de continuidad, esto es:

$$A_1 V_1 + A_2 V_2 = A_3 V_3 \quad (b)$$

Debe tenerse mucho cuidado en el planteamiento de la ecuación anterior, pues debe ser congruente con la hipótesis de carga supuesta h^* , esto es, (1) y (2) llenan a (3). Esta misma recomendación es aplicable al planteamiento de ecuaciones del sistema (a) (obsérvese que para el caso particular de análisis que se ha planteado $V_1 = f(h_1 - h^*), V_2 = g(h_2 - h^*)$ pero $V_3 = k_2(h^* - h_3)$).

Si se reemplazan las ecuaciones (a) en la (b) se tiene:

$$\boxed{A_1 K_1' \sqrt{h_1 - h^*} + A_2 K_2' \sqrt{h_2 - h^*} = A_3 K_3' \sqrt{h^* - h_3}} \quad (c)$$

que es la ecuación que resuelve el problema. Para resolverla hay que elevar al cuadrado dos veces, con lo que se pueden tener 2 raíces reales. Con esas dos raíces reemplazándolas en el sistema de ees. (a) se obtienen las velocidades, que al reemplazarlas en la ecuación (b) se podrá saber cual de las dos soluciones de h^* es la aceptable, será aquella a través de la cual se satisfaga (b).

Puede suceder que al tratar de resolver la ec. (c) no se obtengan raíces reales, esto no debe sorprender, porque querrá decir que debe cambiarse la hipótesis para h^* por cualquiera de las otras dos posibles soluciones a) o c) ya que la supuesta b) (en este caso particular) fue incorrecta. Con la nueva hipótesis para h^* deberá replantearse el sistema de 4 ecuaciones para llegar a una única ecuación similar a la (c)

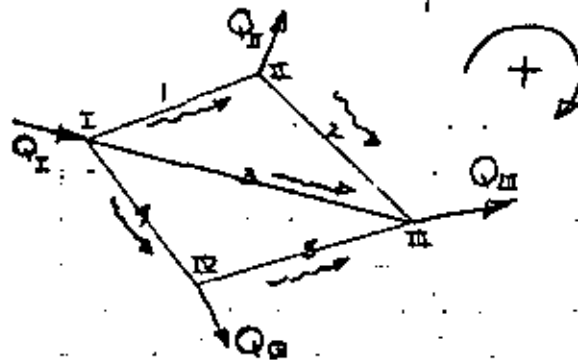
Con los valores de h^*, V_1, V_2 y V_3 obtenidos deben valuar los números de Reynolds Re_i para cada tubo, con el fin de obtener valores de λ_i más aproximados al valor correcto, pues debe recordarse que se habían dado valores estimativos a λ_i para obtener las primeras h^*, V_1, V_2 y V_3 , volverían a calcularse las K_i' y hacer nuevamente el cálculo de h^*, V_1, V_2 y V_3 . El proceso se repetirá tantas veces como sea necesario para que los valores últimos calculados sean muy parecidos a los anteriores.

Redes cerradas

(31)

Otro problema interesantísimo se presenta en el caso específico de las redes cerradas (verdaderos circuitos de tubos interconectados). Este problema se aborda por métodos especiales no muy exactos.

Sea una red cerrada sencilla



Se considerará en el desarrollo del método solo las pérdidas por fricción.

Esta red sencilla puede ser parte de una red mucho mayor y en el caso general los gastos $Q_I, Q_{II}, Q_{III}, Q_{IV}$, etc son desconocidos, aunque para poder resolver el problema debe conocerse al menos uno.

De la red se conocen las longitudes y los diámetros de los conductos y hay que suponer los sentidos \rightsquigarrow de escurrimiento. El desarrollo del método implica suponer un sentido positivo de escurrimiento (+) en cada circuito que se pueda seleccionar. Sea por ejemplo:

Circuito I-II-III-I

en él $Q_1 > 0$; $Q_2 > 0$; $Q_3 < 0$ (según el sentido \rightsquigarrow supuesto y la convención (+) positiva)
 en que Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5 , etc son los gastos que circulan por las tuberías y $Q_I, Q_{II}, Q_{III}, Q_{IV}$, etc son los gastos que salen o entran de la red.

Si se pusieran piezómetros en los puntos I y III se vería un desnivel entre ellos que correspondería a la pérdida de carga por fricción entre cualesquiera de los tramos de tubería que ligan los puntos I y III. En este caso particular los tramos son

- 1+2
- 3
- 4+5

Si se denomina h_i la pérdida de carga en cada tramo i de tubería, se tendrá según la figura y los sentidos \rightsquigarrow

$$h_1 + h_2 = h_3$$

$$h_1 + h_2 - h_3 = 0$$

$$h_i = \lambda_i \frac{L_i}{D_i} \frac{V_i^2}{2g}$$

Procediendo en forma análoga, para el circuito I-III-IV-I

Circuito I-III-IV-I

$$Q_3 > 0; Q_4 < 0; Q_5 < 0$$

y

$$h_3 = h_4 + h_5$$

$$h_3 - h_4 - h_5 = 0$$

Analizamos el problema bajo otro punto de vista
Vamos a aceptar que se cumple la relación siguiente:

$$h_i = K_i U_i^2 \quad \text{en que} \quad K_i = \lambda_i \frac{L_i}{D_i} \frac{1}{\rho g}$$

por la definición de gasto: $Q_i = A_i U_i \quad \therefore U_i = \frac{Q_i}{A_i} \quad \therefore h_i = \frac{K_i}{A_i^2} Q_i^2$

si se denomina $K'_i = \frac{K_i}{A_i^2}$ se tiene $h_i = K'_i Q_i^2$

Hipótesis: consideremos que h_i estuviera formada de 2 partes

$$h_i = h_i^* + \Delta h_i$$

en que se supondrá que Δh_i es bastante pequeño en comparación con h_i^*
y como consecuencia de lo anterior:

$$Q_i = Q_i^* + \Delta Q_i$$

reemplazando se tendrá:

$$h_i^* + \Delta h_i = K'_i (Q_i^* + \Delta Q_i)^2$$

desarrollando el binomio al cuadrado

$$h_i^* + \Delta h_i = K'_i Q_i^{*2} + 2K'_i Q_i^* \Delta Q_i + K'_i (\Delta Q_i)^2$$

ahora, se supone que h_i genera a Q_i , que h_i^* genera a Q_i^* y que Δh_i genera a ΔQ_i , luego como Δh_i es pequeña, ΔQ_i también lo será y más aún lo será su cuadrado $(\Delta Q_i)^2$ luego puede despreciarse con lo que la expresión queda:

$$h_i = h_i^* + \Delta h_i \doteq K'_i Q_i^{*2} + 2K'_i Q_i^* \Delta Q_i$$

En el circuito I-II-III-I se tenía

$$h_1 + h_2 - h_3 = 0$$

reemplazando los valores anteriores de h_i

$$(K'_1 Q_1^{*2} + 2K'_1 Q_1^* \Delta Q_1) + (K'_2 Q_2^{*2} + 2K'_2 Q_2^* \Delta Q_2) - (K'_3 Q_3^{*2} + 2K'_3 Q_3^* \Delta Q_3) = 0$$

Hipótesis: admitamos que existe un $\Delta Q_m \doteq \Delta Q_i$

ahora bien, si partimos h_i como se ocurrió entonces los ΔQ_i no todos son iguales pero si hay una cosa interesante: si los Δh_i son pequeños entonces podemos decir que los ΔQ_i son pequeños y podemos aceptar la hipótesis propuesta. Si eso se acepta resulta la expresión

$$- [K'_1 Q_1^{*2} + K'_2 Q_2^{*2} - K'_3 Q_3^{*2}] = 2\Delta Q_m [K'_1 Q_1^* + K'_2 Q_2^* - K'_3 Q_3^*]$$

se ocurre despejar a ΔQ_m y obtener

$$\Delta Q_m = - \frac{K_1' Q_1^{*2} + K_2' Q_2^{*2} - K_3' Q_3^{*2}}{2(K_1' Q_1^{*2} + K_2' Q_2^{*2} - K_3' Q_3^{*2})} \quad (a)$$

analicemos esta expresión y veamos que alcance tiene. Pongamos en el denominador

A Q_i se le había asignado signo positivo cuando el caudal dentro del circuito en el sentido positivo (+), ese gasto iba en el mismo sentido, y signo negativo cuando el gasto iba en sentido contrario. En este caso particular (circuito I-II-III) se veía que Q_3 era negativo y por tanto Q_3^* también es negativo, luego si se reemplaza Q_3^* con su signo en el denominador de la expresión se observa que éste se vuelve todo positivo (en cualquier caso y para cualquier circuito puede demostrarse esto).

El numerador en cambio puede ser negativo ya que los gastos Q_i^* están elevados al cuadrado y aunque Q_i^* sea negativo se vuelve positivo.

Por otra parte, el numerador vamos a llamarlo la suma algebraica de las ~~perdidas~~ pérdidas de carga supuestas (supuestas porque los valores Q_i^* son supuestos) y nos lleva a ver si se satisface la ecuación $h_1 + h_2 - h_3 = 0$. Si se satisface la ec. anterior, entonces el numerador de (a) es cero y $\Delta Q_m = 0$, esto quiere decir que se le ha adivinado a encontrar un sistema de gastos Q_i^* en equilibrio.

La ecuación (a) después de las consideraciones anteriores, para su aplicación práctica queda:

$$\Delta Q_m = - \frac{K_1' Q_1^{*2} + K_2' Q_2^{*2} - K_3' Q_3^{*2}}{2(K_1' Q_1^{*2} + K_2' Q_2^{*2} + K_3' Q_3^{*2})} \quad (b)$$

El ΔQ_m da con signo y dice que mientras más grande es $|\Delta Q_m|$ más alejados estamos de la condición de equilibrio.

Veamos como se aplica el método para la solución de la red, como se utiliza la fórmula anterior, que se supone y que se va obteniendo.

En este caso particular se sabe cuanto valen Q_I , Q_{II} , Q_{III} y Q_{IV} .

Para aplicar este método debido a Cross debe procederse de acuerdo con los siguientes incisos (en el orden en que se indican)

- 1.- Selecciónse arbitrariamente los gastos y sentidos de escurrimiento de cada tubo de la red, sin más limitación que satisfacer el principio de continuidad en cada nudo
- 2.- Calcúlese para cada tubo de cada red los valores $K_i' Q_i^{*2}$ y $K_i' Q_i^{*2}$
- 3.- Efectúese en cada red la suma $K_i' Q_i^{*2}$ sin signo y la suma $K_i' Q_i^{*2}$ algebraicamente, de acuerdo con el signo atribuido al escurrimiento
- 4.- Determinése en cada red el ΔQ_m de acuerdo con la fórmula (b). En caso de ser diferente de cero:
- 5.- Súmase algebraicamente el ΔQ_m de cada circuito a cada uno de los tubos

que lo integran, obteniendo así los nuevos Q_i^* de cada tubo, con los cuales deberá repetirse el proceso a partir del inciso 2.- (37)
6.- Repítase el proceso cuantas veces sea necesario hasta obtener un ΔQ_m suficientemente reducido.

Puede demostrarse, siguiendo una secuencia similar a la vista, que la expresión para el ΔQ_m en el circuito I-III-IV-I resulta:

$$\Delta Q_m = - \frac{K_3' Q_3^{*2} - K_4' Q_4^{*2} - K_5' Q_5^{*2}}{2(K_3' Q_3^* + K_4' Q_4^* + K_6' Q_5^*)}$$

Se recomienda que en los tubos comunes a dos circuitos (en este caso particular el tubo 3) se promedie el ΔQ_m para cada circuito (con todo y su signo) y ese promedio sea el que se sume algebraicamente al gasto supuesto.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

HIDRAULICA DE CANALES Y DE RIOS

ING. JAIME E. CAMARGO H.
MARZO DE 1979

I N D I C E

HIDRAULICA DE CANALES

- * Descripción
- * Ecuaciones para flujo unidimensional permanente
- * Geometría de las secciones
- * Distribución de presiones
- * Fórmula de Chezy
- * Flujo laminar turbulento
- * Fórmulas de Manning-Strickler
- * Cálculo del flujo uniforme turbulento
- * Sección compuesta
- * Conductos parcialmente llenos
- * Máxima eficiencia hidráulica
- * Energía específica
- * Sección de control
- * Flujo gradualmente variado
- * Ecuación dinámica del flujo gradualmente variado
- * Método de incrementos finitos
- * Método de integración directa
- * Flujo rápidamente variado
- * Ecuación general del salto hidráulico
- * Salto hidráulico en secciones rectangulares
- * Salto hidráulico en canales con pendiente
- * Flujo en canales de sección no prismática
- * Problemas

HIDRAULICA DE RIOS

- * Propiedades de los sedimentos
- * Inicio del arrastre de los sedimentos
- * Criterios de velocidad media
- * Criterios del esfuerzo cortante crítico
- * Acorazamiento del fondo en cauces naturales
- * Diseño de canales estables sin arrastre
- * Fases de transporte
- * Resistencia al flujo de cauces naturales
- * Arrastre de sedimentos; de fondo y en suspensión
- * Pérdida de suelo
- * Gasto formativo y dominante
- * Estabilidad de cauces naturales
- * Socavación en cauces naturales
- * Obras de protección contra la erosión
- * Efecto que las corrientes producen a las estructuras y estas a las corrientes
- * Problemas

B I B L I O G R A F I A

HIDRAULICA GENERAL

- * Hidráulica General Vol. I
Fundamentos, Gilberto Sotelo Avila

HIDRAULICA DE CANALES

- * Hidráulica II Primera y Segunda Parte
Gilberto Sotelo Avila
- * Open-Channel Hydraulics
Vente Chow

HIDRAULICA DE RIOS

- * Hydraulics of Sediment Transport
Walter Hans Graf Mc Graw-Hill Book Company
- * Socavación en cauces naturales (1967)
José Antonio Maza Instituto de Ingeniería

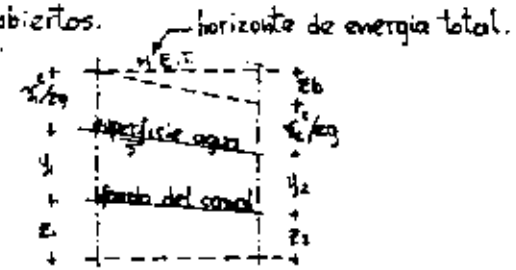
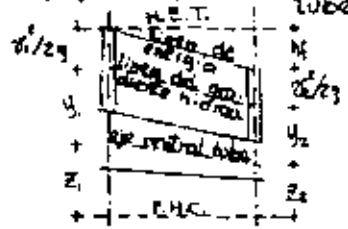
CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

HIDRAULICA DE CANALES
ING. JAIME E. CAMARGO H.

HIDRAULICA DE CANALES. (7 de mayo) HOJA 1 DE 19

* Descripción.

flujo de agua en: canales abiertos. tuberías.



no presentan sup. libre, está sujeto a presión.

$$z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_f$$

$$Q = A_1 v_1 = A_2 v_2$$

presentan superficie libre.

$$z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_f$$

$$Q = A_1 v_1 = A_2 v_2$$

* Tipos de canales abiertos.

naturales (arroyos, ríos, etc.) riego, obras de excedencias, etc.
artificiales (construidos por el hombre: navegación, canales de fea., de

* Geometría del canal.

canal no prismático.
canal prismático (sección transversal, S, B etc.).

* Tipos de flujo.

- + permanente $y = \text{cte.}$ $\frac{dy}{dt} = 0$ obedeciendo a la utilización del tiempo como criterio.
 - no permanente y cambia $\frac{dy}{dt} \neq 0$
 - + uniforme $\frac{dy}{dx} = 0 \Rightarrow L, y = \text{etes.}$
 - variado $\frac{dy}{dx} \neq 0 \Rightarrow S_f \neq S_0 \neq S_w = S.$
- $y = \text{tirante normal.}$
 $\frac{dy}{dx} \neq 0 \Rightarrow L, y \text{ varían}$
 $S_f \neq S_0 \neq S_w$

flujo permanente { uniforme
variado { gradualmente.
rapidamente.
especialmente.

flujo no permanente { variado { gradualmente.
rapidamente.

→ laminar (líneas de corriente no se cruzan) | el comportamiento del flujo
de transición. $Re < 500$ o 600 | en un canal está gobernado
turbulento. (se cruzan) | principalmente por efecto de las
 $Re > 2000$ | fees. viscosos y la gravedad
con relación a las fees. internas del flujo.

la fea. viscosa se mide a través del número de Reynolds.

$$Re = \frac{V R_h}{\nu}$$

- el efecto de la gravedad con relación a las fees. internas del flujo está dado por el número de Froude.
- flujo crítico, subcrítico y supercrítico.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g d}}$$

celeridad de la onda

* Ecuaciones para flujo unidimensional permanente.

- continuidad $Q = A_1 v_1 = A_2 v_2$
 - ecuación Bernoulli $z_1 + P_1/\rho + \alpha_1 v_1^2/2g = z_2 + P_2/\rho + \alpha_2 v_2^2/2g + \sum h_f$
 - ecuación impulso y cantidad de movimiento. $\bar{F}_p + \bar{F}_s + \bar{F}_c = P[QBV]_2 - P[QBV]_1$
- (coef. Coriolli) para corregir el efecto de la σ
- (coef. Bussines)

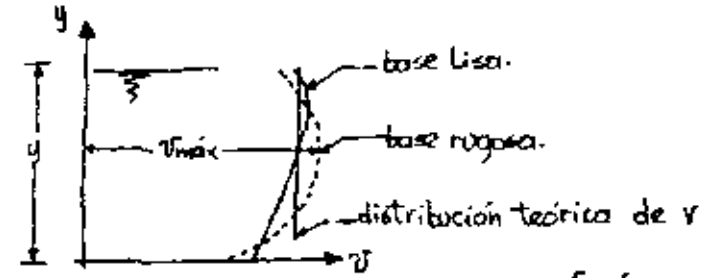
* Geometría de las secciones (Chow pag. 20).

circular, rectangular, herradura, portal, trapecial, triangular, parabola, compuesta, natural.

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{\text{área hidráulica}}{\text{perímetro mojado}} = \text{radio hidráulico}$$

$$C = \frac{A}{T} = \frac{\text{área hidráulica}}{\text{espejo sup. libre}} = \text{radio medio (secciones naturales).}$$

* Distribución de velocidades



$$\alpha = \frac{1}{A} \int_A \left(\frac{v}{V}\right)^3 dA = \frac{1}{AV^3} \int_A v^3 dA = \frac{1}{AV^3} \sum v_i^3 \Delta A_i$$

coef. Coriolli, para corregir la velocidad por considerar un valor medio de la sección.

$$\beta = \frac{1}{A} \int_A \left(\frac{v}{V}\right)^2 dA = \frac{1}{AV^2} \int_A v^2 dA = \frac{1}{AV^2} \sum v_i^2 \Delta A_i$$

coef. Bussines, para corregir el efecto de la distribución irregular de la velocidad.

ver chow

Según Rehbach (considera una distribución lineal).

$$\alpha = 1 + \epsilon$$

$$\beta = 1 + \epsilon^2/3$$

$$\epsilon = \frac{v_{\text{máx}}}{V} - 1$$

Según Chow (considera una distribución logarítmica).

$$\alpha = 1 + 5e^2 - 2e^3$$

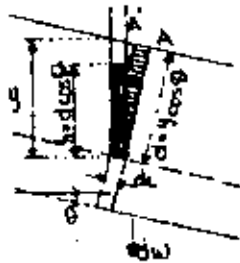
$$\beta = 1 + e^2$$

relacionando α y $\beta \Rightarrow \beta = 1 - \frac{\alpha - 1}{3}$

para canales rectos y prismáticos.

$$1.03 < \alpha < 1.36 \quad 1.01 < \beta < 1.12$$

* DISTRIBUCION DE PRESIONES EN FLUJO PARALELO.
efecto de la pendiente de la plantilla en la distribución de presiones.



d = tirante normal.

y = tirante vertical.

$$\cos \theta = \frac{h}{d} ; \quad h = d \cos \theta$$

$$\cos \theta = \frac{d}{y} ; \quad d = y \cos \theta$$

$$y = \frac{d}{\cos \theta}$$

si $f = \frac{W}{L}$; $w = \delta V$; $dw = \delta \cdot d \cdot dl \cdot l$
 $dw = \delta y \cos \theta dl$

proyectando $dw \cos \theta = \delta y \cos^2 \theta dl$

dividiendo entre el área para obtener la presión.

$$p = \delta y \cos^2 \theta$$

$$p/\rho = h \Rightarrow h = y \cos^2 \theta ; \quad h = p/\rho = d \cos \theta$$

lo anterior es válido si no existe curvatura en las líneas de corriente.

resumiendo: $h = p/\rho = y \cos^2 \theta$ flujo uniforme.
 $h = p/\rho = d \cos \theta$ flujo gradualmente variado.
 $\theta > 10^\circ$

si existe curvatura en las líneas de corriente.

1º flujo cóncavo $\rightarrow h_{real} = h_n + C$

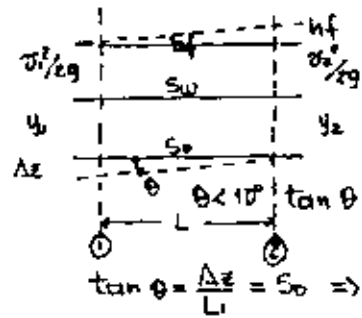
2º flujo convexo ahora $F = ma$; $\frac{W}{g} \cdot \frac{V^2}{r} \dots \textcircled{1}$

Fig. 29

$$W = \rho V ; \quad V = d \cdot ds \cdot l ; \quad A = ds \cdot l \quad \frac{p}{\rho} = h$$

$$C = \frac{p}{\rho} = \frac{dV^2}{g r}$$

* Características FLUJO UNIFORME.



$$\textcircled{1} S_0 = S_f = S_w$$

$$\textcircled{2} y_1 = y_2$$

$$\textcircled{3} A_1 = A_2 \quad V_1 = V_2$$

$$\Delta z + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_f$$

$$\therefore \Delta z = h_f$$

$$\tan \theta = \frac{\Delta z}{L} = S_0 \Rightarrow \Delta z = S_0 L$$

$$\sin \theta = \frac{\Delta z}{L} = S_0 \Rightarrow \Delta z = S_0 L$$

* Características FLUJO GRADUALMENTE VARIADO.

$$\textcircled{1} S_0 \neq S_w \neq S_f$$

$$\textcircled{2} y_1 \neq y_2$$

$$\textcircled{3} V_1 \neq V_2$$

BERNOULLI

$$\Delta z + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_f$$

$$\Delta z \neq h_f$$

$$Q = A_1 V_1 = A_2 V_2$$

* Derivación FÓRMULA DE CHEZY (Canales abiertos).

hipótesis: $\textcircled{1} S_0 \sim V^2$
 $S_0 = K V^2$

La fuerza que resiste el flujo por unidad de área en el fondo es proporcional al cuadrado de

$\textcircled{2}$ La única componente que ayuda a que el flujo se desplace es la componente del peso en la dirección del flujo.

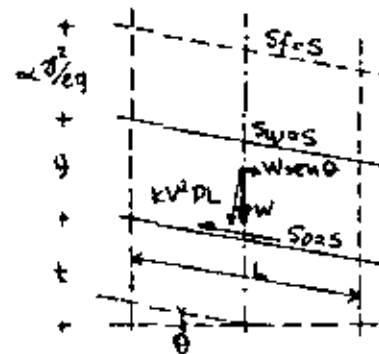
la velocidad.

$$w \sin \theta = \rho PL$$

$$\rho A L \sin \theta = K V^2 PL$$

$$\delta \frac{A}{\rho} \sin \theta = K V^2$$

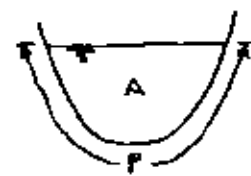
FIG. 52



$$\rho R S = K V^2 = S_0$$

$$\Rightarrow \sin \theta = \frac{S_0}{A x_1} = S$$

$$V^2 = \frac{R}{K} S$$



$$V = \sqrt{\frac{R}{K} \cdot \gamma R S}$$

$$\therefore V = C \sqrt{R S}$$

* Criterio para evaluar la "c" de Chezy (empíricos).

① Ganguillet y Kutter.

$$C = \frac{23 + \frac{48}{n} + \frac{0.00155}{S}}{1 + \left[\frac{23 + \frac{48}{n}}{S} \right]^{1/4} R} \quad n = \text{depende del material.}$$

② Kutter. $C = \frac{149 \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$ $m = f(\text{material}).$

③ Bazin. $C = \frac{87}{1 + \frac{0.0135}{\sqrt{R}}}$ $B = \text{factor de fricción.}$
 $R = \text{Radio hidráulico.}$

④ Koteny $C = 20 \log_{10} D + N_c$ $D = \frac{A}{P}$ (tirante hidráulico)
 $N_c = f(\text{material})$

⑤ Manning-Strickler (SE UTILIZARA EN EL CURSO).

$$C = \frac{R^{1/6}}{n}$$

Sustituyendo en la fórmula de Chezy $\Rightarrow \boxed{Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2}}$

* DISTRIBUCION DE VELOCIDADES.*

* flujo laminar uniforme.



válida para $Re < 500$

$$\tau_0 = \rho R S \quad (\text{esfuerzo cortante medio en el fondo}).$$

$$\tau_0 = -\mu \frac{dv}{dy}$$

$$-\mu \frac{dv}{dy} = \rho R S$$

$$dv = -\frac{\rho}{\mu} S y dy$$

$$\int dv = -\frac{\rho}{\mu} S \int y dy$$

$$v = -\frac{\rho}{\mu} S \frac{y^2}{2} + C$$

ahora:

$$\text{Si } y=d \Rightarrow v=0$$

$$\therefore C = \frac{\rho S}{\mu} \cdot \frac{d^2}{2}$$

Sustituyendo.

$$\boxed{V = \frac{\rho S}{2\mu} (d^2 - y^2)}$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{\int v dy}{\int dA} = \frac{\rho S}{2\mu} \cdot \frac{\int_0^d (d^2 - y^2) dy}{\int_0^d dy}$$

$$v = \frac{\rho S}{2\mu} \left(\frac{2}{3} d^3 \right) / d \Rightarrow \boxed{v = \frac{\rho S d^2}{3\mu}} \quad \text{velocidad media.}$$

sabemos que:

$$\rho = \frac{\gamma}{g} \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{\gamma}{g} = \frac{\mu}{L} \\ \frac{\rho}{\mu} = \frac{\gamma}{L} \end{array} \right. \Rightarrow \frac{\gamma}{\mu} = \frac{\gamma}{L} \quad \boxed{v = \frac{\gamma S d^2}{3L}}$$

$$\Rightarrow S = \frac{3vL}{g d^2} \quad S = \frac{3vL}{g R^2} \quad \text{..... ①}$$

si $d=R$ (para canales muy anchos)

aplicando Darcy $d_0 = 4R$

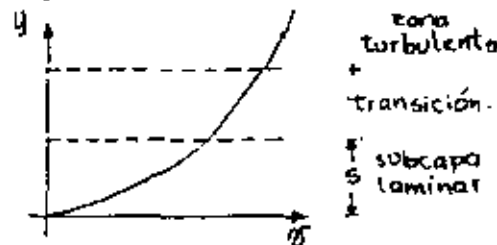
$$\text{o sea } hf = f \frac{L}{d_0} \frac{v^2}{2g}$$

sustituyendo $S = f \frac{v^2}{4R(2g)}$ ②

igualando ① y ② $\frac{3vL}{g R^2} = f \frac{v^2}{4R(2g)}$

$$\boxed{f = \frac{24}{Re}} \quad ; \quad Re = \frac{vR}{\nu}$$

* flujo turbulento uniforme.



$$\delta = \frac{11.6 \nu}{V_*}$$

$$0.01 \text{ cm}^2/\text{seg} - 20^\circ\text{C}$$

$$0.0086 - 27^\circ\text{C}$$

$$\delta_x = \sqrt{\frac{80}{f}} = [9RS]^{1/2}$$

→ la distribución de velocidades en un canal de pared lisa en flujo turbulento.

$$v = V_* 5.75 \log \frac{10.5 y}{\delta} \quad \text{ley universal.}$$

$$\text{si } y = 0.368 R \quad v = V$$

$$v = \left[18 \log \frac{38.64 R}{\delta} \right] \sqrt{RS} \quad \text{velocidad media.}$$

"c" (Chezy)

→ para flujo turbulento y pared rugosa (Ley Universal).

$$v = V_* \left[5.75 \log \frac{y}{k} + 8.5 \right] = V_* \left[5.75 \log \frac{30.2y}{k} \right]$$

si $y = 0.368 R$ $v = V$

$$V = \left[18 \log \frac{11.1136 R}{k} \right] \sqrt{RS} \quad 30.2 (0.368) = 11.1136$$

existe una fórmula más para valorar la velocidad media en un flujo turbulento, pared rugosa (DIKURADSE).

$$V = \left[\sqrt{8g} \cdot 2 \log \frac{12R}{k} \right] \sqrt{RS}$$

La fórmula de Thijssse permite conocer la velocidad en un flujo turbulento, siendo la pared lisa o rugosa.

$$V = \left[18 \log \frac{12R}{k + \delta/3.5} \right] \sqrt{RS} \quad \text{da un 6% error.}$$

La mayor parte de los problemas que se presentan en la práctica son con flujo turbulento y por esto se han desarrollado varias fórmulas para calcular las pérdidas por fricción en canales; casi todo el análisis se ha basado en valorar el coeficiente de "Chezy" (C) de acuerdo con varias fórmulas como las presentadas en tabla (22) adjunta.

tabla 2.2 y 2.3

* Fórmula de Manning-Strickler.

De las fórmulas presentadas en la tabla 2.2 la de Manning-Strickler es la más conocida y la que usaremos en el curso (no es aplicable en la zona de transición).

$$v = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2}$$

La selección de "n" de la fórmula anterior, significa realmente estimar la resistencia al flujo en un canal dado; tomando en cuenta varios factores:

a)- rugosidad superficial: tamaño de los granos.
" forma de los granos.

- b)- vegetación: tipo, altura, densidad y distribución.
- d)- irregularidad del canal: en el perímetro mojado, - variaciones en la sección transversal, tamaño y forma.
- d)- alineación del canal: las curvas con radios grandes - proporcionan valores de "n" relativamente bajos.
- e)- sedimentación y erosión: La sedimentación puede cambiar de un canal muy irregular a uno relativamente muy uniforme y reducir "n" mientras que la erosión modifica la irregularidad del canal y la rugosidad superficial.
- f)- obstrucciones: La presencia de pilas de puente, rejillas, tienden a aumentar "n".
- g)- tirante y gasto: en la mayoría de los ríos "n" disminuye al aumentar el tirante y el gasto. Los cambios de tirante están íntimamente relacionados con el gasto.

En la tabla 2.4, se presenta una lista de valores de "n" para canales de varias clases; se dan valores: máximo, mínimo y medio.

* flujo uniforme turbulento

sistema métrico $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$; $Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2}$

sistema ingles $V = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2}$; $Q = \frac{1.49}{n} A R^{2/3} S^{1/2}$

→ cálculo del flujo uniforme. cualquiera que sea el tipo de problema, son dos - las ecuaciones que permiten el diseño del canal, éstas son:

$Q = A \cdot V$ ecuación de continuidad.
 $V = C \cdot R_h^{1/2} S^{1/2}$ fórmula de Chezy.

el gasto se expresa $Q = AV = C A R_h^{1/2} S^{1/2} = K S^{1/2}$

si se usa la fórmula de Manning $K = \text{factor de conducción.}$
 $C = \frac{R_h^{1/6}}{n} \Rightarrow K = \frac{A R_h^{2/3}}{n}$

la expresión $Z_w = ARh^{2/3} = nk$
 módulo de sección para flujo uniforme.
 o también se expresa
 $AR^{2/3} = \frac{Qn}{S^{1/2}}$

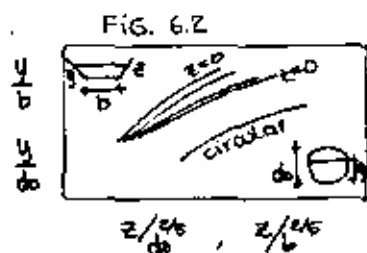
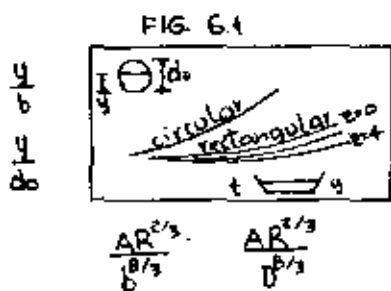
el segundo miembro de la ecuación anterior depende de n, Q y S ; pero el primero exclusivamente de la geometría, ello nos conduce que para una combinación particular de n, Q, S ; hay un tirante único " h_n " llamado tirante normal, con el cual se establece el flujo uniforme. La condición recíproca también se cumple, es decir, dados n, h_n y S , hay un gasto único, con lo cual se establece el flujo uniforme y se conoce como gasto normal.

Con el fin de tener una relación sin unidades, es conveniente dividir ambos miembros entre una dimensión característica de la sección, que puede ser el ancho de la plantilla " b " si la sección es trapezoidal o rectangular, o bien el diámetro " D " si la sección es circular o herradura trabajando parcialmente llena. La dimensión característica debe tener como exponente a la $2/3$ para obtener efectivamente una relación sin unidades.

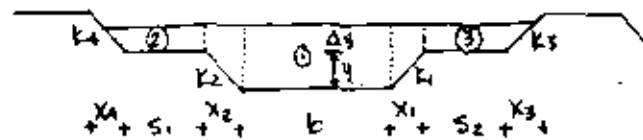
Por lo tanto, se tiene:

$\frac{AR^{2/3}}{b^{2/3}} = \frac{Qn}{b^{2/3} S^{1/2}}$ sección rectangular y trapezoidal.

$\frac{AR^{2/3}}{D^{2/3}} = \frac{Qn}{D^{2/3} S^{1/2}}$ sección circular y herradura.



Sección compuesta.



el cálculo de la sección compuesta se realiza aplicando separadamente la fórmula de Manning para cada sección y obteniendo la velocidad media de la misma y el gasto correspondiente. La suma de estos gastos proporciona el total.

Si A_1, A_2, \dots, A_n , representan las áreas de cada subsección las velocidades medias respectivas son:
 $V_1 = \frac{K_1}{A_1} S^{1/2}$; $V_2 = \frac{K_2}{A_2} S^{1/2}$; $V_n = \frac{K_n}{A_n} S^{1/2}$

K_1, K_2, \dots, K_n = factores de conducción S pendientes.
 el gasto total será: $Q = VA = \sum_{i=1}^n V_i A_i = \sum_{i=1}^n K_i S^{1/2} = \left(\sum_{i=1}^n K_i \right) S^{1/2}$

y la velocidad media en toda la sección $V = \left[\frac{\sum_{i=1}^n K_i}{A} \right]^{1/2} S^{1/2}$

* Criterios de solución de sección compuesta.
 1) Horton-Einstein. equivalente.
 para valor " h " supone $V_1 = V_2 = \dots = V_n$
 $h = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (P_i n_i^2)}{p} \right]^{1/2} = \frac{(P_1 n_1^2 + P_2 n_2^2 + \dots + P_n n_n^2)^{1/2}}{p^{1/2}}$

2) Pavloski-Molhofers.
 supone $\tau_0 = \tau_1 + \tau_2 + \tau_3 \dots \tau_n$ τ_0 = esfuerzo cortante.
 $h = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (P_i n_i^2)}{p} \right]^{1/2} = \frac{(P_1 n_1^2 + P_2 n_2^2 + \dots + P_n n_n^2)^{1/2}}{p^{1/2}}$

3) Lottet.
 supone $R_1 = R_2 = R_3 \dots R$ R = radio hidráulico.
 $n = \frac{P R^{5/3}}{\sum_{i=1}^n \frac{P_i R_i^{5/3}}{n_i}} = \frac{P R^{5/3}}{\left(\frac{P_1 R_1^{5/3}}{n_1} + \frac{P_2 R_2^{5/3}}{n_2} + \dots + \frac{P_n R_n^{5/3}}{n_n} \right)}$

$$Q = A [(8.86 \log 4 + Nc) (y/d_0)^{1/6} \sqrt{5d_0}]$$

* Conductos parcialmente llenos.

Las fórmulas de fricción que utilizan exclusivamente el radio hidráulico para caracterizar la forma del perfil, en secciones circulares proporcionan el mismo valor de la velocidad para un llenado parcial a la mitad que para el lleno total, ya que en ambos casos el radio hidráulico posee la misma magnitud $D/4$, esto se observa en las curvas con líneas de puntos Q/d_0 y V/v_0 mostradas a continuación; donde el subíndice cero, que corresponde a la condición de lleno total; hace los resultados adimensionales.

resumiendo:

1)- para "n" = cte.

$$y_{m\acute{a}x} = 0.938 d_0 \Rightarrow Q_{m\acute{a}x}$$

$$y = 0.81 d_0 \Rightarrow V_{m\acute{a}x}$$

nota: para $y > 0.82 d_0$ se presentan diferentes tirantes para un mismo gasto

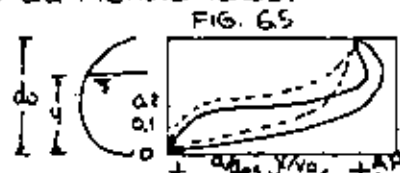


FIG. 65

2)- para "n" = variable.

$$y_{m\acute{a}x} = 0.97 d_0 \Rightarrow Q_{m\acute{a}x}$$

$$y = 0.94 d_0 \Rightarrow V_{m\acute{a}x}$$

por ejemplo ¿Se desea conocer en que punto se presenta el tirante máximo?
por el criterio de la primera derivada.

$$\frac{d}{dy} (AR^{2/3}) = 0$$

y la velocidad máxima

$$\frac{d}{dy} (R^{2/3}) = 0$$

para conductos circulares para corregir la fórmula original en conductos a presión, se prefiere la ley de KOSELY:

Después de que deja de trabajar como canal se necesita una carga muy grande para obtener mayor gasto.

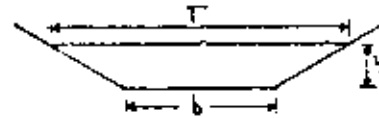
$$V = (8.86 \log 4 + Nc) \left(\frac{y}{d_0} \right)^{1/6} \sqrt{5d_0}$$

$$\lambda = \frac{y}{d_0}$$

e continuidad; $Q = AV$

MAXIMA EFICIENCIA HIDRAULICA (canales revestidos).
es el diseño que se realiza con el menor perímetro mojado; ello indica que el radio hidráulico será máximo, por lo que las pérdidas por fricción que se producen serán las mínimas posibles.

$$Z = AR^{2/3} = \text{módulo de sección.}$$



$$A = by + zy^2 \quad \text{--- ①}$$

$$P = b + 2y(1+z^2)^{1/2} \quad \text{--- ②}$$

$$T = b + 2zy$$

de la ecuación ① despejamos "b" $b = \frac{A - zy^2}{y} = \frac{A}{y} - zy$
sustituyendo en la del perímetro.

$$P = \left[\frac{A}{y} - zy \right] + 2y(1+z^2)^{1/2} \quad \text{--- ③}$$

con el criterio de la primera derivada.

$$\frac{dP}{dy} = 0 = -\frac{A}{y^2} - z + 2(1+z^2)^{1/2} = 0 \quad \text{--- ④}$$

sust. ① en ④ $-\frac{by + zy^2}{y^2} - z + 2(1+z^2)^{1/2} = 0$
 $-z - \frac{b}{y} + 2(1+z^2)^{1/2} = 0$

haciendo operaciones y despejando "b"

$$b = 2y[(1+z^2)^{1/2} - z] \quad \text{--- ⑤}$$

ancho de máxima eficiencia hidráulica.

$$\frac{b}{y} = 2 \tan \frac{\theta}{2} \quad ; \text{ demostremoslo.}$$

Sabemos $z = \cot \theta = \frac{\cos \theta}{\sin \theta}$

$$\begin{aligned} \sqrt{1+z^2} - z &= \left[1 + \frac{\cos^2 \theta}{\sin^2 \theta} \right]^{1/2} - \frac{\cos \theta}{\sin \theta} = \left[\frac{1}{\sin^2 \theta} \right]^{1/2} - \frac{\cos \theta}{\sin \theta} \\ &= \frac{1}{\sin \theta} - \frac{\cos \theta}{\sin \theta} = \frac{1 - \cos \theta}{\sin \theta} = \frac{\sin \theta \tan \frac{\theta}{2}}{\sin \theta} \\ &= \tan \frac{\theta}{2} \end{aligned}$$

Sustituyendo en Rh el valor de (6):

$$Rh = \frac{A}{P} = \frac{24[(1+z^2)^{1/2} - z]y + 24z^2}{24[(1+z^2)^{1/2} - z] + 24(1+z^2)^{1/2}}$$

de donde obtenemos la condición de máxima eficiencia hidráulica.

$$Rh = \frac{y}{2}$$

al efectuar operaciones.

para encontrar el maximum maximum, en la sección de máxima eficiencia hidráulica en canal trapecial-regular $y = \text{cte.}$; $t = \cot \theta$ variable.

de la ecuación (5)

$$L = 24[(1+z^2)^{1/2} - z]$$

sustituyendo en (6)

$$P = 24[(1+z^2)^{1/2} - z] + 24(1+z^2)^{1/2} = 48(1+z^2)^{1/2} - 24z$$

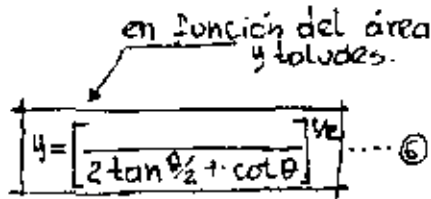
criterio de la primera derivada.

$$\frac{dP}{dz} = 0 = 48 \frac{z}{(1+z^2)^{1/2}} - 24 \Rightarrow$$

(5)	$z = \frac{1}{\sqrt{3}}$	talud de máxi. eficien. hidrau.
	$\theta = 60^\circ$	ángulo de máx. eficiencia hid.

por otra parte de (1)

$$\begin{aligned} A &= by + zy^2 = by + y^2 \cot \theta \\ &= (24 \tan \frac{\theta}{2})y + y^2 \cot \theta \\ &= 24y^2 \tan \frac{\theta}{2} + y^2 \cot \theta \\ &= y^2 (2 \tan \frac{\theta}{2} + \cot \theta) \Rightarrow \end{aligned}$$



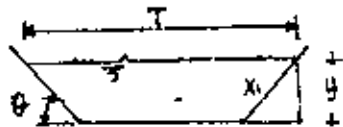
por otra parte de (4)

$$\frac{A}{y^2} = -z + z(1+z^2)^{1/2} = -\cot \theta + \frac{z}{\sin \theta}$$

$$\frac{A}{y} = \frac{24}{\sin \theta} - y \cot \theta \dots \dots (7)$$

$$A = Ty - y^2 \cot \theta$$

$$\frac{A}{y} = T - y \cot \theta \dots \dots (8)$$



igualando (7) y (8).

$$T - y \cot \theta = \frac{24}{\sin \theta} - y \cot \theta \quad ; \quad T = \frac{24}{\sin \theta}$$

de la figura $\sin \theta = \frac{y}{t} \quad ; \quad t = \frac{y}{\sin \theta}$

por lo que se demuestra que $T = 2t$

otra manera será sustituyendo de (3)

$$T = \frac{24}{\sin \theta} \quad ; \quad y = \frac{T}{2} \sin \theta$$

sustituyendo en

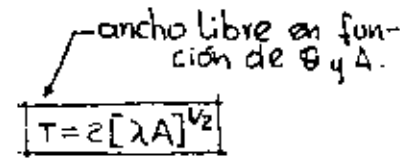
$$A = \frac{T}{2} \sin \theta (T - \frac{T}{2} \sin \theta \cot \theta)$$

$$A = \frac{T^2}{2} \sin \theta - \frac{T^2}{4} \sin^2 \theta \cdot \cot \theta$$

$$4A = 2T^2 \sin \theta - T^2 \sin^2 \theta \cdot \cot \theta$$

$$4A = T^2 \sin \theta (2 - \sin \theta \cdot \cot \theta)$$

$$T = z \left[\frac{A}{\sin \theta (2 - \cot \theta)} \right]^{1/2} \Rightarrow$$



de la fórmula siguiente vamos a deducir el tirante de máxima eficiencia hidráulica, en función del gasto, rugosidad, pendiente y taludes:

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = AR^{2/3} \dots \dots (A)$$

sustituyendo los valores encontrados, se llega a:

$$y = \left[\frac{Qn}{S^{1/2}} \right]^{3/8} \frac{z^{1/4}}{[2(1+z^2)^{1/2} - z]^{3/8}}$$

HIDRAULICA DE CAUALES (J. ~~...~~) HOJA 8 DE 19

→ Sección de máxima eficiencia.

Sección	Área	Perímetro	Radio hid.	T	D	Z
* Trapezoidal medio hexágono	$\sqrt{3}y^2$	$2\sqrt{3}y$	$\frac{1}{2}y$	$\frac{4}{3}\sqrt{3}y$	$\frac{3}{4}y$	$\frac{5}{2}y^{2.5}$
* Rectangular medio cuadrado	$2y^2$	$4y$	$\frac{1}{2}y$	$2y$	y	$2y^{2.5}$
* Triangular medio cuadrado	y^2	$2\sqrt{2}y$	$\frac{1}{4}\sqrt{2}y$	$2y$	$\frac{1}{2}y$	$\sqrt{2}y^{2.5}$
* Semicírculo	$\frac{\pi}{2}y^2$	πy	$\frac{1}{2}y$	$2y$	$\frac{\pi}{4}y$	$\frac{\pi}{4}y^{2.5}$
* Parábola $T = 2\sqrt{2}y$	$\frac{4}{3}\sqrt{2}y^2$	$\frac{8}{3}\sqrt{2}y$	$\frac{1}{2}y$	$2\sqrt{2}y$	$\frac{2}{3}y$	$\frac{8}{9}\sqrt{3}y^{2.5}$
* Catenario hidrostática	$1.9586y^2$	$2.9836y$	$0.4678y$	$1.9173y$	$0.7295y$	$1.9995y^{2.5}$

→ Sección de máxima eficiencia.

z	θ	λ	$2\sqrt{\lambda}$	λ^3
0.00	90°	0.5000	1.4142	0.7071
0.50	63.4349	0.7200	1.6971	0.9590
1.00	45	1.0938	2.0917	0.7395
1.35	38.6598	1.3131	2.2918	0.7198
1.50	33.6901	1.5439	2.4848	0.6892
1.75	29.7449	1.7889	2.6690	0.6621
2.00	26.5651	2.0225	2.8445	0.6360
2.25	23.9695	2.2668	3.0112	0.6115
2.50	21.8014	2.5129	3.1704	0.5887
2.75	19.9831	2.7600	3.3227	0.5677
5.00	18.4349	3.0079	3.4687	0.5484

$$\lambda_3 = \left[\frac{1}{2} \tan \frac{\theta}{2} + z \right]^{1/2}$$

* ENERGIA ESPECIFICA

el concepto de energía específica fue introducido primeramente por Bakhtmeteff en 1912.

$$E = d \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g} \rightarrow \theta > 10^\circ$$

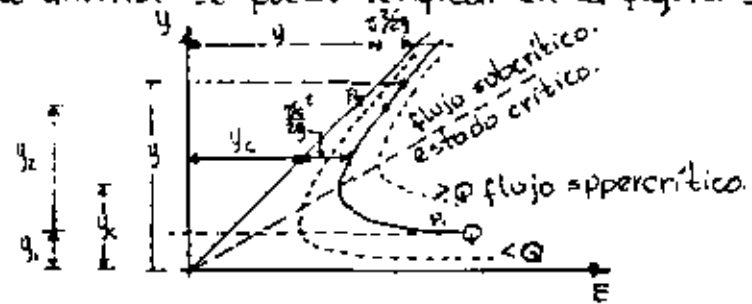
$$E = y + \frac{V^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2gA^2} \rightarrow \theta < 10^\circ \quad \alpha = 1$$

se puede decir: tirantes pequeños velocidad grande.
grandes velocidad pequeña.

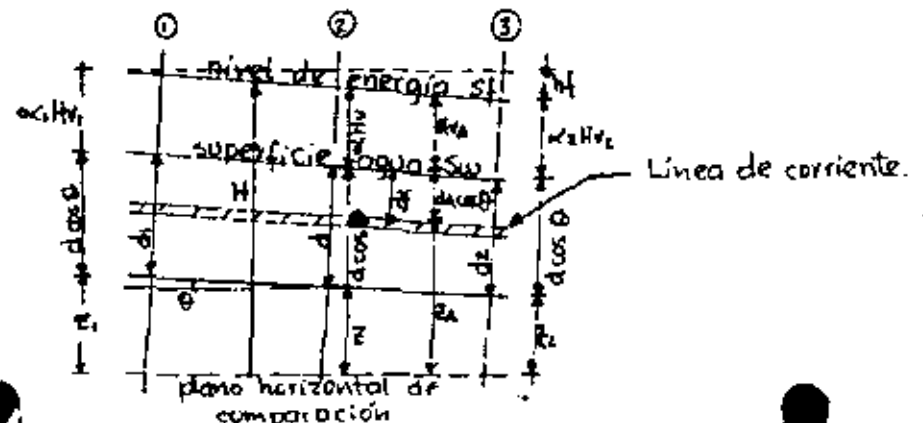
$$\text{si } E = \text{cte.} \Rightarrow V = [2g(E - y)]^{1/2}$$

$$y = E - \frac{V^2}{2g}$$

Lo anterior se puede verificar en la figura siguiente.



Curva de energía específica.
 $F < 1$ para régimen lento.
 $F > 1$ para régimen rápido.



Energía total o absoluta.

$$H = Z_A + d_A \cos \theta + \frac{V_A^2}{2g}$$

para flujo gradualmente variado.

$$z + d_1 \cos \theta + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z + d_2 \cos \theta + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_f$$

$$z = z_2 - z_1$$

$$\text{si } \theta < 10^\circ \quad z + y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_f$$

si no hay corrección por efecto de la velocidad, entonces:

$$z + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_f$$

$$\text{si } h_f = 0 \quad z + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

La energía específica tiene unidades de trabajo por unidad de peso, es decir es el trabajo que realiza una cantidad de agua sobre un peso dado $\frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{kg}}$.

$$E = d_1 \cos \theta + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g}$$

carga de presión
carga de velocidad

- * El régimen crítico se presenta con la energía mínima.
- * El régimen subcrítico o lento se presenta cuando los tirantes son más grandes que las cargas de velocidad.
- * El régimen supercrítico o rápido se presenta cuando los tirantes son más pequeños que las cargas de velocidad.

de la fórmula $E = y + \frac{Q^2}{2gA^2}$

$Q = \text{cte.}$

$$\frac{dE}{dy} = 0 ; \quad \frac{dE}{dy} = \frac{d}{dy} \left(y + \frac{Q^2}{2g} A^{-2} \right)$$

$$\frac{dE}{dy} = 1 + \frac{Q^2}{2g} (-2A^{-3}) \frac{dA}{dy} = 0$$

sabiendo que: $dA = T dy$

$$1 - \frac{Q^2}{2gA^3} T = 0 \Rightarrow$$

$$\boxed{\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}}$$

condición de régimen crítico para cualquier sección.

sabiendo que:

$$D = \frac{A}{T}$$

$$\text{se tiene } \frac{Q^2}{g} = A^2 D \Rightarrow \frac{Q^2}{A^2 g} = D \Rightarrow \frac{V^2}{2g} = D \dots \textcircled{1}$$

entonces

$$\boxed{E = y + \frac{D}{2}}$$

o también

$$\boxed{E = y + \frac{A}{2T}}$$

$$\text{de la expresión } \textcircled{1} \text{ se tiene } \frac{V^2}{2gD} = 1 \Rightarrow \frac{V}{\sqrt{gD}} = 1$$

lo que significa $F = 1$ en el régimen crítico.

como un caso particular se presenta a continuación la expresión de energía mínima para una sección rectangular, usando:

$$E = y + \frac{A}{2T}$$

$$\text{se sabe } \begin{matrix} A = by \\ T = b \end{matrix} \Rightarrow E_{\min} = y + \frac{by}{2b} = y + \frac{y}{2}$$

para un canal de sección rectangular.

$$\boxed{\begin{matrix} E_{\min} = \frac{3}{2} y_c \\ y_c = \frac{2}{3} E_{\min} \end{matrix}}$$

Las expresiones que se han deducido hasta aquí, son para flujo uniforme y pendientes pequeñas.

en el caso de que haya que hacer corrección por efecto de velocidad y que las pendientes sean mayores de 10° , entonces:

$$\boxed{\alpha \frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \cos \theta}$$

se dice:

existe uno y solo un valor máximo de "Q" para un valor de y_c ; también el tirante no puede ser mayor que la energía disponible.

derivando la expresión.

$$Q^2 = (E_0 - y) 2gA^2$$

se obtiene $\frac{dQ^2}{dy} = \frac{d}{dy} (E_0 - y) 2gA^2$

$$2Q \frac{dQ}{dy} = 2gA^2(-1) + (E_0 - y) (2A \frac{dA}{dy}) = 0$$

$$-2gA^2 + 4gA(E_0 - y) \frac{dA}{dy} = 0$$

$$2A(E_0 - y) T = A^2$$

$$2(E_0 - y) T = A$$

$$(E_0 - y) = \frac{A}{2T}$$

$$\Rightarrow \boxed{E = y + 0.5z}$$

expresión que se había obtenido anteriormente por otro método.

* se le conoce como $z = \frac{Q}{\sqrt{g}}$ FACTOR DE SECCION.

para volver adimensional la expresión anterior y poder utilizar las gráficas (4.1) Chow dividimos entre $b^{2.5}$

$$\frac{Q}{\sqrt{g} b^{2.5}} = \frac{A \sqrt{D}}{b^{2.5}}$$

FACTOR DE SECCION ADIMENSIONAL

* deducción del tirante crítico para sección rectangular:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad \text{Fórmula general.}$$

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{(by_c)^3}{b} \Rightarrow \boxed{y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}}}$$

tirante crítico sección rectangular.

sabemos que $q = \frac{Q}{b} \Rightarrow$

$$\boxed{y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}}$$

tirante crítico en función del gasto unitario.

* Cálculo tirante crítico sección trapezoidal, no regular.

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad \text{fórmula general.}$$

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{by_c + y_c^2(z_1 + z_2)}{b + y_c(z_1 + z_2)}$$

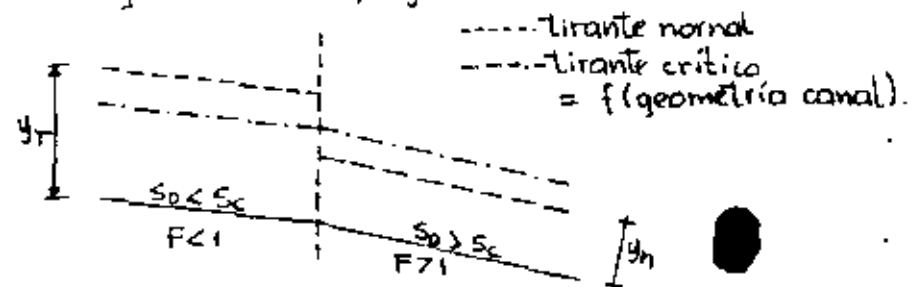
de esta ecuación por tanteos encontramos el valor del tirante crítico (y_c), para un valor inicial del (y_c) utilizamos la gráfica (4.1) Chow y de esta manera por tanteos se nos debe cumplir la igualdad.

Nota: no es conveniente diseñar con el criterio de escurrimiento crítico, porque una pequeña perturbación en el tirante se traduce en variaciones grandes de energía.

SECCION DE CONTROL

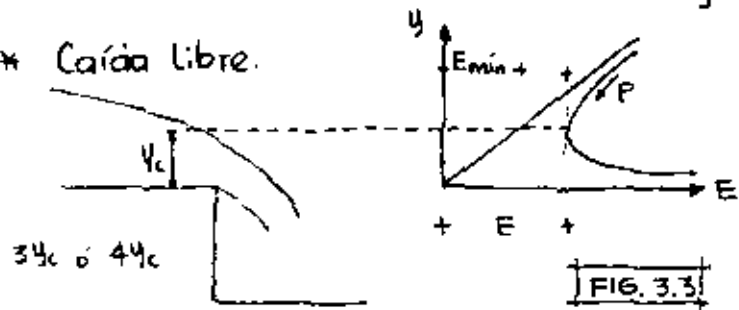
podemos decir que se nos presenta una sección de control en los siguientes casos:

- 1- Aquella sección donde podemos conocer la curva elevaciones-gastos.
- 2- Aquella sección donde conocemos las características del flujo.
- 3- Aquella sección que altero en una forma el regimen del flujo.



En un escurrimiento supercrítico ($F > 1$) se dice que el control se encuentra "aguas arriba"; en un escurrimiento subcrítico el control está "aguas abajo".

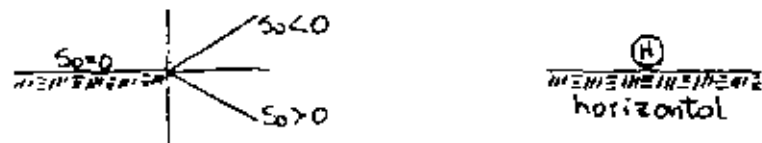
* Caída libre.



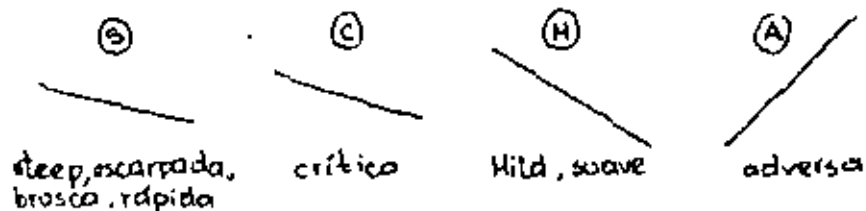
* FLUJO GRADUALMENTE VARIADO

flujo gradualmente variado (permanente) es aquel que para un gasto dado, la variación de tirantes en el canal, se realiza en forma gradual.

En un plano de referencia, la convención de signos de pendiente del canal quedará como sigue.



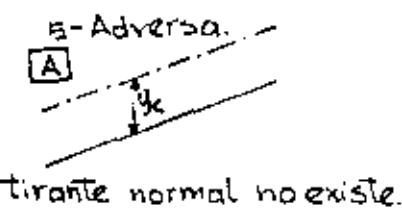
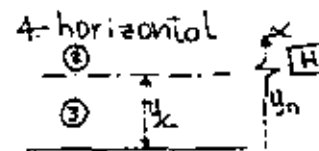
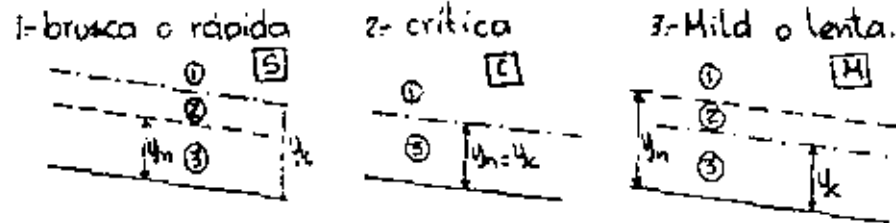
→ tipos de pendiente de fondo.



→ tipos de pendientes hidráulicas.



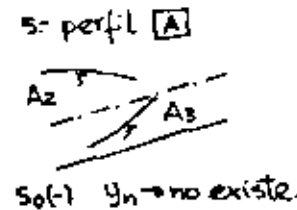
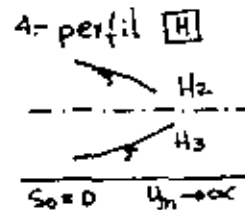
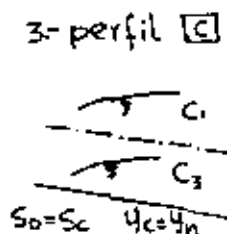
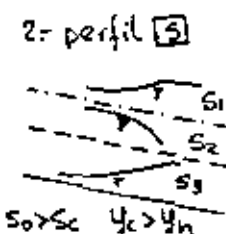
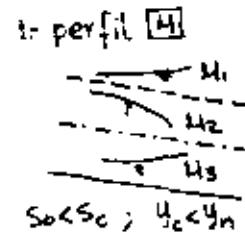
en el análisis teórico de perfiles, el tirante normal y el crítico son fronteras matemáticas, por lo tanto lo dividiremos en 3 zonas, que son las siguientes.



tirante normal tiende a infinito.

tirante normal no existe.

→ Tipos de perfiles.



En la fig. 9.2 se da un resumen de los perfiles de un flujo gradualmente variado.

- * Procedimiento de cálculo.
- 1- Determinación del gasto.
 - 2- Cálculo del tirante normal.
 - 3- Cálculo del tirante crítico. Se determina la geometría crítica (A_c, P_c, R_c) una vez encontrados estos datos se determina la pendiente crítica S_c .
 - 4- Comparación de la pendiente dada con la pendiente crítica.

$S_0 < S_c$	$y_n > y_c$	→	U
$S_0 = S_c$	$y_n = y_c$		C
$S_0 = 0$	$y_n \rightarrow \infty$		H
$S_0 > S_c$	$y_n < y_c$		S
$S_0 (-)$	y_n no existe		A
 - 5- Localizar a lo largo del canal, las secciones de control.

* ECUACION DINAMICA DEL FLUJO GRADUALMENTE VARIADO.

recordando que la variación de la energía específica con respecto al tirante.

$$\frac{dE}{dy} = 1 - \frac{Q^2 T}{g A^3} ; \quad 1 - \frac{Q^2 T}{g A^2 A} ; \quad 1 - \frac{V^2}{g D}$$

$$\frac{dE}{dy} = 1 - F^2$$

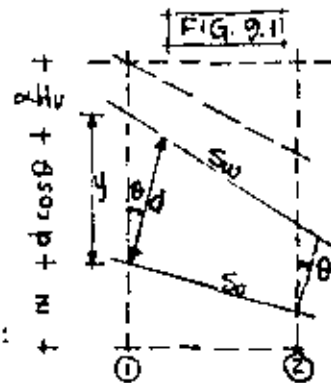
ecuación dinámica del flujo gradualmente variado

nuestra energía disponible en \odot es:

$$H = z + d \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g}$$

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} + \frac{dE}{dx} \cdot \frac{dy}{dx}$$

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} + \frac{dE}{dy} \cdot \frac{dy}{dx}$$



La pérdida (dH) siempre es una cantidad negativa, en la dirección del flujo.

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} + (1 - F^2) \frac{dy}{dx}$$

$\frac{dH}{dx} = -S_f$ será negativo pues habrá pérdidas que siempre serán negativas.

$$S_0 = \text{sen } \theta = -\frac{dz}{dx}$$

haciendo algebra tenemos.

$$-\frac{dz}{dx} + \frac{dH}{dx} = (1 - F^2) \frac{dy}{dx}$$

sustituyendo ahora las pérdidas y teniendo en cuenta las pendientes y los giros, tenemos:

$$S_0 - S_f = (1 - F^2) \frac{dy}{dx}$$

de donde nos quedan las siguientes expresiones.

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{(1 - F^2)}$$

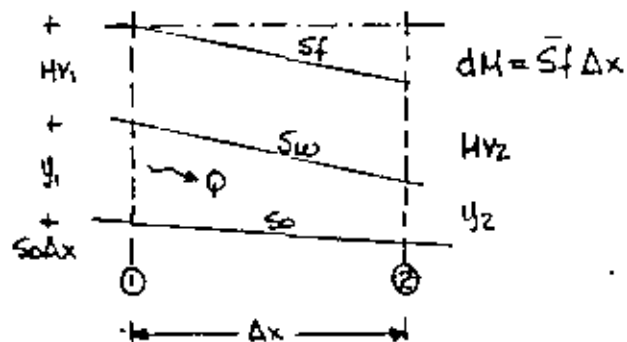
$$\frac{dy}{dx} = S_0 \frac{1 - S_f/S_0}{(1 - F^2)}$$

ecuación diferencial implícita del flujo gradualmente variado.

existen diferentes métodos para resolver, la ecuación diferencial implícita.

- 1- Métodos gráficos.
- 2- Métodos semi-gráficos-semianalíticos.
- 3- Métodos empíricos.

* Método de incrementos finitos.



IDEALIZACIÓN DE CANALES (Jaime Zamargo) Hoja 13 de 13

si aplicamos Bernoulli nos queda:

$$S_0 \Delta x + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + S_f \Delta x \quad \dots \textcircled{a}$$

siendo: $S_f = \frac{1}{2} (S_{f1} + S_{f2})$

la ecuación (a) si la ponemos en terminos de energía específica en (b) y (c) nos queda:

$$S_0 \Delta x + E_1 = E_2 + S_f \Delta x$$

$$S_0 \Delta x - S_f \Delta x = E_2 - E_1$$

$$\Delta x (S_0 - S_f) = E_2 - E_1$$

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{S_0 - S_f}$$

por lo que nos queda Δx

introducimos los datos en (b) nuestro control está aguas arriba, así tenemos (c)

$$S_0 \Delta x + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{1}{2} S_f \Delta x + \frac{1}{2} S_{f2} \Delta x$$

aplicando continuidad:

$$S_0 \Delta x + y_1 + \frac{Q^2}{g y_1^3} = y_2 + \frac{Q^2}{g y_2^3} + \frac{1}{2} \left[\frac{Q^2}{A_1 R_1^2} \right] \Delta x + \frac{1}{2} \left[\frac{Q^2}{A_2 R_2^2} \right] \Delta x$$

ya que de Manning tenemos:

$$S_f = \frac{1}{n^2} R^{4/3} S_f^2 \quad S_{f2} = \left(\frac{Q^2 n^2}{A_2 R_2^2} \right)^2$$

$$S_0 \Delta x = \frac{1}{2} \left[\frac{Q^2 n^2}{A_1 R_1^2} \right]^2 \Delta x + \frac{1}{2} \left[\frac{Q^2 n^2}{A_2 R_2^2} \right]^2 \Delta x = y_2 + \frac{Q^2}{g y_2^3} - y_1 - \frac{Q^2}{g y_1^3}$$

despejando Δx nos queda:

$$\Delta x = \frac{\left[y_2 + \frac{Q^2}{g y_2^3} \right] - \left[y_1 + \frac{Q^2}{g y_1^3} \right]}{S_0 - \frac{1}{2} \left[\left(\frac{Q^2 n^2}{A_1 R_1^2} \right)^2 + \left(\frac{Q^2 n^2}{A_2 R_2^2} \right)^2 \right]}$$

control aguas arriba.

la ecuación (a) se usa cuando tenemos y_1 y se nos pide Δx , la ecuación (b) es al contrario, es decir, tenemos Δx y se nos pide y_2

$$= \frac{\Delta x \left[S_0 - \frac{1}{2} \left(\frac{Q^2 n^2}{A_1 R_1^2} \right)^2 \right] + y_1 - \frac{Q^2}{g y_1^3} = y_2 + \frac{Q^2}{g y_2^3} - \frac{\Delta x}{2} \left(\frac{Q^2 n^2}{A_2 R_2^2} \right)^2$$

* Método de Integración Directa.

como hipótesis se supone que el ancho de la superficie libre del agua, es mucho mayor que el tirante, que se trata de un canal rectangular y que dadas las condiciones geométricas: $R_h = y$

$$y_1 \neq y_2$$

$$Q_1 = Q_2$$

aplicando Bernoulli entre (a) y (b)

$$\Delta z + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{(y_1 + dy)^2}{2g} = (y_2 + dy) + S_f \Delta z$$

$$(y_1 + dy)^2 = y_1^2 + 2y_1 dy + dy^2$$

si consideramos $dy^2 \rightarrow \Delta z = dy + \frac{2y_1 dy}{2g} + S_f \Delta z$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S_f^{1/2}$$

$$S_h = \frac{Z h_f}{dx} \quad ; \quad Z h_f = S_h dx$$

$$S_0 = \frac{dz}{dx} \quad ; \quad dz = S_0 dx$$

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{Q^2}{g y^3} \right) = \frac{2Q^2}{2g} \frac{dy}{dx}$$

$$dz = dy + d \left(\frac{Q^2}{2g y^3} \right) + S_h dx$$

$$\frac{dz}{dx} = \frac{dy}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\frac{Q^2}{2g y^3} \right) + S_h$$

$$S_0 = \frac{dy}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\frac{Q^2}{2g y^3} \right) + S_h \quad \dots \textcircled{1}$$

$$dz + y = y + dy + S_w dx$$

$$\frac{dz}{dx} = S_0 = \frac{dy}{dx} + S_w \quad \dots \textcircled{2}$$

$$Q = \frac{Q}{S}$$

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{Q^2}{g y^3} \right) = - \frac{Q^2}{g y^3} \frac{dy}{dx}$$

$$y_0^2 = \frac{y^2}{S}$$

$$- \frac{y_0^2}{y_0} \frac{dy}{dx} = \frac{d}{dx} \left(\frac{Q^2}{g y^3} \right) \quad \dots \textcircled{1}$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{n} y^{2/3} S^{1/2}$$

$$Q = \frac{y^{2/3}}{n} S^{1/2} \rightarrow \text{FLUJO CRITICO} \quad \dots \textcircled{2}$$

$$I = \frac{y^{2/3}}{n} S^{1/2} \rightarrow \text{ESCOBERRACION CRITICA} \quad \dots \textcircled{3}$$

Objetivo: determinar el comportamiento del canal

$$I = \left(\frac{y_0}{y} \right)^{10/3} \frac{S_0}{S}$$

Sustituyendo en (1) y (2)

$$S_0 = \frac{dy}{dx} \left(1 - \frac{y_0^2}{y^2} \right) + \left(\frac{y_0}{y} \right)^{10/3} S_0$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 \left(1 - \left(\frac{y_0}{y} \right)^2 \right)}{1 - \left(\frac{y_0}{y} \right)^{10/3}} \quad \dots \textcircled{4}$$

ecuación de Bresse

Llevando (4) a (2)

$$\frac{dy}{dx} = S_0 = \frac{1 - \left(\frac{y_0}{y} \right)^2}{1 - \left(\frac{y_0}{y} \right)^{10/3}}$$

ecuación de Bresse

$$\frac{dy}{dx} = S_0 \frac{1 - \left(\frac{y_0}{y} \right)^2}{1 - \left(\frac{y_0}{y} \right)^{10/3}}$$

* en secciones senales o prismáticas

$$u = \frac{y}{y_0} \quad ; \quad \frac{dy}{dx} = S_0 \frac{1 - (y/y_0)^2}{1 - (y/y_0)^{10/3}}$$

$$dx = \frac{dy}{S_0} = \frac{1 - (y_0/y)^m}{1 - (y/y_0)^n}$$

$$u y_0 = y$$

$$dy = u dy_0 + y_0 du$$

$$dx = \frac{y_0}{S_0} \left[1 - \frac{1}{1 - u^n} + \left(\frac{y_0}{y} \right)^m \frac{u^{n-m}}{1 - u^n} \right] du$$

$$X = \frac{y_0}{S_0} \left[u - \int_0^u \frac{du}{1 - u^n} + \left(\frac{y_0}{y} \right)^m \int_0^u \frac{u^{n-m}}{1 - u^n} du + C \right]$$

$$F(u, N): \int \frac{du}{1 - u^n} \quad ; \quad v = u^{N+1} \quad ; \quad J = \frac{N}{N+1}$$

$$\int_0^u \frac{u^{n-m}}{1 - u^n} du = \frac{J}{N} \int_0^v \frac{dv}{1 - v} = J F(N, J)$$

$$X = \frac{y_0}{S_0} \left[u F(u, N) + \left(\frac{y_0}{y} \right)^m \frac{J}{N} F(N, J) \right] + C$$

quedando finalmente

$$X = X_2 - X_1 = \frac{y_0}{S_0} \left[(u_2 - u_1) - [F(u_2, N) - F(u_1, N)] + \left(\frac{y_0}{y} \right)^m \frac{J}{N} [F(N, J) - F(N, J)] \right]$$

* pasos a seguir para resolver un problema por el método de integración

1. Calcular el tirante crítico (y_c) y el tirante normal (y_n) para el flujo y pendientes dadas
2. Se determinan los exponentes "m" y "n" en las ecuaciones de diseño 8-9 del manual de la C.F.E. ó en los artículos los 4-3 y 4-3 del vertedero
3. Calcular $J = \frac{n}{n+1}$

★ ECUACION GENERAL DEL SALTO HIDRAULICO.

hipotesis:

1. Existe flujo después del salto.
2. El salto es instantáneo.
3. No existen pérdidas por fricción (distancia corta).
4. La plantilla del canal es horizontal, $S_0 = 0$.
5. El gasto es constante.



Nota: Se puede mantener la h_{es} específica a la condición de perder energía específica. Con h_{es} específica cte, el trazo conjugado mayor es menor que el trazo alternativo mayor.



Fig 3A.

salto hidráulico interpretado por curvas de energía específica y h_{es} específica.

$$P_1 - P_2 = \frac{\rho g}{8} (V_2 - V_1)$$

$$P_1 - P_2 = \frac{\rho g}{8} \left(\frac{Q}{A_2} - \frac{Q}{A_1} \right)$$

$$P_1 - P_2 = \frac{\rho g Q^2}{8} \left(\frac{1}{A_2} - \frac{1}{A_1} \right)$$

$$P = \rho g \bar{z} ; P = \rho g A(k'y) ; \bar{z} = k'y$$

factor mult. ρg cte por altura, ρ es el peso de gravedad y depende de la geometría de la sección

recordando

$$F = \frac{V}{(gD)^{1/2}}$$

$$D = \frac{A}{T}$$

Factor de escurrimiento cinético

$$F^2 = \frac{V^2}{gD} = \frac{Q^2}{gDA^2} = \lambda$$

$$\rho A_1(k'y_1) - \rho A_2(k'y_2) = \frac{\rho Q^2}{8} \left(\frac{1}{A_2} - \frac{1}{A_1} \right)$$

$$A_1(k'y_1) - A_2(k'y_2) = \frac{Q^2}{8} \left(\frac{1}{A_2} - \frac{1}{A_1} \right)$$

$$A_1(k'y_1) - A_2(k'y_2) = \frac{Q^2}{8} \left(\frac{1}{A_2} \frac{A_1}{A_1} - \frac{1}{A_1} \frac{A_2}{A_2} \right)$$

$$= \frac{Q^2}{8A_1} \left(\frac{A_1}{A_2} - 1 \right)$$

$$= \frac{Q^2}{8A_1} \frac{A_1}{A_1} \frac{D_1}{D_1} \left(\frac{A_1}{A_2} - 1 \right)$$

$$= \frac{Q^2}{8A_1^2 D_1} A_1 D_1 \left(\frac{A_1}{A_2} - 1 \right)$$

finalmente

$$\boxed{A_1(k'y_1) - A_2(k'y_2) = F_1^2 A_1 D_1 \left(\frac{A_1}{A_2} - 1 \right)} \quad (I)$$

que es la ecuación general del salto hidráulico para cualquier sección con plantilla horizontal, cuando se conocen las características del régimen rápido; otra forma de expresarlo:

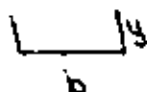
$$\boxed{A_1(k'y_1) - A_2(k'y_2) = F_2^2 A_2 D_2 \left(1 - \frac{A_2}{A_1} \right)} \quad (II)$$

la ecuación (I), nos es útil cuando se conocen las características en régimen supercrítico antes del salto, la II nos es útil cuando se conocen las características después del salto.

* Salto hidráulico en canales de sección rectangular

$A = by$

$n' = \frac{1}{2}$



$b_1 y_1 (\frac{1}{2} y_1) - b_2 y_2 (\frac{1}{2} y_2) = F^2 b y_1 y_1 \left[\frac{b y_1}{b y_2} - 1 \right]$

$\frac{1}{2} (y_1^2 - y_2^2) = F^2 y_1^2 \left[\frac{y_1}{y_2} - 1 \right]$

haciendo algebra:

$$\left| \begin{array}{l} y_2 = \frac{1}{2} y_1 \left[\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1 \right] \quad \dots I \\ y_1 = \frac{1}{2} y_2 \left[\sqrt{1 + 8 F_2^2} - 1 \right] \quad \dots II \end{array} \right|$$

la expresión (I) nos sirve cuando se conocen las condiciones del flujo antes del salto, mientras que la (II) después del salto.

En las figuras adjuntas conocido y_1 (conjugado menor) se puede calcular y_2 (conjugado mayor)

Fig. 5.16

* Los tres tipos de saltos

vease fig 13-2

* Características básicas del salto hidráulico.

1. Pérdida de energía

La pérdida de energía en el salto es igual a la diferencia en energías específicas antes y después del salto.

$\Delta E = E_2 - E_1 = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4 y_1 y_2}$

2. Altura del salto.

la diferencia entre los tirantes, después y antes del salto

$h_j = \text{altura del salto} = y_2 - y_1$

3. Eficiencia. La relación de la energías específicas después y antes del salto es de $\frac{E_2}{E_1}$ como la eficiencia del salto

$\frac{E_2}{E_1} = \frac{(2 F^2 + 1)^{3/2} - 4 F^2 + 1}{8 F^2 (2 + F^2)}$

* LONGITUD DEL SALTO HIDRÁULICO.

La longitud de un salto puede ser definida como la distancia medida desde la cota frontal del salto a un punto sobre la superficie inmediatamente aguas abajo del "Roller". Según desarrollarse algunos criterios empíricos como los siguientes.

a) $L = 9(y_2 - y_1)$

S : aplica a canales de sección rectangular y trapezoidal

b) $S = F$ en régimen supercrítico

$4.5 < F < 15 \Rightarrow L = 6 y_2$

c) Ivenenko propone la siguiente expresión para canales trapezoidales.

$L = 10.6 \cdot \text{m}^{0.185} (y_2 - y_1)$

* Efecto del tirante de la cola de la curva de remanso (TAILWATER) en la formación de un salto hidráulico bajo un vertedero o compuerta.

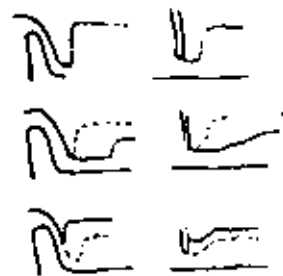
caso I salto libre

caso II salto barrido

caso III salto brotado

Nota: y_2 ; represente el conjugado mayor de y_1 .

y_2 ; represente el tirante del TAILWATER.



* Clasificación de las condiciones de la cola de la curva de remanso para el diseño de la protección del revestimiento.

Nota: RS; rango del salto

RT; rango del tailwater

Fig 5.18

* Saltos hidráulicos en canales de pendiente mayor de 10°

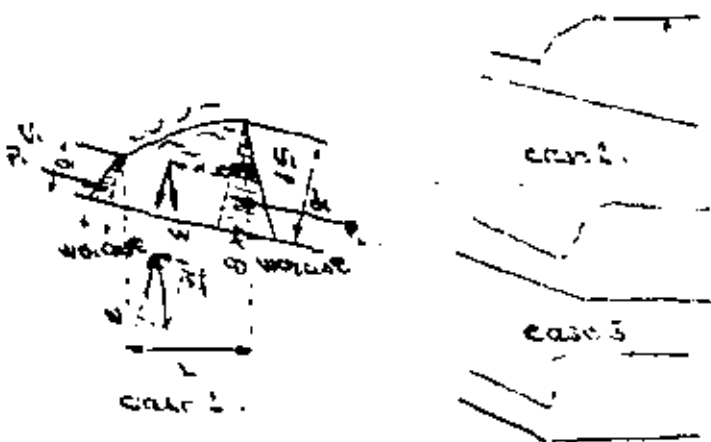


Fig 15-18.

considerando todas las f res. efectivas paralelas al fondo del canal, la ecuación de momento puede escribirse:

nota: $S = \alpha$

$$\frac{\rho g W}{g} (D_1 V_1 - D_2 V_2) = P_1 - P_2 + W \sin \theta - F_f \quad \dots \textcircled{a}$$

en donde: $Q = V_1 d_1$
 $Q = V_2 d_2$
 $P_1 = 0.5 W d_1^2 \cos \theta$
 $P_2 = 0.5 W d_2^2 \cos \theta$

F_f es despreciable y D_1, D_2 pueden tomarse unitarios. Si el perfil de la superficie del salto es una línea recta, el peso del agua puede calcularse. La discrepancia entre la línea recta y el perfil actual; y el efecto de la pendiente pueden ser corregidos por un factor k .

entonces:

$$W = \frac{1}{2} k W L (d_1 + d_2) \quad \dots \textcircled{b}$$

sustituyendo \textcircled{b} en \textcircled{a} y tomando $F_f = \frac{V_1^2}{180 d_1}$ y simplificando se obtiene:

$$\left(\frac{d_2}{d_1}\right)^3 + (2Q^2 + 1) \frac{d_2}{d_1} + 2Q^2 = c \quad \dots \textcircled{c}$$

en donde $Q = \frac{F_1}{\left[\cos \theta - \frac{k L \sin \theta}{d_2 - d_1}\right]^{3/2}}$

existe una opinión general que " k " y $\frac{L}{(d_2 - d_1)}$ varían en principio con F_1 y, por lo tanto, Q es función de F_1 y θ

si la ecuación (c) se compara con la ecuación

$$y_2^3 + y_2 - 2 F_1^2 y_1^2 = 0$$

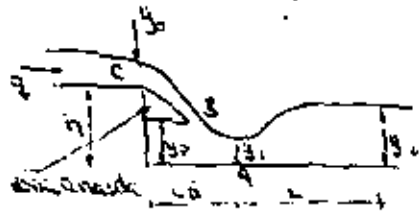
se nota una similitud entre las dos ecuaciones; continuando con la solución para la ecuación anterior, la solución para (c) es aparente

$$\left| \frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Q^2} - 1 \right) \right| \quad \dots \textcircled{d}$$

puesto que $d_1 = y_1 \cos \theta$ y $d_2 = y_2 \cos \theta$ la ecuación \textcircled{d} puede escribirse como:

$$\left| \frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Q^2} - 1 \right) \right|$$

* Salto hidráulico producido en una curva súbita.



$$D = \frac{Q^2}{g h^3}$$

Fig 15-18

$$D = \frac{Q^2}{g h^3} \text{ (número de curda)}$$

$$\frac{L_d}{H} = 4.80 D^{0.21}$$

$$\frac{y_p}{H} = 1.00 D^{0.44}$$

$$\frac{y_1}{H} = 0.54 D^{0.45}$$

$$\frac{y_2}{H} = 1.60 D^{0.21}$$

$$H = D h_c$$

* Línea de energía y perfil de flujo alrededor de una curva

vease Fig 16.1

* FLUJO EN CANALES DE SECCION NO PRISMÁTICA.

El flujo rápidamente variado a través de secciones no prismáticas es encontrado frecuentemente en varias estructuras de canales abiertos.

El problema bajo consideración incluye a menudo una cantidad apreciable pérdida-turbulencia. En muchos casos una solución práctica de el problema puede ser llevada a cabo a través del uso de la continuidad, energía y ecuación de momento.

* TRANSICIONES REPENTINAS.

Transiciones con el cambio de dimensiones sección, ocurre en una relativa distancia corta que involucra flujo rápidamente variado. Las transiciones repentinas incluyen contracciones repentinas y expansiones verticales y horizontales o ambas.

veanse fig VI-1 y VI-2 transiciones repentinas. y análisis de una contracción horizontal.



Aplicando la ecuación de momento $\Sigma F = W$

$$\frac{Q W}{g} (V_2 V_3 - V_1 V_2) = P_1 - P_2 - P_3 - F_f$$

$$\frac{Q W}{g} (V_2 V_3 - V_1 V_2) = \frac{1}{2} w b_1 y_1^2 - \frac{1}{2} w (b_1 - b_2) y_2^2 - \frac{1}{2} w b_2 y_3^2 - F_f$$

por la ecuación de continuidad.

$$Q = V_1 b_1 y_1 = V_2 b_2 y_2$$

por conveniencia $F_f = 0$; $b_1 = b_2 = 1$; $y_2 = y_3$.

bajo estas condiciones
$$F_1 = \frac{y_1 V_1}{g} \left[\frac{(V_1 V_2)^2 - 1}{2 \left[\frac{(V_1 V_2)^2 - 1}{g^2} \right]} \right]$$

donde $F_1 = \frac{V_1^2}{g y_1}$

vease Fig 17.1. Varias ilustraciones de transiciones repentinas.

en conductos cerrados, la pérdida de energía en una contracción repentina (casos I a III) puede expresarse como

$$E = K \frac{V_1^2}{2g}$$

donde $K = \begin{cases} 0.5 & \alpha = 0 \\ 0.5 & \alpha = 0.5 \\ 0.5 & \alpha = 1 \end{cases}$

para una expansión repentina la expresión de la pérdida de energía es:

$$E = \epsilon \frac{(V_1 - V_2)^2}{g}$$

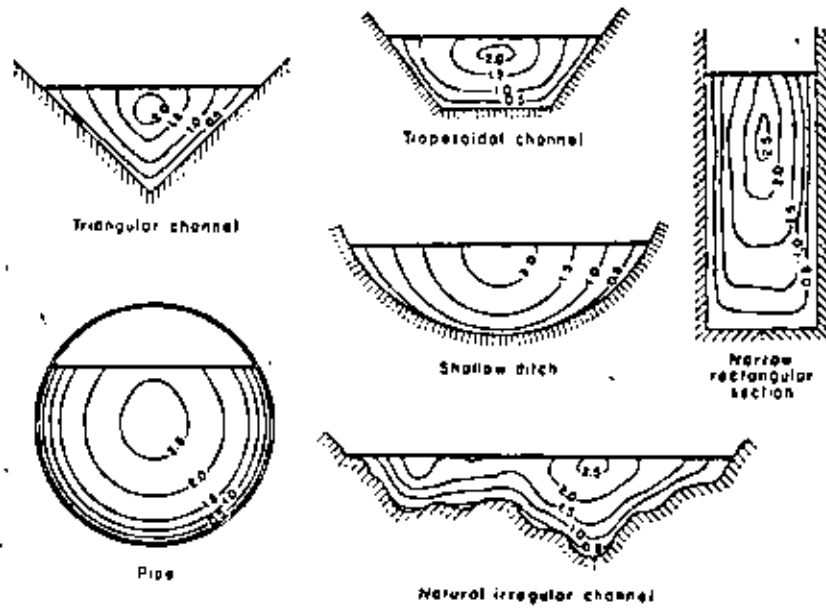


FIG. 2-4. Typical curves of equal velocity in various channel sections.

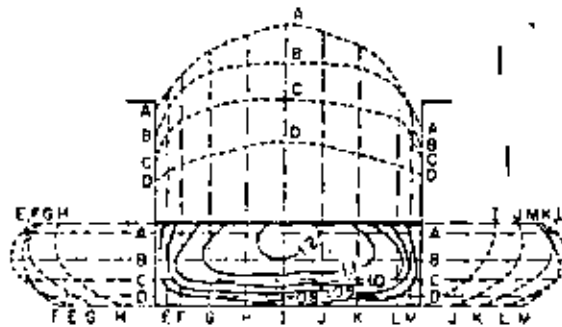


FIG. 2-5. Velocity distribution in a rectangular channel.

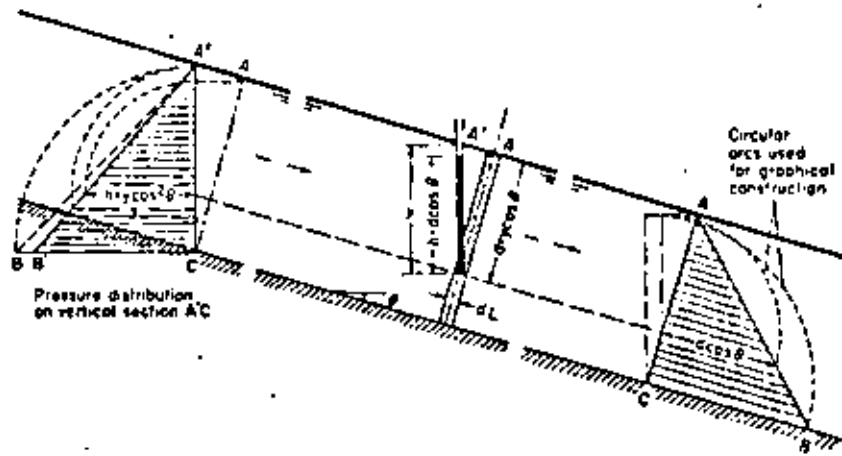


FIG. 2-8. Pressure distribution in parallel flow in channels of large slope.

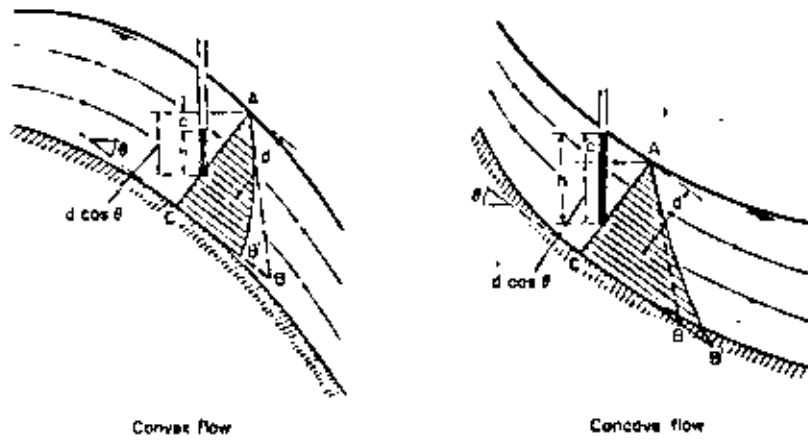


FIG. 2-9. Pressure distribution in curvilinear flow in channels of large slope.

Tabla 2.2. Fórmulas usuales para el cálculo de factor de fricción C de Chezy. En esta fórmulas. R_h radio hidráulico en m, S pendiente hidráulica.

Autor	Fórmula	Observaciones
Ganguillet y Kutter	$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{S}}{1 + (23 + \frac{0.00155}{S}) \frac{n}{R_h}}$	Se aconseja para canales naturales para los cuales — usualmente conduce a resultados satisfactorios. Es — complejo y tiene la desventaja de que ocurren cambios grandes en C para cambios pequeños en n, donde n es un coeficiente que depende de la rugosidad del canal según tabla 2.3.
Kutter	$C = \frac{100 \sqrt{R_h}}{m + \sqrt{R_h}}$	Es una simplificación de la de Ganguillet y Kutter y por tanto más sencilla. m es un coeficiente de rugosidad según la tabla 2.3.
Bazin	$C = \frac{87}{1 + \frac{0.8}{\sqrt{R_h}}}$	Esta fórmula en una buena cantidad de experiencias y es relativamente sencilla. B es un coeficiente de rugosidad según la tabla 2.3.
Kozény	$C = 20 \log Y + N_c$	Es análogo a la de los tubos y fue obtenida con base en los resultados experimentales de van Mises y Bazin. Y es el tirante hidráulico en m y N_c un coeficiente de rugosidad según la tabla 2.3.
Martínez	$C = 17.7 \log \frac{R_h}{d} + 13.6$	Fue obtenida de muchas mediciones en ríos de la Unión Soviética. d es el diámetro del grano del material en el fondo del río en m y vale para $0.15 \leq R_h \leq 7.25m$, $0.00004 \leq S \leq 0.0039$ y $0.004 \leq d \leq 0.25m$ (ref 12).
Manning - Strickler	$C = \frac{R_h^{1/6}}{n}$	Fue obtenida a partir de siete fórmulas diferentes basadas en ensayos de Bazin y posteriormente verificada — por observaciones. Es una de las más utilizadas por su sencillez. n es un coeficiente de rugosidad según la — tabla 2.4.
Pavlovski	$C = \frac{R_h^z}{n}$	Considera que el exponente en la fórmula de Manning no es una constante sino que varía con la forma del canal y la rugosidad como sigue $z = 1.5 - n$ para $R_h < 1m$ y $z = 1.3/\sqrt{n}$ para $R_h > 1m$.

Tabla 2.3 Factores de rugosidad para las fórmulas de la tabla 2.2

I Secciones cerradas parcialmente llenas	Ganguillet y Kutter n	Kutter m	Bozén B	Kozény N _c
Hierro fundido nueva	0,012	0,20	0,06	
Hierro fundido usado		0,25	0,12	
Hierro esmalte	0,012	0,20		
Barro vitrificado nueva		0,25		
Barro vitrificado usado	0,017	0,30 - 0,35		
Tubos de alcañtarillado	0,017 - 0,020	0,30 - 0,35		
Túneles de concreto pulido	0,011 - 0,013	0,20 - 0,25	0,22	
II Secciones abiertas				
Madera cepillado	0,010	0,15 - 0,20	0,06	
Madera de acabado rugoso		0,30 - 0,35		
Mampostería de ladrillo bien acabado	0,013	0,25	0,16	70 - 76
Cemento pulido		0,20 - 0,25	0,10 - 0,16	84 - 90
Concreto pulido	0,012	0,20	0,11 - 0,22	
Concreto rugoso	0,017	0,65	0,45	58 - 62
Piedra brasa bien acabada	0,017	0,65		60 - 70
En tierra arroyos y ríos	0,025	1,75	1,4 - 1,6	
En tierra con material grueso y plantas	0,035	2,0 - 2,5	1,75	
Con cantos redados	0,04 - 0,05	3,5 - 5,0	hasta 3,5	
Con gran rugosidad de fango y maleza tupida	hasta 0,09			
Roca comadada				36 - 50
Roca a volteo				28 - 36
Grava gruesa (10 a 15 cm)				32 - 38
Grava media (5 a 10 cm)				38 - 42
Grava fina (2 a 3 cm)				42 - 46
Cantos redados (1,5 a 20 cm)				28 - 32

Tabla 2.4. Factor de fricción, n, (de Manning)

d) Cauce en rocas						
1. Liso y uniforme	0.025	0.035	0.040			
2. Astillado e irregular	0.035	0.040	0.050			
e) Cauces abandonados, herbales y arbores en limbo						
1. Herba densa (matorral) como el timoteo	0.050	0.080	0.120			
2. Fondo limpio, arbustos en los bordes	0.040	0.050	0.080			
3. Igual al anterior con máximo escaramuqueo	0.045	0.070	0.110			
4. Dermo de arbustos, altos niveles de escaramuqueo	0.080	0.100	0.140			
D. CAUCES NATURALES						
D.1 Arroyos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas < 20 m)						
a) Corrientes en planicie						
1. Limpio, liso, sin obstáculos ni remansos profundos	0.025	0.035	0.035			
2. Igual al anterior pero más resistente con helada	0.030	0.045	0.040			
3. Limpio, curvo, algunas irregularidades del fondo	0.032	0.040	0.045			
4. Igual al anterior, algo de hierba y raras	0.035	0.045	0.050			
5. Igual al anterior pero menor profundidad y secciones poco eficientes	0.040	0.050	0.055			
6. Igual que el 4 pero más rocas	0.045	0.050	0.055			
7. Tramos regulares con hierba y caídas en profundos	0.050	0.070	0.080			
8. Tramos con mucha hierba en líneas profundas, o caídas de caídas con raras y planas sucesivas	0.075	0.100	0.130			
b) Corrientes de montaña, en valles más o menos caudales, muy pesados, áridos y áridos y lo largo de las montañas que quedan su superficie más accidentada						
1. Fondo de grava, arena y algunos cantos rodados	0.030	0.040	0.050			
2. Fondo de arena y grandes rocas	0.040	0.050	0.070			
D.2 Planicies de montaña						
a) Pastizales en planicie						
1. Pastizal	0.025	0.030	0.035			
2. Pastizal	0.030	0.035	0.040			
b) Arroyos en planicie						
1. Sin obstáculos	0.020	0.030	0.040			
2. Corriente en forma labrada y planicie	0.025	0.035	0.045			
3. Corriente de canal	0.030	0.040	0.050			
c) Arroyos						
1. Arroyos de montaña y media montaña	0.025	0.050	0.070			
2. Pocos arbustos y árboles, en montaña	0.035	0.060	0.080			
3. Pocos arbustos y árboles, en valle	0.040	0.080	0.080			
4. Arbustos a densa población de árboles en valle	0.045	0.075	0.110			
5. Arbustos a densa población de árboles, en valle	0.070	0.100	0.160			
d) Arroyos						
1. Paredes de rocas, en valles, raras	0.110	0.180	0.200			
2. Tramos regulares con troncos muertos	0.030	0.040	0.080			
3. Igual al anterior pero con troncos acumulados	0.060	0.080	0.080			
4. Arroyos de arena y arenas debajo de las rocas	0.080	0.100	0.130			
5. Igual al anterior, pero las arenas alcanzan a las riberas	0.100	0.130	0.160			
D.3 Ríos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas > 20 m). Es el menor que los arroyos de igual descripción porque los ríos ofrecen menor resistencia						
a) Secciones regulares en caudales regulares	0.025		0.050			
b) Secciones regulares e irregulares	0.035		0.100			

Tabla 2.4. Factor de fricción, n, (de Manning)

Tipo y descripción del canal	Mínimo	Normal	Máximo
A. CONDUCTOS CERRADOS DESCARGANDO PARCIALMENTE LLENOS			
A.1 Metales			
a) Latón liso	0.009	0.010	0.013
b) Acero			
1. Soldado	0.010	0.012	0.014
2. Remachado	0.013	0.018	0.017
c) Hierro fundido			
1. Pintado	0.010	0.013	0.014
2. Negro	0.011	0.014	0.018
d) Hierro forjado			
1. Negro	0.012	0.014	0.015
2. Galvanizado	0.013	0.018	0.017
e) Metal corrugado			
1. Drenaje	0.017	0.019	0.021
2. Drenaje pluvial	0.021	0.024	0.030
A.2 No metales			
a) Lútera	0.008	0.009	0.010
b) Vidrio	0.008	0.010	0.013
c) Cemento			
1. Liso	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.012	0.015
d) Concreto			
1. Alcantarillado recto y libre de incrustaciones	0.010	0.011	0.013
2. Alcantarillado con curvas, obstrucciones y algunas incrustaciones	0.011	0.012	0.014
3. Acabado	0.011	0.012	0.014
4. Drenajes hechos con ventanas de inspección, mirlas, etc.	0.013	0.018	0.017
5. No acabados, en cimbras de acero	0.012	0.013	0.014
6. No acabados, en cimbras de madera lisa	0.012	0.014	0.018
7. No acabados en cimbras de madera lisa	0.018	0.017	0.020
e) Madera			
1. Dreta	0.010	0.012	0.014
2. Laminada y tratada	0.016	0.017	0.020
f) Arcilla			
1. Tubos de barro cocido común	0.011	0.013	0.017
2. Tubos de arcilla vitrificada	0.011	0.014	0.017
3. Tubos de arcilla vitrificada con ventanas de inspección	0.013	0.018	0.017
4. Tubo vitrificado para drenar con juntas abiertas	0.014	0.018	0.018
g) Mampostería			
1. De vitrea	0.011	0.013	0.015
2. Acabados con mortero de cemento	0.012	0.018	0.017
h) Drenajes sanitarios cubiertos de ladrillo con curvas y conexiones	0.012	0.012	0.014
i) Drenaje con fondo liso	0.018	0.019	0.020
j) Acabados de cemento rugoso	0.018	0.025	0.030
B. CANALES RECUBIERTOS O EN RE-LLENO			
B.1 Metales			
a) Superficies de acrílico liso			
1. No pintado	0.011	0.012	0.014
2. Pintado	0.012	0.013	0.017
b) Corrugado	0.021	0.026	0.030
B.2 No metales			
a) Cemento			
1. Superficie lisa	0.010	0.011	0.012
2. En mortero	0.011	0.013	0.015
b) Madera			
1. Plana, no tratada	0.010	0.012	0.014
2. Plana, preservada	0.011	0.012	0.015
3. Músculo	0.011	0.013	0.015
4. Tablones y tablones	0.012	0.015	0.018
5. Cubierta con lisa	0.010	0.014	0.017
c) Concreto			
1. Acabado con lisa metálica	0.011	0.013	0.015
2. Acabado con lisa de madera	0.013	0.015	0.018
3. Acabado con grava en el fondo	0.018	0.017	0.020
4. Sin acabar	0.014	0.017	0.020
5. Gunitado, buena sección	0.018	0.018	0.021
6. Gunitado, sección ondulada	0.018	0.022	0.026
7. Sobre roca bien excavada	0.013	0.020	
8. Sobre roca excavada irregular	0.022	0.027	
d) Plancha de concreto acabado con lisa y juntas de			
1. Mampostería curada sobre mortero	0.018	0.017	0.020
2. Mampostería bruta sobre mortero	0.017	0.020	0.024
3. Mampostería pulida y sellada con mortero de cemento	0.016	0.020	0.024
4. Mampostería pulida y sellada con mortero de cemento	0.020	0.025	0.030
5. Mampostería sellada con mortero	0.020	0.030	0.035
e) Fuelle de agua y otros tipos de			
1. Cemento simple	0.017	0.020	0.025
2. Mampostería sobre mortero	0.019	0.023	0.028
3. Mampostería seca y sellada	0.023	0.027	0.038
f) Ladrillo			
1. Vitrea	0.011	0.013	0.015
2. Con mortero de cemento	0.012	0.015	0.018
g) Mampostería			
1. Juntada con mortero	0.017	0.020	0.030
2. Seca	0.023	0.027	0.035
h) Piedra labrada	0.013	0.015	0.017
i) Acialto			
1. Liso	0.013	0.012	
2. Rugoso	0.018	0.014	
j) Cubierta vegetal	0.030		0.031
C. CANALES EXCAVADOS O DRAGA DORES			
a) Tierra recta y uniforme			
1. Limpio recientemente sembrado	0.015	0.014	0.020
2. Limpio, rimbado de intertemporal	0.018	0.022	0.025
3. Fijado, rimbado uniforme y limpio	0.017	0.016	0.020
4. Con gran rimbado y poca herba	0.022	0.022	0.032
b) Tierra con rimbado y no rimbado			
1. Sin sembrado	0.013	0.020	0.030
2. Puro y rimbado de herba	0.025	0.030	0.033
3. No sembrado ni plantado actualmente, rimbado profundo	0.020	0.023	0.029
4. Plantado de herba y mampostería en los bordes	0.028	0.030	0.036
5. Rimbado rimbado y rimbado en los bordes	0.025	0.035	0.040
6. Rimbado rimbado, y bordes limpios	0.030	0.040	0.050
c) Excavado en drenaje en línea recta			
1. Sin sembrado	0.025	0.024	0.033
2. Puros plantados en los bordes	0.015	0.020	0.040

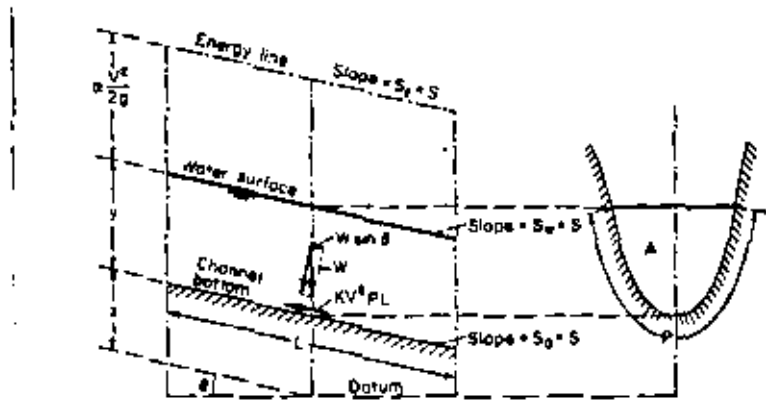


FIG. 5-2. Derivation of the Chezy formula for uniform flow in open channel.

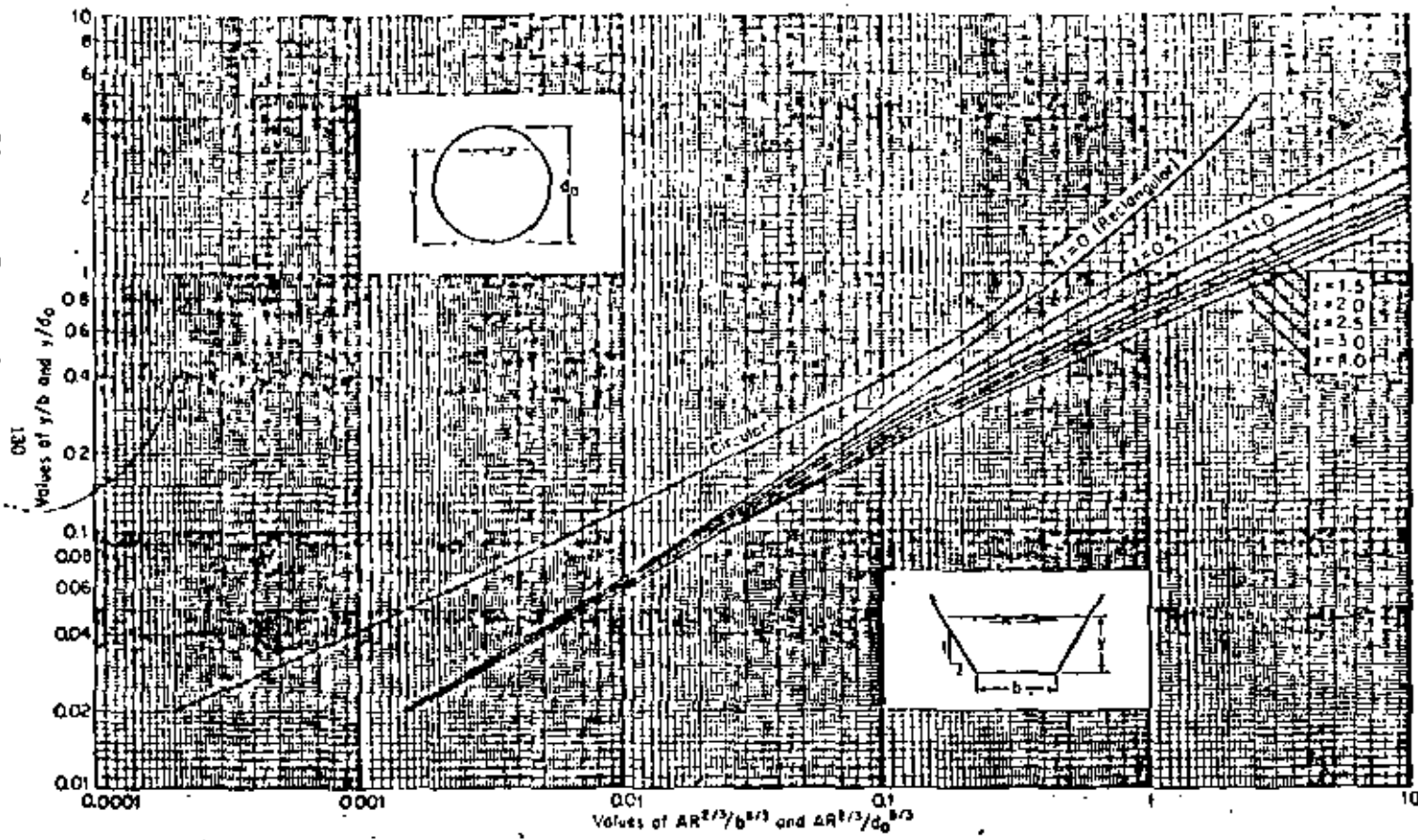


FIG. 6-1. Curves for determining the normal depth.

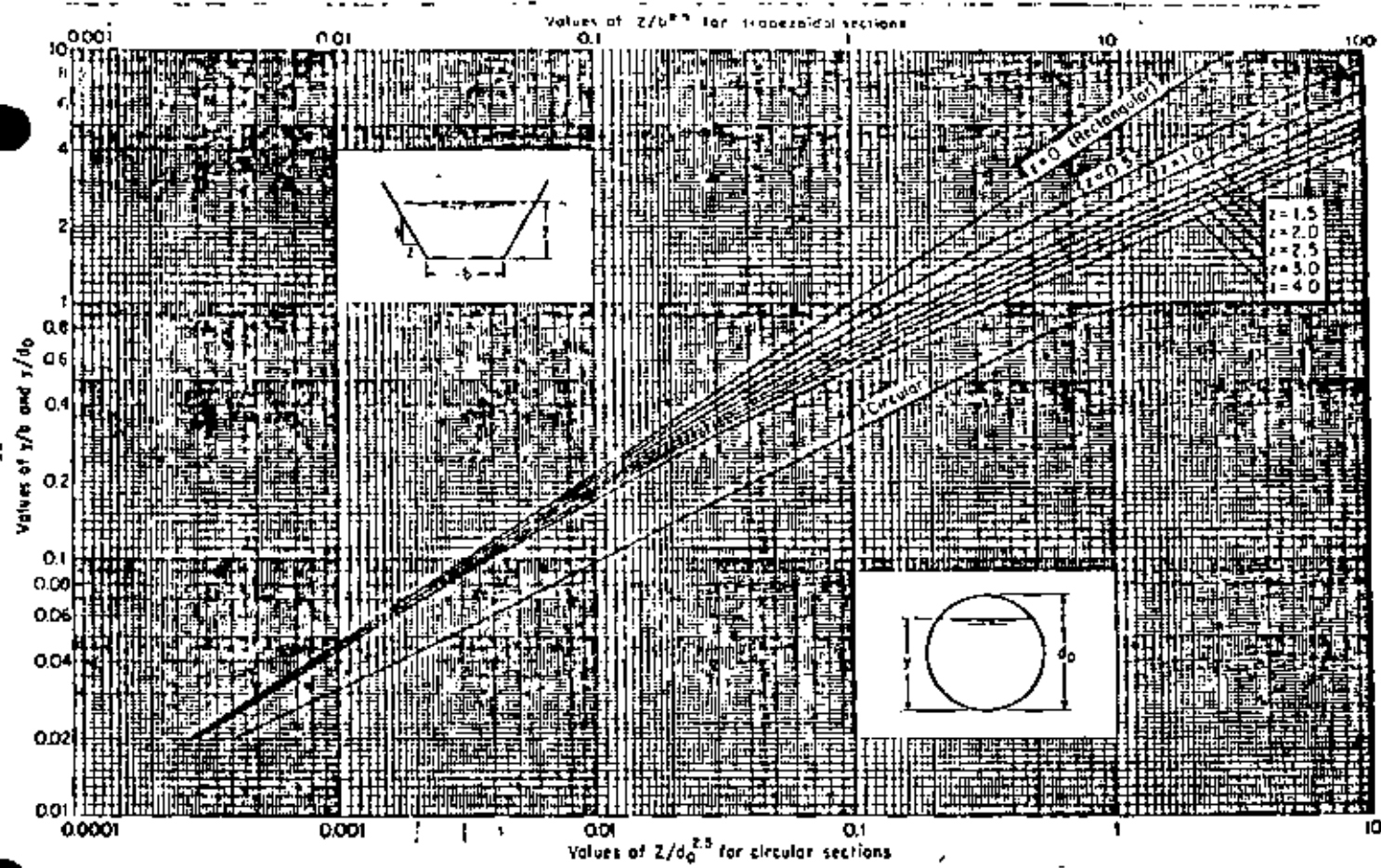


FIG. 4-1. Curves for determining the critical depth.

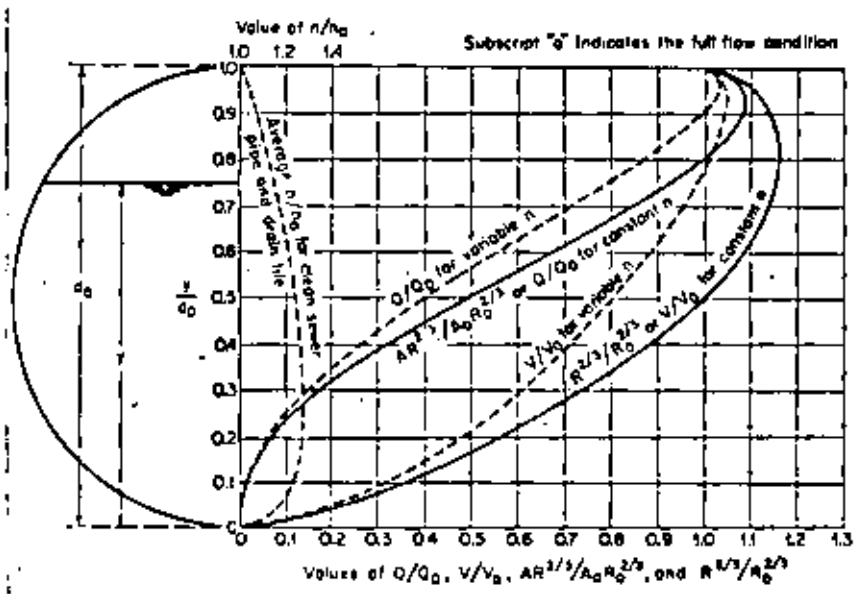


FIG. 6-5. Flow characteristics of a circular section. (After T. R. Camp, [27] of Chap. 5.)

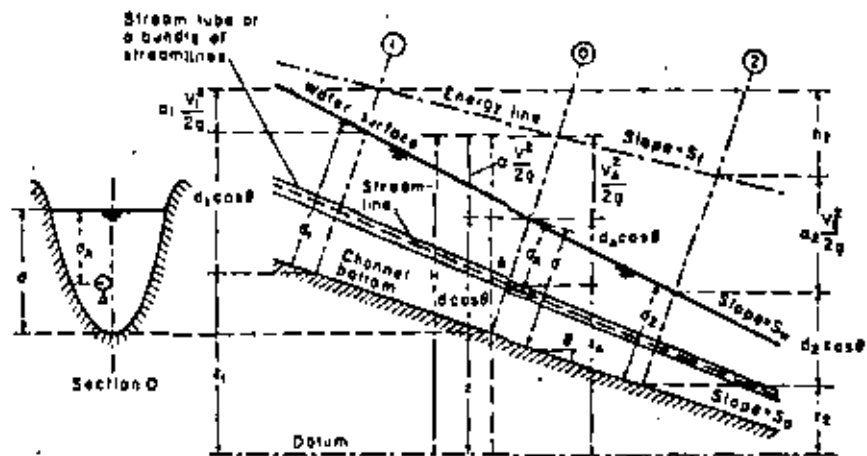


FIG. 3-1. Energy in gradually varied open-channel flow.

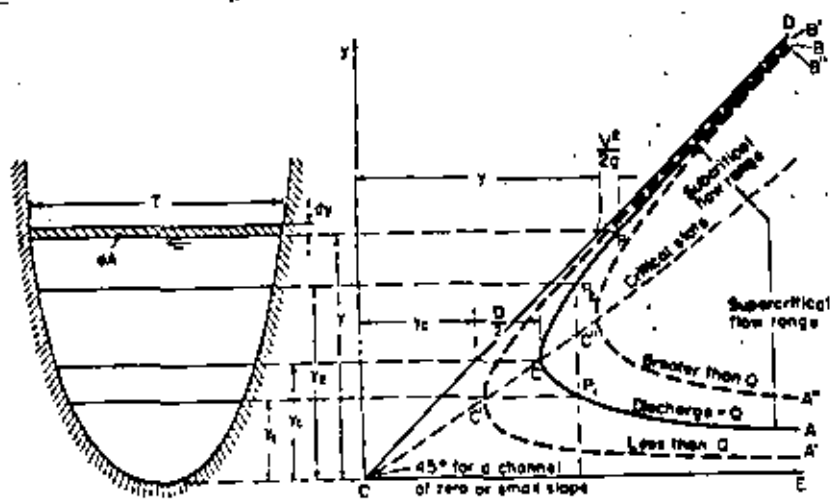


FIG. 3-2. Specific-energy curve.

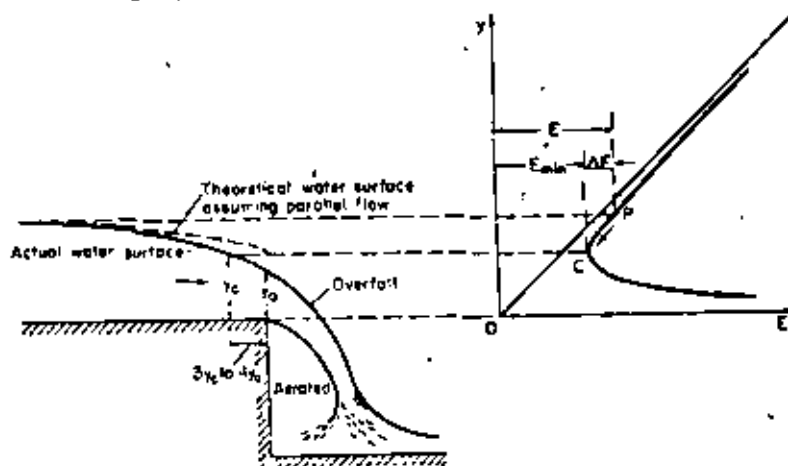


FIG. 3-3. Free overfall interpreted by specific-energy curves.

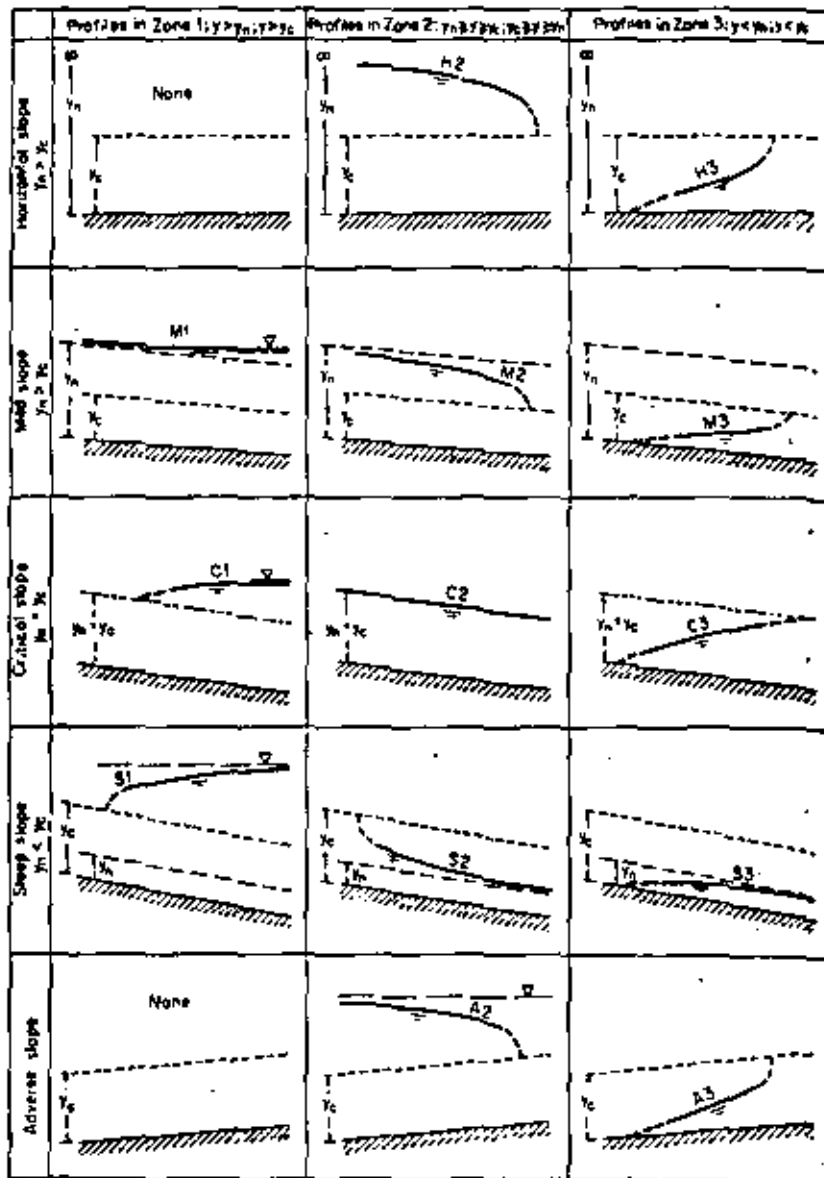


FIG. 9-2. Classification of flow profiles of gradually varied flow.

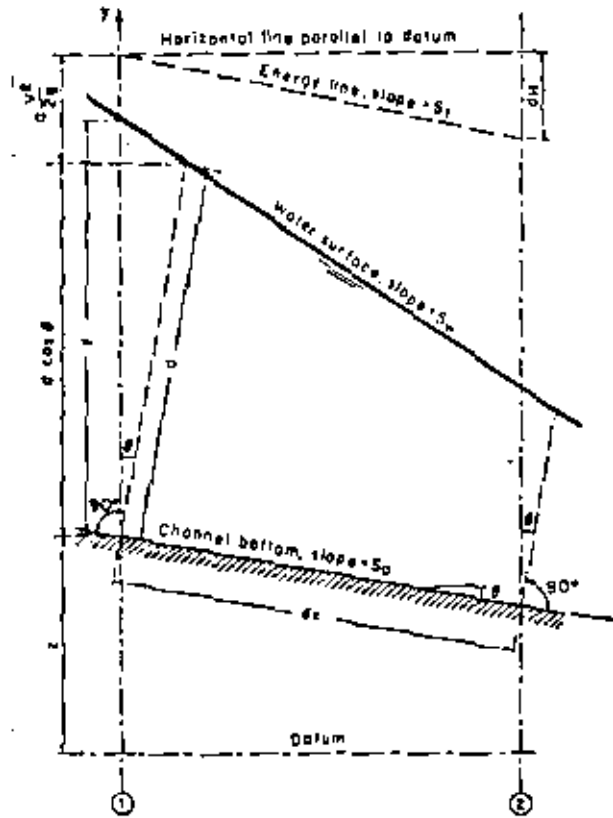


FIG. 9-1. Derivation of the gradually-varied-flow equation.

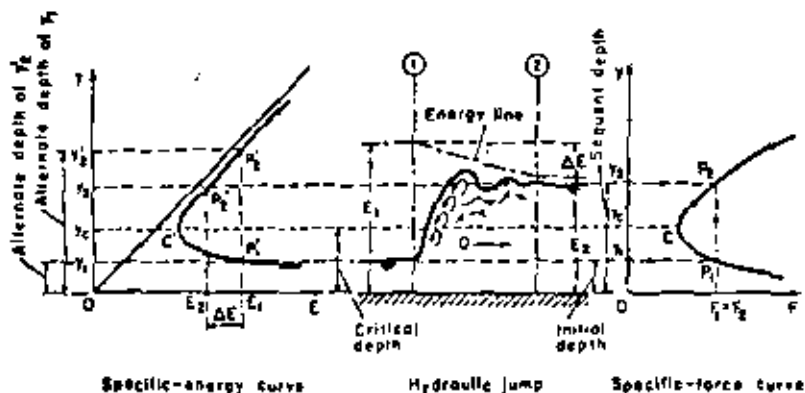


Fig. 3-4. Hydraulic jump interpreted by specific-energy and specific-force curves.

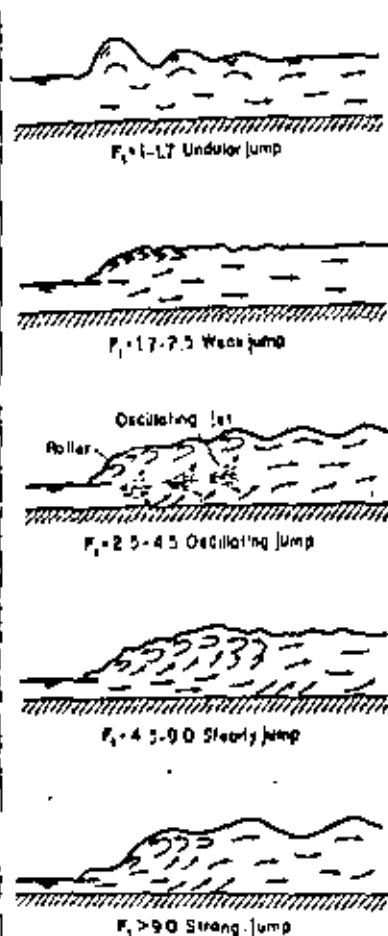
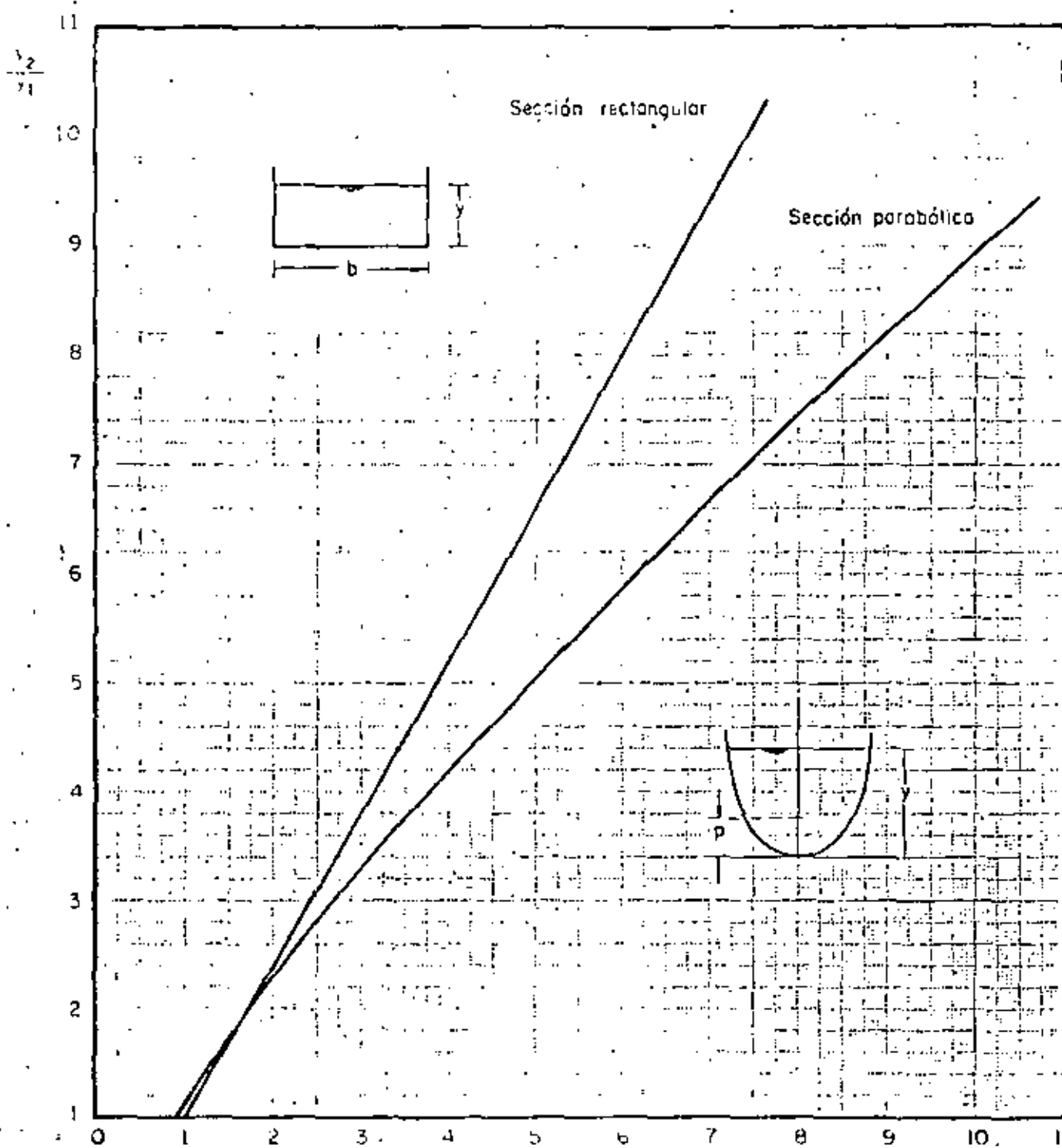


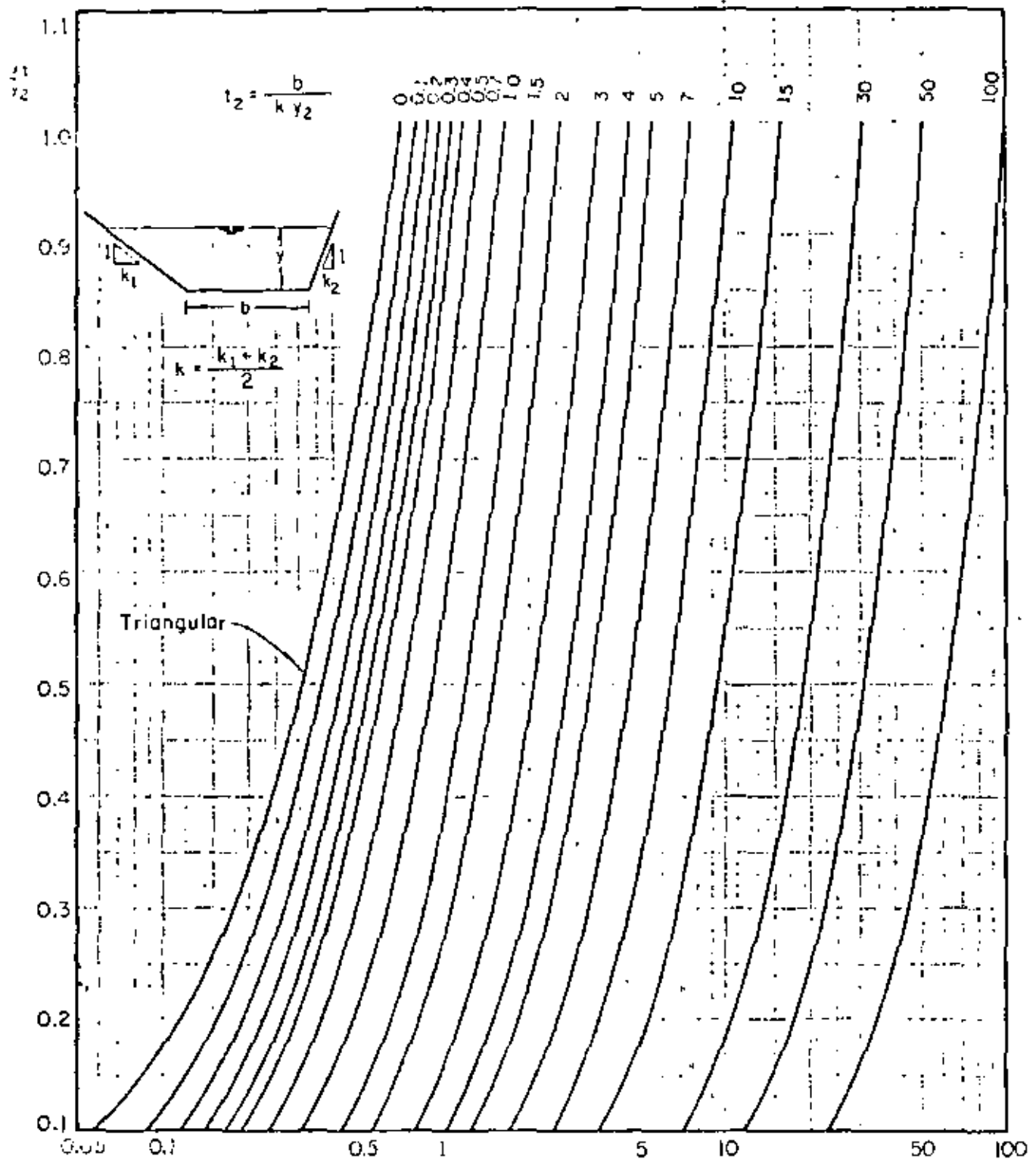
Fig. 15-2. Various types of hydraulic jump.



$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g y_1}}$$

CANALES DE SECCIÓN RECTANGULAR Y PARABOLICA

Fig 9 Gráfica para la determinación del tirante subcrítico, conocido el régimen superficial

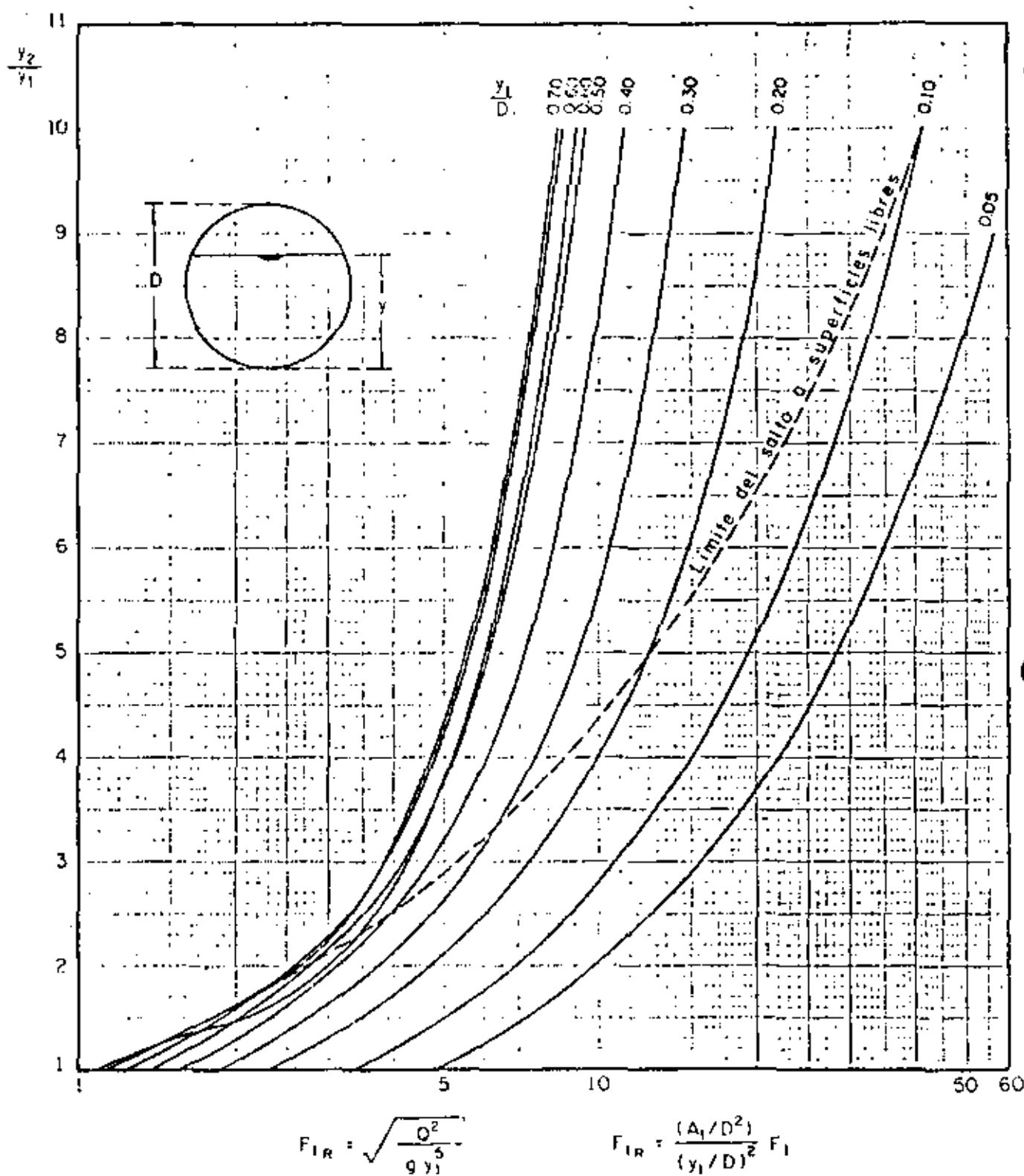


$$F_{2M} = \frac{Q}{\sqrt{g} k y_2^2}$$

$$F_{2M} = (t_2 + 1) F_2$$

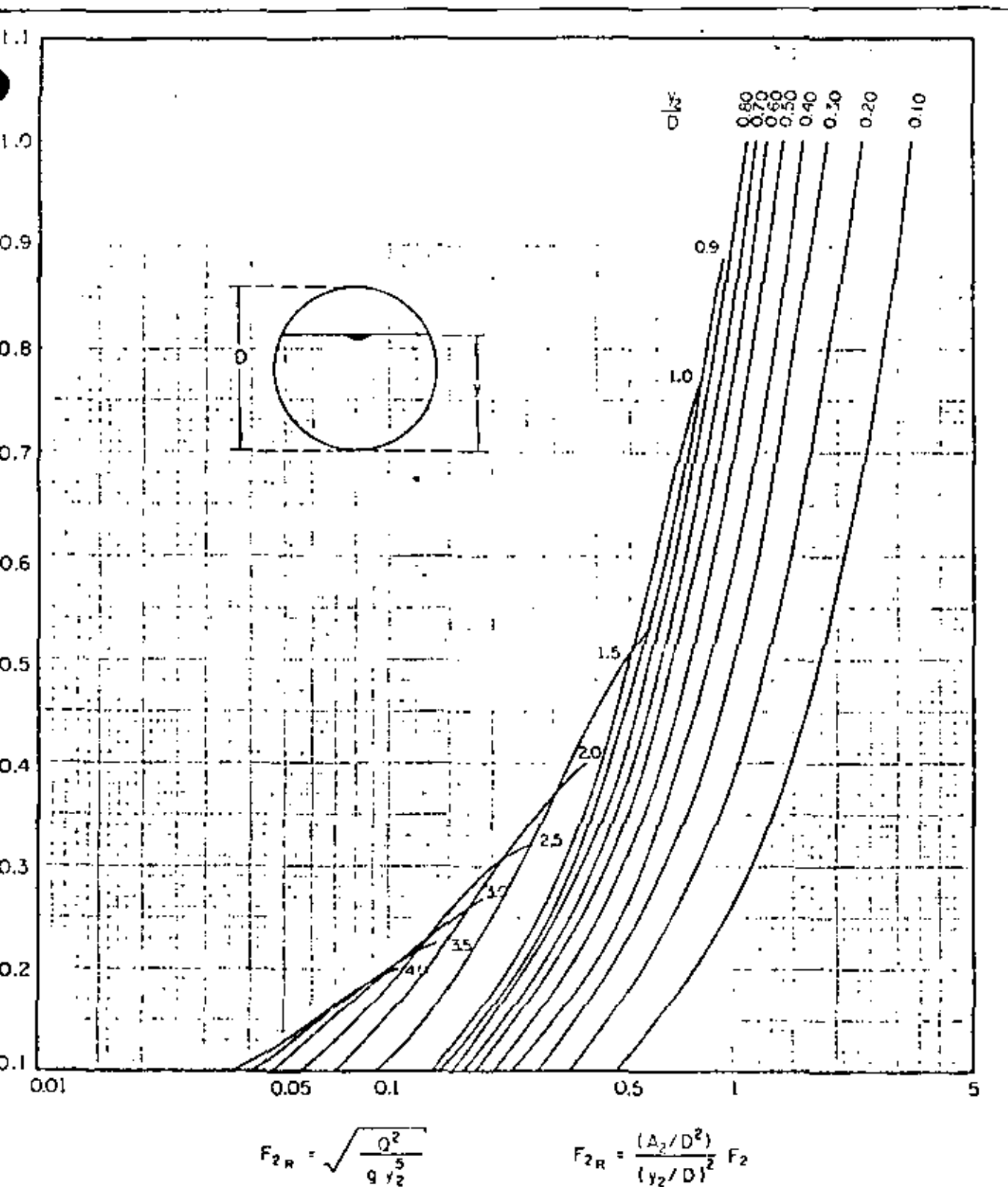
CANALES DE SECCION TRAPEZOIDAL (TRIANGULAR INCLUIDA)

Fig 12 Gráfica para la determinación del tirante supercrítico, conocido el régimen subcrítico



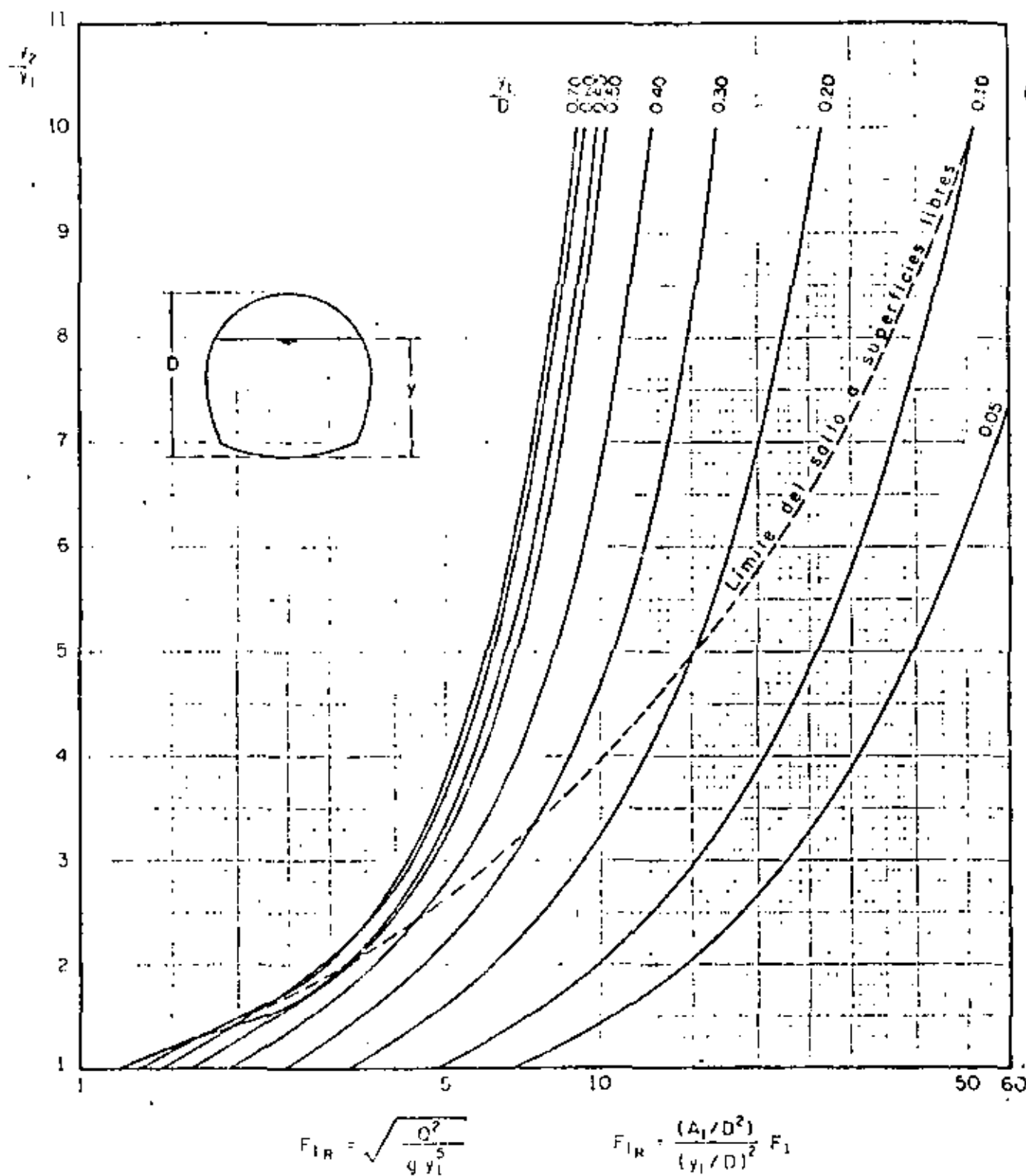
CANALES DE SECCION CIRCULAR

Fig 13 Gráfica para la determinación del tirante subcrítico, conocido el régimen supercrítico



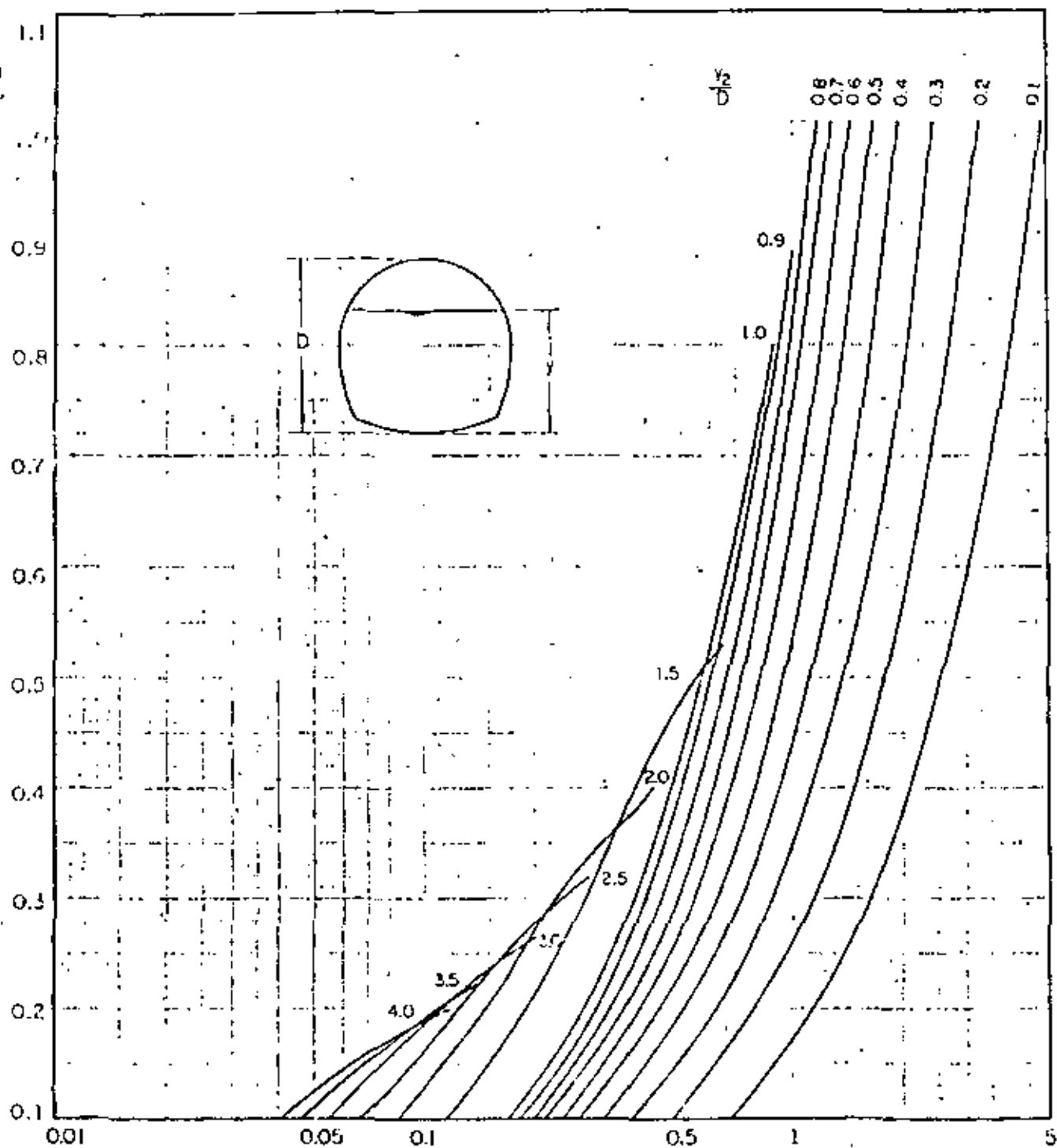
CANALES DE SECCION CIRCULAR

Fig 14 Gráfica para la determinación del tirante supercrítico, conocido el régimen subcrítico



CANALES DE SECCION HERRADURA

Fig 15 Gráfica para la determinación del trante subcrítico, conocido el régimen supercrítico



$$F_{2R} = \sqrt{\frac{Q^2}{g y_c^3}}$$

$$F_{2R} = \frac{(A_2/D^2)}{(y_c/D)^2} F_2$$

CANALES DE SECCION HERRADURA

Fig 16 Gráfica para la determinación del tirante supercrítico, conocido el régimen subcrítico

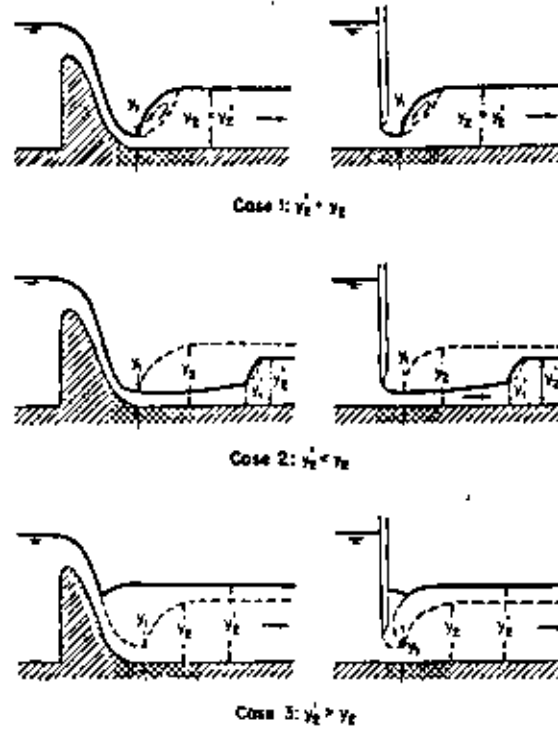


FIG. 15-9. Effect of tailwater depth on the formation of a hydraulic jump below a weir or sluice.

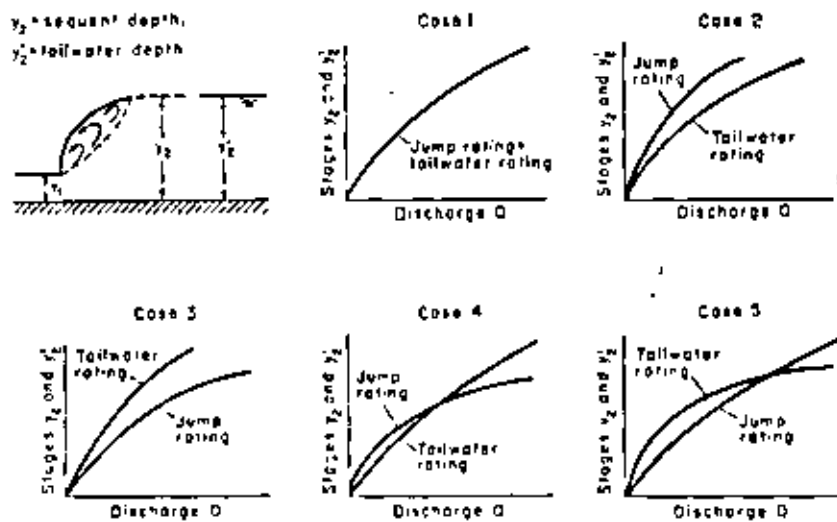
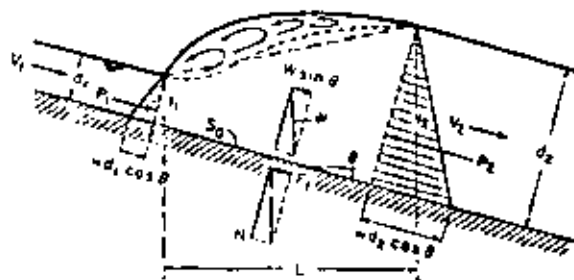
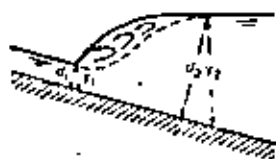


FIG. 15-10. Classification of tailwater conditions for the design of scour-protection works.



Case 1



Case 2



Case 3



Case 4



Case 5

FIG. 15-17. Hydraulic jumps in sloping channels.

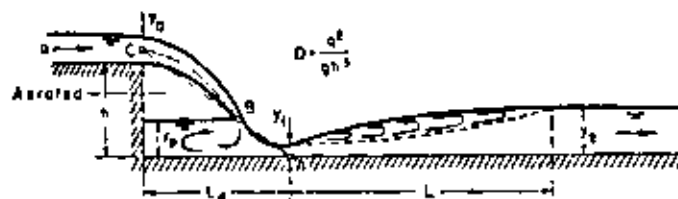


FIG. 15-18. Flow geometry of a straight drop spillway.

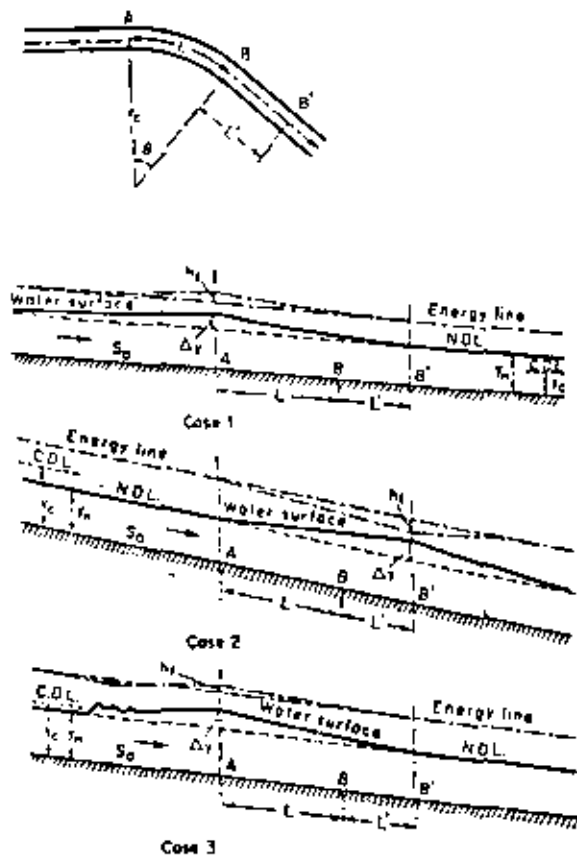


FIG. 16-1. Energy line and flow profile around a curve.

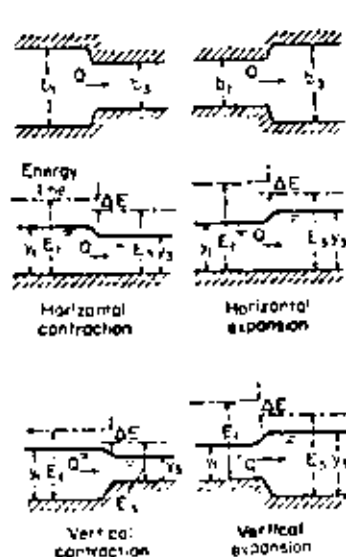


FIG. 17-1. Sudden transitions.

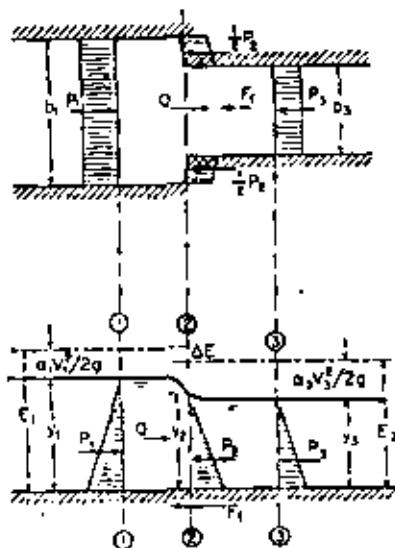


FIG. 17-2. Analysis of a horizontal contraction.

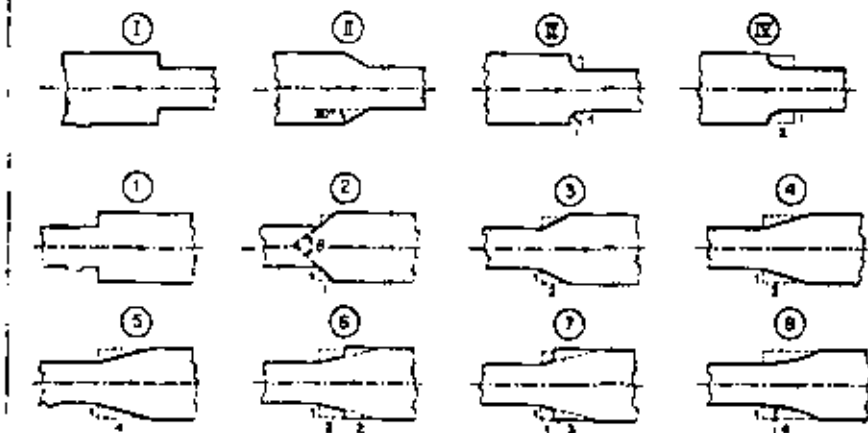


FIG. 17-4. Various designs of sudden transitions for experiments. (After G. Formica [4].) Channel width = 355 mm for wider sections and 205 mm for narrower sections. For contractions, channel slope = 0.00023 at wider sections and 0.00008 at narrower sections; for expansions, 0.00104 at narrower sections and 0.00073 at wider sections.

CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

HIDRAULICA DE RIOS
ING. JAIME E. CAMARGO H.

→ **Propiedades de los sedimentos:**

Es importante conocer como varían los sedimentos al aumentar la viscosidad del fluido, ya que se presentan estos tipos de efectos de los fluidos en aguas turbulentas

comportamiento mecánico

- material sólido de gran tamaño frecuentemente
- material de comportamiento cohesivo
- to cohesionado

1. Masa específica
2. Relación específica
3. Peso volumétrico
4. Superficie
5. Velocidad de caída

- aristas / metro cualquier
- flujos / regularidad de forma
- para circular

→ **TIPOLOGÍA** - cantidad de partículas
 - tamaño: $2.4 \times 10^{-5} m$

tamaño de clasificación
 A-B-U

La importancia de conocer el tamaño, es la cantidad

cantidad. Nueva granulometría. Investigadores Rusos: Sedimentación terminal

$$D_m = \frac{\sum P_i D_i^3}{100}$$

$D_m, D_{30}, D_{45}, D_{60}, D_{85}$ se obtienen de la curva granulométrica.

MATERIALES - distribuciones de probabilidad: DISTRIBUCION LOG-NORMAL DE PROBABILIDADES

la granulometría puede describirse con dos parámetros D_{30}, σ

$$D_n = D_{50} \sigma^{\sqrt{2n}}$$

D_{30} y σ se obtiene de la curva granulométrica

en tabla, con distribución

$$u = \sigma \sqrt{2n}$$

$$D_n = D_{50} e^{-\frac{2.21(1.645)^2}{2}}$$

→ **DENSIDAD**

Varia entre límites muy estrechos

$$1800 \text{ a } 2700 \text{ kg/m}^3$$

→ **FORMA**

La forma de la partícula puede ser muy variada y afecta al comportamiento mecánico

redondez = $\frac{\text{radio esférico}}{\text{radio circunscrito}} < 1$

esfericidad = $\frac{\text{área de esfera igual volumen}}{\text{área superficie partícula}} < 1$

factor de forma = $\frac{c}{ab}$

$D_{\text{nominal}} = \sqrt[3]{\frac{abc}{\pi}}$

$c < b < a$

→ **VELOCIDAD DE CAÍDA**

Para cuantificar el arrastre de sedimento existe una gran cantidad de métodos empíricos y semi empíricos, en muchos de ellos hacen intervenir como variables la velocidad de caída (w_c), la velocidad media a la que se inicia el arrastre y el esfuerzo cortante (τ)

- ① P = peso de la partícula: $(\rho_s - \rho) \pi D^3 / 6$ f (forma part., ρ_s)
- ② F = fuerza de empuje que el agua ejerce sobre la partícula = $cd \cdot \frac{\pi D^2}{4} \cdot \frac{w_c^2}{2g}$

$Re = \frac{wD}{\nu}$; ν = viscosidad cinemática del fluido ; igual a $0.01 \text{ cm}^2/\text{s}$ para T=20°C

igualando ① y ②, $P = F$

$$w = \left[\frac{4}{3} \frac{g}{cd} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) D \right]^{1/2}$$

1. para partículas pequeñas

$Re = \frac{wD}{\nu} = 1$; $cd = \frac{24}{Re}$

$w = \frac{1}{12} \left[\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right] \frac{g D^2}{\nu}$; $w = f(D^2)$

2. para partículas grandes

$10^3 < Re < 10^5$; $cd = 0.4$

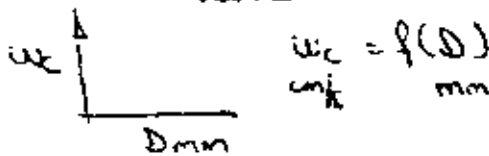
$w = \left[\frac{4}{3} \frac{g}{cd} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) D \right]^{1/2}$; $w = f(D)$

3. para partículas naturales

casos típicos $w = F_1 \left[\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right]^{1/2}$

$F_1 = \left[\frac{2}{3} + \frac{36 \nu^2}{g D^3 \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)} \right]^{-1/2} = \left[\frac{36 \nu^2}{g D^3 \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)} \right]^{-1/2}$

Figs. 1 y 2: se ilustra con ayuda de la expresión de RUSSELL para T=20°C



INICIO DE ARRASTRE DE SEDIMENTOS

El conocimiento del arrastre y depósito de sedimentos permite la cuantificación de los procesos de EROSION y DEPÓSITO modificando la geomorfología de los cauces naturales.



- ① arrastre de sedimentos en la superficie "Lamina"
- ② arrastre de sedimentos en el cauce natural "Carri"

el arrastre de sedimento.

$w_{arr} = f(\text{características del flujo, mat. fondo})$
(hidrograma anual) ; D

$w_{carri} = f(\text{características físicas, intensidad flujo})$

la determinación de las condiciones de equilibrio límite de un fondo arrastrable, permite el diseño de:

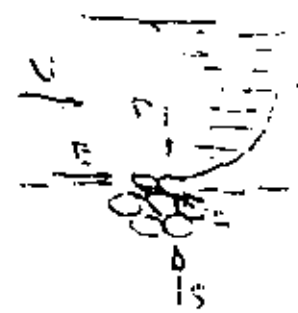
- a) protecciones con enrocamiento
- b) canales donde no se permite el transporte de material

En materiales de compactamiento flojo durante el arrastre se origina por acción del flujo, desprendimiento una a una de las partículas y en materiales de compactamiento cohesivo, el arrastre se origina desprendiendo se trozos del material del fondo que posteriormente se desagregan.

Las condiciones hidráulicas de un esturamiento que ambiente no solo se mover ligeramente a las partículas del fondo, sino a moverlo en abe-

ante se pueden expresar mediante la velocidad media o esfuerzo cortante en el fondo.

La velocidad media a la cual una corriente inicia el movimiento de las partículas y los arrastra, es función del tamaño y densidad de las partículas; para valores del tirante del excursoamiento debido a la distribución de velocidades en una vertical, es decir, se requiere una menor velocidad media para arrastrar en un mismo cauce, cuanto mayor sea el tirante.



distribución de velocidades

$$\tau = \gamma \cdot h \cdot \frac{v^2}{g} \cdot C_d$$

$$S = C_d \cdot \gamma \cdot h \cdot \frac{v^2}{g}$$

$$P = (k \cdot S) \cdot \frac{\pi \cdot D^3}{4}$$

El movimiento de las partículas depende de las magnitudes relativas instantáneas de las fuerzas actuantes que puede ocurrir:

1. ROSA. de	2. SUSTENT. de	3. SUSPENSIÓN
$ZMA > 0$	$ZMA > 0$	$ZMA > 0$
$ME + MS > MP$	$ME + MS > MP$	$ME + MS > MP$
$P > S$	$P > S$ (variable)	$P > S$ (constante)
	$P > S$ (variable)	$P > S$ (constante)

... ..

... ..

CENARIOS DE VELOCIDAD MEDIA

* Criterio de J. I. Levi

1.a Si $10 < \frac{d}{D_m} < 60$

$$V_c = 1.4 \sqrt{g D_m} \left[1 + \log_2 \left[\frac{d}{D_m} \right] \right] \left[\frac{D_{max}}{D_m} \right]^{\frac{1}{7}}$$

1.b Si $\frac{d}{D_m} > 60$

$$V_c = 1.4 \sqrt{g D_m} \left[\frac{D_{max}}{D_m} \right]^{\frac{1}{7}} \log_e \frac{d}{D_m}$$

para material uniforme se hace $D_{max} = D_m = D$

2. Modificado. datos: D_m, d

$$dc = \frac{103 \cdot g D_m}{g^{0.55}} \left[\frac{d^{1/3}}{D_m g^{1/3}} \right]^{0.55}$$

campo de aplicación

$$5 < \frac{d}{D_m} < 1000 ; 0.00005 < s < 0.0005$$

para conocer la velocidad crítica de arrastre se sustituye el valor anterior en la expresión de Manning ó en la de Chickashank-Naza

$$V_c = 6.03 W_{50} \left[\frac{dc}{D_m} \right]^{0.654} g^{0.456}$$

válida para régimen inferior-cauce estable.

* Metodo U.S.S.R (1936) [Fig 5]

La velocidad media critica de una partícula, obtenible de la fig 2, es aplicable a partículas de cuarzo cuando el tirante es igual a 1 m; cuando el tirante esté comprendido entre 0.2 y 3.0 m, el valor obtenido se afecta por un coeficiente

dm)	0.20	0.30	0.45	1.00	1.25	1.50	1.75	2	2.50	3.
coef	0.20	0.21	0.25	1.00	1.00	1.05	1.12	1.16	1.22	1.25

este método fue posteriormente adoptado en Estados Unidos [Tabla 2]

* Metodo de Liscchan-Levedev (1954)

Este método se basa sobre las experiencias que Liscchan llevó a cabo al estudiar la sedimentación general de cauces naturales, por lo que las velocidades dadas, permiten el arrastre de partículas; pero sin producir erosión en el fondo. En la fig 6 se muestra la curva para 1 m de tirante, relación entre la Q_{cr} con D. Tambien se indican algunos valores en la tabla 2

* Metodo de Hjortstrom (1955) y Shepard

En la fig 7 y tabla 2 se muestran los valores medios para un tirante de aproximadamente un metro; observando que en el rango de arenas y gravas, las velocidades medias criticas son bajas y algunas coinciden con las de Shepard

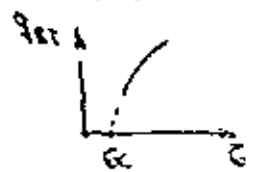
* Metodo Bureau of Reclamation

$V_c = f(D_m, d)$ suelos no cohesivos. fig —
 $V_c = f(\text{tipo suelo, } \gamma_c \text{ contenido de partículas, grado de compactación})$ suelos cohesivos fig —

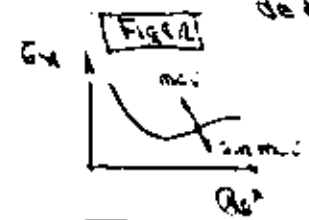
CRITERIO DEL ESFUERZO CONTANTE CRITICO
 el principio básico de diseño consiste en igualar el esfuerzo constante producido por la corriente (G_c) con el máximo esfuerzo constante que resisten las partículas cuando están a punto de moverse (esfuerzo constante critico, $G_{c,c}$); $G_c = G_{c,c}$

* Criterio de Shields (1930)

obtiene la condición límite de arrastre, al dibujar sus resultados en función del arrastre de fondo (Q_{cr}) contra G_c , extrayendo sus curvas hasta llegar a un arrastre igual a cero. Esta condición corresponde a la de inicio de movimiento.



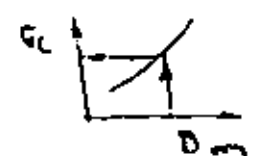
Los parámetros que utiliza en sus curvas para materiales uniformes en función de los diámetros adimensionales



parámetro de Shields: $G_* = \frac{G_c}{(\rho_s - \rho) D$
 número de Reynolds adimensional de al esfuerzo constante
 $Re_* = \frac{U_* D}{\nu}$ [fig y tabla 1]

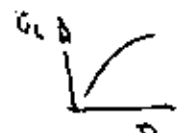
* Metodo de Lane (1955)

$G_c = f(D, \text{cantidad de material})$ $> G_c / \text{Shields}$
 func en suspensión [Fig y tabla 1]



* Criterio de Straub (1933)

se basa en las experiencias de Shields fig 8 y tabla 2 dentro del rango de arenas da valores muy cercanos a los de Shields, pero ligeramente menores que los de Lane.



† Meyer, Peter y Muller (1948)

Los resultados de estos autores se fundamentan sobre una amplia gama de experiencias en laboratorio utilizando diversas materiales, de granulometría uniforme y no uniforme. La condición de inicio de movimiento se obtiene al considerar en su fórmula de arrastre de sedimentos, que éste es τ_{0c} . [Fig. 1]. Para $D > 2 \text{ mm}$ sus resultados son ligeramente menores que los de Shields y similares a los de Lane; mientras que en el rango de las arenas difieren de los de Shields y son mayores. Si $D < 8 \text{ mm}$ la variación de τ_{0c} es lineal mientras que para Shields no lo es.

† Otros métodos:

Iwakas.
+ Hanks

[Fig. tabla 1]

- De la aplicación de los criterios y métodos existentes, no existe una condición única que defina el inicio del movimiento de las partículas, para algunos autores. Esta condición se presenta cuando se mueve una partícula; para otros cuando hay movimiento generalizado y que las partículas se arrastran a todo el ancho del canal, etc.
- Cuando se diseña un cauce utilizando τ_{0c} , generalmente se obtienen secciones hidráulicas más reducidas o velocidades medias mayores que cuando se utiliza la U_{mc} crítica.

† METODO MAZA-GARCIA (1978)

De acuerdo con lo visto hasta ahora indicar que las experiencias para obtener el esfuerzo crítico traccional son más numerosas, cubriendo una gama más amplia de situaciones y se han realizado incluso con mayor exactitud.

El éxito del método de Maza-García, está en el haber establecido algunas relaciones que permitan obtener la velocidad media en función del esfuerzo crítico traccional. La expresión es:

$$U_c = 3.56 \Delta^{1/2} D^{1/2} \log \frac{3.855 R D^{0.5} \Delta^{0.3}}{D^{1.5} \Delta^{0.5} 1.714 U}$$

$$\Delta = \frac{R_s - S}{r} \quad ; \text{val. de para } D > 0.0002 \text{ m.}$$

ajustándole una curva de forma exponencial

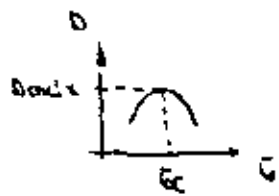
$$U_c = 4.712 \left(\frac{R_s - S}{r} \right)^{1/4} D^{0.35} R^{0.15}$$

trabajando con la ecuación anterior, se obtiene el número de Froude crítico que depende de la rugosidad relativa (D/r) siempre y cuando el fondo sea plano:

$$Fr_c = 1.504 \Delta^{1/2} \left(\frac{D}{r} \right)^{0.35}$$

† Método de Benier modificado (Cockstant-García)

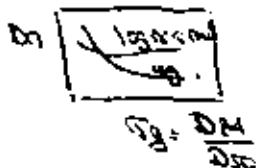
Cuando el diámetro del material del fondo no es uniforme, lo que ocurre en todos los cauces naturales, al iniciarse el arrastre de las partículas más finas, se produce un acortamiento en que las partículas mayores quedan en la superficie del fondo y protegen las partículas de menor tamaño. Al aumentar la velocidad, otras partículas de la corona son arrastradas y así sucesivamente el diámetro medio de las partículas de la corona. Este proceso continúa hasta que se logran mover las partículas mayores y se tiene entonces un movimiento y arrastre de todas las partículas del fondo.



para determinar este valor, se debe proceder en forma numérica, dividiendo la curva granulométrica en intervalos de ΔG y para diferentes valores supuestos de G obtener

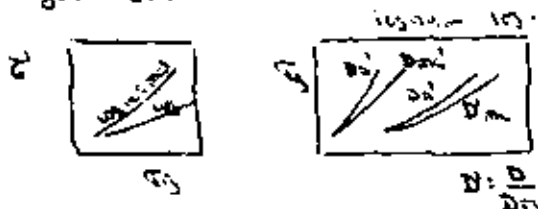
el D_m max, asociado a valores medios de G (probabilidad de que un determinado grano no sea arrastado por el flujo y forme parte de la cresta, lo cual implica que los cálculos sean laboriosos y tediosos, Chock-stonky y Gurnea, presentan una simplificación utilizando los conceptos de Gesler en forma adimensional, que eliminan los cálculos laboriosos, siempre que la curva granulométrica del material del fondo pueda ajustarse a una distribución logarítmica normal; si este es el caso se puede determinar.

$$G_c = 0.049 (15 - G) D_m$$

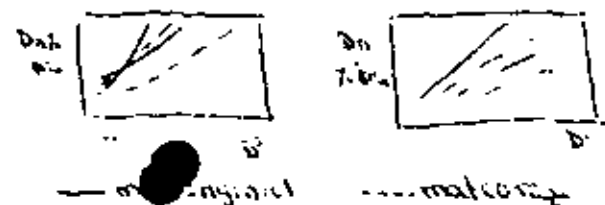


D_m = mat que pasa

Otras gráficas de interés que muestran los autores son las siguientes



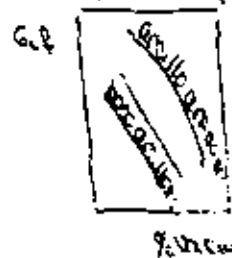
Distribución del material original y de la cresta para la condición crítica.



Inicio del movimiento de material de comportamiento cohesivo compactado.

El análisis de estabilidad es como en el material de comportamiento friccionante, un balance de fuerzas. Actuantes y resistentes; lo que vuelve el complejo el problema es el aglutinante = f(Contenido de humedad, composición química, su historia, su reacción con el fluido, etc)

Chow resume los resultados de varios investigadores.



METODO DE LA FUERZA TRACTIVA

sirve principalmente para secciones trapeciales y permite conocer el grado de estabilidad de los taludes. Al aumentar la velocidad, un grano en posición estable sobre el talud puede perder ese equilibrio cuando todavía son estables los granos sobre la plantilla

$$G_c = TRS$$

$$R = y (\text{canal ancho})$$

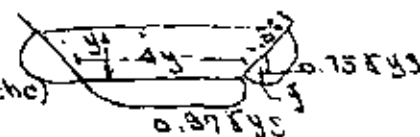


Fig 7.2

De la fig 7.8 la resultante de las fuerzas $R = [W_s \cos^2 \phi + a^2 G_s]^2$ la partícula en estas condiciones está equilibrada por la fuerza de fricción ejercida sobre ella $W_s \cos \phi \tan \phi$ (ϕ = ángulo de reposo del material); igualando y realizando álgebra nos conduce a:

$$k = \frac{G_m}{G_c} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \phi}{\sin^2 \phi}}$$

Diseño de canales estables

- a) Sin arrastre - estabil. de estiba - no suf. resplazamiento
 b) en arrastre - " " dinámica y con " mínimos "

DISEÑO DE CAUCES ESTABLES SIN ARRASTRE

a) Velocidad máxima permisible es sencilla y aplicable a sección ancha; la estabilidad de las orillas no es importante; consiste en igualar:

$U_{med} \text{ corriente} = U_{máx} \text{ permisible}$
 se cuenta de cálculo.

1° Conociendo el material que formará el canal se estima un coeficiente de rugosidad n de acuerdo con la tabla \rightarrow se escoge un talud "k" para las orillas

2. Con ayuda de las tablas \rightarrow U_{perm} y sobre todo un tirante, se puede conocer una V_{perm} .

3. Se calcula R con ayuda de la fórmula de Manning. La pendiente es conocida, por lo tanto.

$$R = \left[\frac{U_{gr}}{S^{1/2}} \right]^{1/2}$$

4. Se calcula el área que debe tener la sección para que pase el gasto deseado.

$$A = Q/V$$

5. Se encuentra el valor del perímetro mojado $P = A/R$

6. De acuerdo con la geometría de la sección y en función del ancho b de la planta, k y del tirante d se obtiene "A" y "P"

$$A = bd + kd^2 \quad ; \quad P = b + 2d\sqrt{1+k^2}$$

los que se igualan a los obtenidos en 4 y 5

7. Al resolver simultáneamente las ecuaciones de "A" y "P" se obtienen los valores de b y d

"n"
 "k"
 U_{sup}
 V_{perm}

 R
 A
 P

 b y d

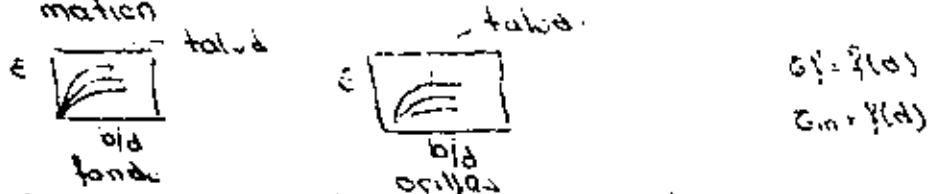
8. Si $d_{cale} = d_{sup}$ se va a B)
 Si $d_{cale} > d_{sup}$ se va a C)

9. Se añade un bordo libre y se ajustan las medidas a valores prácticos.

b) Método del esfuerzo tangencial crítico para determinar el grado de estabilidad de los taludes

1. Conociendo el material que formará el canal y de acuerdo con la tabla \rightarrow se escoge el valor del talud "k"

2. Se supone una relación d/b
 3. Si se define el esfuerzo cortante producido por la corriente tanto en el fondo como en los taludes, según la expresión $G = \rho d S$, en la que el coeficiente C está dado por el Bureau of Reclamation

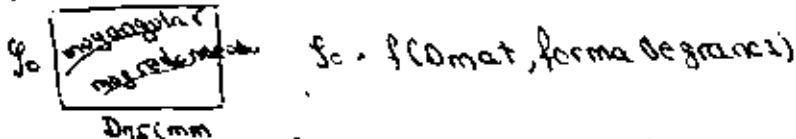


las expresiones quedan en función de "d"

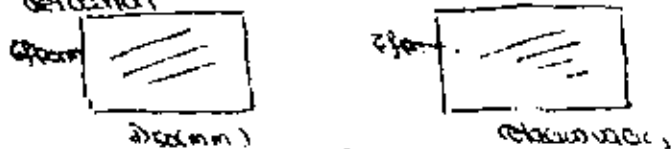
4. Se calcula el valor

$$k = \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \phi}{\tan^2 \phi_c}} - \cot \alpha$$

ϕ es el ángulo del talud respecto a la horizontal
 ϕ_c es el ángulo de reposo del material



5. Se obtiene el esfuerzo tangencial máximo permitido en el fondo G_{perm} de acuerdo al material del canal



haciendo $G_{cf} = G_{perm}$.

G. de A) obtenemos E_{margen}

$$E_{margen} = K G f perm.$$

7. Se igualan las expresiones obtenidas en ③ con las obtenidas en ④ y ⑤ de donde se obtienen los valores de "d", se elige el valor mayor.

8. Se revisa con Manning si pasa o no el gasto de diseño; si sí \rightarrow ④; si no ⑤

9. Se despeja de $\frac{b}{y}$ la sobreespta $\rightarrow b$

10. Se añade el libre bordo y se redondean los valores obtenidos

* FASES DE TRANSPORTE

Para un flujo gradualmente creciente se tiene que la configuración del fondo es variable pasando por varias etapas que son función de la velocidad media del flujo. Dichas etapas son:

\rightarrow Fondo plano ($F_r < 1$) V pequeña

Se observan movimientos aislados e intermitentes de las partículas más gruesas constituyentes del fondo, las pequeñas entran eventualmente en suspensión.

\rightarrow RIEOS ($F_r < 1$)

Al incrementarse la velocidad aparecen ondulaciones en el fondo de pequeña amplitud, hay aumento de la resistencia (aumentando n de Manning y disminuyendo la de Chezy)

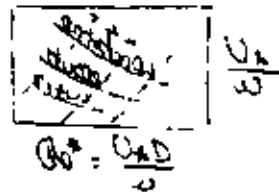
\rightarrow Dunas ($F_r < 1$)

Representa un cambio en la forma de los ríos, adquieren de aguas arriba una pendiente suave en la que se produce erosión y hacia aguas abajo una pendiente fuerte. Hay un aumento de la resistencia. Frecuentemente las dunas pueden alargarse hasta convertirse en barras.

- Antidunas ($F_r > 1$)

Representa una inversión de las dunas, la característica es que hay erosión aguas abajo y depósitos de aguas arriba.

Estas fases pueden describirse a través de parámetros adimensionales, que han sido establecidos por Liu, Richardson, Albertson y otros.



Ecuación de Resistencia (Chezy-Shank-Naza) $0.2 \leq D_{sc} \leq 20 \text{ m}$

a) En régimen inferior

$$\frac{V}{W_{sc}} = 9.58 G_*^{0.456} D_*^{0.198}$$

se cumple para $\frac{1}{3} \leq G_* \leq 305$

$$G_* = \frac{8 D_*}{(S_* - 1) D_{p4}} ; D_* = \frac{d}{D_{p4}}$$

b) $\frac{V}{W_{sc}} = 7.52 G_*^{0.352} D_*^{0.252}$ (régimen superior)

se cumple para $\frac{1}{3} \leq G_* \leq 891$

de las expresiones anteriores:

$$h_f = \left[\frac{n (V_m)^2}{C_m^{4/3}} \right]^{0.1} \Delta L \quad \text{Manning}$$

$$h_f = \left[\frac{K_{21} V_m}{D_m^{0.634}} \right]^{1.193} \Delta L ; K_{21} = \frac{D_{B4}^{0.634} (S_* - 1)^{0.456}}{1.58 W_{sc}}$$

$$h_f = \left[\frac{K_{22} V_m}{D_m^{0.644}} \right]^{1.211} \Delta L ; K_{22} = \frac{D_{B4}^{0.644} (S_* - 1)^{0.352}}{1.51 W_{sc}}$$

$$S_* = \frac{S_* - 1}{S}$$

Si el fondo está constituido por dunas el coeficiente de rugosidad ó de resistencia se descompone en dos:

1. Una debida a las partículas n' (micro rugosidad)
2. " " " configuración n'' (macro rugosidad)

implícitamente se acepta $R = R' + R''$

tomando en cuenta la fórmula de Manning.

$$U = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \text{ se tiene } n^{4/3} = (n')^{4/3} + (n'')^{4/3}$$

siendo $n' = \frac{D_{50}^{1/6}}{26}$ ó $\frac{D_{50}^{1/6}}{21}$ D : en m.

* ARRASTRE DE SEDIMENTOS.

El material sólido puede ser arrastrado: reblando, saltando ó en suspensión; sin embargo para su cuantificación y muestreo se ha dividido en 6 clases diferentes:

a) arrastre en la capa de fondo

$$q_b \text{ (kg/m}^2\text{/m)} \quad q_s \text{ (m}^3\text{/seg/m)}$$

b) arrastre del fondo en suspensión

$$q_{bs}, q_{ss}$$

c) arrastre de fondo

$$q_{bt} = q_b + q_{bs} \quad ; \quad q_{st} = q_s + q_{ss}$$

d) arrastre de lavado (limo y arena)

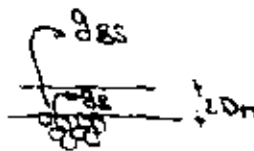
$$q_L, q_L$$

materiales que proceden de aguas arriba y no se encuentran representados en el material que forma el fondo del cauce, su origen es el erosionado por las gotas de lluvia; partículas.

menores de 0.075 mm

e) arrastre en suspensión

$$q_s = q_{bs} + q_L \quad ; \quad q_s = q_{ss} + q_L$$



f) Arrastre total

$$q_T = q_L + q_{st} \quad ; \quad q_T$$

$$q_T = q_L + q_b + q_{ss}$$

$$q_T = q_s + q_b$$

* FORMULAS DE ARRASTRE

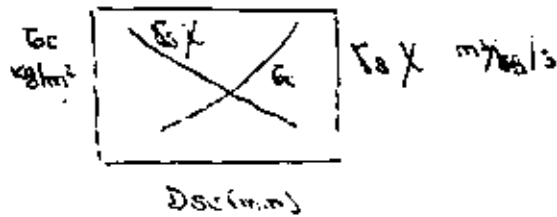
Dubois	}	q_b
Schoklitsch		}
Straub	}	
Shields		}
Kalinske	}	
Meyer, Peter y Muller.		}
Einstein	}	
Laursen		}
Sabo, K. Krause, Ashida	}	
Carde y Arestson		}
Ferdinik	}	
Redei		}
Reinecker y Weimer.	}	
Engelund-Hansen		}
Boyd	}	
Graf.		}
Zhen y Hong	}	
Ingle-Lacey		}
I. J. Levi	}	
Boyd		}
Lane-Kalaska	}	
Colby		}
		q_{ss}
		q_T, q_{st}

$$q_{st} = \frac{q_{bt}}{6}$$

→ **BAZDOYS** (barágrafos uniformes)
 es el primero en establecer una fórmula para el transporte de material sólido (q_s) considera que el movimiento de material sólido se produce en una serie de capas superpuestas del mismo orden.

$$q_B = \chi G_0 (G_0 - G_c)$$

χ parámetro característico del sedimento $m^2/kg^2 s$



→ **SCHOKLITZCH**

1914 barágrafos uniformes
 no aplicable a ríos.
 $0.305 < D < 7.01 \text{ mm}$
 $2.53 < G_0 < 2.9 \text{ T/m}^2$

$$\chi = \frac{0.54}{G_0 - G_c}$$

$$q_{ST} = \frac{0.54}{G_0 - G_c} G_0 (G_0 - G_c)$$

en sus experiencias medía el transporte de fondo y el de suspensión

1930 hace intervenir el gasto de la corriente y el gasto que inicia el avance de sedimentos (gasto crítico); b ; etc; s ; etc; el concepto τ_0 lo utiliza en forma implícita.

$$q_{ST} = 2500 s^{3/2} (q - q_c)$$

aplicable a canales y ríos.

$$q_c = \frac{1}{n} G_c^{2/3} s^{3/2} \dots \textcircled{A} \quad ; n = 0.0525 D^{1/6}$$

→ para $D \geq 0.006 \text{ m}$

$$G_c = 0.076 (G_0 - G_c) D = \tau_0 G_0 s$$

$$\therefore G_c = 0.076 \left[\frac{G_0 - G_c}{s} \right] \frac{D}{s}$$

sustituyendo en \textcircled{A} $q_c = 0.026 \left[\frac{G_0 - G_c}{s} \right]^{3/2} \frac{D^{3/2}}{s^{1/2}}$

→ $0.0001 \text{ m} < D < 0.03 \text{ m}$

$$G_c = 0.000285 (G_0 - G_c) D^{2/3} = \tau_0 G_0 s$$

$$\therefore G_c = 0.000285 \left[\frac{G_0 - G_c}{s} \right] \frac{D^{2/3}}{s}$$

sustituyendo en \textcircled{A} $q_c = 1.351 \times 10^{-5} \left[\frac{G_0 - G_c}{s} \right]^{3/2} \frac{D^{7/6}}{s^{1/6}}$

→ **STRAUS**

examina los resultados de varios investigadores y propone $\chi = 1.984 / G_0 D^{3/4}$ $D \text{ mm}$.

$$q_{ST} = \frac{1.984}{G_0 D^{3/4}} G_0 (G_0 - G_c)$$



→ **SHIELDS (1936)**

presenta una ecuación:

$$\frac{q_{ST} (G_0 - G_c)}{G_0 G_0 s} = 10 \frac{G_0 - G_c}{(G_0 - G_c) D}$$



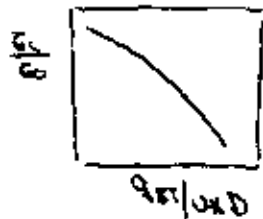
El gasto líquido unitario expresado en peso ($kg/s)(m) = \tau_0 q$
 rango de aplicación $1.56 \leq D \leq 2.47 \text{ mm}$.

$$1.06 \leq \frac{G_0 - G_c}{s} \leq 4.25$$

→ **METODO DE KALINSKY**

Es el primer autor que introduce el concepto de probabilidad de movimiento de una partícula. Supone que la cantidad de sedimento en movimiento por unidad de ancho es igual al producto del volumen de una partícula por la velocidad instantánea de la misma y por el número de partículas que se mueven en un determinado instante. Al indicar su resultado en forma adimensional se llega a la relación.

$$\frac{q_{ST}}{G_0 D} = 1.5 \left(\frac{G_c}{G_0} \right) = f \left(\frac{G_c}{G_0} \right)$$



para material no un. forme, bien graduado se recomienda.

dividir la curva granulométrica en intervalos de tamaño de material
 1º Calcular q_{st} y multiplicarla por el % curva granulométrica
 2º Sumar los resultados parciales.

→ MEYER, PETER y MULER (1948)

$$\left[\frac{n'}{\pi} \right]^{3/2} \frac{v_{RS}}{D_m} = 0.047(v_s - v) + 0.15 \left(\frac{v}{g} \right)^{1/2} \frac{q'_{st}}{D_m}$$

$$q'_{st} = q_{st} \frac{v_s - v}{v} \quad \text{gesto sólido expresado en peso sumergido.}$$

→ MÉTODO DE EINSTEIN (arrastrado de fondo)

consideré en lugar de " τ_c " la probabilidad de movimiento o de depósito de las partículas de sedimento del material que levantado del fondo se mueven en suspensión

N° part depositadas: N° part erosionadas.

$$\Rightarrow \frac{p}{1-p} = A \times \phi_x \quad \text{--- (A)}$$

p: probabilidad = f($\frac{\text{peso sumergido de la partícula}}{\text{arrastre hidrodinámico}}$)

A: cte

ϕ_x : parámetro de intensidad de transporte de fondo (adimensional)

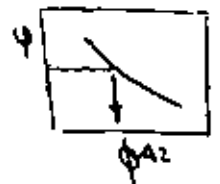
$$\phi_x = \frac{v_s}{v_b} \phi \quad ; \quad \phi = \frac{gB}{v_s} \sqrt{\frac{1}{gD_s}} \sqrt{\frac{v}{v_s - v}}$$

L factor de transporte del fondo (adimensional)

1942 Einstein encontró: $p = f(B_s^{42}, \phi)$

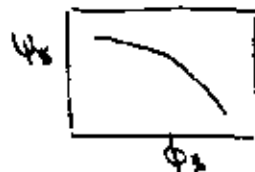
B_s^{42} : cte ;

ψ : intensidad de flujo = $\frac{v_s \cdot \delta}{v} \frac{D}{R_n^2 S}$
 radio hidráulico asociado a los granos.



1930 Einstein sustituyó la ecuación empírica por una relación analítica.

$$p = 1 - \frac{1}{1 + \int_{D_s}^{\psi} \psi_x - \psi_c \cdot e^{-\psi_x} d\psi_x} = \frac{\int_{\psi}^{\infty} \psi_x - \frac{1}{\psi_0}}$$



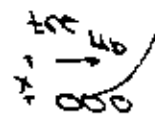
combinandola con la expresión (A)

$$\frac{p}{1-p} = A \times \phi_x$$

$$\psi_x = f \psi \frac{D_s^2}{D_x^2} \psi$$

ψ y ψ' se obtiene de grafías

τ toma en cuenta el efecto que producen partículas muy pequeñas en el arrastre.



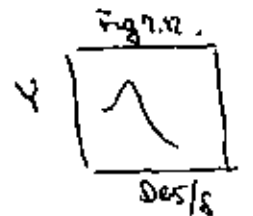
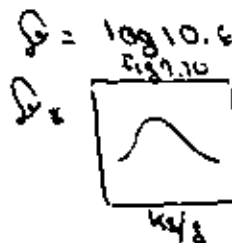
$$x = 0.97 D \quad \text{si} \quad \frac{D}{g} > 1.80$$

$$x = 1.29 g \quad \text{si} \quad \frac{D}{g} < 1.80$$



$$g = \frac{11.6 v_b}{D_s}$$

ψ se usa para describir el cambio de coeficiente de sustentación en mechas



conociendo el transporte de una componente individual i y j dentro de un mat. no uniforme el transporte total puede ser determinado por la suma de esas fracciones; cuando la variación es pequeña se utiliza D_{85} .

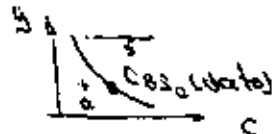
$$\phi = \frac{Q_B}{Q_S} \sqrt{\frac{S}{(S-8)} \frac{1}{g D^3}}$$

$$\phi_B = \frac{i_B}{i_0} \phi \quad ; \quad \psi = \frac{(S-5) D}{8 \tau W S}$$

i_B : fracción (%) del área unitaria expuesta al arrastre
 i_0 : fracción (%) del área unitaria de depósito de partículas.

→ MÉTODO DE EINSTEIN (arrastre en suspensión)
 por unidad de ancho y de tiempo.

$$Q_{ST} = \int_0^d C_y U_y dy \quad \text{--- (B)}$$



en la que

$$U_y = 5.75 U_*' \log \left(\frac{30.2 x y}{D_{65}} \right)$$

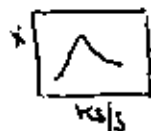
$$C_y = C_{85a} \left[\frac{d-y}{y} \right] \left[\frac{a}{d-a} \right]^2 \quad \text{(propuesta por Rouse)}$$

$$\xi = 2.5 W_*' / U_*'$$

sustituyendo en (B) y realizando transformaciones.

$$Q_{ST} = 11.6 U_*'^3 a C_{85a} (P I_1 + I_2) \quad \text{--- (A)}$$

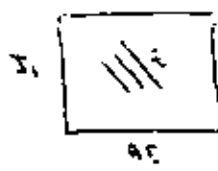
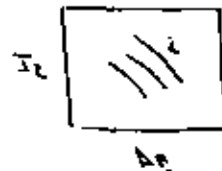
entonces $p = 2.303 \log \frac{30.2 x d}{D_{65}}$



$$I_1 = 0.216 \frac{A^{2-1}}{(1-A)^2} \int_{A\xi}^1 \left(\frac{1-y}{y} \right)^2 \log_e y dy$$

$$I_2 = 0.216 \frac{A^{2-1}}{(1-A)^2} \int_{A\xi}^1 \left(\frac{1-y}{y} \right)^2 dy$$

$$A\xi = \frac{a}{d} = \frac{2d\xi}{R}$$



para conocer la concentración C_y en cualquier otro punto, situado a una distancia "y" del fondo se puede utilizar la propuesta por Rouse. Al considerar $\psi = a = 20'$, es decir arriba de la capa de fondo; Einstein supone que se cumple la relación

$$C_{85i} = C_{85a} = \frac{1}{11.6} \frac{i_B Q_B}{2D \cdot U_*'^3}$$

recordando

$$Q_{ST} = i_{ST} Q_{ST} \quad Q_{ST} = I Q_{ST} = Z i_{ST} Q_{ST}$$

sustituyendo C_{85a} en (A) y recordando lo anterior

$$Q_{ST} = Q_{ST} + \frac{Q_{ST} (P I_1 + I_2)}{Q_{ST}}$$

$$Q_{ST} = Q_{ST} (1 + P I_1 + I_2)$$

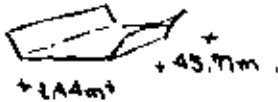
la secuencia de cálculo se indica en las tablas --- y ---

1 p.p.m / peso $1 \text{ mg/l} = 1.85 \text{ mg} = 10^{-3} \text{ kg/m}^3 = 10^{-6} \text{ ton/m}^3$
 Volumen $1 \text{ m}^3/\text{m}^3 = 10^{-3} \text{ t/m}^3 = 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}^3$
 $1 \text{ m}^3 = 1 \text{ ton}$

1500 p.p.m $\Rightarrow 0.015 \text{ ton/m}^3 \Rightarrow 15\% \text{ peso}$
 1500 p.p.m $\Rightarrow 0.015 \text{ m}^3/\text{m}^3 \Rightarrow 15\% \text{ volumen}$

→ Método de Engelund Hazen

u _m (mm)	φ
0.18	1.3
0.21	1.6
0.45	1.6
0.93	1.6



proboso $\phi_E = 0.1 \tau_c^{3/2}$ --- ①

$\tau_c = \text{coeficiente de fricción} = \frac{\tau_c}{\rho U^2} = \frac{2U_*^2}{U^2}$

$\phi_E =$ parámetro adimensional de Einstein con que se toma en cuenta el arrastre de sedimentos.

$$\phi_E = \frac{g_{BT}}{\tau_c \left[\frac{g}{\gamma} \frac{U_* - \tau_c}{\gamma} D_{50} \right]^{10.5}}$$

$\tau_c =$ parámetro adimensional de Shields e igual al recíproco del factor de corriente propuesto por Einstein

$$\tau_c = \frac{1}{\psi} = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma) D_{50}} = \frac{\gamma_s D_s}{(\gamma_s - \gamma) D_{50}}$$

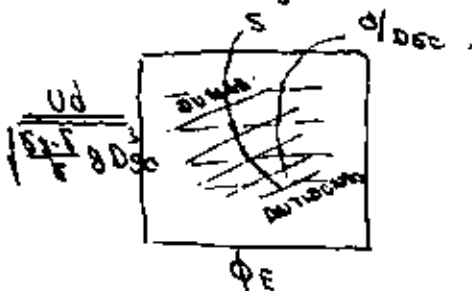
sustituyendo en ①

$$g_{BT} = \frac{0.05 \tau_c U_*^2 (D_s)^{3/2}}{(\frac{U_* - \tau_c}{\gamma})^2 g^{1/2} D_{50}}$$

expresado en función del D_{50}

$$g_{BT} = \frac{0.04 \tau_c U_*^2 (D_s)^{3/2}}{(\frac{U_* - \tau_c}{\gamma})^2 g^{1/2} D_{50}}$$

expresado en función del D_{35}



válida $Re_* \geq 12$

$$U_* \geq \frac{D_{50}}{u}$$

recomendación: no se aplique el método $D_{50} \leq 0.15 \text{ mm}$. $Q_g > 1$

→ Método de Bagnold (1961)

considera $g_{BT} = g_B + g_{BS}$

si se expresan como pesos sumergidos.

$$g'_{BT} = g'_B + g'_{BS}$$

en su desarrollo toma en cuenta:

- * velocidades del fluido en cada punto
- * peso sumergido de las partículas
- * Fric necesarias que debe ejercer el fluido para levantarlas y arrastrarlas
- * Introdujo factores de corrección para tomar en cuenta que U y τ_c no siguen la misma dirección

las correcciones propuestas por Bagnold son:

$\tan \alpha$ para el arrastre de fondo.

coeficiente de fricción para las partículas sólidas.

$\frac{w}{V_s}$ para el arrastre de fondo en suspensión

\rightarrow velocidad media de las partículas de fondo en suspensión.

* toma en cuenta la energía del flujo por unidad de área

$$E_u = \frac{\tau_c Q_s}{B} = \tau_c D_s U \quad \text{Energía Unitaria.}$$

* En función de dicha energía unitaria es posible obtener los arrastres mencionados.

$$g'_B \tan \alpha = e_b E_u$$

$$g'_{BS} = \frac{w}{U_s} = e_s E_u = e_s e_b E_u$$

donde e_s y e_b son coeficientes que indican la eficiencia para transmitir dicha energía;

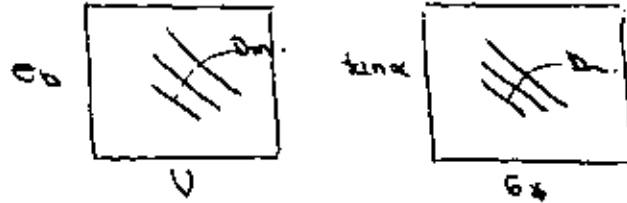
tomando en cuenta lo indicado

$$g'_{BT} = E_u \left[\frac{e_b}{\tan \alpha} + e_s \frac{U_s}{w} (1 - e_b) \right]$$

para flujo completamente desarrollado

$$e_b = f(\text{velocidad media}, D_m)$$

$$\tan \alpha = f(G_x, D_m)$$



La ecuación propuesta por Sagnold es aplicable tanto a flujo laminar como turbulento; para el caso de flujo laminar la expresión se reduce a:

$$g'_{BT} = 8USd \left[\frac{e_b}{\tan \alpha} + 0.01 \frac{V}{\omega} \right]$$

la fórmula no es aplicable $D < 0.015 \text{ mm}$.

* PERDIDA DE SUELO

erosión - desgaste de la tierra

Agentes de la erosión: agua, viento, nieve, gravedad y actividades humanas (explotación minera; abo-vechamiento cuenca para uso forestal, agrícola, ganadero, excavación obras hidráulicas; vías de comunicación, etc.)

tipos de erosión:

* normal - tipo geológico, el proceso es lento, no alterada por la actividad humana

* acelerada - al alterar la cubierta del suelo por actividades humanas, tales como el pastoreo exagerado, la tala de bosques e incendios de los mismos hacen que la erosión sea acelerada.

Erosión por el agua:

* lámina - sedimentación por impacto de las gotas de lluvia y remoción subsiguiente por flujo superficial

* canal - remoción y transporte de material por flujo concentrado.

RESUMEN:

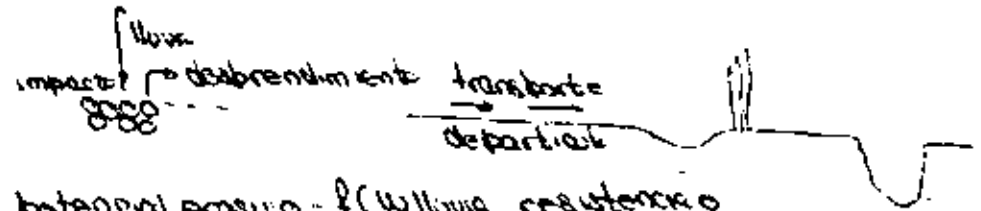


PROCESO

DAÑO

- | | |
|---|-----------------------|
| ① suelo erosionado en las partes altas de la cuenca por h_p | ① donde se origina |
| ② pérdida de suelo al arrastrarse | ② donde se transporta |
| ③ modifica las características del cauce al variar G_x | ③ donde se deposita |
| ④ cuando el Qs llega al mar ó a algún embalse | |

PROCESO DE EROSION DEL SUELO



potencial erosivo = $f(\omega, \text{lluvia}, \text{resistencia cobertura del suelo})$

si el suelo se encuentra saturado se produce el escurrimiento $\omega_{lluvia} > \text{Infiltración suelo}$.

grado de erosibilidad = $f(\text{Vescurrimiento}, \text{flujo}, S, \tau)$

una manera de reducir la erosión del suelo es mantener inundados los terrenos ó protegido, con cubierta vegetal; reduciendo la velocidad de los escurrimientos.

la resistencia de un suelo a las fases erosivas y a los escurrimientos = $f(\text{propiedades del suelo}; \sigma, \text{forma}, \tau_s \text{ para mat. de comportamiento friccionante}; C, \tau_s \text{ para mat. de comportamiento cohesivo})$

Erosion en lamina

- * Ellison
- * Musgrave

* Leq universal de pérdida de suelo

$$A = R K L S C P$$

Donde A es la pérdida de suelo en ton/km², R es el factor de lluvia, S es el factor de pendiente, L es el factor de longitud, C es el factor de cultivo y P es el factor de control de erosion

El uso de la ecuación universal de pérdida de suelo, por su propia deducción resulta un poco problemática, llamada para la parte oriental de los E. U. A. y para su aplicación directa se requiere de una gran cantidad de información. A continuación se describirá brevemente cada uno de los factores que intervienen y su manera de obtenerlo

* Factor de erosibilidad del suelo "K"

Este factor pretende tomar en cuenta la mayor o menor facilidad que tenga un suelo para ser erosionado, en función de su granulometría, peso volumétrico, etc. Existen tablas para la determinación de su valor numérico, pudiendo teóricamente tomarse valores de 0 y 1 que corresponden a suelos no erosionables y suelos totalmente erosionables respectivamente. En la práctica este factor tiene un valor entre 0.10 y 0.40

* Factor pendiente "S"

Este factor toma en cuenta la facilidad que puede tener un suelo para ser erosionado en función de su pendiente, ya que suelos con mayor pendiente es de esperarse que sean más fácilmente erosionables que otro con las mismas características pero con pendiente menor. De acuerdo con Weischmeier y Smith.

$$S = \frac{0.43 + 0.30S + 0.045S^2}{6.613} \quad S(\%)$$

Debe aclarar que si se trabaja con terrenos de características no uniformes, como puede ser la cuenca de un río, es necesario aplicar la ecuación por tramos que si sean uniformes, o bien trabajar con toda la extensión del terreno pero con valores representativos de los factores para toda el área. Su variación entre 0.063 y 63 (teóricamente), en la práctica es poco usual de determinar erosion en terrenos con pendientes al 10%.

* Factor longitud "L"

Este factor toma en cuenta que tan grande es un terreno para determinar la cantidad de azules que puede resultar de él

$$L = \left| \frac{L_0}{916} \right|^{0.5} \quad L_0 \text{ en pies}$$

Al aplicarse cuencas grandes, la longitud L₀ del terreno, se recomienda obtener la densidad de drenaje de la cuenca, se obtiene su recíproco que tiene como unidades Área por unidad de longitud. Ahora esa área se supone que tiene forma circular y se obtiene su radio, el cual será L₀

* Factor de cultivo "C"

Este factor pretende tomar en cuenta la erosion de un terreno en función de la cubierta vegetal que tenga dicho terreno.

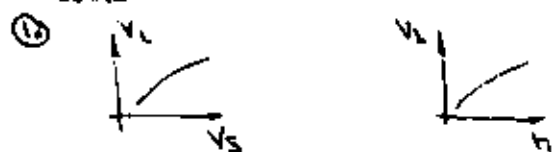
Originalmente la determinación de dicho factor requería de una gran cantidad de información como era la de terminación o recopilación de información de un patrón de cultivo para 4 años, conocer en que época del ciclo de cultivo se encontraba éste al tiempo de la evaluación, información de la productividad media de ese terreno en cultivos anteriores, etc. Información que la mayoría de las veces no es fácil de conseguir. Fue por esta razón, y la de agilizar el cálculo, que se extrapoló una tabla de valores medios en los que se puede obtener un valor de factor "C" de cultivo con solo conocer si el terreno es bosque, pastizal, zona de cultivo o desprovista de vegetación. Los valores van desde 0.08 para bosques densamente poblados hasta 1.00 para zonas desprovistas de vegetación

* Factor de Control de Erosión "P"

Este factor toma en cuenta que tanto se puede reducir la erosión o el material de salida de un terreno si en el existe alguna obra o manejo especial para detenerlo, como puede ser los zarcos, terrazas, etc. Véase tablas — a —

* Factor de Lluvia "R"

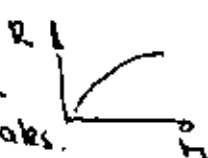
Este factor pretende tomar en cuenta la erosión de un suelo en función de las características de la lluvia que cae en el suelo; originalmente, se definió como una función de la intensidad de una lluvia con $T_r = 10$ años y $d = 30$ min, por la falta de información en nuestro país se ha tratado de establecer una relación entre esa erosión y algún parámetro de fácil obtención; p.e. la altura de precipitación mensual



V_L : volúmenes líquidos escurridos mensuales
 V_S : sólidos arrastrados "
 h : alturas de lluvia mensuales

② Se obtiene el valor de "R" para un mes cualquiera, este valor está relacionado con un volumen líquido que lo arrastró, que se determina con la primera relación obtenida en el paso anterior. A su vez, este volumen escurrido se puede relacionar con la lluvia que lo produjo por medio de la segunda relación y de esta manera se obtiene:

En figura anexa se muestra la relación Factor de Lluvia R - Lluvia, mensuales.



* GASTO FORMATIVO Y DOMINANTE

- "gasto formativo. Se entiende como aquel gasto que le mantiene constante reproduce Q, d, S que tiene un río y que ha adquirido con gastos variables (hidrograma anual)
- "gasto dominante. Se entiende como aquel gasto que arrastra la misma cantidad de sólidos que el hidrograma anual.

para algunos investigadores $Q_{form} = Q_{dom}$.

* Criterios para valorar Q_{form} .

- KELLERHALS (1867) para ríos con boteos y gravas, lo define como el gasto que llena el cauce principal; supone que para ese gasto el transporte de fondo es despreciable
- CHARCICKI (1959). Lo define como aquel que produce los máximos corrimientos laterales en un año promedio
- MATIAS (1956). Lo define como aquel gasto relativamente grande o sostenido durante un tiempo, que reanuncia el cauce natural al limpiarlo de vegetación y depósitos acumulados durante la época de gastos bajos.
- ACKERS y CHARTON. Consideran como gasto formativo o dominante como aquel gasto que si fluyera etc formaría un río con longitud de meandros observable para un tramo dado de río en un experimento similar

$$\frac{1}{D_{50}} = 123 \frac{Q_d}{D_{50}^{1.5} Q_{D50}}$$

- En función de la frecuencia. Es aquel gasto que puede pasar por la sección transversal de un río, sin llegar a desbordar, varios autores han observado la frecuencia de llenado en función de los datos hidrológicos y de las avenidas presentadas.

③ $T_r = 1$ a 10 años

* Criterios para evaluar Q_{dom}

- Dela de figuración para flujo permanente

$$Q_d = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{si} n_i \phi_i}{\sum_{i=1}^n Q_{si} n_i}$$

- para flujo variable, se debe efectuar una corrección

$$Q_s' = Q_s \left[1 + \frac{1.5 \alpha}{\alpha - 1} \right]$$

en donde $\alpha = \frac{(k_s - F) D_{50}}{F \delta S}$

para transporte nulo, α , toma el valor de uno y para transporte máximo toma el de dos

* CAUCES ESTABLES

en un cauce se tienen 3 conceptos de estabilidad que se pueden aplicar a un río

- 1) Estática - la estabilidad estática se alcanza cuando la corriente no es capaz de mover al material que forma las paredes y el fondo
- 2) Morfológica - La estabilidad morfológica es la que tiene cualquier tramo de río, es decir, la geometría de las secciones transversales y las pendientes observadas son las que se representan siempre que se tenga el mismo material del fondo, la misma alimentación de gasbto sólido procedente de aguas arriba y el mismo h. Diagrama.
- 3) Dinámica. Se puede considerar como un caso particular de la anterior y es la que se observa cuando el río está formado por un solo cauce, pero existe armate, erosión y se alimentan de material sólido.

En un cauce se tienen 4 grados de libertad

- | | | |
|--------------|---|--|
| 1° d | / se requieren de secuencias q tomen en cta el meandreo | a) pendientes por figuración
b) armate de sedimentos
c) geometría secciones. |
| 2° S → Q_s | | |
| 3° B | | |
| 4° tiempo | | |

algunos autores emplean o reemplazan la palabras de equilibrio por la de régimen, las condiciones de equilibrio son Se, Se y de

* Criterios: BLENDK

ALTUNIN.

NAAM-CEWICKSHANK

* Contribución de Blench (1957) S.I.

aplicable a: canales rectos; márgenes hidráulicamente lisos; $B = 2d$; márgenes permanecen estables, como si estos se comportasen como material cohesivo; des cargas continuas $Q = cte$; el movimiento Q_{ST} da lugar a la formación de dunas → $F_r < 1$; $U < U_{crit}$; D pequeños.

ecuaciones:

1) $F_B = \frac{3.28}{g} \frac{U^2}{d}$ (factor de forma) = f(material)

2) $F_S = \frac{10.76}{g} \frac{U^3}{B}$ (factor de orilla)

3) $\frac{U^2}{g \delta S} = 3.63 \left[1 + a_B \bar{C}_s \right] \left[\frac{UB}{d} \right]^{0.25}$

$a_B = \frac{1}{2350}$; \bar{C}_s = concentración del material arrastrado en suspensión dado en peso y partes por millón.

A través de las ecuaciones anteriores se obtienen las condiciones de equilibrio.

$$B_e = \sqrt{\frac{F_B}{F_S} \phi} \cdot \frac{1.87}{g}$$

$$d_e = \frac{1.02}{g} \left[\frac{F_S}{F_B^2} \right]^{1/5} \phi^{1/5}$$

$$S_e = \frac{F_B^{5/6} F_S^{1/2} d^{1/4}}{3.63 (1 + a_B \bar{C}_s) g \phi^{1/4}} \cdot \frac{10.55}{g}$$

$$F_B = F_{B0} (1 + 0.12 \bar{C}_s)$$

fondo arenoso $F_{B0} = 1.9 D_m^{0.5}$

D_m : mat. fondo expresado en mm.

0.1 lino ligeramente cohesivo.

$F_B = 0.2$ suelo cohesivo.

0.3 " muy "

$$F_B = \frac{F_{B0}^2}{8} ; F_{B0} = 1.9 D_m^{0.5}$$

D_m : mat orillas expresado en mm

* Contribución de Simons (1968) S.I.

$$B_e = 0.9 k_1 \sqrt{Q}$$

$$d_e = 1.21 k_2 Q^{0.36} \quad R_h = 7 \text{ pies.}$$

$$d_e = 1.00 + 0.92 k_2 Q^{0.36} \quad R_h > 7 \text{ pies.}$$

$$\frac{U^2}{g D S_e} = K_A \left[\frac{U B_e}{U} \right]^{0.57}$$

Coefficientes

tipo material	k_1	k_2	k_A
arena: lecho y orillas.	3.8	0.52	0.33
lecho: arena; orillas: coh.	2.6	0.44	0.54
coh: lecho y orillas.	2.2	0.37	0.87
Coarso mat no cohesivo			
lecho: arena, orillas cohesivo	1.75	0.23	
con alto contenido sedimen k_A	1.70	0.34	

* Contribución de Altunin

- distingue tres zonas importantes.

Montaña Intermedia Planicie.

cantos rodados / guijarros arenas y gravas arenas.

↓ V
afluentes pequeños cauces ercantes / ríos sin meandros. ríos con meandros / cerca del mar.

- distingue dos tipos de secciones transversales.



difícil de erosionar



fácil de erosionar

PRIMERA ECUACION: relaciona las características geométricas.

$$\frac{B^m}{k} = d \quad (\text{Goncharov}) \quad \boxed{1}$$

$$m = 0.72 \left[\frac{D_m (T_0 - T)}{d S S} \right]^{0.1} \quad (\text{Orlov})$$

tipo de sección transversal	F	A	m
	b'	b'	b'
⊙			
⊙			

⊙ alta montaña

⊙ zona de planicie

$k = f(\text{tipo cauce})$

material B a 12

'a' 3 a 4

'b' 16 a 20

SEGUNDA ECUACION: Formula de Chezy

$$Q = C B d \sqrt{d S}$$

$$C = \frac{1}{n} d^y \quad \frac{1}{n} < y < \frac{1}{5} \quad \text{Manning } y = \frac{1}{6}$$

$$Q = \frac{1}{n} B d^{5/6} S^{1/2}$$

substituyendo en 2

$$B = \frac{A_1 C^2}{g_0 \beta} \quad \dots [2]$$

$$A_1 = (7.475) \beta \quad ; \quad D = \frac{3}{2.18 m}$$

3era ECUACION: Equilibrio

$$V = a_1 V \phi d^x \quad \dots [3]$$

$a_1 = 1$ zona montaña ; 1.2 zona llana

$V \phi$: velocidad de formación excluye la posibilidad de formación en el tramo en estudio = $f(D)$ representativa en boca de avenidas el 3 rep se afecta por 1.5

- $x = \frac{1}{1+d}$ se recomienda
- $\frac{1}{5}$ gasto máximo
 - $\frac{1}{4}$ gasto medio e pose de crecienter
 - $\frac{1}{3}$ " " " " avenidas.

ecuación complementaria $V \phi = \frac{1}{A_1^2}$

LA DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS ESTABLES DE UN TRAMO DE CAUCE = $f(D)$ (datos del problema) verase tabla

* METODO DE MASA-CRICKSHANK

cauces con fondo arenoso

ecuaciones necesarias para definir la estabilidad de un cauce:

- a) Crickshank-Naza (resistencia del flujo) para régimen inferior o superior
- b) Engelund (capacidad de transporte de sedimentos)
- c) Conchavos (Altunin)

Para el análisis de estabilización de un cauce se fijan valores de los parámetros k y m (10 y 0.7) ; las expresiones pueden verse en tablas adjuntas

* SOCAVACION EN CAUCES NATURALES.

Tipo

General
transversal
curvas (parte externa)
al pie de una estructura
aguas abajo de un embalse

* Socavación general

criterio de Lischman-Levediev

Cauce	Mat. fondo	Dist. estratos
o Definido	o cohesivo	o homogéneo
	o no cohesivo	
o Indefinido	o cohesivo	o heterogéneo
	o no cohesivo	

* Socavación general en cauces de fondos

la degradación del fondo cesará hasta que

$$U_{inc} = U_{erosiva}$$

$$U_{inc} = f(S, r, d)$$

$$U_{erosiva} = f(\text{caract fondo}, d)$$

así para materiales friccionantes, U_e se entiende como la U_{min} que mantiene un movimiento generalizado el mat del fondo = $f(D_m)$; para materiales de comportamiento cohesivo es la U capaz de levantar las partículas y ponerlas en suspensión

→ suelos cohesivos



$$V_e = 0.60 \tau_s^{1/18} \beta d s^x$$

$$x = f(\tau_s)$$

Q = coef base = f(frecuencia de las avenidas)
 tabla 1

% Qd	Q

V_s	x	$\frac{1}{1+x}$	D_m	x	Y_{1+x}
Suelos cohesivos			Suelos friccionantes		

$V_r = f$ (profundidad en cada punto de la sección)
 en una franja ΔB

$$\Delta Q = V \Delta A = \frac{1}{n} s^{1/2} d_o^{5/2} \Delta B \quad \text{--- ①}$$

$$q = f(\text{dm ante de la, } Qd, \mu)$$

erosion

μ = coeficiente de contracción, tabla 3

V_m	tablas

$$q = \frac{Qd}{dm^{5/3} B e \mu} ; dm = \frac{A}{B e}$$

l ancho efectivo

por otra parte $\Delta Q = V_r ds \Delta B \quad \text{--- ②}$

igualando ① y ② $V_r = \frac{\alpha d_o^{5/2}}{ds} \quad \text{--- ③}$

igualando $V_r = V_c$

$$ds = \left[\frac{\alpha d_o^{5/2}}{0.68 \rho V_s^{1.18}} \right]^{1/1.18} \quad \text{--- ④}$$

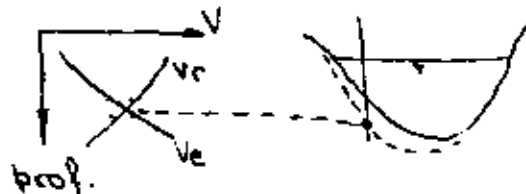
para suelos homogéneos.

→ SUELOS FRICCIONANTES

$$V_c = 0.68 \rho D_m^{0.28} ds^x$$

$$V_r = \frac{\alpha d_o^{5/2}}{ds} \Rightarrow ds = \left[\frac{\alpha d_o^{5/2}}{0.68 \rho D_m^{0.28}} \right]^{1/1.18}$$

→ Cuando el material es heterogéneo se resuelve
 a) analíticamente
 b) Se migrafiles



Nota: Si la rugosidad varía de tramo en tramo.
 (cauce principal y secundario) hay
 necesidad de valvar para cada caso
 α_{cp} ; α_{cs}

* Localización general en cauces indefinidos.

Cuando un río carece de un cauce bien formado
 (dos ó más corrientes)

$$S: \frac{Q_{\text{principal}}}{Q_{\text{avenidas}}} = 0.25$$

$$\frac{B_{\text{normal}}}{B_{\text{avenidas}}} = 0.80$$

en lugar de B_e se toma V_c (no erosionable) =
 f (material del fondo, d); los valores son los us-
 tos V_{perm} para material cohesivo y no cohesivo;
 en términos generales.

$$V_c = U_c d^{0.2}$$

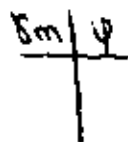
d : profundidad en el punto en estudio.

V_c : velocidad crítica para un tirante de un metro
 para materiales homogéneos.

$$V_c = V_r = \frac{\alpha d_o^{5/2}}{ds} \quad ds = \frac{\alpha d_o^{5/2}}{V_c}$$

para materiales heterogéneos se hace de la misma
 manera que para cauces definidos.

* Si el cauce trae mucho material en suspensión V_s y u aumenta y la turbulencia disminuye por lo tanto para que la corriente provoque la misma erosión la velocidad media de la corriente es mayor. \therefore la ecuación que da V_e ó V_c se ve afectada por $\psi = f(\tau_{agua}, \text{mat susp})$, tabla VI



* METODOS DE STRAUSS

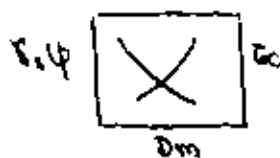
hipótesis:

- se cumple el principio de continuidad / sección A1 y A2 del estudio.
- misma rugosidad

$$Q = \frac{1}{n} B_1 d_1^{5/3} S^{1/2} = \frac{1}{n} B_2 d_2^{5/3} S^{1/2} \quad \dots \textcircled{1}$$

- Q_s es el mismo cuando llega a estabilizarse de Duboys

$$Q_s = \psi B_1 G_1 (G_1 - G_c) = \psi B_2 G_2 (G_2 - G_c) \quad \dots \textcircled{2}$$



$$G = K d S$$

despejando S y sust en $\textcircled{1}$

$$B_1 d_1^{7/6} G_1^{1/2} = B_2 d_2^{7/6} G_2^{1/2}$$

$$G_2 = \frac{B_1^2}{B_2^2} \frac{d_1^{7/3}}{d_2^{7/3}} G_1 \quad \dots \textcircled{3}$$

$$\text{de } \textcircled{2} \quad B_1 G_1 (G_1 - G_c) = B_2 G_2 (G_2 - G_c)$$

despejando G_2 e igualando con $\textcircled{3}$

$$\frac{d_1}{d_2} = \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{4/7} \left[\frac{G_c/G_1 + \left[\left(\frac{G_c}{G_1} \right)^2 + 4 \frac{B_1}{B_2} \left(\frac{G_c}{G_1} \right) \right]^{1/2}}{2} \right]^{7/4}$$

despejando graficando



* erosión en curvas.

de acuerdo a las curvas que tiende a formar un río pueden establecerse tres grandes grupos:

- rios de llanura con meandros.
- rios con curvas irregulares.
- rios con cauces errantes.

tipo de río F_r m

a	0.02 - 0.20	0.50 - 0.75
b	0.04 - 0.50	0.60 - 0.75
c	0.20 - 0.50	0.15 - 0.80

* Criterios de diseño

a) Leve diez

obtener $d_{curva} = d_0$ $d_{cur} = d_{recto} (1 + \epsilon \sqrt{\frac{B}{R}})$
 y después se obtiene de $d_{cur} = K_c d_{recto}$

b) Altunin

sopone que d_0 no aumenta cuando la avenida máxima tiene lugar

$$d_{max} = \epsilon d_{recto}$$

B/R	ϵ	K_c	E

* SOCAVACION LOCAL AL PIE DE PILAS Y ESTRIBOS DE PUNTE

o Criterios:

Laursen Touch (Iowa) $d_s = f(d, \text{forma p.l.})$

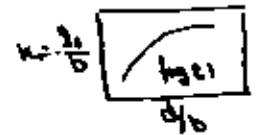
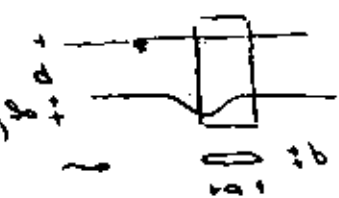
Yaroslavtziev (Unión Soviética) $d_s = f(V^4, d, \text{forma p.l.})$

Instituto de Ingeniería

d , cauce aven.
o esta $s.c$

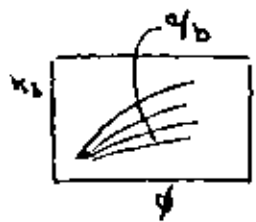
* Laursen-Touch

$S_0 = k_1 k_2 b$
(no coincide oblicuamente)



$k_2 = f(\text{forma de la nariz})$
tabla XII

$S_0 = k_1 k_2 b$
Coincide oblicuamente



* YAROSLAVTSEV

dos casos: mat no cohesivo
cohesivo

→ No cohesivo

$S_0 = k_f k_v (e + k_4) \frac{U^2}{g} - S_0 D_{es}$

$k_f = f(\text{forma de la nariz de la pila})$
y el ángulo ϕ

Fig 23a, b, c

$k_v = f(\phi, b)$

Fig 24

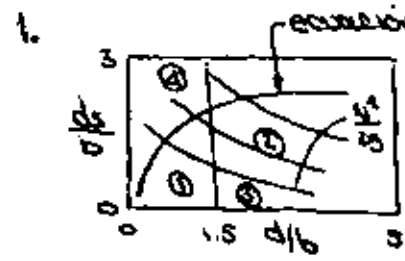
$e = f(\text{situación donde están colocadas las pilas})$
0.6 - cauce principal
1.0 - cauce avanzadas.

→ Suelos cohesivos

la expresión es la misma que para suelos granulares;
se considera un Deguivalente (tabla XIII)

Caract. suelo	Riesgo Vol. seco Tim ²	Deguivalente	
		Arcillas	Atuon
Risco compacto			
↓			
muy compacto			

* Instituto de Ingeniería



Yaroslatziev

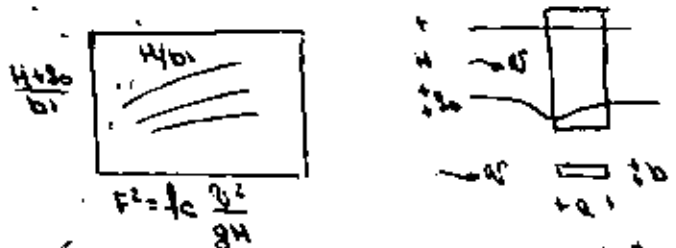
- ① posibles errores.
- ② zona de aplicabilidad
- ③ no concuerda la fórmula
- ④ no se presentan socavaciones.

2. Después de realizar el estudio de aplicabilidad de los métodos propuestos por Laursen-Touch y el de Yaroslavtzev, se avocaron a estudiar el mecanismo de la erosión, estudiar, investigar los factores que intervienen en la socavación al pie de una pila de un puente; los cuales fueron agrupados en la forma siguiente:

- a) parámetros hidráulicos
(Q_m , tirante, distr. de Q , direc. corriente)
- b) parámetros de fondo
(D , dist granulométrica, cohesión, E_s sumergido, espesor estratos)
- c) características que dependen de la ubicación del puente (concentración en la sección del puente; forma del río, recta o curva; obras de control)
- d) parámetros de tiempo (tiempo de pico, tiempo para que el material sea removido y se alcance una condición estable)

3. en los estudios realizados por el Instituto de Ingeniería, se probaron 3 materiales granulares, cuatro clases de pilas y diferentes ángulos de incidencia; en cada ensayo se varió el tirante y la velocidad

En las figs 17a-30 se muestran las diferentes etapas en el proceso erosivo; de la serie de ensayos realizados y de los resultados presentados por los autores, obtuvo con un nuevo criterio para determinar la profundidad de la socavación, figs 11a-33 para pilas rectangulares, circulares y redondeadas, respectivamente



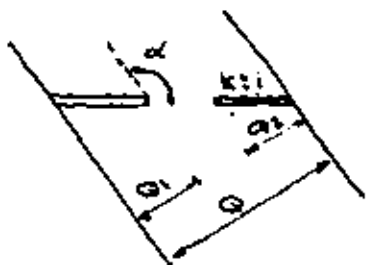
→ Si la pila está alineada al flujo $f_c = 1$; $b = b$

→ Si no está alineada al flujo b será la proyección de la pila f_c es variable

ϕ	0°	15°	30°	45°
f_c	1	1.25	1.40	1.45

* SOCAVACION AL PIE DE ESTRIBOS

método de Artamanov: permite determinar la profundidad al pie de estribos y espigones.



DISPOSICION DE LOS ESTRIBOS.

$$S_T = P_\alpha \quad P_\phi \quad P_K \quad H_0$$

tabla \uparrow \uparrow \uparrow

α	XV	XVI	XVII
ϕ		0/40	K

H_0 es el tirante que tiene en la zona cercana al espigón

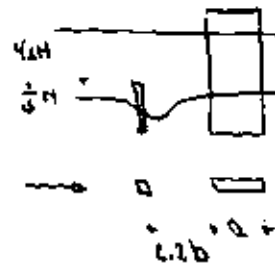
* PROTECCION CONTRA LA SOCAVACION LOCAL

- al pie de pilas
- al pie de estribos

→ Al pie de pilas

- impedir que el cambio de dirección de las líneas de corriente se produzca frente a la pila con lo que se reducen o suprimen los vórtices que se generan en las esquinas
- la segunda consiste en hacer que en el fondo del cauce alrededor de la pila resista la acción erosiva.

Solución del primer tipo ($\phi = 0$)



Se reduce la socavación en un 90%

Solución del segundo tipo ($\phi = 0$ ó $\phi \neq 0$)

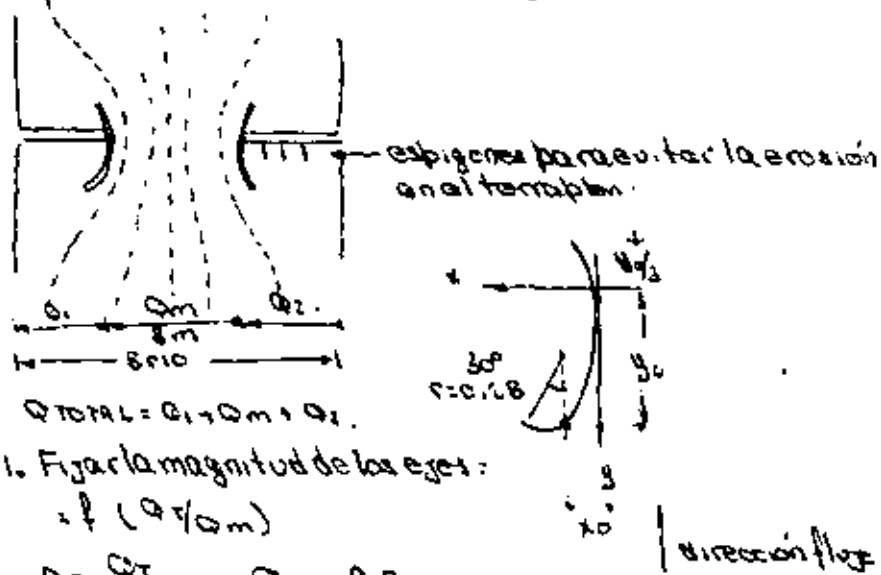
consiste en sustituir el material del fondo del cauce por otro más resistente a la erosión

$$V = V_1 H^\alpha; \quad \alpha = \frac{1}{2.1H} \Rightarrow \text{se despeja } V_1$$

despejado V_1 , en tabla XVIII, aparecen los diámetros que se recomienda colocar en el pedregal, $\phi = 0$ en frente, $\phi \neq 0$ alrededor de la pila

- $D_{fondo} = 20 D_{protección}$ (receta)
- la protección de borá colocarse en 3 capas.
- para no reducir el área hidráulica el borá se coloca en el nivel inferior de la socavación general.

★ Al pie de estribos
criterio de Latvischenkov



1. Fijar la magnitud de los ejes:

$= f(Q_r / Q_m)$

$q = \frac{Q_r}{B_{rio}}$ $Q_m = q B_m$

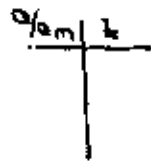
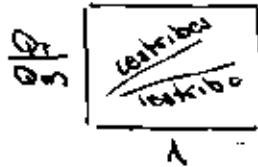
$x_0 = \lambda B_m$ fig 42 $\lambda = f(\frac{Q_r}{Q_m})$

$y_0 = \lambda \epsilon B_m$

$z = f(\frac{Q_r}{Q_m})$

tabla XIX

$\epsilon = y_0 / x_0$

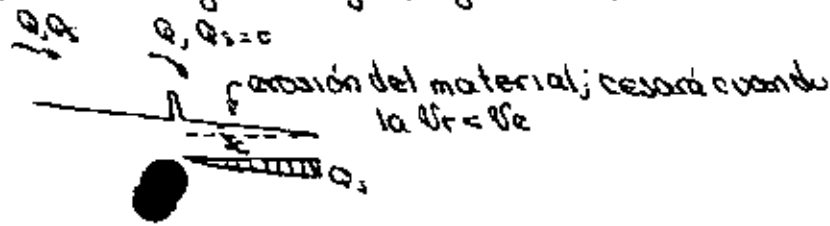


2. Conocidos x_0, y_0 el resto de los puntos está dado por:

$x = x_0 (1 - \sqrt{1 - y^2 / y_0^2})$

3. Colocar pedraplen de la misma forma que al pie de las pilas.

★ Erosión aguas abajo de grandes presas



representan 2 cauces

a) con sección de control

b) sin " " " " " "

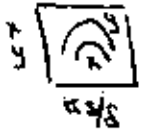
en ambos casos la ecuaciones son:

$Q = 1.486 (1.49 \frac{R}{\Delta}) \sqrt{S_c R_c} = \frac{Q}{A_c} \quad \dots \textcircled{1}$

$A = \frac{K_s}{X}$

K_s : diámetro representativo = D_{50}

X : coeficiente = $f(\frac{K_s}{g})$; fig.



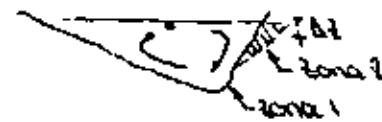
Shields

$\frac{\tau_{oc}}{(K_s - \delta) D} = k = \frac{0.06}{y} \quad \dots \textcircled{2}$

$\tau_{oc} = \gamma R_c S_c \quad \dots \textcircled{3}$

mediante el uso de las fórmulas anteriores es posible determinar S_c, R_c, A_c ; para resolverlas conviene proceder por tanteos dando a X y a y el valor inicial de uno

★ Obras de protección



Si se protege la zona ① la zona ② se erosiona, el talud de la margen se acuesta y no hay desplazamiento del río.

★ espigones.

★ protección directa

las ventajas de uno son desventajas para el otro tipo de protección

Parámetros o factores dignos de tomarse en cuenta al diseñar una obra de protección

- Área hidráulica (se reduce o no)

- rugosidad (se aumenta en las orillas)
- se fija la orilla
- radio de curvatura de las curvas
- procedimiento de construcción
- mantenimiento de la obra
- la destrucción parcial o total.

delinear las líneas teóricas.

✦ DISEÑO DE ESPIGONES.

- Localización en planta, radios de curvaturas, longitud de tangentes, ancho estable del río
- Longitud de espigones y de arranque (2 a 2.5 B)
- separación de los espigones. $= f(\beta)$ $3 < \beta < 110$
- Pendiente de la corona (6 a 10%)
- Angulo de orientación respecto a la orilla (70 a 90°)
- Permeabilidad del espigón. Material de construcción
- Socavación en la curva y local en el espigón.

✦ DISEÑO DE PROTECCION DIRECTA

- madera
- pedraplen
- gaviones
- elementos prefabricados de concreto

- igual
- longitud de protección y de arranque
- taludes de protección
- permeabilidad de la protección y material de construcción
- Socavación en la curva y socavación local al pie de la protección

* Efectos que producen las estructuras a la corriente ①, así como los efectos que producen las corrientes a las estructuras ②

→ a) protecciones directas

- fijan la orilla en forma definitiva, sin permitir ningún desplazamiento posterior siguiendo cualquier con fi-

Junta de la orilla

- no disminuyen el área hidráulica de la corriente
- turbulencia y vórtices producidos por la corriente y altas rápidas fluctuaciones de las elevaciones del agua, sobre todo en épocas de avenidas
- socavación al pie de la protección

→ b) ESPIGONES

- disminuyen el área hidráulica (lo cual es deseable en ríos navegables)
- aumentan la rugosidad de las orillas
- socavación local en la punta de los espigones, es de importancia durante su construcción, cuando se utilizan elementos que están sueltos entre sí, bolsas, piedras, gaviones, etc.
- aún erosionada la punta de los espigones, el resto de la estructura sigue trabajando y la destrucción de uno de ellos no pone en peligro a los demás
- los espigones, ce estar permanentemente dentro del cauce principal, conviene que sea impermeable para alejar a la corriente lo más efectivamente posible de la orilla. Si se utilizan espigones para reducir la velocidad de la corriente en una zona que se desea rellenar con los sedimentos arrastrados por el río (formar margen), conviene que sean permeables para que el agua cargada de sedimentos pase entre ellos y al reducir su velocidad, deposite dichos materiales.

→ c) OBRA DE CONTROL DE ARRASTRE DE SEDIMENTOS EN LA CURVA

sueltos ocasionados en las partes altas de la curva producido por la lluvia
 pérdida de suelo al arrastrar el material desprendido por la lluvia
 modifica las características del cauce al variar el gasto sólido, principalmente la pendiente.

cundo el gasto sólido llega al mar o algún embalse. Los procesos erosivos producen deltas donde se originan, donde se transitan y donde se depositan.

① Las obras que se realizan para el manejo de la cuenca tales como construcción de terrazas, zarcos en los límites de las parcelas, estabilización de flujos concentrados (presas o rebresas), favorecer el crecimiento de vegetación en las fronteras de las parcelas; favorecen el mejoramiento al reducir los procesos erosivos, se mejora la calidad de agua asociado con el abuso de sitios de recreo urbanos al aire libre en relación con reservas de agua; se disminuye el potencial de inundación; se incrementa el escurrimiento disponible mediante el manejo de vegetación.

② Para este tipo de estructuras se puede considerar que prácticamente el efecto que produce a la corriente es mínimo, si son diseñadas adecuadamente; no sucediendo lo contrario ya que la corriente produce erosiones y en algunas ocasiones franquearse

→ d) PUENTES

- ① disminución de área hidráulica la cual produce un remanso aguas arriba.
- ② socavación en las pilas, así como erosión en los estribos y accesos.

→ e) ALCANTARILLAS

- ① se reduce el área hidráulica de la corriente natural, ocasionando un embalse a la entrada y un aumento de velocidad dentro y a la salida de la misma. La profundidad del embalse a la entrada dependerá del diseño de la alcantarilla y puede llegar a rebasar la altura del terraplén.
- ② A la entrada de la alcantarilla se produce una degradación del suelo, en forma de abanico, producto de la veloci-

dad del flujo al concentrarse, que en un momento dado pone en peligro la estabilidad de los aledaños y del terraplén mismo. En la salida se puede necesitar protección contra la socavación y a la erosión

→ f) SIFONES

- ① disminución de área hidráulica, la cual produce un remanso aguas arriba.
- ② socavación en el cauce, así como erosión en los estribos y accesos.

En el diseño de los sifones deberá de tomarse en cuenta la estabilidad del río con el objeto de que la corriente pase por el sitio de cruce, de otra forma las obras que se requieran para retornar el río a su cauce anterior y evitar erosiones fuertes en los accesos, serían muy costosas

→ g) POZOS RANDER (toma para aguas subterráneas)

- ① reducen el área hidráulica del río.
- ② socavación local considerable alrededor del mismo que pone en peligro la estabilidad de la propia estructura cuando se presenta una avenida extraordinaria en el río.
- ③ Estabilidad del cauce que tiene efecto en la conducción del agua del cauce a la margen o acceso.

→ h) OBRAS DE TOMA DIRECTA

- ① La elección de tipo de compuertas a instalarse en los orificios reguladores lo determina precisamente la mayor o menor cantidad de sedimentos que se provee, puedan depositarse aguas arriba de las bocanomas.
- ② Cuando las obras de toma directa se alojan en la margen del río, corren el riesgo de ser erosionadas, y en casos extremos ser franqueadas. En el diseño de este tipo de estructuras conviene conocer la estabilidad del río para ubicar las obras de toma.

→ i) Presas derivadoras

- ① Inundación aguas arriba, así como una reducción de velocidad en el embalse, que favorecen la sedimentación de los materiales arrastrados por el cauce y la elevación del fondo.
- ② Aguas abajo de la cortina se producen erosiones y atolones en la presa; en algunas ocasiones la corriente destruye los desarenadores, situaciones que se producen en ríos de montaña, donde las velocidades alcanzan a arrastrar materiales de gran tamaño.

→ ii) Bordes longitudinales a las corrientes

Cuando se utilizan bordes longitudinales a las corrientes, para aumentar la capacidad hidráulica de un determinado cauce, en ocasiones se ignora el drenaje natural, formando terraplenes que operan como presas, que son obras hidráulicas que alteran o modifican los hidrogramas de las corrientes, ocasionando graves daños al aumentar las áreas inundadas y el tiempo que el agua es retenida, además de que en ocasiones producen inundaciones donde antes no se presentaban y constituye un peligro a la vida humana.

CONCLUSION:

CONOCIDOS LOS EFECTOS QUE PRODUCE LA CORRIENTE A LA ESTRUCTURA, ASÍ COMO LAS ALTERACIONES QUE PRODUCE LA ESTRUCTURA A LA CORRIENTE, SE PROCEDE A DISEÑAR LA ESTRUCTURA COMO SI ESTA FUERA UNA OBRA HIDRÁULICA CON LOS CRITERIOS Y FACTORES DE SEGURIDAD YA ESTABLECIDOS.

CLASIFICACION DEL AMERICAN GEOPHYSICAL UNION PARA MATERIALES
SEDIMENTARIOS

GRUPO	CLASE.....	TAMANO EN mm
Cantos rodados	muy grandes	2000 - 4000
	grandes	1000 - 2000
	mediana	500 - 1000
	pequeños	150 - 500
Guijarros	grandes	130 - 250
	pequeños	64 - 130
Grava	muy gruesa	32 - 64
	gruesa	16 - 32
	mediana	8 - 16
	fina	4 - 8
	muy fina	2 - 4
Arena	muy gruesa	1 - 2
	gruesa	0.5 - 1
	mediana	0.25 - 0.5
	fina	0.125 - 0.25
	muy fina	0.062 - 0.125
Limo	grueso	0.031 - 0.062
	mediano	0.016 - 0.031
	fino	0.008 - 0.016
	muy fino	0.004 - 0.008
Arcilla	gruesa	0.002 - 0.004
	mediana	0.001 - 0.002
	fina	0.0005 - 0.001
	muy fina	0.00024 - 0.0005

TABLA 1.2. TAMAÑO DE LAS PARTICULAS UTILIZANDO CURVAS GRANULOMETRICAS

NUMERO DE MALLA	ABERTURA	PESO MATERIAL RETENIDO	% PESO RETENIDO EN FUNCION DEL PESO TOTAL	% PESO ACUMULADO DEL MATERIAL QUE PASA
		PESO TOTAL		

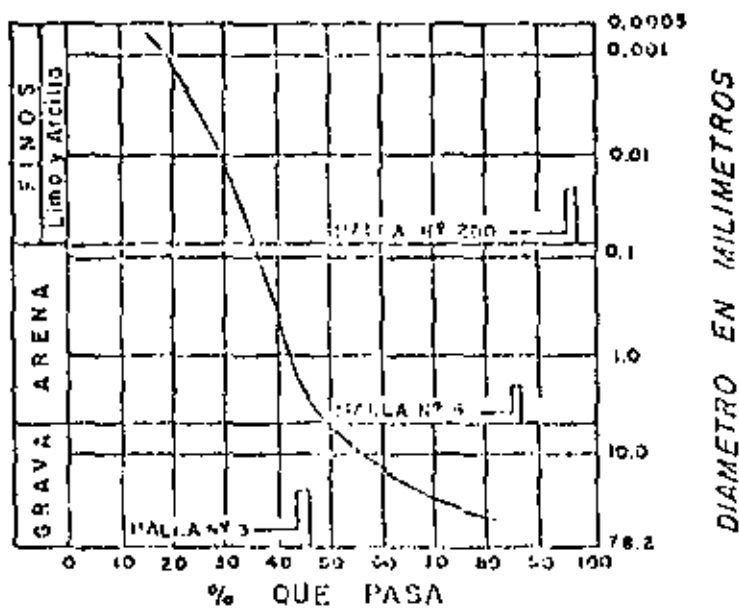
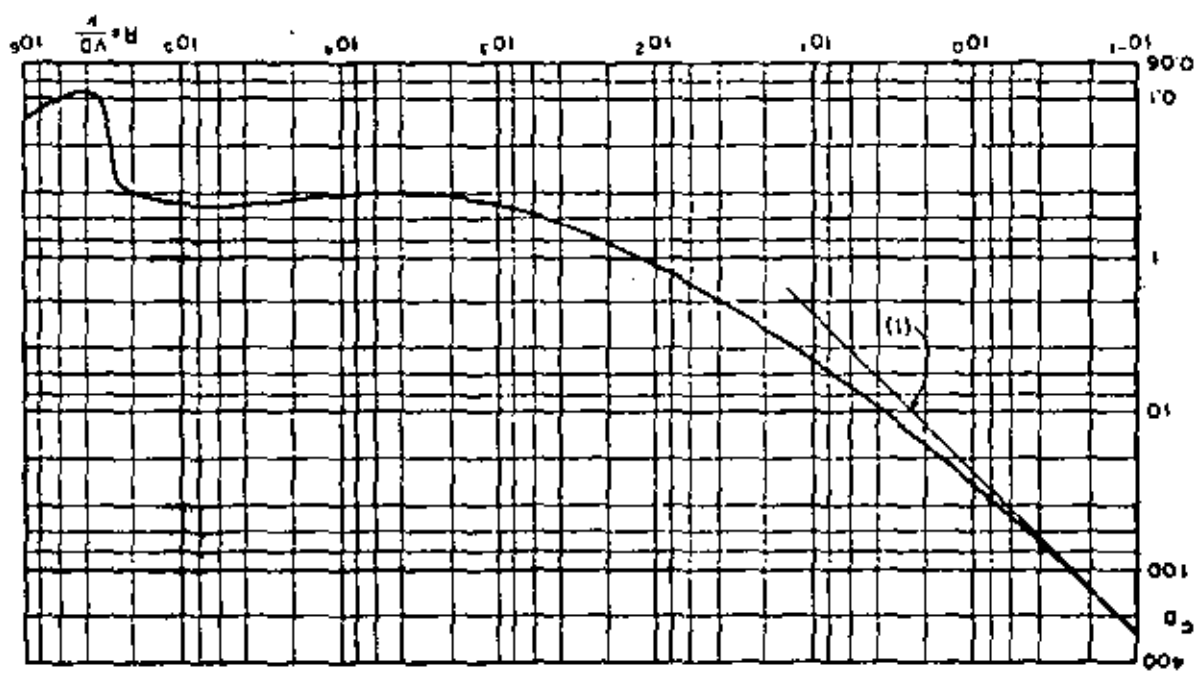


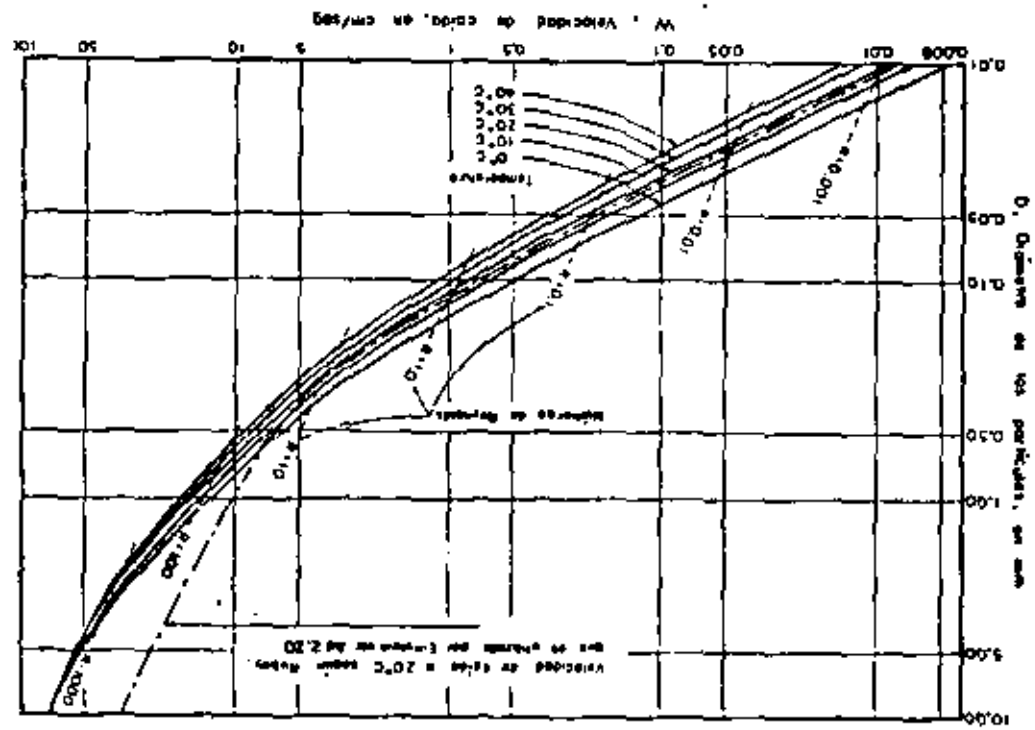
TABLA 1.3. TAMAÑO DE LAS PARTICULAS UTILIZANDO EL CRITERIO ESTABLECIDO POR INVESTIGACIONES SOVIETICAS

NUMERO DE MALLA	ABERTURA	PESO	% PESO RETENIDO	D_i	D_i / D_j
					$\sum P_i / D_i$

La ecuación de la recta (1), es $c_D = 24/R_p$
 Coeficiente de empuje c_D para asterois.



Velocidad de caída de cuarzo en agua, a diferentes temperaturas



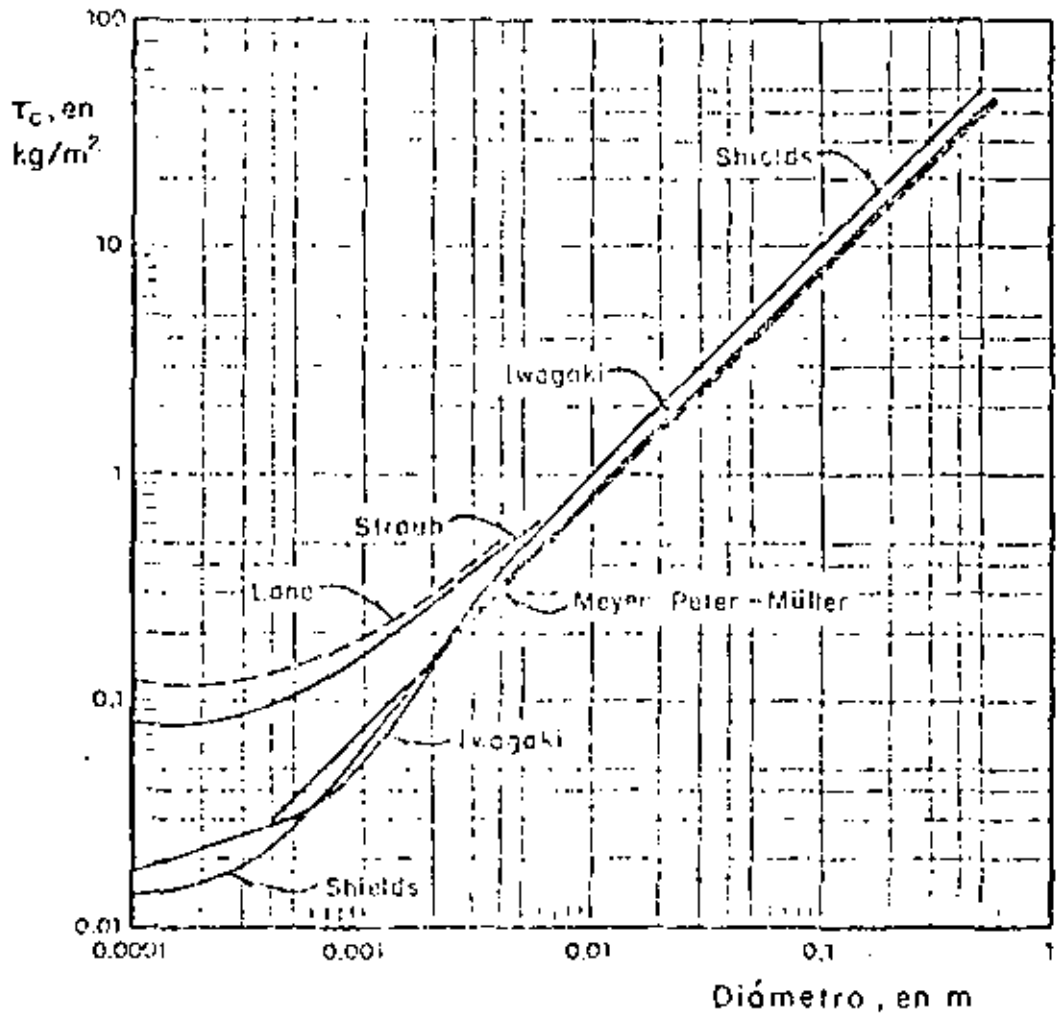


Fig 1. Esfuerzo cortante crítico en función del diámetro de las partículas

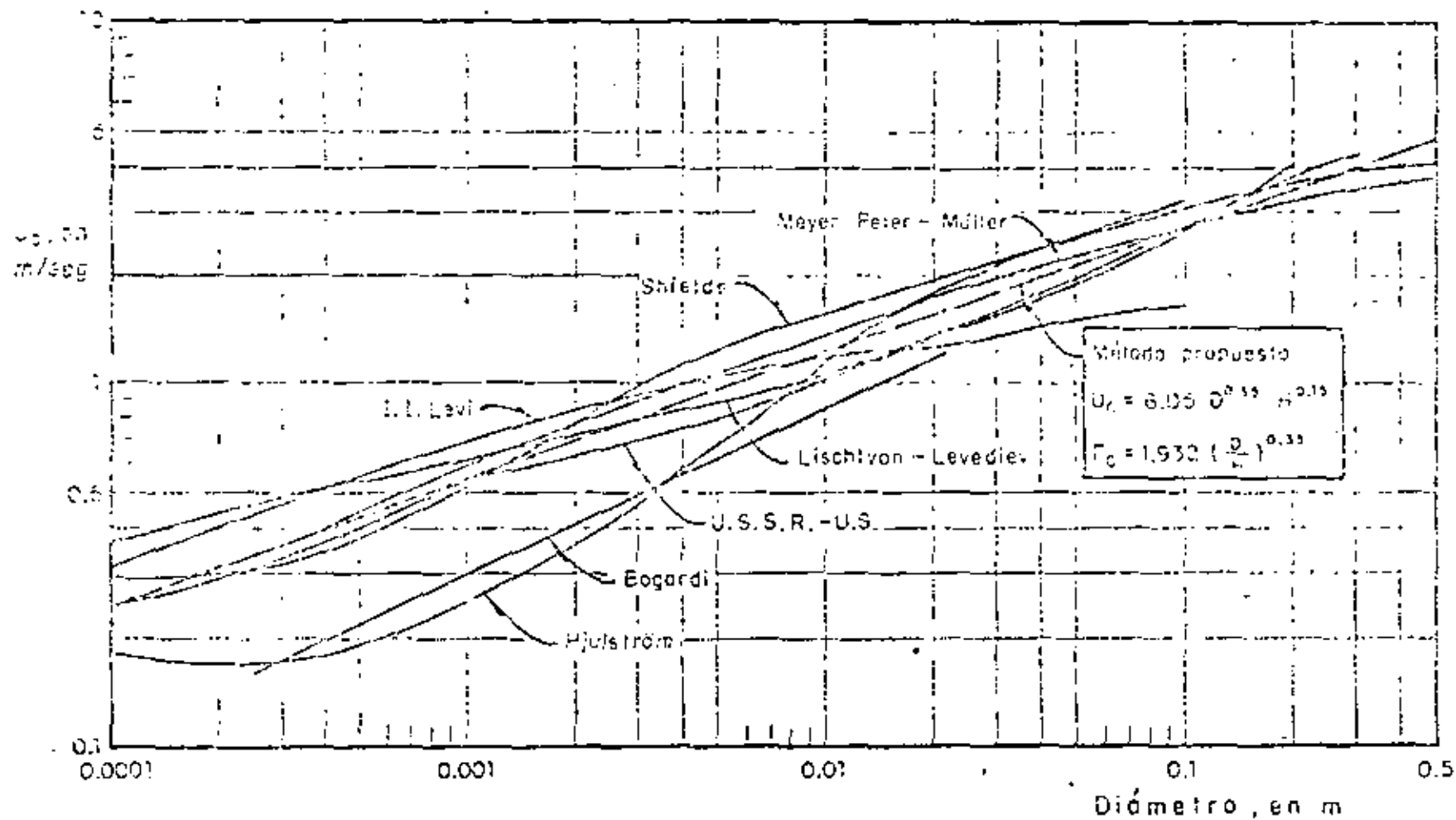


Fig 2. Velocidades medias críticas en función del diámetro de las partículas, para 1.00 m de tirante

T A B L A 1

ESFUERZO CORTANTE CRITICO EN FUNCION DEL DIAMETRO, EN KG/m²

DIAMETRO (mm)	SHIELDS (27°C)	STRAUB	LANE (Agua Clara) $D_m = D_{75}$	MEYER PETER Y MULLER	IWAGAKI 20°C
.1	0.0139	.080	.122	.-	0.0182
.2	0.0158	.080	.125	.-	0.0224
.3	0.0183	.087	.133	.-	0.0259
.4	0.0231	.096	.139	.031	0.0281
.5	0.0284	.107	.147	.039	0.0300
.6	0.0342	.118	.155	.047	0.0341
.7	0.0400	.128	.166	.054	0.0387
.8	0.0482	.139	.174	.062	0.0425
.9	0.0543	.148	.184	.070	0.0486
1.0	0.0623	.161	.194	.078	0.0520
1.2	0.0780	.179	.217	.093	0.0660
1.4	0.0910	.200	.233	.109	0.0840
1.6	0.1160	.223	.257	.124	0.1030
1.8	0.1300	.245	.280	.140	0.1230
2.0	0.1540	.262	.300	.155	0.1380
2.5	0.2180	.323	.363	.194	0.1940
3.0	0.2590	.364	.410	.233	0.2300
4.0	0.3850	.461	.520	.310	0.3250
6.0	0.6000	.625	.481	.466	0.4780
8.0	0.8000	.-	.641	.620	0.6390
10.0	1.000	-	.800	.776	0.8140
15.0	1.490	-	1.200	1.630	1.2380
20.0	1.980	-	1.600	1.551	1.6500
30.0	2.970	-	2.400	2.327	2.4750
40.0	3.960	-	3.200	3.100	3.3000
50.0	4.950	-	4.000	3.880	4.1250
60.0	5.940	-	4.800	4.650	4.9500
80.0	7.920	-	6.400	6.200	6.6000
100.0	9.900	-	8.000	7.760	8.2500
150.0	14.850	-	12.000	11.630	12.3750
200.0	19.800	-	16.020	15.510	16.5000
300.0	29.700	-	24.030	23.260	24.7500
500.0	49.500	-	40.050	38.770	41.2500

T A B L A 2

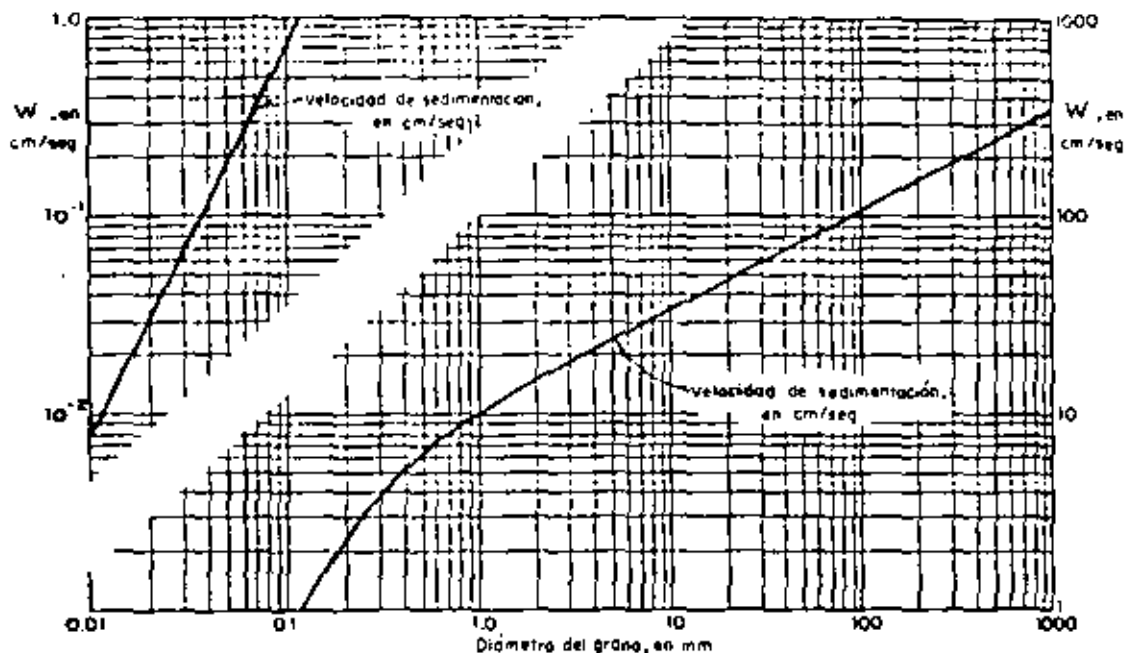
VELOCIDAD MEDIA CRITICA EN FUNCION DEL DIAMETRO, EN m/seg.
(PARA UN TIRANTE DE UN METRO).

Di (mm)	LISCHINSKI LEVEDIEV	HOLSTROM	I. I. LEVI	U.S.S.R. H = 1m	NEILL	BOGARDI
0.06	.35	.244	.241	.226	-	-
0.10	.37	.180	.319	.245	-	-
0.20	.43	.180	.408	.292	-	-
0.30	.49	.180	.468	.343	-	0.17
0.40	.51	.160	.516	.371	-	0.20
0.50	.52	.190	.554	.400	-	0.22
0.60	.54	.210	.588	.420	-	0.24
0.70	.56	.220	.617	.464	-	0.26
0.80	.57	.230	.643	.495	-	0.27
0.90	.59	.240	.667	.520	-	0.29
1.00	.60	.260	.688	.535	-	0.30
1.20	.63	.280	.726	.550	-	0.32
1.40	.67	.300	.756	.580	-	0.35
1.60	.69	.320	.788	.600	-	0.37
1.80	.70	.340	.814	.610	-	0.39
2.00	.71	.360	.837	.620	-	0.41
2.50	.75	.400	.887	.660	-	0.45
3.00	.79	.460	.928	.700	0.62	0.49
4.00	.84	.590	.992	.740	0.70	0.56
6.00	.90	.760	1.077	.840	0.82	0.67
8.00	.97	.900	1.130	.930	0.92	0.77
10.00	1.05	1.150	1.166	1.020	1.01	0.85
15.00	1.14	1.520	1.210	1.230	1.19	1.02
20.00	1.32	1.770	1.230	1.310	1.33	1.16
30.00	1.53	2.130	1.352	1.540	1.56	-
40.00	1.85	2.440	1.475	1.780	1.76	-
50.00	2.00	2.590	1.495	1.900	1.92	-
60.00	2.17	2.740	1.530	2.120	-	-
80.00	2.48	3.000	1.600	2.450	-	-
100.00	2.80	3.250	1.641	2.740	-	-
150.00	3.35	-	-	3.650	-	-
200.00	3.80	-	-	4.080	-	-
300.00	4.35	-	-	-	-	-

T A B L A 3

VELOCIDAD MEDIA CRITICA EN FUNCION DEL DIAMETRO, OBTENIDA DE LA APLICACION DE LA FORMULA 4, EN m/seg. (PARA UN TIRANTE DE 1m).

DIAMETRO (mm)	MEYER PETER Y MULLER	SHIELDS	STRAUB	IWAGAKI
0.1	-	0.293	0.732	0.293
0.2	-	0.302	0.698	0.302
0.3	-	0.317	0.705	0.317
0.4	0.406	0.350	0.722	0.350
0.5	0.448	0.381	0.746	0.385
0.6	0.484	0.412	0.770	0.401
0.7	0.511	0.438	0.789	0.428
0.8	0.540	0.476	0.811	0.449
0.9	0.567	0.499	0.827	0.483
1.0	0.592	0.529	0.852	0.514
1.2	0.630	0.580	0.881	0.578
1.4	0.670	0.616	0.914	0.623
1.6	0.708	0.685	0.950	0.685
1.8	0.742	0.715	0.982	0.712
2.0	0.771	0.768	1.003	0.719
2.5	0.839	0.889	1.083	0.839
3.0	0.898	0.946	1.122	0.892
4.0	0.996	1.110	1.215	1.020
6.0	1.154	1.309	-	1.168
8.0	1.275	1.448	-	1.294
10.0	1.378	1.560	-	1.441
15.0	1.579	1.787	-	1.629
20.0	1.734	1.960	-	1.789
30.0	1.972	2.230	-	2.033
40.0	2.150	2.430	-	2.218
50.0	2.290	2.590	-	2.368
60.0	2.420	2.730	-	2.490
80.0	2.610	2.950	-	2.700
100.0	2.710	3.130	-	2.860
150.0	3.050	3.450	-	3.150
200.0	3.240	3.660	-	3.340
300.0	3.490	3.940	-	3.590
500.0	3.710	4.190	-	3.830



Velocidad de caída o sedimentación, W , para diferentes tamaños de granos de cuarzo, según Rubey

Velocidades medias de la corriente que son admisibles (no erosivas) para suelos no cohesivos, en m/seg

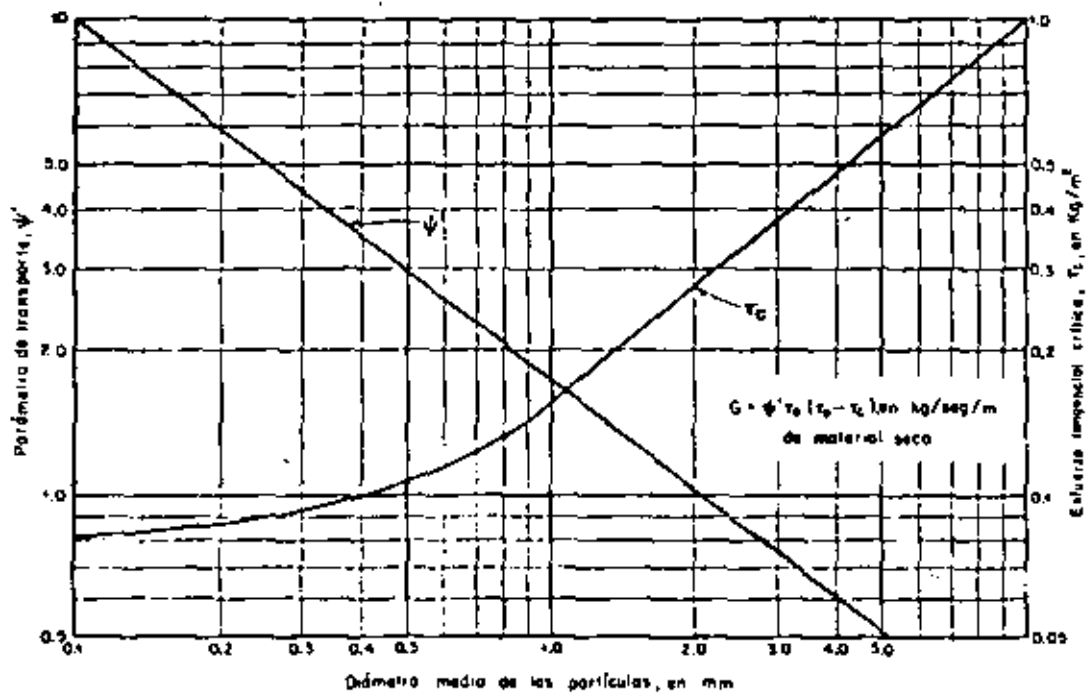
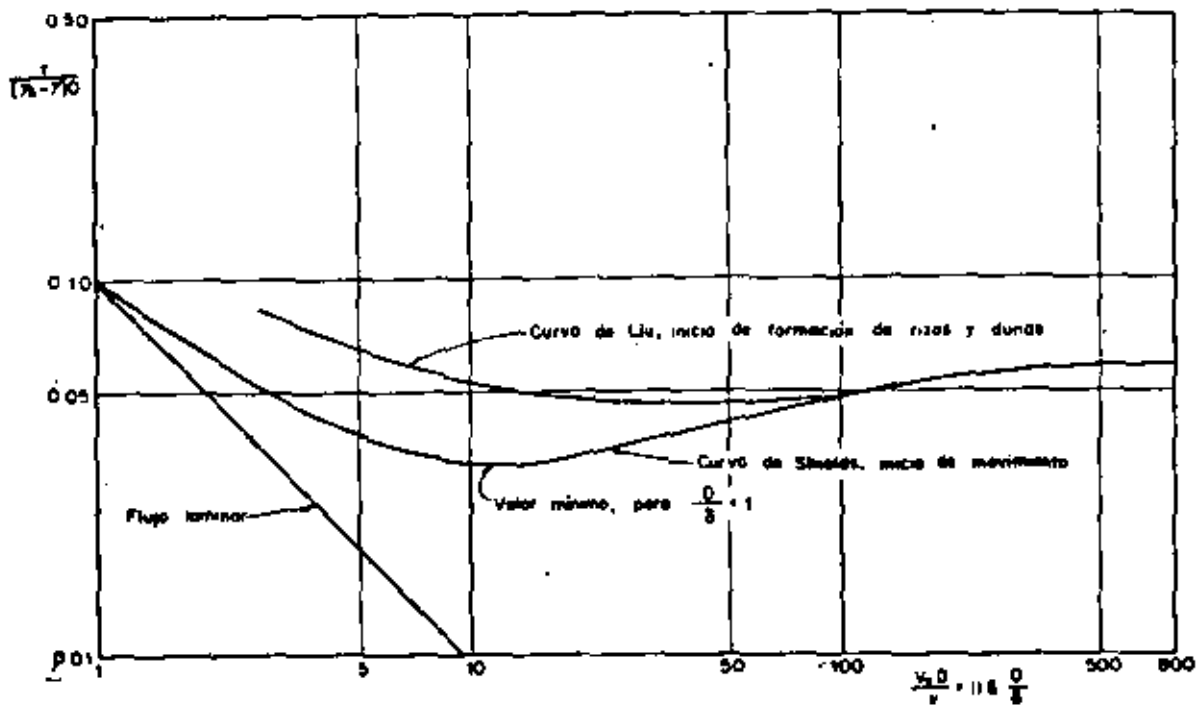
Diámetro medio de las partículas en mm	Tirante medio de la corriente, en m					
	0.40	1.00	2.00	3.00	5.00	más de 10
0.005 - 0.05	0.15 - 0.2	0.2 - 0.30	0.25 - 0.40	0.30 - 0.45	0.40 - 0.55	0.45 - 0.65
0.05 - 0.25	0.20 - 0.35	0.3 - 0.45	0.40 - 0.55	0.45 - 0.60	0.55 - 0.70	0.65 - 0.80
0.25 - 1.0	0.35 - 0.50	0.45 - 0.60	0.55 - 0.70	0.60 - 0.75	0.70 - 0.85	0.80 - 0.95
1.0 - 2.5	0.50 - 0.65	0.60 - 0.75	0.70 - 0.80	0.75 - 0.90	0.85 - 1.00	0.95 - 1.20
2.5 - 5.0	0.65 - 0.80	0.75 - 0.85	0.80 - 1.00	0.90 - 1.10	1.00 - 1.20	1.20 - 1.50
5.00 - 10	0.80 - 0.90	0.85 - 1.05	1.00 - 1.15	1.10 - 1.30	1.20 - 1.45	1.50 - 1.75
10 - 15	0.90 - 1.10	1.05 - 1.20	1.15 - 1.35	1.30 - 1.50	1.45 - 1.65	1.75 - 2.00
15 - 25	1.10 - 1.25	1.20 - 1.45	1.35 - 1.65	1.50 - 1.85	1.65 - 2.00	2.00 - 2.30
25 - 40	1.25 - 1.50	1.45 - 1.85	1.65 - 2.10	1.85 - 2.30	2.00 - 2.45	2.30 - 2.70
40 - 75	1.50 - 2.00	1.85 - 2.40	2.10 - 2.75	2.30 - 3.10	2.45 - 3.30	2.70 - 3.60
75 - 100	2.00 - 2.45	2.40 - 2.80	2.75 - 3.20	3.10 - 3.50	3.30 - 3.80	3.60 - 4.20
100 - 150	2.45 - 3.00	2.80 - 3.35	3.20 - 3.75	3.50 - 4.10	3.80 - 4.40	4.20 - 4.50
150 - 200	3.00 - 3.50	3.35 - 3.80	3.75 - 4.30	4.10 - 4.65	4.40 - 5.00	4.50 - 5.40
200 - 300	3.50 - 3.85	3.80 - 4.35	4.30 - 4.70	4.65 - 4.90	5.00 - 5.50	5.40 - 5.90
300 - 400		4.35 - 4.75	4.70 - 4.95	4.90 - 5.30	5.50 - 5.60	5.90 - 6.00
400 - 500			4.85 - 5.35	5.30 - 5.50	5.60 - 6.00	6.00 - 6.20
o más						

**VELOCIDADES MEDIAS DE LA CORRIENTE DEL AGUA QUE SON ADMISIBLES
(NO EROSIVAS) PARA SUELOS COHESIVOS m/sig**

Denominación de los suelos	Porcentaje del contenido de partículas	Suelos poco compactos, peso volumétrico del material seco hasta 1.66 ton/m ³	Suelos medianamente compactos, peso volumétrico del material seco, 1.70 a 1.86 ton/m ³	Suelos compactos, peso volumétrico del material seco, de 1.86-2.04 ton/m ³	Suelos muy compactos, el peso volumétrico del material seco de 2.04-2.14 ton/m ³	Profundades medias de la corriente, en m											
						0.005	0.005-0.05	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0
Arcillas y tierras fuertemente arcillosas	30-50 70-50	0.35	0.4	0.45	0.5	0.7	0.85	0.95	1.1	1.0	1.2	1.4	1.5	1.4	1.7	1.9	2.1
Tierras ligeramente arcillosas	20-30 80-70																
Suelos de aluvión y arcillas margosas	10-20 90-80	0.35	0.4	0.45	0.5	0.65	0.8	0.9	1.0	0.95	1.2	1.4	1.5	1.4	1.7	1.9	2.1
Tierras arenosas	5-10 20-40	Según Ad 2.21 en relación con el tamaño de las fracciones arenosas				0.6	0.7	0.8	0.85	0.8	1.0	1.2	1.3	1.1	1.3	1.5	1.7

Taludes recomendados para los lados de canales trapezoidales

Roca	casí vertical
Roca fracturada o alterada	1/4:1
Arcilla muy compacta, con recubrimiento de concreto	1/2:1 a 1:1
Tierra con recubrimiento de piedra	1:1
Arcilla o pequeños canales en tierra	1 1/2:1
Tierra arenosa suelta	2:1
Arcilla porosa	3:1



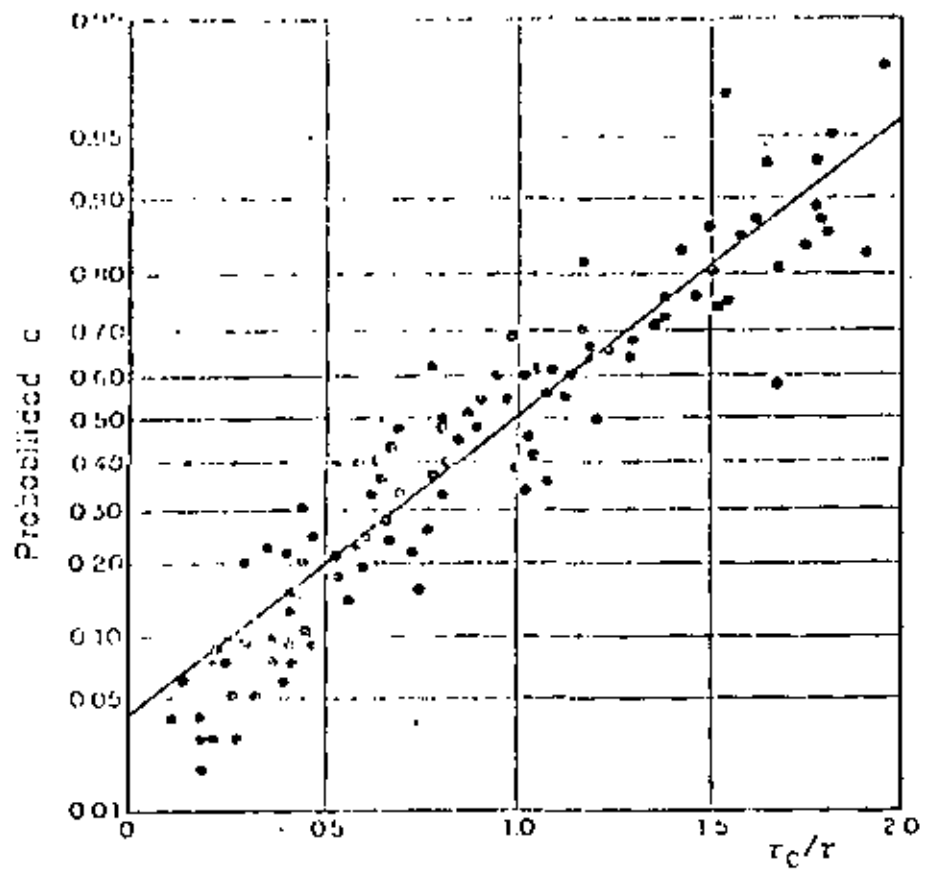


Fig 1. Probabilidad de que un determinado grano no sea arrastrado por el flujo y forme parte de la coraza según Gessler

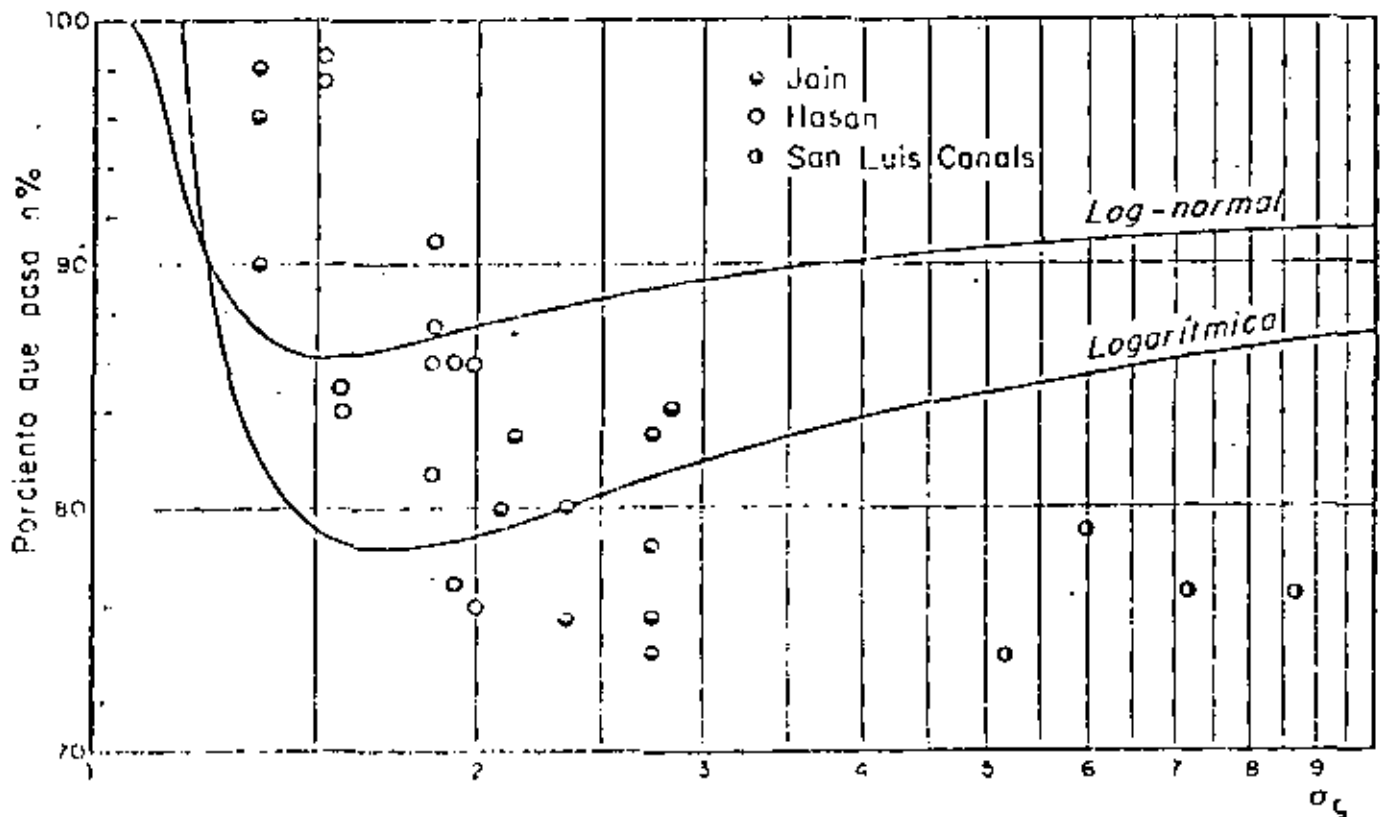


Fig 2. Relación entre $n\%$ y σ_c para determinar el diámetro D_n asociado al esfuerzo cortante crítico

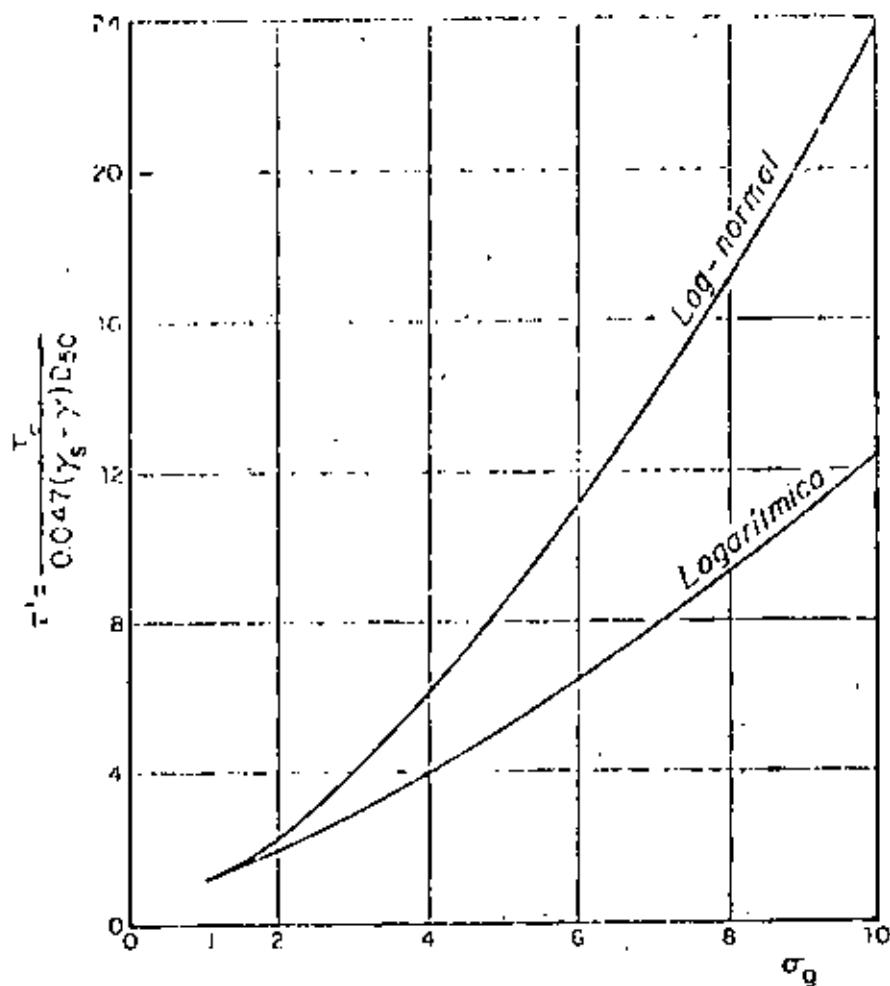


Fig 3. Relación entre τ' y σ_g para la condición crítica

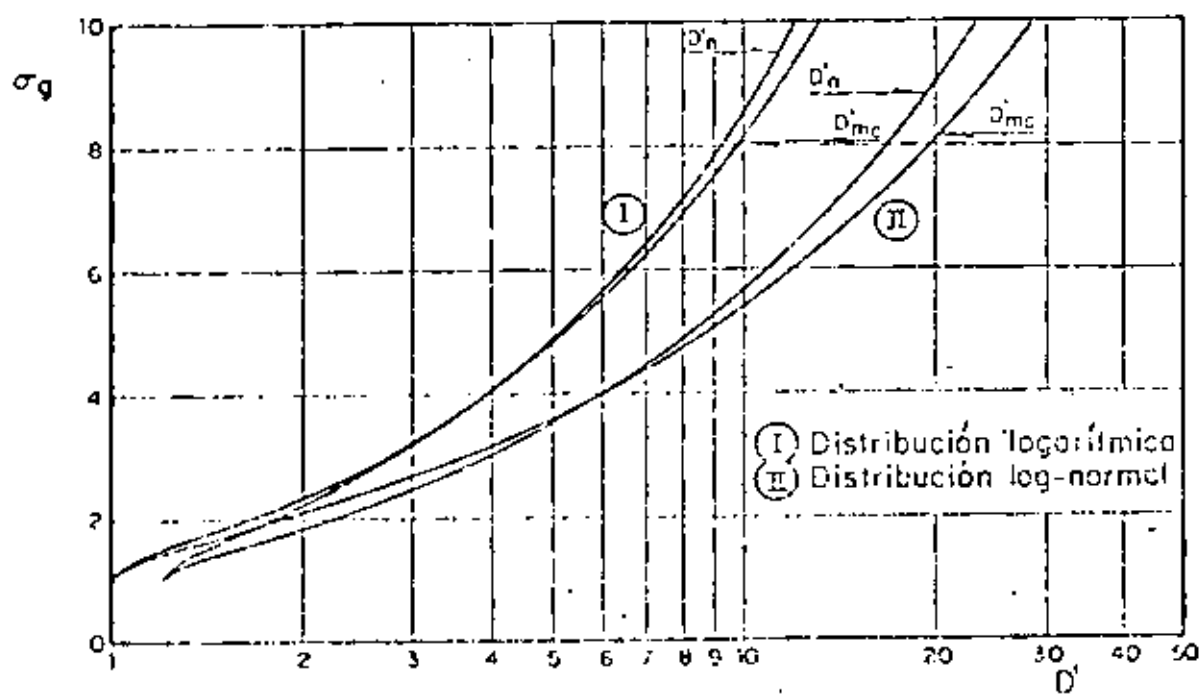


Fig 4. Relación entre σ_g y D' para la condición crítica

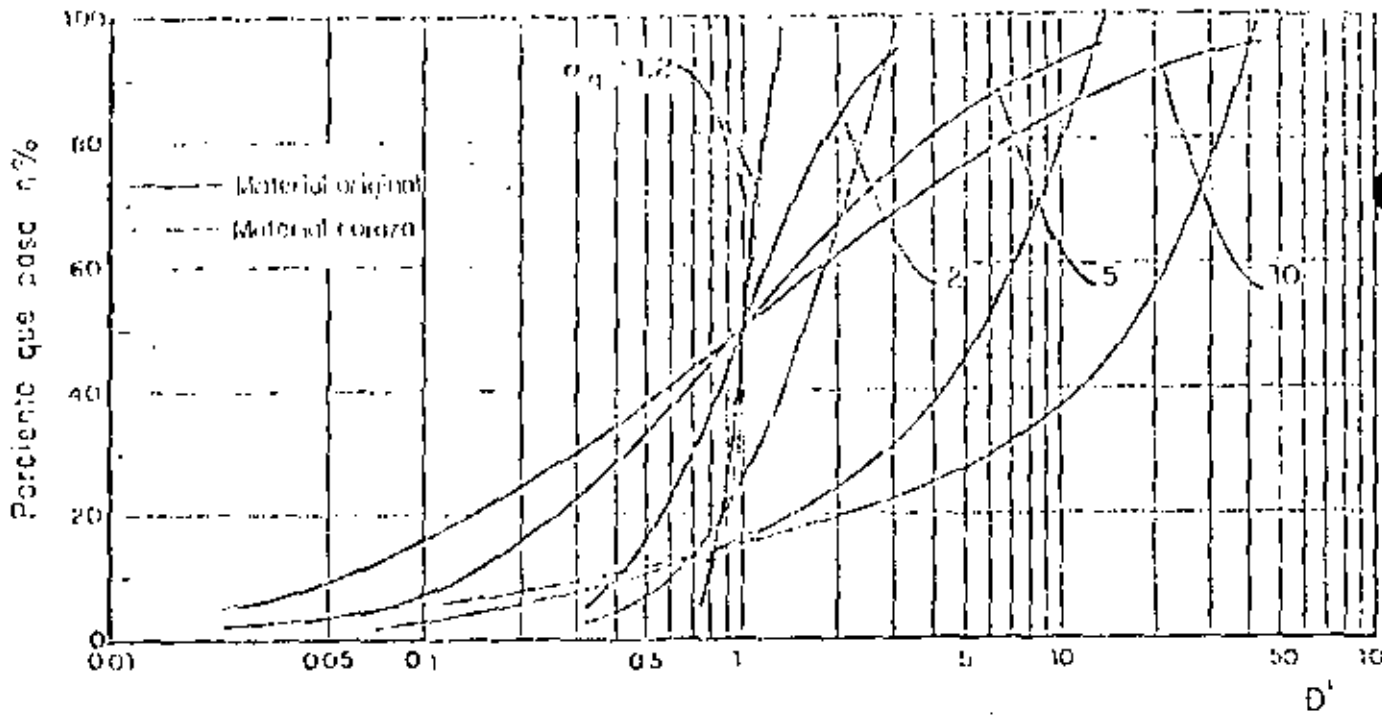


Fig 5. Distribución del material original (log-normal) y de la coraza para la condición crítica

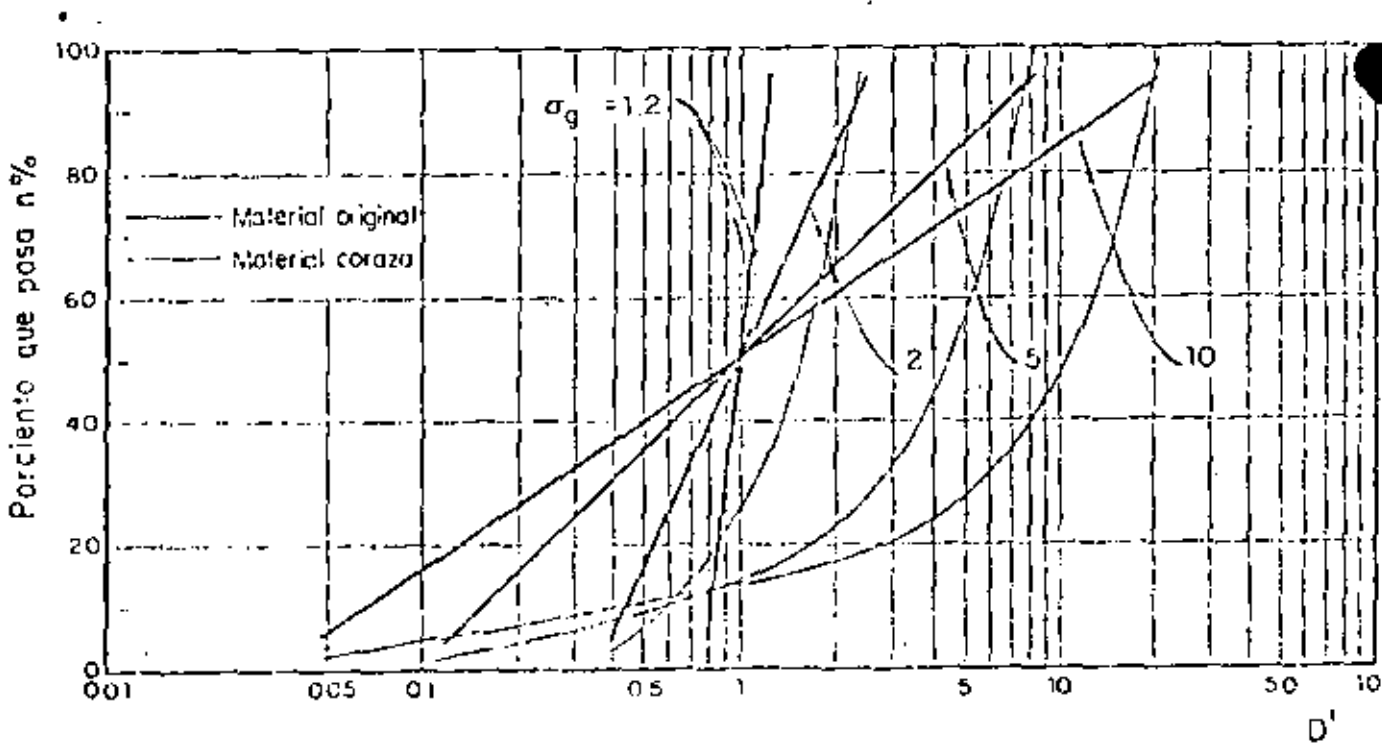
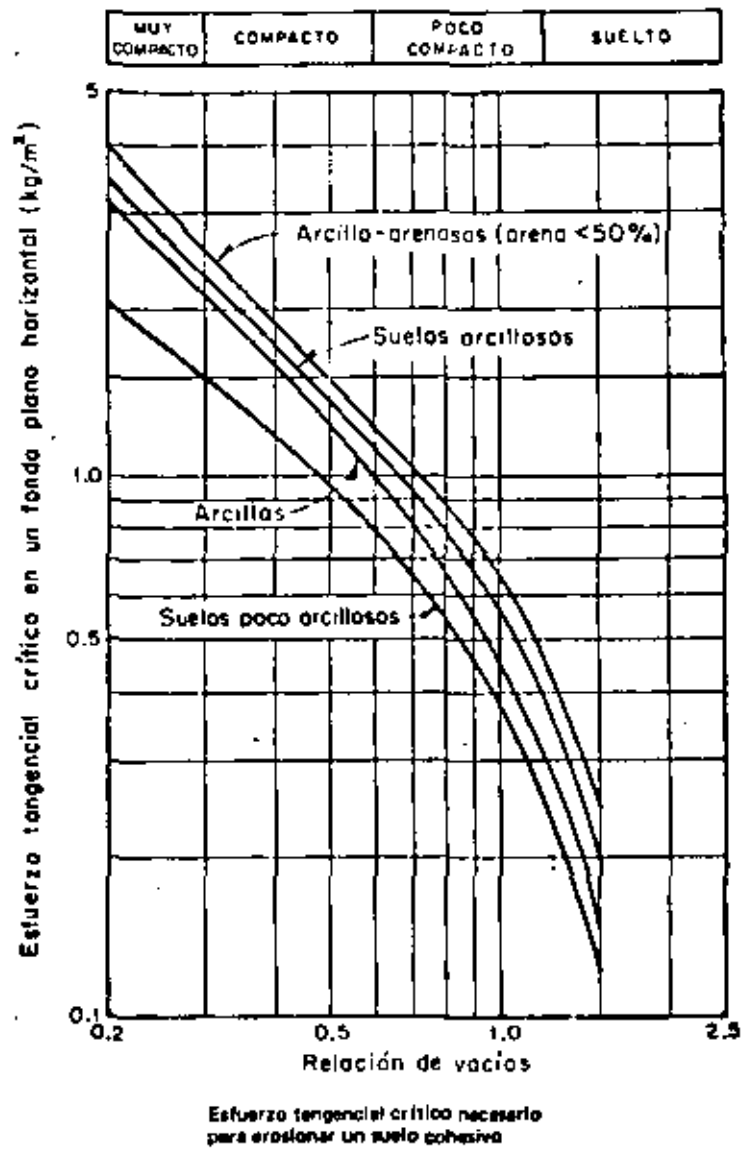


Fig 6. Distribución del material original (logarítmica) y de la coraza para la condición crítica



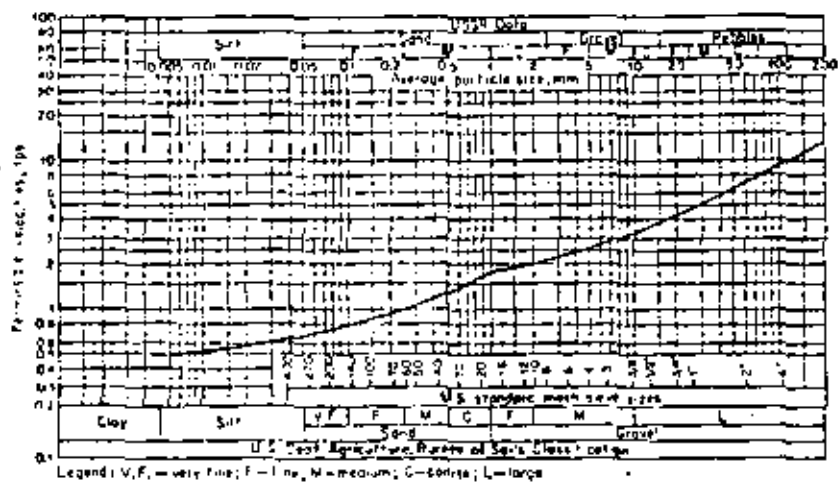


FIG. 7-3. U.S. and U.S.S.R. data on permissible velocities for noncohesive soils.

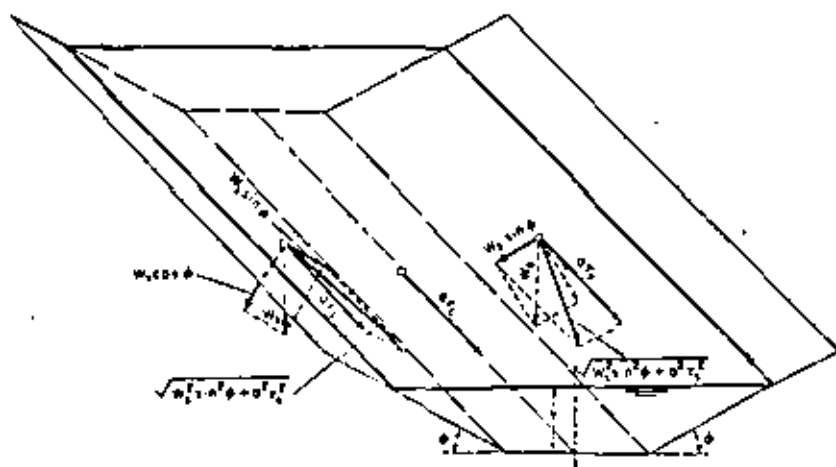
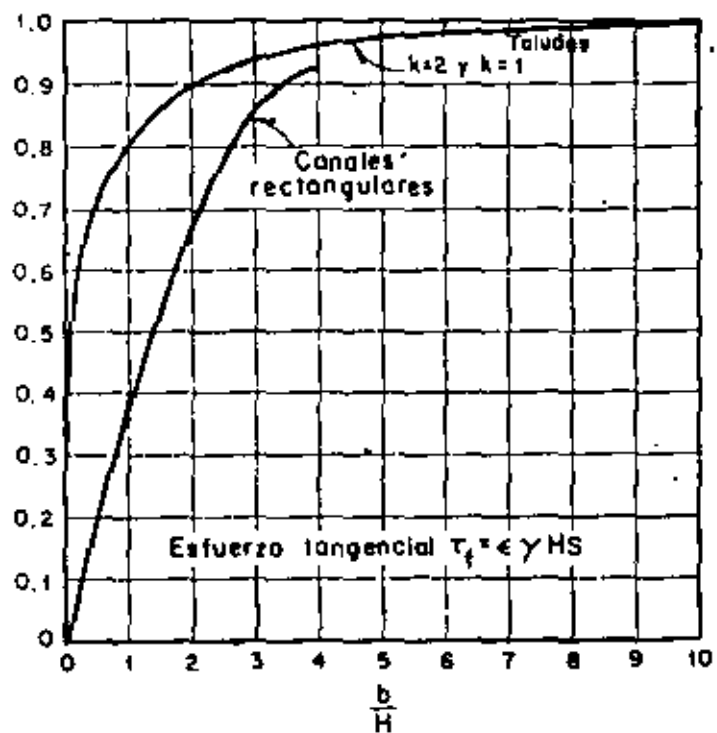
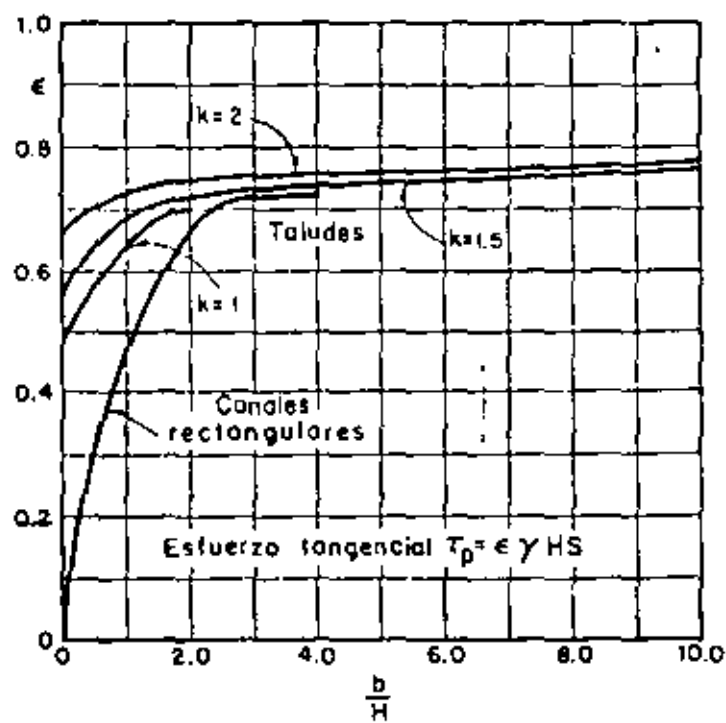


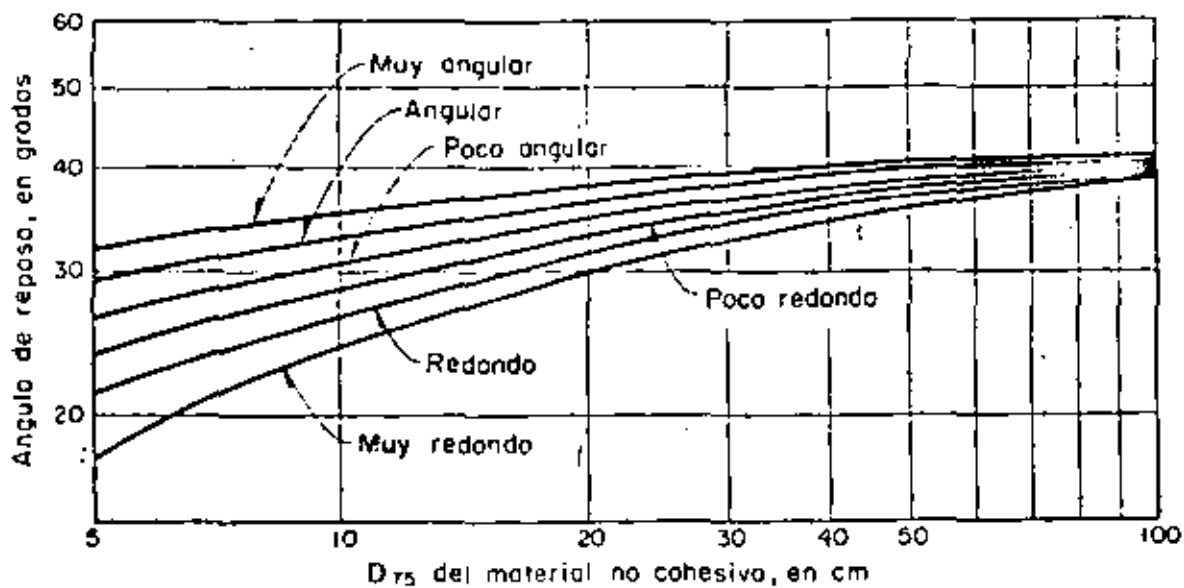
FIG. 7-9. Analysis of forces acting on a particle resting on the surface of a channel bed.



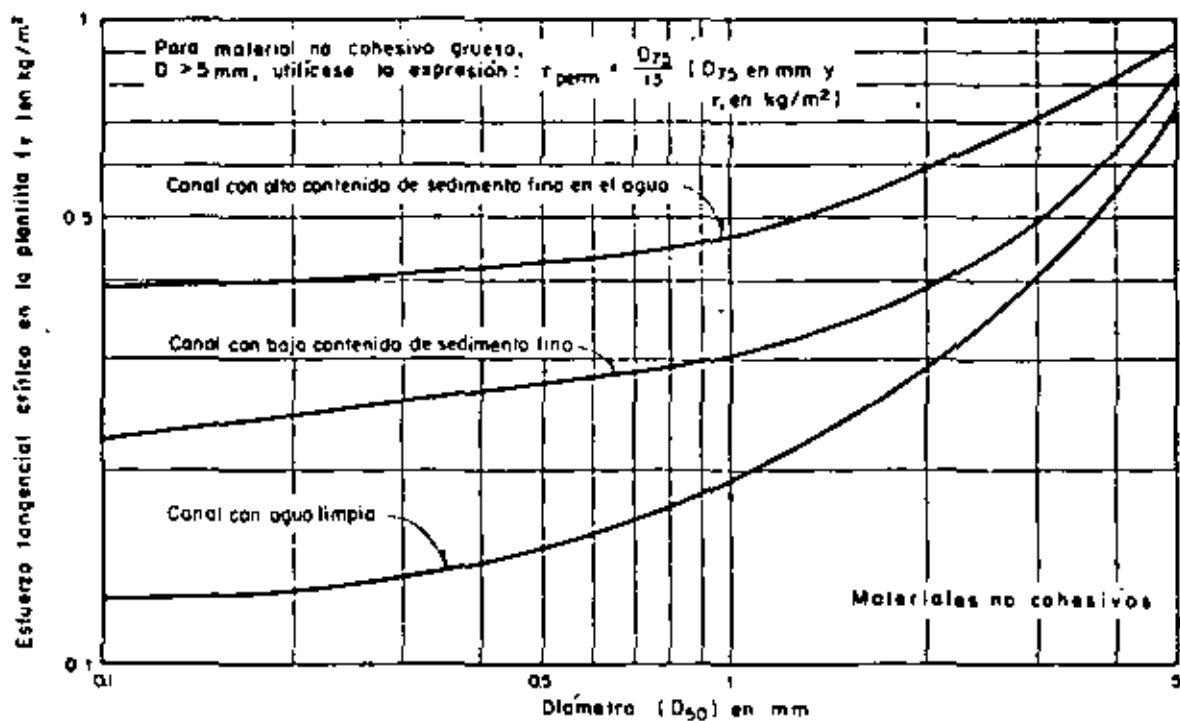
Esfuerzo tangencial que la corriente produce en el fondo



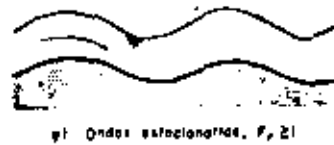
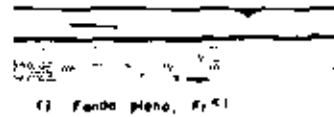
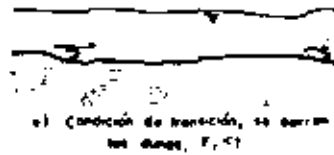
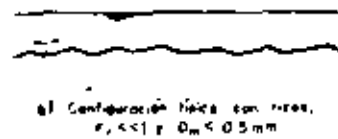
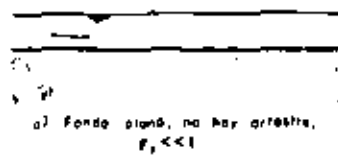
Esfuerzo tangencial que la corriente produce sobre las orillas



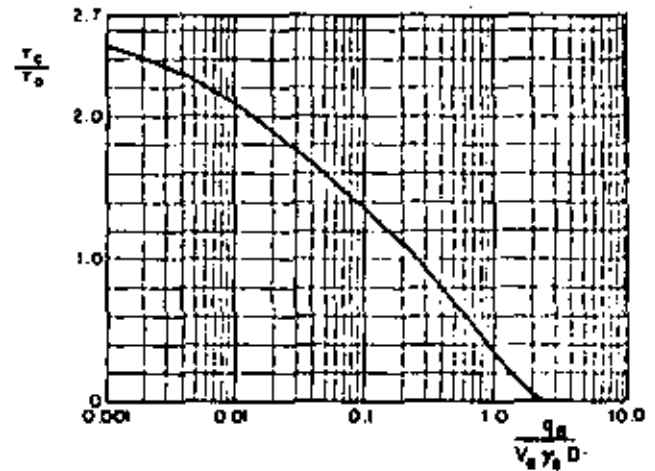
Ángulo de reposo de un suelo no cohesivo en función del diámetro de sus partículas



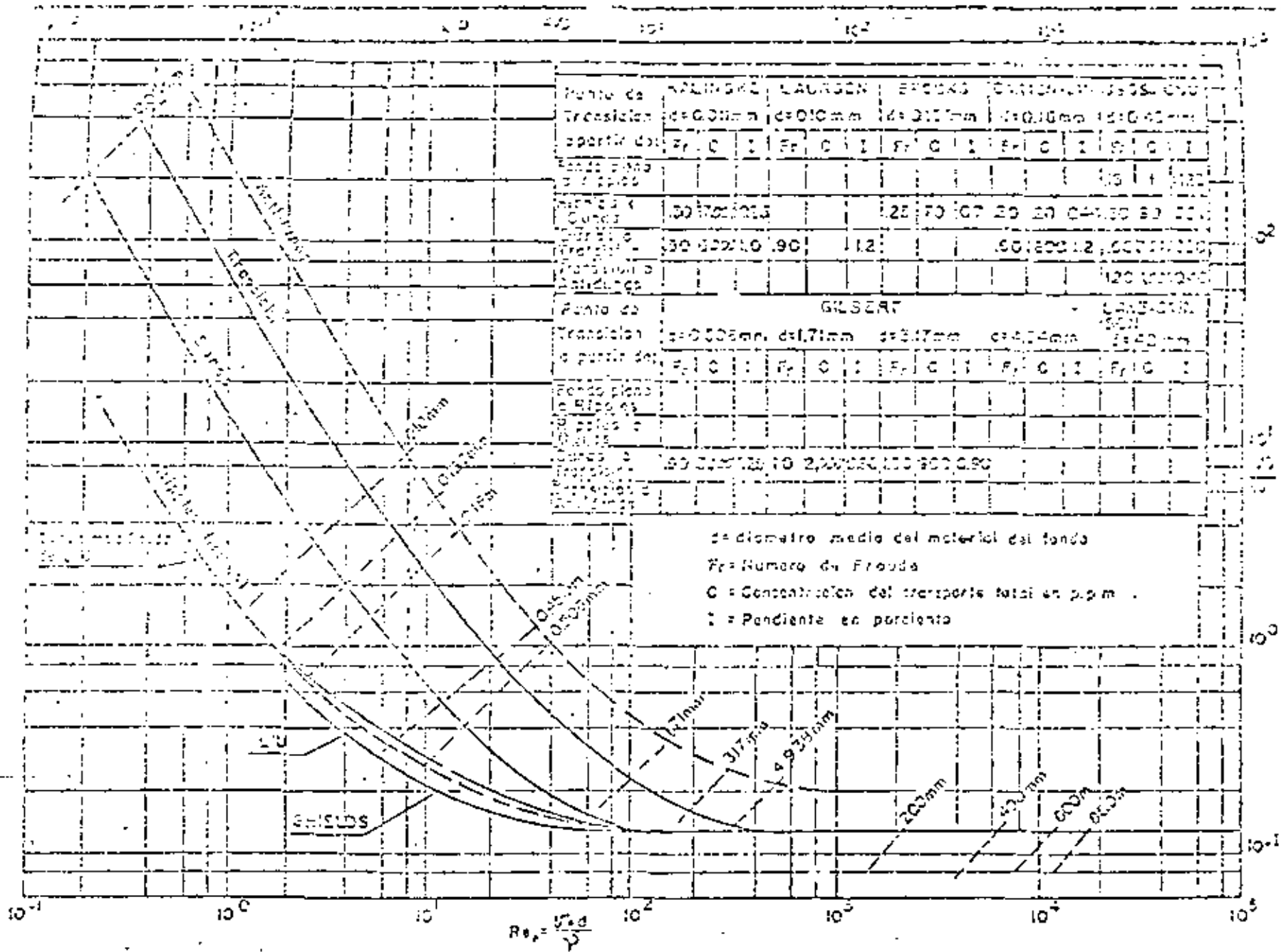
Esfuerzo tangencial crítico necesario para mover las partículas de un suelo no cohesivo, que se encuentran en un fondo plano



Configuraciones posibles del fondo de los cauces naturales, formados con material granular



Función de transporte de Kalinski



Punto de Transición	WALIMORE	LAURSON	SPROCKS	CRITCHFIELD	SPROCKS
d	0.031mm	0.010mm	0.317mm	0.018mm	0.060mm
aparte de	F ₁ C	F ₁ C	F ₁ C	F ₁ C	F ₁ C
Punto de Transición					
d					
aparte de					
Punto de Transición					
d					
aparte de					
Punto de Transición	GILBERT				
d	0.0025mm	0.17mm	0.317mm	0.074mm	0.001mm
aparte de	F ₁ C	F ₁ C	F ₁ C	F ₁ C	F ₁ C
Punto de Transición					
d					
aparte de					

d = diametro medio del material del fondo
 F₁ = Numero de Froude
 C = Concentración del transporte total en p.p.m.
 i = Pendiente en porcentaje

DETERMINACIÓN DE LAS FASES DEL TRANSPORTE

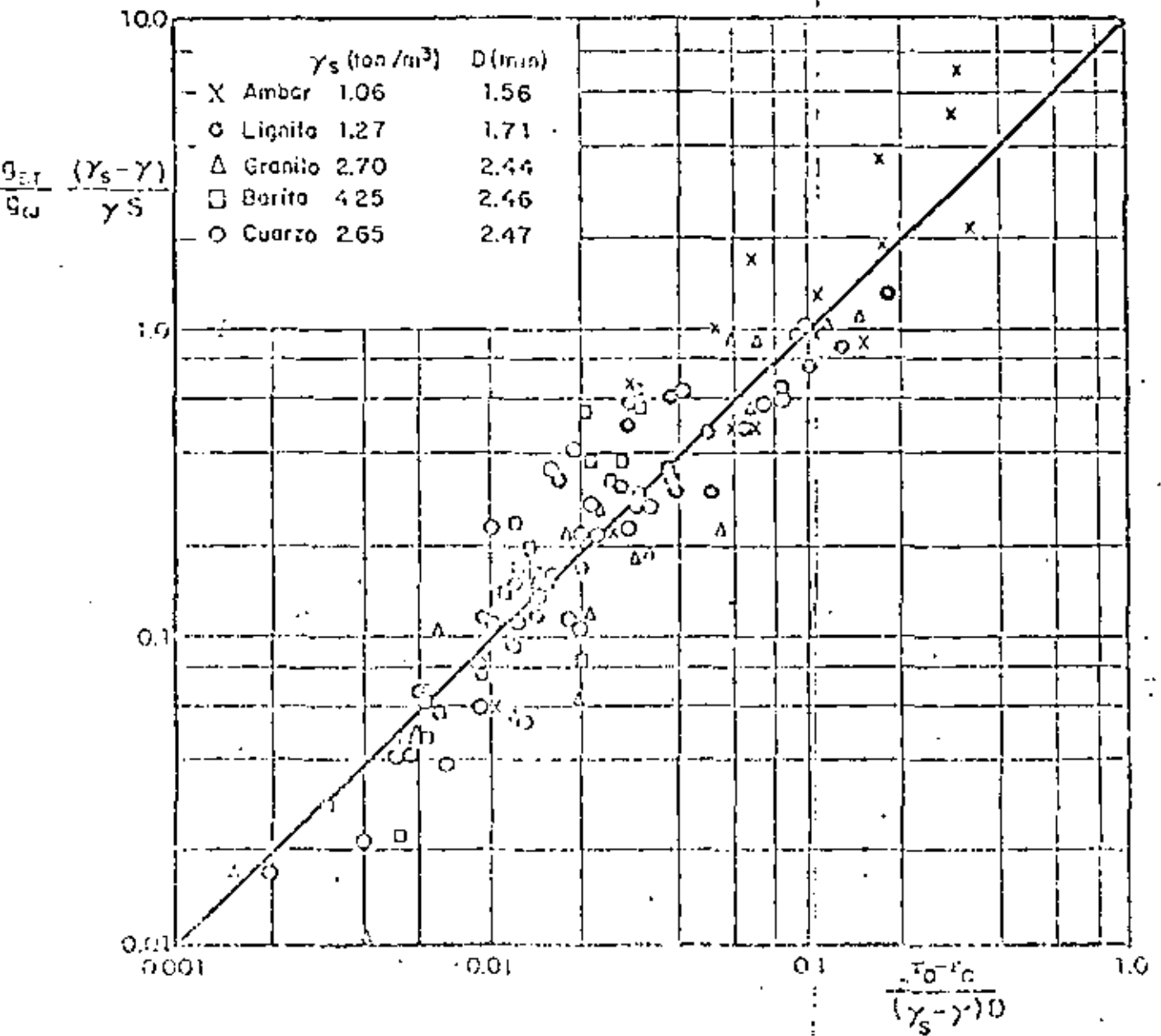


Fig.2.12 Ecuación de arrastre de Shields(1936)

$$\frac{D_{ST}}{g_{0*}} \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma_s} = \frac{\tau_{0*} - \tau_{0c}}{(\gamma_s - \gamma)D}$$

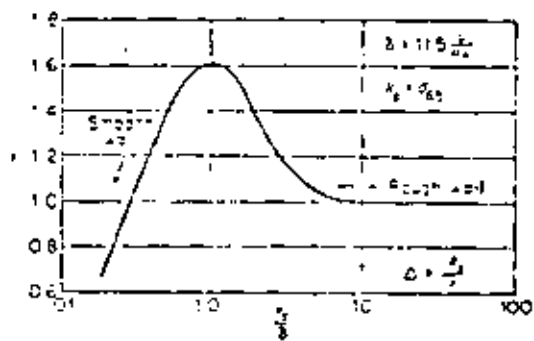


Fig. 7.10 Correction factor in the logarithmic velocity distribution. [After EINSTEIN (1950).]

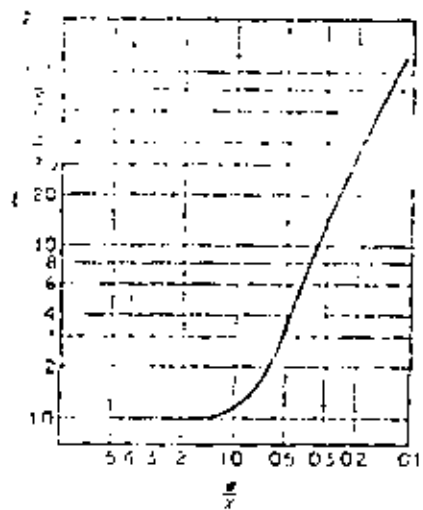


Fig. 7.11 Hiding factor, as used in Eq. (7.65). [After EINSTEIN (1950).]

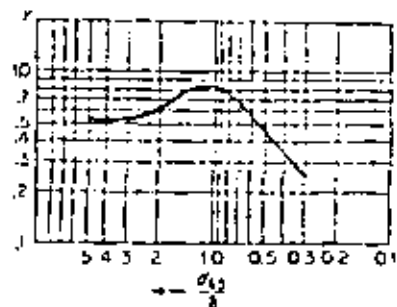


Fig. 7.12 Pressure correction, as used in Eq. (7.65). [After EINSTEIN (1950).]

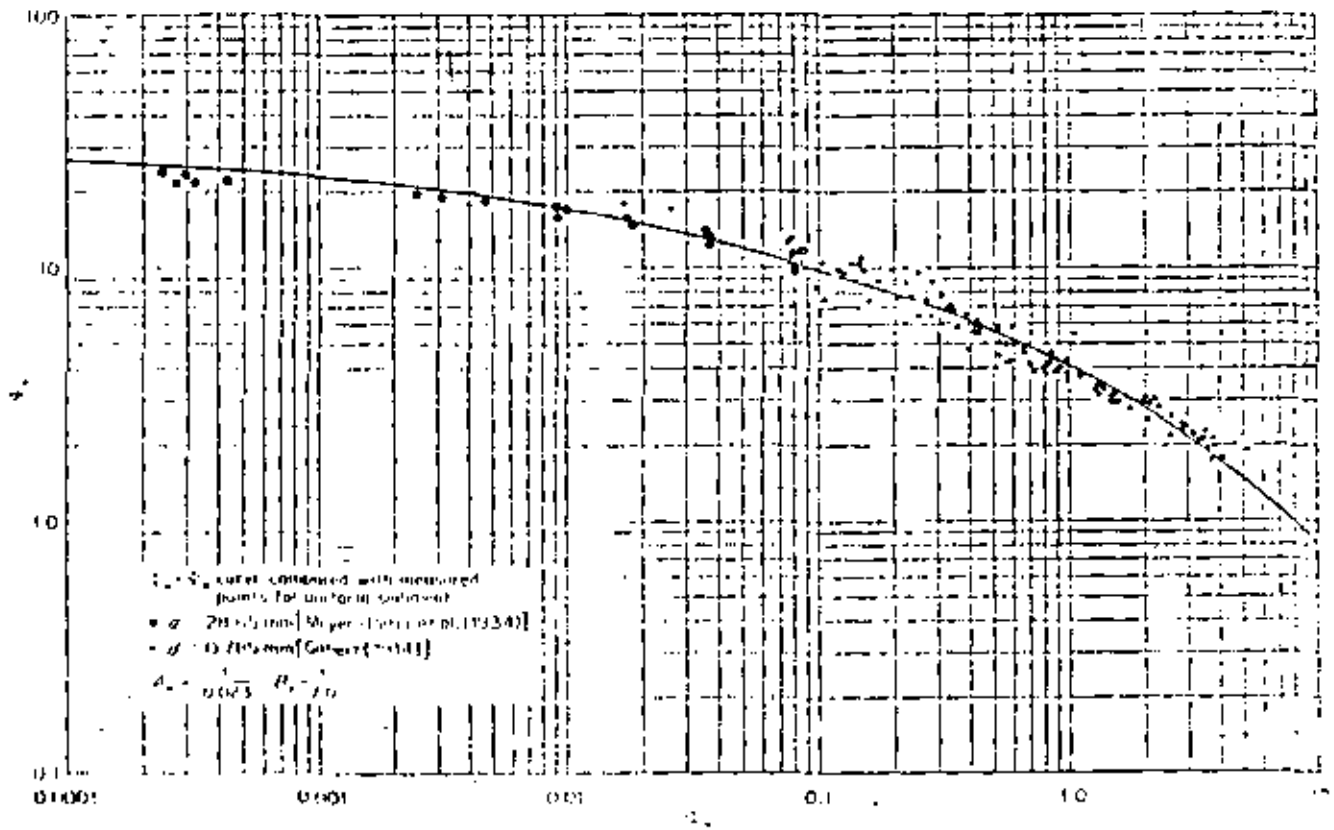


Fig. 7.13 Plot of Einstein's function: τ_b vs. τ_{*c}^3 . [From EINSTEIN (1950)]

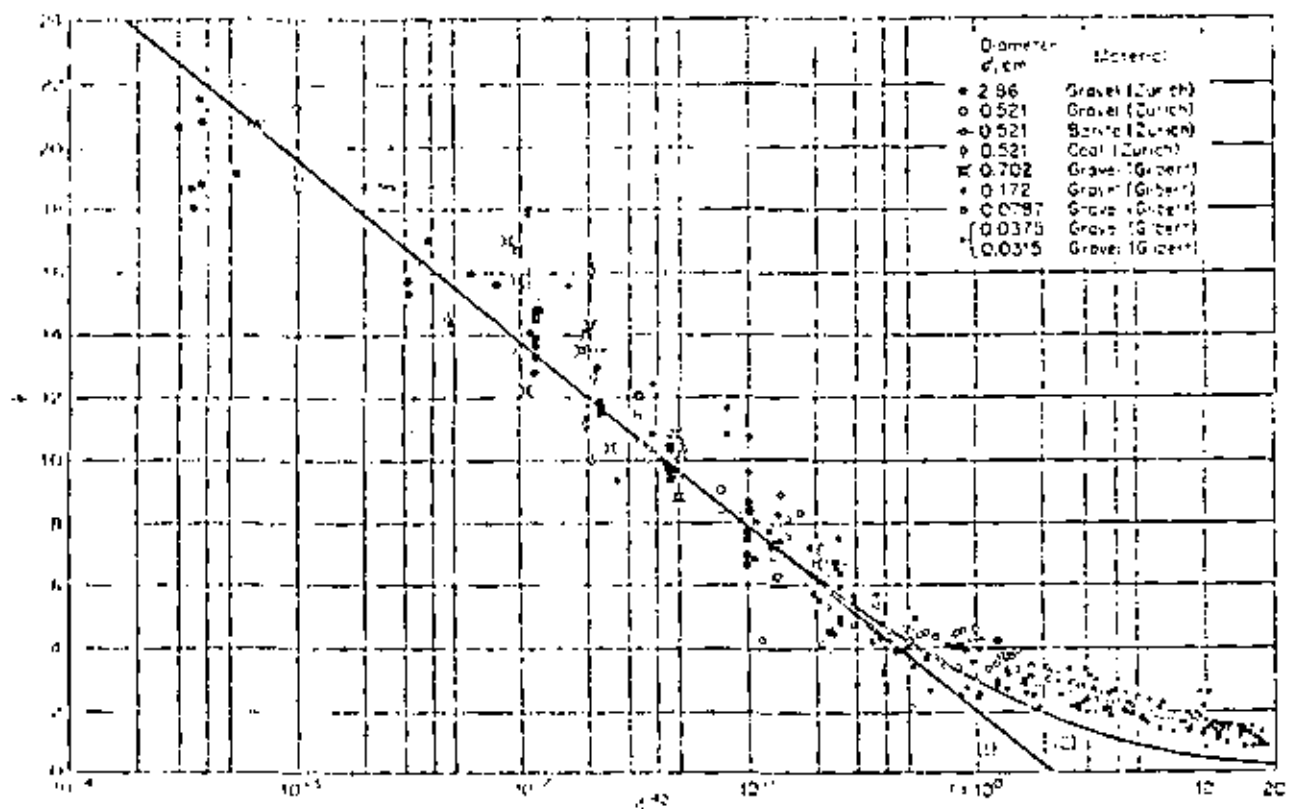


Fig. 7.9 Einstein's bedload equations. [From EINSTEIN (1952)]

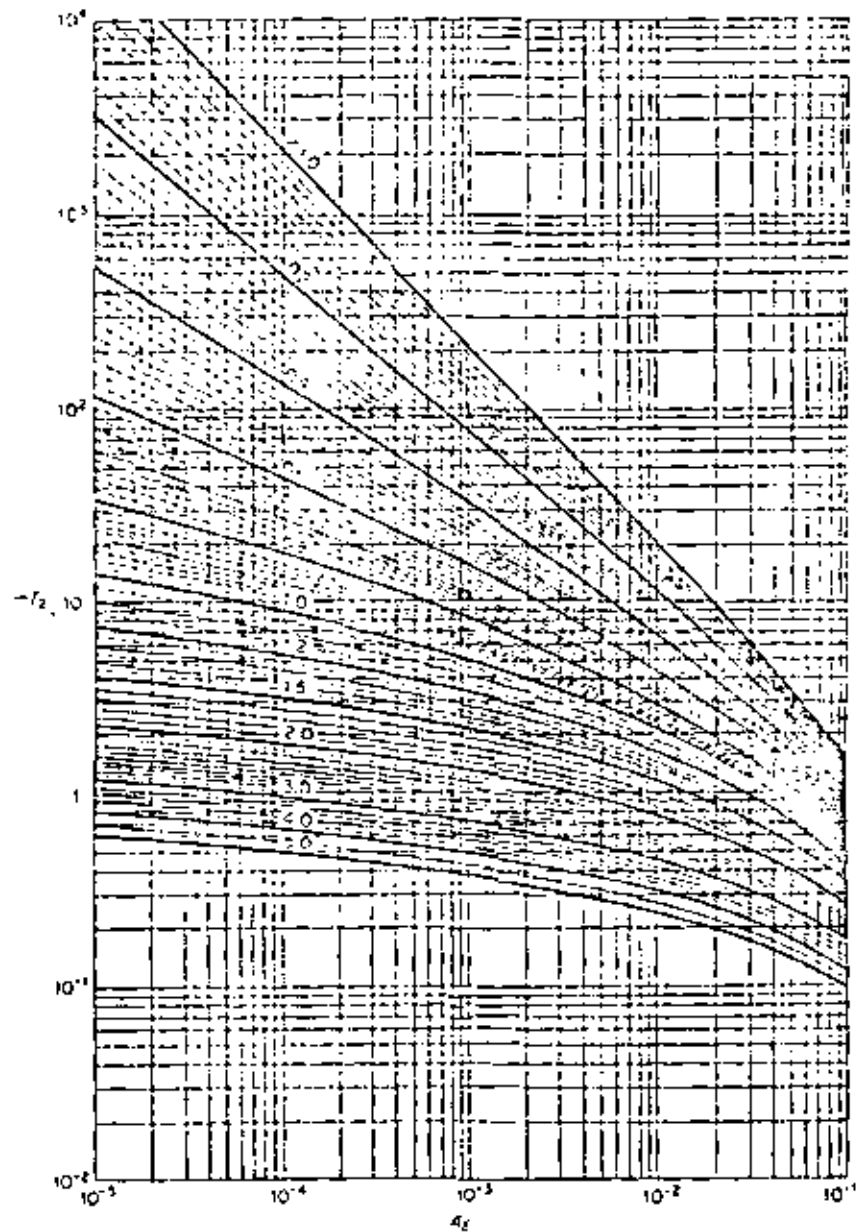


Fig. 8.11 Function I_2 in terms of A_L for values of z . [After EINSTEIN (1950).]

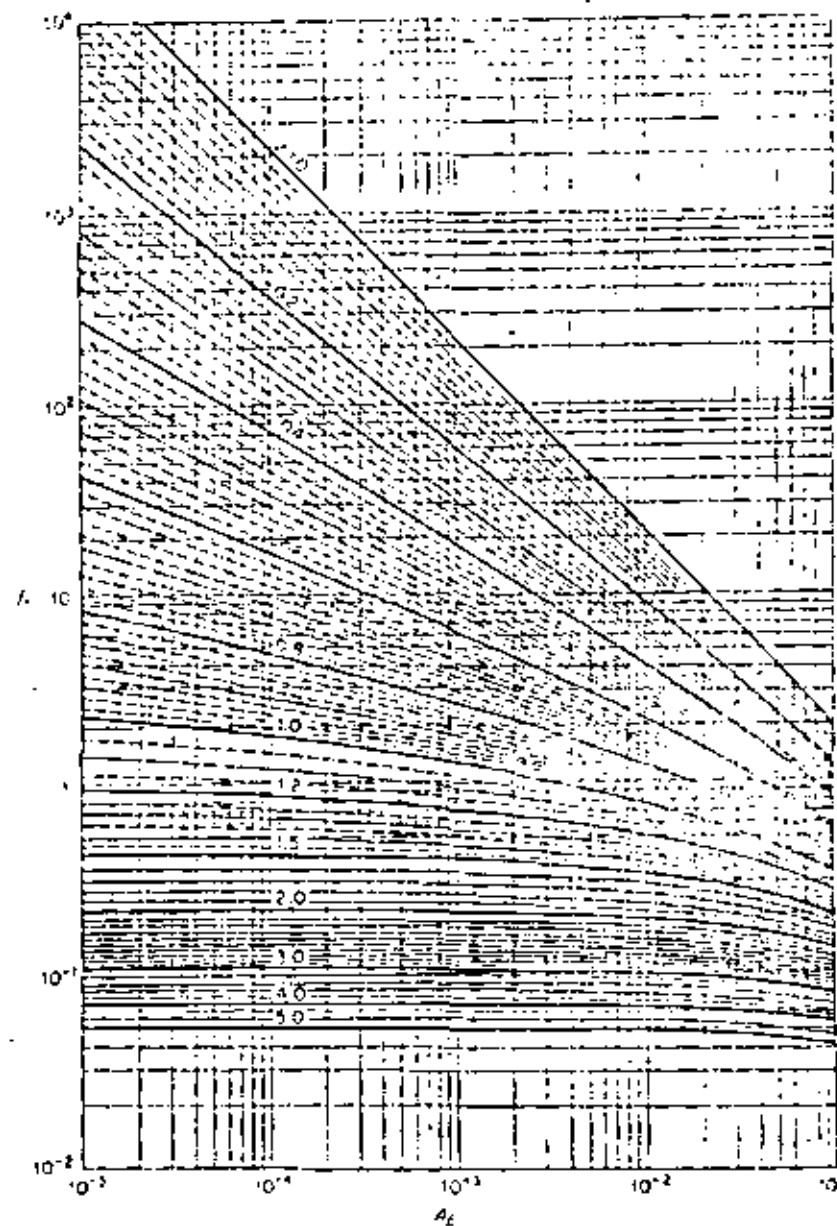


Fig. 8.10 Function I_2 in terms of A_L for values of z . [After EINSTEIN (1950).]

TABLA 2.3 METODO DE EINSTEIN

Tabla propuesta para ordenar los cálculos encaminados a conocer el arrastre. La curva granulométrica se ha dividido en una serie de fracciones, en que D_i es el diámetro medio de cada una. En cada renglón se anotará el cálculo para una fracción. Cuando todos se hayan hecho, se podrá conocer con simples sumas el gasto sólido por unidad de ancho y sea en suspensión, en el fondo o total. Hay que hacer lo anterior para cada tirante; es decir, para cada renglón de la tabla 2.2

D	i_b	R'	X/D	ψ	ψ'	ψ''	ψ'''	$D^{3/2}$	i_{89B}	w	z	A	I_1	I_2	$\frac{Q_{s1}}{Q_{s2}}$	$\frac{Q_{s1}}{Q_{s2}}$	Q_{s1}	Q_{s2}	$\frac{Q_{s1}}{Q_{s2}}$	$\frac{Q_{s1}}{Q_{s2}}$
Se unen los diámetros medios representados en la curva granulométrica																				
Se anota el porcentaje en peso de cada fracción, respecto al peso de la muestra																				
Se toman de la tabla 2.2																				
Se efectúa el cociente para cada D																				
$\psi = \frac{\gamma \cdot V}{\gamma' \cdot \frac{4}{3} \pi D^3}$																				
Se obtiene de la fig. 2.22 en función de ψ/X																				
$\psi'' = \psi \left(\frac{\psi}{\psi'} \right)^2 \psi'$																				
Se obtiene de la fig. 2.21 en función de ψ''																				
Se calcula																				
$i_{89B} = 4.75 \psi'' D^{3/2} \left(\frac{I_{89} X}{\gamma} \right)^{1/2} i_b$																				
Se obtiene de la fig. 2.1 en función de D																				
$z = 2.5 \frac{w}{U_{*c}}$																				
$A = \frac{R'D}{R}$																				
Se obtiene de la fig. 2.10 en función de A y z .																				
Se obtiene de la fig. 2.10 en función de A y z																				
Suma de lo indicado																				
se obtiene $Q_{s1} = \sum i_{89B} (Q_{s1} + Q_{s2})$																				
Arrastre total del fondo $Q_{s1} = \sum i_{89B} Q_{s1}$																				
Arrastre en la capa de fondo $Q_{s2} = \sum i_{89B}$																				
se obtiene $Q_{s1} = \sum i_{89B} (Q_{s1} + Q_{s2})$																				
se obtiene $Q_{s2} = \sum i_{89B} (Q_{s1} + Q_{s2})$																				

TABLA 2.2 METODO DE EINSTEIN

Tabla propuesta para ordenar los calculos hidrúuticos y conocer las características de la corriente antes de iniciar la determinación del arrastre. Los renglones de la tabla corresponden a los tirantes que se desean analizar. Todas las ecuaciones usadas son dimensionalmente correctas por lo que cualquier sistema de unidades puede ser usado. Se deben conocer, la pendiente S, la sección transversal, curvas de Elevaciones - áreas y elevaciones - perímetros mojados; además, la curva granulométrica del material del fondo y de ella el D_{35} , D_{65} y además el D_{medio} de cada fracción en que se haya dividido dicha curva.

R'	U_*'	d'	$\beta = \frac{U_*'}{U_*}$	x	Δ	U	V'_{35}	U/U_*'	U_*''	R''	R	Elev.	A	P	Q	A/P	X	Y	β_{35}	$\left(\frac{U_*'}{U_*}\right)^2$	β
Generalmente se sucesos y se toma como U_*' el valor de U_* en la tabla 2.20 en función de R' y se toma como d' el valor de d en la tabla 2.20 en función de R' .	$U_*' = \sqrt{gR'S}$																				
	$S' = 11.6 \beta / U_*'$																				
	$D_{65} = k$																				
	Se obtiene de la figura 2.20 en función de R' .																				
					$\Delta = \frac{U_{35}}{U_*'} \frac{U_*'}{U_*}$	$U = 5.75 U_*' \log(12.27 \frac{R'}{S})$	$V'_{35} = \frac{U_{35}}{U_*'} \frac{U_*'}{U_*}$														
	Se obtiene de la fig. 2.57 en función de V'_{35} .																				
	Se despeja del valor anterior.																				
									$R'' = \frac{U_*'}{gS}$												
	Si la sección es ancha, se iguala al tirante: $R'' = V'_{35} U_*'$																				
	En función de R'' , se busca el nivel al que llega el agua																				
	Se obtiene de la curva elevación-áreas																				
	Se obtiene de la curva elevación-P																				
															$Q = U \cdot A$						
	Se calcula el coeficiente																				
																	$X = 0.774 \log \frac{R''}{U_*'} - 1.8$				
																	$X = 1.593 \log \frac{R''}{U_*'} - 1.8$				
	Se obtiene de la fig. 2.22 en función de h/S																				
																	$\beta_{35} = \log(10.6 \frac{X}{h})$				
																	$\left(\frac{U_*'}{U_*}\right)^2 = \left(\frac{10.6 X}{\beta_{35} h}\right)^2$				
																	$\beta = 0.0001 \log \frac{U_*'}{U_*}$				

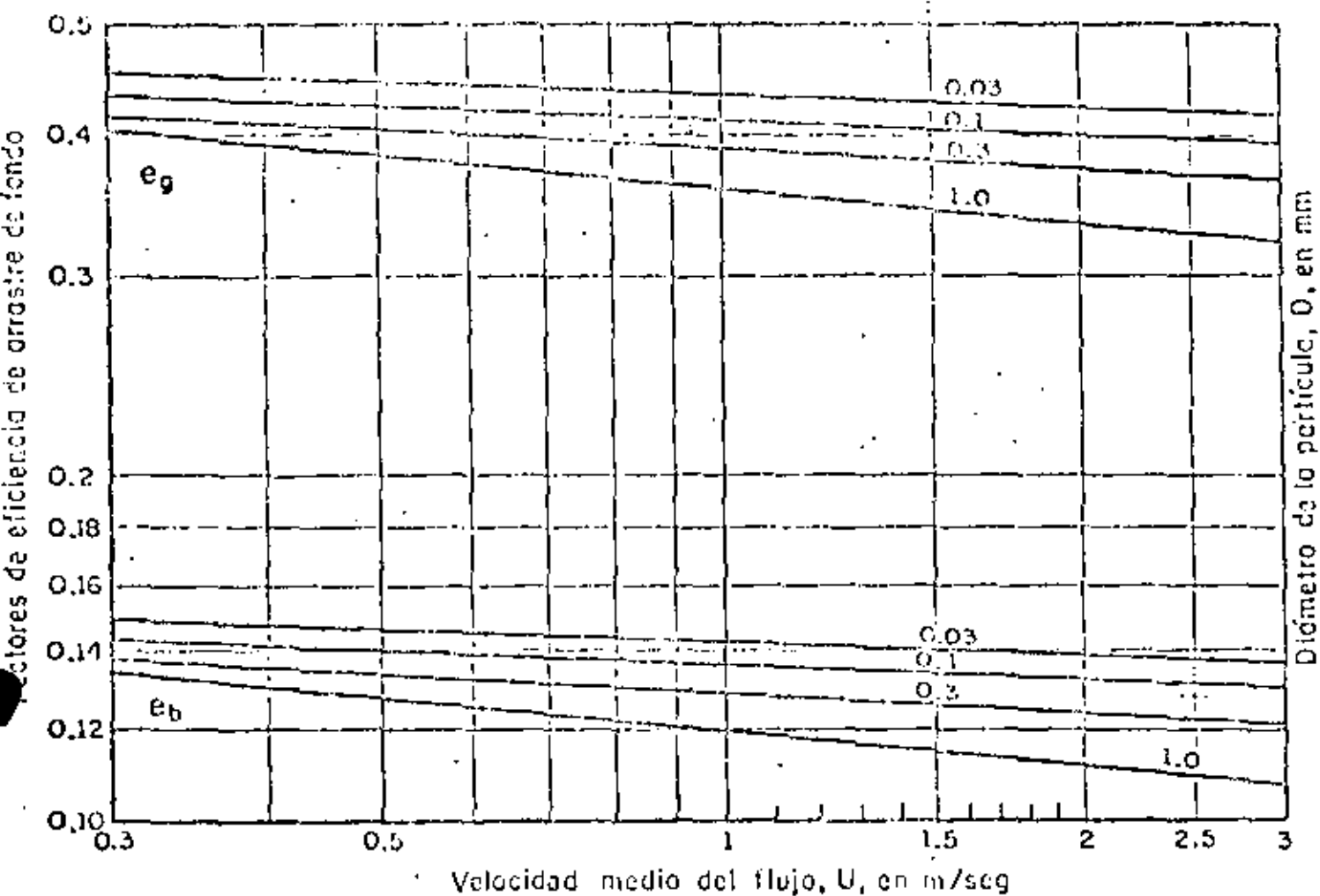


Fig.2.40 Valores teóricos de los factores de eficiencia de arrastre de fondo, en función de la velocidad medio del flujo, para distintos tamaños de partículas de cuarzo, según Bagnold (1966)

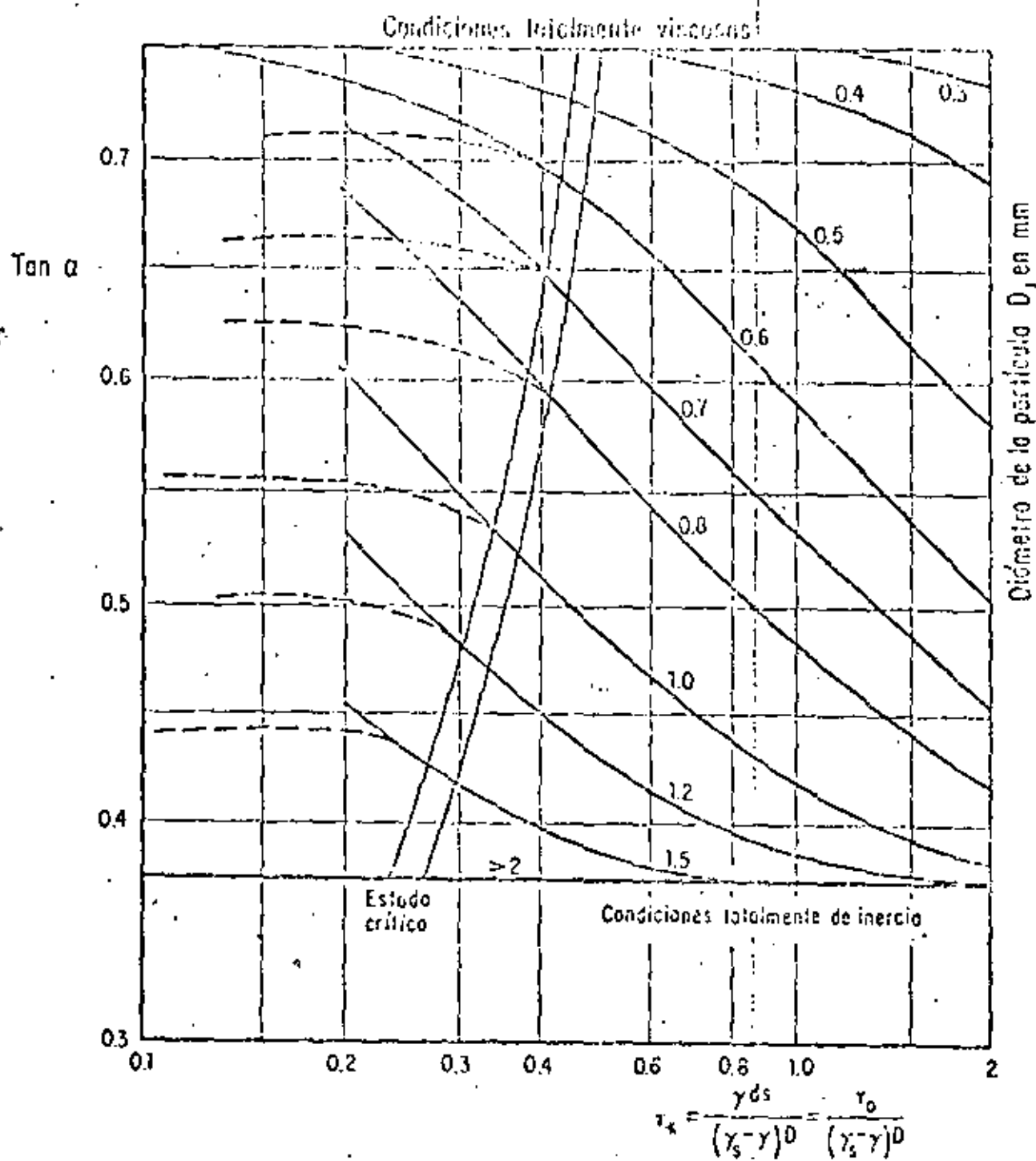


Fig.2.41 Coeficiente de fricción, según Bagnold (1966)

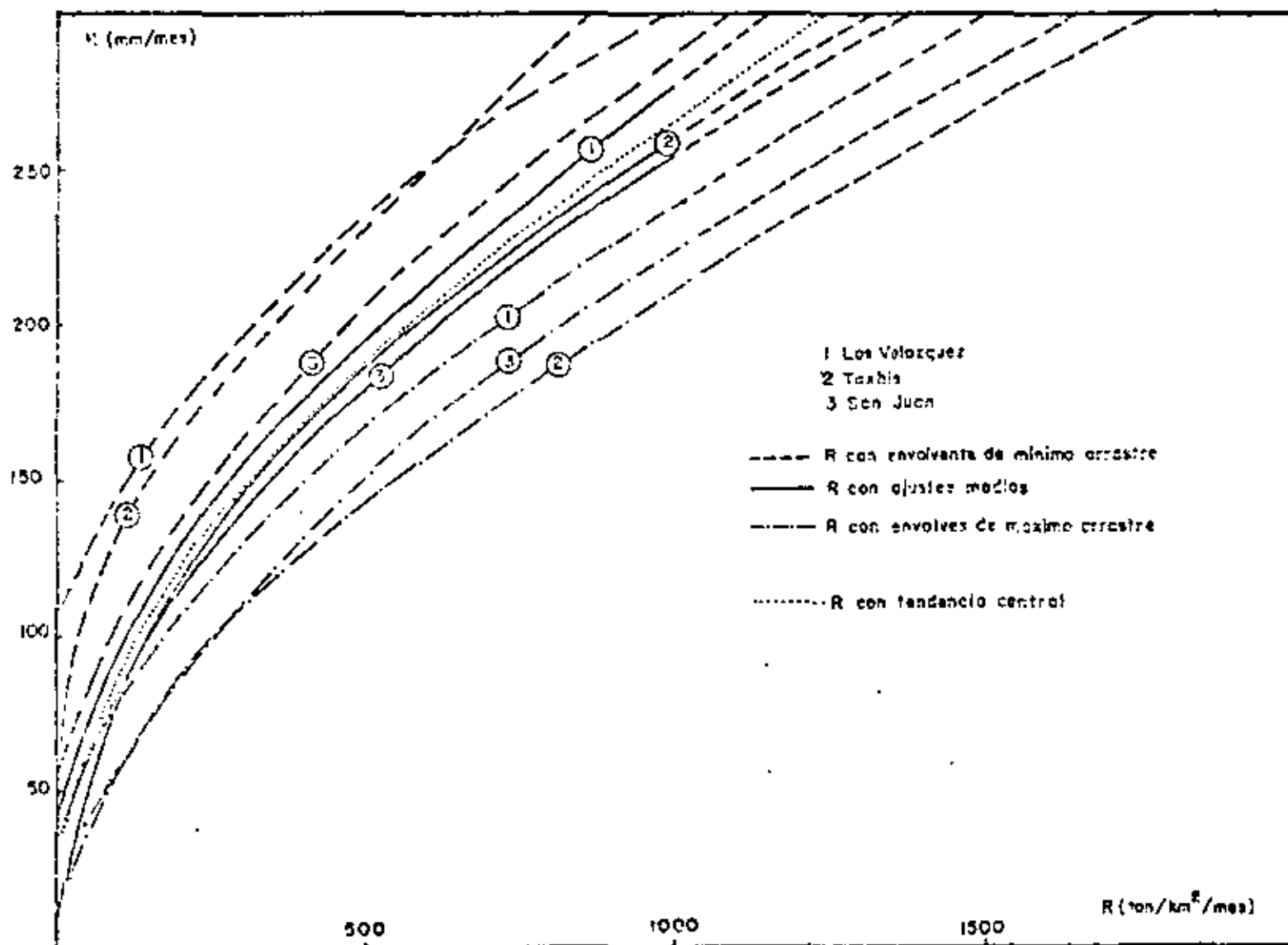
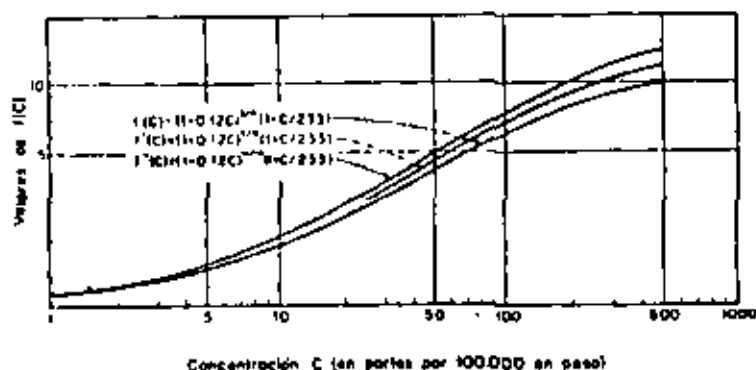


FIG 3 ALTURA DE LLUVIA MENSUAL-FACTOR DE LLUVIA R PARA LAS TRES CUENCAS ESTUDIADAS, MOSTRANDOSE TAMBIEN LAS ENVOLVENTES MAXIMAS Y MINIMAS, ASI COMO TAMBIEN LA TENDENCIA CENTRAL.



$$S = \frac{0.55 F A^{1.1} P^{0.11}}{K Q^{1.1}} f(C)$$

$$f = \frac{0.14 F A^{1.1}}{K Q^{1.1}} f^{1.1}(C)$$

$$f = \frac{0.04 F A^{1.1}}{K Q^{1.1}} f^{1.1}(C)$$

Valores de f , A y m para cauces estables, en que el gasto formativo es del 3 al 10 por ciento en un año (solo del 3 al 10 por ciento de los gastos anuales son mayores que ese gasto).

Zona del río y condición del cauce.	Número de Froude	Parámetro A Tipo de sección		Exponente m, cuando $K = 10$ Tipo de sección	
		a	b	a	b
Zona de alta montaña. Cauce rocoso o cubierto de piedras.	10	0.50	0.75	—	1.0
Zona de montaña. Cauce formado con cantos rodados, bolao y guijarros. Rápidas y pendiente cercana a la crítica.	7	1.0 - 0.5	0.75	1.00	0.80
Zona en las faldas de la montaña. Llegada del río al valle. Cauce formado por guijarros, grava y arena. Corriente tranquila.	6	0.50 - 0.20	0.90	1.0	0.75
Zona intermedia. Cauce formado por arena gruesa, media y fina. Corriente tranquila.	5	0.20 - 0.04	1.0	1.1	0.75
Zona de planicie. Cauce formado de arena fina.					
a) Río caudaloso.	2	0.20 - 0.02	1.1	1.3	0.75
b) Río poco caudaloso.	1	0.30 - 0.20	1.3	1.2	0.80

Fórmulas para el cálculo de cauces estables formados en terrenos de arena gruesa a guijarros
(Diámetro mayor de 1 mm)

Elemento de cálculo	$a = 1/5$	$a = 1/4$	$a = 1/3$
Profundidad media, H	$\frac{0.732 V_{\phi}^{1.87}}{(1000 S)^{1.69}}$	$\frac{0.685 V_{\phi}^4}{(1000 S)^{4/3}}$	$\frac{0.565 V_{\phi}^6}{(1000 S)^7}$
Velocidad media, v	$\frac{0.939 V_{\phi}^{1/3}}{(1000 S)^{2/9}}$	$\frac{0.809 V_{\phi}^3}{(1000 S)^{1/3}}$	$\frac{0.835 V_{\phi}^3}{(1000 S)^{2/9}}$
Gasto unitario, q	$\frac{0.688 V_{\phi}^3}{(1000 S)^{4/3}}$	$\frac{0.825 V_{\phi}^6}{(1000 S)^{5/3}}$	$\frac{0.471 V_{\phi}^9}{(1000 S)^{6/3}}$
Gasto de agua en un brazo estable, Q_y	$\frac{7.48 A^2 V_{\phi}^{1.9}}{(1000 S)^{1.67}}$	$\frac{8.20 A^2 V_{\phi}^{1.2}}{(1000 S)^{1.73}}$	$\frac{3.60 A V_{\phi}^{1.8}}{(1000 S)^{1.73}}$
Pendiente del curso estable, $S = S_y$	$\frac{0.00192 A^{0.833} V_{\phi}^{3.26}}{Q^{0.326}}$	$\frac{0.00163 A^{0.563} V_{\phi}^{1.21}}{Q^{0.268}}$	$\frac{0.00123 A^{0.31} V_{\phi}^{1.15}}{Q^{0.154}}$
Velocidad de formación	$\frac{6.85 Q^{0.10} S^{0.307}}{A^{0.3}}$	$\frac{7.40 Q^{0.087} S^{0.312}}{A^{0.75}}$	$\frac{8.45 Q^{0.049} S^{0.317}}{A^{0.18}}$

Valores de la velocidad V_{ϕ} de formación del cauce en función del diámetro de las partículas en movimiento, cuando el tirante es de 1 m

Diámetro, en mm	V_{ϕ} , en m/seg	Diámetro, en mm	V_{ϕ} , en m/seg
		46	1.44
		48	1.47
		50	1.50
1.0	0.60	52	1.54
2.8	0.75	54	1.56
5.0	0.80	56	1.59
10	0.83	58	1.62
15	0.86	60	1.65
20	0.90	65	1.69
25	0.98	70	1.73
30	1.04	75	1.78
32	1.11	80	1.80
34	1.17	85	1.84
36	1.24	90	1.88
38	1.29	95	1.91
40	1.35	100	1.96
42	1.38	150	2.40
44	1.41	200	2.80

FORMULAS PARA EL CALCULO DE CAUCES ESTABLES FORMADOS SOBRE TERRENOS QUE VARIAN DE ARENA GRUESA A GULJARROS (diámetro mayor de 1 mm)

Variable por calcular	$n = \frac{1}{3}$	$n = \frac{1}{4}$	$n = \frac{1}{5}$
	primer problema	Se conocen S, V_{ϕ}, A	
H	$\frac{0.732 V_{\phi}^{10/3}}{(1000 S)^{1/30}}$	$\frac{0.886 V_{\phi}^4}{(1000 S)^{2/15}}$	$\frac{0.558 V_{\phi}^5}{(1000 S)^2}$
V	$V_{\phi} H^{1/3}$	$V_{\phi} H^{1/4}$	$V_{\phi} H^{1/5}$
q	HV	HV	HV
B	$\frac{A^2 q}{S^{8/3}}$	$\frac{A^4 q}{S^{8/4}}$	$\frac{A^5 q}{S^{8/5}}$
Q	qB	qB	qB
	segundo problema	Se conocen Q, V_{ϕ}, A	
S	$\frac{0.00182 A^{8/3} V_{\phi}^{3.24}}{Q^{0.324}}$	$\frac{0.00183 A^{8/4} V_{\phi}^{3.21}}{Q^{0.324}}$	$\frac{0.00123 A^{8/5} V_{\phi}^{3.24}}{Q^{0.324}}$
B	$\frac{AQ^{8/3}}{S^{8/3}}$	$\frac{AQ^{8/4}}{S^{8/4}}$	$\frac{AQ^{8/5}}{S^{8/5}}$
q	$\frac{Q}{B}$	$\frac{Q}{B}$	$\frac{Q}{B}$
H	$\left(\frac{q}{V_{\phi}}\right)^{3/4}$	$\left(\frac{q}{V_{\phi}}\right)^{4/5}$	$\left(\frac{q}{V_{\phi}}\right)^{5/6}$
V	$\frac{q}{H}$	$\frac{q}{H}$	$\frac{q}{H}$
	tercer problema	Se conocen Q, S, A	
q	$\frac{0.917 Q^{0.115} (1000 S)^{0.297}}{A^{0.2}}$	$\frac{0.858 Q^{0.097} (1000 S)^{0.212}}{A^{0.175}}$	$\frac{0.843 Q^{0.090} (1000 S)^{0.217}}{A^{0.200}}$
B	$\frac{AQ^{0.2}}{S^{0.2}}$	$\frac{AQ^{0.1}}{S^{0.1}}$	$\frac{AQ^{0.2}}{S^{0.2}}$
q	$\frac{Q}{B}$	$\frac{Q}{B}$	$\frac{Q}{B}$
H	$\left(\frac{q}{V_{\phi}}\right)^{3/4}$	$\left(\frac{q}{V_{\phi}}\right)^{4/5}$	$\left(\frac{q}{V_{\phi}}\right)^{5/6}$
V	$\frac{q}{H}$	$\frac{q}{H}$	$\frac{q}{H}$

Valores de κ y $1/(1 + \kappa)$, para suelos cohesivos y no cohesivos

SUELOS COHESIVOS			SUELOS NO COHESIVOS		
γ_s	κ	$\frac{1}{1+\kappa}$	γ_s	κ	$\frac{1}{1+\kappa}$
0.80	0.52	0.66	0.05	0.43	0.70
0.83	0.51	0.66	0.15	0.42	0.70
0.86	0.50	0.67	0.50	0.41	0.71
0.88	0.49	0.67	1.00	0.40	0.71
0.90	0.48	0.67	1.50	0.39	0.72
0.93	0.47	0.68	2.50	0.38	0.72
0.96	0.46	0.68	4.00	0.37	0.73
0.98	0.45	0.69	6.00	0.36	0.74
1.00	0.44	0.69	8.00	0.35	0.74
1.04	0.43	0.70	10.00	0.34	0.75
1.08	0.42	0.70	15.00	0.33	0.75
1.12	0.41	0.71	20.00	0.32	0.76
1.16	0.40	0.71	25.00	0.31	0.76

* γ_s peso volumétrico

Porcentaje de probabilidad de que se presente el gasto de diseño	Coefficiente β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.06
0.1	1.07

Valores de los coeficientes ϵ , en función de B/r

B/r	0	0.18	0.20	0.25	0.33	0.50	0.70	1.00
ϵ	1.27	1.48	1.84	2.20	2.57	3.00	—	—

Coefficiente de contracción μ

Velocidad media en tracción, en m/s	Longitud libre entre dos puzos (toler) en mm												
	10	13	16	18	21	26	30	42	57	83	108	174	203
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.20	0.98	0.97	0.96	0.96	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
1.30	0.94	0.93	0.92	0.92	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91
1.40	0.90	0.89	0.88	0.88	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87
1.50	0.86	0.85	0.84	0.84	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
1.60	0.82	0.81	0.80	0.80	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79
1.00 ó mayor	0.88	0.88	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

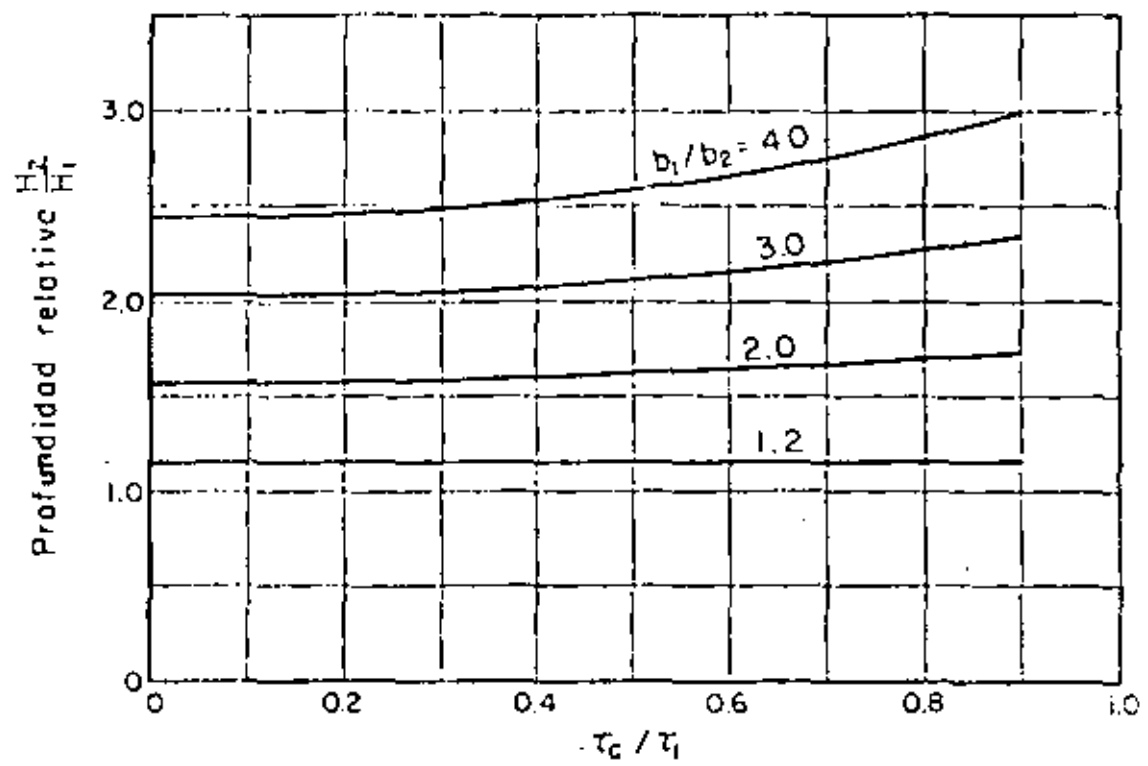


Fig. II Profundidades relativas contra τ_c / τ_1

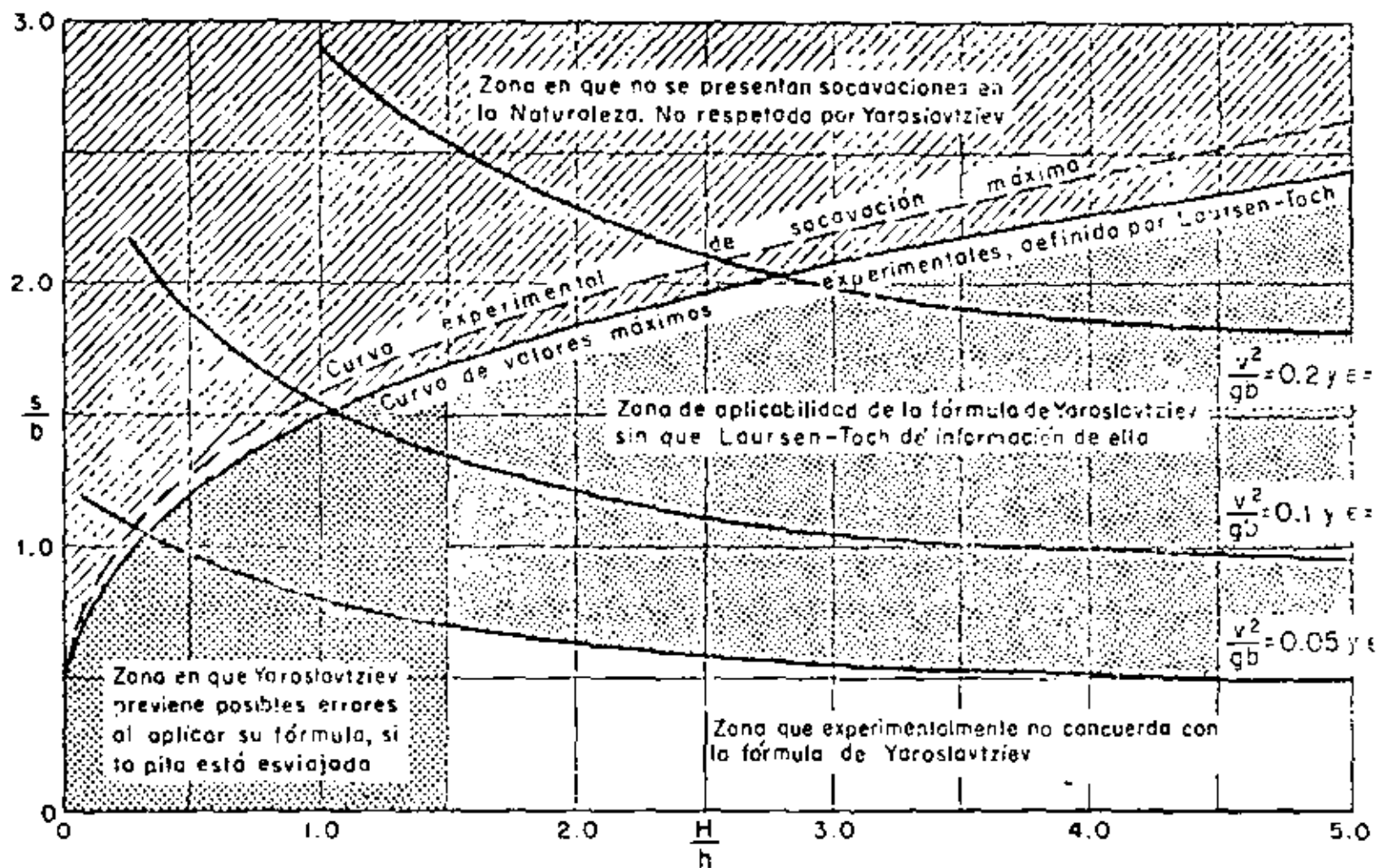
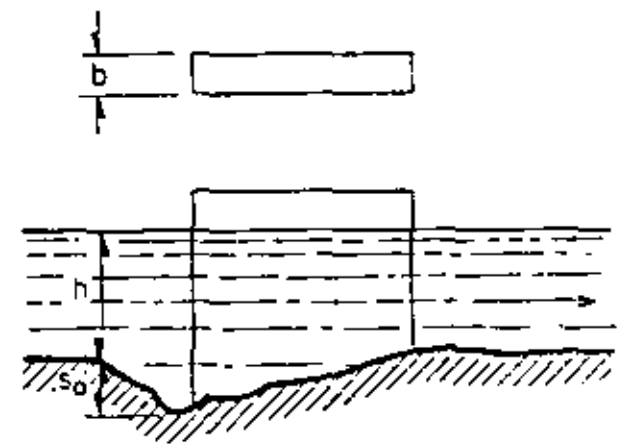
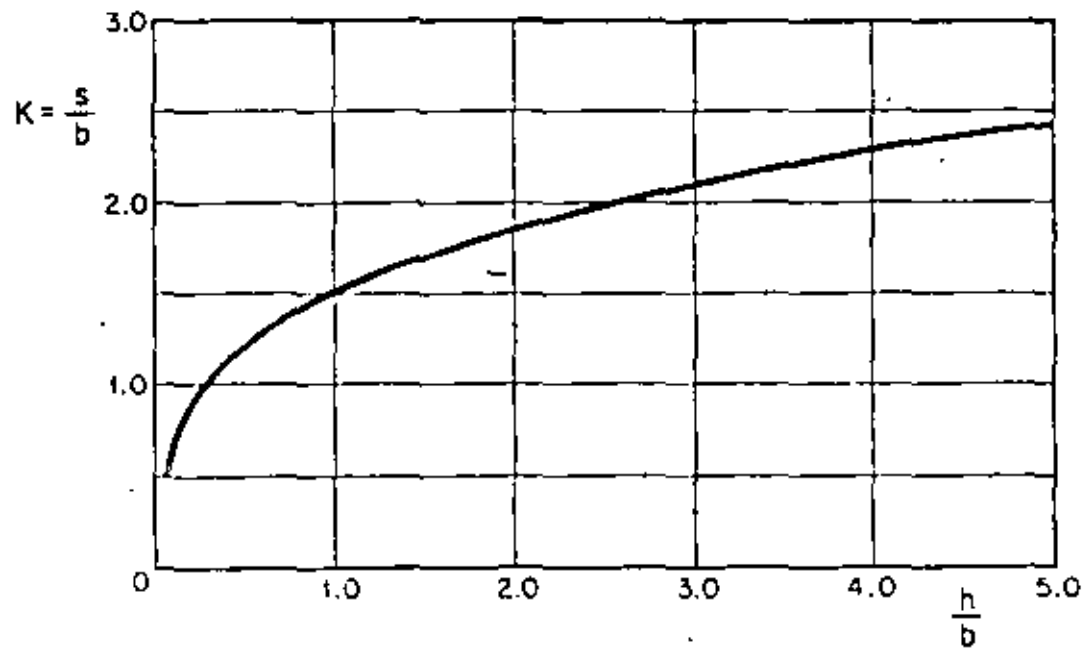


Fig. 20 Gráfica que muestra las zonas de aplicabilidad de los métodos de Laursen-Toch y Yaroslavtziev

Primer ciclo de experiencias (Según Maza y Sánchez)


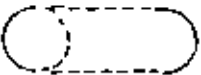
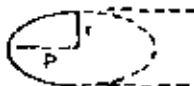
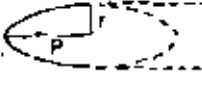


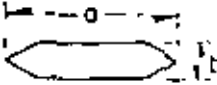
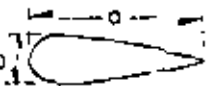
h = tirante de la corriente
 b = ancho de la pila
 s_0 = profundidad de la erosión

Método de Laursen - Toch.

Fig. 21 Relación entre la erosión relativa y la profundidad relativa

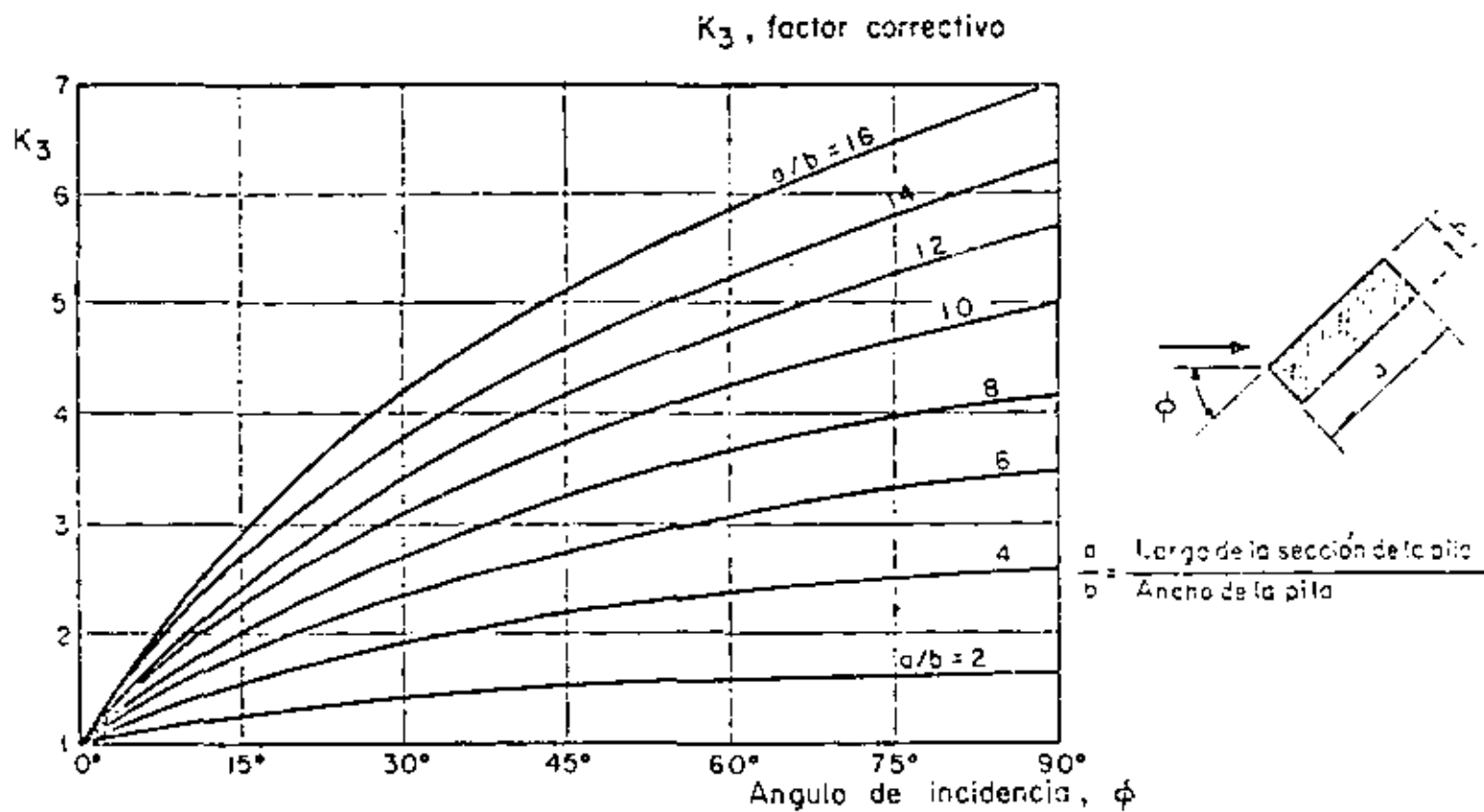
TABLA XII

FORMA DE LA NARIZ		COEFICIENTE K_2 DE SCHNEIBLE	
RECTANGULAR $a/b = 4$		1.00	
SEMICIRCULAR		0.90	
ELIPTICA		$\frac{p}{r} = \frac{2}{1}$	0.81
		$\frac{p}{r} = \frac{3}{1}$	0.75
LENTICULAR		$\frac{p}{r} = \frac{2}{1}$	0.81
		$\frac{p}{r} = \frac{3}{1}$	0.69

FORMA DE LA NARIZ		SEGUN TISON
BISELADA $a/b = 4$		0.78
PERFIL HIDRODINAMICO $a/b = 4$		0.75

Método de Laursen - Toch

Coeficiente de corrección que depende de la forma de la pila. Es solo aplicable a pilas orientadas según la corriente.



Método de Laursen - Toch

Fig. 22 Coeficiente de corrección cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente

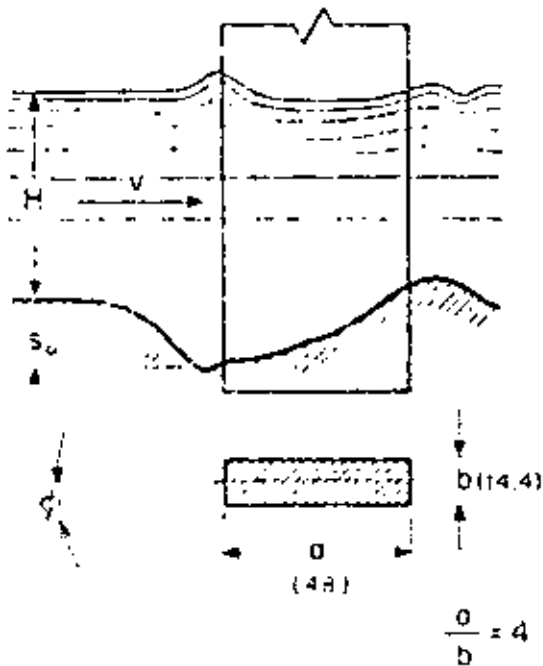
METODO DE YAROSLAVTZIEV

$$\text{EXPRESION GENERAL } S_0 = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30 d_{es}$$

PILA TIPO I

$$K_f = 12.4$$

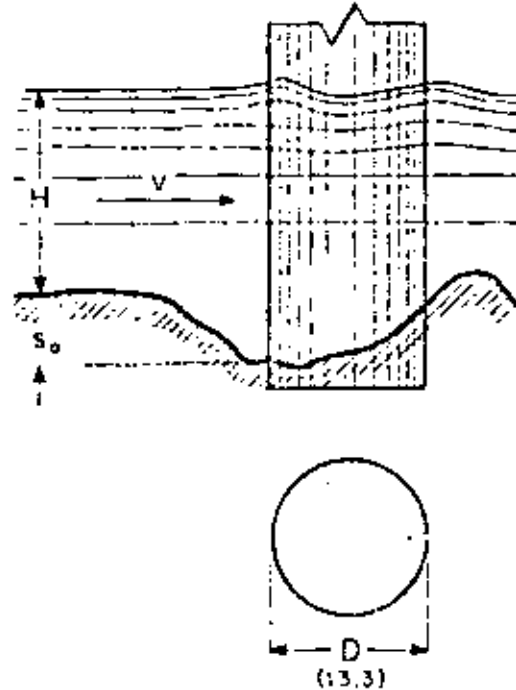
$$b_f = a \operatorname{sen} \phi + b \operatorname{cos} \phi$$



PILA TIPO II

$$K_f = 10.0$$

$$b_f = D$$



PILA TIPO III

ϕ	0°	10°	20°	30°	40°
K_f	8.5	6.7	9.0	10.3	11.3

$$b_f = (a - b) \operatorname{sen} \phi + b$$

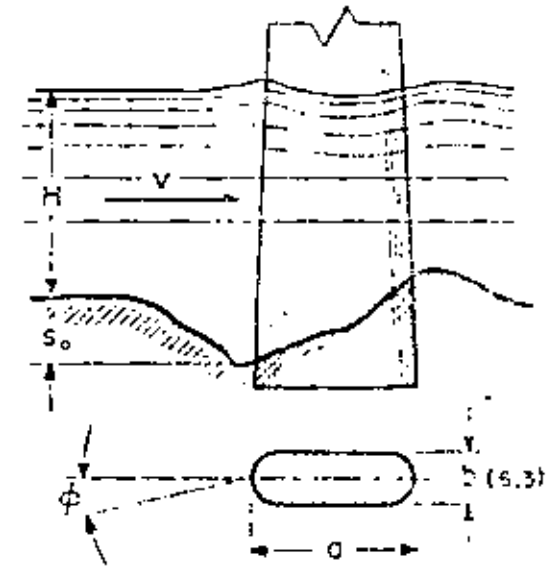


Fig. 23a Valores de K_f y b_f para diferentes pilas y distintos ángulos de incidencia

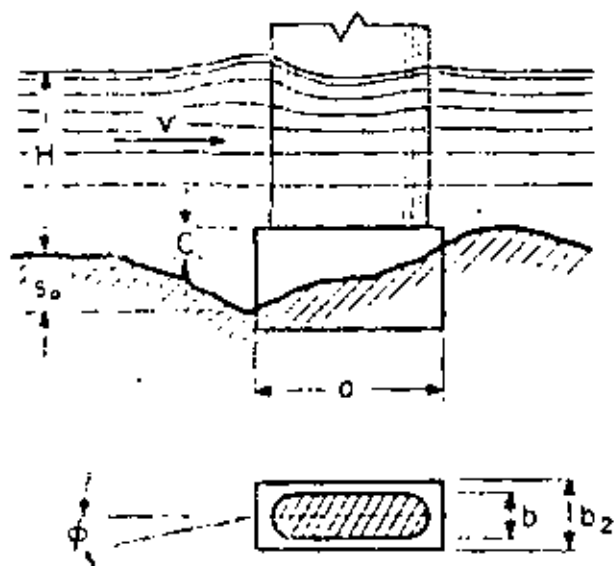
FORMA Y DIMENSIONES DE PILAS ESTUDIADAS

Las cantidades entre paréntesis están en cm y corresponden a las dimensiones de las pilas probadas

PILA TIPO IV

ϕ	COEFICIENTE K_f					
	C/H					
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0	9.5	9.9	11.5	12.1	12.4	12.4
10	8.7	10.1	11.6	12.1	12.4	12.4
20	9.0	10.2	11.7	12.4	12.4	12.4
30	10.2	11.3	12.1	12.4	12.4	12.4
40	11.3	12.0	12.4	12.4	12.4	12.4

$b_1 = (a - b_2) \sin \phi + b_2$ para $C/H \leq 0.3$
 $b_1 = a \sin \phi + b_2 \cos \phi$ para $C/H > 0.3$
 en donde $b_2 = b + (b_2 - b) C/H$



METODO DE YAROSLAVTZIEV

EXPRESION GENERAL $S_0 = K_f K_V (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30 d_{85}$

PILA TIPO V

Coeficiente $K_f = 12.4$

$b_1 = a \sin \phi + b_2 \cos \phi$
 en donde $b_2 = b + (b_2 - b) C/H$

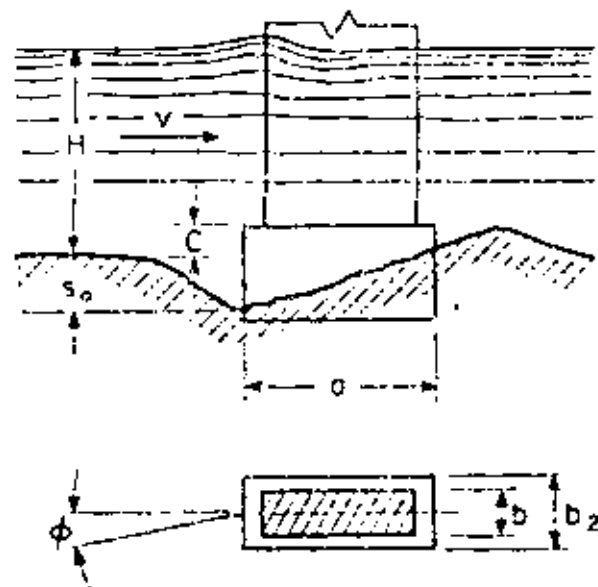


Fig. 23b Valores de K_f y b_1

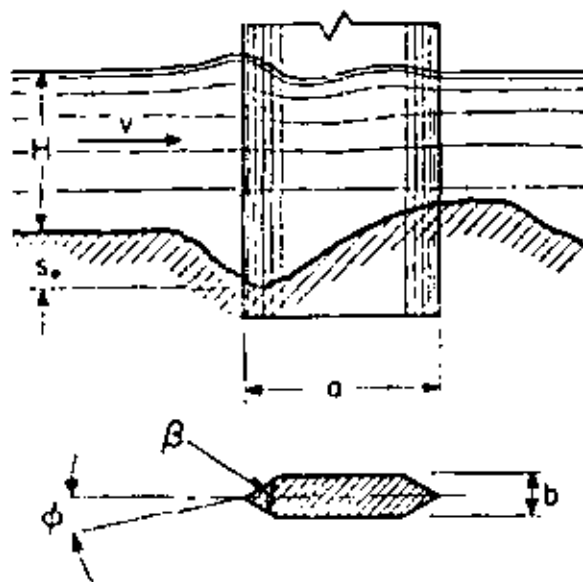
METODO DE YAROSLAVTZIEV

EXPRESION GENERAL $S_0 = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30 d_{85}$

PILA TIPO VI

β°	120	90	60
K_f	12.2	10.0	7.3

$$b_1 = (a - b) \text{sen } \phi + b$$



PILA TIPO VII

ϕ	COEFICIENTE K_f				
	1/b				
	0	2	4	8	12
0	6.5	7.5	6.75	5.99	5.4
10	8.7	7.7	6.80	6.10	5.5
20	9.0	7.8	7.10	6.20	5.5
30	10.3	8.6	7.50	6.30	5.7
40	11.2	9.2	7.90	6.70	5.9

$$b_1 = (a - b) \text{sen } \phi + b$$

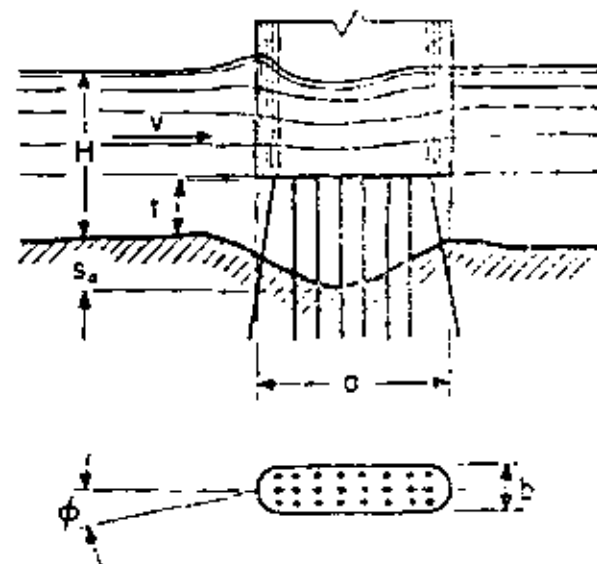


Fig. 23c Valores de K_f y b_1

METODO DE YAROSLAVTZIEV

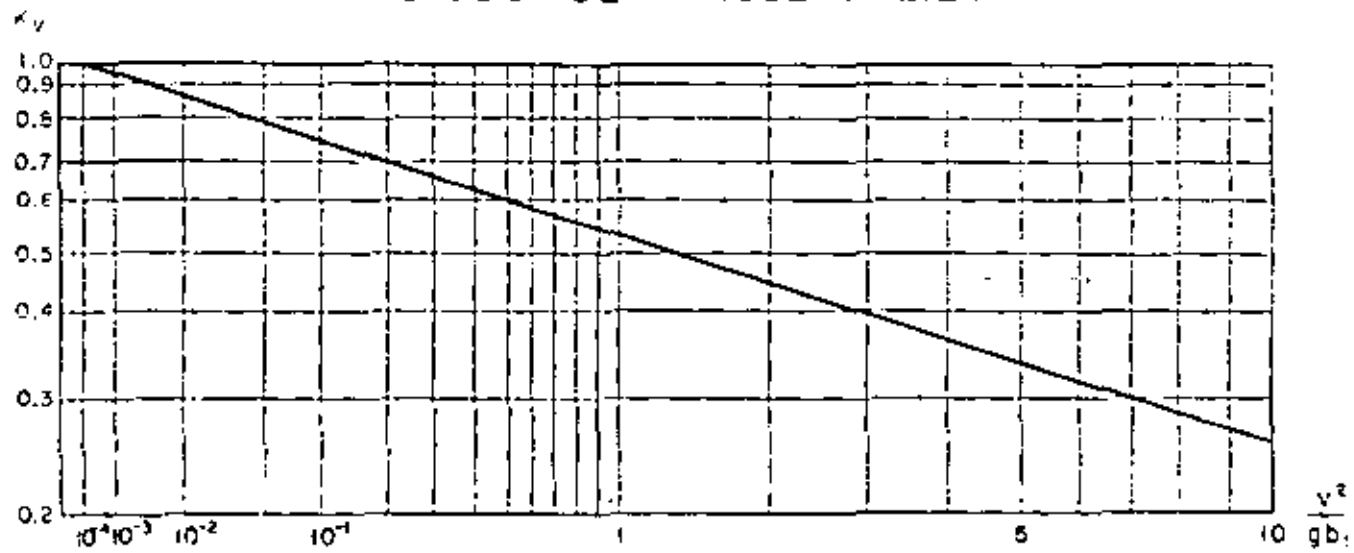


Fig. 24 Coeficiente K_v

METODO DE YAROSLAVTZIEV

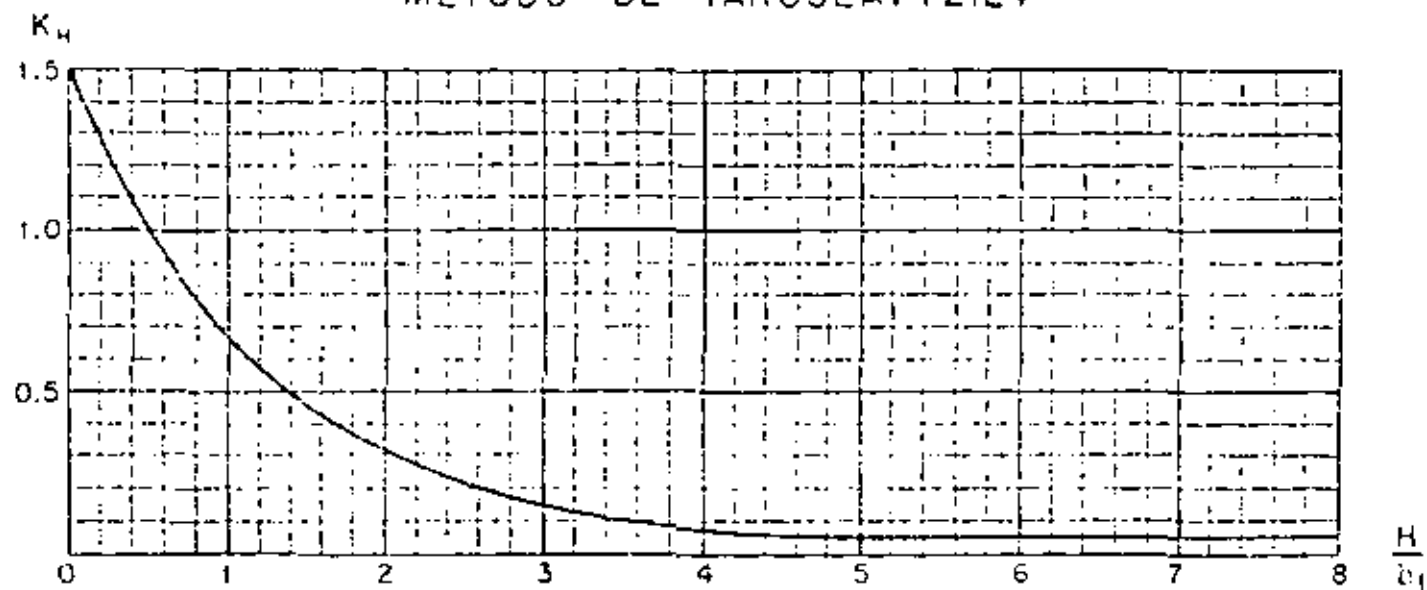


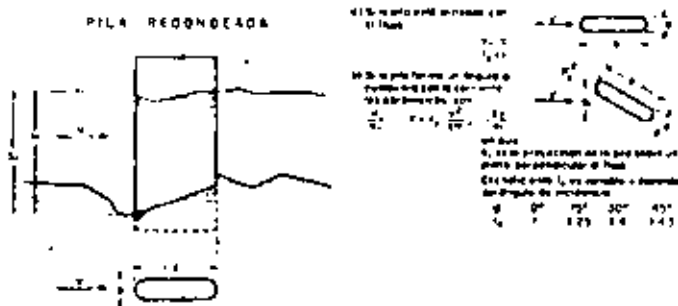
Fig. 25 Coeficiente K_h

TABLA XIII

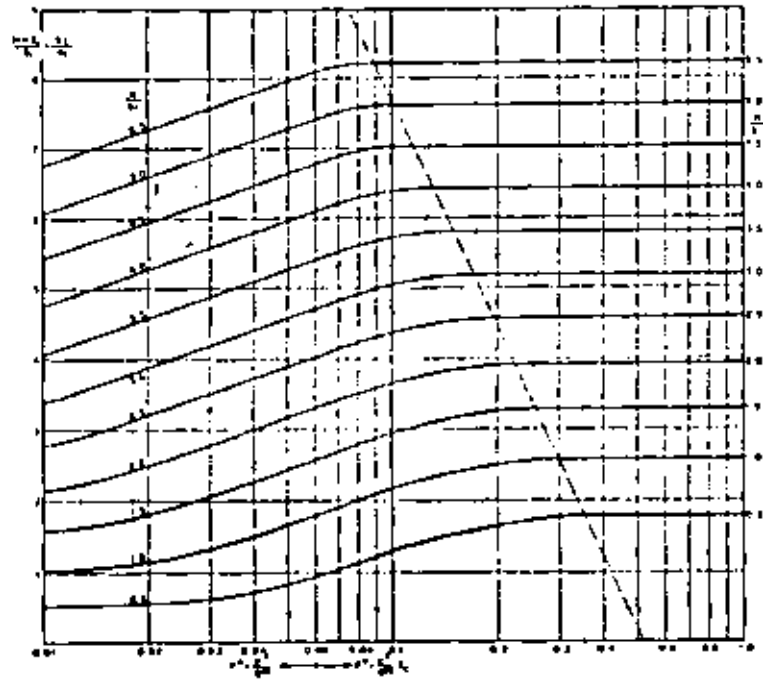
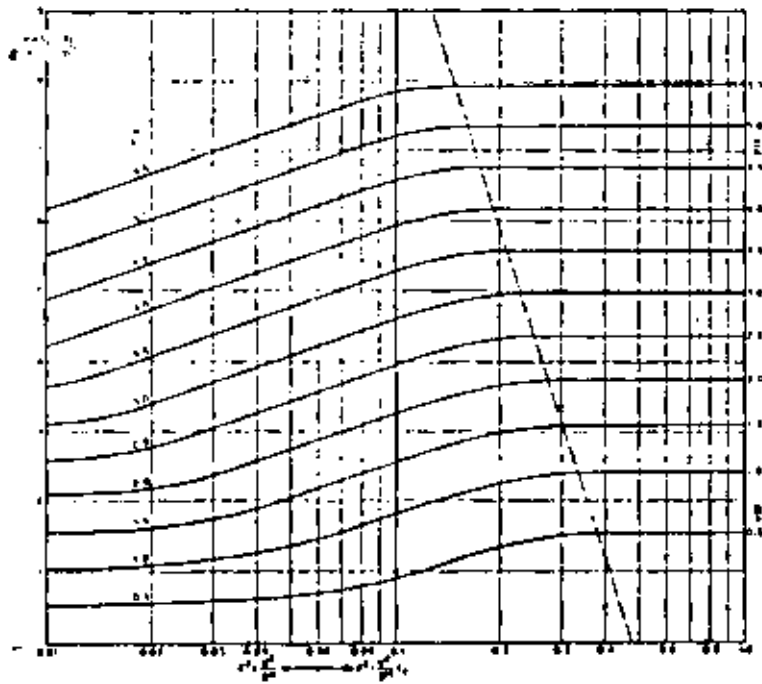
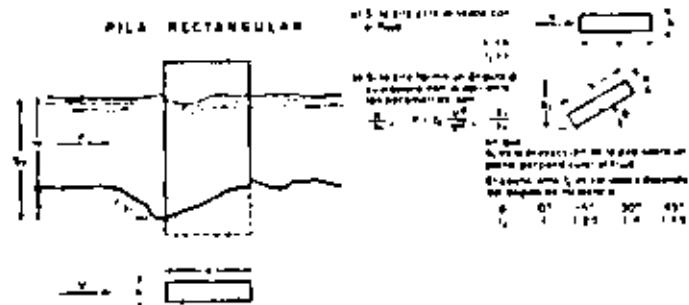
DIÁMETROS EQUIVALENTES A SUELOS GRANULARES, PARA SUELOS COHESIVOS

Característica de los suelos	Peso volúmetrico del material seco en ton/m ³	Dimensiones del diámetro equivalente en suelos granulares (en cm)		
		Árcillos y tierras fuertemente arcillosas	Tierras ligeramente arcillosas	Suelos de lluvia (arcillas margosas)
Poco compactos	1.2	1	0.5	0.5
Medianamente compactos	1.2 - 1.6	4	2	2
Compactos	1.6 - 2.0	9	9	3
Muy compactos	2.0 - 2.5	10	10	5

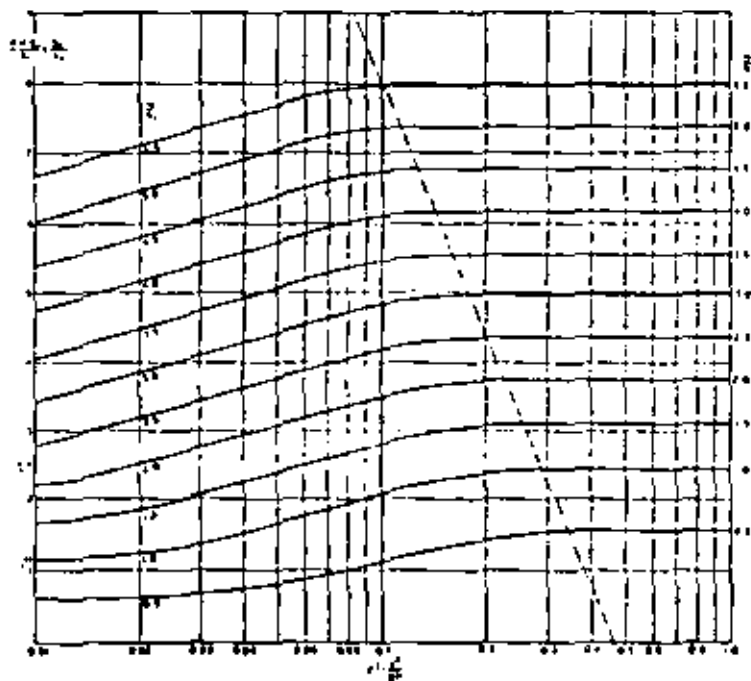
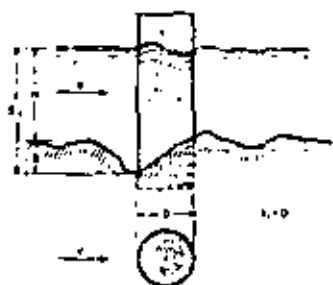
PILA REDONDEADA



PILA RECTANGULAR

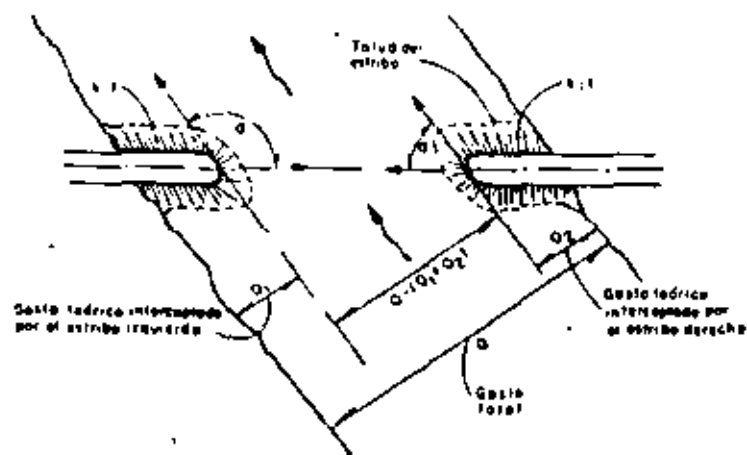


FILA CIRCULAR



Valores del coeficiente P_α en función de $\frac{Q_1}{D}$

$\frac{Q_1}{D}$	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
P_α	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20



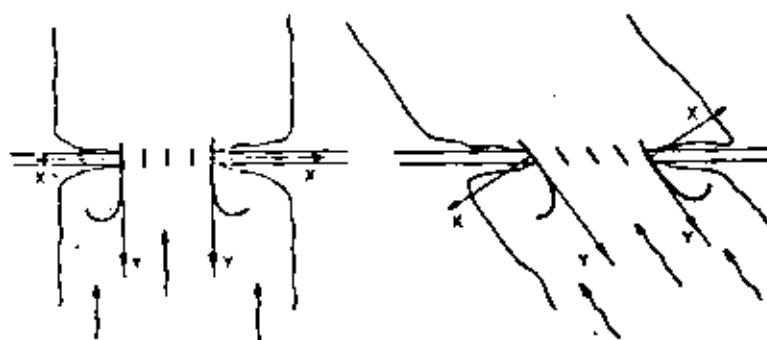
Disposición de los estribos

Valores del coeficiente correctivo P_α en función de α

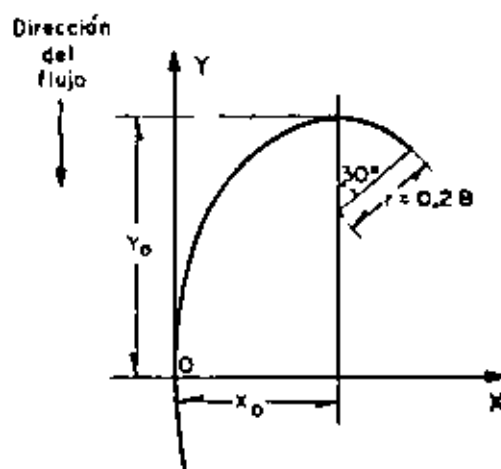
α	30°	60°	90°	120°	150°
P_α	0.64	0.94	1.00	1.07	1.188

Valores del coeficiente correctivo P_k en función de k

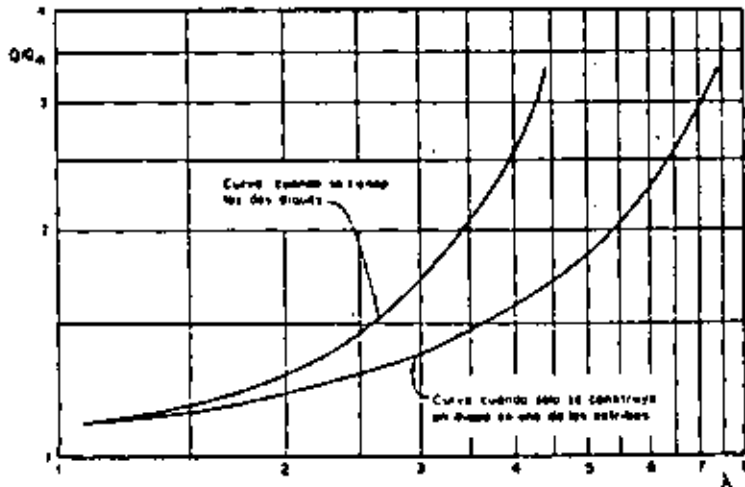
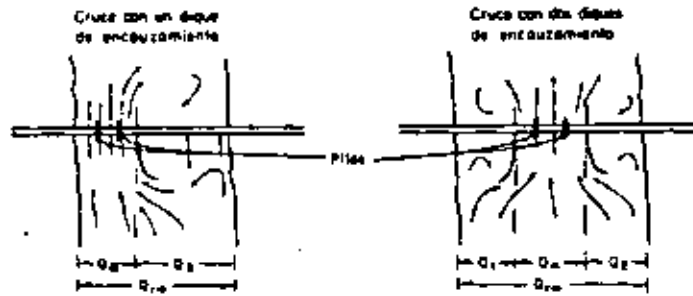
Talud k	0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
P_k	1.0	0.97	0.85	0.83	0.67	0.50



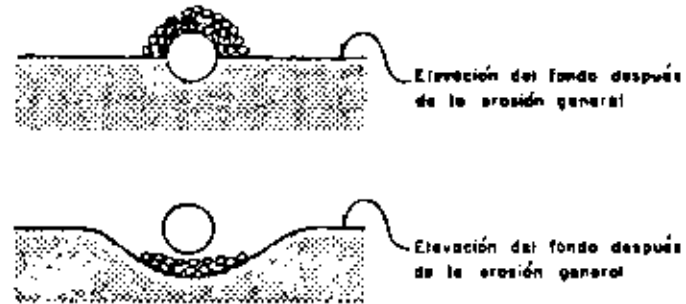
Colocación de los diques encauzadores respecto al eje longitudinal del puente y a la corriente



Geometría de un dique de encauzamiento



Valores de λ en función de Q/Q_m



a) Colocación incorrecta. La erosión se produce si solo se coloca el pedraplén en la parte superior



b) Colocación correcta

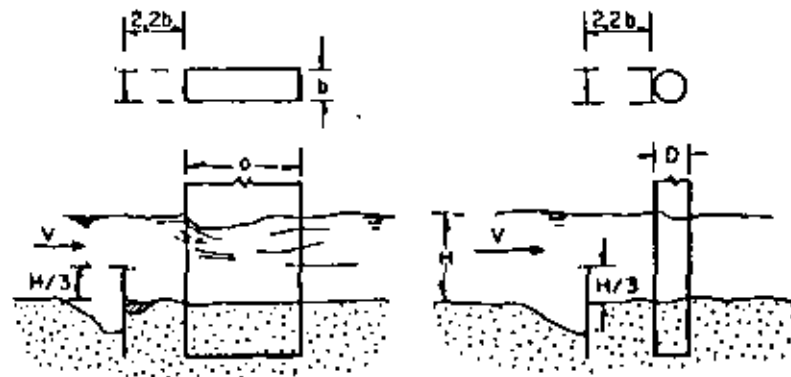
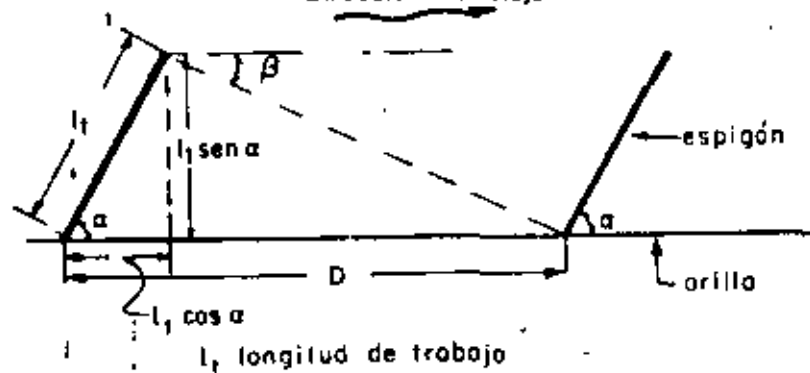
Protección de una tubería, con pedraplén

Valores de $z = \frac{Y_0}{X_0}$

$\frac{Q}{Q_m}$	1,175	1,10 - 1,33	1,35 - 1,54	1,56 - 1,82 o más
$z = \frac{Y_0}{X_0}$	1,50	1,67	1,80	2,00

$$D = l_1 \operatorname{sen} \alpha \operatorname{cot} \beta + l_1 \cos \alpha$$

Dirección del flujo



Colocación de las pantallas protectoras según Levi-Luna

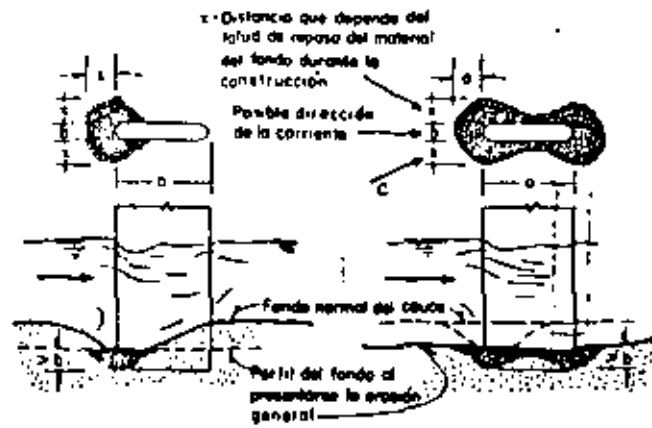
Diámetro mínimo de las piedras que forman el pedraplén de protección, en función de su peso específico y de la velocidad de la corriente, para un tirante igual a 1 metro

Velocidad de la corriente, V_1 en m/seg	Peso específico del material, en kg/m^3				
	1 500	1 800	2 000	2 200	2 400
1	8	8	7	6	6
1.3	15	13	12	11	10
2.0	18	18	13	13	12
2.5	27	24	21	19	18
3.0	38	34	31	28	26
3.5	53	46	42	38	35
4.0	68	60	54	50	46
4.5	86	77	69	63	58
			85	77	70

Nota.

Si el tirante es diferente de 1 m, $V = V_1 H^m$ en que $m = \frac{1}{2+H}$

Conocidas V y H se despeja V_1 y se pasa a la tabla para conocer el diámetro de las piedras



- a. Angulo de incidencia de cero grados. La línea gruesa del fondo indica que solo se presenta socavación local y no se tienen condiciones de socavación general
- b. Angulo de incidencia variable. La línea gruesa del fondo indica la condición de máxima erosión general

Formas de colocar el boleo para evitar la socavación local



- a. Condición antes de la erosión general
- b. Condición durante la erosión general

Comportamiento de un pedraplén que ha sido colocado sobre el fondo actual, con el fin de proteger la pila



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

HIDRAULICA DE RIOS

ING. JAIME E. CAMARGO
MARZO DE 1979

DEPARTMENT OF THE ARMY
HEADQUARTERS, ARMY
WASHINGTON, D. C. 20315
OFFICE OF THE ADJUTANT GENERAL
WASHINGTON, D. C. 20315



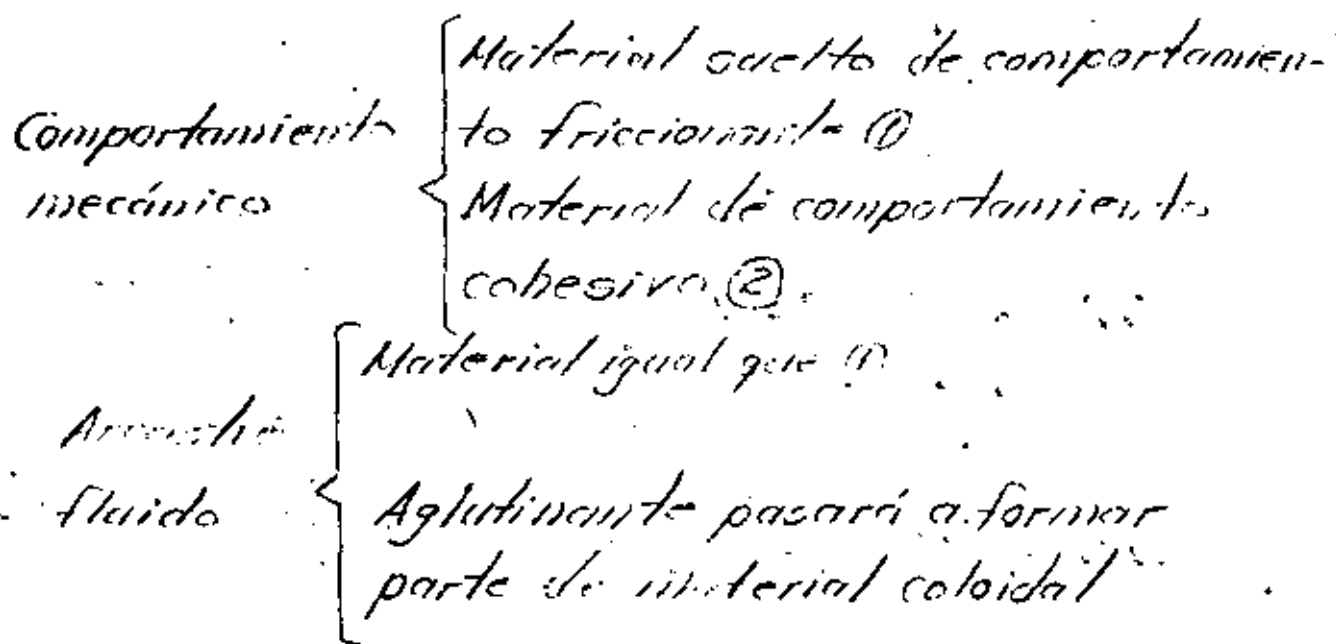
ADJUTANT GENERAL'S OFFICE

ADJUTANT GENERAL'S OFFICE

HIDRAULICA DE RIOS (J. CAMARGO)

Propiedades de los sedimentos.

Es importante caracterizar cuantitativamente el sedimento lo mismo que el fluido ya que se pretende estudiar el movimiento de las dos fases en un solo fenómeno.



1. Su tamaño
2. Peso específico
3. Peso volumétrico
4. Su forma
5. Velocidad de caída

TAMAÑO - cantos rodados a 5mm
arcilla 2×10^{-6} cm

TABLA 2-1, clasificación A-G.U.

lo importante no es el tamaño, si no la variedad.

Criterios: Curva granulométrica

Investigación de los procesos de

sedimentación

Nominal

$$D_{nom} = \frac{D_{real}}{100}$$

$D_{10}, D_{30}, D_{50}, D_{60}, D_{80}$ se obtienen los 4 últimos de la curva granulométrica

MATERIALES > 0.60 mm se puede ajustar DISTRIBUCION NORMAL DE PROBABILIDADES

la granulometria puede escribirse con dos parámetros D_{50}, σ

D_{50} y σ se obtienen de la curva granulométrica en tablas cuya distribución

$$u=1 \quad \sigma=1$$

$$D_{10} = D_{50} e^{0.5(\ln T)^2}$$

DENSIDAD:

Varia entre límites muy estrechos

1800 a 2700 Kg/m^3

FORMA. La forma de la partícula puede ser muy variada y afecta al comportamiento mecánico.

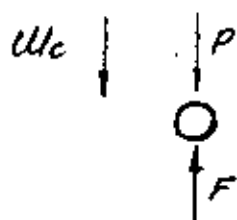
$$\text{redondez} = \frac{\text{radio esquinas}}{\text{radio inscrito}} < 1$$

$$\text{esfericidad} = \frac{\text{área de esfera igual volumen}}{\text{área superficie partícula}} < 1$$

$$\text{factor de forma} = \frac{c}{\sqrt{ab}}, \quad \text{Dinámica} = \sqrt[3]{\frac{abc}{\pi}}$$

$$c < b < a$$

VELOCIDAD DE CAIDA.



Para cuantificar el arrastre de sedimento existe una gran cantidad de métodos empíricos y semiempíricos, en muchos de ellos hacen intervenir como variable a la velocidad de caída (U_c), la velocidad media a la que se inicia el arrastre y esfuerzo constante (τ).

$$\textcircled{1} - \text{Peso propio de la partícula} = \frac{(\rho_s - \rho_f) \cdot \pi D^3}{6}$$

$$\textcircled{2} - F = \text{fuerza de empuje que el agua ejerce sobre la partícula} = C_d f \frac{\pi D^2}{4} \frac{U_c^2}{2g}$$

\swarrow f (forma partícula, U_c)

4.

$$Re = \frac{u \cdot D}{\nu} \quad ; \quad \nu = \text{viscosidad cinemática del fluido}$$

igual a $0.01 \text{ cm}^2/\text{seg}$ para $T = 20^\circ\text{C}$

igualando ① y ②; $P = F$

$$u = \left[\frac{4}{3} \frac{g}{Cd} \left(\frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f} \right) D \right]^{1/2}$$

1: Para partículas pequeñas.

$$Re = \frac{u \cdot D}{\nu} < 1 \quad ; \quad Cd = \frac{24}{Re}$$

$$u = \frac{1}{18} \left[\frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f} \right] \frac{g D^2}{\nu} \quad ; \quad u = f(D^2)$$

2: Para partículas grandes

$$\text{si } 10^3 < Re < 10^5 \quad ; \quad Cd = 0.4$$

$$u = \left[\frac{4}{3} \frac{g}{Cd} \left(\frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f} \right) D \right]^{1/2} \quad ; \quad u = f(D)$$

3: Partículas naturales, Rubey propone

$$u = F_1 \left[\frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f} g D \right]^{1/2}$$

$$F_1 = \left[\frac{2}{3} + \frac{36 D^2}{9 D_{50}^3 \left(\frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f} \right)} \right]^{1/2} - \left[\frac{36 D^2}{9 D_{50}^3 \left(\frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f} \right)} \right]^{1/2}$$

Fig 1. Se dibujada la expresión de Rubey para $T = 20^{\circ}\text{C}$

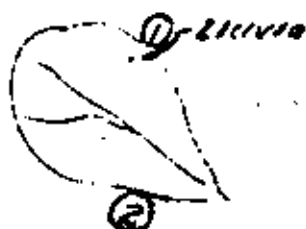


$$U_c = f(D)$$

cm/sec mm

INICIO DE ALLASTRE DE SEDIMENTOS.

El conocimiento del arrastre y depósito de sedimentos permite la cuantificación de los procesos de erosión y depósito modificando la geometría de los cauces naturales.



- ① Arrastre de sedimentos en la cuenca "Lamina"
- ② Arrastre de sedimentos en el cauce natural "cauce"

el arrastre de sedimentos

cauce = $f(\text{Características del flujo, mat. fondo})$

(hidrograma anual.

cuenca = $f(\text{Características físicas, Intensidad lluvia})$

La determinación de las condiciones de equilibrio límite de un fondo arrastrable, permite

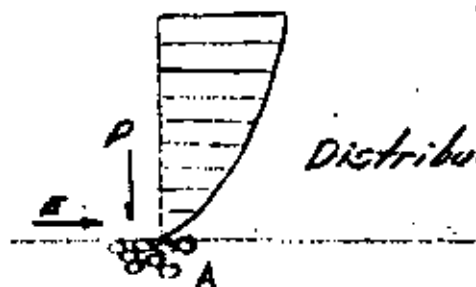
el diseño de:

- a). Protecciones con enrocamiento.
- b). Canales donde no se permite el transporte de material.

En materiales de comportamiento friccionante el arrastre se origina por acción del flujo produciéndose una a una de las partículas, y en materiales de comportamiento cohesivo, el arrastre se origina, desprendiéndose trozos del material del fondo que posteriormente se disgregan.

Las condiciones hidráulicas de un escurrimiento que empieza no sólo a mover ligeramente a las partículas del fondo, sino a moverlas hacia adelante se pueden expresar mediante la velocidad media o su esfuerzo cortante en el fondo.

La velocidad media a la cual una corriente inicia el movimiento de las partículas y las arrastra es función del tamaño y densidad de las partículas, pero además del tirante del escurrimiento, debido a la distribución de velocidades en una vertical, -el decir, se requiere de menor media para arrastrar un mismo grano, cuanto menor sea el tirante.



Distribución de velocidades.

$$E = \rho A \frac{v^2}{2g} C_d$$

$$S = C_o \rho A \frac{v^2}{2g}$$

$$P = (\rho \cdot \beta) \frac{v D^3}{6}$$

El movimiento de las partículas dependerá de las magnitudes relativas instantáneas de las fuerzas citadas y puede ocurrir

1. RODANDO

$$\Sigma MA = 0$$

$$M_E + M_S = M_P$$

$$P > S$$

2. GALTANDO

$$\Sigma MA = 0$$

$$M_E + M_S > M_P$$

$$P > S \text{ 1er instante}$$

$$P > S \text{ 2o "}$$

$$P < S \text{ 3er "}$$

3. SUSPENSÓN

$$\Sigma MA = 0$$

$$M_E + M_S > M_P$$

$$P < S \text{ siempre}$$

recordando

mov. partículas = f (Caract. hidráulicas flujo propiedades de las partículas)

CRITERIOS DE VELOCIDAD MEDIA.

Criterio II Levi.

1.a. Si $10 < \frac{d}{D_m} < 60$

$$V_c = 1.4 \sqrt{g D_m} \left[1 + \text{Loge} \sqrt{\frac{d}{7 D_m}} \right] \left[\frac{D_{m \max}}{D_m} \right]^{1/4}$$

m/seg m/seg² m

1.b. Si $\frac{d}{D_m} > 60$

$$V_c = 1.4 \sqrt{g D_m} \left[\frac{D_{m \max}}{D_m} \right]^{1/4} \text{Loge} \frac{d}{7 D_m}$$

Para material uniforme se hace $D_{m \max} = D_m = D$

2. Modificado. Datos: D_m, S

$$d_c = \frac{103.7 D_m}{S^{0.33}} \left[\frac{D^{2/3}}{D_m g^{1/3}} \right]^{0.33}$$

rango de aplicación.

$$5 < \frac{d}{D_m} < 2000, \quad 0.0005 < S < \dots$$

Para conocer la velocidad crítica de arrastre se sustituye el valor anterior en la expresión de Manning o en la Cruickshank-Morgan

$$V_c = 6.03 (1/60) \left[\frac{d_c}{D_{s4}} \right]^{0.634} g^{0.456}$$

Valida para régimen inferior cauces estables



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

HIDRAULICA APLICADA
DESAGUES DE EXCEDENCIAS

ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

2. DESAGÜES PARCIALES.

En todo canal de conducción, es necesario construir dos tipos de desagües : de excedencias y total.

DESAGÜE DE EXCEDENCIAS.

I). Necesidad de este tipo de estructura. Se hace indispensable la colocación de desagües de excedencias en un canal de conducción, para dar salida a las aguas sobrantes, que pueden presentarse por las razones siguientes:

1. Por un mal funcionamiento en las compuertas de la toma, -- que pueden dejar pasar un gasto mayor que el gasto normal del canal.
2. Por el cierre de alguna o algunas compuertas de tomas laterales, que harían que continuara el mismo gasto, aguas abajo de éstas, en que el canal está diseñado para una menor capacidad y por estar lejos la toma de control de entradas al canal, no se podría regularizar pronto el gasto de éste.
3. Por el agua de lluvia, proveniente de algunos arroyos, que por ser pequeña su aportación, no amerite la construcción de alguna estructura para su cruce, y se permita su entrada al canal.
4. Por obstrucciones en el canal ocasionadas por derrumbes o materiales que en él caigan, que obligarán a que se sobreleve el tirante.

Es por demás decir que, de no colocarse estructuras de desagüe de excedencias en un canal y presentarse un incremento en el gasto por alguna de las razones antes mencionadas, se produciría una sobreelevación en el tirante, que podría sobrepasar el bordo libre del mismo y por consiguiente causar destrucción.

II). LOCALIZACIÓN. La localización de los desagües de excedencias, se deduce fácilmente según la necesidad que vayan a satisfacer, así, en el caso 1 del inciso anterior, se ve la necesidad de -- que el desagüe se coloque a una corta distancia aguas abajo de la toma, igualmente en el caso 2 el desagüe deberá colocarse a corta distancia aguas abajo de la Toma Lateral y para el caso 3 los desagües

se colocarán repartidos a lo largo del canal y aprovechando para una mayor economía en el canal de descarga, los cauces naturales o drenes del sistema, y para el caso 4 se colocarán aguas arriba de los lugares en que se teme puedan ocurrir las obstrucciones.

III). CAPACIDAD. Para estimar la capacidad con que debe proyectarse la estructura, debe tomarse en cuenta el motivo por el cual se van a tener las excedencias en el canal. Estudiaremos los casos marcados con los números 1, 2, 3 y 4 del inciso (I).

Para el caso 1. Si suponemos que la compuerta de la toma queda abierta durante una avenida, entrará en el canal un exceso de agua que hará que aumente su tirante en el tramo anterior al desagüe, con esto disminuirá la carga hidráulica del paso de aguas con la compuerta, hasta llegar a un equilibrio en que el gasto que pase por la compuerta sea igual al que pase por el canal en el tramo anterior al desagüe.

Se pueden dibujar las dos curvas de la figura 1 en que las abscisas nos representan los tirantes en el canal y las ordenadas los gastos.

Si suponemos un nivel de avenida máxima, la diferencia entre éste y el del canal, no dará la carga hidráulica para la compuerta. El punto de intersección de las dos curvas nos fijará el régimen y la diferencia entre el gasto de éste y el gasto normal del canal nos dará el gasto excedente, que se tendrá que desaguar, esto es, la capacidad de la estructura.

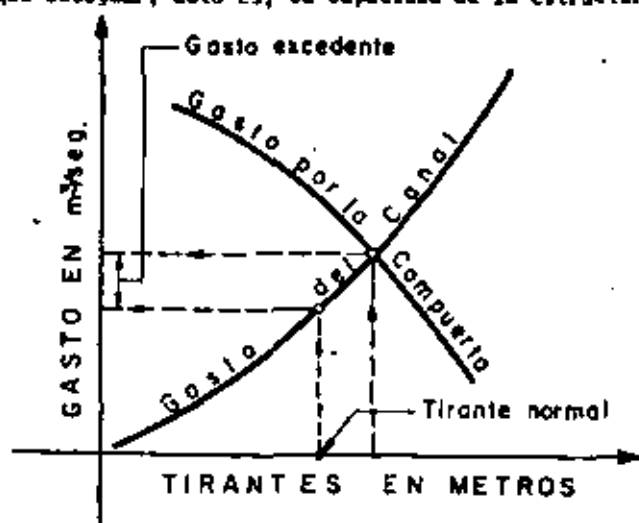


FIG. 1.- CURVAS DE GASTO.

Para el caso 2. Al cerrar una compuerta de una Toma Lateral con un gasto determinado, el caudal en el canal principal - aguas abajo de dicha toma, se verá incrementado con ese mismo - gasto.

Para el caso 3. El gasto que puede aportar un arroyo, si se conocen datos de precipitación y de la cuenca se puede determinar por alguna de las fórmulas o métodos siguientes:

Hidrógrafo unitario

Burkli - Ziegler

Arnold y Gregory

Gutman

McCraff and Eddy

Fanning.....

No hay que perder de vista que, en los resultados obtenidos por las fórmulas anteriores, se tiene mucha incertidumbre, sobre todo si se emplean las que no incluyen datos de precipitación, - por lo que hay que tratarlos con un buen criterio, teniendo en cuenta hasta que grado llegaría el desastre al presentarse un - gasto mayor que el previsto, según las condiciones en que se - construya el canal.

Por ejemplo, el desastre sería de mayores proporciones en - un canal de bordos altos, que en otro cuya mayor profundidad se haga en excavación.

Para el caso 4 se tendría que estimar la obstrucción para - determinar la sobreelevación del tirante y si es de temerse una obstrucción total, tendría que proyectarse la estructura para - desaguar todo el gasto del canal, resultando entonces el caso - de un desagüe total, del que se hablará más adelante:

IV). TIPOS DE ESTRUCTURAS USADAS EN ESTA CLASE DE DESAGÜES. Los tipos de estructuras más comúnmente usadas para desagües son:

- 1. Vertedor
- 2. Compuerta
- 3. Vertedor de Sifón

1. VERTEADOR. Este puede ser de cresta fija o de cresta móvil.

VERTEADOR DE CRESTA FIJA. Como su nombre lo dice, consta de un umbral vertedor colocado en la margen en que se necesi

2. 154

te descargar las excedencias y cuya cresta debe estar al nivel de las aguas normales en el canal; una transición para recibir el agua de todo el ancho de la cresta y conducirla al canal de descarga que generalmente será de un ancho menor.

Una vez encontrado el gasto Q excedente, o sea la diferencia entre el gasto total y el que debe conducir en régimen normal, podemos encontrar la longitud de cresta necesaria para desaguar dicho gasto, de la manera siguiente:

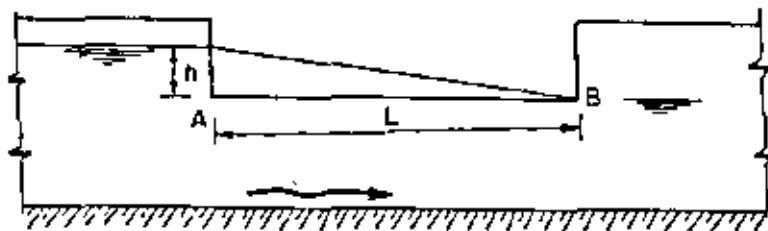


FIG.2.. VERTECTOR DE CRESTA FIJA.

Sea h (Fig. 2) la altura máxima que puede alcanzar las aguas sobre la cresta del vertedor. En el origen A del vertedor, las aguas tendrán esta altura h y en el final B deberá ser nula.

La variación de la carga en el vertedor de h en A , a cero en B la supondremos lineal, pues sería ocioso entrar en mayores divergencias, que complicarían el cálculo, teniendo en cuenta la poca precisión que tenemos de la determinación del gasto de excedencias.

Se obtiene la longitud del vertedor, por medio de la siguiente expresión.

$$L = \frac{15 Q}{4 C h \sqrt{2 g h}}$$

En el caso que se tenga aguas abajo del sitio del desagüe una represa, la carga será constante y la longitud de cresta se podrá calcular con la fórmula simple de vertedor:

$$L = \frac{Q}{C h \sqrt{2}}$$

Debido a que, en ocasiones resulta una longitud de cresta muy grande, se acostumbrará disponer ésta no en línea recta,

sino en zig-zag o curva. Este modo de disponer la cresta, no es completamente efectiva, pues, en los ángulos anteriores al escurrimiento, los mantos se interfieren y en los posteriores hay contracciones, haciendo todo esto, que disminuya el coeficiente de gasto, que se puede considerar como un acortamiento en la longitud efectiva de la cresta.

Respecto al canal de descarga, éste puede ser normal, o en ocasiones para disminuir la excavación y cuando la topografía del lugar lo exija, se hace con canal lateral.

VERTEDOR DE CRESTA MOVIL. Con el objeto de contar con mayor carga para el vertedor y por consiguiente poder disminuir la longitud de cresta, se emplean los vertedores de cresta móvil.

Un tipo de vertedor de cresta móvil puede hacerse colocando guías en los muros extremos del vano, e intermedias si la longitud es grande, por las cuales se deslizan tabloncillos hasta la altura que se desee, para darle mayor o menor carga al vertedor. (Véase Fig. 3).

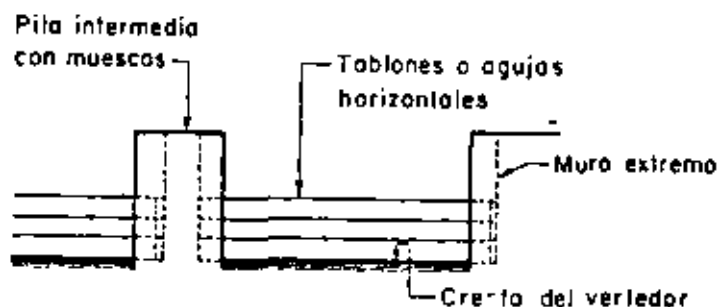


FIG.3.-VERTEDOR DE CRESTA MOVIL.

Otro tipo de vertedor de cresta móvil es el de compuertas de abatimiento, las cuales pueden ser de pivote intermedio, o de pivote inferior. En las de pivote intermedio, el punto de apoyo está a una altura igual a un tercio del tirante normal, para compuerta cerrada y este punto de apoyo varía para mayores alturas del tirante normal, girando la compuerta y abriéndose de tal manera que se equilibran las presiones a uno y otro lado del pivote, esto es, que el punto de apoyo de la compuerta, es el centro de presiones para cualquier tirante.

Las compuertas de pivote inferior tienen un juego de pa-

lancas y un contrapeso que equilibra el momento de volteamiento ocasionado por la presión del agua en la compuerta (véase - figs. 4 y 5).

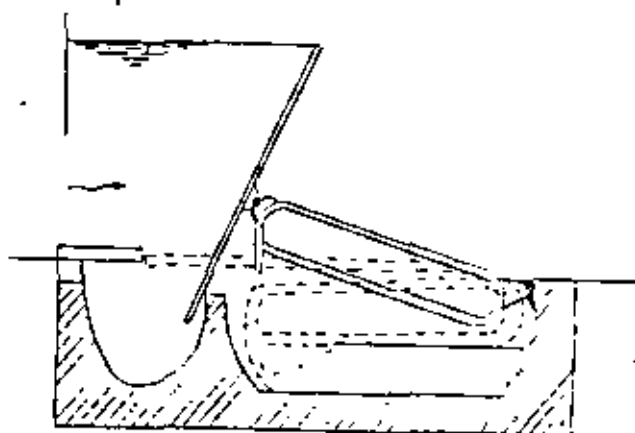


FIG. 4.- COMPUERTA DE ABATIMIENTO DE PIVOTE INTERMEDIO.

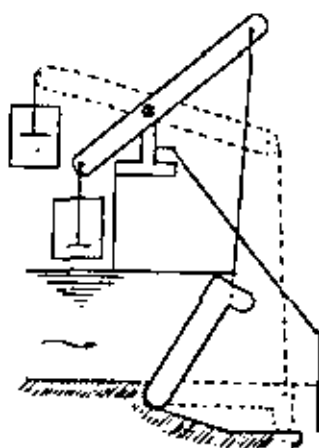


FIG. 5.- COMPUERTA DE ABATIMIENTO DE PIVOTE INFERIOR.

2. COMPUERTA. El tipo de desagüe por medio de compuerta, -
 consiste en abrir un vano con fondo generalmente a la al-
 tura de la plantilla del canal, el cual se cierra por me-
 dio de una compuerta que puede ser deslizante, de roda-
 miento o radial.

La compuerta de deslizamiento consiste en un marco cerra-
 do que puede deslizarse por unas guías colocadas en los mu-
 ros laterales, impulsada por un vástago fijo a ella y con
 rosca en su parte superior en donde tiene un volante. Pa-
 ra disminuir la fuerza necesaria para subir la compuerta,
 debido a su propio peso y a la fricción ocasionada por la
 presión de la compuerta contra las guías, se coloca en la
 compuerta un mecanismo de rodillos, convirtiéndose enton-
 ces, en las llamadas compuertas de rodamiento.

La compuerta radial, es un segmento de círculo con su eje
 horizontal, alrededor del cual puede girar.

Desde el punto de vista hidráulico, pueden considerarse -
 como orificios, esto es, que el gasto que por ellas pasa, se
 calcula por medio de la expresión siguiente:

$$Q = C_d A \sqrt{2gh}$$

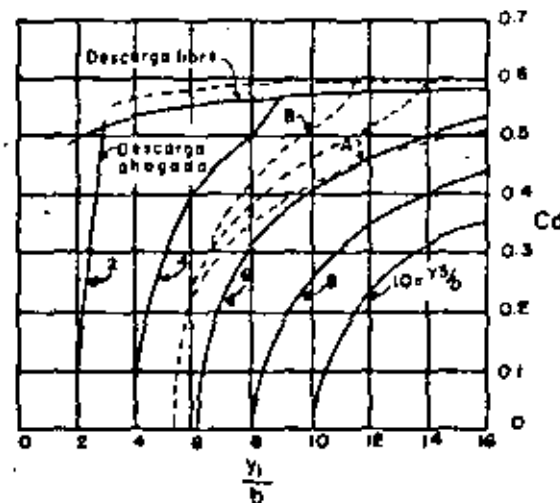
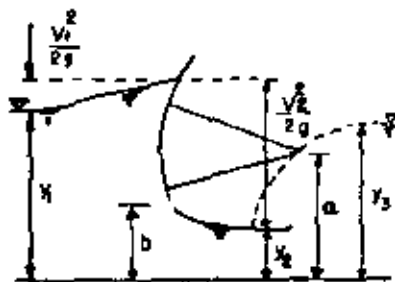
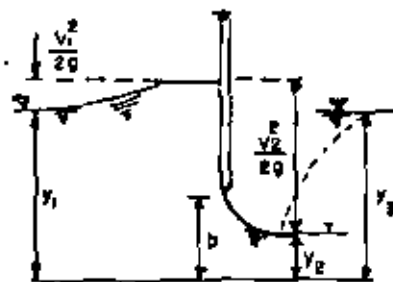
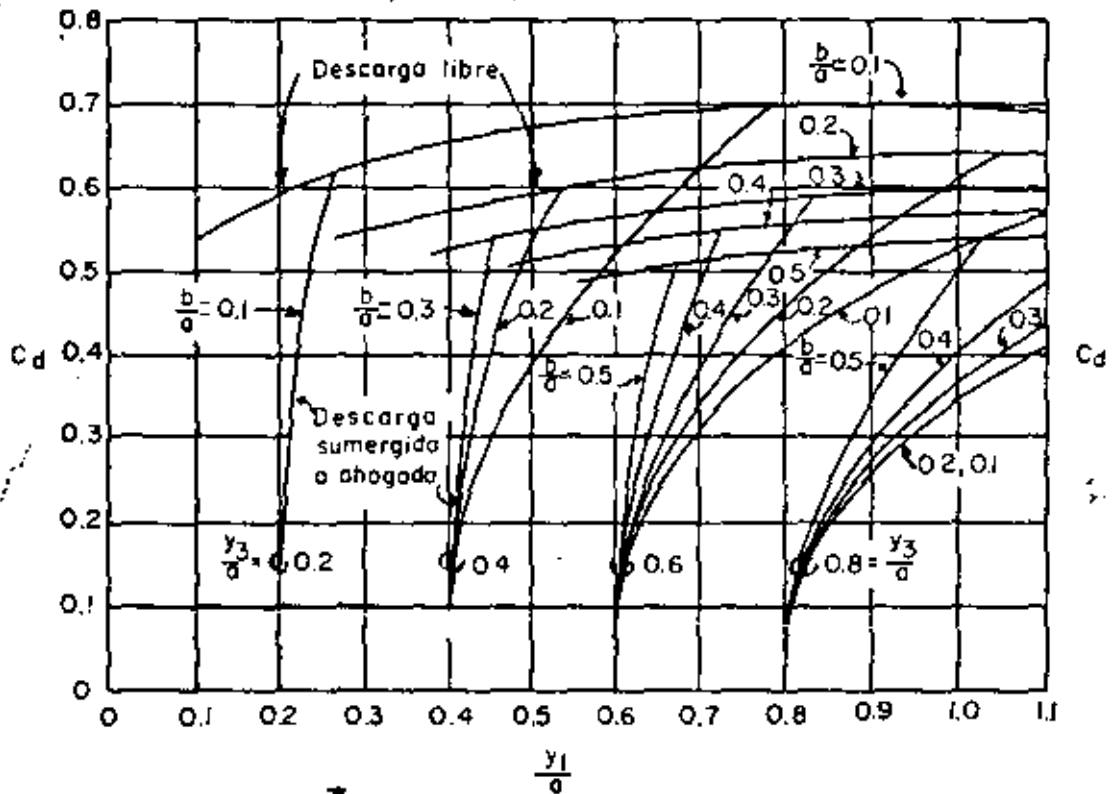
siendo h la distancia de la superficie del agua al centro
 de la abertura, si la descarga es libre, o la diferencia
 de niveles entre aguas arriba y aguas abajo, si es aboga-
 da. El valor del coeficiente de gasto C_d se determina -
 con la ayuda de las gráficas encontradas experimentales, -
 que a continuación aparecen en la Fig. 6.

En el caso que nos ocupa en estos momentos, o sea el de -
 desagüe de excedencias, no es aplicable el tipo de compu-
 erta deslizante, pues ésta no puede hacerse fácilmente auto-
 mática para evacuar el gasto sobrante en el momento que -
 se presente, como puede hacerse con la compuerta radial.

COMPUERTA RADIAL AUTOMÁTICA.

Como puede verse en la Fig. 7, la compuerta radial automá-
 tica del tipo de flotador consta de la compuerta, un con-
 trapeso, un flotador y juego de cables y poleas.

Coeficiente C_d para compuertas radiales



Coeficiente C_d para compuertas deslizantes.

FIG. 6

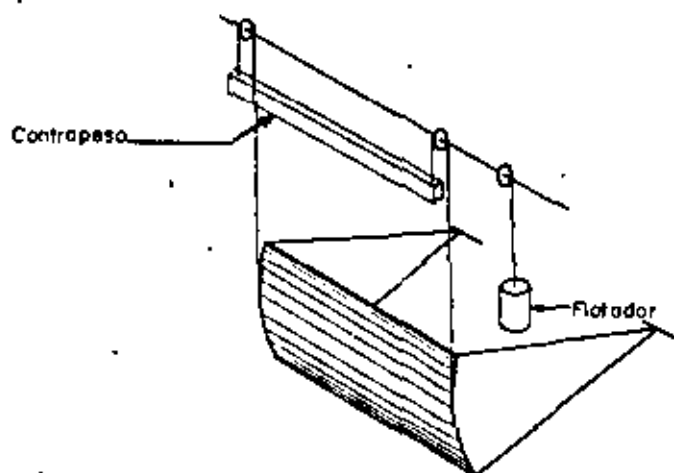


FIG. 7.-COMPUERTA RADIAL AUTOMÁTICA DE FLOTADOR Y CONTRA PESO

El pozo en que se encuentra alojado el flotador está comunicado con el canal, de manera que, al subir el tirante más del normal, sube también en el pozo del flotador, haciendo que éste pierda peso y actuando el contrapeso, hace subir la compuerta. Recíprocamente, al bajar el tirante, aumenta el peso del flotador y obliga a bajar la compuerta.

Del análisis anterior se desprende que, el peso del contrapeso, para que sea capaz de levantar la compuerta, debe ser tal, que pueda vencer el peso de ésta y las fuerzas de fricción (fuerza de ascensión) más el peso del flotador sumergido.

Por otra parte el peso del flotador, para que sea capaz de cerrar la compuerta, debe ser igual al peso del contrapeso menos la fuerza de cierre.

Expresando en fórmulas estos dos requisitos, podemos escribir:

$$C = A + P' \quad (1)$$

$$P = C - a \quad (2)$$

en la que

C = Peso del contrapeso

A = Fuerza de ascensión

a = Fuerza de cierre

P = Peso del flotador

P' = Peso del flotador sumergido

Igualando momentos tenemos:

$$A r = P_1 r_1 + T_2 r_2 + T_3 r_3 \quad \dots\dots\dots (3)$$

Siendo:

A = fuerza de ascensión

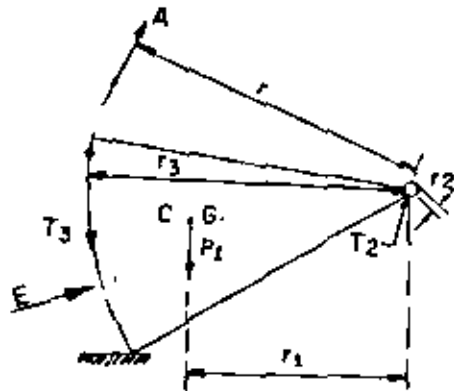
P₁ = Peso de la compuerta

T₂ = Fuerza de fricción en el perno del eje de la compuerta

T₃ = Fuerza de fricción en el cierre lateral de la compuerta

y

r₁, r₂, r₃, sus respectivos brazos de palanca, pero se tiene que:



$$T_2 = E \phi_2 \quad \text{y} \quad T_3 = E' \phi_3$$

siendo:

E = Empuje total en la compuerta

ϕ_2 = Coeficiente de fricción entre el perno y la chumacera

E' = Empuje en el cierre lateral

ϕ_3 = Coeficiente de fricción entre el cierre y las guías

Sustituyendo estos valores en la ecuación (3) y despejando a "A" tenemos:

$$A = \frac{P_1 r_1 + E \phi_2 r_2 + E' \phi_3 r_3}{r} \quad \dots\dots (4)$$

De la misma manera podemos encontrar la fuerza de cierre.

$$P_1 r_1 - E \phi_2 r_2 - E' \phi_3 r_3 = a r$$

$$a = \frac{P_1 r_1 - E \phi_2 r_2 - E' \phi_3 r_3}{r} \quad \dots\dots (5)$$

Llamando "N" a la fuerza necesaria para vencer la fricción, es to es:

$$N = \frac{E \phi_2 r_2 + E' \phi_3 r_3}{r}$$

Las ecuaciones (4) y (5) las podemos escribir como sigue:

$$A = \frac{P_1 r_1}{r} + N \dots (6) \quad \text{y} \quad a = \frac{P_1 r_1}{r} - N \dots (7)$$

Ahora bien, sustituyendo en la ecuación (2) el valor de "C" dado por la ecuación (1), se tiene:

$$F = A + F' = a \dots F - F' = A - a$$

y sustituyendo los valores de "A" y "a" encontrados en las expresiones (6) y (7) se tiene:

$$F - F' = \frac{P_1 r_1}{r} + N - \frac{P_1 r_1}{r} + N = 2N$$

Esto es, que la pérdida de peso del flotador debe ser igual a "2N" o, lo que es lo mismo, el volumen que debe desalojar el flotador, llamado "V" al peso volumétrico del agua, será:

$$V = \frac{2N}{\gamma}$$

Otro tipo de compuerta radial automática, es el de flotador y motor. En este tipo, al subir el tirante más arriba del nivel de aguas normales, hace subir un flotador que cierra un circuito eléctrico, en que está conectado un motor, que acciona un mecanismo elevador. Este sistema resulta generalmente muy costoso.

3. VERTEDOR DE SIFÓN.

Un tipo de estructura más, para descargar las aguas excedentes y mantener constante el nivel de aguas en un canal, es el de vertedor de sifón, el cual consta generalmente de uno o varios conductos, de forma rectangular o circular, con un rama ascendente y otra descendente.

FUNCIONAMIENTO. Para que empiece a funcionar el vertedor de sifón, se necesita que la boca de entrada esté cerrada, y que, al sobreelevarse el tirante, se verifique un cierre hidráulico por medio de alguno de los dispositivos de cebado que después se mencionan, esto es, que quedará una cámara cerrada que no admite entrada de aire del exterior y el mismo escurrimiento obliga a salir el aire de esta cámara

en forma de burbujas, disminuyendo la presión y por consiguiente permitiendo la entrada del agua obligada por la presión atmosférica estableciéndose un flujo continuo que podrá cortarse automáticamente cuando el tirante recobre su normalidad y permita la entrada de aire por medio de algún dispositivo como los que se pueden ver en las figuras Nos. 8, 9 y 10.



FIG. 8.-ENTRADA DE AIRE CON EL LABIO SUPERIOR AL NIVEL AGUAS NORMALES.



FIG. 9.-ENTRADA DE AIRE CON RANURA EN EL NIVEL DE AGUAS NORMALES.

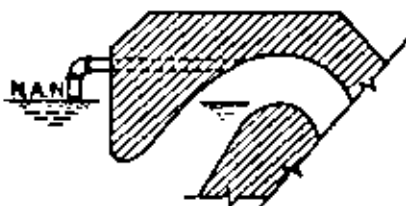


FIG. 10.-ENTRADA DE AIRE DE TUBO.

La carga de trabajo del vertedor de sifón, es la diferencia de niveles entre la superficie del agua en el canal y el eje del vertedor de sifón a la salida, si la descarga es libre o la diferencia de niveles entre la superficie del agua a la entrada y a la salida, si ésta es ahogada.

Es de hacer notar, que la carga de trabajo de un vertedor de sifón, no podrá considerarse mayor que la correspondiente a la presión atmosférica, aunque la diferencia de niveles entre la entrada y la salida sea mayor.

DISPOSITIVOS DE CEBADO. A continuación se describen, a grandes rasgos, algunos de los dispositivos automáticos de cebado más comúnmente usados.

Por medio de vertedor. En la figura N° 11) puede verse este dispositivo, que consiste en un vertedor cuya cresta abarca todo el ancho del conducto y su elevación está al nivel de las aguas normales, por lo que, al subir éstas, empieza a derramar el vertedor formando el cierre hidráulico.

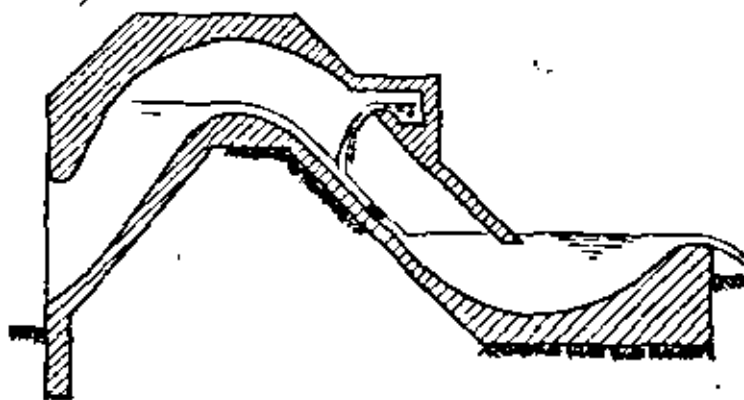


FIG. 11.-CIERRE HIDRAULICO POR MEDIO DE VERTEADOR.

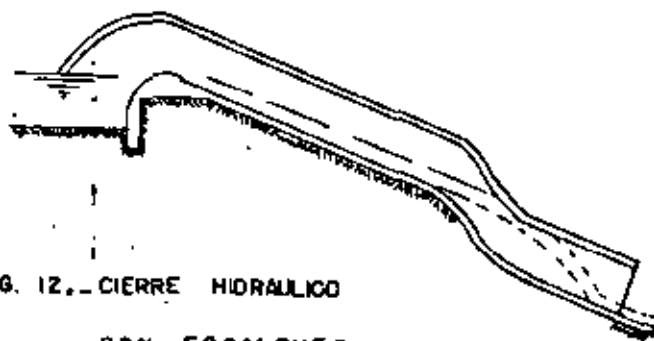


FIG. 12. CIERRE HIDRÁULICO
CON ESCALONES.

Con el conducto de la rama inferior escalonado. Este dispositivo consiste en darle al conducto de la rama descendente, un quiebre brusco, que hace que el manto de agua choque con la pared de enfrente, haciendo así el cierre hidráulico. Otro dispositivo semejante consiste en que, sin necesidad de hacer el cambio brusco en toda la sección del tubo cuando ésta es de grandes dimensiones, se coloca un saliente o espolón en la pared inferior del conducto que desvía la trayectoria del agua, formando igualmente el cierre hidráulico. Estos dispositivos están ilustrados en las figuras Nos. 12 y 13.



FIG. 13.-CIERRE HIDRAULICO POR LA LAMINA VERTIENTE

Otro sistema de hacer el cebado de un sifón, sin necesidad de colocar aditamentos auxiliares, es dándole a la trayectoria del conducto, un retroceso como se indica en la figura N° 14 de tal manera que, al escurrir el agua por la cresta de la garganta, queda formado el cierre.

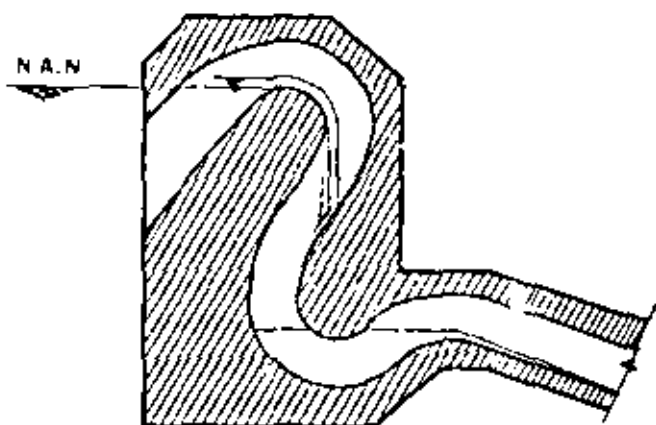


FIG 14.-CIERRE HIDRAULICO CON LA LAMINA VERTIENTE.

El método empleado para el proyecto hidráulico del vertedor del sifón requiere:

- 1) Fijar la presión mínima absoluta admisible.

- 2) La determinación de la máxima velocidad correspondiente a la garganta y
- 3) La evaluación de las diferentes pérdidas en todo el sistema de conducto cerrado.

Para determinar las condiciones de la presión absoluta en la cresta de la garganta del vertedor de sifón, se puede aplicar la ecuación de Bernoulli (Véase Fig. 15).

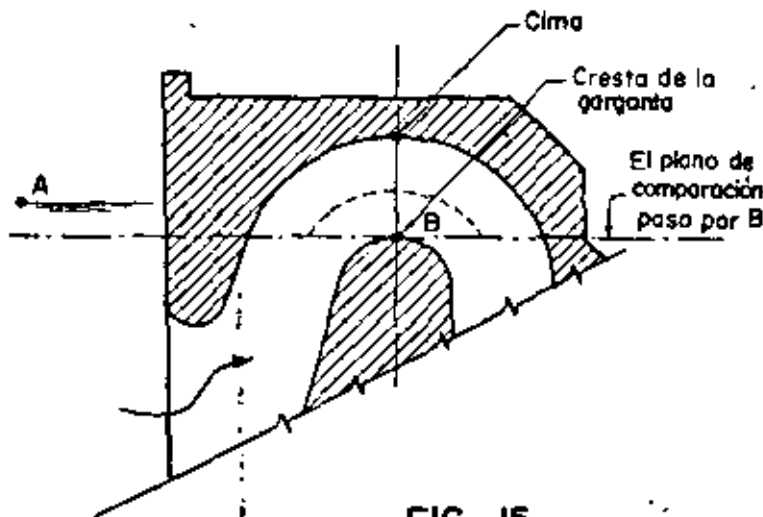


FIG. 15

$$h_A + \frac{v_A^2}{2g} + \frac{P_A}{\gamma} = h_B + \frac{v_B^2}{2g} + \frac{h_B}{\gamma} + h_{fA-B}$$

$$h_A + \frac{P_A}{\gamma} = h_B + \frac{v_B^2}{2g} + \frac{P_B}{\gamma} + h_{fA-B}$$

$$\frac{v_B^2}{2g} = \frac{P_A}{\gamma} - \frac{P_B}{\gamma} + h_A - h_{fA-B}$$

La presión en B en ningún caso debe ser menor a la presión de vapor para la temperatura máxima del lugar, cuando no -

se tiene en cuenta lo anterior, aumenta la tendencia de la corriente a separarse de la cresta, formando cámaras de vapor de agua que inducen la cavitación a lo largo de las paredes en la garganta del vertedor de sifón. Este fenómeno no se acompaña de una vibración perjudicial.

La carga de presión en la cresta de la garganta $\frac{P_B}{\gamma}$, puede ser como mínimo igual a $0.3 \frac{P_A}{\gamma}$, para que no se presente la evaporación del agua y como consecuencia el indeseable fenómeno de cavitación. Por tanto, llamando h_{sA} a la diferencia de cargas de presión $\frac{P_A}{\gamma} - \frac{P_B}{\gamma}$ se tiene que :

$$h_{sA} = \frac{P_A}{\gamma} - \frac{P_B}{\gamma} = \frac{P_A}{\gamma} - 0.3 \frac{P_A}{\gamma} = 0.7 \frac{P_A}{\gamma}$$

$$h_{sA} = 0.7 \frac{P_A}{\gamma}$$

y si se conviene en llamar h_{vs} la carga de velocidad en la cresta de la garganta, la ecuación de Bernoulli anteriormente anotada, queda reducida a la expresión:

$$h_{vs} = h_{sA} + h_A - h_{fA-B} \quad (1)$$

Para obtener un resultado aproximado, resulta útil admitir que los valores h_A y h_{fA-B} son iguales, con los que se anulan mutuamente y la fórmula de Bernoulli queda al fin reducida a:

$$h_{vs} = h_{sA} \text{ o sea } h_{vs} = 0.7 \frac{P_A}{\gamma}$$

Obtenida esta fórmula, se puede calcular la velocidad en la cresta de la garganta.

Evidentemente, como es bien conocido:

- h_A es la carga medida desde el nivel del agua en el canal a la cresta de la garganta, en las condiciones cuando el sifón se ceba
- Σh_L es la suma de todas las pérdidas de carga arriba de la garganta.

La circulación en la curva superior de un sifón es semejante a la que se produce en un vórtice, en la que el agua gira concéntricamente alrededor de un eje central. En los vórtices, las velocidades de los elementos de la corriente varían inversamente al aumento de las distancias del centro de rotación expresando matemáticamente lo anterior:

$$vR = \text{Una constante} \quad (2)$$

Por lo tanto, puede inferirse que la velocidad en la curva superior del sifón será mayor en el interior de la curva - que está en la cresta de la garganta (véase Fig. 16).

La Ec. (2) se puede escribir:

$$v_x R_x = v_s R_o \text{ ó } v_x = \frac{v_s R_c}{R_x} \dots (3)$$

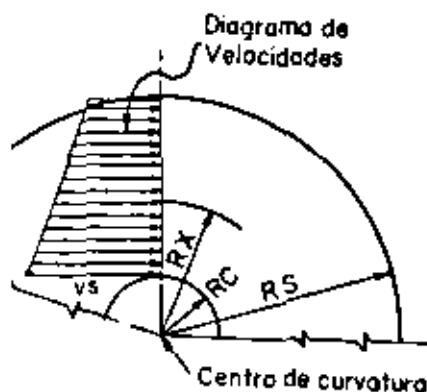


FIG. 16

Donde v_x es la velocidad a la distancia R_x del centro de curvatura, y v_s es la velocidad en la cresta de la garganta donde el radio es R_c . La descarga, dq , de un filete hidráulico a la profundidad d R_x en la curva es igual a

$v_x R_x$ Sustituyendo el valor de v_s de la ec. (3).

$$dq = v_s \frac{R_c}{R_x} d R_x$$

Integrando entre los límites R_c y R_s , donde R_s es el radio de curvatura en la cima de la garganta, resulta la siguiente ecuación para la descarga unitaria.

$$q = v_s R_c \int_{R_c}^{R_s} \frac{1}{R_x} dR_x = v_s R_c \log e \frac{R_s}{R_c} \dots (4)$$

Sustituyendo $\sqrt{2g h v_s}$, por v_s , la Ec. (4) puede escribirse:

$$q = \sqrt{2g h v_s} R_c \log e \frac{R_s}{R_c}$$

Gasto unitario:

$$q = 4.4272 \sqrt{h v_s} R_c \log e \frac{R_s}{R_c} \dots (5)$$

Gasto total.

$$Q = 4.4272 B \sqrt{hva} R_s \log e \frac{R_s}{R_c} \dots\dots (6)$$

en la que B es el ancho de la sección de la garganta.

De esta manera puede verse que la descarga máxima admisible para un valor dado de hvs, dependerá de la curvatura de la curva superior. Una vez que se ha establecido la curvatura, los componentes restantes del sifón deben tener dimensiones tales, que la carga límite de presión de vapor en la cresta se conserve.

Como se estableció anteriormente.

$$hvs = hsa = 0.7 ha7$$

Sustituyendo este valor en el valor en las Ecs. 5 y 6, resulta que el gasto unitario máximo es:

$$q = 4.4272 \sqrt{0.7 PAT} R_c \log e \frac{R_s}{R_c}$$

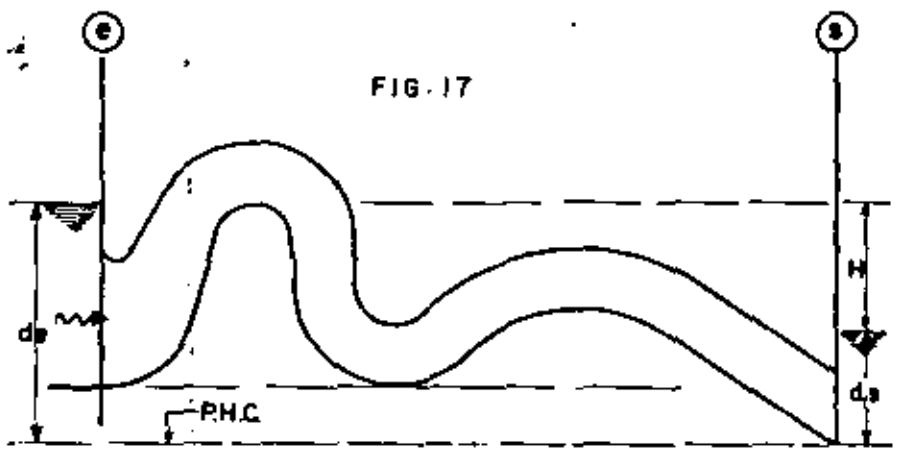
$$q = 4.4272 \times R_c \times \sqrt{0.7 PAT} \log e \frac{R_s}{R_c} \dots\dots\dots(7)$$

Gasto total.

$$Q = 4.4272 \times B \times R_c \times \sqrt{0.7 PAT} \log e \frac{R_s}{R_c} \dots\dots\dots(8)$$

La descarga por el vertedor de sifón depende de la carga disponible de la superficie del agua en el canal al nivel de salida, menos las pérdidas de carga acumuladas, incluyendo las pérdidas a la entrada, las pérdidas por fricción, las pérdidas debidas a transiciones y cambios de dirección, y la carga perdida a la salida.

FIG. 17



Aplicando el teorema de Bernoulli entre las secciones de entrada y de salida se tiene: (véase Fig. 17).

$$de + \frac{V_e^2}{2g} + \frac{P_e}{\gamma} = ds + \frac{V_s^2}{2g} + \frac{P_s}{\gamma} + \sum h_{e-s}$$

$$de + \frac{V_e^2}{2g} = ds + \frac{V_s^2}{2g} + \sum h_{e-s}$$

$$de - ds = H$$

$$de - ds + \frac{V_e^2}{2g} = \frac{V_s^2}{2g} + \sum h_{e-s}$$

$$H + \frac{V_e^2}{2g} = \frac{V_s^2}{2g} + \sum h_{e-s} ; H = \sum h_{e-s} + \frac{V_s^2 - V_e^2}{2g}$$

Para simplificar los cálculos se recomienda poner los coeficientes de pérdida individuales en función de la carga de velocidad en la garganta del vertedor de sifón.

$$H = \left[K_e + k_{cd} + K_f' + K_f + K_s \dots K_{cs} \right] \frac{V_g^2}{2g}$$

Si los términos dentro de los corchetes se representan por KL, la ecuación se puede escribir así:

$$H = KL \frac{V_g^2}{2g} \quad \text{luego:}$$

$$Q = Ag \sqrt{\frac{2gH}{KL}}$$

Los coeficientes de pérdidas, ordinariamente supuestos para los sifones rectangulares típicos que nos pueden servir como base para un cálculo tentativo, son:

- Entrada..... 0.2 hv (hv en la garganta del sifón)
- Fricción..... 0.25 hv (hv en la garganta)
- Cambio de dirección : (véase Fig. 18)

$\frac{R_c}{D} = 2.5$	0.64 hv
2.0	0.69 "
1.5	0.85 "
1.056	1.56 "
1.0	1.81 "
0.75	3.73 "

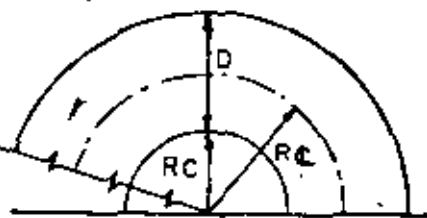


FIG. 18

{	Divergente	0.2 Δhv ; (hv en la garganta - hv en la salida)
	Convergente	0.1 Δhv ; (hv en la salida hv en la garganta)

Salida 0.25 Δhv ; (hv en la garganta)

La Ec. $Q = Ag \sqrt{\frac{2gH}{KL}}$ puede escribirse en la forma:

$Q = Ag C \sqrt{2gH}$ en la que C es un coeficiente de gasto en el que se toma en cuenta las diferentes pérdidas en el vertedor de sifón.

$$\text{Valor de C : } C = (KL)^{-1/2} = \frac{1}{\sqrt{KL}}$$

Ejemplo numérico.

Se tiene como datos:

- Gasto de excedencias = 13.70 m³/seg
- Tirante normal en el canal = dn = 3.59 m
- Bordo libre (de 10 a 20 cm) = 0.15 m

Las dimensiones de la sección en la garganta las supondremos de forma que la relación entre el ancho (B) y la altura (D) esté comprendida entre 1.8 y 2.0, esto nos permite dar unas dimensiones de 2.5 x 1.35 m.

La ec. con la cual determinamos el gasto es:

$$Q = Ag \sqrt{\frac{2gH}{KL}} = Ag \times \frac{1}{\sqrt{KL}} \times 4.4272 \sqrt{H}$$

Para determinar aproximadamente la carga "H" que se debe tener en el vertedor de sifón para la capacidad de excedencias, se emplean como anteproyecto los coeficientes de pérdidas supuestos para esta estructura, que se definieron anteriormente.

Entrada	0.20 hv
Fricción	0.25 hv
Cambio de Dirección	1.56 hv ($\frac{RQ}{D} = 1.056$)
Salida	0.25 hv
	2.26 hv

hv = Carga de velocidad en la garganta del vertedor de sifón.

$$K_L = 2.26 \cdot C = \frac{1}{\sqrt{K_L}} = \frac{1}{\sqrt{2.26}} = \frac{1}{1.5043} = 0.665$$

$$Q = 2.5 \times 1.35 \times 0.665 \times 4.4272 \sqrt{H} = 9.936 \sqrt{H}$$

Se tabulan los valores de Q para diferentes valores en H.

H	\sqrt{H}	Q = 9.936 H
1.5	1.225	12.17 < 13.7
2.0	1.414	14.05 > 13.7
1.9	1.378	13.69 = 13.7

El valor de la carga de trabajo H obtenida, nos servirá exclusivamente para el trazo geométrico del vertedor de sifón.

Una vez hecho el trazo geométrico, se determinan las pérdidas con mayor exactitud valuando el gasto; generalmente se llega a un gasto diferente al de proyecto. Para afinar el diseño se procederá a aumentar o reducir el valor de H, hasta que obtengamos el valor del gasto de proyecto. Para ello resulta conveniente desplazar verticalmente hasta abajo o hasta arriba, según convenga, todo el tramo comprendido entre la sección LD y HQ, con lo que las ordenadas de todos los puntos de este tramo del vertedor de sifón, variarán en una cantidad constante; esto es posible, debido a que la longitud del tramo vertical entre las secciones LD y ME, que funciona como fuelle, se puede hacer variar de acuerdo a las necesidades de diseño.

El incremento de las ordenadas de todos los puntos contenidos en el tramo LD y HQ será igual al incremento requerido de la carga de trabajo H.

El valor del incremento en las ordenadas para nuestro caso fue de 34 cm, como podrá observarse más adelante. (Véase Fig.- 21).

DISEÑO GEOMETRICO DEL VERTEDOR DE SIPON. En el presente diseño se emplearán las especificaciones adoptadas por este Depto. de Canales, parte de las cuales se mencionan en la obra "Diseño de Presas Pequeñas". (Véase Fig. 19).

Después de varios tanteos, se concluyó que las dimensio-

ngm de la sección transversal rectangular, en el tramo uniforme del sifón, son:

B = 2.500 m D = 1.350 m

Con base en estos valores y en las especificaciones mencionadas, se calcularán a continuación las coordenadas de todos los puntos que definen completamente la geometría del conducto del sifón.

Refiriéndose al plano N° 2104-C-1149:

Las coordenadas del punto O, son:

O, (0-0, 190.900) cm

que corresponden a un radio R, = 190.900 cm que se estima aceptable para lograr una entrada suave y reducir las pérdidas de carga y los volúmenes de concreto.

Las coordenadas del punto O₂, son:

O₂ (35.000, 299.000) cm

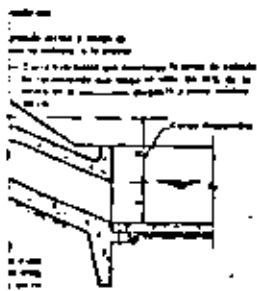
Que corresponden a un radio de circunferencia de 35 cm que se estima aceptable para la entrada al conducto y a un ahogamiento de:

$\frac{359 - 292 + 35}{359} \times 100\% = 26.46\%$

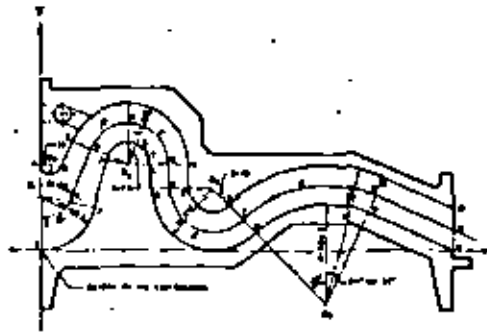
Las especificaciones exigen un ahogamiento igual o mayor - que el 20%, por lo que 26.46% está dentro de lo especificado.

- (1) Usualmente, el labio inferior de la boca se pone abajo del nivel de la cresta, para evitar hasta donde sea posible, - la entrada de cuerpos flotantes, por esa causa es necesario proveer de entradas de aire a la garganta del vertedor de sifón, precisamente al nivel en el cual se desea que la acción sifónica se suspenda. Si esto no se previera, el - sifón continuaría trabajando hasta que el nivel de la superficie libre del agua, descubriera el labio inferior. - (Véase Fig. 19).

Pueden tomarse dos clases de sifones como tipo, respecto a su forma de descargar, los que descargan libremente, los - que tienen su descarga ahogada y dentro de estos los que - al principiar la descarga ésta se encuentra libre y des- - pués se normaliza. El vertedor de sifón de nuestro ejem- - plo se encuentra entre los de este tipo. (Véase Fig. 20).



DE DISEÑO

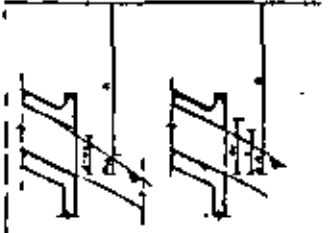


ANGULOS EN GRADOS	
α	88 700
β	87.591
γ	90 000
δ	118 000
ε	68 187

LONG DE LOS TRAMOS	
1-2	100 00 m
2-3	121 00 m
3-4	100 12 m
4-5	271 00 m
5-6	88 00 m
6-7	550 20 m
7-8	487 40 m
8-9	800 00 m
9-0	881 40 m
0-1	1500 10 m
1-0	1007 61 m

COORDENADAS DEL VERTEDERO DE SIFON		
Punto	X (m)	Y (m)
1	0	0
2	100	100
3	221	221
4	321	321
5	592	592
6	680	680
7	1230	1230
8	1717	1717
9	1917	1917
0	3417	3417
1	4424	4424
2	5925	5925
3	6806	6806
4	8306	8306
5	9213	9213
6	10194	10194
7	11694	11694
8	13194	13194
9	14694	14694
0	16194	16194
1	17694	17694
2	19194	19194
3	20694	20694
4	22194	22194
5	23694	23694
6	25194	25194
7	26694	26694
8	28194	28194
9	29694	29694
0	31194	31194
1	32694	32694
2	34194	34194

FIG. 21.- GEOMETRIA DEL VERTEDERO DE SIFON



SALIDAS DE DESCARGA LIBRE
DE LA SALIDA

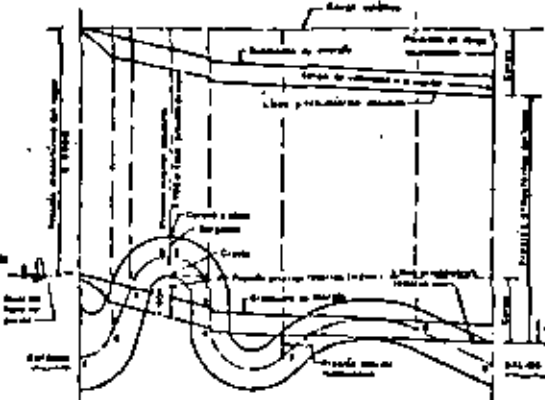


FIG. 24.- FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO EN EL VERTEDERO DE SIFON

NOTAS.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 COMISION GENERAL DE GRANDE Y PEQUEÑA CONSTRUCCION DE OBRAS
 DE OBRAS DE PROMOCION, RECONSTRUCCION DE OBRAS DE OBRAS

VERTEDERO DE SIFON
CARACTERISTICAS HIDRAULICAS

Compuerta: _____
 Material: _____
 Estado: _____
 Fecha: _____

Escala: 1:1000

Por esta causa, es necesario proyectar las condiciones geométricas, del vertedor de sifón, de forma que se suponga - que descarga libremente, esto obliga a tener sello de agua a la salida para reducir el tiempo cebado.

La forma empleada en los sifones autocebantes con descarga libre es la de una "S" (∩); se notan perfectamente dos - curvas, una superior y otra inferior ligadas por una recta, la cual puede ser vertical o con una inclinación hacia dentro, el objeto de estas curvas es el siguiente:

Quando el agua empieza a escurrir por la garganta, que es la parte más alta de la curva superior de la "S"; cae formando una cascada que choca contra la curva inferior, con lo cual se tiene un sello; al seguir escurriendo se llena la curva inferior formándose un cárcamo, que impide la entrada de aire por la rana de salida del sifón. En consecuencia se tienen sellos de agua en la entrada ya que el labio superior está más abajo que la superficie del agua, entre la curva superior y la inferior y por último, en la rama inferior.

El agua al seguir escurriendo arrastra hacia afuera el aire encerrado entre sello y sello, y cuando todo el aire ha sido arrastrado, se tiene una presión menor que la atmosférica y como ya se dijo con anterioridad, el conducto se - llena totalmente y trabaja a plena descarga. La capacidad de descarga es fija, porque una carga adicional no aumenta apreciablemente la capacidad de descarga una vez que el - vertedor de sifón ha sido cebado.

- (2) A. H. Naylor en un libro "Siphon Spillways" 1935, obtiene que la mejor relación entre el radio al centro del conducto y la altura de la garganta debe ser: $\frac{R_c}{D} = 1.056$.

Encuentra esta relación, suponiendo que el vertedor de sifón trabaja al nivel del mar y teniéndose una presión absoluta en la garganta igual a 7.30 m.

En la mayor parte de los vertedores de sifón construidos - en la Secretaría de Recursos Hidráulicos, emplearon esta - relación, pero se puede tener valores de esta relación hasta de 2.5 (véase Fig. 18).

Las coordenadas del punto O₃ se determinan con base en la

altura del conducto, en la especificación que exige la relación $R_c/D = 1.056$, en una geometría adecuada de la transición de entrada y en la igualdad de elevaciones de la superficie del agua en el canal con tirante normal más la carga de cebado y la cresta de la garganta. Por todo esto:

La altura de la garganta es de 1.35 m, luego:

$$R_c = 1.056 \times 1.35; \quad R_c = 142.5 \text{ cm}$$

El radio de la cresta será:

$$R_c = 142.5 - \frac{135}{2} = 142.5 - 67.5; \quad R_c = 75 \text{ cm}$$

La elevación de la superficie del agua en el canal es 359 cm y el bordo libre para este caso es de 15 cm, por lo que la ordenada del punto O_3 es:

$$Y_{O_3} = 359 + 15 - 75; \quad Y_{O_3} = 299 \text{ cm}$$

La abscisa del punto O_3 se determina objetivamente observando la disposición de la transición para diversos valores. En esta forma se aceptó como conveniente una abscisa de $X_{O_3} = 300$ cm. Por lo cual las coordenadas de O_3 son: $O_3 (300, 299)$ cm.

Las coordenadas del punto O_4 se determinan con base en ordenada nula para el punto más bajo del conducto, y radio de la circunferencia interior igual al radio de la cresta.

Por tanto:

Radio de la circunferencia interior:

$$R_i = 75 \text{ cm}$$

Radio de la circunferencia exterior:

$$R_e = 75 + 135; \quad R_e = 210 \text{ cm}$$

Ordenada del punto O_4 :

$$Y_{O_4} = 210 \text{ cm}$$

Abscisa del punto O_4 :

$$X_{O_4} = 300 + 75 + 135 + 75 \quad X_{O_4} = 585 \text{ cm}$$

Por lo cual las coordenadas del punto O_4 son:

$$O_4 (585, 210) \text{ cm}$$

Las coordenadas del punto O_5 se determinan con base en un ángulo central, del conducto circular con centro en O_4 , de 135° , y se un cierre hidráulico, con respecto a la altura D del conducto, mayor o igual al 18%, con un mínimo admisible de 10 cm.

Cierre hidráulico:

$$C_h = 0.18 \times 135 = 24.3 \text{ cm}$$

Se adopta el valor cerrado $C_h = 25 \text{ cm} > 10 \text{ cm}$

Ordenada del punto más elevado U de la superficie inferior del conducto en el tramo circular:

$$210 - 75 + 25 = 160 \text{ cm}$$

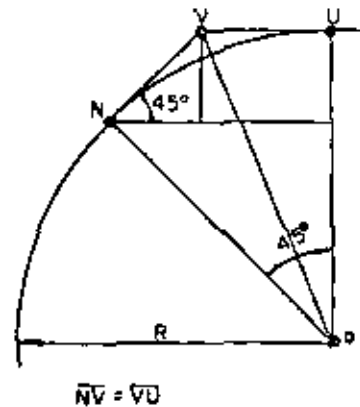
Ordenada del punto N :

$$Y_N = 210 - 210 \text{ sen } 45^\circ$$

$$= 210 - 210 \times 0.7071$$

$$= 210 - 148.5$$

$$Y_N = 61.5 \text{ cm}$$



Desnivel del punto más elevado U y el punto N :

$$160 - 61.5 = 98.5 \text{ cm}$$

Distancia $N-V$:

$$98.5 \text{ csc } 45^\circ = 98.5 \times 1.4141$$

$$= 139.3 \text{ cm}$$

Radio de la circunferencia:

$$R = 98.5 + 98.5 + 139.3 = 336.3 \text{ cm}$$

Con esto ya se pueden calcular las coordenadas del punto O_5

$$X_{O_5} = 585 + 210 \text{ cos } 45^\circ + 98.5 + 139.3 = 971.3 \text{ cm}$$

$$Y_{O_5} = 61.5 - 98.5 - 139.3 = -176.3$$

$$O_5 (971.3, -176.3) \text{ cm}$$

Las coordenadas de los puntos Q y H son:

$$\begin{aligned}
 \text{Radicando} &= C_2^2 (R_1 + R_2)^2 + C_1^4 - C_1^2 (R_1 + R_2)^2 + C_2^2 - C_2^2 \dots \\
 &\quad - (R_1 + R_2)^2 \\
 &= C_1^2 \left[C_1^2 - (R_1 + R_2)^2 + C_2^2 \right] \\
 &= C_1^2 \left[(C_1^2 + C_2^2) - (R_1 + R_2)^2 \right]
 \end{aligned}$$

Por último:

$$\text{Sen } \theta = \frac{1}{(C_1^2 + C_2^2)} \left[C_2 (R_1 + R_2) \pm C_1 \sqrt{(C_1^2 + C_2^2) - (R_1 + R_2)^2} \right]$$

Si se llama:

$$C^2 = C_1^2 + C_2^2 \qquad R_T = R_1 + R_2$$

entonces:

$$\text{sen } \theta = \frac{1}{C^2} \left(C_2 R_T \pm C_1 \sqrt{C^2 - R_T^2} \right)$$

COORDENADAS DE LOS PUNTOS DE DOS CIRCUNFERENCIAS QUE SON TANGENTES A DOS RECTAS.

Puntos A, B, C, J y K.

$$C_1 = (35 \bar{i} + 299 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{C} = \bar{C}_2 - \bar{C}_1 = (265 \bar{i} + 0 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$C_2 = (300 \bar{i} + 299 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$C_1 = 265 \text{ cm}$$

$$C_2 = 0 \text{ cm}$$

$$R_1 = 35 \text{ cm}$$

$$C^2 = C_1^2 + C_2^2 = 265^2 + 0^2$$

$$R_2 = 210 \text{ cm}$$

$$C^2 = 70,225 \text{ cm}^2$$

$$R_T = 35 + 210$$

$$R_T = 245 \text{ cm}$$

$$R_T^2 = 60,025 \text{ cm}^2$$

$$\text{sen } \theta = \frac{1}{70,225} \left(265 \times \sqrt{70,225 - 60,025} \right)$$

$$\text{sen } \theta = \pm \frac{265 \times 100,995}{70,225} = \pm 0,38111$$

$$\theta_1 = 22^\circ 24' ; \text{sen } \theta_1 = 0,38111 \quad \text{cos } \theta_1 = 0,92453$$

$$\theta_2 = 22^\circ 24'; \text{ sen } \theta_2 = -0.38111 \quad \text{cos } \theta_2 = 0.92453$$

$$\vec{R}_{11} = 35 (0.92453 \vec{i} + 0.38111 \vec{j}) = (32.358 \vec{i} + 13.339 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{R}_{12} = 35 (0.92453 \vec{i} - 0.38111 \vec{j}) = (32.358 \vec{i} - 13.339 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{F}_{11} = (35 \vec{i} + 299 \vec{j}) + (32.358 \vec{i} + 13.339 \vec{j})$$

$$\vec{F}_{11} = (67.358 \vec{i} + 312.339 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{F}_{12} = (35 \vec{i} + 299 \vec{j}) + (32.358 \vec{i} - 13.339 \vec{j})$$

$$\vec{F}_{12} = (67.358 \vec{i} + 285.661 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{R}_{21} = 210 (-0.92453 \vec{i} - 0.38111 \vec{j}) = (-194.151 \vec{i} - 80.033 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{R}_{22} = 210 (-0.92453 \vec{i} + 0.38111 \vec{j}) = (-194.151 \vec{i} + 80.033 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{F}_{21} = (300 \vec{i} + 299 \vec{j}) + (-194.151 \vec{i} - 80.033 \vec{j})$$

$$\vec{F}_{21} = (105.849 \vec{i} + 218.967 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{F}_{22} = (300 \vec{i} + 299 \vec{j}) + (-194.151 \vec{i} + 80.033 \vec{j})$$

$$\vec{F}_{22} = (105.849 \vec{i} + 379.033 \vec{j}) \text{ cm}$$

Las coordenadas de los puntos A, B y C son:

A (0.000, 299.000) cm

B (67.358, 285.661) cm

C (105.849, 379.033) cm

$$\vec{C}_1 = (0 \vec{i} + 190.900 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{C} = \vec{C}_2 - \vec{C}_1 = (300 \vec{i} + 108.100 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{C}_2 = (300 \vec{i} + 299.000 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$C_1 = 300 \text{ cm}$$

$$C_2 = 108.100 \text{ cm}$$

$$R_1 = 190.900 \text{ cm}$$

$$C^2 = C_1^2 + C_2^2 = 300^2 + 108.100^2$$

$$R_2 = 75 \text{ cm}$$

$$C^2 = 101,685.610 \text{ cm}^2$$

$$R_T = 265.900 \text{ cm}$$

$$C^2 - R_T^2 = 30,982.800 \text{ cm}^2$$

$$R_T^2 = 70,702.810 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sen } \theta = \frac{1}{101,685,610} (108,100 \times 265,900 \pm 300 \sqrt{30,982,800})$$

$$\text{Sen } \theta = \frac{1}{101,685,610} (28,743,790 \pm 52,805,795)$$

$$\text{Sen } \theta_1 = 0.80198 ; \quad \text{Sen } \theta_2 = 0.23663;$$

$$\theta_1 = 53^\circ 10'; \quad \text{sen } \theta_1 = 0.80198; \quad \text{cos } \theta_1 = 0.59735;$$

$$\theta_2 = 13^\circ 41'; \quad \text{sen } \theta_2 = -0.23663 \quad \text{cos } \theta_2 = 0.97160;$$

$$\vec{r}_{11} = 190,900 (0.59735 \vec{i} + 0.80198 \vec{j}) = (114,034 \vec{i} + 153,098 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{r}_{12} = 190,900 (0.97160 \vec{i} - 0.23663 \vec{j}) = (185,478 \vec{i} - 45,173 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{r}_{11} = (0 \vec{i} + 190,900 \vec{j}) + (114,034 \vec{i} + 153,098 \vec{j})$$

$$\vec{r}_{11} = (114,034 \vec{i} + 343,998 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{r}_{12} = (0 \vec{i} + 190,900 \vec{j}) + (185,478 \vec{i} - 45,173 \vec{j})$$

$$\vec{r}_{12} = (185,478 \vec{i} + 145,727 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{r}_{21} = 75 (-0.59735 \vec{i} - 0.80198 \vec{j}) = (-44,801 \vec{i} - 60,149 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{r}_{22} = 75 (-0.97160 \vec{i} + 0.23663 \vec{j}) = (-72,870 \vec{i} + 17,747 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{r}_{21} = (300 \vec{i} + 299 \vec{j}) + (-44,801 \vec{i} - 60,149 \vec{j})$$

$$\vec{r}_{21} = (255,199 \vec{i} + 238,851 \vec{j})$$

$$\vec{r}_{22} = (300 \vec{i} + 299 \vec{j}) + (-72,870 \vec{i} + 17,747 \vec{j})$$

$$\vec{r}_{22} = (227,130 \vec{i} + 316,747 \vec{j})$$

Las coordenadas de los puntos J y K son:

$$J (185,478, 145,727) \text{ cm}$$

$$K (227,130, 316,747) \text{ cm}$$

Las coordenadas de los puntos L, D, M, E, F, N y O.

Punto L :

$$X = 300 + 75 = 375 \text{ cm} \quad Y = 299 \text{ cm}$$

Punto D :

$$X = 375 + 135 = 510 \text{ cm} \quad Y = 299 \text{ cm}$$

Punto M :

O (1400, 0.000) cm

H (1400, 150) cm

Recopilando todos los datos anteriores, se tiene:

COORDENADAS DE LOS PUNTOS: O_1 , O_2 , O_3 , O_4 y O_5 :

O_1 (0.000, 190.90) cm

O_2 (35.000, 299.000) cm

O_3 (300.000, 299.000) cm

O_4 (585.000, 210.000) cm

O_5 (971.300, -176.300) cm

O (1400, 0.000) cm H (1400, 150) cm

Radios de las circunferencias con centro en:

O_1 :

$R_1 = 190.900$ cm

O_2 :

$R_1 = 35.000$ cm

O_3 :

$R_1 = 75.000$ cm

$R_2 = 210.000$ cm

O_4 :

$R_1 = 75.000$ cm

$R_2 = 210.000$ cm

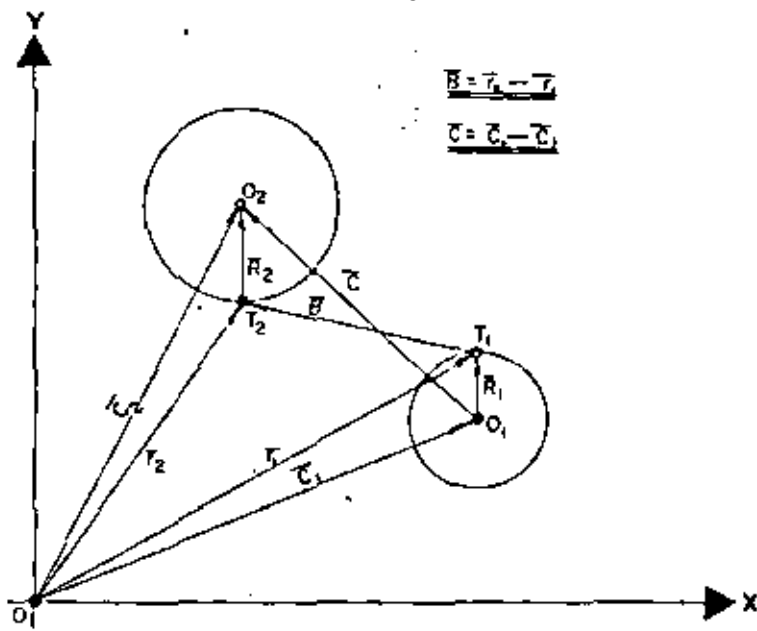
O_5 :

$R_1 = 336.300$ cm

$R_2 = 471.300$ cm

METODO VECTORIAL PARA EL CALCULO DE LAS COORDENADAS DE LOS
PUNTOS T_1 Y T_2 CONTENIDOS EN LA LINEA RECTA TANGENTE A DOS
CIRCUNFERENCIAS.

Datos: \vec{C}_1 , \vec{C}_2 , R_1 y R_2 .



$$\underline{\underline{B = \vec{r}_2 - \vec{r}_1}}$$

$$\underline{\underline{C = \vec{c}_2 - \vec{c}_1}}$$

Ecuación de la circunferencia con centro en O_1 y radio R_1 :

$$\vec{r}_1 = \vec{c}_1 + \vec{R}_1;$$

Ecuación de la circunferencia con centro en O_2 y radio R_2 :

$$\vec{r}_2 = \vec{c}_2 - \vec{R}_2;$$

Vectores \vec{k}_1 y \vec{k}_2 :

Como ambos vectores son perpendiculares al vector \vec{B} los dos vectores \vec{k}_1 y \vec{k}_2 son paralelos.

$$\therefore \vec{k}_1 = R_1 (\cos \theta \vec{i} + \text{sen } \theta \vec{j})$$

$$\vec{k}_2 = R_2 (\cos \theta \vec{i} + \text{sen } \theta \vec{j})$$

y además: $\vec{B} \cdot \vec{k}_1 = 0$

El valor de \vec{B} se puede obtener de la ecuación vectorial:

$$\vec{r}_1 + \vec{B} + \vec{R}_2 - \vec{c}_1 = 0$$

$$\therefore \vec{B} = \vec{c}_1 - \vec{r}_1 - \vec{R}_2$$

Por tanto: $(\vec{C} - \vec{R}_1 - \vec{R}_2) \cdot \vec{R}_1 = 0$

Si se llama $\vec{C} = (C_1 \vec{i} + C_2 \vec{j})$.

$$\left[(C_1 \vec{i} + C_2 \vec{j}) - R_1 (\cos \theta \vec{i} + \text{sen } \theta \vec{j}) - R_2 (\cos \theta \vec{i} + \text{sen } \theta \vec{j}) \right] \cdot$$

$$\left[R_1 (\cos \theta \vec{i} + \text{sen } \theta \vec{j}) \right] = 0 ; \therefore$$

$$\left[(C_1 - (R_1 + R_2) \cos \theta) \vec{i} + (C_2 - (R_1 + R_2) \text{sen } \theta) \vec{j} \right] \cdot$$

$$\left[R_1 \cos \theta \vec{i} + R_1 \text{sen } \theta \vec{j} \right] = 0 ;$$

$$\therefore \left[C_1 - (R_1 + R_2) \cos \theta \right] R_1 \cos \theta + \left[C_2 - (R_1 + R_2) \text{sen } \theta \right]$$

$$\dots R_1 \text{sen } \theta = 0 ;$$

$$C_1 R_1 \cos \theta - (R_1 + R_2) R_1 \cos^2 \theta + C_2 R_1 \text{sen } \theta - (R_1 + R_2) \dots$$

$$\dots R_1 \text{sen}^2 \theta = 0 ;$$

$$(C_1 \cos \theta + C_2 \text{sen } \theta) R_1 = (R_1 + R_2) R_1 (\cos^2 \theta + \text{sen}^2 \theta)$$

finalmente $C_1 \cos \theta + C_2 \text{sen } \theta = R_1 + R_2$

pero como $\cos \theta = \sqrt{1 - \text{sen}^2 \theta}$

$$\therefore C_1 \sqrt{1 - \text{sen}^2 \theta} + C_2 \text{sen } \theta = R_1 + R_2$$

$$\left[\sqrt{1 - \text{sen}^2 \theta} \right]^2 = \left[\frac{(R_1 + R_2) - C_2 \text{sen } \theta}{C_1} \right]^2$$

$$1 - \text{sen}^2 \theta = \left(\frac{R_1 + R_2}{C_1} \right)^2 - 2 \left[\frac{C_2 (R_1 + R_2) \text{sen } \theta}{C_1^2} \right] + \frac{C_2^2}{C_1^2} \text{sen}^2 \theta ;$$

$$\frac{C_1^2 - C_2^2}{C_1^2} \text{sen}^2 \theta - 2 \left[\frac{C_2 (R_1 + R_2)}{C_1^2} \right] \text{sen } \theta + \left[\frac{(R_1 + R_2)^2 - C_1^2}{C_1^2} \right] = 0 ;$$

$$\text{sen}^2 \theta - 2 \left[\frac{C_2 (R_1 + R_2)}{C_1^2 + C_2^2} \right] \text{sen } \theta - \left[\frac{C_1^2 - (R_1 + R_2)^2}{(C_1^2 + C_2^2)} \right] = 0 ;$$

$$\text{sen } \theta = \left[\frac{C_2 (R_1 + R_2)}{(C_1^2 + C_2^2)} \right] \pm \sqrt{\left[\frac{C_2 (R_1 + R_2)}{(C_1^2 + C_2^2)} \right]^2 + \left[\frac{C_1^2 - (R_1 + R_2)^2}{(C_1^2 + C_2^2)} \right]}$$

$$\text{sen } \theta = \frac{1}{(C_1^2 + C_2^2)^{1/2}} \left[C_2 (R_1 + R_2) \pm \sqrt{C_2^2 (R_1 + R_2)^2 + (C_1^2 - C_2^2) \dots} \right]$$

$$\dots \left[C_1^2 - (R_1 + R_2)^2 \right]$$

$$X = 375 \text{ cm}$$

$$Y = 210 \text{ cm}$$

Punto E :

$$X = 510 \text{ cm}$$

$$Y = 210 \text{ cm}$$

Punto F :

$$X = 585 + 75 \times 0.70711 = 585 + 53.033 = X = 638.033 \text{ cm}$$

$$Y = 210 - 75 \times 0.70711 = 210 - 53.033 = Y = 156.967 \text{ cm}$$

Punto N :

$$X = 585 + 210 \times 0.70711 = 585 + 148.493 = X = 733.493 \text{ cm}$$

$$Y = 210 - 210 \times 0.70711 = 210 - 148.493 = Y = 61.507 \text{ cm}$$

$$L (375, 299)$$

$$D (510, 299)$$

$$M (375, 210)$$

$$E (510, 210)$$

$$F (638.033, 156.967)$$

$$N (733.493, 61.507)$$

$$\text{Sen } \theta_1 = \frac{1}{C^2} \left(C_2 R_1 \pm C_1 \sqrt{C^2 - R_1^2} \right)$$

$$\vec{C}_1 = (971.300 \vec{i} - 176.300 \vec{j}) \text{ cm} \quad \vec{r}_1 = \vec{C}_1 + \vec{R}_1$$

$$\vec{C}_2 = (1400 \vec{i} + 0 \vec{j}) \text{ cm} \quad \vec{r}_2 = \vec{C}_2 + \vec{R}_2$$

$$\vec{C} = (428.700 \vec{i} + 176.300 \vec{j})$$

$$C_1 = 428.700 \text{ cm} \quad C_2 = 176.300 \text{ cm}$$

$$C^2 = 428.700^2 + 176.300^2 = 214,865.380 \text{ cm}^2$$

$$R_1 = 336.300 \text{ cm} \quad R_1^2 = 113,097.690 \text{ cm}^2 \quad R_2 = 0$$

$$R_r = R_1$$

$$C^2 - R_1^2 = \frac{214,865.380 - 113,097.690}{101,767.690 \text{ cm}} \quad \sqrt{C^2 - R_1^2} = 319.010 \text{ cm}$$

$$\text{Sen } \theta_1 = \frac{1}{214.865.380} (176.300 \times 336.300 \pm 428.700 \times 319.010)$$

$$\text{Sen } \theta_1 = \frac{1}{214.865.380} (59,289.690 \pm 136,759.587)$$

$$\text{Sen } \theta_{11} = 0.91242 \quad \theta_{11} = 65^\circ 51'; \quad \cos \theta_{11} = 0.40925$$

$$\text{Sen } \theta_{12} = -0.36055 \quad \theta_{12} = -21^\circ 08'; \quad \cos \theta_{12} = 0.93274$$

$$R_{11} = 336.300 (0.40925 \bar{i} + 0.91242 \bar{j}) = (137.631 \bar{i} + 306.847 \bar{j})$$

$$R_{12} = 336.300 (0.93274 \bar{i} - 0.36055 \bar{j}) = (313.680 \bar{i} - 121.253 \bar{j})$$

$$r_{11} = (971.300 \bar{i} - 176.300 \bar{j}) + (137.631 \bar{i} + 306.847 \bar{j})$$

$$r_{12} = (1,108.931 \bar{i} + 130.547 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{r}_{12} = (971.300 \bar{i} - 176.300 \bar{j}) + (313.680 \bar{i} - 121.253 \bar{j})$$

$$\bar{r}_{12} = (1,284.980 \bar{i} - 297.553 \bar{j}) \text{ cm}$$

Las coordenadas de P son:

$$P (1,108.931, 130.547) \text{ cm}$$

Del punto G :

$$\bar{C}_1 = (971.300 \bar{i} - 176.300 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{C}_2 = (1400 \bar{i} + 150 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{C} = (428.700 \bar{i} + 326.300 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$C_1 = 428.700 \text{ cm} \quad C_2 = 326.300 \text{ cm}$$

$$C^2 = 428.700^2 + 326.300^2 = 290,255.380 \text{ cm}^2$$

$$R_1 = 471.300 \text{ cm} \quad R_1^2 = 222,123.690 \text{ cm}^2 \quad R_2 = 0$$

$$C^2 - R_1^2 = 290,255.380 - 222,123.690 = 68,131.687 \text{ cm}^2;$$

$$\sqrt{C^2 - R_1^2} = 261.020$$

$$\text{Sen } \theta_1 = \frac{1}{290,255.380} (326.300 \times 471.300 \pm 428.700 \times 261.02)$$

$$\text{Sen } \theta_1 = \frac{1}{290,255.38} (153,785.190 \pm 111,899.274)$$

$$\text{Sen } \theta_{11} = 0.91534; \quad \theta_{11} = 66^\circ 15'; \quad \cos \theta_{11} = 0.40269$$

$$\text{Sen } \theta_{12} = 0.14430; \quad \theta_{12} = 8^\circ 18'; \quad \cos \theta_{12} = 0.98953$$

$$R_{11} = 471.300 (0.40269 \bar{i} + 0.91534 \bar{j}) = (189,788 \bar{i} + 431.400 \bar{j})$$

$$R_{12} = 471.300 (0.98953 \bar{i} + 0.14430 \bar{j}) = (466.365 \bar{i} + 68.099 \bar{j})$$

$$\bar{r}_{11} = (971.300 \bar{i} - 176.300 \bar{j}) + (189,788 \bar{i} + 431.400 \bar{j})$$

$$\bar{r}_{12} = (971.300 \bar{i} - 176.300 \bar{j}) + (466.365 \bar{i} + 68.099 \bar{j})$$

$$\bar{r}_{11} = (1,161.088 \bar{i} + 255.100 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{r}_{12} = (1,437.665 \bar{i} - 108.291 \bar{j}) \text{ cm}$$

Las coordenadas del punto G son:

$$G (1161.088, 255.100) \text{ cm}$$

Angulo que forma la línea $\overline{O_5 - P}$ con la vertical.

$$O_5 (971.300, -176.300) \text{ cm}$$

$$P (1,108.931, 130.547) \text{ cm}$$

$$\tan \theta_1 = \frac{1,108.931 - 971.300}{176.300 + 130.547} = 0.448532$$

$$\tan \theta_1 = 0.448532;$$

$$\theta_1 = \underline{\underline{24^\circ 09' - 27.5''}}$$

Angulo que forma la línea $\overline{O_3 - C}$ con la horizontal

$$O_3 (300, 299) \text{ cm}$$

$$C (105.849, 379.033) \text{ cm}$$

$$\tan \theta_2 = \frac{379.033 - 299.000}{300.000 - 105.849} = 0.41222$$

$$\tan \theta_2 = 0.41222$$

$$\theta_2 = \underline{\underline{22^\circ 24' 08.8''}}$$

(Véase fig.21)

LONGITUDES PARCIALES EN EL EJE DEL VERTEDOR DE SIFON.

(Véase Fig. 21).

TRAMO 1-2

Radio de la circunferencia al eje.

$$R_G = 120 \text{ cm}$$

Angulo central

$$\alpha = 66^\circ 45' = 66.75^\circ$$

$$\alpha \text{ en Radianes} = 66.75 \times \frac{3.1416}{180} = 1.165$$

Longitud del tramo 1-2

$$L_{1-2} = R \times \text{radianes} = 120 \times 1.165 = 139.8 \text{ cm}$$

TRAMO 2-3

Punto medio entre J y A' (Punto 2)

$$J (185.478, 245.727) \text{ cm}$$

$$A' (35.000, 264.000) \text{ cm}$$

$$X_2 = \frac{1}{2} (185.478 + 35.00) = 110.239 \text{ cm}$$

$$Y_2 = \frac{1}{2} (145.727 + 264.00) = 204.8635 \text{ cm}$$

$$2 (110.239, 204.8635) \text{ cm}$$

Punto medio entre C y X (Punto 3).

$$C (105.849, 379.033) \text{ cm}$$

$$X (227.130, 316.747) \text{ cm}$$

$$X_3 = \frac{1}{2} (105.849 + 227.130) = 166.490 \text{ cm}$$

$$Y_3 = \frac{1}{2} (379.033 + 316.747) = 347.89 \text{ cm}$$

$$3 (166.49, 347.89) \text{ cm}$$

Longitud del tramo 2-3

$$L_{2-3} = \sqrt{3164.175 + 20456.437} = 153.69 \text{ cm}$$

TRAMO 3-5

Radio de la circunferencia al eje:

$$R_C = 75 + \frac{135}{2} = 142.5 \text{ cm}$$

Angulo central $\beta = 157^\circ 35' 51.2'' = 157.597^\circ$

$$\beta \text{ en Radianes} = 157.597 \times \frac{3.1416}{360} = 2.750592$$

Longitud del tramo:

$$L_{3-5} = 142.5 \times 2.750592 = 391.959 \text{ cm}$$

Pero $\beta = \beta + \gamma$

$$\gamma \text{ en Radianes} = 90 \times \frac{3.1416}{180} = 1.5708$$

$$L_{4-5} = 1.5708 \times 142.5 = 223.839$$

$$L_{3-4} = L_{3-5} - L_{4-5} = 391.959 - 223.839 = 168.12 \text{ cm}$$

TRAMO 5-6 $L_{5-6} = 299 - 210 = 89 \text{ cm}$

TRAMO 6-7

Radio de la circunferencia al eje:

$$R_C = 142.5 \text{ cm}$$

Angulo central $\delta = 135^\circ$

$$\theta \text{ en Radianes} = 135 \times \frac{3.1416}{180} = 2.3562$$

Longitud del tramo:

$$L_{6-7} = 2.3562 \times 142.5 = 335.7585 \text{ cm} \approx 335.76 \text{ cm}$$

TRAMO 7-8

Radio de la circunferencia al eje:

$$R_{\text{C}} = 336.30 + 67.50 = 403.8 \text{ cm}$$

Angulo central θ .

$$\theta = 45^\circ + \theta_1 = 45^\circ + 24^\circ 07' 27.5''$$

$$\theta = 69^\circ 09' 27.5'' = 69.1576^\circ$$

$$\theta \text{ en Radianes} = 69.1576 \times \frac{3.1416}{180} = 1.20703$$

Longitud del tramo:

$$L_{7-8} = 403.8 \times 1.20703 = 487.3975 \text{ cm} \approx 487.4 \text{ cm}$$

TRAMO 8-9

Coordenadas del punto 9.

$$X_9 = \frac{1}{2} (1400 + 1400) = 1400 \text{ cm}$$

$$Y_9 = \frac{1}{2} (0 + 150) = 75 \text{ cm}$$

$$9 (1400, 75) \text{ cm}$$

Coordenadas del punto 8

$$X_8 = \frac{1}{2} (1108.931 + 1161.088) = 1135.01 \text{ cm}$$

$$Y_8 = \frac{1}{2} (130.547 + 255.1) = 192.824 \text{ cm}$$

$$8 (1135.01, 192.824) \text{ cm}$$

Distancia entre los puntos 8 y 9

$$L_{8-9} = \sqrt{(1400 - 1135.01)^2 + (192.824 - 75)^2} = 290.00 \text{ cm}$$

CALCULO HIDRAULICO DEFINITIVO EN EL VERTEDOR DEL SIFON.

DETERMINACION DE LAS PERDIDAS DE CARGA.

ENTRADA. La pérdida por entrada, es motivada por la contracción de la vena líquida y la fricción de los filetes de agua cuando se diri-

gen a la embocadura.

En el "Manual de Hidráulica" de Horace Williams King, página 172, se da un valor del coeficiente de pérdida, para entrada ligeramente redondeada, igual a 0.23.

Para simplificar los cálculos, se recomienda poner los coeficientes de pérdidas individuales, en función de la carga de velocidad en la garganta del vertedor del sifón. Para esto, calcularemos las relaciones entre cargas de velocidad.

$$\text{Como } Q = A_g V_g = A_x V_x \text{, por lo tanto } V_x = \left(\frac{A_g}{A_x} \right) V_g$$

$$A_g^2 V_g^2 = A_x^2 V_x^2 \text{ y } \frac{A_g^2 V_g^2}{2g} = \frac{A_x^2 V_x^2}{2g}$$

$$\text{entonces: } \frac{V_x^2}{2g} = \left(\frac{A_g}{A_x} \right)^2 \frac{V_g^2}{2g}$$

Para nuestro caso:

$$\text{Área de la garganta} = A_g = 2.5 \times 1.35 = 3.375 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de la entrada} = A_e = 2.5 \times 2.64 = 6.60 \text{ m}^2$$

$$h_e = K_e \frac{V_e^2}{2g} = K_e \left(\frac{A_g}{A_e} \right)^2 \frac{V_g^2}{2g}$$

$$\left(\frac{A_g}{A_e} \right)^2 = \left(\frac{3.375}{6.6} \right)^2 = (0.511)^2 = 0.2611$$

$$h_e = 0.23 \times 0.2611 \frac{V_g^2}{2g} = 0.06 \frac{V_g^2}{2g}$$

CAMBIO DE SECCIÓN EN LA ENTRADA. La pérdida de carga por cambio de sección, es debida a los choques y remolinos que se producen en el cambio y que obligan a que, parte de la energía, se transforme en calor; las pérdidas, por este concepto, disminuyen si la sección varía de manera gradual. Creager da la siguiente fórmula para la pérdida de carga:

$$h = K \frac{V^2}{2g}$$

el valor de K está dado en función de la relación entre áreas.

$\frac{A_1}{A_2}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
K	0.38	0.35	0.32	0.28	0.24	0.20	0.15	0.08	0.04	0

$$A_g = 3.375 \text{ m}^2$$

$$P_g = 2(2.5 + 1.35) = 7.70 \text{ m} \quad R_g = \frac{A_g}{P_g} = \frac{3.375}{7.7} = 0.438 \text{ m}$$

Radio medio:

$$R_m = \frac{0.642 + 0.438}{2} = 0.54 \text{ m}$$

Velocidad media:

$$V_m = \frac{V_c + V_g}{2} = \frac{0.511 \sqrt{Vg} + \sqrt{Vg}}{2} = 0.756 \sqrt{Vg}$$

$$h = \left(\frac{V_m}{k} \right)^{2/3} L = \frac{V_m^2 n^2}{R_m^{4/3}} L = \frac{0.756^2 Vg}{R_m^{4/3}} n^2 L$$

$$h = K_f \frac{Vg^2}{2g}$$

Iguando estas dos ecuaciones queda:

$$\frac{0.756^2 Vg^2 n^2}{R_m^{4/3}} L = K_f \frac{Vg^2}{2g} \quad \text{por lo tanto:}$$

$$K_f = \frac{0.756^2 \times 2g \times n^2}{R_m^{4/3}} L$$

$$K_f = \frac{0.756^2 \times 19.6 \times 0.15^2}{0.54^{4/3}} \times 2.935 = \frac{0.00741}{0.4395} = 0.017$$

2. El segundo en la longitud de sección constante, teniendo una longitud igual a 15.94 m (168.12 + 223.84 + 89 + 335.76 + 487.4 + 2.90) (véase fig. 21).

$$K_f = \frac{2g n^2 L}{R_g^{4/3}} = \frac{19.6 \times 0.015^2}{0.438^{4/3}} \times L$$

$$K_f = \frac{0.00441}{0.3329} L = 0.01324 L$$

$$K_f = 0.01324 \times 15.94 = 0.211$$

CAMBIO DE DIRECCIÓN. No se han realizado hasta ahora, un número de experimentos suficientes para deducir una fórmula adecuada que dé con bastante aproximación la pérdida de carga por cambio de dirección. Weisbach da la siguiente:

$$h = \zeta \frac{v^2}{2g} = K \frac{v^2}{2g}$$

En nuestro caso se tiene un cambio de sección en la entrada del vertedor de sifón.

$$\frac{A_1}{A_2} = \frac{A_g}{A_c} = \frac{3.375}{6.6} = 0.511$$

Usando la tabla anterior $k = 0.24$

$$h_{cs} = 0.24 \frac{V^2}{2g}$$

FRICCIÓN.

Existen numerosas fórmulas para valuarla, la más usada en la Secretaría de Recursos Hidráulicos es la de Roberto Manning:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

de la que se despeja S,

$$S = \left(\frac{Vn}{R^{2/3}} \right)^2$$

Como la pendiente S es igual a $\frac{h}{L}$

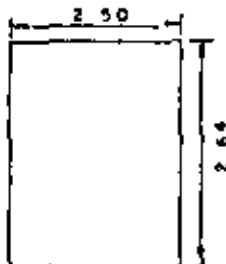
$$\frac{h}{L} = \left(\frac{Vn}{R^{2/3}} \right)^2 \quad \text{por lo tanto} \quad h = \left(\frac{Vn}{R^{2/3}} \right)^2 L$$

Encontraremos los coeficientes en dos tramos:

1. El primer en la longitud de sección variable (véase - fig. 21)

$$\text{Longitud} = 139.80 + 153.69 = 293.49 \text{ cm} = 2.94 \text{ m}$$

PROPIEDADES HIDRAULICAS EN LA ENTRADA



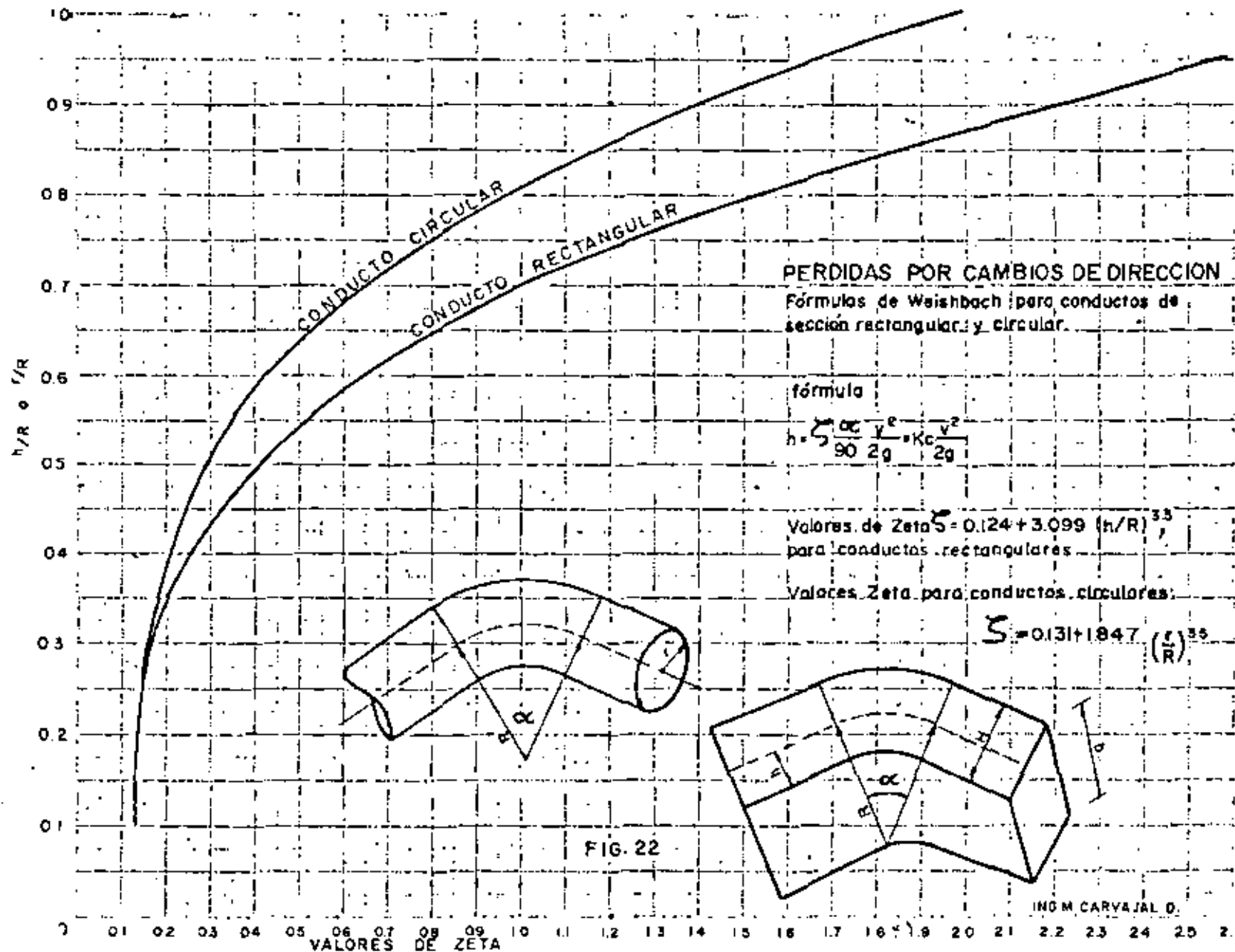
$$A_e = 2.50 \times 2.64 = 6.60 \text{ m}^2$$

$$P_e = 2 (2.5 + 2.64) = 10.28 \text{ m}$$

$$R_e = \frac{A_e}{P_e} = \frac{6.6}{10.28} = 0.542 \text{ m}$$

$$V_e = \left(\frac{A_g}{A_e} \right) V_g = \frac{3.375}{6.6} V_g = 0.511 V_g$$

En la garganta:



$$4.068 = C \sqrt{19.6 \times 2.24} \quad \text{por lo tanto}$$

$$C = \frac{4.068}{\sqrt{19.6 \times 2.24}} = \frac{4.068}{\sqrt{43.904}} = \frac{4.068}{6.626} = 0.6139$$

$$\underline{C = 0.61}$$

Aplicando el Teorema de Bernoulli entre la salida del vertedor y la salida de la transición (véase plano 2104-C-1149).

$$d_1 + h v_1^2 = d_2 + \frac{v_2^2}{2g} + 0.2 \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g}$$

$$d_1 + h v_1^2 = 1.50 + 0.844 \times 0.81 = 1.5 + 0.683 = 2.183 \text{ m}$$

suponiendo $d = 2.02 \text{ m}$

$$A_2 = b d + m d^2 = 6 \times 2.02 + \frac{2.02^2}{2} = 12.12 + 4.08 = 16.2 \text{ m}^2$$

$$v_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{13.73}{16.2} = 0.8475 \text{ m/seg}$$

$$h_{v2} = \frac{0.7182}{19.6} = 0.03664 \text{ m}$$

$$0.2 (0.683 - 0.036) = 0.1294 \text{ m}$$

$$d_3 + h v_2 + 0.2 (h v_1 - h v_2) = 2.02 + 0.03664 + 0.1294 = 2.186$$

$$\underline{2.183 \approx 2.186}$$

Calcularemos la pendiente en el canal para asegurar el tirante de $d_2 = 2.02 \text{ m}$

$$P_2 = b + 2d \sqrt{1 + m^2} = 6 + 2 \times 2.02 \times 1.4142 = 6 + 5.713 = 11.713$$

$$k = A_2^2 / P_2 = 16.2^2 / 11.713 = 1.383 \text{ m} \quad R^{2/3} = 1.241$$

$$S = \frac{v_n^2}{R^{2/3}} = \left(\frac{0.8475 \times 0.035}{1.241} \right)^2 = (0.0239)^2 = 0.00057$$

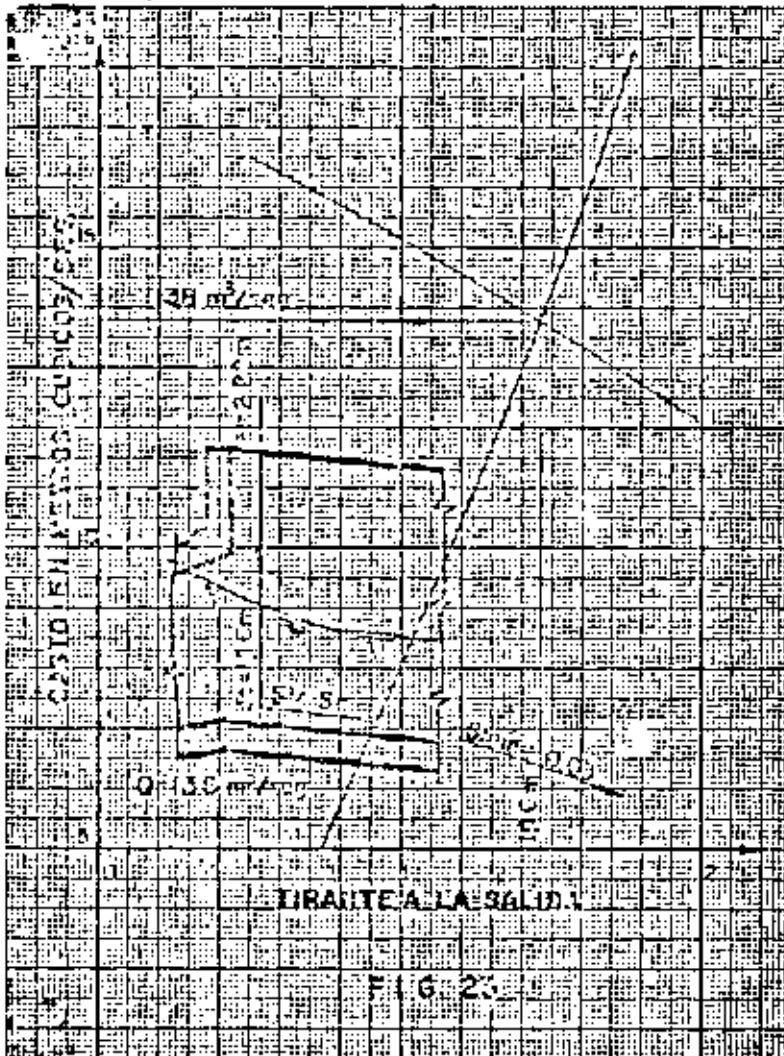
Si la salida del vertedor de sifón, estuviera con una pendiente igual o mayor que la crítica se tendría un aumento de gasto.

Se traza la curva siguiente dando valores a los gastos de salida y encontrando el tirante crítico. $dc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$ y la otra suponiendo el tirante de salida y encontrando el gasto $V = \sqrt{\frac{H \times 2g}{K_L}}$; $Q = A \cdot V$.

El punto de intersección de las dos curvas nos fijará el gas

to y el tirante de salida del agua.

Se dibujan las dos curvas en la figura 23, en donde las abscisas nos representan los tirantes en la salida y las ordenadas los gastos.



Para dar por bueno el valor del gasto es necesario ver si - el agua circula por la garganta del vertedor de sifón, para esto aplicamos la ecuación de D. Bernoulli.

$$h_A + \frac{V_A^2}{2g} + \frac{P_A}{W} = hg + \frac{Vg^2}{2g} + \frac{Pg}{W} + \sum h_{A-B}$$

El plano de comparación pasa por A.

$$\frac{P_A}{W} = hg + \frac{Vg^2}{2g} + \frac{Pg}{W} + \sum h_{A-B} \quad (\text{ver figura 24})$$

La carga de velocidad en la garganta es:

$$\frac{Vg^2}{2g} = \frac{4.068^2}{19.6} = \frac{16.5486}{19.6} = 0.844 \text{ m}$$

Sustituyendo valores:

$$\frac{P_A}{W} = 0.675 + 0.844 + \frac{Pg}{W} + 0.287 \text{ m}$$

$$\text{Las pérdidas son: } 0.06 \frac{Vg^2}{2g} + 0.24 \frac{Vg^2}{2g} + 0.017 \frac{Vg^2}{2g} +$$

$$0.01324 \frac{Vg^2}{2g} = 0.34 \frac{Vg^2}{2g} = 0.34 \times 0.844 = 0.287 \text{ m}$$

$$\frac{P_A}{W} = 1.806 + \frac{Pg}{W} \text{ por lo tanto } \frac{Pg}{W} = \frac{P_A}{W} - 1.806$$

P_A = Presión atmosférica del lugar.

Se tendrán casos en que se conozca la presión atmosférica, puede ser que se tenga la altitud del lugar; para este caso se aplicó la fórmula aproximada:

$$\log B = \log 760 - \frac{Z}{18400}$$

en la que:

Z = Altitud del lugar.

B = Presión atmosférica en milímetros de altura de Mercurio o la representación gráfica que aparece en la figura 25.

Se puede tener el caso en que no se tengan datos para esto, se puede tomar la presión atmosférica de algún sitio cercano a la localización.

en donde:

h' = Altura de la sección entre 2

α = Angulo del cambio de dirección

ζ = Coeficiente cuyo valor para conductos de sección rectangular es:

$$\zeta = 0.124 + 3.099 (h/R)^{3.5}$$

(véase figura 22)

Existen varios cambios de dirección que hemos denominado como $\alpha, \beta, \delta, \theta$, (véase fig. 21); encontraremos los valores de los coeficientes de pérdidas (K_{CD}) para cada uno de estos ángulos.

Entrando con el argumento $\frac{h'}{R}$ en la gráfica respectiva encontramos el valor de Zeta (ζ)

$$\alpha = 66^\circ 45'$$

$$\frac{h'}{R} = \frac{1.32}{1.20} = 1.1 \quad \zeta = 0.72 \frac{\alpha}{90} = \frac{66.75}{90} = 0.741$$

$$K_{CD} = 0.72 \times 0.741 = 0.533 \quad h = 0.533 \frac{V_m^2}{2g}$$

$$\text{Pero } V_m = 0.756 V_g$$

$$\frac{V_m^2}{2g} = \frac{0.756^2}{2g} \frac{V_g^2}{2g} = 0.5715 \frac{V_g^2}{2g}$$

$$h_{\alpha} = \frac{0.533 \times 0.5715}{K_{CD}} \frac{V_g^2}{2g} = 0.304 \frac{V_g^2}{2g}$$

$$\beta = 67^\circ 35' 51.2''$$

$$\frac{h'}{R} = \frac{0.675}{1.425} = 0.4736 ; \quad \zeta = 0.36 ; \quad \frac{\beta}{90} = \frac{67.597}{90} = 0.750$$

$$K_{CD} = 0.36 \times 0.75 = 0.27$$

$$h_{\beta} = 0.27 \frac{V_g^2}{2g}$$

$$\delta = 90^\circ$$

$$\frac{h'}{R} = 0.4736 ; \quad \zeta = 0.36 ; \quad \frac{\delta}{90} = \frac{90}{90} = 1 \quad K_{CD} = 0.36$$

$$h_{\delta} = 0.36 \frac{V_g^2}{2g}$$

$$\theta = 135^\circ$$

$$\frac{h}{R} = 0.4736; \quad \frac{e}{R} = 0.36; \quad \frac{d}{90} = \frac{135}{90} = 1.5$$

$$k_{cb} = 0.36 \times 1.5 = 0.54$$

$$h_{cb} = 0.54 \frac{Vg^2}{2g}$$

$$\theta = 69^\circ 09' 27.5''$$

$$\frac{h}{R} = \frac{67.5}{403.8} = 0.1671; \quad \frac{e}{R} = 0.13; \quad \frac{\theta}{90} = \frac{69.152}{90} = 0.768$$

$$k_{cb} = 0.13 \times 0.768 = 0.0998 = 0.10$$

$$h_{cb} = 0.1 \frac{Vg^2}{2g}$$

$$\Sigma k_{cb} = (0.304 + 0.27 + 0.36 + 0.54 + 0.1) = 1.574$$

$$\Sigma h = 1.574 \frac{Vg^2}{2g}$$

SALIDA. La pérdida de carga a la salida se puede valorar con la fórmula de Borda.

$$h = \frac{|V_1 - V_2|^2}{2g}$$

que para el caso presente se obligó a que fuera igual a cero, ya que el funcionamiento hidráulico aguas abajo se diseñó para que precisamente se cumpliera.

$$V_1 = V_2$$

TRANSICION EN LA SALIDA.

Se valúan de la manera siguiente:

Transición con salida divergente:

$$h = 0.2 \left(\frac{Vg^2}{2g} - \frac{Vs^2}{2g} \right)$$

Transición con salida convergente.

$$h = 0.1 \left(\frac{Vs^2}{2g} - \frac{Vg^2}{2g} \right)$$

En nuestro caso no las hay

CARGA DE VELOCIDAD.

$$h_v = \frac{v_s^2}{2g} = \left(\frac{A_1}{A_2} \right)^2 \frac{v_2^2}{2g} = \left(\frac{2.5 \times 1.35}{2.5 \times 1.5} \right)^2 \frac{v_2^2}{2g}$$

$$h_v = \left(\frac{3.375}{3.75} \right)^2 \frac{v_2^2}{2g} = 0.81 \frac{v_2^2}{2g}$$

Con anterioridad se aplicó el Teorema de Bernoulli entre la entrada y salida y se obtuvo que: (véase fig. 17)

$$H = \sum H_e - s + \frac{v_s^2 - v_e^2}{2g}$$

$$\frac{v_s^2 - v_e^2}{2g} = \frac{0.81 v_2^2 - 0.26 v_2^2}{2g} = 0.55 \frac{v_2^2}{2g}$$

$$H = K_e \frac{v_2^2}{2g} + K_{cs} \frac{v_2^2}{2g} + K_f \frac{v_2^2}{2g} + K_{cd} \frac{v_2^2}{2g} + 0.55 \frac{v_2^2}{2g}$$

$$H = \frac{v_2^2}{2g} (K_e + K_{cs} + K_f + K_{cd} + 0.55)$$

$$H = \frac{v_2^2}{2g} (0.06 + 0.24 + 0.017 + 0.211 + 1.574 + 0.55)$$

$$H = 2.652 \frac{v_2^2}{2g}$$

Sabemos que la carga de operación H del vertedor de sifón es igual a:

$$2.24 \text{ m } (3.74 - 1.50)$$

$$2.24 = 2.652 \frac{v_2^2}{2g} \quad \text{despejando a } v_2$$

$$v_2 = \sqrt{\frac{2.24 \times 19.6}{2.652}} = \sqrt{16.555} = 4.068 \text{ m/seg}$$

$$Q = AV = 3.375 \times 4.068 = 13.729 \approx 13.70 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$q = \frac{Q}{B} = \frac{13.73}{2.5} = 5.492 \text{ m}^3/\text{seg/m}$$

$$q = v_2 \times D = 4.068 \times 1.35 = 5.492 \text{ m}^3/\text{seg/m}$$

El valor del coeficiente de gasto del vertedor de sifón es igual a:

$$Q = CA \sqrt{2gH}$$

$$\frac{Q}{A} = v = C \sqrt{2gH} \quad \text{como } v = 4.068 \text{ m/seg}$$

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{4.068^2}{19.6} = \frac{16.5486}{19.6} = 0.844 \text{ m}$$

Suponiendo que la altitud del sitio donde se encontrara localizada la estructura fuera de 600 m.n.s.m.

$$\text{Log. B} = \text{log. } 760 - \frac{Z}{18400} = 2.880814 - \frac{600}{18400} = 2.848206$$

Antilog. 2.848206 = 705.018 mm de Hg. (véase figura No. 25)

$$\text{Presión atmosférica} = 13600 \times 0.705 = 9588 \text{ kg/m}^2 =$$

$$0.9588 \text{ kg/cm}^2 = 9.588 \text{ m de columna de agua.}$$

La presión de vapor se encuentra dada en las curvas que aparecen en la figura N° 26.

$$\frac{P_g}{V} = \frac{P_A}{W} - 1.806 = 9.588 - 1.806 = 7.782 \text{ m} > 2\text{m (véase fig. 24).}$$

Para una temperatura de 60°C la presión de vapor es de 0.2 - kg/cm² 62 m de columna de agua (véase figura N° 26).

$$\begin{aligned} \text{Presión absoluta en la cima de la garganta} &= 7.782 - \frac{135}{2} = \\ &= 7.107 \text{ m} \end{aligned}$$

Se procurará que la presión en la garganta tenga como mínimo la presión de vapor para que no se produzca el fenómeno de cavitación y a la vez no se interrumpa la acción de sifón.

Son anterioridad se dijo que el gasto está limitado por la fórmula de corriente en vértice. (Ec. 8).

$$Q = 4.4272 \times B \times R_c \times \sqrt{0.7 \text{ Pat}} \quad \log e = \frac{R_g}{R_c}$$

$$Q = 4.4272 \times 2.5 \times 0.75 \sqrt{0.7 \times 9.588} \quad \log e = \frac{2.10}{0.75}$$

$$Q = 8.301 \sqrt{6.7116} \quad \log e = 2.8$$

$$\log. e = 2.3026 \log 10; \log. e = 2.3026 \times \log 2.8$$

$$\log. e = 2.3026 \times 0.447158 = 1.0296$$

$$Q = 8.301 \times 2.5906 \times 1.0296 = 22.14 \text{ m}^3/\text{seg} > 13.73 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Con los anteriores resultados se justifica que el funcionamiento hidráulico del vertedor de sifón es correcto. (Véase Fig. 24).

El desagüe de excedencias se procura construirlo junto al de

sagüe total para reducir su costo, así se ve localizado junto a un desagüe total con compuertas radiales.

También se localizan con compuertas desalzantes, estos últimos desagües se les conoce con el nombre de desagües de fondo. Véase planos 2104-C-1146 y 1272.

INTERRUPCION DE LA ACCION SIFONICA.

Hasta aquí, la atención ha sido puesta en el cebado y en el funcionamiento hidráulico. Veamos ahora, la forma de interrumpir la acción sifónica.

A menos que se haga una disposición adecuada, los sifones continuarían su operación hasta que el nivel del agua bajara lo suficiente para descubrir el labio superior; el arreglo ideal, sería - - aquel que suspendiera la acción tan pronto como el agua alcanzara el nivel deseado, esto es muy conveniente obtenerlo por admisión de aire en la curva superior y en cantidad suficiente para destruir el vacío parcial. En los sifones primitivos, esto se lograba poniendo el labio superior a nivel de la cresta, pero cuando este labio se encuentra a un nivel más bajo, es necesario poner tubo de ventilación colocado en la cima de la garganta con el extremo de la entrada colocado al nivel de superficie normal del agua, o ligeramente abajo - - cuando se encuentre éste próximo a la entrada.

Area mínima de ventilación = Área de la garganta/24

$$\text{Area mínima de ventilación} = \frac{2.5 \times 1.35}{24} = \frac{3.375}{24} = 0.1406 \text{ m}^2$$

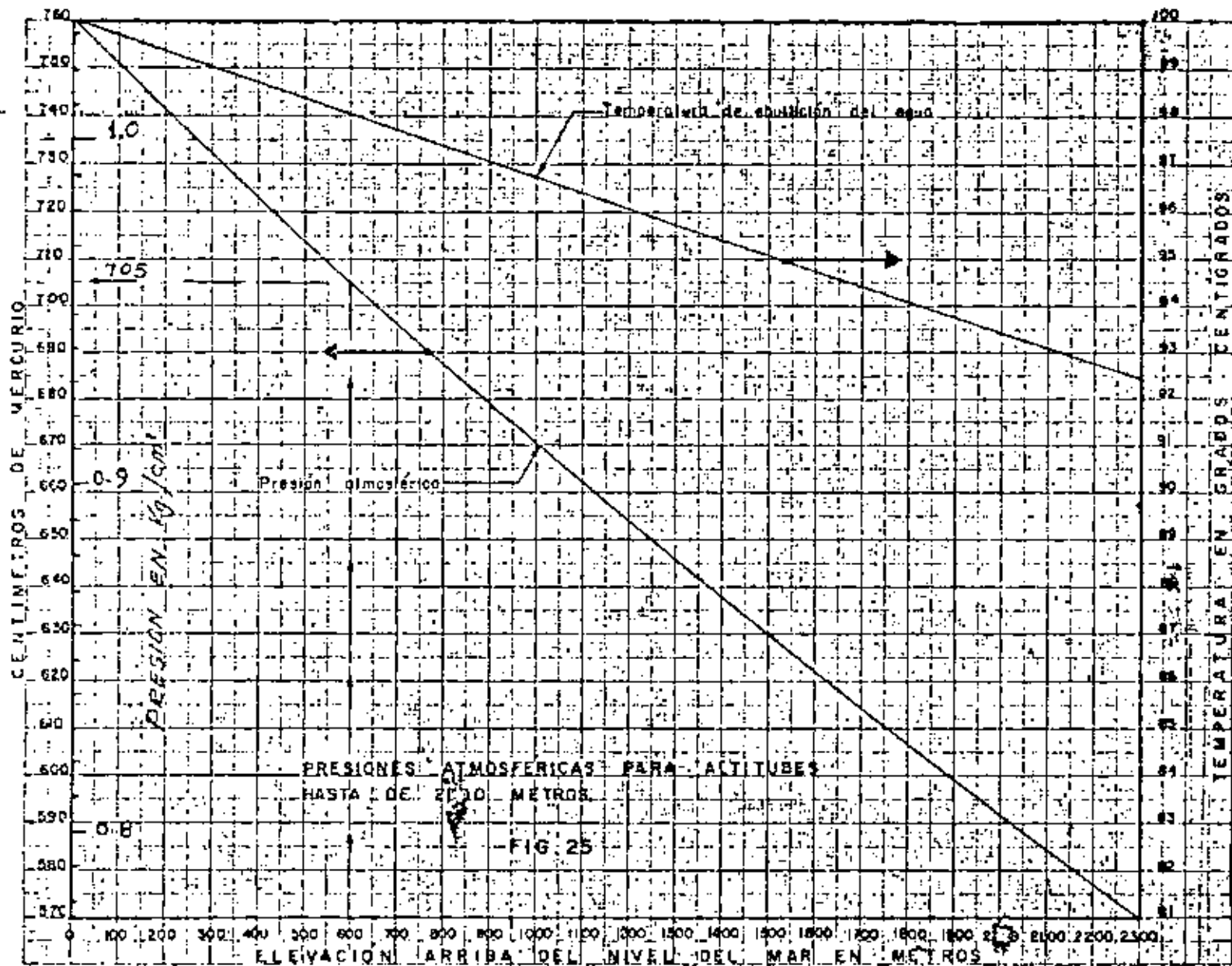
$$A_v = 1406 \text{ cm}^2$$

Se tomará un diámetro superior al próximo calculado.

Tubo de ventilación de 20" ϕ con espesor de 1/4"

CARACTERISTICAS DE LA TUBERIA DE ACERO SOLDADA POR RESISTENCIA ELECTRICA.

DIAMETRO	EXT.	ESPEJOR	AREA INT.
Pu	cm	Pu	cm ²
14	35.56	1/4	923.47
16	40.64	1/4	1217.36
18	45.72	1/4	1551.79
20	50.80	1/4	1926.70
22	55.88	5/16	2315.75
24	60.96	5/16	2769.30



Ing M. Carvajal D.

Es conveniente situar la toma de aire, lo suficientemente lejos de la entrada de los sifones, para no tener perturbaciones producidas por el abatimiento del agua en la entrada.

CALCULO ESTRUCTURAL. Consiste en el análisis de la estructura en sus secciones críticas, considerándolo como un marco rígido.

3. DESAGÜES TOTALES.

El desagüe total tiene por objeto, poder descargar todo el caudal del canal en un momento dado. Esta necesidad puede ser obligada por alguna de las razones siguientes:

Por un desperfecto en alguna de las estructuras del canal que debe ser reparada, teniendo en seco el canal de la parte averiada. Por consiguiente, el desagüe debe estar localizado aguas arriba de dichas estructuras, que pueden ser puentes canal, sifones invertidos, etc.

También deberán colocarse desagües totales, aguas arriba de los lugares en que se teme pueda haber deslaves que obstruyan por completo el canal, o en los que se teme la destrucción de los bordos.

Otra razón que obliga a la colocación de desagüe total, es la de poder extraer los sedimentos que se depositen en el canal cuando éste los lleva.

La capacidad para la cual debe diseñarse la estructura, es el gasto total, incluyendo las excedencias si las lleva (vea planos 2104-C-1272 y 2104-C-1146) o no se proyecta desagüe especial para ellas, o simplemente para el gasto normal si no se esperan excedencias (véase plano 807-C-355).

Se procura localizar a los desagües cerca de un dren para aprovecharlo como canal de descarga.

EJEMPLO NUMERICO.

Excepto condiciones especiales, la única variación que se puede presentar en un desagüe total, es en el tipo de compuerta.

Para el diseño de este desagüe que nos servirá de ejemplo,

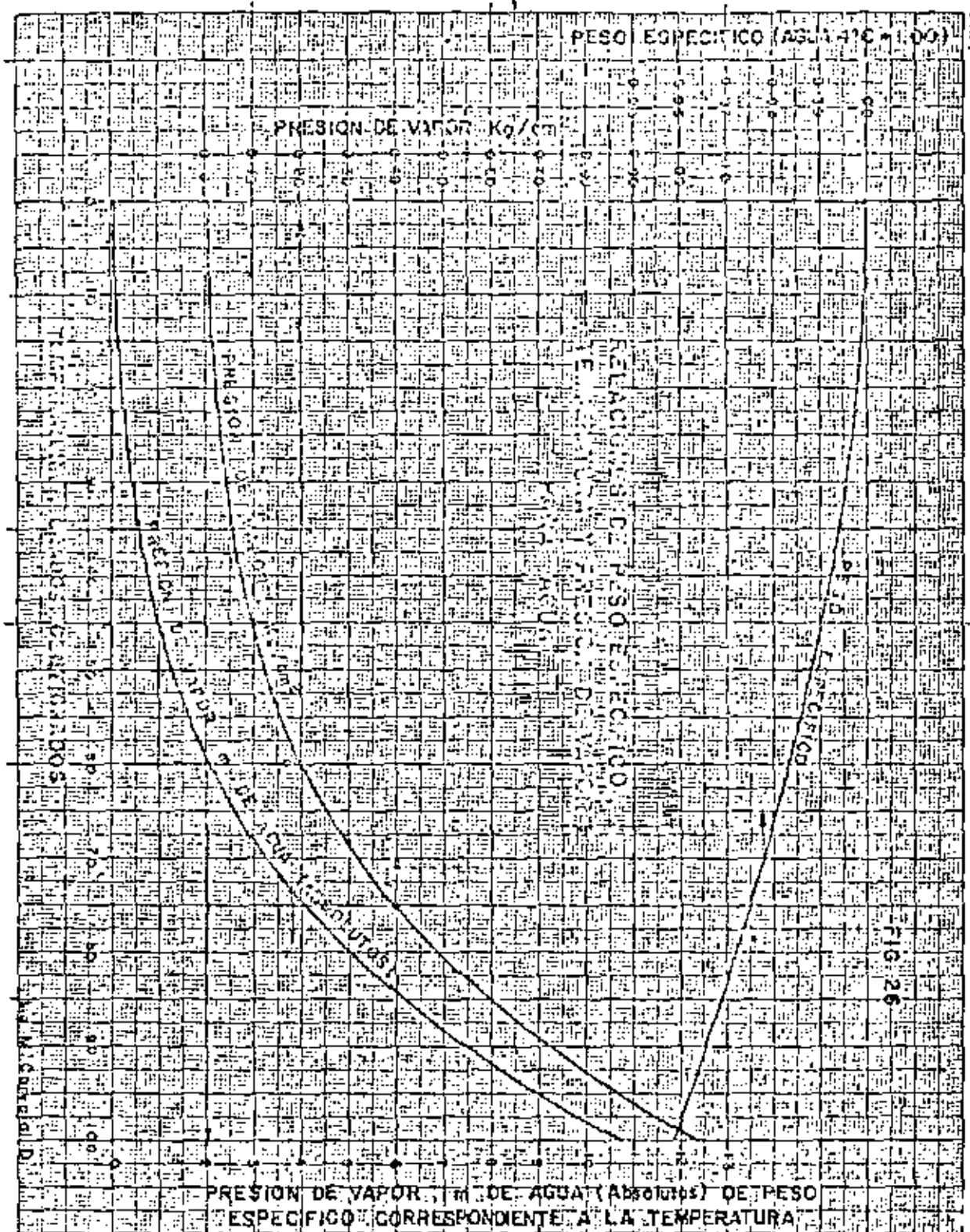


FIG. 26

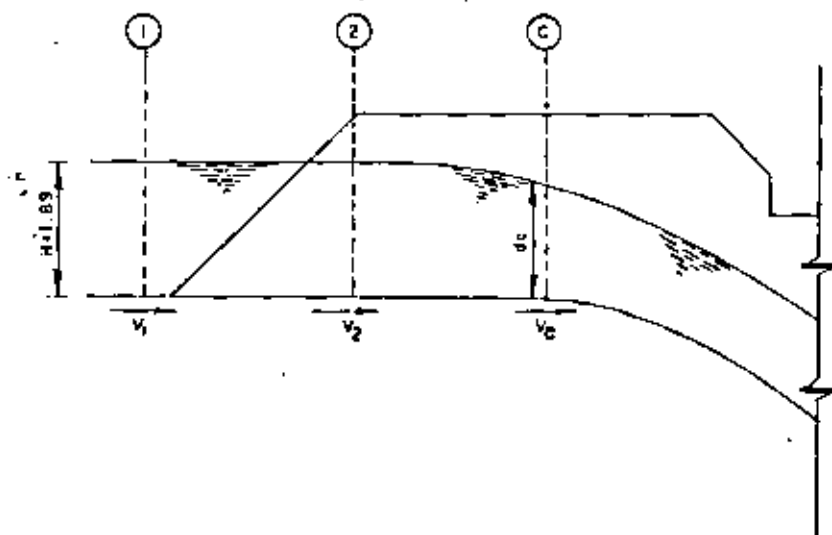
se eligió el tipo de compuerta radial, teniendo en cuenta las ventajas que presenta, como son: menor esfuerzo con el mecanismo elevador; menor ancho en el canal, pues de hacerse con compuertas de deslizamiento, se tendría que colocar una pila intermedia para disminuir el ancho de aquellas y colocar una pantalla que aumentaría el costo de la obra. Además de las ventajas ya enumeradas y por la experiencia que en el Departamento de Canales existe, se ha encontrado una mayor eficiencia en el funcionamiento de las compuertas radiales para este tipo de estructuras.

CALCULO HIDRAULICO.

Se cuentan con los datos hidráulicos del canal principal y el de desagüe (véase plano 807-C-355).

CALCULO DEL ANCHO NECESARIO PARA DESAGUAR LOS 8.37 m³/seg.

Como después de la sección "C", se tendrá una pendiente mayor que la crítica, se producirá en ella el tirante crítico, esto es, se tendrá una sección de control.



De acuerdo con el teorema de Bernoulli, de la conservación de energía, y tomando como plano de comparación el que pasa por la - - plantilla del canal, podemos escribir:

$$H + \frac{v_1^2}{2g} = dc + \frac{v_c^2}{2g} + hf + \xi \left(\frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \right)$$

en la que:

H = tirante normal del canal

$\frac{v_1^2}{2g}$ = carga de velocidad en la sección 1, que vale cero porque la velocidad es nula.

hf = pérdida de carga por fricción que supondremos igual a 0.03 m

dc = tirante crítico en la sección de control

$\xi \left(\frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \right)$ = pérdida de carga por transición de la sección (1) a la sección (2).

El tirante en la sección (2), lo podemos considerar prácticamente igual a H.

Suponiendo un ancho B = 2.00 m se tendrá que la sección

$$v_2 = \frac{8.37}{1.89 \times 2} = \frac{8.37}{3.78} = 2.214 \text{ m/seg}$$

y teniendo en cuenta que $\frac{v_c^2}{2g} = \frac{dc}{2}$

para canales rectangulares, resulta:

$$1.89 = 1.5 dc + 0.034 + 0.1 \frac{2.214^2}{19.6}$$

$$1.89 = 1.5 dc + 0.034 + 0.025$$

y por consiguiente:

$$dc = \frac{1.89 - 0.059}{1.5} = \frac{1.831}{1.5} = 1.22 \text{ m}$$

$$\text{pero } v_c = \sqrt{gdc} = \sqrt{9.8 \times 1.22} = \sqrt{11.956} = 3.45 \text{ m/seg}$$

$$\text{entonces } Ac = \frac{Q}{v_c} = \frac{8.37}{3.45} = 2.419 \text{ m}^2$$

$$\text{y por lo tanto } B = \frac{Ac}{dc} = \frac{2.419}{1.22} = 1.982 \text{ m}$$

Se aceptará un ancho de 2.00 m con el que se podría designar un gasto

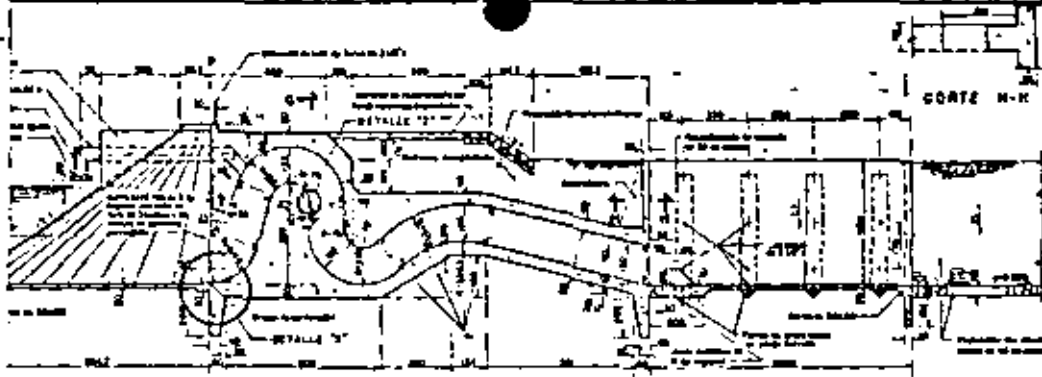
$$Q = 2 \times 1.22 \times 3.46 = 8.44 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Con el ancho de 2.00 m y desaguando los 8.37 m³/seg se tendrá un abatimiento de la superficie del agua y se producirá un nuevo tirante crítico menor. Este cálculo se hace por medio de la siguiente tabla.

1	2	3	4	5	6
H SUP.	AREA = 2H	$\frac{Q}{A}$	$\frac{V^2}{2g}$	0.1 x (4)	0.034 x (5)
1.88	3.76	2.276	0.255	0.0253	0.0593

7	8	9	10	11	12
(1) - (6)	$dc = (7) + 1.5$	$d \text{ e } g$	$V_c = \sqrt{g \cdot d}$	$A_c = 2 \cdot dc$	$Q = A_c \cdot V_c$
1.8207	1.214	11.897	3.449	2.428	8.370

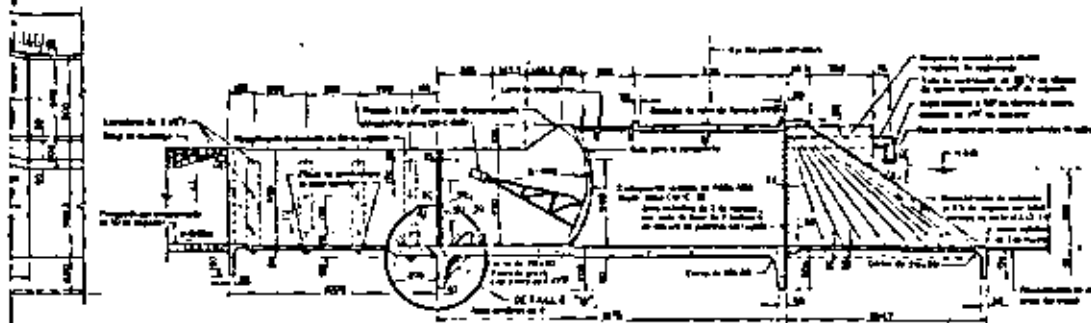
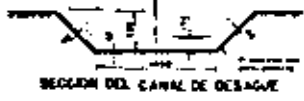
Una vez teniendo el tirante al comienzo de la caída, se procede al cálculo hidráulico de la misma (véase capítulo correspondiente a caídas).



BOQUINAS DEL BOQUE				
Nº	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO
1	Boquín superior	m ²	100	1.00
2	Boquín inferior	m ²	100	1.00
3	Boquín lateral	m ²	100	1.00
4	Boquín de fondo	m ²	100	1.00
5	Boquín de borde	m ²	100	1.00
6	Boquín de protección	m ²	100	1.00
7	Boquín de refuerzo	m ²	100	1.00
8	Boquín de drenaje	m ²	100	1.00
9	Boquín de limpieza	m ²	100	1.00
10	Boquín de mantenimiento	m ²	100	1.00
11	Boquín de seguridad	m ²	100	1.00
12	Boquín de control	m ²	100	1.00
13	Boquín de monitoreo	m ²	100	1.00
14	Boquín de registro	m ²	100	1.00
15	Boquín de inspección	m ²	100	1.00
16	Boquín de acceso	m ²	100	1.00
17	Boquín de salida	m ²	100	1.00
18	Boquín de entrada	m ²	100	1.00
19	Boquín de distribución	m ²	100	1.00
20	Boquín de recolección	m ²	100	1.00

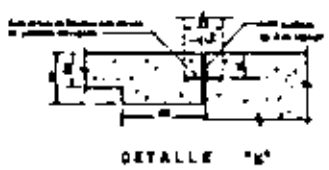
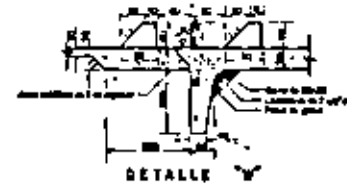


CORTE A-A



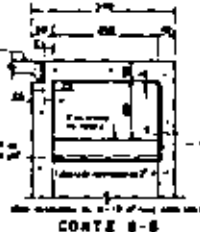
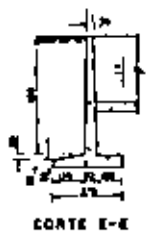
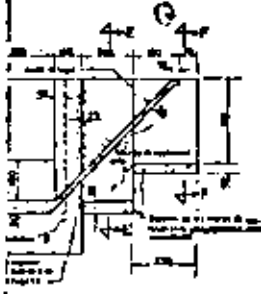
CANTIDADES ESTIMADAS		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Trabajo de obra	m ²	100
Materiales	m ²	100
Mano de obra	m ²	100
Equipos	m ²	100
Transporte	m ²	100
Electricidad	m ²	100
Alquiler de maquinaria	m ²	100
Seguros	m ²	100
Impuestos	m ²	100
Intereses	m ²	100
Contingencia	m ²	100
Totales	m ²	100

CORTE B-B



DATOS HIDRAULICOS				
ESTRUCTURA	Q (m ³ /s)	V (m/s)	F (m)	H (m)
Canal superior	10	1.0	10	1.0
Canal inferior	10	1.0	10	1.0
Canal lateral	10	1.0	10	1.0
Canal de fondo	10	1.0	10	1.0
Canal de borde	10	1.0	10	1.0
Canal de protección	10	1.0	10	1.0
Canal de refuerzo	10	1.0	10	1.0
Canal de drenaje	10	1.0	10	1.0
Canal de limpieza	10	1.0	10	1.0
Canal de mantenimiento	10	1.0	10	1.0
Canal de seguridad	10	1.0	10	1.0
Canal de control	10	1.0	10	1.0
Canal de monitoreo	10	1.0	10	1.0
Canal de registro	10	1.0	10	1.0
Canal de inspección	10	1.0	10	1.0
Canal de acceso	10	1.0	10	1.0
Canal de salida	10	1.0	10	1.0
Canal de entrada	10	1.0	10	1.0
Canal de distribución	10	1.0	10	1.0
Canal de recolección	10	1.0	10	1.0

LISTA DE PLANOS	
No. de plano	Descripción
1	Plano de detalle de la estructura
2	Plano de detalle de los canales
3	Plano de detalle de los accesos
4	Plano de detalle de los drenajes
5	Plano de detalle de los registros
6	Plano de detalle de los inspecciones
7	Plano de detalle de los accesos de salida
8	Plano de detalle de los accesos de entrada
9	Plano de detalle de los accesos de distribución
10	Plano de detalle de los accesos de recolección

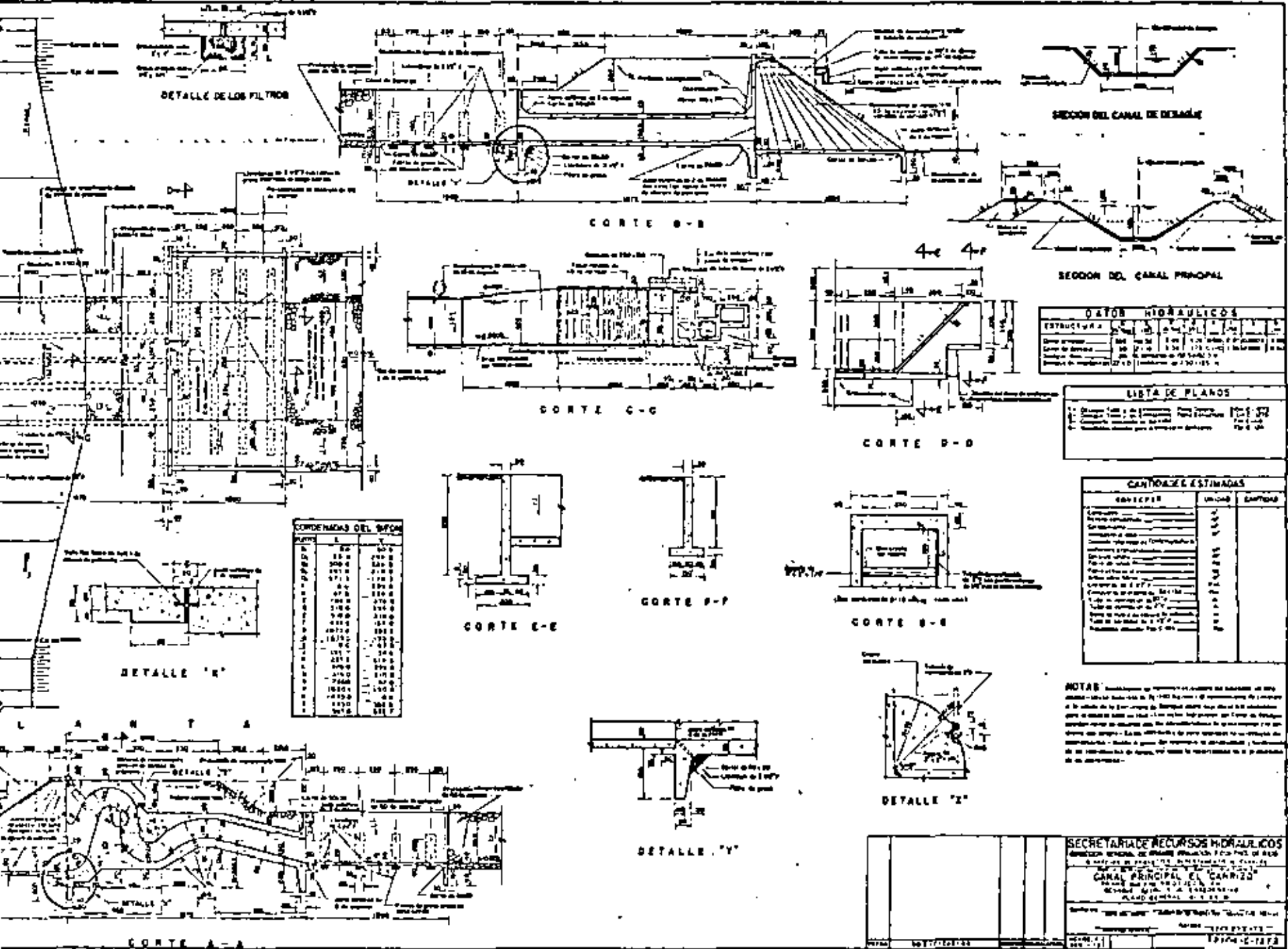


NOTAS

1. El presente proyecto de obra tiene por objeto la construcción de un canal de riego de 10 metros de ancho y 1.00 metro de profundidad, con un sistema de compuertas y canales de distribución.
2. El terreno a ser ocupado para la obra es de propiedad particular y se encuentra en un estado de conservación regular.
3. El presupuesto de la obra asciende a \$100.000.00 (Cien mil dólares).
4. El tiempo de ejecución de la obra es de 120 días hábiles.
5. El contratista deberá proporcionar todos los recursos humanos, materiales y financieros necesarios para la ejecución de la obra.
6. El contratista deberá mantener a lo largo de la obra un registro detallado de los avances y gastos.
7. El contratista deberá garantizar la seguridad de la obra y de las personas que en ella participan.
8. El contratista deberá cumplir con todas las normas y regulaciones vigentes en materia de construcción.
9. El contratista deberá presentar informes periódicos de avance a la autoridad competente.
10. El contratista deberá garantizar la calidad de los materiales y trabajos.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 MINISTERIO DE AGRICULTURA, GANADERIA Y PESQUERIA
 CAROLINA DE GUAYAMA, P.R.
 TEL. (787) 725-1234
 FAX (787) 725-5678
 WWW.SRH.GOV.PR



DATOS HIDRAULICOS

ESTRUCTURA					
Longitud	100	100	100	100	100
Superficie	100	100	100	100	100
Perímetro	100	100	100	100	100
Coeficiente de fricción	100	100	100	100	100
Velocidad	100	100	100	100	100
Caída	100	100	100	100	100
Consumo	100	100	100	100	100
Costo	100	100	100	100	100
Observaciones					

LISTA DE PLANOS

No.	Descripción	Fecha	Estado
1	Plano de ubicación	1950	Final
2	Plano de detalles	1950	Final
3	Plano de secciones	1950	Final
4	Plano de datos hidráulicos	1950	Final
5	Plano de costos	1950	Final

CANTONCES ESTIMADOS

CANTONCES	UNIDAD	CANTIDAD
Excavación	m ³	1000
Concreto	m ³	500
Acero	kg	10000
Formas	m ²	2000
Mano de obra	h	10000
Transporte	m ³	1000
Electricidad	kwh	1000
Alquiler de equipo	días	1000
Seguros	%	1000
Impuestos	%	1000
Contingencia	%	1000
Costo total		

NOTAS

1. El presente proyecto de canalización de aguas se basa en los datos suministrados por el interesado y no se garantiza la exactitud de los mismos.

2. El costo de este proyecto se calcula en base a los precios vigentes en el momento de elaborarse el presente proyecto.

3. El presente proyecto no incluye el costo de los terrenos que se requieran para la construcción del canal.

4. El presente proyecto no incluye el costo de los impuestos que se requieran para la construcción del canal.

5. El presente proyecto no incluye el costo de los seguros que se requieran para la construcción del canal.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS Y OBRAS DE BARRIO

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

CANAL PRINCIPAL DEL CARRIZO

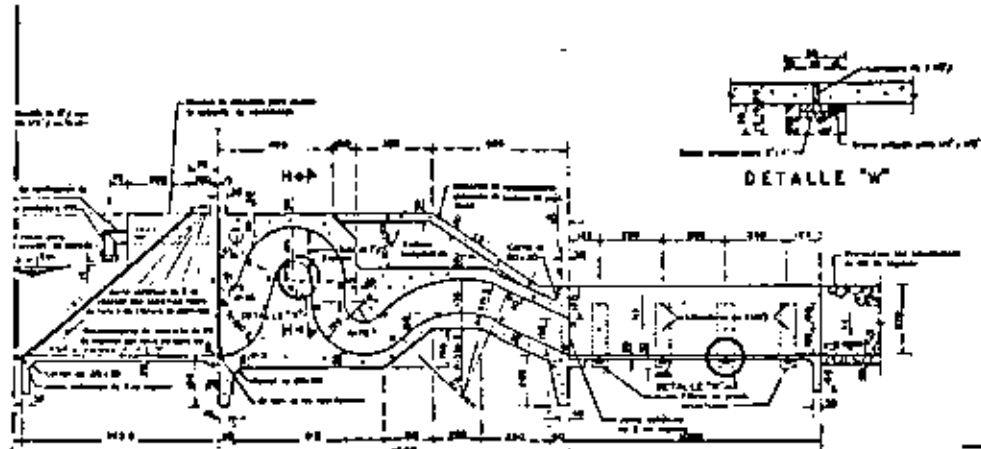
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL CANAL PRINCIPAL DEL CARRIZO

PLANO GENERAL 1-1-53

ESTADO DE GUATEMALA

1950

1950-12-18-53

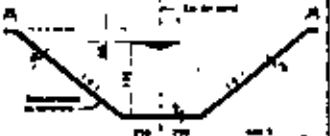


DETALLE "W"

COORDENADAS DEL PUNTO

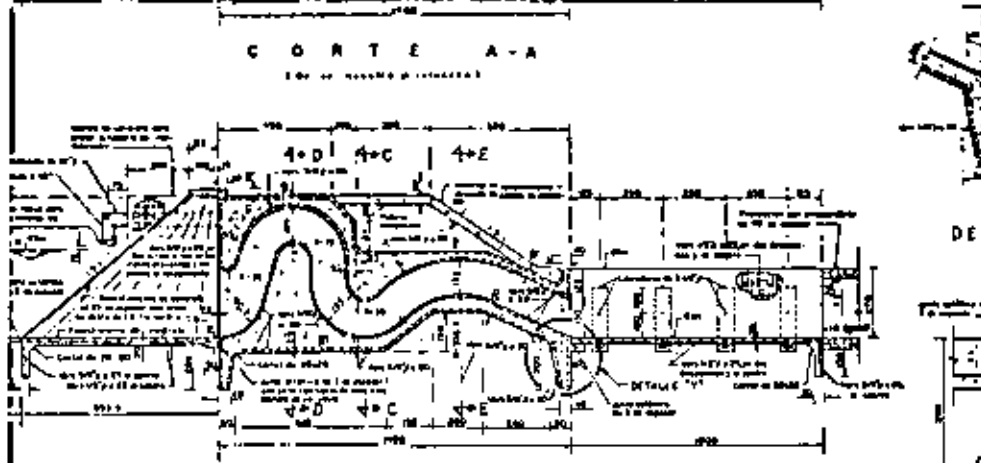
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
91	92	93	94	95	96	97	98	99	100

DETALLE "Y"

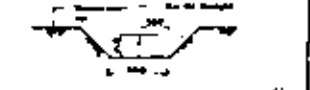


SECCION DEL CANAL PRINCIPAL

CORTE A-A



DETALLE "Y"



SECCION DEL CANAL DE DESAGÜE

DADOS HIDRAULICOS DEL CANAL

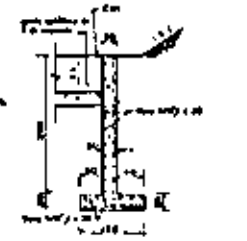
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
91	92	93	94	95	96	97	98	99	100

CANAL DE DESAGÜE

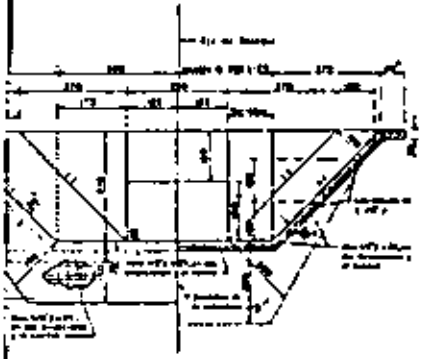
SECCION DE DESAGÜE

SECCION DE DESAGÜE

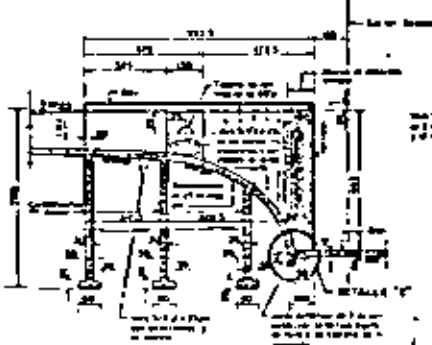
CORTE A-A



CORTE B-B



CORTE F-F



CORTE G-G



DETALLE "Z"

NOTAS

1. El presente proyecto de canalización tiene por objeto el desagüe de las aguas de lluvia que caen en el terreno que se indica en el plano adjunto.

2. El canal principal tendrá una longitud de 100 metros y una capacidad de 10 litros por segundo.

3. El canal de desague tendrá una longitud de 50 metros y una capacidad de 5 litros por segundo.

4. El canal principal estará construido en concreto armado y el canal de desague en concreto simple.

5. El canal principal tendrá una pendiente de 0.001 y el canal de desague una pendiente de 0.002.

6. El canal principal tendrá una anchura de 1.00 metros y el canal de desague una anchura de 0.50 metros.

7. El canal principal tendrá una altura de 0.50 metros y el canal de desague una altura de 0.30 metros.

8. El canal principal tendrá una profundidad de 0.50 metros y el canal de desague una profundidad de 0.30 metros.

9. El canal principal tendrá una longitud de 100 metros y el canal de desague una longitud de 50 metros.

10. El canal principal tendrá una anchura de 1.00 metros y el canal de desague una anchura de 0.50 metros.

11. El canal principal tendrá una altura de 0.50 metros y el canal de desague una altura de 0.30 metros.

12. El canal principal tendrá una profundidad de 0.50 metros y el canal de desague una profundidad de 0.30 metros.

13. El canal principal tendrá una longitud de 100 metros y el canal de desague una longitud de 50 metros.

14. El canal principal tendrá una anchura de 1.00 metros y el canal de desague una anchura de 0.50 metros.

15. El canal principal tendrá una altura de 0.50 metros y el canal de desague una altura de 0.30 metros.

16. El canal principal tendrá una profundidad de 0.50 metros y el canal de desague una profundidad de 0.30 metros.

17. El canal principal tendrá una longitud de 100 metros y el canal de desague una longitud de 50 metros.

18. El canal principal tendrá una anchura de 1.00 metros y el canal de desague una anchura de 0.50 metros.

19. El canal principal tendrá una altura de 0.50 metros y el canal de desague una altura de 0.30 metros.

20. El canal principal tendrá una profundidad de 0.50 metros y el canal de desague una profundidad de 0.30 metros.

SECRETARIA DE RECURSOS HUMANOS

DIRECCION GENERAL DE RECURSOS HUMANOS

CANAL PRINCIPAL "EL CARRIZO"

ESTADO DE GUERRERO DE GUAYMAS

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
91	92	93	94	95	96	97	98	99	100

2004-0100





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



II CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE
RIEGO

APUNTES PARA LAS MATERIAS DE MECANICA DE SUELOS, LABORATORIO DE
MATERIALES Y CONTROL DE CALIDAD

ING. JOSE L. TERAN PEREZ

Aún en la actualidad con mayor frecuencia de la que sería deseable se emprenden obras sin que haya precedido un conocimiento suficiente de los suelos que se utilizarán para su construcción o sobre los cuales se apoyarán. Las dificultades que surgen durante la construcción de una obra por esta falta de conocimiento previo de los suelos, provocan siempre un aumento considerable en sus costos o bien llevan a mutilarla y en algunos casos a renunciar a su construcción. En ocasiones, hasta que se termina aparecen los efectos de un mal conocimiento del comportamiento de los suelos, los que pueden provocar su destrucción o exigir gastos elevados ya sea para su reparación o su mantenimiento.

De lo anterior se puede inferir, en el mejor de los casos, que un pobre conocimiento de los suelos, que de una manera u otra formarán parte de una estructura, redundará en un aumento de su costo.

Por todo esto es necesario insistir sobre la necesidad de tener un conocimiento adecuado de los suelos y su comportamiento ante las nuevas sollicitaciones a que estarán sujetos, previamente al inicio de una obra.

PROCEDIMIENTOS DE EXPLORACION.-

Si no se pierde de vista que el objetivo fundamental de la exploración de suelos, es obtener un conocimiento de los estratos inferiores de éstos y que basándose en ese conocimiento se tomarán decisiones para una obra, se pone de manifiesto la importancia que tienen estos trabajos.

Abundando sobre el objetivo de la exploración de suelos se puede decir que son dos los principales:

- A) Obtener la estratigrafía de los suelos
- B) Obtener muestras representativas de los suelos

En la tabla que se presenta a continuación se señalan los procedimientos y herramientas de exploración mas usuales.

PROCEDIMIENTOS DE EXPLORACION

	T I P O	HERRAMIENTA O PROCEDIMIENTO	TIPO DE MUESTREO	APLICACION
Superficial	Pozos a cielo abierto	Pico y pala	Por estratos Integral Alterado Inalterado	Suelos cohesivos y friccionantes consistencia y compacidad media.
	Sondeos con pala posteadora.	Pala posteadora	Por estratos Integral Alterado	Suelos cohesivos y friccionantes finos de consistencia y compacidad media.
Profundo	Percusión	Trepanos e inyección de agua.	Alterado (canal)	Suelos friccionantes.
		Tubo partido (Penetración Estándar)	Por estratos Alterado	
	Rotación	Denison	Por estratos Inalterado	Suelos cohesivos - consistencia alta.
		T.A.M.S.	Por estratos Inalterado	
		Barriles	Por estratos Inalterado	Roca
		Helicoidad	Integral (canal) Alterado	Suelos cohesivos y friccionantes de consistencia y compacidad media.
	Tricono	Integral (canal) Alterado	Suelos friccionantes.	

T I P O	HERRAMIENTA O PROCEDIMIENTO	TIPO DE MUESTREO	APLICACION
Presión	Tubo Shelby	Por estratos Inalterado	Suelos cohesivos de consistencia - media.
	Tubo de pistón	Por estratos Inalterado	
Geofísica	Sismica de reflexión Resistividad eléctrica Gravimétrico		Todo tipo de ma- teriales

PROGRAMA DE EXPLORACION.-

En principio se puede decir que no es posible establecer un programa de exploraciones de tipo general, que cubra todas las variantes que involucra el proyecto de una Zona de Riego o de la Rehabilitación de un Distrito de Riego, puesto que cada programa estará íntimamente relacionado con el área en sí; es decir la homogeneidad de las formaciones y de los tipos de suelos así como la topografía incidirán directamente en los Estudios Geotécnicos por realizar.

Ahora bien todo programa de exploraciones se verá influido por otros factores tales como:

Urgencias sociales y políticas

Presupuesto disponible

Tenencia de la tierra

Tiempo por realizar el estudio

Experiencia de la persona que ejecuta el trabajo.

Dentro de una Zona o Distrito de Riego es posible distinguir tres tipos de Estudios Geotécnicos:

I.- Estudios para zonificación de suelos

II.- Estudios para diseño de cimentación de estructuras.

III.- Estudios para bancos de materiales.



En esta primera parte del curso solamente se tratará lo referente a los Estudios para Zonificación de Suelos, puesto que los otros tipos de estudios se tratarán como casos particulares en otras partes del curso.

Estudios para Zonificación de Suelos.- Tienen como objeto definir áreas cuyos suelos tengan las mismas características y presenten los mismos problemas constructivos. Estos estudios permitirán establecer normas para el proyecto.

Si bien es cierto que no es posible establecer un programa de exploraciones de tipo general sí existe un cierto lineamiento que al ser tomado en cuenta para cada caso particular permitirá establecer un programa que conjugue los suelos existentes con las necesidades de la obra.

En la tabla que se presenta a continuación se indican las etapas a seguir en estos estudios así como los trabajos que deben realizarse y el objetivo por alcanzar en cada una de ellas.

E T A P A	TRABAJOS POR REALIZAR	OBJETIVO DE LA ETAPA
I.- Recopilación de información:	<ul style="list-style-type: none"> - Clasificación de la información. - Recorridos para reconocimiento de la zona. - Elaboración del plano preliminar de zonificación. 	<ul style="list-style-type: none"> - Establecer en primera instancia una zonificación preliminar. - Establecer el programa preliminar de exploración.
<ul style="list-style-type: none"> Geológica Edafológica Topográfica Planeación 		
II.- Programa preliminar de exploración:	<ul style="list-style-type: none"> - Efectuar las exploraciones -- que contempla el programa -- preliminar. - Clasificación de los suelos obtenidos de las exploraciones. 	<ul style="list-style-type: none"> - Corroborar o modificar la zonificación preliminar. - Establecer el programa definitivo de exploración.
<ul style="list-style-type: none"> Clasificación de suelos Posición del N.A.F. Permeabilidad de los suelos 		
III.-Programa definitivo de exploración:	<ul style="list-style-type: none"> - Efectuar las exploraciones -- que contempla el programa de <u>definitivo</u>. - Clasificación de los suelos. - Determinación de la posición del N.A.F. - Determinación de la <u>permeabilidad</u> de los suelos. 	<ul style="list-style-type: none"> - Corroborar o modificar la zonificación preliminar.



E T A P A

TRABAJOS POR REALIZAR

OBJETIVO DE LA ETAPA

IV.- Zonificación

- Clasificar la información -- obtenida en las exploraciones del programa definitivo.
- Elaboración de planos de zonificación.

- Establecer la zonificación de definitiva en base a tipo de -- suelos, posición del N.A.F. y permeabilidad de los suelos.
- Establecer el programa de -- muestreo selectivo.
- Establecer el programa para -- determinar las pérdidas por -- infiltración.
- Establecer criterios preliminares para la elaboración del proyecto.

V.- Programa selectivo de muestreo

- Obtención de muestras de suelos representativas de las -- diferentes zonas.
- Ejecución de pruebas de laboratorio a las muestras obtenidas.

- Definir características mecánicas de los suelos de las diferentes zonas.

VI.- Programa para determinar las pérdidas por infiltración.

- Determinación de pérdidas -- unitarias mediante estanques de prueba.

- Estimación de las pérdidas por infiltración en la red de canales.

###.....



E T A P A

TRABAJOS POR REALIZAR

OBJETIVO DE LA ETAPA

VII.- Toma de decisiones

- Integración de los datos obtenidos en las etapas de zonificación, programa selectivo de muestreo y programa para determinar las pérdidas por infiltración.

- Establecer normas para proyecto atendiendo a las características de las diferentes zonas.
- Establecer normas para la construcción atendiendo a las características de las diferentes zonas.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

NORMAS GENERALES DE DISEÑO

ING. JOSE LUIS TERAN P.
ABRIL DE 1979



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

SECRETARIO

ING. JOSE HERNANDEZ TERAN

SUBSECRETARIO "A"

ING. SALVADOR AGUILAR CHAVEZ

SUBSECRETARIO "B"

ING. ALBERTO BARNETCHE G.

OFICIAL MAYOR

LIC. GUILLERMO IBARRA

JEFATURA DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS

INGENIERO EN JEFE

ING. FRANCISCO MENDOZA von BORSTEL

SEGUNDO INGENIERO EN JEFE

ING. LUIS ROBLES LINARES

NOTA PRELIMINAR

La Secretaría de Recursos Hidráulicos, considerando la im —
periosa necesidad de que el Ingeniero que dirige o interviene en el pro —
yecto de un sistema de riego, disponga de las normas aplicables en cada —
una de las fases del diseño, ha procedido a recopilar, seleccionar, orde —
nar y actualizar estas NORMAS GENERALES DE DISEÑO DE SISTEMAS DE RIEGO.

El objeto primordial de publicar estas Normas Generales, cu —
ya aplicación es obligatoria por parte del personal de la Secretaría de —
Recursos Hidráulicos, es que los proyectos que se elaboran, tanto en las —
Oficinas Centrales como en el campo, sean presentados con propiedad y uni —
formidad en los criterios básicos. Debe entenderse que dichas Normas Ge —
nerales servirán de base a las particulares que se formulen para cada —
problema específico en atención a sus características.

Para realizar este trabajo se han aprovechado la experien —
cia y conocimientos adquiridos por los técnicos especializados en irriga —
ción, que han laborado durante los últimos 43 años, primeramente en la —
Comisión Nacional de Irrigación y a partir del año de 1946 en la Secreta —
ría de Recursos Hidráulicos. También las ideas de Consultores de recono —
cido prestigio se han tomado en cuenta.

El contenido de las Normas Generales de Diseño comprende —
seis Partes, estimándose que en ellas quedan incluidos todos los tópicos —
relacionados con el diseño de los sistemas de riego. A la fecha, no se —
ha dado cima a la completa terminación del trabajo; pero se tiene el pro —
pósito de continuarlo, publicando sucesivamente los capítulos faltantes.

No se pretende haber alcanzado la perfección; consecuentemen —
te, sería muy estimada la crítica constructiva de los Ingenieros que, in —
teresados en llegar a las mejores soluciones posibles de los problemas re —
lacionados con el riego, den a conocer a la Jefatura de Irrigación y Con —
trol de Rfos sus puntos de vista y propongan los ajustes o modificacio —
nes que juzguen procedentes.

Los funcionarios de la Secretaría de Recursos Hidráulicos y —

la Jefatura de Irrigación y Control de Ríos, desean patentizar su agradecimiento a todas las Dependencias y personas que directa o indirectamente han contribuido a la integración de estas Normas Generales de Diseño, optando por no mencionarlas específicamente para no correr el riesgo de incurrir en lamentables omisiones; asimismo reconocen la eficiente labor desarrollada por la Empresa PLANCO, S. A. y sus técnicos a quienes se encomendó por contrato la formulación de las Normas Generales.

México, D. F., diciembre de 1968.

EL ING. EN JEFE DE IRRIGACION Y C. DE RIOS



ING. FRANCISCO MENDOZA VON BORSTEL.

NORMAS GENERALES PARA EL PROYECTO DE UN SISTEMA DE RIEGO

I N D I C E

PORTE PRIMERA

NORMAS GENERALES DE CRITERIO SOBRE LOS LEVANTAMIENTOS Y ESTUDIOS EN DETALLE.

CAPITULO PRIMERO.- DE LA INFORMACION CONSIDERADA EN LAS BASES DE PARTIDA.

- .1.1.1 Datos e información básica.
- .1.1.2 Planos topográficos a diversas escalas.
- .1.1.3 Planos y perfiles geológicos.
- .1.1.4 Planos fotogramétricos a diversas escalas.
- .1.1.5 Planos agrológicos a diversas escalas.
- .1.1.6 El uso de la tierra.
- .1.1.7 El régimen de propiedad y el tamaño del lote.
- .1.1.8 Datos climatológicos diversos.
- .1.1.9 Cultivos adecuados.
- .1.1.10.) Características físicas y mecánicas de los suelos.
- .1.1.10.a) Instructivo sobre pruebas de mecánica de suelos.
- .1.1.11 Sobre los recursos hidráulicos disponibles, tanto superficiales como subterráneos.
- .1.1.12 Análisis económicos.
- .1.1.13 Materiales y bancos de préstamo.
- .1.1.14 Características generales del proyecto.

CAPITULO SEGUNDO.- SOBRE LA SUPERFICIE QUE PODRA REGARSE.

- .1.2.1 Método a seguir en los primeros tanteos.
- .1.2.2 Capacidades y faltantes de agua en la fuente de suministro y tipos de canales.
- .1.2.3 Lámina anual y su distribución mensual.

CAPITULO TERCERO.- SOBRE LA PLANEACION DE LA ZONA DE RIEGO.

CAPITULO CUARTO.- DE LA INFORMACION NECESARIA PARA LA DETERMINACION DE LAS LAMINAS BRUTAS DE RIEGO.

- .1.4.1 Datos e información necesaria.
- .1.4.2 Lluvia efectiva y rocío.
- .1.4.3 La calidad del agua disponible para el riego.
- .1.4.4 La capacidad de campo.
- .1.4.5 Porcentaje de marchitamiento permanente.
- .1.4.6 Humedad aprovechable.
- .1.4.7 Densidad aparente.

CAPITULO QUINTO.- SOBRE LA DETERMINACION DEL COEFICIENTE
TEORICO MEDIO DE RIEGO.

- .1.5.1 Plan de riegos.
- .1.5.2 Volumen de agua necesario.
- .1.5.3 Coeficiente teórico de riego.

CAPITULO SEXTO.- NORMAS ESPECIFICAS DEL SISTEMA EN CUESTION

- .1.6.1 Normas de criterio y diseño.

PARTE SEGUNDA

NORMAS GENERALES DE CRITERIO SOBRE LA DISPOSICION
GENERAL DEL SISTEMA.

CAPITULO PRIMERO.- DISPOSICION GENERAL DEL CANAL PRINCIPAL
Y RED DE DISTRIBUCION.

- .2.1.1 Selección de los factores que intervienen.
- .2.1.1.a) Planes de cultivos.
- .2.1.1.b) Tipos de revestimiento en canales y criterios para seleccionar uno.
- .2.1.1.c) Láminas teóricas de riego.
- .2.1.1.d) Programas de riego.

CAPITULO SEGUNDO.- DISPOSICION GENERAL DE LA RED DE DRENAJE.

- .2.2.1 Tipo de drenaje.
- .2.2.1.a) Localización general.
- .2.2.1.b) Espaciamientos requeridos.

CAPITULO TERCERO.- DISPOSICION GENERAL DE LA RED DE CAMINOS.

- .2.3.1 Características generales de los caminos.
- .2.3.1.a) Características generales de la red de caminos del sistema.
- .2.3.1.b) Materiales disponibles en la región donde esté ubicado el Sistema.
- .2.3.1.c) Capacidad de vehículos y maquinaria que se transportará por los caminos.
- .2.3.1.d) Volumen del tráfico que se espera.
- .2.3.2 Localización general de caminos.

PARTE TERCERA

NORMAS GENERALES DE CRITERIO SOBRE LAS CAPACIDADES HIDRAULICAS DEL SISTEMA.

CAPITULO PRIMERO.- CAPACIDADES HIDRAULICAS DEL CANAL PRINCIPAL Y DE LA RED DE DISTRIBUCION.

- .3.1.1 Lotificación de la zona de riego.
- .3.1.1.a) El área bruta y neta de los lotes.
- .3.1.1.b) La ubicación y número de las bocatomas en la red de canales del Sistema.
- .3.1.1.c) La superficie total bruta y neta tributaria de cada canal del Sistema.
- .3.1.2 Capacidades unitarias de diseño.
- .3.1.2.a) Láminas de riego por aplicar.
- .3.1.2.b) Área servida simultáneamente por cada canal.
- .3.1.2.c) Pérdidas y desperdicios.
- .3.1.2.d) Métodos para la distribución del agua.
- .3.1.3 Láminas brutas en bocatomas.

- .3.1.3.a) Planes de cultivo.
- .3.1.3.b) Programas de riego.
- .3.1.3.c) Porcentajes de la lámina bruta, que se debe dar en cada riego.
- .3.1.3.d) Periodo en días para dar el caudal máximo necesario, en cada canal.
- .3.1.4 Ajuste de las capacidades unitarias.

CAPITULO SEGUNDO.- CAPACIDADES HIDRAULICAS EN LA RED DE DRENAJE.

- .3.2.1 Tormentas de diseño.
- .3.2.1.a) Intensidad de la tormenta.
- .3.2.1.b) Duración de la tormenta.
- .3.2.1.c) Forma de las cuencas tributarias.
- .3.2.1.d) Areas de las cuencas tributarias.
- .3.2.1.e) Longitudes y pendientes de los canales de drenaje.
- .3.2.1.f) Cubierta vegetal.
- .3.2.1.g) Humedad del suelo.
- .3.2.1.h) Rendimiento para diseño.
- .3.2.2 Caudales de diseño.

PARTE CUARTA

NORMAS GENERALES DE DISEÑO PARA LA DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS FISICO-HIDRAULICAS DEL SISTEMA.

CAPITULO PRIMERO.- CANAL PRINCIPAL Y RED DE DISTRIBUCION.

- .4.1.1 Aspecto hidráulico.
- .4.1.1.a) Fórmula para la determinación del caudal de diseño,
- .4.1.1.b) Velocidad media y pendientes permisibles: máxima y mínima.
- .4.1.1.c) Coeficientes de rugosidad para diseño.
- .4.1.1.d) Secciones transversales para canales de tierra revestidos, sin revestir o entubados. Se incluirán aquellos casos en que se apliquen las secciones de máxima eficiencia hidráulica y secciones económicas.
- .4.1.1.e) Carga hidráulica para asignar a las bocatomas de los laterales.
- .4.1.1.f) Carga hidráulica para asignar a las tomas de riego tomando como base la elevación del terreno.

- .4.1.1.g) Pérdidas y recuperaciones de carga por estructuras, con -
tracciones y expansiones.
- .4.1.1.h) Perfil hidráulico para las condiciones del canal libre y-
de parcialmente represado.
- .4.1.1.i) Espaciamiento de bocatomas y represas.
- .4.1.1.j) Bordo libre.
- .4.1.1.k) Relación del área de las estructuras como represas y puen-
tes, al área del canal.
- .4.1.2 Aspecto funcional.
- .4.1.2.a) Espaciamiento de puentes.
- .4.1.2.b) Localización de caídas y rápidas.
- .4.1.2.c) Localización de entradas de agua.
- .4.1.2.d) Localización de desagües de excedencias.
- .4.1.2.e) Localización de desagües totales.
- .4.1.2.f) Localización de sifones, puentes-canales y alcantarillas.
- .4.1.2.g) Localización y tipo de estructuras modificadoras de caudal,
al nivel de parcela.
- .4.1.2.h) Requisitos varios que deben satisfacer cada una de las -
diversas estructuras: tomas, represas, puentes, etc.
- .4.1.3 Aspecto estructural.
- .4.1.3.a) Métodos de diseño.
- .4.1.3.b) Cargas dinámicas y sobrecargas permisibles.
- .4.1.3.c) Esfuerzos permisibles en los diversos materiales: suelo,
concreto, acero, etc.
- .4.1.3.d) Materiales a emplear en bordos, concretos, etc.
- .4.1.4 Aspecto constructivo.
- .4.1.4.a) Terracerías, compactadas o no.
- .4.1.4.b) Recubrimientos de diversos tipos.
- .4.1.4.c) Otros aspectos.

CAPITULO SEGUNDO.- RED DE DRENAJE.

- .4.2.1 Aspecto hidráulico.

CAPITULO TERCERO.- RED DE CAMINOS.

PARTE QUINTA

NORMAS GENERALES DE CRITERIO SOBRE LA OPERACION DEL SISTEMA.

CAPITULO UNICO.- NORMAS GENERALES DE CRITERIO SOBRE LA OPERACION DEL SISTEMA.

.5.1.1 Manejo del sistema.

PARTE SEXTA

NORMAS GENERALES DE CRITERIO SOBRE
LOS DISPOSITIVOS MEDIDORES.

CAPITULO UNICO.- NORMAS GENERALES DE CRITERIO PARA EL
DISEÑO DE LOS DISPOSITIVOS MEDIDORES
DEL AGUA EN LAS TOMAS PARCELARIAS.

- .6.1.1 Revisión de literatura y métodos sobre aparatos
medidores.
- .6.1.2 Diseño de aparatos medidores.
- .6.1.3 Control y medida del agua entregada.

SISTEMAS DE RIEGO

NORMAS GENERALES DE CRITERIO Y DE DISEÑO IMPRESAS A LA FECHA.-

- .1.1.10 De la información considerada en las bases de partida - Características físicas y mecánicas de los suelos que soportarán a los canales.
- .1.1.10.a) De la información considerada en las bases de partida - Instructivo sobre las pruebas de mecánica de suelos.
- .3.1.1 Capacidades hidráulicas del Canal Principal y de la Red de Distribución - Lotificación de la Zona de Riego.
- .3.1.2 Capacidades hidráulicas del Canal Principal y de la Red de Distribución - Capacidades Unitarias de Diseño.
- .3.1.2.d) Capacidades hidráulicas del Canal Principal y de la Red de Distribución - Métodos de distribución del agua.
- .3.1.4 - Ajuste de Capacidades Unitarias de Diseño.
- .3.2.1 Capacidades hidráulicas en la red de drenaje.
- Tormenta de Diseño.
- .3.2.2 Capacidades hidráulicas en la red de drenaje.
- Caudales de Diseño.
- .4.1.1 Canal Principal y Red de Distribución - Aspecto hidráulico.
- .4.2.1 Red de drenaje - Aspecto hidráulico.

.1 DE LA INFORMACION CONSIDERADA
EN LAS BASES DE PARTIDA

.10 CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS DE LOS
SUELOS QUE SOPORTARAN A LOS CANALES

I N D I C E G E N E R A L

INTRODUCCION

.1 SUELOS

.1.0 Definición

.1.1 División de los suelos conforme a su origen

.1.2 Sistema de clasificación de los suelos

.1.3 Propiedades físicas y mecánicas de los suelos

.1.3.1 Propiedades físicas

- .1 Textura
- .2 Estructura
- .3 Forma de las partículas
- .4 Consistencia y plasticidad
- .5 Propiedades volumétricas y gravimétricas
- .6 Granulometría

.1.3.2 Propiedades mecánicas

- .1 Resistencia al esfuerzo cortante
- .2 Compresibilidad
- .3 Expansividad
- .4 Permeabilidad

.2 SUELOS PELIGROSOS

.2.0 Introducción

.2.1 Definición

.2.2 Suelos expansivos

.2.3 Suelos colapsibles

.3 ACTIVIDADES GEOTECNICAS QUE INTERVIENEN EN EL PROYECTO DE UN SISTEMA DE RIEGO

- .3.0 Generalidades
- .3.1 Gran visión de conjunto
- .3.2 Alternativas de anteproyecto
- .3.3 Proyecto detallado

INDICE DE TABLAS

- Tabla No. 1 Sistema unificado de clasificación de suelos incluyendo identificación y descripción.
- Tabla No. 2 Comportamiento de los suelos en relación con el índice plástico y el límite líquido.
- Tabla No. 3 Relación entre la consistencia, la resistencia a la compresión simple y el número de golpes en la prueba de penetración estándar.
- Tabla No. 4 Relación entre la capacidad, la resistencia a la compresión simple y el número de golpes en la prueba de penetración estándar.
- Tabla No. 5 Estimación de los probables cambios volumétricos en los suelos expansivos.

INDICE DE FIGURAS Y ESQUEMAS

- Figura No. 1 Esquema de las partes constituyentes de un suelo
- Figura No. 2 Diagrama de esfuerzos considerado
- Figura No. 3 Analogía de Terzaghi
- Figura No. 4 Probables cambios volumétricos en suelos expansivos
- Figura No. 5 Criterio para identificar un suelo colapsible
-
- Esquema No. 1 Gran visión de conjunto. Primer nivel del estudio
- Esquema No. 2 Alternativas de anteproyecto. Segundo nivel del estudio
- Esquema No. 3 Proyecto detallado. Tercer nivel del estudio

INTRODUCCION

La SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS considera importante que el ingeniero, que dirige o interviene en el proyecto de un sistema de riego, cuente con una norma general de criterio en la cual encuentre escrita en un lenguaje técnico accesible la información necesaria sobre los diversos aspectos de la mecánica de suelos para conocer mejor los requerimientos que demanda el conjunto de estudios y cálculos de los numerosos factores que intervienen en el proyecto del Sistema.

Al escribir sobre el tema "Las Características Físicas y Mecánicas de los Suelos que Soportarán a los Canales", se ha tenido como meta principal proporcionar al ingeniero civil un resumen de los principios que rigen el comportamiento de los suelos, así como las bases fundamentales que sustentan las diversas teorías de la mecánica de suelos, con objeto de -- que disponga de las herramientas de trabajo que le permitan conocer las propiedades de los suelos que lo auxiliarán en la selección adecuada para el fin deseado y le facilite el diálogo con el especialista para obtener la máxima información necesaria, relativa a los materiales que componen los suelos donde se alojarán la red de canales y estructuras del sistema de riego en proyecto.

En ningún momento se ha pretendido elaborar un tratado ni agotar los temas aquí expuestos ya que son muy extensos, pensando que para mayores detalles siempre puede recurrirse a la literatura especializada disponible.

En general, la Norma contenida en el tema aquí desarrollado trata lo relativo a la identificación y clasificación de los suelos de acuerdo con sus propiedades físicas y de ingeniería que permitirán conocer y seleccionar mejor los suelos donde se construirán las diferentes partes que componen el Sistema en proyecto.

Asimismo, se dan en términos generales los criterios que permitirán distinguir los suelos desde el punto de vista de su peligrosidad para la estabilidad y seguridad de los canales y sus estructuras conexas, principalmente aquellos cuyas características de expansividad y colapsabilidad constituyen la causa más común de las fallas que originan cuantiosas erogaciones en los sistemas de riego.

Por último, se indican las fuentes de información y las diferentes actividades geotécnicas que intervienen en las diversas etapas del proyecto de un sistema de riego.

.1 DE LA INFORMACION CONSIDERADA
EN LAS BASES DE PARTIDA

.10 CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS DE LOS
SUELOS QUE SOPORTARAN A LOS CANALES

.1 SUELOS

.1.0 Definición.

Los materiales componentes de la corteza terrestre, para fines prácticos o de clasificación, se dividen en suelos y rocas.

Para el ingeniero civil, suelo es un conjunto de agregados orgánicos e inorgánicos que pueden separarse por medios mecánicos tales como la agitación en el agua; esto virtualmente incluye a todo material terroso no cementado o parcialmente cementado, generalmente derivado de las rocas. Por la dimensión de sus agregados, suelo es un conjunto de partículas sueltas no mayores de 76 mm. Sobre este aspecto se recomienda consultar la siguiente literatura: (1), (2), -- (15) y (22).

.1.1 División de los suelos conforme a su origen.

Por su origen, los suelos pueden dividirse en dos grandes grupos: residuales y transportados. Si el producto de la roca que origina el suelo proviene del ataque de los agentes del intemperismo, y se encuentra en el lugar donde se originó la misma, será un suelo residual; por el contrario, un suelo transportado se forma mediante la reación, transporte y depósito del material en un nuevo sitio, sin importar si el medio de transporte es el aire, el hielo, el agua o la combinación de ellos.

La profundidad de los suelos residuales depende principalmente de las condiciones climatológicas y geológicas imperantes, pudiendo llegar a alcanzar varias decenas de metros. En general, salvo muy raras excepciones, se puede decir que estos suelos en estado natural son homogéneos, firmes y estables y que se comportan satisfactoriamente como materiales de cimentación en las obras de ingeniería.

En contraposición a los suelos residuales, los depósitos de suelos transportados son heterogéneos, frecuentemente sueltos o blandos, llegando a tener profundidades muy grandes; por consiguiente, en estado natural presentan comúnmente problemas para la construcción.

NOTA: Los números entre paréntesis se refieren a la Bibliografía que se anexa al final de esta Norma.

Hay otros suelos que son de origen orgánico y se han formado generalmente "in situ" mezclados con materia vegetal, como la turba o por la acumulación de esqueletos o conchas de organismos acuáticos. El término de suelo orgánico se aplica a los suelos transportados, producto del intemperismo de las rocas y que contienen más o menos materia vegetal. En general, los suelos con materia vegetal son los que ofrecen serios problemas para la construcción, de acuerdo con la cantidad de ésta que contengan; entre mayor sea, mayores dificultades se tendrán.

A continuación se describen los suelos más comunes, con los nombres generalmente usados.

ARENAS Y GRAVAS. Son agregados sin cohesión, compuestos por fragmentos de diferentes formas, poco o nada alterados, de las rocas. Las partículas menores de 4.7 mm (malla No. 4) se clasifican como arena y aquellas hasta de 76 mm como grava. Para fragmentos de roca mayores de 76 mm existen diferentes criterios y nombres genéricos para clasificarlos. En términos generales estos materiales son los mejores para desplantar en ellos terraplanes y cimentaciones, pero también son los más permeables.

LIMOS. Son los suelos de grano fino con poca o ninguna plasticidad; sus partículas son menores de 0.074 mm (malla No. 200). Los formados por partículas de cuarzo más o menos equidimensionales, generalmente son variedades menos plásticas. Los tipos más plásticos contienen un porcentaje apreciable de partículas en forma de escamas. Sus características de resistencia y compresibilidad son intermedias entre las arenas y las arcillas, de mediana a baja permeabilidad. Los limos sueltos pueden ofrecer serios problemas de inestabilidad al desplantar estructuras en ellos.

LIMOS ORGANICOS. Son suelos de grano fino más o menos plásticos, mezclados con partículas de materia orgánica finamente dividida; sus partículas son menores de 0.074 mm (malla No. 200). Otras veces contienen fragmentos visibles de materia orgánica vegetal, parcialmente descompuesta. Los colores grises con diferentes tonalidades son comunes a estos suelos y pueden contener gases, tales como ácido sulfhídrico (SH₂) y anhídrido carbónico (CO₂), originados por la descomposición de la materia orgánica. Estos suelos son de alta compresibilidad y baja permeabilidad.

ARCILLAS. Son agregados de partículas menores de 0.074 mm (malla No. 200) y aún microscópicas, producto de la descomposición química de las rocas y otros suelos, como las gravas y arenas. Son suelos cuyas características varían dentro de una amplia gama dependiendo de su contenido de agua; secas, son resistentes y poco plásticas pudiendo ofrecer buenas condiciones para la cimentación de estructuras, pero al saturarse se vuelven plásticas y compresibles, disminuyendo notablemente su resistencia. Son, además, muy impermeables. Estos suelos pueden ocasionar serios problemas si no se trata adecuadamente.

ARCILLAS ORGANICAS. Son suelos cuyas propiedades se derivan de su contenido en materia orgánica. Con características semejantes a las anteriores; saturadas son muy compresibles y secas tienen una resistencia alta. Los colores varían del gris oscuro al negro y poseen un olor característico.

TURBAS. Son agregados fibrosos de fragmentos de materia orgánica descompuesta. Su color varía del castaño claro al negro. Son tan compresibles que resultan totalmente inadecuadas para establecer cimentaciones o terraplenes sobre las mismas.

Para ampliar los conceptos contenidos en este inciso, se recomienda la siguiente literatura (1), (3), (4), (5), (9), (10), (15) y (22).

.1.2 Sistema de clasificación de los suelos.

La clasificación de los suelos de acuerdo con el tamaño de las partículas que los componen fue uno de los primeros criterios usados con fines descriptivos, desde los albores de la mecánica de suelos. Pero este método no proporciona una información suficiente respecto a las características físicas y mecánicas de los suelos; solamente para los llamados suelos gruesos revela algo acerca de sus propiedades físicas, siendo ésta la razón por la cual este sistema es de poca utilidad. El aspecto fundamental que debe cubrir un sistema de clasificación es el de proporcionar la máxima información descriptiva y cualitativa, que le sirva al técnico como orientación para el estudio de los suelos.

Por otra parte, es evidente que en la naturaleza, los suelos rara vez se presentan separadamente en forma de grava, arena, limo, arcilla o materia orgánica, sino que generalmente se presentan en mezclas cuyas proporciones son variables. Por lo tanto, es necesario contar con un método estándar de identificación y clasificación de los suelos, que al mismo tiempo proporcione una clara idea de sus propiedades mecánicas, tales como la compresibilidad, plasticidad, permeabilidad, etc., que son de fundamental interés para el ingeniero.

El sistema de clasificación que en la actualidad mejor satisface estas condiciones, es el "Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)". La Tabla No. 1, contiene una síntesis del mismo e incluye el procedimiento de identificación en el campo y el criterio de clasificación en el laboratorio. Para mayores detalles conviene consultar la literatura especializada (1), (3), (4), (5), (15) y (22).

.1.3 Propiedades físicas y mecánicas de los suelos.

Las propiedades de un suelo constituyen la base para conocer su probable comportamiento durante y después de la construcción de una

obra. En términos generales, las propiedades de los suelos se enlistan en dos grupos principales: las físicas y las mecánicas. Estas últimas son también conocidas por algunos autores como propiedades de ingeniería de los suelos.

.1.3.1 Propiedades físicas.

Las principales propiedades físicas de los suelos se enumeran a continuación:

Textura
Estructura
Forma de las partículas
Consistencia y plasticidad
Propiedades volumétricas y gravimétricas
Granulometría

.1.3.1.1 TEXTURA. Se refiere al grado de fineza y uniformidad de un suelo, el cual se describe con términos tales como barinoso, áspero, etc., de acuerdo con la sensación que produzca al tacto. Véase (1) y (3).

.1.3.1.2 ESTRUCTURA. Conviene recalcar que un suelo no es un agregado desprovisto de organización sino que, por el contrario, sus partículas están dispuestas en forma organizada, siguiendo ciertas leyes de la naturaleza. Por consiguiente, la estructura es el arreglo que adoptan las partículas para formar el conjunto llamado Suelo. La estructura de un suelo puede ser: simple o granular, panaloides o de nido de abeja, flocculenta, compuesta, dispersa, etc. Véase (1), (3) y (4).

.1.3.1.3 FORMA DE LAS PARTICULAS. En los suelos gruesos, la forma característica es la equidimensional, es decir, aquella en la que las tres dimensiones de las partículas son de magnitudes comparables; por otra parte, existen las subformas, tales como: angular, subangular, redonda, subredonda, muy redonda y en lajas.

En los suelos finos, la forma de las partículas es de particular importancia, pues a cada una corresponde una diferente relación área-volumen de la partícula y por consiguiente una distinta actividad de adsorción superficial.

En los suelos finos es común que las partículas tengan forma laminar o sea, cuando dos de sus dimensiones son significativamente mayores que la tercera; algunas veces tienen forma acicular o de aguja, en que una dimensión es bastante más grande que las otras dos. Véase (1), (3) y (15).

.1.3.1.4 CONSISTENCIA Y PLÁSTICIDAD. La consistencia indica el grado de adherencia entre las partículas del suelo y la resistencia que éstas oponen a las fuerzas que tienden a deformar el suelo o a romper sus agregados. Se describe con los términos de: dura, firme, plástica

ca, suave y viscosa. Si varía la humedad del suelo, variará la consistencia del mismo. Cuando más se aproxime un suelo a las características de las arcillas, mayor es la variedad de consistencias que pueden tenerse. Los términos con que se describe la consistencia de las arcillas se presenta en la Tabla No. 3 Inciso .1.3.2.1.

A continuación se da, en forma simplificada, una descripción de las consistencias de un suelo, definidas por Atterberg y ordenadas para valores de humedad decrecientes.

- a. En estado líquido. Tiene las propiedades y apariencias de una suspensión.
- b. En estado semilíquido. Tiene las propiedades de un fluido viscoso.
- c. En estado plástico. Se comporta plásticamente, como si fuera plastilina.
- d. En estado semisólido. Tiene la apariencia de un sólido, pero disminuye de volumen al estar expuesto a secado.
- e. En estado sólido. Su volumen no varía con el secado.

El límite líquido es la frontera entre el estado líquido y el plástico, mientras que el límite plástico lo es entre el estado plástico y el sólido.

Los límites líquido, plástico y de contracción se expresan como contenidos de agua, de acuerdo con las siguientes definiciones:

Límite líquido (LL). Es el contenido de agua, expresado en porcentaje del peso del suelo seco, para el cual dos porciones de una pasta de suelo moldeado con dimensiones especificadas en la copa de Casagrande, alcanzan a tocarse en unos 10 mm, cuando el recipiente es sometido al impacto de 25 golpes verticales desde una altura fija. En estas condiciones, el suelo con ese porcentaje de humedad, presenta una cierta consistencia y muestra una pequeña pero bien definida resistencia al corte, de unos 25 gr/cm².

Límite plástico (LP). Es el mínimo contenido de agua, expresado en porcentaje del peso del suelo secado en horno, con el que, sin romperse, puede ser amasado en pequeños cilindros de 3 mm (1/8") de diámetro, haciendo rodar la masa de suelo moldeado entre la mano y una superficie lisa.

Límite de contracción (LC). Es el contenido de agua por debajo del cual, cualquier pérdida de humedad por evaporación ya no disminuye el volumen del suelo.

La diferencia entre el límite líquido y el plástico se llama índice plástico (Ip) y la diferencia entre el límite plástico y el de

contracción, se llama índice de contracción (I_c).

A continuación se muestra la correlación que hay entre los límites de Atterberg, la consistencia del suelo y los índices antes mencionados.

CONSISTENCIA	LIMITES	INDICES
Líquida	Límite Líquido	
Plástica	Límite Plástico	Índice Plástico
Semisólida	Límite de Contracción	Índice de Contracción
Sólida		

La plasticidad es una propiedad de ciertos suelos, generalmente llamados finos, que ha servido para clasificarlos en forma descriptiva en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Es un hecho comprobado que al humedecer un suelo constituido por limo y arcilla, se vuelve blando, formando una pasta o lodo que al secar se endurece en grado variable o se vuelve polvo. Estos fenómenos son de una naturaleza físico-química muy compleja y constituyen la base de las pruebas desarrolladas por Atterberg.

La plasticidad puede definirse como aquella propiedad por la cual el suelo es capaz de sufrir deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variaciones volumétricas apreciables y sin agrietarse.

Atterberg señaló que para poder expresar la plasticidad en forma adecuada, se necesitan dos parámetros: el límite líquido y el índice plástico.

Las pruebas de laboratorio han demostrado que la compresibilidad de los suelos, para igual carga de preconsolidación (la mayor carga que haya experimentado un suelo en su historia), es aproximadamente proporcional al límite líquido, por lo que los suelos con límites líquidos iguales son similarmente compresibles.

De la comparación de las propiedades físicas de los suelos que tienen el mismo límite líquido, se encuentra que al aumentar el índice plástico crecen la tenacidad (consistencia cerca del límite plástico) y la resistencia en estado seco, pero disminuye la permeabilidad.

La Tabla No. 2 sintetiza el comportamiento de los suelos, al variar el índice plástico o el límite líquido. Conviene auxiliarse con la carta de plasticidad incluida en la Tabla No. 1.

TABLA No. 2
COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS EN RELACION CON EL
INDICE PLASTICO Y EL LIMITE LIQUIDO

CARACTERISTICA	LIMITE LIQUIDO CONSTANTE PARA INDICE PLASTICO CRECIENTE	INDICE PLASTICO CONSTANTE PARA LIMITE LIQUIDO CRECIENTE
Compresibilidad	Prácticamente constante	Crece
Permeabilidad	Decrece	Crece
Tenacidad	Crece	Decrece
Resistencia en estado seco	Crece	Decrece

Los aspectos de consistencia y plasticidad merecen un estudio especial, recomendándose para esto la literatura especializada (1), (3), (4), (5), (8), (15) y (22).

.1.3.1.5 PROPIEDADES VOLUMETRICAS Y GRAVIMETRICAS. Un suelo, en forma simplificada, puede considerarse formado de partículas sólidas y de vacíos total o parcialmente llenos de agua. En la Figura No. 1 se muestra un esquema de esta concepción, indicando los símbolos de pesos y volúmenes para los constituyentes del suelo.

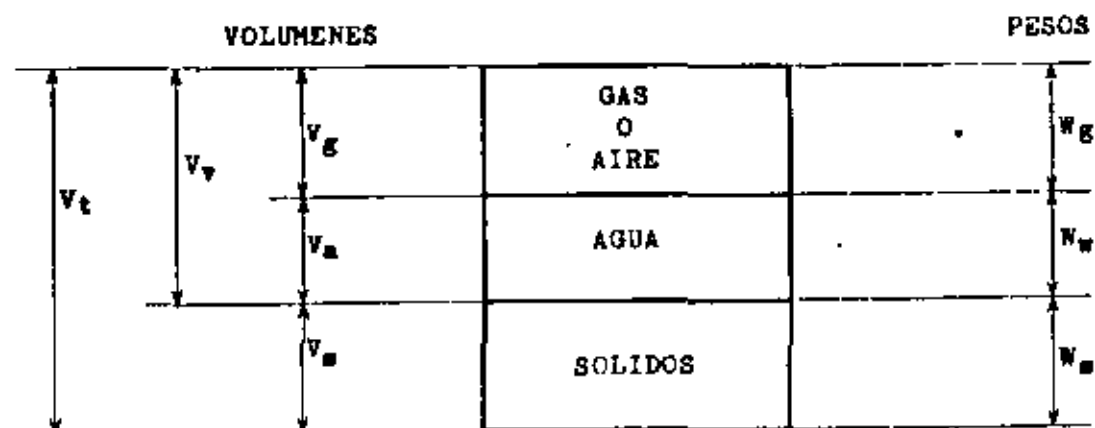


Fig. No. 1. Esquema de las partes constituyentes de un suelo.

A continuación se definirán las características físicas más importantes:

POROSIDAD. Es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total del suelo.

$$n = \frac{V_v}{V_t} \times 100, \text{ en por ciento} \quad (1)$$

RELACION DE VACIOS. Es la relación del volumen de vacíos al volumen de los sólidos.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2)$$

CONTENIDO DE AGUA O HUMEDAD. Es la relación que existe entre el peso del agua y el peso de los sólidos.

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100, \text{ en por ciento} \quad (3)$$

GRADO DE SATURACION. Es la relación del volumen del agua al volumen de vacíos.

$$G = \frac{V_w}{V_v} \times 100, \text{ en por ciento} \quad (4)$$

PESO ESPECIFICO DE LOS SOLIDOS. Es la relación entre el peso de los sólidos y el volumen de los mismos.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (5)$$

PESO ESPECIFICO RELATIVO DE LOS SOLIDOS. Es la relación entre el peso específico de los sólidos y el peso específico del agua.

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} \quad (6)$$

siendo:

$$\gamma_o = \text{peso específico del agua a } 4^{\circ}\text{C.}$$

PESO VOLUMETRICO SECO. Se define como la relación del peso del suelo seco (peso de los sólidos) al volumen total.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_t} \quad (7)$$

PESO VOLUMETRICO HUMEDO. Es la relación del peso total del suelo (peso de los sólidos más peso del agua) al volumen total.

$$\gamma_h = \frac{W_s + W_w}{V_t} = \gamma_d (1 + w) \quad (8)$$

Existen otros conceptos que conviene conocer, como compacidad relativa, compactación relativa y otros, así como sus interrelaciones. Se recomienda consultar las referencias (1), (3), (4), (5) y (22).

.1.3.1.6 GRANULOMETRIA. La granulometría se refiere a la distribución y el tamaño de las partículas de un suelo. En la Sección .1.2 se indican, en términos generales, su campo de aplicación y limitaciones. Este tema lo trata ampliamente la literatura especializada (1), - (3), (4) y (22).

.1.3.2 Propiedades mecánicas.

Las propiedades mecánicas o de ingeniería más importantes de los suelos son las siguientes:

.1.3.2.1 Resistencia al esfuerzo cortante.

La resistencia de los suelos al esfuerzo cortante es muy pequeña en comparación con la de otros materiales empleados en la construcción, sin embargo, varía dentro de una amplia gama de valores que dependen del tipo de suelo y de cómo se haya formado éste; puede decirse que la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos es una de las partes fundamentales de la mecánica de suelos.

Para mayor comprensión y con ayuda de la Figura No. 2, a continuación se establece en forma sintetizada la nomenclatura de esfuerzos comúnmente empleada en la mecánica de suelos, en relación con la resistencia al corte de los mismos. Para mayores detalles puede consultarse la literatura especializada (2), (4) y (13).

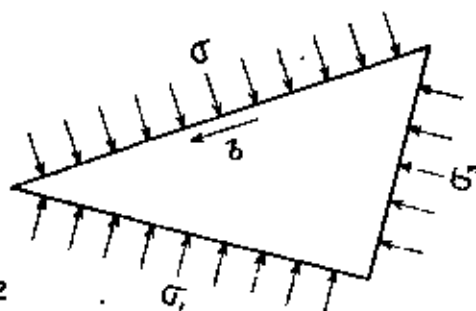


Figura No. 2

Diagrama de esfuerzos considerado

- a. Esfuerzo normal (σ). Es la resultante por unidad de área de las fuerzas que obran perpendicularmente al plano de falla (o plano considerado).
- b. Esfuerzo cortante (δ ó τ). Es la resultante por unidad de área de las fuerzas tangenciales que obran en el plano de falla (o plano considerado).

c. σ_1 y σ_3 . Esfuerzos normales principales mayor y menor respectivamente, de acuerdo con la teoría de falla de Mohr.

Por otra parte, de la analogía de Terzaghi, en que se compara el suelo a un recipiente con resortes y agua se tienen los siguientes conceptos

- a) u_h = Presión hidrostática del agua.
- b) u = Exceso de presión hidrostática.
- c) u_n = Presión neutral o de poro del agua que se encuentra entre los intersticios del suelo (presión total del agua).
- d) $u_n = u_h + u$

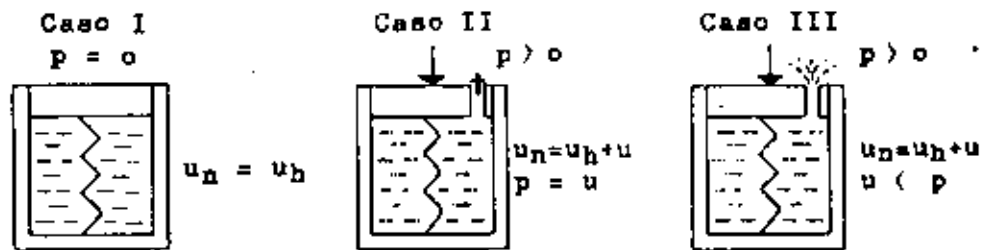


Figura No. 3. Analogía de Terzaghi

En la Figura No. 3 se representa esquemáticamente una analogía del suelo, pudiéndose tener los 3 casos siguientes:

Caso I: $p = 0$; no hay carga; el agua tiene sólo su presión hidrostática.

Caso II: $p > 0$; la válvula está cerrada; se supone que el agua es incompresible; por consiguiente, no se deforma el resorte y "p" es tomado en su totalidad por el agua.

Por lo tanto: $p = u$ (a)

Caso III: $p > 0$; la válvula está abierta; el agua puede fluir y salir del recipiente; por consiguiente, el resorte se deforma y puede tomar parte de la presión obrante y el resto lo toma el agua.

o sea si:

u = presión que toma el agua $< p$

\bar{p} = presión que toma el resorte $< p$

Por lo tanto: $p = \bar{p} + u$ (b)

Para los suelos, en términos generales se puede decir que:

$$\bar{p} = p - u \quad (c)$$

En la que \bar{p} es la presión efectiva o real que obra entre las partículas del suelo.

p = presión obrante total.

u = exceso de presión hidrostática

Al someter una masa de suelo a esfuerzos cortantes se producen desplazamientos relativos entre sus partículas. La oposición de las partículas a ese desplazamiento relativo se denomina resistencia al esfuerzo cortante. Debido a que la resistencia al desplazamiento de las partículas depende de la interacción de unas con otras, la naturaleza y el acomodo de éstas será lo que determine la resistencia al esfuerzo cortante, llamada también resistencia al corte.

En el año de 1776, Coulomb observó que la resistencia al corte de un suelo está compuesta de dos partes: una, que depende de los esfuerzos normales que obran sobre el plano de corte, en tanto que la otra, es independiente de esos esfuerzos; las llamó Fricción Interna y Cohesión, respectivamente.

La resistencia al esfuerzo cortante la expresó Coulomb con la siguiente fórmula:

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (9)$$

donde:

s = resistencia al esfuerzo cortante

c = cohesión

σ = esfuerzo normal al plano de falla

ϕ = ángulo de fricción interna

De aquí se derivan las expresiones de suelos friccionantes o no cohesivos y suelos cohesivos.

Los suelos friccionantes o no cohesivos son aquéllos en que el valor de "c" es nulo o muy pequeño. A este grupo pertenecen los suelos granulares formados principalmente por partículas macroscópicas. La resistencia al esfuerzo cortante de estos suelos parece derivarse exclusivamente de los efectos de fricción entre los granos. Los suelos cohesivos, en cambio, son aquéllos en que predomina la fracción coloidal; en los mismos, la resistencia al corte es función de las fuerzas de atracción y repulsión que se ejercen entre las partículas, a través de las películas de agua adsorbida y de los iones eléctricamente adheridos a la superficie de las mismas; a este fenómeno, se le llama Cohesión.

La teoría de Coulomb se usó muchos años; sin embargo, al aplicarla se notaron fuertes discrepancias con los resultados obtenidos en

la realidad.

Terzaghi demostró en 1925, basándose en investigaciones experimentales, que la presión normal total debería sustituirse por la presión intergranular o efectiva, ya que ésta es la que controla los fenómenos de resistencia al esfuerzo cortante. La ecuación de Coulomb fue modificada en la siguiente forma:

$$s = c + (\sigma - u_n) \operatorname{tg} \phi \quad (10)$$

En donde u_n representa la presión neutral o de poro ejercida en el agua presente en los intersticios del suelo. Terzaghi define de esta manera y por primera vez la importante influencia del agua contenida en el suelo. Luego se descubrió que el valor de u_n no sólo depende de las condiciones de carga, sino también de la velocidad de su aplicación.

Posteriormente, Hvorslev demostró que la cohesión de las arcillas saturadas no es constante, sino una función de su contenido de agua. Por lo tanto la ecuación (10) puede escribirse de la siguiente manera:

$$s = f(w) + (\sigma - u_n) \operatorname{tg} \phi \quad (11)$$

En general, los suelos son mezclas de partículas gruesas, finas y coloidales; por consiguiente, la resistencia al corte será una combinación de los dos efectos expresados: cohesión y fricción interna.

La resistencia al esfuerzo cortante también es función de la velocidad con que se aplican las cargas externas, la manera de drenar el suelo y otros factores. A este respecto se recomienda consultar la literatura especializada (1), (2), (3), (4), (5), (6), (12), (13) y (22).

La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se determina en el laboratorio en muestras inalteradas mediante las pruebas de corte directo o a partir de las pruebas triaxiales o de compresión simple.

Una manera de estimar cualitativamente la resistencia a la compresión simple se tiene cuando se conoce el grado de consistencia (ver inciso .1.3.1.4) o compacidad de los suelos.

El término consistencia se refiere a las arcillas y limos plásticos (suelos cohesivos) y compacidad a los limos no plásticos, arenas y gravas (suelos friccionantes).

La consistencia se puede estimar mediante pruebas sencillas en el campo o en base al número de golpes en la prueba de penetración estándar. En la Tabla No. 3 se indica la resistencia a la compresión

simple en función de la consistencia.

TABLA No. 3

RELACION ENTRE LA CONSISTENCIA, LA RESISTENCIA A LA
COMPRESION SIMPLE Y EL NUMERO DE GOLPES EN LA
PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

CONSISTENCIA	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (Kg/cm ²)	NUMERO DE GOLPES EN LA PRUEBA DE PENE-- TRACION ESTANDAR
Muy blanda	Inferior a 0.25	Menor de 2
Blanda	De 0.25 a 0.50	De 2 a 4
Poco firme	De 0.50 a 1.00	De 4 a 8
Firme	De 1.00 a 2.00	De 8 a 15
Muy firme	De 2.00 a 4.00	De 15 a 30
Dura	Mayor de 4.00	Más de 30

La compacidad se puede estimar también con la ayuda de pruebas -
manuales de campo o a partir del número de golpes en la prueba de -
penetración estándar. En la Tabla No. 4 se indica la resistencia a
la compresión simple probable para diferentes grados de compacidad.

TABLA No. 4

RELACION ENTRE LA COMPACIDAD, LA RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE Y EL NUMERO DE GOLPES EN LA PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

COMPACIDAD	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (Kg/cm ²)	NUMERO DE GOLPES EN LA PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR	COMPACIDAD RELATIVA EN POR CIENTO*
Muy suelta	Inferior a 1	Menor de 4	Menos de 5
Suelta	De 1 a 2	De 4 a 10	De 5 a 25
Poco compacta	De 2 a 5	De 10 a 30	De 25 a 60
Compacta	De 5 a 8	De 30 a 50	De 60 a 75
Muy compacta	Mayor de 8	Más de 50	Mayor de 75

* La compactidad relativa se define en función de las relaciones de vacíos mediante la expresión siguiente:

$$C_r = \frac{e_{m\acute{a}x} - e_{nat}}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} \times 100$$

siendo $e_{m\acute{a}x}$, $e_{m\acute{i}n}$ y e_{nat} las relaciones de vacíos correspondientes a los estados más suelto, más compacto y natural (in situ).

.1.3.2.2 Compresibilidad.

Las propiedades mecánicas de los suelos están muy relacionadas con diversos fenómenos en que intervienen los cambios volumétricos; por eso es conveniente hacer una distinción entre los diversos fenómenos relacionados con los cambios volumétricos; a continuación se dan los diferentes términos empleados en la práctica:

- Compresión.-** Es el cambio de volumen producido en un suelo por la aplicación de una carga estática externa.
- Consolidación.-** Es la disminución de volumen que tiene un suelo, en el transcurso del tiempo, por el incremento de las cargas estáticas.
- Compactación.-** Es el cambio de volumen en un suelo debido a la aplicación momentánea de cargas estáticas, dinámicas o sus combinaciones, inducidas por medios mecánicos.
- Contracción.-** Es el cambio de volumen provocado por la acción de las fuerzas capilares que actúan durante el secado del suelo.

Conviene enfatizar que la Compresión involucra esfuerzos y deformaciones, mientras que la Consolidación implica un proceso en que intervienen esfuerzos, deformaciones y tiempo.

Los materiales estructurales como el acero y el concreto usados en la construcción, sufren deformaciones cuando son cargados o hay cambios en las condiciones de esfuerzo a que están sometidos. Pero a diferencia de éstos, la mayoría de los suelos, incluso bajo pequeñas cargas, se deforman en mayor grado; además, dicha deformación en general no se produce totalmente en forma simultánea a la aplicación de la carga, sino que una parte es diferida según leyes que son funciones más o menos complicadas del tiempo y de la estructura y naturaleza del suelo.

Otra diferencia entre los materiales estructurales y el suelo radica en el hecho de que en aquéllos la deformación es un cambio de forma, prácticamente a volumen constante, mientras que en los suelos, hay deformación y cambio de volumen. Por esto, en los suelos es muy complicada la relación que existe entre el esfuerzo y la deformación con problemas de carácter especial que no son comunes a los otros materiales de construcción.

Los cambios de volumen en una masa de suelo se producen por causas naturales o artificiales; por ejemplo: al observar los depósitos planos del fondo de un lago se nota que el volumen del suelo disminuye conforme aumenta la carga por sedimentación con el transcurso del tiempo. A esta reducción de volumen provocado por el in-

crecimiento de las cargas sobre el suelo, que tiene lugar en un cierto tiempo, se le llama Proceso de Consolidación.

La consolidación del suelo es pues una disminución de volumen -- causada por la aplicación de una carga estática y es función del -- tiempo, de la intensidad de la carga, del tipo y las características del suelo.

En su mayoría, los fenómenos de compresibilidad están asociados con los cambios en el volumen de vacíos y solamente en casos muy raros, con las deformaciones de las partículas sólidas. Si el suelo está parcialmente saturado, es decir, que una parte de sus huecos están llenos de aire, la aplicación de una carga provocará la compresión de su masa sin que se tenga una consolidación apreciable. Por otra parte, cuando el suelo está saturado, es decir, que todos o la mayoría de sus huecos están llenos de agua, poca o ninguna compresión se manifestará en el momento de la aplicación de la carga y la consolidación se irá produciendo a medida que el agua vaya siendo desalojada del suelo. Si el agua puede salir rápidamente del suelo, la consolidación tendrá lugar en un corto tiempo; pero si el suelo es muy impermeable y su masa muy grande, serán necesarios muchos años para que se consolide totalmente, como es el caso en el subsuelo de la Ciudad de México.

En relación con la compresibilidad de los suelos, se puede indicar en términos generales que hay dos hechos de interés especial: - la forma como evoluciona la deformación con el tiempo y los cambios volumétricos debidos a la aplicación de una carga.

Los suelos compresibles tienen comportamientos diferentes, dependiendo de la historia de las cargas que sobre los mismos actúan; de ahí la importancia de conocer si son normalmente consolidados o preconsolidados.

Los suelos normalmente consolidados son aquéllos que a través de su historia geológica nunca han soportado otra presión que la de su propio peso, ni han sufrido acción de secado, pero desde su formación ha transcurrido el tiempo suficiente para que ocurra su consolidación completa debida al peso propio. En estos suelos, una sobrecarga puede producir asentamientos cuya importancia dependerá principalmente de su compresibilidad intrínseca y espesor, así como de la magnitud de la presión aplicada y del área cargada.

Suelos preconsolidados son aquéllos que han estado sujetos a un intenso secado o bien, a fuerzas de filtración descendentes, al peso de capas de hielo o de suelos y rocas depositados sobre los mismos y removidos posteriormente por la erosión o los efectos compresivos del tectonismo a que haya estado sujeto el suelo en pasadas épocas geológicas. En estas condiciones, es posible que al suelo soporte al presente sobrecargas sin sufrir asentamientos de importancia, dependiendo de la diferencia que exista entre la carga de preconsolidación y la que se deba agregar.

Existen también los llamados suelos no consolidados, que son --- aquéllos en los que no ha transcurrido el tiempo suficiente para -- que se consoliden bajo los efectos de su propio peso, es decir, tienen un exceso de presión hidrostática. Estos suelos son muy sensibles a la aplicación de una sobrecarga, la cual puede producir en los mismos grandes asentamientos.

La compresibilidad de los suelos es la causa más común de los -- problemas de inestabilidad a que el ingeniero se enfrenta; numerosas fallas espectaculares de obras han ocurrido por este fenómeno, siendo la más frecuente el agrietamiento de las estructuras asentadas en estos suelos.

Por otra parte, la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo puede ser afectada indirectamente, puesto que mientras más compresible sea, mayores serán las presiones neutrales inducidas a su masa y por consiguiente, disminuirá su resistencia al corte.

El fenómeno de compresibilidad de un suelo bajo el efecto de las cargas, puede consultarse en la literatura especializada, principalmente en (1), (2), (3), (4), (5), (7), (8), (15) y (22).

.1.3.2.3 Expansividad.

Ciertos tipos de arcillas y suelos arcillosos, además del fenómeno de rebote elástico producido al liberarlos de las cargas de -- compresión, presentan características de expansividad al estar en -- contacto con el agua.

El ingeniero que proyecta estructuras tales como los canales, en los que casi siempre el agua está presente, debe saber identificar y emplear este tipo de suelos para evitar fallas costosas.

El cambio de volumen en un suelo arcilloso expansivo, en estado natural o remoldeado, depende de los factores siguientes:

- Cantidad y tipo de minerales arcillosos
- Peso volumétrico inicial
- Cambios de humedad
- Condiciones de carga
- Estructura del suelo
- Tiempo

A continuación se explicará cada uno de los factores antes indicados.

a. Cantidad y tipo de minerales arcillosos.

La expansividad de un suelo está directamente ligada con sus componentes mineralógicos.

Los suelos arcillosos, principalmente las arcillas montmoriloníticas y en especial las arcillas con montmorilonita sódica, son los que en este aspecto ofrecen mayor actividad. La inestabilidad mostrada por estos suelos se debe a su estructura molecular, que presenta una débil unión entre sus partículas minerales.

Las montmorilonitas están formadas sucesivamente por una lámina aluminica entre dos silicas y debido a las fuerzas eléctricas generadas por su naturaleza bipolar, el agua puede introducirse entre las láminas con relativa facilidad. Esto produce un incremento en el volumen de los cristales que se traduce en una expansión. Por su alto contenido de cationes y capacidad de adsorción de agua, las montmorilonitas sódicas son las más inestables. En las illitas, no obstante que presentan una estructura reticular semejante a las montmorilonitas, sus capas están más rígidamente unidas por la acción de los iones de potasio que forman grumos de materia y reducen el área expuesta por unidad de volumen, siendo por ello menos activas.

Las montmorilonitas pueden formar parte de una roca o bien proceder de la acción del intemperismo o de la descomposición química, como en el caso de la bentonita, originada por la descomposición química de las cenizas volcánicas con características de expansividad muy particulares.

b. Peso volumétrico inicial.

El peso volumétrico de un suelo expansivo tiene gran influencia en sus cambios volumétricos. En un suelo denso, las partículas de arcilla forman una masa más compacta, con poros internos de menor diámetro que en un suelo suelto; por consiguiente, cuando se humedecen o secan, ocurrirán más movimientos en el suelo compacto que en el suelto, como se verá en el punto siguiente.

c. Cambios de humedad.

La variación de la humedad es uno de los factores más importantes que intervienen en los cambios volumétricos de un suelo expansivo. En una arcilla expansiva seca, la separación entre sus partículas minerales es relativamente pequeña, pero a medida que aumenta la humedad también aumenta el espesor de la capa de agua adsorbida en su estructura mineral. Por el contrario, al secarse, los minerales arcillosos reducen de volumen hasta llegar al límite de contracción y como consecuencia de ésta disminución de volumen se presenta el agrietamiento. Además, debido al pequeño diámetro del poro entre las partículas se presentan, en gran escala, los fenómenos capilares que contribuyen en alto grado al agrietamiento de estos suelos.

Sin embargo, estas fuerzas disminuyen de intensidad cuando el contenido de agua aumenta, contribuyendo a la expansión junto con el crecimiento de los minerales por hidratación.

Los experimentos han demostrado que las arcillas altamente expansivas exhiben pocos cambios volumétricos cuando son compactadas a bajos pesos volumétricos y altos contenidos de agua, pero se expanden ampliamente, cuando se compactan a altos pesos volumétricos y bajos contenidos de agua.

El efecto combinado del peso volumétrico y la humedad afectan el valor de las fuerzas de alzamiento o empuje que pueden desarrollar los suelos expansivos.

d. Condiciones de carga.

La intensidad de las cargas exteriores que obran en un suelo arcilloso expansivo, puede influir en el gobierno de los cambios volumétricos que tienen lugar bajo condiciones particulares de humedad y peso volumétrico. Cuando estas cargas externas aplicadas son de magnitud suficiente para equilibrar a las fuerzas internas que se desarrollan en un suelo expansivo cuando se humedece, se reduce al mínimo e incluso se evita la expansión, pero si son inferiores a las necesarias para evitar un cambio volumétrico del suelo por saturación, tendrá lugar una expansión que durará hasta que las fuerzas internas se equilibren con las externas.

En forma semejante, al reducirse la carga que actúa sobre una arcilla expansiva saturada, por efecto de una excavación, se crea un desequilibrio por la disminución de las cargas por peso propio obrantes sobre el suelo y, como consecuencia, la arcilla se expandirá hasta que se equilibren las fuerzas internas con las externas; durante este proceso de expansión la arcilla absorberá agua. Los suelos expansivos inalterados, cercanos a su humedad de saturación, tienen bajas presiones de empuje o alzamiento; por lo tanto, con pequeñas cargas puede reducirse la expansión a un valor despreciable.

e. Estructura del suelo.

La estructura de una arcilla también tiene gran influencia en sus propiedades expansivas, pues se ha observado prácticamente en el laboratorio, al probar un espécimen inalterado y otro remoldeado, con las mismas condiciones de humedad y peso volumétrico, que es mayor la expansión en el espécimen remoldeado que en el inalterado.

f. Tiempo.

El factor tiempo juega un papel muy importante en los cambios volumétricos de estos suelos, ya que debido al reducido tamaño de sus

partículas y la separación entre éstas, la transmisión de la humedad a través de la masa del suelo y el correspondiente equilibrio de las fuerzas capilares ocurren en forma lenta.

Las arcillas montmoriloníticas son las más impermeables, siendo frecuentemente necesario que transcurran varios días e incluso semanas para que un espécimen en el laboratorio absorba humedad y se expanda totalmente; por lo cual, puede ser necesario que transcurra mucho tiempo, quizá años, para que en la naturaleza se saturen formaciones potentes de estos materiales.

Para ampliar los conocimientos sobre la expansividad de suelos finos, se recomienda la literatura especializada siguiente: (12), (13), (14), (15), (16) y (22).

.1.3.2.4 Permeabilidad.

Los vacíos en la masa de un suelo, no solamente definen el mecanismo de su compresibilidad, sino también la velocidad de circulación del agua a través de la masa del mismo. A esta circulación del agua se le llama Filtración y las trayectorias que siguen sus partículas se denominan Líneas de Flujo. A la mayor o menor facilidad con que el agua circula a través de los poros de un suelo se ha convenido en llamarla Permeabilidad.

La velocidad del flujo del agua a través de los suelos está gobernada por la Ley de Darcy que suele expresarse de la siguiente manera:

$$v = k \cdot i \quad (12)$$

en donde:

v = Velocidad media de descarga; igual al caudal entre el área total de la sección por la que está fluyendo el agua, en unidades de velocidad.

i = Gradiente hidráulico; igual a la pérdida de carga hidráulica dividida entre la longitud en la que se pierde dicha carga, sin unidades.

k = Coeficiente de permeabilidad, en unidades de velocidad.

Estrictamente hablando, el coeficiente de permeabilidad no es una constante para un suelo dado, ya que depende de la velocidad, peso específico y temperatura del agua en movimiento. Sin embargo, para la mayoría de los fines prácticos es suficientemente aproximado despreciar los cambios en el valor de "k", debido a dichos efectos. La permeabilidad también está afectada por las características propias del suelo, tales como:

- a. Relación de vacíos.
- b. Estructura y estratificación.

c. Presencia de huecos, fisuras, fracturas, etc.

Debido a que el agua fluye por los vacíos en la masa del suelo, es fácil entender que si éste se comprime o se compacta, el volumen ocupado por sus partículas sólidas permanecerá prácticamente invariable, mientras que el de los vacíos disminuirá y por lo tanto, la permeabilidad también.

Un suelo en estado inalterado puede tener una permeabilidad diferente a la del mismo pero remoldado, aunque permanezca constante la relación de vacíos; este fenómeno se debe ya sea a los cambios de estructura, a la estratificación del suelo inalterado o a la combinación de ambos factores.

En los suelos estratificados, principalmente cuando son finos, es muy común que la permeabilidad en el sentido paralelo al plano horizontal de estratificación, sea mayor que en el normal, debido precisamente a la presencia de los planos de estratificación o zonas de debilidad por las cuales el agua circula con mayor facilidad.

Los efectos de la vegetación y pequeños organismos diversos, los ciclos alternados de humedecimiento y secado, las heladas, etc., forman huecos, fisuras o fracturas que cambian las características de permeabilidad en un suelo, convirtiéndolo en un material más poroso y como consecuencia, más permeable. Este efecto no suele ser de gran importancia en las obras de ingeniería en general, pero sí para los canales en los sistemas de riego.

La determinación de la permeabilidad es de gran importancia para las estructuras que conducen agua, ya que las pérdidas de este líquido a través de los suelos permeables se traducen en pérdidas económicas que pueden ser de importancia. La circulación continua del agua a través de la masa del suelo puede en un momento dado disolver las partículas sólidas solubles o arrastrar algunas partículas, dando como resultado una erosión interna que se conoce con el nombre de Tubificación.

Existen muchos procedimientos para evitar las filtraciones; sin embargo, es posible catalogarlos en los tres grupos principales siguientes:

- a. reducción del coeficiente de permeabilidad.
- b. reducción del gradiente hidráulico
- c. control del efluente

La reducción de la permeabilidad involucra la selección de los materiales, el control de la compactación y el uso de aditivos que mejoren las características del suelo. La reducción en el gradiente hidráulico va acompañada por una disminución de la carga hidráulica o de un aumento en la longitud de la trayectoria de filtración o de ambos efectos logrados simultáneamente.

El control del efluente requiere que las presiones de filtración sean, en todos los puntos, lo suficientemente bajas como para evitar el arrastre de partículas y prevenir que la subpresión levante y rompa las capas de suelo situadas sobre la zona de filtración. Para este caso, es necesario zonificar el canal y usar filtros, drenes o pozos aliviadores de presiones.

Naturalmente existen numerosas combinaciones de los métodos para el control de la permeabilidad, llegando inclusive a usarse diafragmas o revestimientos impermeables. El método seleccionado dependerá principalmente de los costos del tratamiento comparados con el monto del beneficio obtenido, tanto en la disminución de las pérdidas por filtración como en el aumento de seguridad para la estructura en cuestión.

Para mayores detalles sobre la permeabilidad conviene consultar la literatura especializada: (1), (2), (3), (4), (5), (15), (20), (21) y (22).

.2 SUELOS PELIGROSOS

.2.0 Introducción.

En la práctica se ha visto que existen ciertos tipos de suelos que ofrecen problemas de estabilidad muy especiales a los canales y sus estructuras, por esta razón y con el objeto de fijar la atención del ingeniero proyectista respecto a las dificultades que tendrá en el manejo y comportamiento de estos materiales, se han enlistado bajo el rubro de "Suelos Peligrosos". Sin embargo, los principios aquí expuestos pueden hacerse extensivos a muy diferentes obras de ingeniería, pero siempre tozando en consideración las características particulares del caso.

.2.1 Definición.

Los suelos que sirven de apoyo a un canal o a sus estructuras pueden ser adecuados o peligrosos. Para emitir este juicio de clasificación es necesario hacer ciertas pruebas, que pueden variar desde simples observaciones visuales y pruebas índices o de consistencia, hasta los más refinados ensayos de campo y laboratorio.

Como suelos adecuados se tiene una buena parte de los existentes en la naturaleza que, en general, no presentan problemas de importancia en la construcción de un canal u otra estructura, ni ponen en peligro su estabilidad.

Suelos peligrosos son aquéllos que al ser alteradas sus condiciones originales por la construcción de una obra, pueden presentar serios problemas de inestabilidad, volviéndose peligroso su uso, de no tomarse precauciones especiales; pueden ser peligrosos aquellos

depósitos aluviales de bajo peso volumétrico, tales como limos, arcillas y arenas o mezclas de ellos, sean sueltos o compactos, los depósitos de "pie de talud" y los de arcillas de alta plasticidad. Estos suelos, expansivos o colapsibles, serán tratados en los incisos .2.2 y .2.3.

Hay algunos suelos que definitivamente no deben utilizarse como cimentación de obras ni como materiales de construcción. Entre éstos se encuentran los suelos con alto contenido de materia orgánica, como las turberas, los suelos pantanosos, la tierra vegetal y demás depósitos similares.

.2.2 Suelos expansivos.

Como ya se indicó en el inciso 1.3.2.3, la expansión de algunos suelos finos, principalmente arcillosos, cuando se saturan total o parcialmente, es un fenómeno que depende de la naturaleza propia -- del suelo, es decir, de las características y composición mineralógica de sus partículas. Este problema se presenta comunmente en las arcillas compresibles consolidadas y naturalmente es más crítico en las de alto peso volumétrico.

Conviene recalcar que las arcillas expansivas están compuestas -- por partículas minerales que tienen una gran afinidad por el agua, la absorben del medio ambiente y la incorporan a su estructura molecular. Las arcillas montmoriloníticas poseen esta propiedad y en especial, las conocidas como bentonitas.

La afinidad que estas arcillas tienen por el agua es la causa -- principal del hinchamiento o expansiones que experimentan con fuertes presiones de empuje o alzamiento cuando se saturan y de sus altas contracciones y agrietamientos cuando se secan. Estos suelos generalmente se clasifican dentro del grupo de arcillas de alta plasticidad (CH) y en menor proporción en la de arcillas de baja plasticidad (CL). (Ver inciso 1.2).

Un método para clasificar los suelos expansivos y estimar sus -- probables cambios volumétricos se presenta en la Tabla No. 5; ha sido adoptado por diferentes organismos, entre otros el U.S.B.R. Este criterio de clasificación se basa en la correlación del contenido -- de coloides, las variaciones volumétricas y ciertas pruebas índice, bajo los siguientes principios:

a. El contenido de coloides en el suelo es el principal responsable de su actividad expansiva; por consiguiente, entre más alto sea éste, mayor será la posibilidad de cambios volumétricos: expansión y contracción; es decir, los cambios volumétricos de un suelo están en proporción directa a su contenido de coloides.

b. Puesto que dentro del estado plástico de un suelo ocurre la -- mayor parte de las variaciones en volumen, es pertinente señalar --

que el índice plástico (Ver inciso .1.3.1.4) es una medida de la expansión. Un índice plástico alto indica que el suelo puede tener grandes cambios de humedad, permaneciendo dentro del estado plástico y por consiguiente el suelo podrá sufrir fuertes cambios volumétricos. O sea, que el índice plástico varía en razón directa a los cambios volumétricos.

c. Un límite de contracción (Ver inciso .1.3.1.4) bajo, significa que el suelo cuando se seca puede contraerse fuertemente, es decir, el límite de contracción varía en razón inversa a los cambios volumétricos. Por lo tanto, esta característica da idea sobre la magnitud de las contracciones volumétricas y por ende de las expansiones.

TABLA No. 5
ESTIMACION DE LOS PROBABLES CAMBIOS VOLUMENTRICOS
EN LOS SUELOS EXPANSIVOS

CONTENIDO DE COLOIDES (PORCENTAJE DE PARTICULAS MENORES DE 0.001 mm)	INDICE PLASTICO EN PORCIENTO	LIMITE DE CONTRACCION EN PORCIENTO	EXPANSION PROBABLE (CAMBIO DE VOLUMEN EN PORCIENTO*	GRADO DE EXPANSION
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
> 28	> 35	< 11	> 30	Muy alto
28 - 31	25 - 41	7 - 12	20 - 30	alto
13 - 23	15 - 28	10 - 16	10 - 30	medio
< 15	< 18	> 15	< 10	bajo

* De la condición inicial de secado al aire a la saturación. Sobrecarga de 0.07 Kg/cm² (1 lb/pulg²).

La fig. No. 4, es un auxiliar para estimar la peligrosidad de un suelo expansivo. En esta figura se ha correlacionado el límite líquido con los demás parámetros de la Tabla No. 5. El objeto es fijar un punto en la figura, mediante la intersección de la ordenada (relación entre el límite de contracción y el contenido de coloides) y la abscisa (índice plástico); con el límite líquido se ajustará su posición relativa en la figura, dentro de la zona que le corresponda (baja, media, alta y muy alta), pudiéndose leer el cambio de volumen probable.

A continuación se presentan unos ejemplos para aclarar el uso de la Tabla No. 5 y la Figura No. 4.

Las pruebas de laboratorio aportan los siguientes resultados:

Límite de Contracción (LC)	=	11 por ciento
Contenido de Coloides (Cc)	=	30 por ciento
Índice Plástico (Ip)	=	35 por ciento
Límite Líquido (LL)	=	60 por ciento

- 1) De la carta de plasticidad (Tabla No. 1) se obtiene que el suelo es una arcilla de alta plasticidad (CH).
- 2) Para obtener el grado de expansión probable usando la Tabla No. 5 se tiene por comparación:

	Valores de la Tabla	Valores del Suelo
a. Contenido de coloides entre	28 a 31	30
b. Índice plástico entre	25 - 41	35
c. Límite de contracción entre	7 - 12	11

De la columna 4 se observa que la expansión probable del suelo - estará entre 20 y 30 %, por lo que se trata de una arcilla de alta plasticidad y alta expansión.

- 3) Para hacer uso de la Figura No. 4, tómesese este mismo suelo. En esta gráfica las abscisas representan el Índice Plástico - - - - (Ip = 35 % en este caso) y en las ordenadas se tiene la relación Límite de Contracción al Contenido de Coloides

$$\frac{LC}{Cc} = \frac{11}{30} = 0.367; \text{ este punto } (35, 0.367) \text{ queda localizado}$$

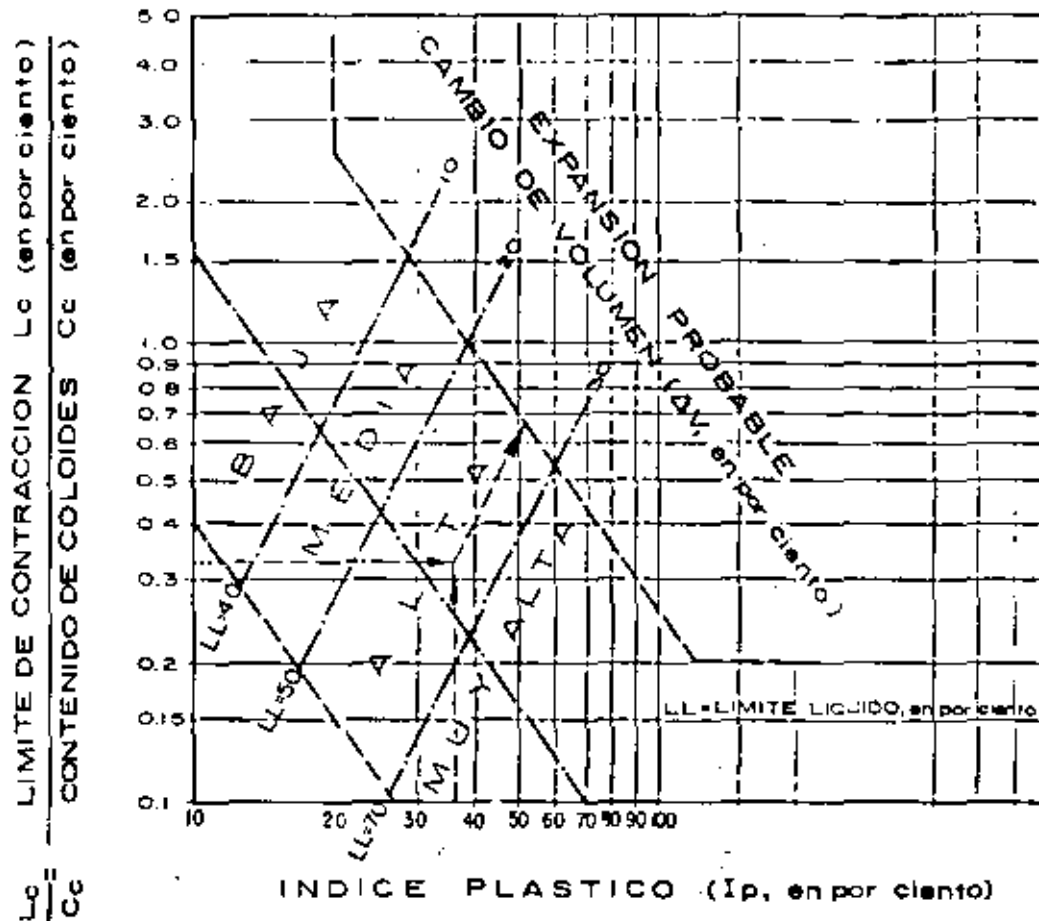
en la zona llamada de alta expansión. Siguiendo con una línea pa ralela a las de los límites líquidos, se obtiene en la escala -- inclinada de expansiones un valor de la expansión probable del - orden de 28 % (solo cualitativo).

A continuación se da otro ejemplo para el uso de la Figura No. 4.

El laboratorio aporta los siguientes valores:

Límite de Contracción (LC)	=	15 por ciento
Contenido de Coloides (Cc)	=	22 por ciento

FIGURA NUMERO 4



NOTAS.

- 1)- Los cambios de volumen son de la condición inicial de estado al aire a la saturación, con una sobrecarga de 0.07 Kg/cm^2 (1 lb/psig^2).
- 2)- La gráfica se construyó con la Tabla I, del artículo Expansive Clays Properties and Problems. W.G. Holtz. Ref. (2)

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS	
IRRIGACION Y CONTROL DE SEOS	
DIRECCION DE PROYECTOS	
NORMAS GENERALES DE CRITERIO	
PROYECTO SISTEMAS DE REGO	
PROBABLES CAMBIOS VOLUMETRICOS	
EN SUELOS EXPANSIVOS	
DIRECTOR DE PROYECTOS	ING EN CEPE
CONSULTOR TECNICO	SECRETARIO
MEX DF	

Índice Plástico (Ip)	=	20 por ciento
Límite Líquido (LL)	=	42 por ciento

Se procede a fijar un punto en los ejes de la gráfica, cuya abscisa es Ip = 20 por ciento y ordenada

$$\frac{LC}{Cc} = \frac{15}{22} = 0.682$$

El punto (20, 0.685) queda localizado en la zona de expansividad media, muy próximo a la línea LL = 40 %; trazando por (20, 0.685) una paralela a las líneas del límite líquido se intersecta al eje de expansiones probables en 11 % aproximadamente, por lo que puede decirse que esta arcilla es de expansividad baja a media (CH).

De la carta de plasticidad se obtiene la clasificación del suelo: arcilla de baja plasticidad (véase la Tabla No. 1).

Los daños que sufren los canales y sus estructuras construidas en suelos expansivos ocurren por los movimientos de expansión y con tracción causados por los cambios de humedad en la masa de suelos; frecuentemente los movimientos secudentes causados por la expansión originan más problemas que los causados por los asentamientos normales en un suelo compresible, no debiéndose olvidar que un suelo que se expande es susceptible de contraerse al secarse, agrietándose y disminuyendo su volumen.

En canales sin revestir se tienen movimientos en los bordos, hundimiento en el fondo y deslizamientos de los taludes, que en general son fáciles de reparar y que son problemas que van disminuyendo con el transcurso del tiempo, si se mantienen estables las condiciones de humedad. Pero en canales revestidos, es muy probable que funcionen correctamente los primeros años de su vida útil o bien que se tengan problemas durante un vaciado rápido. No debe olvidarse que los revestimientos no son totalmente impermeables y, por consiguiente, habrá fugas y filtraciones, así como aportaciones exteriores; en estas condiciones, se está favoreciendo a los cambios volumétricos y las expansiones pueden generar presiones de alzamiento lo suficientemente fuertes para agrietar y fracturar el revestimiento tanto en los taludes como en el fondo del canal, así como deslizamientos; en este caso, los daños son acumulativos, ya que al agrietarse el revestimiento, se incrementarán las filtraciones y como consecuencia se aumentará la expansión, que puede ocasionar la total destrucción del revestimiento, dejando el canal prácticamente inservible. Naturalmente las estructuras que más sufrirán son las ligeras, como las losas, etc.

Un estudio cuidadoso para determinar si los suelos son o no expansivos, puede evitar fuertes pérdidas económicas. Para el caso de que sea indispensable cruzar por una zona con suelos expansivos, se

tienen soluciones como la de sobreexcavar la subrasante y colocar un relleno adecuado (grava-arena), o bien, tratar de mantener la humedad del suelo constante, evitando fugas y filtraciones mediante impermeabilizaciones especiales; también es factible construir estructuras articuladas o, finalmente, reducir la expansión entarquinando el suelo para que desarrolle sus movimientos y posteriormente sea revestido. Los estudios detallados de mecánica de suelos deben fijar los objetivos de estas investigaciones y el tratamiento que se le dará a estos suelos.

Para ampliar este tema se recomienda la literatura especializada: (8), (12), (13), (14), (15) y (16).

.2.3 Suelos Colapsibles.

Se llama colapsible al suelo que sufre fuertes asentamientos repentinos cuando se satura parcial o totalmente; en su gran mayoría, estos suelos son de origen eólico y se conocen con el nombre de loess; también pueden serlo algunos suelos aluviales prácticamente secos.

Los loess son sedimentos de materiales feldespáticos clásticos, compuestos de una mezcla uniforme de arena fina, limo y arcilla y dispuestos en una textura abierta. Generalmente son poco cohesivos y de baja a mediana plasticidad.

Algunos loess tienen una película o envoltura de arcilla alrededor de los granos de limo o arena que contengan; al adicionarles agua, la arcilla se comporta como lubricante y es la causa de que los granos de limo resbalen unos sobre otros provocando que se asiente la masa del suelo.

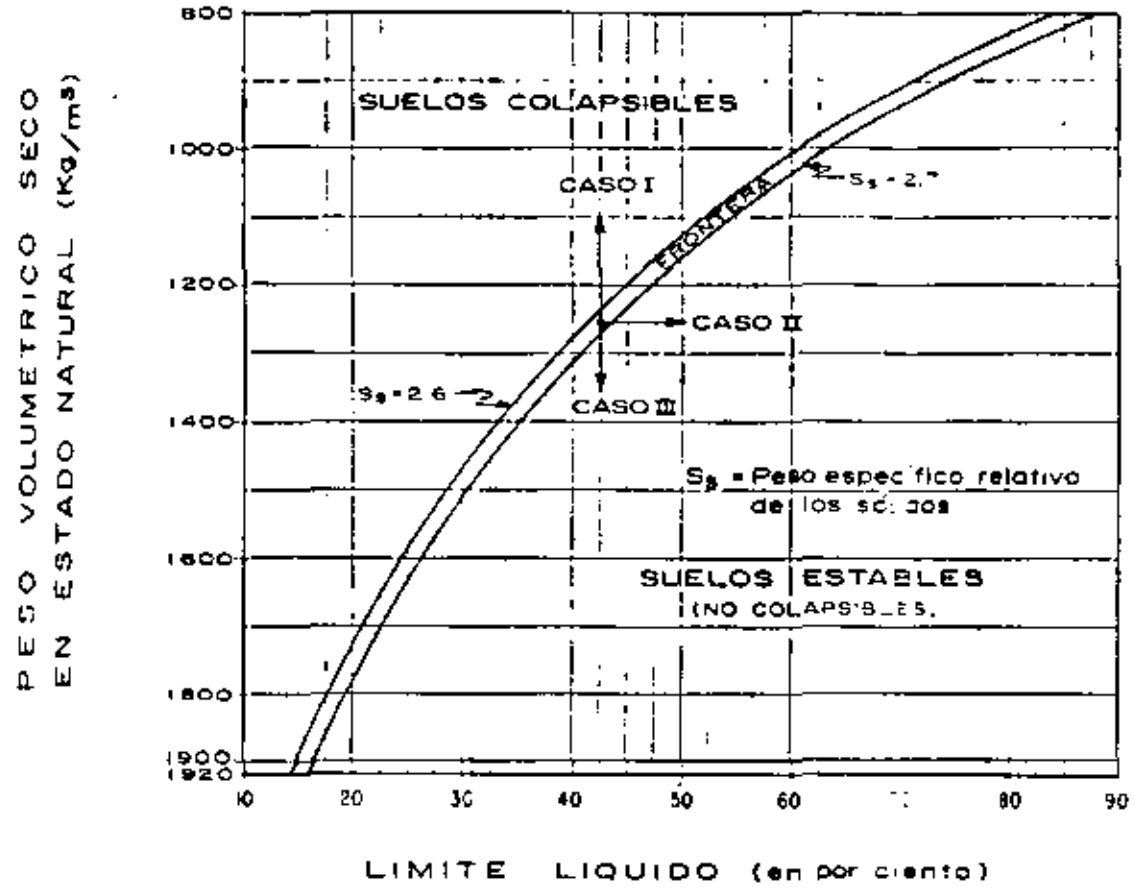
En otras ocasiones, el asentamiento de la masa de suelo puede atribuirse tanto al efecto lubricante de la arcilla como la disolución del carbonato de calcio por el agua o bien, por estar los suelos pobremente cementados.

Los suelos colapsibles de origen aluvial son aquellos depósitos que dejan las inundaciones y que no han vuelto a saturarse posteriormente a su depósito; que se han formado en los abanicos aluviales por las avenidas de las corrientes pequeñas o que escurren solamente con las lluvias fuertes; dan origen a suelos finos, blandos o sueltos y de bajo peso volumétrico.

El criterio para la identificación de un suelo colapsible se muestra en la Figura No. 5, relacionando el límite líquido y su peso volumétrico seco natural.

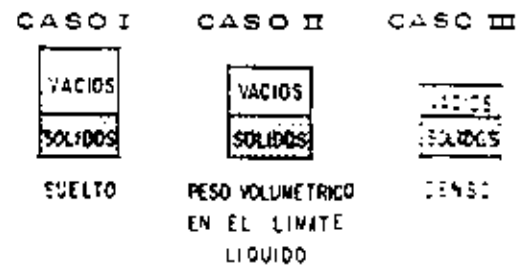
El límite líquido, determinado mediante las pruebas convencionales de laboratorio, expresa que en la estructura del suelo hay cierta cantidad de agua que físicamente represente su mínima resistencia al esfuerzo cortante en su estado plástico o bien, la inicia--

FIGURA NUMERO 5



NOTAS:

La frontera varía con el peso específico relativo de los sólidos.
 Los dos líneas marcadas, comprenden la gran mayoría de los suelos, para $S_s = 2.6$ y $S_s = 2.7$ y considerando 100% de saturación.
 Esta gráfica está traducida del artículo "Stability Problems of Collapsing Soils", por H.J. Gibbs y J.P. Bara (véase Referencia 16).



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS	
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS	
DIRECCION DE PROYECTOS	
NORMAS GENERALES DE CRITERIO PARA PROYECTO SISTEMAS DE RIEGO	
CRITERIO PARA IDENTIFICAR UN SUELO COLAPSIBLE	
DIRECTOR DE PROYECTOS	FIRMADO EN 1958
CONSULTIVO TECNICO	SECRETARIO
MER, DF	

ción del estado líquido del mismo (véase el inciso .1.3.1.4). Por esta razón, los suelos sueltos de bajo peso volumétrico, secos o parcialmente saturados, que tengan vacíos suficientes para que al saturarse alcancen humedades equivalentes o superiores al límite líquido, pueden obtener la consistencia de un flúido y provocar el colapso o asentamiento repentino de la masa del suelo. Este es el caso I, de acuerdo con la Figura No. 5.

Debido a las diversas características de plasticidad de los suelos y por consiguiente, a las distintas capacidades de retención del agua en su estructura, el colapso del suelo puede presentarse para muy diferentes valores de pesos volumétricos. En estas condiciones, la posibilidad de que ocurra un asentamiento repentino será función de dos parámetros: el límite líquido y su peso volumétrico seco en estado natural; como es lógico suponer, estas propiedades están correlacionadas con otros factores como el grado de saturación, la relación de vacíos, el nivel de aguas freáticas, el peso específico relativo de los sólidos.

La frontera, Caso II, se ha delimitado a partir de aquellos suelos que tienen vacíos suficientes como para retener una humedad igual a la del límite líquido; en la Figura No. 5, se observa que el peso volumétrico seco crítico disminuye a medida que aumenta la plasticidad, es decir, entre más plástico sea un suelo, las probabilidades de un colapso son menores.

Por otra parte, los suelos densos cuyos vacíos no son capaces de contener la humedad del límite líquido, si se saturan, permanecerán sus consistencias dentro del estado plástico; son suelos estables incluso bajo la acción de las cargas y sólo se presentarán en ellos los asentamientos normales debidos al fenómeno de consolidación producido por las cargas. Este es el Caso III, en la Figura No. 5.

Para identificar un suelo colapsable es conveniente seguir los pasos que se describen a continuación:

- 1o. Clasificar en el lugar la formación o masa de suelo, para determinar cuándo se trata de un loess o de un depósito aluvial fino suelto. Si no es ninguna de estas dos formaciones, lo más probable es que no se trate de un suelo colapsable, pero, si la clasificación de la formación es cualquiera de los antes mencionados, se debe continuar con la investigación.
- 2o. De acuerdo con el criterio de identificación de un suelo colapsable, es necesario determinar su peso volumétrico seco en estado natural o en las condiciones que se piense usar, así como su límite líquido. Si el suelo queda ubicado bajo la línea llamada "FRONTERA", en la zona "Caso III" de la Figura No. 5, entonces el suelo definitivamente no será colapsable, pero si el suelo queda arriba de la línea "FRONTERA", en la zona denominada "Caso I", se tratará de un suelo co-

lapseable. Dentro de la clasificación SUCS, los suelos colapsables generalmente son arcillas de baja plasticidad, limos de baja compresibilidad, arenas arcillosas y arenas limosas (CL, ML, SC y SM, ver .1.2).

30. Para determinar las características, el comportamiento y el tratamiento que se le debe dar al suelo colapsable, debe hacerse un estudio de mecánica de suelos más detallado y para esto debe recurrirse al especialista a quien el Ingeniero - deberá enterar del objeto particular que persigue, para que aquél le pueda dar la ayuda necesaria.

Existen suelos que al clasificarlos quedan próximos a la línea de frontera; éstos son casos críticos y se les debe poner una especial atención.

Los siguientes ejemplos aclaran el uso de la Figura No. 5.

El laboratorio aporta los siguientes resultados: peso volumétrico seco en estado natural, límite líquido, grado de saturación y peso específico relativo de los sólidos para cuatro suelos representativos, como se indica a continuación:

SUELO	PESO VOLUMÉTRICO SECO-NATURAL Kg/m ³	LÍMITE LÍQUIDO	GRADO DE SATURACION	PESO ESPECÍFICO RELATIVO	TIPO DE SUELO
1	1 100	30	100	2.67	Colapsible
2	1 300	20	100	2.67	Colapsible
3	1 100	70	100	2.67	No colapsible
4	1 600	30	100	2.67	No colapsible

Para el suelo 1: En la gráfica se entra con el límite líquido -- (LL = 30 por ciento) como abscisa y el peso volumétrico seco --- (γ_d = 1 100 Kg/m³) como ordenada. El punto (30, 1 100) queda arriba de la línea frontera; por consiguiente, es un suelo colapsible.

Los otros puntos son marcados en forma semejante.

Puede observarse en la Figura No. 5, que para suelos de igual peso volumétrico, el más plástico (mayor límite líquido) no experimentará asentamientos repentinos al saturarse. Por otro lado, si se mantiene constante el límite líquido, el suelo de mayor peso volumétrico no sufrirá asentamientos repentinos.

En el caso de los sistemas de riego, cuando sea necesario construir un canal cruzando suelos colapsibles, es aconsejable saturarlos previamente a la construcción definitiva del canal. Esto se puede realizar provocando el entarquinamiento del agua mediante bordos provisionales que posteriormente pueden usarse en el tratamiento adecuado en la obra definitiva.

La duración de esta prueba y la forma de realizarla debe ser uno de los objetivos a determinar en el estudio de mecánica de suelos - explicado anteriormente en el paso 3o., debiéndose obtener en términos generales la siguiente información:

- a. Niveles de aguas freáticas antes y después de efectuar la prueba de entarquinamiento y grados de saturación correspondientes.
- b. Peso volumétrico seco del suelo en estado natural y posterior al entarquinamiento.
- c. Disponer de dispositivos especiales a fin de cuantificar la magnitud del asentamiento.
- d. Determinación de la resistencia del suelo al esfuerzo cortante después del entarquinamiento, para diseñar la sección del canal.

Para mayores detalles se recomienda consultar la literatura especializada (13), (14), (15) y (16).

.3 ACTIVIDADES GEOTECNICAS QUE INTERVIENEN EN EL PROYECTO DE UN SISTEMA DE RIEGO

.3.0 Generalidades.

Los temas y la intensidad de los estudios geotécnicos para el diseño de un canal y sus estructuras varían con el nivel de estudio y el grado de aproximación que se requiera, dependiendo también del tipo, magnitud e importancia del sistema de riego.

Se considera que existen tres grandes niveles de estudio bien diferenciados, que son:

- 1er. nivel: Gran visión de conjunto.
- 2o. nivel: Alternativas de anteproyecto.
- 3er. nivel: Proyecto detallado.

.3.1 Primer nivel: Gran visión de conjunto.

A este nivel se lleva al cabo un examen general del proyecto de riego que se pretende concretar, considerando al canal principal y sus laterales alojados en una faja de terreno que puede llegar a varios kilómetros de ancho.

- a. El estudio de la ruta del canal principal y en general, del sistema de riego, deberá iniciarse tomando como base el conocimiento o la información previa del terreno en que se alojarán. Esto puede llevarse a cabo sobre los planos topográficos, agrológicos y de suelos existentes o con los datos disponibles que permitan conocer con relativa aproximación la naturaleza de las rocas y de los suelos.
- b. Conjuntamente con la información recabada en a. y sobre las cartas o planos disponibles, se planean los primeros reconocimientos sobre la faja de terreno que se considere necesaria, ya que la principal y mejor información en relación a un proyecto determinado es la obtenida mediante los reconocimientos superficiales de la zona.

Estos reconocimientos previos, que pueden ser terrestres y/o aéreos, son principalmente de tipo geológico y señalarán, en términos generales, las características de las diferentes zonas o sitios investigados que sean de especial interés en el proyecto, para tomar en cuenta los problemas que pueden presentarse en las diferentes alternativas de localización en el segundo nivel de estudio.

- c. Con apoyo en lo anterior, las observaciones que se hagan permiten obtener y recabar en forma estimativa la siguiente información general de tipo geotécnico, con el fin de zonificar y clasificar los suelos y rocas:

- Conocimiento en el lugar, de la topografía, hidrografía, climatología y geología regionales.
- Naturaleza y comportamiento de obras de ingeniería en la región, en relación con los suelos y rocas que intervienen o son afectados por aquéllas.
- Estimación de los posibles problemas que puedan presentarse durante y después de la construcción, ocasionados por la naturaleza de los materiales del lugar, como: zonas lacustres o pantanosas, zonas con laderas inestables o fuertemente erosionadas, zonas con suelos peligrosos (Ver apartado .2): expansivos o colapsibles, mala calidad de materiales para terraplenes en bordos de canales o caminos.

Con la información anterior se elaborará el perfil estratigráfico de la ruta o las rutas elegidas y las recomendaciones especiales pa

ra la elaboración de los anteproyectos.

El perfil estratigráfico deberá contener los siguientes datos:

- Clasificación, características estructurales y grado de alteración de las rocas.
- Características de resistencia (Ver inciso .1.3.2.1) y de permeabilidad (Ver inciso .1.3.2.4), taludes recomendables y dificultad de ataque de rocas y suelos.
- Identificación general de los suelos en el campo de acuerdo con el Sistema Unificado de Suelos (SUCS) (Ver sección .1.2), así como determinar la existencia de suelos peligrosos según lo expuesto en las secciones .2.1 y .2.2.

Deberá hacerse un informe geotécnico que contenga toda la información descriptiva anterior indicando, además, las zonas de préstamos probables para materiales de construcción y recomendaciones generales de construcción.

- d. Con la información recabada, será posible formular conclusiones y recomendaciones generales que justifiquen el o los trazos de los canales que sea necesario seguir estudiando con mayor detalle, por reunir las características más ventajosas y como es obvio, eliminar aquellas alternativas que no resulten adecuadas por sus inconvenientes.

De acuerdo con los resultados obtenidos se precisará el ancho de las fajas de terreno que sea necesario estudiar con más detalle, así como los procedimientos más recomendables para efectuar los nuevos estudios geotécnicos.

Conviene recalcar que con las técnicas auxiliares existentes en la actualidad, basadas en fotografías aéreas, es posible recabar mayor y más valiosa información en un mínimo de tiempo, personal y dinero.

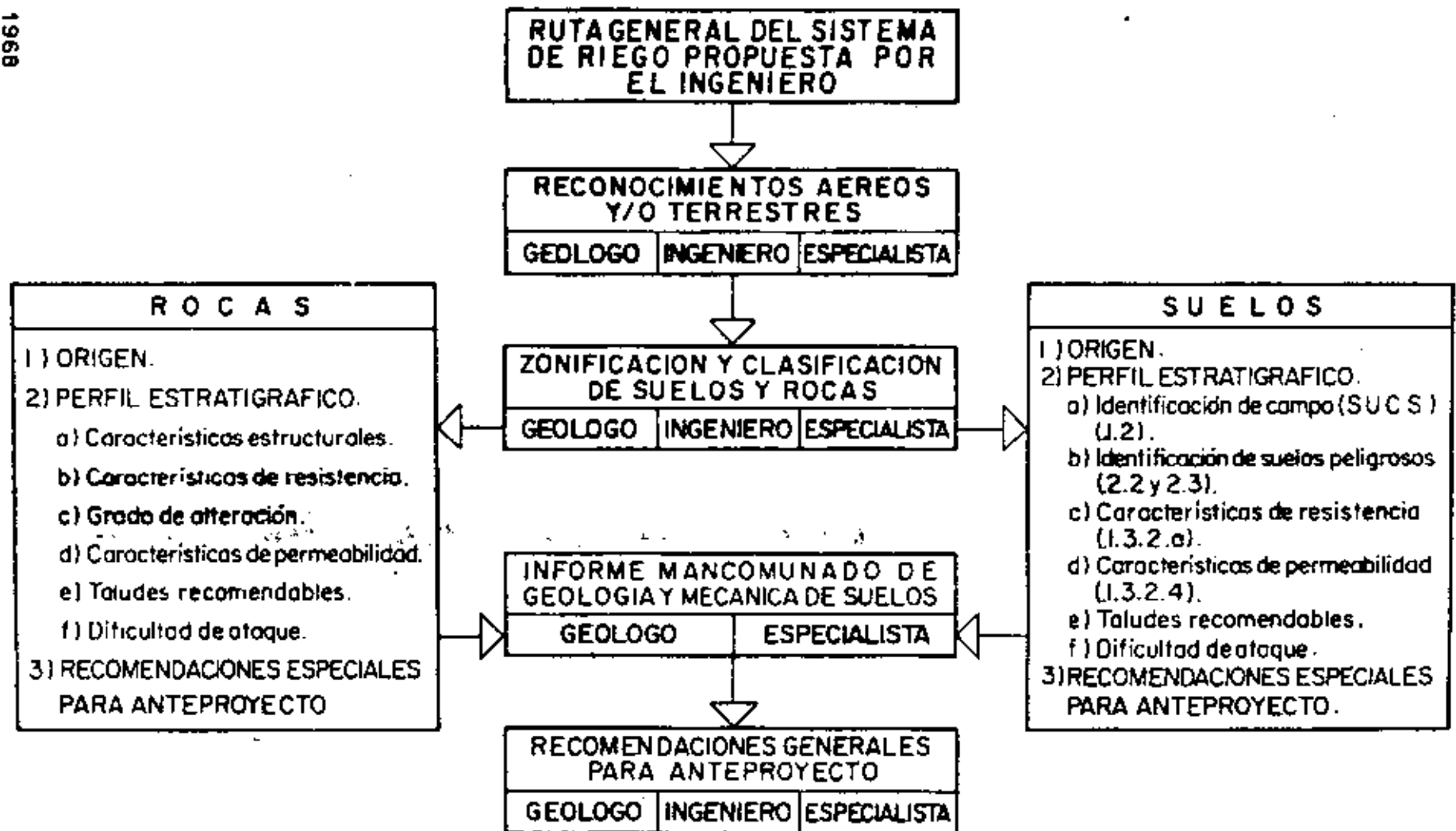
El Esquema No. 1 es una guía general para el proyectista y refleja las actividades del geólogo conocedor de estas obras, del especialista en mecánica de suelos y del proyectista de sistemas de riego.

.3.2 Segundo nivel: Alternativas de anteproyecto.

Después que se ha realizado el estudio del proyecto de un sistema de riego al primer nivel de gran visión, se procede al segundo nivel del estudio geotécnico para las alternativas de anteproyecto escogidas.

ESQUEMA N° 1

GRAN VISION DE CONJUNTO.- PRIMER NIVEL DEL ESTUDIO



NOTAS: El ingeniero debe tener conocimientos y experiencia en el proyecto, construcción y operación de sistemas de riego.
Los números entre paréntesis son incisos en el texto del señalado.

- a. Con el conocimiento previo de la región se podrá juzgar si -- las condiciones del terreno de cimentación son semejantes a lo largo de las diversas alternativas consideradas. En este caso, se podrá reducir la magnitud de los estudios geotécnicos, para no cubrir todas las alternativas con los mismos.
- b. En ocasiones, durante la realización de los estudios, será suficiente la información obtenida mediante la observación visual superficial, para juzgar sobre las características del terreno de cimentación, como en aquellos casos en que afloran formaciones rocosas o suelos duros o compactos, donde normalmente es difícil efectuar sondeos sin ayuda de maquinaria especial.

Los métodos de exploración del terreno a este segundo nivel se reducen al empleo de equipo manual para excavaciones a cielo abierto en pozos o trincheras y con cucharas posteadoras y barrenas helicoidales, que generalmente se emplean en los suelos blandos o de mediana consistencia.

El criterio general que debe regir a este nivel consiste en -- efectuar los estudios en las fajas o zonas definidas, que incluyan a todas o a cada alternativa, realizando pruebas sencillas de identificación para seleccionar las muestras alteradas o inalteradas que deban enviarse al laboratorio para su ensayo, de acuerdo con el programa de pruebas adoptado.

La profundidad y separación de los sondeos serán fijados por el especialista en mecánica de suelos, dependiendo de las características geométricas y topográficas del canal, así como de las geomorfológicas del terreno.

Las pruebas de laboratorio necesarias para definir correctamente los perfiles estratigráficos, son las siguientes:

- Límite líquido, límite plástico y límite de contracción. (Ver inciso .1.3.1.4).
- Granulometría. Porcentaje de finos y de coloides.
- Humedad natural y peso volumétrico seco en estado natural. Humedad óptima de compactación y peso volumétrico seco máximo. Peso específico relativo de los sólidos. Cálculo del grado de saturación "in situ".
- Resistencia a la compresión simple en muestras inalteradas. - (Ver inciso .1.3.2.1).

En los perfiles estratigráficos, se debe consignar para cada capa la siguiente información:

- Clasificación de suelos en el laboratorio de acuerdo con el SUCS (Ver sección .1.2) y geológica de las rocas. Posición del nivel de aguas freáticas. Identificación de suelos peligrosos (Ver apartado .2) o formaciones con estabilidad crítica.
- Consistencia de las arcillas y limos plásticos y compacidad de los limos no plásticos, arenas y gravas, a partir de pruebas manuales (Ver inciso .1.3.2.1).

Condición estructural, grado de alteración y características de resistencia de las rocas.

- Características de permeabilidad, taludes recomendables en cortes y terraplenes y dificultad de ataque de suelos y rocas.

Además, se ubican los préstamos probables para los materiales de construcción y sus respectivas características.

- c. En este segundo nivel de estudio, deberá plantearse con todo de talle la naturaleza de los problemas de estabilidad que se aprecian en cada una de las alternativas o sitios estudiados, así como los criterios a seguir para su solución; por ejemplo: laderas o áreas sujetas a movimientos continuos de grandes masas de suelos y rocas, deslizamientos probables en los cortes con echados desfavorables en los estratos, depósitos de suelos altamente compresibles, colapsables o expansivos. También se darán recomendaciones sobre el tipo de revestimiento más adecuado para los canales, en caso necesario.

La información recabada debe ser suficiente para estimar la conveniencia o desventaja de una alternativa, bajo los aspectos geológico y de mecánica de suelos.

- d. Una vez aceptada la alternativa técnica y económicamente más atractiva y definida la disposición general del sistema de riego, la información recopilada hasta este nivel de estudio servirá de base para continuar con los estudios de detalle al nivel tercero.

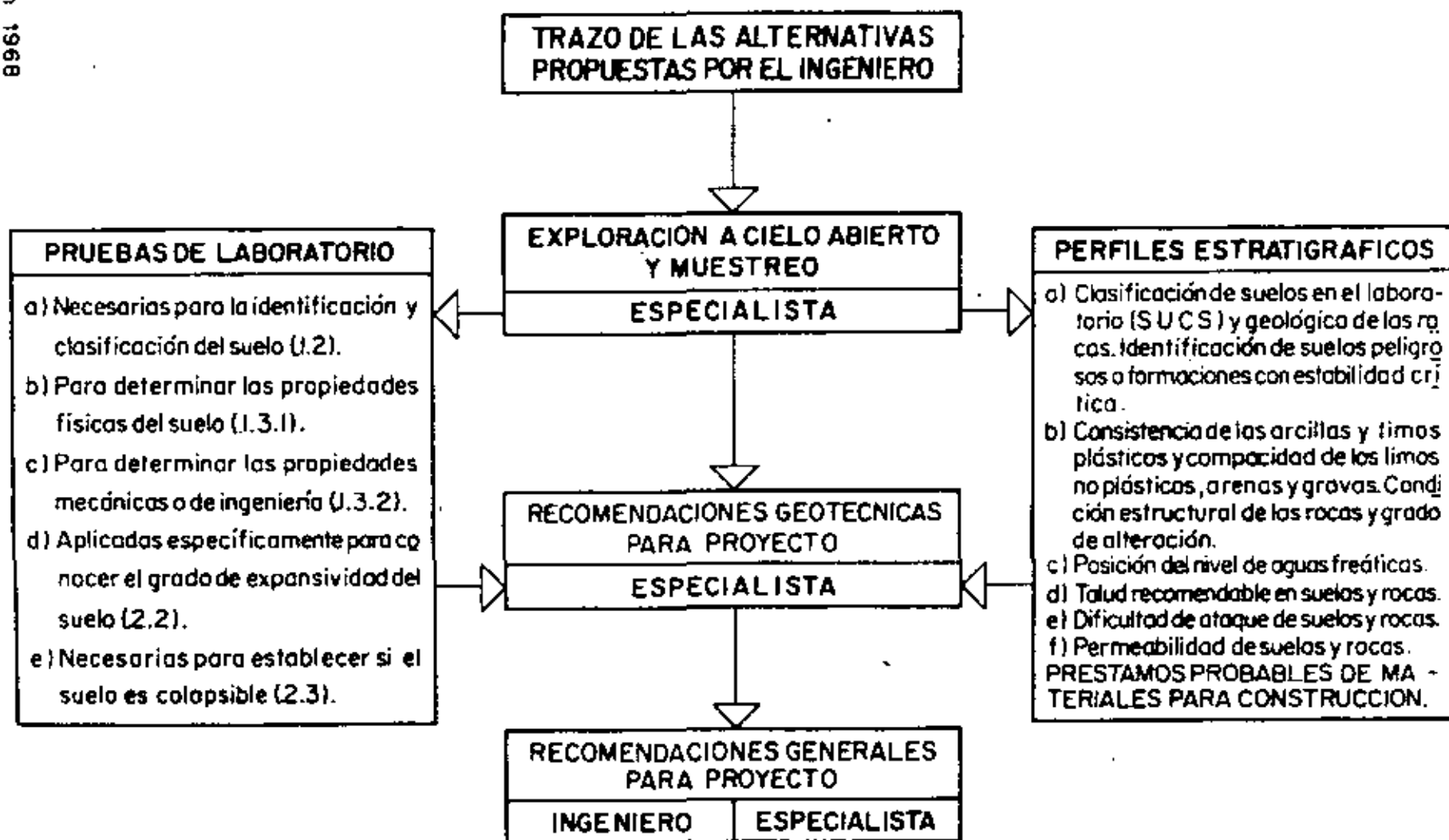
En el Esquema No. 2 se resume lo anteriormente expuesto, solamente como una guía general de criterio.

.3.3 Tercer nivel: Proyecto detallado.

Habiéndose hecho los estudios geotécnicos al segundo nivel de estudio, se procede a detallar la alternativa más conveniente, complementando hasta donde sea requerido los estudios para lograr un proyecto seguro y económico. Este tercer nivel constituye el estudio geotécnico detallado, que se esboza en términos generales como sigue:

ESQUEMA N° 2

ALTERNATIVAS DE ANTEPROYECTO.- SEGUNDO NIVEL DEL ESTUDIO



NOTAS: El ingeniero debe tener conocimientos y experiencia en el proyecto, construcción y operación de sistemas de riego.
Los números entre paréntesis son incisos en el texto del tema señalado.

- a. Sobre el trazo casi definitivo del canal principal y sus laterales se planeará la forma de llevar al cabo el estudio geotécnico detallado, dependiendo del tipo, magnitud e importancia del sistema de riego y de lo suficientes que hayan sido la exploración y los datos obtenidos en los estudios previos.
- b. Además de los métodos exploratorios ya descritos en la etapa anterior, pozos a cielo abierto y uso de herramientas manuales, conviene usar otros métodos con recuperación de muestra, tales como:
- 1) La prueba de penetración estándar, que da una buena idea sobre la compacidad y consistencia de los suelos. (Véase inciso .1.3.2.1).
 - 2) El tubo de pared delgada hincado a presión para muestras -- inalteradas;
 - 3) La prueba de la velata para medir la resistencia al esfuerzo cortante "in situ" para suelos blandos;
 - 4) Métodos geofísicos para definir espesores de estratos y dificultad de ataque de los materiales en función de las velocidades sísmicas.

Sobre estos métodos de exploración, muestras y reconocimientos geotécnicos en general, se recomienda consultar (1), (3), (4), (5), (9), (10), (11), (15), (18), (19) y (22).

El espaciamiento y profundidad de los sondeos están íntimamente ligados con la información obtenida en el estudio preliminar hecho al segundo nivel, por lo que entre mejor sea éste, de mejor manera se podrán distribuir los sondeos en el estudio definitivo y posible mente reducir su número; no olvidar el auxilio de los métodos geofísicos que pueden reducir al mínimo las exploraciones del tipo directo. Todos estos aspectos deben quedar a criterio del especialista en mecánica de suelos.

Las muestras alteradas e inalteradas se enviarán al laboratorio para los ensayos programados. Muchas pruebas son una ratificación o complemento de las efectuadas en los estudios preliminares. Los resultados concretos de las pruebas que interesan para efectuar los análisis de estabilidad y definir cuantitativamente la información contenida en los perfiles estratigráficos, son por lo general los siguientes:

- Límite líquido, límite plástico y límite de contracción.
- Granulometrías. Porcentaje de finos y de coloides.
- Humedad natural y peso volumétrico seco en estado natural. Humedad óptima de compactación y peso volumétrico seco máxi

mo. Peso específico relativo de los sólidos. Cálculo del grado de saturación "in situ".

- Resistencia a la compresión simple de muestras inalteradas. Resistencia al esfuerzo cortante en muestras inalteradas y - en muestras compactadas a partir de pruebas triaxiales.
- Resultados de la prueba de consolidación unidimensional.
- Coeficiente de permeabilidad.
- Pruebas índice especiales de los suelos peligrosos: expansivos o colapsibles.

Los análisis de estabilidad requeridos son los siguientes:

- Estabilidad de taludes.
- Capacidad de carga.
- Análisis de asentamientos y expansiones.
- Estudios sobre revestimientos.

Los perfiles estratigráficos deben contener la siguiente información:

- Clasificación de suelos en el laboratorio según el SUCS y la Geológica de las rocas.
- Posición del nivel de aguas freáticas e identificación de -- suelos peligrosos o formaciones con estabilidad crítica.
- Consistencia de las arcillas y limos plásticos y compacidad de los limos no plásticos, arenas y gravas, a partir de las pruebas de penetración estándar con el auxilio de pruebas manuales; véase Consistencia y Compacidad de los suelos en las tablas Nos. 3 y 4. Condición estructural, grado de altera---ción y características de resistencia de las rocas.
- Coeficiente de permeabilidad y dificultad de ataque de sue--los y rocas. Velocidades de propagación de ondas sísmicas.

También se ubicarán los préstamos más recomendables de los mate--riales de construcción, indicando sus características específicas.

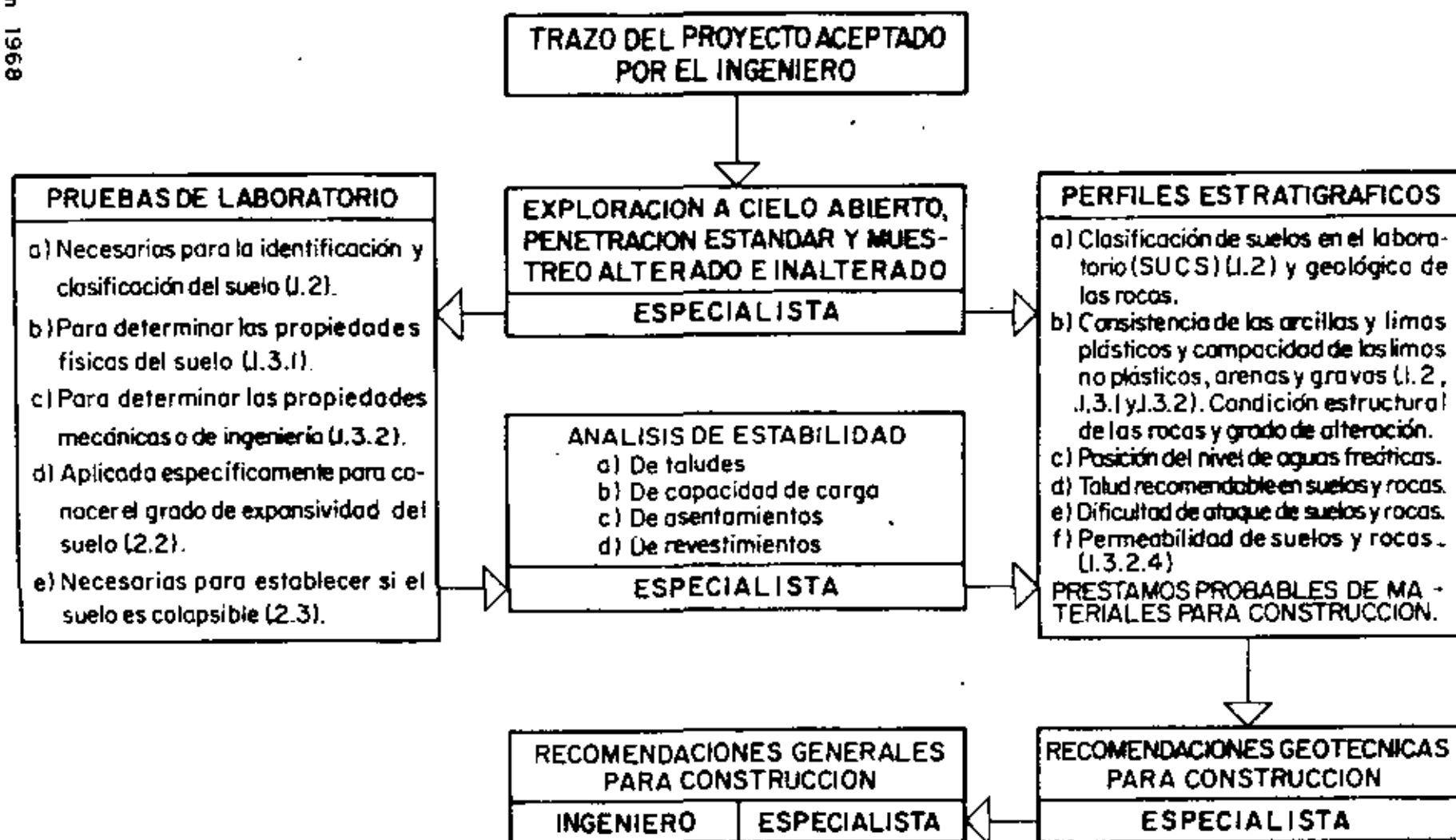
- c. Con toda la información anterior, es posible definir las reco--mendaciones específicas de carácter geotécnico para el diseño - y construcción de los canales y sus estructuras.
- d. Con apoyo en los estudios geotécnicos detallados y las caracte--rísticas geométricas del sistema de riego, se elaborará el pro-

yecto detallado, que debe incluir las especificaciones y procedimientos de construcción.

En el Esquema No. 3, se da una guía general para el proyectista, en lo que se refiere a los estudios geotécnicos detallados.

ESQUEMA N° 3

PROYECTO DETALLADO.- TERCER NIVEL DEL ESTUDIO



NOTAS: El ingeniero debe tener conocimientos y experiencia en el proyecto, construcción y operación de sistemas de riego.
Los números entre paréntesis son incisos en el texto del tema señalado.

.4 BIBLIOGRAFIA

- (1) K. Terzaghi y R. B. Peck La Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica. Ed. El Ateneo - 1955
- (2) K. Terzaghi Mecánica de Suelos Teórica.- Theoretical Soil Mechanics.- John Wiley and Sons, Inc - 1956.
- (3) E. Juárez Badillo y A. Rico R. Mecánica de Suelos I. Editorial Revista Ingeniería. 1963.
- (4) D. W. Taylor Principios de la Mecánica de Suelos. - Fundamentals of Soil Mechanics. John Wiley and Sons, Inc.- 1956.
- (5) G. P. Techebotarioff Mecánica de Suelos, Cimentaciones y Estructuras de Tierra.- Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures.- McGraw Hill Book, Co. 1952.
- (6) A. Casagrande Resistencia del Suelo al Esfuerzo Constante.- The Shearing Resistance of Soil.- Proc. Soils Found. Conference.- U. S. Eng. Department.- Boston 1939.
- (7) A. Casagrande La Determinación de la Carga de Preconsolidación y su Significado Práctico.- The Determination of The Preconsolidation Load and its Practical Significance. Proc. Int. Conf. Soil Mechanics, Vol.III. Harvard University, 1936
- (8) T. W. Lambe Ensayo de Suelos para Ingenieros.- Soil Testing for Engineers.- John Wiley and Sons, Inc. 1958
- (9) D. P. Kryniene y W. Judd Principios de Geología y Geotécnica para Ingenieros.- Ed. Omega - 1961
- (10) Arthur Holmes Geología Física.- Ed. Omega - 1962
- (11) K. Terzaghi La Ingeniería Geológica en la Teoría y en la Práctica. Engineering Geology on The Job and in Classroom Contributions to Soil Mechanics Vol. III. 1954-1962. Boston Society of Civil Engineering. - 1965.

- (12) Publicación de la Escuela de Minas de Colorado, E.U.A. Quarterly of The Colorado -- School of Mines
Tratamiento Teórico y Práctico de los Suelos Expansivos.- Theoretical and Practical Treatment of Expansive Soils.- Vol. 54, Novbre 4, Oct. 1959
- (13) Publicación de la Sociedad Americana de Ingeniería Civil (A.S.C.E.)
Conferencias sobre la Investigación de la Resistencia al Esfuerzo Cor-- tante de los Suelos Cohesivos. Re-- search Conference on Shear Strength of Cohesive Soils.- June 1960.- Uni-- versidad de Colorado
- (14) Publicación del taller para los operadores de sistemas de riego. Irrigation Operators Workshop 1965
Minutas, Vol.II.- Lecture Notes, -- Vol. II.- U. S. Bureau of Reclama-- tion.- 1965
- (15) Publicación del U. S. B. R. U. S. Bureau of Reclamation
Manual de Tierras.- Earth Manual. - Washington - 1963
- (16) H. J. Gibbs y J. P. Bara
Problemas de Estabilidad en Suelos Colapsibles.- Stability Problems of Collapsing Soils.- Conferencias sobre la estabilidad y comportamiento de los taludes y terraplenes.- Confe-- rence on Stability and Performance of Slopes and Embankments.- Univer-- sidad de California.- Berkeley, - - Calif. Agosto 22-26/1966
- (17) K. Terzaghi
La Mecánica de los Deslizamientos.- Mechanics of Landslides. The Geological Society of America.- Ed. Berkeley.- Nov. 1950
- (18) D. Hvorslev
El Estado Actual del Arte de Obte-- ner Muestras Inalteradas de Suelos. The Present Status of The Art of -- Obtaining Undisturbed Samples of -- Soils.- Harvard University.- Mar. - 1940
- (19) E. B. Burwell Sr., y George D. Roberts
El Geólogo en la Construcción de -- Presas.- The Geologist in Dam Construction.- The Geological Society of America.- Ed. Berkeley.- Nov. 1950
- (20) Publicación del U.S.B.R. U. S. Bureau of Reclamation
Revestimientos para Canales de Irrigación.- Linings for Irrigation - - Canals.- Primera Edición 1953.

(21) Fr. Cordelle

Conceptos sobre los Revestimientos -
de Canales.- Conception des Revete-
ments de Canaux.- Travaux, Revue Men-
suelle, Editions, "Science et Indus-
trie" No. 313, Nov. 1960.

(22) Publicación de la S.R.H.
Secretaría de Recursos
Hidráulicos

Instructivo de Mecánica de Suelos.-
1961

.1 DE LA INFORMACION CONSIDERADA EN
LAS BASES DE PARTIDA

.10.a) INSTRUCTIVO SOBRE LAS PRUEBAS DE
MECANICA DE SUELOS

I N D I C E G E N E R A L

- .1 PRUEBAS PARA IDENTIFICACION DE SUELOS EXPANSIVOS
 - .1.1 Límite líquido
 - .1.2 Límite plástico
 - .1.3 Límite de contracción
 - .1.3.1 Generalidades
 - .1.3.2 Equipo requerido para efectuar la prueba
 - .1.3.3 Procedimiento de prueba
 - .1.4 Contenido de coloides
 - .1.4.1 Generalidades
 - .1.5 Expansión volumétrica en el consolidómetro
 - .1.5.1 Generalidades
 - .1.5.2 Equipo necesario
 - .1.5.3 Procedimiento de prueba
 - .1.6 Prueba de expansión volumétrica con el expansómetro de Evens
 - .1.6.1 Generalidades
 - .1.6.2 Equipo necesario
 - .1.6.3 Procedimiento de prueba
 - .1.6.3.1 Procedimiento de prueba de una muestra remodelada
 - .1.6.3.2 Procedimiento de prueba para una muestra inalterada
 - .1.6.3.3 Recomendaciones generales
- .2 PRUEBAS PARA IDENTIFICACION DE SUELOS COLAPSIBLES
 - .2.1 Límite líquido

- .2.2 Peso volumétrico seco en estado natural
 - .2.2.1 Generalidades
 - .2.2.2 Determinación en el laboratorio del peso volumétrico seco en estado natural
 - .2.2.2.1 Generalidades
 - .2.2.2.2 Método de la parafina para la determinación del volumen de un espécimen
 - .2.2.2.3 Procedimiento para efectuar la prueba
 - .2.2.3 Determinación en el campo del peso volumétrico seco en estado natural
- .2.3 Humedad natural o contenido de agua natural
 - .2.3.1 Generalidades
 - .2.3.2 Equipo necesario
 - .2.3.3 Procedimiento para hacer la prueba
- .2.4 Peso específico relativo de los sólidos
 - .2.4.1 Generalidades
- .2.5 Grado de saturación
 - .2.5.1 Generalidades
- .3 PRUEBAS DE CAMPO PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES DE INGENIERIA DE LOS SUELOS
 - .3.1 Generalidades
 - .3.2 Prueba de penetración estándar
 - .3.2.1 Generalidades
 - .3.2.2 Equipo y aparatos necesarios
 - .3.2.3 Procedimiento de prueba
 - .3.3 Prueba de la veleta
 - .3.3.1 Generalidades
 - .3.3.2 Equipo y aparatos necesarios
 - .3.3.3 Procedimiento de instalación
 - .3.3.4 Procedimiento de prueba
 - .3.4 Prueba de permeabilidad en el lugar por el método del permeámetro de pozo

- .3.4.1 Generalidades
- .3.4.2 Equipo, aparatos y materiales necesarios para efectuar la prueba
- .3.4.3 Procedimiento de prueba

.4 BIBLIOGRAFIA

I N D I C E D E F I G U R A S

- No. 1 Prueba de límite de contracción-equipo para la determinación del volumen por inmersión en mercurio
- No. 2 Expansómetro de Hveem
- No. 3 Pesando la muestra cubierta con parafina sumergida en agua
- No. 4 Equipo para la prueba de penetración estándar
- No. 5 Muestreador de media caña para la prueba de penetración estándar
- No. 6 Veleta tipo Bureau of Reclamation
- No. 7 Esquema de una veleta modificada para determinar la fricción propia del aparato
- No. 8 Curva típica de calibración de veleta
- No. 9 Equipo para efectuar la prueba del permeámetro de pozo
- No. 10 Coeficientes de permeabilidad máximos que se pueden medir con equipo de válvula y flotador tipo Bob de diferentes diámetros
- No. 11 Instalación tipo para la prueba del permeámetro de pozo
- No. 12 Ejemplo de curva volúmenes acumulativos-tiempo de un permeámetro de pozo
- No. 13 Nomograma para calcular la duración de la prueba del permeámetro de pozo a partir del volumen de agua mínimo necesario
- No. 14 Prueba del permeámetro de pozo-diferentes relaciones entre la profundidad del agua en el pozo de prueba y el nivel de aguas freáticas

- No. 15 Nomograma para determinar el coeficiente de permeabilidad a partir de la prueba del permeámetro de pozo, cuando se tiene un nivel de aguas freáticas bajo
- No. 16 Nomograma para determinar el coeficiente de permeabilidad a partir de la prueba del permeámetro de pozo, cuando se tiene un nivel de aguas freáticas alto

INDICE DE ESQUELETOS

- No. 1 Prueba del límite de contracción
- No. 2 Prueba de expansión, suelo secado al aire (Probeta "A")
- No. 3 Prueba de expansión.- Expansión con una carga de 0.07 Kg/cm^2 (Probeta "B")
- No. 4 Prueba de expansión - Expansión con una carga de 0.07 Kg/cm^2
- No. 5 Prueba de expansión - Expansión cero - Descarga (Probeta "C")
- No. 6 Prueba de expansión - Expansión cero (Probeta "C")
- No. 7 Prueba de expansión volumétrica con el expansómetro de Hveem
- No. 8 Prueba de expansión volumétrica con el expansómetro de Hveem (continuación)
- No. 9 Prueba de expansión volumétrica con el expansómetro de Hveem (continuación)
- No. 10 Prueba de expansión volumétrica con el expansómetro de Hveem (continuación)
- No. 11 Prueba de expansión volumétrica con el expansómetro de Hveem (terminación)
- No. 12 Determinación del contenido de agua (humedad)
- No. 13 Prueba de penetración estándar. Determinación indirecta del esfuerzo cortante del suelo.
- No. 14 Prueba de la veleta. Determinación del esfuerzo cortante en suelos cohesivos
- No. 15 Prueba del permeámetro de pozo. Determinación de las Dimensiones del pozo
- No. 16 Prueba del permeámetro de pozo, Registro de volúmenes y - - tiempo

.1 DE LA INFORMACION CONSIDERADA EN
LAS BASES DE PARTIDA

.10.a) INSTRUCTIVO SOBRE LAS PRUEBAS DE
MECANICA DE SUELOS

.1 PRUEBA PARA IDENTIFICACION DE SUELOS
EXPANSIVOS

.1.1 Límite líquido.

En el Inciso .1.3.1.d) de la Norma .1.1.10 Características Físicas y Mecánicas de los Suelos que Soportarán a los Canales, se estableció que los suelos tienen diferentes comportamientos de acuerdo con la cantidad de agua que contengan, definiéndose las tres fronteras para los cuatro estados posibles de consistencia en los mismos: límite líquido, límite plástico y límite de contracción.

Estos límites y las pruebas para determinarlos son de gran interés, ya que a partir de los mismos se procede a la identificación de los suelos en el laboratorio y en el campo. Pero, además, como se expuso en la Norma mencionada, estas sencillas pruebas de laboratorio son una eficaz ayuda para la identificación de los llamados suelos peligrosos, expansivos o colapsables.

El límite líquido se define como el contenido de agua, expresado en por ciento, del suelo seco; para el cual, al colocar un suelo remoldeado en la copa de Casagrande y formando en el mismo una ranura, se cierra ésta en unos 10 mm al golpear 25 veces la copa contra una superficie dura.

El equipo utilizado, procedimiento, forma de registro y cálculos necesarios para realizar la prueba del límite líquido están descritos en el Instructivo de Mecánica de Suelos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos (5).

Los contenidos de agua se determinaron de acuerdo con lo establecido en la prueba .2.3 de este Instructivo. Cabe hacer el comentario que no es recomendable usar el ranurador curvo con sección trapezoidal, ya que no rebaná el suelo al ser introducido en el mismo, sino que forma la ranura desplazándolo, rompiendo así la adherencia entre el suelo y la copa; esto hace que el suelo deslice y se cierre más pronto la ranura. Por esta razón es aconsejable usar los ranuradores del tipo laminar.

Para ampliar este tema puede consultarse la literatura especializada (1), (2), (4), (5), (10) y (11).

.1.2 Límite plástico.

El límite plástico se ha definido como el contenido de agua, expresado como un porcentaje del suelo seco, para el cual un suelo remoldado puede amasarse en cilindros de 3 mm (1/8") de diámetro, -- sin agrietarse ni romperse, cuando se hace rodar la masa de suelo -- entre la mano y una superficie lisa. Véase el Inciso .1.3.1.d) de la Norma .1.1.10 antes citada.

Esta prueba es necesaria para determinar el Índice plástico, que se define como el límite líquido menos el límite plástico; es una prueba esencial para la identificación de los suelos.

El procedimiento para efectuar la prueba, así como el equipo necesario, están descritos en el Instructivo para Ensayo de Suelos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos (5). Los contenidos de agua se determinan como se explica en la Sección .2.3 de este Instructivo.

Para mayores detalles puede consultarse la literatura especializada (1), (2), (4), (5), (10) y (11)

.1.3 Límite de contracción.

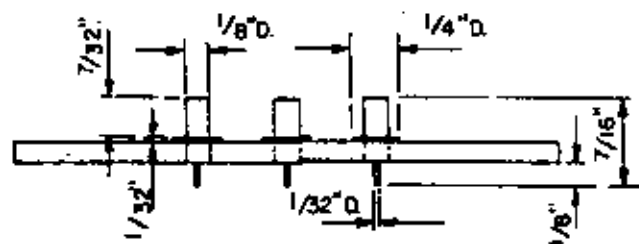
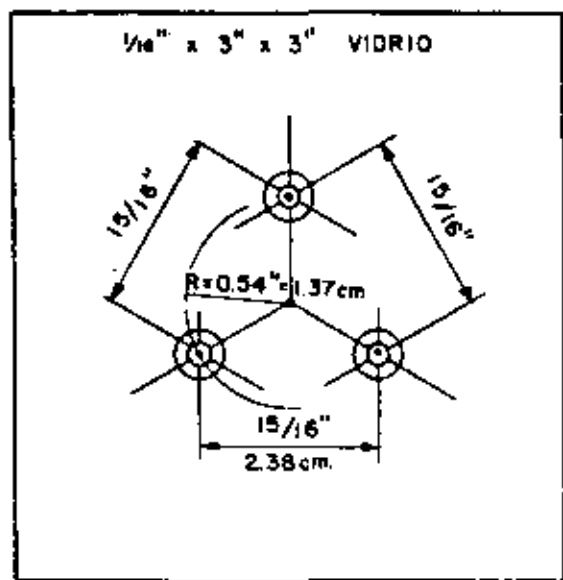
.1.3.1 Generalidades.

Se define como límite de contracción de un suelo, al contenido de agua, expresado como un por ciento del peso del suelo secado en horno entre 105 y 110°C, a partir del cual dicho suelo no cambia de volumen aún cuando se continúe su secado; véase el Inciso .1.3.1.d) de la Norma .1.1.10 ya citada.

.1.3.2 Equipo requerido para efectuar la prueba:

- a) Cápsulas Petri de aproximadamente 45 mm ϕ x 12 mm de altura.
- b) Recipiente de vidrio o lucita con tapa de 3 patas, para efectuar las determinaciones volumétricas con mercurio. Véase la Figura No. 1.

NOTA: Los números entre paréntesis se refieren a la Bibliografía indicada al final de esta Norma.



DETALLE DE LA PLACA DE VIDRIO
O LUCITA

NOTAS:

EL DIBUJO ESTA FUERA DE ESCALA.
TOMADO DEL MANUAL DE TIERRAS—EARTH MANUAL, U.S.G.R.



ANTES DEL SECADO

DESPUES DEL SECADO

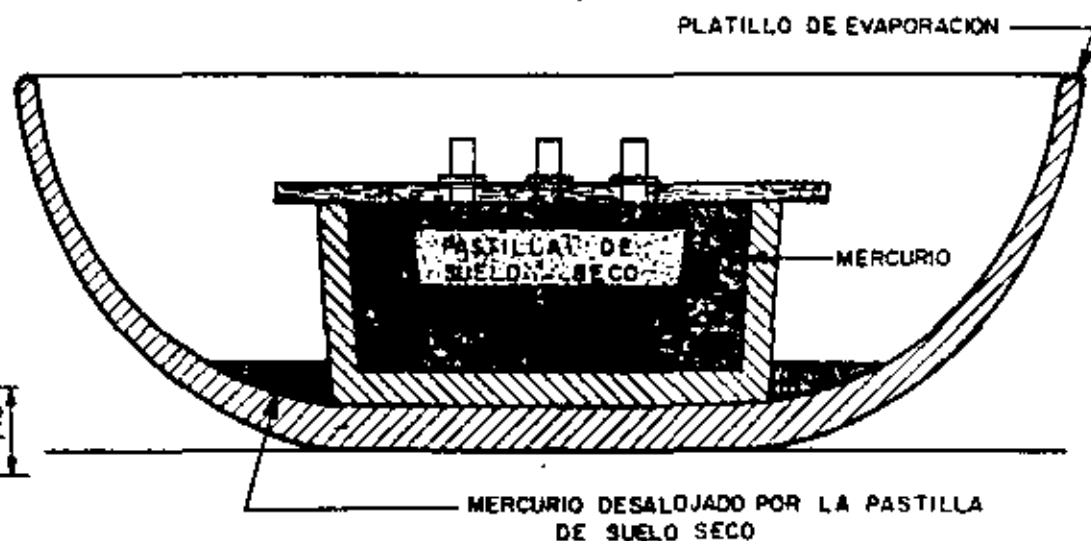


FIG. N° 1.- PRUEBA DEL LIMITE DE CONTRACCION.-
EQUIPO PARA LA DETERMINACION DEL
VOLUMEN POR INMERSION EN MERCURIO.

- c) Recipiente de evaporación.
- d) Cápsulas de porcelana de 65 mm ϕ (4 $\frac{1}{2}$ ").
- e) Balanza con aproximación de 0.01 gr.
- f) Desecador.
- g) Horno con termostato para poder controlar la temperatura entre 105 y 110°C.
- h) Espátula.
- i) Probeta cilíndrica de 25 ml con graduaciones cada 0.2 ml.

.1.3.3 Procedimiento de prueba.

La prueba se realiza con la fracción de suelo que pasa la malla No. 40, de una muestra representativa de aproximadamente unos 30 gr. Se puede utilizar también una porción de suelo previamente preparado para la determinación del límite líquido.

El suelo se coloca en una cápsula de porcelana y se le agrega una cantidad de agua suficiente para formar una pasta fluida, que se mezcla y homogeneiza tratando de evitar, en lo posible, la inclusión de aire.

La cantidad de agua necesaria para obtener la consistencia deseada es algo mayor que la del límite líquido (aproximadamente la humedad necesaria para que con 10 golpes se cierre la abertura hecha con la prueba del límite líquido).

Se llena la cápsula Petri, previamente lubricada con vaselina o grasa para que el suelo no se adhiera a la cápsula, en tres capas de suelo, de aproximadamente $\frac{1}{3}$ de volumen de la cápsula. Ya colocada cada capa, se deberá golpear la cápsula 10 veces contra una superficie firme, para eliminar las burbujas de aire que pueda haber en su interior.

Colocada la última capa, se engrasa la cápsula, se pesa y se deja secar la pastilla de suelo, inicialmente al medio ambiente, hasta que su color cambie de obscuro a claro; después se seca al horno a peso constante y a temperatura de 105 a 110°C.

Una vez seca la pastilla, se pesa y determina su volumen con el procedimiento de inserción en mercurio, como a continuación se explica:

El recipiente de lucita o vidrio se llena con mercurio hasta que derrame; el exceso se retira presionando firmemente la tapa de 3 patas contra el mercurio y removiendo cuidadosamente todo el mercurio

adherido a la parte exterior del recipiente. Véase la Figura No. 1.

El recipiente así llenado, se coloca en una cápsula de evaporación lo más limpia posible, se introduce la pastilla de suelo y se sumerge en el mercurio con las 3 patas de la tapa, cuidando que salgan las burbujas de aire y presionando la tapa firmemente contra el recipiente.

El volumen de mercurio desalojado se puede medir directamente en una probeta graduada, o determinar a partir de su peso y su peso específico relativo, usando la expresión siguiente:

$$V_{Hg} = \frac{W_{Hg}}{\delta_{Hg} \gamma_w}, \text{ en cm}^3 \quad (1)$$

V_{Hg} = Volumen del mercurio desplazado, en cm^3

W_{Hg} = Peso del mercurio desplazado, en gr

δ_{Hg} = Peso específico relativo del mercurio = 13.55

γ_w = Peso específico del agua a 4°C y a la presión atmosférica al nivel del mar = 1 gr/cm^3

Es conveniente determinar previamente la tara o peso específico de la cápsula Petri, así como su volumen, llenando la cápsula con mercurio y enrasándola conforme al procedimiento señalado en el párrafo anterior. También se puede determinar el volumen de la cápsula, midiéndolo directamente en una probeta graduada.

El Esqueleto No. 1 ilustra la manera de llevar el registro de la prueba. Una vez hecho lo anterior, se determina el límite de contracción usando la siguiente expresión:

$$LC = w - \left[\frac{V - V_d}{W_d} \times 100 \right] \gamma_w \quad (2)$$

en donde:

w = Contenido de agua de la pastilla al ser colocada en la cápsula Petri, expresado como porcentaje del peso seco de la misma.

V = Volumen de la pastilla húmeda, en cm^3

V_d = Volumen de la pastilla secada en horno, en cm^3

W_d = Peso de la pastilla secada en horno, en gr

γ_w = Peso específico del agua en las condiciones reales de trabajo, en gr/cm^3

ESQUELETO No. 1
PRUEBA DEL LIMITE DE CONTRACCION

PROCEDENCIA _____ PROYECTO _____
 BANCO _____ SONDEO _____ LOCALIZACION _____
 PROFUNDIDAD _____ MUESTRA No. _____
 IDENTIFICACION LABORATORIO _____ FECHA _____

-
- 1 Cápsula Petri No. _____
- 2 Peso de la cápsula + pastilla húmeda _____ gr
- 3 Peso de la cápsula + pastilla seca _____ gr
- 4 Peso de la cápsula _____ gr
- 5 Peso del agua: (2) - (3) _____ gr
- 6 Peso de la pastilla seca (3) - (4) _____ gr
- 7 Humedad inicial de la pastilla = $(5/6) \times 100$ _____ por ciento
- 8 Volumen de la cápsula (V) = Volumen de la pastilla húmeda _____ cm³
- 9 Volumen de la pastilla seca (V_d) _____ cm³
- 10 $V - V_d = (8) - (9)$ _____ cm³
- 11 $\frac{V - V_d}{W_d} \times 100 = \left(\frac{10}{6}\right) \times 100$ _____ por ciento
-
- 12 LIMITE DE CONTRACCION = (7) - (11) _____ por ciento

OBSERVACIONES: _____

OPERADOR _____ CALCULO _____ REVISO _____

Para ampliar la información de este tema, se puede consultar la literatura especializada (1), (2), (4), (5) y (11).

.1.4 Contenido de coloides.

.1.4.1 Generalidades.

Para los fines prácticos de la prueba, se llamará coloides a --- aquellas partículas de suelo menores de 0.001 mm; en consecuencia, se puede considerar que esta prueba forma parte de un análisis granulométrico, con la salvedad que se practica exclusivamente a la -- porción fina del suelo y sólo es de interés determinar el porcentaje en peso del material con dimensiones menores de 0.001 mm.

El método más usado para hacer la determinación indirecta de los diámetros de la fracción del suelo que pasa la malla No. 200 es el del hidrómetro, que está descrito en el Instructivo para Ensayo de Suelos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos (5), páginas 101 a 132, edición 1967.

Debe hacerse notar que las hipótesis para determinar el diámetro de las partículas mediante la Ley de Stokes, involucran un cierto - error, al suponer que las partículas son de forma esférica; o sea - que aplicando esta ley se obtiene el "diámetro equivalente" de la - partícula, que es el diámetro de una esfera del mismo peso específico relativo (S_s) y que se sedimenta a la misma velocidad que las -- partículas de un suelo real.

La forma de llevar el registro de la prueba y los cálculos necesarios se ilustran en el mencionado Manual (5), aclarándose que los fines de esta prueba y de acuerdo con lo expuesto en la Sección - - .2.2 de la Norma .1.1.10, sólo es de interés conocer qué fracción o porcentaje del suelo tiene un diámetro menor a 0.001 mm.

Para ampliar la información sobre este tema se recomienda consultar la literatura especializada (1), (2), (4), (5), (11) y (13).

.1.5 Expansión volumétrica con el consolidómetro.

.1.5.1 Generalidades.

Cuando las pruebas de identificación de los suelos indiquen la - posibilidad de que ocurran expansiones, en general movimientos verticales, es necesario desarrollar pruebas especiales en el laboratorio para determinar la influencia que estos movimientos tendrán sobre la estructura por desplazar y las precauciones que deben tomar -- se.

Con la prueba de expansión en el consolidómetro se obtiene una - valiosa información para la solución de estos problemas. Sin embar-

go, es conveniente aclarar que en México se tiene poca (por no decir nula) experiencia con esta prueba, por lo que es susceptible de que sufra modificaciones en el futuro a medida que se recabe la información necesaria respecto a los resultados que con la misma se obtengan.

Por estas razones se estimó prudente presentar en el Apartado -- .1.6 de esta Norma, la prueba del Expansómetro de Evesen como una alternativa para la determinación de las expansiones volumétricas.

.1.5.2 Equipo necesario.

A continuación se menciona el equipo de prueba necesario:

3 Consolidómetros, incluyendo sus anillos y piedras porosas.

3 Micrómetros con aproximación de 0.001 mm.

Equipo adicional, como cortadores para labrar muestras, cronómetros, cápsulas, horno con termostato para regular la temperatura entre 105 y 110°C, balanza con aproximación de 0.01 gr, termómetro, etc.

.1.5.3 Procedimiento de prueba.

Las muestras de suelo para esta prueba deben representar, en lo máximo posible, las condiciones de campo. Si una estructura dada se va a desplazar sobre el suelo natural, se deben obtener especímenes inalterados representativos que conserven sus características de humedad, peso volumétrico y estructura naturales. Por otra parte, si se va a apoyar en una base de suelo previamente compactado, es factible usar especímenes remoldados, pero de todas maneras es necesario no alterar las condiciones de humedad natural del suelo, ya que si se seca se podrían afectar, en algunos casos, sus propiedades.

No está por demás señalar que se deben tomar toda clase de precauciones para no remoldar los especímenes inalterados durante las operaciones de montaje en el consolidómetro y que, en el caso de las probetas de suelos compactados, es necesario reproducir exactamente las condiciones de humedad y peso volumétrico del suelo en el lugar.

El procedimiento de prueba consiste en ensayar tres probetas de la misma muestra, de la siguiente manera:

- a) La probeta "A" se coloca en un anillo del consolidómetro y se deja secar al aire, determinando su cambio de volumen cuando el suelo pasa de humedad natural a secado en el aire.

Se determinan el peso volumétrico húmedo, antes de iniciar la prueba, y el peso volumétrico al finalizar ésta, como se --

indica en la Sección .3.2 de esta Norma.

Durante el secado se debe llevar un registro de deformaciones-tiempo, efectuando lecturas de la deformación en los siguientes tiempos acumulativos: 5, 15, 30 min., 1, 2, 4, 8, 12, 24 hr.; después, cuando menos cada 12 horas; es recomendable un mínimo de 72 horas de secado. La prueba se suspenderá cuando la curva deformaciones-tiempo se haga asintótica. Para anotar los resultados, puede utilizarse el Esqueleto No. 5, así como usar papel semi-logarítmico para representar esta gráfica (a escala natural las deformaciones y a escala logarítmica el tiempo). Se registrará la deformación total y se dará en función de los pesos volumétricos, usando la siguiente expresión:

$$V = \frac{\gamma_h - \gamma_d}{h} \times 100 \quad (3)$$

V = deformación volumétrica, en por ciento

γ_h = peso voluétrico al iniciar la prueba, en gr/cm³

γ_d = peso voluétrico seco al finalizar la prueba, - en gr/cm³

El Esqueleto No. 2 indica el procedimiento de cálculo para determinar la deformación volumétrica.

- b) La probeta B se monta en otro consolidómetro, se le impone una carga de 0.07 Kg/cm² (1 lb/pulg²), se satura el material, cubriendo la muestra con agua destilada hasta la cara superior de la piedra porosa, procurando mantener ese nivel de agua constante durante toda la prueba. Se deja expandir el suelo hasta que los movimientos hayan prácticamente cesado, es decir, hasta que la curva deformaciones-tiempo se vuelva asintótica. Es difícil establecer el tiempo de duración de la expansión, debido a la gran variedad de los suelos y sus diferentes comportamientos.

Durante la prueba se debe llevar un registro deformaciones-tiempo. Los tiempos para efectuar las lecturas son los siguientes: a partir del momento de saturación, 1, 2, 4, 8, 15 y 30 minutos, 1, 2, 4, 8, 12, 24 horas; después, cada 12 horas como mínimo o 6 horas si así se amerita por la naturaleza de los movimientos; es recomendable una duración mínima de 72 horas de la prueba.

Al iniciar la prueba se debe pesar la probeta, para determinar su peso volumétrico húmedo; al terminar el período de expansión se registra la magnitud de ésta y se efectúa una prueba

ESQUELETO No. 2
PRUEBA DE EXPANSION. SUELO SECADO AL AIRE
(PROBETA "A")

OBRA _____ PROYECTO _____
BANCO _____ SONDEO _____ PROFUNDIDAD _____
LOCALIZACION _____
MUESTRA _____ IDENTIFICACION LABORATORIO _____
APARATO No. _____ PRUEBA No. _____ FECHA _____

DATOS DEL ANILLO:

(1) Altura _____ cm (2) Diámetro _____ cm (3) Volumen _____ cm³ (4) Peso _____ gr

DATOS PROBETA ANTES SECADO:

(5) Peso probeta + anillo _____ gr (6) Peso probeta: (5)-(4) _____ gr
(7) Volumen (3) _____ cm³ (8) Peso volumétrico húmedo: (6)/(7) _____ gr/cm³

DATOS PROBETA DESPUES SECADO AL AIRE:

(9) Peso probeta-anillo _____ gr (10) Peso probeta: (9)-(4) _____
(11) Volumen _____ cm³ (12) Peso volumétrico seco (10)/(11) _____ gr/cm³

(13) Humedad (w): $\frac{(6)-(10)}{(10)}$ (14) Comprobación peso volumétrico seco -

$\frac{(8)}{1+w}$ _____ gr/cm³

DEFORMACION VOLUMETRICA: $\frac{(8)-(12)}{(8)} \times 100$ _____ por ciento

OBSERVACIONES: _____

OPERADOR _____ CALCULO _____ REVISO _____

ba de consolidación unidimensional, siguiendo el procedimiento señalado en el Instructivo para Ensayo de Suelos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos (5), páginas 241 a 288. Terminada la prueba de consolidación se obtiene el peso volumétrico seco de la probeta, de acuerdo a los lineamientos expresados en el citado instructivo y en la Sección .2.2 de esta Norma. El Esqueleto No. 3 indica la manera de registrar los datos obtenidos.

La deformación volumétrica o expansión unitaria se calcula en función de la expansión total, suponiendo un movimiento uniforme de la muestra y el área original; por lo que puede escribirse:

$$\Delta V = \frac{\text{Expansión lineal, en mm}}{\text{Espesor inicial, en mm}} \times 100 \quad (4)$$

ΔV Se expresa en por ciento

De igual manera se calculan las deformaciones para cada incremento de carga de la prueba de consolidación. En el Esqueleto No. 4 se presenta el registro final de este ensayo.

- c) La probeta "C" también se monta en un consolidómetro, se cubre con agua destilada hasta la altura de la piedra porosa superior, manteniendo constante este nivel durante el desarrollo de la prueba. A continuación se carga la muestra; de tal manera que se evite toda expansión, hasta alcanzar el equilibrio, sin deformación, ni ascendente ni descendente y se registra esta "carga para cero expansión"; después de esto, se inicia la descarga permitiendo la expansión y se mide la deformación para cada decremento, en forma semejante a la descarga de la prueba de consolidación, descrita en el mencionado Instructivo de la Secretaría de Recursos Hidráulicos (5), sólo que en este caso se esperará, en cada decremento de carga, a que los movimientos sean prácticamente nulos.

Al igual que en los casos anteriores, será necesario determinar el peso volumétrico húmedo inicial, el peso volumétrico del suelo expandido al terminar la prueba y el peso volumétrico seco, conforme a lo expresado en la Sección .3.2 de esta Norma.

Para cada decremento de carga se llevará un registro tiempo-deformación (véase el Esqueleto No. 5), a partir del cual se calculará la curva deformación unitaria-presión, como se indica en el Esqueleto No. 6.

La preparación de las tres muestras y su montaje en el consolidómetro están descritas en el Instructivo para Ensayo de Suelos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos (5), páginas 247 a 254, pasos --

ESQUELETO No. 3
 PRUEBA DE EXPANSION
 EXPANSION BAJO UNA CARGA DE 0.07 Kg/cm² (1 lb/cm²)
 (PROBETA "B")

OBRA _____ PROYECTO _____
 BANCO _____ SONDEO _____ PROFUNDIDAD _____
 LOCALIZACION _____
 MUESTRA _____ IDENTIFICACION LABORATORIO _____
 APARATO No. _____ PRUEBA No. _____ FECHA _____

DATOS DEL ANILLO:

(1) Altura _____ cm (2) Diámetro _____ cm (3) Volumen _____ cm³
 (4) Peso _____ gr

DATOS INICIALES DE LA PROBETA:

(5) Peso probeta + anillo _____ gr (6) Peso probeta: (5)-(4) _____ gr
 (7) Volumen:(3) _____ cm³ (8) Pesar volumétrico húmedo(6)/(7) _____ gr/cm³

DATOS PROBETA SECADA AL HORNO:

(9) Peso Probeta + anillo _____ gr (10) Peso Probeta:(10)-(4) _____ gr
 (11) Volumen _____ cm³ (12) Pesar volumétrico seco:(10)/(11) _____ gr/cm³

OBSERVACIONES: _____

OPERADOR _____ REVISO _____ CALCULO _____

ESQUELETO No. 4

PRUEBA DE EXPANSION
EXPANSION BAJO UNA CARGA DE 0.07 Kg/cm² (TERMINACION)
(PROBETA "B")

OBRA _____ PROYECTO _____

BANCO _____ SONDEO _____ PROFUNDIDAD _____

LOCALIZACION _____

MUESTRA _____ IDENTIFICACION LABORATORIO _____

APARATO No. _____ PRUEBA No. _____ FECHA _____

EXPANSION PARA CARGA 0.07 Kg/cm² (1 lb/pulg²) _____ mm

AREA DE LA PROBETA _____ cm² ESPESOR INICIAL _____ mm

PRESION Kg/cm ²	EXPANSION LINEAL mm	EXPANSION UNITARIA Por ciento

EXPANSION UNITARIA = $\frac{\text{Expansión lineal}}{\text{Espesor inicial}} \times 100 = \text{_____} \text{ por ciento}$

OBSERVACIONES: _____

OPERADOR _____ CALCULO _____ REVISO _____

ESQUELETO No. 5
PRUEBA DE EXPANSION
EXPANSION CERO-DESCARGA
(PROBETA "C")

OBRA _____ PROYECTO _____

BANCO _____ SONDEO _____ PROFUNDIDAD _____

LOCALIZACION _____

MUESTRA _____ IDENTIFICACION LABORATORIO _____

APARATO No. _____ PRUEBA No. _____ FECHA _____

PRESION SOBRE LA PROBETA = _____ Kg/cm²

DECREMENTO DE PRESION = _____ Kg/cm²

FECHA	TEMPERATURA °C	HORA	TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA MICROMETRO (mm)	DEFORMACION (mm)
			0		
			1		
			2		
			4		
			15		
			30		
			90		
			120		
			240		

OBSERVACIONES: _____

OPERADOR _____ CALCULO _____ REVISO _____

ESQUELETO No. 6
PRUEBA DE EXPANSION
EXPANSION CERO-DESCARGA (TERMINACION).
(PROBETA "C")

OBRA _____ PROYECTO _____

BANCO _____ SONDEO _____ PROFUNDIDAD _____

LOCALIZACION _____

MUESTRA _____ IDENTIFICACION LABORATORIO _____

APARATO No. _____ PRUEBA No. _____ FECHA _____

CARGA PARA EXPANSION CERO _____ Kg/cm²

PRESION p Kg/cm ²	EXPANSION LINEAL mm	EXPANSION UNITARIA Por ciento

AREA DE LA PROBETA _____ cm² ESPESOR INICIAL _____ cm

EXPANSION UNITARIA: = $\frac{\text{Expansi3n lineal}}{\text{Espesor inicial}} \times 100 =$ _____ por ciento

OBSERVACIONES: _____

OPERADOR _____ CALCULO _____ REVISO _____

10. a 130.º para el caso de la Probeta "A", Cambio de Volumen Secado al Aire, no deben saturarse ni la base del consolidómetro ni las piedras porosas, como se indica en los pasos 80. y 90. del citado Instructivo.

También se deben obtener testigos para determinar el contenido de agua y el peso específico relativo de los sólidos, conforme al criterio asentado en dicho instructivo.

Para ampliar esta información se puede consultar la literatura especializada (1), (2), (4), (5), (14) y (15).

.1.6 Prueba de expansión volumétrica con el expansómetro de Hveem.

.1.6.1 Generalidades.

El expansómetro de Hveem modificado es un eficaz auxiliar para determinar las deformaciones axiales, tanto de expansión como de contracción, susceptibles de ocurrir durante la saturación y secado de una muestra de suelo.

Esta prueba presenta la particularidad de ser factible de ejecutar tanto en muestras inalteradas de suelos como en remoldadas, que reproduzcan las condiciones de compactación (humedad y peso volumétrico) deseadas.

La mayor dimensión de los especímenes (10.16 cm de diámetro por 5 cm de altura), en comparación a los utilizados en la prueba de expansión en el consolidómetro (7.62 cm de diámetro por 1.5 cm de altura), permite reproducir con mayor fidelidad, en un solo espécimen, las condiciones de trabajo del suelo sujeto a saturación y secado.

Este aparato sencillo y manuable permite el drenaje libre por una de las caras de la muestra del suelo, así como la determinación de las presiones de expansión al saturarse los especímenes.

Debe aclararse que esta prueba se encuentra en etapa de estudio y experimentación, por lo que aún es posible, a la luz de los nuevos resultados que se obtengan, hacerle cambios que mejoren el desarrollo mismo de la prueba y la interpretación de sus resultados.

.1.6.2 Equipo necesario.

a) Expansómetro de Hveem modificado.- El aparato está forjado, esencialmente, por un marco rígido que sostiene en su parte superior una barra calibrada de acero, la cual soporta el vástago de un micrómetro cuyo peso es prácticamente despreciable; éste a su vez se fija al marco rígido con otra placa que le sirve de guía. La citada barra se flexiona al ser espujada por un vástago, con punta de

bala, acoplado a una placa perforada o sobrecarga que se apoya directamente sobre el espécimen que, al saturarse, se expande y origina los movimientos ascendentes del vástago.

La muestra de suelo se coloca en un molde cilíndrico calibrado y tarado de 10.16 cm (4") de diámetro por 12.70 cm (5") de altura que se apoya en una mesa circular, de doble fondo con drenes internos y montada al marco rígido mediante un tornillo que le permite girar para ascender o descender a voluntad del operador; de esta manera es posible hacer los ajustes para conocer las posiciones relativas del espécimen, tanto al montarlo inicialmente como para determinar sus variaciones de espesor durante el desarrollo de la prueba, mediante una escala fija tipo Vernier referenciada al marco rígido y a la mesa circular. Véase la Figura No. 2. Es importante hacer notar que en los aparatos actualmente disponibles, el Vernier de la escala fija está graduado en pulgadas.

- b) Micrómetro con aproximación de 0.0001 cm.
- c) Prensa con pistón y piñón de madera dura o metálico de 10 cm de diámetro (ligeramente menor de 10.16 cm) y 7.70 cm de altura, para compactar las muestras remoldeadas.
- d) Una placa metálica rígida, auxiliar para compactar muestras.
- e) Zapata de corte y cortadores para labrar muestras inalteradas.
- f) Horno para el secado de especímenes, con termostato para regular su temperatura a 50°C.
- g) Una placa metálica calibrada rígida, perfectamente plana de 1.91 cm (3/4") de espesor y de un diámetro ligeramente inferior a los 10.16 cm (4") para calibrar la altura del espécimen.
- h) Báscula con capacidad de 10 Kg y aproximación de 0.01 gr.
- i) Equipo para determinar el contenido de agua.
- j) Un cronómetro y un Vernier.
- k) Varilla lisa de acero de 1.91 cm de diámetro, con punta de bala.
- l) Papel filtro y equipo auxiliar de laboratorio: cápsulas Petri, charolas de lámina, espátulas, etc.

.1.6.3 Procedimiento de prueba.

Como ya se dijo en los párrafos anteriores, la prueba se puede realizar en una muestra remoldeada, especialmente preparada, o bien

en muestras inalteradas.

La selección del tipo de muestra depende, fundamentalmente, de la naturaleza del problema y el especialista en mecánica de suelos deberá ser quien lo decida. En términos generales, se usarán muestras remoldeadas en problemas de cimentación de estructuras sobre rellenos compactados, bordos, postizos, etc. y las muestras inalteradas serán necesarias obviamente cuando las obras se apoyen directamente sobre el terreno natural.

.1.6.3.1 Procedimiento de prueba de una muestra remoldeada.

Para obtener un espécimen remoldeado se siguen los siguientes pasos:

1) Se determina el peso volumétrico seco máximo Próctor y la humedad óptima como se indica en el Instructivo para Ensayo de Suelos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos (5), páginas 154 a 170, o bien, de acuerdo con la especificación y procedimiento que fije el especialista en mecánica de suelos.

2) Se seleccionan el o los diferentes grados de compactación a que se desee realizar la prueba, así como las humedades de prueba respectivas. Se tiene que fabricar un espécimen para cada grado de compactación y humedad; para esto, se usa la siguiente fórmula:

$$\gamma_d = \frac{C}{100} \times \gamma_{d \text{ máx}} \quad (5)$$

en donde:

γ_d = peso volumétrico seco del suelo, en Kg/m³

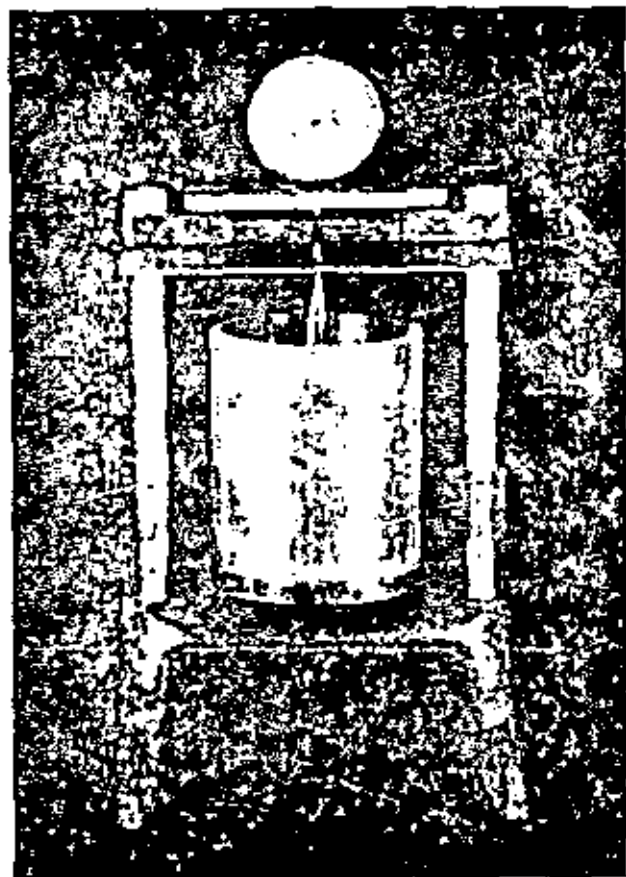
C = grado de compactación, en por ciento

$\gamma_{d \text{ máx}}$ = peso volumétrico seco máximo del suelo, en Kg/m³

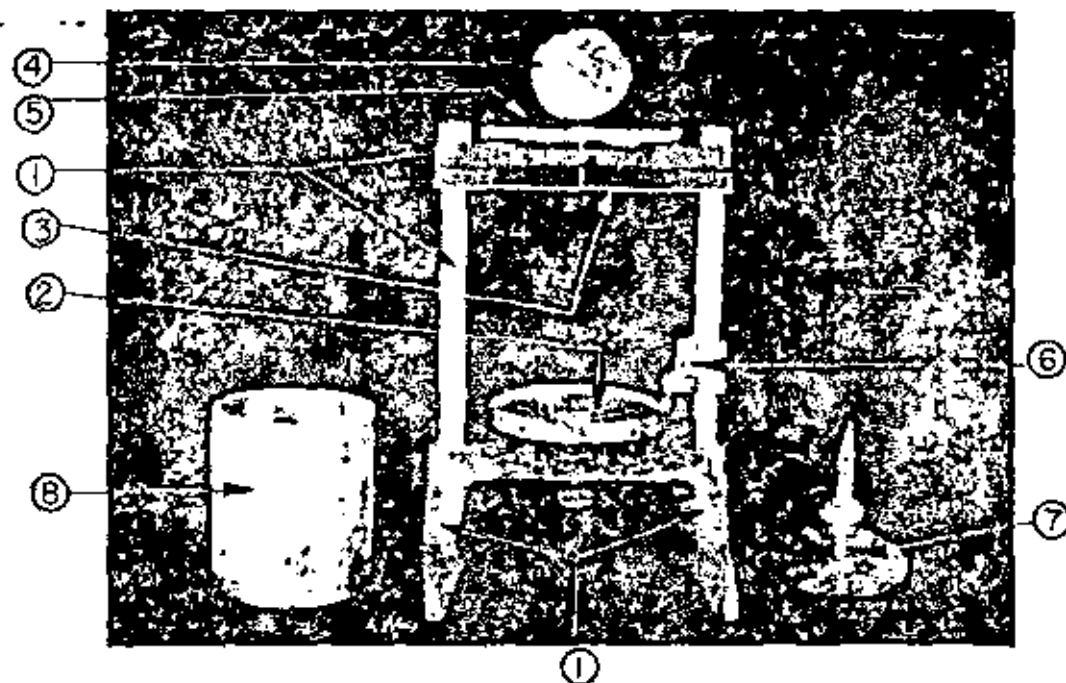
3) Se determina la humedad natural del suelo tomando un testigo de material preparado para el ensayo, de acuerdo con la Sección 2.3 de esta Norma.

4) Para fabricar una muestra, se coloca en una charola el material aproximadamente 1 Kg con su humedad natural (w_1) y se agrega la cantidad de agua necesaria para que adquiera su humedad de prueba (w_2), amasándolo vigorosamente para distribuir el agua en forma homogénea.

La cantidad necesaria de agua por agregar (Ag) se calcula con la siguiente fórmula:



VISTA DEL APARATO MONTADO



VISTA DEL APARATO DESMONTADO

- 1.- MARCO RIGIDO.
- 2.- MESA CIRCULAR GIRATORIA DE DOBLE FONDO.
- 3.- BARRA DE ACERO CALIBRADA (DEFLECTORA).
- 4.- MICROMETRO.
- 5.- PLACA PARA FIJAR EL MICROMETRO.
- 6.- VERNIER FIJO.
- 7.- PLACA PERFORADA CON VASTAGO.
- 8.- MOLDE CILINDRICO.

FIG. N° 2.- EXPANSOMETRO DE HVEEM MODIFICADO

$$AG = \frac{w_2 - w_1}{100 + w_1} \cdot W_x \quad (6)$$

en donde:

AG = agua por agregar, en gr (1 gr de agua es aproximadamente igual a 1 cm³ de agua, para fines prácticos)

w₁ = humedad natural del suelo, en por ciento

w₂ = humedad de prueba, en por ciento

W_x = peso del material con humedad natural, en gr.

El peso teórico de la muestra húmeda (W_m) que se debe colocar en el molde, se deduce a partir de la forma geométrica de éste y del peso volumétrico seco del material (γ_d), empleando la fórmula (7):

$$W_m = \frac{\gamma_d}{1000} \times \frac{100 + w_2}{100} \times V_e \quad (7)$$

en donde:

γ_d = peso volumétrico seco del suelo, en Kg/m³

W_m = peso teórico de la muestra húmeda, en gr

V_e = Volumen del espécimen cilíndrico de 5 cm de altura y con un diámetro igual al molde, en cm³.

En el Esqueleto No. 7 se puede llevar el registro de estos datos.

5) Se deberá obtener un testigo de humedad del material preparado en el peso anterior, el cual nos indicará la humedad real de prueba. Véase la Sección .2.3 de esta Norma.

6) Se coloca el molde cilíndrico sobre una placa y se vierte en el interior de aquél la cantidad de material húmedo (W_m), preparada y calculada en la forma que se indicó en el paso 4) acomodándolo en 3 capas y dando, con la varilla de punta de bala, 25 golpes por capa, se debe vigilar que el material quede uniformemente distribuido. Se introduce dentro del molde el pisón de madera y sobre éste se coloca una placa metálica rígida de 2.54 cm (1") de espesor y dimensiones mayores que el diámetro del molde.

Se pone el molde en la prensa y se compacta el material hasta obtener la altura deseada, es decir, hasta que el pisón de madera y la placa rígida queden al ras del borde superior del molde. A continuación, se retiran la placa y el pisón.

ESQUELETO No. 7

PRUEBA DE EXPANSION VOLUMETRICA
CON EL EXPANSOMETRO DE HVEEM

OBRA _____ PROYECTO _____
 SONDEO _____ LOCALIZACION _____
 PROFUNDIDAD _____ IDENTIFICACION LABORATORIO _____
 TIPO DE MUESTRA _____ PRUEBA NUMERO _____
 APARATO NUMERO _____ MOLDE NUMERO _____ FECHA _____

DATOS PARA LA CONDICION INICIAL DE LA PRUEBA:

- 1) Peso volumétrico seco máximo _____ Kg/m³
 2) Grado de compactación _____ por ciento
 3) Peso volumétrico seco (3) = $\frac{(2)}{100} \times (1)$ _____ Kg/m³
 4) Humedad de prueba _____ por ciento
 5) Humedad natural del suelo _____ por ciento

PREPARACION DEL ESPECIMEN:

- 6) Peso del material con humedad natural _____ gr
 7) Agua por agregar (7) = $(6) \frac{(4)-(5)}{100 + (5)}$ _____ cm³
 8) Peso de la muestra húmeda
 (8) = $\frac{(3)}{1000} \times \frac{100 + (4)}{100} \times (12)$ _____ gr
 9) Diámetro medio del espécimen _____ cm
 10) Altura media del espécimen _____ cm
 11) Area del espécimen (11) = $0.785 \times (9)^2$ _____ cm²
 12) Volumen del espécimen (12) = $(11) \times (10)$ _____ cm³

OPERADOR _____ CALCULO _____ REVISO _____

7) En el espécimen así obtenido se deberá comprobar el grado real de compactación inicial de prueba, obteniendo los datos que se indican a continuación:

- a) Se introduce la placa metálica rígida previamente calibrada y con un Vernier se efectúan 4 medidas, por pares y opuestas, según 2 diámetros perpendiculares, desde la placa hasta el borde superior del molde y se obtiene la media aritmética. La altura real inicial del espécimen (H_1) en cm, será igual a:

$$H_1 = H_0 - H_p - H_r \quad (8)$$

H_0 = altura del molde, en cm

H_p = espesor de la placa, en cm

H_r = media aritmética de las lecturas del Vernier, en cm

- b) Con H_1 se determina el volumen real inicial (V_1), a partir de las dimensiones del molde.
- c) Se obtiene el peso del molde con el material compactado, que al restarle la tara del molde dará el peso húmedo (W_1) del material compactado, que es teóricamente igual al calculado en el paso 4) de esta prueba.
- d) Se calcula el peso seco del espécimen usando la fórmula (9):

$$W_d = \frac{W_1}{100 + w} \quad (9)$$

en donde:

W_d = peso seco del espécimen, en gr

W_1 = peso húmedo del material compactado, en gr

w = humedad real de prueba determinada con el testigo, en por ciento

Este dato se empleará en cálculos posteriores como se verá en el paso 11), más adelante.

- e) Se calcula el peso volumétrico húmedo real del material compactado, dividiendo W_1 entre V_1 .
- f) Se determina el peso volumétrico seco real del material compactado, usando la fórmula (10):

$$\gamma_d = \frac{\gamma_w}{100 + w} \times 100 \quad (10)$$

γ_d = peso volumétrico seco, en Kg/m³

γ_w = peso volumétrico húmedo, en Kg/m³

w = humedad real inicial del suelo, en por ciento

- g) Finalmente se obtiene el grado de compactación usando la fórmula (5).

En el Esqueleto No. 8 se llevan el registro y los cálculos correspondientes a esta etapa de la prueba.

8) Se coloca papel filtro tanto en la cara superior como en la inferior del molde y se introduce en éste la placa perforada o sobrecarga con el vástago con punta de bala.

Se monta el cilindro en el marco rígido sobre la mesa circular, cuidando que el vástago con punta de bala haga contacto con la barra deflectora, directamente debajo del vástago del micrómetro, y que ambos coincidan en la vertical. Es importante que coincida una marca puesta previamente en el cilindro con alguna división de la mesa circular, para poder colocar en la misma posición al molde cuando se retire y sea necesario montarlo nuevamente.

Para llevar el molde a su posición correcta se debe girar inicialmente la mesa circular hasta dejar la punta de bala cerca de la barra deflectora y, posteriormente, con la tuerca-tornillo del vástago, colocarlo en su posición final.

Se anota en el Esqueleto No. 11 la lectura inicial del Vernier - fijo al marco rígido y a la mesa circular, y la lectura inicial del micrómetro se anota en el Esqueleto No. 9. Para cerciorarse que la punta de bala hace contacto con la barra se pone cualquier lectura en el micrómetro y se hace que la barra se flexione hasta que la aguja del micrómetro se corra una división, anotando como inicial a esta última lectura.

9) Una vez montado el molde con la muestra, en la forma descrita anteriormente, se añade agua para saturar el espécimen, midiendo el volumen agregado. A partir del momento en que se inicia la saturación, se hacen las lecturas en el micrómetro para los tiempos señalados en el Esqueleto No. 9 y con las lecturas se construye una gráfica deformación-tiempo en papel semilogarítmico, poniendo las deformaciones en la escala natural y el tiempo en la logarítmica. La prueba termina en el momento en que se aprecie que los movimientos son prácticamente despreciables, o bien, que la gráfica deformación-tiempo se vuelva sensiblemente horizontal. El tiempo mínimo re

ESQUELETO No. 8
PRUEBA DE EXPANSION VOLUMETRICA CON EL
EXPANSOMETRO DE HVEEM (CONTINUACION)

OBRA _____ PROYECTO _____
SONDEO _____ LOCALIZACION _____
PROFUNDIDAD _____ IDENTIFICACION LABORATORIO _____
TIPO DE MUESTRA _____ PRUEBA NUMERO _____
APARATO NUMERO _____ MOLDE NUMERO _____
FECHA _____

COMPROBACION DE LA HUMEDAD INICIAL DE PRUEBA

13) Peso del material húmedo + tara _____ gr
14) Peso del material seco + tara _____ gr
15) Peso del agua (15)-(13)-(14) _____ gr
16) Peso de la tara _____ gr
17) Peso del material seco (17)=(14)-(16) _____ gr
18) Humedad inicial real de prueba (18) = $\frac{(15)}{(17)} \times 100$ _____ por ciento

COMPROBACION COMPACTACION DEL ESPECIMEN

19) Espesor deseado _____ cm
20) Distancia promedio de la base superior del molde
Próctor a la placa = _____ cm
21) Espesor de la placa _____ cm
22) Altura del molde _____ cm
23) Espesor real inicial del espécimen (23)=(22)-
(21)-(20) _____ cm
24) Volumen real inicial del espécimen (24)=(11)x(23) _____ cm³
25) Peso del molde + espécimen _____ gr
26) Peso del molde _____ gr
27) Peso del material húmedo compactado: (27)=(25)-(26) _____ gr
28) Peso seco del material compactado: (28) = $\frac{(27)}{100+(18)}$ _____ gr
29) Peso volumétrico húmedo del material compactado:
(29) = $\frac{(27)}{(24)} \times 1000$ _____ Kg/m³

30) Peso volumétrico seco real del material compactado (30) = $\frac{(29)}{100+(18)} \times 1000$ ó (30) = $\frac{(28)}{(24)} \times 1000$ _____ Kg/m³
31) Grado de compactación inicial real (30) = $\frac{(29)}{(1)} \times 100$ _____ por ciento
OPERADOR _____ CALCULO _____ REVISO _____

ESQUELETO No. 9

PRUEBA DE EXPANSION VOLUMETRICA CON EL
EXPANSOMETRO DE HVEEM (CONTINUACION)

PROYECTO _____ OBRA _____
 SONDEO _____ LOCALIZACION _____
 PROFUNDIDAD _____ IDENTIFICACION LABORATORIO _____
 TIPO DE MUESTRA _____ PRUEBA NUMERO _____
 APARATO NUMERO _____ MOLDE NUMERO _____ FECHA _____

SATURACION DEL ESPECIMEN

32) Lectura en el Vernier del expansómetro (1/10 000 mm) _____ cm
 33) Lectura inicial en el micrómetro (1/10 000 mm) _____ cm
 34) Volumen de agua agregado _____ cm³

FECHA	TIEMPO	LECTURAS	DEFORMACIONES	FECHA	TIEMPO	LECTURAS	DEFORMACIONES
	0				1 hora		
	2 ^o seg				1.5 h		
	5 ^o				2 h		
	10 ^o				3 h		
	15 ^o				4 h		
	20 ^o				5 h		
	25 ^o				8 h		
	30 ^o				12 h		
	45 ^o				24 h		
	1 ^o min				30 h		
	1.5 ^o				40 h		
	2 ^o				50 h		
	4 ^o				60 h		
	6 ^o				75 h		
	9 ^o				100 h		
	10 ^o				120 h		
	15 ^o						
	20 ^o						
	25 ^o						
	30 ^o						
	40 ^o						
	50 ^o						

35) Deformación máxima axial _____ micras
 36) Presión de expansión máxima _____ Kg/cm²

OPERADOR _____ CALCULO _____ REVISO _____

comendable de prueba es de 72 horas.

Se debe poner especial atención en mantener siempre un tirante de agua sobre el espécimen y llevar la cuenta de los volúmenes de agua agregados posteriormente a la iniciación de la prueba.

Se debe registrar en el Esqueleto No. 9 la lectura final del sícrometro, antes de retirar el molde del marco rígido, para calcular la deformación máxima axial (Δl).

10) A continuación se ejecutan las siguientes maniobras:

- a) Se retira el molde con el espécimen del marco rígido.
- b) Se vierte el agua sobrante del molde en una probeta graduada para determinar su volumen, cuando se desee este dato para determinar la permeabilidad.
- c) Se quitan los papeles filtros.
- d) Se deja escurrir durante 3 minutos, a fin de quitar el exceso de agua.
- e) Se seca el molde, pero no el espécimen, con un papel absorbente.
- f) Se pesa el molde con el material saturado y se anota en el Esqueleto No. 10.

11) Con los datos obtenidos en los pasos 9) y 10) se deberá determinar la humedad, después de la saturación, con la siguiente fórmula:

$$W_{sat} = \frac{W_{ps} - W_p - W_m - W_d}{W_d} \times 100 \quad (11)$$

W_{sat} = Humedad de saturación, en por ciento

W_{ps} = peso del molde + placa perforada + espécimen saturado, en gr.

W_m = peso del molde, en gr

W_p = peso de la placa perforada, en gr

W_d = peso seco del espécimen, en gr, calculado en el paso -- 7), párrafo d) y determinado con la fórmula (9).

En el Esqueleto No. 10 se registran los cálculos efectuados.

12) Se determina el grado de compactación después de la saturación, así como la deformación unitaria axial de expansión, de la manera que se indica a continuación:

La altura del espécimen saturado en cm (H_{sat}) es igual a:

$$H_{sat} = H_1 + \frac{\Delta L}{10\ 000} \quad (12)$$

en donde:

H_1 = espesor real inicial, en cm

ΔL = deformación máxima axial, en micras

El volumen del espécimen saturado (V_{sat}), en cm^3 , se determina con la fórmula (13):

$$V_{sat} = A_m \times H_{sat} \quad (13)$$

en donde:

A_m = es el área del molde, en cm^2

H_{sat} = altura del espécimen saturado, en cm

El peso volumétrico seco del espécimen saturado (γ_{dsat}), en Kg/m^3 , se calcula con la siguiente expresión:

$$\gamma_{dsat} = \frac{W_d}{V_{sat}} \times 1\ 000 \quad (14)$$

en donde:

W_d = peso seco del espécimen, en gr, determinado con la fórmula (9).

El grado de compactación al saturarse el espécimen (C_{sat}), en por ciento, se determina con la fórmula (15):

$$C_{sat} = \frac{\gamma_{dsat}}{\gamma_{dmáx}} \times 100 \quad (15)$$

Se define como deformación unitaria axial de saturación (ϵ_{sat} , en por ciento), a la relación que existe entre la deformación axial máxima (ΔL , en micras) y el espesor inicial del espécimen (H_1 , en cm), conforme a la expresión (16):

$$\epsilon_{sat} = \frac{1}{100 \times H_1} \quad (16)$$

Todos estos cálculos se registran en el Esqueleto No. 10.

13) Al espécimen saturado dentro del molde se le coloca nuevamente la placa perforada y se deja secar al aire durante 3 horas y, posteriormente en horno, controlado a 50°C, durante 2 días.

14) Se saca el espécimen del horno, cuidando que se altere al mínimo su posición relativa respecto a la que tenía originalmente dentro del molde; se deja enfriar en un desecador, para que no absorba humedad, hasta lograr que tenga la temperatura ambiente.

15) Cuando el espécimen alcanza la temperatura ambiente se monta nuevamente en el marco rígido, haciendo coincidir la marca del cilindro con la que tenía en el expansómetro cuando se montó la muestra para su saturación. Se debe procurar en todo momento que el espécimen guarde la misma posición dentro del molde, respecto a la que tenga originalmente en el proceso de saturación. (Debe aclararse que debido al secado, el espécimen se ha contraído y, ahora, tiene un volumen menor).

Estas maniobras tienen por objeto medir la contracción axial final del espécimen bajo idénticas condiciones a las que tenía en el período final de saturación. Es decir, sometido a la misma sobrecarga (placa perforada y vástago) y presión resultante al deflexionar la barra calibrada; para poder marcar en el micrómetro, la misma lectura que se obtuvo al final de la saturación.

Para lograr esto, se gira la mesa circular hasta que el vástago de la placa perforada haga contacto primero con la barra calibrada y, posteriormente, la deflexione hasta que se obtenga la lectura buscada en el micrómetro.

Por ningún motivo se debe mover el tornillo-tuerca del vástago de la placa perforada; consérvese constante la misma longitud que tuvo durante el proceso de saturación y vigílese, al igual que en el montaje para saturar la muestra, que haya coincidencia entre la punta de bala y el vástago del micrómetro, así como su verticalidad.

En el Esqueleto No. 9 se anota la lectura del Vernier fijo del expansómetro, después del secado, para calcular después la altura final del espécimen.

16) Se retira el molde del marco rígido con extremo cuidado para no perder material y a continuación se deben efectuar las siguientes mediciones:

- a) El peso del molde + espécimen seco + placa perforada (W_{asp} , en gr); a partir de este dato se obtiene el peso del suelo seco (W_{sec} , en gr)

ESQUELETO No. 10
PRUEBA DE EXPANSION VOLUMETRICA CON EL
EXPANSOMETRO DE HVEEM (CONTINUACION)

PROYECTO _____ OBRA _____
SONDEO _____ LOCALIZACION _____
PROFUNDIDAD _____ IDENTIFICACION LABORATORIO _____
TIPO DE MUESTRA _____ PRUEBA NUMERO _____
APARATO NUMERO _____ MOLDE NUMERO _____ FECHA _____

DETERMINACION DE LA HUMEDAD DESPUES DE LA SATURACION

- 37) Peso del molde + placa perforada + espécimen saturado _____ gr
- 38) Peso de la placa perforada _____ gr
- 39) Humedad del espécimen al saturarse:

$$(39) = \frac{(37)-(38)-(26)-(28)}{(28)} \text{ por ciento}$$

DETERMINACION DE LA DEFORMACION UNITARIA AXIAL

- 40) Deformación unitaria axial: $(40) = \frac{(35)}{100 \times (23)} \text{ por ciento}$

DETERMINACION DEL GRADO DE COMPACTACION DESPUES DE LA SATURACION

- 41) Altura del espécimen saturado:

$$(41) = (23) + \frac{(35)}{10\ 000} \text{ cm}$$
- 42) Volumen del espécimen saturado: $(42) = (11) \times (41) \text{ cm}^3$
- 43) Peso volumétrico seco del espécimen saturado:

$$(43) = \frac{(24)}{(42)} \times 1\ 000 \text{ Kg/m}^3$$
- 44) Grado de compactación al saturarse el espécimen:

$$(44) = \frac{(43)}{(1)} \times 100 \text{ por ciento}$$

OPERADOR _____ CALCULO _____ REVISO _____

$$W_{sec} = W_{asp} - W_m - W_p \quad (17)$$

en donde:

W_m = peso del molde, en gr

W_p = peso de la placa perforada, en gr

b) El volúmen del espécimen seco se puede determinar por cualquiera de los siguientes métodos:

1. Por inmersión en mercurio. Véase la sección .2.2 de esta Norma.
2. Se supone un cilindro con altura final medida (H_{sec}) y un diámetro que se determina como se indica a continuación:

Se efectúan 12 mediciones del diámetro del espécimen seco, 4 en la base superior, 4 en la inferior y 4 en la parte media del espécimen; se obtiene el promedio aritmético que se adopta como diámetro final, y se calcula el área del espécimen suponiendo que conserva una forma circular.

17) Con los datos obtenidos en los pasos 15) y 16) se calculan: la deformación unitaria máxima, al pasar el espécimen de la saturación al secado, y el grado de compactación del espécimen seco como se indica a continuación:

La deformación máxima al pasar el espécimen de la saturación al secado (ΔL , en cm), se obtiene con la siguiente expresión:

$$\Delta L = \frac{H_{vi} - H_{vf}}{1000} \times 2.54 \quad (18)$$

en donde:

H_{vi} = lectura inicial en el Vernier fijo del expansómetro, en milésimos de pulgada.

H_{vf} = lectura final en el Vernier fijo del expansómetro, en milésimos de pulgada.

La deformación axial unitaria máxima al pasar el espécimen de la condición de saturación a la de secado (ϵ_{sec} , en por ciento) se calcula con la fórmula (19):

$$\epsilon_{sec} = \frac{\Delta L}{H_{sat}} \times 100 \quad (19)$$

en donde:

H_{sat} = altura del espécimen saturado, en cm.

La altura del espécimen seco (H_{sec} , en cm) se determina con la fórmula (20):

$$H_{sec} = H_{sat} - \Delta L \quad (20)$$

El peso volumétrico seco del espécimen seco (γ_{dsec} , en Kg/m³) se obtiene con la siguiente expresión:

$$\gamma_{dsec} = \frac{W_{sec}}{V_{sec}} \times 1000 \quad (21)$$

en donde:

W_{sec} = peso del espécimen seco en gr; se determina con la fórmula (17)

V_{sec} = volumen del espécimen seco en cm³ se determina según el párrafo 16), párrafo b)

El grado de compactación del espécimen seco (C_{sec} , en por ciento) se determina con la fórmula (22):

$$C_{sec} = \frac{\gamma_{dsec}}{\gamma_{dmáx}} \times 100 \quad (22)$$

El Esqueleto No. 11 indica la manera de hacer el registro y cálculo de estos datos.

.1.6.3.2 Procedimiento de prueba para una muestra inalterada.

Para efectuar una prueba con un espécimen inalterado, se seguirán los siguientes pasos:

1o. De una muestra de suelo inalterado, de dimensiones adecuadas, se labrará con la zapata de corte (de un diámetro ligeramente mayor a la del molde, 10.25 cm) y con los cortadores; un espécimen en forma semejante a los obtenidos para la prueba de consolidación; véase el Instructivo para Ensayo de Suelos de la Secretaría de Recursos - Hidráulicos (5), páginas 241 a 249.

2o. El espécimen se pasa de la zapata de corte al molde de prueba, de la siguiente manera:

En la prensa se pone el molde, sobre éste se centra la zapata de corte y arriba de ésta se coloca un pistón de madera de 5 cm de al-

ESQUELETO No. 11

PRUEBA DE EXPANSION VOLUMETRICA CON EL
EXPANSOMETRO DE HVEEM (TERMINACION)

PROYECTO _____ OBRA _____
 SONDEO _____ LOCALIZACION _____
 PROFUNDIDAD _____ IDENTIFICACION LABORATORIO _____
 TIPO DE MUESTRA _____ PRUEBA NUMERO _____
 APARATO NUMERO _____ MOLDE NUMERO _____
 FECHA _____

DETERMINACION DE LA MAXIMA DEFORMACION UNITARIA AXIAL AL
PASAR EL ESPECIMEN DE LA CONDICION DE SATURACION A LA
DE SECADO

- 45) Lectura en el Vernier del expansómetro, antes del se
cado (1/1000") HORA Y FECHA _____
- 46) Lectura en el Vernier del expansómetro, después del
secado (1/1000") HORA Y FECHA _____
- 47) Deformación máxima al pasar el espécimen de la sa-
turación al secado _____ cm

$$(47) = \frac{(45) - (46)}{1\ 000} \times 2.54$$
- 48) Deformación unitaria axial máxima (48) = $\frac{(47)}{(41)} \times 100$ _____ por ciento

DETERMINACION DEL GRADO DE COMPACTACION AL PASAR EL
ESPECIMEN DE LA CONDICION DE SATURACION A LA DE SE-
CADO

- 49) Altura del espécimen seco (49) = (41) - (47) _____ cm
- 50) Diámetro del espécimen seco _____ cm
- 51) Area del espécimen seco (51) = 0.785 (50)² _____ cm²
- 52) Volumen del espécimen seco (52) = (51)x(49) _____ cm³
- 53) Peso del molde + placa perforada + espécimen seco _____ gr
- 54) Peso del espécimen seco (54) = (53) - (26) - (38) _____ gr
- 55) Peso volumétrico seco del espécimen seco _____ Kg/m³

$$(55) = \frac{(54)}{(52)} \times 1\ 000$$
- 56) Grado de compactación del espécimen seco _____ por ciento

$$(56) = \frac{(55)}{(1)} \times 100$$
- OPERADOR _____ CALCULO _____ REVISO _____

tura y 10.16 cm de diámetro; sobre el pistón se coloca una placa rígida de acero, 2.54 cm (1") de espesor, y de dimensiones mayores a las del molde (15 x 15 cm). Se fijan el molde y la zapata, y con el pistón de la prensa se empuja rápidamente el espécimen dentro del molde. Se retira el molde de la prensa y se enrasan las dos caras del espécimen.

Una vez que el espécimen está en el molde, se prosigue la prueba en la forma ya descrita para las muestras remoldeadas, desde el paso 7) hasta el final de la prueba.

3o. Es necesario obtener un testigo de humedad y de peso volumétrico húmedo en estado natural, de la muestra inalterada, para fijar estas dos condiciones iniciales de prueba antes de la saturación.

4o. Para establecer el patrón de comparación del peso volumétrico seco máximo y grado de compactación, se pueden seguir dos criterios, como se indica a continuación.

- a) Determinar previamente un peso volumétrico seco máximo Proctor y calcular el grado de compactación que le corresponda a la muestra, a partir de su peso volumétrico seco en estado natural.
- b) Suponer que el peso volumétrico seco en estado natural es el máximo y, por consiguiente, que el espécimen montado tiene un grado de compactación del 100 por ciento.

.1.6.3.3 Recomendaciones generales.

- 1) Para obtener las presiones de expansión, a partir de las deformaciones de expansión, es necesario calibrar previamente la barra calibrada deflECTORA montada en el marco rígido. Para esto, se puede seguir el método que más convenga al laboratorio, pero es conveniente que al final de la calibración se elabore una gráfica presiones aplicadas-deformación, para simplificar los trabajos posteriores.
- 2) El marco rígido y especialmente la barra calibrada deflECTORA se deben conservar limpios, libres de polvo y moho, ya que éstos pueden perjudicar el correcto funcionamiento de la barra.
- 3) Es conveniente que durante el proceso de saturación del espécimen se mantenga el expansómetro en un lugar horizontal, firme y exento de vibraciones.
- 4) Es aconsejable efectuar recalibraciones de la barra calibrada deflECTORA cuando menos cada 4 meses, o menos, dependiendo de su uso. Sin embargo, cuando se tengan lecturas en el micrómetro superiores a 1 mm, durante tiempos superiores a 15 horas, es conve-

niente efectuar una recalibración de la citada barra.

- 5) A fin de poder efectuar cálculos complementarios, por ejemplo: - relación de vacíos, grado de saturación, etc. es conveniente determinar el peso específico relativo de los sólidos (S_s), con -- testigos representativos complementarios.
- 6) Debe ponerse especial atención en el momento de montaje del espécimen a saturación, de no presionar excesivamente con el vástago de la placa perforada la barra calibrada deflectora, ya que esto puede inducir esfuerzos residuales en la mencionada barra, que -- se liberarán precisamente durante el proceso de saturación y da -- rán lecturas erróneas del micrómetro.
- 7) Mediante la ejecución de esta prueba, además de cuantificar los movimientos verticales y la presión de expansión, es posible obtener otro tipo de información complementaria, tal como el coeficiente de permeabilidad. Para esto, es necesario medir los volúmenes de agua infiltrada así como el tiempo que se necesitó para la aparición de la primera gota de agua filtrada.
- 8) Finalmente, es conveniente aclarar que esta prueba tiene características tales que es factible realizarla prácticamente en cualquier tipo de especímenes compactados, como por ejemplo: obtener un espécimen de 10.16 cm (4") de diámetro a partir de otro de mayor diámetro previamente compactado dinámicamente o estáticamente. Es decir, que se puede variar de acuerdo con las necesidades del -- proyecto: el diámetro, la energía específica de compactación y -- el tipo de compactación del espécimen original.

Para mayor información se puede consultar la literatura especializada (16), (17) y (18).

.2 PRUEBAS PARA IDENTIFICACION DE SUELOS COLAPSIBLES

.2.1 Límite líquido.

Esta prueba, como se expresó en el Apartado .2 de la Norma .1.1.10 Características Físicas y Mecánicas de los Suelos que Soportarán a los Canales, también es necesaria para la identificación de los suelos colapsibles y ya está descrita en la sección .1.1 de esta Norma.

.2.2 Peso volúmetrico seco en estado natural.

.2.2.1 Generalidades

El peso volúmetrico seco del suelo es otra de las pruebas simples de gran utilidad en la mecánica de suelos, ya que es una eficaz ayuda

da en la identificación de los distintos materiales, así como para determinar algunas de sus relaciones volumétricas y gravimétricas; además, sirve como prueba de control en la construcción de terraplenes y bordos.

En la Sección .2.3 de la Norma .1.1.10, se estableció la necesidad de conocer, entre otras propiedades, el peso volumétrico para la identificación de los llamados suelos "colapsables"; este peso puede ser determinado en el campo o en el laboratorio.

Según se explicó en el Inciso .1.3.1.e) de la Norma .1.1.10, el peso volumétrico seco de una muestra de suelo es la relación que existe entre el peso seco de la muestra (peso de los sólidos) y su volumen total, y se expresa así:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_t} \quad (23)$$

en donde:

γ_d = peso volumétrico seco, en gr/cm³ o Kg/m³

W_s = peso de los sólidos, en gr o Kg

V_t = volumen total de la muestra, en cm³ o m³

El peso volumétrico seco de una muestra de suelo está relacionado con su peso volumétrico húmedo, conforme a las siguientes expresiones:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{100 + w} \times 100 \quad (24)$$

$$\gamma_d = \frac{W_t}{V_t (100 + w)} \times 100 \quad (25)$$

en donde:

γ_h = peso volumétrico húmedo del suelo, en Kg/m³

w = contenido de agua o humedad, en por ciento

W_t = peso total de la muestra de suelo = peso del agua contenida en la muestra (W_w) más peso de los sólidos (W_s), en gr o Kg.

V_t = volumen de la muestra de suelo, en cm³ o m³

.2.2.2 Determinación en el laboratorio del peso volumétrico seco en estado natural.

.2.2.2.1 Generalidades.

Para este caso es indispensable la obtención de muestras inalteradas, lo que hace que el peso volumétrico seco en el laboratorio sólo sea posible obtenerlo en especímenes que se puedan labrar. Naturalmente que las muestras pueden ser tanto de un suelo en su estado natural como de un material compactado en el laboratorio.

El problema se reduce a determinar directamente los valores de las literales de la expresión (25). W_t puede conocerse pesando el espécimen de suelo en una balanza con aproximación de 0.01 gr; el contenido de agua se determinará conforme a lo establecido en la Sección .2.3 de esta Norma; finalmente, V_t se valorará labrando la muestra original para lograr un espécimen con forma geométrica simple, por inmersión de la muestra en mercurio (ver procedimiento en la Sección .2.3 de esta Norma) o bien, por el método de la parafina que se explica en los párrafos siguientes.

.2.2.2.2 Método de la parafina para la determinación del volumen de un espécimen.

a) Equipo y material necesario:

- Parafina
- Balanza de 200 gr de capacidad, con triple escala y con sensibilidad de 0.01 gr. (Ver la Figura No. 3)
- Balanza de precisión con aproximación de 0.01 gr
- Vaso de cristal de 500 ml
- Hilo
- Cortador o cuchillo
- Cápsula metálica para derretir la parafina

.2.2.2.3 Procedimiento para efectuar la prueba.

De la muestra inalterada se labra una probeta de forma sensiblemente cúbica, de cinco centímetros de lado, pesándose inmediatamente; y se registra este peso "humedo" (W_t), en gramos. A continuación, la probeta labrada se cubre con parafina líquida en capas delgadas, se deja enfriar y se obtiene el peso de la probeta recubierta (W_p).

El volumen de la cubierta de parafina (V_p) se determina con la siguiente fórmula:

$$V_p = \frac{W_p - W_t}{D_p \gamma_w} \quad , \text{ en cm}^3 \quad (26)$$

donde:

D_p = peso específico relativo de la parafina

γ_w = peso específico del agua, a 40°C y a la presión atmosférica al nivel del mar, igual a 1 gr/cm³

Se ata la probeta con un hilo, dejando un extremo libre de éste para suspenderla de la balanza. Se coloca el vaso con agua (300 ml aproximadamente) suspendiéndolo debajo del brazo de la balanza, por medio del aditamento especial que tiene (véase la Figura No. 3). La probeta atada a la balanza se sumerge totalmente dentro del agua -- sin que toque el fondo ni las paredes del vaso; y se registra el peso de la probeta (W_a) en estas condiciones.

El volumen del espécimen queda definido por la expresión:

$$V_t = \frac{W_p - W_a}{\gamma_w} - V_p \quad , \text{ en cm}^3 \quad (27)$$

La diferencia $W_p - W_a$ representa el peso del agua (en gramos) a la temperatura ambiente, desalojado por el espécimen cubierto con parafina, que dividido entre γ_w resulta el volumen del espécimen con parafina (en cm³). El volumen de la parafina (V_p) se determina en la fórmula (26).

.2.2.3 Determinación en el campo del peso volumétrico seco en estado natural.

La determinación en el campo del peso volumétrico seco únicamente se efectúa en la superficie del terreno natural y en pozos a cielo abierto, especialmente excavados hasta profundidades de 3 a 5 m. También queda restringida por la dureza de los materiales, ya que es necesario removerlos con herramientas manuales durante la excavación del pozo.

Un procedimiento para determinar el peso volumétrico en el campo está descrito en el Instructivo para Ensayo de Suelos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos (5), páginas 361 a 375. De los métodos presentados es más recomendable el "A": Determinación del Volumen del Pozo con Arena.

En la descripción de la prueba del permeámetro de pozo, Sección .3.4 de esta Norma, se indica otro procedimiento para determinar el peso volumétrico seco del suelo en estado natural.

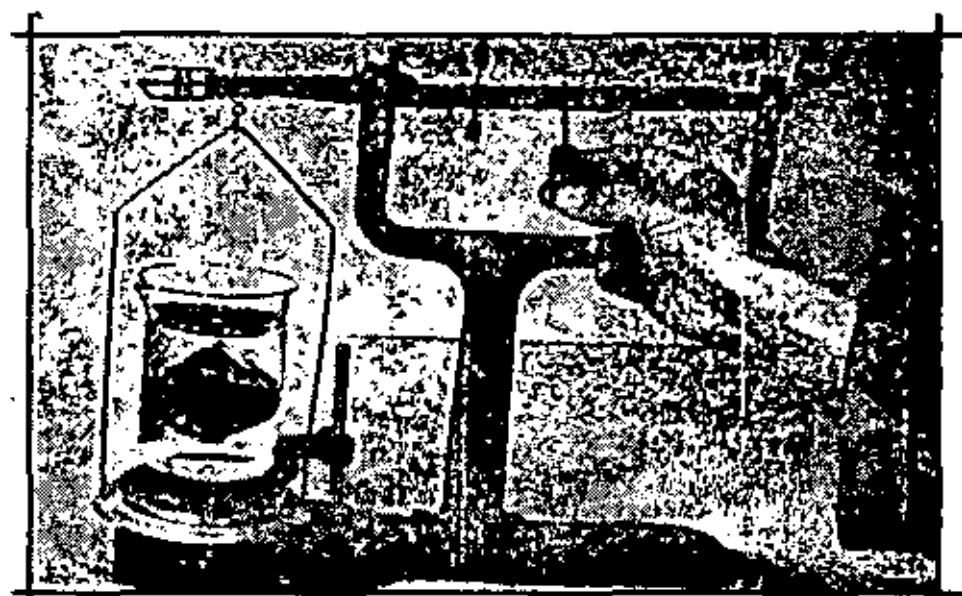


FIG. 3.- PESANDO LA MUESTRA CUBIERTA CON PARAFINA
SUMERGIDA EN AGUA

Para ampliar la información, se puede consultar la literatura especializada (1), (2), (4), (5) y (11).

.2.3 Humedad natural o contenido de agua natural.

.2.3.1 Generalidades.

Esta prueba describe el método para determinar la humedad o contenido de agua del suelo. Como se estableció en el inciso .1.3.1.e) de la Norma .1.1.10, la humedad de un suelo se define como la relación del peso del agua contenida (W_w) al peso de los sólidos (W_s), secado en horno entre 105 y 110°C hasta peso constante y dado en -- por ciento; la humedad queda expresada por la siguiente fórmula:

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100, \text{ en por ciento} \quad (28)$$

donde:

w = humedad o contenido de agua, en por ciento

W_w = peso del agua contenida en la muestra, en gr

W_s = peso de los sólidos = peso seco de la muestra, en gr

La muestra seleccionada para la determinación de la humedad debe ser representativa del suelo cuyo contenido de agua se desea conocer. Si dicha muestra va a ser tomada en el campo y transportada al laboratorio para trabajarla, se deberá colocar en una cápsula o recipiente hermético que garantice que no habrá pérdidas de humedad durante el transcurso del tiempo de traslado.

La cantidad mínima de muestra que deberá tomarse para efectuar esta prueba, depende del tamaño máximo de las partículas del suelo. Como ilustración de lo anterior, se da la Tabla No. 1 que se considera como guía para la obtención de estas cantidades:

TABLA No. 1
CANTIDAD MINIMA DE SUELO PARA LA PRUEBA DE HUMEDAD

TAMAÑO MAXIMO DE LA PARTICULA	CANTIDAD DE SUELO (gr)
Malla No. 40	100
Malla No. 4	200
Malla 3/8"	1 000
Malla 3/4"	2 000
Malla 1 1/2"	3 000

.2.3.2 Equipo necesario.

- a) Cápsulas para muestras.- Las dimensiones de estas cápsulas -- son función del tamaño de la muestra y deben ser de un material resistente a la corrosión y a los cambios fuertes de temperatura; los vidrios de reloj, las cápsulas de porcelana o metálicas galvanizadas, pueden ser adecuadas para esta prueba.
- b) Balanza de precisión, con aproximación de 0.01 gr.
- c) Horno con termostato, que mantenga la temperatura entre 105 y - 110°C.
- d) Desecador.

.2.3.3 Procedimiento para hacer la prueba.

- a) La muestra se coloca en una cápsula, previamente tarada y se pesa con el suelo húmedo.
- b) La cápsula con la muestra se coloca en el horno y se seca a una temperatura de 110°C, hasta que la muestra tenga un peso constante. Generalmente se dejan las muestras en el horno de 16 a 24 horas.
- c) Después de secar la muestra a peso constante, se coloca en un desecador para que se enfríe a la temperatura ambiente, pero sin que absorba humedad.
- d) Una vez enfriada la muestra a la temperatura del laboratorio, se pesa.

El Esqueleto No. 12 indica la manera de llevar el registro de la prueba.

.2.4 Peso específico relativo de los sólidos.

.2.4.1 Generalidades.

El peso específico relativo de los sólidos (S_s) se define como - la relación entre el peso específico de los sólidos (γ_s) y el peso específico del agua (γ_D) a 40°C, destilada y sujeta a una atmósfera de presión.

Algunos autores llaman a esta relación "Densidad" del suelo, y - la definen como la relación entre el peso de los sólidos y el peso del volumen de agua que desalojan.

En el Instructivo para Ensayo de Suelos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos (5), páginas 126 a 145, se describe el procedimiento para determinar la "Densidad" o peso específico relativo de los sólidos.

Para ampliar la información del tema, puede consultarse la literatura especializada (1), (2), (4), (5) y (11).

.2.5 Grado de saturación.

.2.5.1 Generalidades.

El grado de saturación de una muestra de suelo es la relación entre el volumen del agua contenida en los vacíos de la muestra y el volumen de vacíos, según se definió en el Inciso .1.3.d.e) de la Norma .1.1.10. Se expresa en por ciento y algunas veces se le denomina también porcentaje de saturación.

Estrictamente hablando, el grado de saturación no es una prueba de laboratorio; sin embargo, esta característica de los suelos ha demostrado tener fundamental influencia en algunas de sus propiedades, tales como la impermeabilidad, compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante.

De acuerdo con su definición, el grado de saturación se expresa así:

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad (29)$$

ESQUELETO No. 12
DETERMINACION DEL CONTENIDO DE AGUA
(HUMEDAD)

OBRA _____ PROYECTO _____

IDENTIFICACION DEL LABORATORIO _____

IDENTIFICACION DE LA MUESTRA _____

- (1) Muestra número _____
 - (2) Cápsula número _____
 - (3) Peso cápsula + suelo húmedo _____ gr
 - (4) Peso cápsula + suelo seco _____ gr
 - (5) Peso cápsula _____ gr
 - (6) Peso del agua (3) - (4) _____ gr
 - (7) Peso del suelo seco (4) - (5) _____ gr
- Humedad: $\frac{(6)}{(7)} \times 100$ _____ por ciento

OBSERVACIONES: _____

FECHA _____

OPERADOR _____ CALCULO _____ REVISO _____

donde:

Q_w = grado de saturación, en por ciento

V_w = volumen del agua contenida en los vacíos de una muestra de suelo, en cm^3

V_v = volumen de vacíos en la muestra, en cm^3

El grado de saturación se puede determinar a partir de la siguiente expresión:

$$Q_w = \frac{w \cdot S_m \cdot \gamma_d}{S_m \cdot \gamma_w - \gamma_d} \quad , \text{ en por ciento} \quad (30)$$

donde:

w = humedad natural de la muestra de suelo, en por ciento

S_m = peso específico relativo de los sólidos

γ_d = peso volumétrico seco en estado natural, en gr/cm^3

γ_w = peso específico del agua en las condiciones de trabajo, aproximadamente igual a $1 \text{ gr}/\text{cm}^3$

La fórmula (30) es muy práctica para determinar el grado de saturación en las pruebas de campo. Sin embargo, en el laboratorio es usual calcularlo con la siguiente expresión:

$$Q_w = \frac{S_m}{\gamma_w} \gamma_o \left(\frac{W_t - W_s}{\gamma_o S_m V_t - W_s} \right) \times 100, \text{ en por ciento} \quad (31)$$

en donde:

S_m = peso específico de los sólidos

γ_w = peso específico del agua a la temperatura ambiente, gr/cm^3

γ_o = peso específico del agua a 4°C , destilada y sujeta a una atmósfera de presión, gr/cm^3

W_t = peso total de la muestra del suelo, gr

W_s = peso de los sólidos, gr

V_t = volumen total de la muestra del suelo, cm^3

Para mayores detalles se puede consultar la literatura especializada (1), (2), (4), (5), (10) y (11).

.3 PRUEBAS DE CAMPO PARA DETERMINAR PROPIEDADES DE INGENIERIA DE LOS SUELOS

.3.1 Generalidades.

En lo relativo a "Actividades geotécnicas que intervienen en el proyecto de un sistema de riego", Norma .1.1.10, se estableció que en los diferentes niveles de un proyecto de un sistema de riego es necesario recabar y obtener en el campo, la información acerca de -- las características físico-mecánicas del subsuelo; información que debe detallarse de acuerdo con la naturaleza e importancia del proyecto.

Esta necesidad ha originado el desarrollo de una serie de "pruebas de campo" encaminadas a obtener de una manera rápida y sencilla, la información relativa a la estratigrafía, así como a las características más significativas, tales como la resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad, permeabilidad, etc. de los suelos.

Por esta razón, a continuación se describen tres pruebas de campo que por su versatilidad y facilidad de ejecución, prestan singular ayuda a la solución de numerosos problemas en los diferentes niveles de proyecto, especialmente en el de elección de alternativas y en el de proyecto detallado; éstas son: la prueba de penetración estándar, la prueba de veleta en el lugar y la prueba del permeámetro de pozo para la determinación de la permeabilidad en el lugar.

La prueba de penetración estándar es realmente un método de exploración y muestreo del subsuelo, que tiene la ventaja de proporcionar información acerca de la compacidad y consistencia de los suelos, según se indicó en los Incisos .1.3.1.d) y .1.3.2.a) de la Norma -- .1.1.10. Como una consecuencia de este hecho, se puede estimar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos mediante correlaciones ya establecidas, aunque éstas sean un poco toscas; también es factible determinar cualitativamente la compresibilidad de los diferentes estratos, así como efectuar correlaciones mediante las pruebas índices o de consistencia practicadas a las muestras alteradas recuperadas. Esta prueba tiene particular importancia en los suelos friccionantes, como las arenas y arenas limosas, difíciles de muestrear; asimismo, es de gran ayuda para elaborar posteriores programas y elegir el método más adecuado para exploración de los suelos.

La prueba de la veleta es uno de los métodos para medir la resistencia al esfuerzo cortante "in situ" en suelos blandos o poco firmes, pudiéndose efectuar en el lugar durante las maniobras de explo

ración y muestreo, o ejecutar expresamente un sondeo para realizar esta prueba. En el caso de que se tenga la necesidad de realizar meras pruebas de laboratorio para determinar la resistencia al esfuerzo cortante, la prueba de la veleta puede ser un eficaz auxiliar o bien, en problemas donde sea necesario detectar suelos con muy diferentes resistencias: caso de un estrato mucho más blando y compresible que el otro, o superficies de falla, en donde hay cambios bruscos en la resistencia al corte. Dicha prueba puede facilitar mucho estas labores, siendo aconsejable en todos los casos efectuar correlaciones con las pruebas de laboratorio.

La prueba del permeámetro de pozo está enfocada a determinar el coeficiente de permeabilidad del suelo en el lugar y las posibles condiciones de filtración del agua en un canal, ya que se lleva al cabo en una masa relativamente grande de suelo natural, infiltrándose el agua en forma semejante a como se efectuaría a través de las paredes y fondo del canal futuro. Es muy importante tener valores del coeficiente de permeabilidad muy cercanos a los reales, ya que interviene en los cálculos para determinar las pérdidas de agua por infiltración en los canales; de las cuales depende, en gran parte, la necesidad y justificación de los revestimientos.

.3.2 Prueba de penetración estándar.

.3.2.1 Generalidades.

La prueba de penetración estándar es un procedimiento para estimar indirectamente la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo, al permitir juzgar la oposición que presenta éste a la penetración de un muestreador de características especiales. Esta prueba también permite hacer muestreos del suelo con recuperación de especímenes alterados; es de gran utilidad, principalmente en suelos arenosos, pero no es un método de exploración apropiado en terrenos con gravas y bolsos.

Esta prueba está orientada esencialmente a obtener información acerca de las condiciones que ofrece el subsuelo para la cimentación de estructuras, desde el punto de vista de su capacidad de carga; se emplea mucho para estudios preliminares y definitivos complementarios. A partir de los resultados de la prueba de penetración estándar, se pueden elaborar de una manera más eficaz y económica los programas de exploración con extracción de testigos inalterados, así como elegir el método más adecuado de muestreo. Finalmente, si los resultados de esta prueba se correlacionan con otros obtenidos, se puede sacar un mayor provecho de la información recabada.

Como se dijo en párrafos anteriores, la prueba de penetración estándar permite valorar la resistencia que opone el suelo a la penetración del muestreador, expresada como el número de golpes de un -

martillo de 63.5 Kg (140 lb) en caída libre, desde una altura de 76 cm (30"), necesarios para hincar el muestreador dentro del suelo -- 30.5 cm (12").

.3.2.2 Equipo y aparatos necesarios.

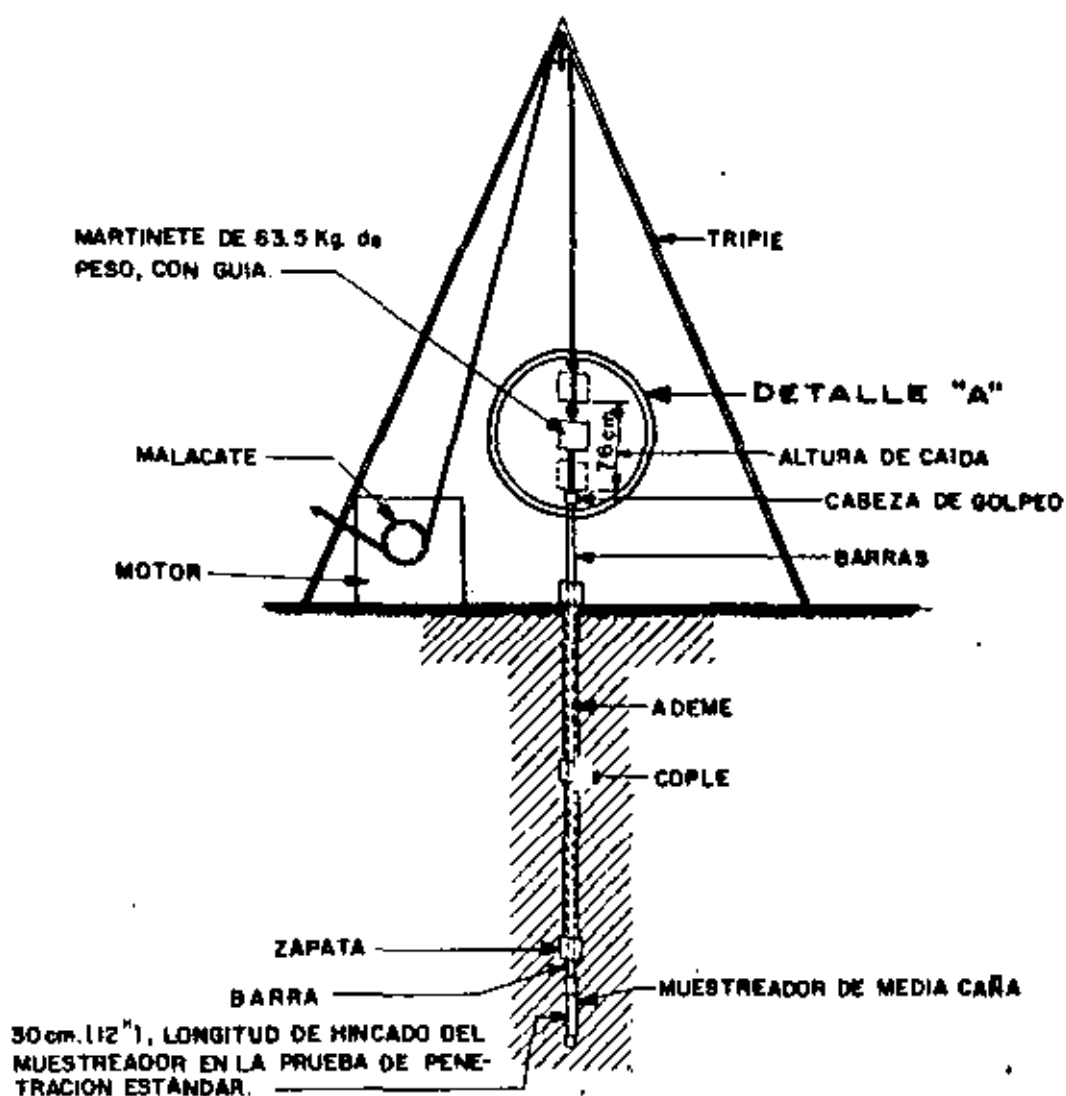
- a) Equipo auxiliar de exploración.- Máquina rotatoria de perforación, equipo de barrenación o barrenas de mano, necesarias para rimado y limpieza del pozo; no se recomiendan aquellos equipos que puedan alterar el fondo del pozo o el suelo por muestrear, tal como los usados en el método de lavado, ya que dicho lavado altera las condiciones de humedad natural de los materiales y, por tanto, su resistencia; sobre todo, en el caso de suelos parcialmente saturados.

El equipo de perforación auxiliar seleccionado debe ser tal, -- que facilite las operaciones de hincado del muestreador estándar. El equipo más sencillo que puede utilizarse consiste en un tripie, un malacate y una cuchara posteadora. Véase la Figura No. 4.

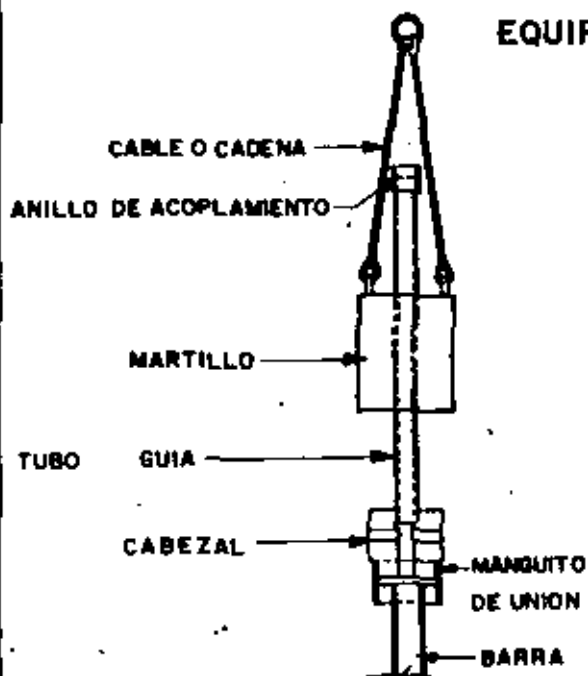
- b) Muestreador estándar.- Se compone del llamado tubo de media caña o penetrómetro estándar, con las características y dimensiones ilustradas en la Figura No. 5.

Al inicio de cada prueba, el muestreador debe estar limpio y su interior engrasado; tanto su pared interior como la exterior y la zapata de corte, deben ser uniformes y lisas, sin abolladuras o hendiduras hechas por las mismas herramientas o los materiales abrasivos, como rocas o fragmentos de las mismas.

- c) Martillo o martinete.- Conjunto de golpeo formado por un martinete de 63.5 Kg (140 lb) de peso y tubo guía o aparejo que permite al martillo una caída libre de 76.2 cm (30"). Véase la Figura No. 4.
- d) Barras de perforación.- Las barras "B" de 1 29/32" de diámetro, se consideran normales y recomendables para todas las operaciones; sin embargo, las barras "A" de 1 5/8" de diámetro, pueden usarse en sondeos hasta de 10 m de profundidad o menores.
- e) Cabeza de golpeo.- Dispositivo de golpeo formado por un tubo, cople o cabeza especial, para recibir y detener el martinete.
- f) Ademe.- Tubo de ademe, necesario de acuerdo con las condiciones particulares de cada caso.
- g) Varios.- Herramienta e implementos complementarios, tales como llaves Stillson, cable, junta giratoria, llave de cadena, recipientes o frascos para muestras, parafina, brea, etiquetas de



EQUIPO PARA LA PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR



DETALLE "A" - DIFERENTES TIPOS DE MARTILLOS DE CAIDA LIBRE.

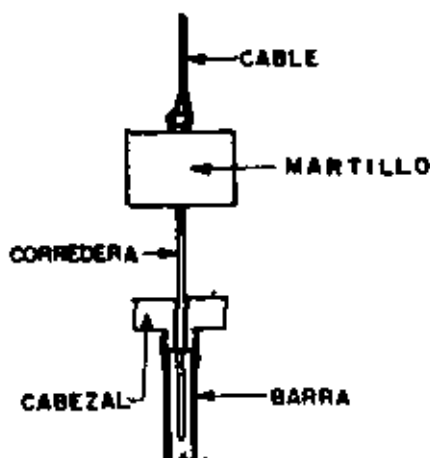


FIG. N° 4

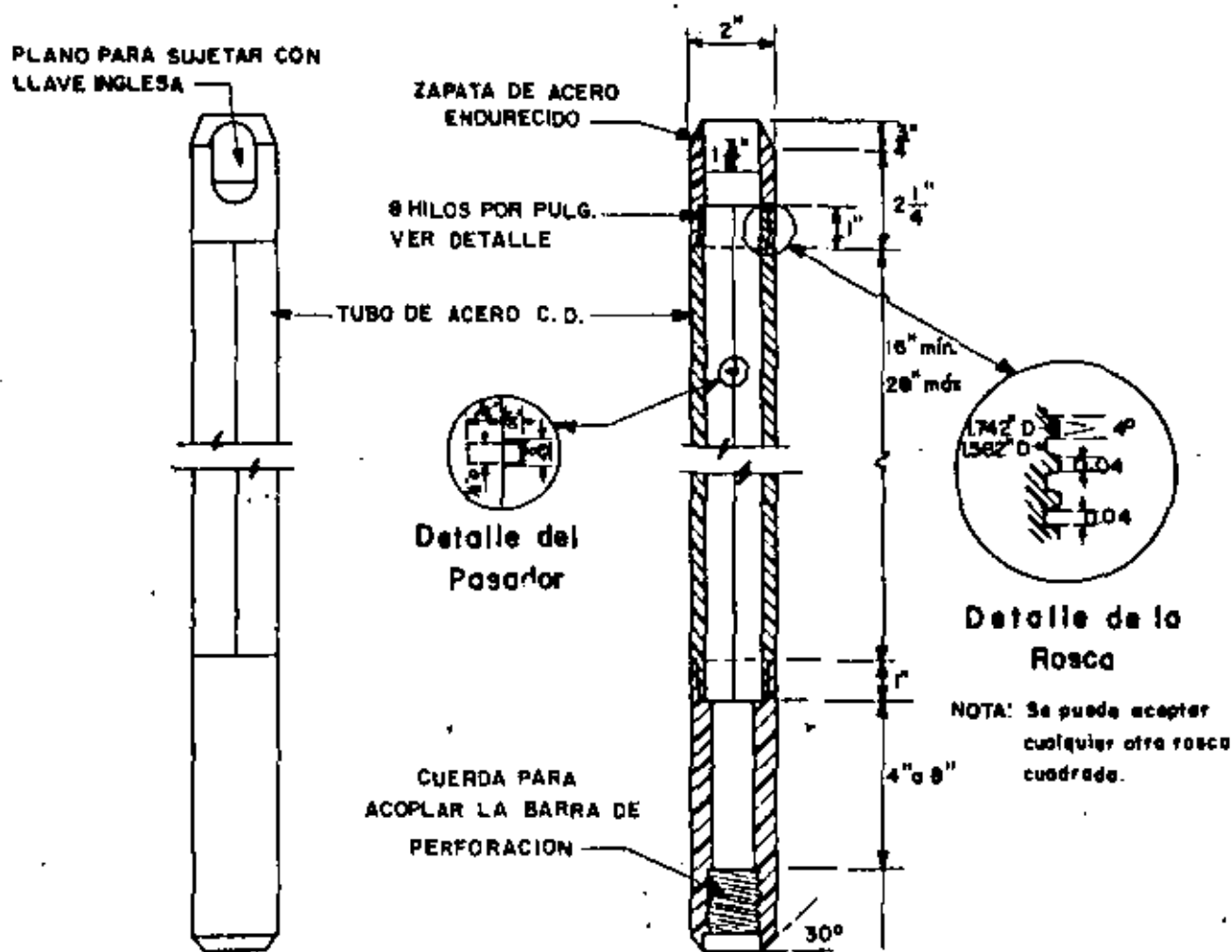


FIG. N° 5.- MUESTREADOR DE MEDIA CAÑA PARA LA PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR.

NOTAS:

TOMADO DEL MANUAL DE TIERRAS. EARTH MANUAL, U.S.B.R

identificación, hojas de registro, etc.

.3.2.3 Procedimiento de prueba.

- a) Con el equipo auxiliar de exploración (rotatorio, percusión, - barrena, posteadora, etc) se limpia y prepara el pozo, ya sea en la superficie o bien, a la profundidad que se desea efectuar la prueba; cuidando de no alterar las condiciones del suelo durante las operaciones de limpieza. Si existe alguna obstrucción, por ejemplo: un fragmento de roca, se quitará con una pulseta o trépano o se perforará con la máquina rotatoria si se tiene disponible. El muestreador estándar nunca debe usarse como pulseta.

La prueba de penetración estándar se puede hacer en forma continua, es decir, a lo largo de todo el sondeo, o emplearse solamente en ciertos tramos: en estratos o a profundidades previamente fijadas.

Cuando sea necesario el empleo de tubería de ademe, ésta descenderá hasta la capa o estrato por probar, hasta que haya sido efectuada la prueba de penetración y se haya realizado el muestreo.

- b) Se desciende el muestreador estándar hasta el fondo del pozo, mediante las barras de perforación. En la superficie se coloca la cabeza de golpeo y la guía del martinete. Golpeando con el martinete se introduce el muestreador una longitud de 15.2 cm (6") dentro del suelo; inmediatamente después se inicia la prueba de penetración propiamente dicha, contando el número de golpes en caída libre del martinete, necesarios para hincar el muestreador los 30.5 cm (12"), registrando este número "N" como "resistencia a la penetración". A partir de esto, se seguirá hincando el resto del muestreador o se retirará.

En terreno muy compacto o muy firme es recomendable suspender la prueba al llegar a los 50 golpes, no obstante que sólo se haya logrado una penetración menor a los 30.5 cm, o en ocasiones nula; esta medida es indicada para proteger el muestreador, debiéndose registrar la resistencia a la penetración como $50/d$, donde "d" es la profundidad hincada en esos 50 golpes.

Es frecuente encontrar estratos con altos contenidos de grava, boleos, cantos rodados; etc., empacados en arcilla o limos; en estos materiales, la prueba de penetración puede conducir a resultados erróneos, dando resistencias del subsuelo muy altas. En este tipo de suelos es aconsejable no hacer esta prueba, si no utilizar otros métodos de exploración, como el rotatorio, el uso de trépano y pulseta, etc.

- c) Con el malacate o con la máquina de perforación, se retira el muestreador, se abre para extraer las muestras y se colocan en los recipientes o frascos perfectamente sellados para que no pierdan humedad, ya que es necesario determinar el contenido de agua a todas las muestras obtenidas. Es conveniente efectuar una clasificación del suelo en el campo, véase la Sección .1.2 de la Norma .1.1.10; durante este proceso debe registrarse la longitud total de suelo recuperado, así como poner especial atención en la identificación y etiquetado de cada muestra, antes de remitirlas al laboratorio, registrando los datos que se indican en la etiqueta; tales como: localización y número del sondeo, profundidad, etc.
- d) Además, se debe recibir información acerca del nivel de aguas freáticas, profundidad a la cual se perdió el agua, presión artesiana (pozos o agua artesiana), zona donde se usó ademe, nivel de aguas freáticas antes y después de colocar el ademe. En arenas, el nivel freático se determinará cuando menos 30 minutos después de terminar el sondeo; en limos, después de 24 horas; en arcillas es difícil hacer una medida confiable de la posición del nivel freático en corto tiempo, razón por lo que se aceptan también 24 horas para determinarlo.
- e) Toda la información obtenida durante el sondeo se registrará en el Esqueleto No. 13.
- f) En el Inciso .1.3.2.a) de la Norma .1.1.10 se tiene la correlación de la prueba de penetración estándar para las diferentes consistencias o compacidades de los suelos. Para mayor información se puede consultar la literatura especializada (1), (2), (3), (4), (6), (7), (8), (9) y (10).

.3.3 Prueba de la veleta.

.3.3.1 Generalidades.

Esta prueba permite determinar, en el lugar, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos, saturados y suaves. La aplicación principal de esta prueba es precisamente para conocer la resistencia al corte del subsuelo, en el proyecto de cimentaciones y taludes en cortes o terraplenes.

La relativa ventaja de esta prueba radica en que se realiza directamente sobre los suelos en el lugar, pero cabe aclarar que últimamente se han desarrollado modelos de veletas para efectuar pruebas en el laboratorio sobre muestras inalteradas; sin embargo, al introducir la veleta en el suelo se alteran en forma desfavorable las condiciones originales de éste.

ESQUELETO No. 13

PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR
DETERMINACION INDIRECTA DEL ESFUERZO CORTANTE DEL SUELO

OBRA _____ PROYECTO _____
 LOCALIZACION SONDEO Km _____ ELEVACION SONDEO _____ m
 TIPO DE OBRA _____ PROCEDIMIENTO _____
 N.A.P. _____ BARRA PERFORACION _____ LONGITUD _____ cm
 PESO DEL MARTINETE _____ Kg ALTURA CAIDA _____ cm DIAMETRO INTERIOR _____ cm
 MUESTREADOR _____ SONDEO NUMERO _____ DIAMETRO EXTERIOR _____ cm

PROFUNDIDAD (m)	CLASIFICACION DE CAMPO (SUCS)	MUESTRA NUMERO	DE (m)	A (m)	NUMERO DE GOLPES EN 30 cm DE PENETRACION "N"	LONGITUD RECUPERADA (cm)	OBSERVACIONES

BRIGADA PERFORACION _____
 PERFORO _____
 SUPERVISO _____

FECHA DE INICIACION _____
 FECHA DE TERMINACION _____

La interpretación de los resultados de esta prueba guarda cierta similitud con la prueba directa de corte y, en consecuencia, tiene las mismas desventajas o limitaciones (2).

La prueba consiste básicamente en hincar una veleta de 4 aspas - en el suelo natural, mediante una manivela aplicar un momento de -- torsión hasta provocar la falla por esfuerzo cortante en la superfi- cie cilíndrica del suelo que inscribe a la veleta, convirtiéndose -- así un esfuerzo de torsión en cortante.

.3.3.2 Equipo y aparatos necesarios.

- a) Veleta.- En términos generales, puede decirse que consta de un vástago desmontable en piezas, en cuyo extremo inferior está - colocada la veleta de 4 aspas propiamente dicha. Existen nume- rosos tipos y modelos; la diferencia entre los diversos mode- los estriba en el sistema de aplicación, transmisión y medi- ción del par de torsión, pero básicamente funcionan bajo el -- mismo principio; en vista de lo cual, aquí se ha adoptado para fines ilustrativos la aceptada por el B.O.R. (EUA) y presenta- da en la Figura No. 6. Este aparato está compuesto de varias - partes, como se describe en los siguientes párrafos.

El dispositivo para aplicar la torsión se maneja con una mani- vela que se mueve a una velocidad especificada; mediante un -- conjunto de engranes se transmite el par torsionante a un engra- ne circular de 25 cm (10") ϕ conectado a un anillo rígido, llama- do anillo de torsión. El engrane circular está dividido en -- grados y cuenta con un indicador para registrar la rotación. -- El anillo rígido o de torsión tiene 12.7 cm (5") de diámetro - exterior, 2.5 cm (1") de altura y 1.45 cm (0.57") de espesor; es capaz de inducir un momento compensado o equilibrado a la - barra de la veleta sin necesidad de un cojinete de empuje. Es- te anillo tiene una sección cortada que se deforma cuando se - aplica la torsión. Dicha deformación se registra en un micróme- tro, calibrado en Kg-m, que mide el momento torsionante.

Se usa un tubo de ademe de 20 cm (8") de diámetro y 60 cm - - - (2 pies) de longitud, con aletas para anclar el dispositivo de torsión, hincándolo como mínimo 30 cm dentro del terreno; se - emplean tubos de extensión para variar el nivel del dispositi- vo o la profundidad de colocación de la veleta, cuando esto -- sea necesario.

El vástago de la veleta se compone de una barra de perforación estándar calibre "A" de 1.5 m (5 pies) de longitud, que termi- na en la parte superior en sección cuadrada (5/8" x 5/8") para ensamblarse al sistema de torsión y en el otro extremo se co- necta la veleta. La barra está protegida por un tubo de ademe estándar BX de 1.5 m (5 pies) de longitud, que termina en una -

cámara sellada antifriccionante e impermeable. Véase la Fig. No. 6.

Las barras "A" se conectarán a tope, apretándose cuidadosamente para evitar que se deslicen durante la aplicación de la torsión. Los tubos BX y barras "A" de 1.50 m (5 pies) de longitud, permiten efectuar pruebas a estas distancias, pero se pueden fabricar tubos y barras de dimensiones especiales para variar el espaciamento de los ensayos.

La veleta propiamente dicha se fabrica en 3 diferentes tamaños:

DIAMETRO cm (Pulg.)		ALTURA cm (Pulg.)	
10.0	(4)	20	(8)
7.5	(3)	15	(6)
5.0	(2)	10	(4)

Existen otros tipos de veleta de diseño especial, como el presentado en la Figura No. 7, para determinar la fricción propia del conjunto barras-veleta, correspondiente a cada prueba, antes de aplicar el par torsionante. Cuando no se disponga de aparato de este tipo, será necesario determinarla con el vástago solo, sin la veleta, o suponer la corrección por fricción al interpretar los resultados de la prueba.

b) Equipo de perforación.

El equipo de perforación completo con sus accesorios (barras de perforación, tubos de ademe, equipo de engrasado, etc.) es generalmente necesario para colocar la veleta a la profundidad de prueba y retirarla después que se ha efectuado ésta. Los equipos ligeros y de mano son útiles sólo a poca profundidad y en suelos blandos.

c) Cronómetro con segundero.

.3.3.3 Procedimiento de instalación.

- Se hince el tubo de anclaje de 20 cm (8") de diámetro por presión, percusión o en una perforación previa; se retira el suelo del centro y se nivela el tubo hasta la altura deseada, colocando las extensiones de tubo que sean necesarias.
- Se arma el vástago de la veleta, apretando las conexiones para que soporte un momento de torsión máximo de 30 Kg-m (200 lb-pie) o la capacidad del instrumento.

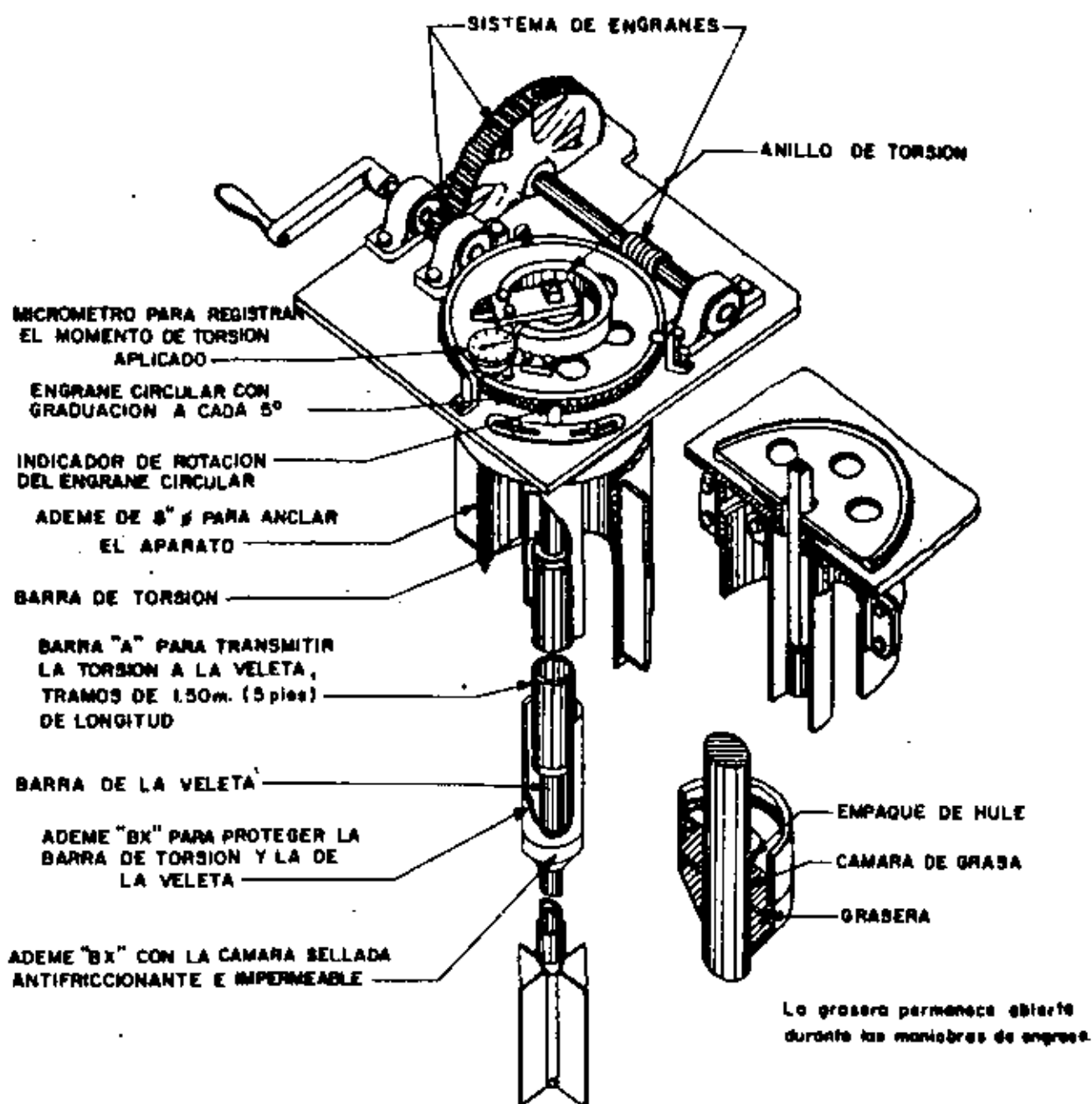
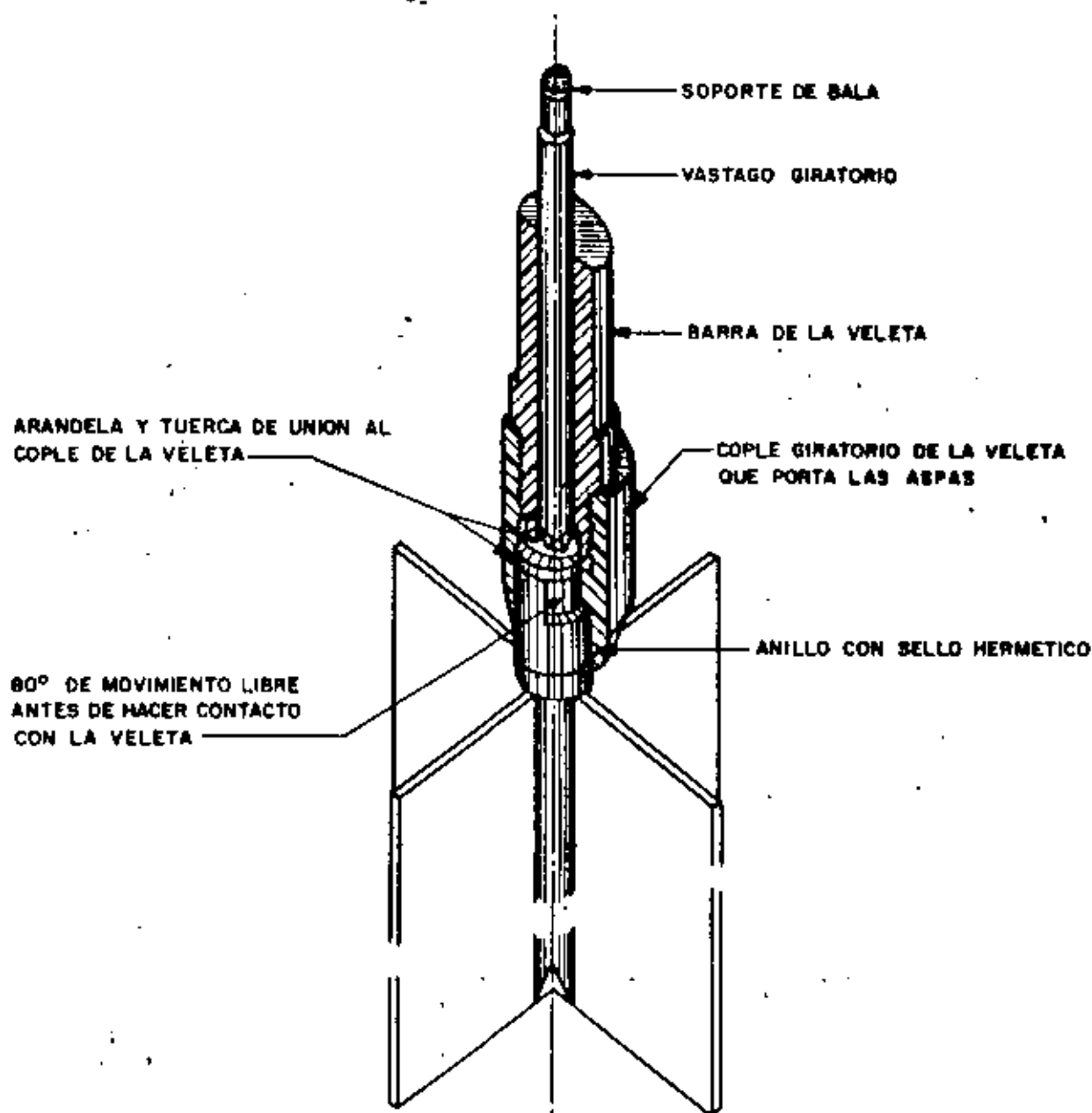


FIG. N°6.- VELETA TIPO BUREAU OF RECLAMATION.

**NOTAS:**

EL DIBUJO ESTA FUERA DE ESCALA.

TOMADO DEL MANUAL DE TIERRAS- EARTH MANUAL, U.S.B.R.

FIG. Nº 7.- ESQUEMA DE UNA VELETA MODIFICADA PARA DETERMINAR LA FRICCIÓN PROPIA DEL APARATO

- c) Una vez armado el vástago con la veleta, se introduce ésta en el pozo, se instala a unos 75 cm (30") sobre la elevación a la cual se va a efectuar la prueba. La distancia mínima aceptable es de unos 45 cm (18").

En consecuencia, el pozo se debe preparar por cualquiera de los métodos o equipo disponibles, cuidando de no alterar en lo más mínimo las condiciones naturales del subsuelo en la zona cercana a la prueba. Lo ideal sería hincar la veleta desde la superficie, pero esto no es siempre posible, pues aún en suelos blandos es bastante difícil introducir el vástago con la veleta, sin golpear demasiado o dañar las aspas de la misma.

- d) Colocada la veleta en esta posición, se sujeta el vástago a la barra cuadrada y se aprieta aplicando un momento mayor de 30 Kg-m (200 lb-pie) de acuerdo con el instrumento que se use. A continuación se efectúa la determinación de la fricción del conjunto vástago-barras-veleta (aspas). Esto se puede hacer con una llave de tuercas aplicada en la barra cuadrada, volviendo la barra hacia atrás hasta sentir el tirón de la veleta (aspas); generalmente es un momento de 1.5 a 3 Kg-m (10 a 20 lb-pie).
- e) Se hinca a presión la veleta hasta la profundidad de prueba.
- f) Se inserta el dispositivo de torsión en la barra cuadrada, descansando sobre el tubo BX y se asegura con grapas a éste; con la barra de la veleta libre, se coloca en cero la carátula de medición y, finalmente, la placa del dispositivo de torsión se asegura con grapas al tubo de anclaje de 20 cm (8") de diámetro.

.3.3.4 Procedimiento de prueba.

En el micrómetro se hacen las lecturas iniciales del momento de torsión y en el transportador, las lecturas correspondientes al ángulo de giro dejando la barra suelta, sin torsión. La manivela debe girar a una velocidad normal de 12 rpa, lo cual corresponde a 0.1° de rotación por segundo del vástago de la veleta; las lecturas se hacen a intervalos de 5°.

La primera parte de la prueba corresponde a la determinación de la fricción, haciendo 6 lecturas, es decir hasta 30° de giro con la velocidad normal, pero sin registrar lecturas de torsión hasta que la veleta haga contacto; este punto debe ser vigilado cuidadosamente por el operador.

La segunda parte de la prueba es propiamente la determinación de la resistencia del suelo al corte. Para esto se mantiene constante la velocidad normal de 12 rpa y las lecturas de deformación a cada

5° de intervalo, hasta alcanzar la máxima lectura de deformación; posteriormente, se efectúan 5 lecturas adicionales con el mismo intervalo de 5°.

La tercera parte de la prueba consiste en la determinación de la resistencia al corte, del suelo remoldado después de la falla del mismo. Para esto, se gira la veleta un ángulo de 90°, sin efectuar lecturas; desde este punto se procede a efectuar 5 lecturas a intervalos de 5° y a la velocidad normal.

En el Esqueleto No. 14 se lleva el registro de la prueba.

Para cada equipo de veleta se debe efectuar en el laboratorio una calibración de la curva "momento de torsión" en Kg-m (lb-pie) contra deformaciones medidas en 0.0001 mm, cuando menos una vez al año. La Figura No. 8 muestra una curva de calibración típica.

El momento resistente total, en el instante de la falla incipiente, será igual al momento aplicado:

$$M_T = M_{RL} + 2M_{RB} \quad (32)$$

en donde:

M_T = momento de torsión, en Kg-m

M_{RL} = momento resistente que se desarrolla en el área lateral del cilindro que circunscribe a la veleta, en Kg-m.

$$M_{RL} = 2 \pi R^2 HS \quad (33)$$

M_{RB} = momento generado en cada base, en Kg-m

$$M_{RB} = 2/3 \pi R^3 S \quad (34)$$

en donde:

H = altura de la veleta, en m

R = radio de la veleta, en m

S = resistencia al esfuerzo cortante del suelo obtenida con la veleta, en Kg/m²

La fórmula (32) puede escribirse de la siguiente manera:

$$M_T = 4 \pi R^2 (H/2 + R/3) S \quad (35)$$

MOMENTO TORSIONANTE Kg - m.

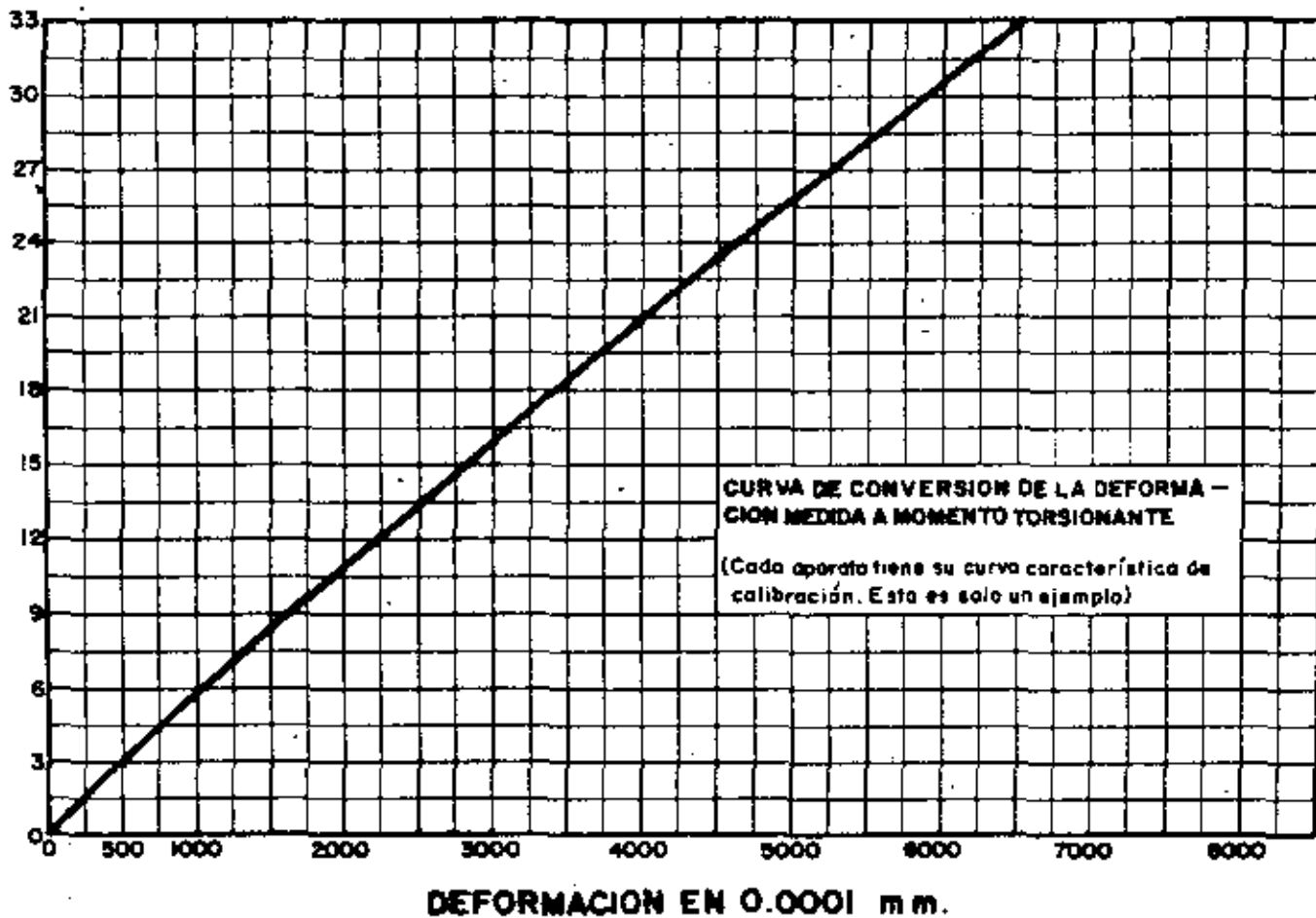


Fig. 8. - Curva típica de calibración de veteto

ESQUELETO No. 14

PRUEBA DE VELETA
DETERMINACION DEL ESFUERZO CORTANTE EN SUELOS COHESIVOS

OBRA _____ PROYECTO _____

POZO No. _____ ELEVACION _____ LOCALIZACION _____

NIVEL DE AGUAS FREATICAS _____

PRUEBA No. _____ PROFUNDIDAD PRUEBA _____

DIMENSIONES DE LA VELETA _____ FECHA _____

LECTURA EN EL TRANSPORTADOR (GRADOS)	DEFORMACION (mm)

DEFORMACION (mm)

GRADOS DE GIRO

CALCULO DE LOS ESFUERZOS CORTANTES			
C O N C E P T O	C O N D I C I O N D E L S U E L O		
	Fricción	Inalterado	Remoldeado
Deformación final (0.0001 mm)			
Deformación inicial (0.0001 mm)			
Diferencia (0.0001 mm)			
Momento torsionante (Kg-m)			
Esfuerzo cortante (Kg/m2)			

OPERADOR _____ CALCULO _____ REVISO _____

Despejando a S de la ecuación (35), se obtiene:

$$S = \frac{M_T}{4 \pi R^2 (H/2 + R/3)} \quad (36)$$

Como puede observarse el denominador de la ecuación (36) depende de la forma de la veleta; y para unas aspas con altura igual a dos veces su diámetro, que es una relación usual, se tiene:

$$S = \frac{3M_T}{28 \pi R^3} \quad (37)$$

El usuario o el operador deben tener siempre presente las limitaciones de este aparato, así como las precauciones que se deben tomar para su manejo.

- 1) Para el tipo de veleta aquí descrito se pueden registrar valores del momento torsionante desde 0 a 30 Kg-m (0 a 200 lb-pie) y no debe excederse este límite; cuando se use otro modelo de veleta debe verificarse este límite superior.
- 2) Para llegar a la profundidad de prueba, la distancia para hincar la veleta por presión es de 75 cm (30") dentro del suelo inalterado. Debe fijarse en este punto el movimiento vertical de la veleta y no moverla durante la prueba; se permite una tolerancia de ± 10 cm para fijar la veleta en su posición de prueba.
- 3) Se debe utilizar el tamaño de veleta adecuado a las características del subsuelo.

Para suelos muy suaves y saturados, con resistencias entre 0 a 0.7 Kg/cm² (0 a 10 lb/pulg²) se recomienda usar la veleta de 10 cm de diámetro (4").

Se aconseja usar la veleta de 7.5 cm (3") de diámetro en suelos saturados poco firmes, con resistencias entre 0 y 1.7 Kg/cm² (0 y 24 lb/pulg²). Las veletas de diámetros menores no son usuales, pero se acostumbra usarlas en suelos saturados firmes.

- 4) La veleta es un instrumento de precisión y, por consiguiente, se debe poner especial cuidado para no golpearla o deformarla durante su operación o transporte. Se le debe dar un buen servicio de mantenimiento, engrasando adecuadamente sus partes móviles y verificar periódicamente los sellos, especialmente en las veletas del tipo modificado por fricción.
- 5) Se debe comprobar el alineamiento de las barras, del vástago y las aspas de la veleta, para evitar errores en los resultados.

Se recomienda consultar la literatura especializada (1), (2), --, (3), (4), (5) y (7).

.3.4 Prueba de permeabilidad en el lugar, por el método del permeámetro de pozo.

.3.4.1 Generalidades.

Esta prueba sirve para determinar, en el lugar, el coeficiente de permeabilidad de un suelo. Se basa fundamentalmente en medir la velocidad de filtración del agua en un pozo sin ademe, sometido a una carga de agua constante. Esta prueba es de gran utilidad para estimar las probables filtraciones en un canal, como se indica en el inciso .1.3.2.d) de la Norma .1.1.10.

.3.4.2 Equipo, aparatos y materiales necesarios para efectuar la prueba.

1) Equipo de perforación.

Equipo ligero de perforación, mecánico o manual, para excavar el pozo, tales como: barrena helicoidal, posteadora, pala, pico, barras y barretas, etc.

2) Tanques de almacenamiento y para medición del agua filtrante.

Un tanque metálico de 200 lt de capacidad, calibrado y con indicador de nivel graduado, para hacer las mediciones del agua filtrante. Véase la Figura No. 9.

Tres o cuatro tanques de 200 lt de capacidad para almacenar el agua de infiltración inicial, conforme al volumen mínimo necesario calculado.

3) Válvula.

Válvula de flotador manejada por medio de un brazo de extensión, mostrada en la Figura No. 9. Para seleccionar sus dimensiones véase la Figura No. 10.

4) Flotador.

Flotador de madera o material equivalente con vástago de cobre.

5) Tubo-guía.

Tubo-guía galvanizado para el flotador, de 8.75 cm (3/4") de diámetro interior por 30 cm (12") de longitud. Véase la Figura No. 9.

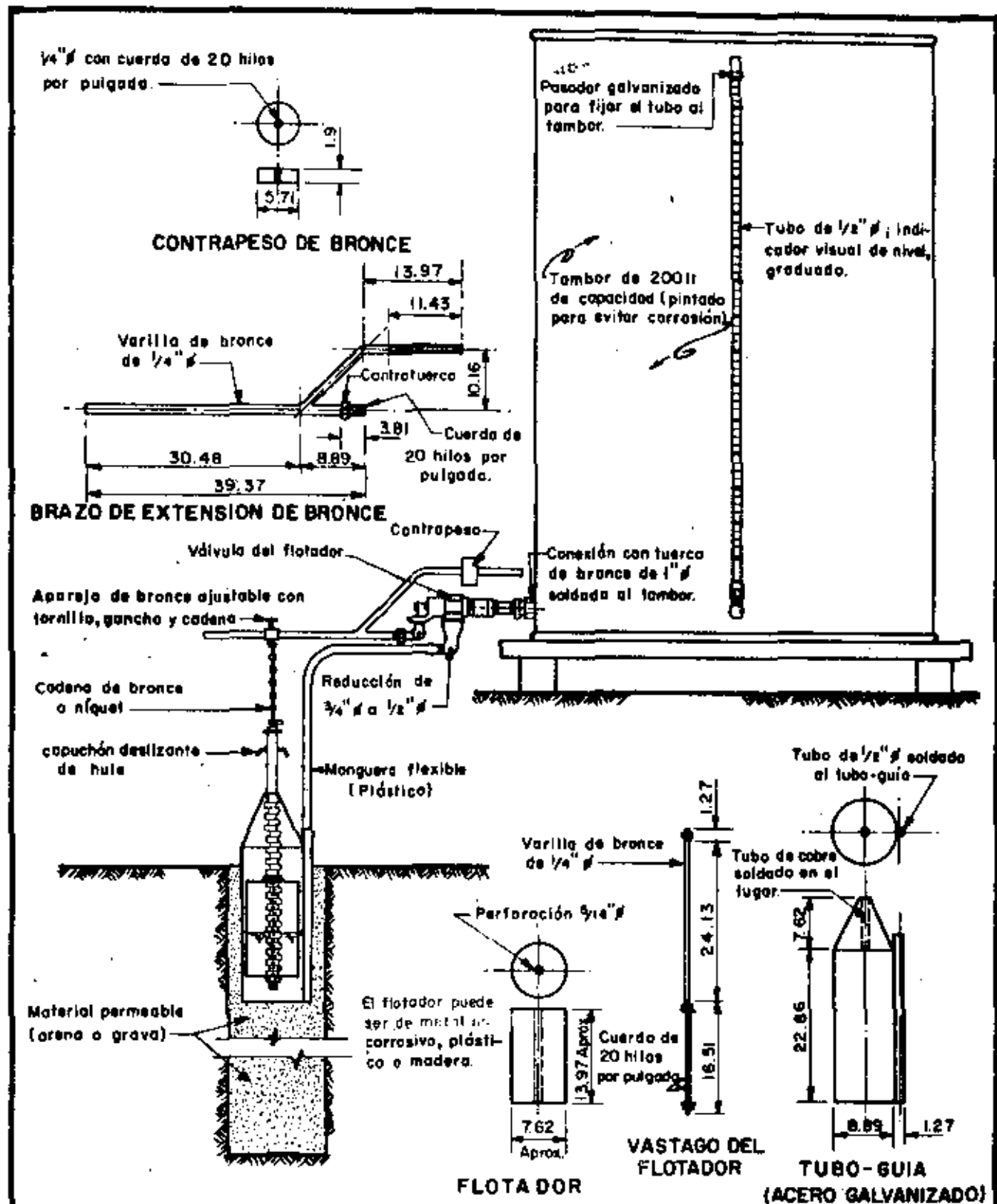


FIG. N° 9 - EQUIPO PARA EFECTUAR LA PRUEBA DEL PERMEAMETRO DE POZO.

NOTA: ACOTACIONES EN CENTIMETROS, EXCEPTO LAS ESPECIFICADAS EN PULGADAS. EL DIBUJO ESTA FUERA DE ESCALA.

TOMADO DEL MANUAL DE TIERRAS: EARTH MANUAL, U.S.B.R. Pag. 547, Oss E-19.

6) Contrapesos de bronce. Véase la Figura No. 9.

7) Arena o grava de peso volumétrico conocido.

La grava o arena gruesa se usará para rellenar el pozo de prueba; por consiguiente, debe ser limpia, de preferencia arena lavada, con granulometría comprendida entre las mallas No. 4 y la No. 8; si se usa grava se recomienda el tamaño entre $3/8"$ y la malla No. 4.

8) Calibración del material de relleno.

El peso volumétrico del material permeable que se empleará en el relleno del pozo de prueba se determinará previamente en el laboratorio, tratando de reproducir al máximo posible las condiciones reales de operación en la prueba de permeabilidad, es decir, usando tubos de un diámetro similar al de los pozos de prueba, condiciones semejantes de llenado o altura de caída del material. El peso volumétrico del material se calcula a partir del peso del material empleado para llenar el tubo, la altura de material y el volumen del tubo. Se recomienda graficar los valores del peso volumétrico contra alturas de material permeable.

9) Agua.

El agua que se utilice para la prueba de permeabilidad no debe contener sedimentos, ya que las pequeñas cantidades de materiales en suspensión pueden depositarse en el suelo de las paredes del pozo y, como consecuencia, obtenerse resultados erróneos; es decir, permeabilidad más baja que la real. De preferencia, el agua que se use en la prueba debe provenir de la misma fuente que abastecerá posteriormente a los canales.

10) Calibración del tanque de agua.

El volumen del tambor se calibrará cuando menos a incrementos de 5 lt; es más recomendable a cada 2 lt. La lectura de 200 lt se marcará en la parte superior del recipiente. En esta forma, al disminuir la altura del agua se determina el volumen extraído del tambor con una simple resta.

La calibración se efectúa marcando en el tubo de plástico adosado al tanque, cada incremento del volumen de agua. Para hacer las marcas en el tubo se puede usar tinta a base de acetato que quedará como una marca permanente. Si se usa tinta tipo china, se puede lijar o lijar previamente la superficie del tubo, recubriendo posteriormente el tubo marcado con una capa de laca o barniz para conservar las marcas y la transparencia del tubo.

.3.4.3 Procedimiento de prueba.

a) Dimensiones del pozo de prueba.

El pozo puede ser de las dimensiones deseadas, pero es recomendable que su profundidad guarde una relación entre 10 y 150 veces el radio del mismo. Las dimensiones mínimas prácticas son de 10 cm de diámetro y un metro de profundidad. Es más recomendable usar pozos de 15 cm de diámetro que los de 10 cm, porque con ellos se tiene un mayor volumen de suelo sometido a prueba. Sin embargo, en suelos muy permeables, las dimensiones del pozo pueden quedar restringidas por la capacidad del equipo -- usado para proporcionar la cantidad de agua necesaria para mantener una carga constante.

La Figura No. 10 muestra los coeficientes de permeabilidad que pueden medirse con pozos de diferentes diámetros de acuerdo -- con la válvula del flotador usada. La gráfica de la Figura No. 10 es también un auxiliar eficaz en la selección del diámetro de la citada válvula, aunque generalmente se acostumbra usar -- válvulas de 3/4".

b) Preparación del pozo de prueba.

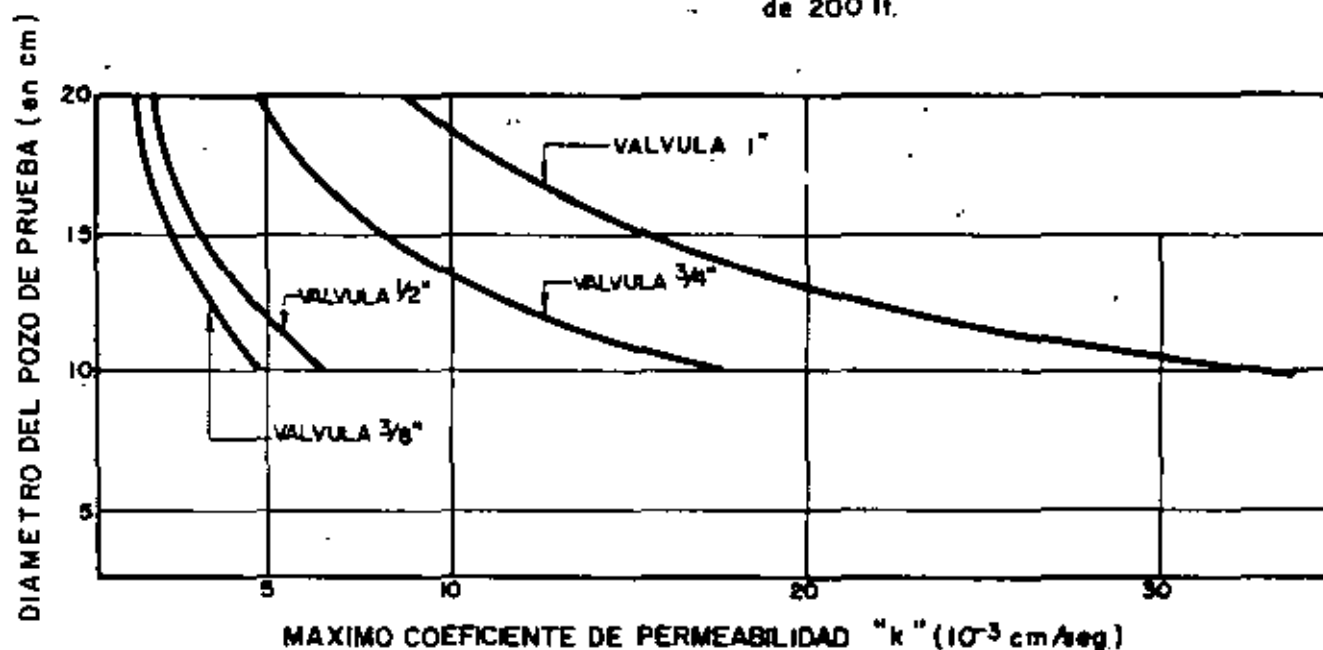
Los pozos para efectuar la prueba de permeabilidad se deben -- preparar cuidadosamente, a fin de alterar al mínimo las condiciones originales del suelo. Los pozos pueden excavarlos con herramientas manuales o con equipo mecánico ligero. Una vez excavado el pozo, se deberán raspar o escobillar las paredes y el fondo para remover aquellos materiales que se hayan compactado durante las excavaciones, retirando del fondo todo el suelo -- suelto.

Es común tener dificultades en la perforación de un pozo, sobre todo en la porción que queda debajo del nivel de aguas -- freáticas; siendo entonces aconsejable ademarlos durante la excavación y retirar dicho ademe a medida que se efectúa el llenado del pozo con el material permeable. En estas circunstancias, incluso, puede ser preferible usar una prueba del tipo -- de bombeo en lugar de la del permeámetro de pozo.

Una vez limpio el pozo, se llenará con el material permeable, -- hasta una altura de 15 cm más abajo que el nivel del agua que se vaya a mantener estable. A continuación se coloca la guía -- de tubo galvanizado para protección del flotador, cuidando que quede completamente vertical, para que no entorpezca el correcto funcionamiento de dicho flotador. Esto se puede lograr calzando la guía con material filtrante, colocándolo entre ésta -- y la pared del pozo.

Curvas obtenidas con pozos de profundidad mínima $h=10r$

Se utilizó equipo de flotador y válvulas tipo BOB y tanques de 200 lt.



DIAMETRO DE LA VALVULA NECESARIA PARA DETERMINAR UN COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD PARA POZOS DE PRUEBA DE 10 A 20 CM DE DIAMETRO

Fig.10. - Coeficientes de permeabilidad máximos que se pueden medir con el equipo de válvula y flotador tipo BOB de diferentes diámetros.

NOTA : TOMADO DEL MANUAL DE TIERRAS, EARTHMANUAL, U.S.G.R.

Cuando se efectúan las pruebas de permeabilidad con la superficie del agua bastante abajo del nivel del terreno natural, se hace a veces necesario ademar parte del pozo; el flotador se baja hasta el nivel requerido, suspendiéndolo con una cadena ligera.

Para el control y medida de las profundidades en el pozo de prueba, se pueden colocar unas líneas de referencia a base de estacas con cuerdas tirantes, hincadas a los lados del pozo.

Como se observa en la Figura No. 9, el capuchón de hule colocado en la varilla del flotador, sirve para evitar que caiga la arena o grava al interior del pozo y quede atrapada sobre el flotador, entre el vástago y la guía.

El material filtrante, grava o arena, colocado en el pozo de prueba tiene tres finalidades principales:

Primero, servir como ademe para soportar las paredes del pozo, y evitar el deslizamiento y obturación o cierre del pozo durante el período de saturación del suelo;

Segundo, determinar indirectamente el radio medio del pozo que es necesario para el cálculo del coeficiente de permeabilidad, que de otra manera sería muy difícil precisar con exactitud y

Tercero, ayudar a determinar el peso volumétrico del suelo en el lugar.

Para determinar el radio medio del pozo, se pesa el material que se va introduciendo en el mismo, sin tomar en cuenta el usado para calzar la guía; previamente al llenado, se determina la profundidad media del pozo.

El volumen del pozo se calcula a partir del peso volumétrico del material filtrante calibrado en el laboratorio - - - - -

(Volumen = $\frac{\text{peso}}{\text{peso volumétrico}}$); y el radio del mismo se calcula, suponiendo que el peso es un cilindro de arena.

El Esqueleto No. 15 es una guía para hacer el registro de la prueba.

c) Colocación del equipo de prueba.

La manera de instalar el equipo se ilustra en las Figuras Nos. 9 y 11. El recipiente se coloca sobre una plataforma, a una altura adecuada que facilite las operaciones.

La longitud de la cadena, el vástago del flotador, el brazo de extensión para operar la válvula y los contrapesos, se ajustan hasta que el flotador se coloca en el agua del pozo.

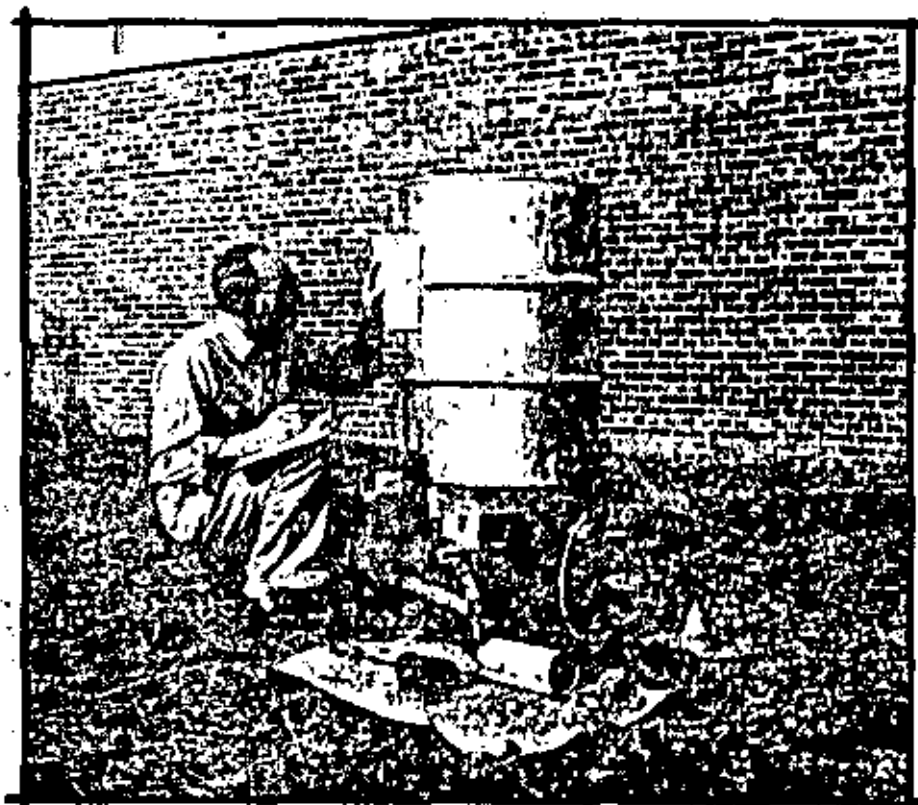


FIG. N° 11.- INSTALACION TIPO PARA LA PRUEBA DEL PERMEAMETRO DE POZO.

NOTAS:

TOMADO DEL MANUAL DE TIERRAS.- EARTH MANUAL, U.S.B.R.

ESQUELETO No. 15
PRUEBA DEL PERMEAMETRO DE POZO
DETERMINACION DE LAS DIMENSIONES DEL POZO

OBRA _____ PROYECTO _____

PRUEBA No. _____ ELEVACION POZO _____ FECHA _____

LOCALIZACION DE LA PRUEBA: De la Estación _____ a la Estación _____

PROFUNDIDAD DEL
ESTRATO

CLASIFICACION DEL SUELO (SUCS)

DE A

_____	_____	_____
_____	_____	_____
_____	_____	_____
_____	_____	_____
_____	_____	_____
_____	_____	_____
_____	_____	_____
_____	_____	_____

(1) Profundidad del nivel de aguas freáticas _____ m
(Desde la superficie del terreno)

DIMENSIONES DEL POZO
(Profundidades a partir del nivel base de referencia)

- (2) Profundidad a la superficie superior del pozo _____ m
- (3) Profundidad al fondo del pozo _____ m
- (4) Profundidad a la superficie superior de la arena _____ m
- (5) Altura de arena: (3) - (4) _____ m
- (6) Profundidad a la superficie superior del agua en el pozo _____ m
(Espejo)
- (7) Altura del agua en el pozo: (3) - (6) _____ m

DETERMINACION DEL RADIO DEL POZO:

- (8) Peso volúmetrico calibrado del material filtrante (arena) _____ Kg/m³
- (9) Peso de la arena usada _____ Kg
- (10) Volumen del pozo: $\frac{(9)}{(8)}$ _____ m³

(11) Radio del pozo $r = \sqrt{\frac{(10)}{(5)}}$ _____ m

OPERADOR _____ CALCULO _____ REVISO _____

d) Temperatura del agua.

Debido a las fuertes variaciones de temperatura en el campo, que afectan a la viscosidad del agua, es necesario llevar durante la prueba un registro de la temperatura para hacer una corrección - al coeficiente de permeabilidad a 20°C, fijado como estándar.

Esta corrección se incluye en los nomogramas de las Figuras Nos. 15 y 16 para calcular los coeficientes de permeabilidad.

Cuando el nivel del agua está próximo a la superficie del terreno natural, la temperatura del agua se mide introduciendo el termómetro a través del tubo de $\frac{1}{2}$ " de diámetro, soldado a la guía del flotador, desconectando previamente la manguera de descarga; cuando el nivel del agua está más abajo de la superficie del terreno natural, la temperatura del agua se obtiene introduciendo un termómetro blindado hasta la parte superior de la arena durante 5 minutos, y efectuando la lectura inmediatamente después de subirlo a la superficie.

Siempre que sea posible, es preferible que el agua que se agregue al suelo tenga una temperatura un poco mayor que ésta; en esta forma se abate el gradiente de temperatura del agua al infiltrarse, evitando que el aire disuelto en ésta forme burbujas que queden atrapadas en los huecos o vacíos del suelo, ya que puede reducir notablemente el flujo del agua a través del mismo.

e) Registro de volumen y tiempo.

El Esqueleto No. 16 ilustra la manera de llevar el registro de las lecturas del volumen a los intervalos de tiempo que se deseen. Con estos datos es posible construir una curva "volúmenes acumulativos-tiempo" y de ahí determinar el caudal en cualquier momento.

Al iniciar la prueba, el suelo que rodea al pozo generalmente está seco, absorbiendo como consecuencia, comparativamente, mayor cantidad de agua; pero a medida que pasa el tiempo el suelo se satura, disminuyendo la velocidad del flujo hasta volverse prácticamente constante durante varias horas. Esto puede apreciarse claramente en el ejemplo de la Figura No. 12, que muestra una curva "volúmenes acumulativos-tiempo"; para los fines prácticos se puede considerar recta durante un cierto tiempo; y en este intervalo estable, la pendiente de la línea representa el caudal "Q" que se debe usar para calcular el coeficiente de permeabilidad; al final de este intervalo o del establecido con la longitud suficiente para definir el caudal "Q", se puede interrumpir la prueba.

En general, para un suelo con permeabilidad entre media y alta, es necesario un tiempo mínimo de 8 horas para obtener la recta

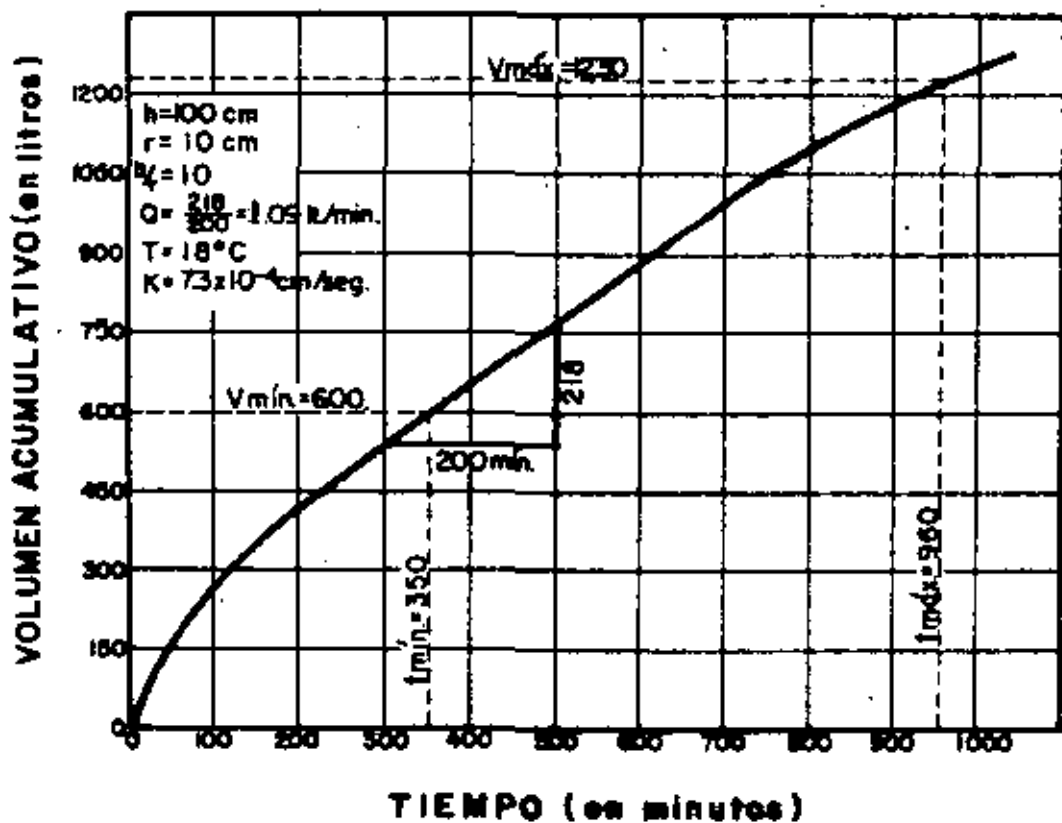


Fig. 12.— Ejemplo de curvas Volúmenes Acumulativos-Tiempo de un Permeómetro de Pazo.

PRUEBA DEL PERMEAMETRO DE POZO
REGISTRO DE VOLUMENES Y TIEMPO

FECHA _____

OBRA _____ PROYECTO _____

PRUEBA No. _____ ELEVACION POZO _____ m HOJA _____ DE _____

LOCALIZACION DEL POZO _____ Km ORIGEN DEL CADENAMIENTO _____

LIMITES DE LA PRUEBA: DE LA ESTACION _____ A LA ESTACION _____

PROFUNDIDAD DE LA LINEA DE REFERENCIA AL NIVEL SUPERIOR DEL AGUA _____ m

TEMPERATURA AMBIENTE _____ TEMPERATURA DEL SUELO _____ °C

T I E M P O		VOLUMEN DEL AGUA EN METROS CUBICOS						TEMPERATURA DEL AGUA °C
HORA DE MEDICION	ACUMULATIVO (Minutos)	TAMBOR No.		TAMBOR No.		DIFERENCIA TOTAL	VOLUMEN ACUMULA TIVO	
		Lectura	Diferencia	Lectura	Diferencia			

EFFECTUADA POR _____ CALCULO _____ REVISO _____

es decir, que se establezca el flujo; pero si esto no ocurre en ese período, será necesario prolongar la prueba. A continuación, se dan los criterios empíricos para establecer el tiempo mínimo de duración de la prueba.

f) Tiempo de duración de la prueba.

La prueba debe tener una duración suficiente para saturar el suelo que rodea al pozo pero no una duración tan larga como para elevar el nivel de aguas freáticas que cause resultados erróneos. Esto hace necesario la introducción de los conceptos relativos a los límites de tiempo mínimo y máximo, para que los resultados de la prueba sean válidos.

1) Tiempo mínimo.

El tiempo mínimo de duración de una prueba es el necesario para que el mínimo volumen de agua, en m³, forme una masa semiesférica de suelo saturado con un radio B. Esto se expresa con la siguiente fórmula:

$$V_{\min} = 2090 I_s \left[h \sqrt{\frac{2}{\operatorname{senh}^{-1} \left(\frac{h}{r} \right) - 1}} \right]^3 \quad (38)$$

V_{\min} = volumen mínimo, en lt

I_s = capacidad de aportación del suelo

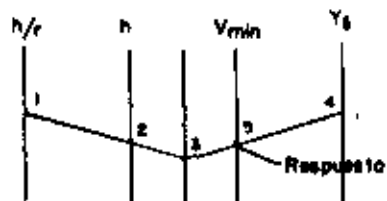
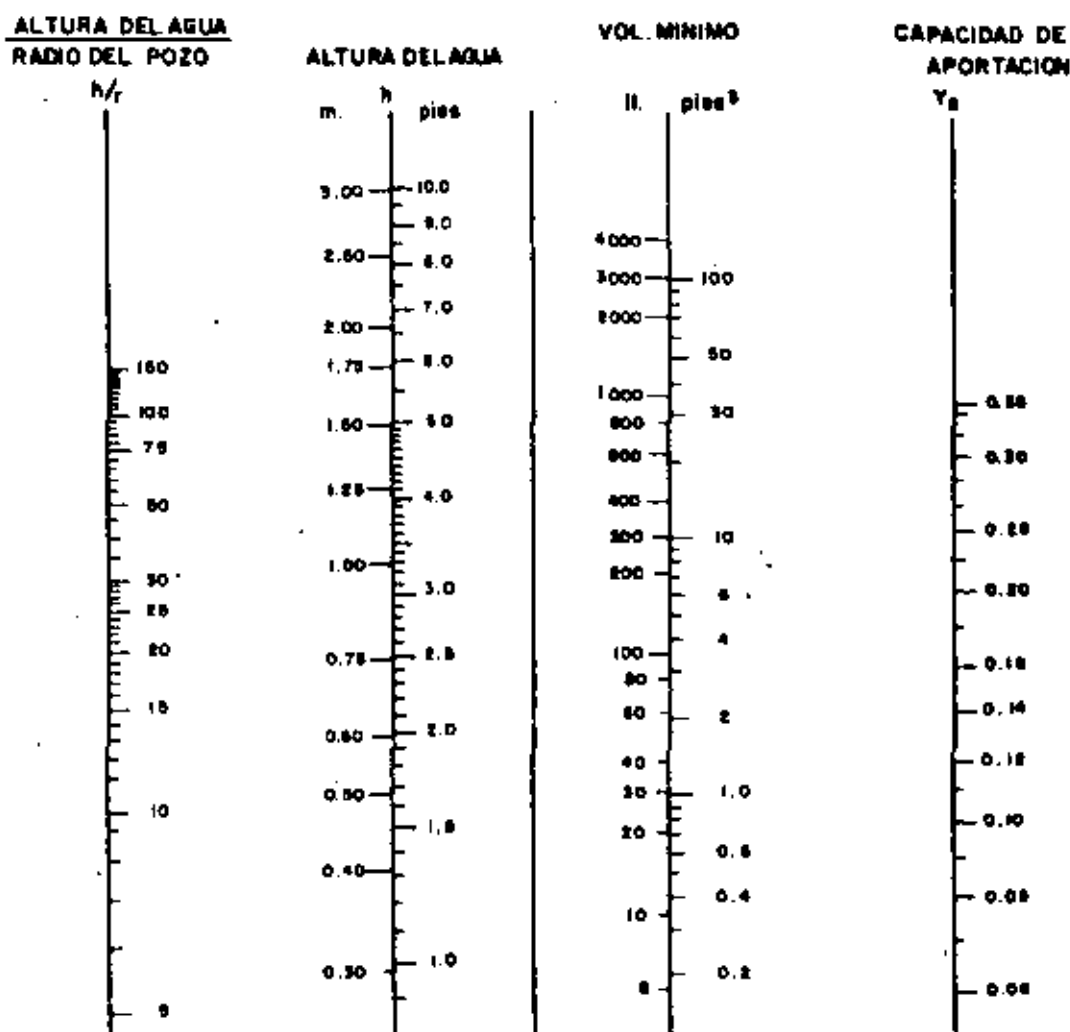
h = profundidad del agua en el pozo, en m

r = radio del pozo, en m

La cantidad entre paréntesis rectangular es, teóricamente, determinada en función del radio B.

El nomograma de la Figura No. 13 es una solución a la ecuación (38) para obtener el volumen mínimo.

La "capacidad de aportación" se define como la fracción del volumen total de agua en la masa de suelo saturado, recuperable por el drenaje natural. Para los fines prácticos la capacidad de aportación varía de 0.40 para los suelos finos hasta 0.35 para los suelos granulares gruesos. Cuando se desconoce la capacidad de aportación del suelo, es recomendable usar el valor de 0.35, para estar dentro de la seguridad. Por consiguiente, el tiempo mínimo de duración será el necesario para que se consuma el volumen de agua calculado con la ecuación (38).



$$V_{min} = 2090 Y_s \left[h \sqrt{\frac{2}{\sin h^{-1} \left(\frac{h}{r} \right) - 1}} \right]^3$$

V_{min.} en lt
h en m.

CLAVE PARA RESOLVER EL NOMOGRAMA.

$$V_{min} = 2.09 Y_s \left[h \sqrt{\frac{2}{\sin h^{-1} \left(\frac{h}{r} \right) - 1}} \right]^3$$

V en pies
h en pies

FIG. N° 13- NOMOGRAMA PARA CALCULAR LA DURACION DE LA PRUEBA DEL PERMEAMETRO DE POZO A PARTIR DEL VOLUMEN DE AGUA MINIMO NECESARIO.

En algunos materiales permeables, se puede dar el caso que la curva "volúmenes acumulativos-tiempo" aparezca como una recta cuando se grafica para intervalos de tiempo muy cortos, si se suspende prematuramente la prueba se podría cometer un error; para evitar esto, es recomendable que se continúe cuando menos unas 6 horas más con el fin de obtener una franca definición de la recta.

Se usará la región inicial de la recta en un intervalo de 2 a 3 horas para determinar el caudal "Q", que se empleará para determinar el coeficiente de permeabilidad.

Es muy importante la continuidad de la prueba, por lo que debe vigilarse estrechamente y nunca debe permitirse que el pozo se seque durante el desarrollo de la misma.

2) Tiempo máximo.

El tiempo máximo de duración de la prueba es el tiempo necesario para consumir el volumen de agua máximo determinado por la ecuación (39), en la cual se ha substituido el coeficiente 2 090 por 15'000, suponiendo para este caso un valor mínimo del coeficiente de aportación igual a 0.1, cuando se desconoce:

$$V_{\text{máx}} = 15\ 000\ Y_0 \left[h \sqrt{\frac{2}{\sinh^{-1}\left(\frac{h}{r}\right) - 1}} \right]^3 \quad (39)$$

en donde:

$V_{\text{máx}}$ = volumen máximo en lt

Y_0 = capacidad de aportación del suelo

h = profundidad del agua en el pozo, en m

r = radio del pozo, en m

También es posible calcular el volumen máximo con la siguiente expresión:

$$V_{\text{máx}} = 2.05\ V_{\text{mín}} \quad (40)$$

g) Cálculo del coeficiente de permeabilidad.

Los nomogramas de las Figuras Nos. 15 y 16, son una ayuda para calcular el coeficiente de permeabilidad a partir de la prueba del permeámetro de pozo. Para dicho cálculo es necesario conocer el caudal "Q" determinado en la rama recta de la curva "volúmenes acumulativos-tiempo", el radio efectivo del pozo, la altura

del agua y la temperatura en el mismo. Además, un factor muy importante que se debe considerar es la posición del nivel de aguas freáticas con relación al pozo, o la presencia de alguna capa cercana de material muy impermeable, con el objeto de definir las tres condiciones I, II y III mostradas en la Figura No. 14 y descritas a continuación:

CONDICION I: Nivel de aguas freáticas bajo.

Esta condición ocurre cuando la distancia entre la superficie del agua en el pozo de prueba y el nivel de aguas freáticas, o el de una capa considerada como impermeable o equivalente al MAF, es mayor que tres veces la altura "h" del agua en el pozo. Véase la Figura No. 14.

Para la determinación del coeficiente de permeabilidad "K", en estas condiciones se usará la ecuación (41) o el nomograma de la Figura No. 15.

CONDICIONES II y III: Nivel de aguas freáticas alto.

Estas condiciones ocurren cuando la distancia entre la superficie del agua en el pozo de prueba y el nivel de aguas freáticas, o de una capa considerada impermeable o equivalente, es menor que tres veces la altura "h" del agua en el pozo. Véase la Figura No. 14.

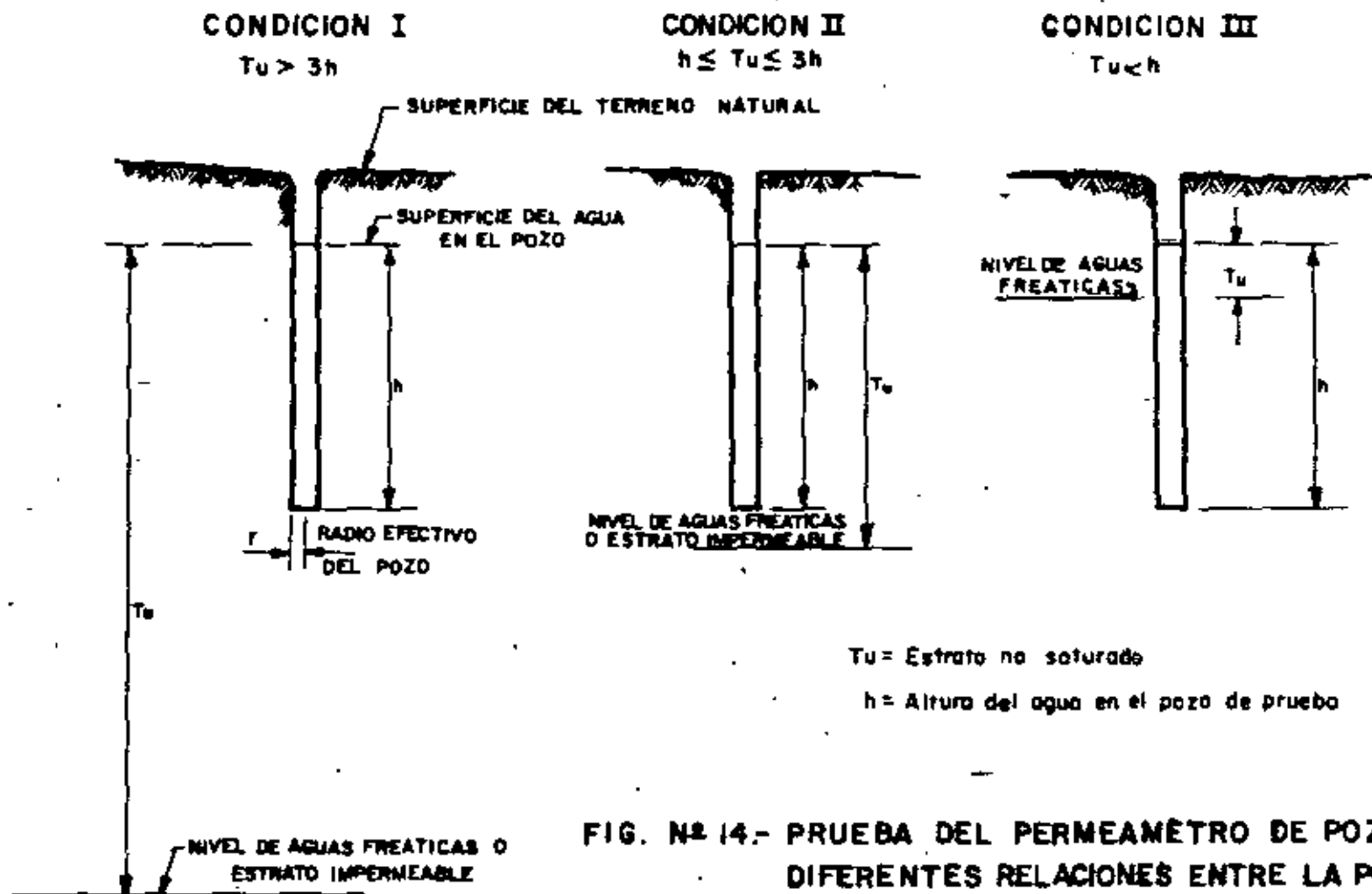
En la condición II se tiene un nivel de aguas freáticas alto, pero más bajo que el nivel del fondo del pozo, en este caso debe usarse la ecuación (42) o el nomograma de la Figura No. 16.

La condición III muestra el nivel de aguas freáticas situado arriba del fondo del pozo. Para estas condiciones se usará la ecuación (43) o el nomograma de la Figura No. 16.

$$k_{20} = \frac{\left[\sinh^{-1} \left(\frac{h}{r} \right) - 1 \right] Q}{1200 \pi h^2} \frac{u_T}{u_{20}} \quad (41)$$

$$k_{20} = \frac{L_n \left(\frac{h}{r} \right) Q}{1200 \pi h^2 \left[\frac{1}{6} + \frac{1}{3} \left(\frac{h}{T_u} \right)^{-1} \right]} \frac{u_T}{u_{20}} \quad (42)$$

$$k_{20} = \frac{L_n \left(\frac{h}{r} \right) Q}{1200 \pi h^2 \left[\left(\frac{h}{T_u} \right)^{-1} - \frac{1}{2} \left(\frac{h}{T_u} \right)^{-2} \right]} \frac{u_T}{u_{20}} \quad (43)$$



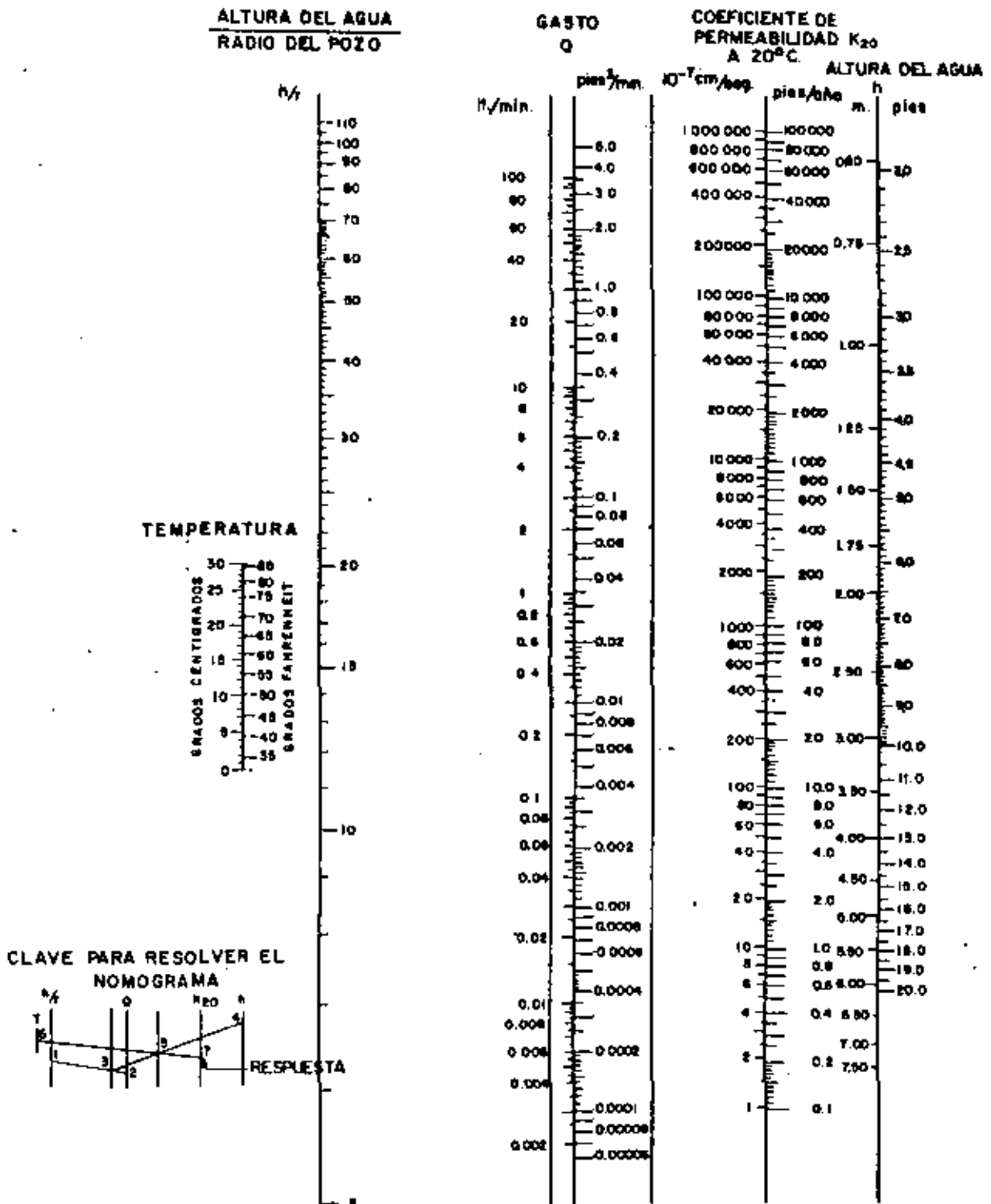
T_u = Estrato no saturado

h = Altura del agua en el pozo de prueba

FIG. N° 14.- PRUEBA DEL PERMEAMÉTRICO DE POZO —
DIFERENTES RELACIONES ENTRE LA PROFUN-
DIDAD DEL AGUA EN EL POZO DE PRUEBA Y EL
NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS.

NOTAS:

- 1) PARA TODAS LAS CONDICIONES SE DEBERA CUMPLIR LA RELACION $n \geq 10r$ O MAYOR.
- 2) TOMADO DEL MANUAL DE TIERRAS— EARTH MANUAL, U. S. B. R.



$$K_{20} = \frac{1}{600} \frac{(\text{senh}^{-1}(\frac{h}{r}) - 1) \frac{Q}{2\pi}}{h^2} \left(\frac{u_T}{u_{20}} \right)$$

K en cm/seg., Q en lit/min., h en m

$$K_{20} = 525,600 \frac{(\text{senh}^{-1}(\frac{h}{r}) - 1) \frac{Q}{2\pi}}{h^2} \left(\frac{u_T}{u_{20}} \right)$$

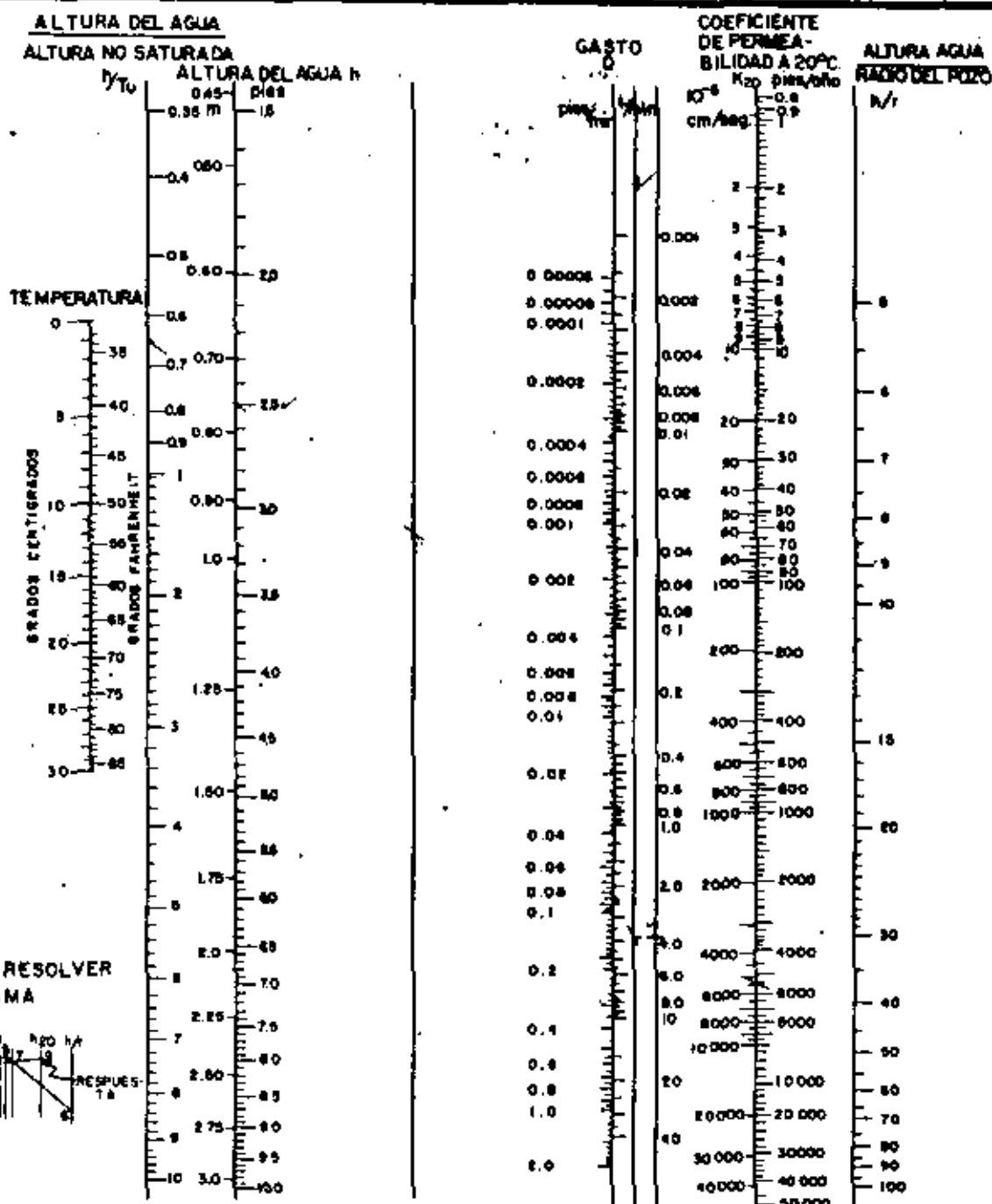
u_T = Viscosidad del agua a cualquier temperatura

u_{20} = Viscosidad del agua a 20°C.

K_{20} en pies., Q en pies³/año, h en pies.

FIG. 15.- NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD A PARTIR DE LA PRUEBA DEL PERMEAMETRO DE POZO, CUANDO SE TIENE UN NIVEL DE AGUAS FREATICAS BAJO.

CONDICIÓN I $T_u \geq 3h$



CLAVE PARA RESOLVER EL NOMOGRAMA



$$K_{20} = \frac{L_n \left(\frac{h}{r} \right) \frac{Q}{2\pi}}{600 h^2 \left[\frac{1}{6} + \frac{1}{3} \left(\frac{h}{r} \right)^{-1} \right]} \left(\frac{\mu T}{\mu_{20}} \right)$$

K20 en cm/seg., Q en l/min., h en m., r en m

$$K_{20} = \frac{L_n \left(\frac{h}{r} \right) \frac{Q}{2\pi}}{600 h^2 \left[\left(\frac{h}{r} \right)^{-1} - \frac{1}{2} \left(\frac{h}{r} \right)^{-2} \right]} \left(\frac{\mu T}{\mu_{20}} \right)$$

$$K_{20} = \frac{525,600 L_n \left(\frac{h}{r} \right) \frac{Q}{2\pi}}{h^2 \left[\frac{1}{6} + \frac{1}{3} \left(\frac{h}{r} \right)^{-1} \right]} \left(\frac{\mu T}{\mu_{20}} \right); 0.33 \cdot \frac{h}{r} \times 100$$

K en piez/seg., Q en piez/min., h en pies, r en pies

$$K_{20} = \frac{525,600 L_n \left(\frac{h}{r} \right) \frac{Q}{2\pi}}{h^2 \left[\left(\frac{h}{r} \right)^{-1} - \frac{1}{2} \left(\frac{h}{r} \right)^{-2} \right]} \left(\frac{\mu T}{\mu_{20}} \right); 100 \cdot \frac{h}{r} \times 1000$$

FIG. 16.- NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD A PARTIR DE LA PRUEBA DEL POZO PERMEAMETRO, CON UN POZO CON UN NIVEL DE AGUAS FREATICAS ALTO.

Edición 1968

μT - VISCOSIDAD DEL AGUA A CUALQUIER TEMPERATURA T
 μ_{20} - VISCOSIDAD DEL AGUA A 20° C
 CONDICIONES: II ($h \leq r \leq 3h$) y III ($r \leq h$)

donde:

k_{20} = coeficiente de permeabilidad a la temperatura estándar - de 20°C, en cm/seg.

h = altura del agua en el pozo, en m

r = radio del pozo, en m

Q = caudal medio para el pozo en condiciones estables, en --
lt/min

μ_T = viscosidad del agua a la temperatura T°C

μ_{20} = viscosidad del agua a 20°C

T_u = distancia entre el nivel superior del agua en el pozo y el nivel de aguas freáticas, en m

La expresión $\operatorname{senh}^{-1} \left(\frac{h}{r} \right)$ que aparece en las fórmulas Nos. (38) y (40), así como en los nomogramas de las Figuras 13 y 15 se puede calcular con la siguiente expresión:

$$\operatorname{senh}^{-1} \left(\frac{h}{r} \right) = \operatorname{Ln} \left[\left(\frac{h}{r} \right) + \left[\left(\frac{h}{r} \right)^2 + 1 \right]^{1/2} \right] \quad (44)$$

Para mayor información se puede consultar la literatura especializada (1), (2), (4), (5), (11) y (12).

- (12) Agua Freática y Filtración
(Groundwater and Seepage)
Milton R. Harr
Mc Graw Hill Book Co. - 1962
- (13) El Método del Hidrómetro para el Análisis Mecánico de los
Suelos y Otros Materiales Granulares
(The Hydrometer Method for Mechanical Analysis
of Soils and Others Granular Materials)
A. Casagrande
Cambridge, Mass. - 1931
- (14) Propiedades y Problemas de Arcillas Expansivas
(Expansive Clays Properties and Problems)
Revista de la Escuela de Minas de Colorado E.U.A.
W. G. Holtz
Vol. 54 - Núm. 4 - Octubre 1959
- (15) Propiedades de Ingeniería en las Arcillas Expansivas
(Engineering Properties of Expansive Clays) - ASCE
Sociedad Americana de Ingenieros Civiles
W. G. Holtz y E. J. Gibbs
Publicación 2814, v. 121; página 641
- (16) Prueba del estabilómetro para la determinación de la resistencia
"R" en bases, sub-bases y terracerías tratadas y sin tratamiento
(Method of Test for Determination of The Resistance "R" Value of
Treated and Untreated Bases, Sub-bases and Basement Soils by
The Stabilometer)
Método de Prueba (Test Method)
Departamento de Obras Públicas, División Carreteras
Estado de California
(State of California, Department of Public Works,
Division of Highways)
No Calif. 301-c - Enero de 1960.
- (17) Estudio de Suelos para el Nuevo Canal Sacramento
Secretaría de Recursos Hidráulicos
Julio de 1967
- (18) Método de Hveem para el Diseño de los Espesores de Pavimento
Secretaría de Obras Públicas
Octubre de 1962

.4 BIBLIOGRAFIA

- (1) Manual de Tierras
(Earth Manual)
Bureau of Reclamation E.U.A.
Washington - 1963
- (2) Mecánica de Suelos 1 - Ed. Revista Ingeniería y Ed. Rabasa
J. Badillo y A. Rico.
1963
- (3) Exploración del Subsuelo y Muestreo de Suelos
(Subsurface Exploration and Sampling of Soils)
Cuerpo de Ingenieros (E.U.A.) Estación Experimental de Vías Fluviales
(U.S. Corps of Engineers, Waterways Experimental Station) Mass - 1949
- (4) K. Terzaghi y R. Peck
Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica
Ed. El Ateneo - 1958
- (5) Instructivo para Ensayo de Suelos. Mecánica de Suelos
Secretaría de Recursos Hidráulicos - 1961
- (6) Perforación y Sondeos
H. Cambefort
Ed. Omega - 1962
- (7) Exploración de Suelos y Cimentaciones Especiales
(Reconnaissance des Sols et Fondations Spéciales)
H. Cambefort
Ed. Eyrolles - 1963
- (8) Estimación de la Compacidad Relativa de las Arenas
(Estimating the Relative Density of Sands)
Revista Ingeniería Civil
(Civil Engineering)
Octubre - 1960
- (9) Principios de Geología y Geotécnica para Ingenieros
K. Krynine y W. Judd
Ed. Omega - 1961
- (10) Mecánica de Suelos, Cimentaciones y Estructuras de Tierra.
(Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures)
G.P. Tschebotarioff.- Mc Graw Hill Book, Co. - 1952
- (11) Ensayo de Suelos para Ingenieros
(Soil Testing for Engineers)
Instituto Tecnológico de Massachusetts
(The Massachusetts Institute of Technology)
T.W. Lambe.- John Wiley and Sons - 1958

de educación continua
de estudios superiores
de ingeniería, unam



ON PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

NORMAS GENERALES DE DISEÑO

ING. JOSE LUIS TERAN P.
ABRIL DE 1979



centr
divine
facult

CAPACITA





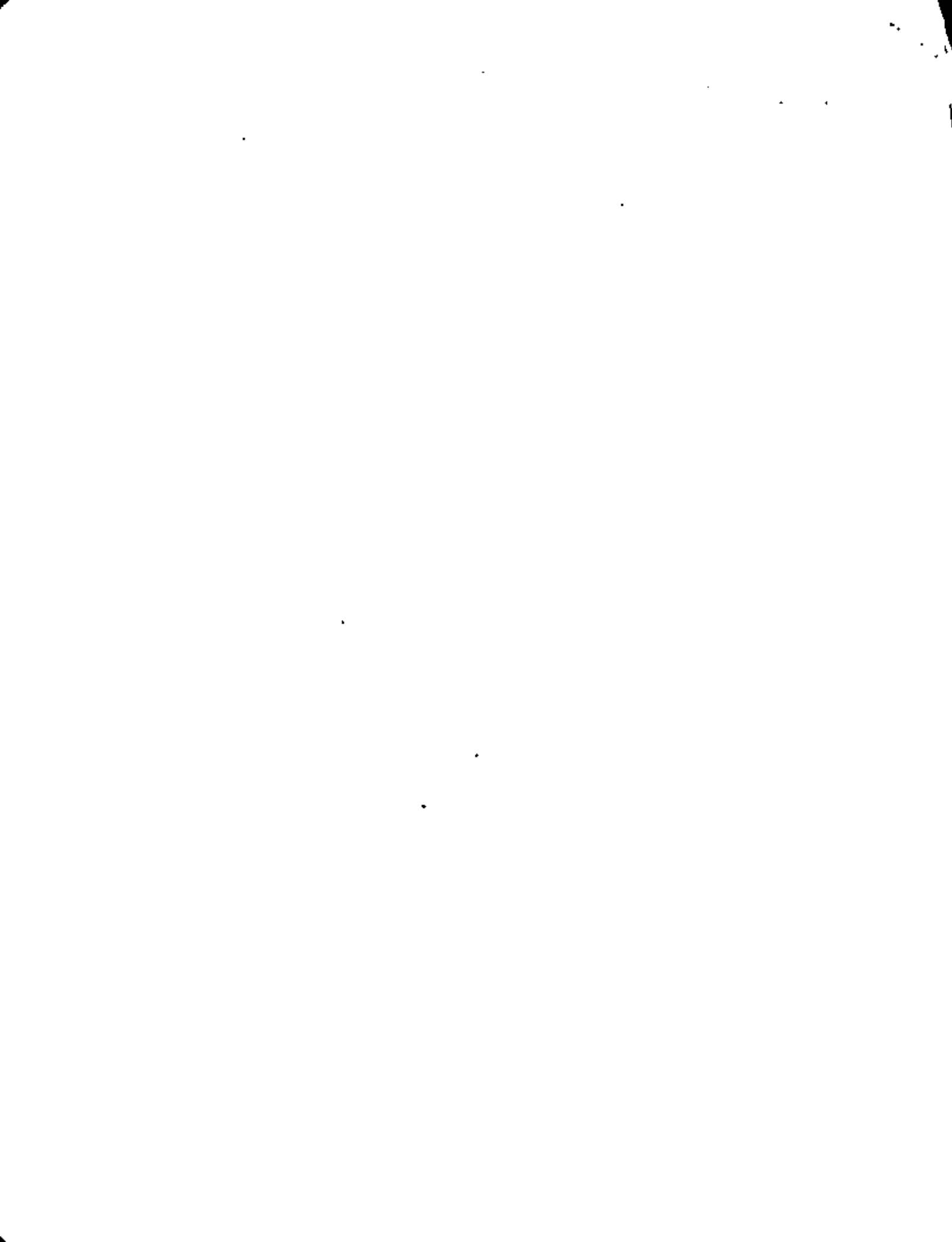
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería. unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

GRAFICAS

ING. JOSE LUIS TERAN



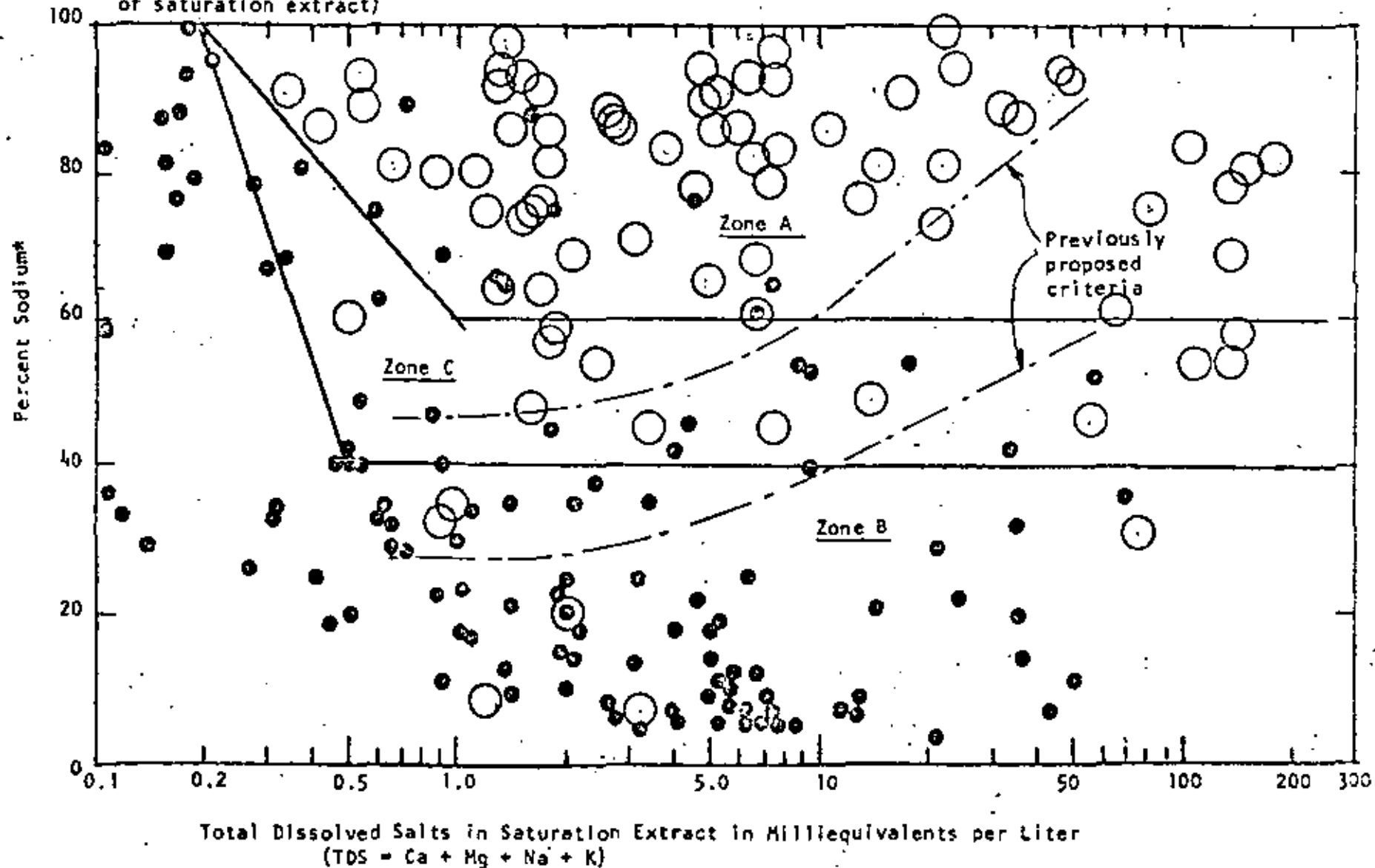
$$\text{*Percent Sodium} = \frac{\text{Na}(100)}{\text{TDS}} = \frac{\text{Na}(100)}{\text{Ca}+\text{Mg}+\text{Na}+\text{K}}$$

(all measured in milliequivalents per liter of saturation extract)

Legend:

○ Dispersive in pinhole test

● Non-dispersive in pinhole test



Total Dissolved Salts in Saturation Extract in Milliequivalents per Liter
(TDS = Ca + Mg + Na + K)

RELATIONSHIP OF PORE WATER SALTS AND DISPERSION OF COMPACTED SAMPLES MEASURED IN THE LABORATORY WITH THE PINHOLE TEST

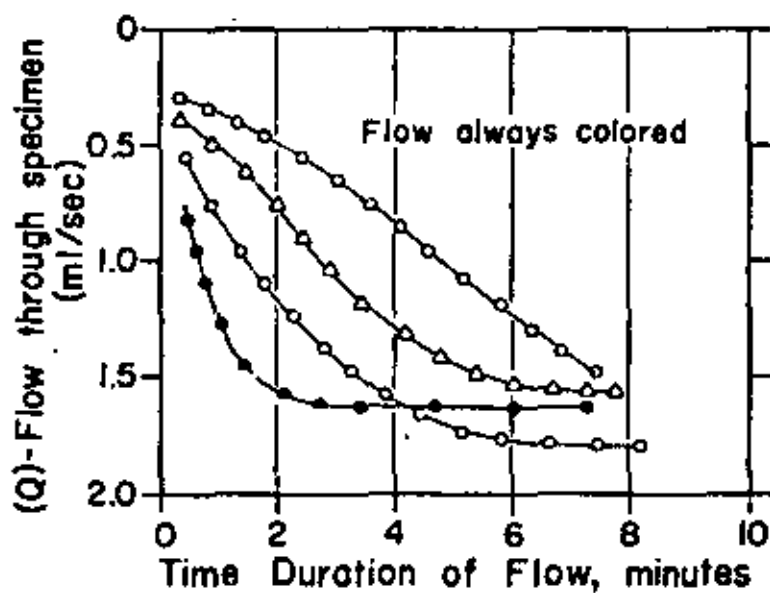
Figure 2

TABLE 3

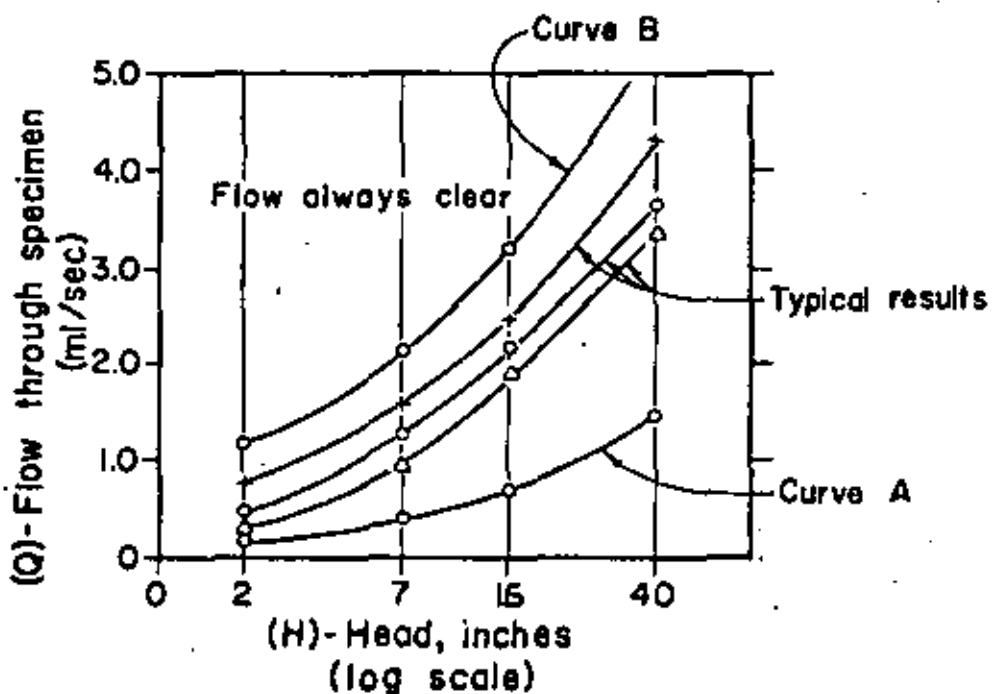
Classification (Table 1)	Head (Inches)	Test Time For Given Head (minutes)	Visual Final Flow Through Specimen (ml/sec)	Color of Flow at End of Test (cloudy or color)	Hole Size After Test (Needle Diameters)
D1	2	5	>1.5	Very distinct	2x
D2	2	10	>1.0	Distinct to slight.	2x
ND4	2	10	<0.8	Slight but easily visible	1.5x
ND3	7-15	5	>2.5	"	2x
ND2	40	5	>3.5	Clear or barely visible	2x
ND1	40	5	<5.0	Crystal Clear	No erosion

TABLE 3.--SUMMARY OF CRITERIA FOR EVALUATING RESULTS

10(a) TESTS ON DISPERSIVE CLAY AT 2-INCH HEAD



10(b) TESTS ON NON-DISPERSIVE CLAY



TIPO DE SUELO

	RODILLO LISO	RODILLO LISO VIBRATORIO	RODILLO NEUMATICO	PATA DE CABRA VI- BRATORIA	RODILLO PATA DE CABRA	RODILLO DE REJA (IMPACTO)	RODILLO DE IMPACTO (TAMPING ROLLER)
GW	X	X	X			X	
GP	X	X	X			X	
GM		X	X	X	X		
GC		X	X	X	X		
SW	X	X	X			X	
SP	X	X	X			X	
SM		X	X	X	X		
SC		X	X	X	X		
ML		X	X	X			X
CL			X	X	X		X
OL			X	X	X		X
MH			X	X	X		X
CH			X	X	X		X
OH			X	X	X		X
Pt							

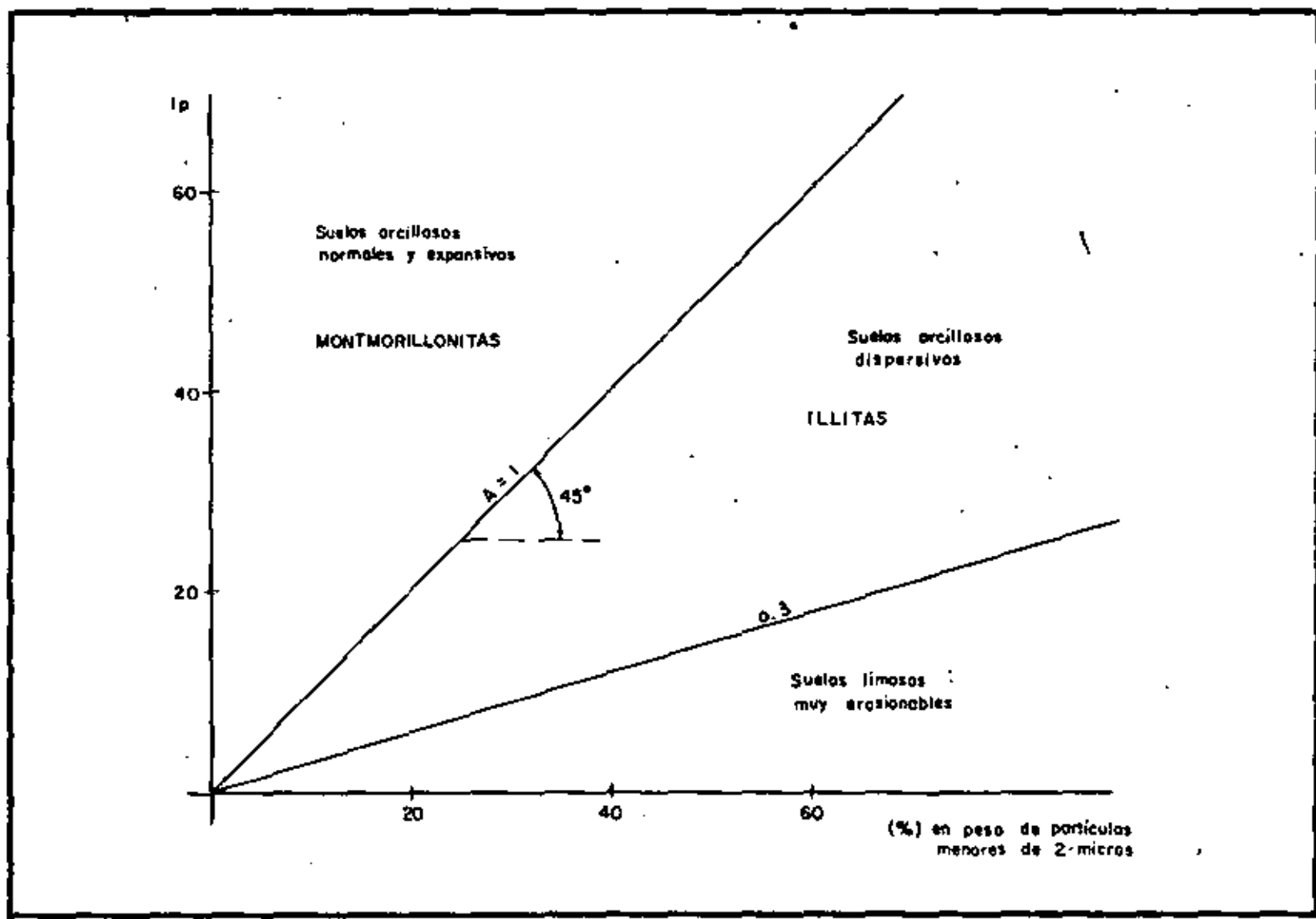


TABLE 1.--CATEGORIES OF TEST RESULTS

Classification of Individual Test Results	Classification of Soil
D1 and D2	Dispersive soils: fail rapidly under 2-inch head.
ND4 and ND3	Intermediate soils: erode slowly under 2-inch or 7-inch head.
ND2 and ND1	Non-dispersive soil: no colloidal erosion under 15-inch or 40-inch head.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

HIDRAULICA (COMPLEMENTO)

ING. JAIME E. CAMARGO

* PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS.

Es importante caracterizar cuantitativamente el sedimento, lo mismo que el fluido, ya que se pretende estudiar el movimiento de las dos fases en un solo fenómeno.

comportamiento mecánico { material suelto de comportamiento friccionante ①.
material de comportamiento cohesivo ②.

mecánica del arrastre.

- 1- su tamaño.
- 2- peso específico.
- 3- peso volumétrico.
- 4- su forma.
- 5- Velocidad de caída.

arrastre fluido { material igual que ①.
aglutinante pasará a formar una suspensión coloidal.

→ TAMAÑO: - cantos rodados 4 cm.

- arcillas 24×10^{-5} cm.

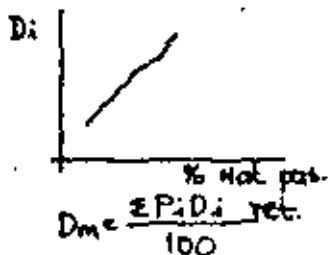
lo importante no es el tamaño, sino la variedad.

criterios: curva granulométrica.
investigadores Rusos.
sedimentación nominal.

hoja R-2

hoja R-1

clasificación.
A-G-U.



$D_m, D_{50}, D_{65}, D_{75}, D_{90}$ se obtienen las 4 últimas de la curva granulométrica.

MATERIALES > diámetros se pueden ajustar
0.06 mm.

DISTRIBUCION LOS. NORMAL DE PROBABILIDADES.

La granulometría puede escribirse con dos parámetros:

D_{50}, σ

$$D_m = D_{50} \sigma^x$$

D_{50} y σ se obtienen de la curva granulométrica.

Xn tablas cuya distribución (hoja R-3).

$$u=0 \quad \sigma=1$$

$$0.5 (\ln \sigma^2)$$

$$D_m = D_{50} \cdot e$$

→ DENSIDAD.

varía entre límites muy estrechos.
1,800 a 2,700 kg/m^3 .

→ FORMA.

La forma de la partícula puede ser muy variada y afecta al comportamiento mecánico.

$$\text{redondez} = \frac{\text{radio esquinas}}{\text{radio círculo inscrito}} < 1$$

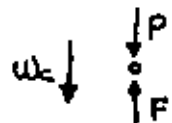
$$\text{esfericidad} = \frac{\text{área esfera igual volumen}}{\text{área superficie partícula}} < 1$$

$$\text{factor de forma} = \frac{c}{\sqrt{a \cdot b}}$$

$$D_{\text{nominal}} = \sqrt[3]{\frac{a \cdot b \cdot c}{\pi}}$$

$$c < b < a$$

→ VELOCIDAD DE CAIDA.



Para cuantificar el arrastre de sedimentos existe una gran cantidad de métodos empíricos y semiempíricos, en muchos de ellos hacen intervenir como variables a la velocidad de caída (w_c), la velocidad media a la que se inicia el arrastre y el esfuerzo cortante (τ):

① $P = \text{peso de la partícula} = \frac{(\rho_s - \rho) \pi D^3}{6} \cdot f(\text{forma partícula})$

② $F = \text{fuerza de empuje que el agua ejerce sobre la partícula} = c_d \cdot \frac{\pi D^2}{4} \cdot \frac{w_c^2}{2g}$

hoja R-4

$Re = \frac{wD}{\nu}$; $\nu =$ viscosidad cinemática del flujo; igual a:
 0.01 cm²/s para T = 20°C.

$$w = F1 \left[\frac{\rho_s - \rho}{\rho} g D \right]^{1/2}$$

igualando ① y ②; $P = F$

$$w = \left[\frac{4}{3} \frac{g}{cd} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) D \right]^{1/2}$$

1^a) para partículas pequeñas.

$Re = \frac{wD}{\nu} < 1$; $cd = \frac{24}{Re}$

$w = \frac{1}{18} \left[\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right] \frac{g D^2}{\nu}$; $w = f(D^2)$

2^a) para partículas grandes.

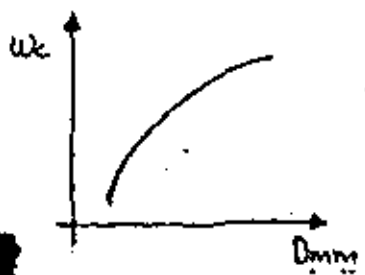
si $10^3 < Re < 10^5$; $cd = 0.4$

$w = \left[\frac{4}{3} \frac{g}{cd} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) D \right]^{1/2}$; $w = f(D)$

3^a) para partículas naturales.

$$F1 = \left[\frac{2}{3} + \frac{36 \nu^2}{g \cdot D_{50}^3 \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)} \right]^{1/2} - \left[\frac{36 \nu^2}{g \cdot D_{50}^3 \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)} \right]^{1/2}$$

hoja R-10. - se ha dibujado la expresión de RUBBEY para T = 20°C.



$w_s = f(D)$
 cm/s ; mm

* INICIO DEL ARRASTRE DE SEDIMENTOS.

el conocimiento del arrastre y depósito de sedimentos permite la cuantificación de los procesos de EROSION Y DEPOSITO, modificando la geometría de los cauces naturales.



- ① arrastre de sedimentos en la cuenca, "Lámina".
- ② arrastre de sedimentos en el cauce natural, "Canal".

el arrastre de sedimentos.

cauce = f(características del flujo; mat. fondo)
hidrograma anual D

cuenca = f(características fisiográficas; intensidad de lluvia)

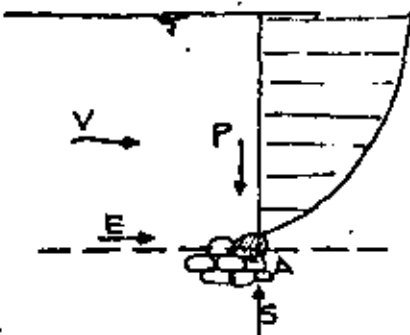
La determinación de las condiciones de equilibrio límite de un fondo arrastrable, permite el diseño de:

- a): protección con enrocamiento.
- b): canales donde no se permite el transporte de material.

En materiales de comportamiento friccionante el arrastre se origina por acción del flujo, desprendiendo una a una las partículas, y en materiales de comportamiento cohesivo, el arrastre se origina, desprendiéndose trozos del material del fondo que posteriormente se disgregan.

Las condiciones hidráulicas de un escurrimiento que empieza no solo a mover ligeramente a las partículas del fondo, sino a moverlas hacia adelante, se pueden expresar mediante la velocidad media o su esfuerzo cortante en el fondo.

La velocidad media a la cual una corriente inicia el movimiento de las partículas - arrastra, es función del tamaño y densidad de las partículas; pero además del tirante del escurrimiento; debido a la distribución de velocidades en una vertical, es decir, se requiere menor velocidad media para arrastrar un mismo grano, cuanto menor sea el tirante.



distribución de velocidades.

$$E = \delta A \frac{v^2}{2g} C_e$$

$$S = C_s \delta A \frac{v^2}{2g}$$

$$P = (\delta_s - \delta) \frac{\pi D^3}{6}$$

El movimiento de las partículas dependerá de las magnitudes relativas instantáneas de las fuerzas actuantes y puede ocurrir:

1- ROLANDO	2- SALTANDO	3- SUSPENSION
$\Sigma H_A = 0$	$\Sigma H_A = 0$	$\Sigma H_A = 0$
$M_E + M_B > M_P$ $P > S$	$M_E + M_S > M_P$ $P < S$ 1er instante. $P > S$ 2º instante. $P < S$ 3er instante.	$M_E + M_S > M_P$ $P < S$ siempre.

resumiendo:

mov. partículas = f(carac. hidráulicas del flujo, propiedades de las partículas).

CRITERIOS DE VELOCIDAD MEDIA.

* Criterio de I. I. Levi.

1.a. Si $10 < \frac{d}{D_m} < 60$

$$V_c = 1.4 \sqrt{g \cdot D_m} \left[1 + \log_e \sqrt{\frac{d}{7 D_m}} \right] \left[\frac{D_{m \max}}{D_m} \right]^{\frac{1}{7}}$$

m/s m/s² · m

1.b. Si $\frac{d}{D_m} > 60$

$$V_c = 1.4 \sqrt{g \cdot D_m} \left[\frac{D_{m \max}}{D_m} \right]^{\frac{1}{7}} \log_e \frac{d}{7 D_m}$$

para material uniforme se hace $D_{m \max} = D_m = D$.

2- Modificado. datos: D_m, S

$$v_c = \frac{103.7 D_m}{5.033} \left[\frac{S^{1/3}}{D_m g^{1/3}} \right]^{0.93}$$

rango de aplicación $1 < \frac{d}{D_m} < 200$ $5 < \frac{d}{D_m} < 2,000$; $0.00005 < S < 0.02$

para conocer la velocidad crítica de arrastre se sustituye el valor anterior en la expresión de Manning o en la de Cruickshank-Haza

$$V = 7.58 W_{50} \left[\frac{r S d}{(85-r) D_{84}} \right]^{0.456} \left[\frac{d}{D_{84}} \right]^{0.178}$$

(válida para régimen inferior-cauces estables).

$$\frac{1}{5} \geq 903 \left[\frac{r S d}{(85-r) D_{84}} \right]^{0.538}$$

La velocidad media crítica de una partícula, obtenible de la hoja R-6 es aplicable a partículas de cuarzo cuando el tirante es igual a 1.0 m.; cuando el tirante este comprendido entre 0.30 y 3.00 m, el valor obtenido se afecta por un coeficiente.

d(m)	0.30	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.50	3.00
coef.	0.80	0.87	0.95	1.00	1.06	1.09	1.12	1.16	1.22	1.25

este método fue posteriormente adoptado en Estados Unidos. hoja R-8

* METODO DE LISCHTUAN-LEBEDIEV (1959).

Este método se basa sobre las experiencias que Lischtuán llevó a cabo al estudiar la socavación general de cauces naturales, por lo que las velocidades dadas permiten el arrastre de partículas; pero sin producir erosión en el fondo. En la hoja R-6 se muestra la curva para 1.0 m de tirante, relacionando la v_m con D . También se indican algunos valores en la hoja R-8

* METODO DE HJULSTROM (1935) y BOGARDI.

En la hoja R-6 y hoja R-8 se muestran los valores medios para un tirante de aproximadamente 1.0 m.; observando que en el rango de arenas y gravas, las velocidades medias críticas son bajas y algunas coinciden con las de Bogardi.

* METODO BUREAU OF RECLAMATION.

$v = f(D_m, d)$ suelos no cohesivos. hoja R-10

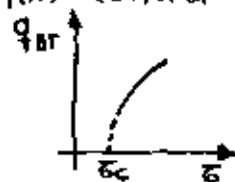
$v = f(\text{tipo de suelo, \% contenido de partículas, grado de compactación})$

* CRITERIO DEL ESFUERZO CORTANTE CRITICO.

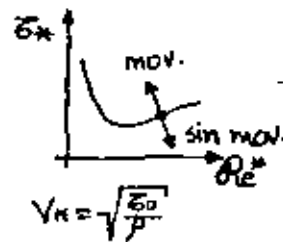
El principio básico de diseño consiste en igualar el esfuerzo cortante producido por la corriente (τ_0) con el máximo esfuerzo cortante que resisten las partículas cuando están a punto de moverse - (esfuerzo cortante crítico, τ_c) ; $\tau_0 = \tau_c$

* CRITERIO DE SHIELDS (1936).

Obtuvo la condición límite de arrastre, al dibujar sus resultados en función del arrastre de fondo (q_{BT}) contra τ_c , extrapolo sus curvas hasta llegar a un arrastre igual a cero. Esta condición correspondió a la de inicio de movimiento.



hoja R-12



parametro de Shields: $\tau_* = \frac{\tau_c}{(\rho_s - \rho) D}$

número de Reynolds asociado al esfuerzo cortante.

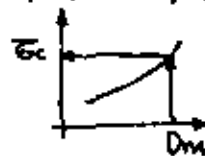
$$Re_* = \frac{V_* D}{\nu}$$

hojas R-5 y R-7

* METODO DE LAKE (1955)

$\tau_c = f(D, \text{cantidad de material fino en suspensión}) > \tau_c(\text{Shields})$

hoja R-5 y R-7

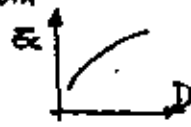


* CRITERIO DE STRAUB (1939)

Se basa en las experiencias de Shields

hojas R-5 y R-7

dentro del rango de arenas de valores mayores que los de Shields, pero ligeramente menores que los de Lane.



Los resultados de estos autores se fundamentan sobre una amplia gama de experiencias en laboratorio, utilizando diversos materiales, de granulometría uniforme y no uniforme. La condición de inicio de movimiento se obtiene al considerar en su fórmula de arrastre de sedimentos, que éste es nulo hoja R-5. Para $D > 2\text{mm}$ sus resultados son ligeramente menores - que los de Shields y similares a los de Lane; mientras que en el rango de las arenas difieren de los de Shields y son mayores. Si $D < 8\text{mm}$ la variación de τ_c es lineal, mientras que para Shields no lo es.

* OTROS METODOS.

Iwakasi hojas R-5 y R-7
Z Hanks

De la aplicación de los criterios y métodos existentes no existen una condición única que defina el inicio del movimiento de las partículas, para algunos autores esa condición se presenta cuando se mueve una partícula; para otros cuando hay movimiento generalizado y que las partículas se arrastren a todo el ancho del canal, etc.

Cuando se diseña un cauce utilizando τ_c , generalmente se obtienen secciones hidráulicas más reducidas o velocidades medias mayores que cuando se utiliza la V media crítica.

* METODO LAZA-GARCIA (1978).

De acuerdo con lo visto, todo parece indicar que las experiencias para obtener el esfuerzo crítico tractivo son más numerosas, cubriendo una gama más amplia de situaciones y se han realizado incluso con mayor cuidado.

El éxito del método de Maza-García está en el haber establecido algunas relaciones que permitan obtener la velocidad media en función del esfuerzo crítico traccivo. La expresión es:

$$V_c = 3.56 \Delta D^{1/2} \log \frac{5.565 R D^{0.8} A^{0.5}}{D^{1.5} A^{0.5} + 2.714 \Delta}$$

$$\Delta = \frac{\delta_s - \delta}{\delta} \quad ; \quad \text{válida para } D > 0.0002 \text{ m.}$$

ajustándole una curva de forma exponencial.

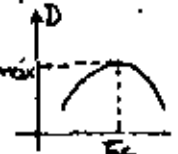
$$V_c = 4.712 \left(\frac{\delta_s - \delta}{\delta} \right)^{1/2} D^{0.35} R^{0.15}$$

trabajando con la ecuación anterior, se obtiene el número de Froude crítico, que depende de la rugosidad relativa (D/A) siempre y cuando el fondo sea plano

$$F_c = 1.504 \Delta^{1/2} \left(\frac{D}{A} \right)^{0.35}$$

* METODO DE GESSLER MODIFICADO (CRUICKSHANK-GARCIA)

Cuando el diámetro del material del fondo no es uniforme, lo que ocurre en todos los cauces naturales; al iniciarse el arrastre de las partículas más finas se produce un acorazamiento en que las partículas mayores quedan en la superficie del fondo y protegen las partículas de menor tamaño. Al aumentar la velocidad, otras partículas de la coraza son arrastradas y así aumenta el diámetro medio de las partículas de la coraza. Este proceso continúa hasta que se logran mover las partículas mayores y se tienen entonces un movimiento y arrastre de todas las partículas del fondo.

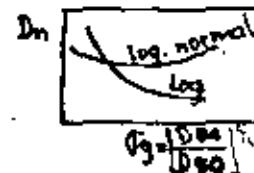


para determinar este valor, se debe proceder en forma numérica, dividiendo la curva -

granulométrica en intervalos de clase y para diferentes valores supuestos de $\bar{\delta}$ obtener - el $D_{m\bar{\delta}}$, asociados a valores medios de \bar{q} (probabilidad de que un determinado grano no sea arrastrado por el flujo y forme parte de la coraza). Lo cual implica que los cálculos sean laboriosos y tediosos. Cruickshank y García, presenta una simplificación utilizando los conceptos de Gessler en forma adimensional, que eliminan los cálculos laboriosos, siempre que la curva granulométrica del material del fondo pueda ajustarse a una distribución logaritmo normal; si éste es el caso se puede determinar

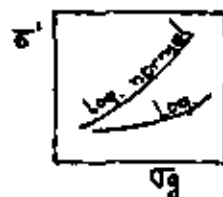
$$\bar{\delta}_c = 0.047 (\delta_s - \delta) D_n$$

D_n % mat. que pasa.

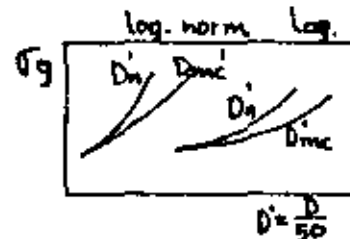


hoja R-13.

Otras gráficas de interés que muestran los autores son las siguientes:



hojas R-14 y R-15



Distribución del material original y de la coraza para la condición crítica.



— mat. original.



--- mat. coraza.

* INICIO -- MOVIMIENTO DE MATERIAL DE COMPORTAMIENTO COHESIVO COMPACTADO.

El análisis de estabilidad es como en el material de comportamiento friccionante, un balance de fuerzas actuantes y resistentes, lo que vuelve complejo el problema es el aglutinante = f(- CONTENIDO DE HUMEDAD, COMPOSICION QUÍMICA, SU HISTORIA, SU REACCION CON EL FLUIDO, ETC.).

a1- Sin arrastre-estabilidad estática-no sufre desplazamiento.
b1- Con arrastre-estabilidad dinámica- sufre desplazamiento y son mínimos.

DISEÑO DE CAUCES ESTABLES SIN ARASTRE.

a1- Velocidad máxima permisible.
es sencillo y aplicable a sección ancha; la estabilidad de las orillas no es importante; consiste en - igualar:

$$V_{med. corriente} \leq V_{max permisible}$$

SECUENCIA DE CALCULO.

1º Conocido el material que formará el canal, se estima un coeficiente de rugosidad "n" y de acuerdo con la hoja R-11, se escoge un talud "k" para las orillas.

2º Con ayuda de las hojas R-10 ó R-11 supuesto un tirante, se puede conocer una Vpermisible.

3º Se calcula R con ayuda de la fórmula de Manning. La pendiente es conocida, por lo tanto:

$$R = \left[\frac{Vn}{S^{3/2}} \right]^{3/2}$$

4º Se calcula el área que debe tener la sección para que pase el gasto - deseado: $A = Q/V$

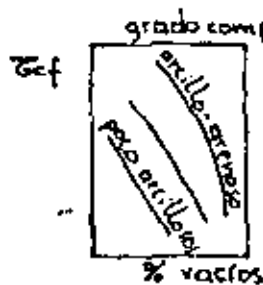
5º Se encuentra el valor del perímetro mojado $P = A/R$

6º De acuerdo con la geometría de la sección y en función del ancho "b" de la plantilla y del tirante "d" se obtiene "A" y "P"

$$A = bd + kd^2 ; P = b + 2d\sqrt{1+k^2}$$

que se igualan a los obtenidos en 4) y 5).
7º Al resolver simultáneamente las ecuaciones de "A" y "P" se obtienen los valores de b y d.

* Chow resumió los resultados de varios investigadores.



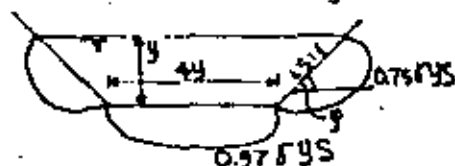
hojas R-16 y R-17

* METODO DE LA FUERZA TRACTIVA.

Sirve principalmente para secciones trapeziales y permite conocer el grado de estabilidad de los taludes. Al aumentar la velocidad, un grano en posición estable sobre el talud puede perderse equilibrio cuando todavía son estables los granos sobre la plantilla.

$$\tau_c = \tau_{RS}$$

$$R = \gamma(\text{canal ancho})$$



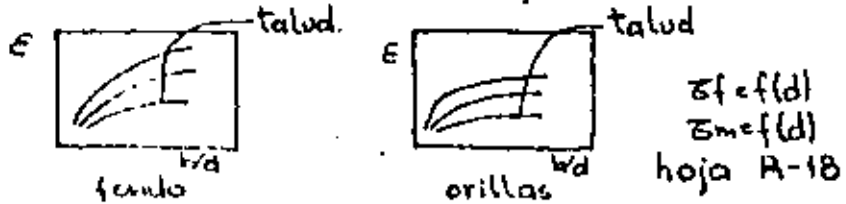
De la hoja R-17 la resultante de las fzas. $R = [W_s \cos \phi + \tau_c]^{1/2}$ la partícula en estas condiciones está equilibrada por la fza. de fricción ejercida sobre ella $W_s \cos \phi \tan \phi$. (ϕ = ángulo de reposo del material); igualando y realizando algebra nos conduce a:

$$k = \frac{\tau_{cm}}{\tau_{cf}} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{cm}^2}{\tau_{cf}^2}}$$

- 8º Si $d_{calc} = d_{sup}$ se va a ①.
- Si $d_{calc} \neq d_{sup}$ se va a ②.
- 9º Se añade un bordo libre y se ajustan las medidas a valores prácticos.

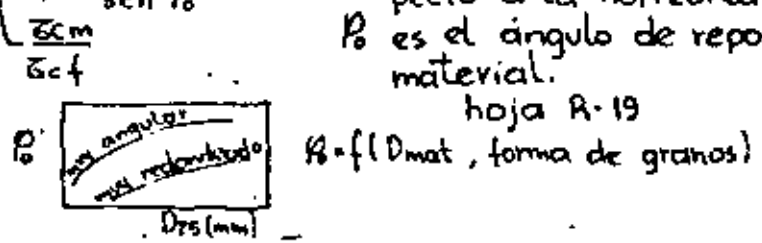
b) Método del esfuerzo tangencial crítico.
Permite conocer el grado de estabilidad de los taludes.

- 1º Conociendo el material que formará el canal y de acuerdo con la hoja R-11 se escoge el valor del talud "k".
- 2º Se supone una relación b/d.
- 3º Si se define el esfuerzo cortante producido por la corriente tanto en el fondo como en los taludes según la expresión $\tau = E \rho d S$, en la que el coeficiente E está dado por el Bureau of Reclamation.

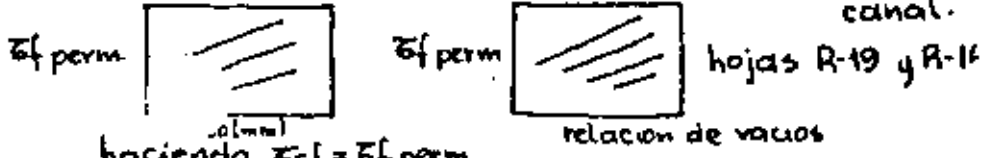


Las expresiones quedan en función de "d".

- 4º Se calcula el valor $k = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \rho}{\sin^2 \rho_0}}$... ①
- ρ es el ángulo del talud respecto a la horizontal.
- ρ_0 es el ángulo de reposo del material.



- 5º Se obtiene el esfuerzo tangencial máximo permitido en el fondo $\tau_{f perm}$ de acuerdo al material del canal.



- 6º de ① obtenemos τ_c margen. $\tau_{c margen} = k \tau_{f perm}$.
- 7º Se igualan las expresiones obtenidas en ① con las obtenidas en ⑤ y ⑥ de donde se obtienen dos valores de "d", se elige el valor menor.
- 8º Se despeja de $\frac{b}{d}$ supuesto $\rightarrow b$.
- 9º Se revisa con Manning si pasa o no el gasto de diseño; si sí \rightarrow ⑩; si no \rightarrow ②.
- 10º Se añade el libre bordo y se redondean los valores obtenidos.

* FASES DE TRANSPORTE.

Para un flujo gradualmente creciente se tiene que la configuración del fondo es variable pasando por varias etapas que son función de la velocidad media del flujo. Dichos estados son:

hoja R-20

\rightarrow Fondo plano ($Fr \ll 1$) V pequeña. Se observan movimientos aislados e intermitentes de las partículas más gruesas constituyentes del fondo. Las pequeñas entran eventualmente en suspensión.

\rightarrow Riezos ($Fr < 1$). Al incrementarse la velocidad aparecen ondulaciones en el fondo de pequeña amplitud, hay aumento de la resistencia (aumentando n de Manning y disminuyendo la de Chezy).

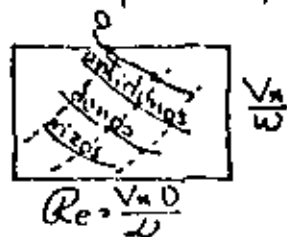
\rightarrow Dunas ($Fr < 1$). Representa un cambio en la forma de los riezos, adquiriendo aguas arriba una pendiente suave - en la que se produce erosión, y hacia aguas abajo una pendiente fuerte. Hay aumento de la resistencia. Eventualmente las dunas pueden alargarse hasta concentrarse en barras.

→ Anticiclónicas ($Fr > 1$)

Representa una inversión de las dunas. La característica es que hay erosión aguas abajo y depósito aguas arriba.



Estas fases pueden describirse a través de parámetros adimensionales, que han sido establecidos por Liu, Richardson, Albertson y otros.



hoja R-21.

Ecuación de Resistencia (Cruickshank-Maza): $az \leq D_{50} \leq 20mm$

a) En régimen inferior.

$$\frac{V}{W_{50}} = 7.58 z_*^{0.456} D_*^{0.178}$$

se cumple para $\frac{1}{5} \geq 903 z_*^{0.538}$

$$z_* = \frac{hd_s}{(\gamma_s - \gamma) D_{84}} ; D_* = \frac{d}{D_{84}}$$

b) En régimen superior.

$$\frac{V}{W_{50}} = 7.52 z_*^{0.352} D_*^{0.292}$$

se cumple para $\frac{1}{5} \leq 891 z_*^{0.618}$

de las expresiones anteriores.

$$hf = \left[\frac{n V_m}{T_m \sigma_s} \right]^2 \Delta L \quad \text{Manning}$$

$$hf = \left[\frac{K_{RI} V_m}{dm} \right]^{2.493} \Delta L ; K_{RI} = \frac{D_{84}^{0.634} (S_s - 1)^{0.496}}{7.58 W_{50}}$$

$$hf = \left[\frac{K_{RS} V_m}{dm} \right]^{2.811} \Delta L ; K_{RS} = \frac{D_{84}^{0.644} (S_s - 1)^{0.496}}{7.52 W_{50}}$$

$$S_s - 1 = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

Si el fondo está constituido por dunas el coeficiente de rugosidad o de resistencia se descompone en dos.

- 1r Una debida a las partículas n' (microrugosidad)
- 2r Una debida a la configuración n'' (macrorugosidad).

implícitamente se acepta $R = R' + R''$

tomando en cuenta la fórmula de Manning

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad \text{se tiene} \quad n = (n')^{3/2} + (n'')^{3/2}$$

siendo

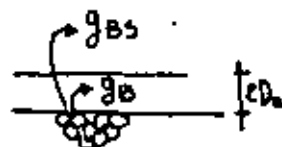
$$n' = \frac{D_{50}^{1/6}}{26} \quad \text{o} \quad \frac{D_{50}^{1/8}}{21} \quad \text{Di en m.}$$

no da buenos resultados.

* ARRASTRE DE SEDIMENTOS.

El material solido puede ser arrastrado: rodando, saltando o en suspensión; sin embargo para su cuantificación y muestreo se ha dividido en 6 clases diferentes.

a) arrastre en la capa de fondo.
 g_B (kg/seg/m) q_B (m³/seg/m)



b) arrastre del fondo en suspensión.
 g_{Bs} , q_{Bs}

c) arrastre de fondo.
 $g_{BT} = g_B + g_{Bs}$; $q_{BT} = q_B + q_{Bs}$

d) arrastre de lavado (limo y arcilla).
 g_L , q_L
 material que procede de aguas arriba y no se encuentra representado en el material que forma el fondo del cauce, su origen es el erosionado por las gotas de lluvia; partículas menores de 0.062 mm.

e) arrastre en suspensión.
 $g_s = g_{Bs} + g_L$; $q_s = q_{Bs} + q_L$

f) arrastre total.
 $g_T = g_L + g_{BT}$; q_T
 $g_T = g_L + g_B + g_{Bs}$
 $g_T = g_s + g_B$

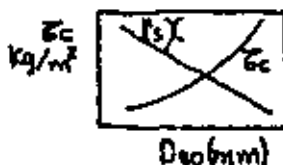
Dubois.	}	q_B
Schoklitsh.		
Straub.	}	q_{BT}
Shields.		
Kalinske.		
Meyer, Peter y Muller.		
Einstein.	}	q_{BT}, q_B, q_{Bs}
Laursen.		
Sato, Kikkawa, Ashida.	}	q_{BT}
Garde y Alberlein.		
Frijlink.		
Pedrdi.		
Pernecker y Vollmers.		
Engelund-Hansen.	}	q_{BT}, q_B, q_{Bs}
Bagnold.		
Graf.	}	q_{BT}
Shen y Hung.		
Inglis-Lacey.		
I. L. Levi.		
Bogardi.	}	q_{BT}, q_B
Lane-Kalinske.		
Colby.		

$$q_{BT} = \frac{g_{BT}}{g_s}$$

* DUBOYS (para granos finos).
 es el primero en establecer una fórmula para el transporte de material sólido (q_B), considera que el movimiento de material sólido se produce en una serie de copas superpuestas del mismo origen.

$$q_B = \chi z_0 (z_0 - z_c)$$

parámetro característico del sedimento m³/kg s.



→ * SC: JTSCH.

1914 para granos uniformes
no aplicable a rios.
 $0.305 < D < 7.01 \text{ mm}$
 $2.53 < \rho_s < 2.70 \text{ T/m}^3$

$$X = \frac{0.54}{\rho_s - \rho} \quad q_{BT} = \frac{0.54}{\rho_s - \rho} \tau_0 (\tau_0 - \tau_c)$$

en sus experiencias media el transporte de fondo y el de suspensión.

1950 hace intervenir el gasto de la corriente y el gasto que inicia el arrastre de sedimentos (gasto crítico); $b = \text{cte.}$; $s = \text{cte.}$; el concepto τ lo utiliza en forma implícita.

$$q_{BT} = 2.500 S^{3/2} (q - q_c) \quad \text{aplicable a canales y rios.}$$

$$q_c = \frac{1}{n} d_c^{5/3} S^{1/2} \dots \textcircled{A} \quad n = 0.0525 D^{1/6} \quad (m)$$

* para $D \geq 0.006 \text{ m}$

$$\tau_c = 0.076 (\rho_s - \rho) D = \rho d_c S$$

$$\therefore d_c = 0.076 \left[\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right] \frac{D}{S}$$

sustituyendo en \textcircled{A} : $q_c = 0.026 \left[\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right]^{5/3} \frac{D^{3/2}}{S^{1/2}}$

* para $0.0001 \text{ m} < D < 0.03 \text{ m}$

$$\tau_c = 0.000285 (\rho_s - \rho) D^{1/3} = \rho d_c S$$

$$\therefore d_c = 0.000285 \left[\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right] \frac{D^{1/3}}{S}$$

sustituyendo en \textcircled{A} : $q_c = 2.351 \cdot 10^{-5} \left[\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right]^{5/3} \frac{D^{7/6}}{S^{1/6}}$

→ * STRAUSS.

examina los resultados de varios investigadores y propone

$$X = 1.784 / \rho_s D^{3/4}$$

$$q_{BT} = \frac{1.784}{\rho_s D^{3/4}} \tau_0 (\tau_0 - \tau_c)$$



→ * SHIELDS.

presenta una ecuación.

$$\frac{q_{BT} (\rho_s - \rho)}{\rho_w \rho_s} = 10 \frac{\tau_0 - \tau_c}{(\rho_s - \rho) D}$$



L gasto líquido unitario expresado en peso - $(\text{kg/s})(\text{m}) = \rho q$

rango de aplicación $1.56 \leq D \leq 2.47 \text{ mm}$

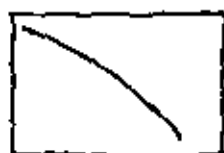
$$1.06 \leq \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \leq 4.25$$

→ * METODO DE KALINSKE

Es el primer autor que introduce el concepto de probabilidad de movimiento de una partícula. supone que la cantidad de sedimento en movimiento por unidad de ancho es igual al producto del volumen de una partícula por la velocidad instantánea de la misma y por el número de partículas que se mueven en un determinado instante. Al indicar su resultado en forma adimensional se llega a la relación

$$\frac{q_{BT}}{V \times D} = 2.5 \theta \left(\frac{\tau_c}{\tau} \right) = f \left(\frac{\tau_c}{\tau} \right)$$

$\frac{\tau_c}{\tau}$



$q_{BT}/V \times D$

para material no uniforme, bien graduado se recomienda:

1º dividir la curva granulométrica en intervalos de tamaño de material.

2º calcular q_{BT} y multiplicarla por el % curva granulométrica.

3º Sumar los resultados parciales.

hoja R-20

→ X MEYER, PETER Y MULLER (1948).

$$\left[\frac{n'}{n} \right]^{3/2} \frac{\delta R S}{D_m} = 0.047 (\delta_s - \delta) + 0.25 \left(\frac{\delta}{g} \right)^{1/3} \frac{g_{BT}^{2/3}}{D_m}$$

$g_{BT} = g_{BT} \frac{\delta_s - \delta}{\delta}$ gasto sólido expresado en peso sumergido.

→ X METODO DE EINSTEIN (arrastre de fondo).

consideró en lugar de "ε" la probabilidad de movimiento o de depósito de las partículas de sedimento del material que levantado del fondo se mueve en suspensión.

Nº part. depositadas = Nº de part. erosionadas.

⇒ $\frac{P}{1-P} = A_x \phi_x \dots \textcircled{A}$

p: probabilidad = f ($\frac{\text{peso sumergido de la partícula}}{\text{arrastré hidrodinámico}}$)

A_x: etc.

φ_x: parametro de intensidad de transporte de fondo (adimensional).

$$\phi_x = \frac{i_b}{i_b} \phi \quad ; \quad \phi = \frac{g_B}{\delta_s} \sqrt{\frac{1}{g D^3}} \sqrt{\frac{\delta}{\delta_s - \delta}}$$

factor de transporte del fondo (adimensional).

1942 Einstein encontró:

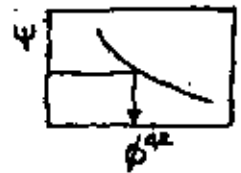
β_x^{42} : etc.

$P = f(\beta_x^{42}, p)$

$p = \text{intensidad de flujo} = \frac{\delta_s - \delta}{\delta} \frac{D}{R_h S}$

R_h = radio hidráulico asociado a los granos.

hoja R-24



1990 Einstein sustituyó la ecuación empírica por una relación analítica.

$$P = 1 - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-\beta_x \psi_x - \gamma_0}^{\beta_x \psi_x - \gamma_0} e^{-t^2} dt$$

hoja R-24



combinandola con la expresión A

$\frac{P}{1-P} = A_x \phi_x$

FIG. 7.11

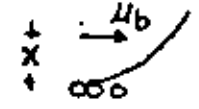
$\psi_x = \int \Psi \frac{\beta^2}{\beta x^2} \Psi$

hoja R-23



Ψ y Ψ se obtienen de gráficas.

Ψ toma en cuenta el efecto que producen partículas muy pequeñas en el arrastre.



$X = 0.77 \Delta$ si $\frac{\Delta}{\delta} > 1.8$

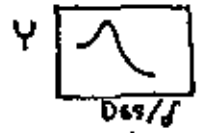
$S = \frac{1.16 U}{V_K}$

$X = 1.39 \delta$ si $\frac{\Delta}{\delta} < 1.8$

Y se usa para describir el cambio de coeficiente de sustentación en meclas.

$\beta = \log 10.6$

hoja R-23



conocido el transporte de una componente individual - i_b/i_b dentro de un mat. no uniforme el transporte total puede ser determinado por la suma de esas fracciones; cuando la variación es pequeña se usa D₃₅.

$$\phi = \frac{g_B}{\delta_s} \sqrt{\frac{\delta}{\delta_s - \delta}} \cdot \frac{1}{g D^3}$$

$\phi_x = \frac{i_b}{i_b} \phi \quad ; \quad \psi = \frac{(\delta_s - \delta) D}{\delta R_h S}$

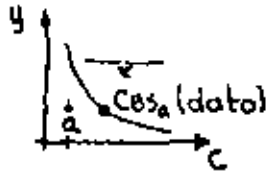
i_b = fracción (%) del área unitaria expuesta al arrastre.

i_b = fracción (%) del área unitaria de depósito de partículas.

→ METODO DE EINSTEIN (arrastré en suspensión).

por unidad de ancho y de tiempo

$$g_{BSi} = \int_0^d C_y V_y dy \dots \textcircled{1}$$



en la que:

$$V_y = 5.75 V_*' \log \left(\frac{30.2 K y}{D_{65}} \right)$$

$$C_y = C_{Bsa} \left[\frac{d-y}{y} \right] \left[\frac{a}{d-a} \right]^z \text{ (propuesta por Rouse).}$$

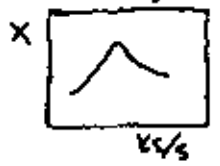
$$z = 2.5 W_i / V_*'$$

sustituyendo en ①, y realizando transformaciones

$$g_{BSi} = 11.6 V_*' a C_{Bsa} (PI_1 + I_2) \dots \textcircled{A} \text{ hoja R-23}$$

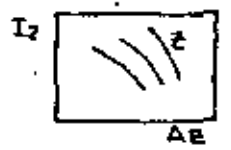
en donde:

$$p = 2.303 \log \frac{30.2 K d}{D_{65}}$$



$$I_2 = 0.216 \frac{A^{z-1}}{(1-A)^z} \int_{Ae}^1 \left(\frac{1-y}{y} \right)^z \log_e y dy$$

$$I_1 = 0.216 \frac{A^{z-1}}{(1-A)^z} \int_{Ae}^1 \left(\frac{1-y}{y} \right)^z dy \quad Ae = \frac{a}{d} = \frac{2di}{R}$$



hoja R-25

para conocer la concentración C_y en cualquier otro punto situado a una distancia y del fondo, se puede utilizar la propuesta por Rouse. Al considerar $y=a=2D_i$, es decir arriba de la capa de fondo; Einstein supone que se cumple la relación:

$$C_{zDi} = C_{zsa} = \frac{1}{11.6} \frac{10 g_{BT}}{2.0 V_*'^2}$$

recordando

$$g_{BTi} = g_{Bi} + \frac{g_{Bi} (PI_1 + I_2)}{g_{BSi}}$$

$$g_{BTi} = g_{Bi} (1 + PI_1 + I_2)$$

la secuencia de cálculo se indica en las hojas R-26 y R-2

1 p.p.m. { peso $1 \text{ mg/lt} = 1 \text{ g/m}^3 = 10^{-3} \text{ kg/m}^3 = 10^{-6} \text{ Ton/m}^3$
 volúmen $1 \text{ ml/m}^3 = 10^{-3} \text{ lt/m}^3 = 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}^3$
 $1 \text{ m}^3 = 1 \text{ ton.}$
 15,000 p.p.m. $\Rightarrow 0.015 \text{ ton/m}^3 \Rightarrow 15\% \text{ peso.}$
 16,000 p.p.m. $\Rightarrow 0.015 \text{ m}^3/\text{m}^3 \Rightarrow 15\% \text{ plúmen.}$

→ * METODO DE EDGELUND HADZED.

D (mm)	σ
0.19	1.3
0.27	1.6
0.45	1.6
0.85	1.6



propuso $f_e \phi_E = 0.18 \dots \textcircled{1}$
 $f_e = \text{coeficiente de fricción} = \frac{2 \tau_0}{\rho V_*'^2} = \frac{2 U_*'^2}{V_*'^2}$

$\phi_E = \text{parámetro adimensional de Einstein con que se toma en cuenta el arrastré de sedimentos.}$

$$\phi_E = \frac{g_{BT}}{\left[g \frac{\delta_s - \delta}{\delta} D_{50} \right]^{0.5}}$$

$\delta_x = \text{parámetro adimensional de Shields e igual al recíproco del factor de corriente propuesto por Einstein.}$

$$\delta_x = \frac{1}{\psi} = \frac{\tau_0}{(\delta_s - \delta) D_{50}} = \frac{\rho d s}{(\delta_s - \delta) D_{50}}$$

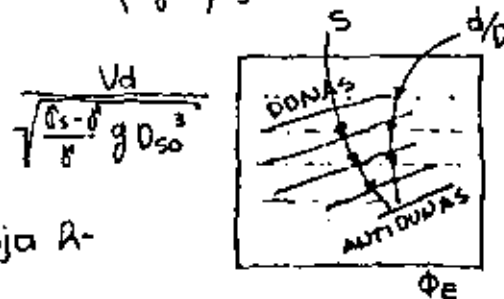
sustituyendo en ①.

$$g_{BT} = \frac{0.05 \delta_s V_*'^2 (d s)^{3/2}}{\left(\frac{\delta_s - \delta}{\delta} \right)^{2/3} g^{1/2} D_{50}}$$

expresado en función del D_{50} poco se utiliza.

$$g_{BT} = \frac{0.04 \rho_s V^2 (ds)^{3/2}}{\left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho}\right)^{1/2} g D_{35}^3}$$

expresado en función del D_{35}



válida $Re_x \geq 12$
 $\frac{V_m D_{50}}{\nu}$

hoja A-

recomendación: no se aplique el método $D_{50} \leq 0.15 \text{ mm}$
 $\frac{V}{g} > 2$

→ * METODO DE BAGNOLD (1966).

considera: $g_{BT} = g_B + g_{Bs}$
 si se expresan como pesos sumergidos:
 $g_{BT} = g'_B + g'_{Bs}$
 en su desarrollo toma en cuenta:
 * velocidades del fluido en cada punta
 * peso sumergido de las partículas.
 * fuerzas necesarias que debe ejercer el fluido para levantarlas y arrastrarlas.
 * introdujo factores de corrección para tomar en cuenta que V y τ no siguen la misma dirección.
 las correcciones propuestas por Bagnold son:

$\tan \alpha$ para el arrastre de fondo. Coeficiente de fricción para partículas sólidas.

$\frac{w}{V_s}$ para el arrastre de fondo en suspensión.
 velocidad media de las partículas de fondo en suspensión.

* toma en cuenta la energía del flujo por unidad de área:
 $E_u = \frac{\rho Q S}{B} = \rho d S V$ Energía unitaria.

* En función de dicha energía unitaria es posible obtener los arrastres mencionados.

$$g'_B \tan \alpha = e_b E_u$$

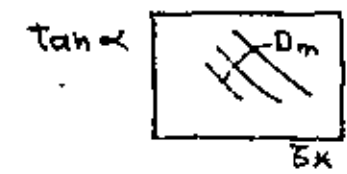
$$g'_{Bs} = \frac{w}{V_s} = e_s E_u - e_b E_u$$

donde e_s y e_b son coeficientes que indican la eficiencia para transmitir dicha energía; tomando en cuenta lo indicado.

$$g'_{BT} = E_u \left[\frac{e_b}{\tan \alpha} + e_s \frac{V_s}{w} (1 - e_b) \right]$$

para flujo completamente desarrollado.

$e_b = f(\text{velocidad media, } D_m)$ hojas R-28 y R-29
 $\tan \alpha = f(\tau_x, D_m)$



La ecuación propuesta por Bagnold es aplicable tanto a flujo laminar como turbulento; para el caso de flujo laminar la expresión se reduce a:

$$g'_{BT} = \rho U S d \left[\frac{e_b}{\tan \alpha} + 0.01 \frac{V}{w} \right]$$

* PERDIDA DE SUELO.

erosión - desgaste de la tierra.
 agentes de la erosión - agua, viento, nieve, gravedad y actividades humanas (explotación minera, aprovechamiento de la cuenca para uso forestal, agrícola, ganadero, excavación para obras hidráulicas, vías de comunicación, etc.

tipos de erosión.

- * normal - tipo geológico, el proceso es lento, no alterada por la actividad humana.
- * acelerada - al alterar la cubierta del suelo por actividades humanas, tales como el pastoreo exagerado, la tala de bosques e incendios - de los mismos hacen que la erosión sea acelerada.

erosión por el agua.

- * lámina - separación mat. por impacto de las gotas de lluvia y remoción subsecuente por flujo superficial.
- * canal - remoción y transporte de material por flujo concentrado.

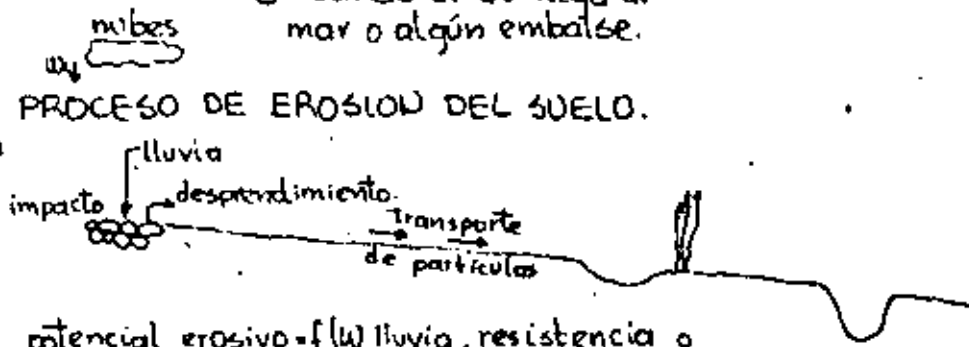
PROCESO:

RESUMEN:



- | | |
|---|----------------------|
| ① suelo erosionado en las partes altas de la cuenca por hp. | ① donde se origina. |
| ② perdido de suelo al arrastrarse. | ② donde se transita. |
| ③ modifica las características del cauce al variar Q_s . | ③ donde se deposita. |
| ④ cuando el Q_s llega al mar o algún embalse. | |

PROCESO DE EROSION DEL SUELO.



potencial erosivo = $f(\text{lluvia, resistencia o cobertura del suelo})$.

si el suelo se encuentra saturado se produce el escurrimiento

si lluvia > Infiltración suelo.

grado de erosibilidad = $f(\text{Vescorrimento, } C', S, n)$.

una manera de reducir la erosión del suelo es mantener inundados los terrenos o protegido con cierta cobertura; reduciendo la velocidad de los escurrimientos.

la resistencia de un suelo a las fuerzas erosivas y a los escurrimientos = $f(\text{propiedades del suelo, } D, \text{ forma, } \delta_s \text{ para mat. de comportamiento friccional; } c, \delta_s \text{ para mat. de comportamiento cohesivo})$.

Erosión en lámina.

- * Ellison.
- * Musgrave.
- * Ley universal de pérdida de suelo.

$A = RKLSCP$

donde A es la pérdida de suelo en ton/km², R es el factor de lluvia, S es el factor de pendiente, L es el factor de longitud, C es el factor de cultivo y P es el factor de control de erosión.

El uso de la ecuación universal de pérdida de suelo, por su propia deducción resulta un poco problemática, desarrollada para la parte oriental de los E.U.A. y para su aplicación directa se requiere de una gran cantidad de información. A continuación se describirá brevemente cada uno de los factores que intervienen y su manera de obtenerlo.

* Factor de erosibilidad del suelo. "K".

Este factor pretende tomar en cuenta la mayor o menor facilidad que tenga un suelo para ser erosionado, en función de su granulometría, peso volumétrico, etc. existiendo tablas para la determinación de su valor numérico, pudiendo teóricamente tomar valores de 0 y 1, que corresponderían a suelos no erosionables y suelos totalmente erosio-

-nables respectivamente. En la práctica este factor tiene un valor entre 0.10 y 0.40.

hoja R-56

* Factor de pendiente "S".

Este factor toma en cuenta la facilidad que puede tener un suelo para ser erosionado en función de su pendiente, ya que suelos con mayor pendiente es de esperarse que sean más fácilmente erosionables que otros con las mismas características pero con pendiente menor. De acuerdo con Weischmeier y Smith

$$S = \frac{0.43 + 0.305s + 0.0435s^2}{6.613} \quad S(\%)$$

Cabe aclarar que si se trabaja con terrenos de características no uniformes, como puede ser la cuenca de un río, es necesario aplicar la ecuación por tramos que si sean uniformes, o bien trabajar con toda la extensión del terreno pero con valores representativos de los factores para toda el área. S varía entre 0.069 y 69 (teóricamente), en la práctica es poco usual determinar erosión en terrenos con pendientes al 20%.

* Factor de Longitud "L".

Este factor toma en cuenta que tan grande es un terreno para determinar la cantidad de azolves que pueda resultar de él.

$$L = \left[\frac{L_0}{726} \right]^{0.5} \quad L_0 \text{ en pies.}$$

al aplicarse a cuencas grandes, la longitud L_0 del terreno, se recomienda obtener la densidad de drenaje de la cuenca, se obtiene su recíproco que tiene como unidades Área por unidad de longitud. Ahora esa área se supon-

drá que tiene forma circular y se obtiene su radio; el cual será L_0 .

* Factor de cultivo "c".

Este factor pretende tomar en cuenta la erosión de un terreno en función de la cubierta vegetal que tenga dicho terreno.

Originalmente la determinación de dicho factor requeriría una gran cantidad de información como era la determinación o recopilación de información de un patrón de cultivo para 4 años, conocer en que época del ciclo de cultivo se encontraba éste al tiempo de la evaluación, información de la productividad media de ese terreno en ciclos anteriores, etc.; información que la mayoría de las veces no es fácil de conseguir.

Fue por esta razón, y la de agilizar el cálculo, que se extrajo una tabla de valores medios en los que se puede obtener un valor de factor de cultivo "c" con solo conocer si el terreno es bosque, pastizal, zona de cultivo o desprovista de vegetación.

hoja R-56

Los valores van desde 0.08 para bosques densamente poblados hasta 1.00 para zonas desprovistas de vegetación.

* Factor de control de erosión "P".

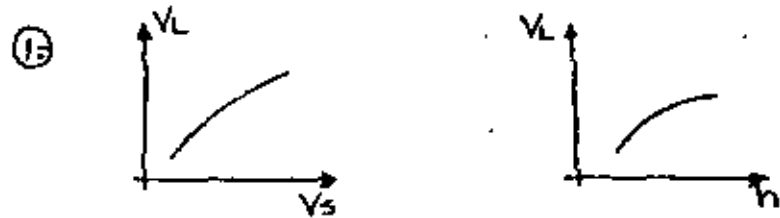
Este factor toma en cuenta que tanto se puede reducir la erosión o el material de salida de un terreno si en él existe alguna obra o un manejo especial para detenerlo, como puede ser los zarcos, terracedo, etc. Véase -- hoja R-57.

* Factor de lluvia "R".

Este factor pretende tomar en cuenta la erosión de un suelo en función de las características de la lluvia; que cae en el suelo; ori-

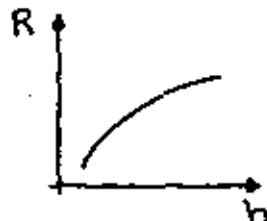
ginal;...nte, se definió como una función de la intensidad de una lluvia con $Tr=10$ años y $d=30$ min; por la falta de información en nuestro país se ha tratado de establecer una relación entre esa erosión y algún parámetro de fácil obtención; por ejemplo la altura de precipitación mensual.

Secuela:



V_L : Volúmenes líquidos escurridos mensuales.
 V_s : Volúmenes sólidos arrastrados mensuales.
 h : alturas de lluvia mensuales.

② Se obtiene el valor de "R" para un mes - cualquiera, este valor está relacionado con un volumen líquido que lo arrastró, que se determina con la primera relación obtenida en el paso anterior. A su vez este volumen escurrido se puede relacionar con la lluvia que lo produjo por medio de la segunda relación y de esta manera se obtiene:



En la figura anexa se muestra la relación Factor de lluvia "R" - lluvia, mensuales.

hojas R-30 a R-31.

CAUCES ESTABLES.

* GASTO FORMATIVO Y DOMINANTE.

→ gasto formativo. Se entiende como aquel gasto - que de mantenerse constante reproduce B, d, S que tiene un río y que ha adquirido con gastos variables (hidrograma anual).

→ gasto dominante. Se entiende como aquel gasto que arrastra la misma cantidad de sólidos que el hidrograma anual.

para algunos investigadores: $Q_{form.} = Q_{dom.}$

* Criterios para valuar $Q_{form.}$

→ Kellerhals (1967). para ríos con boleos y gravas. - lo define como el gasto que llena el cauce principal; supone que para ese gasto el transporte de fondo es despreciable.

→ Chanciski (1959). lo define como aquel que produce los máximos escurrimientos laterales en un año promedio.

→ Mathes. (1956). lo define como aquel gasto relativamente grande o sostenido durante un tiempo, que reacondiciona el cauce natural al limpiarlo de vegetación y depósitos acumulados durante la época de gastos bajos.

→ Ackers y Charlton. consideran como gasto formativo o dominante como aquel gasto que si fluyera constante formaría un río con longitud de meandros observada para un tramo dado de río en un experimento similar.

$$\frac{\lambda}{D_{50}} = 123 \frac{Q_d}{D_{50} \sqrt{g S \cdot R^3 D_{50}}}$$

→ En función de la frecuencia. Es aquel gasto que puede pasar por la sección transversal de un río, sin llegar a

desbordar, varios autores han observado la frecuencia de llenado en función de los datos hidrológicos y de las avenidas presentadas.

$$Q_{Tr} \text{ 1 a 10 años.}$$

* Criterios para valuar $Q_{dom.}$

→ De la definición para flujo permanente.

$$Q_d = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{si} h_i Q_{si}}{\sum_{i=1}^n Q_{si} h_i}$$

→ para flujo variado. Se debe efectuar una corrección:

$$Q'_s = \left[1 + \frac{1.5\alpha}{\alpha - 1} \right]$$

en donde: $\alpha = \frac{(K_s - 1) D_{50}}{R d S}$

para transporte nulo, α toma el valor de uno y para transporte máximo toma el de dos.

* CAUCES ESTABLES.

en un cauce se tienen 3 conceptos de estabilidad - que se pueden aplicar a un río.

1) Estática. - La estabilidad estática se alcanza - cuando la corriente no es capaz de mover al material que forma las paredes y el fondo.

2) Morfológica. - La estabilidad morfológica es la que tiene cualquier tramo de río, es decir, la geometría de las secciones transversales y las pendientes observadas son las que se representan - siempre que se tenga el mismo material del fondo, la misma alimentación de gasto sólido procedente de aguas arriba y el mismo hidrograma.

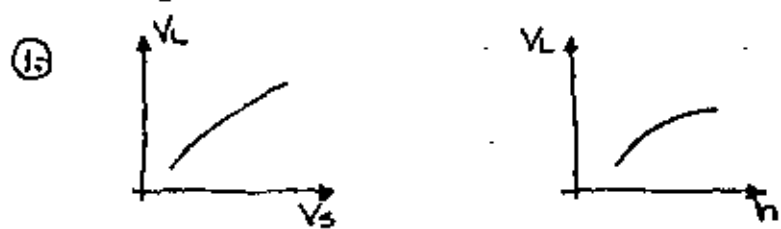
3) Dinámica. - Se puede considerar como un caso particular de la anterior y es la que se observa - cuando el río está formado por un solo cauce, pero existe arrastre, erosión y sedimentación de material sólido.

En un cauce se tienen 3 grados de libertad.

1º d	se requieren 3 ecuaciones que tomen en cuenta meandros	a) pérdidas por fricción
2º S → Q_s		b) arrastre de sedimento
3º B		c) geomé secciones.
4º tiempo		

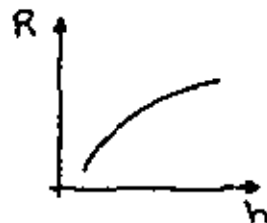
- ginal. - nite, se definió como una función de la intensidad de una lluvia con $T_r=10$ años y $d=30$ min; por la falta de información en nuestro país se ha tratado de establecer una relación entre esa erosión y algún parámetro de fácil obtención; por ejemplo la altura de precipitación mensual.

Secuelo:



V_L : Volúmenes líquidos escurridos mensuales.
 V_s : Volúmenes sólidos arrastrados mensuales.
 h : alturas de lluvia mensuales.

② Se obtiene el valor de "R" para un mes - cualquiera, este valor está relacionado con un volumen líquido que lo arrastró, que se determina con la primera relación obtenida en el paso anterior. A su vez este volumen escurrido se puede relacionar con la lluvia que lo produjo por medio de la segunda relación y de esta manera se obtiene:



En la figura anexa se muestra la relación Factor de lluvia "R" - lluvia, mensuales.

hojas R-30 a R-31.

CAUCES ESTABLES.

* GASTO FORMATIVO Y DOMINANTE.

→ gasto formativo. Se entiende como aquel gasto - que de mantenerse constante reproduce B, d, S que tiene un río y que ha adquirido con gastos variables (hidrograma anual).

→ gasto dominante. Se entiende como aquel gasto que arrastra la misma cantidad de sólidos que el hidrograma anual.

para algunos investigadores: $Q_{form.} = Q_{dom.}$

* Criterios para valorar $Q_{form.}$

→ Kellerhals (1967). para ríos con boleas y gravas, - lo define como el gasto que llena el cauce principal; supone que para ese gasto el transporte de fondo es despreciable.

→ Chanciski (1959). lo define como aquel que produce los máximos escurrimientos laterales en un año promedio.

→ Mathes. (1956). lo define como aquel gasto relativamente grande o sostenido durante un tiempo, que reacondiciona el cauce natural al limpiarlo de vegetación y depósitos acumulados durante la época de gastos bajos.

→ Ackers y Charlton. consideran como gasto formativo o dominante como aquel gasto que si fluyera constante formaría un río con longitud de meandros observada para un tramo dado de río en un experimento similar.

$$\frac{\lambda}{D_{50}} = 123 \frac{Q_d}{D_{50}^2 \sqrt{g_s - \gamma} D_{50}}$$

→ En función de la frecuencia: Es aquel gasto que puede pasar por la sección transversal de un río, sin llegar a

desbordar, varios autores han observado la frecuencia de llenado en función de los datos hidrológicos y de las avenidas presentadas.

$$Q_{Tr} \text{ 1 a 10 años.}$$

* Criterios para valorar $Q_{dom.}$

→ De la definición para flujo permanente.

$$Q_d = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{si} h_i Q_i}{\sum_{i=1}^n Q_{si} h_i}$$

→ para flujo variado. Se debe efectuar una corrección:

$$Q_s = \left[1 + \frac{1.5\alpha}{\alpha - 1} \right]$$

en donde: $\alpha = \frac{(k_s - k) D_{50}}{r d S}$

para transporte nulo, α toma el valor de uno y para transporte máximo toma el de dos.

* CAUCES ESTABLES.

en un cauce se tienen 3 conceptos de estabilidad - que se pueden aplicar a un río.

1) Estática.- la estabilidad estática se alcanza - cuando la corriente no es capaz de mover al material que forma las paredes y el fondo.

2) Morfología.- la estabilidad morfológica es la que tiene cualquier tramo de río, es decir, la geometría de las secciones transversales y las pendientes observadas son las que se representan - siempre que se tenga el mismo material del fondo, la misma alimentación de gasto sólido procedente de aguas arriba y el mismo hidrograma.

3) Dinámica.- Se puede considerar como un caso particular de la anterior y es la que se observa - cuando el río está formado por un solo cauce, pero existe arrastre, erosión y sedimentación de material sólido.

En un cauce se tienen 3 grados de libertad.

1º d	se requieren 3 ecuaciones que tomen en cuenta mean. reo	a) pérdidas por fricción
2º S → Q_s		b) arrastre de sedimento
3º B		c) geomé. secciones.
4º tiempo		

algunos autores emplean o remplazan la palabra de equilibrio por la de régimen. Las condiciones de equilibrio son Be , Se y de .

- * Criterios: BLENCH.
- ALTUDIN.
- MAZA-CRICKSHAW.

* Contribución de Blench (1957) S.I.

aplicable a: cunales rectos; márgenes hidráulicamente lisas; $B \leq 3d$; márgenes permanecen estables, como si éstas se comportasen como material cohesivo; - descargas continuas $Q = \text{cte.}$; el movimiento Q por da lugar a la formación de dunas $\rightarrow Fr < 1; V < V_{crit}; D$ pequeños.

ecuaciones:

- 1) $F_B = \boxed{3.28} \frac{V^2}{d}$ (factor de forma)
- 2) $F_s = \boxed{10.76} \frac{V^3}{B}$ (factor de orilla) = f(material)
- 3) $\frac{V^2}{gDs} = 3.63 [1 + a_0 \bar{C}_s] \left[\frac{VB}{L} \right]^{0.25}$

$a_0 = \frac{1}{2330}$; C_s = concentración del material - arrastrado en suspensión dado en peso y partes por ciento mil.

A través de las ecuaciones anteriores se obtienen las condiciones de equilibrio.

$$Be = \sqrt{\frac{F_B}{F_s}} Q \quad \boxed{1.07}$$

$$de = \left[\frac{F_s}{F_B^2} \right]^{1/3} Q^{1/3} \quad \boxed{1.02}$$

$$Se = \frac{F_B^{5/6} F_s^{1/2} L^{1/4}}{3.69 (1 + a_0 \bar{C}_s) g Q^{1/6}} \quad \boxed{0.55} \quad \text{hoja R-33}$$

$$F_B = F_{B0} (1 + 0.12 \bar{C}_s)$$

fondo arenoso $F_{B0} = 1.9 D_m^{0.8}$
 D_m : mat. fondo expresado en mm.

- 0.1 limo ligeramente cohesivo.
- 0.2 suelo cohesivo.
- 0.3 suelo muy cohesivo.

$$F_s = \frac{F_{s0}^2}{B}; \quad F_{s0} = 1.9 D_m^{0.5}$$

D_m ; mat. orillas expresado en mm.

* Contribución de Simons (1968) S.I.

$$Be = 0.9 K_1 \sqrt{Q}$$

$$de = 1.21 K_2 Q^{0.36}$$

$R_h \leq 7$ pies.

$$de = 200 + 0.92 K_2 Q^{0.36}$$

$R_h > 7$ pies.

$$\frac{V^2}{g D Se} = K_4 \left[\frac{V Be}{L} \right]^{0.37}$$

COEFICIENTES:

TIPO DE MATERIAL	K_1	K_2	K_4
arena: lecho y orillas.	3.50	0.52	0.33
lecho: arena; orillas: cohesivo.	2.60	0.44	0.54
cohesivo: lecho y orillas.	2.20	0.37	0.87

cuarzo mat. no cohesivo
 lecho: arena, orillas: cohesivo.
 con alto contenido de sedimento.

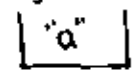
1.75	0.23
1.70	0.34

* Contribución de Altunin.

- distingue tres zonas importantes:

Montaña	Intermedia	Planicie
caños rodados o guijarros.	arenas y gravas	arenas
f, V		S, V
afluentes pe- queños.	cauces errantes ríos sin meandros.	ríos con meandros cerca del mar.

- distingue dos tipos de secciones transversales.



difícil de erosionar



fácil de erosionar

PRIMERA ECUACION: relaciona las características geométricas

$$\frac{B_m}{K} = d \quad (\text{Goncharov}) \quad [1]$$

$$m = 0.72 \left[\frac{D_m(d_s - d)}{d s \beta} \right]^{0.1} \quad (\text{Orlov})$$

hoja R-33

zona del río y con- dición del cauce.	f	Fr	A _i		m	
			"a"	"b"	"a"	"b"
①						
②						

- ① alta montaña
- ② zona de planicie.
- K = f (tipo de cauce)
- mat. aluvial 8 a 12
- "a" 3 a 4
- "b" 15 a 20

SEGUNDA ECUACION: fórmula de Chezy.

$$Q = C B d \sqrt{d S}$$

$$\frac{1}{4} < y < \frac{1}{3}$$

Manning $y = \frac{1}{6}$

$$Q = \frac{1}{4} B d^{5/3} S^{1/2}$$

sustituyendo en ①:

$$B = \frac{A_i Q^\beta}{S^{0.5 d}} \dots [2]$$

$$A_i = (n k^{5/3})^\beta ; \quad \beta = \frac{3}{3+5m}$$

TERCERA ECUACION: equilibrio

$$V = a_i V_\phi d^\alpha \dots [3]$$

$a_i = 1$ zona montaña ; 1 a 1.15 zona planicie.
 V_ϕ = velocidad de formación; excluye la posibilidad de formación en el tramo en estudio = f(D representativo). En época de avenidas el Drep. se afecta por 1.3
 hoja R-35

- $\alpha = \frac{1}{1+d}$ se recomienda:
- $1/5$ gasto máximo.
 - $1/4$ gasto medio época de crecientes.
 - $1/3$ gasto medio época de avenidas.

ecuación complementaria: $V_\phi = \frac{1}{A_i^2}$

LA DETERMINACION DE LAS CARACTERÍSTICAS ESTABLES DE UN TRAMO DE CAUCE = f(Datos del problema) veanse hojas R-3 y R-31

* Método de Maza-Cruickshank.

cauces con fondo arenoso.
 ecuaciones necesarias para definir la estabilidad de un cauce:

- a) Cruickshank-Maza (resistencia del flujo) para régimen inferior o superior.
- b) Engelund (capacidad de transporte de sedimentos).
- c) Goncharov (Altunin)

Para el análisis de estabilización de un cauce se fijaron valores de los parámetros k y m (10 y 0.7); las expresiones pueden verse en tablas adjuntas. hojas R- , R-59.

MEANDROS.

Los ríos presentan a lo largo de su recorrido:

- a) un curso recto.
- b) un curso meándrico.
- c) un curso trenzado.

a) **Curso recto.** Aunque uno puede ver un curso recto donde las márgenes son rectas, el flujo de agua entre ellas no lo es, en general, ya que las irregularidades del cauce, debidas a rocas, barras, árboles u otros obstáculos causan un grado de meandreo del agua dentro del tramo del río con márgenes rectas.

b) **Curso meándrico.** La figura muestra las características geométricas de una corriente meándrica.



Δ medida que el agua se mueve en este curso meándrico, desarrolla una gran fuerza centrífuga que causa una sobre-elevación del nivel del agua en el

La presión resultado del exceso de agua concentrada en esta zona, intensifica el flujo helicoidal en el fondo y en consecuencia, la erosión. En la parte interior de la curva hay un remolino con desaceleración del flujo, ocasionandose el depósito.

CAUSAS DEL MEANDREO.

- 1- Flujo helicoidal
- 2- S como función del tamaño del material del fondo, ya que la corriente tiende a ajustar su S al material que deberá transportar los granos del fondo, la corriente meandreará a lo largo de

su curso y así disminuirá su "S".

c) **Curso trenzado.** El trenzado empieza con aparición de una barra a mitad del canal. Una corriente de este tipo está caracterizada por la inestabilidad general de las barras canales del curso y por el derrumbe de márgenes.

GRADOS DE LIBERTAD.

- 1º d
- 2º B
- 3º S
- 4º t meandreo.

El meandreo son curvas que forman los ríos en planicie por:

- 1º una erosión continua.
- 2º el transporte y
- 3º depósito de material sólido.

FORMAS TIPICAS.

- 1º Curva parabólica.
- 2º Curva circular.
- 3º Curva seno.
- 4º Curva seno generada.

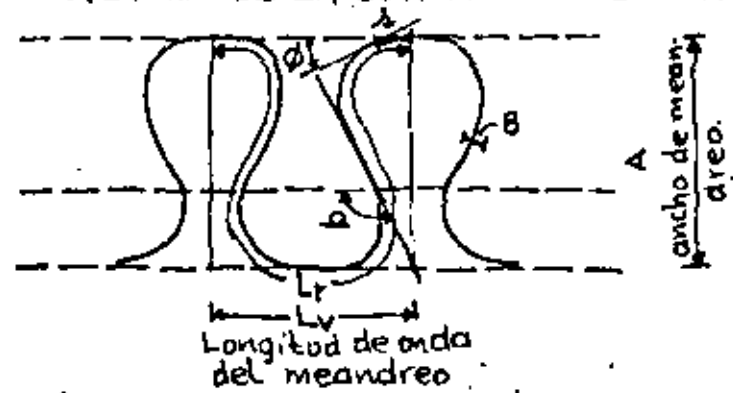


La dirección angular de cualquier punto de la curva, respecto a una dirección principal en una función seno. Esta forma ofrece la mínima resistencia a la deformación.

La geometría de los meandros es importante ya que mediante ella se puede determinar la erosión que un río puede causar a las orillas afectando cierta zona.

Existen varios criterios para determinar la geometría: el radio de curvatura, longitud de meandro, etc.

GEOMETRIA DE LA CURVA SENO GENERADA.



$$1^{\circ} \quad k = \frac{L_r}{L_v} = \frac{S_v}{S_e}$$

k : sinuosidad.

L_r : longitud del río.

L_v : longitud del valle a planicie.

$S_v = S_{\text{valle}}$.

$S_e = S_{\text{equilibrio}}$.

Si $k=1 \rightarrow$ río recto.
 $k > 1 \rightarrow$ río meándrico.

Si $S_e < S_v$ se forman meandros.

$S_e = S_r$ río recto.

$\rightarrow S_e > S_v$

$A = 2.5$ a $4.5 B$ } fórmulas aproximadas.
 $L_v = 10 B$

$$2^{\circ} \quad \Omega = 2.2 \sqrt{\frac{k-1}{k}}$$

↙ máx. deflexión ϕ en radianes.

$$3^{\circ} \quad \phi = \Omega \operatorname{sen} \left(\frac{\lambda}{L_r} 2\pi \right)$$

ϕ : dirección angular.

λ : magnitud del segmento de construcción

$$4^{\circ} \quad \lambda = \frac{L_r}{N}$$

N : número de segmentos adoptados para el trazo.

AUMENTO DE LA CAPACIDAD HIDRAULICA DE UN CAUCE MEDIANTE EL CORTE DE MEANDROS.

Uno de los problemas principales que afrontan las poblaciones situadas cerca de las márgenes de un río, radica en las inundaciones sufridas por éstas, cuando transitan avenidas que exceden la capacidad hidráulica del cauce principal del río.

Fosibles soluciones:

- 1º Construcción de presas para control de avenidas.
- 2º Cauces de alivio, aprovechamiento de lagunas o zonas adyacentes al cauce.
- 3º Bordas longitudinales o perimetrales a un poblado.
- 4º Corte de meandros.

Al producirse el corte de meandros, la alteración que sufre está en la pendiente y tenderá a recuperar su pendiente de equilibrio S_e , ya sea produciendo:

- a) Erosiones laterales en la vecindad del corte, que pueden desarrollar nuevos meandros o bien alargar los ya existentes.
- b) Si el proceso erosivo es detenido por medio de obras de defensa, el río tenderá a recuperar su S_e , erosionando el fondo aguas arriba del corte y creando zonas de depósito aguas abajo del mismo.

De lo anterior:

- 1) La capacidad hidráulica del río aumenta al aumentar la "S".
- 2) La erosión aguas arriba puede crecer indefinidamente.
- 3) La capacidad aguas abajo del corte podrá permanecer inalterada evitando el depósito de material mediante dragado.

La metodología es la siguiente:

- 1º Determinar las características hidráulicas antes del corte: Q ; Q_s ; B_e ; d_e y S_e .

ANTES DEL CORTE.

- a) Capacidad hidráulica del cauce. Realizar el funcionamiento hidráulico del río para diversos gastos, aplicando el teorema de Bernoulli y continuidad. Las pérdidas de fricción se valvan cuando no se conocen las características del material por la expresión de Manning.

$$h_f = \left[\frac{148.6 Q_m}{C_m V^{0.48}} \right]^2 \Delta L \quad \text{regimen inferior} \quad 0.2 \leq D_{50} \leq 20 \text{ mm}$$

$$h_f = \left[\frac{K_{AI} Q_m}{d_m^{0.634}} \right]^{2.095} \Delta L \quad \text{regimen inferior} \quad \frac{1}{S} \geq 903 \bar{\omega}_*^{0.588}$$

$$h_f = \left[\frac{K_{AS} Q_m}{d_m^{0.644}} \right]^{2.041} \Delta L \quad \text{regimen superior} \quad \frac{1}{S} \leq 891 \bar{\omega}_*^{0.618}$$

siendo:

$$K_{AI} = \left[\frac{D_{84}^{0.634} (S_s - 1)^{0.456}}{7.58 W_{50}} \right]$$

$$K_{AS} = \left[\frac{D_{84}^{0.644} (S_s - 1)^{0.352}}{7.52 W_{50}} \right]$$

$$\bar{\omega}_* = \frac{r d_s}{(S_s - 1) D_{84}}$$

$$(S_s - 1) = \frac{r s - \gamma}{\gamma}$$

- b) Obtención del arrastre de sedimentos de fondo y en suspensión.
 - * fondo (Meyer-Peter y Muller, Engelund, Bagnold, etc.).
 - * Suspensión (Einstein, Laursen, etc.).
- c) Condiciones de estabilidad del cauce (Blench, Altunin, Maza-Cruickshank)

POSTERIOR AL CORTE.

- a) La determinación de la capacidad hidráulica semejante al anterior conviene se realice para dos condiciones diferentes.
 - a-1) Sin que se haya erosionado el fondo A.A. condición que se presenta en los primeros años.
 - a-2) Ya se erosionó el fondo A.A. condición que se presenta en varios años después.

Por otra parte, por el corte de meandros, ocasiona depósito de materiales A.A. al cambiar "S" A.A. ∴ será conveniente considerar una draga A.A. del corte.

- b) Cálculo del arrastre de sedimentos. es análogo al anterior, pero con la diferencia de que se realiza para:
- b-1) A.A. no ha sufrido el proceso erosivo.
 - b-2) A.A. si se ha producido el proceso erosivo.
- c) Revisión de las condiciones de estabilidad del cauce, análogo a lo expuesto pero tomando en cuenta las características antes y después del corte B_0, H_0, S_0 y S_1 obtenidos del cálculo hidráulico.
- d) Dimensionamiento del cauce piloto.
 - d-1) dragando un canal, con características similares a la del cauce natural.
 - d-2) un cauce piloto, de tal manera que la corriente sea capaz de erosionarlo y ampliarlo hasta llegar a la sección de equilibrio.

Sección mínima.

hipótesis:

- 1ª la sección transversal y "S" etc. a lo largo meandro.
- 2ª " " " " " " " " " " canal piloto
- 3ª la "n" es la misma en el canal piloto y en el meandro.
- 4ª Brio meandro etc. antes y después del corte; d cambia.
- 5ª Las variaciones E_c son despreciables en la bifurcación en una primera aproximación.

- * al iniciarse el paso del agua por el canal piloto se cumplen todos los hipótesis.
- * con el tiempo, la sedimentación que se produce en el meandro no se cumplen 1, 2, y 4 favoreciendo el paso del agua por el canal piloto.

Condiciones de cálculo del canal piloto.

- 1ª $V_{canal\ piloto} \approx 3 V_{permisible\ mat. fricciantes\ o\ cohesivos}$.
- 2ª Niveles agua permanecen etc. A.A. y A.A. del corte.
- 3ª $Q_{diseño} = Q_{dominante}$.
- 4ª Profundidad de excavación = d meandro antes del corte.
- 5ª Tener cuidado que el canal no se obstruya por un deslizamiento.

análisis teórico.

* Continuidad.

$$Q_r = Q_c + Q_m$$

$$V_r A_r = V_c A_c + V_m A_m$$

dividiendo ambos miembros por $V_r A_r$.

$$1 = \frac{V_c A_c}{V_r A_r} + \frac{V_m A_m}{V_r A_r}$$

considerando los parámetros adimensionales.

$$\rightarrow A_1 = \frac{A_c}{A_r} ; A_2 = \frac{A_m}{A_r} ; V_1 = \frac{V_c}{V_r} ; V_2 = \frac{V_m}{V_r}$$

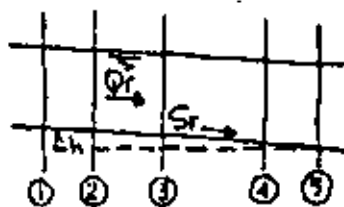
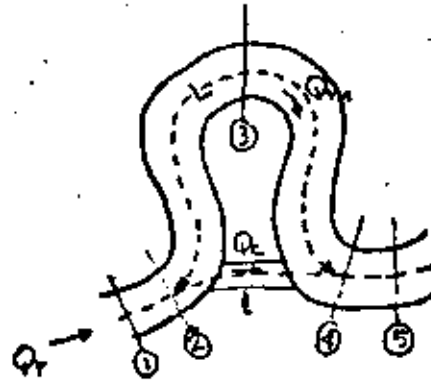
$$\text{se obtiene } V_1 A_1 + V_2 A_2 = 1$$

* De la ecuación de Manning.

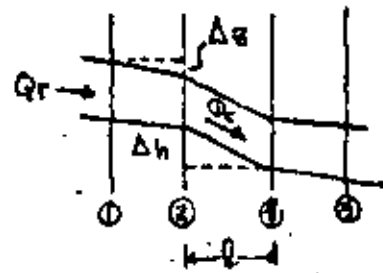
$$V_r = \frac{1}{n} R_r^{2/3} S_r^{1/2}$$

$$V_c = \frac{1}{n} R_c^{2/3} S_c^{1/2}$$

$$V_m = \frac{1}{n} R_m^{2/3} S_m^{1/2}$$



$$\Delta h = S_r L$$



$$\Delta h =$$

3) Estimación de $\frac{R_r}{R_c}$

$$R_c = \frac{A_c}{b + 2R_r}$$

b = ancho del canal piloto.

Dividiendo por A_r numerador y denominador y de teniendo el recíproco y multiplicando por R_r a ambos miembros de la expresión.

$$\frac{R_r}{R_c} = \frac{\frac{bR_r + 2R_r^2}{A_r}}{\frac{A_c}{A_r}}$$

* haciendo $bR_r = A_c$

Sustituyendo y simplificando.

$$\frac{R_r}{R_c} = 1 + \frac{2R_r}{A_c} ; \quad 1 + \frac{2R_r}{b}$$

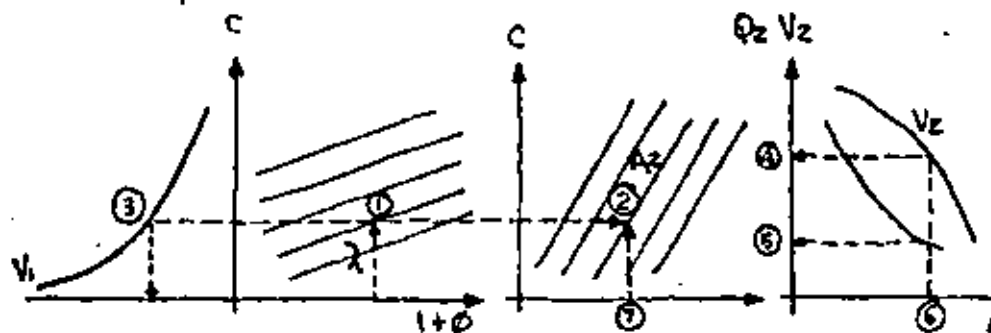
* haciendo $\phi = \frac{2R_r}{R_c} = 1 + \phi$

Sustituyendo este valor en el de "c".

$$c = (1 + \phi)^{2/3} \lambda \leftarrow$$

Para facilitar el cálculo de la sección transversal del canal piloto, conviene realizarla gráficamente, para las dos condiciones siguientes.

- 1) Material de arrastre en suspensión, difícil de sedimentarse en el meandro.
- 2) Material de arrastre de fondo, con posibilidad de depositarse en el meandro.



1) haciendo $\frac{v_m}{v_r}$

$$\frac{v_m}{v_r} = \left(\frac{R_m}{R_r}\right)^{2/3} \left(\frac{S_m}{S_r}\right)^{1/2}$$

* de la figura $S_m = \frac{S_r L - \Delta z}{L}$

* Considerando la hipótesis (4) $A_r = BR_r$; $A_m = BR_m$

* Tomando en cuenta los parámetros adimensionales. $\frac{v_m}{v_r} = V_2$; $\frac{A_m}{A_r} = A_2$

Sustituyendo valores:

$$V_2 = (A_2)^{2/3} \left(\frac{S_r L - \Delta z}{S_r L}\right)^{1/2}$$

haciendo $k = \frac{k}{S_r L}$

Sustituyendo $V_2 = (A_2)^{2/3} (1-k)^{1/2}$

Si hacemos $\Delta z = 0$ $V_2 = (A_2)^{2/3}$; $Q_2 = (A_2)^{5/3} \leftarrow$

2) haciendo $\frac{v_c}{v_r}$

$$\frac{v_c}{v_r} = \left(\frac{R_c}{R_r}\right)^{2/3} \left(\frac{S_c}{S_r}\right)^{1/2}$$

* de la figura. $S_c = \frac{S_r L - \Delta z}{L}$

* tomando en cuenta los parámetros adimensionales.

$$\frac{v_c}{v_r} = V_1$$

Sustituyendo valores:

$$V_1 = \left(\frac{R_c}{R_r}\right)^{2/3} \left(\frac{S_r L - \Delta z}{S_r L}\right)^{1/2}$$

$$\frac{L}{L} = \frac{L}{L} \cdot \frac{\Delta z}{S_r L}$$

de donde:

$$V_1 = \left(\frac{R_c}{R_r}\right)^{2/3} \left(\frac{L}{L}\right)^{1/2} (1-k)^{1/2}$$

* haciendo $f = \frac{R_r}{R_c}$; $\lambda = \left(\frac{L}{L}\right)^{1/2}$; $c = f^{2/3} \cdot \lambda$

sustituyendo $V_1 = \frac{1}{c} (1-k)^{1/2}$

si hacemos $\Delta z = 0$ $V_1 = \frac{1}{c}$; $V_1 c = 1 \leftarrow$

Secuela de cálculo.

→ Condición 1.

1) Determinar $\lambda = \sqrt{\frac{R}{L}}$

$$V_i = \frac{V_c}{V_r} \text{ mínimo para producir erosión.}$$

2) Suponer "b" igual a la mayor de las dos magnitudes siguientes:

$$b = 0.10 B$$

margen poco elevada.

ó

$$b = 1.25 H$$

muy elevada

↑
recomendable si llegara a deslizarse una de las márgenes.

3) Estimar:

$$\varphi = \frac{2Rr}{b} ; \quad 1 + \varphi ; \quad A_i = \frac{bRr}{Ar}$$

4) Utilizando las gráficas se obtiene "c" punto ① de la gráfica.

5) Utilizando las gráficas se obtienen V_1 y A_2 puntos ② y ③ de la gráfica.6) Se compara V_1 con el mínimo para producir erosión (obtenido del paso 1).Si es correcto se obtiene de gráfica V_2 y Q_2 puntos ④ y ⑤ de la gráfica.

Si no es correcto suponer otro ancho "b" y repetir el ciclo.

7

7) Determinar $A_m = A_2 \cdot Ar$
 $Q_m = Q_2 \cdot Q_r$
 $V_m = V_2 \cdot V_r$

8) De la gráfica Q de la sección A.A -del corte se determina el área hidráulica correspondiente a $Q_m \rightarrow A_{Qm}$.9) Hacer $A_m - A_{Qm}$ valor del área que se requiere obstruir en el meandro para cumplir con las condiciones impuestas por el método.

→ Condición 2.

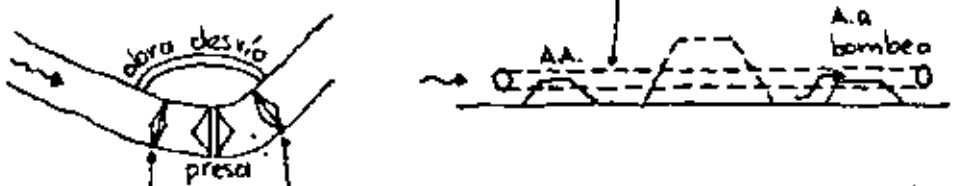
1) Obtener $V_2 = \frac{V_m}{V_r}$ máximo que garantice el depósito en el meandro. de gráfica se determina A_2 punto ⑥ de la gráfica.2) Se determina el valor de $\lambda = \sqrt{\frac{R}{L}}$ Se supone "b" de la misma forma que en la condición ① y se calculan los valores de $\varphi = \frac{2Rr}{b} ; A_c = bRr ; A_i = \frac{Ac}{Ar}$ 3) A partir de λ y φ se obtiene "c", "A_i" punto ⑦ de la gráfica, que se compara con el obtenido en el paso 2.

- Si difieren se supone otro valor de "b" y se repite el cálculo

* Si el cálculo da un V_1 menor que el mínimo permitido para producir erosión en el canal piloto; no se tendrá una solución posible para $\Delta z = 0$.* El valor de Δz obtenido en el paso uno indica el grado de obstrucción en el meandro para lograr el depósito.

CIERRE DE CAUCES.

En el aprovechamiento de corrientes naturales es muy común la construcción de obras para alterar o desviar el curso de un río.



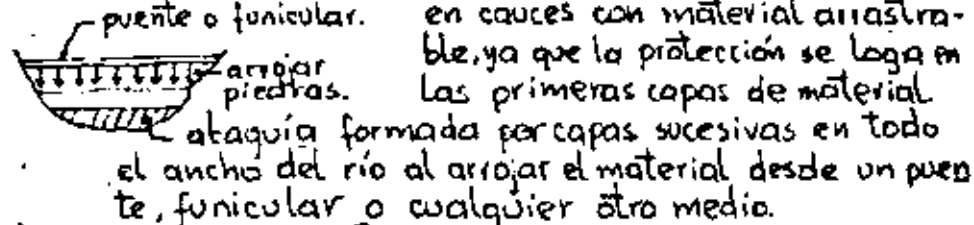
ataquias construidas en época de estiaje, formadas al arrojar al agua piedras producto de bancas de préstamo cercanas al sitio, elementos prefabricados, etc.

* METODOS DE CIERRE

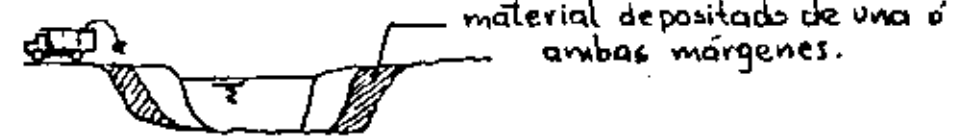
- a) Frontal.
- b) Lateral.
- c) Combinación de las anteriores.

ventaja: poco volumen, tiempo y costo de construcción.

A) METODO DE CIERRE FRONTAL. Este método se utiliza



B) METODO DE CIERRE LATERAL.

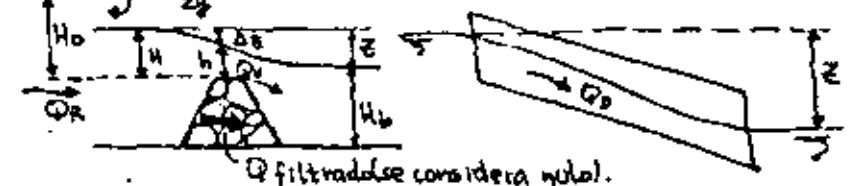


La corona del ataquia se utiliza para rodamiento del equipo

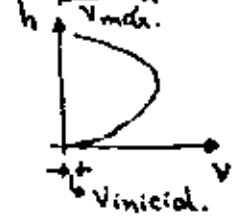
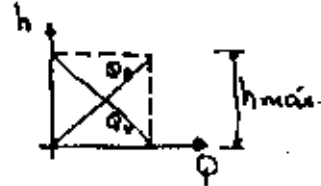
Este método se utiliza cuando el fondo del cauce esta formado por material no arrastrable o cuando la sección es bastante estrecha.

* Frontal.

Se inicia con la formación, en el fondo del cauce, de un escalón que crece más o menos uniformemente mientras la tapa no mueva la piedra; con ello se produce una reducción en el área hidráulica, lo que provoca un aumento en la tapa y el nivel del agua AA, funcionando la ataquia como vertedor; cuyo ahogamiento va reduciéndose a medida que la ataquia crece lo que trae como con-



secuencia un aumento en el Qp y una disminución en el Qv.



h=altura de la ataquia

configuración de las ataquias.



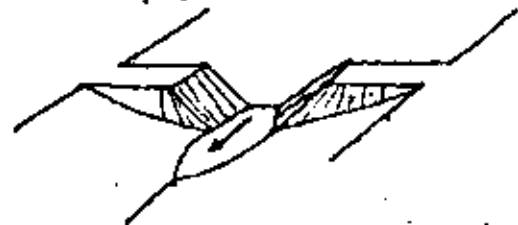
material no arrastrable.



material arrastrable.

* Lateral.

La reducción del área de paso se logra al avanzar lateralmente hacia el centro del cauce, los efectos son semejantes al frontal.



METODO DEL CALCULO HIDRAULICO.

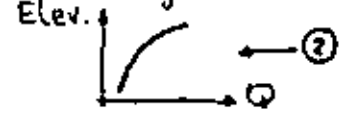
Desarrollado por ISBACH y JALDAE U.R.S.S. experimentalmente y posteriormente ampliada por Lebediev.

La finalidad es conocer el flujo vertido. En función de ella determinar D_{mat} y sección ataguía.

$Q_R = Q_D + Q_V + Q_F$ ← ①

La repartición de los tres gastos está en función de z .

* $Q_D = f(z)$



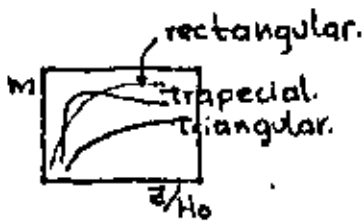
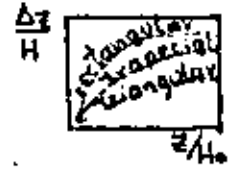
* Q_V → se calcula con fórmulas para vertedores.

$Q_V = m \sqrt{2g} B_m H_o^{3/2}$ ← ③

coef. de gasto del vertedor, según su forma y su ahogamiento

$H_o = H + \frac{v_o^2}{2g}$ = energía sobre la cresta del vertedor.

Lebediev presenta.



ver FIG. atrás.

frontal - sección de vertido rectangular y trapezoidal.

lateral - sección de vertido triangular.

combinado - sección de vertido triangular con escalón de fondo.

* Q_F a través del cuerpo de la ataguía JALDAE. cie. frontal; condiciones de flujo.

1) Ataguía sumergida → filtración es a presión.



$Q_F = 2K \sqrt{\frac{z}{0.9L}} (h^{1/2} - 0.39(h - y_o)^{1/2})$ ← ④

K = coef. experimental de filtración turbulenta = f(tipo mat. utilizado en ataguía) tabla R

y_o = altura sobre el talud A.A. desde la cual empieza a haber distribución no hidrostática de presiones.

$y_o = \frac{h}{0.415} \left(\frac{h}{h_b + z} - 0.585 \right)$ si $\frac{h}{h_b + z} > 0.585$
h y z en m.

2) Ataguía emerge de la superficie del agua y existe filtración turbulenta no a presión.

$Q_F = 2K \sqrt{\frac{h}{L}} \left(\sqrt{2zh} - \sqrt{z(h - h_b)} + \sqrt{z^3/12(h - h_b)} \right)$ ← ④



tipo material:	D (cm):								
pedra redondeada n=0.4	10	20	40	50	75	90	150	160	210
n=parosidad:	23.9	34.5	50	57	69				
casas de concreto n=0.475	61	68	83	93	110	120	136		
tetraedros concreto n=0.50	76	93	76	93	100	120	140	160	

La solución simultánea de las ecuaciones ① a ④ permitirá conocer la forma en que se reparten en cualquier etapa del proceso de construcción Q_V , Q_D y Q_F .

El coeficiente de permeabilidad turbulenta K, para elementos prefabricados (fig. 7) $K = 5D^{1/2}$

S = coef. = f(forma de la estructura, porosidad del conjunto)

porosidad	0.75	0.80	0.85	0.90
γ_a y γ_b	23	30.7		
γ_d	21	27.3	36.6	42.8

D = diámetro de una esfera de igual volumen que el elemen

Isbach analiza la V que resiste un elemento (pie-
dra) colocada sobre un fondo liso y sobre otras
piedras.

$$V_{lim} = y_c \sqrt{2g \frac{R_s - r}{r}} \sqrt{D} \quad \text{--- (A)}$$

coef. = 0.86 piedra redondeada.
= 1.20 en conjunto.

para elementos prefabricados.

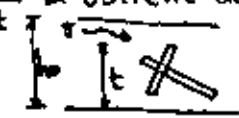
1) $h_o/t > 1$

$$V_{lim} = WF \sqrt{\left(\frac{h_o}{t}\right)^{1/3}}$$

$W =$ Velocidad de caída = $\left(g \frac{R_s - r}{r} \frac{\pi}{6} D\right)^{1/2}$
f (forma del elemento)

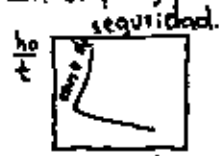
$F =$ coeficiente = f (fricción del elemento con el piso, forma).

$\frac{h_o}{t}$ se obtiene de la Fig. 7e.



diámetro de una
esfera del mismo
peso que el elemen-
to.

f (forma del elemento)



tipo de estructura	porosidad	$\frac{h_o}{t}$	$\frac{D}{t}$	F	T
7-a	0.80	0.8-1.00	1.72	0.47	5.9-6.5
7-b	0.80	0.8-1.20	1.50	0.64	5.9-6.5
7-D	0.80	1.0-1.50	2.12	0.81	6.5-8.1
arcos de concreto.	0.475	0.5-0.80	0.80	0.48	2.6-3.3
tetraedros	0.50	0.8-1.40	1.60	0.67	3.3-3.8
entramiento.	0.40	0.3-0.60	1.00	—	1.6-2.3

2) $h_o/t < 1$

$$V_{lim} = WF \sqrt{\frac{R_s - r (h_o/t)}{(R_s - r)^{h_o/t}}$$

método pontal
f unitaria

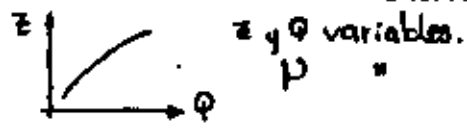
Isbach da otro criterio para el diseño; empleando la
potencia N en combinación con las V_{crit} y otras -
magnitudes determinadas experimentalmente.

$$N = T \cdot M$$

coef. adimensional. $\left\{ \begin{array}{l} \text{volumen del ele-} \\ \text{mento.} \end{array} \right.$

$$T = f(\text{forma del elemento}); M = (R_s - r) V \frac{D}{W}$$

$N =$ Potencia cinética del chorro = $\frac{1}{2} Q V^3$



masa unitaria de agua -
que pasa por la sección de -
cierre en la unidad de tiempo

Una ataguía es formada por material no arrastrable
cuando $N_{cr} \geq T \cdot M$.

* DETERMINACION DE LA POTENCIA CINETICA CRITICA N_{cr} .

Isbach dice: N_{cr} se presenta cuando $z = \frac{1}{2} h_o$
es decir V_{max} ; vertedor pasa del estado
ahogado al no ahogado.

Cuando $T \cdot M < N$ el escurrimiento arrastra el material -
en toda aquella zona donde la igualdad no se cumple,
para dejar después que el material tome su talud na-
tural de reposo, en donde N disminuya de valor.
Las ataguías que se construyen con material que se
comporta en las condiciones anteriores, se les deno-
mina ATAGUIAS DE MATERIAL ARRASTRABLE O CON-
FIGURADAS; su cálculo se enfoca a conocer la -
forma que adoptara el cuerpo de éstas para un
determinado tipo de piedra y estimar el volúmen
necesario para su construcción.

- + + + + + + + + + + +

+ tipos de configuración (Fig. 12).

+ 1ª Configuración (12a).

La forma triangular se mantiene mientras:
 $V_{flujo \text{ cresta vertedera}} \leq V_{lim}$ ecuación (A).
 $y_c = 0.86$

+ 2ª Configuración (12b).

Se amplía la cresta.
 $V_{flujo} > V_{lim}$ ecuación (A).
se amplía la cresta $L_c = 3 \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g}}$

$$V_{max} = 1.20 \sqrt{2g \frac{R_s - r}{r}} \sqrt{D}$$

cualquier aumento de velocidad ocasiona un arrastre.

Del teorema de Bernoulli (se desprecia la velocidad de llegada).

$$\Delta z_{\min} = \frac{1}{\rho_1^2} \frac{V_{\min}^2}{2g} \quad \text{al principio de la cresta.}$$

$$\Delta z_{\max} = \frac{1}{\rho_2^2} \frac{V_{\max}^2}{2g} \quad \text{al final de la cresta.}$$

ρ_1 y ρ_2 son coeficientes que toman en cuenta la pérdida de carga entre las secciones, con valores entre 0.92 y 0.70.

3ª Configuración. (12c).

Se presenta Aa una pendiente de la rápida.

* De Manning $i = \frac{n^2 V_{\max}^{10/3}}{g^{4/3}}$

de acuerdo con JALDRE $n=0.05$ piedra redondeada homogénea $15 \text{ cm} < D < 25$.
 $n=0.10$ D mayores.
 para mat. no uniforme n se reduce.

* Lebediev.

$$i = \frac{N}{V_{\max}^3 C^2} ; C = \frac{n}{4\sqrt{v_0}}$$

4ª Configuración (12d).

Es una prolongación de la 3ª configuración al disminuir el Q_v .

PROCEDIMIENTO DE CALCULO.

* 1ª Etapa.

Se desconoce el material con que se efectúa el cierre.
 Se considera $Q_f = 0$.
 Se determina Z, q, v, N .
 El material no es arrastrado.

* 2ª Etapa.

1º CASO: Se escoge un material D; $Q_f \neq 0$ no es arrastrado.

2º CASO: escoge un material para no ser arrastrado. gradúa el tamaño D; aumentando al aumentar la velocidad de vertido.

3º CASO: Tamaño de material etc. el material es arrastrado. Se calcula el volumen.

ATAGUIA DE MATERIAL NO ARRASTRABLE.

1º Se conoce la elevación de la cresta de la ataguía.

2º Z_{sup} → determina Elev. agua A.A.

$$V_{A.A.} = V_{A.a} + Z_{\text{sup}}$$

3º Se determina Q_d para el nivel supuesto

4º Se obtiene $H = V_{A.A.} - V_{\text{cresta}}$

$$H_0 = H + \frac{v^2}{2g}$$

5º Se obtiene $m = f\left(\frac{Z}{H_0}\right)$ fig. 5

6º Se calcula gasto unitario vertido ecuación ③

7ª $Q_v = q \cdot b_m$ rectangular

para el triangular $b_m = kh \left(1 - \frac{\Delta z}{H}\right)$ (ancho menor del trapecio)

Trapezoidal $b_m = kH \left(1 - \frac{\Delta z}{H}\right) + b$

8º Si se toma en cuenta Q_f calcularlo con las fórmulas ④.

9º Se suman los gastos $Q_d + Q_v + Q_f$

Si $Q_f = \sum Q$ proceder con ⑩.

Si $Q_f \neq \sum Q$ proceder con ③.

⑩ $v = \frac{Q_f}{A}$

⑪ $N = 19 \bar{z}$

El proceso se repite, se realiza para cada elevación de la cresta; los valores finales se grafican y se diseña el tamaño del material a emplear para la condición más desfavorable.

Si el material es no uniforme $Q_f = 0$.

V_{cresta}
 Z_{sup}

Q_d

H

H_0

m

q_v

Q_v

Q_f

ATAGUIA DE MATERIAL ARRASTRABLE.

* Para el tamaño del material disponible se calcula v_{min} ; v_{max} . formulas ⑤ y los valores de las caídas al principio y final de la cresta Δz_{min} y Δz_{max} formulas

* 1ª Configuración $v < v_{lim}$. cálculo igual que la atagui de mat. arrastrable.

* 2ª y 3ª Configuración.

$$z = \frac{1}{\phi^2} \frac{v_{max}^2}{2g}$$

para cada "z" considerado se hace lo siguiente z

1º Se determina Q_d para el nivel A.A. $\nabla_{A.A.} = \nabla_{A.R.} + z$

$$Q_v = Q_r - Q_d$$

2º Se determina $\nabla_{cresta} = \nabla_{A.A.} - H$ siendo $H = \frac{1}{\phi^2} \frac{v_{min}^2}{2g} + h$

a) rectangular (vertedor).

$$h = \frac{Q_v}{b_m v_{min}}$$

b_m = ancho medio del vertedor.

b) triangular

$$h = \sqrt{\frac{Q_v}{k v_{min}}}$$

↑
talud

c) trapezoidal.

$$h = -\frac{b}{2k} + \sqrt{\left(\frac{b}{2k}\right)^2 + \frac{Q_v}{k v_{min}}}$$

b = ancho inferior del trapecio.

3º Se obtiene $q_{unitario}$ en la rampa.

a) frontal $q = \frac{Q_v}{b_m}$

b) pionero (vertedor triangular) se obtiene el área de la sección estable.

$$A = \frac{Q_v}{v_{max}}$$

tirante $\rightarrow y_0 = \sqrt{\frac{A \tan \theta}{2.04}}$ ← Ángulo reposo mat. experimentalmente.

$$\text{ancho canal } B = \frac{\pi y_0}{\tan \theta}$$

$$\text{finalmente } q = \frac{Q_v}{B}$$

4º Se determina la longitud de cresta L_c .

$$L_c = 3 \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

5º Se obtiene la caída en la rampa. Z_i

$$Z_i = Z - \frac{1}{\phi^2} \frac{v_{max}^2}{2g}$$

6º Se calcula la potencia unitaria en la rampa. N_i

$$N_i = \gamma q Z_i$$

7º Se determina L_i de la rampa. L_i

$$L_i = \frac{N_i}{c^2 v_{max}^3}$$

8º Se dibujan los perfiles de las configuraciones definidas con los datos anteriores hasta que L_i disminuya considerablemente lo que significará el paso de la 4ª configuración.

9º A partir del perfil más extendido se determina el volumen del dique.

* SOCAVACION EN CAUCES NATURALES.

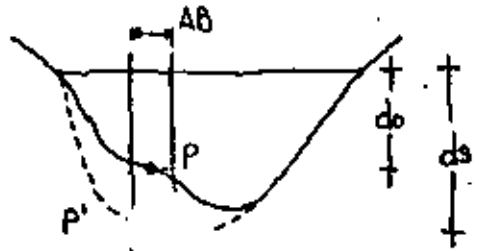
- Tipo.
- General.
 - Transversal.
 - Curvas (parte externa).
 - al pie de una estructura.
 - aguas abajo de un embalse.

- * Socavación general.
- Criterio de Lischuan-Levediev.
- | | | |
|---------------|----------------|----------------|
| Cauce | Mat. fondo | Dist. estratos |
| • Definido. | • cohesivo. | • homogéneo. |
| • Indefinido. | • no cohesivo. | |
| | • cohesivo. | • heterogéneo. |
| | • no cohesiva | |

- * Socavación general en cauces definidos
- la degradación del fondo cesará hasta que $V_{rio} = V_{erosiva}$.
- $V_{rio} = f(s, n, d)$.
- Verosiva = f(características fondo, d).

así para materiales friccionantes, V_e , se entiende como la V_{min} que mantiene un movimiento generalizado el mat. del fondo = $f(D_m)$; para materiales de comportamiento cohesivo es la V capaz de levantar las partículas y ponerlas en suspensión.

→ suelos cohesivos.



$$V_e = 0.60 \beta s^{1.18} \beta ds^x$$

$$x = f(\beta s)$$

β = coef. paso = f(frecuencia de las avenidas)

hoja R-36.

| | |
|-------|---------|
| % PQd | β |
| | |

| | | | | | |
|------------------|---|-----------------|----------------------|---|-----------------|
| βs | x | $\frac{1}{1+x}$ | D_m | x | $\frac{1}{1+x}$ |
| suelos cohesivos | | | suelos friccionantes | | |

$\bar{V}_r = f(\text{profundidad en cada punto de la sección})$

en una franja AB

$$\Delta Q = V \Delta A = \frac{1}{n} S^{5/2} do AB \dots \textcircled{1}$$

$\alpha = f(d_m \text{ antes de la erosión}, Q_d, \mu)$

μ = coeficiente de contracción,

$$\alpha = \frac{Q_d}{d_m^{5/3} \beta_e \mu} ; d_m = \frac{A}{\beta_e}$$

↳ ancho efectiva.

| | |
|-------------|------|
| \bar{V}_m | clan |
| | |

hoja R-

por otra parte $\Delta Q = V_r ds \Delta B \dots \textcircled{2}$

igualando ① y ② $V_r = \frac{\alpha do^{5/3}}{ds} \dots \textcircled{3}$

igualando $V_r = V_e$

$$ds = \left[\frac{\alpha do^{5/3}}{0.60 \beta s^{1.18}} \right]^{1/(1+x)} \dots \textcircled{4}$$

para suelos homogéneos

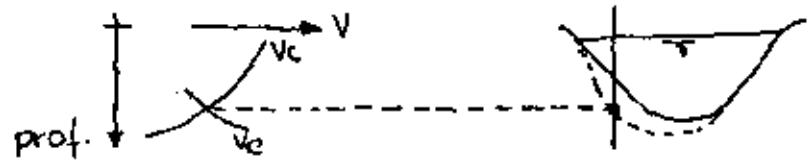
→ SUELOS FRICCIONANTES.

$$V_e = 0.68 \beta D_m^{0.28} ds^x$$

$$V_r = \frac{\alpha do^{5/3}}{ds} \Rightarrow ds = \left[\frac{\alpha do^{5/3}}{0.68 \beta D_m^{0.28}} \right]^{1/(1+x)}$$

→ cuando el material es heterogéneo se resuelve:

- analíticamente.
- semigráfica.



NOTA: Si la rugosidad varía de tramo en tramo. (cauce principal y secundario) hay necesidad de volver para cada caso ds ; ds

* Socavación general en cauces indefinidos. cuando un río carece de un cauce bien formado (dos o más corrientes).

Si $\frac{Q \text{ principal}}{Q \text{ avenidas}} \leq 0.25$
 $\frac{B \text{ normal}}{B \text{ avenidas}} \approx 0.80$

en lugar de V_c se toma V_c (no erosionable) = f (material del fondo, d); los valores son los vistos V_{perm} para material cohesivo y no cohesivo; en términos generales.
 $V_c = V_c d^{0.2}$

d = profundidad en el punto de estudio
 V_c = velocidad crítica para un tirante de un metro.

para materiales homogéneos:
 $V_c = V_r = \frac{\alpha d_0^{5/3}}{ds}$ $ds = \frac{\alpha d_0^{5/3}}{V_c}$

para materiales heterogéneos se hace de la misma manera que para cauces definidos.

* si el cauce trae mucho material en suspensión f y d aumenta y la turbulencia disminuye por lo tanto para que la corriente provoque la misma erosión la velocidad media de la corriente es mayor: la ecuación que de V_c ó V_c se ve afectada por $\Psi = f(\text{loga, mat. susp.})$, tabla VI. $\frac{f_m}{\Psi}$ hoja R-36

* METODO DE STRAUSS.

hipótesis.
 → se cumple el principio de continuidad sección A.A y la de estudio.
 → misma rugosidad.
 $Q = \frac{1}{n} B_1 d_1^{5/3} S^{1/2} = \frac{1}{n} B_2 d_2^{5/3} S^{1/2} \dots \textcircled{1}$

→ Q_s es el mismo cuando llega a estabilizarse De Dubois
 $Q_B = \Psi B_1 \bar{\tau}_1 (\bar{\tau}_1 - \bar{\tau}_c) = \Psi B_2 \bar{\tau}_2 (\bar{\tau}_2 - \bar{\tau}_c)$



$\bar{\tau} = \rho g S$ hoja R-12
 despejando S y sost. en $\textcircled{1}$
 $B_1 d_1^{1/3} \bar{\tau}_1^{1/2} = B_2 d_2^{1/3} \bar{\tau}_2^{1/2}$

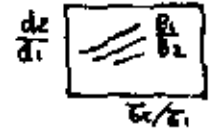
$\bar{\tau}_2 = \frac{B_1^2}{B_2^2} \frac{d_1^{2/3}}{d_2^{2/3}} \bar{\tau}_1 \dots \textcircled{A}$

de $\textcircled{2}$ $B_1 \bar{\tau}_1 (\bar{\tau}_1 - \bar{\tau}_c) = B_2 \bar{\tau}_2 (\bar{\tau}_2 - \bar{\tau}_c)$

despejando $\bar{\tau}_2$ e igualando con \textcircled{A} .

$\frac{d_1}{d_2} = \left(\frac{B_2}{B_1} \right)^{4/3} \left[\frac{\bar{\tau}_c / \bar{\tau}_1 + \left[(\bar{\tau}_c / \bar{\tau}_1)^2 + 4 B_1 / B_2 (1 - \bar{\tau}_c / \bar{\tau}_1) \right]^{1/2}}{2} \right]^{3/2}$

graficando



hoja R-37

* erosión en curvas.

de acuerdo a las curvas que tiende a formar un río, pueden establecerse tres grandes grupos.

- a) ríos de llanura con meandros.
- b) ríos con curvas irregulares.
- c) ríos con cauces errantes.

| tipo de río | Fr | m |
|-------------|-------------|-------------|
| a | 0.02 - 0.20 | 0.50 - 0.75 |
| b | 0.04 - 0.50 | 0.60 - 0.75 |
| c | 0.20 - 0.50 | 0.75 - 0.80 |

→ Criterios de diseño.

a) Levediev.
 obtener $d_{curva} = d_0$ $d_{cor} = d_{directo} (1 + \bar{\tau} \sqrt{B/A})$
 y despues se obtiene ds $d_{cor} = k \bar{\tau} d_{directo}$

b) Altunin.

supone que d_0 no aumenta cuando la avenida máxima tiene lugar.

| | | | |
|-----|------------|--------------|---|
| B/A | ϵ | K ϵ | E |
| | | | |

$d_{m\acute{a}x} = E$ directo
hoja R-36.

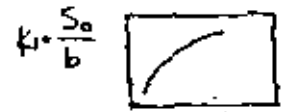
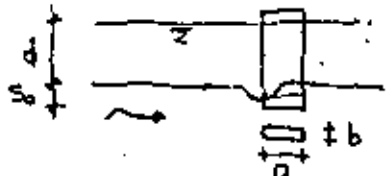
* SOCAVACION LOCAL AL PIE DE PILAS Y ESTRIBOS DE PUENTES.

• Criterios.

- Laurson Touch (Iowa) $ds = f(d, \text{forma pila})$.
- Yaroslavtziev (Unión Soviética) $ds = f(T^2, d, \text{forma pila}, d, \text{cauce aven. o estiaje})$.
- Instituto de Ingenieria.

* Laurson-Touch

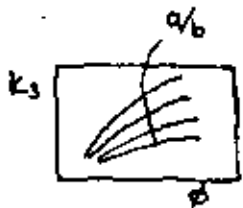
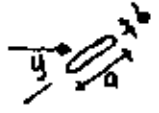
$S_0 = k_1 k_2 b$
(no incide oblicuamente)



$k_2 = f(\text{forma de la nariz})$
hoja R-40.

hoja R-39 %

$S_0 = k_1 k_3 b$
(incide oblicuamente)



hoja R-42.

* YAROSLAVTZIËV

dos casos: mat. no cohesivo.
cohesivo.

$S_0 = K_f K_v (e + K_u) \frac{V^2}{g} - 30 D_b s$

$K_f = f(\text{forma de la nariz de la pila})$
y el ángulo θ hojas R-43 a R-45.

$K_v = f(v, b)$ hoja R-46.

$e = f(\text{sitio donde estén colocadas las pilas})$
cauce principal.
cauce avenidas.

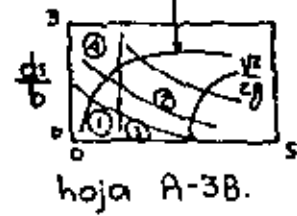
→ Suelos cohesivos.

La expresión es la misma que para suelos granulares; se considera un equivalente hoja R-48.

| caract. suelo | peso. vol. seco
T/m ³ | Equivalente | |
|-----------------|-------------------------------------|-------------|---------|
| | | Arcillas | Aluvión |
| Poco compactado | | | |
| Muy compactado | | | |

* Instituto de Ingenieria.

1- ecuación Laurson.



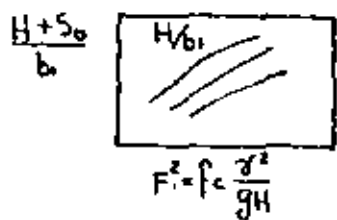
- Yaroslavtziev.
- ① posibles errores.
- ② zona de aplicabilidad
- ③ no concuerda la fórmula.
- ④ no se presentan socavaciones.

2- después de realizado el estudio de aplicabilidad de los métodos propuestos por Laurson-Touch y el de Yaroslavtziev, se avocaron a estudiar el mecanismo de la erosión, es decir, investigar los factores que intervienen en la socavación al pie de una pila de un puente, los cuales fueron agrupados en la forma siguiente.

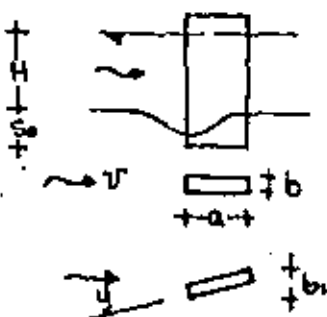
- a)- parámetros hidráulicos.
(T_m , tirante, distrib. de V , direc. corriente)
- b)- parámetro de fondo.
(D , distri. granulométrica, cohesión, d_s sumergido, espesor estratos).
- c)- características que dependen de la ubicación del puente (concentración en la sección del puente; forma del río, recta o curva, obras de control).
- d)- parámetros de tiempo (tiempo de pico, tiempo para que el material sea removido y se alcance una condición estable).

3- en los estudios realizados por el Instituto de Ingenieria, se probaron 3 materiales granulares, cuatro clases de pilas y diferentes ángulos de incidencia; en cada ensayo se varió el tirante.

En las fig. a 30 del libro se muestran las diferentes etapas en el proceso erosivo; de la serie de ensayos realizados y de los resultados presentados por los autores, obtuvieron un nuevo criterio para determinar la profundidad de la socavación, figs. 31 a 33 para pilas rectangulares, circulares y redondeadas respectivamente.



hojas R-49 y R-50.



- si la pila está alineada al flujo $f_c = 1$; $b_1 = b$
- si no está alineada al flujo b_1 será la proyección de la pila f_c es variable

| | | | | |
|----------|----|------|------|------|
| θ | 0° | 15° | 30° | 45° |
| f_c | 1 | 1.25 | 1.40 | 1.45 |

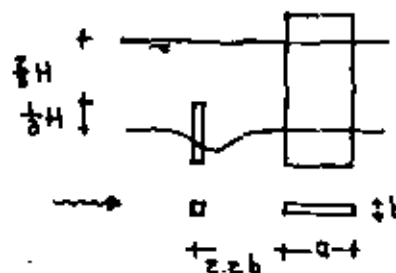
* PROTECCION CONTRA LA SOCAVACION LOC

- a)- al pie de pilas.
- b)- al pie de estribos.

→ Al pie de pilas.

- impedir que el cambio de dirección de las líneas de corriente se produzca frente a la pila con lo que se reducen o suprimen los vórtices que se generan en las esquinas.
- la segunda consiste en hacer que en el fondo del cauce alrededor de la pila resista la acción erosiva.

Solución del primer tipo ($\psi = 0$)



Se reduce la socavación en un 70%.

Solución del segundo tipo ($\psi = 0$ ó $\psi \neq 0$).

consiste en sustituir el material del fondo del cauce por otro más resistente a la erosión.

$$v = v_i H^k ; \alpha = \frac{1}{2+H} \Rightarrow \text{se despeja } v_i$$

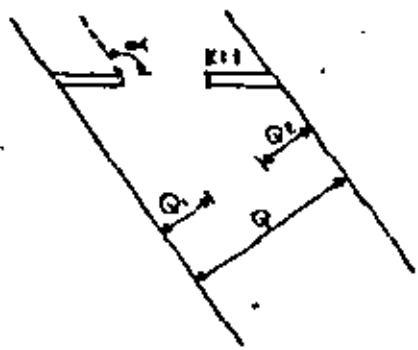
despejado v_i , en hoja R-54, aparecen los diámetros que se recomienda colocar en el pedraplen, $\psi = 0$ enfrente, $\psi \neq 0$ alrededor de la pila.

- D fondo < 20 D protección (receta).
- la protección deberá colocarse en tres capas.
- para no reducir el área hidráulica el bbleo se coloca en el nivel inferior de la socavación general.

hoja R-55.

* SOCAVACION AL PIE DE ESTRIBOS.

método de Artamonov: permite determinar la profundidad al pie de estribos y espigones.



| | | | | |
|--------|----------|----------|-------|-------|
| $st =$ | P_k | P_q | P_k | H_o |
| tabla | XV | XVII | XVIII | |
| | α | Q/ρ | K | |

hoja R-50.

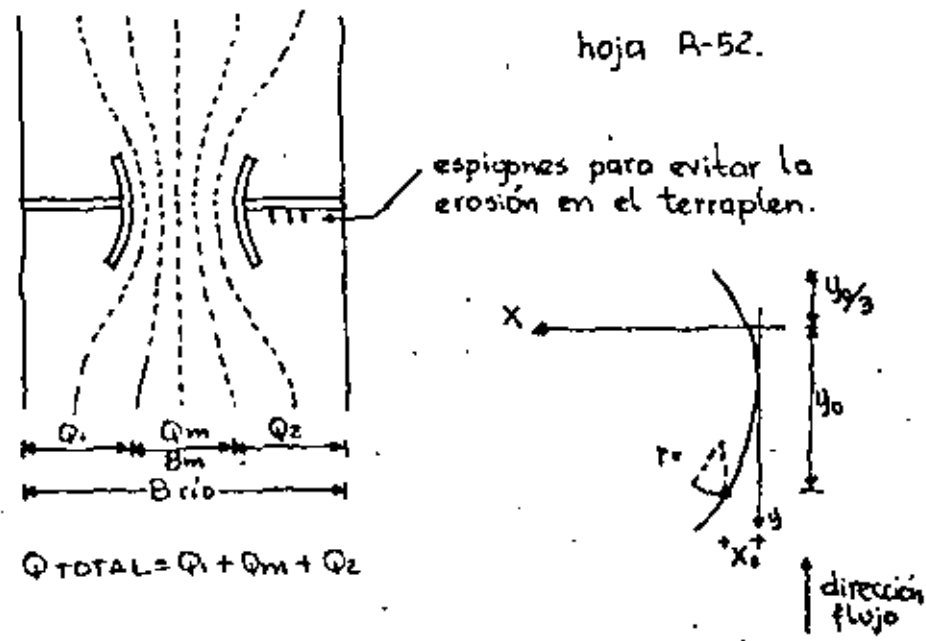
H_o es el tirante que tiene en la zona cercana al espigón.

DISPOSICION DE LOS ESTRIBOS.

* Al pie de estribos.

Criterio de Latvischenkev.

hoja R-52.



$Q_{TOTAL} = Q_1 + Q_m + Q_2$

1- Fijar la magnitud de los ejes = $f(Q_1/Q_m)$

$q = \frac{Q_1}{B_{rio}}$ $Q_m = q B_m$
 $X_0 = \lambda B_m$ $\lambda = f\left(\frac{Q_1}{Q_m}\right)$
 $y_0 = \lambda \varepsilon B_m$
 $\varepsilon = f\left(\frac{Q}{Q_m}\right)$
 $\varepsilon = \frac{y_0}{X_0}$



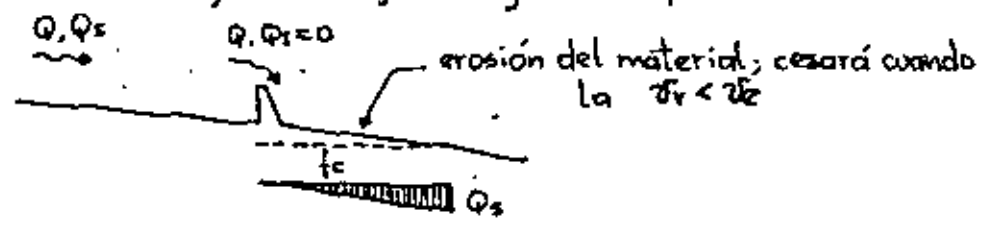
hoja R-53.

2- Conocidos X_0, y_0 el resto de los puntos está dado por:

$X = X_0(1 - \sqrt{1 - y^2/y_0^2})$

3- Colocar el -draplen de la misma forma que al - pie de pilas.

* Erosión aguas abajo de grandes presas.



Se presentan dos casos:

- a) Con sección de control.
- b) Sin sección de control.

en ambos casos las ecuaciones son:

$$\sigma_c = 18 \log\left(12.27 \frac{R}{A}\right) \sqrt{S_c R_c} = \frac{Q}{A} \dots \textcircled{1}$$

$$\Delta = \frac{K_s}{X}$$

K_s : diámetro representativo = D_{90}
 X : coeficiente = $f\left(\frac{K_s}{S}\right)$; fig.



Shields.

$$\frac{\sigma_c}{(\rho_s - \rho) D} = k = \frac{0.06}{y} \dots \textcircled{2}$$

$$\sigma_c = \rho R_c S_c \dots \textcircled{3}$$

mediante el uso de las fórmulas anteriores es posible determinar S_c, R_c, A_c ; para resolver conviene proceder por tanteos dando a X y a y el valor inicial de uno.

OBRAS DE PROTECCION.



si se protege la zona ① la zona ② se erosiona, el talud de la margen se acuesta y no hay desplazamiento del río.

- ⊕ espigones.
- ⊕ protección directa.

Las ventajas de uno son desventajas para el otro tipo de protección.

parámetros o factores dignos de tomarse en cuenta al diseñar una obra de protección.

- Área hidráulica se reduce o no.
- Rugosidad (se aumenta en las orillas).
- Se fija la orilla.
- Radio de curvatura de las curvas.
- Procedimiento de construcción.
- Mantenimiento de la obra.
- La destrucción parcial o total.

* DISEÑO DE ESPIGONES.

- a) Localización en planta, radios de curvatura, longitud de tangentes, ancho estable del río.
- b) Longitud de espigones y de arranque (2 a 2.5 Bel).
- c) Separación de los espigones = $f(\beta)$ $9 < \beta < 110$ hoja R-54.
- d) Pendiente de la corona (6 al 10%).
- e) Angulo de orientación respecto a la orilla (70 a 90°).
- f) Permeabilidad del espigón. Material de construcción.
- g) Socavación en la curva y local en el espigón.

- madera
- pedraplen.
- gaviones.
- elementos prefabricados de concreto

- a). Igual.
- b) Longitud de protección y de arranque.
- c) Taludes de protección
- d) Permeabilidad de la protección y materiales de construcción.
- e) Socavación en la curva y socavación local al pie de la protección.

* Efectos que producen las estructuras a la corriente ①, así como los efectos que producen las corrientes a las estructuras ②.

→ a) protecciones directas.

- ① fijan la orilla en forma definitiva, sin permitir ningún desplazamiento posterior siguiendo cualquier configuración de la orilla.
- ① no disminuyen el área hidráulica de la corriente.
- ② turbulencia y vórtices producidos por la corriente y a las rápidas fluctuaciones de las elevaciones del agua, sobre todo en época de avenidas.
- ② socavación al pie de la protección.

→ b) espigones.

- ① disminuyen el área hidráulica (lo cual es deseable en ríos navegables).
- ① aumentan la rugosidad de las orillas.
- ② socavación local en la punta de los espigones es de importancia durante su construcción, cuando se utilizan elementos que están sueltos entre sí, bolsas, piedras, gaviones, etc.
- ② aun erosionada la punta de los espigones, el resto de la estructura sigue trabajando y la destrucción de uno de ellos no pone en peligro a los demás.
- ② los espigones; de estar permanentemente dentro del cauce principal, conviene que sea impermeable para alejar a la corriente lo más efectivamente posible de la orilla. Si se utilizan espigones para reducir la velocidad de la

- corriente en una zona que se desea rellenar - con los sedimentos arrastrados por el río (formar margen), conviene que sean permeables para - que el agua cargada de sedimentos pase entre ellos y al reducir su velocidad, deposite dichos - materiales.

→ c) Obras de control de arrastre de sedimentos en la cuenca.

- suelo erosionado en la parte alta de la cuenca producido por la lluvia.
- pérdida de suelo al arrastrar el material desprendido por la lluvia.
- modifica las características del cauce al variar el gasto sólido, principalmente la pendiente.
- cuando el gasto sólido llega al mar o algún embalse, los procesos erosivos producen daños donde se originan, donde se transitan y donde se depositan.

① Las obras que se realizan para el manejo - de la cuenca, tales como construcción de terrazas, zarcos en los límites de parcelas, estabilización de flujos concentrados (presas o represas), favorecer el crecimiento de vegetación en las - fronteras de las parcelas; favorecen el mejoramiento al reducir los procesos erosivos, se mejora la calidad de agua asociada con el abuso de sitios de recreo urbanos al aire libre en relación con reservas de agua, se disminuye el potencial de inundación; se incrementa el escurrimiento disponible mediante el manejo de vegetación.

② para este tipo de estructuras se puede considerar que prácticamente el efecto - que produce a la corriente es mínimo, si son diseñadas adecuadamente; no suce-

-diendo lo contrario ya que la corriente produce erosiones y en algunas ocasiones franquearse.

→ d) puentes.

- ① Disminución del área hidráulica, lo cual produce un remanso aguas arriba.
- ② Socavación en las pilas, así como erosión en los estribos y accesos.

→ e) alcantarillas.

- ① Se reduce el área hidráulica de la corriente - natural, ocasionando un embalse a la entrada y un aumento de velocidad dentro y a la salida de la misma. La profundidad del embalse a la entrada dependerá del diseño de la alcantarilla y puede llegar a rebasar la altura del terraplen.
- ② A la entrada de la alcantarilla se produce una degradación del suelo, en forma de abanico, producto de la velocidad del flujo al concentrarse, que en un momento dado pone en peligro la estabilidad de los aleros y del terraplen mismo. En la salida se puede necesitar protección contra la socavación y a la erosión.

→ f) sifones.

- ① disminución de área hidráulica, lo cual produce - un remanso aguas arriba.
- ② socavación en el cauce, así como erosión en los estribos y accesos.

En el diseño de sifones deberá tomarse en cuenta la estabilidad del río con objeto de que la corriente pase por el sitio de cruce, otra forma las obras que se requieran para tornar el río a su cauce anterior y evitar erosiones fuertes en los accesos, serían muy costosas.

→ g) pozos Kanney (toma para aguas subterráneas).

- ① reducen el área hidráulica del río.
- ② socavación local considerable alrededor del mismo que pone en peligro la estabilidad de la propia estructura cuando se presenta una avenida extraordinaria en el río.
- ③ estabilidad del cauce que tiene efecto en la conducción del agua del cauce a la margen ó acceso.

→ h) obras de toma directa:

- ① La elección del tipo de compuertas a instalarse en los orificios reguladores lo determina precisamente la mayor o menor cantidad de sedimentos que se prevé, puedan depositarse aguas arriba de las bocatomas.
- ② Cuando las obras de toma directa se alojan en la margen del río, corren el riesgo de ser erosionadas y en casos extremos ser franqueada. En el diseño de este tipo de estructuras conviene conocer la estabilidad del río para ubicar las obras de toma.

→ i) presas derivadoras.

- ① inundación aguas arriba, así como una reducción de velocidad en el embalse, que favorecen la sedimentación de los materiales arrastrados por el cauce y la elevación del fondo.
- ② aguas abajo de la cortina se producen erosiones y azolves en la presa, en algunas ocasiones la corriente destruye los desarenadores, situaciones que se producen en ríos de montaña, donde las velocidades alcanzan a arrastrar materiales de gran tamaño

j) bordos longitudinales a las corrientes.

cuando se utilizan bordos longitudinales a las corrientes, para aumentar la capacidad hidráulica de un determinado cauce, en ocasiones se ignora el drenaje natural, formando terraplenes que operan como presas, que son obras hidráulicas que alteran o modifican los hidrogramas de las corrientes; ocasionan graves daños al aumentar las áreas inundadas y el tiempo que el agua es retenida, además de que en ocasiones producen inundaciones donde antes no se presentaban y constituye un peligro a la vida humana.

CONCLUSION:

CONOCIDOS LOS EFECTOS QUE PRODUCE LA CORRIENTE A LA ESTRUCTURA, ASI COMO LAS ALTERACIONES QUE PRODUCE LA ESTRUCTURA A LA CORRIENTE, SE PROCEDE A DISEÑAR LA ESTRUCTURA COMO SI ESTA FUERA UNA OBRA HIDRAULICA CON LOS CRITERIOS Y FACTORES DE SEGURIDAD YA ESTABLECIDOS.

HIDRAULICA DE RIOS (J. CAMARGO). hojas 20 de 25

MODELOS FLUVIALES.

permiten estudiar el comportamiento, condiciones hidráulicas y evolución de una corriente natural.

FONDO FIJO.

niveles superficie agua.
líneas de corriente.
distribución de velocidades.

FONDO MOVIL.

fenómenos de erosión, arrastre y depósito.
formación de meandros.

MODELOS FLUVIALES DE FONDO FIJO.

- * La determinación de las escalas se basa en cumplir la condición de Froude entre el modelo y el prototipo.
- * Representar adecuadamente la rugosidad.

Como los modelos fluviales se emplean para representar tramos de varios kilómetros de ríos, se requiere construir modelos fluviales distorsionados; para representar adecuadamente los tirantes y la rugosidad.

VALORES DE LAS ESCALAS.

- A) Escalas fundamentales.
- longitudes. $L_e = L_p / L_m$
 - masas. $M_e = M_p / M_m$
 - tiempos. $T_e = T_p / T_m$
 - temperaturas. $t_e = t_p / t_m$

- B) Escalas derivadas.
- densidades. $\rho_e = \rho_p / \rho_m$
 - visc. cinemát. $\nu_e = \nu_p / \nu_m$
 - visc. dinámica. $\mu_e = \mu_p / \mu_m$
 - velocidades. $V_e = V_p / V_m \cdot L_e / t_e$
 - aceleraciones. $a_e = a_p / a_m \cdot L_e / t_e^2$
 - fuerzas. $F_e = M_e a_e = M_e L_e / t_e^2$
 - presiones. $P_e = M_e / L_e t_e^2$

y así sucesivamente se pueden escalar todas las magnitudes homólogas que se presenten en un problema determinado.

ECUACION NAVIER STOKES.

$$\underbrace{\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x}}_{\text{presión}} + \underbrace{\nu \nabla^2 U}_{\text{viscosidad}} + \underbrace{\nu \frac{\partial}{\partial x} \nabla \cdot U}_{\text{peso}} + X = \underbrace{U_x \frac{\partial U_x}{\partial x} + U_y \frac{\partial U_x}{\partial x} + U_z \frac{\partial U_x}{\partial x}}_{\text{inercia}} + \frac{\partial U}{\partial t} = \frac{dY}{dt}$$

estacionario transitorio.

Escalando la ecuación de Navier-Stokes.

$$\frac{1}{\rho_e} \frac{P_e}{L_e} , \nu_e \frac{V_e}{L_e^2} , g_e , \frac{V_e^2}{L_e} , \frac{V_e}{T_e}$$

Lo anterior se cumple con ciertos requisitos.

I tiene primacía la fuerza de inercia.

$$\frac{V_e^2}{L_e} = \frac{V_e}{T_e} \Rightarrow V_e = \frac{L_e}{T_e}$$

II tienen primacía las fuerzas de presión.

$$\frac{1}{\rho_e} \frac{P_e}{L_e} = \frac{V_e^2}{L_e} \Rightarrow V_e = \sqrt{\frac{P_e}{\rho_e}} = a_e$$

$\frac{V_e}{a_e} = 1 \leftarrow$ CONDICION MACH velocidad del sonido

$$\left. \begin{matrix} V_e = V_p / V_m \\ a_e = a_p / a_m \end{matrix} \right\} \frac{V_e}{a_e} = \frac{V_m}{a_m} \therefore \frac{V}{a} = Ma \quad \# \text{Mach}$$

III Peso.

$$g_e = \frac{V_e^2}{L_e} \Rightarrow \frac{V_e}{\sqrt{g_e L_e}} = 1 \quad \text{CONDICION FROUDE.}$$

$Fr < 1$ régimen lento $Fr = 1$ crítico $Fr > 1$ crítico.

$$\frac{V_p}{\sqrt{g_p L_p}} = \frac{V_m}{\sqrt{g_m L_m}} = N^o \text{ Froude.}$$

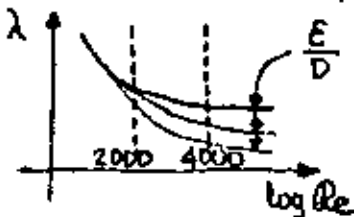
IV Viscosidad.

$$\frac{\nu_e V_e}{L_e} = \frac{V_e^2}{L_e} \Rightarrow \frac{V_e L_e}{\nu_e} = 1 \quad \text{CONDICION REYNOLDS.}$$

$$\frac{V_p L_p}{\nu_p} = \frac{V_m L_m}{\nu_m} = N^o \text{ Reynolds.}$$

en laboratorio $g_e = 1 = g_p / g_m \cdot \nu_e$
de condición de Froude $V_e = L_e$.

La condición de Froude y la de Reynolds, no se pueden tratar simultáneamente ya que ello nos conduciría a $L_e = 1$ (al considerar $\nu_e = 1$, por tratarse del mismo fluido); debido a ello se toman en cuenta una de las condiciones y se chequea la otra; por ejemplo determinar si el régimen es el mismo.



$$hf = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

$$\lambda = f(Re, \frac{E}{D})$$

rugosidad relativa.

Si en el prototipo es régimen Lento en el modelo deberá ser régimen Lento.

De este modo se pueden establecer todas las leyes de similitud que sean necesarias en el estudio en cuestión o ecuaciones que representen el fenómeno que se estudia e introducir los conceptos básicos de la teoría de la semejanza.

DETERMINACION DE LAS ESCALAS PARA UN MODELO DE FROUDE.

NO DISTORSIONADO.

- $V_e = L_e^{1/2}$ de la condición de Froude.
- $A_e = L_e^2$
- $V_{de} = L_e^{3/2}$
- $Q_e = L_e^{5/2}$
- $T_e = L_e^{3/2}$
- $S_e = 1$
- $n_e = L_e^{1/6}$

La escala de longitudes esta en función del espacio y la capacidad de bombeo que se tenga en el laboratorio respectivamente.

ESCALAS CONVENIENTES.

| | | |
|----------------------------|--------------------------|---------------------|
| * Modelos fondo fijo. | * Modelos fondo móvil. | |
| comp. 10-30. | erosión local | } NO DISTORSIONADOS |
| vert. 20-60. | | |
| canal, ríos 50-100. | | |
| agitación, puentes 50-150. | fluviales 50-150. | } DISTORSIONADOS. |
| ríos 50-150. | marit. arrastre 100-200. | |
| propag. mareas 500-1500. | marit. azolve 50-125. | |

Otra limitación es la rugosidad. La rugosidad mínima es de 0.009 (concreto perfectamente pulido).

- cuando la rugosidad es menor que el valor anterior se ocurre entonces: CAMBIAR LA PENDIENTE. DISTORSIONAR EL MODELO.

$$n_e = \frac{R_e^{2/3} S^{1/2}}{V_e} ; S_e = \frac{n_e^2}{L_e^{1/3}}$$

esto aunque si es distorsión, no es propiamente lo que se llama distorsión.

La distorsión propiamente tiene como fin.

- 1º aumentar la rugosidad del modelo.
- 2º poder representar convenientemente a los tirantes.

$$\Delta = \frac{L_e h}{L_e v}$$

$$A_e = L_e h \cdot L_e v$$

$$V_e = L_e^{1/2} L_e v$$

$$V_e = L_e^{1/2} \text{ de la condición de Froude.}$$

$$Q_e = A_e V_e = L_e h L_e v^{3/2}$$

$$S_e = \frac{L_e v}{L_e h} = \frac{1}{\Delta}$$

$$T_e = L_e h \cdot L_e v^{-1/2}$$

$n_e \Rightarrow$ puede obtenerse de algunas fórmulas de fricción para canales, como la fórmula de Chezy, de Manning o la de Keulegan.

para el caso particular de una sección rectangular.

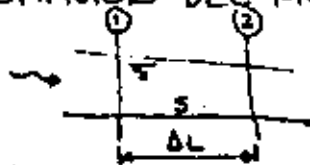
$$n_e = \frac{K L_e v}{L_e h^{1/2}}$$

$$K = \frac{1 + 2H_p/B_p}{1 + 2H_p/B_p} \cdot K^{2/3} L_e v^{2/3}$$

$\frac{P}{B_p}$

$\frac{m}{B_m}$

CALIBRACION DEL MODELO.



$Q = cte$.
mediante la compuerta se logra $d_1 = d_2$.
se valía $V = Q/A$.

de la fórmula de Manning se despeja "n".

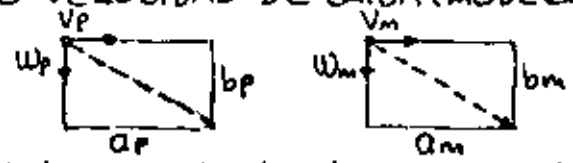
APARATOS DE MEDICION.

- a) Elementales. vertedores, limnómetros, equipo fotográfico, micromolinetes.
- b) Electrónicos.

MODELOS FLUVIALES DE FONDO MOVIL.

- Objetivos.
 - * Reproducir el movimiento del material del fondo y del agua.
 - * Rugosidad del fondo = f(mov. y dimensiones de las partículas).
- METODOS PARA ENCONTRAR LAS RELACIONES ENTRE LAS ESCALAS.
- * Velocidad de caída, o el de inicio de movimiento (toman en cuenta el comportamiento individual de una partícula de fondo).
 - * Einstein y Chien, o el basado en la gráfica de Shields (toman en cuenta el comportamiento del conjunto de las partículas).
 - * Altunin o el de Blench (toman en cuenta al cauce del río en conjunto, su evolución y características actuales).

METODO VELOCIDAD DE CAIDA (MODELOS DE EROSION LOCAL).



$U_p \Delta t = a_p$ dividiendo y despejando $a_p = \frac{b_p U_p}{W_p} \dots (a)$
 $W_p \Delta t = b_p$

$a_m = \frac{b_m V_m}{W_m} \dots (b)$

→ modelos no distorsionados.
 dividiendo (a)/(b) y se toma en cuenta $\frac{a_p}{a_m} = \frac{b_p}{b_m} = Le$
 se llega a: $We = Ve$

Por ser escurrimiento a cielo abierto, deberá cumplir se la condición Froude $1/2$
 $Ve = Le^{1/2}$ ∴ $We = Le$ ← se logra
 cono $\left\{ \begin{array}{l} \text{densidad menor de las} \\ \text{granos.} \\ \text{diámetros más peque-} \\ \text{ños.} \end{array} \right.$

$W^2 = \frac{4}{3} \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \frac{g D}{C D}$

$Re = \frac{W D}{\nu} < 0.1$



$C_D = \frac{W^2}{g D} = \frac{W D}{\nu} \rightarrow$ escalando la expresión.

$W = \frac{1}{18} \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \frac{g D^2}{\nu}$

para igual densidad

$D_m = \frac{D_p}{Le^{1/4}}$

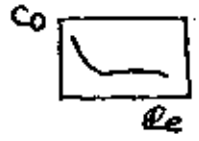
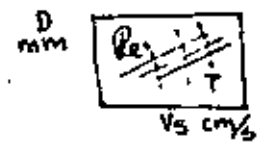
para igual diámetro

$\gamma_{sm} = \frac{(\gamma_s - \gamma)_e}{Le^{1/2}} + \gamma_m$

$2^{\circ} Re > 0.1$

$We = Le^{1/2}$

o con



→ modelos distorsionados.

Si el modelo es distorsionado
 $\frac{a_p}{a_m} = \frac{b_p U_p W_m}{b_m V_m W_p} \Rightarrow We = \frac{Le v}{Le h}$

Las restantes escalas.

$Q_e = Le^{3/2} L_v h$; $A_e = Le L_v h$; $ne = \gamma_e^{2/3} Le^{-1/2}$; $Se = 1/\Delta$

$Te = Le h Le^{1/2}$

conocida We se escoge el material adecuado.

$1^{\circ} Re < 0.1$ se procede igual que los modelos no dis-

* para igual densidad $D_m = D_p \frac{Le h^{1/2}}{Le v^{3/4}}$ torsionados.

si además $D_m = D_p Le^{2/3} = Le v^{1/2} \Delta = Le h^{0.333}$
 $D_m = D_p \frac{\Delta}{Le^{1/4}}$

D_m son menores si < 1 Δ pequeña.

D_m son mayores si > 1 Δ grande.

* mismo diámetro pero \neq densidad.

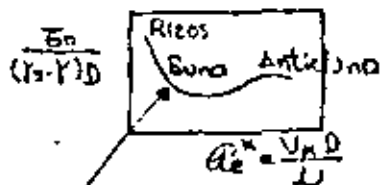
$\gamma_{sm} = \frac{(\gamma_s - \gamma)_e}{Le v^{1/2}} + \gamma_m$

CONCLUSION: con la teoría velocidad de caída permite construir modelos con distorsión o sin ella utilizar el mismo material o diferente densidad y que los D_m sean menores o mayores que D_p .

con el criterio no se conoce Q_s .

METODO DE LA CURVA DE SHIELDS.

El método está basado en la curva de Shields.



La base del método es - hacer los parámetros de Shields iguales en modelo que en prototipo.

curva de Shields inicio de mov.

DE EXPERIENCIAS.

→ No se requiere que lo que resulta en modelo sea igual que en prototipo basta con que se produzca el mismo tipo de configuración puesto que el estado del fondo debe ser el mismo caso, se puede concluir:

$$n_{be} = n_{be}'' = n_{be}'''$$

total mat. ondulaciones.

$$n_{be} = De^{1/6}$$

→ Relaciones entre las escalas.

$$r_e = k Lev$$

$$* V_e = \frac{1}{n_e} r_e^{2/3} S^{1/2}$$

$$Lev^{1/2} = \frac{1}{n_e} r_e \frac{Lev^{1/2}}{Leh^{1/2}} \Rightarrow$$

$$n_e = \frac{r_e^{2/3}}{Leh^{1/2}} = De^{1/6} \dots \textcircled{a}$$

$$* \frac{E_e}{(k_s - r)_e De} = 1$$

$$\frac{r_e Se Se}{(k_s - r)_e De} = 1 \quad \text{si} \quad \left(\frac{k_s - r}{r}\right)_e = \alpha_e ; \quad Se = \frac{Lev}{Leh}$$

$$\frac{r_e Lev}{\alpha_e De Leh} = 1 \dots \textcircled{b}$$

$$* Re = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \frac{D}{\nu} = \frac{\sqrt{8RS} D}{\nu}$$

$$\text{como } Re^* = 1 \Rightarrow$$

$$\frac{r_e Lev}{Leh} De^2 = 1 \dots \textcircled{c}$$

al hacer $De = 1$
 $\therefore r_e = f(Lev; Leh)$ setiene un sistema de 3 ecuaciones.
 $= k Lev \quad Lev, Lev, De, \alpha_e$

Resolviendo simultáneamente las ecuaciones.

①, ② y ③ nos conducen a:

1- si el problema se trata de un modelo indistorsión, las ecuaciones nos conducen a:
 de ① $Le = De$
 de ② $Le = \alpha_e De$
 de ③ $Le = De^2$
 se satisfacen si todas las escalas son iguales a 1; modelo = prototipo.
 por lo cual el modelo debe ser distorsionado.

2- MODELO DISTORSIONADO.

$$\left. \begin{aligned} De &= \alpha_e^{-1/3} \\ Leh &= \alpha_e^{2/3} \\ Lev &= \alpha_e^{1/6} \\ \Delta &= \alpha_e^{1/2} \end{aligned} \right\} \text{se deduce que no es posible utilizar material de igual densidad ya que nos conduce a:}$$

$$De = Leh = Lev = \Delta$$

$$\therefore \alpha_e < 1$$

al escoger α_e se tiene un grado de libertad.
METODOS QUE TOMAN EN CUENTA EL CAUCE EN CONJUNTO.

Altunin. $\frac{\rho^m}{k} = d ; \quad m = 0.72 \left[\frac{D(k_s - r)}{r d S} \right]^{0.1}$

1ª Condición m, k iguales en modelo y prototipo.
 como $m = f(r_s, r, d, S, D)$ su valor varía entre 0.5 y 1.0 siendo el más común 2/3.
 $\therefore de = Le^m$

2ª Condición $\frac{De \left(\frac{k_s - r}{r}\right)_e}{de Se} = 1$

3ª Condición FROUDE $Ve = Lev^{1/2}$
 4ª Condición CHEZY $V = C \sqrt{RS}$
 $\frac{Ce de^{1/2} Se^{1/2}}{Ve} = 1$

5ª Condición: escalas complementarias.
 $Se = \frac{Lev}{Leh} = \frac{1}{\Delta^{3/2}}$

6ª Condición $Q_e = Leh Lev^{3/2}$

7ª Condición $te = Leh Lev^{-1/2}$

8ª Condición $\Delta_e = \frac{Q_e}{Ve} = Leh Lev$

$m, Lev, Leh, De, \alpha_e, Se, Ve, Ce, Q_e, te$

\therefore setienen 8 ecuaciones y 10 escalas por satisfacer.
 \therefore el método permite dos grados de Libertad.

Leh, α_e



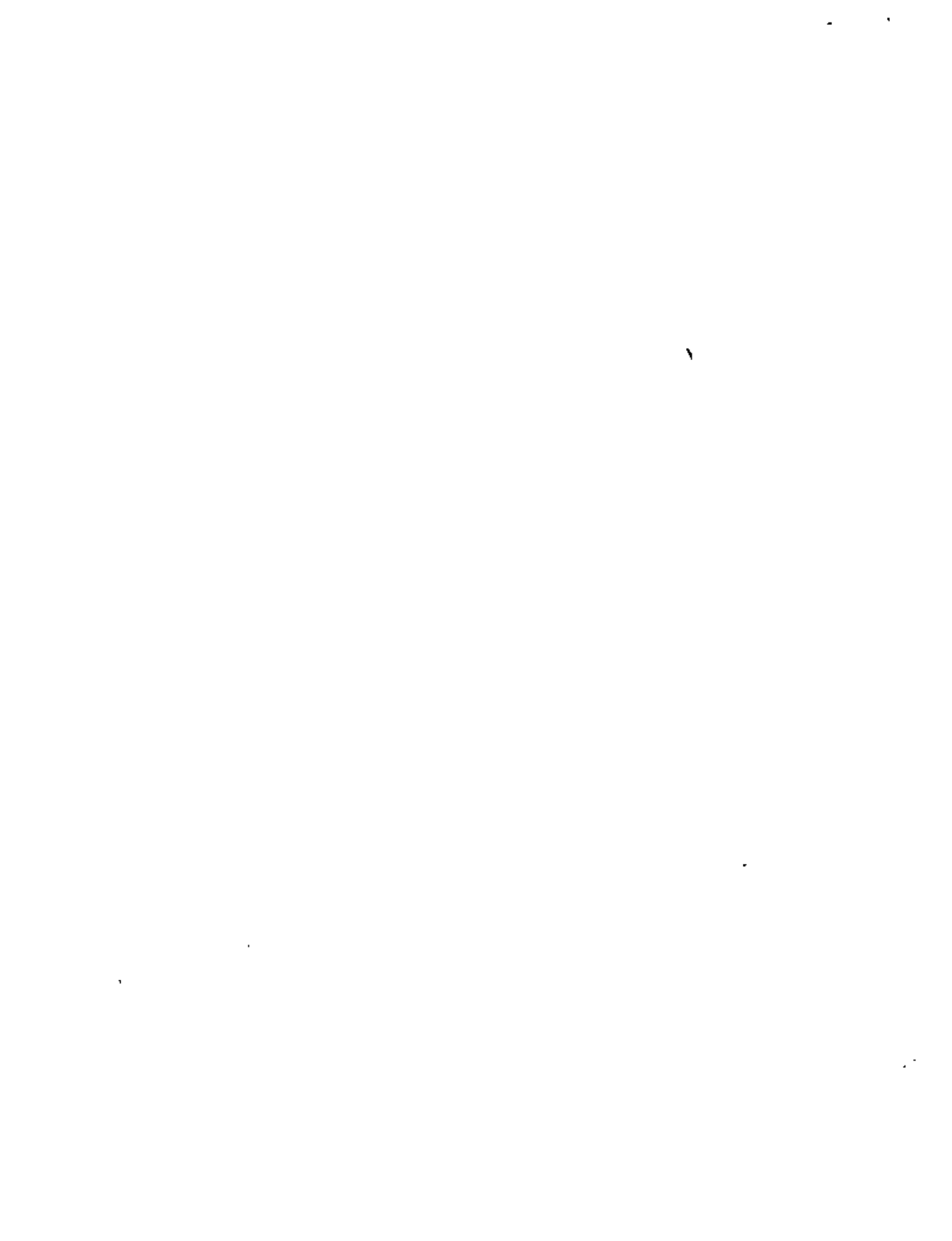
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

LABORATORIO DE MATERIALES Y CONTROL DE
CALIDAD

ING. JOSE LUIS TEMAN P.
AGOSTO DE 1978.



CAMINOS Y AEROPISTAS

Calidad de los materiales que se emplean en su construcción, ^{To} tomando en cuenta que la principal función de la red de caminos de las zonas de riego es permitir el tránsito de los vehículos en cualquier época del año, ya sea para el transporte de la producción o bien para la operación, y si a lo cual se añade que estos caminos solo se construyen hasta nivel de la capa de revestimiento, misma que servirá de superficie de rodamiento, se puede deducir la importancia que guarda el que la calidad de los materiales empleados en su construcción, principalmente los del revestimiento, sea la adecuada.

Ahora bien en una pista de aterrizaje debe tomarse en cuenta que una inadecuada calidad de los materiales, puede ocasionar un accidente en que vaya de por medio la vida humana, además de unas fuertes pérdidas económicas.

Por lo anterior, se hace énfasis en que para la construcción de caminos y aeropistas se utilicen materiales que cumplan con las normas de calidad, lo cual sólo se logrará con estudios de laboratorio completos.

MATERIAL PARA TERRACERIAS

Cuerpo del terraplén.- Siendo este el elemento ~~del camino~~ que aporta el mayor volumen y estando protegido por las capas superiores que absorben en gran medida las cargas impuestas por el tránsito además de que le proporcionan drenaje, en su construcción se puede emplear prácticamente cualquier material, quedando excluidos ~~para los caminos~~ aquellos suelos altamente orgánicos-tales como las turbas; asimismo quedan excluidos los limos y arcillas de alta plasticidad tanto de origen orgánico como inorgánico (MH, CH y OH) cuyo límite líquido sea superior a 100 por ciento (ver anexo No. 1); sin embargo, como se verá posteriormente, la calidad del material de una capa influye directamente en el espesor que deben tener las capas que la suprayacen, para absorber las cargas impuestas por el tránsito, por lo que la elección de un material en particular, para la formación de las terracerías (cuerpo del terraplén y capa subrasante) debe tomar en cuenta como influye esto en el aspecto económico.

Capa subrasante.- El que esta última capa de las terracerías sirva de transición entre el cuerpo del terraplén y la capa de revestimiento, así como de cimentación de esta última, obliga a que el material que se emplee en la construcción de dicha capa subrasante tenga características adecuadas para tal fin y no obstante que en principio se puedan emplear los mismos suelos que para el cuerpo de terraplén, su limitante es que su valor C.B.R. no sea inferior a 5 por ciento y su expansión no sea mayor a 5 por-

ciento; en el caso de aeropistas además de que el material de la capa subrasante cumpla con lo anterior no se deberá usar limo y arcillas de alta plasticidad, ya sean de origen orgánico o bien de origen inorgánico (CH, MH y OH).

Además de los suelos ya indicados como materiales no aptos para la construcción de la capa subrasante, se excluyen también aquellos materiales que no entran en la clasificación de los suelos según el sistema unificado (SUCS) (ver anexo No. 1).

Como ya se indicó en el inciso anterior una baja calidad del material de una capa afecta directamente en el espesor requerido para un cierto volumen de tránsito de las capas superiores, y en el caso de la capa subrasante esto se verá reflejado directamente en el espesor del revestimiento, material que por lo general es el más costoso de los que componen la estructura del camino.

MATERIALES PARA LA CAPA DE REVESTIMIENTO

La función principal de la capa de revestimiento es proporcionar en cualquier época del año una superficie adecuada para el tránsito de los vehículos, por lo que es importante que la calidad de los materiales que se empleen en su construcción, sea la apropiada para tal fin, en consecuencia un material de revestimiento debe de ser estudiado exhaustivamente a fin de verificar que se ajusta a los requerimientos de calidad para este tipo de materiales.

Los materiales apropiados para la construcción de esta capa son los suelos denominados gruesos (gravas y arenas), siendo los que presentan mejores cualidades para revestimiento aquellos que según S.U.C.S. se denominan SM y GM (arenas y gravas con contenidos apreciables de limo), en virtud de que la parte gruesa de ellos proporciona el valor C.B.R. necesario y la parte fina la "cementación" requerida para evitar la disgregación del material.

No obstante que en los caminos de las zonas de riego el volumen de tránsito es muy bajo, aun en temporadas de cosecha, y que las velocidades de operación también son bajas, es necesario que la granulometría de los materiales del revestimiento sea adecuada en cuanto al tamaño máximo de las partículas : contenido de las partículas de la fracción grava del suelo, ya

que la ausencia de un material que las aglutine (asfalto o cemento) permite que sean extraídas por el paso de los vehículos, provocando con ésto la formación de baches y aun en casos extremos el total desplazamiento del material y consecuentemente el afloramiento del material de la capa subrasante, que por lo general es inadecuado para transitar por él en temporada de lluvias.

Si por el contrario se tiene un exceso de material fino plásticos ésto puede provocar una superficie derrapante cuando esté mojada.

En el anexo No. 4 se señalan las normas de calidad que debe cumplir un material de revestimiento y aunque existen materiales naturales que reúnen estas características ésto no es usual, por que generalmente se requiere mezclar dos suelos a fin de tener un adecuado material de revestimiento. En el anexo No. 5 se indica el procedimiento para efectuar el diseño de mezcla de dos materiales.

| TIPO | SUB-TIPOS | DIMENSIÓN DE GRUPO | CARACTERÍSTICAS PARA SU ACOMODO | PRUEBAS ESPECÍFICAS PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS PESOS VOLÚMICOS SECCS MÁXIMOS. | | RECOMENDACIONES PARA SU USO | |
|--------------------|---|--------------------|---|---|--------------------------------------|---|---|
| | | | | | | CUERPO DEL TERRAPLEN | CAPA DE ENMENDANTE EN TERRAPLENES Y SORTEAS |
| FRAGMENTOS DE ROCA | GRANDES
MAYORES DE 75cm.
Y
MENORES DE 2m | Fg | Susceptibles de acomodarse por banda con tractor y/o con el equipo de construcción. | | | Pueden utilizarse en todo el cuerpo del terraplén, acomodándose en su posición más estable, entendiéndose que el simple volteo no constituye un acomodo adecuado. | NO DEBEN USARSE |
| | MEDIANOS
MAYORES DE 20cm.
Y
MENORES DE 75cm. | Fm | Susceptibles de acomodarse por banda con tractor y/o con el equipo de construcción. | | | Pueden utilizarse en todo el cuerpo del terraplén, tendiéndose en capas del espesor mínimo que permita el tamaño de los fragmentos mayores. | NO DEBEN USARSE |
| | CHICOS
MAYORES DE 7.5cm.
Y
MENORES DE 20cm. | Fc | Susceptibles de acomodarse por banda con tractor y/o con el equipo de construcción. | | | Pueden utilizarse en todo el cuerpo del terraplén tendiéndose en capas del espesor mínimo que permita el tamaño de los fragmentos mayores. | NO DEBEN USARSE |
| SUELOS | GRUENOS | GRAVAS | GW | Susceptibles de compactarse con equipo especial. | Forlar
Porlar
Porlar
Porlar | | |
| | | | GP | | | | |
| | | | GM | | | | |
| | | | GC | | | | |
| | ARENAS | SW | Porlar | 95% de Compactación | | | |
| | | SP | Porlar | | | | |
| SM | | Porlar | | | | | |
| FINOS | LÍMITE LÍQUIDO MENOR DE 50 | ML | Porlar para $lp < 4$ | 90% de Compactación | | | |
| | | CL | Proctor SOP para $lp > 4$ | | | | |
| | | OL | Proctor SOP | | | | |
| | LÍMITE LÍQUIDO MAYOR DE 50 | MH | Proctor SOP | 95% de Compactación en carreteras, Aeropistas no deben usarse. | | | |
| | | CH | Proctor SDP | | | | |
| | | OH | Proctor SDP | | | | |

En la falta de equipo en que por su baja capacidad no este bien definido la prueba que debe aplicarse para determinar el peso volumétrico seco máximo, se efectuaron los pruebas Proctor S&H y Proctor W. optando por aquella que de un peso volumétrico seco máximo más alto.

El proyecto deberá especificar aquellos casos en que no sea posible contar por decenas, toda o parte del terraplén. Las masas de fragmentos de roca y suelos, en que predominan estos, podrán en algunos casos usarse, sin sujeción de compactación con equipo especial, cuando no pueda determinarse el grado de compactación. En o sólo podrá hacerse en el campo del terraplén y el proyecto fijará el procedimiento a seguir en esos casos.

C.R.P. (Máximo) % * * *
CAMINOS B
ACCIDENTALES. B

* VER ANEXO Nº 2
** VER ANEXO Nº 3

DETERMINACION DEL PESO VOLUMETRICO MAXIMO EN SUELOS
CON AGREGADOS GRUESOS HASTA DE 2.54 cm (1")

PROBETA PROCTOR.

1.- OBJETO DE LA PRUEBA.

- a) Determinar el peso volumétrico máximo que puede alcanzar un material con un procedimiento definido de compactación, así como la humedad óptima a la que se obtiene dicha compactación.
- b) Obtener el grado de compactación alcanzado por el material durante la construcción, relacionando el peso volumétrico determinado en el lugar con el peso volumétrico máximo obtenido en esta prueba.

2.- GENERALIDADES

El tipo de compactación de carga estática, que se aplica en la prueba puede compararse en forma hasta cierto punto relativa con el tipo de compactación que se obtiene con los rodillos lisos ó neumáticos y en general con la de cualquier equipo que compacte el suelo de arriba hacia abajo.

3.- LIMITACION DE LA PRUEBA

Esta prueba está limitada a los suelos que pasen totalmente por la malla de 1". Deberá efectuarse también en los suelos finos en que la prueba Proctor S.R.H. no puede verificarse, es decir en las arenas de río o de mina, arenas producto de trituración, tezontles francamente arenosos y en general en todos los materiales que carezcan de cementación.

4.- EQUIPO DE PRUEBA

Un molde cilíndrico de compactación de 15.25 cm (6") - de diámetro interior y 20.32 cm (8") de altura, provisto de una base con dispositivos para sujetar el cilindro.

Una máquina de compresión con capacidad mínima de 40 - ton y 100 kg de aproximación.

Una varilla metálica de 1.9 cm de diámetro (3/4") y - 30 cm de longitud con punta de bala, para el picado del material en el molde.

Una placa circular para transmitir la carga, con diámetro de 15 cm ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro, que pueda adaptarse al vástago que transmite la carga al material (anexo No. 1).

Una malla de (1") 25.4 milímetros.

Una malla del No. 4

Una balanza de 10 kg de capacidad mínima y sensibilidad de 1 g.

Una balanza de sensibilidad de un centésimo (0.01) de - gramo.

Cápsulas para determinación de humedad.

Un horno que mantenga temperatura constante entre 100° y 110° C.

Charolas de lámina galvanizada.

Una probeta graduada de (500) quinientos centímetros cúbicos.

Una probeta graduada de (1000) mil centímetros cúbicos.

Una regla metálica de 15 cm graduada en mm ó un vernier.

5.- PREPARACION DE LA MUESTRA

La muestra para efectuar ésta prueba deberá pesar aproximadamente 16 kg y se secará puesta al sol ó bien en charolas de lámina en un horno a temperatura de 40 a 50° C.

Debe ponerse especial atención a que el secado de la muestra no se haga a temperaturas elevadas, para evitar una alteración de la plasticidad, lo cual conducirá a resultados erróneos en las pruebas a que se va a sujeta posteriormente el material.

Cuando la muestra llegue al Laboratorio con una humedad que permita su disgregación, no será necesario someterla al proceso de secado anteriormente indicado.

Inmediatamente después del secado, cuando lo requiere el material, se procederá a la disgregación de la muestra separando los diferentes tamaños que lo forman para que pueda ser mezclada uniformemente y cuarteada posteriormente, obteniendo porciones representativas de la misma para efectuar en ellas las diferentes pruebas a que va a ser sometido el material.

En materiales no cohesivos esta separación es fácil de efectuar no así en el caso de materiales granulares cementados ó en el de rocas alteradas en donde el mate-

rial va reduciéndose de tamaño a medida que avanza el proceso de disgregación hasta quedar reducido a polvo - al terminar el proceso.

En estos casos se debe decidir hasta donde se lleva el proceso de disgregación de acuerdo con el uso a que va ser destinado el material y el equipo y procedimiento de construcción que van a ser empleados.

Para efectuar la disgregación de la muestra, se utiliza un mazo de madera de forma de prisma cuadrangular de las siguientes dimensiones:

Altura 15 cm y base 10 cm por lado, debiendo tener el mango en la cara posterior a la base. El peso del mazo debe ser de 1 kg aproximadamente.

El mazo deberá estar forrado en su base por una cubierta de cuero ó baqueta, sujeta a los lados del mazo por medio de clavos y además deberá colocarse un cincho de fleje debidamente clavado (fig. No. 1).

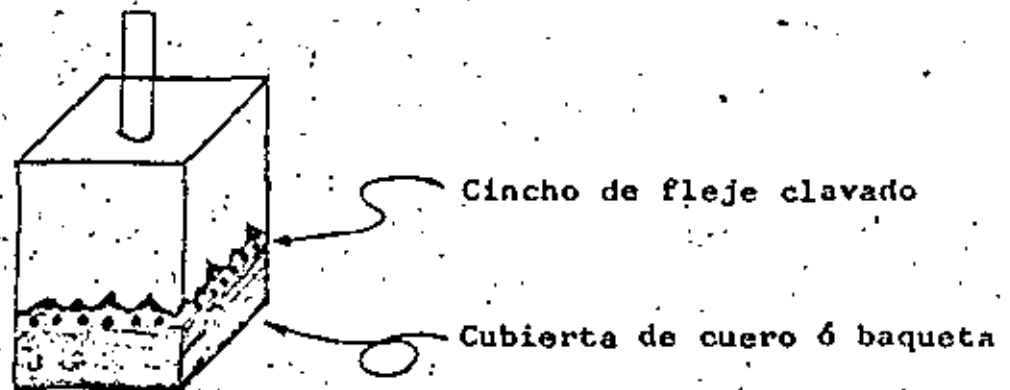


FIGURA No. 1

La disgregación del material deberá hacerse en una charola de lámina.

El mazo deberá caer verticalmente sobre el material y la altura de caída no deberá exceder de 20 cm. La forma de proceder es la siguiente:

Deberá primero cribarse todo el material a través de la malla No. 4. El material retenido se cribará nuevamente por la malla de 2" golpeando con el mazo el material retenido en la malla hasta obtener partículas que ya no sean disgregables. El material ya macedo se cribará por la malla de 2" juntándose el material que pasa la malla con el obtenido en la primera operación de cribado a través de la misma malla. Se repetirá esta misma operación de cribado a través de la malla de 1", macedo el retenido etc. y repitiendo el procedimiento empleando, la malla de 3/8" y la malla No. 4, se combinan finalmente todos los productos obtenidos en estas operaciones para constituir la muestra que va a ser mezclada y cuarteada en la siguiente etapa de preparación de la muestra.

De la muestra ya disgregada deberán tomarse por cuarteo las diferentes porciones necesarias para efectuar las pruebas.

Dichas porciones deberán ser todas ellas representativas de la muestra original.

Es conveniente hacer hincapié en la importancia tan grande que tiene el hecho de que las porciones de las muestras con las que van a efectuarse las diversas pruebas que sirven para juzgar la calidad del material, sean verdaderamente representativas de ella, pues de otra manera se tendrían datos erróneos que conducirán a un falso conocimiento del material que va a ser ensayado.

El procedimiento para efectuar el cuarteo puede verse -

en el Manual de Mecánica de Suelos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Una vez lograda la desagregación de los grumos, la muestra se tamiza por la malla de 1". Se toman porciones representativas de 4 kg del material que pase la malla de 1" para las determinaciones que se indican a continuación.

6.- PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA.

La humedad óptima de compactación es la humedad requerida por el suelo para alcanzar su peso volumétrico seco máximo cuando es compactado con una carga unitaria de 140.6 kg/cm².

Para obtener el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima se sigue el procedimiento que a continuación se expone:

Se incorpora cierta cantidad de agua, cuyo volumen se anota, a los 4 kg de material preparado de acuerdo con el inciso 5 (fotografía No 2 y 3) y una vez lograda la distribución homogénea de la humedad, se coloca en tres capas dentro del molde de prueba y a cada una de ellas se le dan 25 golpes con la varilla metálica (fotografía No 4 y 5). El varillado no debe interesar más que una sola capa cada vez.

Al terminar la colocación de la última capa se compacta el material aplicando carga uniforme y lentamente hasta alcanzar la presión de 140.6 kg/cm² en un tiempo de 5 minutos la que debe mantenerse durante un (1) minuto e inmediatamente hacer la descarga lentamente en el siguiente minuto (fotografía No. 6). Si al llegar a la carga máxima no se humedece la base del molde, la humedad del espécimen es inferior a la óptima.

A otra porción de 4 kg de material se le adiciona una cantidad de agua igual a la del espécimen anterior más 80 c.c. y se repite el proceso descrito. Si al aplicar

la carga máxima se observa que se humedece la base del molde por haberse iniciado la expulsión de agua, el material se encuentra con una humedad ligeramente mayor que la óptima de compactación.

Para fines prácticos es conveniente considerar que el espécimen se encuentra con su humedad óptima cuando se inicia el humedecimiento de la base del molde, siendo esta humedad la adecuada para efectuar la compactación.

Se determina la altura del espécimen, restando la altura entre la cara superior de éste y el borde del molde, de la altura total del molde y con este dato se calcula el volúmen del espécimen (fotografía No. 7).

Se pesa el espécimen con el molde de compactación y se calcula el peso volumétrico húmedo con la siguiente fórmula

$$\gamma_w = \frac{P_i - P_t}{V}$$

DONDE: γ_w = Peso volumétrico húmedo en kg/m³

P_i = Peso del espécimen húmedo + peso del molde en gramos.

P_t = Peso del molde en gramos

V = Volúmen del espécimen en lt

Se extrae el espécimen del molde y se pone a secar, teniendo cuidado de no perder material en la manipulación, a una temperatura constante de 100 a 110° C - hasta peso constante. Se deja enfriar el material y se pesa nuevamente para calcular la humedad con la siguiente fórmula:

$$w = \frac{P_1 - P_0 - P_2}{P_3} \times 100$$

DONDE: w = Contenido de humedad, en por ciento

P_3 = Peso del material seco en gramos

El peso volumétrico seco se calcula con la fórmula:

$$\gamma_s = \frac{w}{100 + w} \times 100$$

DONDE: γ_s = Peso volumétrico seco en kg/m³.

La humedad puede determinarse también mediante un testigo tomado del espécimen.

En caso de que en la segunda determinación no se humedezca la base del molde al aplicar la carga máxima, se prepara una nueva muestra incrementando la cantidad de agua en 80 cc con respecto a la cantidad empleada anteriormente y se repite el proceso de compactación.

Este mismo proceso de la prueba se continúa hasta lograr que se inicie el humedecimiento de la base del molde.

DETERMINACION DEL PESO VOLUMETRICO EN EL LUGAR

La prueba consiste en excavar una cala (pozo) en el terraplén; para materiales finos que pasen por la malla No. 4, de quince (15) centímetros de diámetro ó de lado y quince (15) centímetros de profundidad ó profundidad igual al espesor de la capa de suelo.

Para materiales con agregado grueso hasta de 2.54 cm (1") la cala será; veinticinco a treinta (25 y 30) centímetros de diámetro ó de lado y veinte (20) centímetros de profundidad ó profundidad igual al espesor de la capa de suelo.

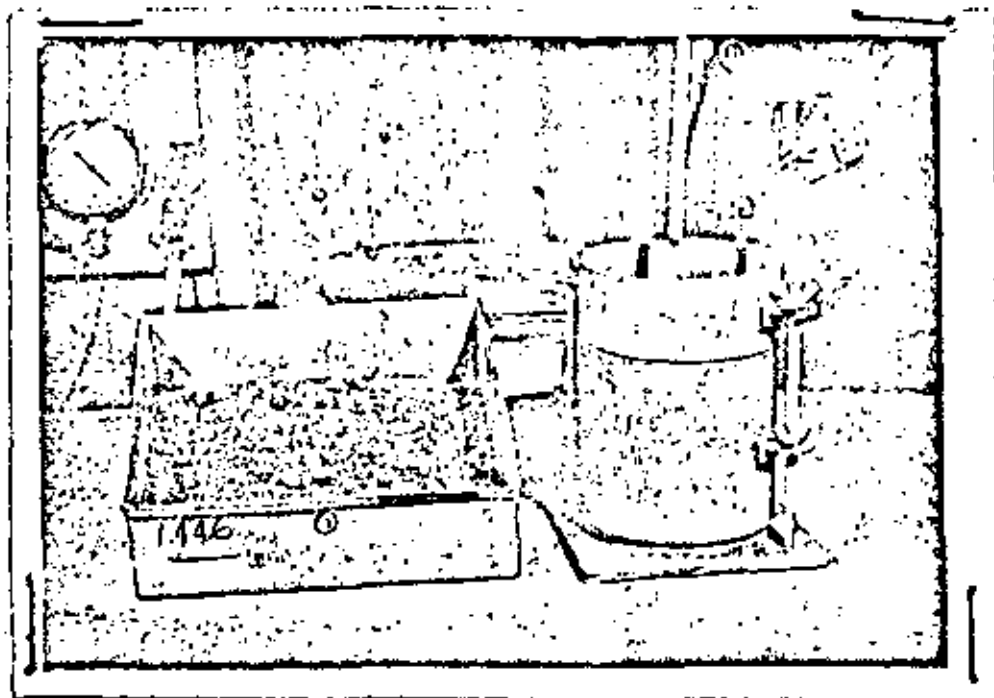
Cuando se pretenda determinar el peso volumétrico en el lugar de un material que contenga partículas mayores de 2.54 cm (1") será necesario hacer la determinación únicamente del peso volumétrico del material menor del tamaño indicado. En este caso todo el material extraído de la excavación deberá cribarse por la malla de 2.54 mm (1") y el retenido deberá colocarse dentro de la arena al tiempo que se vaya vaciando ésta dentro de la excavación. En esta forma quedará cubicado el volumen del material que pasa la malla ya mencionada. Esta porción deberá pesarse para calcular el peso volumétrico, al mismo tiempo se determinará el contenido de agua del material.

El peso volumétrico seco se calcula, dividiendo el peso de los sólidos secos contenidos en la cala entre el volumen de la misma.

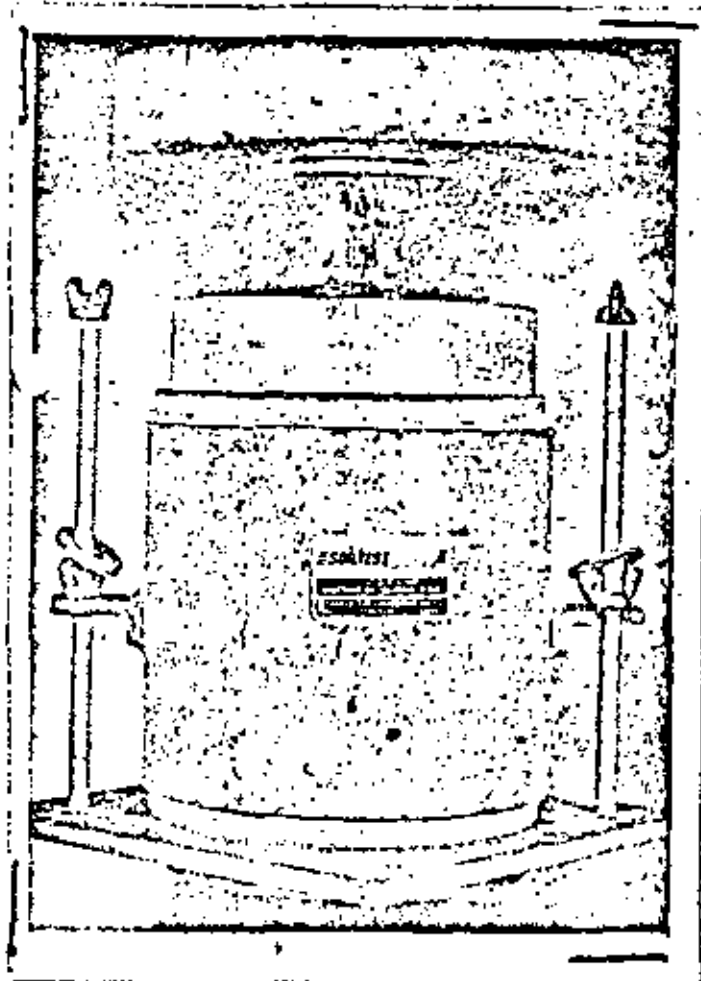
El volumen de la cala puede determinarse con arena de Ottawa, que pasa la malla No. 20 (0.84 mm) y es retenida en la malla No. 30 (0.59 mm) ó cualquier arena uniforme de granos redondeados cuya granulometría sea parecida a la arena de Ottawa.

OFICINA DE NORMAS Y CONTROL
DE CALIDAD.

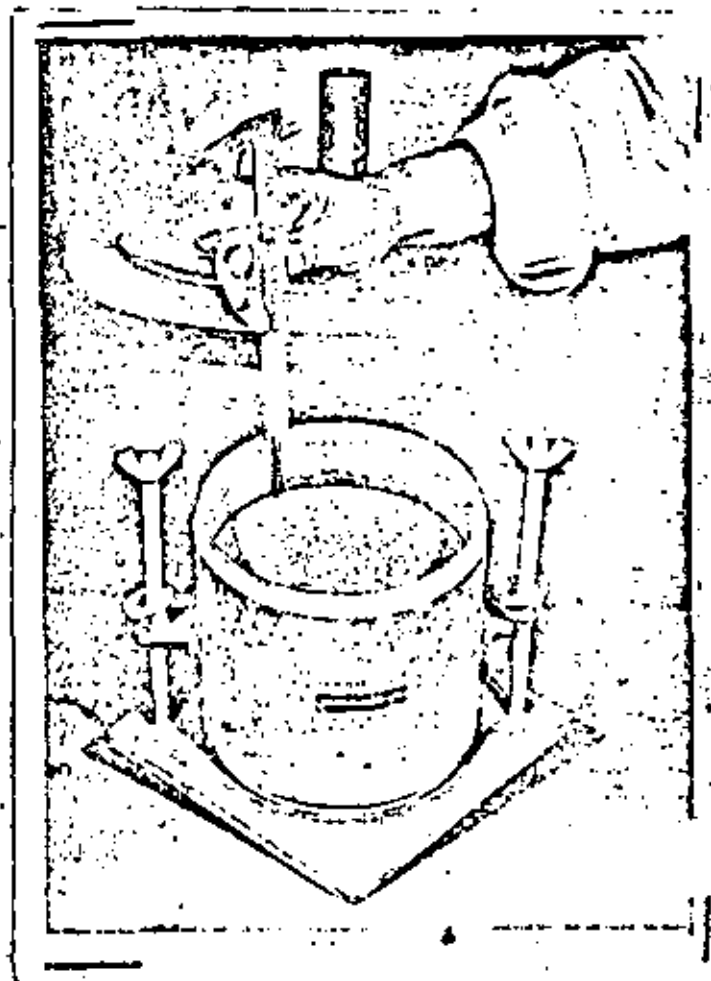
México, D. F., Septiembre de 1971.



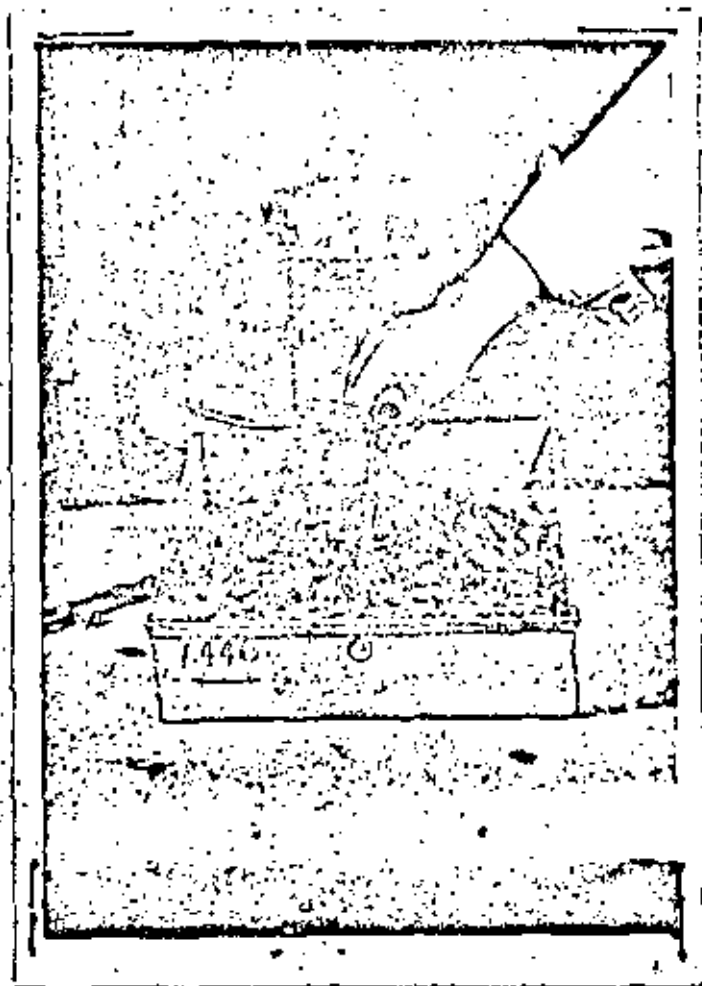
Fotografía N° 5
ACOMODANDO EL MATERIAL CON LA VARILLA DE ACERO



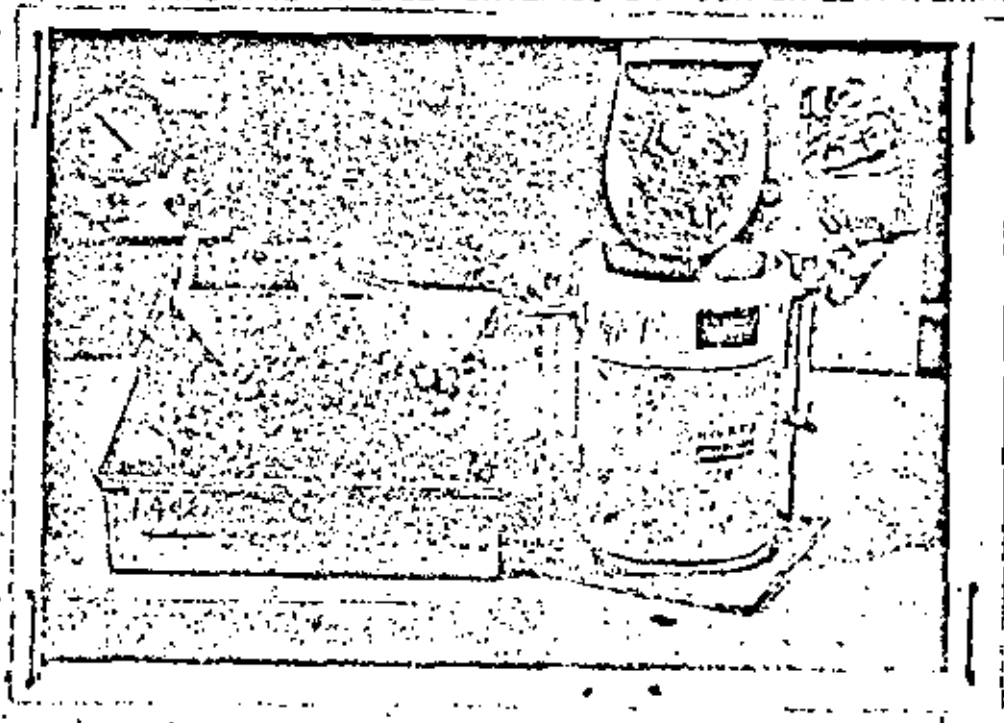
Fotografía N° 6
COMPACTANDO EL MATERIAL POR MEDIO
DE LA PRENSA



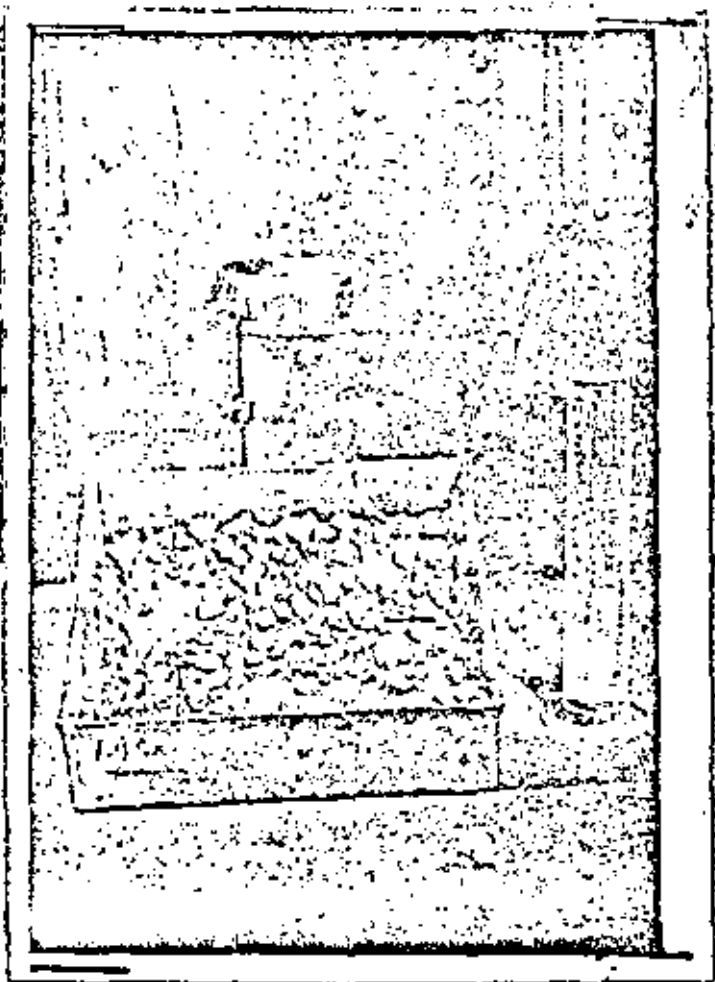
Fotografía N° 7
MIDIENDO LA ALTURA DEL MATERIAL PARA
DETERMINAR SU PESO VOLUMETRICO



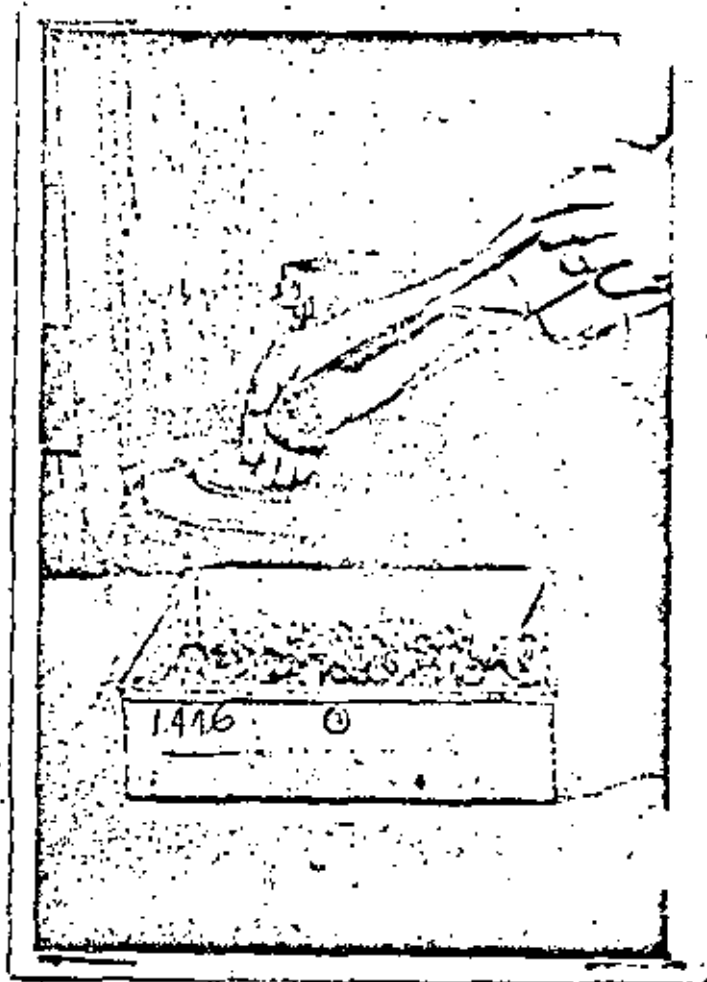
Fotografía N° 3
UNIFORMIZANDO EL CONTENIDO DE AGUA EN EL MATERIAL



Fotografía N° 4
COLOCANDO EL MATERIAL EN EL CILINDRO PORTER

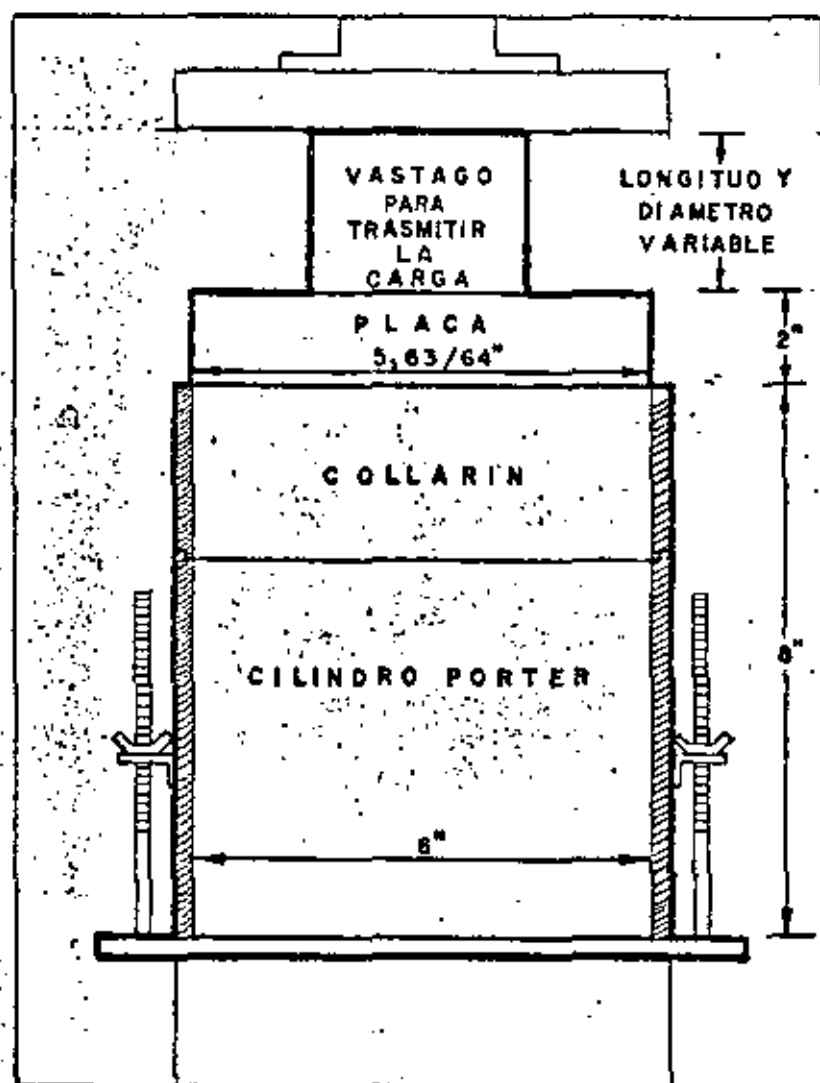


Fotografía N° 1
EQUIPO Y MUESTRA PREPARADA



Fotografía N° 2
AGREGADO AGUA AL MATERIAL

PRENSA PARA PROBAR CILINDROS



USO DEL CILINDRO PORTER ADAPTADO A UNA PRENSA
PARA PROBAR CILINDROS DE CONCRETO

ANEXO Nº 1

PRUEBA PARA LA DETERMINACION DEL VALOR C.B.R. ESTANDAR

DEFINICION.-

C.B.R. (California Bearing Ratio) es el valor, expresado como porcentaje, resultante de dividir entre la carga estandar de 1,360 Kg, la necesaria para obtener una penetración de 2.54 mm con la aguja de penetración especificada en un espécimen de suelo compactado con una presión de 140.6 Kg/cm² y expandido al máximo mediante saturación.

La carga estandar de 1,360 Kg se definió como la necesaria para obtener la penetración de 2.54 mm en un espécimen elaborado con material producto de trituración.

I.- OBJETO DE LA PRUEBA.-

Determinar la calidad de los suelos empleados en la construcción de caminos, en función de su resistencia a soportar las cargas impuestas por el tránsito de los vehículos.

II.- EQUIPO DE PRUEBA.-

Un molde cilíndrico para compactación de 15.73 cm (6") de diámetro interior y 20.32 cm (8") de altura, provisto de una base con dispositivo para sujetar el cilindro y el collarín. (Fig. N° 1.- 1).

Una máquina de compresión con capacidad mínima de 30 ton y aproximación en las lecturas de 10 Kg para cargas bajas.

Una varilla metálica de 1.91 cm (3/4") de diámetro y 30 cm de longitud con punta de bala, para el acomodo del material en el molde.

Una placa metálica circular perforada con vástago desplazable colocado en el centro sobre el cual apoyará el pie del extensómetro (Fig. 1-2).

Una placa metálica circular para compactación con diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro, que pueda sujetarse a la cabeza de aplicación de la carga. (Fig. 1-3).

Un tripicé metálico para sostener el extensómetro durante la saturación. (Fig. 1-4).

Un tanque de 30 cm de altura, para la saturación de los especímenes.

Dos placas metálicas de carga con un diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro, con un orificio central de 5.2 cm de diámetro y un peso total de 4.5 Kg. (Fig. 1-5).

Un pistón cilíndrico para la prueba de penetración, con una sección de 19.35 cm² (3 in²), que pueda sujetarse a la cabeza de carga de la máquina (Fig. 1-6).

Un extensómetro de carátula, graduado en milosimos de pulgada, con carrera de una pulgada (Fig. 1-7).

Una malla de 4.76 mm (N° 4) y una malla de 25.4 mm (1").

Una balanza de 10 Kg de capacidad mínima y sensibilidad de 1 gr.

Una balanza con sensibilidad de 0.01 gr.

Cápsulas para determinación de humedad.

Un horno que mantenga temperatura constante hasta 110°C.

Charolas de lámina galvanizada.

Una probeta graduada de 1000 cc de capacidad.

Una probeta graduada de 500 cc de capacidad.

Hojas de papel filtro de 15.75 cm de diámetro.

III.- PREPARACION DE LA MUESTRA.-

La muestra para efectuar esta prueba deberá haber sido secada, disgregada y cuarteada de acuerdo con lo especificado en el Manual de Mecánica de Suelos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos. Cuando se ha logrado ya la disgregación de los grumos, se tamiza la muestra por la malla de 25.4 mm (1"). Si la muestra original contiene menos del 15 por ciento en peso de material que se retiene en la malla de 25.4 mm (1") debe utilizarse para la prueba el material que pasó la malla.

Cuando el retenido en la malla de 25.4 mm (1") exceda del 15 por ciento, será necesario sustituir este retenido por

una cantidad igual en peso de material pétreo que pase esta malla y se retenga en la malla de 4.76 mm (N° 4).

La cantidad necesaria de muestra para la prueba no deberá ser menor de 16 Kg de los cuales se tomarán por cuarteo -- porciones de 4 Kg para cada determinación.

IV.- PROCEDIMIENTO DE PRUEBA.-

Los pasos necesarios para verificar la prueba se detallan a continuación:

A) Obtención de un espécimen con el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima de laboratorio.

Se pueden presentar 2 casos dependiendo del tamaño y tipo de material:

- 1) Materiales cohesivos y que pasen totalmente la malla de 4.76 mm (N° 4) o cuando más tengan un retenido de 10 por ciento en esta malla pero que pasen totalmente la malla de 9.50 mm (3/4").

La determinación del peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima se efectuará por medio de la Prueba Proctor S.R.H., para mayor información sobre esta prueba se puede consultar el MANUAL DE MECANICA DE SUELOS DE LA S.R.H.

Una vez determinado el peso volúmetrico máximo y la humedad óptima, se reproduce en el molde Porter por medio de la prensa hidráulica. Efectuado esto se continuará con el punto B de este inciso.

- 2) Materiales no-cohesivos y que pasen totalmente la malla de 25.4 mm (1").

Para obtener el peso volúmetrico seco máximo y la humedad óptima de laboratorio se sigue el procedimiento que se señala a continuación:

Se incorpora cierta cantidad de agua, cuyo volumen se anota, a los 4 Kg de material preparado de acuerdo con el inciso III y una vez lograda la distribución homogénea de la humedad, se coloca en tres capas dentro del molde de prueba y a cada una de ellas se le dan 25 golpes con la varilla metálica. Al terminar la colocación de la última capa se compacta el material aplicando cargas uniformes y lentamente de modo de alcanzar la presión de 140.6 Kg/cm² en un tiempo de 5 minutos, la que se sostiene durante 1 minuto y se procede a descargar en otro minuto.

Si al llegar a la carga máxima no se humedece la base del molde, la humedad del espécimen es inferior a la óptima.

El proceso deberá repetirse el número de veces necesario para lograr con incrementos de 80 cc de agua, que se humedezca la base del molde. Cuando esto se logre, se seleccionará este espécimen para saturarlo (B) y verificar la prueba de penetración determinado con anterioridad su peso volumétrico seco máximo y humedad óptima.

Para mayor información sobre este paso del procedimiento se puede consultar el instructivo para la DETERMINACION DEL PESO VOLUMETRICO MAXIMO EN SUELOS CON AGREGADOS HASTA DE 2.54 mm (1").

- B) Al espécimen, reproduciendo al peso volumétrico máximo y compactado con la humedad óptima, se le coloca una hoja con papel filtro, la placa perforada y las placas de carga; se introducen en el tanque de saturación. Sobre los bordes se coloca el tripié con el extensómetro, anotándose la lectura inicial (Li) de éste. Se mantiene el espécimen dentro del agua (Fig. 2), debiendo efectuar lecturas cada 24 horas.

Cuando se observa que cesa la expansión deberá anotarse la lectura final (Lf) del extensómetro y sacar el molde con el espécimen para someter éste a la prueba de penetración.

El período de saturación varía por lo general entre 3 y 5 días.

C) Determinación de la expansión.

La diferencia de lecturas final e inicial del extensómetro, expresado en mm, se divide entre la altura (h) en mm, del espécimen antes de sujetarlo a la saturación y este cociente multiplicado por 100 expresa el valor de la expansión en por ciento.

$$\text{Por ciento de expansión} = \frac{L_f - L_i}{h} \times 100 \quad (1)$$

D) Determinación de las resistencias a la penetración.

Al molde con el espécimen que fué retirado del tanque de saturación, se le quitan el tripié y el extensómetro y con cuidado se acuesta sin quitar las placas dejándolo en esta posición durante tres minutos, para que escurra el agua. El espécimen con las placas perforadas se lleva a la prensa. El pistón para la prueba de penetración debe pasar a través de los orificios de las placas hasta tocar la superficie de la muestra; se aplica una carga inicial de 10 Kg, o inmediatamente después, sin retirar la carga se ajusta el extensómetro de carátula, para registrar el desplazamiento vertical del pistón (Fig. 3). Se procede a la aplicación lenta de cargas continuas con pequeños incrementos y se anota

tan las cargas correspondientes a cada una de las siete penetraciones indicadas en el cuadro siguiente:

| Penetración | En mm | En Pulgadas |
|-------------|-------|-------------|
| 1a. | 1.27 | 0.05 |
| 2a. | 2.54 | 0.10 |
| 3a. | 3.81 | 0.15 |
| 4a. | 5.08 | 0.20 |
| 5a. | 7.62 | 0.30 |
| 6a. | 10.16 | 0.40 |
| 7a. | 12.70 | 0.50 |

E) CALCULO DEL VALOR RELATIVO DE SOPORTE.- La carga registrada para la penetración de 2.54 mm, se debe expresar como un porcentaje de la carga estándar 1360 Kg, y si la prueba estuvo bien ejecutada, el porcentaje así obtenido es el valor del C.B.R. correspondiente a la muestra ensayada.

$$\text{C.B.R. en por ciento} = \frac{\text{carga correspondiente a la 2a lectura} \times 100}{1360}$$

(2)

Con el fin de saber si la prueba estuvo bien ejecutada, se dibuja la curva carga-penetración, anotando en las abscisas las penetraciones y en las ordenadas las cargas registradas para cada una de dichas penetraciones. Si esta curva es defectuosa, como la mostrada en la Fig. 4, es debido probablemente a que la carga inicial para empezar la prueba, fué mayor de los 10 Kg especificados al comienzo de este inciso. En este caso deberá repetirse la prueba.

Si la curva de resistencias presenta en su iniciación una concavidad hacia arriba, como se indica en la Fig. 5, deberá hacerse la siguiente corrección:

Dibújese una tangente a la curva en el punto A de máxima pendiente, hasta cortar el eje de las abscisas en el punto B, que se tomará como nuevo origen. Márquense los puntos C, D y E, que se tomarán como las penetraciones de 2.54, 5.08 y 7.62 mm, respectivamente; por lo tanto, las ordenadas C'C, D'D y E'E representarán las cargas corregidas para dichas penetraciones. El valor C.B.R. de la muestra, será el calculado con el valor de la ordenada C'C, expresado como porcentaje de la carga estándar de 136.

6.- CLASIFICACIONES DEL MATERIAL POR LO QUE RESPECTA
A SU VALOR C.B.R.

Con el resultado obtenido en esta prueba se clasifica el suelo usando la siguiente tabla, que indica el empleo que puede darsele al material por lo que a valor C.B.R. se refiere.

| ZONA | C. B. R. | CLASIFICACION |
|------|-----------|---------------------------------------|
| 1 | 0 - 5 | Subrasante pesima (no debe emplearse) |
| 2 | 5 - 10 | Subrasante mala a regular |
| 3 | 10 - 20 | Subrasante regular a buena |
| 4 | 20 - 30 | Subrasante buena a excelente |
| 5 | 30 - 50 | Revestimiento malo a regular |
| 6 | 50 - 75 | Revestimiento regular a bueno |
| 7 | MAS DE 75 | Excelente. |

En la Fig. 6 se reproducen las zonas indicadas en el cuadro anterior.

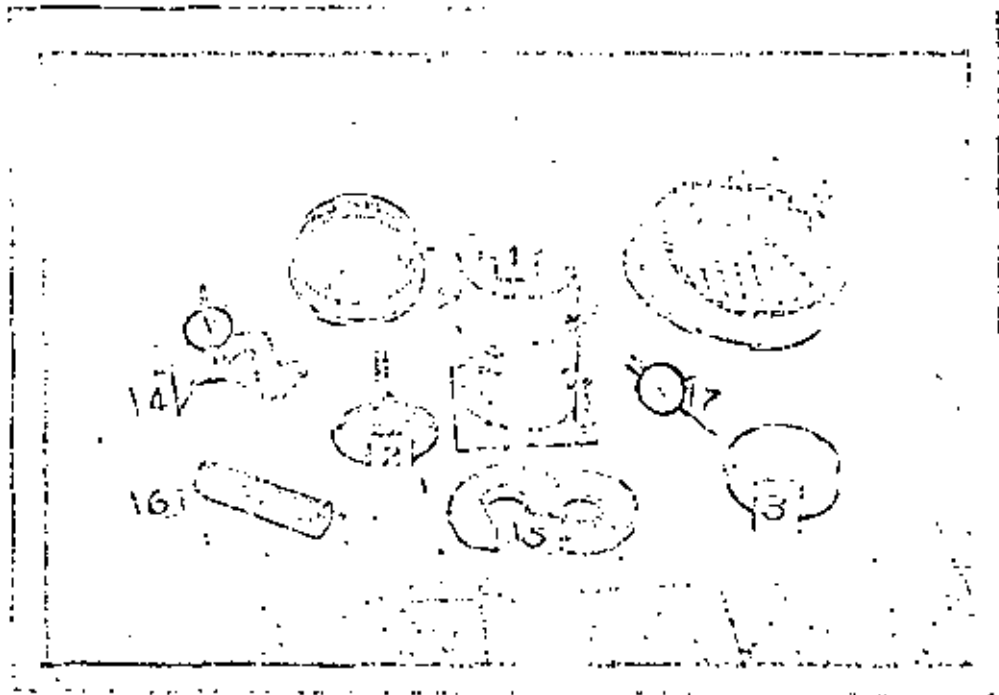


Figura No. 1

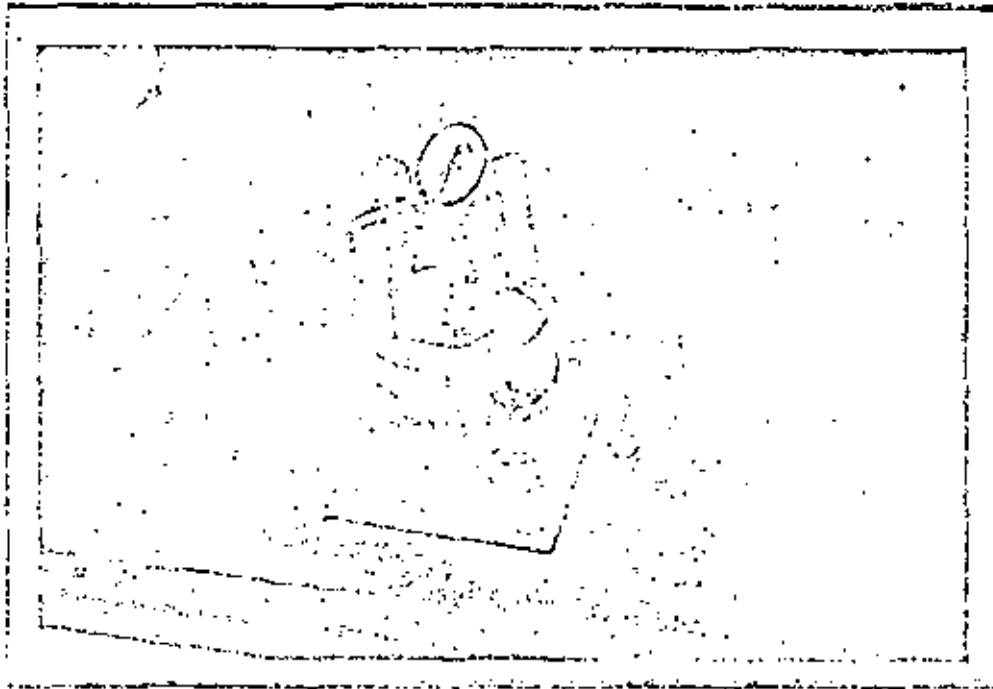


Figura No. 2

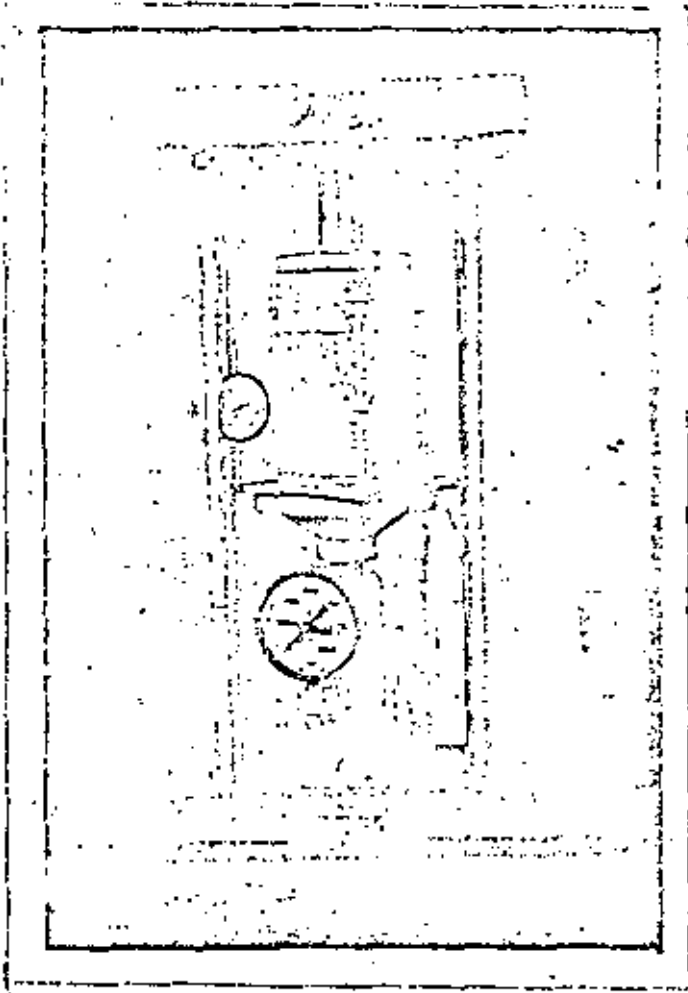


Figura No. 3

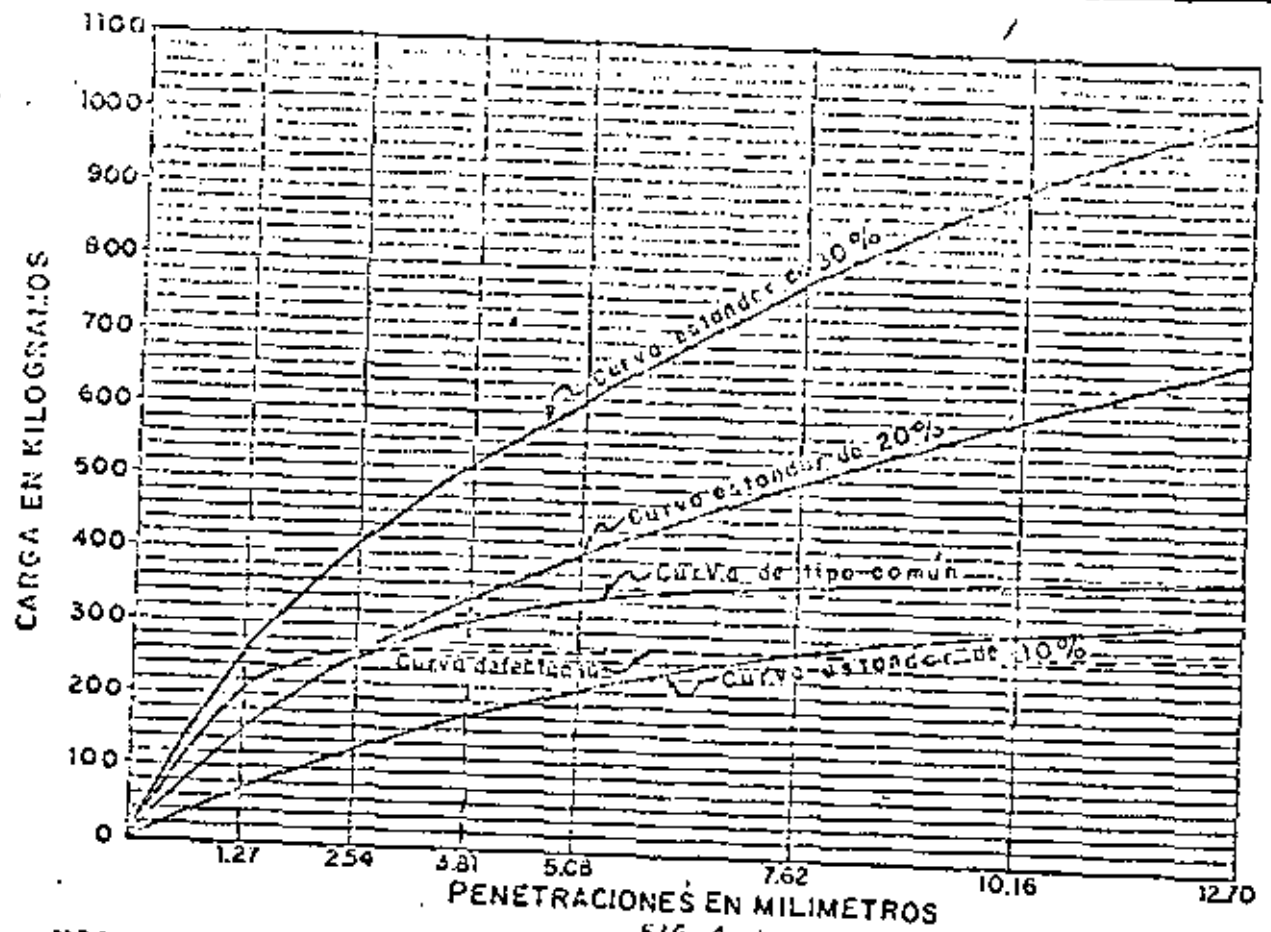


FIG. 4

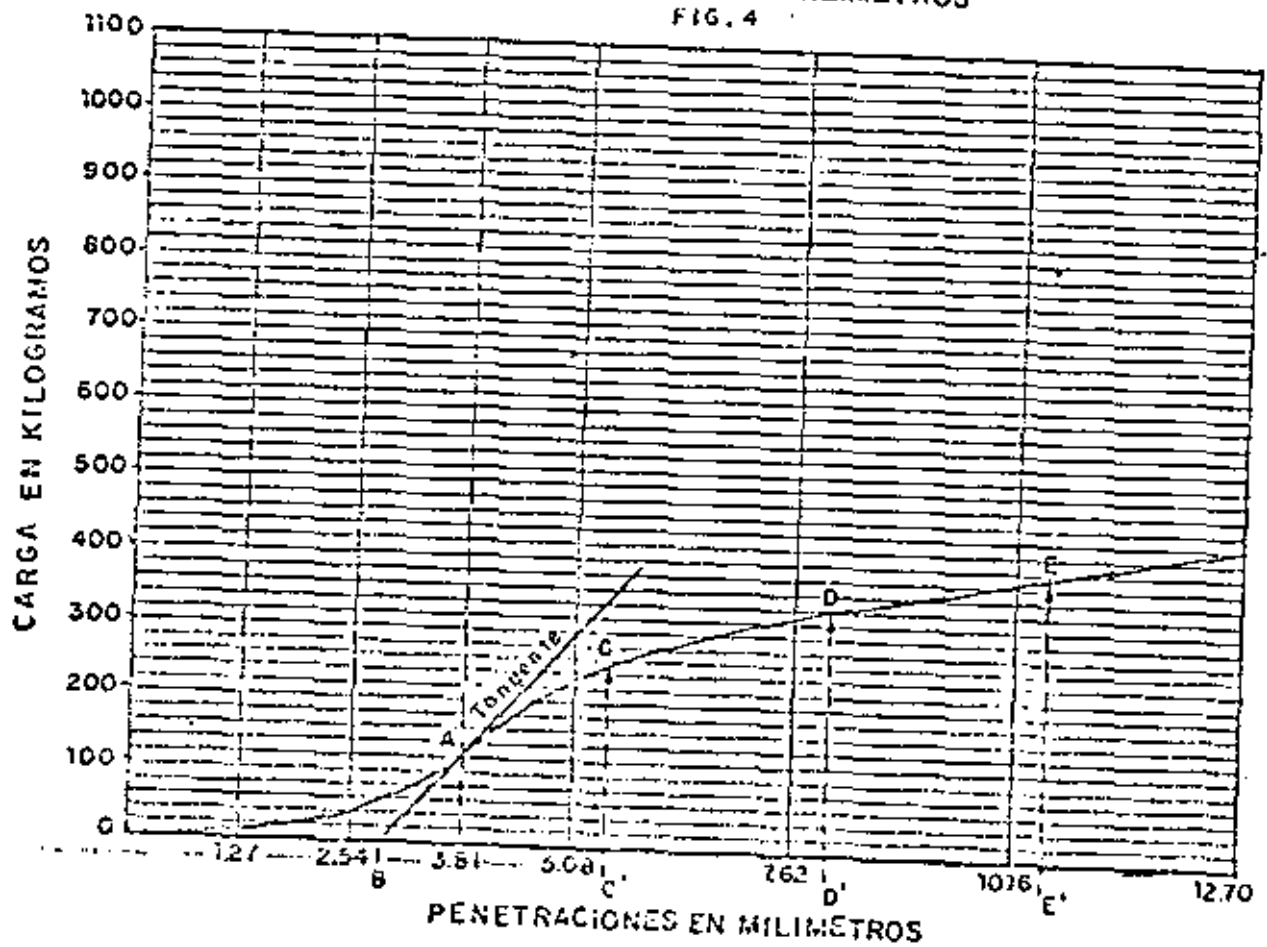
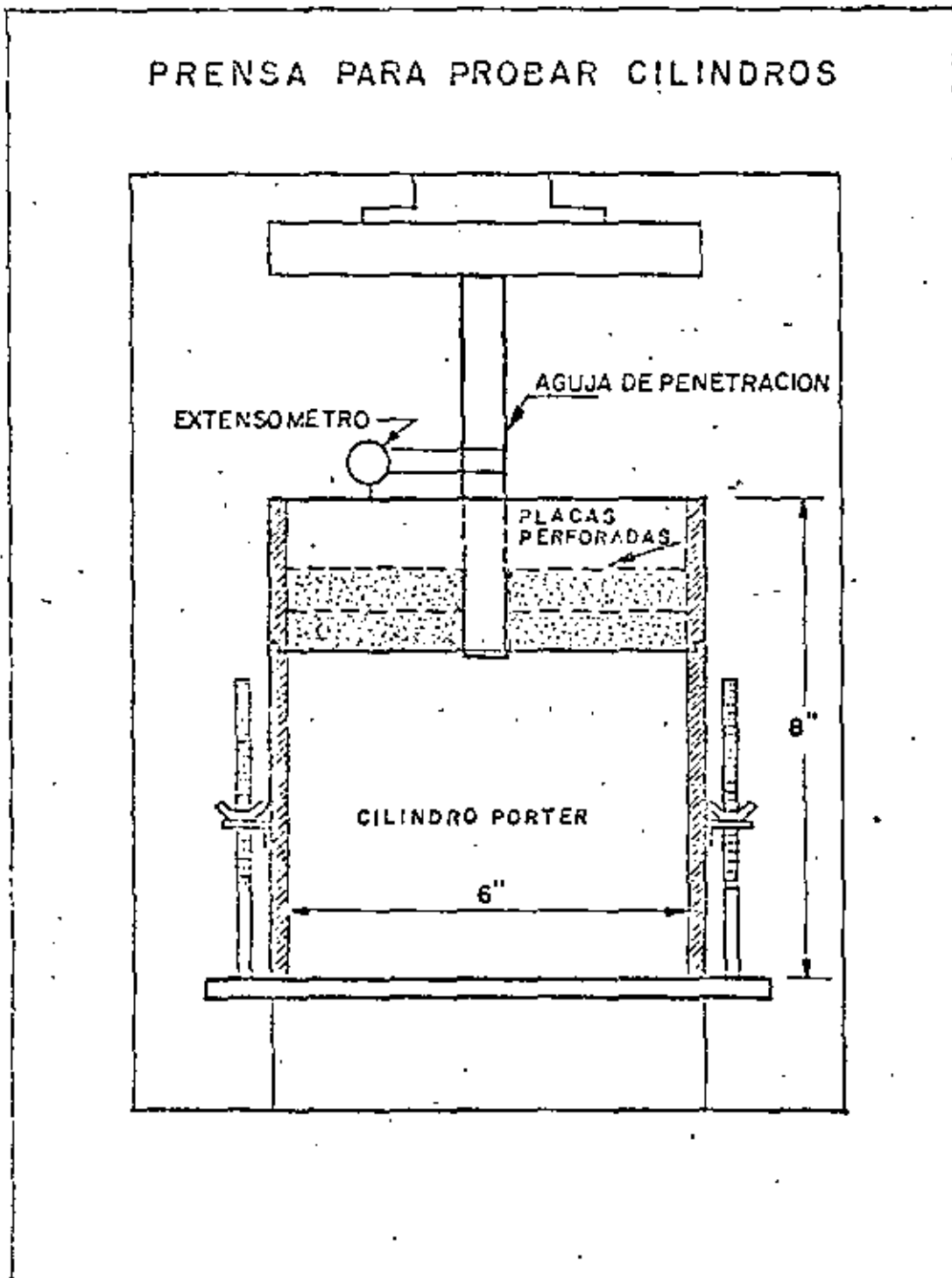


FIG. 5

$$\text{Valor C. B. R.} = \frac{\text{Grados de C' en } \mu\text{s.}}{1000 \mu\text{s.}} \times 100$$

FIG. 5



PRENSA PARA PROBAR CILINDROS DE CONCRETO ADAPTADA
PARA LA DETERMINACION DEL VALOR C. B. R.

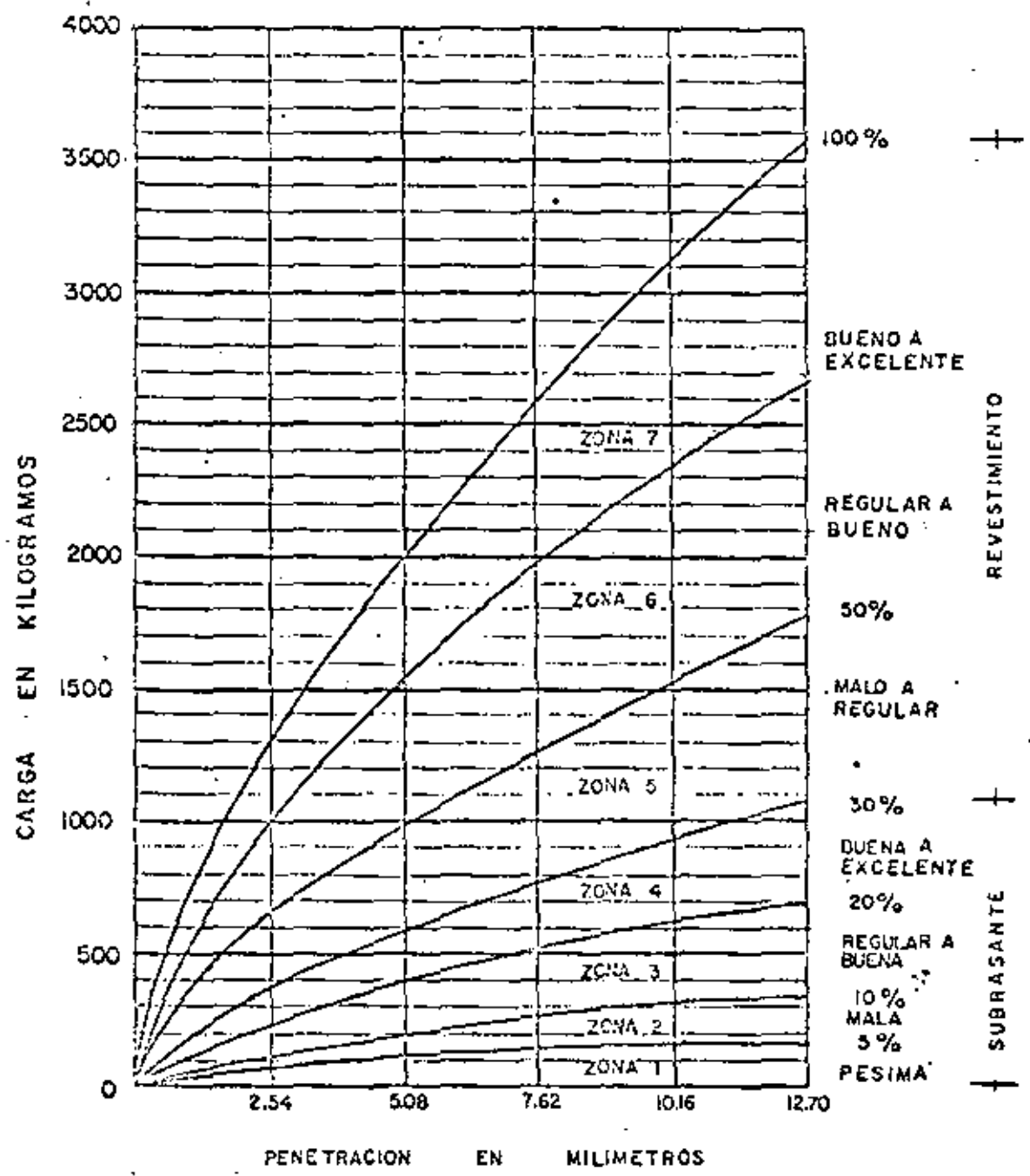


FIG. 6

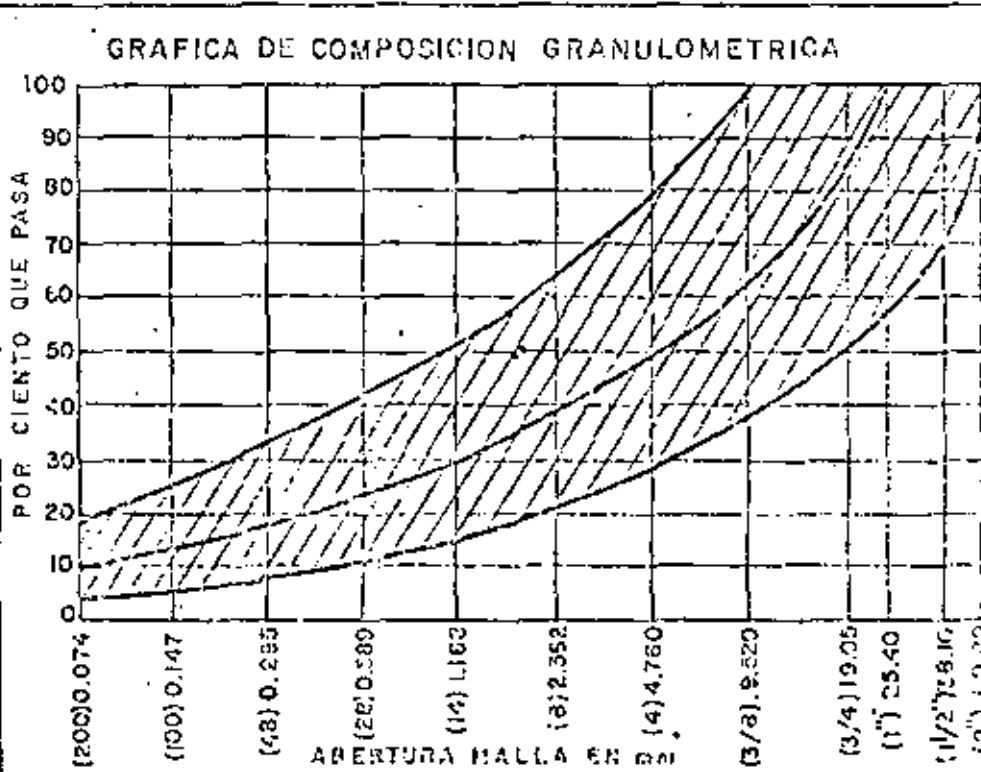
DIRECCION DE PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD

INFORME DE ENSAYE DE MATERIALES PARA REVESTIMIENTO DE CAMINOS

MATERIAL _____
 PROCEDENCIA _____ ESTACION _____
 BANCO _____ POZO _____ PROFUNDIDAD _____
 IDENTIFICACION LABORATORIO _____ MUESTRA _____
 FECHA RECIBO _____ FECHA INFORME _____

PESO VOLUMETRICO SUELTO _____ Kg/m^3
 PESO VOLUMETRICO MAXIMO _____ Kg/m^3
 HUMEDAD OPTIMA _____
 _____ POR CIENTO
 DESPERDICIO EN LA MUESTRA _____
 _____ POR CIENTO
 POR CIENTO QUE PASA MALLA
 50.80 (2") _____
 38.10 (1 1/2") _____
 25.40 (1") _____
 19.05 (3/4") _____
 9.520 (3/8") _____
 4.760 (Nº4) _____
 2.362 (Nº20) _____
 1.168 (Nº40) _____
 0.589 (Nº60) _____
 0.295 (Nº60) _____
 0.147 (Nº100) _____
 0.074 (Nº200) _____



C.B.R. (ESTANDAR) POR CIENTO _____
 POR CIENTO EXPANSION _____
 CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS) _____

PRUEBAS EN MATERIAL MAYOR 0.520 mm (3/8")
 ABSORCION _____
 DENSIDAD _____
 COMPACTACION POR CIENTO _____
 HUMEDAD DEL LUGAR POR CIENTO _____

PRUEBAS EN MATERIAL MENOR 0.420 mm (Nº 40)
 LIMITE LIQUIDO _____
 LIMITE PLASTICO _____
 INDICE PLASTICO _____

RECOMENDACIONES:
 La zona ashurada es la recomendada para revestimiento de caminos.
 El Material a emplear deberá cumplir con lo siguiente:
 L.L. \leq 35 por ciento.
 I.P. 6 a. 9
 Equivalente de arena 20 mínimo.
 Tamaño $>$ 2" como máximo 5 por ciento.
 Caminos - C.B.R. mínimo 30 por ciento.
 Aeropistas - C.B.R. mínimo 50 por ciento.

EL LABORANTISTA: _____ EL JEFE DE LABORATORIO: _____

PROCEDIMIENTO PARA LA OBTENCIÓN DE UN MATERIAL PARA REVESTI-
MIENTO DE CAMINOS POR MEDIO DE LA MEZCLA DE 2 MATERIALES

Para mayor ilustración el estudio se hará en forma de ejemplo.

Las características de los materiales para emplear se en el revestimiento aparecen en las hojas de reporte anexas.

Como se puede observar en la hoja de reporte N° 1 el valor C.B.R. del material "GRUESO" es aceptable, sin embargo carece de cementación además que la parte fina del material se sale de los límites recomendables para revestimiento de caminos.

Para que el material "GRUESO" tenga una cementación que impida la fácil segregación de la capa de revestimiento es necesario adicionarle un "CEMENTANTE" para lo que es aconsejable emplear un suelo del tipo ML primordialmente, o un tipo CL - ML o CL aunque este último con reservas puesto que si su porcentaje en la mezcla es alto (20 a 25 por ciento) se puede tener un revestimiento resbaloso cuando esté mojado.

Las características del material "CEMENTANTE" que aparecen en la hoja de reporte N° 2 indican que es factible utilizarlo ya que una vez efectuada la mezcla va a proveer al material "GRUESO" de los finos necesarios, además que sus características de plasticidad se verán disminuidas.

Para obtener la composición granulométrica teórica de la mezcla de los materiales se sigue el procedimiento siguiente:

Para cada material se señalan en las escalas horizontales, los porcentajes que pasa en cada malla y se procede a unir, con líneas (inclinadas) estos puntos como se muestra en la Figura N° 1; el paso siguiente es fijar, para ambos materiales, los porcentajes con que van a contribuir en la mezcla, para obtener una granulometría teórica dentro de los límites recomendables para este tipo de material.

Si se observa la hoja N° 1 se ve que la parte fina del material "A" (malla 2.36 mm a malla 0.074 mm) es la que se encuentra afuera de los límites recomendados, además de que si se le añade un 6 por ciento de material menor de 0.074 mm (N° 200) se obtendrá 8 por ciento pasando esta malla. Este 8 por ciento pasando la malla de 0.074 mm (N° 200) se puede obtener adicionándole material "B" al mismo tiempo que los porcentajes de la "zona crítica" también serán aumentados.

En la Figura N° 1 se puede ver que para obtener 8 por ciento pasando la malla de 0.074 mm (N° 200) es necesario tener una mezcla de 65 por ciento de material "A" y 35 por ciento de material "B" fijada en esta forma la mezcla de los dos materiales, se traza la línea horizontal que representa la proporción 65 - 35; la granulometría resultante de la mezcla se obtiene proyectando verticalmente sobre una escala horizon-

tal, la intersección entre las líneas que representan a la mallas (líneas inclinadas) y la línea que representa la mezcla (horizontal) (Ver Figura N° 1). Los resultados obtenidos se indicaran en el cuadro de la Figura N° 1.

La mezcla teórica, cuya granulometría se encuentra representada en la hoja de reporte N° 3 debe ser comprobada practicando mezclado los materiales en los porcentajes -- indicados, teniendo cuidado que para efectuar dicha mezcla -- es necesario que los materiales sean representativos del producto de los bancos. Una vez efectuada la mezcla practicamente se deberán corroborar, para ver si cumple con lo recomendable, las siguientes características:

Peso volumétrico máximo Porter

Por ciento de humedad óptima

Granulometría

C. B. R.

Por ciento de expansión

Límite Líquido

Límite Plástico

Este procedimiento permite en poco tiempo determinar que mezclas de materiales deben ser estudiadas a fondo, para que económica y técnicamente sean satisfactorias.

DIRECCION DE PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD

INFORME DE ENSAYE DE MATERIALES PARA REVESTIMIENTO CAMINOS

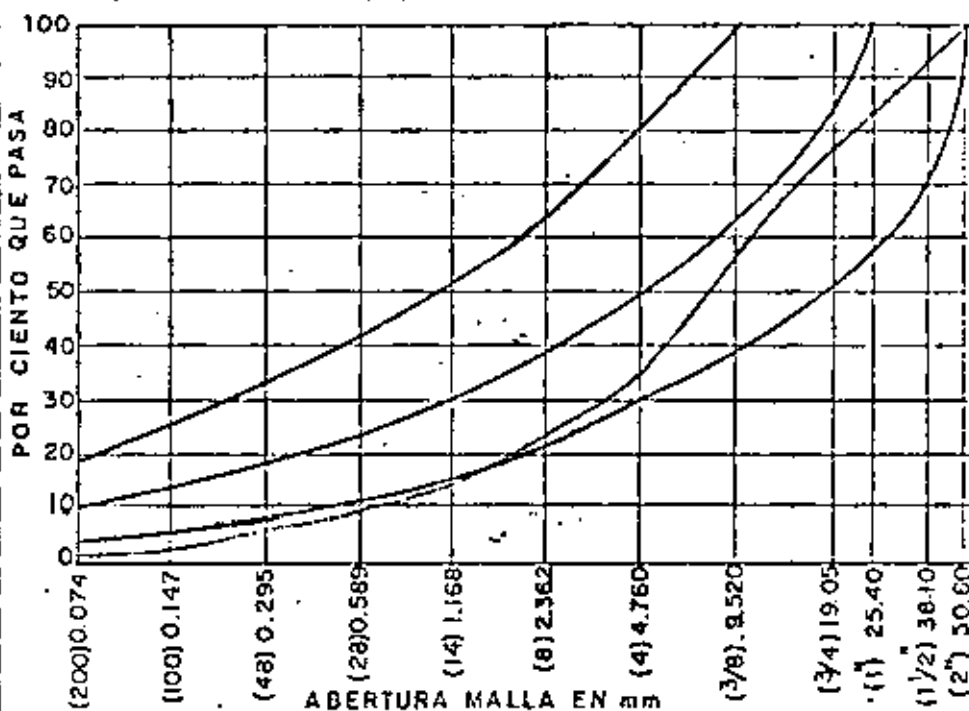
MATERIAL "GRUESO" (A)

PROCEDENCIA _____ ESTACION _____
 BANCO _____ POZO _____ PROFUNDIDAD _____
 IDENTIFICACION LABORATORIO _____ MUESTRA _____
 FECHA RECIBO _____ FECHA INFORME _____

PESO VOLUMETRICO SUELTO
1044 Kg/m³
 PESO VOLUMETRICO MAXIMO
1432 Kg/m³
 HUMEDAD OPTIMA
7.5 POR CIENTO
 DESPERDICIO EN LA MUESTRA
0.0 POR CIENTO

| POR CIENTO QUE PASA MALLA | |
|---------------------------|-----|
| 50.80 (2") | 100 |
| 38.10 (1 1/2") | 93 |
| 25.40 (1") | 83 |
| 19.05 (3/4") | 77 |
| 9.520 (3/8") | 57 |
| 4.760 (Nº4) | 34 |
| 2.362 (Nº8) | 23 |
| 1.168 (Nº14) | 14 |
| 0.589 (Nº28) | 9 |
| 0.295 (48) | 6 |
| 0.147 (Nº100) | 3 |
| 0.074 (Nº200) | 2 |

GRAFICA DE COMPOSICION GRANULOMETRICA



G.B.R. (ESTANDAR) POR CIENTO 95
 CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS) _____
 POR CIENTO EXPANSION 0

| | |
|---|--|
| PRUEBAS EN MATERIAL MAYOR 9.520 mm (3/8") | PRUEBAS EN MATERIAL MENOR 0.420 mm (Nº 40) |
| ABSORCION _____ | LIMITE LIQUIDO <u>NO PLASTICO</u> |
| DENSIDAD <u>2.69</u> | LIMITE PLASTICO _____ |
| COMPACTACION POR CIENTO _____ | INDICE PLASTICO _____ |
| HUMEDAD DEL LUGAR POR CIENTO _____ | |

EL LABORATORISTA: _____ EL JEFE DE LABORATORIO _____

DIRECCION DE PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD

INFORME DE ENSAYE DE MATERIALES PARA REVESTIMIENTO DE CAMINOS

MATERIAL FINO (B)

PROCEDENCIA _____ ESTACION _____

BANCO _____ POZO _____ PROFUNDIDAD _____

IDENTIFICACION LABORATORIO _____ MUESTRA _____

FECHA RECIBO _____ FECHA INFORME _____

PESO VOLUMETRICO SUELTO _____ Kg/m³

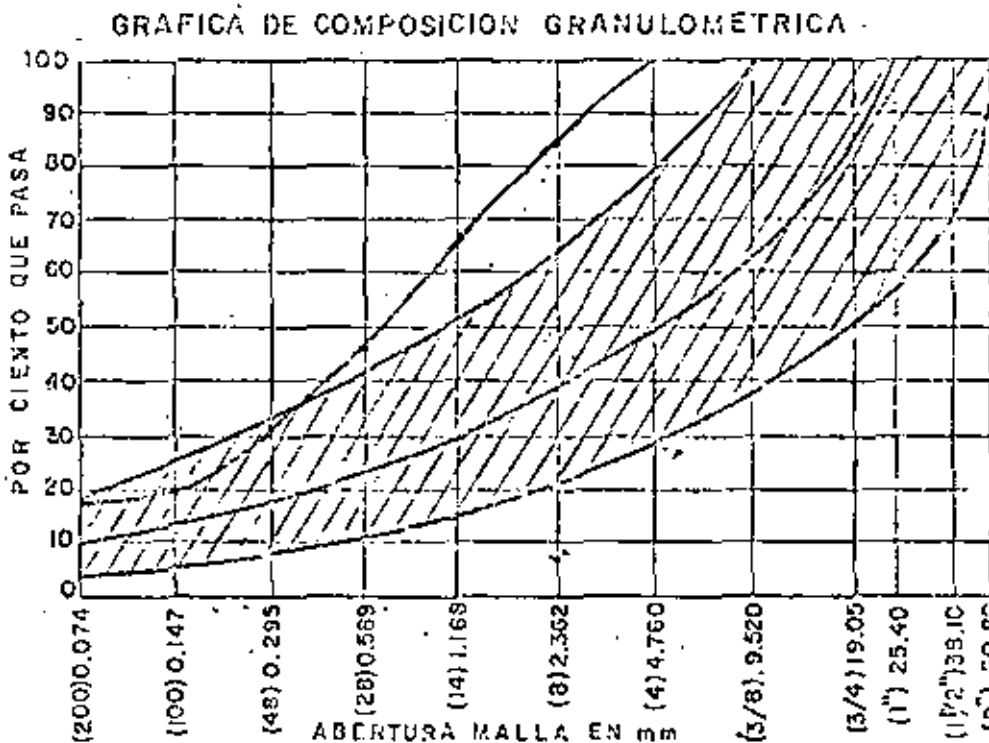
PESO VOLUMETRICO MAXIMO _____ Kg/m³

HUMEDAD OPTIMA _____ POR CIENTO

DESPERDICIO EN LA MUESTRA _____ POR CIENTO

POR CIENTO QUE PASA MALLA

| | |
|----------------|------------|
| 50.80 (2") | _____ |
| 38.10 (1 1/2") | _____ |
| 25.40 (1") | _____ |
| 19.05 (3/4") | _____ |
| 9.520 (3/8") | _____ |
| 4.760 (Nº4) | <u>100</u> |
| 2.362 (Nº8) | <u>85</u> |
| 1.168 (Nº14) | <u>67</u> |
| 0.509 (Nº28) | <u>46</u> |
| 0.295 (Nº48) | <u>32</u> |
| 0.147 (Nº100) | <u>20</u> |
| 0.074 (Nº200) | <u>18</u> |



C. B. R. (ESTANDAR) POR CIENTO _____

CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS) _____

POR CIENTO EXPANSION _____

PRUEBAS EN MATERIAL MAYOR 9.520 mm (3/8")

PRUEBAS EN MATERIAL MENOR 0.420 mm (Nº 40)

ABSORCION _____

DENSIDAD _____

COMPACTACION POR CIENTO _____

HUMEDAD DEL LUGAR POR CIENTO _____

LIMITE LIQUIDO 40

LIMITE PLASTICO 24

INDICE PLASTICO 16

EL LABORATORISTA: _____

EL JEFE DE LABORATORIO: _____

DIRECCION DE PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
 OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD
 DISEÑO DE MEZCLAS DE MATERIALES

PROCEGENCIA

EMPLIO

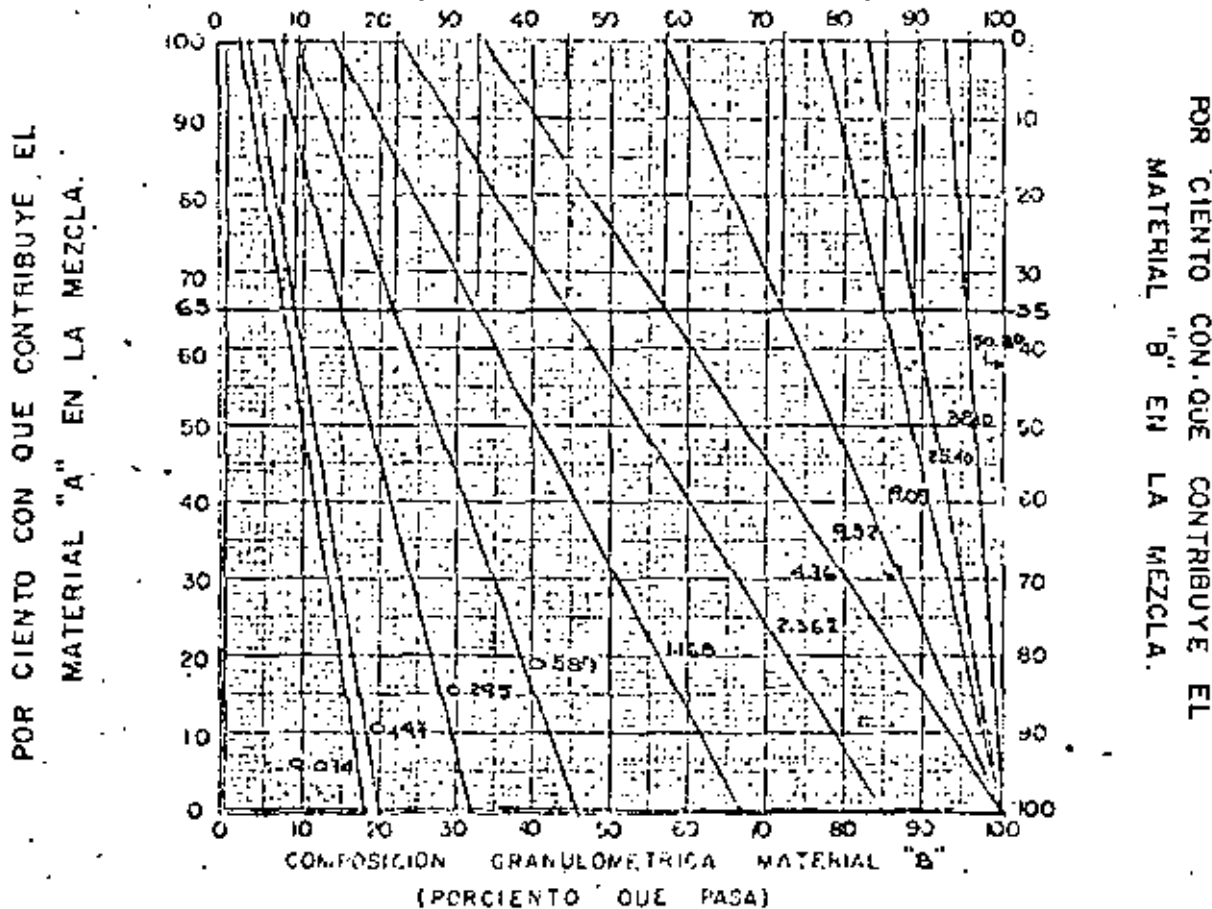
BASEO DEL MATERIAL "A"

FECHA DE RECIBO

BASEO DEL MATERIAL "B"

FECHA DE INFORME

COMPOSICION GRANULOMETRICA MATERIAL "A"
 (PORCIENTO QUE PASA)



| POR CIENTO QUE PASA | MALLA
Abertura mm | MATERIAL | | COMPOSICION GRANULOMETRICA DE LA MEZCLA | |
|---------------------|----------------------|----------|-----|---|-----------------------|
| | | "A" | "B" | POR CIENTO MATERIAL A | POR CIENTO MATERIAL B |
| 100 | (2") | 100 | | 100 | |
| 96 | (1 1/2") | 93 | | 96 | |
| 89 | (1") | 83 | | 89 | |
| 85 | (3/4") | 77 | | 85 | |
| 72 | (5/8") | 57 | | 72 | |
| 57 | (3/4") | 34 | 100 | 57 | |
| 45 | (1/2") | 23 | 85 | 45 | |
| 35 | (3/4") | 14 | 67 | 35 | |
| 22 | (1/2") | 9 | 46 | 22 | |
| 15 | (3/4") | 6 | 32 | 15 | |
| 9 | (1") | 3 | 20 | 9 | |
| 8 | (1 1/2") | 2 | 18 | 8 | |

EL LABORATORISTA

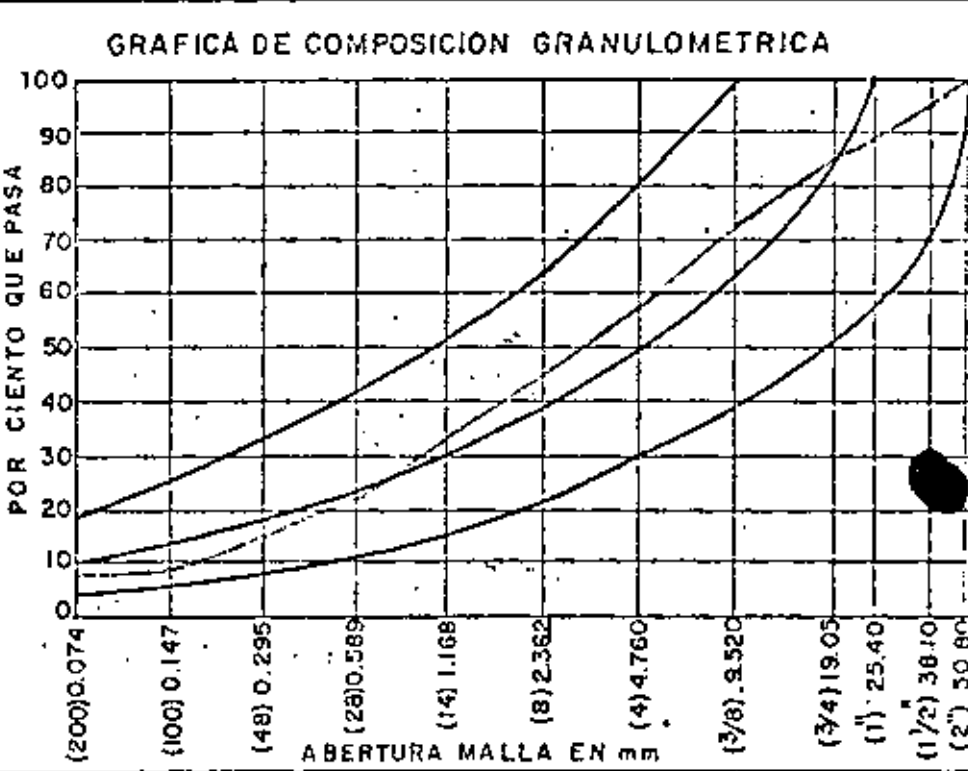
EL JEFE DE LABORATORIO



DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD
INFORME DE ENSAYE DE MATERIALES PARA REVESTIMIENTO
CAMINOS

MATERIAL MEZCLA TERCIERA
 PROCEDENCIA _____ ESTACION _____
 BANCO _____ POZO _____ PROFUNDIDAD _____
 IDENTIFICACION LABORATORIO _____ MUESTRA _____
 FECHA RECIBO _____ FECHA INFORME _____

PESO VOLUMETRICO SUELTO _____ Kg/m³
 PESO VOLUMETRICO MAXIMO _____ Kg/m³
 HUMEDAD OPTIMA _____ POR CIENTO
 DESPERDICIO EN LA MUESTRA _____ POR CIENTO
POR CIENTO QUE PASA MALLA
 50.80 (2") = 100
 38.10 (1 1/2") = 96
 25.40 (1") = 89
 19.05 (3/4") = 85
 9.520 (3/8") = 72
 4.760 (Nº4) = 57
 2.362 (Nº8) = 45
 1.168 (Nº14) = 33
 0.589 (Nº28) = 22
 0.295 (48) = 15
 0.147 (Nº100) = 9
 0.074 (Nº200) = 8



C. B. R. (ESTANDAR) POR CIENTO _____
 POR CIENTO EXPANSION _____
 CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS) _____

PRUEBAS EN MATERIAL MAYOR 9.520 mm (3/8")
 ABSORCION _____
 DENSIDAD _____
 COMPACTACION POR CIENTO _____
 HUMEDAD DEL LUGAR POR CIENTO _____

PRUEBAS EN MATERIAL MENOR 0.420 mm (Nº 40)
 LIMITE LIQUIDO _____
 LIMITE PLASTICO _____
 INDICE PLASTICO _____

EL LABORATORISTA: _____ EL JEFE DE LABORATORIO _____

DISEÑO DE ESPESOR DE PAVIMENTO

No basta que un material reúna los requisitos de calidad para que sea utilizado en la construcción de un camino o aeropista sino que además es necesario conocer su aptitud para soportar las cargas que le va a imponer el tránsito y como esta aptitud interacciona en las otras capas de material.

La aptitud de un material para soportar las cargas que impone el tránsito se evalúa mediante la "prueba modificada para la determinación del valor C.B.R." (ver anexo No. 1) y el estudio de la interacción de una capa de material con otras se hace mediante el diseño de espesor de pavimento, tanto para el diseño de espesor de pavimento de un camino, como para una aeropista, existen un gran número de procedimientos, pero en el presente texto solo se consignan los que usualmente se emplean en la Secretaría. Para mejor ilustración de los métodos, su descripción se hará por medio de ejemplos.

Caminos

Procedimiento S.O.P.- Este procedimiento es del tipo empírico; tiene como principal limitación su reducido número de variables de diseño y que además tienen restricciones de importancia en su definición, por lo que en muchos casos se obtiene el mismo diseño para condiciones que pueden variar radicalmente, sin embargo por ser tan sencillo su desarrollo y obtener espesores conservadores para caminos de bajo volumen de tránsito lo hacen un buen instrumento.

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

| Granulometría
% que pasa la
malla | Material de la-
capa subrasante | Material de--
revestimiento |
|---|------------------------------------|--------------------------------|
| 50.8 mm (2") | 100 | 100 |
| 25.4 mm (1") | 100 | 86 |
| 4.76 mm (No.4) | 100 | 36 |
| 0.295 mm (No.48) | 87 | 17 |
| 0.074 mm (No.200) | 61 | 13 |
| Límite líquido en
por ciento. | 45 | 32 |
| Límite plástico en
por ciento | 23 | 23 |
| Índice plástico en
por ciento | 22 | 9 |
| Valor CBR estándar
en por ciento | 8 | 80 |
| Expansión en por ciento | 3.6 | - |
| Valor CBR modificado
variante 2 a 95 por-
ciento de compacta--
ción. | 8 | 70 |
| a 90 por ciento de -
compactación | 6 | - |
| Peso volumétrico seco
máximo kg/m ³ | 1560 * | 2050** |
| Humedad óptima en por
ciento | 24 | 95 |
| Clasificación | CL | GC |

* Obtenido mediante la prueba Proctor S.R.H.

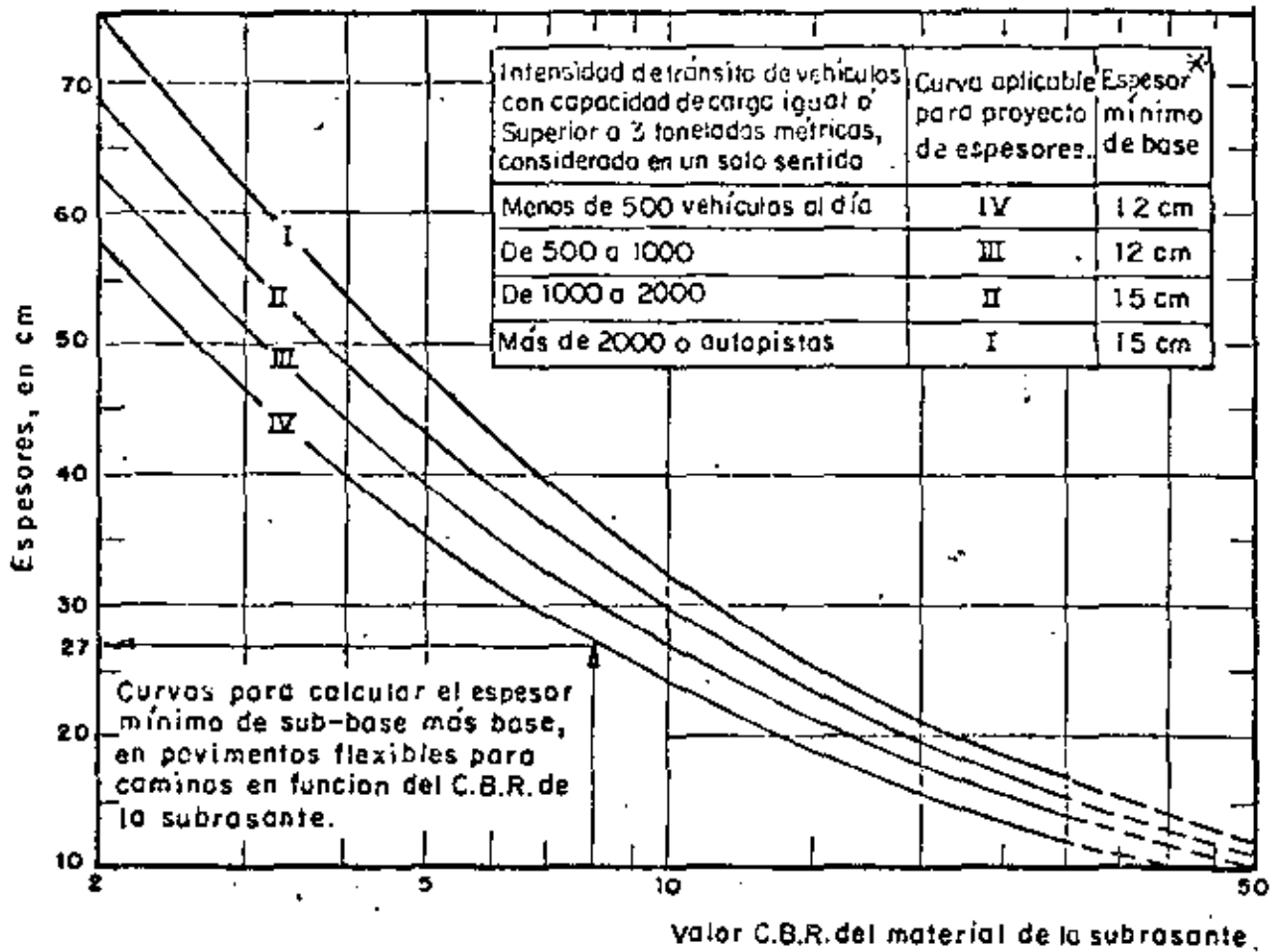
** Obtenido mediante la prueba Porter

Del análisis de las características de los materiales se deduce que ambos materiales reúnen los requisitos de calidad que se requieren para ser empleados en la construcción de la capa que se proyectó.

Los parámetros que intervienen en este procedimiento de diseño son:

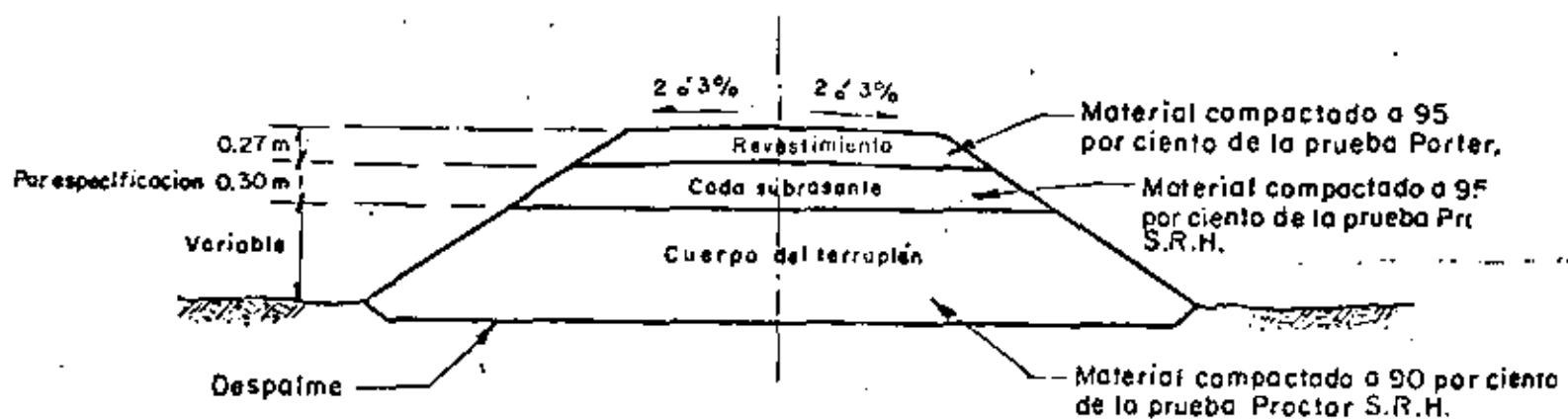
| | |
|--|------------------------|
| Valor C.B.R. modificado, variante 2 a 95 por ciento de compactación del material de subrasante | 8 por ciento |
| Volumen de tránsito | 500 vehículos por día. |

Con el valor C.B.R. se entra a la gráfica hasta interceptar la curva No. IV y en el eje vertical se obtiene el espesor de material de revestimiento necesario para que la capa subrasante soporte adecuadamente las cargas del tránsito, en este caso 27 cm de material de revestimiento.



* Para un camino construido hasta nivel de carpeta asfáltica

En consecuencia la sección del camino quedaría de la siguiente forma:



PRUEBA MODIFICADA PARA LA DETERMINACION DEL VALOR C.B.R.

INTRODUCCION.-

Un camino revestido tiene como objeto principal permitir el tránsito de los vehículos en toda época del año. El material que se emplea para la construcción de la capa de revestimiento debe cumplir con ciertas normas de calidad, además de que el espesor de dicha capa debe tener una magnitud tal que las cargas que imponga el tránsito no deterioren las capas de materiales (terrecerías) que la subyacen, este deterioro de las terracerías además de acortar la vida útil del camino, producen incomodidad a los usuarios y reducen el flujo de vehículos.

De lo expuesto anteriormente se puede inferir que el espesor de la capa de revestimiento que optimice el funcionamiento del camino depende del volumen y tipo de vehículos que transitan, así como la capacidad para soportar las cargas de los materiales que forman sus terracerías, siendo una medida usualmente usada para cuantificar esta capacidad la que se obtiene mediante el ensayo denominado "Prueba Modificada para la Determinación del Valor C.B.R."

DEFINICION.-

C.B.R. (California Bearing Ratio) modificado es el valor, expresado como porcentaje, resultante de dividir entre la carga estandar de 1360 Kg, la necesaria para obtener una penetración de 2.54 mm, con la aguja de penetración especificada, en un espécimen de suelo a un cierto grado de compactación y con un determinado contenido de humedad.

I OBJETO DE LA PRUEBA.-

Determinar a un cierto suelo, el parámetro que nos permite fijar el espesor de material de revestimiento requerido por dicho suelo, conocidos el grado de compactación y las condiciones de drenaje con que se construirán las terracerías empleando ese suelo.

II EQUIPO DE PRUEBA.-

Un molde cilíndrico de compactación de 15.75 cm (6.2") de diámetro interior y 12.75 cm de altura provisto de una base con dispositivo para sujetar el cilindro.

Una extensión o collarín del mismo diámetro interior del cilindro y 7.62 cm (3") de altura.

Una máquina de compresión con capacidad mínima de 30 ton y aproximación en las lecturas de ± 10 kg para cargas bajas.

Una varilla metálica de 1.9 cm de diámetro y 30 cm de longitud para el picado de material en el molde.

Una placa para compactar, con un diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro, que pueda sujetarse a la cabeza de aplicación de la carga.

Dos placas de carga con un diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro, con un orificio central de 3.1 cm (2") de diámetro y un peso total de 6 kg.

Un cilindro de acero para la prueba de penetración, con una sección de 19.35 cm², que pueda sujetarse a la cabeza de carga de la máquina.

Un extensómetro de carátula graduada en milésimas de pulgada, con carrera de 2.54 cm (1"),

Una malla de 4.75 mm (Nº 4) y una malla de 25.4 mm (1").

Una balanza de 20 kg con sensibilidad de 1 gramo.

Cápsulas para la determinación de la humedad.

Una balanza de 200 gramos con sensibilidad de 0.01 de gramo.

Un horno que mantenga una temperatura constante comprendida entre 100° y 110°C.

Charolas de lámina galvanizada.

Una probeta graduada de 1000 c.c.

Una probeta graduada de 500 c.c.

III PREPARACION DE LA MUESTRA.-

A la muestra por analizar, previamente secada de acuerdo con lo indicado en el Manual de Mecánica de Suelos de la S.R.H. se la tamizará por la malla Nº 4 y los grumos que se hayan retenido, se disgregarán y se tamizarán por la misma malla, continuándose este proceso hasta que los grumos que sean retenidos en dicha malla no puedan ya ser disgregados.

La porción retenida en la malla Nº 4 se tamizará por la malla de 9.52 mm (3/8") y el retenido en la primera se pesará e incorporará a la muestra.

Terminada la operación de disgregación, se mezclará perfectamente todo el material debiendo pesar cuando menos 25 kg.

Si la muestra original contiene menos del 15 por ciento en peso de material que se retiene en la malla de 25.4 mm (1") debe utilizarse para la prueba todo el material que pasó la malla desechándose el retenido.

Cuando el material retenido en la malla de 25.4 mm (1") exceda del 15 por ciento, será necesario substituir este retenido por una cantidad igual, en peso, del material pátres que pasó esta malla, y se retenga en la N° 4.

La cantidad total de la muestra no deberá ser menor de 30 kg.

IV PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA.-

La prueba consiste en medir la resistencia a la penetración en especímenes de material que han sido compactado para reproducir los pesos volumétricos que corresponden a diferentes grados de compactación, empleando las humedades que se especifican más adelante.

A) Obtención del peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima del material.

Se pueden presentar dos casos dependiendo del tamaño y tipo de material.

1.- Materiales cohesivos que pasan totalmente la malla de 4.75 mm (N° 4) o cuando más tengan un retenido de 10 por ciento en esta malla pero que pasan totalmente la malla de 9.52 mm (3/8").

La determinación del peso volumétrico seco máxima y la humedad óptima se efectuará por medio de la prueba Proctor S.R.H.; para mayor información sobre esta prueba consultar el Manual de Mecánica de Suelos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

2.- Materiales no-cohesivos y que pasan totalmente la malla de 25.4 mm (1").

Para obtener el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima de laboratorio se sigue el procedimiento siguiente:

Se incorpora determinada cantidad de agua, cuyo volumen se anota, a los 4 kg de material preparado de acuerdo con el inciso III y una vez lograda la distribución homogénea de la humedad, se coloca en tres capas dentro del molde de prueba y a cada una de ellas se le dan 25 golpes con la varilla metálica. Al terminar la colocación de la última capa se compacta el material aplicando lentamente cargas uniformes de modo de alcanzar la presión de 140.6 kg/cm² en un tiempo de 5 minutos, la que se sostiene durante 1 minuto y se procede a descargar en otro minuto.

Si al llegar a la carga máxima no se humedece la base del molde, la humedad del espécimen es inferior a la óptima.

El proceso deberá repetirse el número de veces necesario para lograr con incrementos de 80 c.c. de agua, que al llegar a la carga máxima se inicie el humedecimiento de la base del molde, con lo cual se obtendrá la humedad óptima en el espécimen.

Se extraerá el espécimen del molde y se procederá a secarlo tenien-

de cuidado de no perder material en la manipulación, a una temperatura constante de 100°C a 110°C hasta peso constante. Se calculará la humedad óptima y el peso volumétrico máximo.

Para mayor información sobre esta prueba, se puede consultar el instructivo para la DETERMINACIÓN DEL PESO VOLUMÉTRICO MÁXIMO EN SUELOS CON AGREGADOS HASTA DE 2,54 mm (1").

B) Del material ya preparado según el inciso III se tomará una muestra representativa, que pese como mínimo 80 gramos en el caso de suelos finos y 1 kg, si se trata de suelos con agregado grueso, con objeto de hacer la determinación de la humedad por secado en horno, a una temperatura de 100°C a 110°C durante 20 horas. Esta humedad se anota como W1. Inmediatamente después de haber tomado la muestra para determinar la humedad, el material restante se cubrirá con una manta húmeda, con objeto de evitar los cambios de humedad en la muestra, durante el tiempo que tardan las pruebas.

La cantidad de agua que es necesario agregar para llevar la muestra a la humedad de prueba, se calculará con la fórmula siguiente:

$$\text{Agua por agregar en c.c.} = K \frac{W2 - W1}{100 + W1}$$

En donde:

K = cantidad, en gramos, de material con humedad "W". Esta cantidad deberá ser de 5000 gramos.

W1 = Humedad que contiene el material.

W2 = Humedad a que deberá hacerse la prueba, correspondiente al grado de compactación que se desea reproducir. Esta humedad se obtiene de la Tabla 1.

TABLA 1.- HUMEDADES DE PRUEBA

| Grado de compactación | Variante 1
Buen drenaje y precipitación baja a media | Variante 2
Drenaje deficiente y precipitación media a alta. |
|-----------------------|---|--|
| 100 | W _o | W _o |
| 95 | W _o | W _o + 1.5 |
| 90 - 73 | W _o | W _o + 3.0 |

W_o = Humedad óptima de compactación

El cálculo anterior deberá hacerse para cada uno de los grados de compactación fijados en el caso de que vayan a variarse las humedades de prueba.

El cálculo de las cantidades de material que deberán emplearse para conocer el peso del material húmedo que debe ser compactado, se hará mediante el uso de la fórmula siguiente:

$$PW = \frac{\gamma_s}{1000} \cdot \frac{(100+W2)}{100} \cdot 0.785 d^2 h$$

Siendo:

PW = Peso del material húmedo en gramos, con la humedad de prueba.

γ_s = Peso volúmico seco, en kilogramos sobre metro cúbico, correspondiente al grado de compactación que se desea reproducir.

W2 = Humedad a que deberá hacerse la prueba

d = Diámetro interior del cilindro de compactación, en centímetros.

El cálculo anterior deberá hacerse para cada uno de los grados de compactación fijados.

Para la incorporación del agua y compactación de la muestra preparada, se tomarán por cuarteo, muestras de 5 kg. Una de ellas deberá ser compactada al peso volumétrico seco máximo, con la humedad óptima debiendo agregarse la cantidad necesaria de agua para que alcance dicha humedad. Inmediatamente después de que sea incorporada el agua y mezclada hasta lograr una distribución uniforme de ella, se tomará la cantidad de material húmedo "Pw", correspondiente al 100 por ciento de compactación. El sobrante de esta muestra, no deberá mezclarse por ningún motivo con las otras muestras. La cantidad "Pw" de material se colocará en tres capas dentro del molde de prueba con el collarín puesto y a cada una de las capas se le darán 25 golpes con la varilla de 1.9 cm (3/4") de diámetro. Al terminar la colocación de la última capa, se pasará el molde con material para cerciorarse de que no ha habido pérdidas.

Se colocará el molde en la máquina de prueba y se compactará el material con cargas aplicadas uniformes y lentamente, hasta alcanzar la altura "h" prefijada igual a la altura del cilindro sin la extensión o collarín.

Para comprobar que se ha logrado la altura "h" en el espécimen, se medirá la distancia "a" desde el borde superior del collarín hasta la cara superior de la placa de compactación (fig. 1), o bien se determinará por medio de la fórmula:

$$a = ht - (h + n)$$

En donde:

- a = Distancia en centímetros, desde el borde superior del collarín hasta la cara superior de la placa de carga.
- ht = altura en centímetros, del cilindro de compactación, incluyendo el collarín.
- e = espesor, en centímetros, de la placa de compactación.

Cuando se haya logrado que el espécimen tenga la altura mencionada, se dejará sin descargar durante un minuto, después de lo cual se hará la descarga lentamente y se permitirá que el material reaccione aumentando de volumen, debiendo medirse el incremento de altura o rebote del espécimen. Deberá compactarse nuevamente el espécimen hasta obtener una altura ligeramente superior que "h" (esta disminución de altura debe ser aproximadamente igual al rebote medido), a fin de que al reaccionar el material, cuando se retire la carga, alcance precisamente la altura "h". Si la altura del espécimen resulta mayor que "h", se repetirá la operación anterior hasta lograr, finalmente, que tenga la altura especificada. En caso de que la altura del espécimen resulte menor que la altura "h", se desechará éste y se repetirá el proceso anterior con otro espécimen preparado como el anterior con nuevo material.

Cuando la carga que sea necesario aplicar para compactar el material hasta la altura "h" sea mayor de 5 ton, la operación de descarga deberá hacerse una vez a cada 5 ton y cuando se llegue a la altura "h", las cargas y descargas deberán hacerse en la forma indicada anteriormente.

Si al compactar la muestra para obtener el peso volumétrico seco requerido, se inicia la expulsión de agua por la base del molde, al llegar a una altura ligeramente mayor de "h", deberá mantenerse constante la carga

que se estaba aplicando, hasta que la expulsión del agua disminuya notablemente. Inmediatamente después se dará un pequeño incremento de carga y se repetirá la operación anterior. En esta forma se continuará la compactación hasta lograr que el espécimen tenga la altura "h", después de lo cual se ejecutarán las operaciones de carga y descarga descritas anteriormente.

Si ocurre una expulsión de material en vez de agua, descárgase la prueba y compruébese los cálculos y las operaciones de pasada.

Para la medición de la resistencia a la penetración, estando el material ya compactado, inmediatamente se colocarán sobre el espécimen las placas de carga con orificio central. El cilindro de acero para la prueba de penetración deberá pasar a través de los orificios de las placas hasta tocar la superficie de la muestra; se aplicará una carga inicial que no mayor de 10 kg e inmediatamente después, sin retirar la carga, se ajustará el extensómetro de carátula para registrar el desplazamiento vertical del cilindro. Se procederá a la aplicación de cargas en pequeños incrementos, procurando que la velocidad de desplazamiento del cilindro sea de 1.25 mm. por minuto y se anotarán las cargas correspondientes a cada una de las siete penetraciones indicadas en el cuadro siguiente:

| No. | PENETRACIONES | | CARGAS REGISTRADAS |
|-----|---------------|----------|--------------------|
| | en mm. | en pulg. | |
| 1 | 1.27 | 0.05 | |
| 2 | 2.54 | 0.10 | |
| 3 | 3.81 | 0.15 | |
| 4 | 5.08 | 0.20 | |
| 5 | 7.62 | 0.30 | |
| 6 | 10.16 | 0.40 | |
| 7 | 12.70 | 0.50 | |

Una vez efectuada la prueba de penetración se extraerá el espécimen del molde y se procederá a tomar una muestra del corazón para comprobación de la humedad.

En el caso de suelos con agregado grueso es preferible determinar la humedad secando todo el espécimen.

El procedimiento anterior se seguirá para las muestras restantes, con los grados de compactación fijados y con las humedades de prueba indicadas en la Tabla 1.

La carga registrada para la penetración de 2.54 mm (0.1") se deberá expresar como un porcentaje de la carga estándar de 1250 kg, y si la prueba estuvo bien ejecutada, el porcentaje así obtenido será el valor relativo de soporte correspondiente a la muestra ensayada.

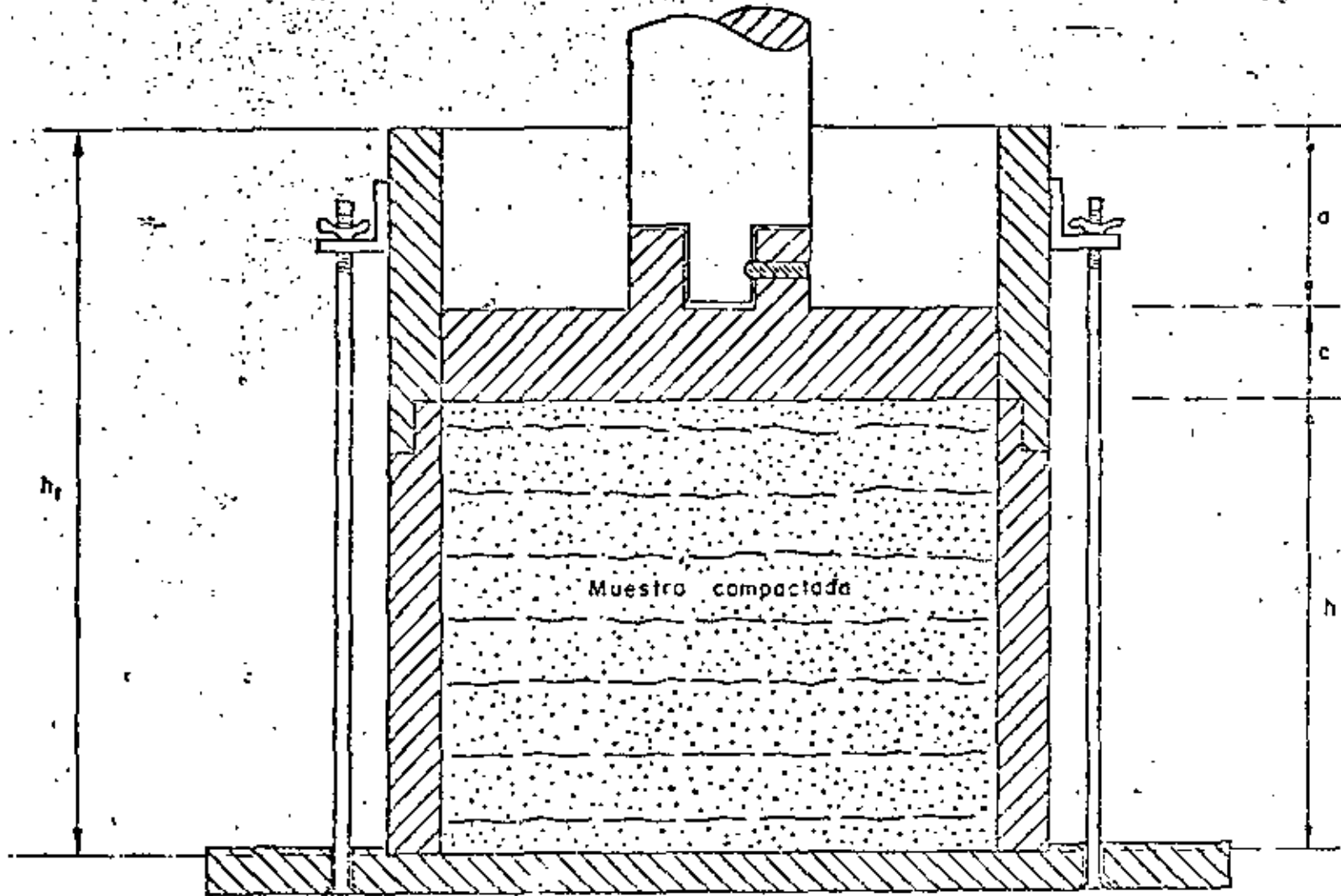
Con el fin de saber si la prueba estuvo bien ejecutada, se dibujará la curva carga-penetración, anotando en las abscisas las penetraciones y en las ordenadas las cargas registradas para cada una de dichas penetraciones. Si esta curva es defectuosa, como la mostrada en la figura 2, es debido probablemente a que la carga inicial para comenzar la prueba fué mayor de los 10 kg especificados. En este caso deberá repetirse la prueba. Si la curva de resistencias presenta en su iniciación una concavidad hacia arriba, como se indica en la figura 3, deberá hacerse la siguiente corrección.

Dibújese una tangente a la curva en el punto de máxima pendiente (punto A) hasta cortar el eje de las abscisas en el punto B, que se tomará como nuevo origen. Mérense los puntos C', D' y E', que se tomarán como las

penetraciones de 2.54, 5.08 y 7.62 cm, respectivamente; por lo tanto las ordenadas C' C, D' D y E' E representarían las cargas corregidas para dichas penetraciones. El valor relativo de soporte de la muestra a la compactación a que se hizo la prueba, será el calculado con el valor de la ordenada C' C, expresado como porcentaje de la carga estándar de 1300 kg.

Finalmente, con los valores relativos de soporte calculados, se construirá una gráfica en cuyas abscisas se indicarán los pesos volumétricos y grados de compactación que fueron reproducidos y en las ordenadas los valores relativos de soporte correspondiente (fig.4). En la misma gráfica en el eje de las ordenadas podrán indicarse los espesores correspondientes a cada uno de los valores relativos de soporte, de acuerdo con el tránsito previsto, con objeto de tener directamente el espesor requerido para cualquier peso volumétrico, comprendido dentro de los que fueron reproducidos.

Fig. - 1



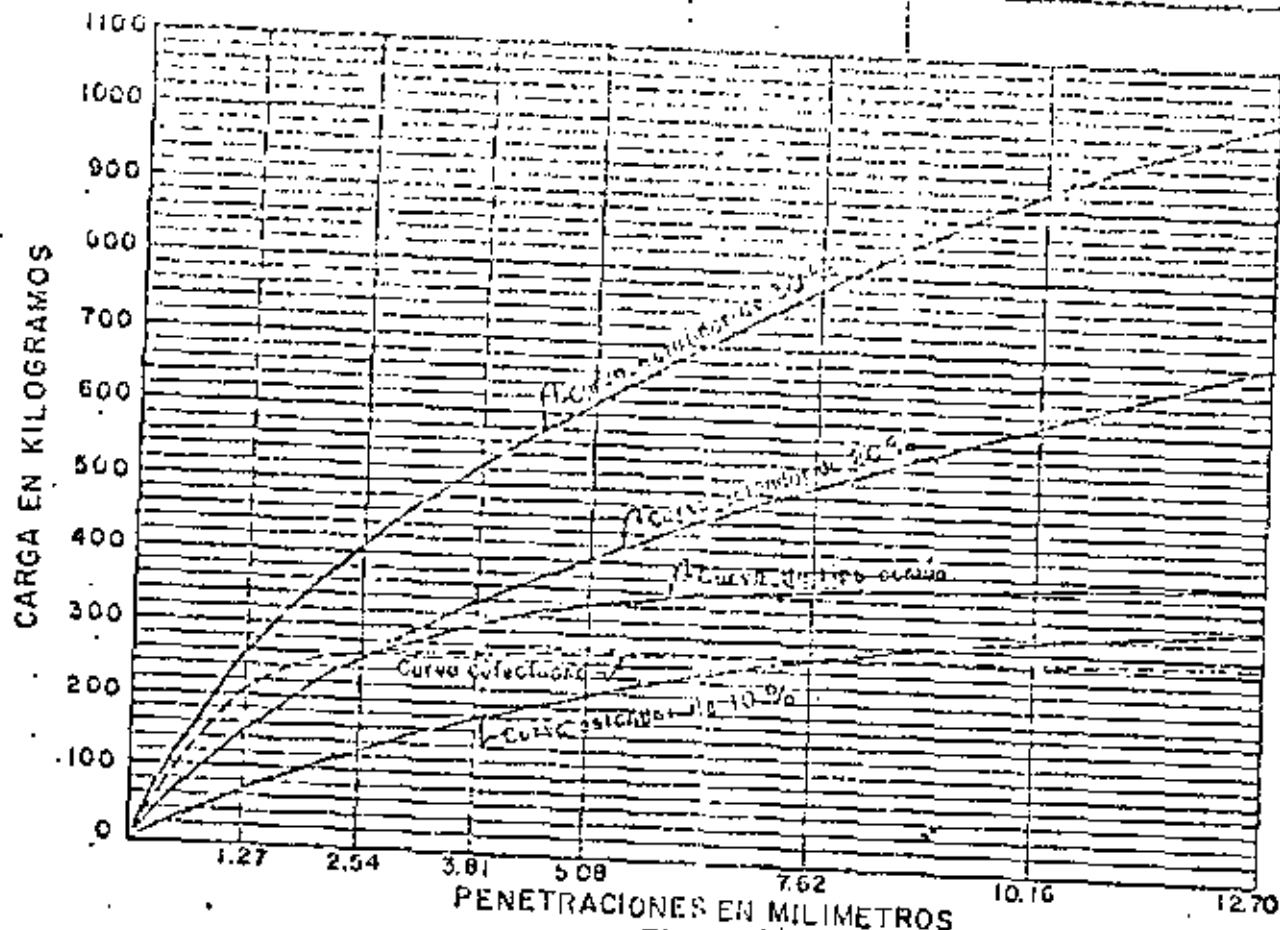
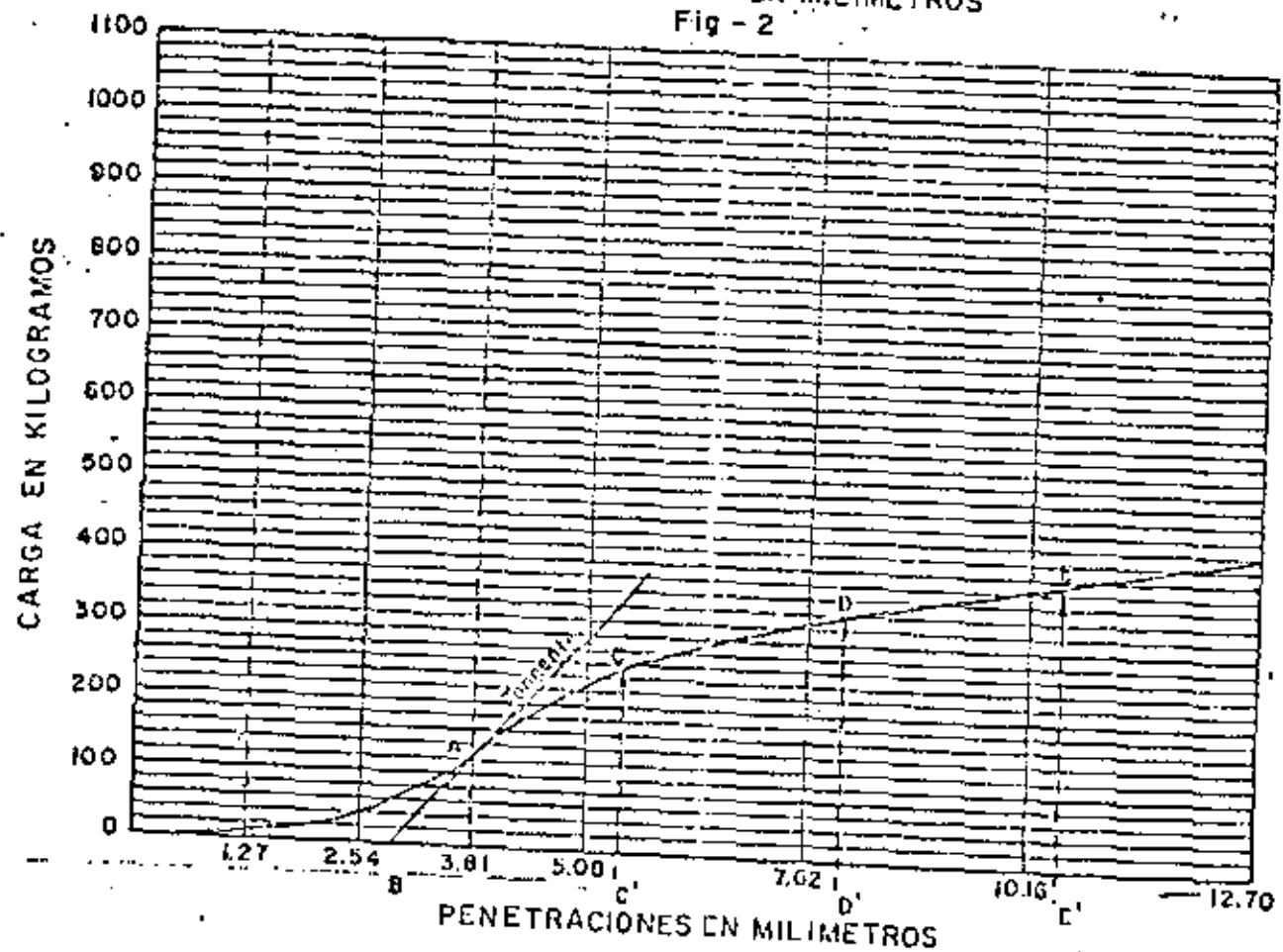


Fig - 2

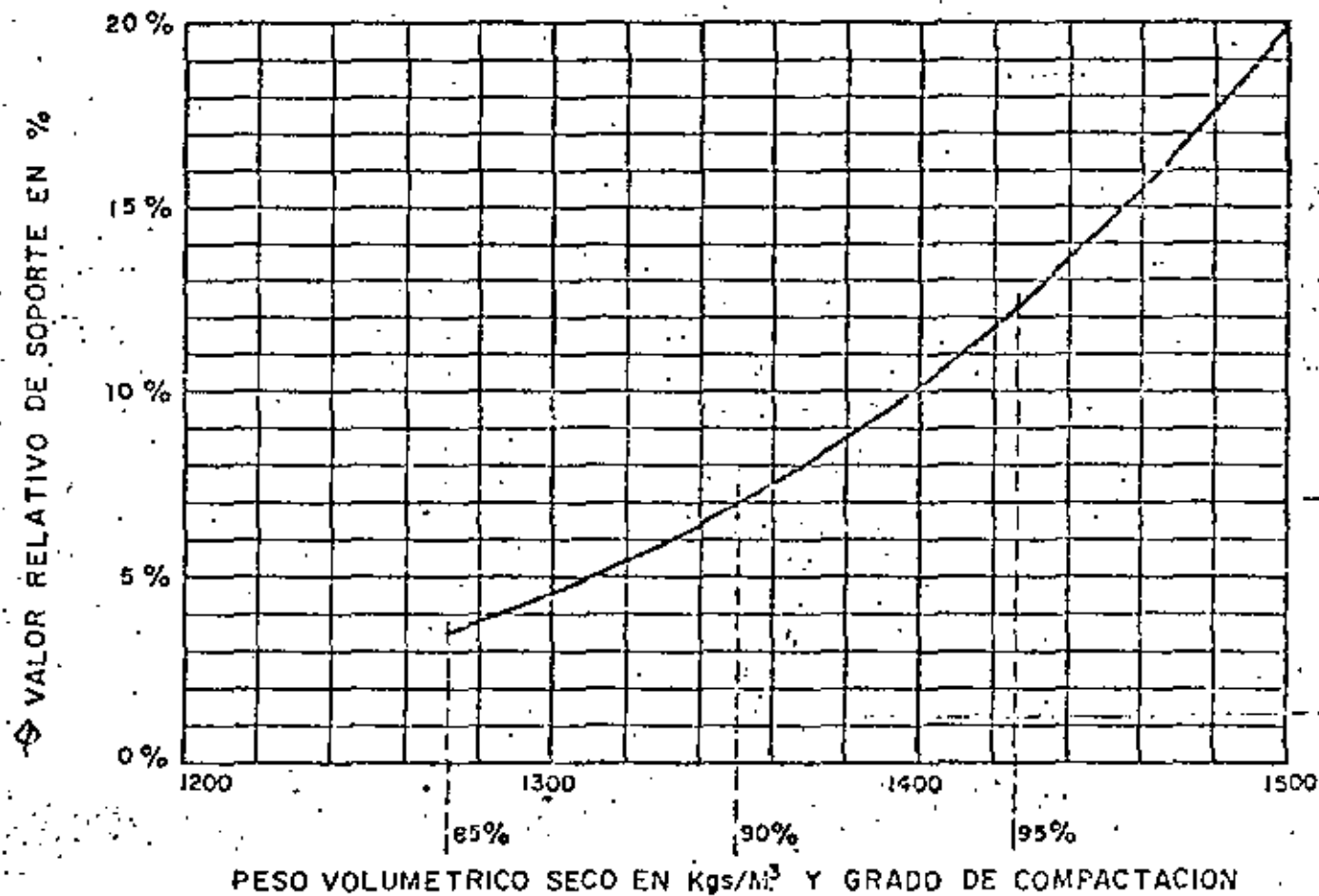


PENETRACIONES EN MILIMETROS

$$\text{Valor C. B. R.} = \frac{\text{Ordenada CC' en kgs.}}{1360 \text{ kgs.}} \times 100$$

Fig - 3

Fig. - 4



PROCEDIMIENTO DEL INSTITUTO DE INGENIERIA

Este método se basa en una generalización teórica de los datos experimentales en una pista circular construida por el Instituto de Ingeniería y en tramos experimentales construidos en carreteras de la República.

Se parte de la hipótesis de que la carretera más económica es aquella que tiene una resistencia relativa uniforme en todas sus capas y llega a la falla funcional cuando ha soportado el número acumulado de aplicaciones de carga equivalente (ΣL), especificadas para la vida de proyecto. Si la resistencia relativa no es uniforme en las diferentes capas de la estructura, se supone que la resistencia mínima determina la vida de servicio de la carretera.

Intervienen conceptos de capacidad de carga de suelos cohesivos y la teoría de distribución de esfuerzos verticales (σ_z) de Boussinesq, para el caso particular de una estructura de capas múltiples y resistencia relativa uniforme, sujeta a cargas repetidas de un eje sencillo equivalente cuyo peso estático es de 8.2 T y que tiene un coeficiente de impacto (I) constante. Además, se supone que el C.B.R. ($\widehat{C.B.R.}$) en el lugar es un buen indicador de la capacidad de carga de las diferentes capas, así mismo se acepta el valor C.B.R. obtenido por las pruebas modificadas no obstante que es conservador.

La falla por fatiga de una capa en la superficie, se analiza bajo la hipótesis de que existe una relación lineal entre el logaritmo de la resistencia ($\log \widehat{VRS}$) y el logaritmo del número -

acumulado de ejes equivalentes de 8.2 T (log. 2L). Para una capa cualquiera a una profundidad z, el concepto se generaliza - multiplicando la resistencia por el coeficiente de influencia - (Fz) de Boussinesq, suponiendo una estructura de resistencia - relativa constante.

El involucrar todas las capas de materiales de un camino, considerar que el daño que sufre la estructura está íntimamente ligada al tipo de tráfico, considerar la vida útil del camino y la tasa de crecimiento del tránsito hacen que este método sea confiable.

- * Santiago Corro y Guillermo Prado O.- Publicación 325 del Instituto de Ingeniería.- Diseño Estructural de Carreteras con pavimento Flexible.

EJEMPLO.-

Como primer paso es necesario establecer el coeficiente de acumulación del tránsito.

Al camino se le supondrá una vida de proyecto (n) de 10 años, - para la tasa de crecimiento anual (r), de tránsito se obtuvo 5 por ciento; con estos datos se entra a la Gráfica No. 1, obteniendo un coeficiente de acumulación de tránsito (c) igual a: 4500.

En la Gráfica No. 2 se tiene el aforo de tránsito cuyo coeficiente de distribución es de 0.5. Efectuando las operaciones que se indican, se obtiene un tránsito acumulado ($\leq L^n$) de 221 972, en función de ejes sencillos equivalentes de 8.2 T y para una vida de proyecto de 10 años y una tasa de crecimiento anual de 5 por ciento.

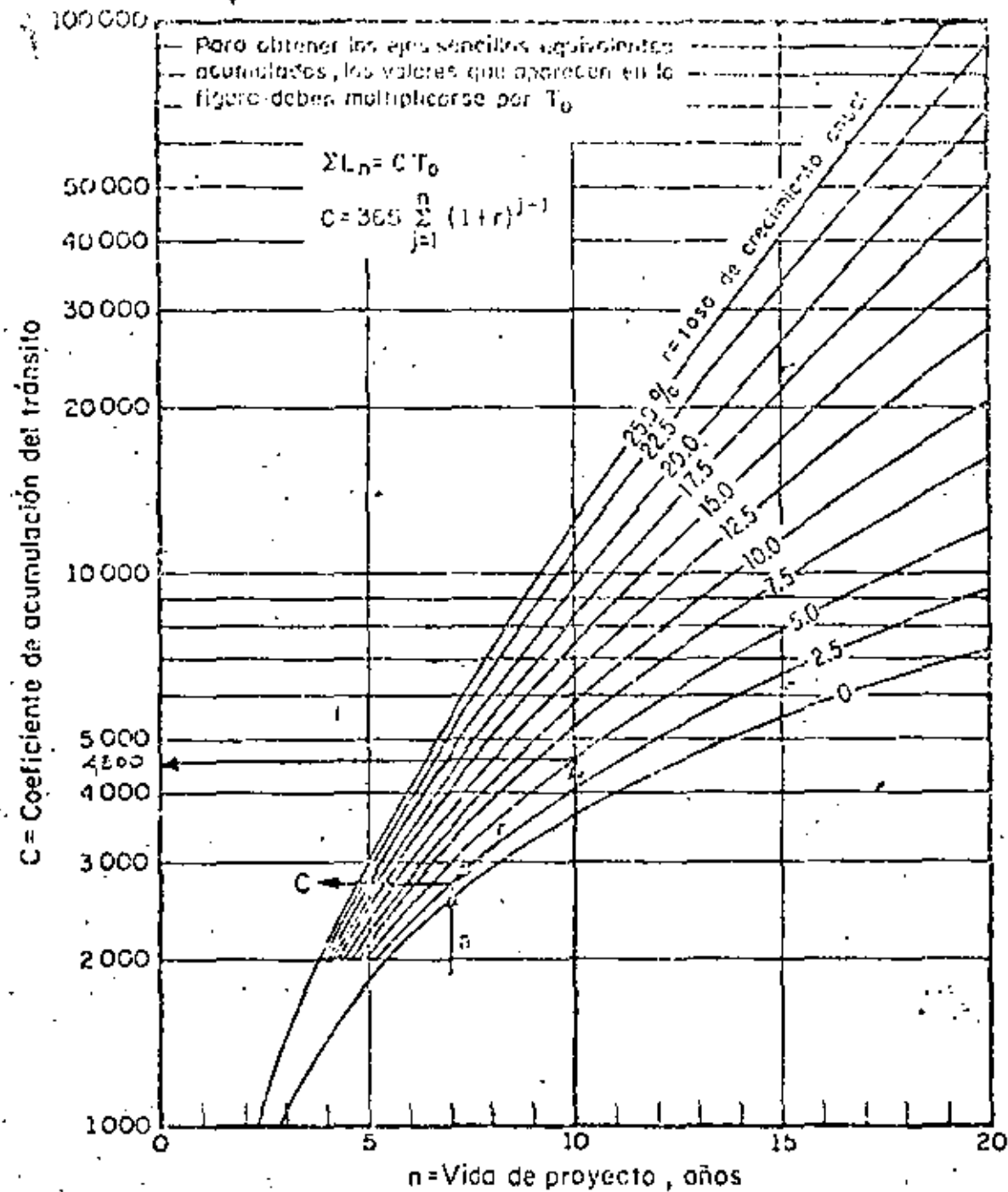
Se supone que los materiales con que se construirá el camino arrojaron los siguientes valores en la prueba modificada de

C.B.R. variante 2:

| | C.B.R. Variante 2 | Por ciento de Compactación. |
|----------------------|-------------------|-----------------------------|
| Terreno Natural: | 2 por ciento | natural |
| Cuerpo de terraplén: | 4 por ciento | 90 |
| Capa subrasante: | 7 por ciento | 95 |
| Revestimiento: | 50 por ciento | 95 |

El procedimiento propiamente dicho consiste en determinar el espesor de capa que un material requiere por encima de él para soportar las capas que impone el tránsito; la determinación de los espesores requeridos se hace de abajo hacia arriba, así tenemos-

(Figura No.3) que para el valor $\leq L^n=221\ 972$ y para los valores C.B.R. variante 2 de los materiales se obtienen lo siguientes



ΣL_n tránsito acumulado al cabo de n años de servicio, ejes equivalentes de 8.2 ton

C coeficiente de acumulación del tránsito, para n años de servicio y una tasa de crecimiento anual r

T_0 tránsito medio diario por carril en el primer año de servicio, ejes equivalentes de 8.2 ton

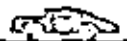

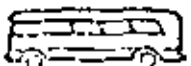


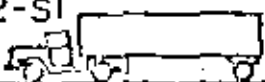
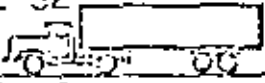
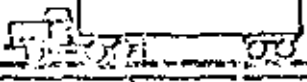
$$T_0 = \Sigma N_i F_i + \Sigma N_i' F_i'$$

N_i, N_i' promedio diario por carril de vehículos tipo i (cargados o descargados, respectivamente), durante el primer año de servicio

F_i, F_i' coeficiente de daño relativo producido por cada viaje del vehículo i (cargado o descargado, respectivamente), ejes equivalentes de 8.2 ton

Gráfica N°1 Estimación del tránsito equivalente acumulado.

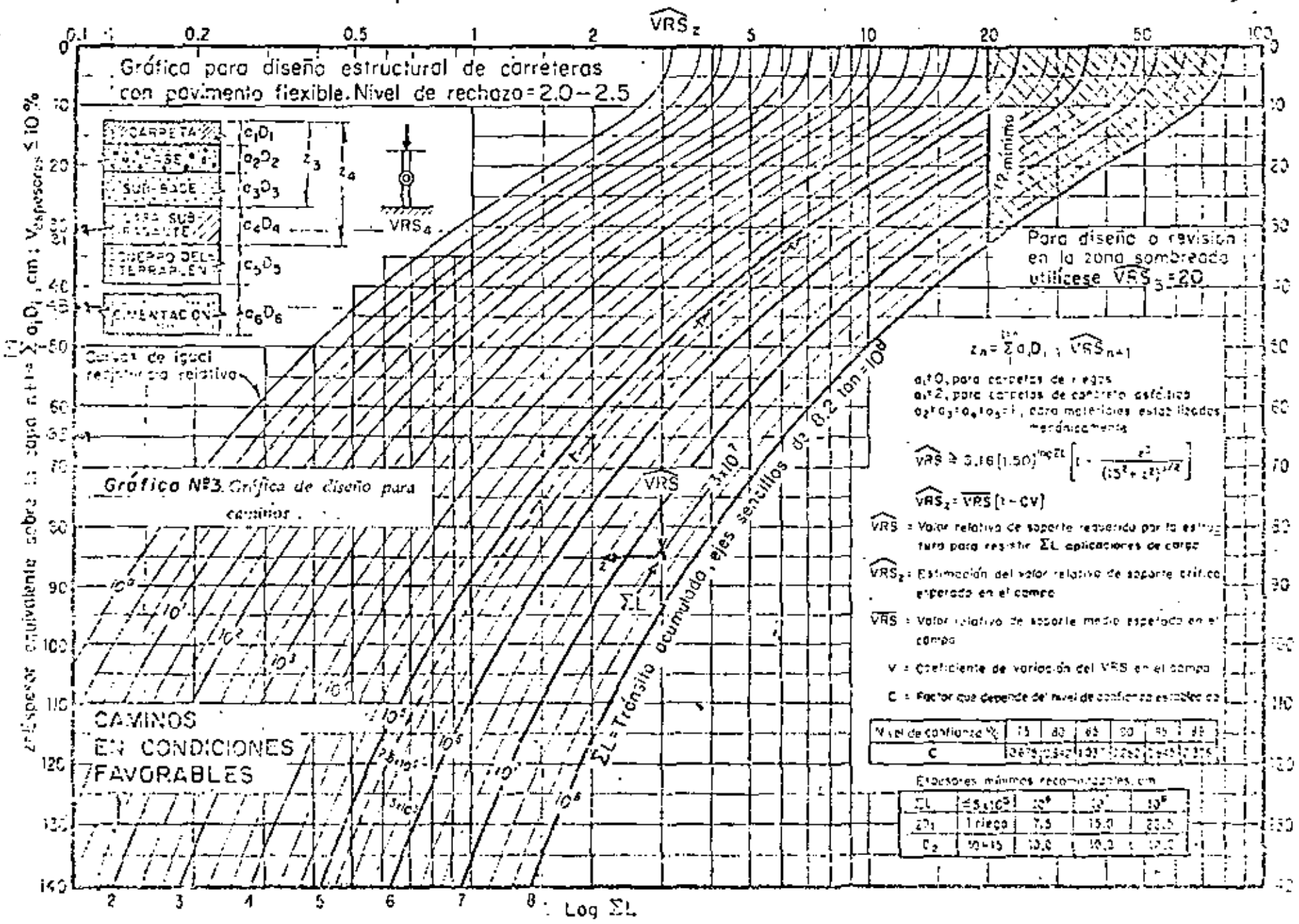
Notas _____

| TIPO DE VEHICULO | Número de vehículos en ambas direcciones | Coeficiente de distribución | Número de vehículos en el carril de proyecto | Coeficiente de vehículos cargados o vacíos | Número de vehículos cargados o vacíos por carril N_c, N_v | Coeficientes de daño por tránsito, F_1, F_2 | | Número de ejes equivalentes de 8.2 ton. N_e, N_e' | | |
|---|--|-----------------------------|--|--|---|---|----------------|---|-----------------|---------------|
| | | | | | | $z=0$ cm | $z=15$ cm | $z=0$ cm | $z=15$ cm | |
| Ap  | 300 | 0.5 | 150 | C= 1.00
V= — | 150
— | 0.005
0.005 | 0
0 | 0.75
— | —
— | |
| Ac  | 30 | / | 15 | C= 0.5
V= 0.5 | 7.5
7.5 | 0.34
0.34 | 0.042
0.001 | 2.55
2.55 | 3.215
0.002 | |
| B  | 8 | / | 4 | C= 1.00
V= — | 4.0
— | 2.0
1.20 | 1.150
0.340 | 5.00
— | 4.600
— | |
| C2  | 60 | / | 30 | C= 0.5
V= 0.5 | 15.0
15.0 | 0.93
0.88 | 0.465
0.027 | 13.66
13.66 | 7.210
0.400 | |
| C3  | 100 | / | 50 | C= 0.5
V= 0.5 | 25.0
25.0 | 0.88
0.83 | 0.375
0.044 | 22.00
22.00 | 16.800
1.100 | |
| T2-S1  | 40 | / | 20 | C= 0.5
V= 0.5 | 10.0
10.0 | 3.0
3.0 | 1.740
0.140 | 30.00
30.00 | 14.400
1.400 | |
| T2-S2  | | | | C= —
V= — | | 4.0
4.0 | 1.570
0.210 | | | |
| T3-S2  | | | | C= —
V= — | | 5.0
5.0 | 1.300
0.150 | | | |
| | | | Total | 269 | | | | | 148.77 | 49.327 |

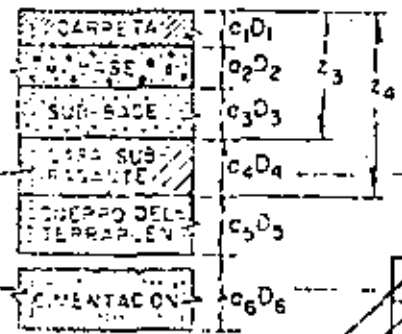
| | |
|---|---|
| NÚMERO DE CARRILES EN AMBAS DIRECCIONES | COEFICIENTE DE DISTRIBUCIÓN PARA EL CARRIL DE PROYECTO, % |
| 2 | 50 |
| 4 | 40-50 |
| 6 o más | 30-40 |

Años de servicio, $n = 10$ Tasa de crecimiento anual, $r = 5\%$
 Coeficiente de acumulación del tránsito, $C = 4500$
 Tránsito acumulado, $\sum L_n = C T_0 = \dots \dots \dots \sum L_n' = C T_0' = 221972$

Gráfico No 2. Tabla para cálculo del tránsito acumulado en función de ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton



Gráfica para diseño estructural de carreteras con pavimento flexible. Nivel de rechazo = 2.0-2.5



Para diseño o revisión en la zona sombreada utilícese $VRS_3 = 20$

Gráfica N°3 Gráfica de diseño para caminos

CAMINOS EN CONDICIONES FAVORABLES

$Z_A = \sum a_i D_i$, VRS_{n+1}
 $a_1 D_1$, para carpetas de riegos
 $a_2 D_2$, para carpetas de concreto estático
 $a_3 D_3, a_4 D_4, a_5 D_5$, para materiales estabilizados mecánicamente

$$VRS \geq 3.16 (1.50)^{100Z_A} \left[1 - \frac{Z_A^2}{(15^2 + Z_A^2)^{1/2}} \right]$$

$$VRS_2 = VRS (1 - CV)$$

VRS = Valor relativo de soporte requerido para la estructura para resistir ΣL aplicaciones de carga

VRS_2 = Estimación del valor relativo de soporte crítico esperada en el campo

VRS = Valor relativo de soporte medio esperada en el campo

CV = Coeficiente de variación del VRS en el campo

C = Factor que depende del nivel de confianza establecido

| Nivel de confianza % | 75 | 80 | 85 | 90 | 95 | 98 |
|----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| C | 1.2675 | 1.3438 | 1.4217 | 1.5020 | 1.5849 | 1.7508 |

Estructuras mínimas recomendadas, cm

| ΣL | $\leq 5 \times 10^3$ | 10^4 | 10^5 | 10^6 |
|------------|----------------------|--------|--------|--------|
| $a_1 D_1$ | 1 riego | 7.5 | 19.0 | 33.5 |
| C_2 | 10-15 | 13.0 | 18.0 | 27.0 |

Log ΣL

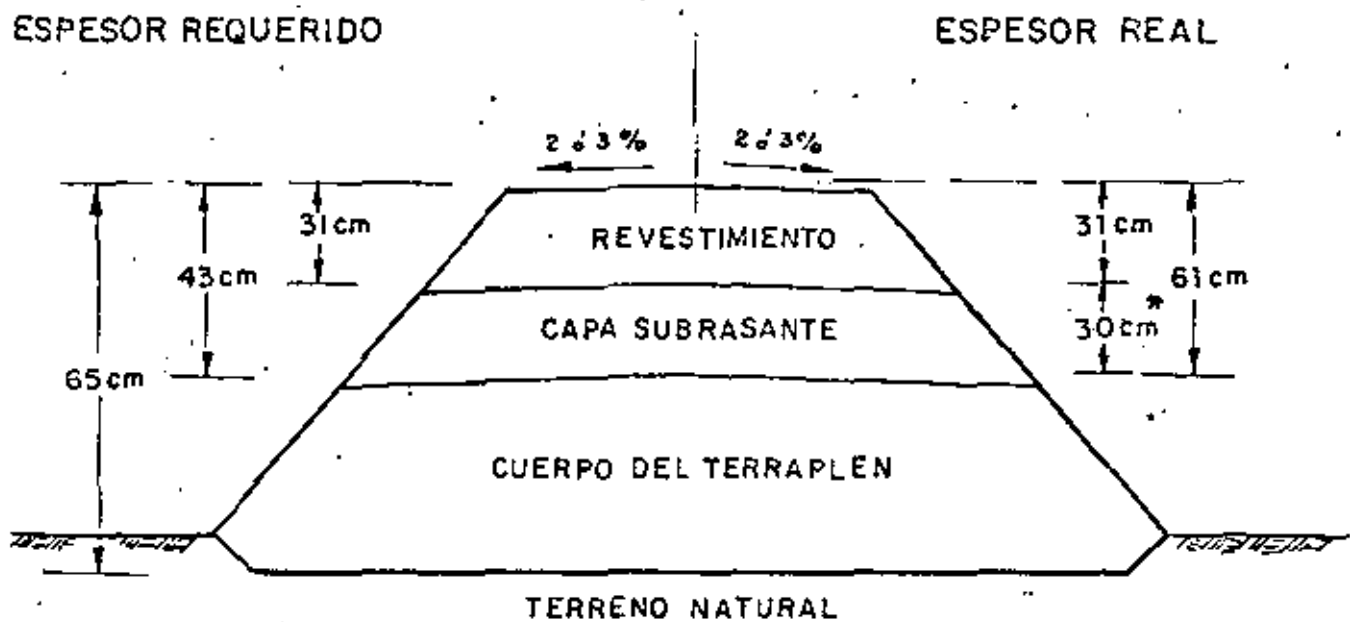
ESPESOR DEL MATERIAL REQUERIDO

TERRENO NATURAL.----- 65 cm

CUERPO DEL TERRAPLEN.--- 43 cm

CAPA SUBRASANTE.----- 31 cm

EN CONSECUENCIA LA SECCION QUEDARIA :



* POR ESPECIFICACION

EN LA FIGURA PODEMOS VER QUE BASTARIA CON PONER 4 cm DEL MATERIAL DEL CUERPO DEL TERRAPLEN SOBRE EL TERRENO NATURAL PARA QUE ESTE PUDIERA SOPORTAR LAS CARGAS DEL TRANSITO.

AFROPISTAS.

El método que a continuación se expone fue desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos y será ilustrado con un ejemplo:

El avión que se considerará será un Fairchild Fh-227; como en los ejes principales (80 por ciento de la carga) sus ruedas son del sistema dual (ruedas gemelas) es necesario determinar la carga equivalente y a que profundidad esta carga induce esfuerzos iguales a la carga de ambas ruedas.

En la figura No. 1 se muestra una idealización del efecto de un sistema dual; tanto la teoría como la fase experimental demuestran que el efecto de las dos llantas empiezan a sobreponerse a la profundidad $d/2$ bajo la superficie y que la superposición de esfuerzos de las dos llantas es prácticamente total a la profundidad $2d$; es decir una carga $2P$ situada al centro de las llantas produce en un punto situado abajo de la profundidad $2d$, el mismo esfuerzo que producen las llantas

Como primer paso se requiere determinar el área de contacto de las ruedas (A).

Datos:

$$S = 9" + 7.5" = 16.5"$$

$$P = 10\ 150\ 16.$$

$$p = 105\ \text{psi.}$$

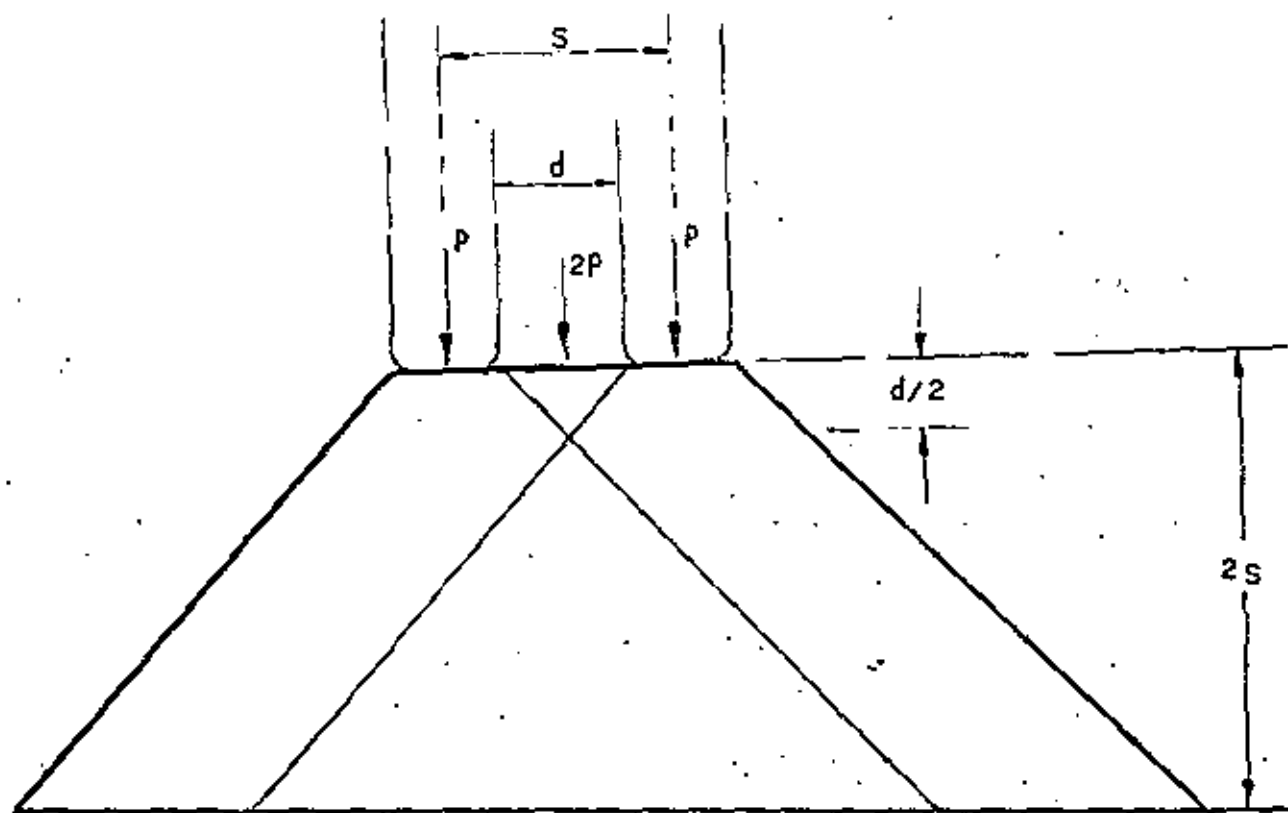
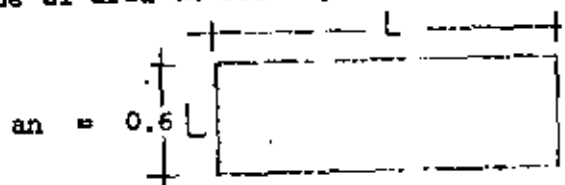


FIGURA No. 1.

$$A = \frac{P}{P} = \frac{10150}{105} = 96.8 \text{ in}^2$$

Suponiendo que el área es rectangular se tiene:



$$A = 0.6 L \times L = 96.8$$

$$L^2 = \frac{96.8}{0.6} = 161 \quad L = 12.7$$

$$an = 0.6 L = 7.6$$

$$d = 16.5 - 7.6 = 8.9''$$

Suponiendo que entre las profundidades $d/2$ y $2S$ la variación de la carga es lineal, un punto colocado entre la superficie Y $d/2$ es actuado -- por un esfuerzo debido a la carga P , un punto colocado abajo de $2S$ sufre un esfuerzo debido a la carga única $2P$, por consiguiente un punto -- entre $d/2$ y $2S$ tendrá un esfuerzo debido a una carga proporcional intermedia a P y $2P$.

La solución de esto se puede efectuar en forma gráfica (Ver figura No. 2).

| | | | |
|----------------|--|----------------|------------------|
| $d/2 = 4.45''$ | $2S = 33''$ | | |
| I | $\left(\begin{matrix} 4.45, 10 150 \\ 11.30 \quad 4 600 \end{matrix} \right)$ | Sist. Inglés. | ó sea $(d/2, P)$ |
| | | Sist. Métrico | |
| II | $\left(\begin{matrix} 33 \quad 20 300 \\ 83.3 \quad 9 200 \end{matrix} \right)$ | Sist. Inglés | ó sea $(2S, 2P)$ |
| | | Sist. Métrico. | |

El punto I representa la situación de que cada carga del sistema dual -- actúa por separado y el punto II representa el nivel en que el esfuerzo -- resultante de la superposición se hace total; estos puntos se dibujan en -- la figura No. 2.

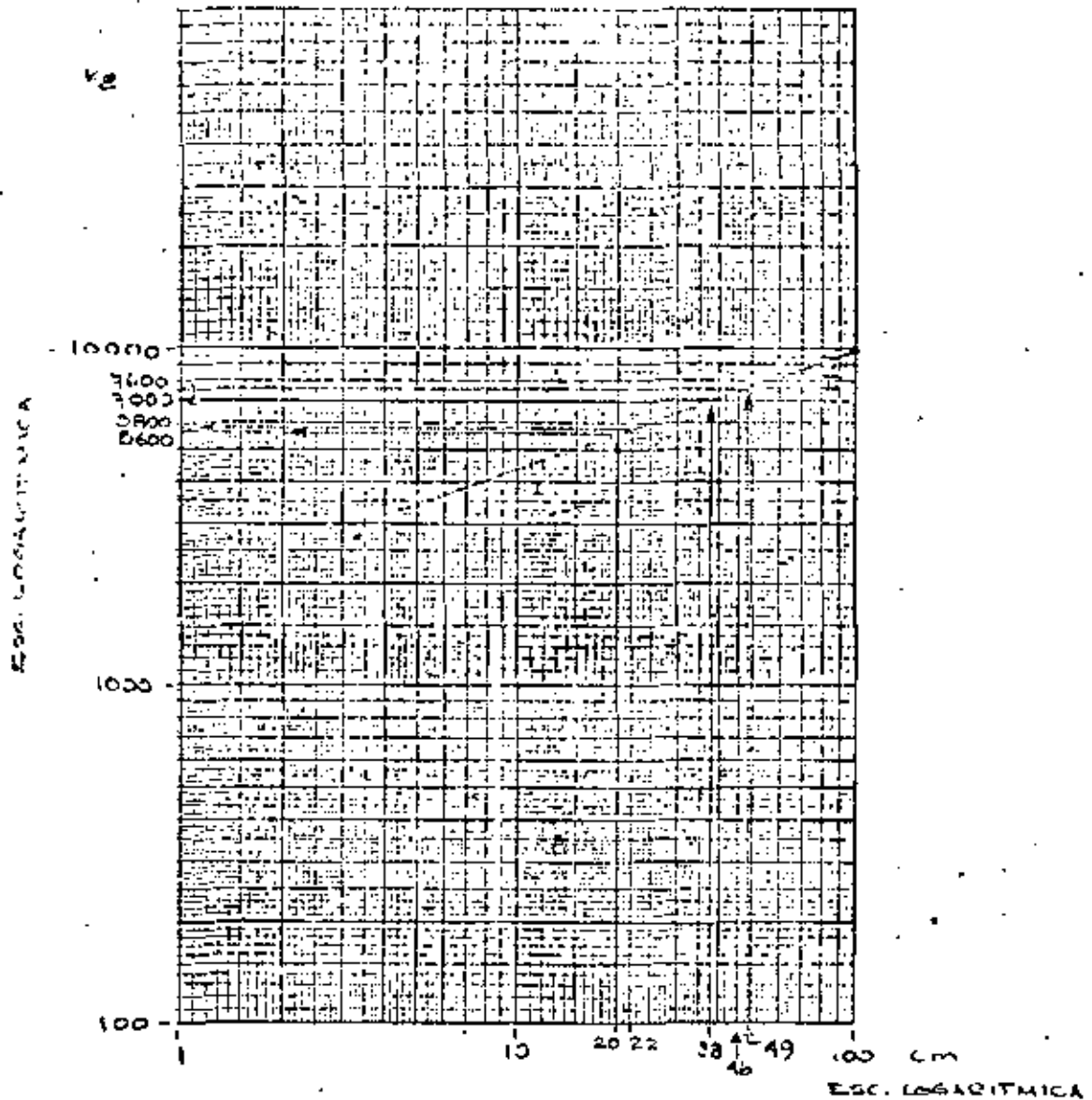


FIGURA No. 2.

La definición de la carga equivalente y el espesor de material que se debe colocar sobre el terreno de cimentación, que es el siguiente paso en el -- proceso, se debe efectuar por aproximaciones sucesivas ya que como se dijo anteriormente se requiere determinar a que profundidad la carga equivalente y las cargas sucesivas producen el mismo efecto.

Como primera aproximación se utiliza la carga por rueda o sea - - -

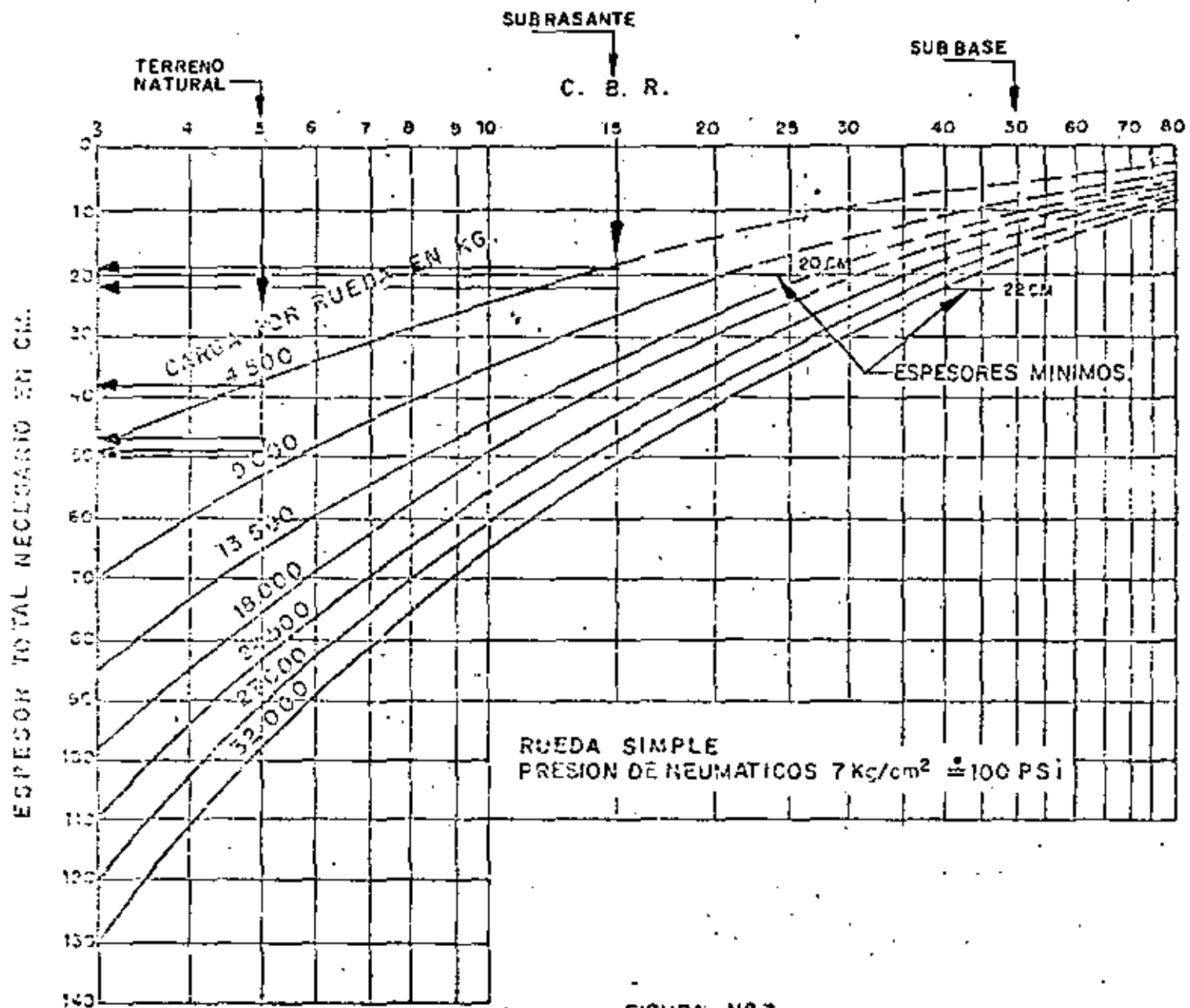


FIGURA N° 3

$P = 10\ 150\ \text{lb.} = 4600\ \text{kg.}$

Se supone que el terreno natural tiene un C.B.R. modificado variante I de 5 por ciento.

Con estos valores se entra a la figura No. 3 de donde se obtiene un espesor de 38 cm; este dato se dibuja en la figura No. 2 de donde se obtiene una carga equivalente de 7 000 kg.

Con esta carga equivalente se vuelve a determinar el espesor en la figura No. 3 en la que se obtiene un espesor de 46 cm y con este valor en la figura No. 2 se obtiene una nueva carga equivalente de 7 600 kg.

Continuando con el procedimiento indicado se obtiene finalmente una carga equivalente de 7 600 kg y un espesor de material que cubra al terreno natural de 49 cm.

Todo este proceso se repite para cada una de las capas del material que formarán la estructura de la pista, así se obtienen los siguientes valores para el caso presente.

CAPA SUBRASANTE.

C B R Variante I = 15 por ciento (supuesto).

Carga equivalente = 5 800 kg.

Espesor necesario = 22 cm.

CAPA SUB-BASE.

C B R Variante I = 50 por ciento (supuesto).

Como se puede ver en la gráfica No. 3 para un valor CBR de 50 por ciento el espesor necesario es de 7 cm. aproximadamente, las especifici

ESPESOR
REQUERIDO.

RIEGO DE IMPREGNACION PESADO CON
ASFALTO REBAJADO DE FRAGUADO ME-
DIO A RAZON DE APROXIMADAMENTE
 $2.115/m^2$

ESPESOR
REAL.

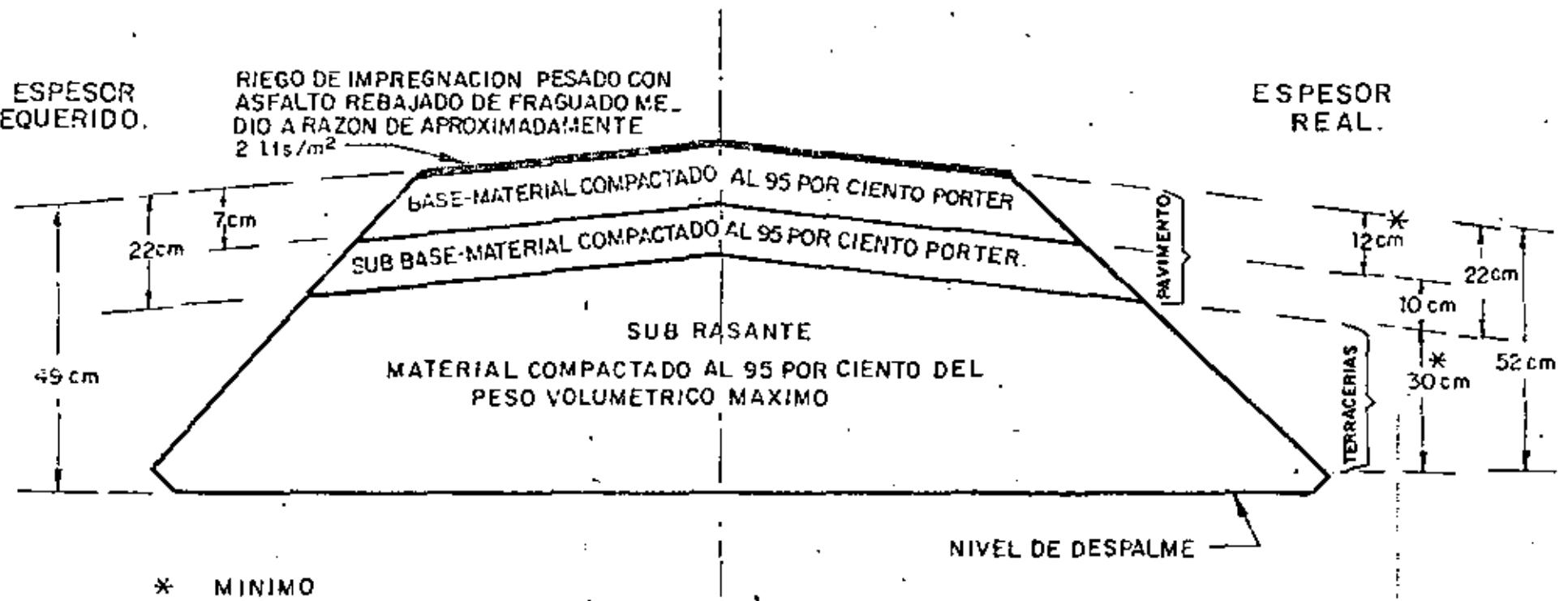


FIGURA N° 4.

caciones para la calidad del material de sub-base son las mismas del material de revestimiento.

CAPA DE BASE.

C. B. R. Variante I = 100 por ciento (supuesto).

Normalmente para el tipo de avión considerado en este ejemplo los aeropuertos se construyen con una superficie de rodamiento a base de un riego de impregnación "pesado", en consecuencia la sección transversal quedaría — como se indica en la figura No. 1.

Las especificaciones de los materiales para la capa de base y la superficie de rodamiento se indican en el anexo No. 1.

Para suelos con C B R menor de 10 se puede utilizar la siguiente fórmula, en combinación con el método gráfico para determinar la carga equivalente.

$$e = \sqrt{P \left(\frac{1}{8.1 \text{ C B R}} - \frac{1}{p \pi} \right)}$$

donde:

- e = espesor requerido (in).
- P = carga de la rueda de proyecto (lbs).
- p = presión de inflado de la rueda de diseño (psi).

DIRECCION DE PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD

NORMAS DE CALIDAD PARA MATERIALES PARA BASE DE CAMINOS Y AEROPISTAS DE ZONAS DE RIEGO.

MATERIAL: _____

PROCEDENCIA: _____ ESTACION: _____

BANCO: _____ POZO: _____ PROFUNDIDAD: _____

IDENTIFICACION LABORATORIO: _____ MUESTRA: _____

FECHA RECIBO: _____ FECHA INFORME: _____

PESO VOLUMETRICO SUELTO _____ Kg/m³

PESO VOLUMETRICO MAXIMO _____ Kg/m³

HUMEDAD OPTIMA _____ POR CIENTO

DESPERDICIO EN LA MUESTRA _____ POR CIENTO

POR CIENTO QUE PASA MALLA

50.80 (2") _____

38.10 (1 1/2") _____

25.40 (1") _____

19.05 (3/4") _____

9.520 (3/8") _____

4.760 (Nº4) _____

2.362 (Nº6) _____

1.168 (Nº14) _____

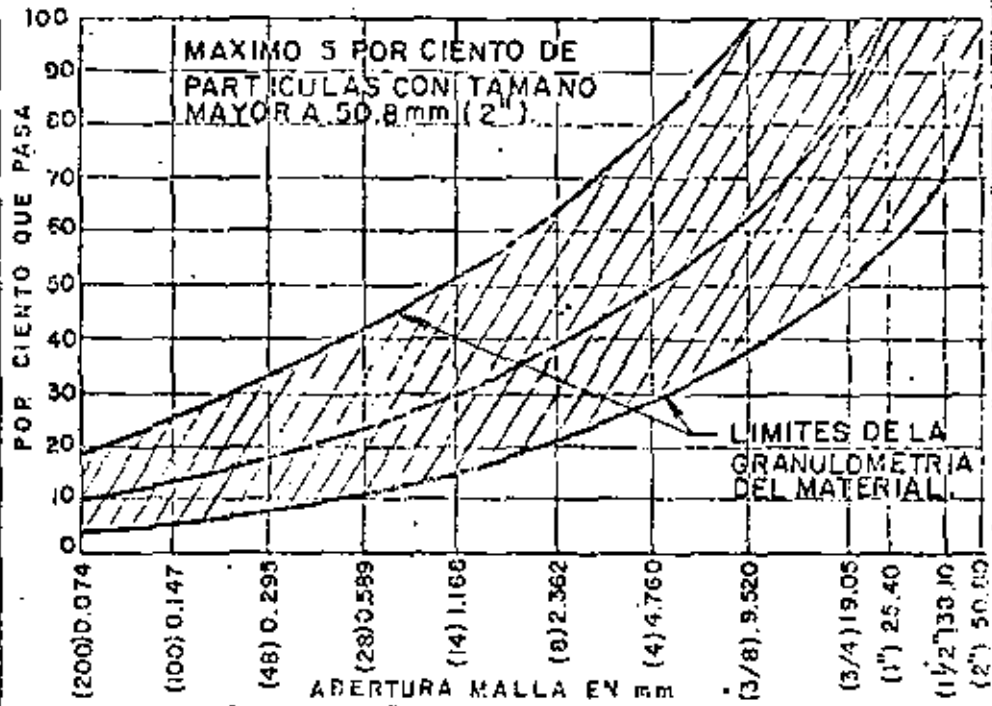
0.589 (Nº28) _____

0.295 (Nº46) _____

0.147 (Nº100) _____

0.074 (Nº200) _____

GRAFICA DE COMPOSICION GRANULOMETRICA



C. B. R. (ESTANDAR) POR CIENTO _____

CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS) _____

POR CIENTO EXPANSION _____

PRUEBAS EN MATERIAL MAYOR 9.520 mm (3/8")

PRUEBAS EN MATERIAL MENOR 0.420 mm (Nº 40)

ABSORCION _____

DENSIDAD _____

COMPACTACION POR CIENTO _____

HUMEDAD DEL LUGAR POR CIENTO _____

LIMITE LIQUIDO 30

LIMITE PLASTICO _____

INDICE PLASTICO 6 0 9

| | CAMINOS | | AEROPISTAS | |
|-------------------------------|-----------------------|-----------------------|------------|----------|
| | VEHICULOS | PESADOS DIARIOS | -20 TON. | +20 TON. |
| VALOR CBR ESTANDAR MINIMO % | - 1000 | + 1000 | 80 | 100 |
| EQUIVALENTE DE ARENA MINIMO % | 80 | 100 | 80 | 100 |
| DESGASTES DE LOS ANGELES | 30 | 45 POR CIENTO MAXIMO. | | |
| CUBRIMIENTO METODO INGLES | 90 POR CIENTO MINIMO. | | | |
| DESPRENDIMIENTO POR FRICCION. | 25 POR CIENTO MAXIMO. | | | |
| EQUIVALENTE DE ARENA: | 35 POR CIENTO MINIMO. | | | |

EL LABORATORISTA: _____

EL JEFE DE LABORATORIO: _____

DETERMINACION DEL VALOR DE DISEÑO C.B.R.

Se llama Valor de Diseño C.B.R. el valor con el cual el 50 por ciento de todos los valores de los probos de la capa subyacente son iguales o mayores que él.

El Valor de Diseño C.B.R. se determina de la manera siguiente:

- 1.- Disponganse los valores C.B.R. de prueba en orden numérico ascendente.
- 2.- Para cada valor de la prueba, determínese el porcentaje de valores iguales o mayores que el mismo.
- 3.- Grafiquense los resultados con los valores de resistencia de la subsistente como abscisas en la escala horizontal y los porcentajes calculados como ordenadas en la escala vertical. Trácese una curva bien localizada a través de los puntos graficados.
- 4.- Trácese una horizontal por el 50 por ciento de valores iguales o mayores hasta interceptar la curva; de este punto partirá una vertical hasta el eje de las abscisas encontrándose en la intersección el valor de diseño (Ver figura 1).

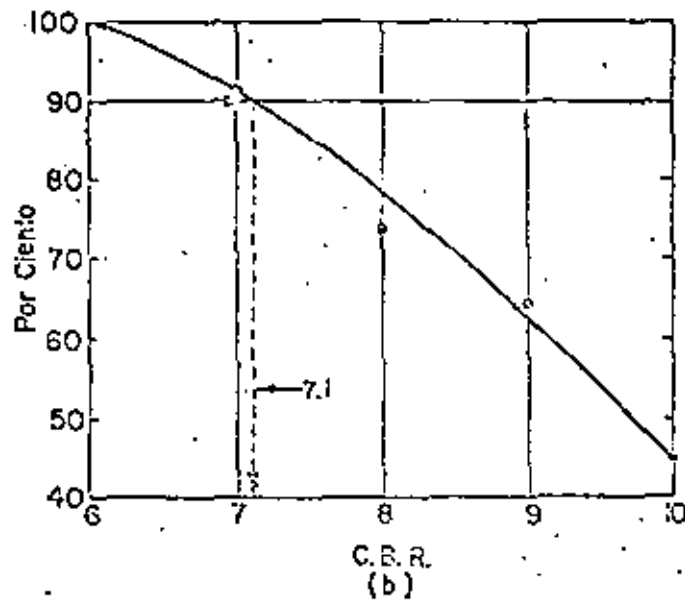
NORMAS DE CALIDAD QUE DEBERA CUMPLIR EL PRODUCTO ASFALTICO TIPO FM-2 PARA EL RIEGO DE IMPREGNACION PESADO.

| PRUEBAS AL MATERIAL ASFALTICO | ASFALTO REBAJADO DE FRAGUADO MEDIO (FM-2) |
|---|---|
| PUNTO DE INFLAMACION (COPA ABIERTA TAG) °C mínimo | 6.5 G |
| VISCOSIDAD SAY. BOLT-FURDL a 60°C, SEGUNDOS | 100 - 200 |
| DESTILACION, POR CIENTO DEL TOTAL DESTILADO A 360°C | |
| HASTA 225°C MINIMO. | 10 |
| HASTA 260°C MINIMO. | 15 - 55 |
| HASTA 315°C MINIMO | 60 - 87 |
| RESIDUO DE LA DESTILACION A 350°C POR CIENTO EN VOLUMEN TOTAL POR DIFERENCIA, MINIMO. | 67 |
| AGUA POR DESTILACION POR CIENTO MAXIMO | 0.2 |
| PRUEBAS AL RESIDUO DE LA DESTILACION | |
| PENETRACION, GRADOS | 120-300 |
| DUCTILIDAD, 25°C CM MINIMO | 100 |
| SOLUBILIDAD EN TETRACLORURO DE CARBONO POR CIENTO MINIMO. | 99.5 |

| (1) | (2) | (3) | (4) |
|--------|-----|-----------------------------------|---------------|
| C.B.R. | Nº | Valores iguales
o mayores que: | Por
Ciento |
| 6 | 1 | 11 | 100 |
| 7 | 2 | 10 | 91 |
| 8 | 1 | 8 | 73 |
| 9 | 2 | 7 | 64 |
| 10 | 2 | 5 | 45 |
| 11 | 2 | 3 | 27 |
| 12 | 1 | 1 | 9 |

11

(a)



(b)

Fig. 1.-Determinación del valor de diseño C.B.R.

CLASIFICACION DE LOS CAMINOS.

Caminos Primarios

Son aquellos que por su ubicación dentro de una zona de riego canalizan a un punto (centro de almacenamiento, centro de distribución, carretera, etc.), el tráfico de varios caminos y/o su volumen de tránsito puede llegar a ser del orden de 500 vehículos diarios en temporada de cosecha y/o se considere un tránsito diario promedio anual de ese mismo orden.

Caminos Secundarios

Son caminos que comunican a una determinada área de la zona de riego con un camino principal y/o su volumen de tránsito puede llegar a ser del orden de 200 a 500 vehículos diarios en temporada de cosecha y/o se considere un tránsito diario promedio anual de ese mismo orden.

Caminos de Servicio o Terciarios

Son aquellos que sirven para efectuar recorridos de inspección, y permitir el transporte de equipo y material para conservación y reparación de los canales y estructuras de una zona de riego; también pueden ser caminos cuyo volumen de tránsito en época de cosecha y/o su volumen de tránsito diario promedio anual no mayor de 200 vehículos diarios.

CLASIFICACION DE LOS CAMINOS.

Caminos Primarios

Son aquellos que por su ubicación dentro de una zona de riego canalizan a un punto (centro de almacenamiento, centro de distribución, carretera, etc.), el tráfico de varios caminos y/o su volumen de tránsito puede llegar a ser del orden de 500 vehículos diarios en temporada de cosecha y/o se considere un tránsito diario promedio anual de ese mismo orden.

Caminos Secundarios

Son caminos que comunican a una determinada área de la zona de riego con un camino principal y/o su volumen de tránsito puede llegar a ser del orden de 200 a 500 vehículos diarios en temporada de cosecha y/o se considere un tránsito diario promedio anual de ese mismo orden.

Caminos de Servicio o Terciarios

Son aquellos que sirven para efectuar recorridos de inspección, y permitir el transporte de equipo y material para conservación y reparación de los canales y estructuras de una zona de riego; también pueden ser caminos cuyo volumen de tránsito en época de cosecha y/o su volumen de tránsito diario promedio anual no mayor de 200 vehículos diarios.

CARACTERISTICAS DE LA SECCION TRANSVERSAL

| | <u>CAMINOS PRIMARIOS</u> | <u>CAMINOS SECUNDARIOS</u> | <u>CAMINOS DE SERVICIO O TERCARIOS</u> |
|-----------------------------------|--------------------------|----------------------------|--|
| Ancho de subcorona
m | 8.10 | 7.10 | 6.10 |
| Ancho de calzada
m | 6.10 | 6.10 | 6.10 |
| Acotamientos (sin
revestir) m | 1.00 | 0.50 | -- |
| Pendiente Transversal
% | 2 a 3 | 2 a 3 | 2 a 3 |
| Profundidad de la
cuneta (B) m | 0.50 | 0.50 | 0.75 |

Ver anexo No. 2

Para cualquier tipo de camino la línea subrasante deberá proyectarse para que quede, por lo menos 1.00 m arriba del nivel de aguas freáticas.

Los taludes del terraplén deberán ajustarse a lo siguiente, sin importar el tipo de camino:

| <u>ALTURA DEL TERRAPLEN
EN m</u> | <u>TALUD
(T)</u> |
|--------------------------------------|-----------------------------------|
| Hasta 1.00 m | 3 : 1 |
| 1.00 a 3.00 m | 2 : 1 |
| 3.00 a 6.00 m | 1.5 : 1 |
| Mayor de 6.00 m | Sujeto a análisis de estabilidad. |

El derecho de vía de los caminos de una zona de riego será de mínimo 20 m medidos a ambos lados del eje.

CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

Caminos Primarios

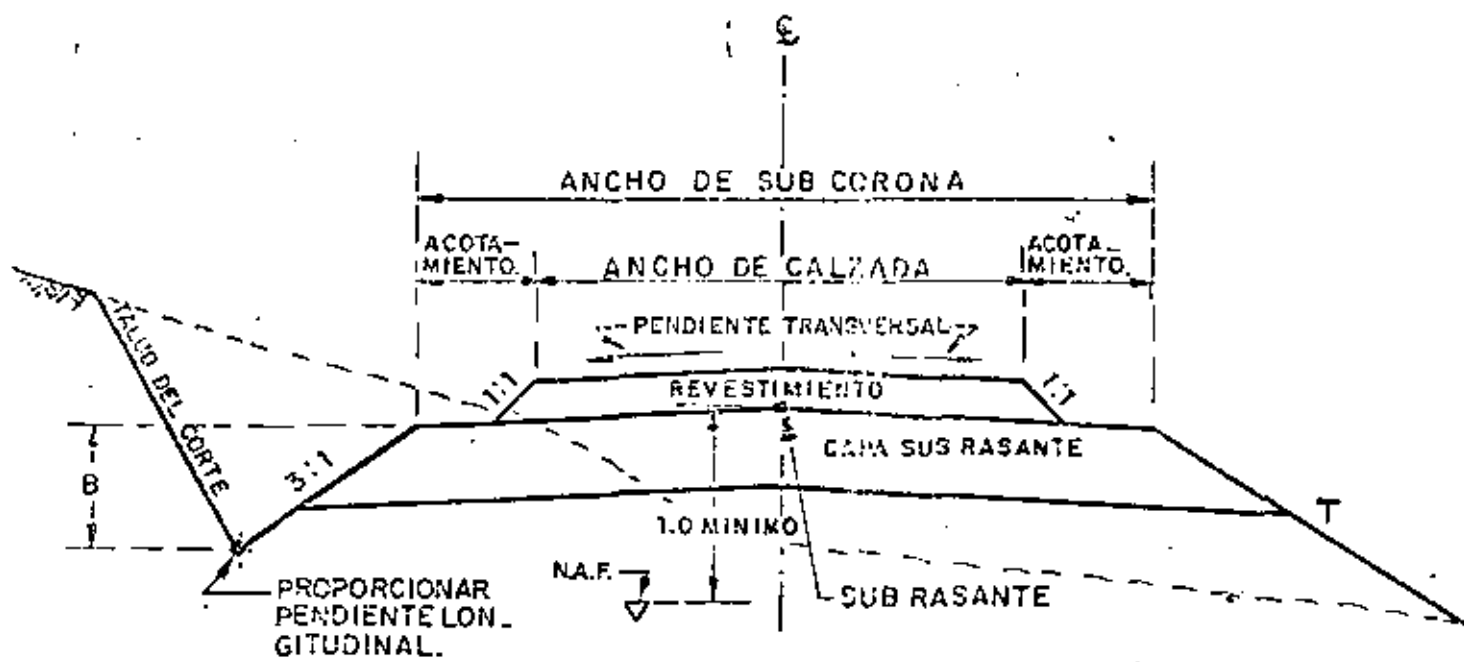
| | <u>TERRENO PLANO
Y LOMERIO SUAVE</u> | <u>LOMERIO
FUERTE</u> |
|---|--|---------------------------|
| Velocidad de operación | 80 Km/h | 70 Km/h |
| Velocidad de Proyecto | 60 " | 50 " |
| Grado máximo de curvatura | 9° | 11° |
| Pendiente gobernadora | - | 5% |
| Pendiente máxima | 4 | 7 |
| Sobreelevación máxima | 9% | 10% |
| Bombeo (A nivel de sub-base) | 3% | 3% |
| Vehículo de Proyecto - DE - 610 (Ver anexo No. 1) | | |

Caminos Secundarios y Caminos de Servicio

| | <u>TERRENO PLANO
Y LOMERIO SUAVE</u> | <u>LOMERIO
FUERTE</u> |
|---|--|---------------------------|
| Velocidad de operación | 60 Km/h | 50 Km/h |
| Velocidad de Proyecto | 60 Km/h | 50 Km/h |
| Grado máximo de curvatura | 11° | 17° |
| Pendiente gobernadora | - | 6% |
| Pendiente máxima | 5% | 8% |
| Sobreelevación máxima | 10% | 10% |
| Bombeo (pendiente transversal) | 3% | 3% |
| Vehículo de Diseño - DE - 450 (Ver anexo No. 1) | | |

| CARACTERÍSTICAS | | VEHÍCULO DE PROYECTO | | | | | |
|--|---|----------------------|--------|---------|----------------|----------------|---------|
| | | DE-333 | DT-453 | DE-610 | DE-270 | DE-1525 | |
| DIMENSIONES EN CM. | Longitud total del vehículo | L | 580 | 730 | 915 | 1025 | 1678 |
| | Distancia entre ejes extremos del vehículo | DE | 335 | 450 | 610 | 1220 | 1625 |
| | Distancia entre ejes extremos del tractor | DET | --- | --- | --- | 397 | 915 |
| | Distancia entre ejes del semirremolque | DES | --- | --- | --- | 762 | 610 |
| | Vuelo delantero | Vd | 92 | 100 | 122 | 122 | 92 |
| | Vuelo trasero | Vt | 193 | 100 | 183 | 183 | 61 |
| | Distancia entre ejes tandem tractor | T1 | --- | --- | --- | --- | 122 |
| | Distancia entre ejes tandem semirremolque | Ts | --- | --- | --- | 122 | 122 |
| | Distancia entre ejes interiores tractor | Di | --- | --- | --- | 397 | 482 |
| | Dist. entre ejes interiores tractor y semirremolque | Dis | --- | --- | --- | 701 | 793 |
| | Ancho total del vehículo | A | 214 | 244 | 259 | 259 | 259 |
| | Entrevía del vehículo | EV | 183 | 244 | 259 | 259 | 259 |
| | Altura total del vehículo | HT | 167 | 214-412 | 214-412 | 214-412 | 214-412 |
| | Altura de los ojos del conductor | HO | 114 | 114 | 114 | 114 | 114 |
| | Altura de los faros delanteros | HF | 61 | 61 | 61 | 61 | 61 |
| Altura de los faros traseros | HT | 61 | 61 | 61 | 61 | 61 | |
| Ángulo de desviación del haz de luz de las faros | CC | 1° | 1° | 1° | 1° | 1° | |
| Radio de giro mínimo (cm) | RG | 732 | 1040 | 1281 | 1220 | 1372 | |
| Peso total (Kg) | Vehículo vacío | Wv | 2000 | 4000 | 7000 | 10000 | 14000 |
| | Vehículo cargado | Wc | 5000 | 10000 | 17000 | 25000 | 30000 |
| Relación. Peso/Potencia (Kg/HP) | W/P | 45 | 90 | 120 | 180 | 160 | |
| VEHÍCULOS REPRESENTADOS POR EL DE PROYECTO | | ApyAc | CR | R-C3 | T2-S1
T2-S2 | T3-S2
OTROS | |
| PORCENTAJE DE VEHÍCULOS DEL TIPO INDICADO CUYA DISTANCIA ENTRE EJES EXTREMOS (DE) ES MENOR QUE LA DEL VEHÍCULO DE PROYECTO | ApyAc | 99 | 100 | 100 | 100 | 100 | |
| | C2 | 30 | 90 | 99 | 100 | 100 | |
| | C3 | 10 | 75 | 99 | 100 | 100 | |
| | T2-S1 | 0 | 0 | 1 | 80 | 99 | |
| | T2-S2 | 0 | 0 | 1 | 93 | 100 | |
| | T3-S2 | 0 | 0 | 1 | 18 | 90 | |
| PORCENTAJE DE VEHÍCULOS DEL TIPO INDICADO CUYA RELACION PESO/POTENCIA ES MENOR QUE LA DEL VEHÍCULO DE PROYECTO | ApyAc | 98 | 100 | 100 | 100 | 100 | |
| | C2 | 32 | 88 | 100 | 100 | 100 | |
| | C3 | 20 | 82 | 100 | 100 | 100 | |
| | T2-S1 | 6 | 65 | 100 | 100 | 100 | |
| | T2-S2 | 6 | 42 | 94 | 93 | 98 | |
| | T3-S2 | 2 | 45 | 40 | 89 | 60 | |

ANEXO Nº 1.- CARACTERÍSTICAS DE LOS VEHÍCULOS DE PROYECTO



ANEXO Nº2

AEROPISTAS.

Si en un camino es importante seguir ciertos lineamientos para dar seguridad a los usuarios, en una aeropista esto es vital por razones que resultan obvias. Así se tiene que una -- visibilidad, orientación o longitud de pista inadecuadas pueden causar graves accidentes. Otro aspecto también importante en -- estas Obras es el relativo a que una aeropista debe estar libre de obstáculos así como su área de influencia.

NORMAS.

Orientación.- Las aeropistas quedaran orientadas para que los aviones puedan aterrizar cuando menos el 95 por ciento de las veces con la componente del viento normal a la pista que no exceda de 15 mph (24.1 Km/hr = 13 nudos). Este criterio es aplicable para pistas que van a seguir a una gran variedad de tipos de aviones. Para el caso de las aeropistas de la zona de riego es preferible que la componente de vientos cruzados no -- exceda de 10 mph, esto es debido a que primordialmente operarán aviones ligeros, para ilustración del procedimiento se utilizará un ejemplo.

1° - Se supone el registro de vientos dominantes, correspondiente a un lugar cualquiera, próximo al cual se pretende construir una aeropista (ver Tabla No. 1).

2° - con los datos contenidos en la Tabla No. 1 se -- calculan los por cientos de los vientos para cada una de las --

direcciones de acuerdo a los diferentes rangos. El resultado de este cálculo está contenido en la Tabla No. 3.

| AÑO | M E S E S | | | | | | | | | | | |
|------|-------------------|-----------------|------------------|------------------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------|------------------|-----------------|----------------|----------------|
| | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SEPT | OCT | NOV | DIC |
| 1971 | C | W ^I | SW ^I | C | SW ^I | C | C | S ^I | C | C | C | C |
| 72 | C | N ^I | W ^{III} | C | C | C | C | C | C | C | C | C |
| 73 | SW ^I | C | SW ^I | N ^I | N ^I | E ^I | C | C | C | SE ^I | C | C |
| 74 | SW ^I | NW ^I | SW ^I | C | SW ^I | C | S ^I | C | C | C | W ^I | C |
| 75 | C | C | SW ^I | C | C | C | S ^I | C | SE ^{II} | C | N ^I | C |
| 76 | C | W ^{II} | W ^I | SW ^I | C | C | SE ^I | - | SE ^{II} | C | C | N ^I |
| 77 | NW ^{III} | C | SW ^{II} | SW ^{II} | C | SW ^I | - | - | - | - | - | - |

Tabla No. 1.- Registro de vientos dominantes. Los sub-índices se refieren a los rangos de velocidades según el criterio S.O.P. y que se indican en la Tabla No. 2.

| RANGOS | VELOCIDAD EN
Km/hr | VELOCIDAD EN
mph |
|-----------|-----------------------|---------------------|
| Rango I | de 4.98 a 24.1 | de 3 a 15 |
| Rango II | de 24.1 a 48.3 | de 15 a 30 |
| Rango III | 48.3 | de 30 |
| Calmas | de 0 a 4.98 | de 0 a 3 |

Tabla No. 2.- Rangos de velocidades según criterio S.O.P.

| Dirección
de los
vientos | Porcentaje de Vientos | | | Total |
|--------------------------------|-----------------------|-------------|--------|-------|
| | 3 - 15 mph | 15 - 30 mph | 30 mph | |
| N | 6.5 | - | - | 6.5 |
| E | 1.3 | - | - | 1.3 |
| SE | 2.6 | 2.6 | - | 5.2 |
| S | 3.9 | - | - | 3.9 |
| SW | 13.0 | 2.6 | - | 15.6 |
| W | 3.9 | 1.3 | 1.3 | 6.5 |
| NW | 1.3 | - | 1.3 | 2.6 |
| Calmas | de 0 a 3 mph | | | 58.4 |
| Total | | | | 100.0 |

Tabla No. 3.- Por ciento de vientos en cada dirección en función de su intensidad.

3° - Con los datos contenido en la Tabla No. 3 se dibuja una rosa de los vientos como se muestra en la Fig. 1 en la cual se han dibujado a escala, círculos concéntricos para los rangos de -- velocidades de vientos considerados. Dichos círculos forman con -- las direcciones de la rosa, diferentes sectores en los cuales se -- han anotado los porcentajes correspondientes a cada dirección y -- rango de velocidad.

La orientación más apropiada se determina gráficamente y será aquella dirección para la cual la suma de los porcentajes o -- fracciones de los mismos:

- Que sean cubiertos por una franja igual a dos veces componente máxima permisible de vientos cruzados (en el ejemplo es igual a 30 mph = 48.2 Km/hr.
- Sea máxima .

Para efectuar la suma de los porcentajes de los vientos en cada una de las direcciones, es muy útil valerse de una "mica" en la cual se han dibujado tres líneas paralelas y equidistantes. La línea central representa el eje de la pista y la distancia -- entre las líneas exteriores es dos veces la componente de los -- vientos cruzados permisible (30 mph = 48.2 Km/hr.

La "mica" se coloca sobre la rosa de los vientos (en la fig. No. 1 la "mica" está representada por la franja sombreada y corresponde a la orientación óptima), de tal manera que la --- línea de enmedio pase por el centro de la rosa de los vientos. - Con el centro de la rosa de los vientos como eje, se gira la --- "mica" sumando los porcentajes cubiertos por la franja. Las fracciones de los sectores cubiertos por la franja se estiman visualmente con aproximación al 0.1 por ciento. Este procedimiento es consistente con la precisión de los datos del viento.

Los resultados obtenidos al aplicar el procedimiento -- anterior se encuentran concentrados en la Tabla de la Fig. No. 1, en donde numericamente podemos ver que la dirección óptima para la pista supuesta en este ejemplo es la 11-29.

Longitud de la Aeropista.- La longitud real (L_R) de una aeropista estará dada por los conceptos siguientes:

Longitud básica (L_B)

Corrección por elevación sobre el nivel del mar (f_e) y por temperatura (f_t)

Corrección por pendiente longitudinal (f_p)

o sea:

$$L'_R = L_B (1 + f_e) (1 + f_t)$$

$$L_R = L'_R (1 + f_p)$$

Longitud básica (L_B).- La longitud básica será de 1300m a nivel del mar.

Corrección por elevación sobre el nivel del mar (f_e).

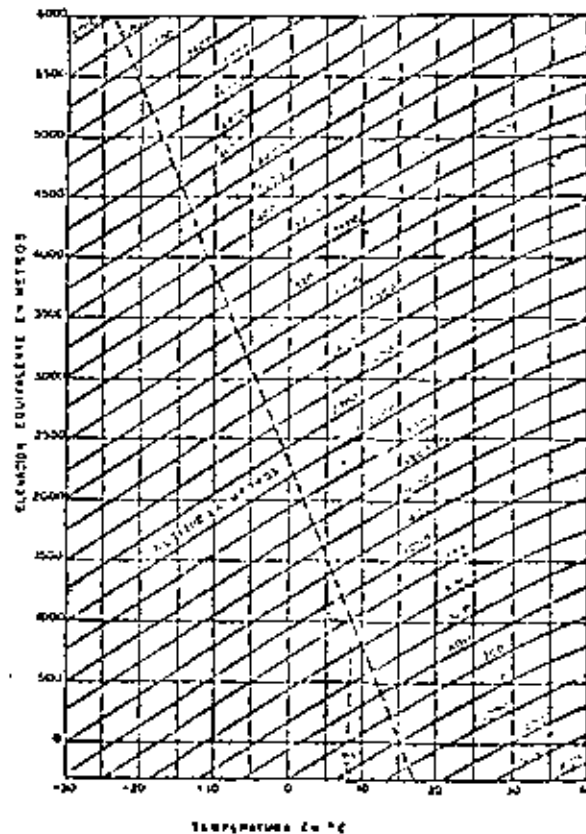
La longitud básica de la pista se aumentará a razón de 0.023 por ciento por cada metro de elevación sobre el nivel del mar.

Corrección por temperatura (f_t). La longitud obtenida con la corrección por elevación, como se indica en el párrafo anterior se aumentará en 1.0 por ciento por cada grado centígrado que la temperatura de referencia exceda a la temperatura tipo que corresponda a la elevación de la aeropista (ver gráfica correspondiente). La temperatura de referencia T , se obtendrá con la siguiente fórmula:

$$T = T_{\text{med}} + 1/3 (T_{\text{max}} - T_{\text{med}})$$

T_{med} = Temperatura media del mes más caluroso

T_{max} = Valor medio de las temperaturas máximas diarias, del mes más caluroso.



Corrección por pendiente longitudinal (f_p).— La longitud de la pista se corregirá por pendiente longitudinal, aumentando en 20 por ciento por cada 1.0 por ciento de pendiente efectiva de la pista.

h = Pendiente efectiva de la pista.-

Diferencia máxima de elevaciones de la pista.

La longitud total de pista (L_T) obtenida de acuerdo a lo indicado se redondeara a la estación cerrada de 20 m más -- próxima.

Pendiente longitudinal.- La pendiente máxima entre los extremos de la pista será de 1.0 por ciento.

La pendiente máxima parcial será de 1.5 por ciento.

En el alineamiento vertical solo se permitirá un cambio de pendiente. La longitud de un tramo con una pendiente dada -- será de 600 m.

El cambio de pendiente longitudinal se hará de manera que sea posible ver desde cualquier punto situado a 3 m sobre la superficie de la pista, cualquier otro punto situado igualmente a 3 m sobre la superficie de la pista, en una distancia, cuando menos de la mitad de la longitud de la misma.

Area de Despegue.- Su base menor tendrá el mismo ancho de la franja o sea 60 m, su base mayor 750 m y su altura 1000 m. (ver figura No. 2).

Superficie de Despegue.- En ambas cabeceras y en una longitud mínima de 1000 m no deberá sobresalir ningun obstáculo

a la línea imaginaria con pendiente 1:30. (Ver figura No. 2).

SECCION TRANSVERSAL.

PISTA.- Tendrá un ancho mínimo de 30 m y su pendiente será de 2 por ciento máximo a ambos lados de su eje.

Las fajas de terreno a ambos lados de la pista con un ancho de 30 m, deberán tener una pendiente de aproximadamente 4 por ciento. (Ver figura No. 3).

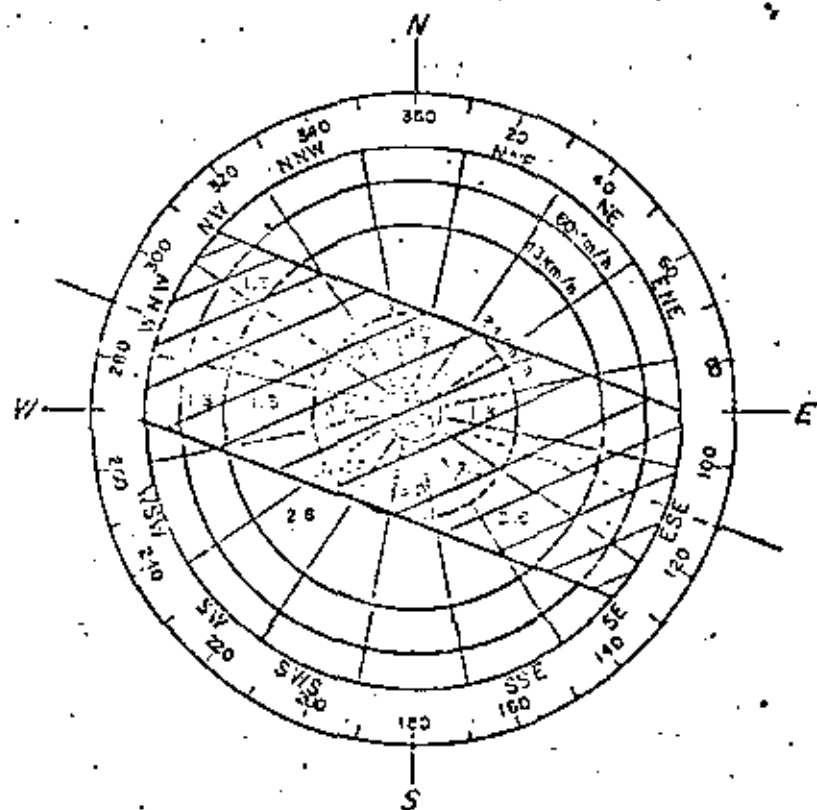
DRENAJE Y PROTECCION.- A toda la longitud de la franja se construirá una cuneta la cual deberá tener su descarga de acuerdo al drenaje de la zona.

La aeropista deberá cercarse en todo su perímetro. (Ver figura No. 3).

México, D. F., Julio 18 de 1978

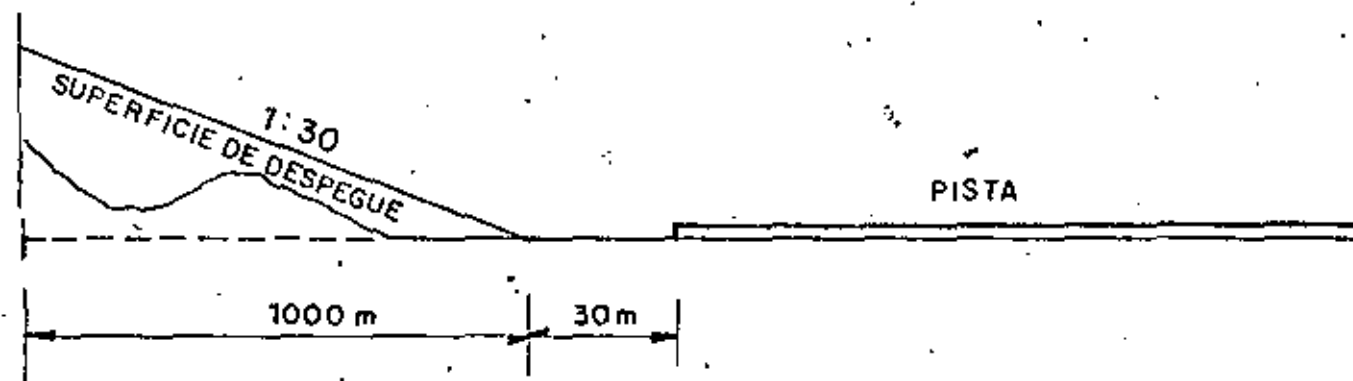
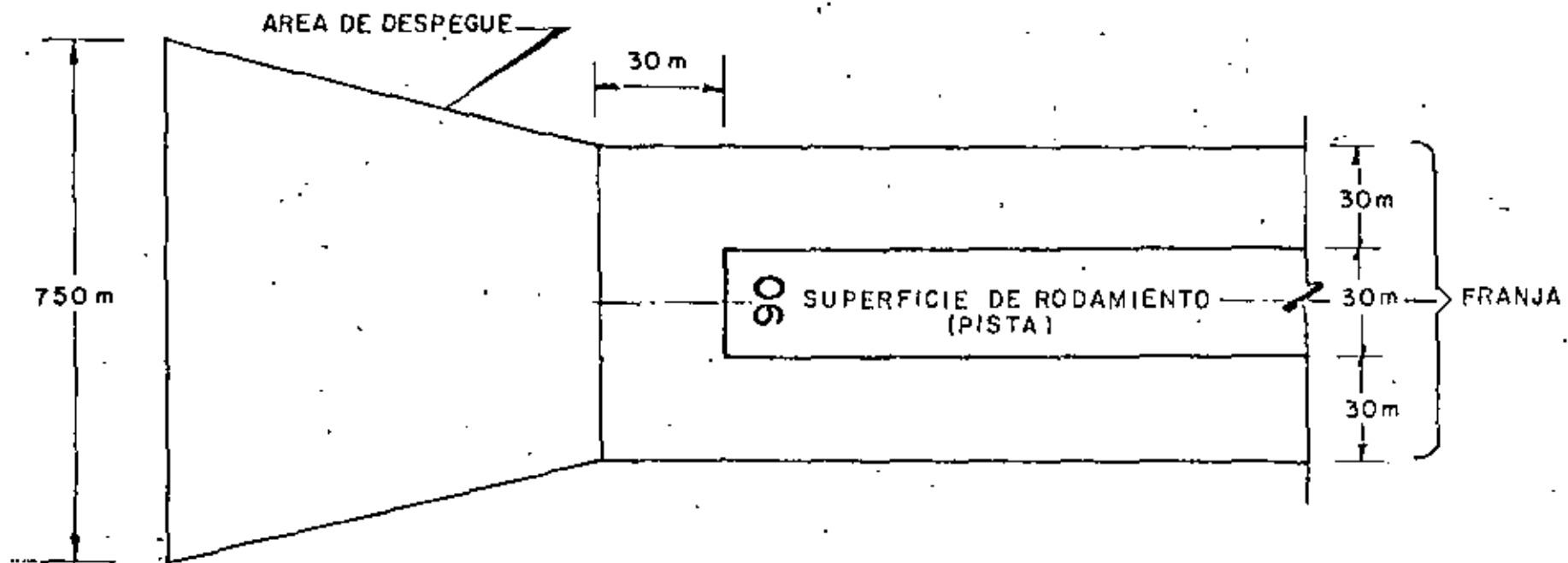
TABLA DE PORCENTAJE DE VIENTOS DOMINANTES CUBIERTOS EN CADA UNA DE LAS DIRECCIONES DE PISTA INDICADAS

| DIRECCION DE LA PISTA | 10-36
00-18 | 01-19 | 02-20 | 03-21 | 04-22 | 05-23 | 06-24 | 07-25 | 08-26 | 09-27 | 10-28 | 11-29 | 12-30 | 13-31 | 14-32 | 15-33 | 16-34 | 17-35 |
|-----------------------------|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| % Calmas y de 0 a 4.8 Km/hr | 58.4 | 58.4 | 58.4 | 58.4 | 58.4 | 58.4 | 58.4 | 58.4 | 58.4 | 58.4 | 58.4 | 58.4 | 58.4 | 58.4 | 58.4 | 58.4 | 58.4 | 58.4 |
| % Vientos | 34.6 | 34.7 | 35.1 | 35.1 | 35.1 | 35.8 | 36.5 | 37.4 | 37.7 | 37.1 | 37.5 | 38.3 | 37.9 | 37.2 | 35.9 | 36.7 | 36.0 | 35.2 |
| Total | 93.0 | 93.1 | 93.5 | 93.5 | 93.5 | 94.2 | 94.9 | 95.8 | 96.1 | 95.5 | 95.9 | 96.7 | 96.3 | 95.6 | 94.3 | 95.1 | 94.4 | 93.6 |

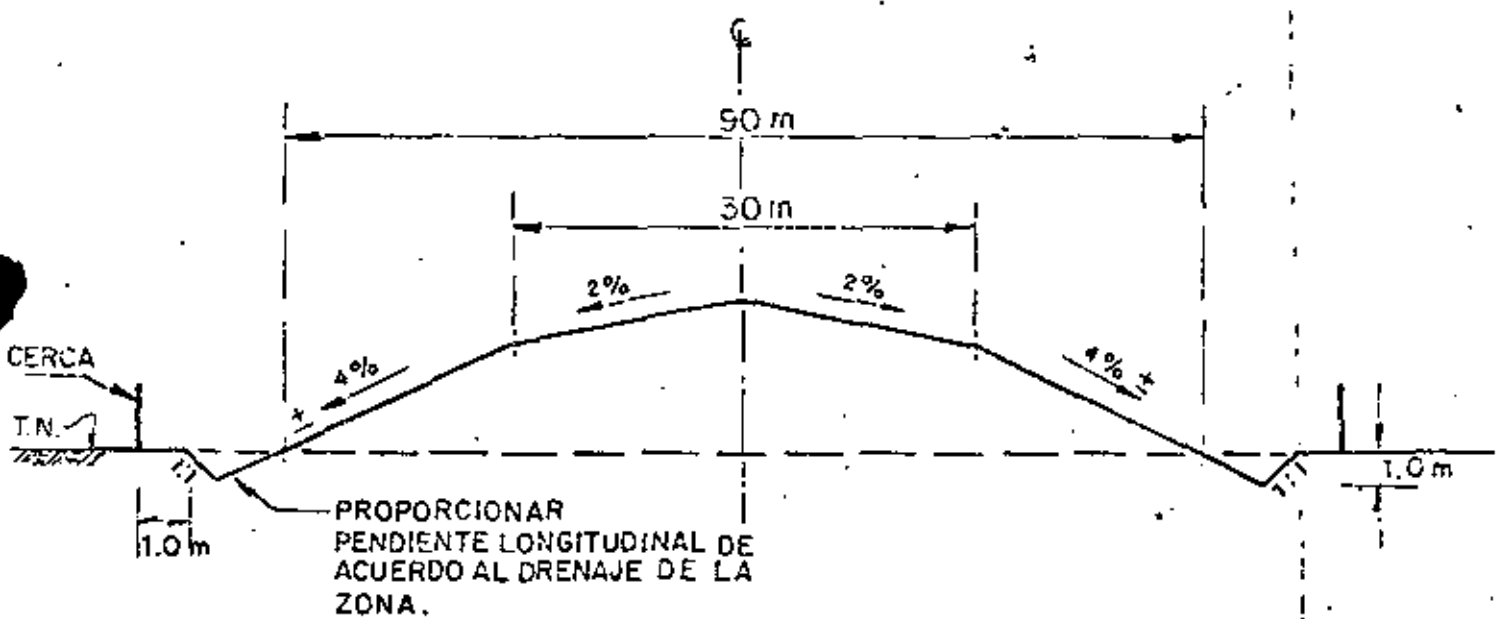


EQUIVALENCIA DE INTENSIDADES DE VIENTO.
 CALMAS= de 0 a 4.8 Km/hr (0 a 2.6 Nudos).
 RANGO I= 4.98 a 24.1 Km/hr (2.7 a 13 Nudos).
 RANGO II= 24.3 a 48.3 Km/hr (13.1 a 26 Nudos).
 RANGO III= 48.4 Km/hr (26 Nudos) en adelante.

NOTA:
 La franja sombreada corresponde a la orientación óptima (11-29), en la cual la suma de los vientos cubiertos en los diferentes rangos, es máximo.

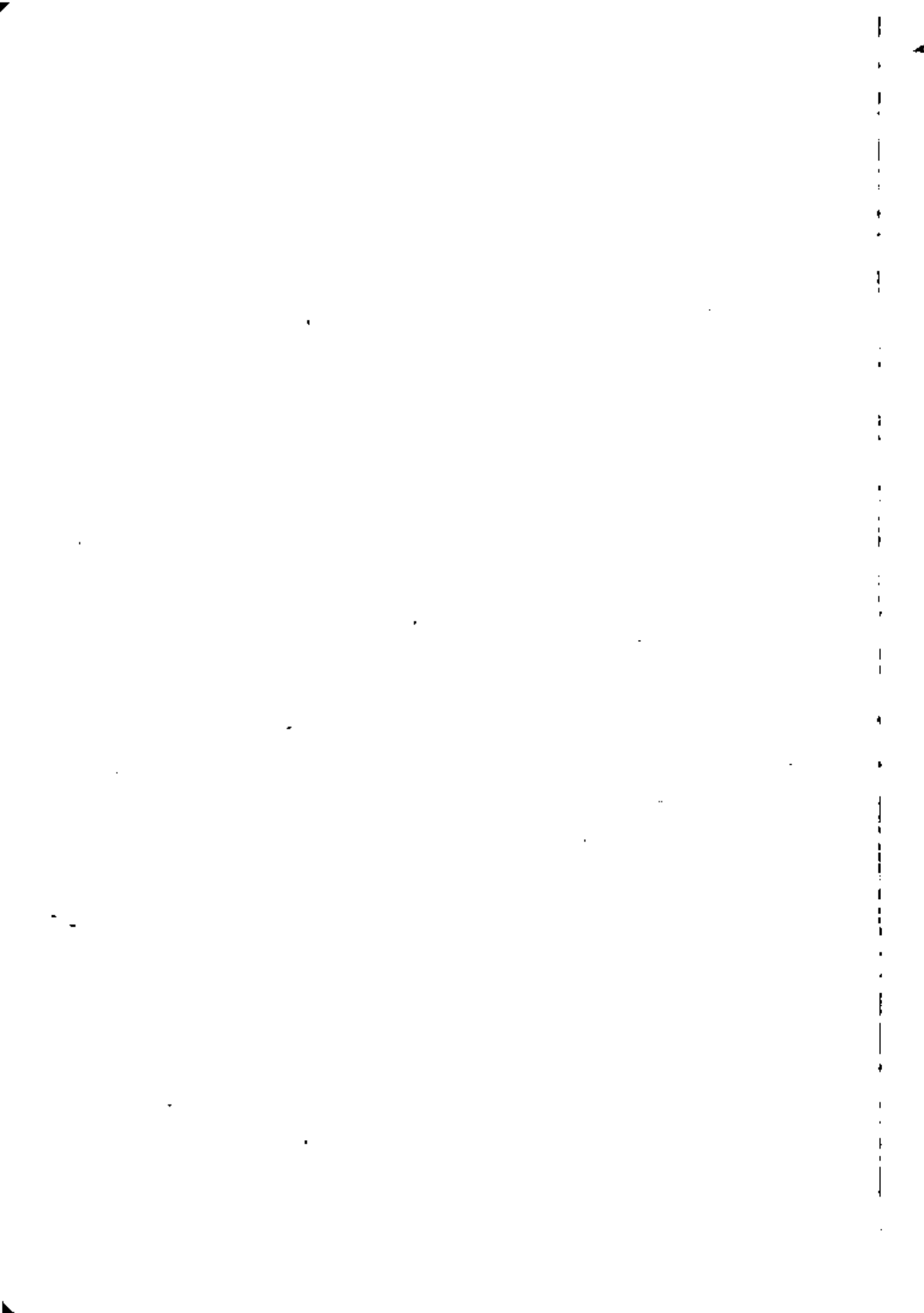


CROQUIS-FUERA DE ESCALA



CROQUIS FUERA DE ESCALA

FIGURA N° 3





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam.



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE
R I E G O

CUANTO, CUANDO Y COMO REGAR

ING. OSCAR PLAISANT HONG
ING. RODOLFO ORTEGA A.
MAYO, 1979

.

.

Revista

01

94

INGENIERIA HIDRAULICA

en México.

CUANTO, CUANDO Y COMO REGAR

Por el Ing.

ENRIQUE PALACIOS VELEZ

MEXICO, D. F.

1966

LA PAGINACION DE ESTE SEPARADO, CORRESPONDE A LA
DE LA REVISTA INGENIERIA HIDRAULICA, VOL. XX-NUM. 1-1966

Cuánto, cuándo y cómo regar

Por el Ing. Enrique PALACIOS VELEZ

INTRODUCCION

Durante muchos años se ha venido regando en forma empírica en la mayoría de nuestras zonas de riego; el agricultor proporciona las láminas de agua según su costumbre y criterio, con la tendencia a dar un máximo de riegos, basada en la creencia de que en esa forma obtendrá mayores rendimientos unitarios.

Las consecuencias de este modo de regar, son desperdicios de agua debidos a sobre-riego, cuyos efectos perjudiciales son varios; sin embargo debido a su importancia en la economía nacional, debemos señalar dos:

1º Disminución de la superficie total bajo riego, ya que el agua desperdiciada generalmente va a los drenes sin posibilidad de volver a aprovecharla.

2º La salinización progresiva de los suelos.

Es indudable que existen otras también de importancia como son la erosión, modificación de la reacción (pH), solubilización de los elementos nutritivos, etc.

De lo anterior podemos deducir que el sobre-riego que produce a dar láminas mayores que las necesarias a intervalos inadecuados, tiene consecuencias funestas para los suelos, por tanto hay que evitarlo por medio del uso racional del agua de riego.

Con base en estudios realizados sobre las relaciones Agua-Suelo-Planta por diferentes investigadores, se han podido obtener fórmulas racionales para el cálculo de las láminas por aplicarse en cada riego y se han desarrollado métodos para determinar sus intervalos, a veces utilizando aparatos medidores de humedad, otras obteniendo por fórmulas u otros procedimientos, el uso consuntivo de los cultivos; además como es difícil aplicar las láminas calculadas sin desperdicios, otros investi-

gadores han tratado de encontrar sistemas de diseño de métodos de riego eficientes, para reducir las pérdidas debidas a percolación y escurrimiento superficial del agua.

El presente trabajo se concreta a resumir los resultados de estos estudios, con algunas explicaciones sencillas sobre su aplicación práctica.

CAPÍTULO I

CALCULO DE LAS LAMINAS DE RIEGO

Algunas características físicas de los suelos

Con objeto de lograr una mejor comprensión de la relación Agua-Suelo, a continuación daremos definiciones sobre algunos términos relacionados con las características físicas de los suelos y en su caso, las fórmulas para expresarlas.

TEXTURA.—La textura es la relación entre los diferentes tamaños de partículas que componen un suelo determinado; para expresarla se puede utilizar la clasificación del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos, según el triángulo de textura anexo, en el que se toman en consideración los porcentajes de arcillas, limos y arenas.

Existen varias maneras de estimar y determinar la textura, las más comunes son las siguientes:

Estimación de la textura al tacto. Por este procedimiento se pueden estimar rápidamente en el campo la textura de un suelo; mayor aproximación se logra desde luego cuando se tiene experiencia al respecto. El procedimiento conocido es humedecer una pequeña cantidad de suelo y amasarlo con los dedos estimando al tacto y en forma cualitativa la textura.

Para determinar la textura se utilizan 2 procedimientos, que son:

El método de la Pipeta o Internacional y el del Hidrómetro de Bouyoucos, ambos basados en la

ley a que obedece la velocidad de caída de una esfera dentro de un fluido, en función de las características de éste, llamada Ley de Stokes.

Estos procedimientos son cualitativos y cuantitativos, por lo que se usan para determinaciones más exactas.

Respecto a los métodos anteriores existe una gran cantidad de literatura en la que se describen ampliamente.

ESTRUCTURA.—La estructura de un suelo se expresa por la forma de agruparse de sus partículas, ejemplo:

Estructura granular, cuando se agrupan formando gránulos; estructura columnar, cuando tiende a la formación de columnas; además es posible encontrar suelos amorfos, es decir sin ninguna estructura, como por ejemplo en los suelos coloidales defloculados.

EL COLOR DE LOS SUELOS.—El color de los suelos se determina en una suspensión en agua por comparación con una escala de colores, indicando primero el color predominante y en seguida el tono o matiz de otro color, ejemplo: café grisáceo.

Esta característica física es importante, debido a que con base en el color de un suelo, es fácil hacer indicaciones a los agricultores relativas a todas las demás características.

DENSIDAD REAL DE UN SUELO.—La densidad real de un suelo, es la relación que existe entre el volumen real o sea el volumen de sus partículas y su peso en seco.

Si se considera que:

D_r = Densidad real.

PSS = Peso del suelo seco.

V_p = Volumen de las partículas

$$\text{Entonces: } D_r = \frac{PSS}{V_p}$$

DENSIDAD APARENTE.—Se llama densidad aparente de un suelo a la relación que existe entre el peso del suelo seco y el volumen total (incluyendo poros).

Por tanto si:

D_a = Densidad aparente

V_t = Volumen total

$$\text{Por lo que: } D_a = \frac{PSS}{V_t}$$

La densidad real se determina principalmente por el método del piónómetro.

Como valor más frecuente de la densidad real de los suelos se estima el de 2.65; sin embargo, en función de sus componentes principales, puede variar entre 1.5 en los suelos orgánicos a 5 en los que tienen una dominancia de Magnetita o Hematita (compuestos ferrosos).

En los suelos con abundancia de materia orgánica y en los tepetates es difícil determinar el valor de la densidad real.

Para los cálculos se utilizará el valor medio más frecuente de 2.65.

Para determinar la densidad aparente existen varios métodos, unos sobre muestras alteradas y otros sobre muestras inalteradas.

Mencionaremos los nombres de algunos pero sólo nos referiremos a los más simples.

Tenemos el método de la parafina (envolviendo un terrón en parafina) el de barrenas de volumen conocido (ejemplo barrena Veilmayer); utilizando la barrena de Uhland (muestra inalterada) y los procedimientos más sencillos utilizando una hoja de plástico y agua o arena.

Por ser bastante simple se describe este último procedimiento a continuación:

En el terreno se hace un hoyo aproximadamente de $20 \times 20 \times 15$ cm. guardando la tierra que se extrae en un recipiente con tapa para evitar pérdidas de humedad, luego se cubre el hoyo con una hoja de plástico (ejemplo polietileno), procurando que éste adquiera las irregularidades de la cavidad, agregándose después agua con una probeta graduada o algún otro recipiente para medirla, hasta llenar el hoyo, determinando en esta forma el volumen ocupado por la tierra desalojada. La tierra se pesa determinando su contenido de humedad y reduciendo el peso obtenido a peso del suelo seco en función de su porcentaje de humedad; en esta forma conociendo el volumen y el peso seco se puede determinar fácilmente la densidad aparente.

Los valores de la densidad aparente varían en función de las características de los suelos, principalmente con su textura y su contenido de materia orgánica; sin embargo como valores medios tenemos:

| | |
|----------------------------------|-----|
| Arenas | 1.6 |
| Francoas | 1.3 |
| Arcillas | 1.0 |
| Suelos orgánicos — menos de | 1.0 |

VOL. XX 1966. Núm. 1

POROSIDAD.—Se define como porosidad al porcentaje del volumen total del suelo ocupado por poros; por tanto la porosidad se expresa en porcentaje.

Si consideramos que:

P_r = Porosidad; entonces:

$$P_r = \frac{\text{Volumen de poros}}{V_t} \times 100 \dots (1)$$

Como se acaba de ver:

$$D_a = \frac{PSS}{V_t} \quad \text{y} \quad D_r = \frac{PSS}{V_p}$$

Es obvio que:

$$D_r = \frac{PSS}{V_t - \text{Vol. poros}}$$

despejando volumen de poros de esta ecuación se tiene.

$$\text{Vol. poros} = V_t - \frac{PSS}{D_r}$$

Sustituyendo en (1)

$$P_r = \frac{V_t - \frac{PSS}{D_r}}{V_t} \times 100$$

$$P_r = \left(1 - \frac{D_a}{D_r}\right) \times 100$$

o bien

$$P_r = \frac{D_r - D_a}{D_r} \times 100$$

Los valores de la porosidad fluctúan entre un 30% en arenas a un 65% en arcillas, los francos tienen alrededor de un 50%. Sin embargo no puede indicar las condiciones de permeabilidad y aereación de un suelo determinado, el simple valor de la porosidad, por lo que se hace necesario también determinar otra propiedad física relacionada con la porosidad y que es la distribución de poros por tamaño.

Distribución de poros por tamaño. En función del tamaño de los poros se divide la porosidad en capilar y no capilar.

Se llama porosidad capilar al volumen de poros expresados en porciento, que retiene en tensión una columna de agua de 60 cm. en 60 segundos.

Por tanto se tiene que:

Porosidad = Poros capilares + Poros no capilares.

Para que exista una aereación suficiente para que las plantas puedan desarrollarse en un suelo, la porosidad no capilar debe ser mayor del 10%.

Para tener una idea de los valores de la distribución de poros por tamaño, puede decirse que en arcillas defloculadas se puede tener para una porosidad del 50% un 47% de poros capilares por un 3% de poros no capilares; en cambio en las arenas siempre se tienen valores muy altos para la porosidad no capilar.

SUPERFICIE ESPECIFICA.—La superficie específica de un suelo es la superficie de las partículas por unidad de volumen.

Se pueden considerar 2 superficies en un suelo, la externa y la interna; considerándose como superficie interna la que existe entre las capas de las micelas coloidales; por lo que suelos con una superficie externa similar pueden tener diferente superficie interna si su composición arcillosa es diferente, ejemplo: entre un suelo con dominancia de caolín y otro con dominancia de arcillas de tipo montmorillonitas. Como consecuencia su capacidad de absorción de agua varía.

Para poder entender las relaciones Agua-Suelo, se necesita también recordar algunas propiedades físicas del agua.

TENSION SUPERFICIAL.—Se puede definir como tensión superficial a una fuerza de cohesión que existe entre las moléculas de un líquido. Como en la capa molecular de la superficie de un líquido no existe otra que contrarreste las atracciones de las moléculas del interior, existirá una fuerza resultante hacia la masa del líquido.

Debido a la tensión superficial se produce el fenómeno de la capilaridad, por el cual un líquido puede subir (o bajar) por un tubo de diámetro muy pequeño.

Si en la figura N° 1 se considera el peso de la columna del líquido como F_1 , existirá otra fuerza F_2 igual y en sentido contrario que sostendrá dicha columna, esta fuerza se debe a la tensión superficial.

Por tanto si llamamos:

F_1 = Peso de la columna.

F_2 = Fuerza equilibrio.

T = Tensión superficial.

r = Radio del tubo.

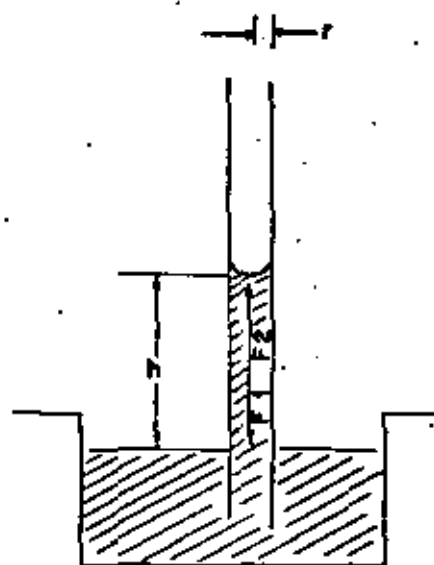


Fig. N.º 1

γ = Peso específico del líquido.

h = Altura de la columna.

Como el sistema está en equilibrio se tiene que:

$$F_1 = F_2, \text{ pero:}$$

$$F_1 = \gamma \pi r^2 h$$

$$F_2 = 2\pi r T; \text{ igualando:}$$

$$\gamma \pi r^2 h = 2\pi r T \dots h = \frac{2T}{r\gamma}$$

Valor de la altura de la columna que como se ve es inversamente proporcional al radio del tubo.

El valor de la tensión superficial en el agua pura es de 75 dinas/cm.

VISCOSIDAD.—La viscosidad en un líquido es la resistencia producida por fricción entre sus moléculas y que dificultan su deslizamiento. La viscosidad es inversamente proporcional a la temperatura de un líquido; la salinidad también influye en la variación de la viscosidad; generalmente se le representa por la letra griega μ .

PRESION DE VAPOR A SATURACION. Cuando se establece un estado de equilibrio dinámico entre el número de moléculas de un líquido que se vaporizan y las que se condensan, se dice que hay saturación y existe una presión de vapor que depende fundamentalmente para cada líquido, de la temperatura a que éste se encuentre.

En los suelos la presión de vapor es entre un 98.2 y 99.8% de la saturación, es decir su humedad relativa está cercana al 100%.

$$\text{Humedad relativa} = \frac{\text{Humedad actual}}{\text{Humedad a saturación}} \times 100$$

PRESION OSMOTICA.—La presión Osmótica puede definirse como una deficiencia de presión; según Van't Hoff (1885) "La presión Osmótica de una solución es igual a la presión que ejercería el soluto si se suprimiera todo el solvente y quedará la substancia disuelta en el espacio actuando como un gas ideal".

SISTEMA AGUA-SUELO

Contenido de humedad. El suelo entre sus partículas constituyentes tiene un gran número de poros de muy diferentes diámetros; éstos generalmente están llenos de aire cuando el suelo está seco, pero al irse humedeciendo, el aire es desalojado y el agua va ocupando su lugar, hasta que llega el momento en que todos los poros están llenos de agua y ésta escurre libremente entre ellos debido a la acción de la gravedad o bien de otras fuerzas al formarse un gradiente de energía; en ese momento se dice que el suelo está saturado. Entre un suelo saturado y un suelo seco, existe una variación muy considerable en su contenido de humedad; este contenido se expresa generalmente en porcentaje respecto al peso del suelo seco; es decir, la relación de peso de agua contenida a peso del suelo seco multiplicada esta relación por cien.

Con objeto de tener siempre un patrón constante, se dice que un suelo está seco, cuando se ha secado en una estufa, a una temperatura de 110°C hasta obtener un peso constante.

Para facilitar los desarrollos matemáticos se puede por medio de fórmulas expresar el contenido de humedad; por tanto:

PSS = Peso del suelo seco.

PSH = Peso del suelo húmedo.

Pa = Peso del agua contenida.

P_s = Porcentaje de humedad respecto al peso del suelo seco.

$$P_s = \frac{PSH - PSS}{PSS} \times 100 = \frac{Pa}{PSS} \times 100 \quad (1)$$

También se puede expresar el contenido de agua en el suelo en forma de volumen de agua respecto al volumen total de suelo.

Por tanto:

$$\% \text{ en volumen} = \frac{\text{Volumen de agua}}{\text{Volumen total del suelo}} \times 100$$

El volumen total del suelo es su volumen aparente e incluye los poros. También la fórmula anterior se puede expresar literalmente, luego si:

P_v = Por ciento en volumen.

V_a = Volumen de agua.

V_t = Volumen total del suelo.

Entonces:

$$P_v = \frac{V_a}{V_t} \times 100 \quad \dots \quad (2)$$

Debido a que la unidad de volumen de agua pesa la unidad de peso, es válida la siguiente igualdad:

$$V_a = P_a$$

Por tanto si de (1) se despeja P_a y se substituye en (2) se tiene:

$$P_a = \frac{PSS \times P_s}{100} = V_a$$

$$P_v = \frac{P_s \times PSS \times 100}{V_t \times 100} \quad \dots \quad (3)$$

En (3) se pueden hacer algunas simplificaciones.

En la primera parte de estas notas se vio que la densidad aparente es igual a la relación entre el peso del suelo seco y el volumen total de dicho suelo; luego:

$$\text{si } D_a = \frac{PSS}{V_t}$$

substituyendo en (3) y simplificando:

$$P_v = P_s \times D_a$$

Como puede verse, el contenido de agua de un suelo expresado en porciento de volumen respecto al volumen total del suelo, es igual al producto del

porcentaje de humedad respecto al peso del suelo seco por su densidad aparente.

Si se considera un volumen unitario de suelo que sea el producto de un metro cuadrado de superficie por un metro de profundidad, el porcentaje de agua será una lámina en centímetros igual a dicho porcentaje (véase el dibujo).

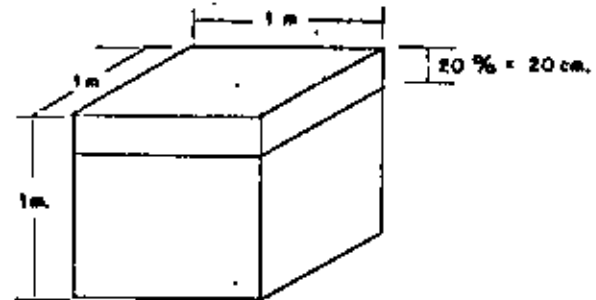


Fig. N° 2

Para conocer la lámina a una profundidad diferente de la unidad, bastará con multiplicar el producto obtenido por la profundidad deseada expresada en metros (se supone que trabajamos con el sistema métrico); luego:

$$P_v = L = P_s \times D_a \times \text{Profundidad.}$$

La profundidad que interesa es fundamentalmente hasta donde llegan las raíces de las plantas, si se humedece más allá se estará desperdiciando más agua, por tanto:

si P_r = Profundidad radicular.

$$L = P_s \times D_a \times P_r$$

L = Lámina de agua en cm.

D_a = Densidad aparente, adimensional.

La lámina de agua necesaria para humedecer un suelo en un porcentaje cualquiera P_s hasta una profundidad dada P_r será igual al producto de dicho porcentaje por la profundidad y por la densidad aparente del suelo que se pretende humedecer.

Ahora se presenta el problema de conocer hasta qué porcentaje humedecer el suelo. Desde luego que este porcentaje dependerá de la humedad aprovechable por la planta.

La humedad aprovechable depende a su vez de los valores del P_s en condiciones de capacidad de campo y de porcentaje de marchitamiento permanente.

La capacidad de campo. Es el contenido de humedad de un suelo expresado en porcentaje (P_s), después de un riego pesado, una vez que se ha eliminado el exceso de agua por acción de la fuerza de gravedad. Esta condición se obtiene entre los 2 y 5 días después del riego y es una constante característica para cada suelo y depende fundamentalmente de la textura, estructura y grado de compactación; más adelante se verá con más detalle esta constante.

Por definición, el porcentaje de marchitamiento permanente, es el contenido de humedad de un suelo en que se marchitan permanentemente plantas indicadoras de girasol con cuatro hojas, a menos que se les agregue agua.

A pesar de que en su definición se refiere a las plantas indicadoras de girasol, el valor de esta constante de humedad del suelo no depende del cultivo como lo han demostrado experimentos efectuados por los doctores Veihmayer y Hendrickson y varía fundamentalmente con la textura, sin embargo como lo hemos indicado antes, se verán con más detalle estas constantes más adelante, agregando además los procedimientos más expeditos para determinarlas o estimarlas.

La humedad aprovechable por las plantas es la diferencia entre la capacidad de campo y el porcentaje de marchitamiento permanente, es decir, a capacidad de campo la humedad aprovechable es de 100% y a punto de marchitamiento será 0%.

Por tanto, la lámina máxima que podemos aplicar para humedecer un suelo a una profundidad P_r , sin desperdiciar agua será:

$$L = (P_{s_{cc}} - P_{s_{pmp}}) \times D_s \times P_r$$

En donde $P_{s_{cc}}$ = Porcentaje de humedad a capacidad de campo y $P_{s_{pmp}}$ = Porcentaje de marchitamiento permanente; desde luego que hacemos la consideración de que la humedad se ha dejado bajar hasta el PMP.

Al llegar a este punto vale la pena detenerse, pues surge la pregunta ¿por qué la humedad aprovechable depende de la capacidad de campo y del porcentaje de marchitamiento permanente y a qué se debe que se marchite la planta al llegar a éste la humedad del suelo?

Para contestar esta pregunta se necesita información sobre la energía de la humedad del suelo o sea el potencial de humedad.

ESFUERZO DE HUMEDAD DEL SUELO

Como ya se ha dicho, conforme se va humedeciendo un suelo seco, el agua va ocupando sus poros hasta que llega a la saturación, que es cuando empieza a escurrir el agua debido a la acción de la gravedad principalmente, pero una vez escurrido el exceso de agua, es decir, cuando el suelo está a capacidad de campo, entre las partículas del suelo queda retenida agua, debido principalmente a dos fuerzas que son: la tensión superficial, fenómeno físico del que se habló y las fuerzas de adsorción, fenómeno físico de superficie y cuya fuerza es de naturaleza eléctrica, ocurren principalmente en los coloides por presentar gran superficie en un volumen relativamente pequeño. A la suma de estas dos fuerzas se le llama tensión de la humedad del suelo.

Las fuerzas de tensión se oponen a las fuerzas de absorción de las raíces de las plantas; pero éstas a su vez, para tomar el agua del suelo tienen que vencer otra fuerza más, la Presión Osmótica que como ya habíamos dicho es una deficiencia de presión o es una tensión debida a las sales que existen en la solución del suelo; por tanto la raíz, para absorber el agua que existe en el suelo tiene que vencer las fuerzas de tensión y las de ósmosis; a la suma de estas dos fuerzas, se le llama *Esfuerzo de Humedad del Suelo*. El potencial de humedad se define precisamente como el Esfuerzo de Humedad del Suelo y se expresa en unidades de presión.

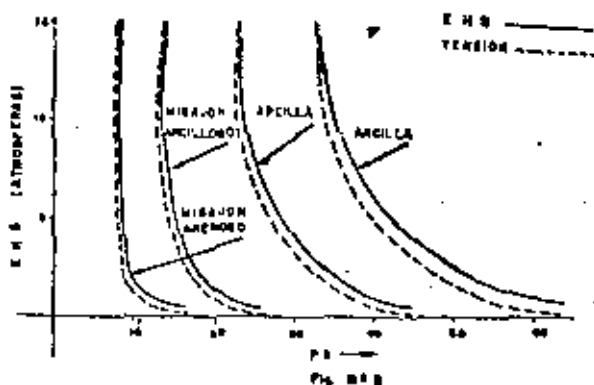
EHS = Esfuerzo de Humedad del Suelo.

T = Tensión del Suelo.

PO = Presión Osmótica.

$EHS = T + PO$

Si en un sistema de ejes coordenados se llevan como ordenadas, valores del EHS y como abscisas a los valores del P_s , se ve que para diferentes texturas de suelos se presentan curvas del tipo que se representa en la figura N° 3.



Si tan sólo se considera la relación tensión — P_s , es decir, sin considerar la presión Osmótica, entonces se tienen curvas como las que se muestran en la figura siguiente, llamadas curvas de retención de humedad.

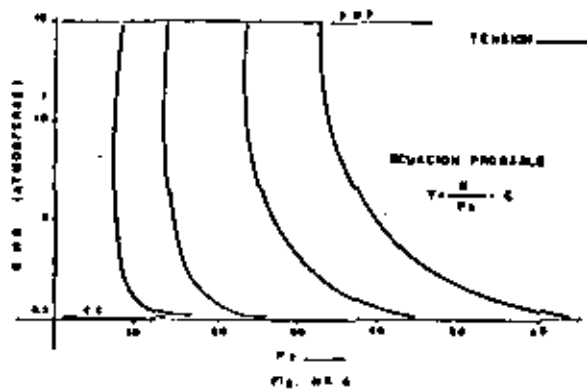


Fig. 4. Curvas de retención de humedad.

Como se puede notar, las curvas son muy parecidas, pues sólo varían las ordenadas.

Se ha observado que las curvas de retención de humedad tienen ciertas características que permiten suponer que son curvas del tipo hiperbólico, si se llevan los valores de la tensión y P_s a un papel logarítmico, se alinean siguiendo aproximadamente una recta, por lo menos entre los valores del PMP y de la CC, luego la probable ecuación de la línea es:

$$T = \frac{k}{P_s^n} + C$$

T = Tensión del suelo.

P_s = Por ciento de humedad respecto al peso del suelo seco.

n = Exponente que depende de las características físicas del suelo.

k = Constante que también depende de la textura, estructura y compartación del terreno.

C = Esta constante también depende de las características físicas del suelo.

Analizando varias curvas de retención de humedad de suelos cuya textura varía desde el migajón arenoso hasta arcilla, se encontró una ecuación de regresión entre la capacidad del campo y la constante C , cuyo valor obtenido es:

$$C = -0.000014 (cc)^{2.7} + 0.3$$

Con el conocimiento de dos puntos de las curvas es posible despejar los valores de los parámetros n y k . Los puntos que se pueden considerar conocidos, son la CC y el PMP, puesto que para estos valores de porcentaje de humedad, correspondientes a la tensión del suelo, son aproximadamente constantes a 0.3 y 15 atmósferas respectivamente.

Conociendo los parámetros de la ecuación, es posible calcular aproximadamente la tensión del suelo para valores conocidos de porcentajes de humedad.

Para mayor facilidad en el cálculo, la ecuación que relaciona la tensión del suelo con el porcentaje de humedad, se puede expresar en su forma logarítmica y queda:

$$\log (T - C) = \log k - \log P_s$$

El valor de n se puede indicar:

$$n = \frac{\log (T_{PMP} - C) - \log (T_{cc} - C)}{\log P_{s_{PMP}} - \log P_{s_{cc}}}$$

y para conocer el parámetro k se puede uno valer de la siguiente ecuación:

$$\log k = \log (T_{PMP} - C) + n \log P_{s_{PMP}}$$

Como se verá más adelante, el valor aproximado del PMP es 0.5 CC; por lo que para conocer en forma aproximada la ecuación de las curvas de retención de humedad conociendo solamente la CC, se puede recurrir a la gráfica Núm. 2, en donde pueden obtenerse los parámetros n , k y C entrando con el argumento capacidad de campo.

Desde luego que el procedimiento descrito es aproximado, sin embargo puede servir para conocer la relación Tensión-Humedad, cuando se carezca de los medios adecuados para el trazo de las curvas.

Para conocer los puntos reales de la curva, se necesita de una máquina especial que consta de una membrana semipermeable (membrana Visking) y una compresora; el principio usado es la aplicación de aire a presión a muestras saturadas de agua; este aire desaloja el agua de los poros, hasta que las fuerzas de retención (tensión capilar y adsorción) son de la misma magnitud que la presión aplicada; (consultar a Richards y Weaver—*Soil Science* 1943 N° 56; *Agronomic Engineering* 28), también de una Olla de Presión con una membrana de cerámica porosa utilizando el mismo principio, pero para bajas presiones (Richard y Weaver—1944 *Journal of Research*), pero por lo general estos instrumentos

sólo se pueden encontrar en un laboratorio muy bien montado.

Una vez determinada la curva de Retención de Humedad, bastará agregar a las ordenadas los valores de la Presión Osmótica que se calculan, según se verá más adelante.

El ψ . En algunas ocasiones se acostumbra expresar el EHS en función del ψ o sea el potencial de fuerza, que es el logaritmo (de base diez) del número de centímetros de una columna de agua equivalente a la presión o tensión del EHS. Sin embargo, existe el inconveniente de que para valores cercanos a la saturación se tienen ψ negativos y si se considera que el valor del EHS es cero, se tendrá un valor absurdo del ψ , por eso se expresan mejor los valores del EHS en atmósferas.

Con estas explicaciones sobre los conceptos de energía de la humedad del suelo ya es posible explicarse a qué se debe el que una planta se marchite cuando el porcentaje de humedad baja hasta el PMP, pues entonces es necesaria una cantidad tal de energía para extraer el agua del suelo, que la planta no puede superar y se provoca el marchitamiento. También es de notarse que en las cercanías del PMP (observar las curvas) la energía con que se retiene el agua aumenta rápidamente y como se verá más adelante no es conveniente dejar que un suelo se seque hasta cerca de PMP pues la demanda tan alta de energía perjudica la planta.

Para poder determinar la lámina necesaria para un riego, es indispensable conocer las constantes de humedad del suelo, por regar o sea la CC y el PMP, por lo que a continuación se verán algunos métodos para determinar o estimar estas constantes.

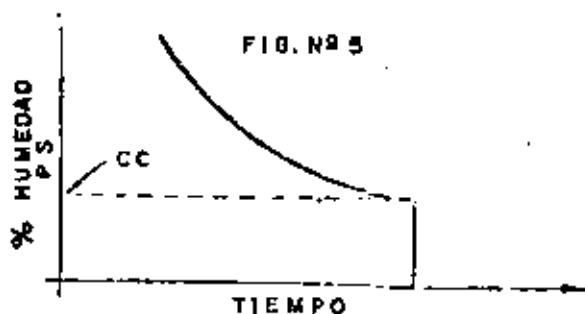
PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR O ESTIMAR LA CAPACIDAD DE CAMPO

1. En el campo se puede determinar la CC, después de un riego, tomando muestras diarias y determinando su P_s hasta que más o menos permanece constante, es decir expresándonos en términos

matemáticos cuando $\frac{d P_s}{dt} \rightarrow 0$, para

lo cual se puede uno valer de un sistema coordinado en el cual se lleven como abscisas al tiempo y como ordenadas los valores del P_s obtenidos, cuando la curva tiende a la horizontal se tendrá el valor del P_s a CC. (Ver Fig. N° 5.)

Para el muestreo se pueden utilizar barrenas especiales como la Veihmeyer o la de Uhlend; pero



en caso de carecer de éstas, se hacen los muestreos con una barrena de las utilizadas en los estudios agrológicos. Después de tomada la muestra se introduce en un bote con tapa hermética para que no pierda humedad y se lleva al laboratorio en donde se seca en la estufa (después de pesar la muestra húmeda), hasta peso constante para que por diferencia de peso se pueda determinar el contenido de agua y luego el P_s .

Este método tiene el inconveniente de ser lento y caro, además se necesita una estufa adecuada, por lo que se puede recomendar un procedimiento más expedito para determinar rápidamente y en el campo los valores del P_s ; está basado en el método propuesto por Bouyoucos, que consiste en secar la muestra con alcohol.

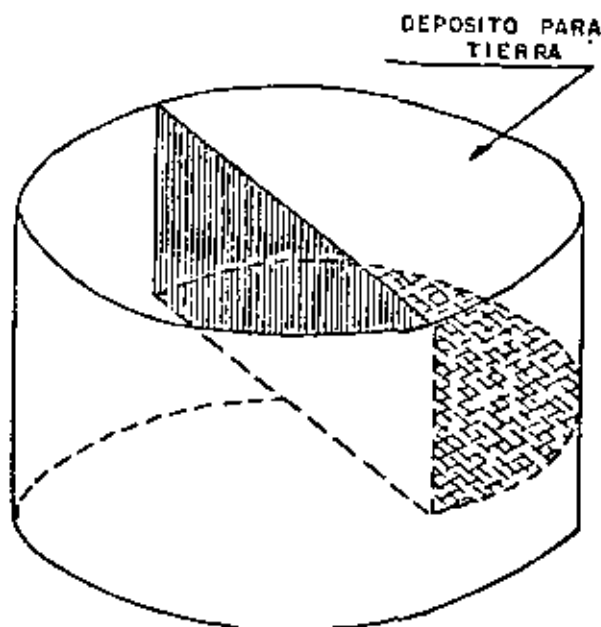


FIG. N° 6

Para esto puede fabricarse un recipiente como el de la figura en el que se pone la tierra sobre la malla de alambre (unos 20 o 30 gr), con un punzón se deshazan los terrones procurando extender la tierra lo mejor posible y luego se le agragan unos

15 gr. de alcohol, procurando que pase a través de la tierra, en seguida se le prende fuego y se deja arder hasta que se consuma todo el alcohol, generalmente cuando esto sucede la tierra está completamente seca, para facilitar las observaciones y con objeto de ganar tiempo y ahorrar alcohol, se puede poner el recipiente sobre la balanza granataria y agregar el alcohol por partes, observando directamente cómo va perdiendo peso la tierra húmeda y se nota cuando se tiene peso constante.

Métodos de Laboratorio. El mejor método es el de las columnas de suelo, establecido por Colman y mejorado por otros investigadores. A continuación explicaremos el método mejorado y perfeccionado en la Escuela Nacional de Agricultura.

Las muestras del suelo a las que se va a determinar el valor de la CC, se secan al aire, se tamizan por una malla de 2 mm. y con el suelo tamizado se llenan unos tubos de plástico transparente de 30 cm. de largo por 2.5 cm. de diámetro, para evitar que la muestra salga por un extremo, se le coloca un tapón de papel filtro y malla de alambre. Generalmente estos tubos se colocan en gradillas y pueden trabajarse muchas muestras a la vez.

Con objeto de lograr una compactación similar a la de campo, al llenar el tubo, se tiene cuidado de pisar el suelo con un punzón, acomodado y variando pequeñas cantidades de tierra cada vez.

Cuando ya se ha llenado el tubo hasta unos 25 cm. se le agrega agua y se deja reposar por un día para que el agua se infiltre libremente (por eso se ha tenido cuidado de no tapar el otro extremo herméticamente, pues impediría la salida de aire). La cantidad de agua que se agregue a cada tubo será igual a:

$$\text{cm}^3 \text{ de agua} = S \times CC, \text{ fórmula en la que:}$$

S = gramos de suelo agregados al tubo.

CC = Capacidad de campo expresado en tanto por uno y estimada por algún procedimiento expedito. Pueden aprovecharse los datos prácticos asentados en la tabla de la Pág. 18. Para emplear dicha tabla se determinará la textura al tacto.

EJEMPLO:

Si se llenó el tubo con 300 gr. de suelo cuya textura determinada al tacto es migajón arenoso, se tendrá:

$$CC = 10\%$$

$$S = 300 \text{ gr.}$$

$$\therefore \text{cm}^3 \text{ de agua} = 300 \times 0.1 = 30$$

Lo que quiere decir que será necesario agregar 30 cm³ de agua.

Después de que se ha dejado reposar se saca la muestra, se divide en 3 partes y de éstas se le determina el P_s a la central, cuyo valor será igual a la capacidad de campo.

Existen otros métodos para estimar la capacidad de campo, como son el porcentaje a 0.3 atmósferas, determinando la humedad equivalente, por el procedimiento de succión en embudos Buchner, por fórmulas empíricas, etc., sin embargo, su principal defecto es que se necesitan aparatos costosos para efectuar las pruebas.

En función de la humedad equivalente se ha tratado de expresar la CC pero en suelos muy arenosos o arcillosos; los valores no corresponden, obteniéndose resultados erróneos.

El concepto humedad equivalente fue establecido por Briggs y Melane en 1907 y se define como el contenido de humedad de una muestra de suelo, a la cual después de haberse saturado se le somete a los efectos de una fuerza centrífuga equivalente a 1000 veces la fuerza de gravedad, durante 30 minutos, acelerando durante 5 minutos y parando de golpe.

Sólo en suelos francos coinciden aproximadamente los valores de humedad equivalente y capacidad de campo.

Richards y Weaver (1941), encontraron que sometiéndolo un suelo saturado a una presión de succión equivalente a 0.3 atmósferas, durante 16 horas, el porcentaje de humedad de dicho suelo era prácticamente igual a la capacidad de campo. Se ha visto que el coeficiente de correlación entre el porcentaje de humedad a 0.3 atmósferas y capacidad de campo es prácticamente uno.

Sin embargo, para poder hacer esta determinación es necesario una Olla de Presión, una compresora y unas membranas de cerámica porosa, lo cual sólo se puede obtener en un laboratorio, por lo que se cree que para obtener los valores de la capacidad de campo de suelos que se pretende regar, es más cómodo utilizar el método de las columnas de suelo o bien el método gravimétrico directo, tomando las muestras en el campo.

Para estimaciones burdas, también se puede usar el valor de la tabla que se asienta a continuación y en función de la textura obtener un valor aproximado de la capacidad de campo.

| Textura: | P_s a Capacidad de Campo: |
|----------------------------|-----------------------------|
| Arena | 5 a 15 |
| Migajón arenoso | 10 a 20 |
| Suelos francos | 15 a 30 |
| Migajones arcillosos | 25 a 35 |
| Arcilla | 30 a 70 |

(De la clase Relaciones Agua-Suelo-Planta, Dr. Fernández).

También conociendo los porcentajes de arenas, limos y arcillas con ayuda del Nomograma Núm. 2 se puede estimar la capacidad de campo.

Como se nota en la curva de retención, en un extremo se tiene el valor de la capacidad de campo y en el otro el valor del PMP y por diferencia se obtiene la humedad aprovechable; por tanto la otra constante de humedad que interesa conocer es el porcentaje de marchitamiento permanente.

Procedimientos para estimar o determinar el porcentaje de marchitamiento permanente

En virtud de que por definición se entiende el porcentaje de marchitamiento permanente como el contenido de humedad de un suelo en el que se marchitan las plantas que en él crecen, entonces cuando en el campo se noten síntomas de marchitez permanente de las plantas, se determina su P_s y éste es el valor del PMP.

Método del girasol. Con este método de invernadero, se determina exactamente el valor del PMP.

Procedimiento. Se llenan unos botes de lámina con 500 gr. aproximadamente de tierra, se fertiliza para lograr un mejor desarrollo de la planta y se siembran semillas de girasol enano (indicadores), una vez que la planta se ha desarrollado hasta tener 4 hojas, se deja secar el suelo, determinando su P_s cuando se notan síntomas de marchitamiento permanente, es decir, cuando la planta no se recupera llevándola a una atmósfera saturada.

Bresale y McGeorge (1919), proponen otro método utilizando una planta de jitomate, a la cual se le coloca en una de sus ramas un cartucho con tierra tapado herméticamente, de tal manera que el suelo entre en contacto directo con la planta, si dicho suelo está húmedo, secará hasta el PMP, si está seco, entonces se humedecerá hasta el PMP.

Existen otros métodos de laboratorio e indirectos para estimar el porcentaje de marchitamiento permanente; sin embargo, adolecen de las mismas desventajas que los utilizados para estimar la capacidad de campo.

Uno de los procedimientos más exactos es el porcentaje a 15 atmósferas, reportado por Richards en 1947, utilizando una membrana de presión y un aparato especial. También existen otros métodos como la estimación en función de la depresión del punto de congelamiento, depresión de la presión del vapor, etc.

Métodos indirectos. Se puede estimar el PMP en función del coeficiente de marchitamiento que vale.

Veihmayer, Wadsworth, Duncan y otros han demostrado que en ocasiones esta estimación da resultados muy disparados de la realidad; sin embargo, para un conocimiento aproximado del valor de PMP basta con considerarlo como un 50% del valor de la capacidad de campo, o estimarlo en función de la textura de acuerdo con la tabla que a continuación se presenta.

| Textura: | P_s a porcentaje de marchitamiento permanente |
|----------------------------|---|
| Arenas | 3 a 8 |
| Migajones arenosos | 6 a 12 |
| Suelos francos | 8 a 17 |
| Migajones arcillosos | 13 a 20 |
| Arcillas | 17 a 40 |

(De la clase Relaciones Agua-Suelo-Planta, Dr. Fernández).

Si obtenemos los valores de la capacidad de campo y del PMP, tendremos dos puntos de la curva de retención, es decir relación Tensión- P_s , sin embargo nos falta agregar el valor de la presión osmótica para conocer el esfuerzo de humedad del suelo.

Cálculo de la Presión Osmótica

La presión osmótica la podemos determinar en función de la conductividad eléctrica del extracto del suelo a saturación y la fórmula que nos la relaciona es la siguiente:

$$PO = 0.36 CE \times 10^6$$

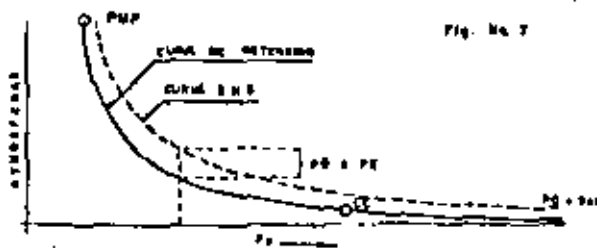
En donde:

PO = Presión osmótica en atmósferas.

CE = Conductividad eléctrica en mhos. Se utiliza el valor de la CE/cm. a 25°C.

Luego, para conocer la presión osmótica a cualquier valor del P_s (P_{s_x}), se utiliza esta otra fórmula:

$$PO \text{ a } P_{s_x} = PO \text{ a Saturación} \times \frac{P_s \text{ a Saturación}}{P_{s_x}}$$



Como se nota en la figura, tan sólo se conocen dos puntos de la curva *EHS*, por tanto, para trazarla, si se carece de los aparatos adecuados en el laboratorio, se puede emplear la ecuación:

$$EHS = \frac{k}{P_{s1}^n} + C + P_{OP_{s1}}$$

Según ya se vio anteriormente, con los dos puntos conocidos se pueden determinar las constantes n , k y C , luego se trazará la curva en función de dicha ecuación.

Como se verá más adelante, por medio de investigación directa se puede determinar hasta qué *EHS* es posible llegar sin perjudicar la planta; generalmente depende del tipo de cultivo y de su época de desarrollo, conocido este límite, se determinará el P_s hasta el cual se puede dejar secar la tierra antes de volver a regar. Prácticamente puede considerarse alrededor del 20% de la humedad aprovechable; es decir, la lámina de agua que se debe aplicar a un cultivo al regar, valdrá según la nomenclatura:

$$L = 0.8 (P_{S_{cc}} - P_{S_{pmp}}) \times D_a \times P_r$$

Métodos para determinar la humedad del suelo

Hasta ahora sólo se han señalado con detalle los métodos gravimétricos para determinar la humedad del suelo (su P_s) también se han mencionado otros métodos indirectos, como la membrana y olla de presión y al hablar de la humedad equivalente, la centrifugación. Aparte de estos métodos existen otros, algunos de ellos se han utilizado con éxito en trabajos efectuados en algunas zonas de riego de la república, por tanto se mencionan los procedimientos más conocidos que son:

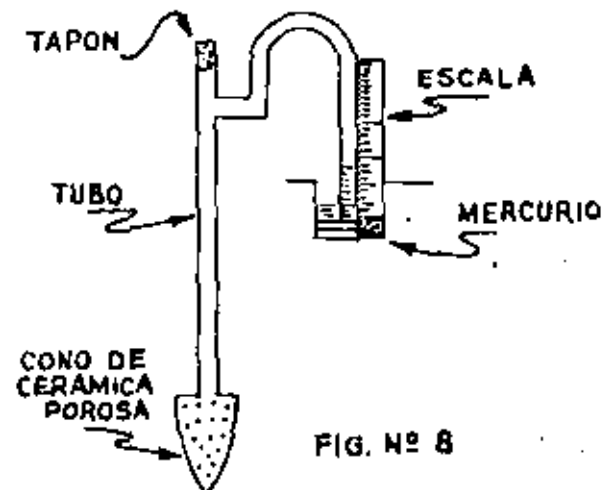
1. Método gravimétrico.

- Muestras de suelos (al que nos hemos referido).
- Conos de cerámica.
- Bloques porosos.

- Tensiómetros.
- Resistencia eléctrica.
- Aspersión de neutrones.
- Olla y membrana de presión (ya se mencionó).
- Capacidad eléctrica u resistividad.
- Difusión y capacidad térmica.
- Resistencia a la penetración.
- Otros métodos de laboratorio como:
 - Centrifugación (utilizando para determinar la humedad equivalente).
 - Crioscopia.
 - Conductividad eléctrica.

De los métodos enumerados, aparte de los que ya se han visto, sólo nos vamos a referir a dos, que son el método del Tensiómetro y el de la Resistencia eléctrica, pues los demás adolecen de ciertos defectos, o bien son caros, poco precisos o requieren de aparatos complicados; además de que algunos son muy tardados, por lo que si el lector se interesa en ellos, al final de este trabajo se cita la literatura para consultar al respecto.

El Tensiómetro mide directamente la tensión de la humedad del suelo y consiste esencialmente en un tubo que puede ser de vidrio, plástico, latón u otro material. En un extremo tiene una cápsula de cerámica porosa y el otro abierto, o bien con un manómetro, este puede también estar conectado por un lado (ver dibujo).



El funcionamiento del aparato es el siguiente: se destapa el tubo, ya sea quitando el tapón o desatornillando el manómetro y se llena completamente de agua, tratando de desalojar todo el aire que

exista dentro de él; al mismo tiempo se mete la cápsula porosa en agua para saturarla y se tapa herméticamente; en estas condiciones (estando saturada la cápsula) debe marcar cero.

Se introduce la cápsula en el suelo hasta la profundidad adonde se desea conocer el nivel de humedad y si éste está a saturación, seguirá marcando cero, pero conforme se va secando, la cápsula va perdiendo humedad, debido a que tratará de equilibrarse con la humedad del suelo y por lo mismo ejercerá una succión sobre la columna de agua, marcando en el manómetro la magnitud de esta succión.

Los tensiómetros tienen como limitación el hecho de que no son exactos sino para valores menores de una atmósfera de tensión, por tanto, en suelos arenosos llegan a cubrir hasta un 85% de la humedad aprovechable; pero en suelos arcillosos apenas si cubren 31.30% de ésta (ver las curvas de Retención de Humedad). Sin embargo, poniéndolos a una profundidad adecuada, nos pueden servir como indicadores, aun en suelos arcillosos.

Aunque existen tensiómetros de varios tipos, de diferentes materiales y con manómetros de varias clases, los principios de su funcionamiento son los mismos.

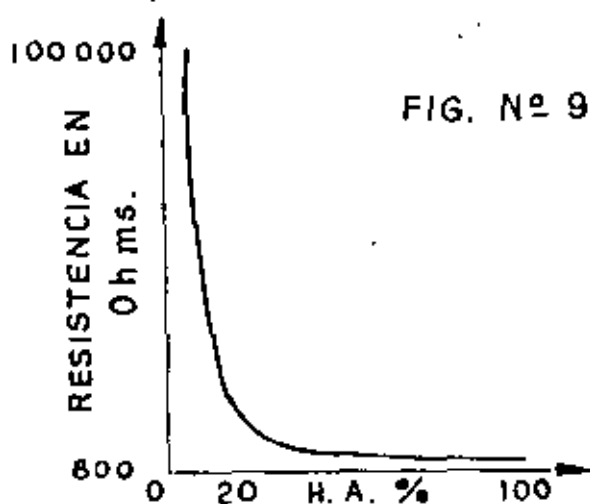
Método de la Conductividad Eléctrica. Este método está basado en la propiedad de conductividad eléctrica del agua. Se ha demostrado que la conductividad eléctrica del suelo es función de su contenido de humedad.

Inicialmente se utilizaron electrodos metálicos que se introducían en el suelo y luego con un puente de resistencia eléctrica, se medía la resistencia al paso de corriente, que oponía el terreno humedecido.

Este procedimiento presentaba algunos inconvenientes; el contacto entre los electrodos y el suelo no era eficiente; como la resistencia (y desde luego la conductividad) depende del contenido de humedad y la concentración de sales, en los suelos salinos se tenían resultados muy poco aceptables.

Los doctores G. J. Bouyoucos y A. H. Mick en 1910, encontraron un procedimiento con el que se podían evitar casi totalmente los inconvenientes enumerados anteriormente, y éste consiste en colocar los electrodos dentro de un bloque de yeso, el cual al saturarlo, reduce su resistencia a un mínimo; si en estas condiciones se entierra en el suelo a una profundidad deseada, la humedad dentro del bloque se equilibrará con la del suelo y por lo mismo variará su resistencia en función de su humedad.

Al hacer la calibración de los bloques de yeso, se ha encontrado que la resistencia eléctrica varía según una función de tipo exponencial con la humedad, la capacidad de campo corresponde a una resistencia de 600 ohms y el porcentaje de marchitamiento permanente a los 100,000 ohms, para los bloques marca Bouyoucos. La curva encontrada es aproximadamente igual a la que se muestra en la figura 9.



Al observar la figura, se puede notar fácilmente que en las cercanías de la capacidad de campo, la variación de la resistencia respecto a la humedad es muy pequeña, aumentando rápidamente al acercarse al PMP, en donde se deduce que para valores altos de humedad aprovechable, la exactitud del procedimiento es baja, siendo muy alta para los valores cercanos al porcentaje de marchitamiento permanente, por lo que sería recomendable su aplicación para suelos de textura ligera.

También se ha encontrado que en suelos salinos (con nido mayor del 0.3%), el material del bloque se destruye rápidamente y los comunes tienden a dar valores falsos, debido a que las líneas de corriente salen del bloque, por lo que últimamente se están utilizando con mejores resultados bloques con electrodos concéntricos que incluso vienen acomodados en forma de bastón para introducirlos fácilmente en el suelo, y medir la humedad a diferentes profundidades.

Con el mismo principio se han desarrollado otros tipos de bloques, buscando una mayor duración y exactitud.

Los primeros trabajos del riego controlado que se han hecho en México, se basaron en este método (Bretaña en 1950 y Ojeda en la región lagunera 1955).

Considerando que el método gravimétrico es el más exacto por comparación en equivalencias de exactitud, se puede decir que una determinación de humedad por el método gravimétrico equivale a dos determinaciones con Tensiómetro o con el Aspersor de Neutrones y a tres por el método de los bloques de yeso.

Como resumen de lo anterior, a continuación se calcula una lámina de riego en función de las características físicas del perfil de un suelo.

Datos obtenidos de muestras de perfil a diferentes profundidades, según los procedimientos descritos.

| NÚMERO DEL PERFIL | CÁLCULO DE LA LÁMINA | LÁMINA (Cm.) |
|-------------------|--|--------------|
| 1 | $L_1 = (19.3 - 5) \times 1.35 \times 0.15 =$ | 2.89 |
| 2 | $L_2 = (21.0 - 8) \times 1.40 \times 0.15 =$ | 2.73 |
| 3 | $L_3 = (13.0 - 3) \times 1.55 \times 0.30 =$ | 4.65 |
| 4 | $L_4 = (18.0 - 7) \times 1.50 \times 0.20 =$ | 3.30 |
| | LÁMINA TOTAL: | CM13.57 |

Como es de notarse, esta lámina es alta por ser el primer riego, pues los valores del porcentaje de

| PROFUNDIDAD EN CENTÍMETROS | TEXTURA | NÚMERO | Da | CC | PMP | H _o |
|----------------------------|----------------------|--------|------|------|------|----------------|
| 0 — 15 | Migajón arenoso..... | 1 | 1.35 | 19.3 | 10.0 | 9.3 |
| 15 — 30 | Migajón arenoso..... | 2 | 1.40 | 21.0 | 10.5 | 10.5 |
| 30 — 60 | Arena migajosa..... | 3 | 1.55 | 13.0 | 7.0 | 6.0 |
| 60 — 80 | Migajón arenoso..... | 4 | 1.50 | 18.0 | 9.5 | 8.5 |

NOTA: Para la textura se utilizó el método del hidrómetro.

La densidad aparente se determinó directamente en el campo, por el método de la caja de plásticos.

La capacidad de campo se obtuvo por el método de las columnas de suelo de Colman, según modificaciones de la Escuela Nacional de Agricultura.

El porcentaje de marchitamiento permanente se obtuvo utilizando plantas de girasol.

Al determinar los porcentajes de humedad a las diferentes profundidades consideradas, se obtuvieron los siguientes datos:

| NÚMERO | PROFUNDIDAD EN CENTÍMETROS | P _s AL MUESTREAR Por ciento |
|--------|----------------------------|--|
| 1 | 0 — 15 | 8 |
| 2 | 15 — 30 | 8 |
| 3 | 30 — 60 | 3 |
| 4 | 60 — 80 | 7 |

Luego, para llevar este suelo a la capacidad de campo hasta la profundidad que se está considerando, se necesita una lámina que se calcula según muestra la siguiente tabla:

Fórmula empleada:

$$L = (P_{s_m} - P_s) \times D_a \times P_r$$

humedad que existe en el suelo, son inferiores al PMP.

Después que se ha cultivado una planta y empieza a crecer, se nota que los indicadores de humedad nos marcan en la parte superior un descenso hasta el 20% de la humedad aprovechable, se vuelve a muestrear y se obtienen los siguientes valores:

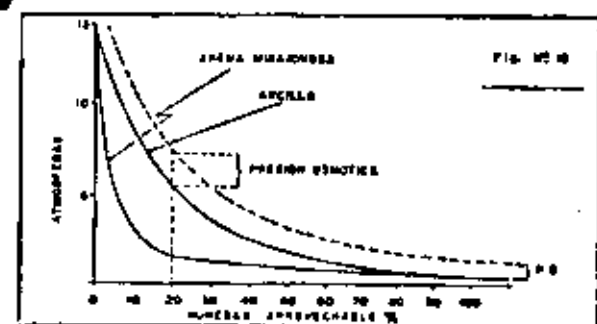
| NÚMERO DEL PERFIL | PROFUNDIDAD EN CENTÍMETROS | P _s AL MUESTREAR Por ciento |
|-------------------|----------------------------|--|
| 1 | 0 — 15 | 12.0 |
| 2 | 15 — 30 | 19.5 |
| 3 | 30 — 60 | 13.0 |
| 4 | 60 — 80 | 18.2 |

Para dar otro riego se calcula la lámina por aplicar según la siguiente tabla:

| NÚMERO DE LA LÁMINA | CALCULO DE LA LÁMINA | LÁMINA — Cm. |
|---------------------|---|--------------|
| 1 | $L_1 = (10.3 - 12) \times 1.35 \times 0.15 =$ | 1.47 |
| 2 | $L_2 = (21 - 19.5) \times 1.40 \times 0.15 =$ | 0.32 |
| 3 | $L_3 = 0$ | 0 |
| 4 | $L_4 = 0$ | 0 |
| LAMINA TOTAL: | | Cm. 1.79 |

Debe aclararse que las láminas obtenidas son netas y para aplicarlas es necesario considerar la eficiencia de riego.

También es de hacerse notar que no siempre puede servir de guía un porcentaje límite de humedad aprovechable, pues debe recurrirse a las curvas que la relacionan con el Esfuerzo de Humedad del Suelo, ya que cuando los suelos son arcillosos y además salinos, en un 20% de humedad aprovechable, pueden tenerse valores muy altos del Esfuerzo de Humedad del Suelo, provocando por lo mismo una disminución en los rendimientos, sobre todo si la planta se encuentra floreciendo. (Observar las curvas de la figura 10.)



Además de lo anterior, no puede considerarse sólo una profundidad para observar las variaciones de la humedad y que sirve de guía para determinar el momento de regar, pues generalmente los perfiles no son homogéneos y las variaciones de humedad pueden ser muy diferentes en un mismo perfil a varias profundidades.

En el ejemplo se ha considerado necesario regar cuando en los primeros 15 cm. la humedad ha descendido hasta un 20% de la humedad aprovechable, aunque en las demás profundidades prácticamente no ha habido variación, pues como la planta está recién sembrada, sus raíces son pequeñas y la ma-

yor parte del agua la obtienen en la parte más superficial del suelo y por tanto no se les debe forzar.

PRUEBA DE LA BOLA DE TIERRA PARA LA ESTIMACIÓN DE LA HUMEDAD APROVECHABLE

1. Se toma un puño de suelo representativo de la profundidad que se desea.
2. Se comprime el suelo con la mano 4 veces.
3. Si el suelo no forma una bola y se desmorona fácilmente, contiene menos de un 25% de humedad aprovechable.
4. En caso de que se forme la bola se lanza al aire a una altura de 30 cm. Si se mantiene después de lanzarla 5 veces tendrá un 50% de humedad aprovechable.
5. Si al oprimir el suelo en la mano se pega a ésta una capa de 5 mm o más suelo, el contenido de humedad será de 75 a 100%.

Esta prueba, como puede apreciarse, es para suelos francos y cuando se usa en suelos arenosos o arcillosos se tienen condiciones muy diferentes, por lo que hay necesidad de hacer las correcciones necesarias.

Por ejemplo en suelo arenoso es muy difícil que se conserve la bola después de 5 lanzamientos, por el contrario, en un suelo pesado con un 50% de la humedad aprovechable ya se puede pegar a la mano parte del suelo. La aproximación que se tiene es de 25% de la humedad aprovechable en suelos francos. Esto corresponde a una lámina de 3.9 cm. por metro de profundidad; para 30 cm. sería de 1.3 cm., lo cual queda dentro del límite práctico desde el punto de vista de aplicación de agua; sin embargo, para suelos pesados correspondería de 2.5 a 3.0 cm. que ya no se considera práctico.

Adaptado de: Diebold, H. C. (1953) Time to Irrigate, Simple soil test tells when to irrigate. The reclamation era. Vol 39 N° 7:132. Traducción publicada en el Memorandum Técnico Núm. 81 de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

CAPÍTULO II

¿CUANDO REGAR?

Se ha visto cómo calcular la lámina de riego para un suelo con un cultivo determinado; sin

METODO PRACTICO PARA DETERMINAR EL CONTENIDO DE HUMEDAD. SERVICIO
DE CONSERVACION DE SUELOS DE ESTADOS UNIDOS

| POR CIENTO DE HUMEDAD APROVECHABLE | TEXTURA DEL SUELO | | | |
|------------------------------------|--|--|--|---|
| | GRUESA | LIGERA | MEDIA | PERADA |
| 0 | Seco, suelto, se pasa a través de los dedos. | Seco, suelto, se pasa a través de los dedos. | Polvoso, seco, en algunos casos en costras que se quiebran fácilmente. | Duro, agrietado, algunas veces con costras sueltas sobre la superficie. |
| 25 a 50 | Apariencia seca, no forma una bola bajo presión de la mano. | Apariencia seca, no se forma una bola bajo presión de la mano. | Algo costroso, pero forma una bola bajo presión de la mano. | Algo moldeable, forma una bola bajo presión de la mano. |
| 50 a 75 | Apariencia seca, no forma una bola bajo presión de la mano. | Tiende a formar una bola bajo presión, pero no estable. | Forma una bola bajo presión de la mano, algunas veces brilla bajo presión. | Forma una bola bajo presión, forma tiras de suelo al moldearlo con los dedos. |
| 75 a 100 | Con tendencia a agregarse, a veces forma una bola muy débil. | Forma una bola de poca estabilidad bajo presión, no presenta brillo. | Forma una bola bajo presión y es muy moldeable, brilla fácilmente, si tiene mucha arcilla. | Fácilmente forma tiras de suelo al moldearlos con los dedos, es lustroso. |
| 100 | Al comprimirlo en la mano no aparece agua sobre el suelo pero deja húmeda la mano. | | | |
| Más de 100 | Al comprimirlo en la mano escurre agua. | Escurre agua al amasarlo. | Puede escurrir agua al comprimirlo. | Lodoso y escurre agua sobre la superficie. |

embargo, es necesario conocer el momento de aplicar estas láminas.

Por medio de los aparatos medidores de humedad se podría determinar el momento de regar, según ya se ha indicado; sin embargo, para superficies grandes con variedad de cultivos no sería práctico, pues se necesitaría instalar gran número de medidores de acuerdo con las variaciones del suelo y de cultivos.

Se define como uso de agua por las plantas o uso consuntivo del agua, a la cantidad de agua usada por aquéllas en la construcción de sus tejidos, la transpiración y la evaporación en la superficie del suelo, sobre la que se desarrolla.

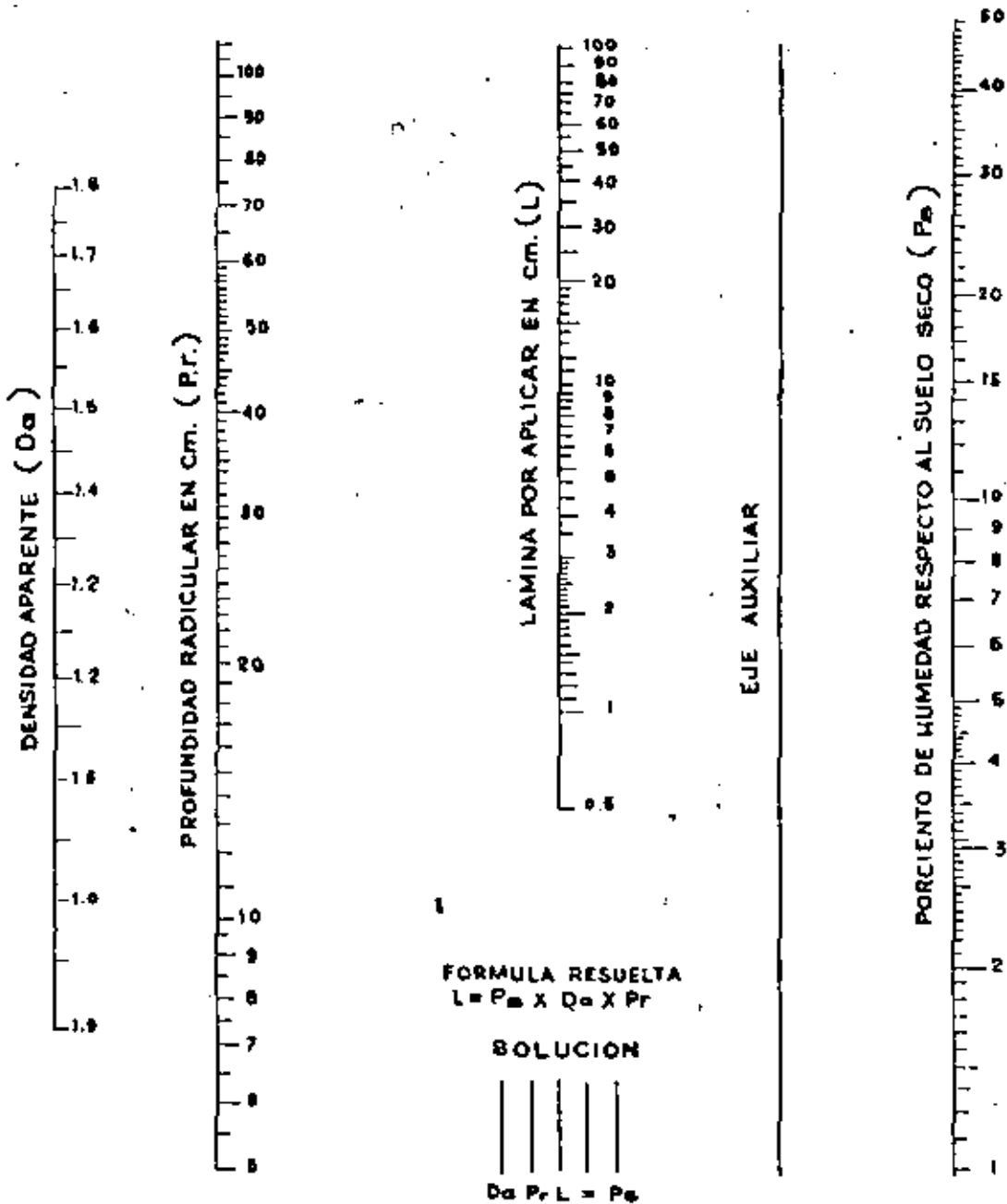
Uso de agua por la planta = Agua usada en la construcción de tejidos + transpiración + evaporación.

También se utiliza el término evapotranspiración para denominar los dos últimos conceptos, considerando que son los más importantes, ya que el 99% del consumo del agua por la planta se debe a ellos, incluso con un índice del uso de agua o uso consuntivo del agua.

Las primeras investigaciones cuidadosas que se hicieron sobre el consumo de agua por las plantas, se deben a Lawes, en experimentos que efectuó en Rothamsted (Inglaterra), en el año de 1818; posteriormente Wollny en Munich (Alemania), efectuó experimentos en macetas, principalmente con avena y cebada en 1876. Otros investigadores del viejo mundo efectuaron experimentos al respecto durante fines del siglo pasado y principios del actual. En América las primeras investigaciones las realizó King en el lapso de 1892 a 1895 en Madison, Wis. En los primeros años de este siglo Widston en Logan Utah y Briggs y Shantz en Akron, Colo., efectuaron varios experimentos encaminados a determinar las necesidades de agua de varios cultivos; sobre todo estos últimos investigadores trataron de correlacionar el consumo de agua de las plantas con varios factores meteorológicos como son la evaporación, la temperatura, la radiación, etc.

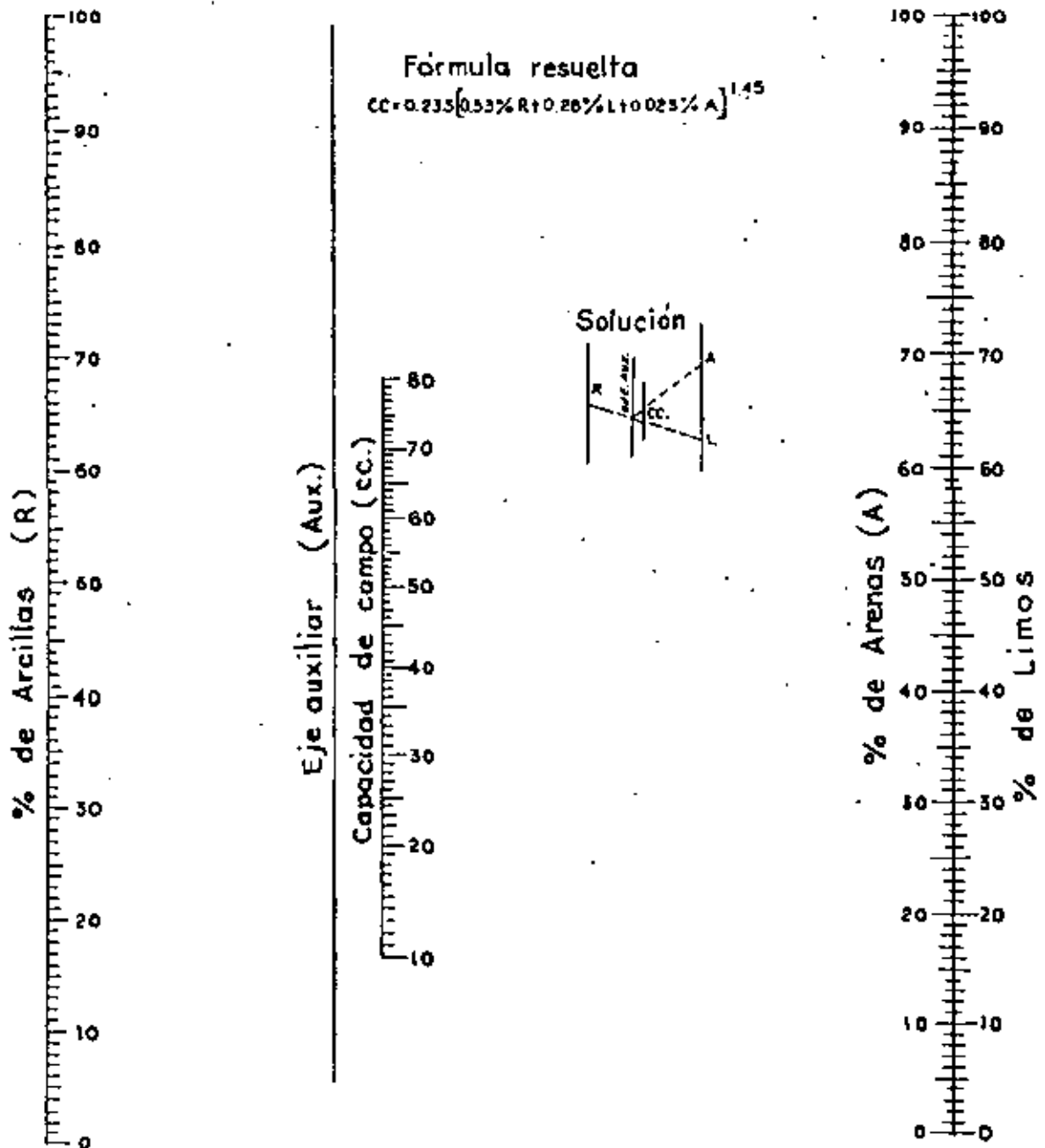
Últimamente varios investigadores se han abocado a la experimentación para obtener fórmulas, la mayor parte empíricas, que correlacionen estos factores meteorológicos con el consumo de agua de las plantas o evapotranspiración; entre estos son dignos de mencionarse los trabajos de Charles R. Hedke que en 1924 relacionó el calor disponible en grados-días con el uso consuntivo; en 1942 Lowry y

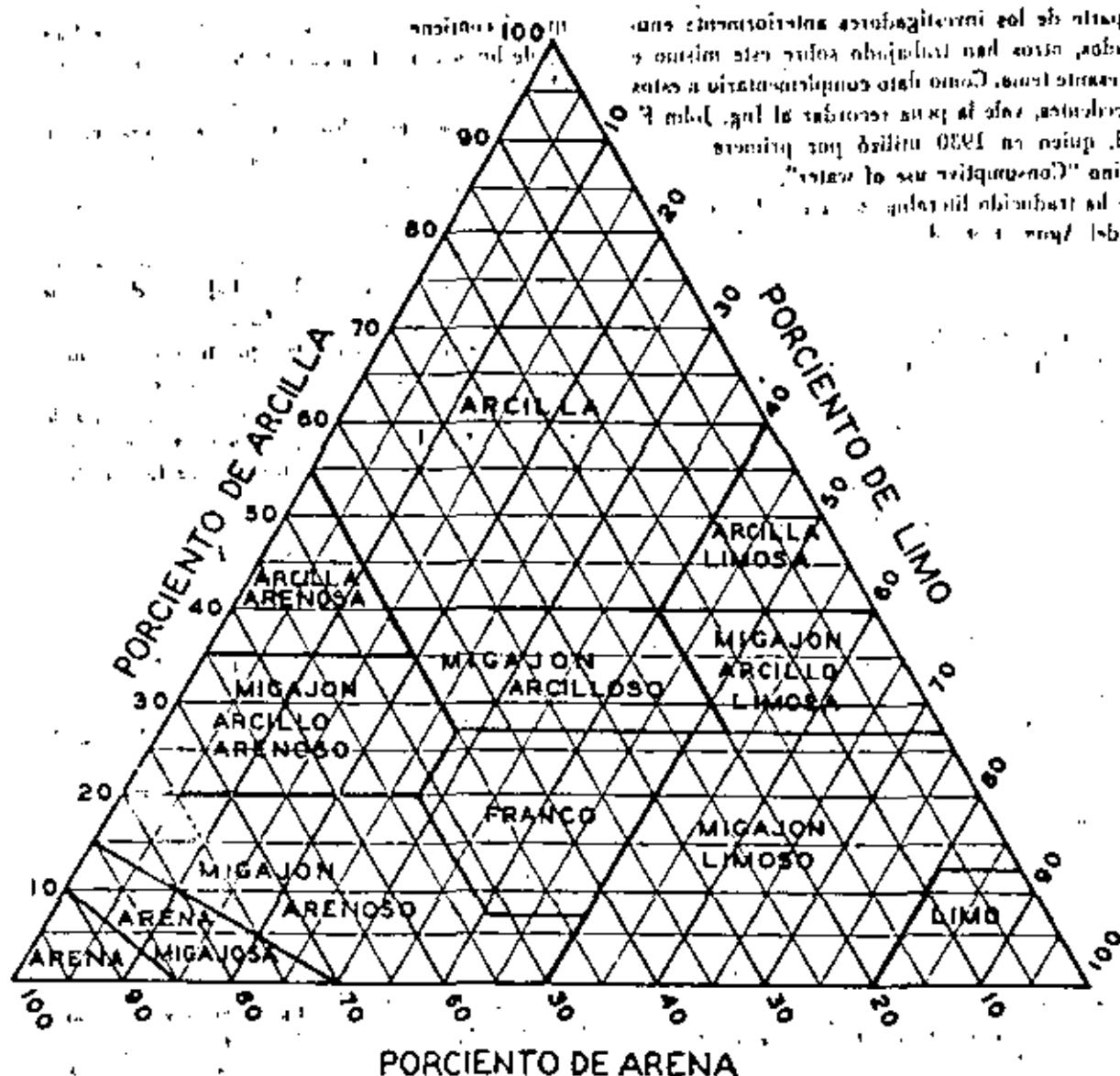
NOMOGRAMA PARA CALCULAR LA LAMINA POR APLICAR A UN SUELO PARA HUMEDECERLO A CC. HASTA UNA PROFUNDIDAD PROPUESTA



Calcule: **ING. R. PALACIOS V.**

NOMOGRAMA PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CAMPO EN FUNCION DE LOS PORCENTAJES DE ARCILLA, LIMO Y ARENA.





Johnson encontraron que la relación entre el $U. C.$ y el valor efectivo, era lineal. C. W. Thornthwaite, basado en los trabajos anteriores, encontró inicialmente una relación no lineal entre $U. C.$ y la temperatura, investigaciones posteriores del mismo Thornthwaite, demostraron que la ecuación encontrada sólo daba valores aproximados en la Mesilla y el Delta de San Joaquin Sacramento, por lo que decidió estudiar el problema desde el punto de vista de las relaciones entre el $U. C.$ y la insolación, encontrando una nueva expresión que interviene como variable en su ecuación general, que denominó "Eficiencia de la Temperatura" y en función de ésta

obtuvo su fórmula bastante compleja que posteriormente veremos con más detalle. Harry F. Blaney y W. D. Criddle últimamente han obtenido una fórmula que relaciona la temperatura y la luminosidad con el "Uso Consuntivo", la relación matemática es similar a la obtenida por Hargreaves, H. L. Penman que obtiene una ecuación también compleja que relaciona la evapotranspiración con el balance de calor diario y la evaporación. En 1962 M. E. Jensen, Howard R. Haise, en Fort Collins, Colo., lo gran relacionar la evapotranspiración con la radiación solar y la temperatura media del aire, obteniendo una correlación bastante buena.

Aparte de los investigadores anteriormente enumerados, otros han trabajado sobre este mismo e interesante tema. Como dato complementario a estos antecedentes, vale la pena recordar al Ing. John F. Field, quien en 1930 utilizó por primera vez el término "Consumptive use of water", que en México se ha traducido literalmente como "Uso Consumitivo del Agua" tratando de dar a entender el consumo de agua de las plantas.

DETERMINACIONES Y ESTIMACIONES DEL USO DEL AGUA POR LAS PLANTAS

Antes de informar sobre los procedimientos más utilizados para determinar o estimar el uso de agua por las plantas, creemos necesario explicar algo sobre los factores que lo afectan, a fin de tener un mejor criterio al escoger los métodos para llegar a conocerlo.

Las necesidades de agua de una planta dependen de la energía en la atmósfera o sea la luminosidad, el viento, humedad relativa y temperatura; de la energía del agua en el suelo (esfuerzo de humedad del suelo) y del tipo de cultivo.

Respecto a los factores atmosféricos, es fácil comprender su influencia en el uso del agua por planta, y un poco más adelante relacionaremos algunos de ellos con las fórmulas empíricas y racionales que se utilizan para conocerlo.

Como es de suponerse estos factores dependen del clima de una región.

La temperatura y la humedad relativa afectan al *U. C.*, la primera en forma directamente proporcional y la segunda inversamente proporcional; el viento favorece la evaporación y la luminosidad influye en el foto-período de la planta, alterando por lo mismo los valores del *U. C.* en función de su intensidad, calidad y duración.

En relación con la influencia del esfuerzo de humedad del suelo en el uso de agua por la planta, se puede decir que a mayor *E.H.S.* es menor el *U. C.* o sea que son inversamente proporcionales.

Por lo que respecta al cultivo, es de suponerse la influencia del período vegetativo, la superficie de transpiración² que presentan las hojas, el desarrollo radicular y en general los diferentes factores fisiológicos y morfológicos que varían con el tipo de la planta y de los que dependen la transpiración y absorción del agua.

También es de mencionarse que en forma indirecta la calidad del agua afecta al *U. C.* debido a

² La más importante.

que si contiene sales, altera los valores del esfuerzo de humedad del suelo, debido a que incrementa el valor de la presión osmótica.

Existen dos procedimientos para determinar la evapotranspiración que son: el gravimétrico y por medio del lisímetro.

El método gravimétrico consiste en determinar (efectuando pesadas, en la báscula, de muestras de tierra), las variaciones de humedad en cada una de las capas que forman el perfil de un suelo, hasta una profundidad igual a las que tienen las raíces del cultivo considerado. En función de estas variaciones y de las características del suelo, se puede determinar la lámina de agua en un tiempo dado, de acuerdo con la siguiente fórmula de fácil deducción:

$$L = \Delta P_s \times D_a \times P_r$$

En donde:

L = Lámina usada por la planta en cm. durante el lapso considerado.

ΔP_s = Variación del porcentaje de humedad respecto al peso del suelo seco en ese mismo lapso, en %.

D_a = Densidad aparente del suelo.

P_r = Profundidad del perfil expresado en metros.

Descripción del método. Las muestras del suelo se toman con una barrena tipo Veihmayer o similar, en cada profundidad del perfil, por ejemplo cada 20 centímetros se guardan éstas en botes de lámina tazados que se cierran herméticamente con objeto de que no pierdan humedad y se llevan al laboratorio, donde se pesan y luego se secan en una estufa a 110°C hasta que tengan peso constante; por diferencia de peso se determina la humedad de la muestra, la cual se relaciona con el peso del suelo seco para poder expresarla en forma de un porcentaje. Varios días después se vuelven a tomar muestras del mismo suelo, en un lugar crecuno (con objeto de que no haya discrepancias debido a la heterogeneidad de éste) y nuevamente en la forma indicada se determina el porcentaje de humedad de la muestra. Por diferencia entre porcentajes y utilizando la fórmula anteriormente indicada, se puede calcular la lámina de uso consumitivo o evapotranspiración, en el lapso considerado.

Ejemplo de cálculo:

TABLA NUMERO 1

| Plantas cultivadas en centímetros | Da | P _e potencial en % | P _e actual en % | aje | Lámina en cm. |
|-----------------------------------|-----|-------------------------------|----------------------------|-----|---------------|
| 0 - 15 | 1.3 | 19.2 | 11.6 | 4.0 | 0.90 |
| 15 - 30 | 1.4 | 21.5 | 18.0 | 3.5 | 0.74 |
| 30 - 60 | 1.5 | 14.8 | 13.7 | 1.1 | 0.50 |
| LAMINA TOTAL: | | | | | 2.14 |

Utilización del lisímetro para conocer la evapotranspiración de los cultivos. El profesor W. O. Pruitt, diseñó un aparato para medir en forma directa y por un procedimiento gravimétrico, la cantidad de agua que utiliza un cultivo. El lisímetro de Pruitt consiste esencialmente en un tanque cilíndrico de más o menos 6 metros de diámetro por 95 centímetros de alto, en el que se coloca el suelo

el cual se utiliza para medir la evapotranspiración potencial.

Penman, define como evapotranspiración potencial, al uso de agua de un cultivo que cubre totalmente la superficie del suelo y que nunca tiene deficiencia de humedad; como puede observarse, existe cierta diferencia con la evapotranspiración de los cultivos, en virtud de que éstos en muy pocas ocasiones se encuentran en circunstancias tan favorables.

El evapotranspirómetro consiste fundamentalmente en un tanque de aproximadamente 0.90 m. de profundidad, por 3 m. de largo y 1.30 m. de ancho, conectado a otro tanque regulador que permite mantener en el primero, un nivel de humedad constante; este último a su vez es alimentado por un tercer tanque en el que se mide el consumo de agua.

El tanque grande se llama evapotranspirador y es donde se coloca la tierra sobre la que se siembra algún zacate (Fig. 11).

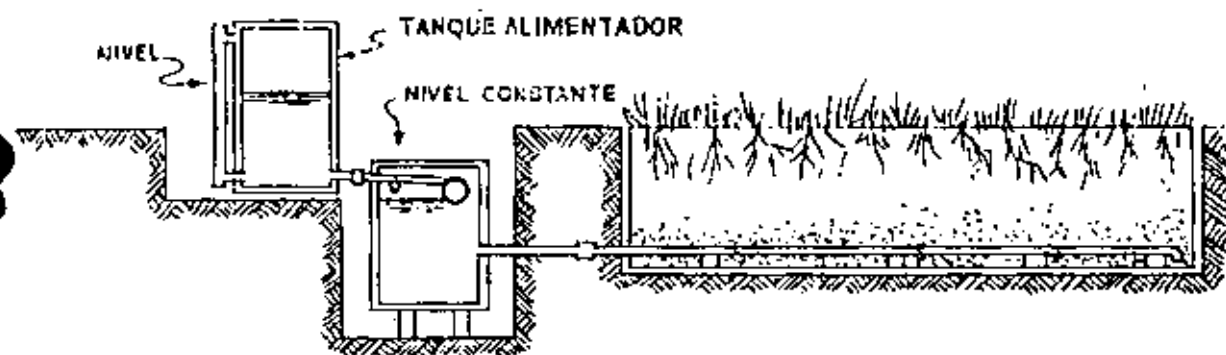


Fig. Núm. 11. Evapotranspirómetro de Thornthwaite

y el cultivo considerados, este tanque descansa sobre una báscula que es de alta precisión por lo que es posible observar las variaciones de peso que sufre el tanque, debidas al agua que pierde el suelo; en función de estas variaciones de peso es posible medir el consumo de agua del cultivo.

Estimaciones de la evapotranspiración. Es indudable que los factores que más influyen en la evapotranspiración, son los atmosféricos y generalmente con base en ellos se han desarrollado varias fórmulas empíricas para estimarla, sin embargo, también hay aparatos que nos permiten conocer en forma aproximada la evapotranspiración.

Aparatos usados para estimar la evapotranspiración. En primer término debe mencionarse el vaporómetro desarrollado por el Dr. Thornthwaite,

Se han inventado más aparatos para tratar de estimar la evapotranspiración, entre ellos son de mencionarse los atmómetros desarrollados por Livingston y que consisten en una esfera de cerámica porosa, que tiene un vástago barnizado del mismo material que se introduce dentro de un recipiente graduado que contiene agua; la esfera se encuentra pintada de blanco o negro. Al recibir energía de la atmósfera se produce una evaporación en la superficie de la esfera que ocasiona una succión en el depósito graduado, en el que se mide el agua evaporada (Fig. 2).

Se ha visto que existe una mayor correlación entre la evapotranspiración y las lecturas de los atmómetros, si se utilizan dos, uno negro y otro pintado de blanco y tomando como dato la diferencia de lecturas.

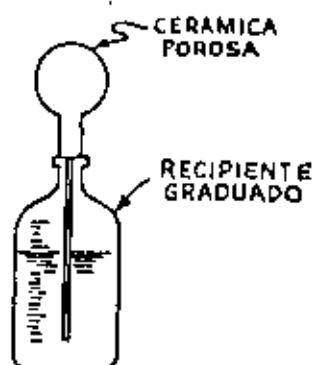


Fig. Núm. 12. Atmómetro

$$E_t = 0.87 (L_n - L_b)$$

Donde:

E_t = Evapotranspiración.

L_n = Lectura en el atmómetro negro.

L_b = Lectura en el atmómetro blanco.

Varios autores han pretendido correlacionar la evapotranspiración con la evaporación, desde los primeros trabajos de Biggs y Shantz hasta los recientes de Penman que lo llevaron a obtener una fórmula bastante compleja y que posteriormente se verá con cierto detalle.

En función de las lecturas de un evaporómetro se ha tratado de estimar la evapotranspiración, la lectura de éste se multiplica por un factor de conversión para obtener la evaporación (para los evaporómetros de 1.20 m. de diámetro es 0.77) y se ha obtenido una relación entre la evapotranspiración y la evaporación para varias épocas del año, de donde puede despejarse el valor de la primera en función del conocimiento de la segunda.

Según los estudios de Penman para una latitud de 50° aproximadamente las relaciones son las siguientes:

| Estación | E_t/E |
|------------------------------------|---------|
| Mayo a agosto inclusive | 0.80 |
| Marzo, abril, septiembre y octubre | 0.70 |
| Noviembre a febrero inclusive | 0.60 |
| Promedio en el año | 0.75 |

Es posible obtener relaciones similares para diferentes localidades, las cuales variarán según lo cerca o alejadas que estén del Ecuador.

Ultimamente se han inventado aparatos más complejos para tratar de determinar o estimar la evapo-

transpiración, por ejemplo, en Australia se ha desarrollado uno que mide la energía que recibe un cultivo y la que refleja, llamado evapotrópico. También el Dr. Thornthwaite ha logrado fabricar un aparato similar.

Estimación de la evapotranspiración por medio de fórmulas más o menos empíricas. Como ya se ha visto, para poder determinar la evapotranspiración, es necesario contar con un equipo adecuado y hacer observaciones durante todo el período que comprende el ciclo vegetativo del cultivo; desgraciadamente no siempre se dispone del equipo ni del tiempo necesario para efectuar la determinación, entonces es una gran ayuda contar con fórmulas que en función de datos climatológicos de la zona nos den una estimación aproximada del valor de la evapotranspiración.

Como ya se explicó anteriormente, varios investigadores han tratado de relacionar los diferentes datos climatológicos con la evapotranspiración, logrando fórmulas que nos permiten estimarla con diferentes aproximaciones. Nos vamos a referir a tres de las más conocidas.

Una de las primeras fórmulas prácticas para calcular la evapotranspiración, la obtuvo el Dr. Charles R. Hedke y es la siguiente:

$$E_t = K H. \quad \text{En donde:}$$

E_t = Uso consuntivo o evapotranspiración.

H = Calor disponible en grados-días.

K = Constante que depende del cultivo.

Sin embargo, esta fórmula está basada en varias hipótesis en relación con la humedad que debe tener el suelo y las prácticas que se sigan al hacer el cultivo.

Fórmula de Louty y Johnson. Estos investigadores siguiendo los pasos del Dr. Hedke, encontraron una relación lineal entre la evapotranspiración y el "calor efectivo", definiéndolo como la acumulación en días-grados de las temperaturas máximas sobre un mínimo que fijaron en 0°C, durante el período vegetativo del cultivo.

La relación que encontraron, en función del clima del lugar y del cultivo, tiene dos límites, uno superior que vale:

$$E_t = 0.000095 C_e + 0.335$$

y el inferior de:

$$E_t = 0.000069 C_e + 0.21$$

con valor medio de:

$$E_t = 0.00008 C_e + 0.28$$

En donde:

E_t = Evapotranspiración (lámina en metros).
 C_e = Calor efectivo en el período (en grados centígrados).

Estas fórmulas, sólo dan valores ligeramente aproximados a los reales, pues las regresiones se obtuvieron en zonas con características climatológicas que no pueden considerarse representativas de toda una región y mucho menos de un país. El hecho de que exista un margen tan fuerte en los valores calculados en la ecuación que da valores máximos y la que da valores mínimos, da una idea de la exactitud que se puede obtener con esta medida.

Método del Dr. Thornthwaite. De acuerdo con sus investigaciones efectuadas en la Mesilla Nuevo México y en Sacramento California, E. U. A. el Dr. Thornthwaite, llegó a la conclusión de que la relación entre la evapotranspiración y la temperatura no era tan simple como la presentan Lowry y Johnson. Inicialmente encontró que la relación no podía considerarse lineal y su primera expresión fue:

$$E_t = \left(\frac{t}{5}\right)^{1.514}$$

En donde:

T = Temperatura media mensual en °C

Investigaciones posteriores demostraron que esta fórmula sólo daba resultados con buena aproximación en la región donde se efectuaron los estudios, discrepando en otros lugares. Continuando las investigaciones encontró una expresión que aparentemente está íntimamente ligada con los valores de la evapotranspiración de cada lugar y que denominó "Eficiencia de la temperatura" que está dada por la siguiente relación:

$$i = \left(\frac{T}{5}\right)^{1.514}$$

i = Eficiencia de la temperatura.

En función de los valores obtenidos con esta expresión y mediante una ecuación que la liga con la temperatura media mensual obtuvo su expresión general que nos da la evapotranspiración potencial:

$$E_t = 1.6 \left(\frac{10T}{I}\right)^a$$

En donde:

E_t = Evapotranspiración mensual en centímetros.

T = Temperatura media mensual en °C.

I = Suma de i para todos los meses del año.

$$a = 0.000000675 I^3 - 0.0000771 I^2 + 0.01792 I + 0.49239$$

Aplicación de método. Para aplicar la fórmula obtenida por el Dr. Thornthwaite es aconsejable seguir la siguiente secuencia:

1. Se calculan las temperaturas medias mensuales (T).
2. Se calculan los valores de la eficiencia en la temperatura, por medio de la fórmula:

$$i = \left(\frac{T}{5}\right)^{1.514}$$

Puede utilizarse la tabla adjunta para evitarse el cálculo (Tabla Núm. 2).

3. Se determina la eficiencia anual de la temperatura sumando los valores calculados según se explica en el punto anterior.

4. Se calcula el exponente a aplicando la fórmula:

$$a = 0.000000675 I^3 - 0.0000771 I^2 + 0.01792 I + 0.49239$$

5. Se estima la evapotranspiración en el mes considerado en función de la temperatura media mensual aplicando la fórmula:

$$E_t = 1.6 \frac{(10T)^a}{I}$$

También se puede recurrir al nomograma Núm. 3 que tiene la fórmula resuelta.

Ejemplo de aplicación. Con los mismos datos del ejemplo anterior, podemos calcular por este procedimiento la evapotranspiración del trigo en el Valle del Mayo.

En la tabla adjunta están ordenados los datos de temperaturas con los que se han calculado las eficiencias mensuales de la temperatura, obteniéndose un valor de 124.63 de la eficiencia anual. Con este dato se procede a calcular a cuyo valor aproximado es de 2.95.

Con los datos anteriormente calculados, se procede a aplicar la fórmula con la temperatura media mensual, mes a mes. Para valores de temperatura mayores de 26.5°C, los de la evapotranspiración prácticamente son iguales para cualquier valor de la "Eficiencia de la temperatura" y pueden obtenerse con ayuda de la Tabla Núm. 3.

CALCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACION POR EL METODO DE THORNTHWAITE

| MESES | Tem. media °C | t | E_t en cm. | E_t trueno en cm. |
|------------|---------------|--------|--------------|---------------------|
| Octubre | 27.9 | 13.50 | 15.70 | ... |
| Noviembre | 19.8 | 8.03 | 6.25 | 1.04 |
| Diciembre | 16.5 | 6.10 | 3.06 | 3.66 |
| Enero | 16.2 | 5.93 | 3.47 | 3.47 |
| Febrero | 15.4 | 5.49 | 2.99 | 2.99 |
| Marzo | 14.3 | 4.91 | 2.40 | 2.40 |
| Abril | 21.6 | 9.17 | 8.15 | 3.80 |
| Mayo | 25.1 | 11.50 | 12.63 | ... |
| Junio | 28.7 | 14.00 | 15.32 | ... |
| Julio | 31.6 | 16.30 | 17.12 | ... |
| Agosto | 29.9 | 14.99 | 16.15 | ... |
| Septiembre | 29.4 | 14.62 | 15.82 | ... |
| TOTAL | | 121.63 | 118.66 | 17.86 |

Se puede observar que el valor obtenido de evapotranspiración por este método para el trigo de un periodo vegetativo de 110 días, es bastante bajo y representa menos del 50% de lo obtenido por el método Gravimétrico que para el caso del Valle del Mayo, es aproximadamente de 38.2 centímetros.

Método de Blaney y Criddle. La fórmula obtenida por estos autores, relaciona la temperatura media de un lugar, con la luminosidad y la evapotranspiración, además introducen un factor de corrección que depende de la época de desarrollo de la planta y del cultivo considerado. Esta expresión es mucho más simple que la que obtuvo el Dr. Thornthwaite.

La fórmula de Blaney y Criddle es la siguiente:

$$E_t = KF$$

Donde:

E_t = Evapotranspiración total en centímetros.

K = Coeficiente de corrección que depende del cultivo y su época de desarrollo; es el promedio de los valores k mensuales.

F = Factor de temperatura y luminosidad; suma de f mensuales.

Blaney y Criddle, dan una serie de valores para K en una tabla publicada en un boletín del Departamento de Conservación de suelos del Departamento de Agricultura de los E.U.A., la cual reproducimos en la Tabla Núm. 4.

El factor de temperatura-luminosidad, se calcula en el periodo deseado mediante la siguiente ecuación:

$$f = \frac{t \times p}{100}$$

En donde:

T = Temperatura media para el periodo °F.

p = Porcentaje de horas luz para el periodo, respecto al total anual.

Si la temperatura se expresa en °C, la ecuación corregida es la siguiente:

$$f = p \left(\frac{t + 17.8}{21.8} \right)$$

Los valores de la expresión

$$\left(\frac{t + 17.8}{21.8} \right)$$

se encuentran tabulados en la Tabla Núm. 5.

En la Tabla Núm. 6 se pueden encontrar los valores del factor p para latitudes Norte de 15 a 32° en los doce meses del año.

Investigaciones más recientes efectuadas en el valle Imperial han encontrado que para zonas áridas con lluvias en verano, es necesario corregir el factor temperatura para ajustar convenientemente la relación Temperatura-Evapotranspiración. Esta corrección se logra introduciendo un nuevo coeficiente en la fórmula que denominaremos K_1 y cuyo valor está dado por la siguiente expresión:

$$K_1 = 0.03114t + 0.2396$$

Donde:

$$t = \text{Temperatura en } ^\circ\text{C}$$

En la Tabla Núm. 5 Bis, se encuentran los valores corregidos del factor t de acuerdo con la expresión anterior, es decir en la Tabla están los valores:

$$K_1 \times \frac{(t + 17.8)}{21.8}$$

Ejemplo de aplicación. Puede aplicarse este método para calcular la evapotranspiración en el valle del Río Mayo, considerando los mismos valores de temperatura que en el ejemplo anterior. La latitud aproximada de la zona es de 27° norte; con este dato se calculan los porcentajes de horas-luz, en dicho lugar auxiliándose de la Tabla Núm. 6.

Para facilitar los cálculos se pueden tabular los valores como a continuación se indica:

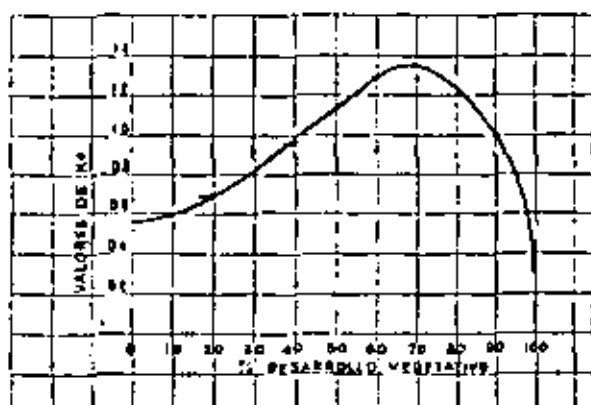
Blaney y Criddle, los cuales como ya se ha dicho se representan en la Tabla Núm. 5.

En relación con los tres métodos que se han explicado, es de hacer notar que el de Blaney y Criddle convenientemente calibrado para las diferentes zonas de características climatológicas similares del país, es indudablemente el que da mejores resultados, con la ventaja además, de ser un método relativamente sencillo de aplicar.

CÁLCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACION POR EL METODO DE BLANEY Y CRIDDLE

| M E F | Temperatura media °C | Valor de p | Factor $(K_1) P_2 K_3$ | | Días | $E_1 = K_1 f$ |
|---|----------------------|------------|------------------------|-------|------|---------------|
| Noviembre | 19.8 | 7.36 | 1.477 | 10.87 | 3 | 0.587 |
| Diciembre | 16.5 | 7.31 | 1.185 | 8.66 | 31 | 6.495 |
| Enero | 16.2 | 7.43 | 1.161 | 8.62 | 31 | 9.300 |
| Febrero | 15.4 | 7.09 | 1.095 | 7.77 | 28 | 10.412 |
| Marzo | 14.3 | 6.38 | 1.008 | 6.45 | 31 | 9.041 |
| Abril | 21.6 | 6.65 | 1.648 | 14.26 | 16 | 2.283 |
| E_1 TOTAL DEL TRIGO | | | | | | 38.127 |

En la penúltima columna de la Tabla se tiene el valor del factor p por el factor z corregido; estos valores deben de multiplicarse por los coeficientes de desarrollo K_1 , el cual varía de acuerdo con la época del crecimiento del cultivo. Para el caso del trigo en la región del Río Mayo, se han calculado los valores de este factor y se encuentran en la gráfica que a continuación se muestra:



Se puede observar que el valor del coeficiente varía desde 0.30 hasta 1.35 de acuerdo con la época de desarrollo.

Como desgraciadamente muchas veces no se tienen los datos necesarios para calcular los valores de K_1 , solamente se podrá calcular el uso consultivo con auxilio de los coeficientes que proponen

Existen otros métodos mucho más elaborados para estimar la evapotranspiración, en los cuales debe de mencionarse el de H. L. Penman. Este investigador efectuó una serie de experimentos en Rothamsted, Inglaterra, relacionando la evaporación y la radiación solar; con base en los datos obtenidos dedujo una fórmula bastante compleja para calcular la evapotranspiración potencial.

La fórmula se puede expresar según la siguiente ecuación:

$$E_o = \frac{DH + 0.27 E_a}{D + 0.27}$$

En donde:

E_o = Evapotranspiración en milímetros.

E_a = Evaporación cuando la presión de vapor corresponde a la temperatura del aire.

H = Cantidad total de energía disponible para evaporación y calentamiento del aire, en milímetros por día.

D = Pendiente de la relación, evaporación-temperatura, cuando la temperatura sea la del aire.

Se han encontrado otras expresiones en función del balance de energía, midiendo la energía que recibe un cultivo y la que se refleja; para medirla,

se ha desarrollado en Australia un aparato llamado Evapotrón.

El Dr. Thornthwaite, también ha logrado fabricar un aparato similar con resultados muy satisfactorios.

Estimación del intervalo de riego. Si se supone que:

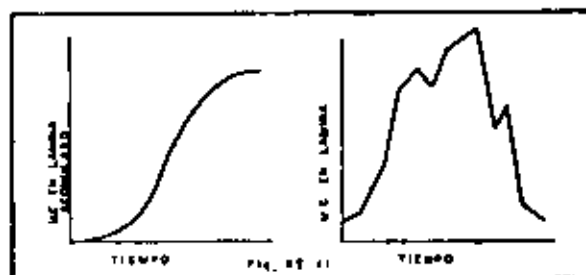
- L = Lámina de agua aplicada.
 $U.C.$ = Consumo diario de agua por la planta (Uso Consuntivo), en lámina.
 I = Intervalo de riego en días.

Entonces se tiene:

$$I = \frac{L}{U.C.}$$

Como puede notarse, conociendo el Uso Consuntivo o sea el consumo de agua por la planta, es fácil conocer el intervalo de riego.

El Uso Consuntivo diario no es un valor constante sino que va variando en función del desarrollo de las plantas. Si se registra en una gráfica la variación del uso del agua al través del tiempo, se obtiene una línea semejante a la de la figura:



Sin embargo para determinar los intervalos de riego, se pueden obtener los valores diarios con base en los promedios mensuales o quincenales. Para conocer el coeficiente de riego neto total, sólo interesa el valor del $U.C.$ total como se verá más adelante. Un método práctico para conocer los intervalos, es obtener la gráfica acumulativa, en la cual de acuerdo con las observaciones directas se pueden marcar los momentos en que se haga necesario el riego, según la variación de la humedad aprovechable relacionada con el esfuerzo de humedad del suelo y se tendrá para un cultivo determinado en una zona propuesta, los intervalos de riego y las láminas necesarias en cada caso (ver gráfica), más adelante se verá con más detalle un método de contabilidad para obtener fácilmente estos datos.

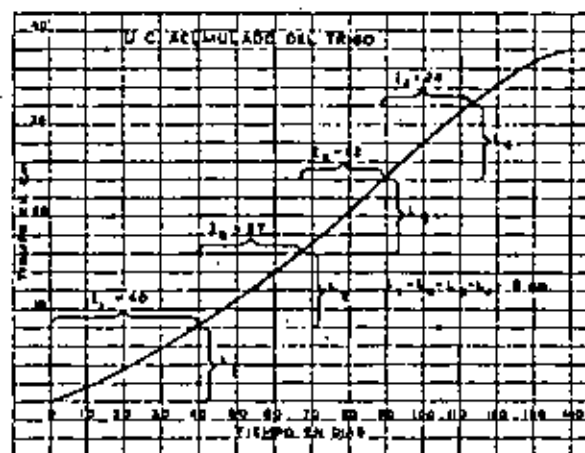


Fig. 12.

Ejemplo de aplicación. Supongamos las siguientes condiciones.

Cultivo. Trigo, variedad con ciclo vegetativo de 140 días. Suelo franco con las siguientes características:

Perfil uniforme, Densidad aparente 1.2; PMP a 15%, $CC.$ a 29%, se supone que puede utilizarse el 80% de la humedad aprovechable.

También se considera que la máxima demanda de agua del trigo se produce en los primeros 60 cm.; en pruebas efectuadas en el Distrito de Riego Núm. 38, Río Mayo, se encontró que el consumo de agua por las raíces del trigo se efectúa de la siguiente manera:

En los primeros 15 cm. de profundidad el 35%; en los siguientes 15 cm., 30%; de 30 a 45 cm., el 18%, de 45 a 60 cm., el 12%, y de 60 cm. en adelante el 5%; de donde se deduce que el 95% del consumo del agua se presenta en los primeros 60 cm. de profundidad.

Por otra parte se tienen los siguientes valores del $U.C.$ obtenidos cada 14 días.

| Por ciento de desarrollo | $U.C.$ en centímetros | Por ciento de desarrollo | $U.C.$ en centímetros |
|--------------------------|-----------------------|--------------------------|-----------------------|
| 10 | 2.6 ✓ | 60 | 5.0 ✓ |
| 20 | 2.8 ✓ | 70 | 5.2 ✓ |
| 30 | 3.4 ✓ | 80 | 4.6 ✓ |
| 40 | 3.8 ✓ | 90 | 4.0 ✓ |
| 50 | 4.4 ✓ | 100 | 2.6 ✓ |

Para calcular los intervalos de riego se siguen los siguientes pasos:

19 Con los datos característicos del suelo, se calcula la lámina necesaria para humedecer hasta una profundidad de campo, 60 centímetros de profundidad.

$$L = 0.8 (P_{s_{\text{cu}}} - P_{s_{\text{pm}}}) \times P_a + P_r$$

$$L = 0.8 (29 - 15) \times 1.2 \times 0.6$$

$$L = 8.06 \text{ cm.}$$

20 Se calcula el consumo medio diario; al iniciarse el ciclo vegetativo de la planta el consumo es muy pequeño, por lo que se pueden tomar el promedio de los 42 primeros días.

$$UC_{\text{diaria}} = \frac{2.6 + 2.6 + 3.4}{42} = 0.205 \text{ cm.}$$

En la misma fórmula se pueden calcular los promedios diarios tomando los consumos observados cada 28 días por ejemplo.

30 Se calcula el intervalo de riego para cada período que será:

$$I_1 = \frac{8.06}{0.205} = 39 \text{ días}$$

$$I_2 = \frac{8.06}{0.292} = 27 \text{ días}$$

$$I_3 = \frac{8.06}{0.364} = 22 \text{ días}$$

$$I_4 = \frac{8.06}{0.340} = 24 \text{ días}$$

Estos intervalos calculados en esta forma se pueden comprobar en la gráfica acumulativa del U. C. (Ver figura Núm. 14.)

Las láminas calculadas, son considerando un aprovechamiento íntegro del agua aplicada, por lo que es necesario estimar las láminas que debe aplicar el usuario teniendo en consideración su eficiencia de riego (término que se verá en el próximo capítulo).

Para determinar los intervalos de riego y las láminas por aplicar, se puede llevar un registro similar a los utilizados en contabilidad, en donde se van registrando las láminas disponibles, las salidas o disminuciones por concepto del consumo de agua por la planta y las entradas debidas a la lluvia efectiva, es decir, la que se infiltra.

Ejemplo de registro:

| FACCHA | LÁMINA DISPONIBLE
Centímetros | U. C. (-)
Centímetros | LLUVIA EFECTIVA (+)
Centímetros |
|--------------|----------------------------------|--------------------------|------------------------------------|
| 24-X-62.... | 3.00 | 0.25 | 0.00 |
| 25-X-62.... | 2.75 | 0.25 | 1.00 |
| 26-X-62.... | 3.60 | 0.25 | 0.00 |
| 9-XI-62.... | 0.25 | 0.25 | 0.00 |
| 10-XI-62.... | 6.00 | 0.25 | 0.25 |

Al hablar del consumo de agua por las plantas, no se había mencionado la aportada por la lluvia; a la parte del agua aprovechada por la planta de la precipitación pluvial, se le llama lluvia efectiva.

También se puede definir como lluvia efectiva aquella que humedece una capa de suelo, de un espesor tal que lleve dicha humedad hasta la zona radicular de las plantas para que éstas puedan aprovecharla.

La estimación del volumen aportado por lluvia efectiva es bastante difícil, pues depende de muchos factores, entre éstos se puede enumerar los siguientes: cubierta vegetal, textura, compactación del terreno, pendiente de éste, duración de la lluvia, su intensidad, etc.

Se puede expresar a la lluvia efectiva con la siguiente fórmula:

$$L_e = CL;$$

Donde:

L_e = Lluvia efectiva (lámina en cm.)

L = Lluvia real (lámina en cm.)

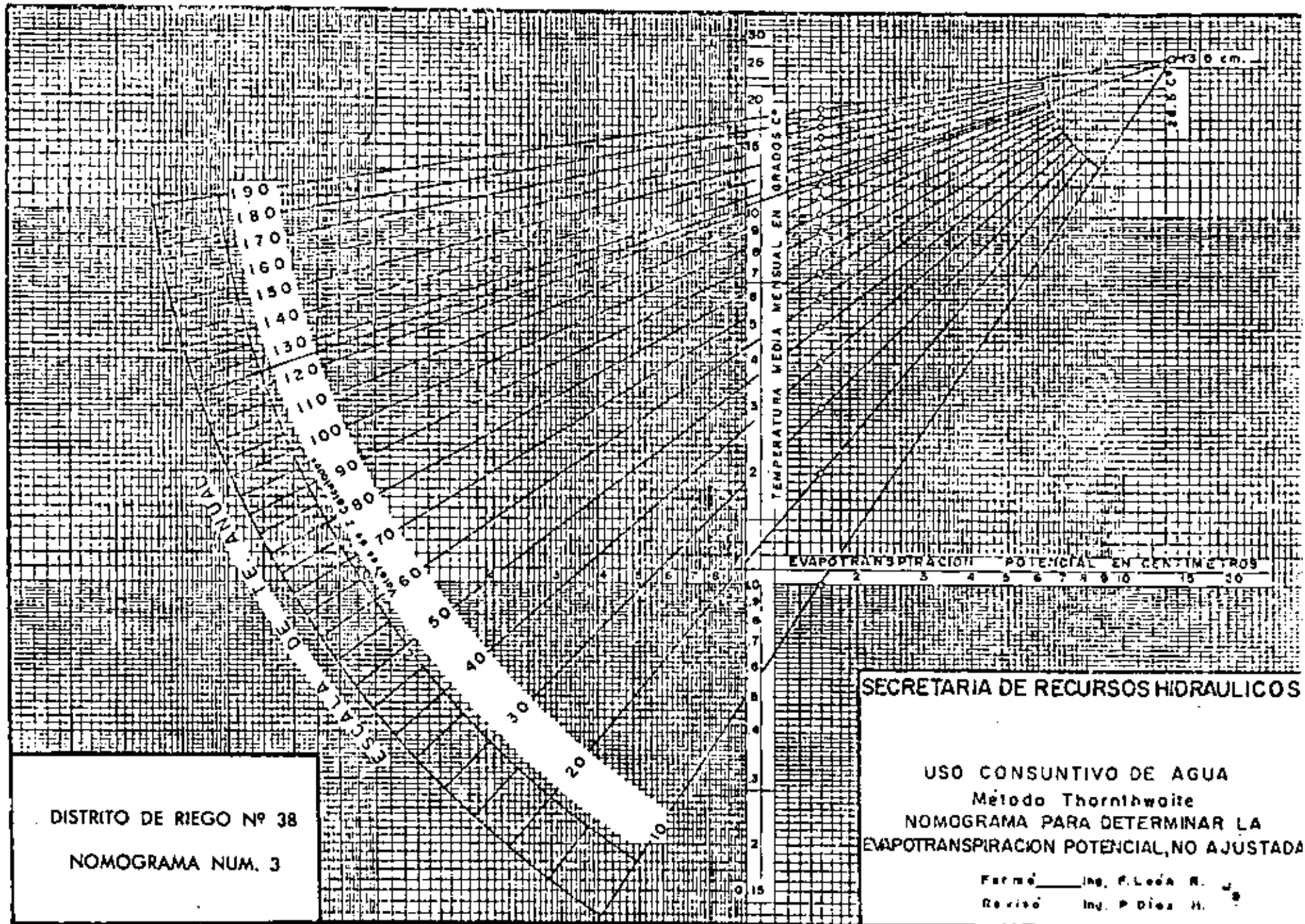
C = Coeficiente que depende del terreno, intensidad de la lluvia, duración, etc.

El valor del coeficiente varía desde muy cerca de la unidad hasta un mínimo cercano a cero. Los valores altos se presentan en terrenos permeables, secos, de poca pendiente y cuando la lluvia tiene una intensidad menor que la velocidad de infiltración del terreno; los mínimos se presentarán cuando las condiciones que prevalecen son las contrarias.

Para estimar este coeficiente es necesario experimentar, tomando en cuenta los factores que influyen en su variación. En el valle del río Mayo se han encontrado valores que fluctúan entre 0.75 y 0.35.

Respuestas de los cultivos a diferentes condiciones de humedad.

Se tiene la creencia de que es posible obtener las mejores cosechas de un cultivo, si se desarrolla en



DISTRITO DE RIEGO Nº 38
 NOMOGRAMA NUM. 3

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

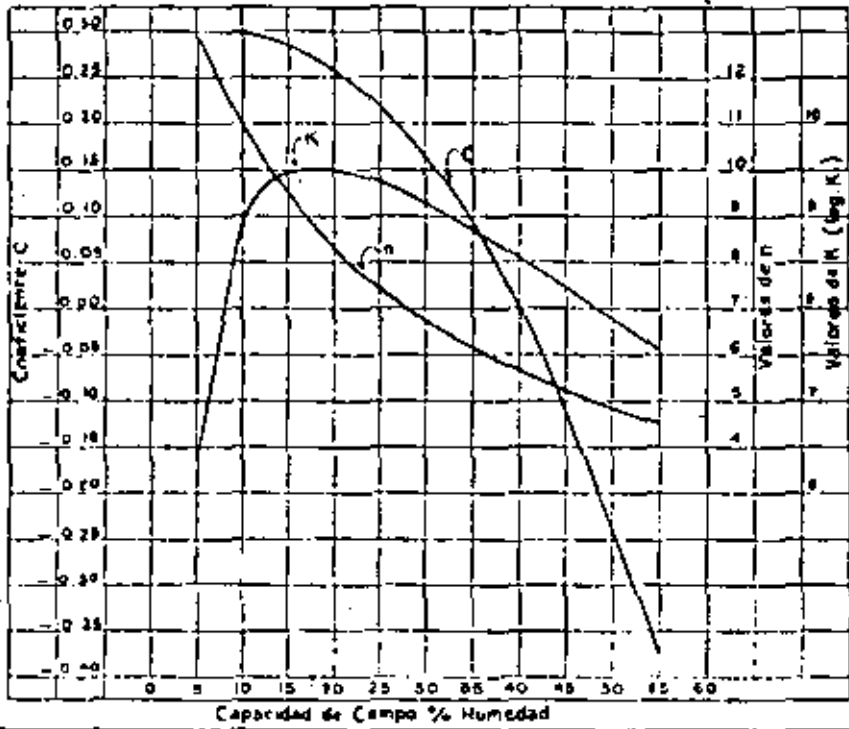
USO CONSUNTIVO DE AGUA
 Método Thornthwaite
 NOMOGRAMA PARA DETERMINAR LA
 EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL, NO AJUSTADA

Elaborado por: Ing. F. León H.
 Revisado por: Ing. P. Díaz H.

FORMULA PARA CALCULAR LA TENSION DEL SUELO EN FUNCION DE SU PORCENTAJE DE HUMEDAD RESPECTO AL SUELO SECO Y GRAFICAS PARA OBTENER LOS PARAMETROS CON BASE EN LA CAPACIDAD DE CAMPO

Fórmula obtenida. $T = \frac{K}{P_s^n} + C$

Expresión logaritmica $\log(T-C) = K-n \log P_s$



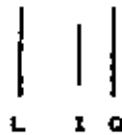
NOMOGRAMA PARA ESTIMAR EL GASTO NECESARIO PARA HUMEDECER 10 m² DE LA MELGA CON PENDIENTES DEL 0.5 POR CIENTO

(L) LAMINA DE AGUA NECESARIA PARA HUMEDECER LA ZONA RADICULAR EN CM.

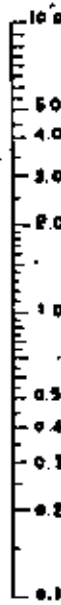


NOTA: PARA PENDIENTES DIFERENTES DEL 0.5 %
MULTIPLICAR POR EL FACTOR DE CORRECCION

SOLUCION

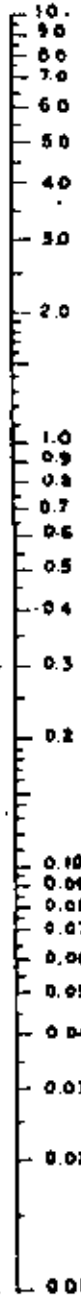


(I) VELOCIDAD DE INFILTRACION Cm/hr (BASICA)

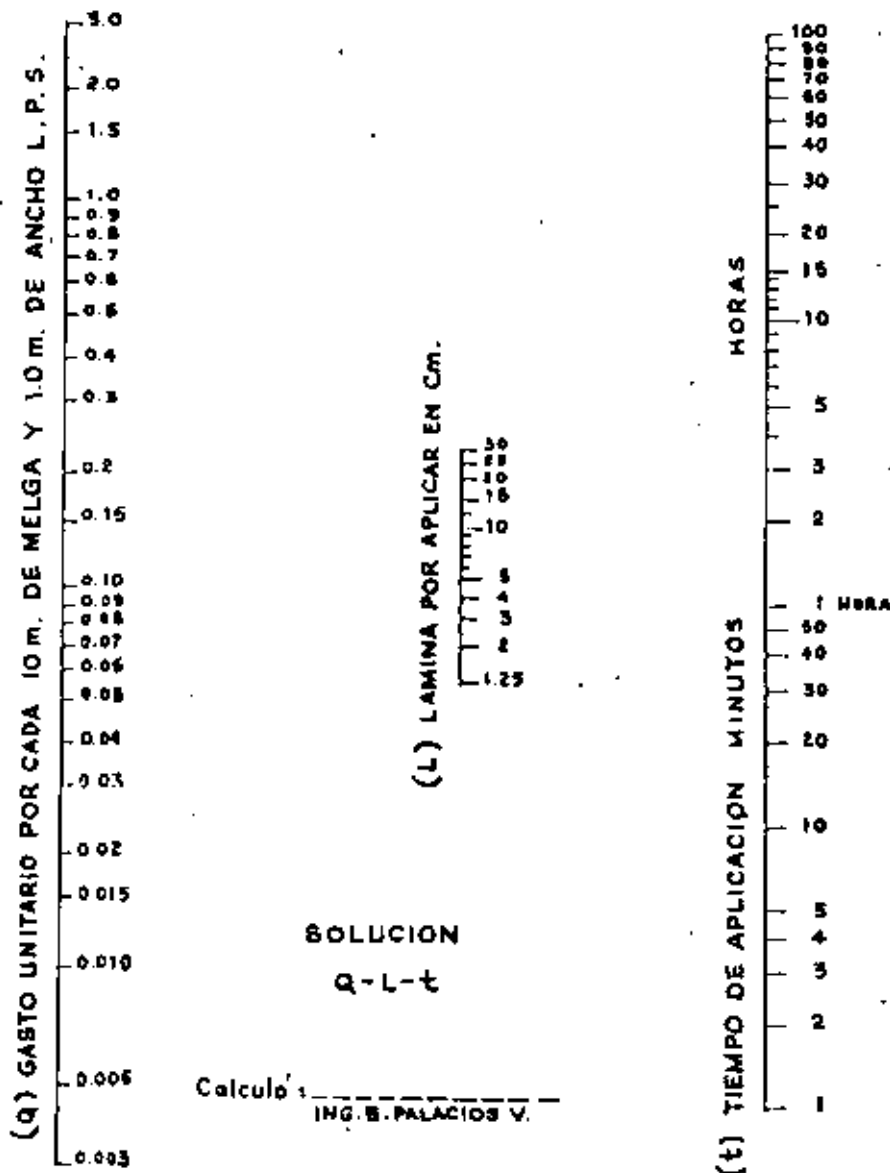


Calcule: _____
ING. E. PALACIOS V.

(Q) GASTO PARA CADA 10 m. DE MELGA Y 1.0 m. DE ANCHO EN L.P.S.



NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL TIEMPO NECESARIO DE APLICACION DE DIFERENTES LAMINAS PARA DIFERENTES VALORES DE GASTO



condiciones óptimas de humedad, es decir, con una tendencia a que la humedad aprovechable sea del cien por ciento durante el ciclo; sin embargo, se ha visto que varios cultivos se desarrollan mejor y dan mejores cosechas cuando en ciertas épocas se permite una disminución considerable en el nivel de humedad aprovechable.

Considerando que muchos de nuestros Distritos de Riego, sufren de una escasez crónica de agua, es muy conveniente investigar hasta qué niveles de humedad se puede llegar sin perjudicar el rendimiento de un cultivo y al respecto ya se han hecho varios trabajos experimentales aquí en el país, principalmente en el campo experimental de la Cal Grande, Gto.

Singleton, encontró que regando el maíz durante todo su ciclo, hasta que la humedad alcanzara un nivel tal que el esfuerzo de humedad del suelo llegara a 9 atmósferas, obtenía rendimientos de 6.7 Ton./Ha., en cambio obtuvo 8.25 Ton./Ha. cuando en la época del espigamiento y jiloteo mantuvo el E.H.S. en valores menores de 0.4 atmósferas.

Fernández y Laird, investigando sobre el mismo campo, encontraron que el ciclo del maíz puede dividirse en 3 partes que son: el primero, de la siembra al espigamiento; el segundo, del espigamiento a la maduración y el tercero, de maduración a la cosecha, además lograron determinar que la época más sensible a la sequía es del espigamiento a la maduración. En el mismo trabajo encontraron que durante la primera parte de su desarrollo, puede dejarse subir el E.H.S. hasta 10 atmósferas; durante la segunda o sea la más sensible sólo hasta 6 atmósferas. A mayores esfuerzos se tienen disminuciones muy considerables del rendimiento y por último en la tercera etapa son permisibles, esfuerzos hasta de 8 atmósferas.

Experimentos similares se han hecho en otras regiones y con otros cultivos (Laird Núñez y Hernández) por ejemplo el trigo, encontrando que por lo general la época crítica en lo que respecta a los niveles de humedad del suelo, se presenta durante la floración, pues si en esta época se llega a valores muy altos del E.H.S. se tienen reducciones en los rendimientos.

Se cree conveniente insistir en que es necesario relacionar las variaciones de humedad aprovechable con las del esfuerzo de humedad del suelo, ya que la presión osmótica puede influir notablemente en su variación y para un mismo nivel de humedad se pueden tener valores distintos del E.H.S., por lo que

de no tenerse en consideración es posible ocasionar reducciones en los rendimientos.

Es recomendable experimentar con otros cultivos, y en otras zonas para poder tener una base más racional, respecto a los niveles de humedad aprovechable, hasta los que es posible llegar sin un perjuicio en los rendimientos de las plantas.

TABLA 1

PROFUNDIDADES DE LAS RAICES
DE LOS PRINCIPALES CULTIVOS

| CULTIVOS | Profundidad
de la zona
radicular |
|--|--|
| | Metros |
| Alfalfa..... | 1.50 a 3.00 |
| Alechofia..... | 1.20 |
| Espárrago..... | 1.80 a 3.00 |
| Frijol..... | 0.90 |
| Remolacha azucarera..... | 1.20 a 1.80 |
| Betabel..... | 0.60 a 0.90 |
| Frambuesa y zarzamora..... | 1.20 a 1.80 |
| Brócoli..... | 0.40 |
| Col..... | 0.90 |
| Melón Catalhuape..... | 1.20 a 1.80 |
| Zanahoria..... | 0.60 a 0.90 |
| Celiflor..... | 0.60 |
| Citricos..... | 1.20 a 1.80 |
| Maíz dulce..... | 0.90 |
| Maíz..... | 1.20 a 1.50 |
| Caña de azúcar..... | 1.00 |
| Algodón..... | 1.20 a 1.80 |
| Peperón..... | 0.60 a 0.90 |
| Frutales de hojas caedizas..... | 1.80 a 2.40 |
| Cereales de grano pequeño:
(Trigo, cebada, etc.)..... | 1.20 |
| Sorgo..... | 1.20 |
| Vid..... | 1.50 a 3.00 |
| Zarzas forrajeras..... | 0.90 a 1.20 |
| Trébol "ladino"..... | 0.60 |
| Lerhuga..... | 0.30 a 0.45 |
| Melón ordinario..... | 1.20 a 1.50 |
| Nueces, avellano..... | 1.20 a 1.80 |
| Cebollas..... | 0.45 |
| Pastinaca..... | 0.40 |
| Carahuate..... | 0.60 |
| Chicharos..... | 0.90 a 1.20 |
| Papas..... | 0.90 a 1.20 |
| Carnote..... | 1.20 a 1.80 |
| Calabazas..... | 1.80 |
| Rábanos..... | 0.30 a 0.45 |
| Soya..... | 0.90 a 1.20 |
| Espinacas..... | 0.60 |
| Calabacita..... | 0.90 |
| Fresas..... | 0.90 a 1.20 |
| Tubero..... | 1.20 |
| Jitomate..... | 1.80 a 3.00 |
| Nabo..... | 0.90 |
| Nuez de nogal..... | 3.00 |
| Sandías..... | 1.80 |

TABLA NUM. 2

TABLA PARA CALCULAR EL VALOR MENSUAL DE T-E
 $\bar{T} = (T/5) 1.514$

| °C | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 0 | ... | ... | .01 | .01 | .02 | .03 | .04 | .05 | .06 | .07 |
| 1 | .09 | .10 | .12 | .13 | .15 | .16 | .18 | .20 | .21 | .23 |
| 2 | .25 | .27 | .29 | .31 | .33 | .35 | .37 | .39 | .42 | .44 |
| 3 | .46 | .48 | .51 | .53 | .56 | .58 | .61 | .63 | .66 | .69 |
| 4 | .71 | .74 | .77 | .80 | .82 | .85 | .88 | .91 | .94 | .97 |
| 5 | 1.00 | 1.03 | 1.06 | 1.09 | 1.12 | 1.16 | 1.19 | 1.22 | 1.25 | 1.29 |
| 6 | 1.32 | 1.35 | 1.39 | 1.42 | 1.45 | 1.49 | 1.52 | 1.56 | 1.59 | 1.63 |
| 7 | 1.66 | 1.70 | 1.74 | 1.77 | 1.81 | 1.85 | 1.89 | 1.92 | 1.96 | 2.00 |
| 8 | 2.04 | 2.08 | 2.12 | 2.15 | 2.19 | 2.23 | 2.27 | 2.31 | 2.35 | 2.39 |
| 9 | 2.44 | 2.48 | 2.52 | 2.56 | 2.60 | 2.64 | 2.69 | 2.73 | 2.77 | 2.81 |
| 10 | 2.86 | 2.90 | 2.94 | 2.99 | 3.03 | 3.08 | 3.12 | 3.16 | 3.21 | 3.25 |
| 11 | 3.30 | 3.34 | 3.39 | 3.44 | 3.48 | 3.53 | 3.58 | 3.62 | 3.67 | 3.72 |
| 12 | 3.76 | 3.81 | 3.86 | 3.91 | 3.96 | 4.00 | 4.05 | 4.10 | 4.15 | 4.20 |
| 13 | 4.25 | 4.30 | 4.35 | 4.40 | 4.45 | 4.50 | 4.55 | 4.60 | 4.65 | 4.70 |
| 14 | 4.75 | 4.81 | 4.86 | 4.91 | 4.96 | 5.01 | 5.07 | 5.12 | 5.17 | 5.22 |
| 15 | 5.28 | 5.35 | 5.38 | 5.44 | 5.49 | 5.55 | 5.60 | 5.65 | 5.71 | 5.76 |
| 16 | 5.82 | 5.87 | 5.93 | 5.98 | 6.04 | 6.10 | 6.15 | 6.21 | 6.26 | 6.32 |
| 17 | 6.38 | 6.44 | 6.49 | 6.55 | 6.61 | 6.66 | 6.72 | 6.78 | 6.84 | 6.90 |
| 18 | 6.95 | 7.01 | 7.07 | 7.13 | 7.19 | 7.25 | 7.31 | 7.37 | 7.43 | 7.49 |
| 19 | 7.55 | 7.61 | 7.67 | 7.73 | 7.79 | 7.85 | 7.91 | 7.97 | 8.03 | 8.10 |
| 20 | 8.16 | 8.22 | 8.28 | 8.34 | 8.41 | 8.47 | 8.53 | 8.59 | 8.66 | 8.72 |
| 21 | 8.78 | 8.85 | 8.91 | 8.97 | 9.04 | 9.10 | 9.17 | 9.23 | 9.29 | 9.36 |
| 22 | 9.42 | 9.49 | 9.55 | 9.62 | 9.68 | 9.75 | 9.82 | 9.88 | 9.95 | 10.01 |
| 23 | 10.08 | 10.15 | 10.21 | 10.28 | 10.35 | 10.41 | 10.48 | 10.55 | 10.62 | 10.68 |
| 24 | 10.75 | 10.82 | 10.89 | 10.95 | 11.02 | 11.09 | 11.16 | 11.23 | 11.30 | 11.37 |
| 25 | 11.44 | 11.50 | 11.57 | 11.64 | 11.71 | 11.78 | 11.85 | 11.92 | 11.99 | 12.06 |
| 26 | 12.13 | 12.21 | 12.28 | 12.35 | 12.42 | 12.49 | 12.56 | 12.63 | 12.70 | 12.78 |
| 27 | 12.85 | 12.92 | 12.99 | 13.07 | 13.14 | 13.21 | 13.28 | 13.36 | 13.43 | 13.50 |
| 28 | 13.58 | 13.65 | 13.72 | 13.80 | 13.87 | 13.94 | 14.02 | 14.09 | 14.17 | 14.24 |
| 29 | 14.32 | 14.39 | 14.47 | 14.54 | 14.62 | 14.69 | 14.77 | 14.84 | 14.92 | 14.99 |
| 30 | 15.07 | 15.15 | 15.22 | 15.30 | 15.38 | 15.45 | 15.53 | 15.61 | 15.68 | 15.76 |
| 31 | 15.84 | 15.92 | 15.99 | 16.07 | 16.13 | 16.23 | 16.30 | 16.38 | 16.46 | 16.54 |
| 32 | 16.62 | 16.70 | 16.78 | 16.85 | 16.93 | 17.01 | 17.09 | 17.17 | 17.25 | 17.33 |
| 33 | 17.41 | 17.49 | 17.57 | 17.65 | 17.73 | 17.81 | 17.89 | 17.97 | 18.05 | 18.13 |
| 34 | 18.22 | 18.30 | 18.38 | 18.46 | 18.54 | 18.62 | 18.70 | 18.79 | 18.87 | 18.95 |
| 35 | 19.03 | 19.11 | 19.20 | 19.28 | 19.36 | 19.45 | 19.53 | 19.61 | 19.69 | 19.78 |
| 36 | 19.86 | 19.95 | 20.03 | 20.11 | 20.20 | 20.28 | 20.36 | 20.45 | 20.53 | 20.62 |
| 37 | 20.70 | 20.79 | 20.87 | 20.96 | 21.04 | 21.13 | 21.21 | 21.30 | 21.38 | 21.47 |
| 38 | 21.56 | 21.64 | 21.73 | 21.81 | 21.90 | 21.99 | 22.07 | 22.16 | 22.25 | 22.33 |
| 39 | 22.42 | 22.51 | 22.59 | 22.68 | 22.77 | 22.86 | 22.95 | 23.03 | 23.12 | 23.21 |
| 40 | 23.30 | ... | ... | ... | ... | ... | ... | ... | ... | ... |

TABLA NUM. 3

TABLA DE EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL CUANDO LA TEMPERATURA
MEDIA MENSUAL EXCEDE DE 26.5°C.

| °C | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | |
|----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------------|
| 26 | ... | ... | ... | ... | ... | 13.50 | 13.59 | 13.68 | 13.77 | 13.86 | .09 |
| 27 | 13.95 | 14.03 | 14.12 | 14.20 | 14.19 | 14.37 | 14.45 | 14.53 | 14.62 | 14.70 | .084 - .082 |
| 28 | 14.78 | 14.86 | 14.94 | 15.01 | 15.09 | 15.17 | 15.24 | 15.32 | 15.39 | 15.47 | .078 - .074 |
| 29 | 15.54 | 15.61 | 15.68 | 15.75 | 15.82 | 15.89 | 15.95 | 16.02 | 16.09 | 16.15 | .070 - .064 |
| 30 | 16.21 | 16.27 | 16.33 | 16.40 | 16.46 | 16.52 | 16.58 | 16.63 | 16.69 | 16.74 | .062 - .056 |
| 31 | 16.80 | 16.85 | 16.91 | 16.96 | 17.02 | 17.07 | 17.12 | 17.17 | 17.21 | 17.26 | .054 - .048 |
| 32 | 17.31 | 17.35 | 17.40 | 17.44 | 17.49 | 17.53 | 17.57 | 17.61 | 17.64 | 17.68 | .044 - .038 |
| 33 | 17.72 | 17.76 | 17.79 | 17.83 | 17.86 | 17.90 | 17.93 | 17.96 | 17.99 | 18.03 | .036 - .030 |
| 34 | 18.05 | 18.08 | 18.10 | 18.13 | 18.15 | 18.18 | 18.20 | 18.22 | 18.25 | 18.27 | .026 - .022 |
| 35 | 18.29 | 18.31 | 18.32 | 18.34 | 18.35 | 18.37 | 18.38 | 18.39 | 18.41 | 18.42 | .016 - .012 |
| 36 | 18.43 | 18.44 | 18.45 | 18.45 | 18.46 | 18.47 | 18.47 | 18.48 | 18.48 | 18.49 | .008 - .004 |
| 37 | 18.49 | 18.49 | 18.49 | 18.50 | 18.50 | 18.50 | ... | ... | ... | ... | .002 |
| 38 | 18.50 | ... | ... | ... | ... | ... | ... | ... | ... | ... | ... |

Nota: Los valores después de 26.5°C, son los mismos para cualquier valor de T. E. anual.

TABLA NUM. 4

COEFICIENTE DE USO CONSUNTIVO PARA DEFINIR EL CULTIVO

| CULTIVO | Período de crecimiento | Coefficiente K |
|---------------|------------------------|----------------|
| Algodón | 7 meses | 0.60 a 0.65 |
| Alfalfa | Entre heladas | 0.80 a 0.85 |
| | En invierno | 0.60 |
| Azúcares | 3 a 5 meses | 1.00 a 1.20 |
| Cereales | 3 meses | 0.75 a 0.85 |
| Citricos | 7 meses | 0.50 a 0.65 |
| Frijol | 3 meses | 0.60 a 0.70 |
| Jitomate | 4 meses | 0.70 |
| Maíz | 4 meses | 0.75 a 0.85 |
| Nogales | Todo el año | 0.70 |
| Papa | 3 a 5 meses | 0.65 a 0.75 |
| Pastos | Todo el año | 0.75 |
| Remolacha | 6 meses | 0.65 a 0.75 |
| Sorgo | 4 a 5 meses | 0.70 |
| Térbol ladino | Todo el año | 0.80 a 0.85 |

NOTA: Los valores más pequeños son para regiones costeras y los mayores para áridas.

Tomado de H. F. Blaney y W. L. Criddle, Determining Water Requirement climatological data, U.S. D.A. Soil Conservation Service, SOS-TP-92.

TABLA NUM. 5

VALORES DE LA EXPRESION $\frac{t+17.8}{21.8}$ EN RELACION CON TEMPERATURAS MEDIAS EN °C. PARA USARSE EN LA FORMULA DE BLANEY Y CRIDDLE

| °C | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 3 | 0.954 | 0.959 | 0.963 | 0.968 | 0.972 | 0.977 | 0.982 | 0.986 | 0.991 | 0.995 |
| 4 | 1.000 | 1.005 | 1.009 | 1.014 | 1.018 | 1.023 | 1.028 | 1.032 | 1.037 | 1.041 |
| 5 | 1.046 | 1.050 | 1.055 | 1.060 | 1.064 | 1.069 | 1.074 | 1.078 | 1.083 | 1.087 |
| 6 | 1.092 | 1.096 | 1.101 | 1.106 | 1.110 | 1.115 | 1.119 | 1.124 | 1.128 | 1.133 |
| 7 | 1.138 | 1.142 | 1.147 | 1.151 | 1.156 | 1.161 | 1.165 | 1.170 | 1.174 | 1.179 |
| 8 | 1.183 | 1.188 | 1.193 | 1.197 | 1.202 | 1.206 | 1.211 | 1.216 | 1.220 | 1.225 |
| 9 | 1.229 | 1.234 | 1.239 | 1.243 | 1.248 | 1.252 | 1.257 | 1.261 | 1.266 | 1.271 |
| 10 | 1.275 | 1.279 | 1.284 | 1.289 | 1.294 | 1.298 | 1.304 | 1.307 | 1.312 | 1.317 |
| 11 | 1.321 | 1.326 | 1.330 | 1.335 | 1.339 | 1.344 | 1.349 | 1.354 | 1.358 | 1.362 |
| 12 | 1.367 | 1.372 | 1.376 | 1.381 | 1.385 | 1.390 | 1.394 | 1.400 | 1.404 | 1.408 |
| 13 | 1.413 | 1.417 | 1.422 | 1.427 | 1.431 | 1.436 | 1.440 | 1.445 | 1.450 | 1.454 |
| 14 | 1.459 | 1.464 | 1.468 | 1.472 | 1.477 | 1.482 | 1.486 | 1.491 | 1.495 | 1.500 |
| 15 | 1.505 | 1.509 | 1.514 | 1.518 | 1.523 | 1.528 | 1.532 | 1.537 | 1.541 | 1.546 |
| 16 | 1.550 | 1.555 | 1.560 | 1.564 | 1.569 | 1.573 | 1.578 | 1.583 | 1.587 | 1.592 |
| 17 | 1.596 | 1.601 | 1.606 | 1.610 | 1.615 | 1.619 | 1.624 | 1.628 | 1.633 | 1.638 |
| 18 | 1.642 | 1.647 | 1.651 | 1.656 | 1.661 | 1.665 | 1.670 | 1.674 | 1.679 | 1.683 |
| 19 | 1.688 | 1.693 | 1.697 | 1.702 | 1.706 | 1.711 | 1.716 | 1.720 | 1.725 | 1.729 |
| 20 | 1.734 | 1.739 | 1.743 | 1.748 | 1.752 | 1.757 | 1.761 | 1.766 | 1.771 | 1.775 |
| 21 | 1.780 | 1.784 | 1.789 | 1.794 | 1.798 | 1.803 | 1.807 | 1.812 | 1.817 | 1.821 |
| 22 | 1.826 | 1.830 | 1.835 | 1.839 | 1.844 | 1.849 | 1.853 | 1.858 | 1.862 | 1.867 |
| 23 | 1.872 | 1.876 | 1.881 | 1.885 | 1.890 | 1.894 | 1.899 | 1.904 | 1.908 | 1.913 |
| 24 | 1.917 | 1.922 | 1.927 | 1.931 | 1.936 | 1.940 | 1.945 | 1.950 | 1.954 | 1.959 |
| 25 | 1.963 | 1.968 | 1.972 | 1.977 | 1.982 | 1.986 | 1.991 | 1.995 | 2.000 | 2.004 |
| 26 | 2.009 | 2.014 | 2.018 | 2.023 | 2.028 | 2.032 | 2.037 | 2.041 | 2.046 | 2.050 |
| 27 | 2.055 | 2.060 | 2.064 | 2.069 | 2.073 | 2.078 | 2.083 | 2.087 | 2.092 | 2.096 |
| 28 | 2.101 | 2.106 | 2.110 | 2.115 | 2.119 | 2.124 | 2.128 | 2.133 | 2.138 | 2.142 |
| 29 | 2.147 | 2.151 | 2.156 | 2.161 | 2.165 | 2.170 | 2.174 | 2.179 | 2.183 | 2.188 |
| 30 | 2.193 | 2.197 | 2.202 | 2.206 | 2.211 | 2.216 | 2.220 | 2.225 | 2.229 | 2.234 |
| 31 | 2.239 | 2.243 | 2.248 | 2.252 | 2.257 | 2.261 | 2.266 | 2.271 | 2.275 | 2.280 |
| 32 | 2.284 | 2.289 | 2.294 | 2.298 | 2.303 | 2.307 | 2.312 | 2.317 | 2.321 | 2.326 |
| 33 | 2.330 | 2.335 | 2.339 | 2.344 | 2.349 | 2.353 | 2.358 | 2.362 | 2.367 | 2.372 |
| 34 | 2.376 | 2.381 | 2.385 | 2.390 | 2.394 | 2.399 | 2.404 | 2.408 | 2.413 | 2.417 |
| 35 | 2.422 | 2.427 | 2.431 | 2.436 | 2.440 | 2.445 | 2.450 | 2.454 | 2.459 | 2.463 |

TABLA NUM. 5 IHS

VALORES DE LA EXPRESION $K_1 \left(\frac{t+273}{273} \right)^{2.8}$ EN RELACION CON LAS TEMPERATURAS MEDIAS EN °C. PARA USARSE EN LA FORMULA DE BLANEY Y CRIDDLE

| °C | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 3 | 0.317 | 0.322 | 0.327 | 0.331 | 0.335 | 0.340 | 0.345 | 0.349 | 0.354 | 0.359 |
| 4 | 0.364 | 0.369 | 0.373 | 0.378 | 0.381 | 0.386 | 0.393 | 0.398 | 0.403 | 0.408 |
| 5 | 0.413 | 0.418 | 0.423 | 0.428 | 0.433 | 0.439 | 0.444 | 0.449 | 0.455 | 0.460 |
| 6 | 0.465 | 0.470 | 0.476 | 0.481 | 0.487 | 0.492 | 0.498 | 0.503 | 0.509 | 0.514 |
| 7 | 0.520 | 0.526 | 0.531 | 0.537 | 0.543 | 0.549 | 0.554 | 0.560 | 0.566 | 0.572 |
| 8 | 0.578 | 0.584 | 0.590 | 0.596 | 0.602 | 0.608 | 0.614 | 0.620 | 0.626 | 0.632 |
| 9 | 0.638 | 0.645 | 0.651 | 0.657 | 0.664 | 0.670 | 0.676 | 0.682 | 0.689 | 0.696 |
| 10 | 0.702 | 0.708 | 0.715 | 0.722 | 0.729 | 0.735 | 0.742 | 0.748 | 0.755 | 0.762 |
| 11 | 0.768 | 0.775 | 0.782 | 0.789 | 0.796 | 0.803 | 0.810 | 0.817 | 0.824 | 0.830 |
| 12 | 0.838 | 0.845 | 0.852 | 0.859 | 0.866 | 0.874 | 0.880 | 0.888 | 0.895 | 0.902 |
| 13 | 0.910 | 0.917 | 0.925 | 0.932 | 0.939 | 0.947 | 0.954 | 0.962 | 0.970 | 0.977 |
| 14 | 0.985 | 0.992 | 1.000 | 1.008 | 1.016 | 1.024 | 1.031 | 1.039 | 1.047 | 1.055 |
| 15 | 1.063 | 1.071 | 1.079 | 1.086 | 1.095 | 1.103 | 1.111 | 1.119 | 1.127 | 1.135 |
| 16 | 1.143 | 1.152 | 1.160 | 1.168 | 1.175 | 1.185 | 1.193 | 1.202 | 1.210 | 1.219 |
| 17 | 1.227 | 1.235 | 1.244 | 1.253 | 1.262 | 1.270 | 1.279 | 1.287 | 1.296 | 1.305 |
| 18 | 1.313 | 1.322 | 1.331 | 1.340 | 1.349 | 1.357 | 1.367 | 1.375 | 1.385 | 1.394 |
| 19 | 1.403 | 1.412 | 1.421 | 1.430 | 1.439 | 1.448 | 1.458 | 1.467 | 1.476 | 1.485 |
| 20 | 1.495 | 1.505 | 1.513 | 1.523 | 1.533 | 1.542 | 1.551 | 1.561 | 1.571 | 1.580 |
| 21 | 1.590 | 1.599 | 1.609 | 1.619 | 1.629 | 1.639 | 1.648 | 1.658 | 1.668 | 1.678 |
| 22 | 1.688 | 1.697 | 1.708 | 1.717 | 1.728 | 1.738 | 1.748 | 1.758 | 1.768 | 1.779 |
| 23 | 1.789 | 1.799 | 1.810 | 1.819 | 1.830 | 1.840 | 1.851 | 1.861 | 1.871 | 1.882 |
| 24 | 1.892 | 1.903 | 1.914 | 1.924 | 1.935 | 1.945 | 1.956 | 1.967 | 1.977 | 1.988 |
| 25 | 1.999 | 2.010 | 2.020 | 2.031 | 2.042 | 2.053 | 2.064 | 2.074 | 2.086 | 2.096 |
| 26 | 2.108 | 2.119 | 2.130 | 2.141 | 2.153 | 2.164 | 2.175 | 2.186 | 2.198 | 2.208 |
| 27 | 2.220 | 2.232 | 2.243 | 2.255 | 2.266 | 2.277 | 2.289 | 2.300 | 2.312 | 2.323 |
| 28 | 2.335 | 2.345 | 2.358 | 2.370 | 2.382 | 2.394 | 2.405 | 2.417 | 2.430 | 2.441 |
| 29 | 2.453 | 2.464 | 2.477 | 2.489 | 2.500 | 2.513 | 2.525 | 2.537 | 2.549 | 2.561 |
| 30 | 2.574 | 2.586 | 2.598 | 2.610 | 2.623 | 2.635 | 2.647 | 2.660 | 2.672 | 2.685 |
| 31 | 2.698 | 2.710 | 2.723 | 2.734 | 2.747 | 2.760 | 2.773 | 2.786 | 2.798 | 2.811 |
| 32 | 2.822 | 2.836 | 2.850 | 2.862 | 2.875 | 2.887 | 2.900 | 2.914 | 2.927 | 2.940 |
| 33 | 2.953 | 2.966 | 2.978 | 2.992 | 3.006 | 3.018 | 3.032 | 3.045 | 3.058 | 3.072 |
| 34 | 3.085 | 3.098 | 3.111 | 3.125 | 3.138 | 3.152 | 3.166 | 3.179 | 3.193 | 3.206 |
| 35 | 3.220 | 3.234 | 3.247 | 3.261 | 3.274 | 3.289 | 3.303 | 3.316 | 3.330 | 3.344 |

TABLA NUM. 6

PORCENTAJES DE HORAS-LUZ EN EL DIA PARA CADA MES DEL AÑO EN RELACION AL NUMERO TOTAL EN UN AÑO

M E S E S

| Lat. Nbr. | Jan. | Feb. | Mar. | Abr. | May. | Jun. | Jul. | Ago. | Sept. | Oct. | Nov. | Dic. |
|-----------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|------|------|------|
| 15° | 7.94 | 7.37 | 8.34 | 8.45 | 8.98 | 8.80 | 9.03 | 8.83 | 8.27 | 8.26 | 7.75 | 7.86 |
| 16° | 7.94 | 7.35 | 8.34 | 8.46 | 9.01 | 8.81 | 9.07 | 8.85 | 8.27 | 8.24 | 7.72 | 7.83 |
| 17° | 7.86 | 7.32 | 8.43 | 8.48 | 9.04 | 8.87 | 9.11 | 8.87 | 8.27 | 8.22 | 7.89 | 7.90 |
| 18° | 7.83 | 7.30 | 8.42 | 8.50 | 9.09 | 8.92 | 9.16 | 8.90 | 8.27 | 8.21 | 7.66 | 7.74 |
| 19° | 7.79 | 7.28 | 8.41 | 8.51 | 9.11 | 8.97 | 9.20 | 8.92 | 8.28 | 8.19 | 7.63 | 7.71 |
| 20° | 7.74 | 7.26 | 8.41 | 8.53 | 9.14 | 9.00 | 9.23 | 8.95 | 8.29 | 8.17 | 7.59 | 7.66 |
| 21° | 7.71 | 7.24 | 8.40 | 8.55 | 9.18 | 9.05 | 9.29 | 8.98 | 8.29 | 8.15 | 7.54 | 7.62 |
| 22° | 7.65 | 7.21 | 8.40 | 8.56 | 9.22 | 9.09 | 9.33 | 9.03 | 8.30 | 8.13 | 7.50 | 7.55 |
| 23° | 7.62 | 7.19 | 8.40 | 8.57 | 9.24 | 9.12 | 9.35 | 9.02 | 8.30 | 8.11 | 7.47 | 7.50 |
| 24° | 7.58 | 7.17 | 8.40 | 8.60 | 9.30 | 9.20 | 9.41 | 9.05 | 8.31 | 8.09 | 7.43 | 7.46 |
| 25° | 7.53 | 7.14 | 8.39 | 8.61 | 9.32 | 9.22 | 9.43 | 9.08 | 8.30 | 8.08 | 7.40 | 7.41 |
| 26° | 7.49 | 7.12 | 8.40 | 8.64 | 9.38 | 9.30 | 9.49 | 9.10 | 8.31 | 8.06 | 7.36 | 7.35 |
| 27° | 7.43 | 7.08 | 8.38 | 8.65 | 9.40 | 9.32 | 9.52 | 9.13 | 8.32 | 8.03 | 7.36 | 7.31 |
| 28° | 7.40 | 7.07 | 8.39 | 8.68 | 9.46 | 9.38 | 9.58 | 9.16 | 8.32 | 8.02 | 7.22 | 7.27 |
| 29° | 7.35 | 7.04 | 8.37 | 8.70 | 9.49 | 9.43 | 9.61 | 9.19 | 8.32 | 8.00 | 7.24 | 7.20 |
| 30° | 7.30 | 7.03 | 8.38 | 8.72 | 9.53 | 9.49 | 9.67 | 9.22 | 8.34 | 7.99 | 7.19 | 7.14 |
| 31° | 7.25 | 7.01 | 8.36 | 8.73 | 9.57 | 9.54 | 9.72 | 9.24 | 8.33 | 7.95 | 7.15 | 7.09 |
| 32° | 7.20 | 6.97 | 8.37 | 8.75 | 9.63 | 9.60 | 9.77 | 9.28 | 8.34 | 7.95 | 7.11 | 7.05 |

Tomada de Blaney, H. F. y W. D. Criddle SC5-TP-96 U.S.D.A. Soil Conservation Service.

CAPITULO III

¿CÓMO REGAR?

Teóricamente de acuerdo con lo que se ha visto, ya es posible cuantificar las láminas por aplicar y determinar el momento de regar, sin embargo se presenta el serio problema de estimar la cantidad de agua que se necesita tomar en la bocatoma de la presa de almacenamiento, de derivación o bien de la bomba para entregar las láminas calculadas; por otra parte, éstas generalmente son muy pequeñas y por lo mismo difícilmente se aplicarán sin desperdicio. Por tanto es necesario evaluar la eficiencia del sistema de conducción y también la de aplicación.

Eficiencia de riego. Se denomina eficiencia de riego de un sistema, a la relación que existe entre el volumen usado por las plantas (evapotranspiración) y el volumen derivado de la fuente de abastecimiento más el aportado por las lluvias efectivas.

Ejemplo. Si en un sistema se tienen 5,000 Ha. de trigo y 3,000 Ha. de algodón y para su cosecha ha sido necesario derivar 9,600,000 m.³, y durante su período vegetativo se han aprovechado 800,000 m.³ más, por concepto de lluvia efectiva, la eficiencia del sistema será:

| CULTIVO | Superficie
Hectáreas | U.C.
en metros | Volumen U.C.
Metros ³ |
|------------|-------------------------|-------------------|-------------------------------------|
| Trigo..... | 5 000 | 0.40 | 2 000 000 |
| Algodón... | 3 000 | 0.70 | 2 100 000 |
| TOTAL. | 8 000 | ... | 4 100 000 |

$$E = \frac{4\ 100\ 000 \times 100}{9\ 600\ 000 + 800\ 000} = 39.4\%$$

La eficiencia en el sistema de conducción, se puede definir como la relación que existe entre el agua entregada en el terreno por regar y el agua derivada con este fin, es decir:

$$E_c = \frac{A_p}{A_d} \times 100$$

Donde:

E_c = Eficiencia en la conducción.

A_p = Agua que llega al terreno.

A_d = Agua derivada.

Esta eficiencia puede ser de cerca de 100% cuando la conducción se efectúa por medio de tuberías como en el caso del riego por aspersión, hasta de un 10 o 20% cuando se efectúa por canales en mal estado y construidos sobre terrenos muy ligeros, incluso se da el caso de eficiencia del 0% cuando el agua derivada no llega al terreno debido a las fugas.

Coefficiente de riego bruto. Es la lámina aplicada a un terreno cultivado, incluyendo las pérdidas de conducción.

Coefficiente de riego neto. Es la lámina aplicada al terreno cultivado, sin considerar las pérdidas de conducción.

Por lo que se reduce que la eficiencia en la conducción también es la relación entre el coeficiente de riego neto y el bruto.

La eficiencia en la aplicación, es la relación entre la lámina de uso consuntivo de agua o U.C. y el coeficiente de riego neto. Puede darse el caso de que el agua aplicada sea menor que el U.C., por lo que podemos también definir como eficiencia en la aplicación a la relación entre el agua infiltrada en la zona radicular y el agua aplicada que incluye el agua escurrida superficialmente y el agua percolada más abajo de la zona radicular.

Las pérdidas de agua en un sistema de riego pueden ser las siguientes:

1. Infiltración en los vasos de almacenamiento.
2. Evaporación de los vasos.
3. Infiltración en canales.
4. Evaporación en canales.
5. Fugas en los canales.
6. Infiltración en el sistema de distribución del usuario.
7. Evaporación en el sistema de distribución del usuario.
8. Fugas en el sistema de la distribución del usuario.
9. Percolación en la aplicación.
10. Escurrimiento superficial en la aplicación.

Las dos primeras que se han enumerado, a pesar de su importancia generalmente no se toman en cuenta en la evaluación de un sistema de riego, las ocho restantes son las que influyen directamente en dicha eficiencia.

De éstas las más importantes son las de infiltración en los canales principales, en el sistema de

distribución de la red menor y las de percolación y la aplicación, que constituye generalmente un cierto porcentaje de las pérdidas por sobre riego.

El análisis y cuantificación de las pérdidas merecen un capítulo aparte debido a la multitud de factores que influyen en ellas y por ahora tan sólo se indicará que las pérdidas totales en el sistema son:

$$P = V_u - V_{uc}$$

En donde:

P = Volumen de pérdidas totales.

V_u = Volumen utilizado (volumen derivado + volumen de lluvia efectiva).

V_{uc} = Volumen de Uso Consuntivo.

Estas pérdidas totales se dividen en dos grandes grupos que son las pérdidas por conducción y las pérdidas debidas al sobre riego del usuario.

Las pérdidas de conducción se estiman con base en aforos. Para calcular las pérdidas de conducción totales, se afora el gasto extraído de la fuente de abastecimiento y el gasto entregado a los terrenos en el momento de regar. Generalmente es de esperarse cierto error al aforar, sin embargo si se tiene un número muy grande de éstos, pueden calcularse los volúmenes con una aproximación bastante buena y la determinación de las pérdidas tenderá a aproximarse a la realidad.

Para calcular las pérdidas de conducción de un sistema pueden utilizarse métodos estadísticos, calculando la regresión entre los gastos extraídos en la fuente de abastecimiento y los entregados en los terrenos.

Por ejemplo, en un sistema se ha calculado esta regresión encontrándose la siguiente ecuación que relaciona el gasto extraído con el gasto entregado y que es la siguiente:

$$Q_s = 1.688 Q_t - 0.061$$

Q_s = Gasto extraído.

Q_t = Gasto servido en los terrenos.

En donde:

$$p = Q_s - Q_t$$

$$p = 1.688 Q_t - 0.061 - Q_t$$

$$p = 0.688 Q_t - 0.061$$

Estas pérdidas se pueden expresar en porcentaje.

$$d = \frac{(0.688 Q_t - 0.061) \times 100}{1.688 Q_t - 0.061}$$

La eficiencia en la conducción puede servir de índice para calificar un sistema y hasta cierto punto permite conocer la hondad de su operación; por comparación entre las eficiencias obtenidas en diferentes ciclos agrícolas, se puede saber si se ha mejorado ésta.

La eficiencia en la aplicación indica cómo maneja el agua el agricultor. También por comparación entre las eficiencias obtenidas en varios ciclos agrícolas, se puede saber si se han mejorado los métodos de riego y si se han aplicado límites adecuados.

MÉTODOS DE RIEGO

A continuación se presenta un intento de clasificación en función de sus características más notables.

I. MÉTODOS SUPERFICIALES.

A. INUNDACIÓN.

1. Desbordamiento.

a) Zanjas en contorno.

b) Zanjas normales a curvas de nivel.

2. Secciones grandes de inundación.

a) Rectangulares.

b) En contorno.

3. Melgas o platabandas.

a) A nivel.

b) Con pendiente.

B. SURCOS.

1. Surcos profundos normales meloneros

2. Surcos en contorno.

3. Surcos de poca profundidad.

II. MÉTODOS SUBTERRANEOS.

A. ZANJAS LATERALES.

B. TUBERIAS SUBTERRANEAS.

C. NATURAL.

III. MÉTODOS AEREOS.

A. ASPERSION EN CIRCULO.

1. Con aspersores rotatorios.

2. Con aspersores fijos.

B. ASPERSION EN RECTANGULOS.

1. Tubos perforados.

2. Aspersores fijos.

De los enumerados, tan sólo nos referiremos a dos, por ser los más utilizados, el riego por melga y el riego por surco.

Antes de ver las características de estos métodos y las bases para su diseño, es importante definir lo que es la infiltración.

La infiltración es la penetración lenta del agua a través de los poros del suelo. También se puede definir como el paso del agua de la superficie al interior del suelo, con objeto de diferenciar del término conductividad hidráulica.

Velocidad de infiltración, es la relación entre una lámina de agua que se infiltra y el tiempo que tarda en hacerlo, generalmente se expresa en cm./minuto o cm./hora; por abreviar a la velocidad de infiltración, también suele llamársele solamente infiltración.

La infiltración no es un valor constante, depende de varios factores, principalmente de la carga y del tiempo.

Si se considera una carga más o menos constante, la velocidad de infiltración varía respecto al tiempo siguiendo una ley hiperbólica, que se puede expresar como:

$$I = K t^n$$

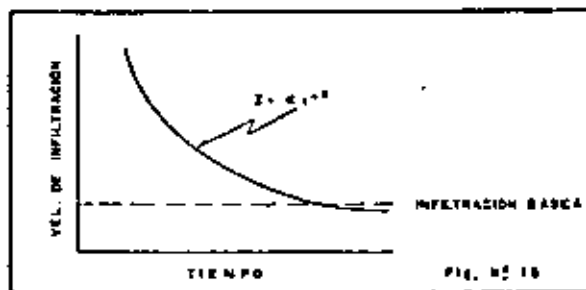
I = Velocidad de infiltración.

K = Constante.

n = Exponente (negativo).

t = Tiempo.

Gráficamente se obtiene una curva como la de la figura.



Se llama infiltración básica a la velocidad de infiltración que más o menos permanece constante, es decir, cuando la variación respecto al tiempo es muy pequeña.

MEDIDAS DE INFILTRACION

La velocidad de infiltración, puede estimarse en el laboratorio, mediante pruebas sobre muestras al-

teradas o inalteradas, sin embargo, como la velocidad de infiltración además de depender de las características físicas del suelo, depende de la preparación que se le da a éste para el cultivo, los datos sobre la infiltración, que se utilizan en el diseño de melgas y surcos se tienen que obtener en pruebas directas sobre el campo.

Pruebas de campo. Para medir la velocidad de infiltración, se utilizan varios aparatos; los más sencillos son los infiltrómetros de anillo, utilizando principalmente para medir la infiltración en melgas, también existen infiltrómetros de surco y los infiltrógrafos para melgas y surco; además es posible medir directamente en el terreno el agua que se infiltra mediante aforos a la entrada y en la salida.

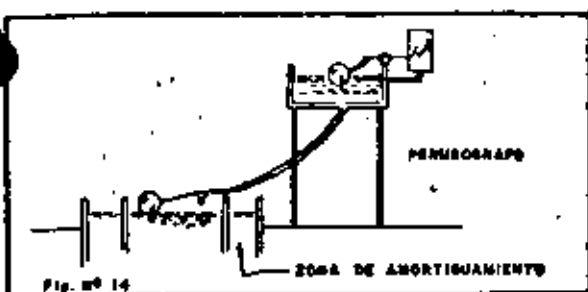
a) *Medición de la infiltración con infiltrómetro de anillo.*

Estos aparatos consisten simplemente en un anillo de lámina galvanizada, que se entierra unos 5 cm. y después se llena de agua, teniendo cuidado de colocar una hoja plástica impermeable antes de llenarlo, a fin de evitar que se moje el terreno antes de iniciar los preparativos para la medición; es posible improvisar este aparato con una lata de aceite de 5 litros o algo parecido. La lámina infiltrada se mide mediante un tornillo micrométrico, parecido a los utilizados en los evaporímetros, incluso es posible medirla con uno de ellos.

En los terrenos pesados puede haber una difusión del agua infiltrada hacia los lados, es decir, se tendría una componente horizontal muy importante de la infiltración que daría resultados muy dispares de los reales; para evitar esto, se acostumbra poner un segundo anillo concéntrico exterior, que nos sirve para formar alrededor del infiltrómetro una zona de amortiguación.

b) *Infiltrómetro para surco.* Consiste en dos láminas galvanizadas que se entierran perpendicularmente al surco, quedando un depósito entre ellas, para medir las láminas en igual forma que en el caso anterior.

c) *Aparatos registradores.* Los infiltrógrafos consisten fundamentalmente en un infiltrómetro común, que se mantiene a carga constante mediante una válvula controlada con un flotador y que es alimentada por un tanque en el que se va registrando la variación del nivel por medio de una pluma adaptada a un flotador que escribe sobre un cilindro movido por un sistema de relojería.



d) Se puede medir directamente la infiltración, midiendo por diferencias el gasto que se infiltra en una superficie determinada, obteniéndose la infiltración básica.

$$I_b = \frac{q_1 - q_2}{d \times e}$$

En donde:

I_b = Infiltración básica.

q_1 = Gasto a la entra del surco o melga.

q_2 = Gasto a la salida del surco o melga.

d = Longitud del surco o melga.

e = Ancho del surco o melga.

Lámina infiltrada. La lámina infiltrada se puede deducir en función de la velocidad de infiltración y del tiempo que se tenga el agua sobre el terreno; sin embargo, debido a que la infiltración varía con el tiempo, es necesario integrar por tanto:

$$L = \int_{k_1}^{k_2} dt \quad (1)$$

$$L = \frac{kt^{(1-n)}}{(1-n)} \quad (2)$$

Generalmente lo que interesa conocer es el tiempo que es necesario mantener el agua sobre el terreno para que se infiltre una lámina determinada, por lo que despejando t en (2) tenemos:

$$t = \left[\frac{L(1-n)}{k} \right]^{\frac{1}{1-n}}$$

Es necesario tener en cuenta las unidades en que se trabaja, pues en ocasiones la infiltración se expresa en cm./hr. y otras en cm./min.

DISEÑO DE SURCOS Y MELGAS

El diseño de los surcos y melgas, consiste fundamentalmente en relacionar en forma conveniente

la longitud, ancho y pendiente de la melga o surco, con la infiltración en el terreno, el gasto y tiempo de aplicación; de tal manera que se obtenga una eficiencia lo más alta posible en el riego, es decir, un mínimo de pérdidas por percolación y escurrimiento superficial.

Diseño de melgas. Teniendo como base las consideraciones anteriormente señaladas, en varios lugares han obtenido en forma experimental datos que ha tabulado y que relacionan la textura del terreno, su pendiente y el gasto de aplicación con el tamaño de las melgas; como ejemplo se acompañan las tablas 7, 8, 9 y 10 de la Universidad de California, del Servicio de Conservación de Suelos de los E.U.A. y del Instituto Interamericano de Ciencias Agrícolas del Perú.

También el servicio de Conservación de Suelos de los E.U.A., tiene algunos nomogramas que nos hemos permitido adaptar al sistema métrico (número ...).

La forma más conveniente para diseñar una melga, es valiéndose de la experimentación directa en el campo.

Debemos tener en consideración los siguientes factores:

Para su longitud:

1. Pendiente.
2. Gasto de aplicación.
3. Condiciones físicas del terreno.

Para su anchura:

1. Pendiente transversal. Procurar que no exista más de 5 cm. de diferencia de nivel entre los bordos, a fin de que el riego sea parejo.

2. Pendiente de riego.

de 0.4 a 0.5% ancho de 5 a 6 metros
de 0.5 a más% ancho hasta de 30 metros

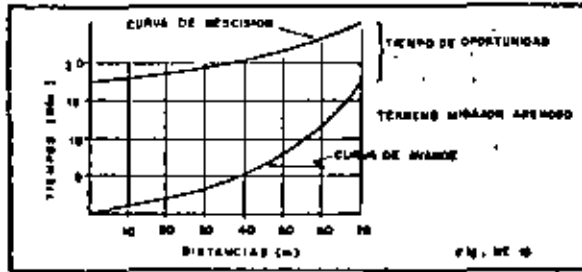
3. Gasto de aplicación.

4. Cultivo, tomando en consideración la anchura de las máquinas que se utilicen a fin de que la melga sea de un ancho múltiple de estas dimensiones.

Procedimiento. En el campo se obtienen los datos necesarios para trazar las curvas de avance y recesión.

Para ello se llevan a un sistema de ejes coordenados como abscisas las distancias y como ordenadas los tiempos; en el campo se toma una melga, estacando cada 10 metros por ejemplo y determinando su pendiente, se le pone el agua y se anotan los tiempos en los que va llegando ésta a cada una

de las estacas, con estos datos se traza la curva de avance, luego se quita el agua y se van anotando los tiempos en que deja de escurrir en cada estaca, trazando la curva de recesión sobre la misma gráfica. Si suponemos que la infiltración es la misma en toda la superficie, al tener igual tiempo el agua sobre ella se obtendrá una misma lámina infiltrada; esto se logra si las dos curvas son paralelas, por lo que la longitud más adecuada, será aquella hasta la que se logre cierto paralelismo.



Como puede observarse en la figura, al hacer un análisis del avance y recesión del agua, se nota que existe paralelismo hasta los 50 metros más o menos, de donde se deduce que la longitud adecuada en ese terreno cuya textura es un migajón arenoso, sería precisamente de unos 50 metros.

Otro procedimiento de diseño es obteniendo varias curvas de avance para diferentes gastos y después obtener el tiempo de mojado y al entrar con él en la gráfica se determina la longitud más adecuada.

Se ha hecho referencia al tiempo de mojado; esto puede definirse como el tiempo que tarda en mojarse una melga o surco en toda su extensión. Se ha demostrado que para que la eficiencia de aplicación sea alta y se logre una longitud de melga o surco adecuada en función de la eficiencia de la maquinaria agrícola, el tiempo de mojado debe ser la cuarta parte del tiempo de regado; si este tiempo fuera nulo, entonces se lograría una eficiencia de aplicación de 100%, pero entonces tendría que ser la longitud de la melga, también nula a menos que se regara por aspersión.

Existen algunas ecuaciones empíricas para determinar la longitud de las melgas, entre otras se puede enumerar la de Israelsen, propuesta en *Irrigation Principles and Practices* (1958); también existen la de Christiansen y la de Hall, sin embargo, algunas son bastante complicadas, difíciles de aplicar y sus resultados dudosos.

Riego por surco. Igual que la melga, el riego por surco tiene como finalidad una aplicación correcta

del agua de riego en lo que respecta a su cantidad y uniformidad en la distribución, así como limitar la erosión y encauzar el sobrante de agua superficial para drenarla fácilmente.

Las pendientes más adecuadas para el riego por surco, son entre 0.1 a 1.0%. Su separación y anchura, dependen del tipo de cultivo y suelo, del patrón de mojado y de la forma; generalmente se hacen 2 tipos de surcos respecto a forma que son: en V y en U, con el primer tipo, se logra una menor infiltración y menor compactación; con el segundo al contrario tanto la infiltración como la compactación son mayores.

Diseño de surcos. Se puede efectuar por 3 métodos que son:

- Pruebas de campo.
- Utilizando tablas o gráficas.
- Mediante ecuaciones empíricas.

Para el primer procedimiento, se sigue una secuencia semejante a la utilizada en el diseño de melgas, es decir, se trazan las curvas de avance y receso, buscando un punto hasta el que exista un cierto paralelismo, o sea se tenga aproximadamente el mismo tiempo de oportunidad.

En el diseño de surcos, es necesario tomar en consideración el gasto de aplicación, pues si se llegan a poner gastos muy grandes, se puede provocar una erosión considerable; para tener una idea del gasto de aplicación sobre el surco, puede usarse la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{38}{S}$$

En donde:

Q = Gasto medio en litros por minuto.

S = Pendiente media del surco, en por ciento.

Para trazar las curvas de avance a diferentes gastos, es conveniente empezar con uno muy pequeño, de tal manera que apenas avance el agua en el surco hasta llegar a un gasto máximo tal, que comience a erosionar el surco; la fórmula anterior servirá para normar el criterio acerca de la magnitud de los gastos por aplicar.

1. Ejemplo de diseño de un surco, considerando las gráficas de avance para diferentes gastos de aplicación y calculando el tiempo de regado, en función de la ecuación de la infiltración.

Datos:

Textura: Arena migajosa.

$$I = \frac{1.15}{0.417} \text{ en centímetros por minuto.}$$

$$S = 0.4\%$$

Lámina por aplicar 7 cm.

Curvas de avance en la gráfica adjunta.

Gasto medio calculado:

$$Q = \frac{38}{S} = \frac{38}{0.4} = 95 \text{ l.p.m.} = 1.58 \text{ l.p.s.}$$

Tiempo de regado:

$$T = \left[\frac{L(1-n)}{k} \right]^{\frac{1}{1-n}} = \left[\frac{L(1-0.417)}{1.15} \right]^{\frac{1}{0.583}}$$

$$T = \left[\frac{7 \times 0.583}{1.15} \right]^{1.71} = 9 \text{ minutos.}$$

Tiempo de mojado = 2.3 minutos.

Entrando en las curvas de avance, se encuentra como longitud más conveniente, 10 metros con un gasto de 3 l.p.m. para el mojado, entrando con el tiempo de regado se tiene que la longitud conveniente es de 50 metros para un gasto de 1.5 l.p.s., de donde se deduce que la longitud de surco más apropiada para este suelo, es entre 40 y 50 metros para un gasto de 3 l.p.s. y un gasto de regado de 1.5 l.p.m.

Desde el punto de vista teórico, es muy exacto este método, sin embargo al llevarlo a la práctica pueden ocurrir discrepancias. Si se considera un tiempo de regado de 9 minutos, según se ha calculado y con un gasto de 1.5 l.p.m., se tiene un volumen aplicado de 810 litros sobre el surco que

en la longitud de 40 metros y suponiendo la lámina infiltrada de 7 cm., sólo da un ancho de mojado de 29 cm., como entre lomo y lomo se tienen 70 cm., se ve que se moja tan sólo un 40% de la superficie. En realidad pueden ocurrir dos cosas si el terreno es muy ligero, la infiltración tenderá a ser vertical y entonces efectivamente sólo se regará el centro del surco y por tanto según los cálculos quedará una parte seca; si por el contrario la textura es arcillosa, la infiltración tendrá un componente horizontal muy importante y desde luego la lámina infiltrada será mucho menor; para el ejemplo, es probable que quede una parte seca.

De lo anterior se deduce que es necesario experimentar directamente en el campo con diferentes gastos, haciendo muestreos a diferentes profundidades, para ver la penetración efectiva del agua y efectuar también observaciones en el lomo del surco para observar el humedecimiento en esa zona, a fin de garantizar que la planta tenga agua hasta la profundidad radicular, tratando de evitar la percolación profunda.

Diseño utilizando gráficas. Como es de suponerse, este método es muy inexacto, porque estas gráficas no toman en cuenta la infiltración, sino la textura, por ejemplo, con los datos anteriores usando las gráficas, obtendríamos una longitud de surcos de 125 metros; por lo que sólo sirven para tener una idea sobre la longitud probable del surco.

Diseño por fórmulas empíricas. En general, la mayoría de las fórmulas se han obtenido en campos experimentales de los Estados Unidos y su aplicación en nuestro medio tiene que comprobarse por medio de experimentación, al igual que las fórmulas para el diseño de melgas los resultados deben considerarse dudosos, sin embargo, vamos a tratar de aplicar una de las fórmulas empíricas al diseño de surcos.

Fórmula propuesta:

$$L = \frac{K P_n^{0.5}}{S^{0.583}}$$

En donde:

$$\log K = 2.52 - 0.2 I_b$$

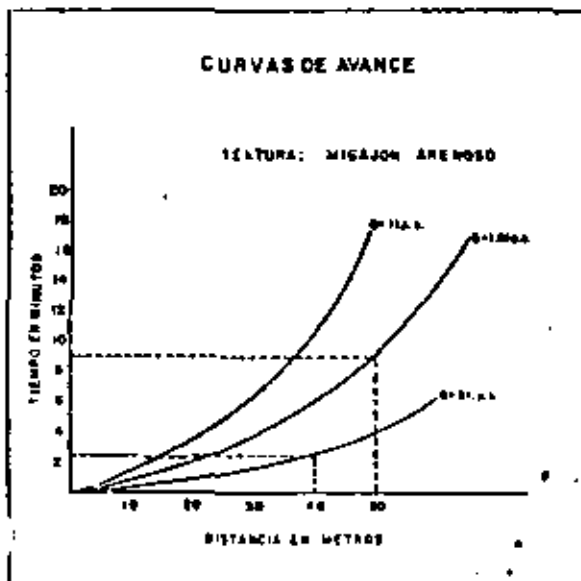
L = Longitud del surco, en pies.

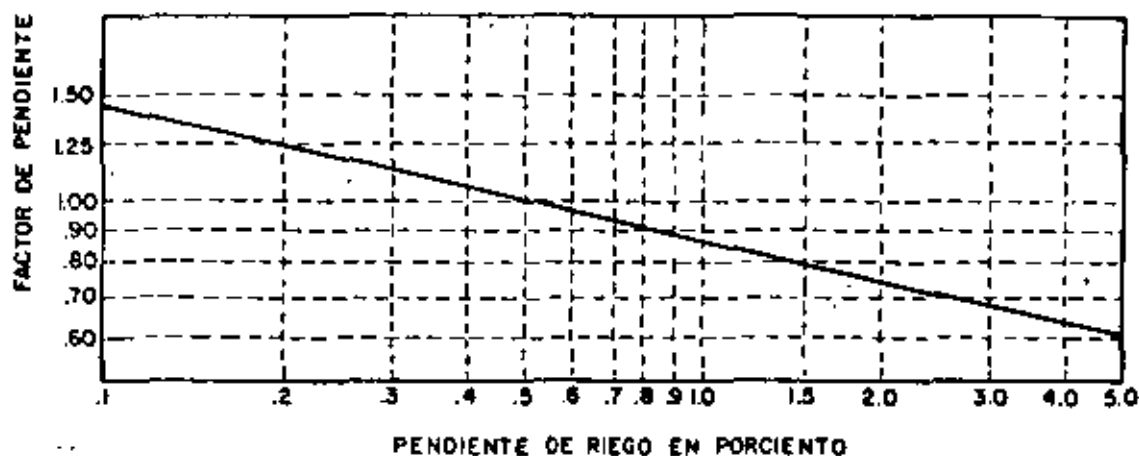
P_n = Lámina de aplicación neta en pulgadas.

S = Pendiente del surco.

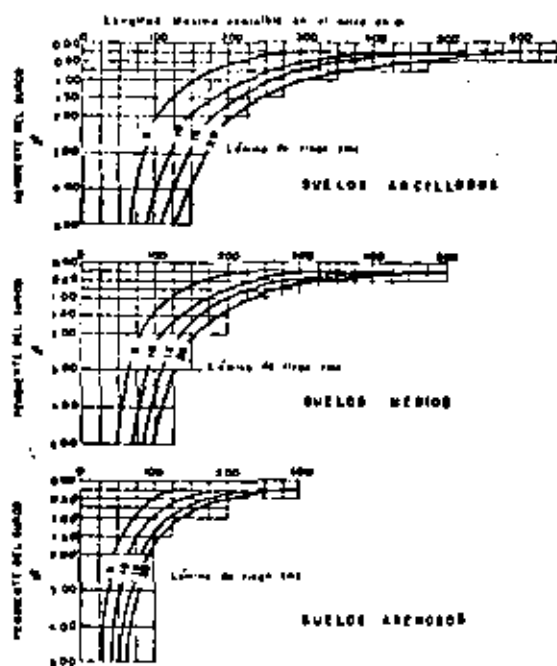
K^L = Constante que depende de la infiltración básica.

I_b = Infiltración básica en pulgadas por hora.





FACTORES DE CORRECCION PARA UTILIZARSE CON EL NOMOGRAMA N.º 5



MAPA MUY ÚTIL PARA EVITAR LA EROSIÓN DE LA TIERRA EN FUNCIÓN DE LA PENDIENTE

| | | | | | | | | | | |
|-----------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Grado de | 1% | 2% | 3% | 4% | 5% | 6% | 7% | 8% | 9% | 10% |
| Factor de | 1.50 | 1.25 | 1.10 | 0.95 | 0.80 | 0.70 | 0.65 | 0.62 | 0.60 | 0.58 |

TABLA NUM. 7

DISEÑO DE MELGAS
(Universidad de California)

ALFALFA

| PERFIL DEL SUELO | PENDIENTE DEL TERRENO
Por ciento | GASTO POR METRO DE ANCHURA
Lts./seg. | PROMEDIO DE LÁMINA APLICACION
Centímetros | DIMENSION DE MELGA | | RECOMENDACION PARA EL SUELO |
|--|-------------------------------------|---|--|--------------------|---------------|---|
| | | | | Ancho (m.) | Longitud (m.) | |
| ARENA
Subsuelo permeable de 150 cm. | 0.2-0.4 | 9.3-13.5 | 10 | 13-30 | 60-100 | Aplicación muy rápida del agua, longitud mínima poca lámina de aplicación |
| | 0.4-0.6 | 8.4-9.3 | 10 | 10-13 | 60-100 | |
| | 0.6-1.0 | 5.1-7.5 | 10 | 6-10 | 60-100 | |
| MIGAJON ARENOSO
Subsuelo permeable. | 0.2-0.4 | 5.1-6.9 | 12-15 | 13-30 | 100-200 | Aplicación rápida del agua, longitud pequeña. Lámina de aplicación media. |
| | 0.4-0.6 | 3.3-6.0 | 12-15 | 6-13 | 100-200 | |
| | 0.5-1.0 | 1.5-3.0 | 12-15 | 6 | 100 | |
| MIGAJON ARCILLOSO
Subsuelo permeable. | 0.2-0.4 | 2.4-3.3 | 15-17 | 13-30 | 200-300 | Aplicación regular a lenta, longitud de melgas grande, lámina de aplicación grande. |
| | 0.4-0.6 | 1.5-2.4 | 15-17 | 6-13 | 100-200 | |
| | 0.6-1.0 | 0.9-1.5 | 15-17 | 6 | 100 | |
| ARCILLA
Subsuelo permeable. | 0.2-0.3 | 1.5-3.3 | 17-20 | 13-30 | 400 | Aplicación lenta, melgas largas, láminas de aplicación máxima. |
| ARCILLA DOBLE | 0.2-0.3 | 0.03-1.5 | 17-20 | 13-30 | 400 | Aplicación lenta, melgas largas, lámina de aplicación máxima. |

TABLA NUM. 8

DISEÑO DE MELGAS
(Universidad de California)

PASTURAS

| PERFIL DEL SUELO | PENDIENTE DEL TERRENO
Por ciento | GASTO POR METRO DE ANCHURA
Lts./seg. | PROMEDIO DE LÁMINA APLICACION
Centímetros | DIMENSION DE MELGA | | RECOMENDACION PARA EL SUELO |
|--|-------------------------------------|---|--|--------------------|---------------|--|
| | | | | Ancho (m.) | Longitud (m.) | |
| MIGAJON ARCILLOSO
60 cm. subsuelo. | 0.15-0.6 | 5.1-6.9 | 5-10 | 5-20 | 100-200 | Aplicación del agua más o menos rápida. Longitudes cortas. |
| | 0.6-1.5 | 3.3-6.0 | 5-10 | 5-6 | 100-200 | |
| | 1.5-4.0 | 1.5-3.3 | 5-10 | 5-6 | 100 | |
| ARCILLA
60 cm. al subsuelo. | 0.15-0.6 | 2.4-3.3 | 10-15 | 5-20 | 200-300 | Aplicación lenta, longitudes largas. |
| | 0.6-1.5 | 1.5-2.4 | 10-15 | 5-6 | 200-300 | |
| | 1.5-4.0 | 0.9-1.5 | 10-15 | 5-6 | 200-300 | |
| MIGAJON
15 a 45 cm. sobre subsuelo impermeable. | 1.0-4.0 | 0.9-3.3 | 2.5-5 | 5-6 | 100-300 | Pendiente grande, melgas angostas, lámina restringida por el subsuelo. |

TAMAÑO DE MELGAS
(SCS — DA — USA)

TABLA NUM. 9

| VELOCIDAD DE ABSORCIÓN
Y TEXTURA DEL SUELO
(Ver el Anexo) | Q Melgas
Piezas | Anchura
Metros | Longitud
Máxima
Metros | EFECTIVIDAD PROMEDIO | |
|---|--------------------|-------------------|------------------------------|----------------------|---------------------|
| | | | | Hectáreas | Metros ² |
| MUY ALTA
Textura gruesa (arena)..... | 70 | 6.0 | 60-100 | 0.01 | 100 |
| ALTA
Textura ligera (miga-jón arenoso)..... | 40-70 | 6-10.0 | 100-130 | 0.08 | 800 |
| MODERADA
Textura media (miga-jón limoso)..... | 28-56 | 6-15.0 | 130-200 | 0.16 | 1 600 |
| BAJA
Textura pesada (miga-jón arcilloso)..... | 14-40 | 6-20.0 | 200-300 | 0.28 | 2 800 |
| MUY BAJA
Textura muy pesada (arcilla)..... | 14-30 | 6-20.0 | 200-100 | 0.40 | 4 000 |

Estas especificaciones son para pendientes hasta del 1.0%. Para pendientes mayores dese melgas más engrasas. Sin embargo las anchuras mínimas estarán de acuerdo con las operaciones con maquinaria. Cuando se trate de pasturas permanentes, el ancho podrá ser hasta de 4 o 5 m.

REFERENCIAS: Dorrer Irrigation (Inglaterra)
Leaflet N.º 207,
USDA - 1951.

TABLA NUM. 10

DISEÑO DE MELGAS
(IICA — Lima, Perú)

| TEXTURA
DEL
SUELO | Pendiente
del
terreno
% | Línea
de
diseño
cm. | Tamaño
apropiado
PARA LAS MELGAS | | Gasto
recomen-
dable
Lit./Seg. |
|-------------------------|----------------------------------|------------------------------|--|---------------|---|
| | | | Largo
(m.) | Ancho
(m.) | |
| Gruesa | 0.25 | 5 | 150 | 15 | 225 |
| | | 10 | 245 | 15 | 200 |
| | | 15 | 400 | 15 | 170 |
| | 1.00 | 5 | 90 | 12 | 35 |
| | | 10 | 150 | 12 | 70 |
| | | 15 | 275 | 12 | 70 |
| 2.00 | 5 | 60 | 9 | 35 | |
| | 10 | 90 | 9 | 30 | |
| | 15 | 155 | 9 | 30 | |
| Media | 0.25 | 5 | 245 | 15 | 200 |
| | | 10 | 400 | 15 | 170 |
| | | 15 | 400 | 15 | 100 |
| | 1.00 | 5 | 150 | 12 | 70 |
| | | 10 | 300 | 12 | 70 |
| | | 15 | 400 | 12 | 70 |
| 2.00 | 5 | 90 | 9 | 30 | |
| | 10 | 155 | 9 | 30 | |
| | 15 | 300 | 9 | 30 | |
| Fina | 0.25 | 5 | 100 | 15 | 115 |
| | | 10 | 400 | 15 | 70 |
| | | 15 | 400 | 15 | 40 |
| | 1.00 | 5 | 400 | 12 | 70 |
| | | 10 | 400 | 12 | 35 |
| | | 15 | 400 | 12 | 20 |
| 2.00 | 5 | 100 | 9 | 30 | |
| | 10 | 400 | 9 | 30 | |
| | 15 | 400 | 9 | 20 | |

Referencias: Blair Enrique F.
Manual de Riego y Avenamientos (español).
Instituto Interamericano de C. Agrícolas.
Zona Andina OEA.
Lima, Perú.

Aplicando los mismos datos del problema anterior, tenemos:

$$F_a = 3 \text{ pulgadas} \quad S = 0.4 \quad I_b = 4 \text{ pulgadas por hora.}$$

Cálculo de K

$$\log K = 2.52 - 0.2 = 1.72$$

$$K = 52.5$$

$$L = \frac{52.5 \times 1.73}{0.6} = 151 \text{ pies}$$

$$L = 46 \text{ metros.}$$

Resultado que concuerda con el obtenido por el procedimiento de campo. El gasto por aplicar sería:

$$Q = \frac{10}{S}$$

En donde:

Q = Gasto en galones por minuto.

S = Pendiente, en por ciento.

Para este caso:

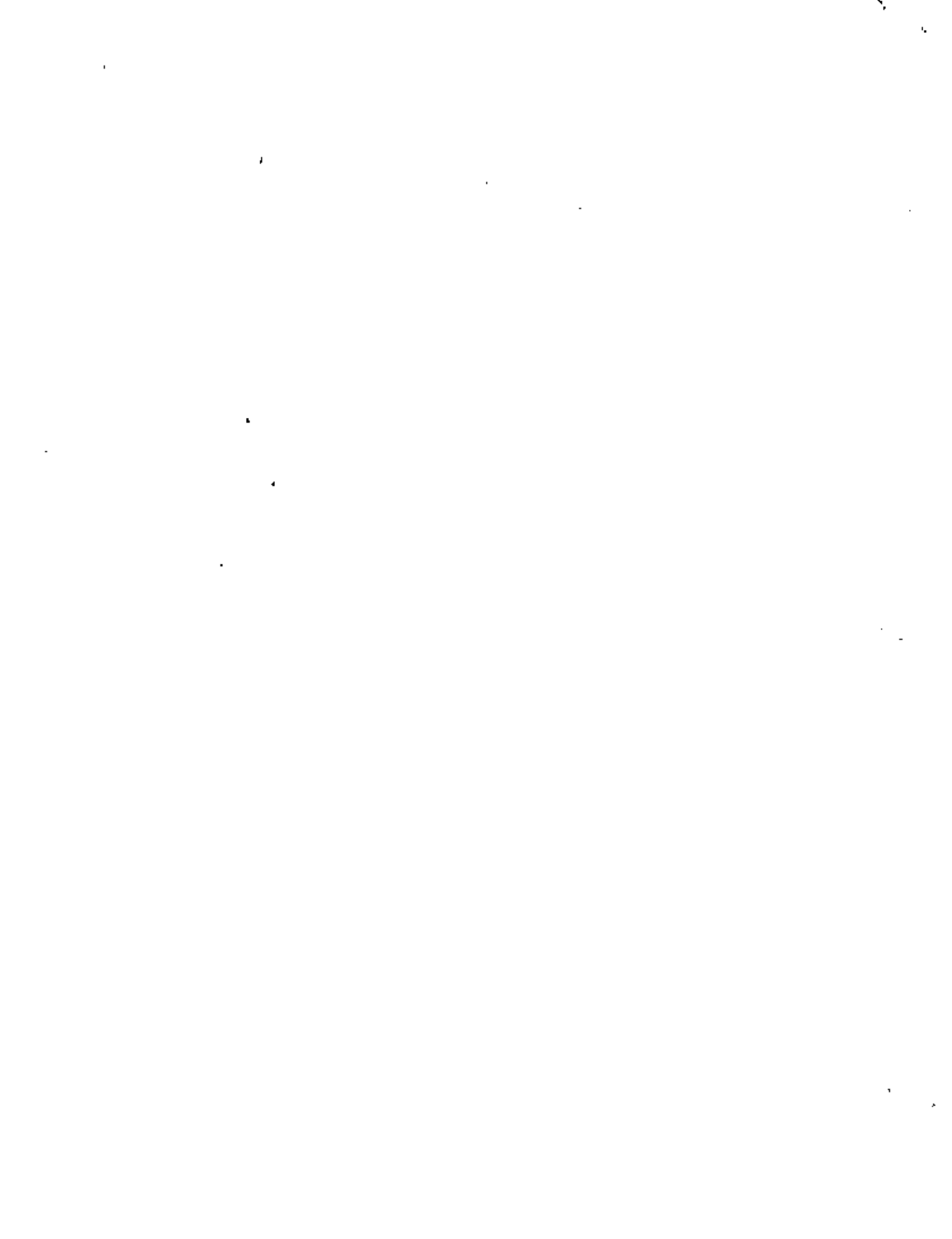
$$Q = \frac{10}{0.4} = 25 \text{ galones por minuto.}$$

Es de insistirse en que los resultados obtenidos con estas fórmulas se chequeen en el campo, siempre que sea posible.

$$Q = 1.58 \text{ litros por minuto.}$$

REFERENCIAS

- IR, L. D. (1956). *Soil Physics*, John Wiley and Sons, Inc. New York.
- BONDURANT, J. A. (1957). *Developing a furrow Infiltrometer*, Agric. Eng. 38:602-604.
- FERNÁNDEZ, G. R. y R. J. LAIRD (1958). *Efecto de la humedad del suelo y de la fertilización con nitrógeno sobre el rendimiento y la calidad del trigo*. Folleto Técnico Núm. 27, O.E.E.-S.A.G. México.
- FERNÁNDEZ, G. R. y R. J. LAIRD (1958). *Efectos de la sequía durante el espigamiento del maíz fertilizado con diferentes cantidades de nitrógeno*. Folleto Técnico Núm. 30 O.E.E.-S.A.G. México.
- FERNÁNDEZ, G. R. (1960). *Determinaciones de la Humedad del Suelo*. Revista Chapingo Núm. 79.
- GUERRER, AYALA (1956). *El Uso Consumivo del Agua. Irrigación en México*.—S.R.H.
- HALL, W. A. (1956). *Estimating Irrigation Border Flow* Agric. Eng. 37:263-265.
- HOUK, I. E. (1956). *Irrigation Engineering*. John Wiley and Sons, Inc. New York.
- HERNÁNDEZ, S. R. y R. J. LAIRD (1958). *La humedad del suelo en la primera parte del ciclo en relación al rendimiento del maíz*. Folleto Técnico Núm. 33 O.E.E.-S.A.G.
- IMBRIESEN, O. W. (1950). *Irrigation Principles and Practices*. John Wiley and Sons, Inc. New York.
- KRAMER, P. J. (1949). *Plant and Soil Water Relationships*. McGraw-Hill, Co. New York.
- NÚÑEZ, E. R. y R. J. LAIRD, HERNÁNDEZ, S. y ARVIZU, R. (1960). *Variaciones en la humedad del suelo durante el ciclo del trigo en el Bajío y su influencia, en varias características del cultivo*. Folleto Técnico, Núm. 33 O.E.E.-S.A.G.
- OJEDA, O. D. (1955). *Estudios de humedad en los suelos de la comarca lagunera por el método de la resistencia eléctrica de los Dis. C. J. Bouyoucos y A. H. Mich y su aplicación en el control del riego*. S.R.H. Jalisco de Operación.
- OLIVERA, HENRY. (1963). *Riego y Clima*.—CECSA. México.
- U.S.A. Government—Agric. Handbook N° 82 Proceeding A.R.S.S.C.S.—*Hydraulics on Surface Irrigation*, Agricultural Research Service 41-43.—S.C.S. Leaflet Nos. 343 y 344.
- VEINMETER, F. J. y A. H. HENDRICKSON (1950). *Soil Moisture in relation to plant growth*. Ann. Rev. Physiology 1:285-304.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de Ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE
R I E G O

DETERMINACION PRACTICA DEL USO CONSUNTIVO

ING. OSCAR R. PLAISANT WONG
ING. RODOLFO ORTEGA A.
MAYO, 1979



Determinación práctica del uso consuntivo

Por el Ing. Agr. Oscar CASTILLA PEREZ

Jefe Depto. Ingeniería de Riego y
Drenaje—Zona Norte.
Dirección Gral. de Dtos. de Riego.

INTRODUCCION

Desde que se inició en México la operación de los Distritos de Riego, algunos desde los tiempos de la Colonia, la decisión sobre cuando se debía regar y las cantidades de agua necesarias, recaía en el propio agricultor, quien basado en sus experiencias, largas y costosas por falta de conocimiento y metodología, fue reconstruyendo y heredando las normas actuales.

Durante el proceso de construcción y operación de nuevas obras, personas de la clase media tuvieron acceso a la explotación agrícola, en parcelas cuyas dimensiones y calidad de suelos prometían importantes ingresos. Así, estos nuevos agricultores, sin antecedentes en este tipo de labores, pero convencidos de la riqueza potencial que poseían, buscaron el consejo y asesoría de los elementos más destacados en el ramo, encontrándolo principalmente en los Centros Experimentales actualmente dependientes del Instituto Nacional de Investigaciones Agrícolas.

Infortunadamente, la experimentación técnica sistematizada no ha avanzado con el mismo ritmo en todas las líneas que intervienen en la producción y el aspecto del riego se ha dejado todavía en buena parte, a criterio de los agricultores.

No obstante que la pequeña propiedad autorizada por la ley permitió la formación de un sector agrícola de aceptables recursos económicos y que las instituciones oficiales respectivas lo alentaron con asistencia técnica y créditos amplios hasta lograr su consolidación, resistiendo los fracasos y analizando sus causas hasta afinar el mecanismo de la producción, el problema del riego hasta hace pocos años se siguió atacando con el mayor empirismo.

Durante mucho tiempo los Distritos de Riego

operaron bajo el régimen de demanda libre y sólo en los casos en que las características del sistema lo exigía, se fijaron "tandeos" o períodos de riego.

En cualquier caso, los programas de operación se basaban en las estadísticas de los propios Distritos, para definir los volúmenes brutos requeridos para la unidad de superficie de ciertos cultivos, muchas veces sin poder dilucidar los correspondientes a cada uno y los volúmenes que se pierden en el sistema de conducción y distribución. Se aplicaba llanamente la experiencia, sin previa evaluación, repitiendo errores e ignorando aciertos.

En los últimos años se ha desarrollado un esfuerzo continuado para lograr un mejor conocimiento de las características y funcionamiento de los Distritos de Riego mediante la acción de dos departamentos: —

Hidrometría de Operación

Ingeniería de Riego y Drenaje.

Respecto a los estudios y logros de ambas, ya han sido publicados algunos artículos en el boletín de la Dirección General de Distritos de Riego, limitándose el presente a tratar en forma somera y práctica el tema del "uso consuntivo", por su interés, no sólo para la operación de los Distritos de Riego, sino para su planeación técnica y evaluación económica; asuntos éstos que caen bajo la responsabilidad de la Jefatura de Irrigación y Control de Ríos, de la que dependen el proyecto y construcción de las obras de grande y pequeña irrigación.

Comenzaremos por definir lo que se entiende por uso consuntivo:

El uso consuntivo es la cantidad de agua utilizada por las plantas en su función de transpiración y para la formación de los tejidos celulares así como

aquella que se evapora de la superficie del suelo en donde tales plantas crecen.

En general se puede establecer que el agua utilizada para la formación de los tejidos de las plantas no excede al 1% del total englobado dentro del término de referencia; en consecuencia, el uso consuntivo es prácticamente igual a la evapotranspiración en la superficie cubierta por las plantas que según el caso interesan.

Para que la evapotranspiración real de una superficie cubierta por un cultivo determinado, pueda ser conceptualizada como el uso consuntivo, deberá existir en el suelo una cantidad de agua suficiente para que en ningún momento la transpiración de las plantas sea restringida. Se comprenderá que el concepto de uso consuntivo está directamente relacionado con el rendimiento del producto principal que del cultivo se espere, ya sea la raíz, follaje, fruta o elementos químicos orgánicos que se pretenda obtener de las partes acuosas de la planta.

Esto conduce a que, el uso consuntivo dependa no sólo de la especie —y hasta de la variedad vegetal y del clima—, sino de la forma misma de realizar los riegos: o dicho de otra manera, de los niveles mínimos de humedad que se admitan en el suelo durante el ciclo fisiológico de las plantas.

A medida que el nivel de humedad mínimo en el suelo es mayor, aumentan los rendimientos de los cultivos, hasta que las respuestas decrecen y aun llegan a ser negativas por la acción de determinadas plagas y enfermedades.

Ciertos autores definen las necesidades de agua de las plantas (incluyendo la evaporación directa del suelo) en función de los pesos de materia verde y seca del producto principal. El concepto en sí es similar al del uso consuntivo, aunque más bien se refiere a las evapotranspiraciones reales que se presentan para diferentes rendimientos; en tanto que el término definido es más constante, por cuanto a que limita la condición de humedad del suelo a aquellos valores mínimos que no restringen la transpiración normal de la planta.

Así y todo, aun para condiciones climatológicas muy semejantes y las mismas variedades de plantas, el uso consuntivo varía, como ya se ha dicho, en función de la forma misma de regar y de los rendimientos obtenidos.

Por todo lo mencionado, para establecer el uso consuntivo de una planta determinada, es preciso realizar experimentos que incluyan diferentes niveles de humedad, fertilidad y densidades de siembra, para definir finalmente la evapotranspiración

que corresponde al máximo rendimiento alcanzable económicamente.

Tales trabajos se han realizado sólo esporádicamente en México, por el Instituto Nacional de Investigaciones Agrícolas y por el Departamento de Ingeniería de Riego y Drenaje de la Dirección General de Distritos de Riego (S.R.H.), por lo que ha sido necesario valerse de métodos indirectos para la estimación de los usos consuntivos.

Los métodos indirectos más comúnmente usados son los teórico-empíricos propuestos por los investigadores C. W. Thornthwaite y los doctores Blaney y Criddle, basados en relaciones entre la radiación solar, la temperatura y el tipo de planta; después de eliminar otros factores, como la humedad relativa del aire y la velocidad del viento a diferentes alturas sobre las superficies cubiertas, que si bien son importantes, se reflejan indirectamente en los demás factores.

El método propuesto por el doctor Thornthwaite se refiere específicamente a la evapotranspiración potencial, o sea la que se obtendría de tratarse de superficies permanente y totalmente cubiertas de vegetación y suficientemente grandes para que el efecto de viento no cause desequilibrios bruscos en la humedad relativa y en la temperatura de las masas de aire que se encuentran directamente en contacto con ellas. Además la humedad del suelo debe estar siempre próxima a la máxima capacidad de retención bajo la libre acción de la gravedad.

La mayor parte de las plantas cultivadas, durante largos períodos no cumplen con la condición de cubrir 100% la superficie del suelo y en consecuencia la transpiración será menor que la potencial, aunque la evaporación directa del suelo será mayor bajo estas condiciones. En consecuencia el uso consuntivo es un concepto diferente al de evapotranspiración potencial y por ello, los doctores Blaney y Criddle propusieron un método de tipo específico, en que se toman en cuenta coeficientes para diferentes plantas, en función de su evolución a lo largo del ciclo vegetativo.

Los llamados "coeficientes de uso consuntivo", deben ser determinados en cada localidad para cada una de las especies y variedades vegetales que interesen. Esto nos lleva nuevamente a la necesidad de experimentar, lo cual requiere elementos físicos, humanos y un período de tiempo más o menos largo. Sin embargo, ya que es necesario programar los riegos en forma más técnica, para garantizar que las aplicaciones no resulten limitantes de la acción benéfica de los demás elementos que intervienen en

la producción; es imprescindible fijar una metodología que permita conocer, aun en forma aproximada, los usos consuntivos de los principales cultivos.

El método adoptado, por la accesibilidad de los datos que se requieren, es el de los doctores Blaney y Criddle, pero modificado en cuanto al efecto de la temperatura y ampliado en lo que se refiere a los coeficientes de uso consuntivo. Como una guía, Blaney y Criddle fijan límites probables de variación del coeficiente de uso consuntivo para las especies más importantes, pero dicho coeficiente es global, es decir, el valor medio del ciclo. (Anexo Núm. 2.)

Experimentos realizados por el Departamento de Conservación de suelos de los Estados Unidos de Norteamérica en el Centro California, han conducido a la formulación de gráficas que permiten conocer el coeficiente de uso consuntivo en función del desarrollo de las plantas, ya sea en porcentaje del ciclo total, o bien en tiempo después del nacimiento de las mismas. Por esta razón a tales coeficientes se les denomina "coeficientes de desarrollo".

Estos coeficientes de desarrollo no se aplican directamente a valores correspondientes de f (cuyo significado se explicará más adelante) sino a los productos ($f \times K_t$), en que este último término representa una corrección propuesta por J. T. Phelan, después de intentar correlacionar valores de los coeficientes de desarrollo con los valores de f , obtenidos de acuerdo con la fórmula propuesta por Blaney y Criddle.

desarrollo obtenida por el departamento ya mencionado.

Método de Blaney-Criddle

Fórmula:

$$U.C. = KF$$

Donde:

U.C. = Uso consuntivo

K = Coeficiente que depende del cultivo

$$F = \sum_{i=1}^n f$$

$$f = \frac{t \times p}{100} \quad (\text{Los valores son mensuales y en pulgadas})$$

t = Temperatura media mensual en grados Fahrenheit

p = Porcentaje de horas-luz del mes, con respecto al total anual.

En el anexo Núm. 1 se anotan los valores de (p) para diferentes latitudes.

Cultivo: Algodón; ciclo vegetativo 180 días.

Fecha de siembra: 1º de abril.

Zona: Región Lagunera.

Latitud: 25° 30'.

Longitud: 103° 32'.

| MESES | 1
Temperatura
Unidad of | 2
p
Por ciento | 3
f
Centímetros | 4
K _t
--- | 5
fK _t
Centímetros | 6
K _e | 7
U.C.
Centímetros |
|---------------|-------------------------------|----------------------|-----------------------|----------------------------|-------------------------------------|---------------------|--------------------------|
| Enero... | 55.4 | 7.61 | 10.6 | 0.640 | 6.78 | ... | ... |
| Febrero... | 60.4 | 7.12 | 10.9 | 0.731 | 7.97 | ... | ... |
| Marzo... | 65.1 | 8.39 | 13.8 | 0.812 | 11.21 | ... | ... |
| Abril... | 72.7 | 8.63 | 15.8 | 0.944 | 14.92 | 0.24 | 3.6 |
| Mayo... | 77.7 | 9.35 | 18.5 | 1.030 | 19.08 | 0.45 | 8.6 |
| Junio... | 80.6 | 9.26 | 18.9 | 1.080 | 20.41 | 0.60 | 16.3 |
| Julio... | 80.1 | 9.46 | 19.2 | 1.072 | 20.58 | 1.05 | 21.6 |
| Agosto... | 79.0 | 0.09 | 18.2 | 1.053 | 19.16 | 0.87 | 16.7 |
| Septiembre... | 75.6 | 8.31 | 16.0 | 0.994 | 15.90 | 0.62 | 9.9 |
| Octubre... | 69.8 | 8.07 | 14.3 | 0.804 | 12.78 | ... | ... |
| Noviembre... | 61.2 | 7.38 | 11.5 | 0.744 | 9.56 | ... | ... |
| Diciembre | 54.7 | 7.38 | 10.2 | 0.633 | 6.52 | ... | ... |
| | | | 178.0 | | 163.85 | | 78.7 |

Para aclarar conceptos se calculará el uso consuntivo del algodón para la Región Lagunera, siguiendo primero el método de Blaney y Criddle, utilizando el coeficiente global por ellos propuesto, y en seguida se repetirá el cálculo utilizando el coeficiente térmico (K_t) y la gráfica de coeficientes de

La anterior es la tabla general cuyas columnas se explicarán conforme el ejemplo se desarrolle.

Primer método:

En la columna Núm. 3 aparecen los valores de f para cada mes del año. Como el ciclo vegetativo

es de abril a septiembre, inclusive, se suman solamente los valores de (f) correspondientes:

$$F = \sum_1^9 f = 106.6 \text{ cm.}$$

Del anexo Núm. 2 (coeficientes globales de uso consuntivo) los valores de (K) pueden fluctuar de 0.6 a 0.65.

El valor seleccionado es: $K = 0.65$ por tratarse de una región continental árida.

$$U.C. = KF$$

$$U.C. = 0.65 \times 106.6 = 69.3 \text{ cm.}$$

El valor obtenido es para todo el ciclo y nada puede decirse respecto de valores parciales, cuyo conocimiento es necesario para programar las láminas e intervalos de los riegos.

SEGUNDO METODO

Utilizando las gráficas de coeficientes de desarrollo (anexo Núm. 3) es posible estimar los usos consuntivos de períodos mensuales y no sólo el total de ciclo, en la forma que se explica a continuación:

Se calculan los valores de K_t de acuerdo con la expresión:

$$K_t = 0.0173 t - 0.311$$

t en grados Fahrenheit

En la columna 1 se anotan los valores de K_t .

En seguida, se multiplican los valores de f por los correspondientes de K_t (Col. Núm. 5).

La gráfica de coeficientes de desarrollo de algodón se divide en 6 intervalos, obteniéndose en las ordenadas los valores de K_e representativos de cada uno. En la columna Núm. 6 aparecen los valores de K_e .

Finalmente se obtienen los usos consuntivos mensuales multiplicando K_e por (fK_t) . El valor total es de 76.7 cm., que dividido entre F nos da el coeficiente global: $K' = 0.72$.

En este caso, la aplicación de los coeficientes K_t y K_e conduce a un valor 10.6% mayor que el que resulta aplicando simplemente el coeficiente global. Este resultado, que puede considerarse muy alto, se debe a que los valores de K_e se obtuvieron de experimentos en que los niveles de humedad fueron muy elevados (más de 12 riegos en el ciclo) y en una zona de verano sumamente cálido y baja humedad relativa.

En la Región Lagunera se aplican 5 riegos al algodónero y aun aceptando que deben aumentarse a 7, las condiciones de humedad del suelo resultarían en una evaporación directa proporcionalmente menor que la correspondiente a 12 o más aplicaciones.

Por otra parte, experimentos realizados en el Edo. de Colorado USA durante varios años, indicaron que no hay diferencias significativas para tratamientos de 8 y 12 aplicaciones en el ciclo del algodón; debido principalmente a la mayor incidencia de plagas y enfermedades, cuando los niveles de humedad son mayores que el 50% de la humedad aprovechable.

Por todo lo anterior, el Departamento de Ingeniería de Riego y Drenaje, dependiente de la Dirección General de Distritos de Riego de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, ha adoptado el método de Blaney y Criddle con los coeficientes globales que se anotan en el anexo Núm. 2, para determinar los usos consuntivos de ciclos vegetativos completos.

Para estimar los usos consuntivos mensuales, se procede a calcular los coeficientes climáticos (K_t) y de desarrollo (K_e) para encontrar los valores correspondientes, de acuerdo con el ejemplo, ajustándolos después con un nuevo coeficiente, de manera que el coeficiente global concuerde con el seleccionado del anexo Núm. 2.

$$K' = \frac{\sum_1^n (fK_t K_e)}{\sum_1^n f}$$

$$(U.C.)'_i = (U.C.)_i \frac{K}{K'} = \frac{K \left(\sum_1^n f \right)}{\sum_1^n f K_t K_e} (fK_t K_e)_i$$

Donde:

K = Coeficiente global seleccionado

K' = Coeficiente global obtenido

$U.C.'_i$ = Uso consuntivo ajustado

Continuando con el ejemplo:

| M E S | 3
f | 7
U.C. | 8
U.C. | 9
U.C.
Ajustado |
|-----------------|----------|-----------|-----------|-----------------------|
| Abril..... | 15.8 | 3.0 | 3.30 | 3.30 |
| Mayo..... | 18.5 | 8.0 | 7.80 | 11.10 |
| Junio..... | 18.0 | 16.3 | 14.70 | 25.80 |
| Julio..... | 10.2 | 21.6 | 19.60 | 45.40 |
| Agosto..... | 18.2 | 10.7 | 14.90 | 60.30 |
| Septiembre..... | 16.0 | 9.9 | 9.00 | 69.30 |
| | 106.6 | 76.7 | 69.30 | |

$$K = 0.65$$

$$K' = \frac{76.7}{106.7} = 0.72; \quad \frac{K}{K'} = 0.903$$

$$U.C.' = 0.903 \times (U.C.)$$

Para facilitar los cálculos, en el anexo Núm. 4* se indican los valores de f y de K_t para cada mes del año y para todos los Distritos de Riego a cargo de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, indicándose también las temperaturas medias mensuales, y por cientos de horas-luz.

Para estimaciones de áreas susceptibles de riego, sin entrar en el detalle de demandas mensuales —o

se incluyen en el anexo Núm. 3 los valores mensuales de las evapotranspiraciones potenciales mensuales, calculadas por el método de Thornthwaite.

En las tablas del anexo Núm. 1, los Distritos de Riego se identifican por su número oficial. En ellas aparece primeramente el cálculo de la evapotranspiración potencial y en seguida, la aplicación del método de Blaney-Criddle.

ANEXO NUM. 1

PORCENTAJES DE HORAS-LUZ EN EL DIA PARA CADA MES Y AÑO
EN RELACION AL NÚMERO TOTAL EN UN AÑO

| Luz. NOMBRE | Ene. | Feb. | Mar. | Abr. | May. | Jun. | Jul. | Ago. | Sep. | Oct. | Nov. | Dic. |
|-------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 15* | 7.04 | 7.37 | 8.44 | 8.45 | 8.98 | 8.80 | 9.03 | 8.83 | 8.27 | 8.26 | 7.75 | 7.89 |
| 16* | 7.93 | 7.35 | 8.44 | 8.45 | 9.01 | 8.83 | 9.07 | 8.85 | 8.27 | 8.24 | 7.72 | 7.83 |
| 17* | 7.86 | 7.32 | 8.43 | 8.48 | 9.01 | 8.87 | 9.11 | 8.87 | 8.27 | 8.22 | 7.69 | 7.80 |
| 18* | 7.83 | 7.30 | 8.42 | 8.50 | 9.09 | 8.92 | 8.16 | 8.90 | 8.27 | 8.21 | 7.66 | 7.74 |
| 19* | 7.79 | 7.28 | 8.41 | 8.51 | 9.11 | 8.97 | 9.20 | 8.92 | 8.28 | 8.19 | 7.63 | 7.71 |
| 20* | 7.74 | 7.26 | 8.41 | 8.53 | 9.14 | 9.00 | 9.23 | 8.95 | 8.29 | 8.17 | 7.59 | 7.66 |
| 21* | 7.71 | 7.24 | 8.40 | 8.54 | 9.18 | 9.05 | 9.29 | 8.98 | 8.29 | 8.15 | 7.54 | 7.62 |
| 22* | 7.66 | 7.21 | 8.40 | 8.56 | 9.22 | 9.09 | 9.33 | 9.00 | 8.30 | 8.13 | 7.50 | 7.55 |
| 23* | 7.62 | 7.19 | 8.40 | 8.57 | 9.24 | 9.12 | 9.35 | 9.02 | 8.30 | 8.11 | 7.47 | 7.50 |
| 24* | 7.58 | 7.17 | 8.40 | 8.60 | 9.30 | 9.20 | 9.41 | 9.05 | 8.31 | 8.09 | 7.43 | 7.45 |
| 25* | 7.53 | 7.13 | 8.39 | 8.61 | 9.32 | 9.22 | 9.43 | 9.08 | 8.30 | 8.08 | 7.40 | 7.41 |
| 26* | 7.49 | 7.12 | 8.40 | 8.64 | 9.38 | 9.30 | 9.49 | 9.10 | 8.31 | 8.06 | 7.36 | 7.35 |
| 27* | 7.43 | 7.09 | 8.38 | 8.65 | 9.40 | 9.32 | 9.52 | 9.13 | 8.32 | 8.03 | 7.30 | 7.31 |
| 28* | 7.40 | 7.07 | 8.39 | 8.68 | 9.46 | 9.38 | 9.58 | 9.16 | 8.32 | 8.02 | 7.22 | 7.27 |
| 29* | 7.35 | 7.04 | 8.37 | 8.70 | 9.49 | 9.43 | 9.61 | 9.19 | 8.32 | 8.00 | 7.21 | 7.20 |
| 30* | 7.30 | 7.03 | 8.38 | 8.72 | 9.53 | 9.49 | 9.67 | 9.22 | 8.34 | 7.99 | 7.19 | 7.14 |
| 31* | 7.25 | 7.00 | 8.36 | 8.73 | 9.57 | 9.54 | 9.72 | 9.24 | 8.33 | 7.95 | 7.15 | 7.09 |
| 32* | 7.20 | 6.97 | 8.37 | 8.75 | 9.63 | 9.60 | 9.77 | 9.28 | 8.34 | 7.93 | 7.11 | 7.05 |

Tomas de Blaney, H. F. y W. D. Criddle, S.C.S. - P - 99. U.S.D.A. Soil Conservation Service.

en períodos menores— puede utilizarse el método directo de Blaney-Criddle, si se conoce o supone un programa de cultivos.

Para anteproyectos en que aún no se ha definido la proporción en que intervendrán diferentes cultivos, puede estimarse la demanda total tomando como base la evapotranspiración potencial calculada con el método del doctor Thornthwaite, entendiéndose que se refiere a una mezcla de distintas especies, cuyas partes vegetativas cubren permanente y totalmente la superficie del suelo.

Sobre este método no se dan detalles, en virtud de haberse publicado anteriormente un artículo específicamente dedicado a su análisis y aplicación.**

Para estos casos y como índice térmico del clima,

* El cómputo de las tablas contenidas en el anexo número 4, fue realizado por la Dirección de Estadística de la Dirección General de Distritos de Riego.

** "Los climas de Norteamérica conforme a una nueva clasificación". Revista *Ingeniería Hidráulica en México*, colectiva 1958. Traducción del Ing. Miguel Pérez Espinoza.

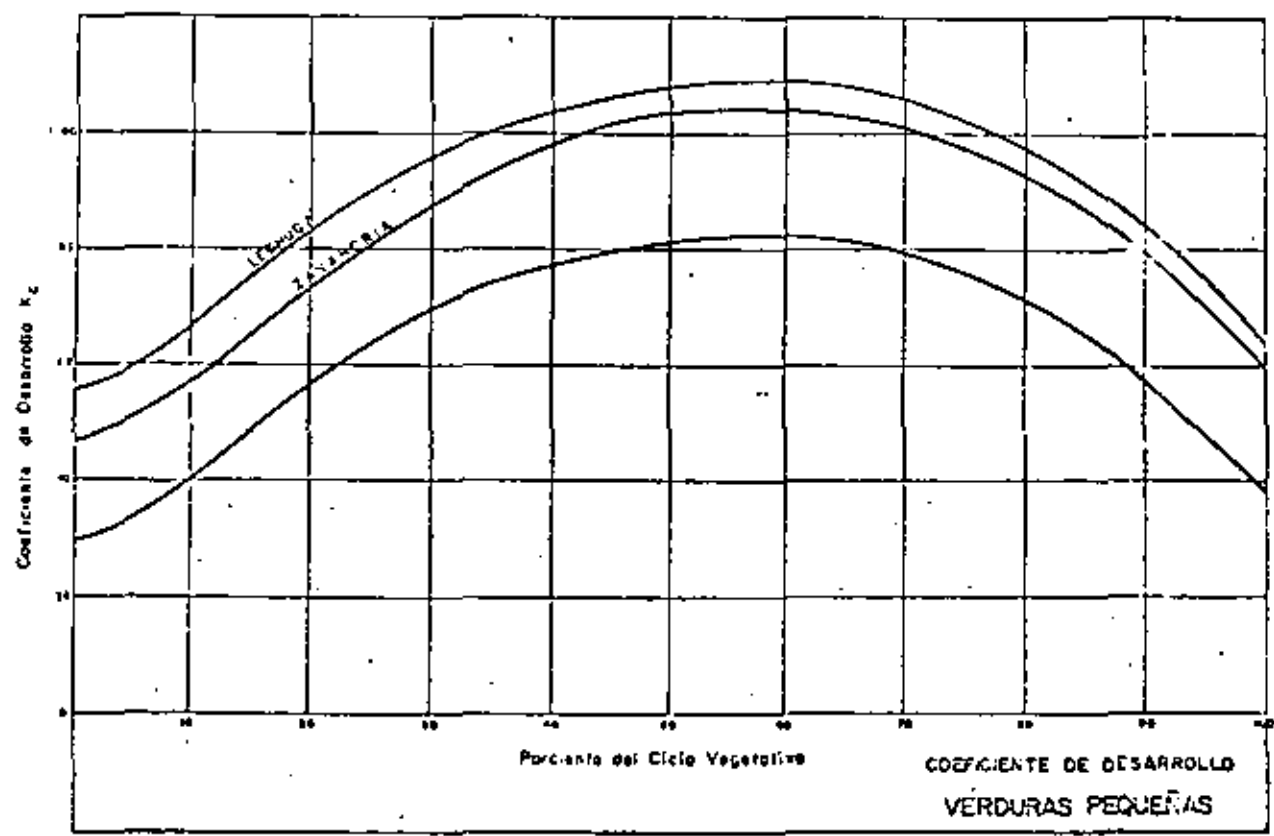
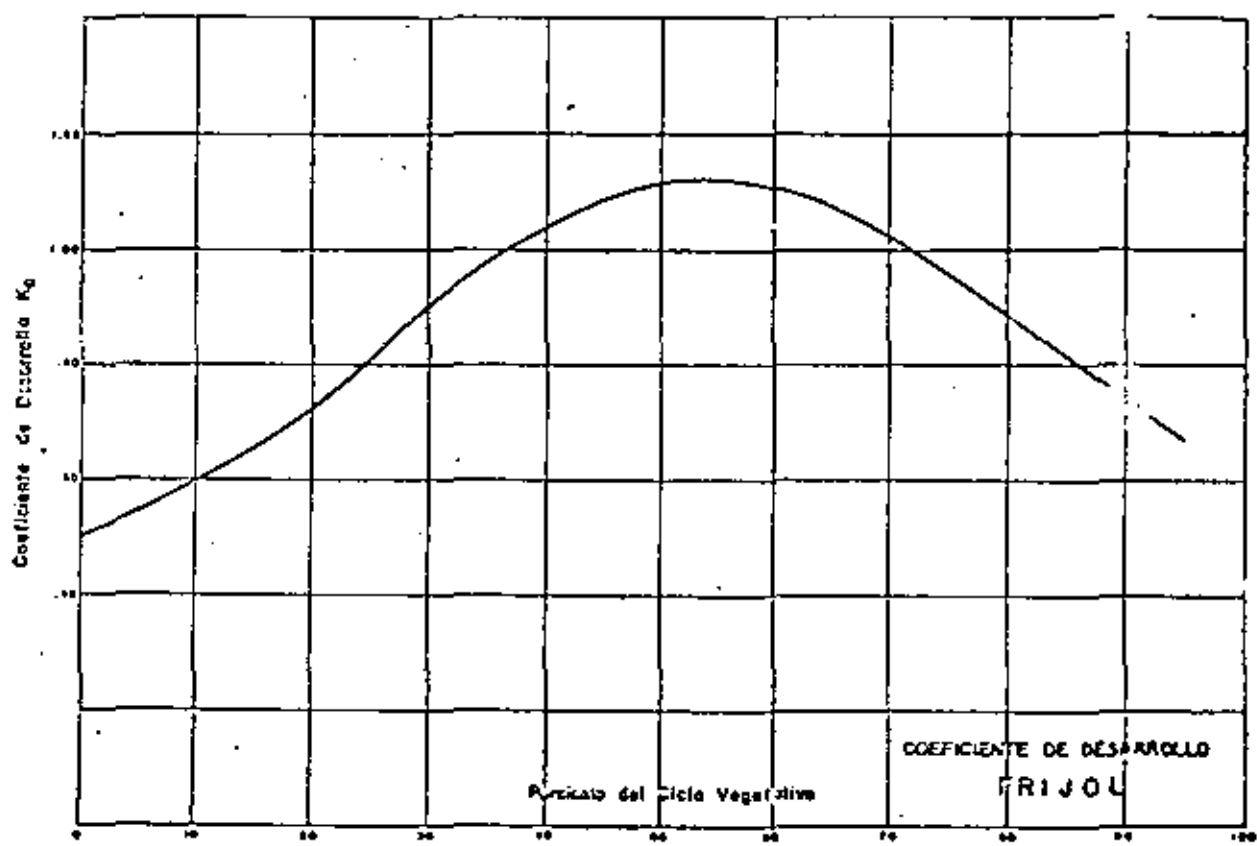
ANEXO NUM. 2

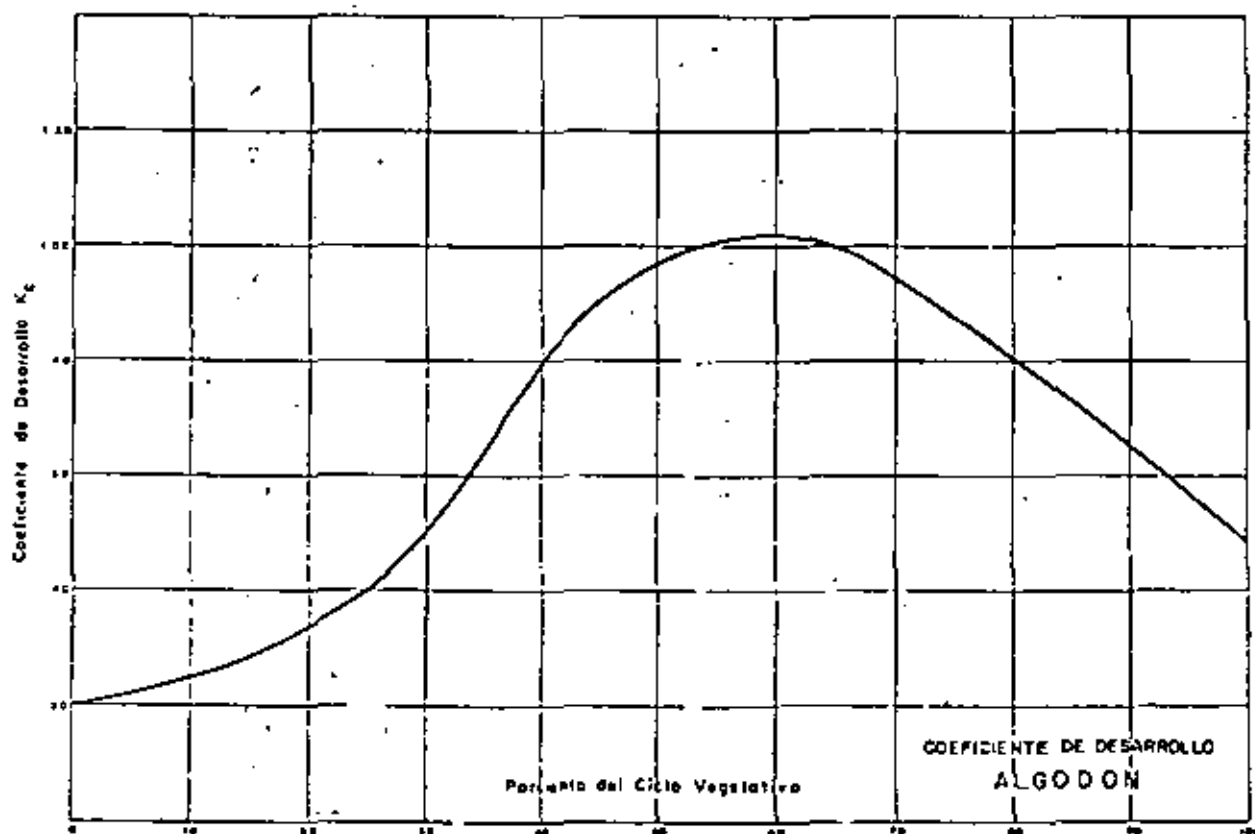
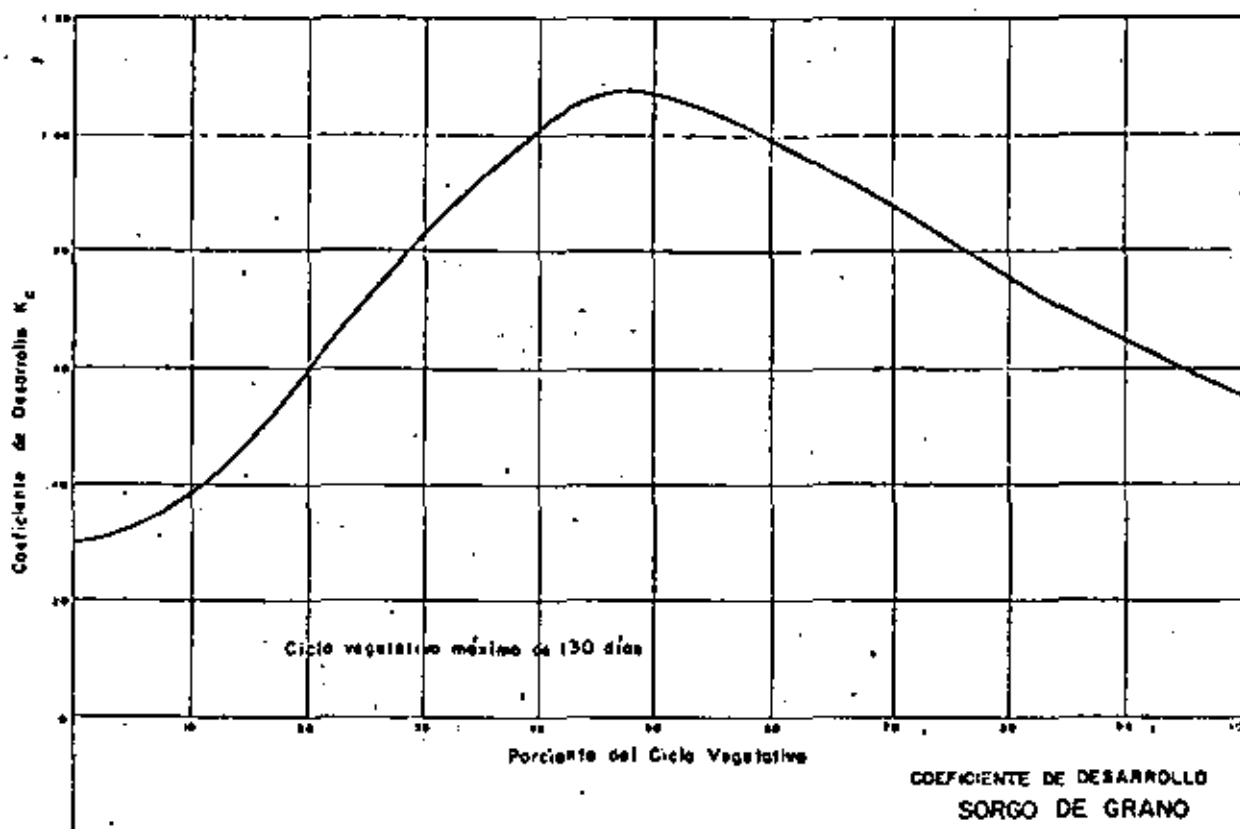
COEFICIENTE DE USO CONSUNTIVO
PARA DEFINIR EL CULTIVO

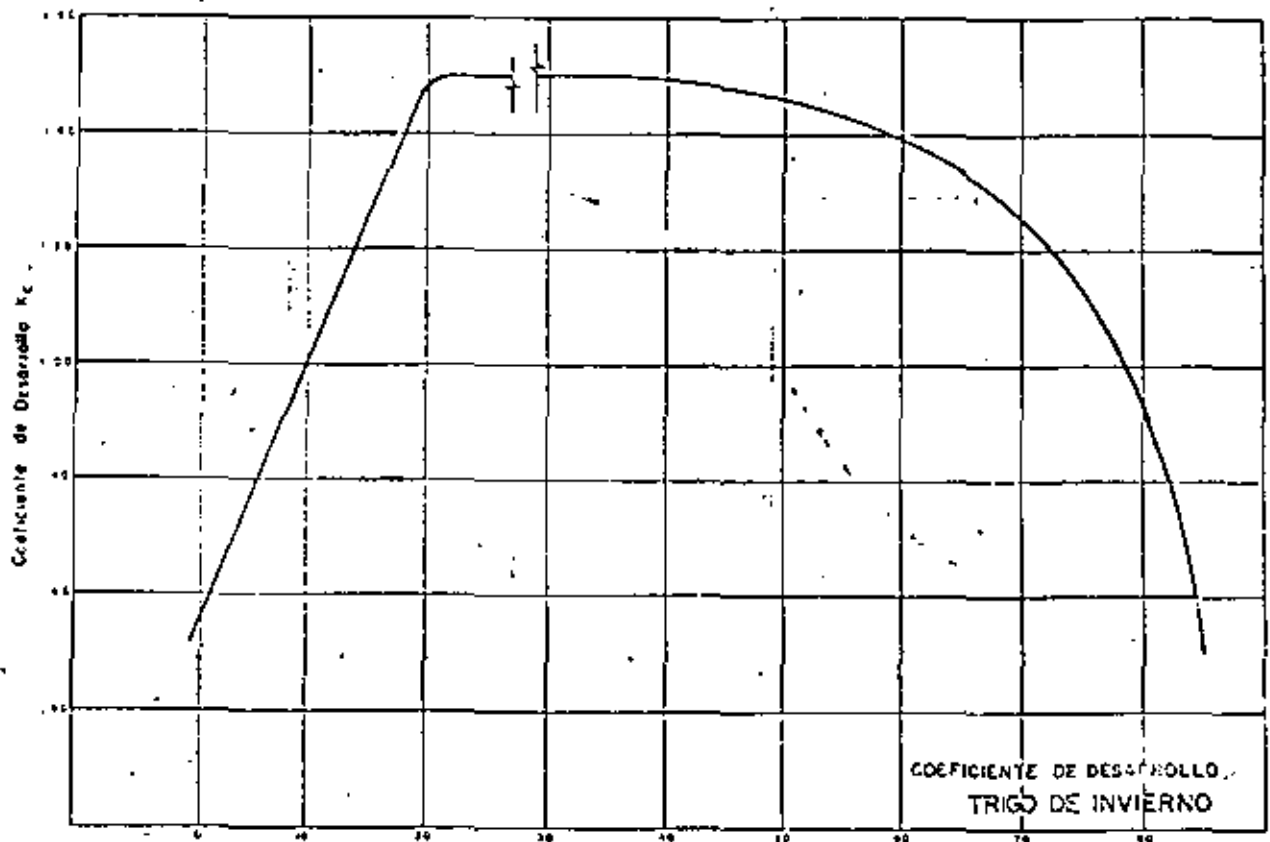
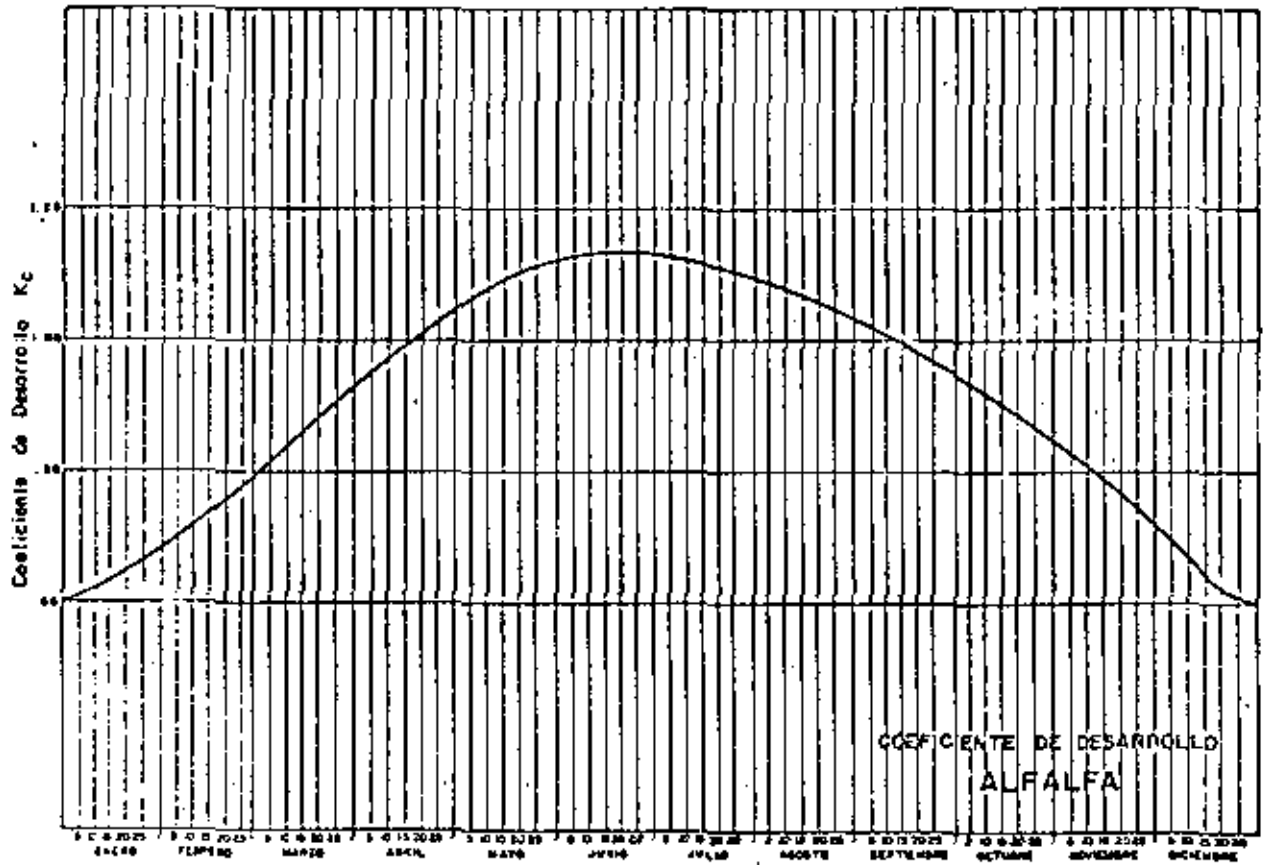
| Cultivo | Período de crecimiento | Coefficiente K |
|--------------------|------------------------|----------------|
| Algodón..... | 7 meses..... | 0.60 a 0.65 |
| Alfalfa..... | Entre heladas..... | 0.80 a 0.85 |
| | En invierno..... | 0.60 |
| Aros..... | 3 a 5 meses..... | 1.00 a 1.20 |
| Cereales..... | 3 meses..... | 0.75 a 0.85 |
| Citrinos..... | 7 meses..... | 0.50 a 0.65 |
| Frijol..... | 3 meses..... | 0.60 a 0.70 |
| Jitomate..... | 1 mes..... | 0.70 |
| Maíz..... | 4 meses..... | 0.75 a 0.85 |
| Negales..... | Todo el año..... | 0.70 |
| Papa..... | 3 a 5 meses..... | 0.65 a 0.75 |
| Pastos..... | Todo el año..... | 0.75 |
| Remolacha..... | 6 meses..... | 0.65 a 0.75 |
| Sorgo..... | 4 a 5 meses..... | 0.70 |
| Trébol ladino..... | Todo el año..... | 0.80 a 0.85 |

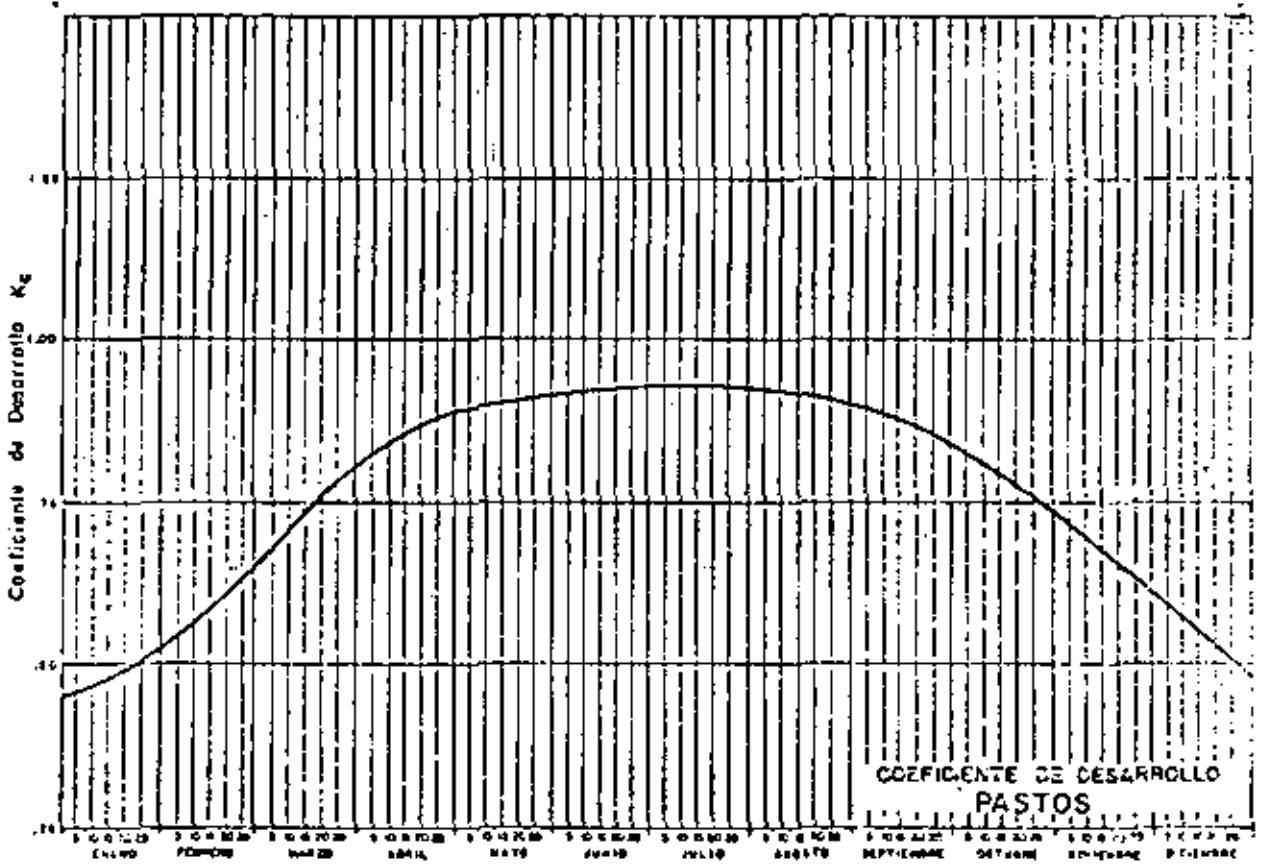
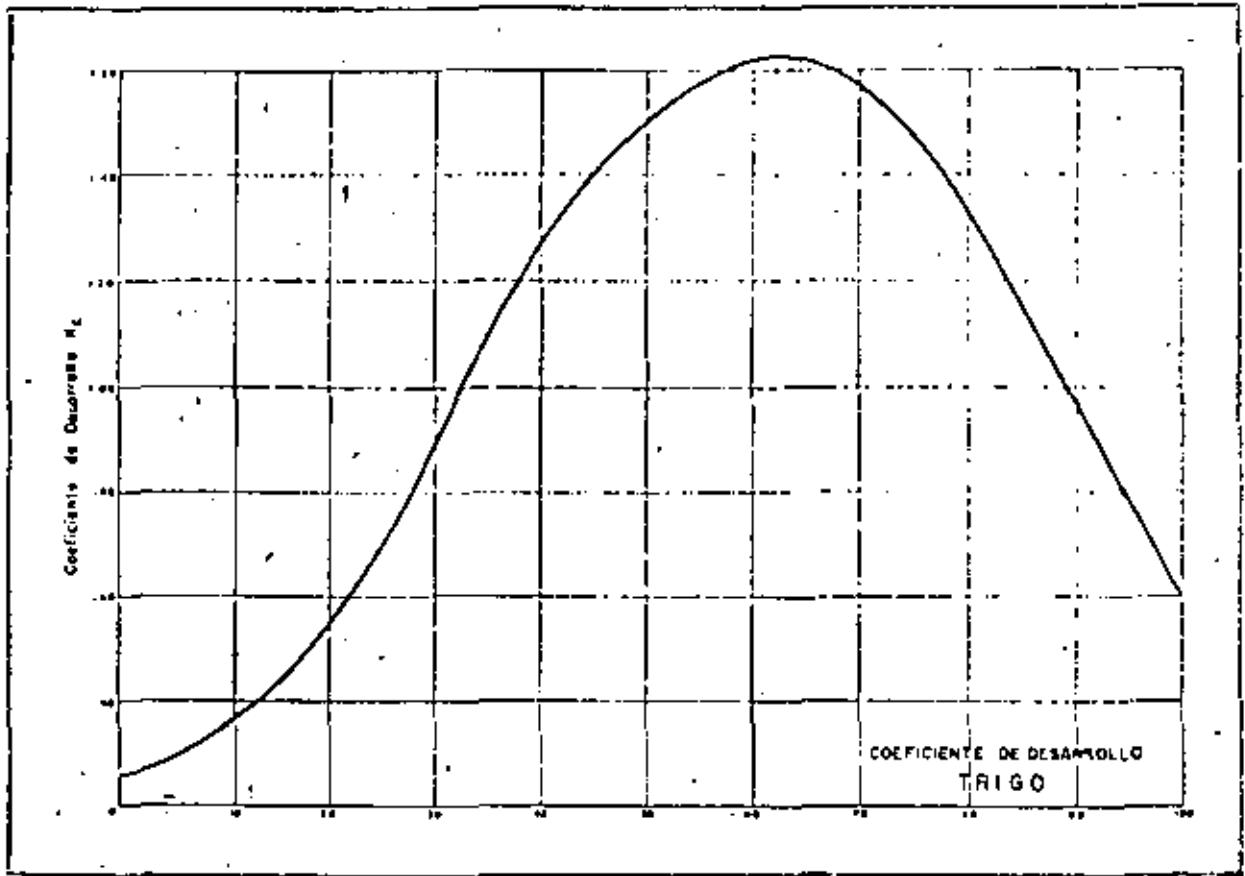
Nota: Los valores más propensos son para riego por gravedad y los más altos para riego por aspersión. Tomado de H. F. Blaney y W. D. Criddle - Determining Water needs from climological data U. S. D. A. Soil Conservation Service - (CP - 11) 66.

ANEXO NUM. 3

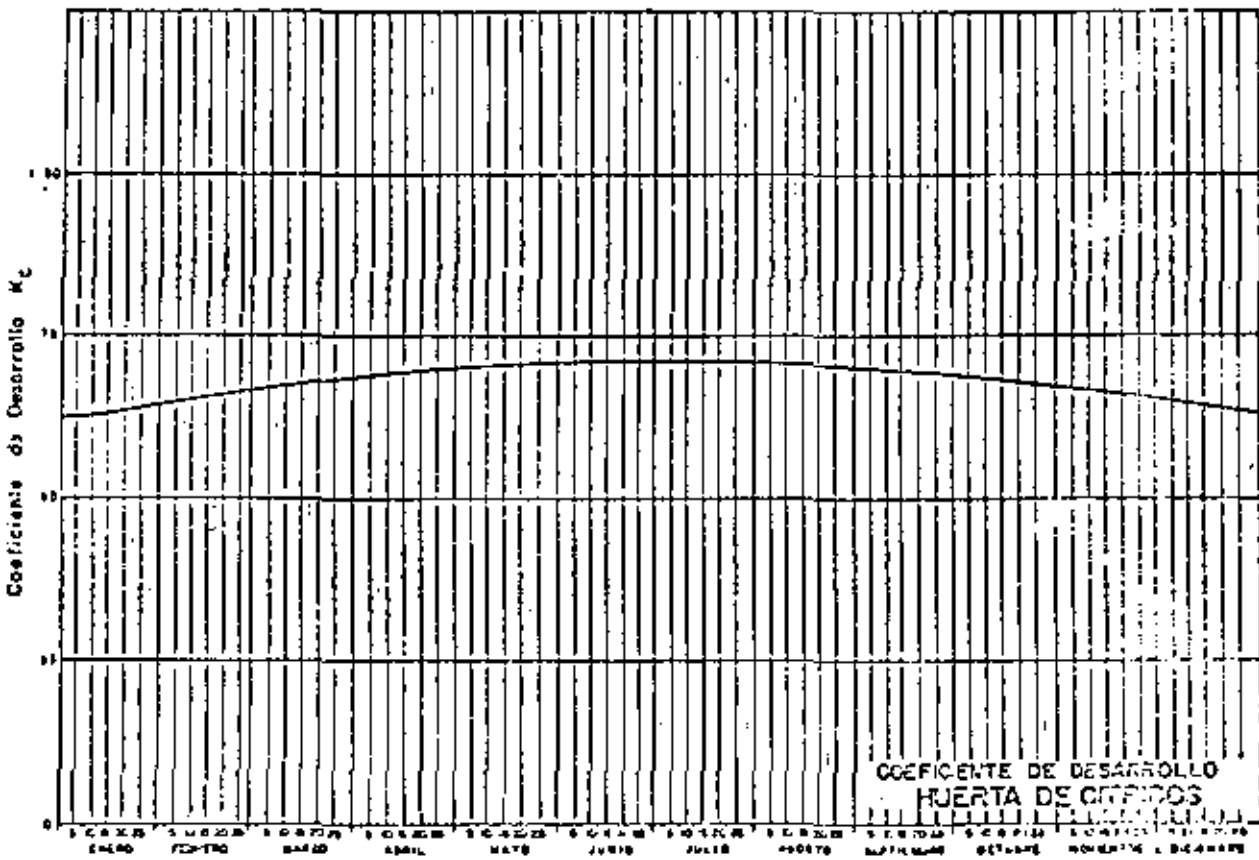
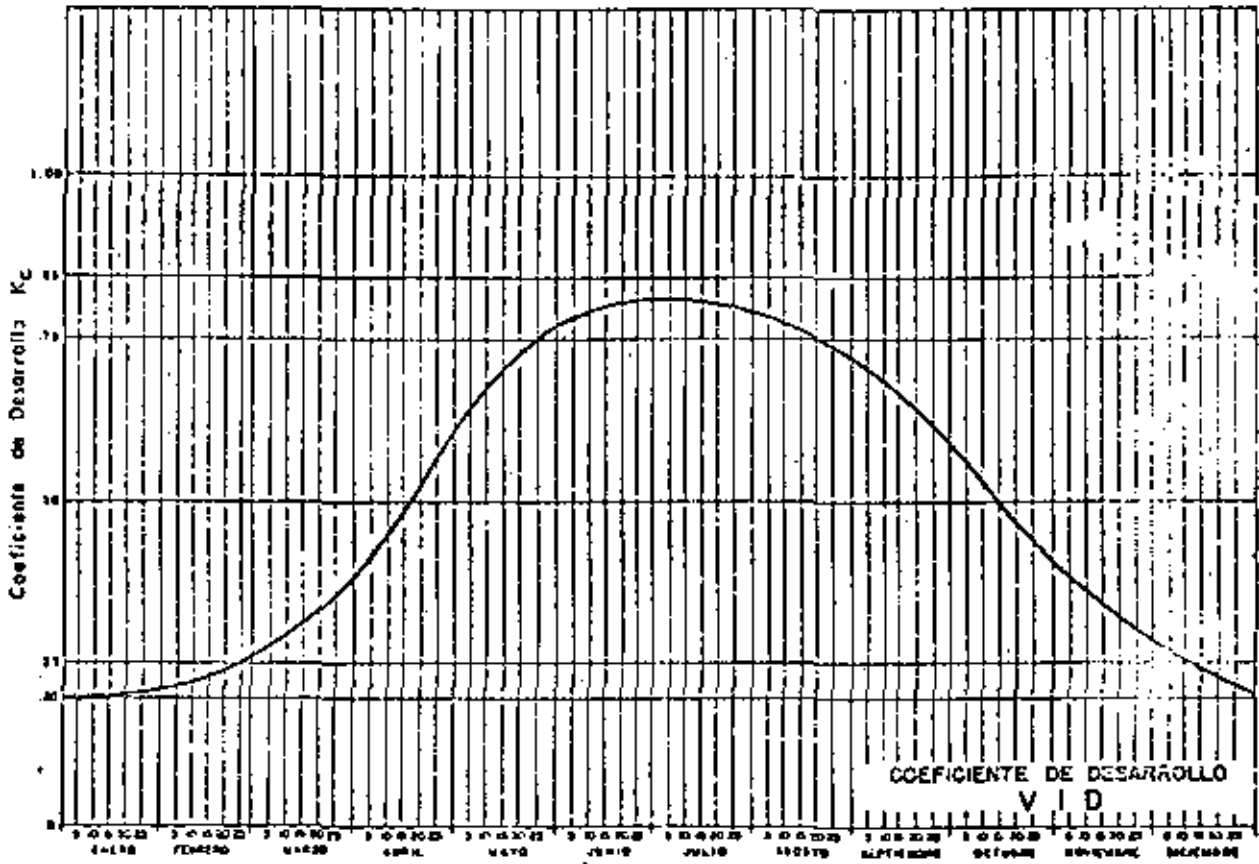


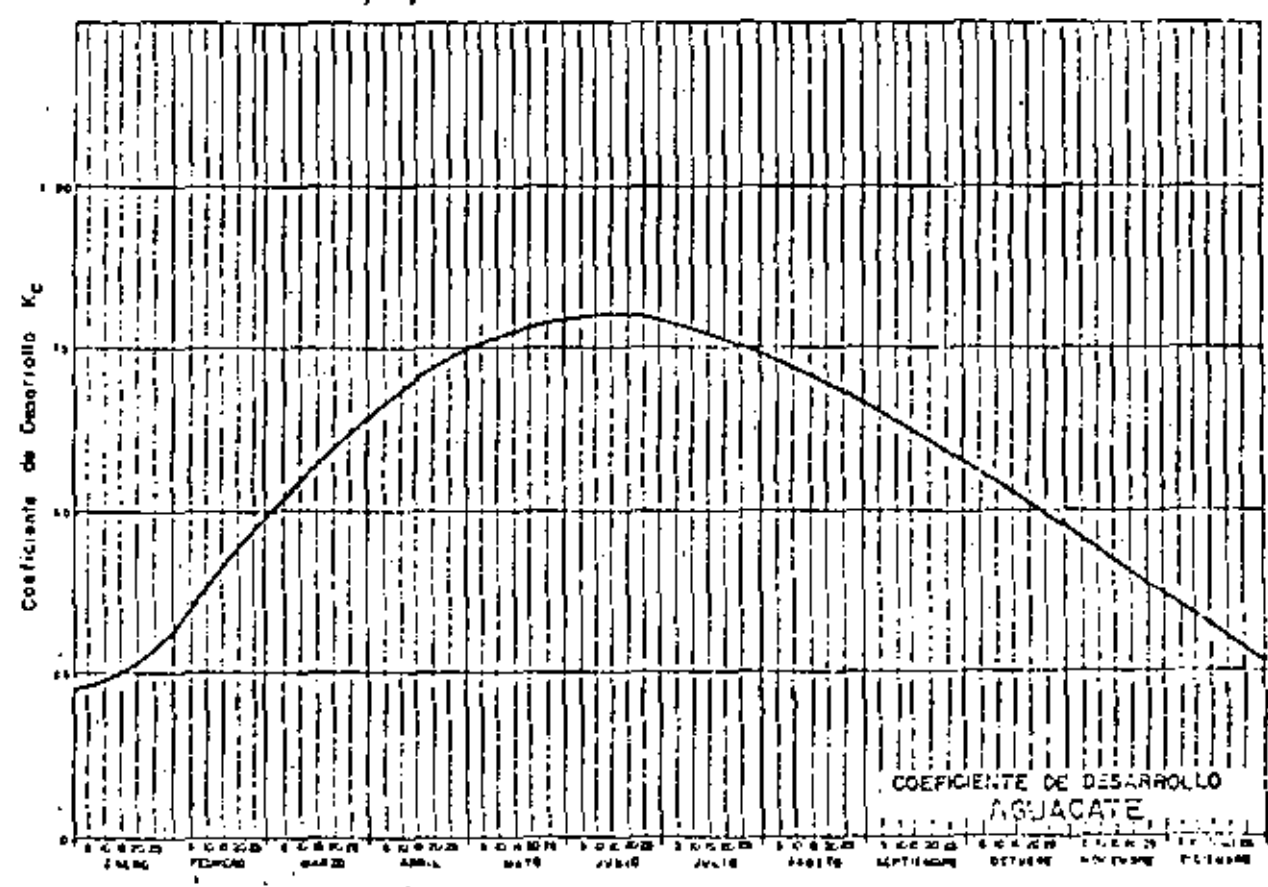
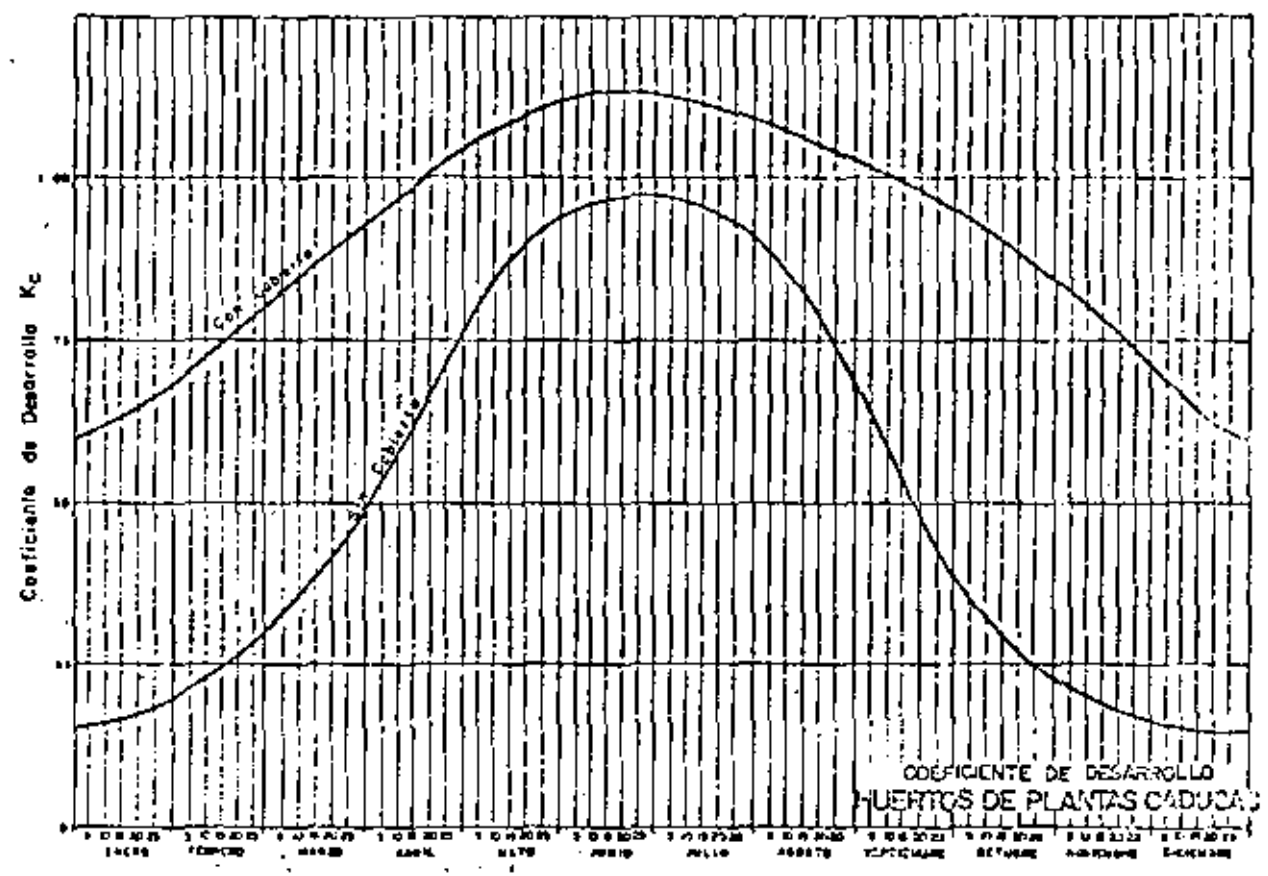




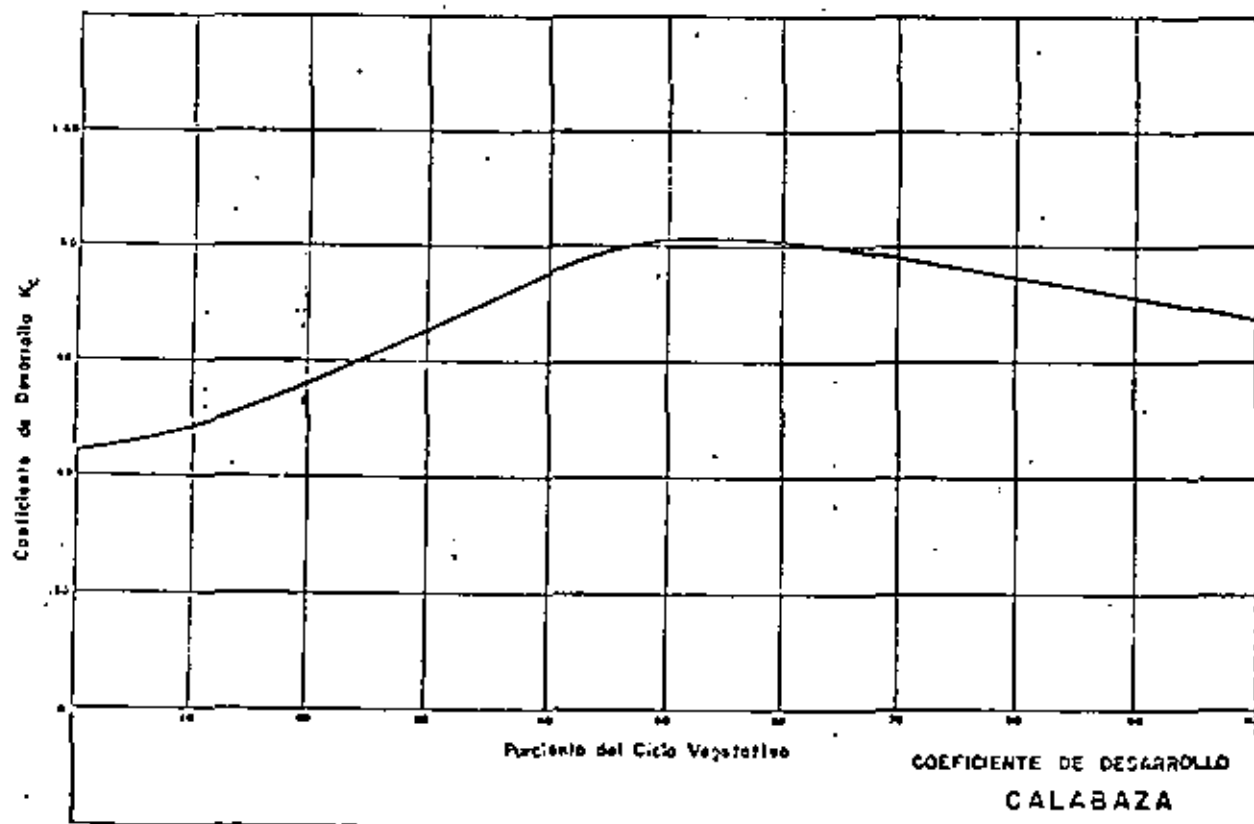
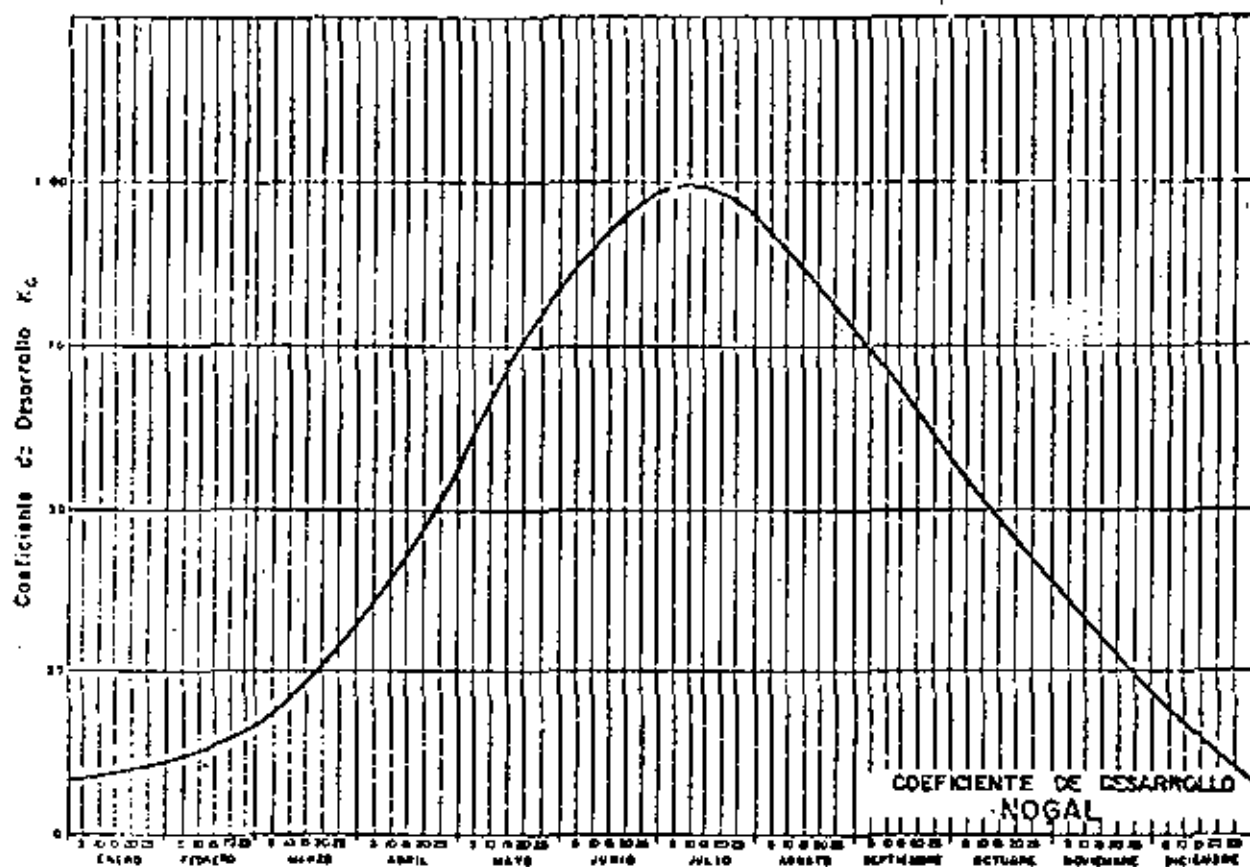


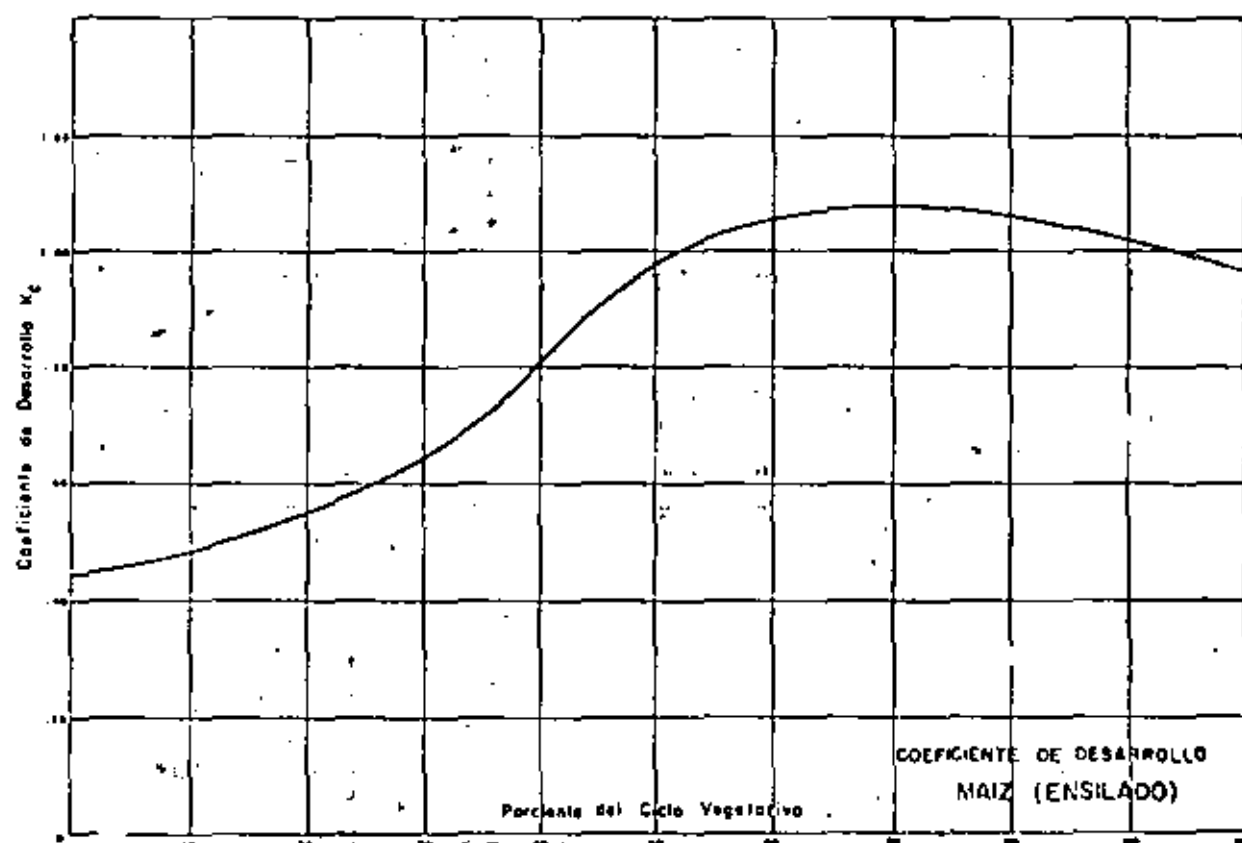
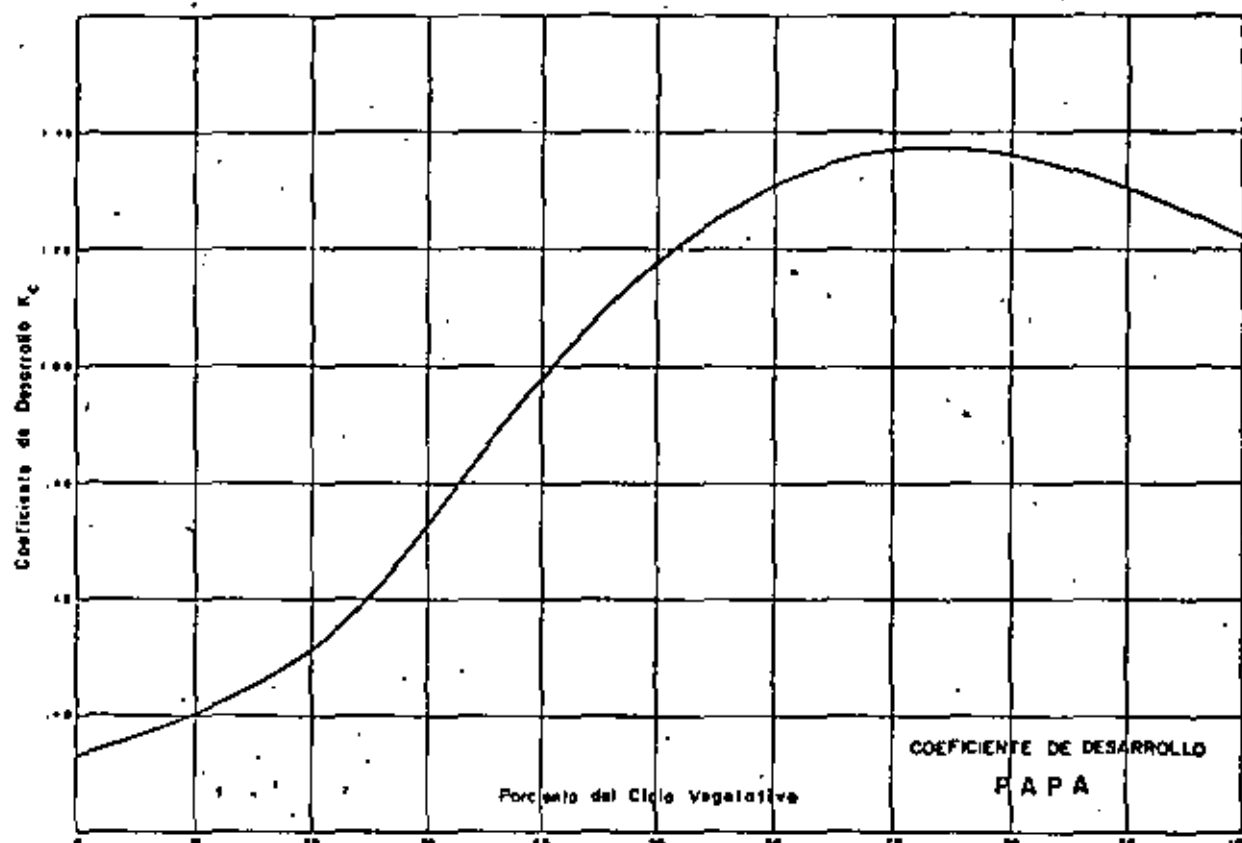
48



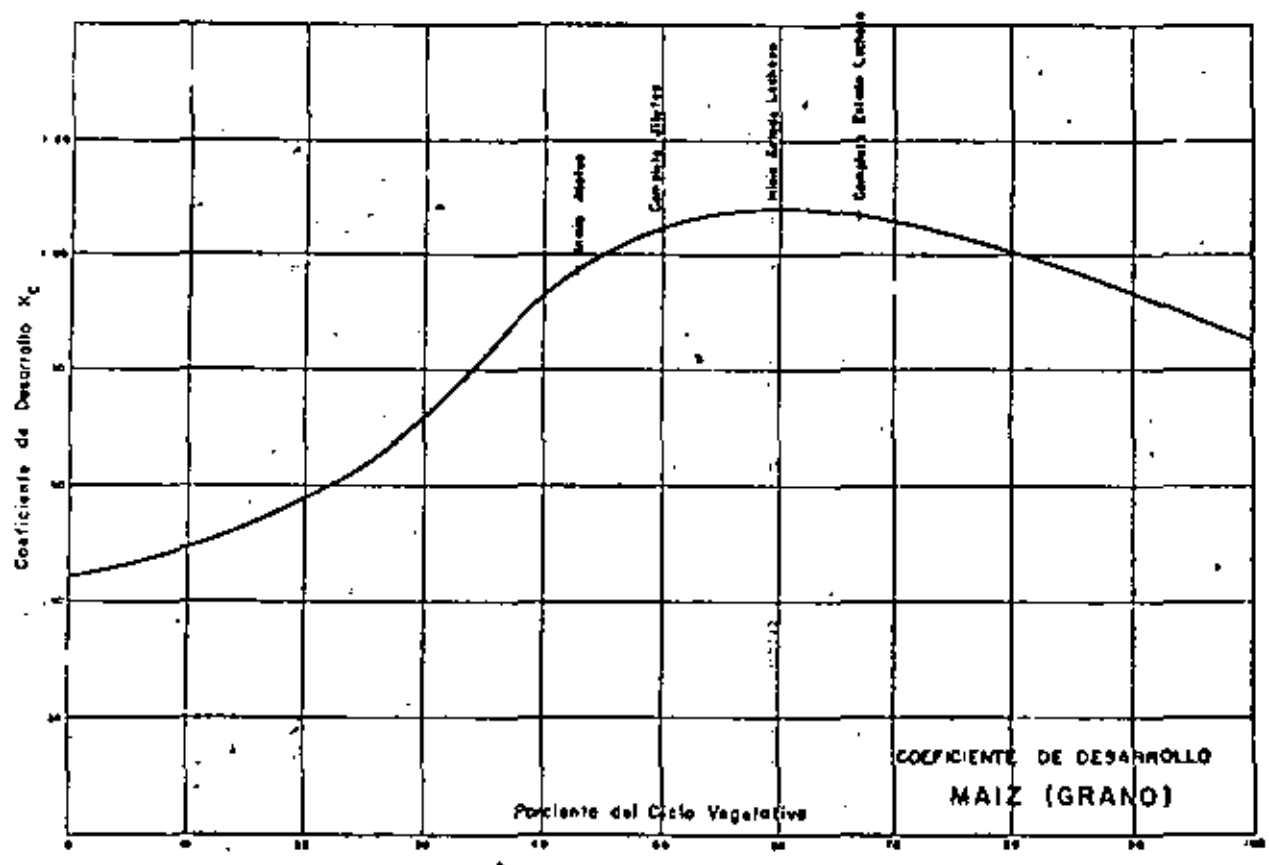
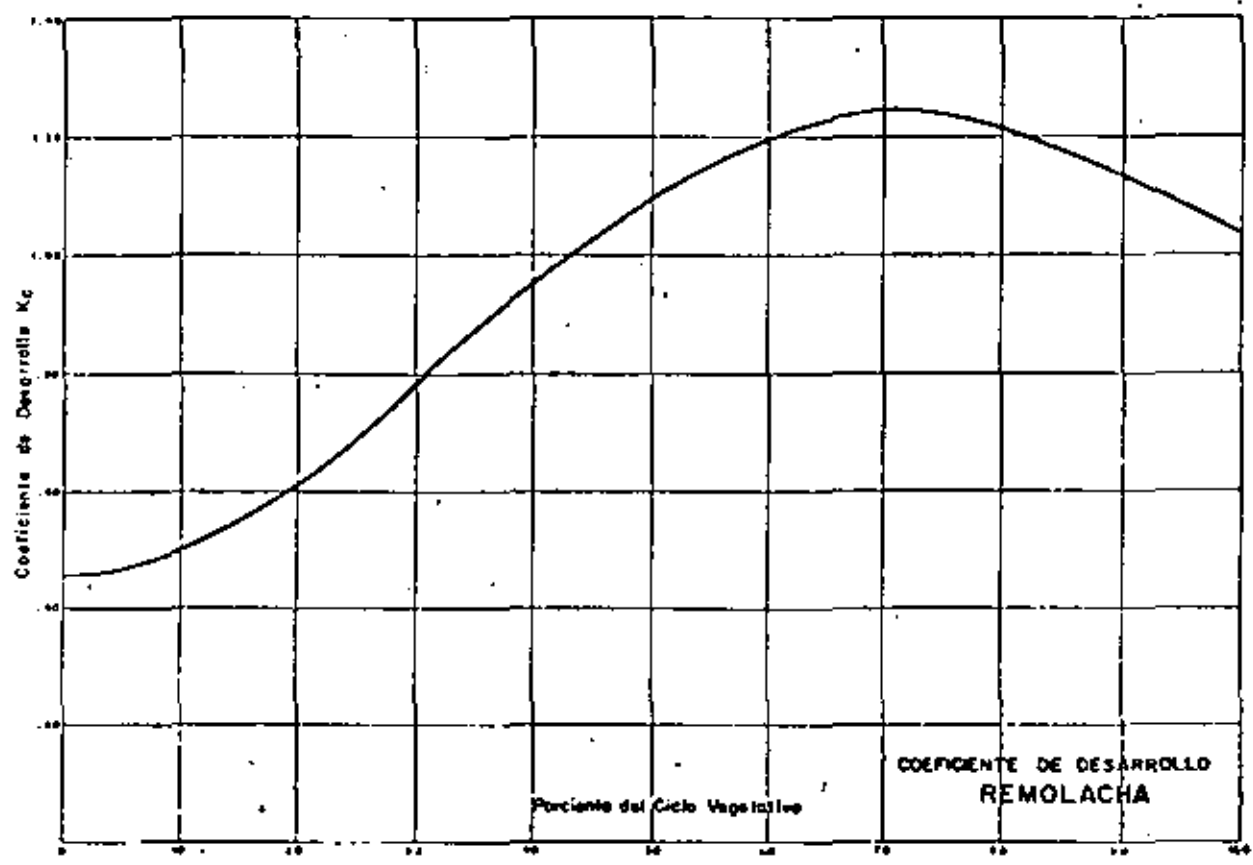


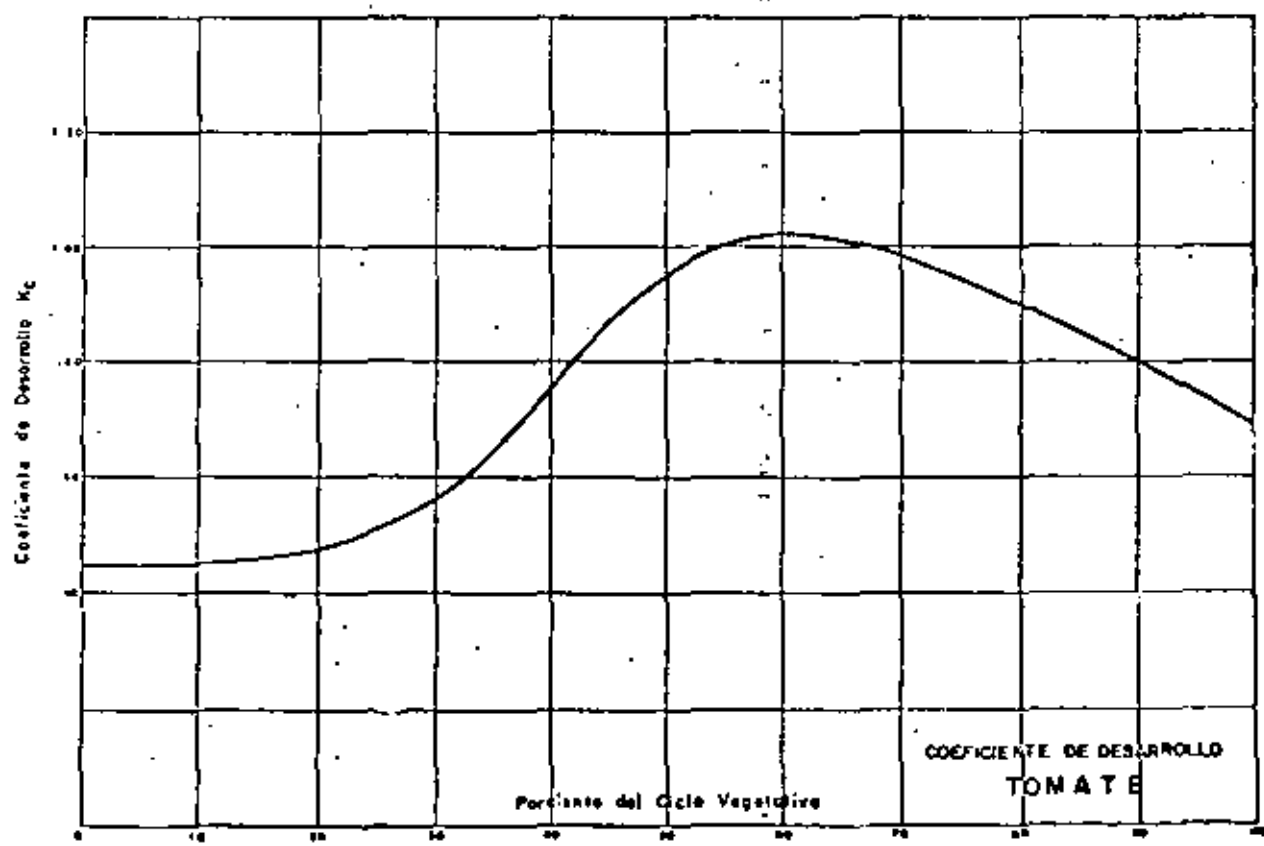
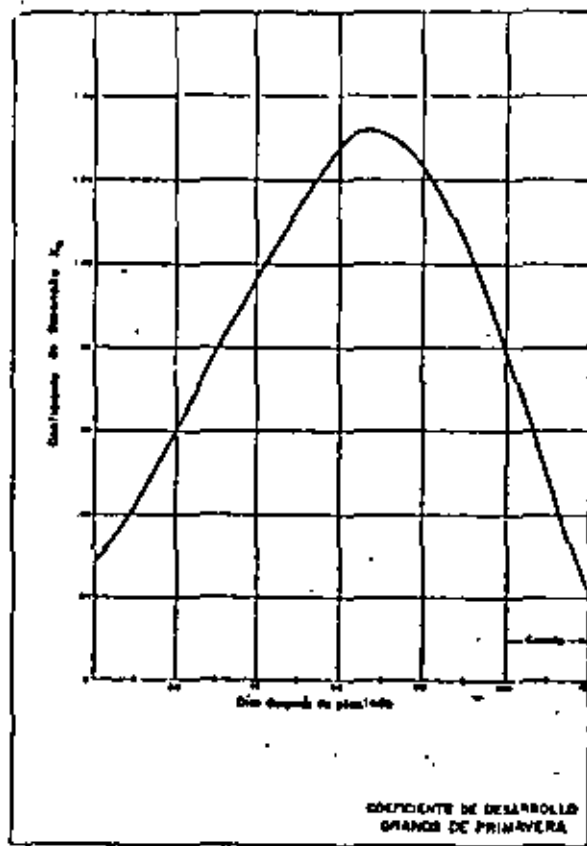
56





52









centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE
ZONAS DE RIEGO

ELEMENTOS DE FISILOGIA VEGETAL

ING. OSCAR R. PLAISANT WONG
ING. RODOLFO ORTEGA A.
MAYO DE 1979

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
DIVISION OF THE PHYSICAL SCIENCES
DEPARTMENT OF CHEMISTRY

REPORT OF THE CHEMISTS ON THE
ANALYSIS OF THE SAMPLES

ANALYSIS OF THE SAMPLES

1. The analysis of the samples
showed that the samples are
pure and free from any
impurities.

CAPITULO No. 1.- ELEMENTOS DE FISILOGIA VEGETAL.

Tema No. 1.1.- Materia y energía.

1.1.1.- Introducción.

Naturaleza de la fisiología vegetal.

Se llama fisiología vegetal al estudio de los procesos vitales y del desarrollo de las plantas. El estudio de las plantas adquiere importancia a partir del momento en que se descubren virtudes curativas en ellas. Los métodos actualmente empleados por los fisiólogos en sus investigaciones, están fundamentalmente apoyados en diferentes ramas de la química y de la física, es decir, métodos similares a los empleados en el estudio de la materia no viviente, con resultados sumamente satisfactorios en ambos casos.

Investigadores del grupo "Materialista" confían en -- que con el apoyo de los métodos de estudio mencionados, llegarán a conocerse todos los secretos del mundo vegetal, esta creencia implica aceptar que no hay diferencia radical entre la materia "viviente" y la "no viviente".

Investigadores del grupo "vitalista" por el contrario, consideran que tales métodos con el tiempo dejarán de ser útiles dejando muchas cosas aun inexplicadas, argumentando que la materia viva está sujeta a leyes propias y especiales.

Un punto de vista científico correcto consiste en no aceptar ninguno de estos extremos y aprovechar los descubrimientos útiles aportados por ambos grupos.

La planta y su ambiente.

La planta posee la propiedad de la vida, sin embargo para estudiarla es indispensable relacionarla con su medio ambiente. Incluso los animales, dotados de movimiento, no son ajenos al medio en que viven, pues deben comer. La mayoría de las plantas pasan su vida arraigadas a un mismo punto y crece --

rán, solo si una serie de sustancias adecuadas penetran desde el suelo a sus raíces.

Lo vivo y lo muerto

Ante la dificultad para trazar una frontera real entre lo vivo y lo muerto, los fisiólogos han convenido en aceptar como materia viva aquella que presenta continuos cambios internos en el protoplasma, materia esta, muy compleja constituida de la célula. Más objetivamente el crecimiento gracias a la asimilación de nueva materia, y la reproducción sin influencia externa son las propiedades más notables de la materia viva.

1.1.2.- La planta verde

La planta como una estructura y su capacidad de crecer.

Todas las estructuras materiales, vivas o no, se toman a partir de materia preexistente. Una planta, constituida por materiales inorgánicos, requiere de energía actuando sobre ella para preservar la vida a lo largo de su ciclo vital. Una vez iniciado este ciclo por la formación de una espora o semilla, la planta continua creciendo formando su estructura por la acción de fuerzas naturales llamadas "tendencia hereditaria de la semilla", con la influencia del medio ambiente y sin intervención del ser humano.

La planta verde y las demás.

Las plantas "autótroficas" son plantas verdes que poseen clorofila, caracterizadas por su capacidad para fabricarse alimentos, transformando la materia prima o nutrientes de naturaleza inorgánica en orgánica, incorporando a su organismo materia y energía. Estas plantas son el principal sostén alimenticio del mundo viviente. Las bacterias quimiosintéticas (su energía no es tomada de la luz del sol, sino de reacciones químicas por medio de las cuales sustancias oxidables presentes en los suelos o en aguas estancadas, ceden energía), son los únicos organismos conocidos sin pigmento, capaces de producir materia orgánica partiendo de sustancias inorgánicas.

Las plantas "heterotróficas" no poseen clorofila y su materia prima o nutriente es orgánica, proveniente directa o indirectamente de otras plantas.

Las fuentes de materia inorgánica de las plantas verdes son pocas y casi siempre las mismas, y la energía empleada es variablemente la radiación directa procedente del sol. La clorofila es una mezcla de pigmentos que distingue a las plantas verdes de las demás.

1.1.3.- Materias primas del crecimiento.
De interés general.

Carbono, oxígeno, hidrógeno, nitrógeno, potasio, calcio, magnesio, hierro, fósforo y azufre así como algunos más en pequeña cantidad, son los elementos esenciales para el crecimiento de las plantas y proceden principalmente del aire, suelo y agua inmediatos.

De interés particular.

Casi un 90% del material sólido que queda después de extraer el agua de la planta está integrado por compuestos que contienen solo carbono, oxígeno e hidrógeno, teniendo por lo tanto estos tres elementos una importancia muy particular, de mayor significación aún debido a que la asimilación de energía está asociada casi exclusivamente con estos tres elementos.

1.1.4.- Fotosíntesis.

La fotosíntesis es un proceso por medio del cual gracias a la energía luminosa absorbida por la clorofila, se rompe la molécula de agua H₂O liberándose un átomo de hidrógeno que pasa a reducir el bióxido de carbono. La fotosíntesis consiste en una serie de transferencias de hidrógeno que reducen el bióxido de carbono.

Bióxido de carbono atmosférico.

La concentración de bióxido de carbono en la atmósfera es muy baja, con variaciones diarias y estacionales de consideración. Su proporción media en las capas inferiores de la atmósfera (mayor que en las capas altas) es de unas tres partes por diez mil; esta concentración es además del orden de un 12% más baja durante el día que durante la noche, ésto se debe a -- que durante la noche el bióxido de carbono no es reducido y a -- que la absorción de bióxido de carbono por las plantas inferiores cesa al anochecer.

La vegetación asimila $1/35$ del bióxido de carbono que contiene la atmósfera; al año, y el equilibrio se mantiene con la aportación de: actividad de los volcanes, respiración de -- plantas, animales y humanos; humos industriales.

Bióxido de carbono procedente del suelo.

Los seres vivos que pueblan el suelo son principal -- mente plantas y animales unicelulares, pero como productores de bióxido de carbono son muchísimo más importantes las bacterias. Cuando restos animales o vegetales caen al suelo o quedan enterrados en él, varias bacterias degradan su materia, y carbohidratos como el almidón y la celulosa que estaban presentes en -- la materia inicial, son hidrolizados y oxidados hasta producir -- finalmente bióxido de carbono. El oxígeno libre necesario para la oxidación no siempre es indispensable, ya que hay bacterias -- anaerobias capaces de vivir en un medio desprovisto de oxígeno -- gaseoso.

Bióxido de carbono disuelto.

Las aguas naturales contienen gran cantidad de bióxido de carbono, pero solo una quinta parte de él está disuelto -- (el resto está asociado con calcio y otras bases en forma de -- carbonatos y bicarbonatos) para, por medio de procesos muy lentos combinarse con el atmosférico efectuando reajustes de equi -- librio.

Ahora bien la única fuente de carbono de que disponen las plantas verdes típicas, es precisamente el bióxido de carbono.

Entrada del bióxido de carbono a las plantas.

Examinando el corte transversal de una hoja, puede observarse que la clorofila o pigmento verde, esencial para la asimilación del carbono, está confinado a pequeños cuerpos distribuidos en el citoplasma que se llaman "cloroplastos" y que es donde tiene lugar la fotosíntesis. El bióxido de carbono penetra en la hoja a través de las aberturas estomáticas distribuidas en la epidermis o superficie de la hoja, enseguida pasa a una serie de lagunas ocupadas por aire en el interior de las hojas en donde el bióxido de carbono se mezcla por difusión. Las membranas celulósicas que limitan las lagunas están embebidas en agua, representando un medio líquido a través del cual el bióxido de carbono realiza la última etapa de su viaje hasta el cloroplasto por difusión.

Fuentes de hidrógeno y oxígeno.

Se ha explicado ya que el carbono proviene del CO absorbido por la planta y que este último es reducido a hidrato de carbono por el átomo de hidrógeno liberado al romperse la molécula H₂O en el fenómeno de la fotosíntesis. Entre las plantas superiores el donador de hidrógeno es siempre el agua y estudiando el mecanismo de las reacciones químicas que se realizan puede demostrarse que el oxígeno libre desprendido también proviene del agua.

La actividad química de la clorofila es reversible y catalítica, por lo que no hay consumo de ella. Una deficiencia en la materia prima inorgánica ejerce un efecto muy marcado en la fotosíntesis, por ejemplo el magnesio, es necesario para la formación de la clorofila.

El agua es también esencial para la fotosíntesis, procede del suelo de donde es tomada por las raíces y llevada hasta las hojas. La cantidad de agua consumida por la fotosín-

tesis, procede del suelo de donde es tomada por las raíces y -- llevada hasta las hojas. La cantidad de agua consumida por la fotosíntesis representa una proporción muy pequeña de la que pasa a través de la planta.

Interacción de los factores.

La intensidad de la fotosíntesis depende: de la concentración de bióxido de carbono disponible; de la cantidad de clorofila; de la intensidad de luz; de la temperatura y otros factores de menor importancia. Un incremento de cualquiera de estos factores tiende a acelerar la fotosíntesis, sin embargo -- ello tiene un límite, pues una intensidad de luz demasiado alta destruye la clorofila por oxidación, demasiado bióxido de carbono tiene un efecto anestésico.

1.1.5.- Quimiosíntesis.

Existen bacterias que viven y se desarrollan en completa independencia de la luz, el origen de su carbono continua siendo el bióxido de carbono, pero la energía necesaria no proviene de la luz del sol sino de reacciones químicas en las que se logra que varias sustancias oxidables presentes en los suelos o en las aguas estancadas cedan energía.

Se sabe muy poco acerca de los procedimientos para almacenar energía y sobre cómo el bióxido de carbono es reducido -- y en qué compuestos se convierte. Como bacterias quimiosintéticas están las Beggiatoas, las Nitrosomanas y las Nitrobacter -- que oxidan gas sulfúrico, iones de amonio y nitritos respectivamente.

Tema No. 1.2.- Los azúcares y las sustancias vegetales formadas a partir de ellos.

Es tradicional considerar a los azúcares, especialmente a la glucosa, fructuosa y sacarosa como productos finales de la fotosíntesis. Estos azúcares y aún el almidón, se forman en el interior de los cloroplastos. Los azúcares son sustancias-

que contienen básicamente carbono, hidrógeno y oxígeno.

1.2.1 Los hidratos de carbono.

Entre los azúcares formados por la fotosíntesis, los más importantes pertenecen al grupo de los "hidratos de carbono" y son:

| | | |
|---------------|---------------------|-------------------------------|
| | Pentosas | arabinosa
ribulosa |
| Monosacáridos | Hexosas | Glucosa
manosa
fructosa |
| Disacáridos | Sacarosa
maltosa | |
| Polisacáridos | almidón
celulosa | |

Monosacáridos.- Son solubles en agua y como ejemplo de este tipo de carbohidratos se tienen las pentosas y las hexosas.

Pentosas.- Poseen 5 átomos de carbono formando cadena y su fórmula es $C_5H_{10}O_5$; en las plantas se encuentran raramente libres; de las pentosas se derivan los polisacáridos y otros compuestos tales como las gomas y mucílagos que se encuentran en plantas suculentas como las algas. Son pentosas la arabinosa y la ribulosa.

Hexosas.- Poseen 6 átomos de carbono formando cadena y su fórmula es $C_6H_{12}O_6$; tienen sabor más o menos dulce; por oxidación se convierten en ácidos orgánicos. Son hexosas la glucosa, manosa y fructosa.

Disacáridos.- Están tomados por la condensación de dos moléculas cualesquiera de monosacárido con la eliminación de una molécula de agua. Derivan de hexosas y su fórmula es

C H₂O , son solubles y dulces como los monosacáridos. Como ejemplos tenemos la sacarosa y la maltosa.

Sacarosa. Es el azúcar del comercio; se encuentra con abundancia en todas las plantas, muy principalmente en la remolacha y caña de azúcar.

Maltosa. Raramente se encuentra libre en las plantas, aparece durante la germinación de semillas ricas en almidón como la cebada que, una vez germinadas constituyen la malta, de la cual toma el nombre.

Polisacáridos. Son prácticamente insolubles en agua; se derivan de las pentosas por condensación. Los polisacáridos más importantes, presentes en casi todas las plantas, son el almidón y la celulosa.

Almidón. Se presenta en el interior de las células vivas y se le reconoce por el color azul que da con el yodo en presencia de agua. Como la sacarosa, el almidón puede acumularse a elevadas concentraciones en determinados tejidos.

Celulosa. Se deposita sobre la superficie exterior del protoplasma vivo constituyendo las paredes de la célula y en muchos casos la mayor parte de la planta. Los pelos de la semilla del algodón nos ofrecen un ejemplo característico de membranas de celulosa pura. La celulosa pura es muy insoluble y muy resistente a la hidrólisis y a otros cambios químicos. Tiene aplicaciones en la industria del papel, celofana y rayón.

1.2.2.- Metabolismo de los carbohidratos.

Es conveniente adoptar como punto final de la fotosíntesis la formación de un azúcar tipo hexosa. De los cloroplastos están saliendo constantemente azúcares hacia los tejidos vecinos, pudiendo convertirse en otras sustancias ya en los puntos de crecimiento de ramas y raíces; los cloroplastos son capaces de producir sacarosa, glucosa o fructuosa a partir de uno de ellos. El oxígeno es indispensable para estos cambios pero no la luz.

1.2.3.- Substancias de reserva.

Las substancias que durante el transcurso del metabolismo se acumulan en diversas partes de la planta para más tarde ser reconvertidas en formas más sencillas se llaman materiales de reserva; por ejemplo las grasas constituyen substancias de reserva típicas de las semillas.

Tema No. 1.3.- La descomposición de los azúcares y la liberación de energía.

1.3.1 La respiración de las plantas.

Se ha dicho que los azúcares son empleados para la construcción de substancias complejas del cuerpo de la planta, pero cierta proporción de ellos está sin cesar sufriendo descomposición y nunca pasa a las formas complicadas del tipo de almidón, celulosa o proteína.

La presencia de cantidades variables de azúcares es característica de todas las células vivas y hay razones para suponer que en ellas la metabolización de los azúcares se produce sin cesar. Al mismo tiempo se libera bióxido de carbono y se absorbe oxígeno. Este intercambio de gases recibe el nombre de respiración.

El bióxido de carbono liberado deriva de los azúcares y los productos finales externos formados por la respiración vegetal, son exclusivamente bióxido de carbono y agua, producidos a partir de la oxidación del carbón y del hidrógeno presentes en forma de moléculas de azúcar.

Intensidad de la respiración.

Al poner una planta en la obscuridad, la fotosíntesis se detiene pero la respiración continua, emitiéndose lentamente bióxido de carbono, cuya aparición puede ponerse de manifiesto encerrando la planta en un recipiente y analizando después el aire del interior con agua de cal. Mediante dispositivos ade -

cuados se puede medir cuidadosamente la velocidad de formación del bióxido de carbono, valor que puede denominarse "intensidad de la respiración". También podría medirse la intensidad de la respiración, determinando la velocidad de absorción de oxígeno.

Respiración a lo largo del ciclo vital.

El protoplasma vivo está sujeto a cambios frecuentes, pero durante el transcurso de la vida de la planta se va sucediendo una lenta cadena de alteraciones susceptibles de ser bien observadas. Cada protoplasma tiene su propio desarrollo, por lo que diferentes células situadas en distintas partes de una planta, no están en el mismo estado de su crecimiento, siendo por ello posible aislar tejidos de una misma planta que estén en diferentes fases de su desarrollo protoplasmático; estos tejidos se diferencian de los demás por su intensidad de respiración; de modo que pueden distinguirse cinco fases dependiendo de las condiciones de sus protoplasmas:

1. Embrionario, por ejemplo los ápices de ramas y raíces; los embriones en germinación. Los tejidos se caracterizan por tener membranas celulares delgadas con protoplasma abundante, con grandes núcleos que presentan con intensidad las reacciones de las proteínas. Los carbohidratos están pobremente representados o ausentes de las membranas celulares. En esta fase la respiración sube rápidamente hasta un máximo partiendo del valor más bajo casi imposible de medir.
2. Juvenil, por ejemplo zonas de alargamiento de las ramas y raíces; frutos carnosos verdes. Se forman pronto vacuolas y se desarrollan intensas reacciones de los azúcares. Hay una gran dilatación del tejido y las membranas celulares continúan siendo delgadas. Cuando los tejidos entran en su fase juvenil cesa el aumento en la respiración y luego se inicia un largo declive que se extiende a lo largo de la madurez para alcanzar un mínimo en la fase latente.
3. Madura, por ejemplo hojas funcionales, etc. Esta fase dura mucho más que cualquiera de las anteriores y se caracteriza por la lenta diferenciación de las células hacia sus formas definitivas. Hay poco aumento de tamaño y se establece un equilibrio grosero entre la ganancia y pérdida de substan --

- cias. La madurez toca a su fin en el "climaterio", después del cual se entra en la senescencia.
4. Senescente, por ejemplo frutos maduros y muy maduros. Cesa el desarrollo, la estructura celular empieza a deteriorarse y se pierde la capacidad de síntesis. Hidrólisis y oxidaciones irreversibles conducen finalmente a la autólisis o autodigestión de los tejidos por sus propios enzimas.
 5. Latente, por ejemplo semillas secas; yemas invernantes. La última fase, post-mortem, de este proceso es ayudada de ordinario por la descomposición fúngica y bacteriana. La lactancia puede interrumpir las fases embrionaria, juvenil o de madurez de un tejido, pero no la de senescencia.

Cociente respiratorio.

Es la relación entre el volumen de CO₂ emitido y el volumen de O₂ absorbido. Este cociente es útil en los estudios sobre la respiración a causa de que su valor depende, principalmente, del tipo de sustancia que está siendo consumida. Así, el cociente respiratorio teórico, correspondiente a la oxidación de cualquier carbohidrato, sería de 1.0 ya que el número de moléculas de CO₂ producido es igual al de moléculas de O₂ consumido. Por ello, los volúmenes intercambiados son también iguales. Cuando se respiran grasas, esto implica una oxidación suplementaria, por lo que el consumo de oxígeno supera la producción de CO₂ y el cociente cae por debajo de la unidad.

Materiales respirables.

Los resultados proporcionados por los experimentos de medición del cociente respiratorio en ausencia de fotosíntesis, sugieren que los carbohidratos son los materiales respirables-- que los tejidos de las plantas sanas utilizan normalmente. Las grasas sólo se usan en casos especiales, como en las semillas en germinación, y las proteínas en ningún caso a menos que falten los otros tipos de reserva. Los carbohidratos normalmente-respirables son: el almidón, la sacarosa, la glucosa y la fructosa.

Las proteínas y la respiración.

Aunque durante la respiración normal no se liberen ni amoníaco ni bióxido de carbono a partir de las proteínas de las plantas, ello no implica que nada les esté sucediendo a las proteínas. Parece más probable que sufran continuamente procesos de formación y desintegración. En condiciones favorables no se fren ningún otro tipo de descomposición pero pueden ser utilizadas para la síntesis de aminoácidos y de aminas o de nuevas proteínas, quizás después de ser transportadas a una parte más joven de la planta.

Efecto del oxígeno.

Hasta aquí nos hemos limitado a los procesos que tienen lugar en atmósfera normal, pero pueden conocerse más detalles acerca de la respiración estudiando su comportamiento al variar la proporción de oxígeno en la atmósfera. El oxígeno actúa economizando el azúcar consumido por las células durante la respiración, por lo que el azúcar es metabolizada con mayor velocidad en atmósfera de nitrógeno puro, y a esto se debe que la producción de CO₂ aumente en atmósfera de nitrógeno en lugar de bajar bruscamente como es de suponerse al considerar que en ausencia de oxígeno no es posible oxidar completamente hasta CO₂ los materiales respirables. Estrictamente hablando, solamente análisis directos de azúcar pueden demostrar cualquier cambio en la velocidad de metabolización del azúcar, y las mediciones basadas en el CO₂ o en otros productos pueden inducirnos a error.

1.3.2. Respiración anaeróbica.

Puesto que el bióxido de carbono continua produciéndose en ausencia de oxígeno, es evidente que sin él hay algún tipo de respiración que puede continuar realizándose. Esta respiración anaeróbica tiene bastantes características comunes con la fermentación alcohólica llevada a cabo por las levaduras. Las semejanzas son tantas que la fermentación puede ser considerada como un tipo de respiración anaeróbica particularmente enérgica y duradera, realizada por un organismo particular. Sin

embargo, se acostumbra guardar el término respiración anaeróbica para los tipos de organización más elevada y aplicar el de fermentación, análisis de azúcares, proteínas y otras sustancias, realizada por levaduras y bacterias. Los productos finales de la respiración anaeróbica de las plantas superiores son bióxido de carbono, alcohol y ácido láctico en proporciones variables.

1.3.3. Respiración aeróbica.

Los tejidos vegetales no privados de aire no acumulan nunca ni etanol ni ácido láctico. Se muestran incapaces de oxidar el alcohol, lo cual exige que en el aire se evite la síntesis de este compuesto. En cambio, el ácido pirúvico continúa formándose en presencia de aire, lo cual parece indicar que los primeros pasos de la oxidación aeróbica deben ser semejantes a los de la respiración anaeróbica.

1.3.4 Los intercambios de energía que acompañan a la respiración.

Tanto la respiración aeróbica como la anaeróbica van acompañadas de una disminución de la energía libre, condición esta, indispensable para el mantenimiento de la vida. Los animales emplean una buena parte de esta energía en la realización de trabajo mecánico (muscular), pero el trabajo realizado por las plantas es mínimo. Incluso, el trabajo más notorio que realizan las plantas, la elevación del agua del suelo hasta las hojas, depende directamente de la energía solar y no de la respiración. Los diversos pasos de la respiración tienen relaciones energéticas muy diferentes, algunos consumen energía, otros ceden pequeñas cantidades y otros como las oxidaciones ceden grandes cantidades de energía.

Tema No. 1.4.- Los compuestos nitrogenados.

1.4.1. Proteínas.

Las sustancias estudiadas en los temas anteriores solo poseían carbono, hidrógeno y oxígeno en sus moléculas, sin embargo existen muchos compuestos de gran importancia que contienen además nitrógeno. Entre ellos, los más importantes son-

las proteínas y los aminoácidos, entre los que existe una relación comparable a la existente entre los monosacáridos y los polisacáridos aunque con diferencias importantes. Los aminoácidos son numerosos pero se parecen todos por tener grupos ácidos y básicos en sus moléculas, razón por la que se comportan como ácidos débiles frente a las bases fuertes y como bases débiles frente a los ácidos fuertes.

Las proteínas están formadas por la unión de numerosas moléculas de aminoácidos en forma de cadenas primarias. Teniendo en cuenta la distinta solubilidad de las proteínas, se distinguen las siguientes clases:

Albúminas. Solubles en agua y en soluciones salinas neutras.

Globulinas. Insolubles en agua, pero solubles en soluciones neutras salinas.

Prolaminas. Insolubles en agua y soluciones salinas, pero solubles en alcohol diluido.

Glutelinas. Insolubles en agua y soluciones salinas, pero solubles en ácidos y álcalis diluidos.

1.4.2 Heteroproteínas.

Gracias a la gran variedad de cadenas laterales procedentes de los veinte aminoácidos que intervienen en su constitución, las proteínas reaccionan con una gran cantidad de sustancias, desde las simples sales hasta complicados compuestos orgánicos.

Lipoproteínas. Son complejos de proteínas y lípidos. La parte proteica hace que la molécula sea soluble en agua aunque su contenido en lípido sea elevado. Las lipoproteínas no son solubles en los disolventes de las grasas, como el éter o el éter de petróleo, aunque de ordinario la unión entre el lípido y la proteína no es muy fuerte y se rompe por tratamiento con etanol. Se encuentran en las semillas y tienen importancia en la constitución de las laminillas de los cloroplastos y en las superficies protoplasmáticas.

Complejos enzimáticos. Muchas proteínas dotadas de propiedades catalíticas (enzimas), están unidas a una gran variedad de "grupos prostéticos". Los grupos hemo (ferroporfirinas) se unen a proteínas para formar las peroxidasa, la catalasa y todos los citocromos. En otra serie de enzimas oxidativas las proteínas están unidas al riboflavín-fosfato o flavín-adenin-dinucleótido para formar flavoproteínas. Es también posible que en los cloroplastos las clorofilas estén unidas a proteínas.

Nucleoproteínas. A partir de las hojas verdes pueden extraerse asociaciones inestables de proteínas con ácidos nucleicos. Sin embargo, se sospecha que esta única se forma durante la extracción y que los ácidos nucleicos, en el interior de las células intactas, se encuentran separados.

1.4.3. Metabolismo del nitrógeno.

El metabolismo del nitrógeno en las plantas conduce a la síntesis de las proteínas, alcaloides, clorofila y otras sustancias complejas; en lo que sigue solo se hablará del producto más importante de dicho metabolismo, la síntesis de las proteínas.

La mayor parte de la materia prima formadora de las proteínas proviene de la fotosíntesis, sin embargo, los carbohidratos que lo integran no contienen nitrógeno, pues es obtenido exclusivamente a partir del suelo. Las raíces absorben nitrógeno, principalmente en forma de nitratos, aunque en ocasiones, en forma de otras sales sencillas como nitritos y sales de amonio.

El nitrógeno procedente del suelo, el carbono, hidrógeno y oxígeno procedentes de la fotosíntesis se usan para sintetizar proteínas al final del proceso. El contenido de nitratos en las plantas disminuye de un modo continuo desde las finas raíces hasta la parte alta. Parece que la síntesis de proteínas puede tener lugar en cualquier célula vegetal activa.

Tema No. 1.5. El Agua.

1.5.1 El Agua del aire y del suelo

Del conocimiento del ciclo del agua, se desprende que ésta existe tanto en el aire como en el suelo en diferentes formas, estableciéndose un intercambio continuo entre el agua del suelo y el vapor de agua de la atmósfera para mantener el equilibrio.

A mayor temperatura de aire, este admite más vapor de agua antes de saturarse, por lo que al aumentar la temperatura aumenta también la evaporación; del mismo modo, cuando el aire húmedo es desplazado por un viento de aire más seco, se origina una mayor evaporación y en el suelo se advierte una pérdida de humedad.

El agua no se pierde con tanta facilidad a partir del suelo como a partir de una superficie de agua libre, debido a que en el suelo actúan diversas fuerzas que tienden a retenerla. La más importante de ellas es la de adsorción de origen electroquímico y por medio de la cual los coloides mantienen con gran resistencia agua higroscópica. La arcilla y el humus son dos suelos coloidales y debido a ello su capacidad para retener agua, en contra de su tendencia a evaporarse, es muy elevada; la arena está formada por partículas grandes que no retienen agua higroscópica.

Además, en un suelo existe agua capilar y agua de gravedad, sostenida por fuerzas de tensión superficial la primera y susceptible de escurrir libremente la segunda. Posteriormente se tocará nuevamente este tema con mayor amplitud, a fin de conocer todos los factores que tienen a oponerse a que el agua salga del suelo.

1.5.2 La transpiración.

Las fuerzas que tienden a hacer salir agua de las hojas son las mismas que tienden a hacerla salir del suelo. Las fuerzas que se oponen a la pérdida de agua por las hojas son diferentes a las que actúan con el mismo sentido en los suelos, --

aunque presentan ciertas semejanzas; por ejemplo, el protoplasma coloidal y la celulosa retienen agua higroscópica como los coloides del suelo, presentándose también el hecho de que a mayor abundancia de agua la resistencia a su pérdida va disminuyendo.

Las plantas transpiran a través de los estomas de las hojas, en la generalidad de las plantas abiertos durante el día y cerrados durante la noche. Si una hoja pierde más agua por transpiración que la que recibe a través del tallo, su contenido de agua disminuye hasta mostrar su limbo turgente, instante en que la planta puede marchitarse.

1.5.3 La absorción del agua.

Se han distinguido dos tipos de absorción de agua: la absorción pasiva (bajo tensión) y la absorción activa (causante de las presiones positivas de los tejidos conductores).

Absorción pasiva.

Es debida a la presión negativa producida por la transpiración que se transmite hasta las raíces gracias a la unión de la corriente de transpiración. Las raíces realizan la función de captar el agua en una superficie extensa en contacto con el suelo. Si la velocidad de transpiración es alta la mayor parte de la absorción de agua es pasiva. Las medidas simultáneas de transpiración y absorción a lo largo del día han permitido observar que la curva de absorción sigue a la de transpiración hasta el atardecer, aunque algo retrasada. En el agua que llena las fibras conductos se desarrolla una tensión que varía simultáneamente y de modo proporcional a la velocidad de la transpiración.

Absorción activa.

Es debida a las propiedades osmóticas de las células radicales, y probablemente solo es responsable de una fracción pequeña de la absorción total de agua. Las plantas que transpiran pueden absorber agua venciendo resistencias mucho mayores que las plantas cuyos sistemas radicales están desprovistos

de sus puntos. Este tipo de absorción tiene importancia durante la noche, en la reposición del agua perdida durante el día por una planta marchita o casi marchita.

1.5.4. Relaciones osmóticas entre las células.

Puede deducirse que todos los cuerpos higroscópicos, las células entre ellos, poseen una presión de succión que varía según su naturaleza y las condiciones en que se hallan. Una sustancia semisaturada de agua no tendrá una presión de succión tan alta como otra completamente seca. Si dos sustancias absorbentes están en contacto, el agua pasa de la que tiene menor a la que tiene mayor presión de succión. Las células son sistemas líquidos casi en su totalidad y el origen de sus presiones de succión pueden ser considerados como sigue:

La diferencia de presión de difusión entre el agua pura y otra con sustancias disueltas, puede llegar a contrarrestar una presión hidrostática equivalente, que se llama presión osmótica de la solución. Dicho de otro modo, la presión osmótica es la presión hidrostática que debe aplicarse a una solución para hacer que su presión de difusión, o actividad del agua que contiene, iguale a la del agua pura.

1.5.5. El paso de agua del suelo a la planta.

Las fuerzas que retienen el agua en el suelo son "tensión del suelo" (tensión capilar + adsorción) y la "presión osmótica". Sin embargo, estas fuerzas se pueden expresar también en forma de presión de succión, es decir, de déficit de presión de difusión, siendo útil cuando nos referimos al paso del agua del suelo a las raíces. El déficit de presión de difusión del agua de un suelo en el punto de marchitamiento permanente es más o menos de 15 atmósferas y en el punto de capacidad de campo es de aproximadamente 0.3 atmósferas.

Las raíces desempeñan funciones de sostenimiento y nutrición de las plantas, constituyendo a veces la mitad o más todavía del peso total de las plantas de cultivo. Dos son sus funciones principales: anclar la planta fijándola en el suelo y absorber el agua y las materias nutrientes que obtiene de él.

Además de estas dos funciones, las raíces almacenan alimentos y transportan alimento procedente de las hojas hacia las partes -- subterráneas de la planta.

En tanto la planta esté creciendo, se le forman nuevas ramificaciones en la raíz y sobre ellas se producen los pelos de las raicillas que viven y funcionan por corto tiempo. -- Con algunas excepciones, son los pelos de las raicillas y no -- las raíces propiamente dichas, los que absorben del suelo la mayor parte del agua y materias nutrientes; una parte de agua entra a través de los pelos de las raicillas, otra parte es absorbida por delgadas paredes de las células epidérmicas ordinarias de las raicillas y de las raíces propiamente dichas.

Los sistemas de raíces privados de sus pelos, raramente desarrollan una presión de succión mayor de 2 atmósferas. Sin embargo, parece ser que la absorción activa solo puede realizarse en suelos con un contenido de agua superior a su capacidad de campo.

La capacidad evaporadora del aire, expresada en forma de presión de succión, es del orden de las 1000 atmósferas. Sin embargo, no toda la gran diferencia existente entre las presiones de succión de los diversos suelos y la del aire es utilizable para promover la absorción pasiva, pues el valor de la presión de succión correspondiente a las superficies evaporadoras de las hojas es inferior a las 100 atmósferas; esto se debe probablemente a la capa de moléculas de agua retenidas sobre la superficie de la hoja. Aún así, la presión de evaporación y, -- por lo tanto la de ascensión, desarrollada durante la absorción pasiva, sobrepasa ampliamente la presión de succión del suelo en el punto de marchitamiento permanente; también puede sobrepasar la máxima presión de succión que puede aparecer en las células de las hojas, por lo que, la absorción y la pérdida de agua continúan aún después que la planta se ha marchitado.

1.5.6. El movimiento del agua por el interior de la planta.

El paso desde la raíz hasta la hoja.

Cuando una raíz está completamente tangente, una --

cierta cantidad de agua pasa desde las células vivas hasta los vasos, formados por células vivas hasta los vasos, formados por células muertas que circulan entre ellas, debido a una presión cuyo origen es incierto. Como ya se ha dicho, parece ser que el agua asciende por el tallo por la acción de fuerzas que tiran desde la hoja, excepto cuando no hay transpiración y no sufre elevación de vida a alguna fuerza que actúe desde abajo. Gracias a que dichas condiciones están extraordinariamente bien satisfechas en los tejidos conductores de las plantas, el agua es aspirada desde arriba más que impulsada desde abajo.

A la elevación del agua se opone su propio peso, o presión hidrostática, y la presión de succión del suelo; estas -- fuerzas se combinan produciendo en el agua una tensión que aumenta cuando empieza a moverse debido a la fricción, especialmente -- al travesar las paredes y las membranas semipermeables de la corteza de la raíz. A pesar de esta presión resultante a que están -- sometidas, las células de todas las partes de la planta se mantienen turgentes, gracias a su propia presión de succión, que se -- ajusta por sí misma a la tensión mediante pequeñas cesiones o absorciones de agua. La presión de succión de una célula tiende a -- inmovilizar el agua en la célula en cuestión.

1.5.7. El transporte de sustancias disueltas.

Muchas de las sustancias sencillas tales como -- azúcares, aminoácidos y compuestos inorgánicos que penetran en la planta desde el suelo, pueden moverse por el interior del organismo de las plantas. La construcción de las complicadas estructuras que integran la planta no sería posible si las sustancias -- necesarias no pudieran llegar a ponerse en contacto y reaccionar.

La dirección del transporte.

Si bien es cierto que las sustancias en una planta van difundiendo en todas direcciones, se pueden reconocer corrientes principales de circulación. La regla general parece ser que las sustancias pasan de las regiones en donde están en abundancia, como los lugares en donde se forman o los puntos de entrada en la planta, a las regiones en donde están en escasa cantidad, debido normalmente a que en ellas se convierten en otros compues-

tos. Así tienden a pasar sustancias producidas por la asimilación a través del tallo hasta los centros de crecimiento de reserva.

Con el empleo del carbono catorce (isótopo radiactivo trazador) se ha hecho posible saber adónde van los asimilados de una hoja determinada. Las hojas jóvenes que se encuentran aún en crecimiento no solo no exportan productos fotosintéticos sino que pueden incluso recibirlos desde hojas maduras situadas más abajo sobre el tallo. Entre las hojas maduras el intercambio es muy limitado y de ordinario, la mayor parte de sus productos descienden a las raíces.

A medida que la planta envejece, la circulación de sustancias elaboradas puede irse modificando; hasta que la planta alcanza su madurez, solo sus hojas inferiores pueden enviar sustancias elaboradas a las raíces, pero cuando empiezan a formarse los frutos, comienza a aumentar el número de hojas que envían sus productos a los frutos hasta que incluso las hojas inferiores hacen lo mismo.

El camino seguido por el transporte.

Las fibras del floema, principalmente tubos cribosos, son la vía de transporte de las sustancias elaboradas en las hojas, tanto de las que bajan a las raíces como de las que suben a los frutos. La circulación de los nitratos y de los demás iones procedentes del suelo a través de las raíces, se realiza por la corriente de transpiración que atravieza el xilema. También pueden ser transportados hacia arriba de la misma manera algunos materiales orgánicos, pero solo en cantidades relativamente pequeñas.

Los materiales transportados.

Los principales carbohidratos y compuestos nitrogenados que circulan por el floema, son respectivamente, la sacarosa, y los aminoácidos.

Tema No. 1.6 La nutrición.

1.6.1 Las substancias nutrientes de las plantas.

Son alimentos aquellas substancias de las que un organismo obtiene energía utilizable y materiales para su mantenimiento y crecimiento. Los animales obtienen estos alimentos de su medio ambiente, en cambio como hemos visto en temas anteriores, las plantas verdes sintetizan sus propios alimentos (carbóhidratos, grasas y proteínas), a partir de substancias sencillas inorgánicas. El bióxido de carbono y las sales procedentes del suelo no son alimentos, pero pueden llamarse materias primas de los alimentos vegetales, o también, nutrientes de la planta.

Los elementos esenciales para el crecimiento.

Si bien cualquier elemento puede penetrar en las plantas desde el suelo (a veces, incluso lo hace la plata y el oro), no todos son esenciales para ella y algunos hasta pueden causarse daño. Son once los elementos esenciales para el crecimiento de todas las plantas verdes: carbono obtenido del aire; oxígeno e hidrógeno obtenidos del agua; nitrógeno, calcio, magnesio, potasio, hierro, fósforo y azufre obtenidos del suelo. Junto a estos once elementos principales, las plantas necesitan pequeñas cantidades de otros, llamados "oligoelementos", que aunque no son completamente indispensables, su completa ausencia puede tener repercusiones sobre el crecimiento de las plantas. Estos oligoelementos son: cobre, manganeso, zinc, molibdeno y el boro.

1.6.2 La función de las substancias nutrientes de las plantas

De los elementos.

Carbono, hidrógeno y oxígeno. Sus funciones se han descrito al hablar de la fotosíntesis y de la respiración. La fuente del carbono es inagotable, el hidrógeno y el oxígeno provienen del agua y como sabemos su escasez representa la muerte para la planta.

Nitrógeno. Este elemento es indispensable para la vida de las planta, sirve para sintetizar las proteínas, alcaloides, clorofila y otras sustancias complejas. Una cantidad insuficiente de nitrógeno da como resultado plantas endebles, y la carencia total de dicho elemento impide la vida de las plantas.

Calcio.- Tiene una función misteriosa en el núcleo y es indispensable para el desarrollo del tallo y de la raíz, además da al suelo buenas características para el laboreo. Una deficiencia de calcio provoca la muerte de los núcleos de los meristemos y el crecimiento de las raíces se detiene precozmente; si la falta de calcio es muy acusada la planta no crece nunca más allá del estado de plántula.

Magnesio. Forma parte esencial de la molécula de clorofila, probablemente ligada a una proteína. La decoloración (clorosis) es debida a una deficiencia de magnesio y su aparición es tardía gracias a que la semilla tiene reservas de este mineral.

Potasio. No forma parte de ninguna sustancia vegetal importante. Incluye en la eficacia de muchas reacciones de síntesis para la formación del almidón y de las proteínas, actividad en la que puede ser parcialmente sustituido por el rubidio pero no por el sodio. Se encuentra en abundancia en el jugo citoplasmático, por lo que desempeña un papel importante en su comportamiento osmótico. Una deficiencia de potasio hace que las hojas más viejas amarillean y mueran prematuramente, puesto que el poco disponible emigra continuamente a los tejidos de nueva formación, prosiguiendo el crecimiento de la planta por las puntas mientras que debajo de las hojas se van secando.

Hierro. El hierro es importante en la formación de catalizadores celulares, especialmente de los citocromos y de su oxidasa, cuya capacidad para el transporte de electrones va asociada a cambios de valencia entre el hierro en forma férrica y ferrosa. No es un elemento constituyente de la molécula de clorofila, pero al parecer cataliza su formación. Los dos o tres primeras hojas de una planta falta de hierro son verdes, gracias a la reserva de este elemento que existía ya en la semilla.

Fósforo. Tiene una actividad del primer orden como catalizador metabólico, por su concentración en el líquido mitoplasmático tiene importancia osmótica. Los síntomas por una deficiencia de este mineral no son claros, la planta queda achaparrada con maduración lenta y producción anormal de pigmentos rojos.

Azufre. Se encuentra en las células en cantidades reducidas y forma parte de la cadena lateral del aminoácido cis-teína, por lo que normalmente está presente en las proteínas.

De los oligoelementos.

Se encuentran en el protoplasma vegetal en cantidades extremadamente pequeñas. Su proporción relativa a la cantidad de carbono es del orden de la cienmilésima a la millonésima parte, incluso el azufre es hasta mil veces más abundante que un oligoelemento. A concentraciones elevadas, muchos de estos elementos se hacen venenosos, y su aplicación mal controlada en forma de fertilizantes puede ser perjudicial. Debido a las cantidades tan pequeñas que de ellos se necesitan, es probable que sus funciones sean principalmente catálíticas y pudieran tener otras funciones importantes pero desconocidas a la fecha. Como ya se dijo, los oligoelementos reconocidos como tales son: cobre, manganeso, zinc, molibdeno y boro.

Tema No. 1.7. Uso Consuntivo. Evapotranspiración.1.7.1 DefinicionesUso Consuntivo - UC

Se define como uso consuntivo a la cantidad de agua usada por las plantas en la construcción de sus tejidos, en su transpiración y en la evaporación del agua retenida por las hojas y del agua existente en la superficie del suelo.

Evapotranspiración.

Término utilizado para agrupar los consumos de agua por evaporación y por transpiración. Frecuentemente este término es empleado en lugar de "uso consuntivo", debido a que representa un 99% del consumo total de agua por la planta, el 1% es agua destinada a la construcción de los tejidos de la planta.

Por evaporación se pierde agua retenida por las hojas y agua existente en la superficie irrigada. A mayor profundidad del nivel freático, la evaporación disminuye, llegando a eliminarse cuando la acción de la capilaridad no llega a humedecer la capa superficial.

Las plantas transpiran a través de los estomas de las hojas, generalmente abiertos durante el día cerrados por la noche. Debido a la transpiración se produce la absorción, pasiva de agua, gracias a una presión negativa que a través de una corriente de transpiración es transmitida hasta la raíz. Es así como el agua transpirada se desprende principalmente de las hojas en forma de vapor de agua y pasa a la atmósfera.

Durante el período de desarrollo de un cultivo hay un continuo movimiento del agua de riego, pasando desde el suelo al interior de las raíces, sube por los tallos y sale por las hojas de la planta, esta velocidad de movimiento del agua varía de .3 a 1.8 metros por hora, pudiendo aumentar enormemente en condiciones de tiempo ventoso, atmósfera seca y temperaturas altas. Si la velocidad del agua evapotranspirada, excede a la del agua-

absorbida por las raíces, se pone en marcha el proceso de matamiento. La fuente de calor ideal para la transpiración es el sol.

1.7.2. Factores que afectan el uso consuntivo.

Antes de describir los métodos directos e indirectos más utilizados para estimar el uso de agua por las plantas, conviene conocer los factores que lo afectan, a fin de tener un mejor criterio al escoger el o los métodos para llegar a conocerlo.

Las necesidades de agua de una planta dependen: del tipo de cultivo, del clima, del agua y del suelo. Estos factores intervienen de la manera siguiente:

Cultivos.

Los diferentes cultivos, presentan variaciones en cuanto a su período vegetativo, superficie de transpiración, desarrollo radicular y características fisiológicas y morfológicas.

Clima.

Son varios los factores climáticos o atmosféricos que tienen influencia en el uso del agua por la planta. Los principales factores climáticos son:

Temperatura. Es probablemente el factor climático que más afecte el uso consuntivo, ya que representa una buena medida de la radiación solar. Su influencia es directamente proporcional, es decir, a mayor temperatura mayor U.C. Temperaturas bajas retardan el crecimiento de las plantas. El U.C. puede variar grandemente aún en años de iguales temperaturas acumuladas, debido a las desviaciones de la distribución mensual. La transpiración se ve afectada por la temperatura, el área foliar y las necesidades fisiológicas de la planta.

Luminosidad. La luminosidad es directamente pro

proporcional al U.C., pues influye en el fotoperiodo de la planta. La luminosidad depende de la "latitud", pues debido al movimiento de la tierra y a la inclinación del eje de la misma, -- las horas del día durante el verano son mayores en las latitudes boreales que en el ecuador. El sol es la fuente de toda la energía empleada en el desarrollo de los cultivos y en la evaporación del agua.

Viento.- La evaporación del agua de las superficies del suelo y de la planta, se efectúa más rápidamente cuando hay aire en movimiento que cuando no lo hay. Los vientos cálidos secos incrementan la cantidad de agua consumida.

Humedad relativa.- Afecta el U.C. en forma inversa, es decir, la evaporación y la transpiración aumentan en días de baja humedad y disminuyen en los períodos de humedad alta por la variación de las tensiones o presiones de succión.

Precipitación. La intensidad de la precipitación puede tener algún efecto sobre la cantidad del agua consumida -- durante cualquier verano. Bajo ciertas condiciones, la precipitación puede presentarse como una serie de lloviznas ligeras y frecuentes durante la época calurosa, que pueden agregar poca o nada la humedad del suelo para uso por las plantas a través de la transpiración, pero que disminuye la extracción del agua almacenada. Tal precipitación puede perderse por evaporación directa de la superficie del follaje de la planta y del suelo.

Parte de la precipitación de los aguaceros fuertes se pierde escurriendo superficialmente, otra parte penetra al suelo quedando disponible para la transpiración de la planta. Esta porción de la precipitación, realmente aprovechada por los cultivos se llaman "lluvia efectiva" y reduce la cantidad necesaria de agua de riego.

Lluvia efectiva.- Hemos definido así, aquella porción de la precipitación, que es utilizada por los cultivos. Para cuantificar la lluvia efectiva existen varios criterios, pero solo haremos mención de dos de los métodos actualmente aplicados por la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

En el primero de ellos, aplicado en los Distritos de Riego, se hace lo siguiente:

- a) Se analiza la lluvia caída en los últimos años, con datos obtenidos de la estación climatológica más próxima a la zona motivo del estudio. Esta lluvia se registra en forma decenal para cada mes y para todos los años.
- b) Se suma la lluvia decenal de cada mes, obteniéndose la precipitación mensual para cada año observado.
- c) Se ordenan las lluvias mensuales de mayor a menor precipitación, correspondiente a cada año.
- d) Una vez ordenada la precipitación mensual, se escoge una probabilidad del 80% de los años de observación, y el año que resulte nos representa la precipitación que se tomará en cuenta.

En el segundo de ellos, aplicado por la Dirección de Proyectos, se hace lo siguiente:

Es aplicada la fórmula de Prescott, la cual considera que cuando el Q8 de la precipitación es mayor o igual a 0.9 de la evapotranspiración a la potencia de 0.75, determinada por el método indirecto de Thornthwaite, se toma en cuenta. Es decir, para considerar la precipitación como lluvia efectiva se requiere que:

$$0.8 \leq P \leq 0.9 E^{0.75}$$

siendo:

P = precipitación

E = evapotranspiración determinada por el método de Thornthwaite

agua

La calidad del agua aprovechada puede tener un efecto apreciable en el U.C. Cuando el agua contiene sales, altera los valores del esfuerzo de humedad del suelo, puesto que

incrementa el valor de la presión osmótica. Este efecto del agua sobre el U.C. se considera tipo indirecto, puesto que en la práctica interviene en el momento de cuantificar las láminas de riego por aplicar.

Suelo.

Al estimar la evapotranspiración de un cultivo, como agua perdida por evaporación se considera la retenida en las hojas y la existente en la superficie irrigada. La cantidad de agua evaporada de la superficie de un suelo no es independiente de la clase de suelo, sin embargo, a la fecha no se ha puesto el interés necesario para establecer la magnitud de las diferencias.

Aunque indirectamente, la diferencia en el esfuerzo de humedad de un suelo, tiene desde luego repercusión en el U.C.- Algunos autores consideran aún otras características del suelo como determinantes del uso consuntivo, tales como la textura, estructura, fertilidad, salinidad, capacidad de retención del agua, profundidad y nivel freático; todas ellas tienen influencia indirecta sobre el U.C. y sus características son tomadas en cuenta en el momento de estimar el volumen de agua que es necesario aplicar en láminas de riego, para que una parte de dicho volumen (el uso consuntivo) sea realmente aprovechado por la planta.

1.7.3. Medida de la evapotranspiración.

Las primeras investigaciones cuidadosas que se hicieron sobre el consumo del agua por las plantas datan de Ultimamente varios investigadores se han abocado a la experimentación para obtener fórmulas empíricas que correlacionen los factores meteorológicos con la evapotranspiración de los cultivos.

En las últimas décadas se ha incrementado el interés en determinar la cantidad necesaria y suficiente del agua de riego por aplicar a los diversos cultivos de la agricultura mundial. El conocimiento previo de las necesidades hídricas de los cultivos, es de suma importancia no solo en el planteamiento y diseño de un proyecto de riego, también lo es para la formulación anual de los planes de cultivo e incluso, para tener puntos de --

comparación a lo largo de su período vegetativo.

Por desgracia la estimación de las necesidades de agua por los cultivos, requiere datos de difícil obtención directa, ya sea por la carencia de instrumentos, lapsos insuficientes de registro, etc. De aquí que las estimaciones de consumo y pérdidas sean sobre factores climáticos, edíficos y fisiológicos.

En el presente trabajo, se mencionan los diferentes métodos, directos e indirectos, que se han ideado y utilizado en la estimación de los requerimientos hídricos de los cultivos. Dado el objeto aquí perseguido, solo se detallarán el método gravimétrico y el del lisímetro para el caso de los directos, y los métodos de Thornthwaite y Blaney-Criddle para el caso de los indirectos, ello debido a que son los más expeditos y usuales.

Métodos indirectos.

1. Método del lisímetro
2. Método gravimétrico
3. Método de integración
4. Métodos de entradas y consumos de agua
5. Métodos aerodinámicos
6. Método del balance de energía
7. Método combinado de Mc Ilroy

Nota: Los métodos Nos. 5, 6 y 7 son micrometeorológicos.

1) Método del lisímetro.

El lisímetro es un aparato que mide en forma directa por procedimiento gravimétrico, la cantidad de agua consumida por un cultivo y el suelo en que se apoya y lo provee de agua y otras sustancias nutritivas.

El aparato diseñado por el profesor W.O. Pruitt consiste en un tanque cilíndrico de 6 metros de diámetro por 95 centímetros de alto, aproximadamente, donde se colocan suelo y cultivo por estudiar.

El tanque se coloca sobre una báscula de precisión que permite observar las variaciones de peso que éste pueda tener al ir perdiendo agua el suelo, variaciones que indican el agua consumida por el cultivo.

La ventaja principal de este método es la facilidad para determinar el consumo de agua y lo automático de las operaciones. Su falla principal estriba en la dificultad para aplicarlo en especies cuyo volumen del sistema radicular es mayor que el volumen de suelo contenido en el lisímetro.

2) Método gravimétrico.

Consiste en determinar en el laboratorio, pesando en una báscula diferentes muestras de un suelo dado, las variaciones de humedad que ocurren en cada una de las diversas capas del perfil, hasta una cierta profundidad o la que alcanzan las raíces del cultivo para el que se trata de obtener el consumo de agua del complejo planta-suelo.

En función de las características del suelo y de las variaciones de agua, expresada como lámina en centímetros, consumida en un tiempo dado.

La lámina puede obtenerse aplicando la siguiente fórmula, cuya deducción sencilla veremos más adelante al hablar del cálculo de láminas de riego.

$$L = A_{Ps} \times D_a \times P_r$$

en donde:

L = lámina usada por la planta, en cm., durante el lapso considerado.

A_{Ps} = variación del porcentaje de humedad respecto al peso del suelo seco, en por ciento, durante el lapso considerado.

D_a = densidad aparente del suelo

P_r = es la profundidad del perfil de suelo o la profundidad radicular del cultivo, en metros.

El procedimiento para determinar la humedad del suelo consiste en sacar varias muestras por medio de una barrenadora (tipo veihmayer u otra similar), para cada espesor de las capas del perfil estudiado; por ejemplo, cada 25 cm. Estas muestras se guardan en botes de lámina cerrados herméticamente que se pesan y secan en estufas a 110°C hasta adquirir peso constante. Posteriormente por diferencia de pesos se obtiene la humedad de la muestra en por ciento del peso seco del suelo.

Varios días después de la operación anterior, se obtienen nuevas muestras del mismo suelo en lugares adyacentes, volviendo a calcular los respectivos porcentajes de humedad. La lámina de agua consumida en el tiempo transcurrido, se obtiene aplicando la fórmula descrita, con las diferencias de humedad que se hayan calculado.

3) Método de integración.

Consiste en evaluar la transpiración total de la cubierta vegetal con base en los datos de la transpiración individual de las diversas especies existentes, es decir, es la suma del producto del consumo unitario de cada cultivo por la superficie que ocupan, más el consumo unitario de la vegetación espontánea multiplicado por su superficie.

Para la aplicación de este método se requiere conocer el consumo unitario de agua y el área cubierta por cada tipo de cultivo, por la vegetación espontánea, por la tierra sin vegetación y por las superficies de agua. Lo anterior es posible por medio de la fotogrametría y levantamiento topográfico.

Disponiendo de la información necesaria, este método es aplicable con cierto éxito sobre todo en zonas áridas.

4) Método de entradas y consumos de agua.

La aplicación de este método es para grandes extensiones y requiere de la expresión:

$$U = (I + P) + (G_s - G_e) - R$$

en donde:

- U = consumo de agua
- I = volumen que entra en la cuenca durante el año
- P = precipitación anual sobre el suelo
- G_s = agua subterránea acumulada al principio de año
- G_e = agua subterránea existente al final del año
- R = salidas de aguas nuales

Todas estas magnitudes representan volúmenes y son medidos en metros cúbicos.

5) Métodos micrometeorológicos.

Estos métodos proporcionan una estimación de la densidad de flujo del vapor de agua en la capa límite atmosférica y tienen ventajas muy importantes aunque también sus limitaciones por lo que toca a cuándo y dónde aplicarlos, además de las dificultades de tipo instrumental. Sus variantes más empleadas son los métodos en perfil (también denominados métodos aerodinámicos), los métodos del balance de energía y la combinación de ambos.

Los diversos métodos aerodinámicos son diseñados para medir o estimar la velocidad de difusión del vapor de agua y en particular la causada por la turbulencia. Estos métodos requieren que la velocidad del viento se registre a dos alturas. Son útiles para estimar la evaporación.

Los métodos del balance de energía consideran que debido a que la evaporación es un cambio de estado que demanda una cantidad de energía como calor latente de vaporización, el problema se reduce a medir todas las demás fuentes y reducciones de energía dejando solamente como desconocida a la evaporación.

Los métodos combinados, como su nombre lo indica, tienen características de los métodos aerodinámicos y de balance de energía, que combinándolas permiten la obtención de valores más reales para cosas específicas.

Métodos indirectos.-

- 1.- Método de Thornthwaite
- 2.- Método de Blaney-Criddle
- 3.- Método de Penman
- 4.- Método de Grassi-Christiansen
- 5.- Método racional
- 6.- Método de Lowry-Johnson
- 7.- Método de Makkink
- 8.- Método de Turc
- 9.- Método de Hargreaves

Enseguida haremos una descripción más o menos detallada de los dos primeros métodos, señalando solo las características principales de los restantes.

1) Método de Thornthwaite.

C.W. Thornthwaite buscando una expresión simple que empleara datos climatológicos accesibles, desarrolló una fórmula empírica basada en la latitud y la temperatura, demostrando teóricamente que esta última constituye un buen índice de la energía en un lugar específico.

$$E_t = 1.6 \left(\frac{10 T}{I} \right)^a \dots\dots\dots 1.1$$

en donde:

- E_t = evapotranspiración mensual no ajustada (para meses de 30 días de 12 horas de luz), en cm.
- T = temperatura media mensual en °C
- a = constante que depende del lugar y que es función -- del índice de eficiencia anual de temperatura (I), que se calcula con la expresión:

$$a = 0.000000675I^3 - 0.000077I^2 + 0.01732I + 0.49939 \dots\dots\dots 1.2$$

I = índice anual de calor (o temperatura). Es la suma de los índices de las eficiencias mensuales de temperatura (1).

La evapotranspiración potencial ajustada se corrige por la duración real del día en horas y los días del mes, para obtener la evapotranspiración potencial ajustada. De esta manera, Thornthwaite expresa la evapotranspiración potencial como una función exponencial de la temperatura promedio mensual del aire y aplica un ajuste al considerar la duración real del día para corregir la relación por estación y latitud. Justifica la omisión de otros elementos meteorológicos al recalcar el hecho de que estos elementos se conjuntan con la temperatura del aire.

Este método proporciona resultados aceptables en zonas húmedas con vegetación abundante, aumentando los errores conforme se va pasando de zonas semiáridas a zonas áridas. Thornthwaite concluye que la evapotranspiración acumulada indica el lapso de vida de los vegetales, al necesitar un cultivo cualquiera una determinada cantidad de agua para alcanzar su madurez.

Las fallas que se pueden considerar en este método son las siguientes:

- a) La temperatura no siempre es buena indicadora de la energía disponible para la evapotranspiración.
- b) La temperatura del aire respecto a la temperatura de radiación puede ser diferente.
- c) La evapotranspiración puede cesar cuando la temperatura promedio desciende de cero grados centígrados, lo cual no es cierto.
- d) El viento puede ser un factor importante en algunas áreas, requiriéndose en ocasiones para ello, un factor de corrección (Makkink).
- e) La fórmula no toma en cuenta el efecto de calentamiento o enfriamiento del aire por advección, es decir, por movimiento del aire en dirección horizontal.

Para determinar la evapotranspiración potencial, deben estar disponibles los valores mensuales promedio de la temperatura y debe conocerse la latitud de la estación meteorológica.

Los cálculos comprenden ocho pasos muy sencillos si se efectúan con la ayuda del nomograma y cuadros anexos. El procedimiento para el desarrollo de este método es:

- 1.- Tabúlese la temperatura promedio mensual conocida (T).
- 2.- Se calculan los valores de los índices de eficiencia mensual de temperatura (i). Este cálculo puede simplificarse usando el cuadro No. 1, en donde aparece tabulado el valor de "i" para diferentes valores de la temperatura.

$$i = \left(\frac{T}{5}\right) 1.514$$

3.- Se calcula el índice anual de calor o temperatura (I), sumando los doce valores calculados de "i".

4.- Calcúlese el exponente "a" por medio de la fórmula:

$$a = 0.017070675I^3 - 0.0007771I^2 + 0.01772I + 0.49239$$

5.- Se determina la evapotranspiración potencial no ajustada, en el mes considerado, aplicando la fórmula:

$$Et = 1.6 \left(\frac{10T}{I}\right)^a$$

Los valores mensuales de "Et" pueden obtenerse directamente del nomograma No. 1, aplicable únicamente cuando la temperatura es de 26.5°C o menos. Cuando la temperatura media mensual excede de 26.5°C, los valores de "Et" pueden tomarse del cuadro No.2.

6.- Multiplíquense los valores no ajustados de la evapotranspiración potencial por los factores de corrección apropiados a cada mes, para obtener la evapotranspiración potencial ajustada. Los factores de corrección para latitudes de 50°N ó 50°S deberán emplearse para todas las estaciones muy al norte o muy al sur respectivamente.

7.- Tablése la precipitación mensual de la estación en centímetros

8.- Dibújese el diagrama evapotranspiración potencial-lluvia con los valores obtenidos en los puntos 6 y 7.

9.- La evapotranspiración potencial ajustada total puede obtenerse sumando los valores mensuales calculados en el punto 6.

2) Método de Blaney-Criddle.-

En 1950, Harry F. Blaney y Wayne D. Criddle, eliminando la humedad relativa y empleando la temperatura y el fotoperíodo diario del oeste de los E.U.A. propusieron una fórmula simplificada que fué adoptada por el "Soil Conservation Service" del U.S.D.A. Este método toma en cuenta coeficientes para diferentes plantas, en función de su elevación a lo largo del ciclo vegetativo.

La fórmula obtenida por estos autores, relaciona la temperatura media de un lugar con la luminosidad y la evapotranspiración, además introducen un factor de corrección que depende del tipo de cultivo considerado y de la época de su desarrollo.

La expresión de Blaney y Criddle, mucho más sencilla que la obtenida por el Dr. Thornthwaite, es la siguiente:

$$Et = K_g F \dots\dots\dots(2.1)$$

en la que:

ET = evapotranspiración total en cm.

Kg = coeficiente de corrección que depende del cultivo y su época de desarrollo, es el promedio de los valores "k" mensuales.

F = factor de temperatura y luminosidad, es la suma de los valores "f" mensuales.

Los llamados "coeficientes de uso consuntivo" deben ser determinados en cada localidad para cada una de las especies y variedades vegetales que interesen. Esto significa que es necesario experimentar, lo cual requiere elementos físicos, humanos y tiempo. Sin embargo, ya que es necesario programar los riegos en forma más técnica, para garantizar que las aplicaciones no resulten limitantes de la acción benéfica de los demás elementos que intervienen en la producción, es imprescindible fijar una metodología que permita conocer aún en forma aproximada los usos consuntivos de los principales cultivos.

Como una guía, Blaney y Criddle fijan límites probables de variación del coeficiente de uso consuntivo para las especies más importantes, pero dicho coeficiente es global, es decir, el valor de día del ciclo.

Blaney y Criddle, dan una serie de valores para el coeficiente "Kg", mismos que se consignan en el cuadro No. 4.

El factor de temperatura y luminosidad "F" se obtiene sumando los valores mensuales de "f" calculados para los meses comprendidos en el ciclo vegetativo del cultivo considerado. Por esto, "f" se denomina factor mensual de temperatura y luminosidad, y sus valores se calculan con la fórmula:

$$f = p \left(\frac{t + 17.6}{21.6} \right) \dots\dots\dots(2.2)$$

en donde:

- f = factor mensual de temperatura y luminosidad
- p = porcentaje de horas luz para el período, respecto al total anual. En el cuadro No. 5 aparecen los valores de "p" para diferentes latitudes según el mes del año.
- t = temperatura media para el período en °C
- $\frac{t + 17.6}{21.6}$ = expresión cuyos valores aparecen tabulados en el cuadro No. 6.

Es importante aclarar, que habiendo información diaria de la temperatura y con valores diarios calculados para "p", pueden obtenerse valores diarios del factor "f".

Investigaciones más recientes efectuadas en el Valle Imperial han demostrado que para zonas áridas con lluvias en verano, es necesario corregir el factor temperatura para ajustar convenientemente la relación Temperatura-Evapotranspiración. Esta corrección se logra introduciendo un nuevo coeficiente en la fórmula (2.2) que denominaremos Kt y cuyo valor está dado por la siguiente expresión:

$$Kt = 0.03114 t + 0.2396 \dots\dots\dots (2.3)$$

donde:

t = temperatura en °C

Ahora, la expresión para "f" será:

$$r = p Kt \left(\frac{t + 17.8}{21.8} \right) \dots\dots\dots (2.4)$$

y los valores de la expresión $Kt \left(\frac{t + 17.8}{21.8} \right)$ aparecen tabulados en el cuadro No. 7.

Experimentos realizados por el Departamento de Conservación de Suelos de los E.U.A. en el Centro, California, han conducido a la formulación de gráficas que permiten conocer el coeficiente de uso consuntivo en función del desarrollo de las plantas, ya sea en porcentaje del ciclo total, o bien en tiempo después del nacimiento de las mismas. Por esta razón a tales coeficientes (k_0) se les denomina "coeficientes de desarrollo".

El Plano No. 1 muestra el ciclo vegetativo para diferentes cultivos, con sus respectivos valores de K_0 .

En resumen, tenemos ahorita dos maneras de calcular el uso consuntivo. Uno, a partir del coeficiente global K_0 que nos da el uso consuntivo para todo el ciclo (E_t), pero que nada nos dice respecto a los valores parciales, cuyo conocimiento es necesario para programar las láminas e intervalos de riego. Otro, haciendo intervenir el coeficiente de desarrollo K_0 , que nos permite obtener valores parciales y totales de la evapotranspiración (E_t), así como las gráficas de uso consuntivo acumulado para el cálculo posterior de las láminas e intervalos de riego.

Ahora bien, cuando es posible obtener el U.C. de las dos maneras recién expuestas, puede lograrse aún mayor precisión en la obtención final del U.C., introduciendo un nuevo factor K' denominado "coeficiente de corrección y que se calcula con la expresión:

$$K' = \frac{K_0 E_t'}{E_t} \dots\dots\dots (2.5)$$

en la que:

K' = coeficiente de corrección.

K_0 = coeficiente global

E_t = Evapotranspiración total obtenida a partir del coeficiente global K_0 .

En general, cuando se tiene disponible suficiente información sobre los resultados obtenidos en el campo respecto al uso consuntivo del complejo-suelo-planta en una cierta zona de riego, mayor es la aproximación que puede esperarse de las suposiciones y estimaciones que se hagan cuando se trate de aplicar esos resultados en otras zonas donde se carezca de esos datos pero en las que se tengan observaciones climatológicas.

De ordinario, no se cuenta con suficientes datos observados sobre el uso consuntivo, entonces, deben hacerse las siguientes consideraciones para la aplicación de la fórmula empírica de Blaney-Criddell:

- a) El crecimiento y rendimiento de los cultivos no están limitados durante su período de desarrollo, por causas debidas a una aplicación inadecuada del agua.
- b) La fertilidad y productividad del suelo se suponen iguales en las diversas partes de la zona de riego estudiada.
- c) El período de desarrollo de los cultivos como alfalfa, pastos, hortalizas y vegetación natural, se supone comprendido dentro del tiempo libre de heladas, y aunque generalmente, se extienden más allá de éste.
- d) El uso consuntivo total de un cultivo, varía con el coeficiente global de uso consuntivo Kg.

Este método tiene inconvenientes similares al empleado por Thornthwaite, ya que también está fundamenta en fórmulas empíricas calculadas para condiciones de aridez y por lo tanto, sólo en las condiciones de buenos resultados.

3) Método de Penman.-

Es el más teórico de los métodos indirectos y considera que la evapotranspiración está muy relacionada con la energía solar recibida. H.L. Penman, en Inglaterra en la localidad de Rothamsted, ha desarrollado el método más completo conocido a la fecha utilizando diversas variables climáticas, y concluye que es necesario traducir ciertos coeficientes para reducir la velocidad de la evapotranspiración potencial y obtener la real para pastos de ese país. Se ha llegado a tener una buena correlación entre los valores calculados y los registrados. El principal inconveniente de este método, consiste en la insuficiencia de los datos climatológicos necesarios. Por ello, aun cuando la fórmula empleada es de las más precisas, su aplicación práctica presenta obstáculos difíciles de resolver.

Penman considera que en los procesos de transpiración y evaporación la energía consumida en los mismos es el factor dominante. Para ello, en función de la latitud y del día del año, toma en cuenta la radiación solar total incidente en el límite superior de la atmósfera sobre una superficie horizontal. De esta radiación solar total, aproximadamente el 43% se refleja al espacio, 17% es absorbido por la atmósfera y el 40% restante es absorbido por la superficie terrestre.

Esta última se distribuye en: radiación de onda corta - reflejada desde la superficie bajo un coeficiente de reflexión que depende del tipo de superficie y elevación del sol, el intercambio neto de radiación de onda larga entre la tierra y la atmósfera, y la cantidad de calor disponible en la superficie para los procesos que ahí se desarrollan.

4) Método de Grassi-Christiansen.

Este método es empleado para determinar del coeficiente global de uso consuntivo empleado en la fórmula de Blaney-Criddle, Kg

Los coeficientes mensuales de uso consuntivo (kg), empleados para el cálculo del uso consuntivo mensual, en el método de-

Blaney-Criddle, son los propuestos por Grassi-Christianzen y que fueron obtenidos a partir de tres ecuaciones encontradas al estudiar las variantes de la evapotranspiración relativa en función de la duración también relativa del ciclo vegetativo de cultivos anuales.

El procedimiento para seleccionar el coeficiente global-promedio de uso consuntivo para cada cultivo, entre los valores extremos consignados en el cuadro No. 4, se basa en la clasificación climatológica de la zona a considerar, de acuerdo con lo propuesto por Koeppen y modificado por Thornthwaite. Para la elección del coeficiente se emplea la provincia de humedad por el procedimiento anterior, correspondiendo los valores mínimos a las regiones húmedas y los máximos a las semiáridas y áridas.

5.- Método racional.

Este método también se conoce como el de la curva única de Hansen y consiste en poner la evapotranspiración potencial en función de un coeficiente vegetativo aplicado a un factor climático. Deben conocerse las etapas de crecimiento, floración y fructificación, pues considera las demandas de agua inherentes y proporcionales a dichas etapas.

Las exigencias hídricas a través del ciclo vegetativo de un cultivo se conjugan en una curva única (curva de Hansen), y el factor climático se sustituye por el dato de la evaporación en tanque. Dichas exigencias se pueden controlar afinando los coeficientes con determinaciones gravimétricas de los suelos.

Este método se usa para la determinación del coeficiente de corrección K' que interviene en el método de Blaney-Criddle, mismo que ya quedó explicado cómo se calcula a partir de los datos empleados en el método de Blaney-Criddle.

6) Método de Lowry-Johnson.

Robert L. Lowry y Arthur F. Johnson idearon uno de los primeros métodos empleados para el cálculo del uso consuntivo del agua. Se aplica a toda una cuenca y se ha empleado con éxito en la parte árida del oeste de los E.U.A. Es un procedimiento empírico basado en la recolección de datos de la zona donde se aplica. Se parte de la premisa de que existe una relación lineal entre la evapotranspiración y el "calor efectivo", entendiendo como calor efectivo la suma de las temperaturas máximas diurnas por encima de cero grados centígrados durante el período de desarrollo registradas en grado-día, y entendiendo por grado día cada grado en que el promedio de la temperatura diaria rebasa la mínima básica para el desarrollo de los cultivos.

7) Método de Makkink

En 1957, G.F. Makkink desarrolló en Holanda una fórmula empírica, empleando datos de lisímetros para la evapotranspiración potencial de pasto de poca altura. Este se basa en mediciones de la radiación solar ponderadas de acuerdo con la temperatura del aire. Makkink consideró que a mayor temperatura se emplea mayor energía solar, pero afecta la temperatura de coeficientes que dependen de características del viento.

Es una fórmula empírica obtenida en clima húmedo, por lo que se podrían obtener valores menores de la evapotranspiración potencial máxima en climas áridos. Su uso ha sido limitado y falta probarla más ampliamente.

8) Método de Turc.

En Francia, L. Turc en 1954 obtiene una fórmula empírica que expresa el poder evaporante del aire como una función de la temperatura promedio y de la radiación solar o las horas de fotoperíodo. Expresa la evaporación real como una función de la humedad disponible incluyendo precipitación y agua de riego y el poder evaporante del aire. Su fórmula la basó en el balance del agua de una cuenca y en datos lisímetros recolectados durante una cantidad de años en Rothamstead y Versailles.

9) Método de Hargreaves.

En 1956, George H. Hargreaves estableció una fórmula para estimar la evaporación en tanque, con base en un estudio de relaciones entre temperatura y humedad.

Hargreaves propone el uso de un tanque evaporímetro clase A, para determinar el índice climatológico. Debido a la carencia y a la variación en la evaporación registrada en tanque abierto, buscó una ecuación para el cálculo de un factor climatológico semejante al proporcionado por un tanque de evaporación clase A, partiendo de los datos de un tanque localizado en una área específica. Este factor lo obtuvo a partir del fotoperíodo, de la temperatura y de la humedad relativa; para obtener la evapotranspiración se multiplica este factor por otro que depende del tipo de cultivo y de grado de desarrollo.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE
R I E G O

INSTRUCCIONES GENERALES PARA ZONAS DE RIEGO

MAYO 1979



INDICE de CONTENIDO:

| T E M A : | P A G I N A . - |
|---|-----------------|
| Breve ORGANIZACIÓN | 4 |
| "Sistemas de Riego" estudios previos: | 5 |
| planos de localización | 5 |
| planos topográficos | 6 |
| planos agrológicos | 6 |
| planos del uso actual de la tierra | 6 |
| Datos climatológicos | 7 |
| Datos hidrológicos | 7 |
| Planos Geológicos | 7 |
| Características físico-químicas de los suelos | 8 |
| Estudios Socio-económicos | 8 |
| Partes que integran una Zona de Riego | 9 |
| (Obra de captación - canal principal, - Red de drenaje - etc.) | 9, 10 |
| DISEÑO DE UNA ZONA DE RIEGO | 11 |
| Localización de los canales del Sistema de distribución: | 12 |
| a- siguiendo la topografía del terreno | 13 |
| b- según la cuadrícula | 13 |
| Lotificación y localización de las tomas de lote | 14 |
| Obtención de las áreas de los lotes | 15 |
| Afine del proyecto | 15 |
| Obtención de las tablas de áreas y capacidades del canal principal | 16 |
| Dibujo de las áreas y capacidades de los canales | 17 |
| Diseño de los canales de la Zona de Riego | 17 |
| Lo que se debe tomar en cuenta al diseñar canales | 20 |
| DISEÑO DEL CANAL PRINCIPAL | 21 |
| Estructuras del canal principal y red de distribución | 22 |
| Estructuras de Operaciones y distribución | 22 |
| Represas METODOLOGIA PARA DETERMINAR LA LOCALIZACION DE ELLAS EN EL CANAL PRINCIPAL ... | 23 |
| PROCEDIMIENTO a seguir para elegir los sitios en que deben construirse las represas en el canal alimentador ... | 23, 24 |
| TOMAS PARA CANALES | 25 |

Tomas Granja 26

ESTRUCTURAS AFORADORAS 26

tipo Huamúchil 27

de agujas 28

tipo celaya 28

que funcionan por medio de un resalto

tipo Venturi 28

Medidor parshall 30

que funcionan como orificio 31

tipo mayo 31

de carga constante 32

en forma combinada 36

ESTRUCTURAS DE CRUCE 37

elección del tipo de estructura 37

diques 38

beneficios de estos 39

partes que lo integran 40

empleos de los mismos 43

ESTRUCTURAS DE PROTECCION 49

Rápidas y Caídas

tanque amortiguador

DESAGÜES PARCIALES, TOTALES y FINALES 51

Entradas de agua y pasos Superiores ...

Cunetas y contraeunetas

REVESTIMIENTO DE CANALES 53

pérdidas por evaporación

reducción de pérdidas

Requisitos para un buen Revestimiento

Selección del tipo de revestimiento

Tipos de revestimientos

TIPOS DE SECCIONES DE CANALES 58

Canales abiertos

NORMAS GENERALES DE DISEÑO 58

Relación plantilla-tirante

Sección de máxima eficiencia

problemas constructivos 60

taludes 61

bordo libre 62

Zancho de la corona de los bordos ... 62

| | |
|---|----|
| VELOCIDADES | 63 |
| Velocidades MEDIAS, MAXIMAS Y MINIMAS | 64 |
| Canales sin revestir | 65 |
| Canales revestidos | 67 |
| Coeficientes de Rugosidad | 71 |
| pendiente longitudinal - - - - - | 72 |
| NORMAS PARTICULARES DE DISEÑO | 73 |
| Canales sin revestir | |
| Sección, pendiente, perímetro mojado, etc. ... | 73 |
| Canales revestidos de tierra compactada | 74 |
| Canales revestidos de concreto | 74 |
| RAJURAS (JUNTAS) PARA EL CONTROL DEL AGRIETAMIENTO EN CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO ... | 77 |
| Apoyo de los Revestimientos | |
| Canales Revestidos de Concreto | |
| Canales revest. de Concreto lanzado neumáticamente. | |
| Canales revestidos de Concreto asfáltico | |
| Canales revestidos de mampostería | |
| Drenaje en canales Revestidos | 81 |
| CONDUCTOS CERRADOS que trabajan por GRAVEDAD ... | 81 |
| Velocidades máximas permisibles | |
| " mínimas " | |
| CONDUCTOS CERRADOS QUE TRABAJAN A PRESION ... | 82 |
| Velocidades | |
| Coeficientes de Rugosidad. | |

presidente

secretaria

Comisiones

Consultivo técnico

OFICINA MAYOR

Sub-secretaria PLANEACION

Sub-Secretaria CONSTRUCCION

Sub-Secretaria OPERACION

Dirección Gral. de Obras para el desarrollo Rural.

Dirección Gral. de Irrigación y control de Ríos

Dirección Gral. de Agua Potable y alcantarillado.

Direcc. Gral. de Usos de agua y prevención de Contaminación.

DIRECCION DE CONTROL DE RIOS

DIRECCION GRAL. ABRAMBAMIENTO DE CUENCAS

DIRECC. GRAL. de PLANEACION

DIRECCION DE PROYECTOS

DIRECCION GRAL. DE DISTRITOS DE RIEGO

DIRECC. GRAL. de ESTUDIOS

FORMULACION DE PLANES

DIRECCION DE CONSTRUCCION

DIRECCION DE UNIDADES DE RIEGO

DIRECCION DE EVALUACION

DIRECCION DE ACUICULTORA

DIR. GRAL. DE OPERACION AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO

DIRECCION DE ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

DIR. de GERENCIA Y ZONAS ARIDAS

DIRECCION DE AGRICULTURA (SOLIC)

DIRECCION DE OPERACION

DIRECCION DE HIDROLOGIA

CONSERVACION Y MANTENIMIENTO

DIR. DE AGUAS SUBTERRANEAS

DIRECCION DE GEOLOGIA

*

SISTEMAS DE RIESGO

5

Para obtener los fines deseados, debemos tener
unos estudios previos:

| | | | | |
|---|---|----------------------------|--|------------------------|
| | Sub-Secretaría DE PLANEACION | | | |
| ... Dirección
de Estudios: | <table border="0"> <tr><td>1.- Planos de Localización</td></tr> <tr><td>2.- Planos topográficos</td></tr> <tr><td>3.- Mapas fotográficos</td></tr> </table> | 1.- Planos de Localización | 2.- Planos topográficos | 3.- Mapas fotográficos |
| 1.- Planos de Localización | | | | |
| 2.- Planos topográficos | | | | |
| 3.- Mapas fotográficos | | | | |
| ... Dpto.
de AGRICULTURA | <table border="0"> <tr><td>4.- Planos Agrícolas</td></tr> <tr><td>5.- Planos de uso actual de la tierra.</td></tr> </table> | 4.- Planos Agrícolas | 5.- Planos de uso actual de la tierra. | |
| 4.- Planos Agrícolas | | | | |
| 5.- Planos de uso actual de la tierra. | | | | |
| ... D.A.R.C. | 6.- Planos que detallan la distribución de la propiedad.
(Plano Catastral al principio, prop. privada, ejido etc.) | | | |
| ... DPTO. de
CLIMATOLOGIA. | <table border="0"> <tr><td>7.- Datos climatológicos</td></tr> <tr><td>8.- Datos Hidrológicos.</td></tr> </table> | 7.- Datos climatológicos | 8.- Datos Hidrológicos. | |
| 7.- Datos climatológicos | | | | |
| 8.- Datos Hidrológicos. | | | | |
| ... Dpto. de Estudios: | 9.- Relación de Cultivos Abocados. | | | |
| ... DPTO. de GEOLOGIA: | 10.- Planos Geológicos | | | |
| ... DPTO. de INGENIERIA
EXPERIMENTAL
(Tecamachalco) | 11.- Características
físico-químicas
de los Suelos. | | | |
| ... DPTO. de ESTUDIOS: | 12.- Estudios Socio-económicos. | | | |

PLANOS DE LOCALIZACION.- (Datos Proporcionados)

- a).- Muestreo Centros de población
- b).- Centros de producción
- c).- Vías de Comunicación.
- d).- Corrientes Superficiales y Vasos Naturales

Nos sirven Para:

- a) Determinar la ruta para abastecimiento de materiales
- b) Determinar las fuentes de abastecimiento con que se cuenta.
- c) Determinar la integración de la zona a un plan Regional.

PLANOS TOPOGRAFICOS.- (Nos proporcionan): PLANOS TOPOGRAFICOS.- (Nos sirven):

- a).- Topografía de la Zona.
- b).- Ilustración Zonas Urbanas
- c).- Vías de Comunicación
- d).- Redes: Telegráficas
Telefónicas.
eléctricas
- e).- Gasoductos y Oleoductos.
- f).- Pozos Profundos existentes
- g).- Corrientes Superficiales.

- a).- Delimitan la Zona de Riego
- b).- Eliminar las Zonas que no se pueden regar.
- c).- Trazo de la red de Canales, drenaje y caminos.-
- d).- Delimitar cuencas hidrográficas.

PLANOS AGROLOGICOS.-

NO NOS MUESTRAN:

NO NOS SIRVEN:

- a).- Clasificación de los suelos y su localización.
- b).- Espesor de los mismos y de la capa vegetal.
- c).- Fertilidad.
- d).- Aptitud del suelo para determinados cultivos.
- e).- Presencia de sales o álcalis
- f).- Pedregosidad.
- g).- Evidencias de erosión
- h).- Profundidad y variación del N.F.
- i).- Drenaje interno de los suelos.
- j).- Cantidad del agua para riego.

- a).- Localizar Zonas aptas para el cultivo.
- b).- Tipos de cultivos que se puedan sembrar
- c).- Determinar las láminas de riego óptimas para cada tipo de cultivo de suelo.
- d).- Necesidad de drenaje para abatir los niveles freáticos abajo de la zona radicular.

PLANOS DEL USO ACTUAL DE LA TIERRA:

NO NOS MUESTRAN:

NO NOS SIRVEN:-

- a).- Tipos de cultivos que se siembran en la actualidad.
- b).- Zonas Silvícolas
(las que habrá que proteger contra las frías cónicas)

- a).- Estudios de los Cultivos.-

DATOS CLIMATOLOGICOS: ?
PROPORCIONAN: NOS SIEMPRE:

- a).- Temperatura
- b).- Precipitaciones
- c).- Ciclos de Secas y de Lluvias
- d).- Presencia de Heladas, Nevadas, granizo y Rocío.
- e).- Latitud
- f).- Luminosidad solar.

- a).- Determinar los tipos de Cultivos
- b).- Fechas de Siembra
- c).- Coeficientes de riego.

DATOS HIDROLOGICOS:
PROPORCIONAN: NOS SIEMPRE:

- a).- Régimen de la corriente (épocas de estiaje y de avenidas).
- b).- Frecuencia y duración de las avenidas.
- c).- Poder de arrastre de las corrientes (azules).
- d).- Extensión de la conca y sus características.
- e).- Forma del cauce (definido o divergente).
- f).- Volúmenes proporcionados de aguas subterráneas.

- a).- Determinar la permeabilidad de la fuente de abastecimiento.
- b).- Determinar la necesidad, o no, de construir una obra de captación y su dimensionamiento.
- c).- Determinar la necesidad de construir Obras para evitar el efecto destructivo de las corrientes.
- d).- Coeficientes de drenaje.

$A = X \quad A = S$ (método grueso)
 $q = \frac{A}{S} \times 1000 = \text{coefic. lts/seg/Ka.}$

PLANOS GEOLOGICOS:
NOS MUESTRAN: NOS SIEMPRE:

- a).- Estratigrafía
- b).- Estructuración
- c).- Fallas Geológicas
- d).- Grados de Intemperismo y metamorfismo.

- a).- Para la localización preliminar de:
 - 1.- Obra de captación
 - 2.- Canal principal
 - 3.- Estructuras
- b).- Localización de bancos de materiales para la construcción.
- c).- Estimación preliminar de los costos.
- d).- Determinación del tipo de maquinaria para la construcción:

CARACTERÍSTICAS FÍSICO-QUÍMICAS DE LOS SUELOS.-

NOSE PROPORCIONAN?

NOSE SIEMPRE?

- a).- Permeabilidad
- b).- Características físicas de los suelos (suelos expansivos, colapsantes y dispersivos)
- c).- Características químicas (alcalinidad y sodicidad)
- d).- Características de los materiales disponibles para la construcción
- e).- Propiedades mecánicas de los suelos.

- a).- Necesidad de reestricciones
- b).- Tipos de cimentación de los estructuras.
- c).- Compactación de los suelos.
- d).- Preparaciones y tipos de cemento.
- e).- Determinación de los volúmenes disponibles de material de construcción.

ESTUDIOS SOCIO-ECONÓMICOS: PLANIFICACIÓN.- CONSTRUCCIÓN.- OPERACIÓN.-

- a).- Uso de la tierra.
- b).- Tenencia.
- c).- Tamaño de las parcelas.
- d).- ϕ de los lotes.

- a).- Nivel de vida de la región
- b).- Asociaciones sindicales
- c).- Enfermedades propias de la región.

- a).- Grado de Madurez técnica.

7 PARTES QUE INTEGRAN UNA ZONA DE RIEGO.-

1.- Fuente de Abastecimiento:

- a).- Superficial, (Ríos, lagunas, manantiales)
- b).- Subterránea.

2.- OBRA DE CAPTACIÓN:

A.- Escurrimiento Superficial

- a).- Presa de almacenamiento.
- b).- Presa derivadora
- c).- Tomas directas
- d).- Plantas de bombeo (ríos, lagunas)

B.- Escurrimiento Subterráneo.-

- a).- Galerias filtrantes
- b).- Pozos profundos.

3.- CANAL PRINCIPAL.-

- a).- Tramo de Conducción o tramo muerto.
- b).- Tramo distribuidor.

4.- CANALES DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN.

- a).- Laterales
- b).- Sublaterales
- c).- Ramales
- d).- Sub-ramales
- e).- Regüeras

5.- ESTRUCTURAS EN EL CANAL PRINCIPAL Y SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN:

- a).- Distribución
- b).- Cruce
- c).- Protección del Estribo

6.- RED DE DRENAJE:

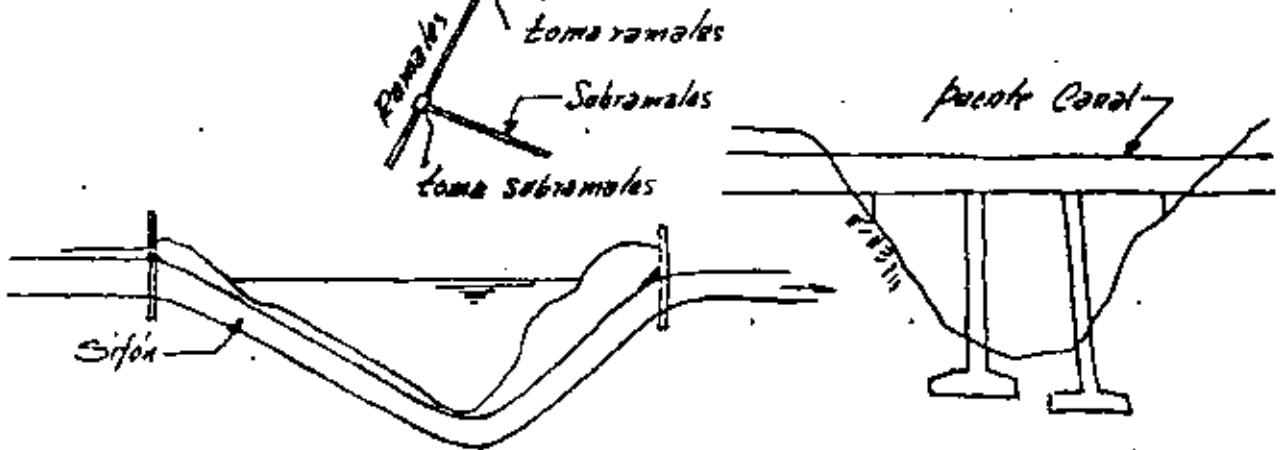
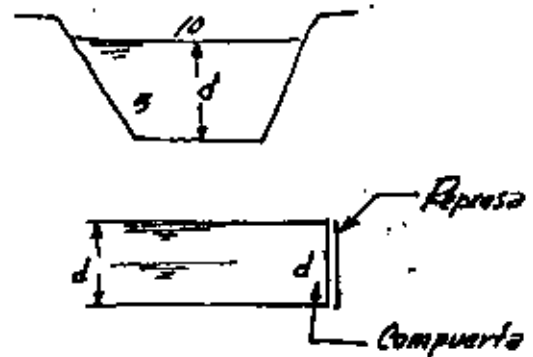
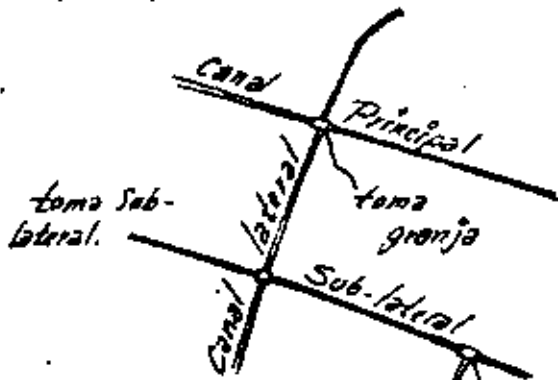
- a).- Primario
- b).- Secundario
- c).- Terciario
- d).- Parcelario

1.- ESTRUCTURAS DE LA RED DE DRENAJE.-

- a) - Cruce
- b) - Protección

B.- OBRAS COMPLEMENTARIAS: -

- a) - Casa de canalero
- b) - Red Telefónica
- c) - Red de Caminos
- d) - Obras de defensa
- e) - Nivelación de tierras. -



DISEÑO DE UNA ZONA DE RIEGO.

Los pasos a seguir, son los siguientes:

A.- Sobre un plano topográfico a escala 1:20 000, se marcan con color, los terrenos que, quedando dentro de la Zona de riego, no sean dominados, o que no puedan ser utilizados para la agricultura, tales como:

- a).- ~~(Verdes)~~ Caminos principales y vecinales. (ROSA)
- b).- Ríos y lagunas. (AZUL)
- c).- Arroyos y drenes. (VERDES)
- d).- Altos dentro de la zona de Riego así como zonas urbanas. (CAFE)

B.- Determinada la potencialidad de la fuente y con esto, el área que podemos regar, haciendo uso del plano agrológico, se delimitan los terrenos dentro de la Zona de riego, que por sus características, nos convenga beneficiar con nuestro proyecto; hecho esto, utilizando el plano de tenencia de la tierra (catastro), se marcan los linderos de las pequeñas propiedades, zonas ajedales y comunales.

C.- Localización del canal principal..- El canal principal en la mayoría de las cosas, limita por su parte alta el área de riego, por lo tanto es necesario localizarlo de tal manera que domine esta área.

En ocasiones, los terrenos de riego, quedan distantes, de la captación, el canal principal tiene en este caso, un tramo muerto que se localiza por la ruta que reporte más seguridad para el canal, recorrido mínimo y máxima economía.

Si la localización de este tramo muerto es en ladera, la cubeta del canal deberá quedar íntegramente enterrada en el terreno natural.

En la zona de Riego, la localización del canal principal, se hace de tal manera que la superficie libre del agua, vaya dominando los terrenos de riego de tal manera que las tomas y laterales alimentados, puedan regar inmediatamente en su inicio.

El canal principal se localiza teniendo como datos ó fijando la elevación de la superficie libre del agua en un sitio de derivación propuesto y la elevación de los terrenos de riego en su inicio y en su parte más alejada; se determina el desnivel entre este sitio y el punto de derivación propuesto; se deduce un desarrollo aproximado del canal y se determina una pendiente media.

Con este dato y partiendo de la elevación de la superficie libre del agua propuesta, se va localizando el eje del canal siguiendo una curva de nivel, tomando en cuenta en forma aproximada, las pérdidas de carga que se presentan, tanto por pendiente como por cruces, con el drenaje natural, con depre-

siones o con vías de comunicación terrestres.

Para el control de la línea que se va dibujando, se va midiendo el cadenamiento con un compás y se lleva en control de las elevaciones que pueda ser como el que se muestra a continuación:

| CONTROL DE ELEVACIONES | | | | | | |
|------------------------|-----------|---|------------|-------------|--------|--------|
| ESTACION | Distancia | S | Δh | ELEVACIONES | | NOTAS. |
| | | | | PLANTILLA | S.L.A. | |
| | | | | | | |

Las tangentes trazadas sobre los planos y que representan el eje del canal, se ligan por medio de curvas de un grado apropiado, cuyo valor máximo varía según el tipo de canal y localización, siendo su rango, los grados ~~de 3 a 7~~ cuyo radio es de 3 a 7 veces el ancho de la superficie libre del agua en el canal.

En canales sin revestimiento y en tierra, se toma el valor de 7 (siete), pudiendo llegar en canales revestidos a 5 (cinco), si el canal va enterrado, conviene a 4 (cuatro) pero tampoco es conveniente excederse al límite de 3 (tres), lo cual solo puede hacerse en condiciones muy obligadas, pues esto afecta el procedimiento de construcción.

Las curvas de liga se calculan y se lleva un registro como se indica a continuación:

| CALCULO DE CURVAS. | | | | | | | | | |
|--------------------|----|----------|---|---|------|------|------|-----|---|
| CURVA No. | PI | Δ | S | R | S.T. | L.C. | R.C. | PT. | T |
| | | | | | | | | | |

Se deberá localizar la parte final del canal de modo que pueda descargar a un arroyo, río o mar.

LOCALIZACION DE LOS CANALES DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION.-

La denominación que reciben los canales que integran el sistema de distribución es la siguiente:

- a).- CANALES LATERALES
- b).- " SUB-LATERALES
- c).- " RAMALES
- d).- " SUB-RAMALES.

Para la localización de los canales del sistema de distribución, hay 4 criterios generales a seguir, que son los siguientes:

- a).- Según LA TOPOGRAFIA DEL TERRENO (Terrenos con lomerías)
- b).- Según LA CUADRICULA (Terrenos Planos)
- c).- RESPETANDO LOS LINDEROS QUE YA EXISTEN.
- d).- SIGUIENDO UN SISTEMA COMBINADO.

a).- LOCALIZACION SIGUIENDO LA TOPOGRAFIA DEL TERRENO.-

Este criterio es seguramente el más económico, pues los canales se localizan por las líneas Parteaguas y van dominando hacia ambos lados, por lo cual, la red de distribución resulta más corta que con cualquier otro sistema, además se disminuye el número de estructuras al eliminar los cruces con el drenaje aprovechando para la localización de éste, los bajos, se disminuye el área ocupada por canales, drenes y caminos, teniendo por lo tanto, un mayor aprovechamiento del terreno.

Tiene el inconveniente de que se trazo en el campo es sumamente costoso y resultan lotes de formas irregulares.

b).- LOCALIZACION, SEGUN LA CUADRICULA.-

Consiste en ir siguiendo la cuadrícula con que se hizo el levantamiento topográfico de la Zona Regable o cualquier otra cuadrícula en la orientación o disposición que representen ventajas:

- i.- Conviniente para usarse en terrenos vírgenes, de gran extensión, de topografía muy plana y de poca pendiente pues se facilita su trazo en el campo, se obtienen lotes de formas regulares, facilitan los trabajos de deslinde y ciertas ventajas en la operación y conservación del sistema de riego.

Tiene el inconveniente de que en general, la red de distribución, resulta muy larga o más que cuando se sigue la topografía, se riega únicamente para un lado, por lo que se aumentará el número de tomas y estructuras adicionales además se requiere la construcción alternada de un dren y un canal de riego para desalojar los sobrantes de agua, así que por este concepto, también son necesarios otras estructuras para cruzar los drenes.

La pendiente máxima del terreno en este sistema, no debe de ser mayor de dos metros por kilómetro. SCA.002

C).- Localización respetando los linderos.-

En algunas ocasiones cuando ya existen linderos de propiedades bien definidos en el campo es necesario localizar los canales siguiendo precisamente estos linderos hasta donde las condiciones topográficas lo permiten. Pues se originarían grandes trastornos en el régimen de la propiedad en el caso de mudar o partir propiedades existentes aumentando con esto el costo de las afectaciones.-

El costo de construcción, de operación y de conservación es muy variable dependiendo principalmente de la extensión y forma de las propiedades existentes.-

D).- Localización según un sistema combinado.-

En el sistema combinado la localización de los canales se va adoptando en algunas ocasiones a la topografía del terreno, en otros lugares de la zona de riego se sigue la cuadrícula y donde hay lotes de propiedad privada se hacen los quiebres necesarios para respetar los linderos si lo permite la topografía, este sistema es el más conveniente.-

Localizar los canales del sistema de distribución se deberán trazar las curvas horizontales y coordenamientos de cada canal.

E- LOTIFICACION Y LOCALIZACION DE LAS TOMAS DE LOTE.-

La finalidad fundamental que se persigue al subdividir en lotes un sistema de riego en proyecto, es la de precisar en los planes y en el campo, la ubicación de estas porciones de tierra que deben ser servidas con una toma de lote, SU UBICACION, NUMERO, AREA TRIBUTARIA DE CADA CANAL y otras datos adicionales que nos permitan determinar los gastos máximos que deben manejarse en los canales y sas respectivas tomas, estudio de las demandas y la correcta distribución del agua por el personal que se encarga de su manejo.

Además nos servirá para complementar el proyecto de las redes de distribución y drenaje, y definir en detalle los caminos de enlace y de orden secundario o mayor que deberán conectarse con el camino o la carretera más próxima de la red nacional.

Para determinar el número de has. que deben constituir al lote y que deben ser regadas por una toma, se deben considerar: el régimen de la propiedad, así por ejemplo, para un régimen de propiedad de 8 hectáreas por ejidatario, cada toma regará como máximo 20 Has. y cuando se tengan 10 ó mas Has. como propiedad por agricultor, la toma regará entre 60 y 60 Has.

La toma de lote deberá localizarse en un punto tal que pueda dominar toda el área del mismo, procurando además que la toma, no esté a una distancia máxima de 1 km. al punto más alejado del lote.

Todo lote deberá tener acceso a un canal, a un dren, y a un camino de servicio.

En un sistema de Riego y desde el punto de vista del proyecto de lotificación, el proyectista necesita tomar en cuenta las diversas modalidades que presenta la superficie de un lote.- Como criterio general, se acepta, que toda tierra dominada físicamente por un canal y que no pueda o no deba recibir agua de riego, tiene que ser omitida como superficie regable del sistema.

a).- La superficie del lote se divide en: SUPERFICIE BRUTA

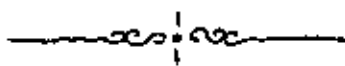
b).- SUPERFICIE NETA.

a).- SUPERFICIE BRUTA.- Esta superficie total comprendida dentro de los límites del lote.

b).- SUPERFICIE NETA.- La superficie Neta de un lote será igual a la superficie bruta, menos las superficies correspondientes a derechos de vía, superficies ocupadas por construcciones, pumontorios, canales drenes y caminos y otras zonas elevadas que no pueden regarse, etc.

El valor MEDIO asignado a la superficie neta está comprendido entre el 85 y el 95 % de la superficie bruta.

El dato del valor de la superficie neta será la base para el estudio hidraulico de la red de canales y sus estructuras, así como para determinar la disponibilidad del agua en la fuente de abastecimiento del sistema de riego que se proyecta.



F.- OBTENCION DE LAS AREAS DE LOS LOTES.

Se procede a obtener el área de cada lote, con planímetro o cualquier otro método gráfico. La medición se hace paralela de los límites del lote, dejando fuera los terrenos de mala calidad, los que no se dominan y los que se ocupan con centros de población.

G.- AFINE DEL PROYECTO.

Una vez elegidas las rutas de los canales sobre los planos a escala 1:20000 se efectuará el proyecto del trazo definitivo sobre las hojas de plancheta 1:5000 afinando la localización, fijando sobre las hojas las deflexiones de cada vértice, radios de curvatura, longitud de los tangentes y de las curvas y además se referirán los vértices a los monumentos de la cuadrícula, para situarlos en el campo.

Finalmente el trazo proyectado sobre las hojas de plancheta se marca materialmente en el terreno estacando a cada 20.00 mts. y se nivela la línea trazada para obtener el perfil del canal.

A lo largo de la línea que se escoja como definitiva, se abrirán pozos para conocer las condiciones geológicas del terreno por lo que respecta a estabilidad de laderas y taludes de excavación, así como para tener una clasificación aproximada de los materiales y poder formular los presupuestos.

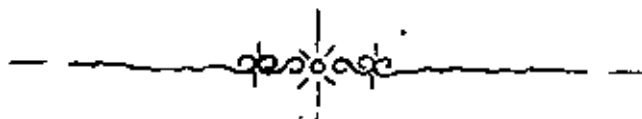
Estos pozos deberán hacerse a cada 500 mts. en los canales de la zona de riego y a cada 200.00 mts. en el canal principal.

Es muy importante tener en cuenta las condiciones geológicas, para poder seguros de proyectar los taludes mas convenientes que deben tener los canales. En algunas ocasiones, se ve la necesidad de desecher algunas rutas, ya sea porque el terreno tenga una consistencia que amenace derrumbes; en el propio canal o en las laderas, o por el costo excesivo de las obras de protección o cualesquiera otras circunstancias.

Se deberán tomar muestras de los materiales en que quedarán alojados los canales, para determinar las propiedades físico-químicas de los mismos,

y además se deberán hacer pruebas de permeabilidad para determinar si es necesario revestir los canales.

Como resultado del afine del proyecto, se modifican los kilometrajes de algunos canales, así como las áreas de algunos lotes por lo que deberán hacerse las correcciones necesarias.



6.- OBTENCION DE LAS TABLAS DE AREAS Y CAPACIDADES DEL CANAL PRINCIPAL.

Con los datos de áreas determinadas, se procede a llevar la tabla denominada de áreas y capacidades que puede ser como la que se muestra a continuación:

| DATOS PARA LA GRAFICA DE AREAS Y CAPACIDADES. | | | | | | | | | | | |
|---|-----|-----------|--------|-------|-----------------|---------------------|-----------|--------|-------------|----|------|
| TOMA | Km. | No. LOTES | AREAS | | AREAS PAR REGAR | Coef. int. DE RIEGO | CAPACIDAD | | DATOS CANAL | | |
| | | | BRUTAS | NETAS | | | NECES. | ADAPT. | V | S | S.T. |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |

Esta tabla consta como se ve, de doce columnas, correspondiendo las primeras cuatro, a datos que es necesario vaciar, y los siguientes resultados, a partir del cálculo con otros datos.

COLUMNA 1.- Se anota la estructura de toma en el orden del desarrollo del canal.

COLUMNA 2.- Se anota la estación correspondiente a esa estructura.

" 3.- Se anota el número de lotes que sirve ésta toma o lateral.

" 4.- Se anota el área obtenida para esa toma o lateral.

" 5.- El área anotada en la columna anterior, se multiplica por un factor de reducción que tome en cuenta el área ocupada por canales, drenes, caminos, etc.

" 6.- Con los datos de las áreas netas acumuladas a partir de la última toma hacia aguas arriba se llena la columna de áreas por regar, apareciendo en el primer renglón el área total que riega el canal.

" 7.- Haciendo uso de la tabla de coeficientes unitarios de riego y con el área de la columna anterior se determina el coeficiente de riego y se anota en la columna.

" 8.- Se multiplica la columna 6 por la columna 7 y se obtiene el gasto necesario de riego.

Las columnas restantes se llevan a cabo después de que se diseñan los canales.-

I.- DIBUJO DE LA GRÁFICA DE ÁREAS Y CAPACIDADES DE LOS CANALES.

Con los datos de las columnas 2, 6 y 7 de la tabla anterior, se procede a dibujar la representación gráfica de estos conceptos.

Sobre un eje horizontal, se marcan los kilometrajes del canal a una escala conveniente; sobre un eje vertical levantado en el km. 0+000, se marca a una escala apropiada, las capacidades de canales en m³/seg., con tamaño máximo la capacidad total del canal y en el extremo final del kilometraje del canal se levanta otro eje sobre el que se marca una de áreas (denominadas) dominadas, con altura máxima del área total.

Sobre este sistema rectangular de ejes se llevan pares de valores de estación y capacidad necesarias, los cuales forman una gráfica escalonada de capacidades necesarias hasta cada estación donde se encuentra una toma de canal.

El mismo procedimiento se emplea para dibujar la curva de áreas.

Como las variaciones en la capacidad del canal pueden ser muy pequeñas de tal forma que no se ameriten cambios en las dimensiones del mismo, o a muy corta distancia una de otra que no resulte conveniente hacer todos los cambios que se presentan, se adoptan capacidades por tramos convenientes dejando en general capacidades sobradas.



J.- DISEÑO DE LOS CANALES de la ZONA de RIEGO.

Los pasos a desarrollar son los siguientes:

a)- Dibujar los perfiles del terreno de todos los canales a una escala conveniente, pudiendo ser esta 1:100 la vertical (Elevaciones) y 1:2000 la horizontal (Estaciones).

b)- Sobre el perfil de cada canal se localizan las estructuras con que cuenta cada uno, tales como TOMAS, SIFONES, ALCANTARILLAS, PUNTES, etc.

Las tomas serán los puntos de control a los que se les deberá determinar la elevación de la superficie libre del agua necesaria para que dominen toda el área de riego para la cual se les proyecta. Se debe determinar numéricamente la carga hidráulica en las tomas de lote y posteriormente la de los sub-ramales, ramales, sub-laterales, etc. y laterales.

c)- Determinación de la carga hidráulica mínima en las TOMAS de lote.

Se deberán tomar como bajos de diseño los siguientes:

extensión media del lote, una toma en el canal alimentador-provisto

de una compuerta de servicio que se designa como "TOMA DE LOTE", y deberá tener la capacidad suficiente para servir al lote; varias tomas situadas aguas abajo y cercanas de la anterior, denominadas "TOMAS DE RIEGO" que tendrán la capacidad suficiente en función del área dominada. Los dispositivos medidores, estarán incorporados a las tomas de riego o se instalarán aguas abajo de éstas.

La carga hidráulica en la "Toma de Lote" que el proyectista debe asegurar, serán las que resultan de los cinco pasos indicados ~~ilustrados~~ a continuación y que se muestran en el esquema adjunto.

- 1.- En cada lote, el proyectista determinará la elevación del terreno por regar en el punto o zona más crítica que por lo general son las más alejadas de las tomas; a esa elevación, se le agregan 15 cm. para obtener la carga hidráulica mínima de riego en esa zona crítica.
- 2.- Se considerará una pendiente hidráulica adecuada para la regadera en el punto más crítico y la salida de las tomas de riego. Esa, multiplicada por la longitud estimada de la regadera hasta la toma; más los 15 cm. para la distancia vertical ~~por~~ ^{por} agregar a la elevación del terreno en la zona crítica, para obtener la elevación que debe tener el nivel del ~~último~~ agua al pie de las tomas de Riego".
- 3.- A la elevación del agua encontrada al pie de la "TOMA DE RIEGO" se agrega la diferencia de nivel adecuada ($h_c + h_m$) para tomar en cuenta todas las pérdidas de carga en la misma y del dispositivo de medición que se adapte. - Esto dará la elevación mínima del agua, aguas arriba de las tomas de riego.
- 4.- Generalmente hay una cierta distancia entre "La toma de Lote" y las de riego, se determinará la carga necesario (h_f) para vencer la pérdida por fricción del agua entre ambas tomas y ésta se agrega a la elevación del agua obtenida en el paso 3.
- 5.- La elevación del agua en el canal alimentador frente a la estructura de la "TOMA DE LOTE" se obtiene agregando a la elevación del agua que se hubiere determinado al finalizar el 4.º paso, la pérdida de carga para la toma del lote (h_t).
Lo anterior es correcto si la pendiente hidráulica en la regadera dentro del lote (S_R) es mayor que la del terreno; véase la fórmula (1) en el esquema anexo. En caso contrario se aplica la fórmula (2) dada en el esquema adjunto.

Siguiendo este procedimiento, será posible definir las rasantes de los canales de riego, siendo conveniente efectuar anticipadamente la planeación del sistema

de regaderas que podrá ser construido posteriormente por los usuarios bajo la DIRECCION del Distrito de riego, con objeto de regar la superficie de cada lote en forma correcta.

Como es muy difícil determinar la elevación necesaria de la superficie libre del agua para cada rama de lote como regla general se recomienda que la superficie libre del agua se considere de 40 a 60 cms. arriba del terreno natural.

Determinada la carga hidráulica mínima sobre el terreno en las tomas de lote se procede al diseño de los canales partiendo de la última subdivisión (sub-ramas) hasta los canales laterales y determinar con esto la elevación de la superficie mínima del agua en el canal principal.

Los pasos a seguir son los siguientes:

- Sobre los perfiles de los canales se dibuja la superficie libre del agua necesaria determinada con anterioridad, en cada toma de lote.
- Se une esta superficie del agua entre tomas y se determina una pendiente hidráulica media.
- Con esta pendiente y con el gasto adoptado por tramos (ver la gráfica de áreas-capacidades), se entra a la tabla de secciones de canales y se determinan las dimensiones del mismo en cada tramo.

Determinadas las secciones del canal en sus diversos tramos, se resta el tirante del mismo a la elevación de la superficie libre del agua y se obtiene la rasante del canal.

Se debe tomar en cuenta además, las pérdidas de carga, originadas por la necesidad de construir estructuras de cruce, tales como, sifones, alcantarillas, puentes, puentes canal, etc.

Siguiendo este procedimiento, se determina la elevación de la rasante y la superficie libre del agua en el inicio del canal, a esta se le suma la pérdida de carga originada en la obra de toma del canal alimentador y se determina el nivel de Operación que debe de tener la superficie libre del agua en el mismo.

Este nivel de operación debe "incrementarse" para tomar en cuenta las variaciones que pueda sufrir la superficie libre del agua en el canal alimentador, por lo que después de diseñado éste, debe de chequearse que el nivel de Operación se encuentre abajo del siguiente límite:

| | | |
|--------------|------------------------|--------------------------------------|
| d (cm.) | h (cm.) | |
| hasta 50 | $(d-15)$ | d = tirante del canal |
| de 50 a 200 | de $(d-15)$ a $(d-30)$ | h = altura de la rasante del canal |
| mayor de 200 | $0.85 d$ | al nivel de Operación. |

Esta condición se debe de cumplir para el diseño de las tomas de laterales, sub-laterales, romales y sub-romales.

Esta condición solo puede aplicarse en terrenos con pendiente transversal fuerte, ya que en terrenos ligeramente planos, esta condición obliga a localizar el canal prácticamente en terraplén lo cual es antieconómico, o a tener canales de la zona de riego en tramo muerto, lo cual no es recomendable.

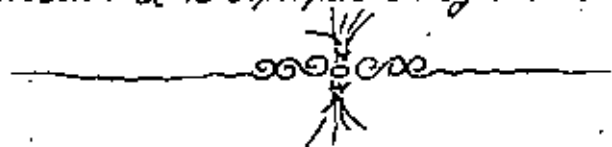
En el diseño de Canales se debe de tomar en cuenta lo siguiente:

- a).- La velocidad mínima para que no haya depósitos de azolves en suspensión, será de 0.40 m/seg para CANALES REVESTIDOS.
En canales sin revestir, la velocidad mínima que no permite el crecimiento de vegetación es de 0.75 m/seg.
- b).- La velocidad máxima dependerá del tipo de suelo en que quede alojado el canal. - Estas velocidades máximas se indicarán cuando se estudie cada caso; se podrá admitir un incremento de la velocidad máxima de un 25 % cuando el canal trabaje a su capacidad máxima, pero en ningún caso la velocidad máxima, deberá ser mayor del 80% de la velocidad crítica.
- c).- Se admitirán velocidades mayores que la crítica únicamente en las rápidas, debiéndose tener el cuidado de darle al canal una protección adecuada para evitar que se erosione.
 La velocidad en las rápidas deberá ser cuando menos 1.2 veces la velocidad crítica.

$$V_{canal} \geq 1.2 V_c$$
- d).- En los 100 metros inmediatos aguas arriba de las "represas-toma", las velocidades no deberán ser mayores de 1.50 m/seg, para garantizar una correcta operación de las tomas y lograr una medición suficientemente aproximada de los gastos proporcionados por la toma.
 Debe entenderse que esta velocidad máxima de 1.5 m/seg. será únicamente en la proximidad de las tomas y no necesariamente será esta velocidad también la de conducción.
 La disminución de la velocidad se puede lograr ampliando la plantilla y disminuyendo la pendiente del canal en una distancia igual a "6T" aguas arriba de la represa.
 Donde "T" será la superficie libre del agua en la sección ampliada.
 Cuando la pendiente longitudinal del terreno es superior a la máxima adoptada para el canal, se hace necesario proyectar rápidas y estructuras de caída para ~~absorber~~ absorber el desnivel excedente.

Adoptada la sección tipo para cada tramo de canal, se tienen sus gastos adoptados correspondientes, los cuales se anotan en la columna respectiva de la tabla de áreas y capacidades y en las gráficas correspondientes.

Se siguen estos pasos en todos los canales subsecuentes hasta llegar a determinar la elevación de la superficie del agua en el canal principal.



R-DISEÑO DEL CANAL PRINCIPAL.-

Determinado el punto anterior, se tienen los niveles de Operación de la superficie libre del agua necesarias para alimentar a cada lateral, se siguen los mismos pasos para el diseño de los canales de la Zona de Riego.

Deberá procurarse ante todo la seguridad del canal, para lo cual, todo el frente del agua deberá ir enterrado en terreno firme, debiéndose dejar una banqueta de anchura mínima de 3.00 mts. del lado de abajo de la ladera.-

Esta banqueta deberá quedar alojada en material firme que no haya sido aflojado por los explosivos y deberá estar a una elevación de 1.00 mts. como mínimo arriba de la superficie del agua para frente normal. *

Cuando se tengan cortes mayores de 8.00 mts. hasta unos 12 o 15 mts. deberá de construirse una banqueta a cada 6.00 mts. de altura con un ancho mínimo de 4.00 mts.

Cuando el canal se localiza en laderas muy empinadas que excedan de 45° de inclinación o que haya cortes de más de 15.00 mts. de altura, deberá hacerse un estudio cuidadoso acerca de las posibilidades de cambiar el trazo de cielo abierto, por túnel.

En el estudio que se haga, deberá tenerse en cuenta además de la economía que puede obtenerse por menor volumen de excavación, la circunstancia de que al quedar localizado el canal en túnel, hay la posibilidad de disminuir la longitud del conducto al suprimir las curvas y la posibilidad también de evitar estructuras importantes, como sifones, puentes, pasos superiores, entrada de agua, etc.

Para gastos pequeños, el diámetro de la sección queda limitado por el equipo y método de construcción en términos generales puede llegar a 3.40 mts. para excavaciones hechas con equipo mecánico y a 1.80 mts. para las hechas a mano.

El techo necesario para cambiar la sección de cielo abierto a túnel, varía de 10.0 mts. a 20.0m. y es función de las dimensiones de la sección y tipo de terreno.

* Deberá hacerse una banqueta de 3 mts como mínimo del lado en que sube la ladera

1.- ESTRUCTURAS DEL CANAL PRINCIPAL Y RED DE DISTRIBUCION.-

22

Las estructuras que se construyen en los canales se pueden agrupar de la siguiente manera:

- 1.- Estructuras de Operación y distribución.
- 2.- Estructuras de cruce.
- 3.- Estructuras de protección.

1.- ESTRUCTURAS DE OPERACIONES Y DISTRIBUCION.- Se utilizan para manejar, controlar y distribuir correctamente el agua de riego y son:

- a).- Represas
- b).- Tomas para canales
- c).- Tomas Granja (tomas de lote)

a).- Represas.- Son estructuras que sirven para elevar el nivel del agua en los canales (cuando en éstos escurre un gasto menor que el de diseño) de manera que se pueda proporcionar la carga necesaria para que funcionen las tomas a su capacidad máxima.

Estas también nos sirven para aislar tramos de canal para efectuar reparaciones.

METODOLOGIA PARA DETERMINAR LA LOCALIZACION DE LAS REPRESAS EN EL CANAL PRINCIPAL.-

La localización correcta de las represas y por lo tanto la distancia que debe mediar entre ellas, dependen de diversos factores, debiéndose en todos los casos satisfacer las condiciones básicas siguientes:

1.- Cualquiera que sea el gasto del canal principal en un momento dado, con la represa parcial, o totalmente cerrada, el nivel del agua deberá ser tal, que se puedan abastecer los gastos máximos de las tomas de Laterales que queden aguas arriba, sin invadir el bordo libre del propio canal alimentador.

2.- El espaciamiento de las represas debe ser tal, que cada una de ellas, dé el servicio requerido al mayor número de tomas.

(NOTA PENDIENTE:)

3.- (Al elegir el sitio donde deben construirse las represas, se procura asociarlas con alguna otra estructura ya establecida, Tales como caídas, rápidas, sifones, desagües totales o parciales, etc.)

1a.- El desnivel entre la elevación libre del agua en el canal principal estando la represa cerrada y la elevación libre del agua en el canal alimentado debe ser como mínimo igual a la cuarta parte del tirante del canal lateral más las pérdidas de carga en la toma más alta. (ver plano TC-C-248)

El objeto de dejar el desnivel que se ha indicado es para que haya posibilidad de abastecer a los canales a toda su capacidad, teniendo en el canal principal, Tirantes inferiores al normal, lo que hace más flexible la operación del mismo.

2a.- El desnivel entre la elevación de la plantilla del canal principal y la elevación de la plantilla de la toma del canal lateral debe ser como máximo $\frac{4}{10}$ del tirante del canal principal y como mínimo, igual a 50 cm.

Esta regla tiene por objeto, evitar que las plantillas de las tomas de los canales laterales, queden muy altas, sobre la plantilla del canal principal, porque en ese caso no podría ser abastecido el canal, cuando en el principal se tengan tirantes inferiores al normal. - Se fija como mínimo, el desnivel de 50 cm. entre la plantilla del canal principal y la plantilla de la toma del canal lateral, para prevenir la posibilidad de que se depositen azules.

Continuación se indica el PROCEDIMIENTO QUE DEBE SEGUIRSE PARA ELEGIR LOS SITIOS EN QUE DEBEN CONSTRUIRSE REPRESAS EN EL CANAL ALIMENTADOR.

Una vez dibujado el perfil correspondiente al Canal Principal, se escoge un punto en el extremo más alejado del tramo del canal, en donde sea necesario construir una estructura que puede ser un puente, un sifón o un desagüe, y se marca ahí una represa con una línea vertical; Sobre esta línea se marca un punto a la elevación del tirante normal del agua (ver plano TC-C-249).

Abajo de este punto se marca otro a una distancia igual a $\frac{1}{4}$ del tirante, más las pérdidas de carga en la toma ($0.25d + \text{pérdidas}$) y sobre este último punto así marcado se lleva hacia aguas arriba una línea horizontal que nos fijará el nivel del agua en los canales alimentados.

En la misma línea vertical que representa la represa, se marcará un punto a 50 cm. arriba del fondo del canal, y otro a $(0.4d)$ También arriba del fondo del canal, y por estos dos puntos, se llevarán líneas paralelas a la rasante del canal. - Las plantillas de las tomas que se proyectan, deberán estar comprendidas entre estas dos líneas paralelas,

es decir, que deberán estar como mínimo a 50 cm. arriba del fondo del canal y como máximo a (0.4d) arriba del fondo del mismo y deberán ser abastecidos los gastos máximos de las tomas con el agua, a una elevación marcada por la línea horizontal que se ha marcado anteriormente.

El espaciamento máximo y mínimo entre represas en lo que respecta a operación, vienen dados por las fórmulas siguientes:

$$\left. \begin{aligned} L_{\max} &= \frac{d - (0.25d + h) - 0.50}{S} \\ L_{\min} &= \frac{d - (0.25d + h) - 0.4d}{S} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{CANAL PRINCIPAL} \\ \text{(TIERRA Y CONCRETO)} \end{array}$$

$$L = \frac{d}{3S}$$

En lo que respecta a la localización de las represas en los canales de la red de distribución, se sigue la misma (secuela) secuencia, modificándose únicamente el desnivel entre la plantilla del canal alimentador y la plantilla de la obra de toma a 20 cm. quedando por lo tanto las fórmulas de la manera siguiente:

$$\left. \begin{aligned} L_{\max} &= \frac{d - (0.15d + h) - 0.20}{S} \\ L_{\min} &= \frac{d - (0.15d + h) - 0.4d}{S} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{CANALES DE LA RED DE} \\ \text{DISTRIBUCION. -} \\ \text{(LATERALES; SUP. LATERALES, RAMALES)} \end{array}$$

En canales revestidos de Concreto, debe de tomarse en cuenta además de la operación de las tomas, la función que desempeñan las represas en el vaciado del canal, y se proyectarán las necesarias para que permitan bajar gradualmente los niveles del agua a lo largo de su desarrollo, reduciendo así las sub-presiones que no son absorbidas por el drenaje del mismo.

El tirante mínimo que se debe de tener en los canales para tomar en cuenta este efecto de sub-presión, debe ser cuando menos $\frac{2}{3}$ del tirante normal = $(\frac{2}{3}d)$.

Por lo tanto la separación máxima entre represas para tomar en cuenta el efecto de sub-presión será:

$$L_{\max} = \frac{d}{3S} \quad \left(\begin{array}{l} \text{Para canales revestidos} \\ \text{(con drenaje) con un} \\ \text{coeficiente de fricción } f = 0.015 \end{array} \right)$$

Los métodos anteriormente expuestos, deberán usarse con algunas limitaciones ya que se observa que las fórmulas no involucran la topografía, tanto para el espaciamento máximo, como para el mínimo.

Otro, si por condición de la planeación, se debe considerar un canal lateral, para satisfacer la demanda, se coloca una represa en el lugar requerido. Si por la fórmula la separación entre represas resulta de 5 km. y por las condiciones de planeación ya expuestas, la separación es de 3 km., se deberá colocar la represa a esta distancia.

Por lo tanto, los puntos obligados donde se deberá de construir represas son en las tomas de laterales, sub-laterales, Ramales y sub-ramales.

En cuanto al diseño hidráulico de las represas, se considera que su área hidráulica debe de oscilar entre el 90% y 110% del área hidráulica del canal, con el fin de conservar la velocidad en el mismo.

Para proteger el canal y las estructuras durante la entrada de volúmenes extraordinarios en que el caudal aumenta rápidamente, en el diseño de las represas se debe proveer y proveer derramaderos, que se colocan a la elevación del tirante normal y que puedan actuar como vertederos de cresta libre, para que en caso de que la represa se encuentre cerrada, el agua en el tramo de canal hacia aguas arriba, no derrame sobre los bordos del mismo, o exceda la altura de los revestimientos.

Las Represas se clasifican en:

- a).- Represas de agujas de madera.
- b).- Represas con compuertas deslizantes.
- c).- Represas con compuertas radiales.

a).- REPRESAS CON AGUJAS DE MADERA.-

Estas se utilizan cuando se tienen gastos hasta de 0.300 m³/seg y tirantes hasta de 60 cm.

b).- Cuando se tienen gastos hasta de 20 m³/seg y tirantes de 2.00 m. o menores, ~~se~~ se utilizan represas con compuertas deslizantes.

c).- RADIALES.- Cuando se tienen gastos y tirantes mayores que los anteriormente citados, se utilizan estas compuertas.

El número mínimo que se deben colocar en las represas, será de 2 piezas.

TOMAS PARA CANALES.-

Exceptuando la estructura que sirve para alimentar el canal principal, todas las otras estructuras que tienen por función abastecer del canal principal a los laterales, de estos a los sub-laterales, de estos a los ramales y en ocasiones de estos a los sub-ramales, quedarán dentro de la designación de "TOMAS PARA CANAL" para distinguirlas de las otras estructuras también de toma que sirven para entregar el agua en cada uno de los lotes de la Zona de riego y que se llaman "TOMAS GRANJA"

TOMAS GRANJA.

Aunque generalmente las "Tomas Granja" son estructuras que se construyen en los canales de la "Red de distribución", hay ocasiones que es necesario construirlas en el canal principal para proporcionar riego directamente a algunos lotes.

Lo S.R.H. tiene el propósito de modificar el sistema de cobro del servicio de riego que se da a los usuarios, ya que el antiguo sistema de cobro por hectárea regada, da motivo a que los agricultores, desperdicien gran parte del volumen de agua que se les proporciona a nivel parcelario a pesar del asesoramiento técnico del Departamento de Ingeniería de Riego y Drenaje.

La modificación que se ha propuesto al sistema administrativo de los servicios de riego, consiste en realizar el cobro al usuario de acuerdo al volumen que utilice para regar.

Esta modificación trae consigo la tarea de construir un gran número de estructuras aforadoras a nivel de usuario en cada distrito de riego, así como también la construcción de estructuras de aforo en los canales para la mejor operación de los mismos.

La idea principal de la secretaría está orientada a diseñar y adaptar una estructura aforadora que instalada en la gran variedad de canales existentes en los Distritos de Riego, funcione con un buen grado de exactitud en la medición del gasto. Además diseñar un dispositivo que funcionando como módulo, observe las variaciones de los niveles de la superficie libre del agua en los canales, descargando un gasto más o menos constante dentro de los límites aceptados por la administración de los Distritos de Riego.

De acuerdo a su funcionamiento, las estructuras aforadoras pueden dividirse en cuatro grupos:

- 1.- Estructuras que funcionan a Régimen Crítico.
- 2.- " " " " por medio de un Resalto.
- 3.- " " " " como Orificio
- 4.- " " " " combinando dos o tres de las funciones anteriores.

1.- ESTRUCTURAS QUE FUNCIONAN A REGIMEN CRÍTICO.- (aforadoras)

Dentro de este tipo de estructuras, se pueden mencionar toda la gama de vertedores, tanto de cresta ancha, como de cresta delgada.- Consisten en una escotadura a través de la cual se hace circular el agua.

Se describen a continuación las estructuras principales, pertenecientes a este grupo:

a).- ESTRUCTURA AFIRADORA TIPO GUAMUCHIL.

Consiste en un vertedor de cresta delgada, construido en la sección transversal a la corriente y a través del cual se hace circular el agua para su aforo. El gasto que pasa, está en función de la longitud de cresta del vertedero y la carga "H" sobre la cresta, medida en una escala colocada a una distancia tal, que el abatimiento del nivel del agua no influye en la lectura.

El uso de este aforador permite medir gastos de 0" a 500 l/seg y las fórmulas utilizadas son las siguientes:

$$Q = 1.84 (L - 0.2H) H^{3/2} \quad (\text{cuando existen contracciones})$$

$$Q = 1.84 LH^{3/2} \quad (\text{cuando no hay contracciones})$$

Donde:

Q = Gasto en litros/seg.

L = Longitud de la cresta en cms.

H = Carga sobre el vertedor en cms.

Para el correcto funcionamiento del medidor deben cumplirse las siguientes reglas:

- 1.- La carga sobre la cresta del vertedor debe ser suficiente para el gasto requerido.
- 2.- Debe procurarse que la velocidad de llegada del agua, sea poco considerable y que no se formen demasiadas turbulencias. Esto se resuelve colocando a cierta distancia del vertedor una ~~plancha~~ pantalla.
- 3.- Debe de haber un nivel mínimo o mejor dicho un desnivel de 5cm. entre la cresta del vertedor y la superficie libre del agua en la regadera con el fin de evitar que el chorro se ahogue.
- 4.- El chorro debe de tener suficiente ventilación.

Como ventajas de este tipo de estructuras se tienen:

Su fácil calibración y operación. - La desventaja que presenta, estriba en el hecho de que se azolvan fácilmente y después de azolvada, da mediciones incorrectas.

b).- ESTRUCTURA AFORADORA DE AGUJAS.-

La estructura aforadora de agujas y tablonas, comunmente construidas de madera, se utilizan generalmente

Es usada como estructura auxiliar para el mantenimiento de otras estructuras. Debido a que es una estructura muy rudimentaria, la medición del agua es muy inexacta lo que ocasiona que esté cayendo en desuso como aforadora y solamente se utiliza como estructura auxiliar.

c).- ESTRUCTURA AFORADORA TIPO CELAYA.-

La aforadora "tipo Celaya" es un vertedor de cresta ancha, el cual requiere para su correcto funcionamiento, que el canal de conducción lleve el gasto normal o sea que esté siempre lleno. Este tipo de estructura puede considerarse dentro del grupo de los aforadores combinados, ya que puede trabajar a cresta libre como vertedor, o bien como orificio mediante la colocación de una compuerta deslizante sobre el vertedero.

Los gastos aforados pueden ser hasta de 300 lts/seg. teniendo poca rango de variabilidad en la medición y su uso, se recomienda en aquellos casos, en que el hecho de tener lleno el canal no constituya un serio inconveniente.

A fin de que no se produzcan ahogamientos en el vertedero, la rogadera aguas abajo debe de tener el diseño adecuado.

Este tipo de estructuras requiere menos carga que la aforadora tipo Suamichil.

II.- ESTRUCTURAS AFORADORAS QUE FUNCIONAN POR MEDIO DE UN RESALTO.

Se forma por medio de una reducción de la sección transversal de la corriente, aumentando la velocidad de la misma y presentándose el régimen crítico; al salir el agua de la sección reducida, la velocidad disminuye, produciéndose un resalto hidráulico.

Se describen dos tipos de aforadoras pertenecientes a este grupo:

e).- ESTRUCTURA AFORADORA TIPO VENTURI:

Esta estructura consiste en un estrechamiento practicado en la sección transversal de la corriente capaz de provocar la formación de tirante crítico en la misma. - El estrechamiento es de sección Rectangular, formado por dos paredes

laterales de longitud igual a 3 veces el ancho del estrechamiento. - Su parte inicial se forma con un segmento de círculo y las paredes terminan con un ensanchamiento brusco para empotrarse en las taludes de la regadera o canal.

Dependiendo de sus dimensiones, la estructura afora gastos desde ... (6) hasta 200 lts.

En los ensayos realizados con este tipo de estructuras, se observó que permite grandes variaciones en el nivel del agua, después del estrechamiento, sin que se altere la descarga ni la elevación del agua en el canal de aguas arriba.

El límite del funcionamiento de la estructura, hasta donde la descarga puede considerarse libre para diferentes gastos, es la relación $d/H = 0.7$

El hecho de que este aforador permita un ahogamiento tan grande sin alterar el valor del gasto, es de gran utilidad, principalmente en los distritos de Riego muy planos, donde los canales tienen pendientes muy bajas y no admiten instalaciones de estructuras que provoquen fuertes pérdidas de carga.

Para canales o regaderas con pendientes muy pequeñas, es probable que el porcentaje de ahogamiento sea mayor que 0.7, en cuyo caso la curva de gastos calculada, se alterará.

Para reducir el valor de d/H por debajo de 0.70, debe construirse el aforador, sobre un escalón colocado en la plantilla con una longitud igual a la del aforador y cuya altura (e), sea igual a la diferencia ($d - 0.7H$)

La estructura puede hacerse trabajar como REGULADOR DE GASTO CONSTANTE, sin importar las variaciones de nivel del agua en el canal aguas arriba, mediante la colocación de una pantalla móvil al final del estrechamiento. - Por medio de esta pantalla, se logra que el escurrimiento o superficie libre, cambie a escurrimiento a través de un orificio en cuanto la superficie libre del agua, toque el labio inferior de la pantalla. Se tiene entonces una ventaja adicional, ya que, por ser móvil la pantalla, puede utilizarse como compuerta y obstruir completamente el paso del agua. - La mejor posición de la pantalla, se fijó a 0.56 (plantilla de la estructura aforadora) del extremo de aguas abajo del estrechamiento.

ESTA ESTRUCTURA, PRESENTA LAS SIGUIENTES VENTAJAS. -

- 1- Se dispone de un aforador de gran exactitud, cuando funciona a superficie libre.
- 2- Se tiene un módulo de gasto constante, cuando trabaja como orificio.
- 3- Se calcula y construye fácilmente.
- 4- Soporta grandes ahogamientos que no alteran sus curvas de gastos. - (El ahogamiento máximo como aforador es de $0.7H$, y como orificio de $0.5H$).

- 5.- No influye el ancho del canal en que está colocada, siempre y cuando, éste sea mayor de 3 veces el estrechamiento del medidor.
 6.- La rugosidad de las paredes de la estructura, no afecta la descarga dentro del rango probado.

$$0.00001 \text{ m.} < E < 0.002 \text{ m.}$$

COMO DESVENTAJAS, SE TIENEN:

- 1.- El rango de gastos es muy reducido.
- 2.- Si se reprisa el agua en la regadera, se ahoga con facilidad.

b).- MEDIDOR PARSHALL.

El problema de contar con un dispositivo de aforo, cuya precisión fuese tan buena como la de un vertedor, pero en donde no se tuvieran problemas de ozofres era la finalidad. El Ing. RAIPH L. PARSHALL, en REUA, fue quien resolvió dicho problema ideando algunas modificaciones para el medidor de Venturi, mejorándolo y dando lugar a la estructura que lleva su nombre.

El medidor consta de 3 partes fundamentales que son:

LA ENTRADA.- formada por dos paredes verticales simétricas y convergentes, y de una plantilla horizontal; LA GARGANTA.- formada por dos paredes verticales y paralelas, y la plantilla ligeramente inclinada hacia aguas abajo; por último, LA SALIDA.- que está formada por dos paredes también verticales pero divergentes y la plantilla ligeramente inclinada hacia arriba.- La Arista formada por la unión de las plantillas de la entrada y de la garganta, se llama "CRESTA DEL MEDIDOR" y a su longitud, o sea la distancia entre las paredes de la garganta, se le llama: "TAMAÑO DEL MEDIDOR" (W).

La estructura tiene 12 pozos amortiguadores para medir las cargas H_a y H_b antes y después de la cresta, cobrados a un lado de la estructura y comunicados a ella por tuberías que se conectan a puntos bien definidos de la entrada y de la garganta.- Si el medidor trabaja con sumersión, es necesario medir las dos cargas, Si trabaja a descarga libre, basta medir la carga H_a , pero calcular el gasto.

A la relación H_b/H_a , se le llama "Grado DE SUMERSIÓN" y es la que determina si un determinado medidor trabaja con descarga libre, o Sumersión. Es de recomendarse que un medidor trabaje con descarga libre, porque entonces para calcular el gasto, será suficiente conocer solamente el valor de H_a y sustituirlo en la expresión general:

$$Q = mH^n$$

En donde m y n varían con el tamaño del medidor.

Para un medidor con tamaño W, entre 0.30 m. y 2.50 m., se produce la descarga libre si $H_b/H_a < 0.70$

Para un medidor con tamaño W, entre 2.50 y 15.00 mts, se produce la descarga libre si $H_b/H_a < 0.80$

Los gastos aforados alcanzan valores hasta de 85 m³/seg.

VENTAJAS EN EL USO DEL MEDIDOR PARSHALL:

- 1.- El diseño es simple y su construcción es relativamente barata, sobre todo si se construye en combinación con caídas.
- 2.- La estructura trabaja bien, aun teniendo variación de gastos, y el error en la medición no pasa de 5% cuando el medidor trabaja ahogado y de 3% si trabaja a descarga libre.
- 3.- La velocidad de llegada no influye prácticamente, en la determinación del gasto.
- 4.- Se tienen pocas pérdidas en comparación con las que se originan en otras estructuras de aforo.
- 5.- No se tienen problemas de azolve ya que el aumento de la velocidad, mantiene a la estructura, libre de Obstrucciones.

III ESTRUCTURAS AFORADORAS QUE FUNCIONAN COMO ORIFICIO:

En este tipo de estructuras, el agua fluye a través de una sección de control operada por medio de una compuerta que permita regular la carga "H" con que trabaja el orificio.

a).- ESTRUCTURA AFORADORA "TIPO MAYO"

Consiste en una sección de control construida en la sección transversal de la regadera donde se instala una compuerta deslizante para provocar que trabaje como orificio ahogado, determinando el gasto que pase de acuerdo con la carga existente, la cual se mide como se indica en el diagrama anexo y de la abertura de la compuerta.

La velocidad de llegada en la estructura, debe de ser despreciable, a fin de cuantificar correctamente los gastos. La precisión en el aforo depende de la correcta determinación de las cargas, y solamente se logra lo anterior, contando con una persona con suficiente experiencia como aforador. - Otro inconveniente que presenta este tipo de estructura, es que el usuario puede abrirla o cerrarla a su arbitrio, excepto cuando se le coloca un candado.

En caso de trabajar como vertedor, requiere de una carga que

muchas veces no se puede proporcionar; el ahogamiento debe evitarse, y la ventilación del chorro debe de ser buena para que la medición sea correcta.

b)- ESTRUCTURA AFORADORA "DE CARGA" "CONSTANTE"

Consiste en una caja construida a la entrada de la toma en la cual se colocan dos compuertas; una controla el paso del agua del canal a la llamada "Compuerta Posterior" controla el paso del agua de la caja a la tubería o conducto que la lleva al canal o a la regadera.

Este tipo de estructuras permite medir gastos hasta de 2000 lts/s. Con objeto de medir los niveles del agua, dentro y fuera de la caja se colocan dos escalas; una aguas arriba de la compuerta anterior y la otra aguas abajo de la misma, dentro de la caja.

La operación de la estructura consiste en lo siguiente:

Estando ambas compuertas cerradas, se abre la compuerta anterior una abertura tal, que pueda proporcionar el gasto necesario de acuerdo con las tablas que se indican en cada plano; teniendo la compuerta anterior la abertura adecuada, se abre la compuerta posterior hasta que la diferencia de lecturas en las escalas sea igual a la pérdida de carga necesaria " Δh " para proporcionar el gasto necesario. - Esta pérdida de carga debe mantenerse durante la operación de la estructura, y es de 6 cm. para gastos hasta de 500 lts/seg. y de 10 cm. para gastos mayores.

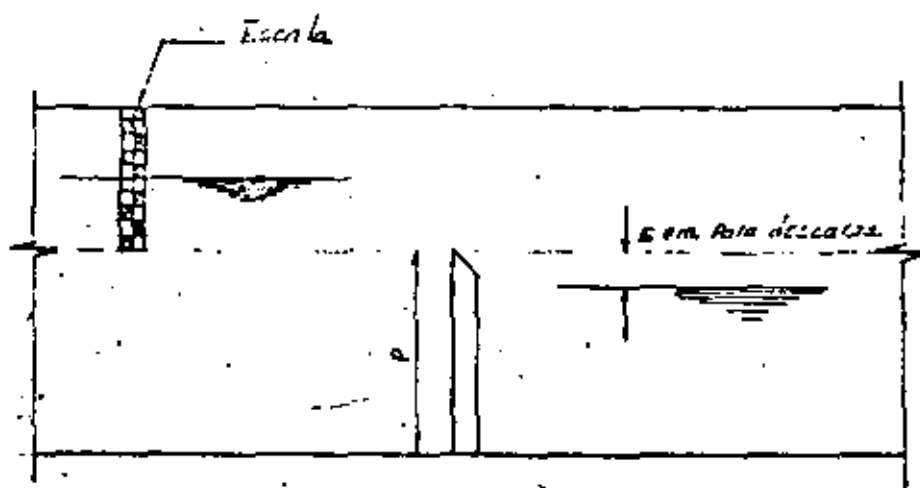
Para el correcto funcionamiento de la estructura es necesario respetar las dimensiones indicadas en los proyectos Tipo así como los tirantes mínimos establecidos en el canal de derivación:

"Las VENTAJAS que presenta la estructura aforadora de CARGA CONSTANTE" son las siguientes:

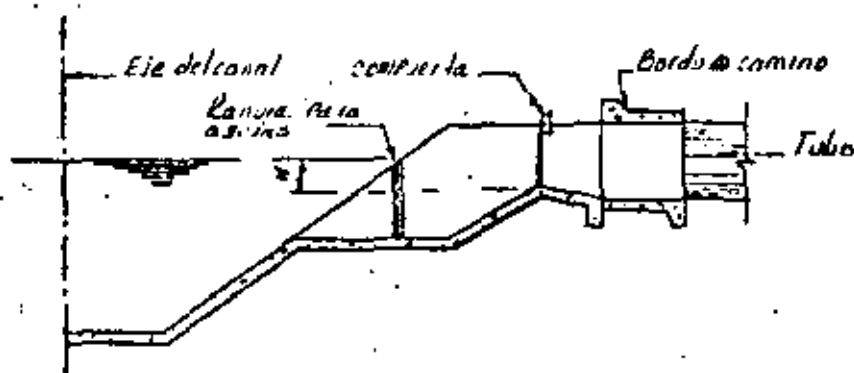
- 1.- Se requiere poca carga para su operación
- 2.- Tiene poco rango de variabilidad de gastos.
- 3.- Las pérdidas de carga en la estructura son bajas.

Como DESVENTAJAS se pueden mencionar las siguientes:

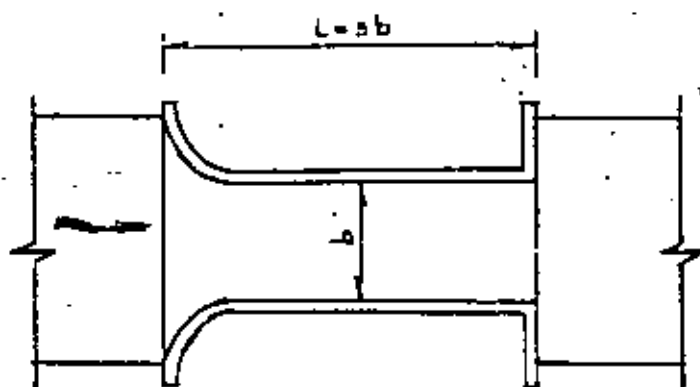
- 1.- La afectan las condiciones de (carga) entrada y salida así como las propias dimensiones de la caja.
- 2.- La compuerta anterior debe tener un 80% de ahogamiento.
- 3.- El régimen en el canal se debe mantener sin muchas fluctuaciones.



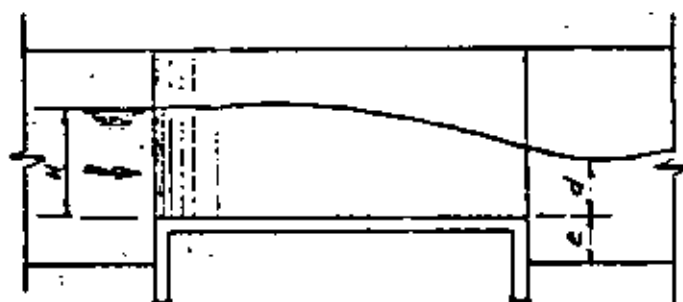
ESTRUCTURA AFORADORA TIPO GUANCHIL



ESTRUCTURA AFORADORA TIPO CELAYA

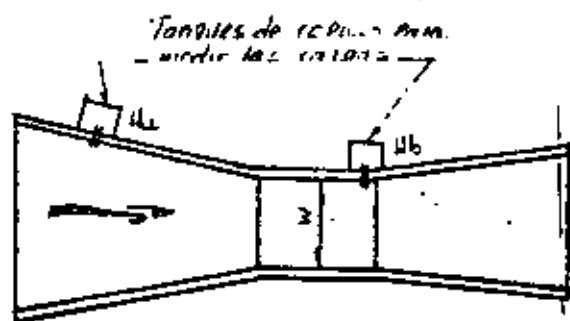


PLANTA

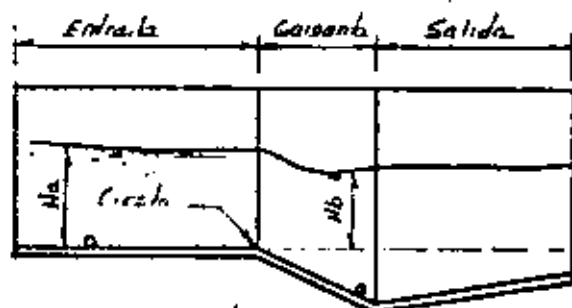


ELEVACION

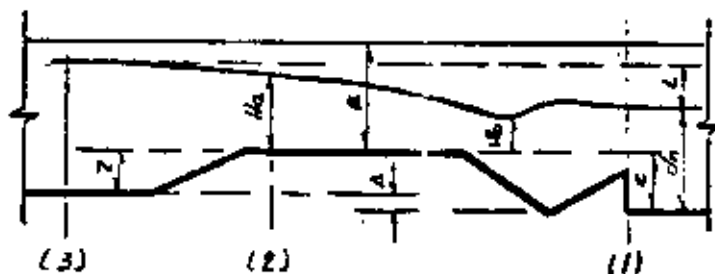
ESTRUCTURA AFORNADORA TIPO VENTURI



PLANTA

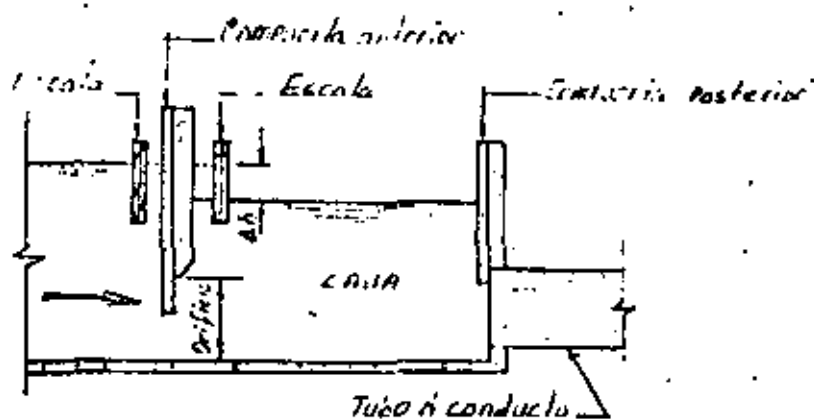


ELEVACION



SECCION DEL MEDIDOR PARSHALL

MEDIDOR PARSHALL



ESTRUCTURA AFORADORA DE CARGA CONSTANTE

3.- El Régimen en el canal se debe mantener sin muchas fluctuaciones.

IV. ESTRUCTURAS QUE FUNCIONAN EN FORMA COMBINADA.-

Dentro de este grupo podemos incluir algunas de las aforadoras antes mencionadas, tales como las aforadoras TIPO CELAYA, VENTURI, MAYO.-

ESTRUCTURAS DE CRUCE.

Es común que durante la construcción de un canal, sea necesario salvar obstáculos que se presentan a su paso, tales como Ríos arroyos, barrancas, drenes, caminos, vías de ferrocarril o en general alguna depresión natural o artificial del terreno.

Así pues para vencer los obstáculos antes citados, se hace necesario construir lo que generalmente se llama o se designa como "ESTRUCTURAS DE CRUCE."

La elección de estas estructuras dependerá necesariamente de las condiciones topográficas, hidráulicas y económicas y pueden ser de los siguientes tipos:

- a).- Alcantarillas
- b).- Puentes
- c).- Sifones
- d).- Puentes Canal
- e).- Diques.

ELECCION DEL TIPO DE ESTRUCTURA.

Al proyectar en cruce, debemos tomar en cuenta los siguientes factores, para escoger la mejor y más conveniente estructura:

A.- Cuando el nivel de la superficie libre del agua, es menor que la rasante del obstáculo, se puede utilizar como estructura de cruce una alcantarilla o bien un puente.

En el caso que se puedan utilizar las dos estructuras como solución de cruce, se deben hacer anteproyectos y escoger la estructura más funcional y económica.

Si se proyecta una alcantarilla para cruzar un canal o un dren a través de un camino, o ferrocarril, deben de tomarse en cuenta los siguientes aspectos:

1.- Si se proyecta la alcantarilla para cruzar un canal, la estructura podrá trabajar a presión, pero hay que tener cuidado que el tirante a la salida del conducto sea por lo menos un 10% mayor que la altura (H) del conducto.

2.- Si la alcantarilla es para cruzar un dren, la estructura debe trabajar como canal teniéndose dentro de la misma un bordo libre de cuando menos igual al del dren.

Si se proyecta un puente como estructura de cruce, se deberá dejar el espacio libre suficiente del nivel de la superficie libre del agua, a la parte más baja de la superestructura del puente.

- a)- Si el puente se construye sobre un canal, el espacio libre vertical mínimo será por lo menos el bordo libre del canal.
- b)- Si es sobre un dren, el espacio libre vertical mínimo será de 1.00 mts. del nivel del agua máxima calculado a la parte más baja de la superestructura del puente.

B.- Cuando el nivel de la superficie libre del agua es mayor que la rasante del cruzamiento, se puede utilizar como estructura de cruce un puente canal o un Sifón.

- a)- El puente canal se utilizará cuando la diferencia de niveles entre la rasante del canal y la rasante del cruzamiento permita un espacio libre suficiente para lograr el paso de vehículos en el caso de caminos o ferrocarriles o el paso del agua en el caso de canales, drenes, arroyos o ríos.
- b)- El sifón se utilizará si el nivel de la superficie libre del agua es mayor que la rasante del cruzamiento y no se tiene el espacio libre suficiente para lograr el paso de vehículos o del agua.

Para un mismo cruce se pueden utilizar los dos tipos de estructuras, por lo que es conveniente se hagan anteproyectos y se escoja la estructura más funcional y económica.

D I Q U E S . - Generalidades.-

El uso de los diques en los canales principales garantiza un mejor aprovechamiento del agua, ya que con ellos se logra la triple función de **CONDUCCIÓN, ALMACENAMIENTO Y REGULACIÓN**.

Cuando el canal principal se localiza en ladera y se encuentra con un obstáculo tal como un bajo, una cañada o una corriente natural, se puede cruzar de la siguiente manera:

- 1.- Mediante la construcción de un Sifón largo.
- 2.- Desarrollando el canal y construyendo un sifón corto.
- 3.- Desarrollando el canal y construyendo una entrada de agua.
- 4.- Construyendo un dique.

En la hoja siguiente (pág 31), se presenta un cuadro con los aspectos que se deberán de considerar en cada una de las alternativas propuestas; en donde se consideran que puedan intervenir y obtener para cada alternativa una Relación Beneficio-Costo.

La mejor alternativa será la de mayor Relación.



Considerando que se ha adoptado la cuarta alternativa, trataremos únicamente sobre ella.

Al presentarse el problema de cruzar una depresión o avojo con el canal, deberá en primer lugar determinarse la factibilidad de construcción del dique.

- a).- Por razones topográficas, puede producirse la imposibilidad, tal es el caso, cuando el cauce del arroyo es demasiado cerrado y la capacidad del vaso por formarse resulta muy reducido. - En este caso el dique es inconstructible, dado que, no se contaría con capacidad de regularización y la obra de excedencias, resultaría, desproporcionadamente costosa. - Entonces el escurrimiento así tratado, adquiriría características de entrada de agua al canal. Por lo tanto deberá estudiarse, la capacidad y la regularización que se tendrá con el vaso para lo cual se determinará la curva de áreas capacidades.

b).- Otro caso de solución no factible, es cuando el suelo en que debe alojarse el vaso del dique es demasiado permeable, resultando en consecuencia, que se tendrían pérdidas de agua por filtración.

c).- Por último, no deberá construirse dique, en el caso de que el subsuelo en que se alojara la cimentación, presente gran permeabilidad o inestabilidad de los materiales que la integran y económicamente no sea conveniente ni posible el tratamiento o sustitución de los materiales en que se desplantará la estructura.

BENEFICIOS DERIVADOS POR LA CONSTRUCCIÓN DE DIQUES.

A.- Beneficios de funcionamiento. - Los diques presentan la gran ventaja de regularizar en el canal las extracciones de las presas, o las derivaciones directas de los ríos no controlados, pudiéndose efectuar, "entregas de régimen constante" aunque las derivaciones no lo sean, es decir, se hace funcionar el canal como si fuera una presa.

b).- **Beneficios Económicos.** - Las aportaciones de las aguas que escurren en las cañenas de los arroyos interceptados en los diques, vienen a formar una capacidad adicional de almacenamiento que será aprovechada para incrementar las superficies de cultivo.

En caso de canales alimentados por derivación directa de ríos cuyas aguas no están controladas, se tendrá como consecuencia del poder regularizador de los diques, un ajuste entre las aportaciones de aguas torrenciales recibidas y las entregas reguladas que se dan para cubrir las demandas de las tierras por beneficiarse, aprovechándose en mejor forma los escurrimientos que de otra manera, se desperdiciarían ya que irían al mar.

Muy de tomarse en cuenta como beneficio económico, es la reducción de la longitud de los canales que resulta cuando se sigue el criterio de construir diques, ya que además de lograrse un mejor aspecto, debido a que se propicia en los canales un trazo rectilíneo con abundancia de grandes tangentes se obtiene posteriormente, un menor costo de conservación, ya que, ésta se aplicará en una mejor condición por la menor longitud del canal.

Es también, económicamente importante, el desarrollo de la ganadería que es propiciada por la formación de vasos de los diques, ya que además serán un sitio ideal para el abrevadero del ganado, pudiéndose incluso, fomentar la explotación del ganado caprino.

Otra fuente de riqueza que se puede crear en los diques, es la explotación piscícola, lo que viene a favorecer el mejoramiento de la dieta de la población rural. Actualmente, la Secretaría de Recursos Hidráulicos, por medio de su departamento Piscícola, dependiente de la Dirección de Distritos de Riego ha venido sembrando peces en los vasos de los diques existentes.

Como beneficio Social y también económico, pueden citarse: la recreación y turismo que son propiciados en los lagos artificiales o vasos de los diques pueden desarrollarse atractivos, tales como, la pesca deportiva, el esquí acuático y navegación deportiva.

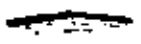




Pensando en estos beneficios, se estima conveniente, desmontar durante la construcción del dique, las áreas que ocupará el embalse del vaso.

PARTES QUE INTEGRAN UN DIQUE:

En general, las partes que integran un dique, son las mismas de una presa de almacenamiento, siguiéndose los mismos criterios para su diseño.

| ASPECTOS A CONSIDERAR | ALTERNATIVA | | | |
|---|---|---|---|--|
| | No. 1 | No. 2 | No. 3 | No. 4 |
| PÉRDIDAS HIDRAULICAS | Las pérdidas son directamente proporcionales a la longitud del sifón. | Pérdidas en el sifón y en el canal por fricción y pendiente. | Pérdidas por fricción y pendiente en el canal. | No existen pérdidas por ningún concepto. |
| AFECTACION DE LA TIERRA (CONDICIONES DE SUELOS O NO PRODUCTIVIDAD) | No afecta la humedad de la tierra. | Afecta en lo que el canal aumenta su desarrollo. | La afectación aumenta con el desarrollo del canal. | Afecta el giro que invade el vaso. |
| GEOLOGIA Y MECANICA DE SUELOS | Que la capa de estéril no este tan profunda que requiera grandes excavaciones o bombeo.
Que las excavaciones no sean tan profundas como para permitir la salida. | Materiales del material de excavación para el desarrollo del canal y del material de desplante del sifón.
Que las excavaciones no sean tan profundas como para permitir la salida. | Material de granito que cubra el fondo del canal que la entrada de agua no ponga en peligro los bordes del canal. No se extrae el material por estar lejos el desarrollo del canal. | Impermeabilidad de la zona del vaso.
Que exista una capa apropiada para permitir a una determinada altura. |
| AVANCE EN CONSTRUCCION | Existencia de sacudes (grue zatera) para la construcción | | | Material con características adecuadas y seguridad suficiente para tener el canal del tipo. |
| CONSECUENCIAS AGUA ABASTECIDA | Las pérdidas de agua al salir de la superficie abastecida de agua. | Reduccion en la superficie de agua y aumento en el movimiento de las aguas... | Reduccion en la superficie de agua y mayor movimiento de las aguas. | Permite tener una mayor superficie de agua, en la zona de abastecimiento. |
| TIPO DE CONSTRUCCION DEL SIFON | No existen pérdidas de agua, pero hay un costo adicional. | No existen pérdidas de agua, pero hay un costo adicional. | Es posible proporcionar un mayor costo que el que se necesita para el canal a la entrada de agua. | Evaluación de los costos de construcción y mantenimiento del canal, considerando el costo de la tierra, el costo de la mano de obra, el costo de los materiales, el costo de los equipos, el costo de los servicios, el costo de los impuestos, el costo de los seguros, el costo de los intereses, el costo de los gastos generales, el costo de los gastos de administración, el costo de los gastos de marketing, el costo de los gastos de investigación y desarrollo, el costo de los gastos de distribución, el costo de los gastos de servicio al cliente, el costo de los gastos de soporte técnico, el costo de los gastos de capacitación, el costo de los gastos de mantenimiento preventivo, el costo de los gastos de mantenimiento correctivo, el costo de los gastos de reemplazo de partes, el costo de los gastos de transporte, el costo de los gastos de almacenamiento, el costo de los gastos de seguridad, el costo de los gastos de cumplimiento normativo, el costo de los gastos de responsabilidad civil, el costo de los gastos de responsabilidad ambiental, el costo de los gastos de responsabilidad social, el costo de los gastos de responsabilidad ética, el costo de los gastos de responsabilidad corporativa. |
| ECONOMICAS | Costo inicial, operación y mantenimiento. | Costo inicial, operación y mantenimiento. | Costo inicial, operación y mantenimiento. | Costo inicial, operación y mantenimiento. |



-  LINITE DEL VASO
-  DIQUE
-  SIFON
-  ENTRADA DE AGUA
-  CANAL

Las partes que integran un dique son:

a) **CORTINA:**

Los diques son sinónimos de presas, pero de dimensiones menores, por lo tanto pueden ser de tipos variados como las presas.

Los diques más comunes (más comunmente usadas) son los de tierra y los de materiales graduados.

Cuando el canal principal intercepta en su desarrollo pequeñas depresiones naturales, es conveniente que esas depresiones sean salvadas construyéndose únicamente el terraplén o postizo correspondiente al lado de aguas abajo de la ladera, la cual da por resultado, pequeños diques de tierra que vienen a ser una continuidad del bordo del canal, (se los puede llamar SEMIDIQUES).

Esta solución es muy favorable ya que se ahorra el costo de la construcción de un bordo así como la estructura para la entrada de agua que se requeriría. Este tipo de dique se utiliza cuando la altura máxima del terraplén sea del orden de los 8 mts.

Para alturas mayores se utilizarán los diques de materiales graduados.

b) **VERTEDOR:**

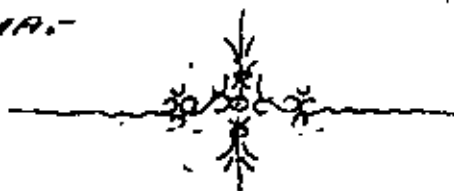
Los vertedores más comunmente recomendados, son los de cresta libre, por no necesitar de Operación para su funcionamiento, siendo los más usados, el vertedor de cimacio y el de Sifón.

La dimensión y tipo de vertedor dependerá del estudio del tránsito de los gastos de entrada al vaso.

c) **VASO:**

d) **CANAL ALIMENTADOR:**

e) **OBRO DE TOMA:**



EMPLEOS DE LOS DIQUES.

Un dique se puede emplear en los siguientes casos:

- 1.- Como estructura de cruce (fig. A).- Cuando un canal que va en ladera se encuentra con un obstáculo cuya rasante es inferior a la superficie libre del agua, se construye un dique de tal forma que el agua que se retenga en el vaso formado, alcance la altura del tirante en el canal.

II.- Para levantar la rasante del canal (fig. B) cuando por condiciones topográficas, la rasante del canal se ha bajado hasta una determinada elevación y es necesario levantarla hasta otra elevación mayor establecida, para darle agua a la franja comprendida entre las dos cotas. - Esto es posible hacerlo, elevando la corona del dique hasta una cota superior a la cual se quiere desplantar el canal.

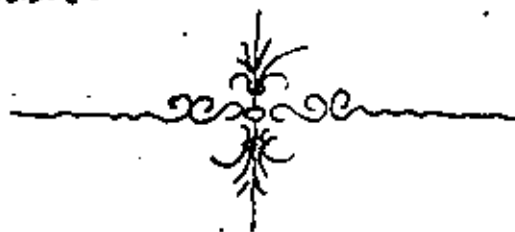
III.- Como Regulador de los gastos en el canal (fig. C). - Cuando el gasto requerido aguas abajo del dique es menor que el que conduce el canal aguas arriba; la diferencia se puede almacenar poniendo una compuerta en el canal, de tal forma que controle el gasto que pasa por ella. - De igual manera cuando el gasto requerido aguas abajo es mayor que el que conduce el canal; la diferencia puede ser tomada del vaso, si el almacenamiento existente, lo permite.

IV.- Captación para abastecimiento de agua potable (Fig. D). - En regiones donde el agua es escasa, es posible obtenerla del vaso, mediante la construcción de un escurrimiento para abastecimiento de agua potable a poblaciones cercanas, dándole a la misma un tratamiento adecuado.

V.- Como Centro deportivo y de recreo.

VI.- Para Control de avenidas. - Cuando las avenidas de una corriente causan perjuicios, el dique puede controlarlas y reducir la magnitud de los daños.

Un dique puede ser construido para uno o varios de los objetos mencionados anteriormente.



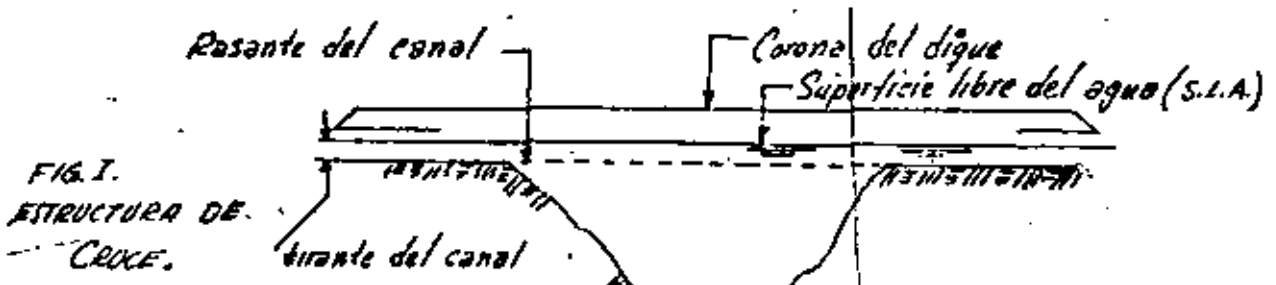


FIG. II
PARA LEVANTAR
LA RASANTE DEL
CANAL.

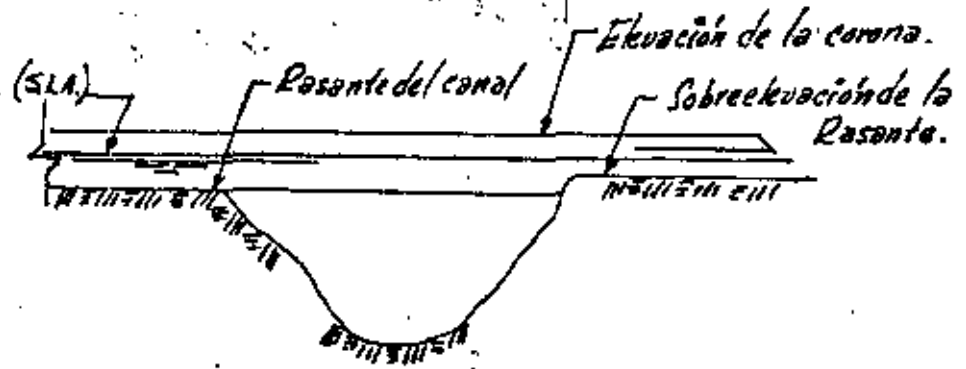


FIG. III

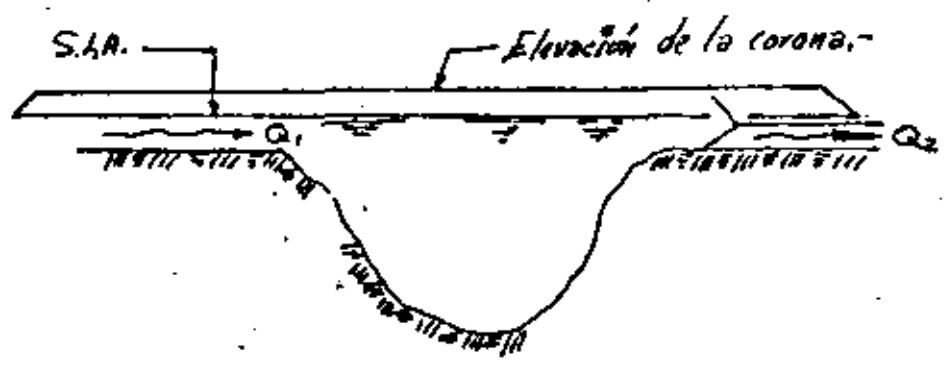
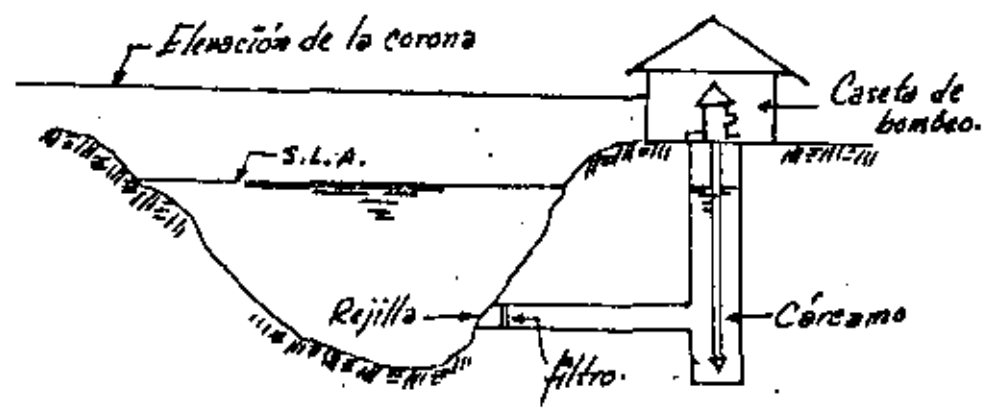
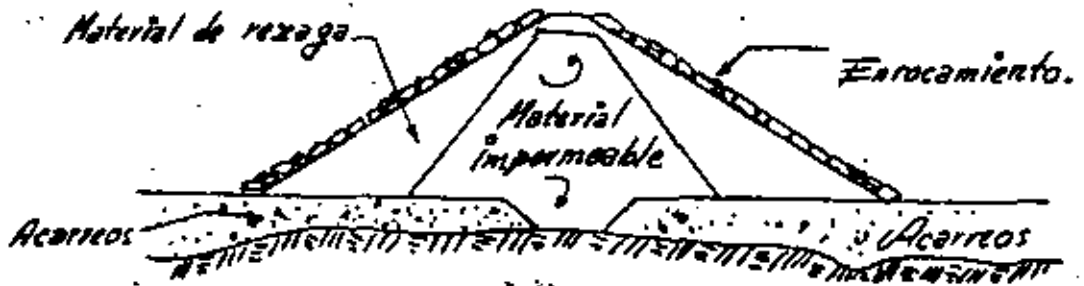
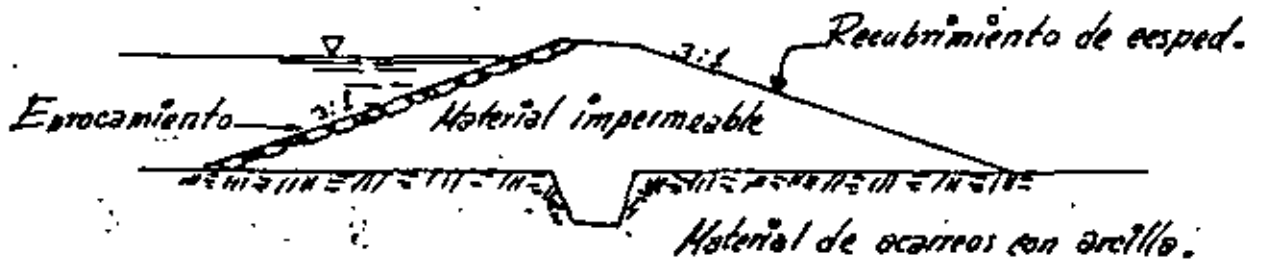


FIG. IV.

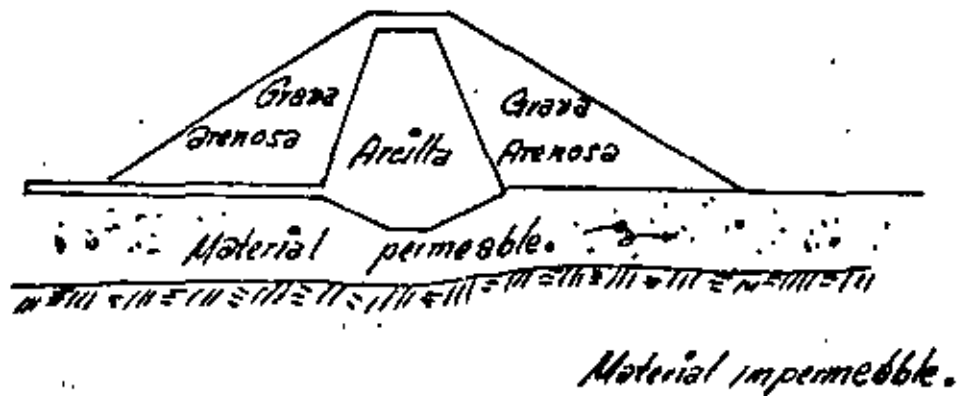




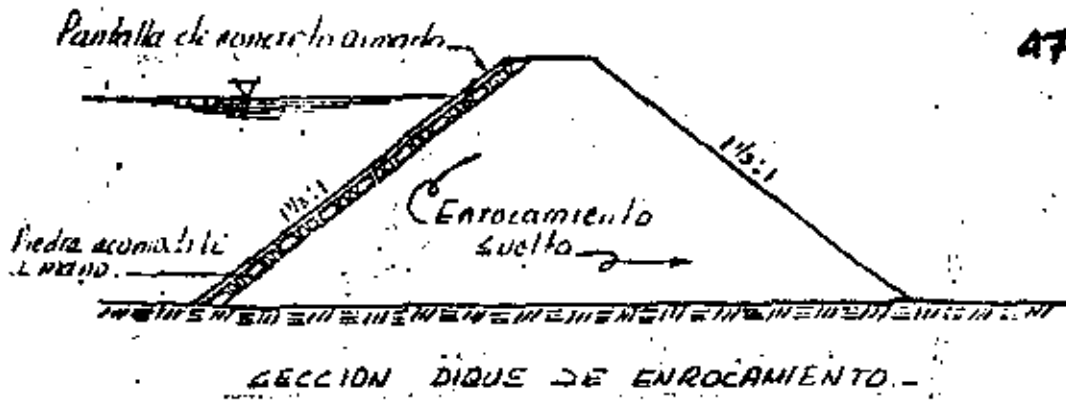
- SECCION DE MATERIALES GRADUADOS -



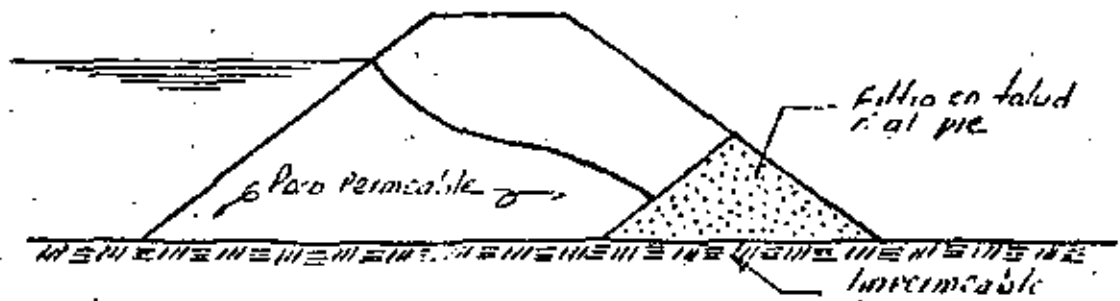
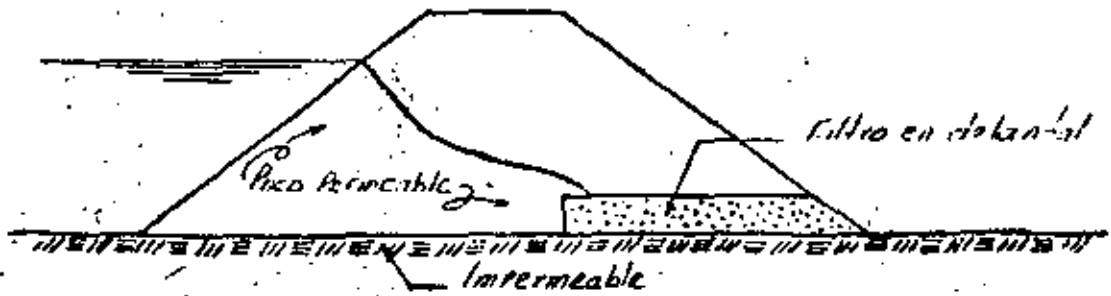
- SECCION HOMOGENA -

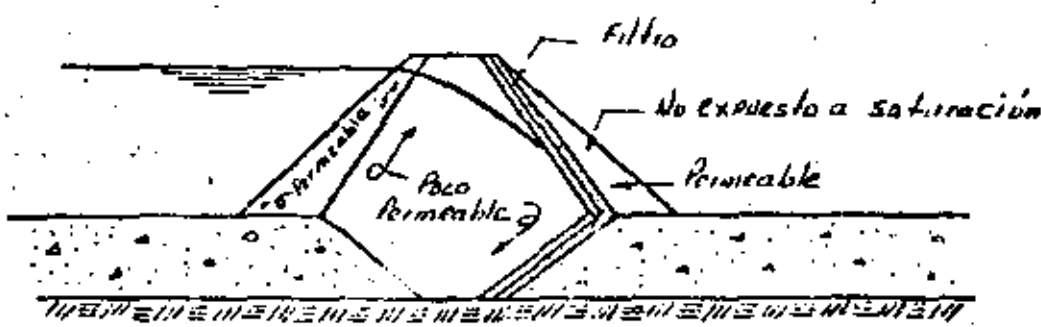
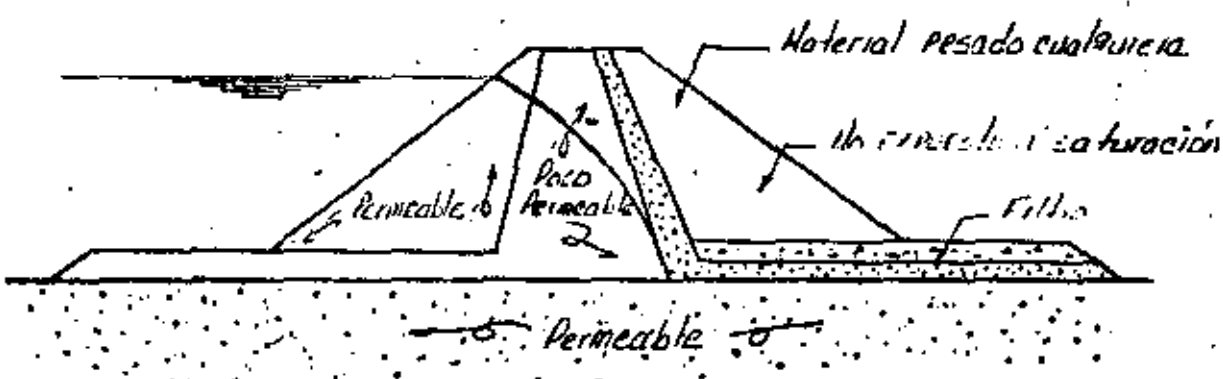
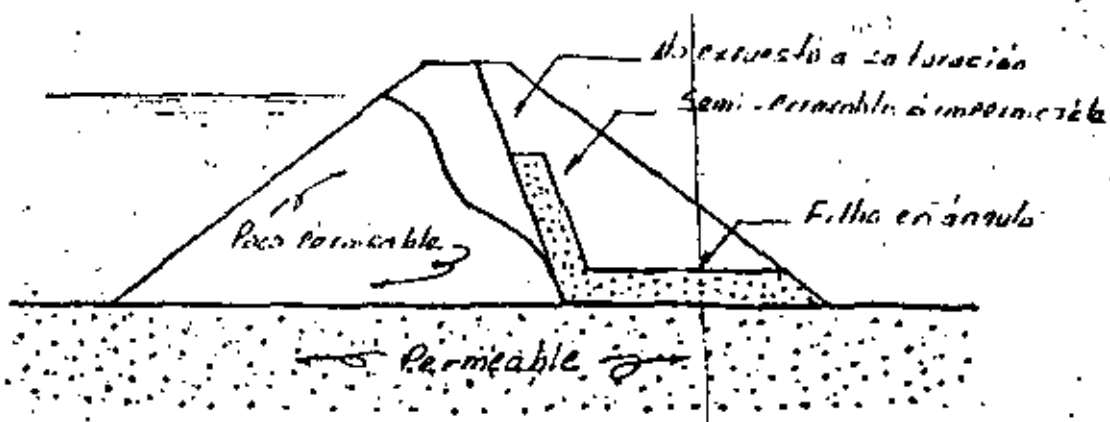


- SECCION DE MATERIALES GRADUADOS -



47





SECCIONES MUYAS CON TRINCHERAS IMPERMEABLES

3.- Estructuras de protección.

Son estructuras que se construyen para darle mayor seguridad a los canales, entre las que se pueden contar las siguientes;

- a).- Rápidas y Caídas
- b).- Desagües parciales, totales o finales.
- c).- Entradas de agua, pasos superiores y pasos inferiores
- d).- Cunetas y Contraeunetas.

a).- RÁPIDAS Y CAIDAS.-

Son estructuras que se utilizan para unir dos tramos de canal, situados a diferente nivel. - Generalmente las ^{caídas} ~~caídas~~ son estructuras verticales utilizadas para unir pequeños desniveles y las rápidas son estructuras inclinadas usadas para desniveles mayores.

Las rápidas se utilizan para absorber pendientes excesivas en el canal, cuando la inclinación del terreno sea mayor que la de la rasante del canal colocando al final de esta una caída y un tanque amortiguador con el fin de disipar el exceso de energía cinética del agua y proteger así el canal.

La decisión de proyectar una rápida y una caída en lugar de una serie de caídas, se debe basar en un estudio hidráulico y económico de ambas alternativas.

Desde el punto de vista hidráulico, las caídas no deben estar muy cerca unas de otras en forma muy general, la distancia mínima entre caídas será de 60.00 mts.

El costo de mantenimiento de una serie de caídas, es usualmente mayor que el de una rápida y una caída y que desempeñan la misma función, por lo que a veces se puede justificar económicamente un costo inicial hasta de un 50% mayor en esta alternativa (rápida y Caída), que la construcción de una serie de caídas.

1.- RÁPIDAS.-

Cuando se proyecta un canal en rápida, se debe de proteger con algún revestimiento, con el fin de proteger el terreno contra las velocidades erosivas del agua.

Este revestimiento puede ser de concreto o mampostería; la elección de uno de estos, dependerá de un estudio económico y de los materiales de que se dispongan en el lugar.

En el cálculo de Rápidas revestidas de concreto, es usual escoger un valor de $n = 0.014$ a 0.015 en la fórmula de Manning para gastos hasta de $3.00 \text{ m}^3/\text{seg}$; para gastos mayores y altas velocidades, puede ser deseable estudiar la rápida, con un valor de " n " algo mayor ($n = 0.018$ a 0.020) debido a la incorporación del aire. En canales revestidos de mampostería, se utilizan valores de $n = 0.020$ a 0.022 para el mismo límite y $n = 0.025$ para gastos mayores.

El bordo libre en rápidas, se puede proporcionar utilizando la siguiente fórmula:

$$b.l. = 0.61 + 0.0371 v \sqrt{d}$$

b.l. = bordo libre.

v = velocidad en la rápida

d = tirante normal en la rápida.

Algunas veces es necesario trazar los canales en rápida en curvas horizontales, en este caso es necesario proporcionar un bordo libre adicional, debido a la sobre-elevación de la superficie libre del agua en el lado exterior de la curva.

Este bordo libre se puede determinar, utilizando la gráfica que se anexa. La velocidad mínima en rápidas será igual a 1.2 veces la velocidad crítica ($V_{\min} = 1.2 V_{\text{crítica}}$).

La velocidad máxima dependerá del tipo de revestimiento utilizado, así para revestimientos de concreto, la velocidad máxima será de 10 m/seg , para mampostería $V_{\max} = 4 \text{ m/seg}$.

2.- CAIDA.

Para fijar la posición de una caída y la altura de la misma, debe tomarse en cuenta lo siguiente:

a).- La altura se eiera a $1.00, 1.50, 2.00$ metros máximo, salvo casos especiales, lo que tiene por objeto principal, construir estructuras tipo.

b).- La ubicación se hace tratando de reducir las excavaciones, pero dándole seguridad a la estructura.

c).- Se procura ligarla a alguna otra estructura tal, como toma, represa, puente, etc....

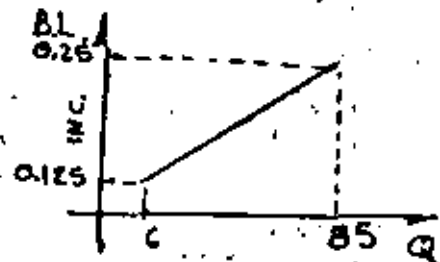
3.- TANQUE AMORTIGUADOR.-

Esta estructura, se construye al final de las rápidas o caídas, con el fin de disipar al máximo, el exceso de energía al pasar de un régimen rápido a un régimen tranquilo, con el fin de uniformizar el régimen y poder alimentar en una forma eficiente las tomas ubicadas aguas abajo de la estructura.

Con el fin de absorber los oleajes que se forman en el tanque amortiguador por efectos del cambio de régimen, el bordo libre en esta estructura, se debe incrementar.

En general el bordo libre del canal, se debe incrementar en función lineal de los siguientes valores:

| GASTO
m ³ /seg. | Incremento del
bordo libre |
|-------------------------------|-------------------------------|
| 0 - 6 | 0.125 bl |
| 6 - 85 | 0.25 l.l. |



DESAGÜES PARCIALES, TOTALES Y FINALES.-

En todo canal, es necesario construir tres tipos de desagües:

- 1.- Parciales o de excedencias.-
- 2.- Totales.-
- 3.- Finales.-

1.- PARCIALES O DE EXCEDENCIAS.-

Se hace indispensable la colocación de desagües de excedencias en un canal de conducción, con el fin de dar salida a las aguas sobrantes que puedan presentarse por las siguientes razones:-

a).- Por un mal funcionamiento en las compuertas de la Obra de toma; que pueden dejar pasar un gasto mayor que el de diseño.-

b).- Por el cierre de alguna o algunas compuertas de tomas laterales, que harían que continuara el mismo gasto, aguas abajo de estas, en que el canal está diseñado para una menor capacidad y por estar lejos la toma de control de entradas al canal, no se podría regularizar pronto el gasto en éste.

c).- Por el agua de lluvia proveniente de algunos arroyos que, por ser pequeña su aportación, no amerite la construcción de una estructura de cruce, y no permita su entrada al canal.

d).- Por obstrucciones en el canal ocasionadas por derrumbes o materiales que en él caigan, que obligarían a que se sobreelevara el tirante.

Es por demás decir que de no colocarse estructuras de excedencias en un canal, al presentarse un incremento en el gasto del mismo por algunas de las razones antes mencionadas, se produciría una sobreelevación en el tirante, en el tirante que podría sobrepasar el bordo libre del canal y por consiguiente causar su destrucción.

La localización de los desagües de excedencias, se deduce fácilmente, según la necesidad que hayan a satisfacer, así por ejemplo, en los casos "a" y "b" se ve la necesidad de que el desagüe se coloque a una corta distancia aguas abajo de las compuertas de la Obra de toma. Para el caso "c" los desagües se colocarían.... A lo largo del canal; en el caso "d" se colocarían aguas arriba de los lugares en que se toma, puedan ocurrir las Obstrucciones.

Las descargas de los desagües de excedencias, se deben hacer a los cauces naturales o drenaje del sistema de riego.

Los tipos de estructuras más comúnmente usadas para desagües de excedencias son: Vertedores de cresta libre y controlada y Vertedores de Sifón.

3.- DESAGÜES TOTALES.-

El desagüe total tiene por Objeto poder descargar en un momento dado un tramo de canal o su totalidad, tirando toda el agua a un dren o a un curso natural.

Esta necesidad puede ser obligada por alguna de las razones siguientes:

a).- Por algún desperfecto en alguna de las estructuras del canal que deba ser reparada teniendo en seco al canal en la parte averiada, por consiguiente el desagüe debe de estar localizado aguas arriba de dichas estructuras, que pueden ser Sifones, puentes canal, alcantarillas, etc.

b).- También deberán colocarse desagües totales aguas arriba de los lugares en que se toma pueda haber deslaves que Obstruyan por completo el canal o en los que se tema la destrucción de los bordos.

c).- También deberán colocarse donde haya un cambio sensible en la capacidad del canal.

3.- DESAGÜES FINALES.-

Estos se construyen en el remate de los canales con el fin de descargar

de una manera automática, descargando a un dren o a un cauce natural, los excedentes de agua que no puedan ser utilizados para riego.

Esta descarga puede ser mediante un vertedero de cresta libre o bien, una represa.

c.- ENTRADAS DE AGUA Y PASOS SUPERIORES E INFERIORES.-

Las Entradas de agua son estructuras que se utilizan cuando se permite que el agua proveniente de arroyos que cruzan un canal, entren a él.

Para gastos máximos en los arroyos que se cruzan inferiores a la décima parte del gasto normal del canal, se proyectan entradas de agua al mismo siempre que se prevea un desagüe inmediato.

Si estos gastos no se quieren meter al canal, se puede efectuar su cruce mediante un paso superior o inferior, dependiendo esto de la topografía en el sitio.

d.- CUNETAS Y CONTRACUNETAS.-

Generalmente es necesario interceptar por medio de contracunetas o cunetas los escurrimientos de los arroyos o de las laderas que cruzan un canal que de otra manera descargarían libremente al mismo.

Estas tienen como fin encauzarlos a algún accidente topográfico que facilite la construcción de un sifón o de un puente canal para dar paso a las aguas broncas.

VIII. REVESTIMIENTO DE CANALES.-

- INTRODUCCION.-

Generalmente se estima que, una cuarta parte de toda el agua derivada para fines de riego, se pierde en la conducción; y la mayor parte de esta pérdida se atribuye a la infiltración. La forma esencial para impedir la infiltración es revestiendo el canal de riego. Podemos enunciar también las pérdidas por evaporación.

| | | |
|----------|------------------|------------------|
| PERDIDAS | I.- Infiltración | 1.- Impregnación |
| | | 2.- Filtración |
| | II.- Evaporación | |

Las pérdidas por impregnación se deben a la capilaridad del suelo y la filtración es consecuencia de la gravedad.

Debe notarse que cuando un canal funciona por primera vez, las pérdidas por impregnación alcanzan su valor máximo y a medida que pasa el tiempo, van disminuyendo a tal grado de alcanzar un valor normal; pero en cambio las pérdidas por filtración, son continuas.

Los factores que afectan a la filtración son:

- 1.- Permeabilidad ^{del material} en que está excavado el canal y de los bordos.
- 2.- Posición del nivel de aguas freáticas con respecto a la sección del canal.
- 3.- Condiciones de drenaje del subsuelo.
- 4.- Temperatura del agua y del suelo.
- 5.- Profundidad del canal.
- 6.- Velocidad del agua.
- 7.- Edad del canal.

PÉRDIDAS POR EVAPORACIÓN.

Al hacer una comparación con las pérdidas por infiltración, las pérdidas por evaporación, son relativamente pequeñas; siendo del 1% al 2% de las pérdidas totales en la conducción.

PROCEDIMIENTOS PARA REDUCIR LAS PÉRDIDAS.

La máxima reducción de pérdidas en un canal se obtiene al construir una pantalla que impida el paso del agua por el suelo; a esta pantalla se le llama generalmente "revestimiento impermeable".

El objeto principal del revestimiento en los canales, es para reducir las pérdidas por filtración; algunas veces se requiere además evitar la erosión, dar seguridad y resistencia al canal y disminuir el costo de mantenimiento.

REQUISITOS QUE DEBE LLGAR UN BUEN REVESTIMIENTO.

- 1.- Debe ser impermeable para anular o disminuir al máximo la filtración.
- 2.- El costo, no debe ser alto, (incluyendo construcción y mantenimiento).
- 3.- No debe permitir el crecimiento de yerbas y no debe ser afectado por el paso del ganado.
- 4.- Debe ser adaptable para construir secciones lisas que aumenten la capacidad de conducción del canal, al permitir velocidades mayores.

FACTORES PARA SELECCIONAR EL TIPO DE REVESTIMIENTO.

Se han enumerado los requisitos necesarios de un buen revestimiento, pero hasta la fecha ninguno de los ya existentes puede usarse en todos los casos; debido a esto, debemos tomar en cuenta los siguientes factores para seleccionar el tipo de revestimiento requerido.

- 1.- Cimentación
- 2.- Material disponible
- 3.- Clima
- 4.- Duración
- 5.- Costo.

- 1.- En cimentación podemos considerar, el material que va a recibir el revestimiento, tales como roca, tierra en buenas condiciones de estabilidad, etc. Dependiendo de esto, los revestimientos pueden ser de tipo rígido o flexible.
- 2.- Otro factor de gran importancia para seleccionar el tipo de revestimiento, es el clima del lugar, que debe considerarse en todos los casos para prevenir los daños que pueda ocasionar en el revestimiento ya instalado.

Los materiales empleados, la proporción con que se fabricuen y la cantidad en que se usa, determinar la duración probable de los revestimientos.

El factor determinante para la selección adecuada de un revestimiento es, el costo de éste, que debe incluir además el mantenimiento y operación.

De acuerdo con lo anterior, podemos hacer un resumen para la selección del revestimiento adecuado:

- 1.- Hacer un estudio general del tipo de material por donde pasará el canal.
- 2.- La facilidad de conseguir el material requerido para hacer el revestimiento.
- 3.- Estudiar las condiciones de trabajo probables bajo las cuales ha de trabajar el canal, considerando los factores que afecten su vida útil.
- 4.- Ventajas y desventajas entre los tipos de revestimiento.
- 5.- Después de descartar los más inadecuados para la solución al problema, se puede hacer un estudio económico de los probables a esa.
- 6.- Se seleccionará el más económico, entendiéndose por económico, el balance entre el costo de edificación, el tiempo de duración, el gasto por mantenimiento y sus ventajas hidráulicas.

El revestir un canal con cualquier tipo de material, siempre necesita justificación económica.

Las conceptos más importantes que en lo general intervienen en los estudios económicos son:

- a).- Permeabilidad de los suelos.
- b).- Permeabilidad del material considerado para revestimiento.
- c).- El efecto económico que representa el incremento en superficie regada por el mayor volumen de agua disponible, debido al ahorro del agua infiltrada.
- d).- La necesidad de reducir la infiltración del agua con el fin de evitar la elevación del nivel freático.
- e).- Aumentar la velocidad media en el canal por razones de Orden económico.
- f).- El ahorro en la construcción de los canales al disminuir sus excavaciones.
- g).- Los ahorros en derecho de vía que se obtienen al reducir la dimensión de los canales, aumentando con esto también, el área regable.
- h).- El costo de los revestimientos.
- i).- Mayor seguridad de los bordos contra los roedores.
- j).- La reducción de los cargos anuales de Operación y conservación.
- k).- Reducción en el sistema de drenaje, al disminuir la infiltración.

Por lo antes expuesto, obsérvese que el factor filtración de los suelos, es uno de tantos que intervienen en el problema y por lo tanto, la decisión de revestir o no un tramo de canal dado, no puede basarse exclusivamente en el grado de permeabilidad del suelo.

TIPOS DE REVESTIMIENTOS.-

Las clases de revestimientos que pueden utilizarse, según sean los factores considerados que intervienen en su selección pueden ser de dos tipos:-

1.- Revestimientos RIGIDOS.-

2.- " " FLEXIBLES.-

1.- REVESTIMIENTOS RIGIDOS.-

- a).- Mampostería.-
- b).- Concreto
- c).- Losas prefabricadas de Concreto.
- d).- Suelo-cemento.

2.- REVESTIMIENTOS FLEXIBLES.-

- a).- De tierra sin compactar
- b).- " " compactada
- c).- Concreto asfáltico
- d).- Membranas asfálticas.
- e).- Guiso
- f).- Membrana sintética
- g).- Bentonita.

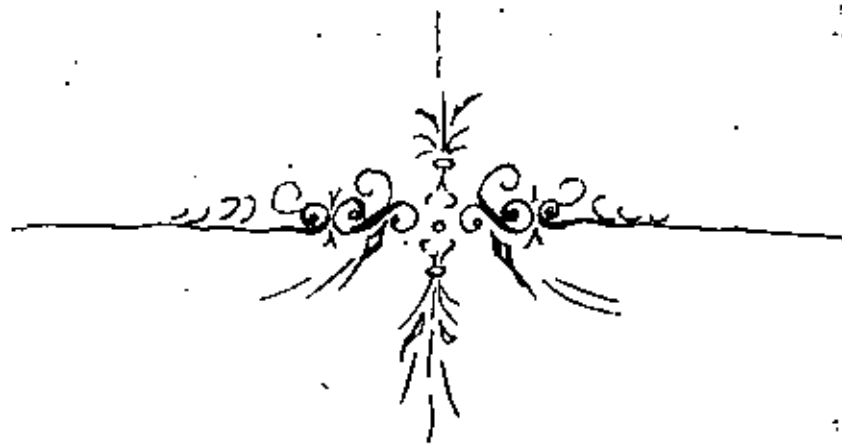
REVESTIMIENTOS FLEXIBLES.-

a).- *Revestimiento de tierra sin compactar.* - Son del tipo flexible y son los revestimientos más naturales ya que fabricarlos solo implica el recurrir al material producto de la excavación misma o de algún banco de préstamo cercano. Cuando esto es posible, el tipo resulta bastante económico. Si además al revestimiento se hacen tratamientos baratos, para controlar la infiltración, resalta un revestimiento más funcional.

Consiste en una capa de material sin compactar, seleccionada de gravo fino que se deposita en la plantilla y taludes del canal. El espesor de la capa varía entre 15 y 30 c.m., el material debe tener a la vez de contenido finos grande, una estabilidad adecuada. Su colocación es muy sencilla, de ahí su bajo costo de instalación, pero su mantenimiento es caro puesto que hay que limpiarlo periódicamente de la vegetación que permite crecer. Debido a que tal limpieza en su acción arrastra el revestimiento que sumado esto a la erosión del agua, su duración es corta. La erosión puede ser menor si se protege con una capa adicional de material grueso. Una de las desventajas para el funcionamiento hidráulico es que la velocidad de diseño debe ser pequeña para evitar la erosión. Además no presenta resistencia a la acción de los animales socavadores, ni al peso del ganado.

El procedimiento de construcción para este tipo de Revestimiento es el que sigue:

La sección se sobreexcava para que sumadas las capas de revestimiento y protección, el canal tenga sus dimensiones calculadas para conducir el gasto requerido o de diseño. Se riega el material que forma el revestimiento mediante una draga o pala mecánica que se mueve a lo largo de uno de los bordos. Después de esta Operación, se coloca la capa de protección.



TIPOS DE SECCIONES DE CANALES.-

Desde el punto de vista geométrico de la sección del canal, se pueden distinguir cuatro tipos de conducciones.

- 1.- Canal abierto sin revestir.
- 2.- Canal abierto revestido
- 3.- Conducto cerrado que trabaja por gravedad.
- 4.- Conducto cerrado que trabaja a presión.

CANALES ABIERTOS.-

Desde el punto de vista hidráulico, la sección transversal que para un área dada, da la máxima eficiencia o capacidad, es aquella con radio hidráulico máximo y perímetro mojado mínimo. - Esta sección se conoce como: **de MÁXIMA EFICIENCIA HIDRÁULICA.**

En canales abiertos, la sección Semi-circular es la que nos cumple esta condición.

En general la sección transversal de un canal abierto debería diseñarse con esta sección semicircular, sin embargo desde el punto de vista práctico, no es aplicable ya que esta sección no puede sostenerse por sí sola si no se le protege y refuerza convenientemente, además de que su construcción es muy cara.

En general la sección ^{transversal} de los canales para riego, son de forma TRAPEZIAL, pudiéndose utilizar la sección semicircular en las secciones pequeñas llamadas CANALETAS.

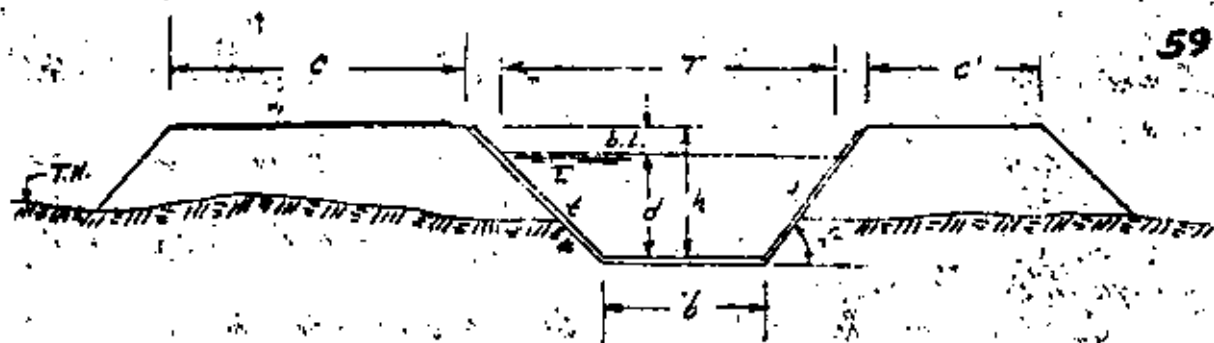
FORMAS GENERALES DE DISEÑO.-

A.- CANALES ABIERTOS.-

1.- Características geométricas de la sección:

La sección transversal seleccionada para un canal, debe de satisfacer además de la condición de capacidad, la facilidad tanto para construcción como para Operación, limpieza y conservación.

Para conducciones abiertas, se ha visto, que la forma más conveniente, es la sección trapezoidal cuyas elementos principales se enumeran a continuación: (pág sigte.).



59

- d = tirante del agua
 b = ancho de plantilla
 $b.l.$ = borde libre
 h = altura del canal
 T = ancho de la superficie libre del agua.
 t = talud (relación de la proyección horizontal a la vertical de la pared lateral = $\cot \theta$)
 c = Ancho de la corona del borde con camino.
 c' = Ancho de la corona del borde sin camino.
 θ = Ángulo de inclinación de las paredes laterales (taludes)
 $T.N.$ = terreno natural.

RELACION PLANTILLA TIRANTE (b/d).

Condiciones a estudiar para fijar la relación plantilla-tirante.

- Sección de máxima eficiencia.
- Sección de mínima filtración.
- Problemas Constructivos.

a). SECCIÓN DE MÁXIMA EFICIENCIA.

Desde el punto de vista hidráulico, la sección transversal que para un área dada, da la máxima capacidad, como ya se expresó anteriormente, es aquella con RADIO HIDRAULICO MAXIMO y PERIMETRO MOJADO MINIMO.

Por lo que se refiere a la sección de máxima eficiencia, la relación (b/d) viene dada por la fórmula:

$$\frac{b}{d} = 2 \tan \frac{\theta}{2}$$

En general, la sección transversal de un canal debería diseñarse para la máxima eficiencia hidráulica; sin embargo desde el punto de vista práctico, aun cuando la sección de máxima eficiencia hidráulica es la que da el área mínima, para un gasto determinado, no necesariamente dará la mínima excavación.

La sección de mínima excavación se tendrá, solamente cuando la superficie del agua en el canal, coincida con el terreno.

Cuando la superficie del agua queda a una elevación más baja que la superficie del terreno, lo cual ocurre con mucha frecuencia, los canales más angostos y profundos, dan la mínima excavación que los de sección de máxima eficiencia hidráulica.

Si la superficie del agua queda a una elevación mayor que la superficie del terreno natural, las secciones transversales anchas y poco profundas son las que dan la mínima excavación.

Sin embargo en los canales de riego, los requisitos de seguridad contra roturas y la posición que debe tener la superficie del agua en el canal con relación a los terrenos que sirve, son otros factores que intervienen directamente en la selección de la sección y que pueden modificar al proyecto puramente geométrico de la sección transversal del canal.

b).- SECCIÓN DE MINIMA FILTRACION.-

En el caso de canales sin revestir, cuando el canal queda alojado en suelos arcillosos delgados, apoyados en suelos permeables, y la cubeta pueda quedar alojada en dichos suelos, es necesario ampliar la plantilla con el fin de disminuir el tirante y así quede alojada la cubeta del canal, en material impermeable por lo menos en un espesor de 50 cms. medidos de la rasante del canal al contacto con el suelo permeable.

La sección de mínima filtración, está dada por la relación siguiente:

$$b/y = 4 \tan \frac{\theta}{2}$$

c).- PROBLEMAS CONSTRUCTIVOS.-

En canales con gastos muy grandes, generalmente la relación plantilla-tirante que nos da la sección de máxima eficiencia, resultan plantillas muy chicas y esto origina que sean difíciles de construir, por lo que en estos casos, lo que generalmente se acostumbra hacer, es fijar una dimensión mínima de plantilla que constructivamente pueda hacerse con el equipo del cual se dispone.

Por esto la relación plantilla-tirante que nos da la sección de máxima eficiencia hidráulica, se usa únicamente en canales de sección pequeña, tomando en cuenta sus limitaciones constructivas.

En la siguiente tabla se dan algunos valores de las fórmulas anteriores en función de los valores del talud (cot. θ)

| TALUD
(t) | ANGULO
(θ) | MAXIMA
EFICIENCIA | MINIMA
FIATACION | PROMEDIO |
|---------------|------------------------|----------------------|---------------------|----------|
| Vertical. 0:1 | 90° 00' | 2.00 | 4.000 | 3.000 |
| 0.25 : 1 | 75° 58' | 1.562 | 3.123 | 2.342 |
| 0.50 : 1 | 63° 26' | 1.236 | 2.472 | 1.854 |
| 0.75 : 1 | 53° 08' | 1.000 | 2.000 | 1.500 |
| 1.00 : 1 | 45° 00' | 0.828 | 1.657 | 1.243 |
| 1.25 : 1 | 38° 40' | 0.702 | 1.403 | 1.053 |
| 1.50 : 1 | 33° 41' | 0.605 | 1.211 | 0.908 |
| 2 : 1 | 26° 34' | 0.472 | 0.944 | 0.708 |
| 3 : 1 | 18° 26' | 0.325 | 0.649 | 0.487 |

Estos valores, no obstante, son cambiados en la práctica por reglas más empíricas obtenidas directamente de la experiencia recabada a través de los años.

Por ejemplo, la URS recomienda la siguiente expresión para canales no erosionables.

$$b/d = 4 - t$$

Los ingenieros de las Filipinas utilizan la siguiente ecuación: $b/d =$

Por lo que a nuestro país se refiere, la relación plantilla-transte, generalmente tiene valores comprendidos entre 1 y 2 para canales revestidos y de 2 a 7 para canales sin revestir.

B. T A L U D E S .

La inclinación de las paredes laterales, depende en cada caso particular de varios factores, pero muy particularmente de la clase de terreno en donde está alojado, o sea por ejemplo: en un material rocoso, se pueden permitir taludes muy verticales o incluso verticales, mientras que en terrenos delizables, será necesario construir canales con taludes más tendidos con el fin de asegurar la estabilidad del canal, evitando derrumbes que elevan los costos de conservación.

En la siguiente página se presenta una tabla donde se dan algunos valores del talud, de acuerdo con el material donde será alojado el canal.

| | |
|---|----------|
| Material poco estable, arena, tierra arenosa | 2 : 1 |
| Tierra algo arenosa, tepetate blando, areniscas blandas | 1.5 : 1 |
| Rocas alteradas, tepetate duro | 1 : 1 |
| Roca fija, ligeramente alterada | 0.5 : 1 |
| Roca sana | 0.25 : 1 |
| Taludes exteriores de los bordos | 1.5 : 1 |

C.- BORDO LIBRE.-

Con objeto de tener un margen de seguridad en la operación de los canales conviene dejar cierto desnivel entre la superficie libre del agua para el trazo normal y la corona de los bordos y en cada caso se indicarán esos valores.

D.- ANCHO DE LA CORONA DE LOS BORDOS DEL CANAL.-

Este ancho debe ser tal, que si parte de la sección hidráulica, está sobre un relleno, la línea de saturación no debe de cortar el talud exterior del bordo, pues la filtración puede causar la falla del mismo al arrastrar las partículas de suelo que forman el relleno.

En la región lagunera, por ejemplo por medio de estudios de mecánica de suelos, se determinaron los siguientes pendientes para la línea de saturación:

Para canales de más de 5 m³/seg. 10 : 1

En suelos arenosos, y 6 : 1 para suelos limo-arcillosos.

Para canales de menos de 5 m³/seg. 7 : 1 en suelos limo-arenosos y 4 : 1 en los suelos limo-arcillosos.

En consecuencia para cada región particular es necesario hacer estudios semejantes y comprobar los resultados en las secciones transversales en proyecto, obteniéndose así un criterio mejor formado para fijar el ancho de corona de los bordos del canal.

Es necesario considerar también la conveniencia de que el canal lo siga un camino correcto propio para el paso de vehículos que faciliten su construcción (del canal) y posteriormente su operación y conservación.

Normalmente los bordos sin camino, se construyen con un ancho mínimo de 2.00 mts. y el bordo con camino, el ancho de corona varía de 4.00 mts. a 7.00 mts., sin embargo es necesario se revisen estos anchos de corona de los bordos por el paso de la filtración.

Para proteger la corona de los bordos de los perjuicios de la erosión se deberá dar una pendiente del 2% hacia afuera, debiéndose construir drenaje pluvial eficiente construyendo cunetas para desalojar el agua.

VELOCIDADES.

A. VELOCIDAD MEDIA.-

La velocidad media se determinará por medio de la fórmula de Manning

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Esta velocidad deberá estar comprendida entre dos límites muy significativos; el primero o superior, está definido por su efecto erosivo y de operación, mientras que el segundo o inferior, lo limita la capacidad para depositar azolves o tratar de evitar el crecimiento de las plantas acuáticas.

O sea, que esta velocidad debe ser tal, que sea lo suficientemente lenta para que no produzca erosión y lo suficientemente rápida para que no produzca el azolvamiento de las partículas que lleva el agua en suspensión lo cual produciría el crecimiento de plantas.

La velocidad media máxima desde el punto de vista funcional, es aquella en la que se puede llegar en un canal, sin afectar el correcto funcionamiento hidráulico de las tomas y represas. - Por lo regular esta velocidad es del orden de 1.50 m/seg.

En los canales sin revestir, la velocidad media máxima desde el punto de vista erosivo, es aquella hasta la que se puede llegar, sin producir un desalojamiento y arrastre de las partículas que constituyen los materiales donde se aloja el canal y que confinan el agua que por éste fluye.

La velocidad media mínima permisible que evita el azolve, es aquella abajo de la cual empieza la sedimentación de las partículas minerales que fluye en suspensión el agua del canal o en la que se detiene el movimiento de las partículas que fueren desplazándose por el fondo, bajo el efecto del flujo. - La más alta de ambas velocidades, será la mínima permisible.

En el diseño de canales deben considerarse las velocidades límite dadas por Berlanguer:

a).- Régimen Tranquilo $V_{\max} = 0.8 V_{\text{crítica}}$

b).- Régimen Rápido $V_{\min} = 1.2 V_{\text{crítica}}$

Las velocidades, con valores cercanos a la crítica, no son recomendables ya que con ellas, hay pérdidas de cargas mayores y al mismo tiempo se presentan condiciones de inestabilidad en el régimen, ya que puede pasar en un instante dado, de régimen rápido a régimen lento o viceversa,

lo que ocasiona variaciones bruscas en el tirante del agua, que al no poderse evitar, harán que se tengan que considerar bordos libres mayores que los comunmente usados.

Por otra parte en las represas, si se produce en ellos el area hidraulica, de la seccion transversal del canal, dichas velocidades hacen que se pueda formar un salto hidraulico en el canal, cuyas turbulencias impiden mantener estable el nivel del agua, originando con esto, la dificultad en la entrega del agua en las tomas laterales y de lote.

B.- VELOCIDADES MEDIAS, MÁXIMAS Y MÍNIMAS. -

a).- CANALES SIN REVESTIR. -

La velocidad permisible en canales excavados en tierra y sin revestir depende de las características del material que forma la seccion y la cantidad y calidad de los sedimentos acarreados por el agua.

La facilidad con que un canal puede ser erosionado, depende del tamaño de las partículas y características del material que forma la seccion, ya que terrenos arenosos y sueltos sin materia cementante, se erosionan fácilmente y terrenos con arcilla, arena o grava con constituyentes cementantes, son muy resistentes a la erosion.

Como guía general, se dan algunos valores para la velocidad media máxima permisible que recomienda la S. R. H. y que a su vez han sido tomadas de la literatura especializada y ampliamente experimentadas en los sistemas existentes.

La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles de E.U.A. (A.S. C.E.) recomienda:

| MATERIAL | VELOCIDADES PERMISIBLES (m/seg) | | |
|---------------|---------------------------------|---|--------|
| | Mínima | | Máxima |
| Arcilla | 0.45 | a | 0.75 |
| Arena | 0.75 | a | 1.25 |
| Grava | 1.25 | a | 2.00 |

El Bureau of Reclamation aconseja usar los siguientes valores para canales en condiciones normales.

| CANAL EXCAVADO EN TIERRA- | VELOCIDADES PERMISIBLES (m/seg) | | |
|------------------------------------|---------------------------------|---|---------|
| | Mínima | | Máxima. |
| Canales laterales pequeños : | 0.45 | a | 0.75 |
| Canales principales. | 0.60 | a | 1.35 |

"En la siguiente página se dan algunos valores que otros autores recomiendan."

- VELOCIDADES MAXIMAS Y MINIMAS.-

A) CANALES SIN REVESTIR.-

| Material | Velocidad máxima | | |
|--------------------------------|------------------|---|------------|
| Arcilla | 0.45 | a | 0.75 m/seg |
| Arena gruesa | 0.75 | a | 1.25 " |
| Grava | 1.25 | a | 2.00 " |
| Arena fina | 0.20 | a | 0.30 " |
| Suelo arenoso | 0.30 | a | 0.75 " |
| Arena arcillosa | 0.75 | a | 0.90 " |
| Tierra arcillosa | 0.85 | a | 1.10 " |
| Arcilla dura | 1.10 | a | 1.50 " |
| Conglomerados, grava cementada | | | |
| Esquistos, pizarras | | | |
| roca sedimentaria suave | 2.00 | a | 2.50 m/seg |
| roca dura | 3.00 | a | 4.50 " |

Velocidad Mínima.

(Aguas para riego con material en suspensión).

$$V_s = 0.552 C d^{0.64}$$

V_s = Velocidad de sedimentación (m/seg)

C = Coeficiente variable con el tipo de sedimento

d = Tirante del agua en mts.

"Algunos valores de C"

| Material | "C" |
|------------------------------|------|
| Suelo arenoso, ligero y fino | 0.84 |
| Suelo arenoso o Grueso | 0.92 |
| Limo arenoso | 1.01 |
| Limos y acarreos Gruesos | 1.09 |

Velocidad mínima en Aguas Claras.-

$$V_s = 0.652 G d^{0.5} \quad (\text{KENNEDY})$$

Velocidad mínima para evitar el crecimiento de plantas en la sección del canal.

$$\begin{aligned} \text{Velocid. mínima} &= 0.45 \text{ a } 0.60 \text{ m/seg} \quad (\text{canales de } d \leq 50 \text{ cms.}) \\ \text{Veloc. mínima} &= 0.60 \text{ a } 0.80 \text{ " } \quad (\text{canales con } d > 50 \text{ cms.}) \end{aligned}$$

También otros autores recomiendan los siguientes valores para velocidades máximas no erosivas:

| MATERIAL | VELOCIDAD PERMISIBLE (m/seg) | |
|----------------------------|------------------------------|--------|
| | mínima | Máxima |
| ARENA FINA EN CONDICIONES: | | |
| Inestables | 0.20 | a 0.30 |
| Suelo arenoso | 0.30 | a 0.75 |
| arena arcillosa | 0.75 | a 0.90 |
| Tierra arcillosa | 0.85 | a 1.10 |
| arcilla dura | 1.10 | a 1.50 |

Etcheverry recomienda como velocidades máximas permisibles en canales sin revestir excavados en roca:

| MATERIAL: | VELOCIDAD PERMISIBLE (m/seg) | |
|--------------------------------------|------------------------------|--------|
| | Mínima | Máxima |
| Conglomerado o Grava cementada | 2.00 | a 2.50 |
| Esquistos y pizarras | 2.00 | a 2.50 |
| Roca sedimentaria suave | 2.00 | a 2.50 |
| Roca dura | 3.00 | a 4.50 |

En el caso de las gravas, la velocidad media máxima depende en gran parte, tanto del tamaño de las partículas o fragmentos que las componen, como de su graduación, forma individual, compacidad; si tienen una matriz conglomerante y del tipo de esta.

En las arcillas la capacidad para resistir la erosión en mayor o menor grado depende del tipo y la composición mineralógica, si es fácilmente soluble o no, de la compacidad y del mayor o menor grado de fracturamiento que tengan las diversas capas del suelo.

En las Rocas, que en la tabla antes dada se designan con nombres tan amplios como duras y suaves, el grado de intemperismo y descomposición, la severidad del fracturamiento y la frecuencia entre los sistemas de juntas, si hay o no rellenos arcillosos deleznales en fracturas y juntas, son factores que solos o combinados influyen grandemente en la velocidad media de diseño, asignable a un canal sin revestir que cruce estas formaciones de la corteza terrestre.

Con relación a la velocidad mínima permisible, en canales sin revestir puede decirse que no existe un verdadero límite en el cual se inicie el fenómeno de sedimentación.

Para la generalidad de los casos se recomienda utilizar la fórmula de Kennedy, (expresada ya anteriormente) que puede expresarse en el sistema métrico, como sigue:

$$V_s = 0.652 C d^{0.64}$$

Se dio también el significado de literales y algunos valores para el coeficiente "C".

En aguas claras y con temperaturas de 18° a 20° Centígrados, se induce el crecimiento de plantas acuáticas, las cuales en condiciones favorables y en un lapso de dos a cuatro semanas, pueden reducir la capacidad hasta en un 25%.

Para evitar las condiciones que favorecen el crecimiento de vegetación acuática, debe tenerse en cuenta, no utilizar velocidades menores de 0.45 m/seg ó 0.60 m/seg si el canal tiene una profundidad menor de 0.50 mts. ya que con velocidades menores, rápidamente se puede cubrir de musgo al canal lo cual requerirá una limpieza constante, convirtiéndose esto en economía.

La velocidad mínima permisible, tiene mayor importancia en canales principales con régimen permanente ya que para canales de distribución con escurrimientos intermitentes o sea que se interrumpen y vuelven a empezar alternativamente, hay menos posibilidades de que se presente el peligro de crecimiento de plantas acuáticas, sin embargo se recomienda no utilizar velocidades menores de 0.60 a 0.80 m/seg.

6).- CANALES REVESTIDOS.-

En suelos francamente permeables, el objeto principal de revestir un canal es el de reducir la permeabilidad o pérdida de agua por filtración, además de que al aumentar la velocidad máxima permisible, se obtiene una sección más económica, un gradiente hidráulico mayor y se reducen los costos anuales de Operación y conservación.

La velocidad máxima permisible, depende del tipo de revestimiento, pudiéndose tener los siguientes valores: (ver tabla en la sigte página).

- 1.- Canales Revestidos de materiales arenillosos compactados. = veloc. máxima permisible varia de 0.60 a 1.25 m/seg. - Cuando el material arenilloso, especialmente el de los taludes, está protegido con una cubierta de material granular grueso, como grava o piedra triturada, la velocidad máxima será la adecuada para que estos materiales no se erosionen; Sobre esto, vease lo indicado en Canales sin revestir.
- 2.- Canales Revestidos con membranas o losetas asfálticas descubiertas, así como de concreto asfáltico = veloc. máx. permisible, puede variar entre 1.00 a 1.50 m/seg., debido a que los climas cálidos, deforman el revestimiento de asfalto, sin embargo, en climas fríos, los revestimientos de este tipo pueden soportar velocidades un poco mayores. - En canales con membranas, cubiertas, de cualquier tipo, protegidas con tierra, arena o grava, el criterio para fijar la velocidad máxima permisible, está gobernada por el tipo de material de cubierta, especialmente colocado en los taludes como si fuera el caso de un canal sin revestir.
- 3.- Canales Revestidos de concreto reforzado: - La velocidad máxima permisible en tramos cortos sin estructuras y en las rápidas, puede variar de 2.50 a 10.00 m/seg. dependiendo de las condiciones del tipo de suelo en que se abaja el canal, de la pendiente longitudinal disponible y de la ubicación de puentes, represas y tomas.
- 4.- Canales revestidos de concreto sin Refuerzo. - La Velocidad máxima aconsejable, no debe ser mayor de 0.8 veces de la velocidad crítica; en el tramo muerto de canales principales, no debe exceder de 2.50 m/seg. para evitar la probabilidad de que sea levantado el revestimiento.
 Cuando el suelo en que se aloja el canal revestido de concreto, es de partículas finas y sin cohesión, como la arena, las velocidades altas, tienden a desprender las partículas del suelo y por lo tanto a destruir el revestimiento. Estas velocidades también tienden a erosionar el suelo a través de las grietas que normalmente se forman en las losas o por las juntas defectuosas.
- 5.- Canales revestidos de Mampostería. - La velocidad máxima aconsejable no debe ser mayor de 0.8 de la velocidad crítica, pero no debe exceder de 2.50 m/seg.

CANALES REVESTIDOS - VELOCIDAD MÁXIMA

| Tipo de Revestimiento | n | V máxima (m/seg) |
|---|--------|------------------|
| 1.- Material oxilado compactado | 0.60 | 1.25 |
| 2.- Revestimientos con membranas enterradas
(vinilo, kilón) | 1.00 | 1.50 |
| 3.- Revestimientos asfálticos | 1.00 | 1.60 |
| 4.- Revestimientos de concreto sin refuerzo | 2.50 ó | 0.8 Vc |
| 5.- Revestimientos de concreto reforzado | 2.50 | 10 m/seg. |
| 6.- Revestimiento de concreto sin refuerzo en
A- canales obajados en suelos de partículas
B- finos y sin cohesión (arenas, limos) | 1.50 | |
| 7.- Revestimientos de mampostería | 2.50 ó | 0.8 Vc |
| 8.- V mínima recomendada = 1.00 m/seg (S.R.H) | | |

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (n° fórmula de Manning)

Factores que afectan al coeficiente de Rugosidad.

- 1.- Rugosidad de la superficie al terminar la construcción.
- 2.- Vegetación y organismos acuáticos.
- 3.- Irregularidades en la sección transversal del canal.
- 4.- Alineamiento de la conducción
- 5.- Sedimentación y erosión
- 6.- Obstrucciones.
- 7.- La región del país en que se localice la zona de riego
- 8.- Tipo de revestimiento.
- 9.- Programa de limpia y conservación.

COEFICIENTES DE RUGOSIDAD RECOMENDADOS.

Material:

A) - Canales sin Revestir:

| | | |
|--|---------------------------------------|-------|
| CANAL
REVESTIDO
CON ARCILLA | Arcilla con depósitos de arena limpia | 0.025 |
| CANAL
REVESTIDO
CON ARCILLA | Arcilla fina o compacta | 0.025 |
| CANAL
REVESTIDO
CON ARCILLA | Depósitos aluviales | 0.029 |
| CANAL
REVESTIDO
CON ARCILLA | Poca usando explosivos | 0.040 |
| CANAL
CON UN TALUD REVESTIDO DE CONCRETO Y EL OTRO SIN REVESTIR | | 0.026 |

B) - Canales Revestidos de arcilla.

| | |
|----------------------------|-------|
| Q < 35 m ³ /seg | 0.020 |
| Q > 35 m ³ /seg | 0.022 |

c) - Canales Revestidos de concreto.-

| | |
|---|---------------|
| concreto | 0.014 |
| concreto lanzado neumaticamente | |
| 1.- con acabado terso | 0.017 |
| 2.- con acabado rugoso | 0.018 |
| 3.- secciones excavadas en lava | 0.020 |
| 4.- seccion excavada en roca irregularmente terminada | 0.020 - 0.027 |

d) - Revestimientos de Mamposteria

Mamposteria de 3a. Clase:

| | |
|----------------------------|-------|
| 1.- De buena calidad | 0.020 |
| 2.- De mala calidad | 0.025 |

e) - Revestimientos asfálticos.-

| | |
|-----------------------------|-------|
| con superficie tersa | 0.013 |
| con superficie rugosa | 0.016 |

RECOMENDACIONES PARA AFECTAR EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD CON RESPECTO AL TIEMPO DE SERVICIO Y OPERACION.

| | |
|------------------------|---|
| Q (m^3/sq) | Incremento del área |
| 0 - - - - 1.0 | 25 % |
| 1 - - - - 5.0 | 20 % |
| 5 - - - - 10.0 | 15 % |
| 10 - - - - 20.0 | 10 % |
| $Q > 20$ | ⇒ (pueden tomarse 20 ó 25) ya no se incrementa. |

CANALES SIN REVESTIR Y REVESTIDOS DE ARCILLA.-

a) - Coeficientes de Rugosidad:

| radio hidráulico (R) | n |
|----------------------|-------|
| 0 - - 0.45 | 0.033 |
| 0.45 - 0.72 | 0.032 |
| 0.72 - 1.10 | 0.031 |
| > 1.10 | 0.030 |

| | |
|---|-------|
| Mampostería de 3ª Clase | 0.025 |
| Canales Revestidos de asfalto con superficie tersa, ... | 0.013 |
| Concreto asfáltico | 0.014 |
| Asfalto prefabricado | 0.015 |
| Asfalto con superficie rugosa | 0.016 |

Las indicaciones generales que se recomiendan para seleccionar el coeficiente de rugosidad por adoptar en el diseño de una conducción para riego, se basan fundamentalmente en las condiciones en que probablemente se va a encontrar dicho canal en el transcurso del tiempo y que dependen de los siguientes aspectos:

- La región del país en que se localice el sistema.
- Los tipos de revestimiento o materiales en que se aloje la sección transversal.
- Las variaciones que tenga el gasto durante la temporada o ciclo agrícola.
- El programa de limpieza y conservación que se adopte para el sistema de riego.

Por consiguiente es indispensable que cada proyectista en particular tenga o consulte a cerca de toda la experiencia recabada tanto en la región o distritos cercanos, como de los Distritos que más se le asemejen a su problema particular, debiendo en ocasiones recurrir a la literatura existente en otros países cuando los datos recabados en el nuestro o sean escasos o bien no tengan aun un grado de confiabilidad suficiente.

Quando se trate de materiales que presenten características especiales, para elegir el coeficiente de rugosidad, así como en canales que conducirán aguas claras que propician el desarrollo de plantas acuáticas, se deberá incrementar dicho coeficiente con el fin de tener un incremento de área y así contrarrestar en parte la reducción de la sección por crecimiento de plantas, o depósito de azolves.

En secciones con tirantes menores de 2.00 mts. y velocidades mayores de 0.60 m/seg., se considerará un área adicional del 15%, y del 20% para canales con velocidades menores de 0.60 m/seg.

4. PENDIENTE LONGITUDINAL. - La pendiente del canal debe ser en general la máxima que permite dominar la mayor superficie posible de tierras y que a la vez dé valores de velocidad que no causen erosión del material en que está alojado dicho canal, ni depósito de azolves.

La pendiente longitudinal del canal depende principalmente de la pendiente topográfica del terreno en que va a ser alojado.

5. NORMAS PARTICULARES DE DISEÑO:

79

CANALES SIN REVESTIR.

SECCION DEL CANAL. - Las secciones de canales en tierra sin revestimiento, serán en zonas de suelos arcillosos pesados donde el revestimiento de estos no se justifica debido a que las pérdidas por infiltración son mínimas. - Si los estudios muestran impermeabilidad menor a 3×10^{-5} cm/sq. no deberán recubrirse los canales.

PENDIENTE DEL CANAL LONGITUDINAL. - La pendiente debe elegirse, mediante la fórmula de Manning con un coeficiente de rugosidad "n" con un valor que depende del radio hidráulico del canal. Para radios hidráulicos hasta 0.45 m. $n = 0.033$, para radios hidráulicos de 0.45 m. a 0.72 m. $n = 0.032$, para radios hidráulicos de 0.72 m. a 1.10 m. $n = 0.031$ para radios hidráulicos mayores, se tomará $n = 0.030$

PERIMETRO MOJADO. - Cuando la sección del canal queda total o parcialmente arriba del terreno natural, el perímetro mojado debe alojarse en material compactado. Para lograr la compactación deseada, los bordos del canal deberán compactarse hasta un ancho de corona de 1.00 m. como mínimo fuera del prisma del agua. Para tirantes de 0.60 m. a 1.25 mts., el ancho de la corona compactada, será de 1.25 mts. para tirantes comprendidos entre 1.25 m. y 2.00 m., el ancho será de 2.00 m. y para tirantes mayores, el ancho de la corona compactada, se incrementa hasta 2.50 mts.

ALTURA DEL TERRAPLEN POR COMPACTAR. - La altura del terraplén por compactar, arriba de la superficie máxima del agua en el canal, depende generalmente del gasto que escurre por el canal.

(Véase la pág. 75 de estas normas)

BORDOS LIBRES Y ANCHO DE CORONA DE LOS BORDOS. - Los bordos libres y ancho de corona para los bordos con camino y sin camino, de canales en tierra, están en función del gasto y los más recomendados son los que se dan en la tabla de la pág. 75.

(ver. Bordos Libres... Corona de los bordos)

CANALES REVESTIDOS DE TIERRA COMPACTADA.

Los revestimientos de tierra compactada formados con materiales impermeables seleccionados, constituyen un control excelente de la filtración. Podemos mencionar como el mejor material de revestimiento a las arcillas estables volumétricamente, o sea que no sufran expansiones al saturarse y además deben estar mezcladas con una proporción adecuada de grava (20% a 40%).

Cuando las condiciones del caso indiquen la conveniencia de aplicar un revestimiento flexible a base de materiales arcillosos compactados, se recomienda que dichos materiales, tengan un límite líquido comprendido entre el 35% y el 55% y un índice plástico mayor al 20%. Posteriormente, se dará una compactación que garantice un coeficiente de permeabilidad de 10^{-5} .

Existen otros tipos de suelos que si se utilizan o protegen en forma adecuada, pueden dar un buen servicio; uno de ellos es el limo compactado, que es impermeable pero tiene poca resistencia a la erosión; la sección transversal deberá diseñarse para velocidades, oleaje y curvas que sean compatibles con el limo. Cuando se utiliza la protección con grava, la sección deberá ampliarse lo necesario para que la grava no invada la sección hidráulica.

En canales que tengan un gasto mayor al 10 m³/seg., se considerará una faja de grava que actúa como playa para proteger el revestimiento de tierra contra la acción del oleaje.

El espesor de los revestimientos de tierra son

(Véase ESPESORES..... pág 76 de estos apuntes)

Los bordos libres, ancho de corona de los bordos, coeficientes de rugosidad, serán los mismos que para canales sin revestir.

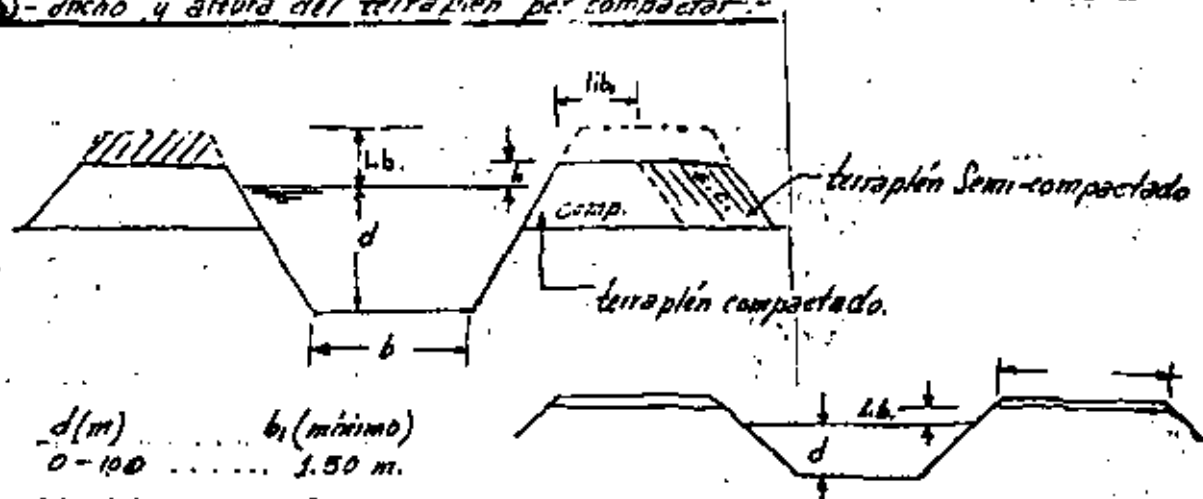
CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO.

SECCION DEL CANAL.- Las secciones del canal se elegirán con anchos de plantilla tales, que las máquinas revestidoras puedan emplearse con pocos cambios; en estas condiciones podrá variarse la altura del revestimiento siempre y cuando el tirante no sea mayor al ancho de la plantilla.

COEFICIENTES DE RUGOSIDAD.- Los coeficientes de rugosidad que se utilizarán están en función del radio hidráulico y son los siguientes:

(Ver Coeficientes..... pág 76).

W) - ancho y altura del terraplén por compactar -



| $d(m)$ | b_1 (mínimo) |
|--------|----------------|
| 0-100 | 1.50 m. |
| 10-2.0 | 2.00 m. |
| >2.00 | 2.50 |

| $Q (m^3/seg)$ | h (mínimo) |
|---------------|--------------|
| 0-1 | 0.15 m. |
| 1-3 | 0.20 m. |
| 3-4 | 0.25 m. |
| 4-10 | 0.35 m. |
| 10-30 | 0.50 m. |
| 30-100 | 0.75 m. |

BORDOS LIBRES Y ANCHO DE LA CORONA DE LOS BORDOS.

| GASTO
(m^3/seg) | b.L.
(m) | BORDO
CON CAMINO (m) | BORDOS
SIN CAMINO (m) | e
(m) |
|------------------------|-------------|-------------------------|--------------------------|----------|
| 0-4 | 0.35 | 4.00 | 2.0 | 0.05 |
| 4-6 | 0.40 | 4.00 | 2.0 | 0.05 |
| 6-8 | 0.45 | 6.00 | 2.0 | 0.06 |
| 8-10 | 0.50 | 6.00 | 2.50 | 0.06 |
| 10-15 | 0.55 | 6.00 | 2.50 | 0.07 |
| 15-20 | 0.60 | 7.00 | 2.50 | 0.07 |
| 20-40 | 0.80 | 7.00 | 3.50 | 0.08 |
| 40-60 | 1.00 | 7.00 | 4.00 | 0.10 |
| 60-100 | 1.10 | 7.00 | 4.00 | 0.12 |

①

②

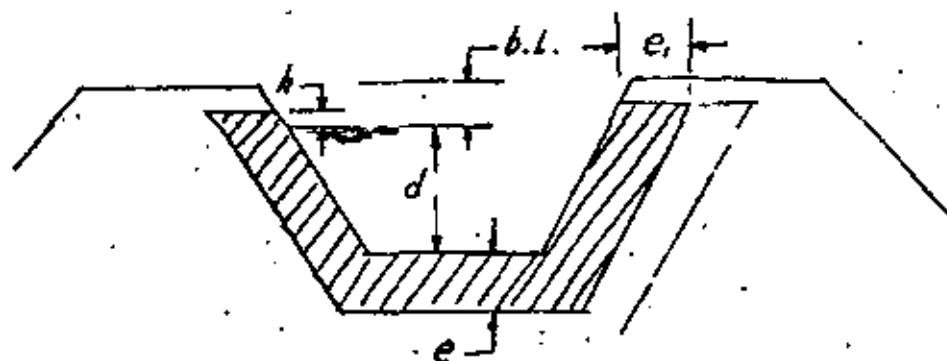
④

⑤

③

Orden de columnas.

CANALES REVESTIDOS CON MATERIAL ARCILLOSO.-



| d (m) | e (m) | e_1 (m) |
|-------------|---------|-----------|
| 0 - 0.60 | 0.30 | 1.00 |
| 0.60 - 1.20 | 0.45 | 1.50 |
| 1.20 - 1.80 | 0.60 | 2.00 |
| > 1.80 | 0.70 | 2.50 |

ESPEORES DE LOS
REVESTIMIENTOS
DE TIERRA

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

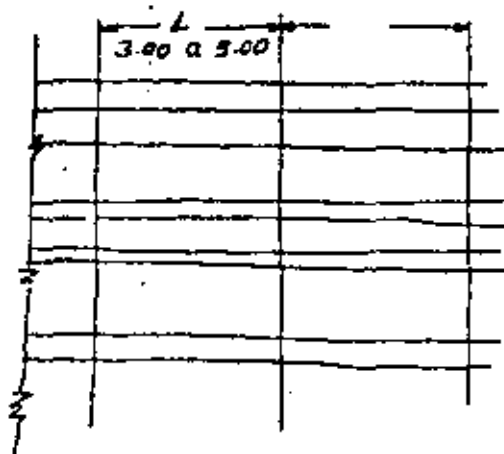
a) - Coeficientes de rugosidad.

| R (m) | "n" |
|-------------|-------|
| 0.015 | 0.018 |
| 0.45 - 0.74 | 0.017 |
| 0.74 - 1.10 | 0.016 |
| > 1.10 | 0.015 |

ranura que coincide con la altura del terreno natural.

ranura longitudinal. hasta plantillas menores de 1 m. NO se colocan ranuras. Solamente la que coincide con la plantilla.

(vease plano 70L-C-1780)



Ranuras transversales
Se colocan de 3.00 a 5.00 mts.

RANURAS PARA EL CONTROL DEL AGRIETAMIENTO EN CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO.-

Las losas de Revestimiento tienden a agrietarse y a través de las fracturas, ocurren filtraciones de agua en el canal. Para localizar estas grietas, se trazarán ranuras longitudinales y transversales en el revestimiento que se sellarán con material plástico o mortigué para evitar dichas filtraciones. Este sello plástico se puede omitir cuando se tengan tirantes pequeños o cuando el terreno donde se aloje el canal sea relativamente impermeable.

La profundidad de las ranuras después de haber fraguado el concreto, debe tener una dimensión ligeramente mayor a un tercio del espesor del revestimiento. Las ranuras longitudinales, no son necesarias en secciones pequeñas o cuando el canal se aloja en suelos estables. Cuando el perímetro mojado sea mayor a 15.00 mts. o cuando se tengan suelos inestables, las ranuras longitudinales, se trazarán en ambos taludes, a una distancia en la intersección de la plantilla; y el talud de 30 a 60 cm. medidos sobre el talud, y con espaciamiento de 3.00 mts.. En canales con espesores de revestimiento de concreto hasta 7 cm. además se pueden trazar otras ranuras para que la sección quede dividida aproximadamente en losas cuadradas.

APoyo DE LOS REVESTIMIENTOS.-

Cualquiera que sea el tamaño del canal, se considera necesario que el revestimiento se apoye en una superficie lisa regular, debidamente compactada.

Los terraplenes de los bordes en contacto con los revestimientos; cuando se tengan suelos arcillosos, se deberán compactar al 95 % de la prueba Proctor; en suelos arenosos, se deberá compactar al 75% usando el criterio de densidad relativa empleando equipo vibratorio.

En zonas en que sea necesario construir canales revestidos de concreto alojados en orillas expansivas, deberá removerse un espesor mínimo de éstas para sustituirlo por un material inerte compactado.

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO.-

Los espesores recomendados en este tipo de revestimiento son dados en función del gasto.

| Gasto (m^3/seg) | Espesor (cm.) |
|---------------------|---------------|
| 0 - 10 | 9 |
| 10 - 50 | 10 |
| 50 - 100 | 11 |
| 100 - 150 | 12 |

CANALES REVESTIDOS CON CONCRETO LANZADO NEUMATICAMENTE.-

| Gasto (m ³ /seg) | Espesor (cm.) |
|-----------------------------|---------------|
| 0 - 2 | 3 |
| 2 - 10 | 4 |
| 10 - 15 | 5 |
| 15 - 20 | 6 |
| 20 - 30 | 7 |

(Ver pág 79)

En general los bordos libres, ancho de la corona de los bordos, como coeficientes de rugosidad serán los mismos que para los canales revestidos sin refuerzo, excepto para el concreto lanzado, en el cual para determinar el coeficiente de rugosidad, deberá consultarse la tabla respectiva.

BORDO LIBRE.- Variará en función del gasto y tenemos los valores:
(ver pág 79 "BORDOS LIBRES")

ANCHO DE LA CORONA DE LOS BORDOS.-

Varián en función del gasto y tenemos los siguientes valores.-

| Gasto (m ³ /seg) | BORDO CON CAMINO (m) | BORDO SIN CAMINO (m) |
|-----------------------------|----------------------|----------------------|
| 0 - 7.5 | 4.00 | 2.00 |
| 7.5 - 19 | 6.00 | 2.50 |
| 19 - 27 | 7.00 | 2.50 |
| 27 - 40 | 7.00 | 3.00 |
| 40 - 60 | 7.00 | 4.00 |
| 60 - 100 | 7.00 | 4.00 |

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO ASFALTICO.-

Los espesores usados, se dan también en función del gasto:

| Gasto (m ³ /seg) | Espesor (cm.) |
|-----------------------------|---------------|
| 0 - 10 | 5 |
| 10 - 50 | 8 |
| 50 - 150 | 10 |

Los bordos libres, así como los anchos de los bordos, serán los mismos que para canales revestidos de concreto. Los valores del coeficiente de rugosidad deberán consultarse en tabla correspondiente.

CANALES REVESTIDOS CON CONCRETO LANZADO.

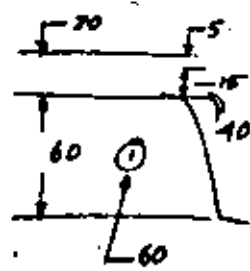
Espesores del revestimiento.

| Q
(m ³ /seg.) | e
(m) |
|-----------------------------|----------|
| 0 — 2 | 0.03 |
| 2 — 10 | 0.04 |
| 10 — 15 | 0.05 |
| 15 — 20 | 0.06 |
| 20 — 30 | 0.07 |

Los anchos de corona de los bordos, se pueden tomar los mismos que para canales revestidos de concreto.

CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA. — (buena calidad)

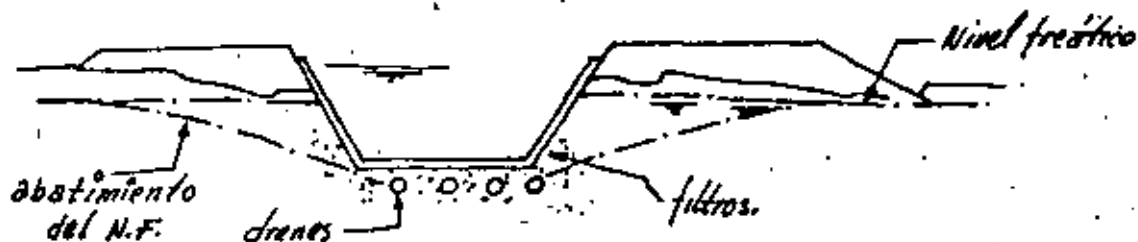
| Coeficientes de Rugosidad | | BORDOS LIBRES | |
|---------------------------|-------|-----------------------------|--------------|
| R | n | Q
(m ³ /seg.) | b.L.
(cm) |
| 0 — 0.45 | 0.023 | 0 — 4 | 15 |
| 0.45 — 0.74 | 0.022 | 4 — 8 | 20 |
| 0.74 — 0.93 | 0.021 | 8 — 12 | 25 |
| > 0.93 | 0.020 | 12 — 30 | 30 |
| | | 30 — 40 | 35 |
| | | 40 — 60 | 40 |
| | | 60 — 100 | 50 |



Los anchos de corona de los bordos se pueden tomar los mismos valores que para canales revestidos de concreto.

DRENAJE EN CANALES REVESTIDOS.

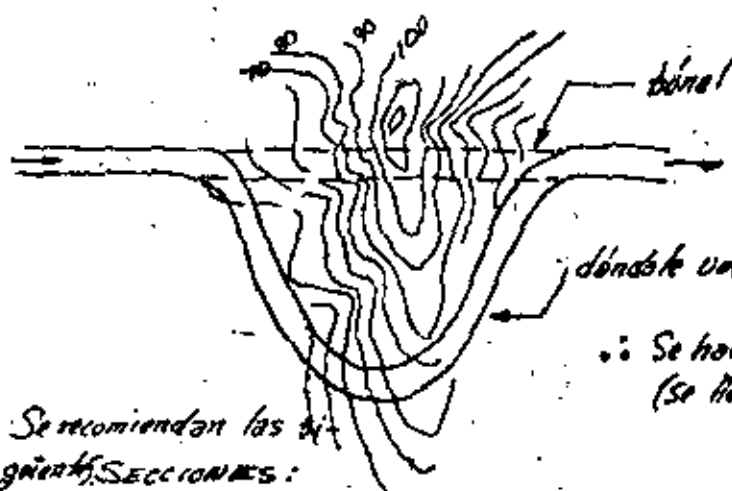
(se hará cuando el nivel freático esté muy superficial e invada con esto, el área de construcción del canal).



Estos drenes se colocan tanto para canales revestidos de concreto, como para mampostería y asfalto.

7. CONDUCTOS CERRADOS QUE TRABAJAN POR GRAVEDAD.-

(trabajan parcialmente llenos, No trabajan a presión)



∴ Se hace una comparación de costos.-
(se llevará a cabo el conveniente)

Se recomiendan las siguientes SECCIONES:

- 1.- Conductos circulares
 - 2.- Conductos en herradura
- } parcialmente llenos.

Relación d/D máxima eficiencia hidráulica

$$\frac{d}{D} = 0.81$$

Con esta ecuación obtenemos: r máx



1.80 recomendable como mínimo

VELOCIDADES: (permitidas)

$v_{m\acute{a}x} = 0.8 v_c$ Régimen tranquilo

$v_{m\acute{a}x}$ para Operación = 1.20 m/seg.

Velocidades máximas permisibles:

| | Material: | $V_{m\acute{a}x}$ (m/seg) |
|--------------------|---------------------------|---------------------------|
| canal
cubiertos | Revestimiento de Concreto | 2.50 |
| | Mampostería | 2.00 |
| túneles | Conglomerados | 2.00 - 2.50 |
| | Ásfolgistas y pizarras | 2.00 - 2.50 |
| | Roca sedimentaria suave | 2.00 - 2.50 |
| | Roca dura | 3.00 - 4.50 |

$V_{m\acute{a}x}$. - Utilizar fórmula de Kennedy, conductos sin revestir

Conductos revestidos = 1.00 m/seg (vel. mínima)

Los coef. de rugosidad, se pueden tomar los mismos que los que tenemos para cada tipo de material en particular.

DRENAJE EN CANALES REVESTIDOS.

Este sistema de drenaje, no es necesario construirlo cuando el terreno donde se aloja el canal, sea muy permeable y cuando el nivel freático esté muy profundo.

En canales con capacidades, mayor a los 10 m³/seg, y el nivel de aguas freáticas pueda invadir el prisma del canal, se colocarán **ALVIADEROS DE CHAQUERA**, que se instalarán en ambos lados de la plantilla, espaciados de la misma forma que las grietas transversales de ranura en los canales revestidos de concreto.

Cuando el canal esté alojado en suelos permeables, se colocará una capa con espesor de 0.15 m. de grava y arena extendida en la plantilla del canal y que conecte los alviaderos uno frente a otro.

B.- CONDUCTOS CERRADOS QUE TRABAJAN POR GRAVEDAD. (TUNELES Y CONDUCTOS CUBIERTOS).

1.- **SECCION DE MAXIMA EFICIENCIA.** - En conducciones de sección circular que trabajan por gravedad, la relación **TIRANTE-DIAMETRO** (d/D) que nos da la máxima eficiencia hidráulica es la correspondiente a 0.81 (radio hidráulico máximo)

En conducciones de sección en herradura, la relación d/D que nos da la máxima eficiencia hidráulica es también 0.81.

2.- VELOCIDADES.

A.- **VELOCIDADES MAXIMAS PERMISIBLES.** - La velocidad máxima permisible depende del material en que se aloje o se encuentre alojada la sección del conducto o bien en el caso de que se encuentre revestido, la velocidad dependerá del tipo de Revestimiento.

Esta velocidad máxima, no debe exceder de 0.8 Vc en el caso de que el régimen sea tranquilo.

En el caso que el conducto alimente tomas de lote o laterales, la velocidad máxima no debe de exceder de 1.50 m/seg en un tramo mínimo de 100 mts. antes de llegar a la toma.

Para algunas velocidades máximas permisibles dependiendo del material en que se encuentra alojada la sección hidráulica, ver las veloc. que recomienda Ettore Verry (pag. 66) además de incluir:

Revestimientos de Concreto Veloc. máxima = 2.50 m/seg.

B.- **VELOCIDADES MINIMAS PERMISIBLES.** - Cuando el agua lleva sedimentos en suspensión o en arrastre, la velocidad debe ser lo suficientemente alta para evitar el depósito de estos sedimentos.

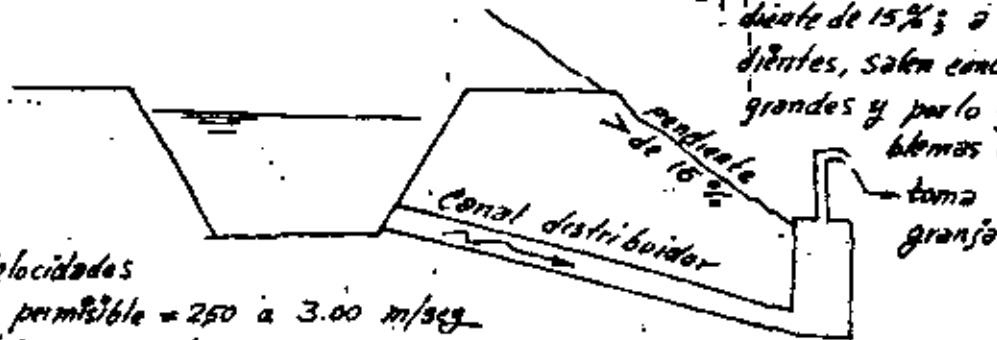
CANUCTOS CERRADOS QUE TRABAJAN A PRESIÓN:

Se utilizan:

a) ESTRUCTURAS DE CRUC:

- 1.- Sifones
- 2.- Alcantarillas.

b) Canales Distribuidores: (cuando el terreno tiene una pendiente de 15%; a menores pendientes, salen conductos más grandes y por lo general hay problemas de avance).



Velocidades

Máx permisible = 2.50 a 3.00 m/seg

mínimo = 1.00 y 1.50 "

2. CORFICIENTE DE RUGOSIDAD:

| | |
|---------------|---------------|
| Acero Soldado | 0.010 - 0.014 |
| " Remachado | 0.014 - 0.017 |
| " Fundición | 0.011 - 0.016 |
| " Corrugado | 0.017 - 0.021 |
| " Galvanizado | 0.013 - 0.017 |

Concreto pulido 0.014 - 0.017

Concreto hecho con molde de:

- a) acero 0.012 - 0.014
- b) Madera pulida 0.012 - 0.016
- c) Madera sin pulir 0.015 - 0.020

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

| DATOS | SECCIONES TIPO | | | | | | | | | |
|---|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 1 | | 2 | | 3 | | 4 | | 5 | |
| b | 0.300 | | 0.450 | | 0.600 | | 0.600 | | 0.750 | |
| d | 0.300 | | 0.450 | | 0.500 | | 0.600 | | 0.650 | |
| A | 0.106 | 0.220 | 0.14 | 0.310 | 0.156 | 0.670 | 0.174 | 0.900 | 0.171 | 1.120 |
| r | 0.160 | | 0.240 | | 0.280 | | 0.330 | | 0.360 | |
| n | 0.014 | | 0.014 | | 0.014 | | 0.014 | | 0.014 | |
| f | 1.500 | | 1.500 | | 1.500 | | 1.500 | | 1.500 | |
| s | v | q | v | q | v | q | v | q | v | q |
| 0.00010 | 0.213 | 0.048 | 0.279 | 0.141 | 0.307 | 0.207 | 0.338 | 0.305 | 0.363 | 0.407 |
| 0.00015 | 0.261 | 0.059 | 0.342 | 0.173 | 0.376 | 0.254 | 0.414 | 0.373 | 0.445 | 0.499 |
| 0.00020 | 0.302 | 0.068 | 0.395 | 0.200 | 0.434 | 0.293 | 0.479 | 0.431 | 0.514 | 0.576 |
| 0.00025 | 0.337 | 0.076 | 0.442 | 0.224 | 0.485 | 0.327 | 0.535 | 0.482 | 0.575 | 0.644 |
| 0.00030 | 0.369 | 0.083 | 0.484 | 0.245 | 0.531 | 0.359 | 0.586 | 0.527 | 0.629 | 0.706 |
| 0.00035 | 0.399 | 0.090 | 0.523 | 0.265 | 0.574 | 0.387 | 0.633 | 0.570 | 0.680 | 0.762 |
| 0.00040 | 0.427 | 0.096 | 0.559 | 0.283 | 0.613 | 0.414 | 0.677 | 0.609 | 0.727 | 0.815 |
| 0.00045 | 0.452 | 0.102 | 0.593 | 0.300 | 0.650 | 0.439 | 0.718 | 0.646 | 0.771 | 0.864 |
| 0.00050 | 0.477 | 0.107 | 0.625 | 0.316 | 0.686 | 0.463 | 0.757 | 0.681 | 0.812 | 0.911 |
| 0.00055 | 0.500 | 0.113 | 0.655 | 0.332 | 0.719 | 0.485 | 0.794 | 0.714 | 0.852 | 0.955 |
| 0.00060 | 0.522 | 0.118 | 0.684 | 0.346 | 0.751 | 0.507 | 0.829 | 0.746 | 0.890 | 0.998 |
| 0.00065 | 0.544 | 0.122 | 0.712 | 0.361 | 0.782 | 0.528 | 0.863 | 0.776 | 0.926 | 1.039 |
| 0.00070 | 0.564 | 0.127 | 0.739 | 0.374 | 0.811 | 0.548 | 0.895 | 0.806 | 0.961 | 1.078 |
| 0.00075 | 0.584 | 0.131 | 0.765 | 0.387 | 0.840 | 0.567 | 0.927 | 0.834 | 0.995 | 1.116 |
| 0.00080 | 0.603 | 0.136 | 0.790 | 0.400 | 0.867 | 0.585 | 0.957 | 0.861 | 1.028 | 1.152 |
| 0.00085 | 0.622 | 0.140 | 0.815 | 0.412 | 0.894 | 0.603 | 0.987 | 0.888 | 1.059 | 1.188 |
| 0.00090 | 0.640 | 0.144 | 0.838 | 0.424 | 0.920 | 0.621 | 1.015 | 0.914 | 1.090 | 1.222 |
| 0.00095 | 0.657 | 0.148 | 0.861 | 0.436 | 0.945 | 0.638 | 1.043 | 0.939 | 1.120 | 1.256 |
| 0.00100 | 0.674 | 0.152 | 0.883 | 0.447 | 0.970 | 0.655 | 1.070 | 0.963 | 1.149 | 1.288 |
| 0.00110 | 0.707 | 0.159 | 0.927 | 0.469 | 1.017 | 0.686 | 1.122 | 1.010 | 1.205 | 1.351 |
| 0.00120 | 0.739 | 0.166 | 0.968 | 0.490 | 1.062 | 0.717 | 1.172 | 1.055 | 1.259 | 1.411 |
| 0.00130 | 0.769 | 0.173 | 1.007 | 0.510 | 1.106 | 0.746 | 1.220 | 1.098 | 1.310 | 1.469 |
| 0.00140 | 0.798 | 0.180 | 1.045 | 0.529 | 1.147 | 0.774 | 1.266 | 1.139 | 1.360 | 1.524 |
| 0.00150 | 0.826 | 0.186 | 1.082 | 0.548 | 1.186 | 0.802 | 1.311 | 1.179 | 1.407 | 1.578 |
| 0.00160 | 0.853 | 0.192 | 1.118 | 0.566 | 1.227 | 0.828 | 1.354 | 1.218 | 1.453 | 1.630 |
| 0.00170 | 0.879 | 0.198 | 1.152 | 0.583 | 1.264 | 0.853 | 1.395 | 1.256 | 1.498 | 1.680 |
| 0.00180 | 0.905 | 0.204 | 1.185 | 0.600 | 1.301 | 0.878 | 1.436 | 1.292 | 1.542 | 1.728 |
| 0.00190 | 0.930 | 0.209 | 1.218 | 0.617 | 1.337 | 0.902 | 1.475 | 1.327 | 1.584 | 1.776 |
| 0.00200 | 0.954 | 0.215 | 1.249 | 0.633 | 1.371 | 0.926 | | | | |
| 0.00220 | 1.000 | 0.225 | | | | | | | | |
| 0.00240 | 1.045 | 0.235 | | | | | | | | |
| $bL = 0.20 m, e = 0.05 m, BCC = 4.0 m, BSC = 2$ | | | | | | | | | | |

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

| DATOS | SECCIONES TIPO 85 | | | | | | | | | |
|---------|-------------------|------------|--------------------|-------|-------------------|-------|--------------------|-------|-------------------|-------|
| | 6 | | 7 | | 8 | | 9 | | 10 | |
| | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| b | 0.750 | | 0.900 | | 0.900 | | 1.050 | | 1.050 | |
| d | 0.750 | | 0.800 | | 0.900 | | 0.950 | | 1.050 | |
| A | <i>A209</i> 1.410 | | <i>0.725</i> 1.680 | | <i>A243</i> 2.020 | | <i>0.722</i> 2.350 | | <i>A344</i> 2.760 | |
| r | 0.410 | | 0.440 | | 0.490 | | 0.530 | | 0.570 | |
| n | 0.014 | | 0.014 | | 0.014 | | 0.014 | | 0.014 | |
| t | 1.500 | | 1.500 | | 1.500 | | 1.500 | | 1.500 | |
| s | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00010 | 0.393 | 0.552 | 0.416 | 0.699 | 0.443 | 0.898 | 0.465 | 1.094 | 0.491 | 1.354 |
| 0.00015 | 0.481 | 0.676 | 0.509 | 0.856 | 0.543 | 1.099 | 0.570 | 1.340 | 0.602 | 1.658 |
| 0.00020 | 0.555 | 0.781 | 0.588 | 0.988 | 0.627 | 1.269 | 0.658 | 1.547 | 0.695 | 1.915 |
| 0.00025 | 0.621 | 0.873 | 0.658 | 1.105 | 0.711 | 1.419 | 0.736 | 1.730 | 0.777 | 2.141 |
| 0.00030 | 0.680 | 0.956 | 0.720 | 1.210 | 0.768 | 1.555 | 0.806 | 1.865 | 0.851 | 2.345 |
| 0.00035 | 0.734 | 1.033 | 0.778 | 1.307 | 0.829 | 1.679 | 0.870 | 2.047 | 0.919 | 2.533 |
| 0.00040 | 0.785 | 1.104 | 0.832 | 1.397 | 0.887 | 1.795 | 0.931 | 2.188 | 0.982 | 2.708 |
| 0.00045 | 0.833 | 1.171 | 0.882 | 1.482 | 0.940 | 1.914 | 0.987 | 2.321 | 1.042 | 2.872 |
| 0.00050 | 0.878 | 1.235 | 0.930 | 1.562 | 0.991 | 2.007 | 1.040 | 2.446 | 1.098 | 3.027 |
| 0.00055 | 0.921 | 1.295 | 0.975 | 1.639 | 1.040 | 2.105 | 1.091 | 2.566 | 1.152 | 3.175 |
| 0.00060 | 0.962 | 1.352 | 1.019 | 1.711 | 1.086 | 2.199 | 1.140 | 2.680 | 1.203 | 3.316 |
| 0.00065 | 1.001 | 1.408 | 1.060 | 1.781 | 1.130 | 2.289 | 1.186 | 2.789 | 1.252 | 3.452 |
| 0.00070 | 1.039 | 1.461 | 1.100 | 1.849 | 1.173 | 2.375 | 1.231 | 2.894 | 1.300 | 3.582 |
| 0.00075 | 1.075 | 1.512 | 1.139 | 1.913 | 1.214 | 2.458 | 1.274 | 2.996 | 1.345 | 3.708 |
| 0.00080 | 1.110 | 1.562 | 1.176 | 1.976 | 1.254 | 2.539 | 1.316 | 3.094 | 1.389 | 3.829 |
| 0.00085 | 1.145 | 1.610 | 1.213 | 2.037 | 1.292 | 2.617 | 1.357 | 3.189 | 1.432 | 3.947 |
| 0.00090 | 1.178 | 1.656 | 1.248 | 2.096 | 1.330 | 2.693 | 1.396 | 3.282 | 1.474 | 4.062 |
| 0.00095 | 1.210 | 1.702 | 1.282 | 2.154 | 1.366 | 2.767 | 1.434 | 3.372 | 1.514 | 4.173 |
| 0.00100 | 1.241 | 1.746 | 1.315 | 2.209 | 1.402 | 2.839 | 1.471 | 3.459 | 1.553 | 4.281 |
| 0.00110 | 1.302 | 1.831 | 1.379 | 2.317 | 1.470 | 2.977 | 1.543 | 3.628 | 1.629 | 4.490 |
| 0.00120 | 1.360 | 1.912 | 1.441 | 2.420 | 1.536 | 3.110 | 1.612 | 3.790 | 1.702 | 4.690 |
| 0.00130 | 1.416 | 1.991 | 1.500 | 2.519 | 1.598 | 3.237 | 1.678 | 3.944 | 1.771 | 4.882 |
| 0.00140 | 1.469 | 2.066 | 1.556 | 2.614 | 1.659 | 3.359 | 1.741 | 4.093 | 1.838 | 5.066 |
| 0.00150 | 1.521 | 2.138 | 1.611 | 2.706 | 1.717 | 3.477 | 1.802 | 4.237 | 1.902 | 5.244 |
| 0.00160 | 1.570 | 2.208 | 1.664 | 2.795 | 1.773 | 3.591 | 1.861 | 4.376 | 1.965 | 5.416 |
| 0.00170 | 1.619 | 2.276 | 1.715 | 2.881 | 1.828 | 3.701 | | | | |
| 0.00180 | 1.666 | 2.342 | | | | | | | | |
| | <i>e=0.05</i> | <i>1.6</i> | <i>e=0.05</i> | | <i>e=0.05</i> | | <i>e=0.06</i> | | <i>e=0.04</i> | |
| | <i>Lb=0.20</i> | | <i>Lb=0.20</i> | | <i>Lb=0.20</i> | | <i>Lb=0.25</i> | | <i>Lb=0.25</i> | |
| | | | <i>BCC = 4.00m</i> | | | | <i>BCC = 6.00</i> | | | |
| | | | <i>BSC = 2.00m</i> | | | | <i>BSC = 2.00</i> | | | |

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO (3)

| DATOS | SECCIONES TIPO 86 | | | | | | | | | |
|---------|----------------------------|-----------|-------------------|-----------|--------------------------|-------|-------------------|--------|-------------------|--------|
| | 11 | | 12 | | 13 | | 14 | | 15 | |
| b | 1.200 | | 1.200 | | 1.350 | | 1.350 | | 1.500 | |
| d | 1.110 | | 1.200 | | 1.250 | | 1.350 | | 1.400 | |
| A | 234 3.140 | 234 3.600 | 248 4.030 | 251 4.560 | 259 5.040 | | | | | |
| r | 0.610 | | 0.650 | | 0.690 | | 0.730 | | 0.770 | |
| n | 0.014 | | 0.014 | | 0.014 | | 0.014 | | 0.014 | |
| t | 1.500 | | 1.500 | | 1.500 | | 1.500 | | 1.500 | |
| s | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00010 | 0.512 | 1.606 | 0.537 | 1.933 | 0.557 | 2.245 | 0.581 | 2.646 | 0.600 | 3.024 |
| 0.00015 | 0.627 | 1.966 | 0.658 | 2.367 | 0.682 | 2.750 | 0.711 | 3.240 | 0.735 | 3.704 |
| 0.00020 | 0.724 | 2.271 | 0.759 | 2.733 | 0.788 | 3.175 | 0.821 | 3.742 | 0.849 | 4.277 |
| 0.00025 | 0.810 | 2.539 | 0.849 | 3.056 | 0.881 | 3.550 | 0.918 | 4.183 | 0.949 | 4.782 |
| 0.00030 | 0.887 | 2.781 | 0.930 | 3.344 | 0.965 | 3.889 | 1.006 | 4.583 | 1.039 | 5.238 |
| 0.00035 | 0.958 | 3.004 | 1.004 | 3.616 | 1.042 | 4.200 | 1.086 | 4.950 | 1.123 | 5.658 |
| 0.00040 | 1.024 | 3.211 | 1.074 | 3.866 | 1.114 | 4.491 | 1.161 | 5.292 | 1.200 | 6.048 |
| 0.00045 | 1.066 | 3.406 | 1.139 | 4.100 | 1.181 | 4.763 | 1.232 | 5.613 | 1.273 | 6.415 |
| 0.00050 | 1.145 | 3.590 | 1.201 | 4.322 | 1.245 | 5.021 | 1.298 | 5.916 | 1.342 | 6.762 |
| 0.00055 | 1.201 | 3.765 | 1.259 | 4.533 | 1.306 | 5.266 | 1.362 | 6.205 | 1.407 | 7.092 |
| 0.00060 | 1.255 | 3.933 | 1.315 | 4.734 | 1.364 | 5.500 | 1.422 | 6.481 | 1.470 | 7.408 |
| 0.00065 | 1.306 | 4.093 | 1.369 | 4.928 | 1.420 | 5.724 | 1.481 | 6.746 | 1.530 | 7.710 |
| 0.00070 | 1.355 | 4.248 | 1.420 | 5.114 | 1.474 | 5.940 | 1.536 | 7.000 | 1.580 | 8.001 |
| 0.00075 | 1.403 | 4.397 | 1.470 | 5.293 | 1.525 | 6.149 | 1.590 | 7.246 | 1.643 | 8.282 |
| 0.00080 | 1.449 | 4.541 | 1.519 | 5.467 | 1.575 | 6.351 | 1.642 | 7.484 | 1.697 | 8.554 |
| 0.00085 | 1.493 | 4.681 | 1.565 | 5.635 | 1.624 | 6.546 | 1.693 | 7.714 | 1.749 | 8.817 |
| 0.00090 | 1.536 | 4.817 | 1.611 | 5.798 | 1.671 | 6.736 | 1.742 | 7.938 | 1.800 | 9.072 |
| 0.00095 | 1.579 | 4.949 | 1.655 | 5.957 | 1.717 | 6.920 | 1.790 | 8.155 | 1.849 | 9.321 |
| 0.00100 | 1.620 | 5.077 | 1.698 | 6.112 | 1.761 | 7.100 | 1.836 | 8.367 | 1.897 | 9.563 |
| 0.00110 | 1.699 | 5.325 | 1.781 | 6.410 | 1.847 | 7.447 | 1.926 | 8.775 | 1.990 | 10.030 |
| 0.00120 | 1.774 | 5.562 | 1.860 | 6.695 | 1.929 | 7.778 | 2.012 | 9.165 | 2.079 | 10.476 |
| 0.00130 | 1.847 | 5.789 | 1.936 | 6.969 | 2.008 | 8.095 | 2.094 | 9.540 | 2.163 | 10.904 |
| 0.00140 | 1.916 | 6.008 | 2.009 | 7.232 | 2.084 | 8.401 | 2.173 | 9.900 | 2.245 | 11.315 |
| 0.00150 | 1.984 | 6.218 | 2.079 | 7.486 | 2.157 | 8.696 | 2.249 | 10.247 | 2.324 | 11.712 |
| 0.00160 | 2.049 | 6.422 | | | | | | | | |
| | e=0.06
Lb=0.25 | | e=0.06
Lb=0.25 | | e=0.07
Lb=0.30 | | e=0.07
Lb=0.30 | | e=0.07
Lb=0.30 | |
| | BCC = 6.00m
BSC = 6.00m | | | | BCC = 6.00
BSC = 6.50 | | | | | |

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

④

| DATOS | SECCIONES TIPO 87 | | | | | | | | | |
|--------|------------------------------|--------|---------------------------|--------|---------------------------|--------|--------------------------------|--------|---------------------------|--------|
| | 16 | | 17 | | 18 | | 19 | | 20 | |
| b | 1.500 | | 1.700 | | 1.700 | | 1.850 | | 1.850 | |
| d | 1.500 | | 1.550 | | 1.700 | | 1.750 | | 1.850 | |
| A | 0.559 5.630 | | 0.684 6.240 | | 0.727 7.230 | | 0.724 7.830 | | 0.717 8.560 | |
| r | 0.810 | | 0.860 | | 0.920 | | 0.960 | | 1.000 | |
| n | 0.014 | | 0.014 | | 0.014 | | 0.014 | | 0.014 | |
| f | 1.500 | | 1.500 | | 1.500 | | 1.500 | | 1.500 | |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.0010 | 0.623 | 3.504 | 0.644 | 4.018 | 0.677 | 4.892 | 0.695 | 5.443 | 0.716 | 6.129 |
| 0.0015 | 0.763 | 4.791 | 0.789 | 4.921 | 0.829 | 5.991 | 0.851 | 6.666 | 0.877 | 7.506 |
| 0.0020 | 0.881 | 4.955 | 0.911 | 5.682 | 0.958 | 6.918 | 0.983 | 7.897 | 1.013 | 8.667 |
| 0.0025 | 0.985 | 5.540 | 1.018 | 6.353 | 1.071 | 7.735 | 1.099 | 8.606 | 1.133 | 9.690 |
| 0.0030 | 1.079 | 6.069 | 1.115 | 6.959 | 1.173 | 8.473 | 1.204 | 9.427 | 1.241 | 10.615 |
| 0.0035 | 1.165 | 5.555 | 1.205 | 7.517 | 1.267 | 9.152 | 1.300 | 10.182 | 1.340 | 11.466 |
| 0.0040 | 1.241 | 7.008 | 1.288 | 8.036 | 1.354 | 9.784 | 1.390 | 10.886 | 1.433 | 12.258 |
| 0.0045 | 1.32 | 7.433 | 1.366 | 8.523 | 1.436 | 10.377 | 1.474 | 11.546 | 1.519 | 13.001 |
| 0.0050 | 1.39 | 7.835 | 1.440 | 8.984 | 1.514 | 10.938 | 1.554 | 12.170 | 1.602 | 13.704 |
| 0.0055 | 1.46 | 8.217 | 1.510 | 9.422 | 1.588 | 11.472 | 1.630 | 12.764 | 1.680 | 14.373 |
| 0.0060 | 1.52 | 8.583 | 1.577 | 9.841 | 1.658 | 11.982 | 1.702 | 13.332 | 1.755 | 15.012 |
| 0.0065 | 1.58 | 8.933 | 1.642 | 10.243 | 1.726 | 12.472 | 1.772 | 13.876 | 1.826 | 15.625 |
| 0.0070 | 1.64 | 9.270 | 1.704 | 10.630 | 1.791 | 12.943 | 1.839 | 14.400 | 1.895 | 16.215 |
| 0.0075 | 1.70 | 9.596 | 1.764 | 11.003 | 1.854 | 13.397 | 1.903 | 14.906 | 1.962 | 16.784 |
| 0.0080 | 1.76 | 9.911 | 1.822 | 11.364 | 1.915 | 13.836 | 1.966 | 15.394 | 2.026 | 17.335 |
| 0.0085 | 1.81 | 10.216 | 1.878 | 11.714 | 1.974 | 14.262 | 2.020 | 15.868 | 2.088 | 17.868 |
| 0.0090 | 1.86 | 10.512 | 1.932 | 12.053 | 2.031 | 14.675 | 2.085 | 16.328 | 2.149 | 18.386 |
| 0.0095 | 1.910 | 10.800 | 1.985 | 12.384 | 2.087 | 15.078 | 2.142 | 16.766 | 2.208 | 18.890 |
| 0.0100 | 1.970 | 11.080 | 2.037 | 12.705 | 2.141 | 15.469 | 2.198 | 17.212 | 2.265 | 19.381 |
| 0.0110 | 2.076 | 11.621 | 2.136 | 13.325 | 2.246 | 15.224 | 2.305 | 18.052 | 2.376 | 20.327 |
| 0.0120 | 2.158 | 12.138 | 2.231 | 13.918 | 2.345 | 16.946 | 2.408 | 18.854 | 2.481 | 21.231 |
| 0.0130 | 2.216 | 12.634 | 2.322 | 14.486 | 2.441 | 17.638 | 2.506 | 19.624 | 2.583 | 22.098 |
| 0.0140 | 2.271 | 13.110 | 2.410 | 15.033 | 2.533 | 18.304 | | | | |
| | $e = 0.07$
$Lb = 0.30$ | | $e = 0.07$
$Lb = 0.30$ | | $e = 0.08$
$Lb = 0.35$ | | $e = 0.08$
$Lb = 0.40$ | | $e = 0.07$
$Lb = 0.40$ | |
| | $LCC = 6.00$
$BSC = 2.50$ | | | | | | $LCC = 7.00m$
$BSC = 2.10m$ | | | |

| CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO (5) | | | | | | | | | |
|------------------------------------|-------------------|--------|-------|--------|--------|-------|---|---|--|
| DATOS | SECCIONES TIPO 88 | | | | | | | | |
| | 21 | | 22 | | | | | | |
| b | 2.000 | | 2.000 | | 2 | | | | |
| d | 1.900 | | 2.000 | | 2.112 | | | | |
| A | 0.124 | 9.210 | 0.152 | 10.000 | 10.215 | 0.124 | | | |
| r | 1.040 | | 1.090 | | 1.1352 | | | | |
| n | 0.014 | | 0.014 | | 0.014 | | | | |
| f | 1.500 | | 1.500 | | 1.5 | | | | |
| s | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | |
| 0.00010 | 0.734 | 6.761 | 0.754 | 7.545 | | | | | |
| 0.00015 | 0.899 | 8.281 | 0.924 | 9.240 | | | | | |
| 0.00020 | 1.038 | 9.562 | 1.067 | 10.670 | 1.0493 | 12 | | | |
| 0.00025 | 1.160 | 10.691 | 1.193 | 11.929 | | | | | |
| 0.00030 | 1.271 | 11.711 | 1.307 | 13.068 | | | | | |
| 0.00035 | 1.373 | 12.649 | 1.411 | 14.115 | | | | | |
| 0.00040 | 1.467 | 13.523 | 1.509 | 15.089 | | | | | |
| 0.00045 | 1.557 | 14.343 | 1.600 | 16.005 | | | | | |
| 0.00050 | 1.641 | 15.119 | 1.687 | 16.870 | | | | | |
| 0.00055 | 1.721 | 15.857 | 1.789 | 17.894 | | | | | |
| 0.00060 | 1.797 | 16.562 | 1.848 | 18.481 | | | | | |
| 0.00065 | 1.871 | 17.238 | 1.924 | 19.235 | | | | | |
| 0.00070 | 1.941 | 17.889 | 1.996 | 19.961 | | | | | |
| 0.00075 | 2.009 | 18.517 | 2.066 | 20.662 | | | | | |
| 0.00080 | 2.075 | 19.124 | 2.134 | 21.340 | | | | | |
| 0.00085 | 2.139 | 19.713 | 2.200 | 21.998 | | | | | |
| 0.00090 | 2.201 | 20.284 | 2.263 | 22.634 | | | | | |
| 0.00095 | 2.262 | 20.840 | 2.325 | 23.254 | | | | | |
| 0.00100 | 2.320 | 21.382 | 2.386 | 23.858 | | | | | |
| 0.00110 | 2.434 | 22.425 | 2.502 | 25.023 | | | | | |
| 0.00120 | 2.542 | 23.422 | 2.614 | 26.136 | | | | | |
| 0.00130 | 2.646 | 24.379 | 2.720 | 27.203 | | | | | |

e = 0.08 c = 0.08
 lb = 0.40 lb = 0.40

BCC = 7.00m

BSC = 2.50

| CANALES REVESTIDOS CON MAMPOSTERIA | | | | | | | | | | |
|------------------------------------|-------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| DATOS | SECCIONES TIPO 89 | | | | | | | | | |
| | 1 | | 2 | | 3 | | 4 | | 5 | |
| b | 0.300 | | 0.450 | | 0.600 | | 0.600 | | 0.750 | |
| d | 0.300 | | 0.450 | | 0.500 | | 0.600 | | 0.650 | |
| A | 0.220 | | 0.510 | | 0.670 | | 0.900 | | 1.120 | |
| r | 0.160 | | 0.240 | | 0.280 | | 0.330 | | 0.360 | |
| n | 0.020 | | 0.020 | | 0.020 | | 0.020 | | 0.020 | |
| t | 1.500 | | 1.500 | | 1.500 | | 1.500 | | 1.500 | |
| s | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00010 | 0.149 | 0.034 | 0.196 | 0.099 | 0.215 | 0.145 | 0.237 | 0.213 | 0.254 | 0.285 |
| 0.00015 | 0.183 | 0.041 | 0.240 | 0.121 | 0.263 | 0.177 | 0.290 | 0.261 | 0.312 | 0.349 |
| 0.00020 | 0.211 | 0.048 | 0.277 | 0.140 | 0.304 | 0.205 | 0.335 | 0.301 | 0.360 | 0.403 |
| 0.00025 | 0.236 | 0.053 | 0.309 | 0.157 | 0.339 | 0.229 | 0.375 | 0.337 | 0.402 | 0.451 |
| 0.00030 | 0.259 | 0.058 | 0.339 | 0.171 | 0.372 | 0.251 | 0.410 | 0.369 | 0.441 | 0.494 |
| 0.00035 | 0.279 | 0.063 | 0.366 | 0.185 | 0.402 | 0.271 | 0.443 | 0.399 | 0.476 | 0.534 |
| 0.00040 | 0.299 | 0.067 | 0.391 | 0.198 | 0.429 | 0.290 | 0.474 | 0.426 | 0.509 | 0.570 |
| 0.00045 | 0.317 | 0.071 | 0.415 | 0.210 | 0.455 | 0.307 | 0.502 | 0.452 | 0.540 | 0.605 |
| 0.00050 | 0.334 | 0.075 | 0.437 | 0.221 | 0.480 | 0.324 | 0.530 | 0.477 | 0.569 | 0.638 |
| 0.00055 | 0.350 | 0.079 | 0.459 | 0.232 | 0.503 | 0.340 | 0.555 | 0.500 | 0.596 | 0.669 |
| 0.00060 | 0.366 | 0.082 | 0.479 | 0.243 | 0.526 | 0.355 | 0.580 | 0.522 | 0.623 | 0.699 |
| 0.00065 | 0.381 | 0.086 | 0.499 | 0.252 | 0.547 | 0.369 | 0.604 | 0.544 | 0.648 | 0.727 |
| 0.00070 | 0.395 | 0.089 | 0.517 | 0.262 | 0.568 | 0.383 | 0.627 | 0.564 | 0.673 | 0.755 |
| 0.00075 | 0.409 | 0.092 | 0.536 | 0.271 | 0.588 | 0.397 | 0.649 | 0.584 | 0.697 | 0.781 |
| 0.00080 | 0.422 | 0.095 | 0.553 | 0.280 | 0.607 | 0.410 | 0.670 | 0.603 | 0.719 | 0.807 |
| 0.00085 | 0.435 | 0.098 | 0.570 | 0.289 | 0.626 | 0.422 | 0.691 | 0.622 | 0.742 | 0.831 |
| 0.00090 | 0.448 | 0.101 | 0.587 | 0.297 | 0.644 | 0.435 | 0.711 | 0.640 | 0.763 | 0.856 |
| 0.00095 | 0.460 | 0.104 | 0.603 | 0.305 | 0.662 | 0.447 | 0.730 | 0.657 | 0.784 | 0.879 |
| 0.00100 | 0.472 | 0.106 | 0.618 | 0.313 | 0.679 | 0.458 | 0.749 | 0.674 | 0.804 | 0.902 |
| 0.00110 | 0.495 | 0.111 | 0.649 | 0.328 | 0.712 | 0.481 | 0.786 | 0.707 | 0.844 | 0.946 |
| 0.00120 | 0.517 | 0.116 | 0.677 | 0.343 | 0.744 | 0.502 | 0.821 | 0.738 | 0.881 | 0.988 |
| 0.00130 | 0.538 | 0.121 | 0.705 | 0.357 | 0.774 | 0.522 | 0.854 | 0.769 | 0.917 | 1.028 |
| 0.00140 | 0.559 | 0.126 | 0.732 | 0.370 | 0.803 | 0.542 | 0.886 | 0.798 | 0.952 | 1.067 |
| 0.00150 | 0.578 | 0.130 | 0.757 | 0.383 | 0.831 | 0.561 | 0.917 | 0.826 | 0.985 | 1.105 |
| 0.00160 | 0.597 | 0.134 | 0.782 | 0.396 | 0.859 | 0.580 | 0.947 | 0.853 | 1.017 | 1.141 |
| 0.00170 | 0.616 | 0.138 | 0.806 | 0.408 | 0.885 | 0.597 | 0.977 | 0.879 | 1.049 | 1.176 |
| 0.00180 | 0.633 | 0.143 | 0.830 | 0.420 | 0.911 | 0.615 | 1.005 | 0.904 | 1.079 | 1.210 |
| 0.00190 | 0.651 | 0.146 | 0.852 | 0.432 | 0.936 | 0.632 | 1.032 | 0.929 | 1.109 | 1.243 |
| 0.00200 | 0.668 | 0.150 | 0.875 | 0.443 | 0.960 | 0.648 | 1.059 | 0.953 | 1.137 | 1.275 |
| 0.00220 | 0.700 | 0.158 | 0.917 | 0.464 | 1.007 | 0.680 | 1.111 | 1.000 | 1.193 | 1.338 |
| 0.00240 | 0.731 | 0.165 | 0.958 | 0.485 | 1.052 | 0.710 | 1.160 | 1.044 | 1.246 | 1.397 |
| 0.00260 | 0.761 | 0.171 | 0.997 | 0.505 | 1.095 | 0.739 | 1.208 | 1.087 | 1.297 | 1.454 |
| 0.00280 | 0.790 | 0.178 | 1.035 | 0.524 | 1.136 | 0.767 | 1.253 | 1.128 | 1.346 | 1.509 |
| 0.00300 | 0.818 | 0.184 | 1.071 | 0.542 | 1.176 | 0.794 | 1.297 | 1.168 | 1.393 | 1.562 |
| 0.00320 | 0.844 | 0.190 | 1.106 | 0.560 | 1.214 | 0.820 | 1.340 | 1.206 | 1.439 | 1.613 |
| 0.00340 | 0.870 | 0.196 | 1.140 | 0.577 | 1.252 | 0.845 | 1.381 | 1.243 | 1.483 | 1.663 |
| 0.00360 | 0.896 | 0.202 | 1.173 | 0.594 | 1.288 | 0.869 | 1.421 | 1.279 | 1.526 | 1.711 |
| 0.00380 | 0.920 | 0.207 | 1.206 | 0.610 | 1.323 | 0.893 | 1.460 | 1.314 | 1.568 | 1.758 |
| 0.00400 | 0.944 | 0.212 | 1.237 | 0.626 | 1.358 | 0.916 | 1.498 | 1.348 | 1.609 | 1.804 |

| CANALES REVESTIDOS CON MAMPOSTERIA | | | | | | | | | | |
|------------------------------------|-------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| DATOS | SECCIONES TIPO 90 | | | | | | | | | |
| | 1 | | 2 | | 3 | | 4 | | 5 | |
| b | 0.300 | | 0.450 | | 0.600 | | 0.600 | | 0.750 | |
| d | 0.300 | | 0.450 | | 0.500 | | 0.600 | | 0.650 | |
| A | 0.220 | | 0.510 | | 0.670 | | 0.900 | | 1.120 | |
| r | 0.160 | | 0.240 | | 0.280 | | 0.330 | | 0.360 | |
| n | 0.020 | | 0.014 | | 0.020 | | 0.020 | | 0.020 | |
| f | 1.500 | | 1.500 | | 1.500 | | 1.500 | | 1.500 | |
| s | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00420 | 0.967 | 0.218 | 1.267 | 0.642 | 1.391 | 0.939 | 1.535 | 1.382 | 1.648 | 1.848 |
| 0.00440 | 0.990 | 0.223 | 1.297 | 0.657 | 1.424 | 0.961 | 1.571 | 1.414 | 1.687 | 1.892 |
| 0.00460 | 1.012 | 0.228 | 1.326 | 0.671 | 1.456 | 0.983 | 1.606 | 1.446 | | |
| 0.00480 | 1.034 | 0.233 | 1.355 | 0.686 | 1.487 | 1.004 | | | | |
| 0.00500 | 1.056 | 0.238 | 1.383 | 0.700 | | | | | | |
| 0.00520 | 1.077 | 0.242 | 1.410 | 0.714 | | | | | | |
| 0.00540 | 1.097 | 0.247 | | | | | | | | |
| 0.00560 | 1.117 | 0.251 | | | | | | | | |
| 0.00580 | 1.137 | 0.256 | | | | | | | | |

| CANALES REVESTIDOS CON MAMPOSTERIA | | | | | | | | | | |
|------------------------------------|-------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| DATOS | SECCIONES TIPO 9/ | | | | | | | | | |
| | 6 | | 7 | | 8 | | 9 | | 10 | |
| b | 0.750 | | 0.900 | | 0.900 | | 1.056 | | 1.050 | |
| d | 0.750 | | 0.800 | | 0.900 | | 0.950 | | 1.050 | |
| A | 1.410 | | 1.680 | | 2.020 | | 2.350 | | 2.760 | |
| r | 0.410 | | 0.440 | | 0.490 | | 0.530 | | 0.570 | |
| n | 0.020 | | 0.020 | | 0.020 | | 0.020 | | 0.020 | |
| l | 1.500 | | 1.500 | | 1.500 | | 1.500 | | 1.500 | |
| s | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00010 | 0.275 | 0.386 | 0.291 | 0.489 | 0.310 | 0.628 | 0.326 | 0.766 | 0.344 | 0.948 |
| 0.00015 | 0.337 | 0.473 | 0.357 | 0.599 | 0.390 | 0.770 | 0.399 | 0.938 | 0.421 | 1.161 |
| 0.00020 | 0.389 | 0.547 | 0.412 | 0.692 | 0.439 | 0.889 | 0.461 | 1.083 | 0.486 | 1.340 |
| 0.00025 | 0.435 | 0.611 | 0.460 | 0.773 | 0.491 | 0.994 | 0.515 | 1.211 | 0.544 | 1.498 |
| 0.00030 | 0.476 | 0.669 | 0.504 | 0.847 | 0.527 | 1.088 | 0.564 | 1.326 | 0.596 | 1.642 |
| 0.00035 | 0.514 | 0.723 | 0.545 | 0.915 | 0.581 | 1.176 | 0.609 | 1.433 | 0.643 | 1.773 |
| 0.00040 | 0.550 | 0.773 | 0.582 | 0.978 | 0.621 | 1.257 | 0.651 | 1.532 | 0.688 | 1.895 |
| 0.00045 | 0.583 | 0.820 | 0.618 | 1.038 | 0.658 | 1.333 | 0.691 | 1.624 | 0.729 | 2.010 |
| 0.00050 | 0.615 | 0.864 | 0.651 | 1.094 | 0.694 | 1.405 | 0.728 | 1.712 | 0.769 | 2.119 |
| 0.00055 | 0.645 | 0.906 | 0.683 | 1.147 | 0.728 | 1.474 | 0.764 | 1.796 | 0.806 | 2.223 |
| 0.00060 | 0.673 | 0.947 | 0.713 | 1.198 | 0.760 | 1.539 | 0.798 | 1.876 | 0.842 | 2.321 |
| 0.00065 | 0.701 | 0.985 | 0.742 | 1.247 | 0.791 | 1.602 | 0.830 | 1.952 | 0.877 | 2.416 |
| 0.00070 | 0.727 | 1.022 | 0.770 | 1.294 | 0.821 | 1.662 | 0.862 | 2.026 | 0.910 | 2.507 |
| 0.00075 | 0.753 | 1.058 | 0.797 | 1.339 | 0.850 | 1.721 | 0.892 | 2.097 | 0.942 | 2.595 |
| 0.00080 | 0.777 | 1.093 | 0.823 | 1.383 | 0.878 | 1.777 | 0.921 | 2.166 | 0.973 | 2.681 |
| 0.00085 | 0.801 | 1.127 | 0.849 | 1.426 | 0.905 | 1.832 | 0.950 | 2.233 | 1.002 | 2.763 |
| 0.00090 | 0.824 | 1.159 | 0.873 | 1.467 | 0.931 | 1.885 | 0.977 | 2.297 | 1.032 | 2.843 |
| 0.00095 | 0.847 | 1.191 | 0.897 | 1.507 | 0.956 | 1.937 | 1.004 | 2.360 | 1.060 | 2.921 |
| 0.00100 | 0.869 | 1.222 | 0.921 | 1.547 | 0.981 | 1.987 | 1.030 | 2.422 | 1.087 | 2.997 |
| 0.00110 | 0.911 | 1.282 | 0.966 | 1.622 | 1.029 | 2.084 | 1.080 | 2.540 | 1.140 | 3.143 |
| 0.00120 | 0.952 | 1.339 | 1.008 | 1.694 | 1.075 | 2.177 | 1.128 | 2.653 | 1.191 | 3.283 |
| 0.00130 | 0.991 | 1.393 | 1.050 | 1.763 | 1.119 | 2.266 | 1.174 | 2.761 | 1.240 | 3.417 |
| 0.00140 | 1.028 | 1.446 | 1.089 | 1.830 | 1.161 | 2.351 | 1.219 | 2.865 | 1.287 | 3.546 |
| 0.00150 | 1.064 | 1.497 | 1.128 | 1.894 | 1.202 | 2.434 | 1.261 | 2.966 | 1.332 | 3.671 |
| 0.00160 | 1.099 | 1.546 | 1.164 | 1.956 | 1.241 | 2.513 | 1.303 | 3.063 | 1.375 | 3.791 |
| 0.00170 | 1.133 | 1.593 | 1.200 | 2.017 | 1.279 | 2.591 | 1.343 | 3.157 | 1.418 | 3.908 |
| 0.00180 | 1.166 | 1.640 | 1.235 | 2.073 | 1.316 | 2.666 | 1.382 | 3.249 | 1.459 | 4.021 |
| 0.00190 | 1.198 | 1.685 | 1.269 | 2.132 | 1.353 | 2.739 | 1.420 | 3.338 | 1.499 | 4.131 |
| 0.00200 | 1.229 | 1.728 | 1.302 | 2.187 | 1.388 | 2.810 | 1.457 | 3.425 | 1.538 | 4.238 |
| 0.00220 | 1.289 | 1.813 | 1.365 | 2.294 | 1.455 | 2.947 | 1.528 | 3.592 | 1.613 | 4.446 |
| 0.00240 | 1.346 | 1.893 | 1.426 | 2.396 | 1.520 | 3.078 | 1.596 | 3.752 | 1.684 | 4.648 |
| 0.00260 | 1.401 | 1.971 | 1.484 | 2.494 | 1.582 | 3.204 | 1.661 | 3.905 | 1.753 | 4.832 |
| 0.00280 | 1.454 | 2.045 | 1.540 | 2.588 | 1.642 | 3.325 | 1.723 | 4.052 | 1.819 | 5.015 |
| 0.00300 | 1.505 | 2.117 | 1.595 | 2.679 | 1.700 | 3.442 | 1.784 | 4.194 | 1.883 | 5.191 |
| 0.00320 | 1.555 | 2.186 | 1.647 | 2.767 | 1.755 | 3.554 | 1.842 | 4.332 | 1.945 | 5.361 |
| 0.00340 | 1.602 | 2.253 | 1.698 | 2.852 | 1.809 | 3.664 | 1.899 | 4.465 | 2.005 | 5.526 |
| 0.00360 | 1.649 | 2.317 | 1.747 | 2.935 | 1.862 | 3.770 | 1.954 | 4.595 | 2.063 | 5.686 |
| 0.00380 | 1.694 | 2.380 | 1.795 | 3.015 | 1.913 | 3.873 | 2.008 | 4.721 | 2.120 | 5.842 |
| 0.00400 | 1.738 | 2.444 | 1.841 | 3.093 | 1.962 | 3.974 | 2.060 | 4.843 | | |

| CANALES REVESTIDOS CON MAMPOSTERIA | | | | | | | | | | |
|------------------------------------|-------------------|--------|--------|--------|---|---|---|---|---|---|
| DATOS | SECCIONES TIPO 94 | | | | | | | | | |
| | 21 | | 22 | | | | | | | |
| b | 2.000 | | 2.000 | | | | | | | |
| d | 1.900 | | 2.000 | | | | | | | |
| A | 9.210 | | 10.000 | | | | | | | |
| r | 1.040 | | 1.090 | | | | | | | |
| n | 0.070 | | 0.020 | | | | | | | |
| l | 1.500 | | 1.500 | | | | | | | |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00010 | 0.514 | 4.733 | 0.528 | 5.281 | | | | | | |
| 0.00015 | 0.629 | 5.797 | 0.647 | 6.468 | | | | | | |
| 0.00020 | 0.726 | 6.693 | 0.747 | 7.469 | | | | | | |
| 0.00025 | 0.812 | 7.484 | 0.835 | 8.350 | | | | | | |
| 0.00030 | 0.890 | 8.198 | 0.915 | 9.147 | | | | | | |
| 0.00035 | 0.961 | 8.855 | 0.988 | 9.880 | | | | | | |
| 0.00040 | 1.027 | 9.466 | 1.056 | 10.563 | | | | | | |
| 0.00045 | 1.090 | 10.040 | 1.120 | 11.203 | | | | | | |
| 0.00050 | 1.148 | 10.583 | 1.181 | 11.809 | | | | | | |
| 0.00055 | 1.205 | 11.100 | 1.239 | 12.386 | | | | | | |
| 0.00060 | 1.258 | 11.593 | 1.294 | 12.936 | | | | | | |
| 0.00065 | 1.309 | 12.067 | 1.346 | 13.465 | | | | | | |
| 0.00070 | 1.359 | 12.522 | 1.397 | 13.973 | | | | | | |
| 0.00075 | 1.407 | 12.962 | 1.446 | 14.463 | | | | | | |
| 0.00080 | 1.453 | 13.387 | 1.494 | 14.938 | | | | | | |
| 0.00085 | 1.497 | 13.799 | 1.540 | 15.397 | | | | | | |
| 0.00090 | 1.541 | 14.199 | 1.584 | 15.844 | | | | | | |
| 0.00095 | 1.583 | 14.588 | 1.626 | 16.278 | | | | | | |
| 0.00100 | 1.624 | 14.967 | 1.670 | 16.701 | | | | | | |
| 0.00110 | 1.703 | 15.698 | 1.752 | 17.516 | | | | | | |
| 0.00120 | 1.779 | 16.396 | 1.829 | 18.295 | | | | | | |
| 0.00130 | 1.852 | 17.061 | 1.904 | 19.042 | | | | | | |
| 0.00140 | 1.922 | 17.709 | 1.976 | 19.761 | | | | | | |
| 0.00150 | 1.989 | 18.331 | 2.045 | 20.454 | | | | | | |
| 0.00160 | 2.054 | 18.932 | 2.113 | 21.125 | | | | | | |
| 0.00170 | 2.118 | 19.515 | 2.178 | 21.775 | | | | | | |
| 0.00180 | 2.179 | 20.080 | 2.241 | 22.407 | | | | | | |
| 0.00190 | 2.239 | 20.631 | 2.302 | 23.021 | | | | | | |
| 0.00200 | 2.297 | 21.167 | 2.362 | 23.619 | | | | | | |
| 0.00220 | 2.409 | 22.200 | 2.477 | 24.771 | | | | | | |
| 0.00240 | 2.516 | 23.187 | 2.587 | 25.873 | | | | | | |
| 0.00260 | 2.619 | 24.134 | 2.693 | 26.929 | | | | | | |
| 0.00280 | 2.718 | 25.045 | 2.795 | 27.946 | | | | | | |
| 0.00300 | 2.813 | 25.924 | 2.893 | 28.927 | | | | | | |
| 0.00320 | 2.905 | 26.774 | | | | | | | | |

| CARILLAS REVESTIDAS DE MAMPOSTERIA.- | | | | Escala 1:5:1 | | | | |
|--------------------------------------|------------------|-------|--------|--------------|--------|-------|--------|-------|
| DATOS | SECCION TIPO 109 | | | | | | | |
| | 1 | | 2 | | 3 | | 4 | |
| b | 0.70 | | 0.70 | | 0.50 | | 0.50 | |
| d | 0.35 | | 0.40 | | 0.45 | | 0.50 | |
| A | 0.324 | | 0.40 | | 0.529 | | 0.625 | |
| P | 1.662 | | 1.842 | | 2.123 | | 2.303 | |
| r | 0.195 | | 0.2172 | | 0.2492 | | 0.2716 | |
| n | 0.023 | | 0.023 | | 0.023 | | 0.023 | |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00010 | 0.146 | 0.047 | 0.157 | 0.061 | 0.172 | 0.091 | 0.182 | 0.111 |
| 0.00015 | 0.179 | 0.058 | 0.192 | 0.077 | 0.211 | 0.112 | 0.223 | 0.130 |
| 0.00020 | 0.207 | 0.067 | 0.222 | 0.089 | 0.243 | 0.129 | 0.258 | 0.151 |
| 0.00025 | 0.231 | 0.075 | 0.248 | 0.099 | 0.272 | 0.141 | 0.268 | 0.161 |
| 0.00030 | 0.253 | 0.082 | 0.272 | 0.109 | 0.298 | 0.158 | 0.316 | 0.168 |
| 0.00035 | 0.274 | 0.089 | 0.294 | 0.118 | 0.322 | 0.170 | 0.341 | 0.212 |
| 0.00040 | 0.292 | 0.095 | 0.314 | 0.126 | 0.344 | 0.182 | 0.365 | 0.228 |
| 0.00045 | 0.310 | 0.100 | 0.333 | 0.133 | 0.365 | 0.193 | 0.387 | 0.242 |
| 0.00050 | 0.327 | 0.106 | 0.351 | 0.140 | 0.385 | 0.204 | 0.403 | 0.255 |
| 0.00055 | 0.343 | 0.111 | 0.368 | 0.147 | 0.404 | 0.214 | 0.427 | 0.267 |
| 0.00060 | 0.358 | 0.116 | 0.385 | 0.154 | 0.422 | 0.223 | 0.447 | 0.277 |
| 0.00065 | 0.373 | 0.121 | 0.401 | 0.160 | 0.439 | 0.232 | 0.465 | 0.291 |
| 0.00070 | 0.387 | 0.125 | 0.416 | 0.166 | 0.456 | 0.241 | 0.482 | 0.301 |
| 0.00075 | 0.400 | 0.130 | 0.430 | 0.172 | 0.472 | 0.250 | 0.499 | 0.312 |
| 0.00080 | 0.414 | 0.134 | 0.444 | 0.178 | 0.487 | 0.258 | 0.516 | 0.323 |
| 0.00085 | 0.426 | 0.138 | 0.458 | 0.183 | 0.502 | 0.266 | 0.531 | 0.332 |
| 0.00090 | 0.439 | 0.142 | 0.471 | 0.188 | 0.517 | 0.273 | 0.547 | 0.342 |
| 0.00095 | 0.451 | 0.146 | 0.484 | 0.194 | 0.531 | 0.281 | 0.562 | 0.351 |
| 0.00100 | 0.463 | 0.150 | 0.497 | 0.199 | 0.545 | 0.288 | 0.577 | 0.361 |
| 0.00110 | 0.485 | 0.157 | 0.521 | 0.208 | 0.571 | 0.302 | 0.605 | 0.378 |
| 0.00120 | 0.507 | 0.164 | 0.544 | 0.218 | 0.597 | 0.316 | 0.632 | 0.395 |
| 0.00130 | 0.527 | 0.171 | 0.566 | 0.226 | 0.621 | 0.329 | 0.657 | 0.411 |
| 0.00140 | 0.547 | 0.177 | 0.588 | 0.235 | 0.644 | 0.341 | 0.682 | 0.428 |
| 0.00150 | 0.566 | 0.183 | 0.608 | 0.243 | 0.667 | 0.353 | 0.706 | 0.443 |
| 0.00160 | 0.585 | 0.189 | 0.628 | 0.251 | 0.689 | 0.364 | 0.729 | 0.458 |
| 0.00170 | 0.603 | 0.195 | 0.648 | 0.259 | 0.710 | 0.376 | 0.751 | 0.473 |
| 0.00180 | 0.620 | 0.201 | 0.667 | 0.267 | 0.731 | 0.387 | 0.773 | 0.488 |
| 0.00190 | 0.637 | 0.206 | 0.685 | 0.274 | 0.751 | 0.397 | 0.794 | 0.503 |
| 0.00200 | 0.654 | 0.212 | 0.702 | 0.281 | 0.770 | 0.407 | 0.815 | 0.517 |
| 0.00220 | 0.685 | 0.222 | 0.737 | 0.295 | 0.808 | 0.427 | 0.855 | 0.531 |
| 0.00240 | 0.716 | 0.232 | 0.769 | 0.308 | 0.843 | 0.446 | 0.893 | 0.556 |
| 0.00260 | 0.746 | 0.242 | 0.801 | 0.320 | 0.878 | 0.464 | 0.929 | 0.581 |

amb:

| CARBONS REVENTIVOS DA MAMPOSTARIA.- | | | | TIPO 1:5:1 | | | | |
|-------------------------------------|---------------|--------|-------------|------------|-------|-------|-------|-------|
| DATOS | S E C C I O N | | T I P O III | | | | | |
| | 5 | 6 | 7 | 8 | | | | |
| b | 0.60 | 0.60 | 0.75 | 0.75 | | | | |
| d | 0.55 | 0.60 | 0.60 | 0.65 | | | | |
| A | 0.784 | 0.99 | 0.95 | 1.122 | | | | |
| P | 2.583 | 2.763 | 2.913 | 3.000 | | | | |
| r | 0.3035 | 0.3257 | 0.3339 | 0.3525 | | | | |
| n | 0.023 | 0.023 | 0.023 | 0.023 | | | | |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00010 | 0.196 | 0.154 | 0.206 | 0.185 | 0.212 | 0.216 | 0.221 | 0.244 |
| 0.00015 | 0.241 | 0.189 | 0.252 | 0.227 | 0.259 | 0.256 | 0.271 | 0.304 |
| 0.00020 | 0.278 | 0.218 | 0.291 | 0.262 | 0.299 | 0.295 | 0.313 | 0.351 |
| 0.00025 | 0.310 | 0.243 | 0.325 | 0.293 | 0.335 | 0.332 | 0.349 | 0.392 |
| 0.00030 | 0.340 | 0.267 | 0.356 | 0.320 | 0.367 | 0.363 | 0.383 | 0.432 |
| 0.00035 | 0.367 | 0.288 | 0.385 | 0.347 | 0.395 | 0.392 | 0.411 | 0.465 |
| 0.00040 | 0.393 | 0.308 | 0.412 | 0.371 | 0.423 | 0.419 | 0.442 | 0.496 |
| 0.00045 | 0.417 | 0.327 | 0.437 | 0.393 | 0.449 | 0.445 | 0.469 | 0.526 |
| 0.00050 | 0.439 | 0.344 | 0.460 | 0.414 | 0.473 | 0.468 | 0.494 | 0.554 |
| 0.00055 | 0.460 | 0.361 | 0.483 | 0.435 | 0.497 | 0.492 | 0.518 | 0.581 |
| 0.00060 | 0.481 | 0.377 | 0.504 | 0.454 | 0.519 | 0.514 | 0.542 | 0.605 |
| 0.00065 | 0.501 | 0.393 | 0.525 | 0.473 | 0.540 | 0.535 | 0.564 | 0.633 |
| 0.00070 | 0.519 | 0.407 | 0.545 | 0.491 | 0.560 | 0.554 | 0.585 | 0.655 |
| 0.00075 | 0.538 | 0.422 | 0.564 | 0.508 | 0.580 | 0.574 | 0.606 | 0.680 |
| 0.00080 | 0.555 | 0.435 | 0.582 | 0.524 | 0.599 | 0.593 | 0.625 | 0.701 |
| 0.00085 | 0.573 | 0.449 | 0.600 | 0.540 | 0.617 | 0.611 | 0.645 | 0.724 |
| 0.00090 | 0.589 | 0.462 | 0.617 | 0.555 | 0.635 | 0.629 | 0.665 | 0.744 |
| 0.00095 | 0.605 | 0.474 | 0.635 | 0.572 | 0.653 | 0.646 | 0.683 | 0.765 |
| 0.00100 | 0.621 | 0.487 | 0.651 | 0.586 | 0.670 | 0.663 | 0.700 | 0.785 |
| 0.00110 | 0.651 | 0.510 | 0.683 | 0.615 | 0.702 | 0.695 | 0.733 | 0.822 |
| 0.00120 | 0.680 | 0.533 | 0.713 | 0.642 | 0.733 | 0.726 | 0.766 | 0.859 |
| 0.00130 | 0.708 | 0.555 | 0.742 | 0.668 | 0.764 | 0.756 | 0.797 | 0.891 |
| 0.00140 | 0.734 | 0.575 | 0.770 | 0.693 | 0.792 | 0.784 | 0.827 | 0.925 |
| 0.00150 | 0.760 | 0.596 | 0.797 | 0.717 | 0.820 | 0.812 | 0.856 | 0.964 |
| 0.00160 | 0.785 | 0.615 | 0.823 | 0.741 | 0.847 | 0.839 | 0.884 | 0.992 |
| 0.00170 | 0.809 | 0.634 | 0.849 | 0.764 | 0.873 | 0.864 | 0.912 | 1.023 |
| 0.00180 | 0.833 | 0.653 | 0.873 | 0.786 | 0.898 | 0.889 | 0.938 | 1.052 |
| 0.00190 | 0.856 | 0.671 | 0.897 | 0.807 | 0.923 | 0.914 | 0.964 | 1.082 |
| 0.00200 | 0.878 | 0.688 | 0.920 | 0.828 | 0.947 | 0.938 | 0.989 | 1.110 |
| 0.00220 | 0.921 | 0.722 | 0.966 | 0.869 | 0.993 | 0.983 | 1.037 | 1.164 |
| 0.00240 | 0.962 | 0.754 | 1.002 | 0.907 | 1.037 | 1.027 | 1.083 | 1.215 |
| 0.00260 | 1.001 | 0.785 | 1.049 | 0.944 | 1.080 | 1.069 | 1.127 | 1.264 |

amb.

| CANALES REVESTIDOS DE PANTOSERRAS - VALOR 1.5:1 | | | | | | | | |
|---|---------------------------|-------|--------|-------|--------|-------|-------|-------|
| DATOS | S E C C I O N T I P O I C | | | | | | | |
| | 9 | | 10 | | 11 | | 12 | |
| b | 0.75 | | 0.75 | | 0.75 | | 0.75 | |
| d | 0.70 | | 0.75 | | 0.75 | | 0.65 | |
| A | 1.260 | | 1.407 | | 1.519 | | 1.650 | |
| P | 3.274 | | 3.454 | | 3.604 | | 3.734 | |
| r | 0.3848 | | 0.4073 | | 0.4215 | | 0.434 | |
| n | 0.023 | | 0.023 | | 0.023 | | 0.023 | |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00010 | 0.230 | 0.250 | 0.239 | 0.336 | 0.244 | 0.371 | 0.253 | 0.425 |
| 0.00015 | 0.282 | 0.355 | 0.293 | 0.412 | 0.299 | 0.454 | 0.310 | 0.521 |
| 0.00020 | 0.325 | 0.410 | 0.338 | 0.476 | 0.346 | 0.526 | 0.358 | 0.601 |
| 0.00025 | 0.364 | 0.459 | 0.378 | 0.532 | 0.386 | 0.586 | 0.400 | 0.672 |
| 0.00030 | 0.398 | 0.501 | 0.414 | 0.582 | 0.423 | 0.643 | 0.438 | 0.735 |
| 0.00035 | 0.430 | 0.543 | 0.447 | 0.629 | 0.457 | 0.694 | 0.473 | 0.795 |
| 0.00040 | 0.460 | 0.580 | 0.478 | 0.673 | 0.489 | 0.743 | 0.506 | 0.850 |
| 0.00045 | 0.488 | 0.615 | 0.507 | 0.713 | 0.519 | 0.788 | 0.537 | 0.902 |
| 0.00050 | 0.514 | 0.648 | 0.534 | 0.751 | 0.547 | 0.831 | 0.566 | 0.951 |
| 0.00055 | 0.539 | 0.679 | 0.560 | 0.780 | 0.573 | 0.870 | 0.593 | 0.998 |
| 0.00060 | 0.564 | 0.711 | 0.585 | 0.823 | 0.599 | 0.910 | 0.620 | 1.042 |
| 0.00065 | 0.587 | 0.740 | 0.609 | 0.857 | 0.623 | 0.946 | 0.645 | 1.084 |
| 0.00070 | 0.609 | 0.767 | 0.632 | 0.889 | 0.647 | 0.983 | 0.670 | 1.126 |
| 0.00075 | 0.630 | 0.794 | 0.654 | 0.920 | 0.669 | 1.016 | 0.693 | 1.164 |
| 0.00080 | 0.651 | 0.820 | 0.676 | 0.951 | 0.692 | 1.051 | 0.716 | 1.203 |
| 0.00085 | 0.671 | 0.845 | 0.697 | 0.981 | 0.713 | 1.083 | 0.738 | 1.240 |
| 0.00090 | 0.690 | 0.869 | 0.717 | 1.009 | 0.733 | 1.113 | 0.759 | 1.275 |
| 0.00095 | 0.709 | 0.893 | 0.737 | 1.037 | 0.754 | 1.145 | 0.780 | 1.310 |
| 0.00100 | 0.728 | 0.917 | 0.756 | 1.064 | 0.773 | 1.174 | 0.801 | 1.346 |
| 0.00110 | 0.763 | 0.961 | 0.792 | 1.114 | 0.811 | 1.232 | 0.839 | 1.410 |
| 0.00120 | 0.787 | 1.004 | 0.823 | 1.165 | 0.847 | 1.287 | 0.877 | 1.473 |
| 0.00130 | 0.822 | 1.045 | 0.852 | 1.213 | 0.881 | 1.338 | 0.912 | 1.532 |
| 0.00140 | 0.851 | 1.085 | 0.894 | 1.255 | 0.915 | 1.390 | 0.947 | 1.591 |
| 0.00150 | 0.891 | 1.123 | 0.925 | 1.301 | 0.947 | 1.438 | 0.980 | 1.646 |
| 0.00160 | 0.920 | 1.159 | 0.956 | 1.345 | 0.978 | 1.486 | 1.012 | 1.702 |
| 0.00170 | 0.948 | 1.194 | 0.985 | 1.386 | 1.008 | 1.531 | 1.043 | 1.752 |
| 0.00180 | 0.976 | 1.230 | 1.014 | 1.427 | 1.037 | 1.575 | 1.074 | 1.802 |
| 0.00190 | 1.003 | 1.264 | 1.041 | 1.465 | 1.065 | 1.618 | 1.103 | 1.853 |
| 0.00200 | 1.029 | 1.297 | 1.068 | 1.503 | 1.093 | 1.660 | 1.132 | 1.902 |
| 0.00220 | 1.079 | 1.360 | 1.121 | 1.577 | 1.147 | 1.742 | 1.187 | 1.991 |
| 0.00240 | 1.127 | 1.420 | 1.170 | 1.645 | 1.197 | 1.818 | 1.240 | 2.077 |
| 0.00260 | 1.173 | 1.478 | 1.218 | 1.714 | 1.246 | 1.893 | 1.290 | 2.157 |

ans.

| CURVAS REVERTIDAS DE LA POSICION. - | | | | | | | | SECCION T P O | |
|-------------------------------------|--------|-------|-------|--------|-------|-------|--------|---------------|--------|
| DATOS | 13 | | 14 | | 15 | | 16 | | |
| | S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| b | 0.90 | | | 0.90 | | | 1.05 | | 1.05 |
| d | 0.85 | | | 0.90 | | | 0.90 | | 0.95 |
| A | 1.849 | | | 2.025 | | | 2.160 | | 2.352 |
| P | 3.965 | | | 4.145 | | | 4.295 | | 4.475 |
| r | 0.4663 | | | 0.4825 | | | 0.5029 | | 0.5255 |
| n | 0.022 | | | 0.022 | | | 0.022 | | 0.022 |
| 0.00010 | 0.273 | 0.505 | 0.282 | 0.571 | 0.287 | 0.620 | 0.296 | 0.656 | |
| 0.00015 | 0.335 | 0.619 | 0.345 | 0.699 | 0.352 | 0.760 | 0.363 | 0.804 | |
| 0.00020 | 0.387 | 0.716 | 0.399 | 0.808 | 0.407 | 0.879 | 0.419 | 0.955 | |
| 0.00025 | 0.432 | 0.799 | 0.445 | 0.903 | 0.454 | 0.981 | 0.468 | 1.101 | |
| 0.00030 | 0.473 | 0.875 | 0.488 | 0.988 | 0.458 | 1.076 | 0.513 | 1.207 | |
| 0.00035 | 0.511 | 0.945 | 0.528 | 1.069 | 0.538 | 1.162 | 0.554 | 1.303 | |
| 0.00040 | 0.547 | 1.011 | 0.564 | 1.142 | 0.575 | 1.242 | 0.592 | 1.392 | |
| 0.00045 | 0.580 | 1.072 | 0.598 | 1.211 | 0.610 | 1.318 | 0.628 | 1.477 | |
| 0.00050 | 0.611 | 1.130 | 0.630 | 1.276 | 0.643 | 1.389 | 0.662 | 1.557 | |
| 0.00055 | 0.641 | 1.185 | 0.661 | 1.339 | 0.674 | 1.456 | 0.694 | 1.632 | |
| 0.00060 | 0.670 | 1.239 | 0.691 | 1.399 | 0.704 | 1.521 | 0.725 | 1.705 | |
| 0.00065 | 0.697 | 1.289 | 0.719 | 1.456 | 0.733 | 1.583 | 0.755 | 1.776 | |
| 0.00070 | 0.723 | 1.337 | 0.745 | 1.511 | 0.761 | 1.644 | 0.783 | 1.842 | |
| 0.00075 | 0.749 | 1.385 | 0.772 | 1.563 | 0.787 | 1.700 | 0.811 | 1.907 | |
| 0.00080 | 0.773 | 1.429 | 0.798 | 1.616 | 0.813 | 1.756 | 0.838 | 1.971 | |
| 0.00085 | 0.797 | 1.474 | 0.822 | 1.665 | 0.838 | 1.810 | 0.863 | 2.030 | |
| 0.00090 | 0.820 | 1.516 | 0.846 | 1.713 | 0.862 | 1.862 | 0.888 | 2.089 | |
| 0.00095 | 0.843 | 1.559 | 0.869 | 1.760 | 0.886 | 1.914 | 0.913 | 2.147 | |
| 0.00100 | 0.865 | 1.599 | 0.892 | 1.806 | 0.909 | 1.963 | 0.937 | 2.204 | |
| 0.00110 | 0.907 | 1.677 | 0.935 | 1.893 | 0.953 | 2.058 | 0.982 | 2.310 | |
| 0.00120 | 0.947 | 1.751 | 0.977 | 1.978 | 0.996 | 2.151 | 1.026 | 2.413 | |
| 0.00130 | 0.986 | 1.823 | 1.017 | 2.059 | 1.037 | 2.240 | 1.068 | 2.512 | |
| 0.00140 | 1.023 | 1.892 | 1.055 | 2.136 | 1.076 | 2.324 | 1.108 | 2.606 | |
| 0.00150 | 1.059 | 1.958 | 1.092 | 2.211 | 1.113 | 2.404 | 1.147 | 2.698 | |
| 0.00160 | 1.093 | 2.021 | 1.128 | 2.284 | 1.150 | 2.484 | 1.184 | 2.785 | |
| 0.00170 | 1.127 | 2.081 | 1.163 | 2.355 | 1.185 | 2.560 | 1.221 | 2.872 | |
| 0.00180 | 1.160 | 2.145 | 1.196 | 2.422 | 1.220 | 2.635 | 1.256 | 2.954 | |
| 0.00190 | 1.191 | 2.202 | 1.229 | 2.489 | 1.253 | 2.706 | 1.290 | 3.034 | |
| 0.00200 | 1.222 | 2.256 | 1.261 | 2.553 | 1.285 | 2.776 | 1.324 | 3.114 | |
| 0.00220 | 1.281 | 2.370 | 1.323 | 2.679 | 1.368 | 2.912 | 1.387 | 3.267 | |
| 0.00240 | 1.335 | 2.476 | 1.381 | 2.797 | 1.408 | 3.041 | 1.446 | 3.410 | |
| 0.00260 | 1.394 | 2.578 | 1.439 | 2.912 | 1.466 | 3.167 | 1.500 | 3.552 | |

| CANALES REVESTIDOS DE MAMPUESTA.- GRASA 1.5:1 117 | | | | | | | | |
|---|---------------|--------|--------|--------|---------|-------|-------|-------|
| DATOS | S E C C I O N | | | | T I P O | | | |
| | 17 | 18 | 19 | 20 | 17 | 18 | 19 | 20 |
| b | 1.05 | 1.05 | 1.20 | 1.20 | | | | |
| d | 1.00 | 1.05 | 1.05 | 1.10 | | | | |
| A | 2.550 | 2.757 | 2.914 | 3.135 | | | | |
| P | 4.656 | 4.836 | 4.986 | 5.156 | | | | |
| r | 0.5477 | 0.5701 | 0.5874 | 0.6059 | | | | |
| n | 0.022 | 0.022 | 0.022 | 0.022 | | | | |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00010 | 0.304 | 0.775 | 0.313 | 0.863 | 0.318 | 0.927 | 0.326 | 1.022 |
| 0.00015 | 0.373 | 0.951 | 0.383 | 1.056 | 0.389 | 1.134 | 0.399 | 1.251 |
| 0.00020 | 0.430 | 1.097 | 0.442 | 1.219 | 0.449 | 1.308 | 0.461 | 1.465 |
| 0.00025 | 0.481 | 1.227 | 0.494 | 1.362 | 0.502 | 1.462 | 0.515 | 1.612 |
| 0.00030 | 0.527 | 1.344 | 0.541 | 1.492 | 0.550 | 1.603 | 0.564 | 1.768 |
| 0.00035 | 0.569 | 1.451 | 0.585 | 1.613 | 0.594 | 1.731 | 0.610 | 1.912 |
| 0.00040 | 0.609 | 1.553 | 0.625 | 1.723 | 0.635 | 1.850 | 0.652 | 2.044 |
| 0.00045 | 0.646 | 1.647 | 0.663 | 1.828 | 0.674 | 1.954 | 0.691 | 2.156 |
| 0.00050 | 0.680 | 1.734 | 0.699 | 1.927 | 0.710 | 2.069 | 0.729 | 2.285 |
| 0.00055 | 0.714 | 1.821 | 0.733 | 2.021 | 0.745 | 2.171 | 0.764 | 2.399 |
| 0.00060 | 0.745 | 1.900 | 0.766 | 2.112 | 0.778 | 2.267 | 0.798 | 2.502 |
| 0.00065 | 0.776 | 1.975 | 0.797 | 2.197 | 0.810 | 2.360 | 0.831 | 2.605 |
| 0.00070 | 0.805 | 2.053 | 0.827 | 2.280 | 0.841 | 2.451 | 0.862 | 2.702 |
| 0.00075 | 0.833 | 2.124 | 0.856 | 2.360 | 0.870 | 2.535 | 0.892 | 2.795 |
| 0.00080 | 0.861 | 2.196 | 0.884 | 2.437 | 0.899 | 2.620 | 0.922 | 2.890 |
| 0.00085 | 0.887 | 2.262 | 0.911 | 2.512 | 0.926 | 2.698 | 0.950 | 2.978 |
| 0.00090 | 0.913 | 2.328 | 0.938 | 2.586 | 0.953 | 2.777 | 0.977 | 3.067 |
| 0.00095 | 0.938 | 2.392 | 0.963 | 2.655 | 0.980 | 2.856 | 1.004 | 3.148 |
| 0.00100 | 0.963 | 2.456 | 0.989 | 2.727 | 1.005 | 2.929 | 1.031 | 3.231 |
| 0.00110 | 1.009 | 2.573 | 1.037 | 2.859 | 1.054 | 3.071 | 1.081 | 3.384 |
| 0.00120 | 1.054 | 2.688 | 1.083 | 2.986 | 1.101 | 3.208 | 1.129 | 3.535 |
| 0.00130 | 1.097 | 2.797 | 1.127 | 3.107 | 1.146 | 3.339 | 1.175 | 3.684 |
| 0.00140 | 1.139 | 2.904 | 1.169 | 3.223 | 1.189 | 3.465 | 1.219 | 3.822 |
| 0.00150 | 1.178 | 3.004 | 1.210 | 3.336 | 1.231 | 3.587 | 1.262 | 3.959 |
| 0.00160 | 1.217 | 3.103 | 1.250 | 3.446 | 1.271 | 3.704 | 1.303 | 4.085 |
| 0.00170 | 1.255 | 3.200 | 1.288 | 3.551 | 1.310 | 3.817 | 1.343 | 4.210 |
| 0.00180 | 1.291 | 3.292 | 1.326 | 3.656 | 1.348 | 3.928 | 1.382 | 4.333 |
| 0.00190 | 1.326 | 3.381 | 1.362 | 3.755 | 1.385 | 4.036 | 1.420 | 4.452 |
| 0.00200 | 1.361 | 3.471 | 1.398 | 3.854 | 1.421 | 4.141 | 1.457 | 4.568 |
| 0.00220 | 1.427 | 3.639 | 1.466 | 4.042 | 1.490 | 4.342 | 1.528 | 4.790 |
| 0.00240 | 1.491 | 3.802 | 1.531 | 4.221 | 1.557 | 4.537 | 1.596 | 5.003 |
| 0.00260 | 1.551 | 3.955 | 1.593 | 4.392 | 1.620 | 4.721 | 1.661 | 5.207 |

| CANALES REVESTIDOS DE HANFOSPERIA.- | | CANTOS 1.511 | | #6 | | | | |
|-------------------------------------|--------------|--------------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|
| DATOS | SECCION TIPO | | | | | | | |
| | 13 | | 14 | | 15 | | 16 | |
| b | 0.90 | | 0.90 | | 1.05 | | 1.05 | |
| d | 0.85 | | 0.90 | | 0.90 | | 0.95 | |
| A | 1.849 | | 2.025 | | 2.160 | | 2.352 | |
| P | 1.965 | | 4.145 | | 4.295 | | 4.475 | |
| r | 0.4663 | | 0.4885 | | 0.5029 | | 0.5256 | |
| n | 0.022 | | 0.022 | | 0.022 | | 0.022 | |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00260 | 1.446 | 2.674 | 1.492 | 3.021 | 1.521 | 3.285 | 1.567 | 3.626 |
| 0.00300 | 1.497 | 2.768 | 1.545 | 3.129 | 1.575 | 3.402 | 1.622 | 3.815 |
| 0.00320 | 1.546 | 2.859 | 1.595 | 3.230 | 1.626 | 3.512 | 1.675 | 3.940 |
| 0.00340 | 1.594 | 2.947 | 1.644 | 3.329 | 1.676 | 3.620 | 1.726 | 4.060 |
| 0.00360 | 1.640 | 3.032 | 1.692 | 3.426 | 1.725 | 3.726 | 1.776 | 4.177 |
| 0.00380 | 1.685 | 3.116 | 1.738 | 3.519 | 1.772 | 3.828 | 1.825 | 4.292 |
| 0.00400 | 1.728 | 3.195 | 1.783 | 3.611 | 1.818 | 3.927 | 1.872 | 4.403 |
| 0.00420 | 1.771 | 3.275 | 1.827 | 3.700 | 1.863 | 4.024 | 1.919 | 4.513 |
| 0.00440 | 1.813 | 3.352 | 1.870 | 3.787 | | | | |

| CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA.- | | TABLA 7.5:1 119 | | | | | | | |
|-------------------------------------|-----------------------|-----------------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--|
| DATOS | S E C C I O N T I P O | | | | | | | | |
| | 21 | | 22 | | 23 | | 24 | | |
| b | 1.20 | | 1.20 | | 1.35 | | 1.35 | | |
| d | 1.15 | | 1.20 | | 1.20 | | 1.25 | | |
| A | 3.364 | | 3.600 | | 3.780 | | 4.022 | | |
| P | 5.346 | | 5.527 | | 5.677 | | 5.857 | | |
| r | 0.6293 | | 0.6513 | | 0.6658 | | 0.6824 | | |
| n | 0.022 | | 0.022 | | 0.022 | | 0.022 | | |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | |
| 0.00010 | 0.334 | 1.124 | 0.342 | 1.231 | 0.347 | 1.312 | 0.354 | 1.427 | |
| 0.00015 | 0.409 | 1.376 | 0.418 | 1.505 | 0.425 | 1.607 | 0.434 | 1.750 | |
| 0.00020 | 0.472 | 1.588 | 0.483 | 1.739 | 0.490 | 1.852 | 0.501 | 2.023 | |
| 0.00025 | 0.528 | 1.776 | 0.540 | 1.944 | 0.546 | 2.071 | 0.560 | 2.254 | |
| 0.00030 | 0.578 | 1.944 | 0.592 | 2.131 | 0.600 | 2.268 | 0.614 | 2.476 | |
| 0.00035 | 0.625 | 2.103 | 0.639 | 2.300 | 0.648 | 2.449 | 0.662 | 2.673 | |
| 0.00040 | 0.668 | 2.247 | 0.683 | 2.459 | 0.693 | 2.620 | 0.705 | 2.853 | |
| 0.00045 | 0.708 | 2.382 | 0.725 | 2.610 | 0.735 | 2.778 | 0.752 | 3.032 | |
| 0.00050 | 0.746 | 2.509 | 0.764 | 2.750 | 0.775 | 2.930 | 0.792 | 3.193 | |
| 0.00055 | 0.783 | 2.634 | 0.801 | 2.884 | 0.813 | 3.073 | 0.831 | 3.351 | |
| 0.00060 | 0.818 | 2.752 | 0.837 | 3.013 | 0.849 | 3.209 | 0.868 | 3.500 | |
| 0.00065 | 0.851 | 2.863 | 0.871 | 3.136 | 0.884 | 3.342 | 0.904 | 3.645 | |
| 0.00070 | 0.883 | 2.970 | 0.904 | 3.254 | 0.917 | 3.466 | 0.933 | 3.782 | |
| 0.00075 | 0.914 | 3.075 | 0.935 | 3.366 | 0.949 | 3.587 | 0.971 | 3.915 | |
| 0.00080 | 0.944 | 3.176 | 0.966 | 3.478 | 0.981 | 3.708 | 1.002 | 4.042 | |
| 0.00085 | 0.973 | 3.273 | 0.996 | 3.586 | 1.011 | 3.822 | 1.033 | 4.165 | |
| 0.00090 | 1.001 | 3.367 | 1.025 | 3.690 | 1.040 | 3.931 | 1.063 | 4.286 | |
| 0.00095 | 1.029 | 3.462 | 1.053 | 3.791 | 1.069 | 4.041 | 1.093 | 4.407 | |
| 0.00100 | 1.056 | 3.552 | 1.081 | 3.892 | 1.097 | 4.147 | 1.121 | 4.520 | |
| 0.00110 | 1.107 | 3.724 | 1.133 | 4.079 | 1.150 | 4.347 | 1.175 | 4.738 | |
| 0.00120 | 1.157 | 3.892 | 1.183 | 4.259 | 1.201 | 4.540 | 1.228 | 4.951 | |
| 0.00130 | 1.204 | 4.050 | 1.232 | 4.435 | 1.250 | 4.725 | 1.275 | 5.153 | |
| 0.00140 | 1.249 | 4.202 | 1.278 | 4.601 | 1.297 | 4.903 | 1.326 | 5.346 | |
| 0.00150 | 1.293 | 4.350 | 1.323 | 4.763 | 1.342 | 5.073 | 1.372 | 5.532 | |
| 0.00160 | 1.335 | 4.491 | 1.366 | 4.918 | 1.386 | 5.239 | 1.417 | 5.713 | |
| 0.00170 | 1.375 | 4.629 | 1.408 | 5.069 | 1.429 | 5.402 | 1.461 | 5.891 | |
| 0.00180 | 1.416 | 4.763 | 1.449 | 5.216 | 1.471 | 5.560 | 1.504 | 6.057 | |
| 0.00190 | 1.455 | 4.893 | 1.489 | 5.360 | 1.511 | 5.712 | 1.545 | 6.225 | |
| 0.00200 | 1.493 | 5.022 | 1.527 | 5.497 | 1.550 | 5.859 | 1.585 | 6.391 | |
| 0.00220 | 1.566 | 5.268 | 1.602 | 5.767 | 1.626 | 6.146 | 1.662 | 6.731 | |
| 0.00240 | 1.635 | 5.500 | 1.673 | 6.023 | 1.698 | 6.418 | 1.736 | 7.000 | |
| 0.00260 | 1.702 | 5.726 | 1.742 | 6.271 | 1.767 | 6.679 | 1.807 | 7.246 | |

AND.

| CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA. - | | | | | | | | FORMA 115:1 (2) | |
|--------------------------------------|--------------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-----------------|--|
| DATOS | SECCION TIPO | | | | | | | | |
| | 25 | | 26 | | 27 | | 28 | | |
| b | 1.35 | | 1.35 | | 1.50 | | 1.50 | | |
| d | 1.30 | | 1.35 | | 1.35 | | 1.40 | | |
| A | 4.290 | | 4.557 | | 4.764 | | 5.040 | | |
| P | 6.037 | | 6.218 | | 6.362 | | 6.542 | | |
| r | 0.7106 | | 0.7329 | | 0.7481 | | 0.7697 | | |
| n | 0.022 | | 0.022 | | 0.021 | | 0.021 | | |
| | | | | | | | | | |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | |
| 0.00010 | 0.362 | 1.553 | 0.369 | 1.682 | 0.352 | 1.867 | 0.400 | 2.016 | |
| 0.00015 | 0.443 | 1.900 | 0.453 | 2.064 | 0.461 | 2.291 | 0.490 | 2.435 | |
| 0.00020 | 0.512 | 2.196 | 0.523 | 2.383 | 0.555 | 2.644 | 0.566 | 2.853 | |
| 0.00025 | 0.572 | 2.454 | 0.584 | 2.661 | 0.620 | 2.954 | 0.632 | 3.135 | |
| 0.00030 | 0.627 | 2.690 | 0.640 | 2.916 | 0.680 | 3.235 | 0.693 | 3.433 | |
| 0.00035 | 0.677 | 2.904 | 0.691 | 3.149 | 0.734 | 3.497 | 0.748 | 3.772 | |
| 0.00040 | 0.724 | 3.106 | 0.739 | 3.368 | 0.785 | 3.740 | 0.800 | 4.032 | |
| 0.00045 | 0.768 | 3.295 | 0.784 | 3.573 | 0.833 | 3.968 | 0.849 | 4.272 | |
| 0.00050 | 0.809 | 3.471 | 0.825 | 3.775 | 0.877 | 4.178 | 0.894 | 4.507 | |
| 0.00055 | 0.849 | 3.642 | 0.866 | 3.946 | 0.920 | 4.383 | 0.938 | 4.722 | |
| 0.00060 | 0.887 | 3.805 | 0.905 | 4.124 | 0.961 | 4.578 | 0.990 | 4.932 | |
| 0.00065 | 0.923 | 3.960 | 0.942 | 4.293 | 1.001 | 4.769 | 1.020 | 5.141 | |
| 0.00070 | 0.958 | 4.110 | 0.978 | 4.457 | 1.038 | 4.945 | 1.058 | 5.332 | |
| 0.00075 | 0.991 | 4.251 | 1.012 | 4.612 | 1.075 | 5.121 | 1.095 | 5.512 | |
| | | | | | | | | | |
| 0.00190 | 1.578 | 6.770 | 1.611 | 7.341 | 1.711 | 8.151 | 1.743 | 8.742 | |
| 0.00200 | 1.619 | 6.946 | 1.652 | 7.528 | 1.755 | 8.351 | 1.785 | 9.011 | |
| 0.00220 | 1.698 | 7.284 | 1.733 | 7.897 | 1.841 | 8.771 | 1.875 | 9.411 | |
| 0.00240 | 1.773 | 7.606 | 1.810 | 8.248 | 1.923 | 9.161 | 1.955 | 9.811 | |
| 0.00260 | 1.845 | 7.919 | 1.884 | 8.585 | 2.001 | 9.522 | 2.038 | 10.211 | |

arb.

| CANALES REVERTIDOS DE MANGOSTERIA.- | | | | | | | | | TABLA 1.010 | |
|-------------------------------------|------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------------|--|
| DATOS | SECCION TIPO 123 | | | | | | | | | |
| | 29 | | 30 | | 31 | | 32 | | | |
| b | 1.50 | | 1.50 | | 1.50 | | 1.50 | | | |
| d | 1.45 | | 1.50 | | 1.50 | | 1.50 | | | |
| A | 5.329 | | 5.625 | | 5.925 | | 6.562 | | | |
| P | 6.728 | | 6.908 | | 7.102 | | 7.452 | | | |
| r | 0.7921 | | 0.8143 | | 0.8336 | | 0.8783 | | | |
| n | 0.021 | | 0.021 | | 0.021 | | 0.021 | | | |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | | |
| 0.00010 | 0.408 | 2.174 | 0.415 | 2.334 | 0.422 | 2.502 | 0.437 | 2.657 | | |
| 0.00015 | 0.499 | 2.652 | 0.509 | 2.863 | 0.517 | 3.063 | 0.535 | 3.510 | | |
| 0.00020 | 0.577 | 3.075 | 0.587 | 3.302 | 0.596 | 3.531 | 0.618 | 4.057 | | |
| 0.00025 | 0.645 | 3.437 | 0.656 | 3.690 | 0.667 | 3.952 | 0.690 | 4.526 | | |
| 0.00030 | 0.706 | 3.762 | 0.719 | 4.044 | 0.730 | 4.325 | 0.756 | 5.057 | | |
| 0.00035 | 0.763 | 4.066 | 0.777 | 4.371 | 0.789 | 4.675 | 0.817 | 5.357 | | |
| 0.00040 | 0.815 | 4.343 | 0.830 | 4.669 | 0.844 | 5.001 | 0.873 | 5.727 | | |
| 0.00045 | 0.865 | 4.610 | 0.881 | 4.956 | 0.895 | 5.303 | 0.927 | 6.081 | | |
| 0.00050 | 0.912 | 4.860 | 0.928 | 5.220 | 0.943 | 5.582 | 0.976 | 6.403 | | |
| 0.00055 | 0.956 | 5.095 | 0.974 | 5.479 | 0.989 | 5.860 | 1.024 | 6.717 | | |
| 0.00060 | 0.999 | 5.324 | 1.017 | 5.721 | 1.033 | 6.121 | 1.070 | 7.010 | | |
| 0.00065 | 1.039 | 5.537 | 1.059 | 5.957 | 1.075 | 6.369 | 1.114 | 7.308 | | |
| 0.00070 | 1.079 | 5.750 | 1.099 | 6.182 | 1.116 | 6.612 | 1.155 | 7.593 | | |
| 0.00075 | 1.117 | 5.952 | 1.137 | 6.396 | 1.155 | 6.803 | 1.196 | 7.846 | | |
| 0.00080 | 1.153 | 6.144 | 1.175 | 6.609 | 1.193 | 7.059 | 1.235 | 8.102 | | |
| 0.00085 | 1.189 | 6.336 | 1.211 | 6.812 | 1.230 | 7.288 | 1.273 | 8.351 | | |
| 0.00090 | 1.223 | 6.517 | 1.246 | 7.009 | 1.265 | 7.495 | 1.310 | 8.591 | | |
| 0.00095 | 1.257 | 6.693 | 1.280 | 7.200 | 1.300 | 7.703 | 1.346 | 8.830 | | |
| 0.00100 | 1.290 | 6.874 | 1.314 | 7.391 | 1.334 | 7.904 | 1.382 | 9.066 | | |
| 0.00110 | 1.352 | 7.205 | 1.377 | 7.746 | 1.399 | 8.289 | 1.449 | 9.505 | | |
| 0.00120 | 1.413 | 7.530 | 1.439 | 8.094 | 1.461 | 8.656 | 1.513 | 9.925 | | |
| 0.00130 | 1.470 | 7.854 | 1.497 | 8.421 | 1.521 | 9.012 | 1.575 | 10.331 | | |
| 0.00140 | 1.525 | 8.127 | 1.554 | 8.741 | 1.575 | 9.350 | 1.634 | 10.71 | | |
| 0.00150 | 1.579 | 8.414 | 1.608 | 9.045 | 1.633 | 9.676 | 1.691 | 11.07 | | |
| 0.00160 | 1.631 | 8.692 | 1.661 | 9.343 | 1.687 | 9.995 | 1.747 | 11.46 | | |
| 0.00170 | 1.681 | 8.958 | 1.712 | 9.630 | 1.739 | 10.304 | 1.802 | 11.83 | | |
| 0.00180 | 1.730 | 9.219 | 1.762 | 9.911 | 1.789 | 10.603 | 1.853 | 12.15 | | |
| 0.00190 | 1.777 | 9.470 | 1.810 | 10.181 | 1.838 | 10.890 | 1.904 | 12.49 | | |
| 0.00200 | 1.823 | 9.715 | 1.857 | 10.446 | 1.885 | 11.175 | 1.953 | 12.81 | | |
| 0.00220 | 1.912 | 10.189 | 1.948 | 10.958 | 1.978 | 11.720 | 2.049 | 13.44 | | |
| 0.00240 | 1.997 | 10.642 | 2.034 | 11.441 | 2.066 | 12.241 | 2.133 | 14.03 | | |
| 0.00260 | 2.079 | 11.086 | 2.117 | 11.908 | 2.151 | 12.745 | 2.227 | 14.59 | | |

amb.

| CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO.- | | | | TABLA 1.511 | | | | |
|----------------------------------|--------------|--------|--------|-------------|-------|--------|--------|--------|
| DATOS | SECCION TIPO | | | | | | | |
| | 13 | | 34 | | 35 | | 36 125 | |
| b | 1.70 | | 1.85 | | 1.85 | | 1.85 | |
| d | 1.70 | | 1.70 | | 1.85 | | 2.00 | |
| A | 7.225 | | 7.680 | | 8.557 | | 9.700 | |
| P | 7.829 | | 7.979 | | 8.520 | | 9.651 | |
| r | 0.9229 | | 0.9375 | | 1.004 | | 1.071 | |
| n | 0.021 | | 0.020 | | 0.020 | | 0.020 | |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00010 | 0.451 | 3.258 | 0.479 | 3.583 | 0.502 | 4.296 | 0.524 | 5.082 |
| 0.00015 | 0.553 | 3.595 | 0.587 | 4.391 | 0.614 | 5.254 | 0.641 | 6.215 |
| 0.00020 | 0.638 | 4.610 | 0.677 | 5.064 | 0.709 | 6.067 | 0.740 | 7.172 |
| 0.00025 | 0.714 | 5.159 | 0.757 | 5.662 | 0.793 | 6.786 | 0.822 | 8.032 |
| 0.00030 | 0.782 | 5.650 | 0.829 | 6.201 | 0.869 | 7.436 | 0.907 | 8.725 |
| 0.00035 | 0.845 | 6.105 | 0.895 | 6.702 | 0.938 | 8.026 | 0.975 | 9.425 |
| 0.00040 | 0.903 | 6.524 | 0.958 | 7.166 | 1.003 | 8.583 | 1.047 | 10.153 |
| 0.00045 | 0.958 | 6.922 | 1.016 | 7.600 | 1.064 | 9.105 | 1.111 | 10.777 |
| 0.00050 | 1.009 | 7.290 | 1.071 | 8.011 | 1.121 | 9.592 | 1.171 | 11.352 |
| 0.00055 | 1.058 | 7.644 | 1.123 | 8.400 | 1.176 | 10.063 | 1.225 | 11.912 |
| 0.00060 | 1.108 | 7.991 | 1.173 | 8.774 | 1.229 | 10.517 | 1.281 | 12.465 |
| 0.00065 | 1.151 | 8.316 | 1.221 | 9.133 | 1.279 | 10.944 | 1.335 | 12.962 |
| 0.00070 | 1.194 | 8.627 | 1.267 | 9.477 | 1.327 | 11.355 | 1.385 | 13.423 |
| 0.00075 | 1.236 | 8.930 | 1.312 | 9.814 | 1.374 | 11.757 | 1.436 | 13.918 |
| 0.00080 | 1.277 | 9.226 | 1.355 | 10.135 | 1.419 | 12.142 | 1.481 | 14.366 |
| 0.00085 | 1.316 | 9.508 | 1.397 | 10.450 | 1.462 | 12.510 | 1.527 | 14.822 |
| 0.00090 | 1.354 | 9.783 | 1.437 | 10.749 | 1.505 | 12.878 | 1.571 | 15.238 |
| 0.00095 | 1.392 | 10.057 | 1.477 | 11.048 | 1.546 | 13.229 | 1.614 | 15.655 |
| 0.00100 | 1.428 | 10.317 | 1.515 | 11.332 | 1.587 | 13.580 | 1.655 | 16.063 |
| 0.00110 | 1.493 | 10.815 | 1.589 | 11.886 | 1.663 | 14.230 | 1.736 | 16.839 |
| 0.00120 | 1.567 | 11.302 | 1.660 | 12.417 | 1.738 | 14.872 | 1.816 | 17.592 |
| 0.00130 | 1.628 | 11.762 | 1.727 | 12.918 | 1.808 | 15.471 | 1.895 | 18.311 |
| 0.00140 | 1.689 | 12.203 | 1.792 | 13.401 | 1.877 | 16.061 | 1.959 | 19.008 |
| 0.00150 | 1.748 | 12.629 | 1.855 | 13.875 | 1.942 | 16.618 | 2.028 | 19.672 |
| 0.00160 | 1.806 | 13.048 | 1.916 | 14.332 | 2.005 | 17.165 | 2.094 | 20.312 |
| 0.00170 | 1.861 | 13.446 | 1.975 | 14.773 | 2.068 | 17.695 | 2.158 | 20.933 |
| 0.00180 | 1.915 | 13.835 | 2.032 | 15.199 | 2.128 | 18.209 | 2.221 | 21.544 |
| 0.00190 | 1.968 | 14.219 | 2.088 | 15.618 | 2.186 | 18.706 | 2.282 | 22.135 |
| 0.00200 | 2.019 | 14.587 | 2.142 | 16.022 | 2.243 | 19.193 | 2.341 | 22.708 |
| 0.00220 | 2.115 | 15.295 | 2.247 | 16.808 | 2.353 | 20.135 | 2.454 | 23.523 |
| 0.00240 | 2.211 | 15.974 | 2.346 | 17.543 | 2.457 | 21.025 | 2.565 | 24.385 |
| 0.00260 | 2.308 | 16.612 | 2.442 | 18.265 | 2.557 | 21.880 | 2.669 | 25.285 |

amb.

| CANALES REVESTIDOS DE MAPOSTENTA. • | | | | | | | | Escala 1:5:1 | |
|-------------------------------------|---------------|--------|--------|--------|---------|--------|--------|--------------|--|
| DATOS | S E C C I O N | | | | T I P O | | | | |
| | 37 | | 38 | | 39 | | 40 | | |
| b | 2.00 | | 2.00 | | 2.50 | | 2.50 | | |
| d | 1.50 | | 1.60 | | 1.50 | | 1.60 | | |
| A | 6.375 | | 7.040 | | 7.125 | | 7.840 | | |
| P | 7.408 | | 7.769 | | 7.908 | | 8.269 | | |
| r | 0.8606 | | 0.9062 | | 0.901 | | 0.9481 | | |
| n | 0.020 | | 0.020 | | 0.020 | | 0.020 | | |
| | | | | | | | | | |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | |
| 0.00010 | 0.452 | 2.882 | 0.468 | 3.295 | 0.466 | 3.320 | 0.483 | 3.787 | |
| 0.00015 | 0.554 | 3.532 | 0.574 | 4.041 | 0.571 | 4.068 | 0.591 | 4.633 | |
| 0.00020 | 0.640 | 4.080 | 0.662 | 4.660 | 0.660 | 4.703 | 0.682 | 5.347 | |
| 0.00025 | 0.715 | 4.558 | 0.740 | 5.210 | 0.737 | 5.251 | 0.763 | 5.922 | |
| 0.00030 | 0.784 | 4.998 | 0.811 | 5.709 | 0.808 | 5.757 | 0.836 | 6.554 | |
| 0.00035 | 0.846 | 5.393 | 0.876 | 6.167 | 0.873 | 6.220 | 0.903 | 7.075 | |
| 0.00040 | 0.905 | 5.769 | 0.936 | 6.589 | 0.933 | 6.648 | 0.965 | 7.566 | |
| 0.00045 | 0.960 | 6.120 | 0.994 | 6.998 | 0.990 | 7.054 | 1.024 | 8.026 | |
| 0.00050 | 1.012 | 6.452 | 1.047 | 7.371 | 1.043 | 7.431 | 1.079 | 8.459 | |
| 0.00055 | 1.061 | 6.764 | 1.098 | 7.710 | 1.094 | 7.795 | 1.132 | 8.875 | |
| 0.00060 | 1.108 | 7.064 | 1.147 | 8.075 | 1.143 | 8.144 | 1.182 | 9.267 | |
| 0.00065 | 1.154 | 7.357 | 1.194 | 8.406 | 1.189 | 8.472 | 1.231 | 9.651 | |
| 0.00070 | 1.197 | 7.631 | 1.239 | 8.723 | 1.234 | 8.792 | 1.277 | 10.012 | |
| 0.00075 | 1.239 | 7.895 | 1.282 | 9.025 | 1.278 | 9.106 | 1.322 | 10.364 | |
| 0.00080 | 1.280 | 8.160 | 1.325 | 9.328 | 1.320 | 9.405 | 1.365 | 10.702 | |
| 0.00085 | 1.319 | 8.409 | 1.365 | 9.610 | 1.360 | 9.690 | 1.407 | 11.031 | |
| 0.00090 | 1.357 | 8.651 | 1.405 | 9.891 | 1.399 | 9.968 | 1.448 | 11.352 | |
| 0.00095 | 1.395 | 8.893 | 1.443 | 10.159 | 1.438 | 10.246 | 1.488 | 11.666 | |
| 0.00100 | 1.431 | 9.123 | 1.481 | 10.426 | 1.476 | 10.517 | 1.527 | 11.972 | |
| 0.00110 | 1.501 | 9.569 | 1.553 | 10.933 | 1.547 | 11.022 | 1.603 | 12.552 | |
| 0.00120 | 1.558 | 9.995 | 1.622 | 11.429 | 1.616 | 11.516 | 1.672 | 13.105 | |
| 0.00130 | 1.631 | 10.398 | 1.688 | 11.884 | 1.682 | 11.984 | 1.740 | 13.642 | |
| 0.00140 | 1.693 | 10.790 | 1.752 | 12.334 | 1.745 | 12.433 | 1.806 | 14.150 | |
| 0.00150 | 1.752 | 11.169 | 1.813 | 12.764 | 1.807 | 12.875 | 1.869 | 14.653 | |
| 0.00160 | 1.810 | 11.539 | 1.873 | 13.186 | 1.866 | 13.295 | 1.930 | 15.131 | |
| 0.00170 | 1.865 | 11.889 | 1.930 | 13.587 | 1.923 | 13.701 | 1.990 | 15.602 | |
| 0.00180 | 1.919 | 12.234 | 1.987 | 13.988 | 1.979 | 14.100 | 2.047 | 16.068 | |
| 0.00190 | 1.972 | 12.572 | 2.041 | 14.369 | 2.033 | 14.485 | 2.103 | 16.488 | |
| 0.00200 | 2.023 | 12.897 | 2.094 | 14.742 | 2.086 | 14.863 | 2.158 | 16.919 | |
| 0.00220 | 2.122 | 13.528 | 2.196 | 15.460 | 2.188 | 15.590 | 2.264 | 17.750 | |
| 0.00240 | 2.216 | 14.127 | 2.294 | 16.150 | 2.285 | 16.281 | 2.364 | 18.534 | |
| 0.00260 | 2.307 | 14.707 | 2.387 | 16.804 | 2.378 | 16.943 | 2.461 | 19.294 | |

amb.

| CANALES REVESTIDOS DE MAPOSTEMENTA.- | | | | | TABLA 1.5:1 | | | |
|--------------------------------------|---------------------------|--------|--------|--------|-------------|--------|--------|--------|
| DATOS | S E C C I O N T I P O 129 | | | | | | | |
| | 41 | | 42 | | 43 | | 44 | |
| b | 3.00 | 3.00 | 3.50 | 3.50 | 3.50 | 3.50 | 3.50 | 3.50 |
| d | 1.50 | 1.60 | 1.50 | 1.60 | 1.50 | 1.60 | 1.50 | 1.60 |
| A | 7.875 | 8.640 | 8.625 | 9.44 | 8.625 | 9.44 | 8.625 | 9.44 |
| P | 8.408 | 8.769 | 8.908 | 9.269 | 8.908 | 9.269 | 8.908 | 9.269 |
| r | 0.9356 | 0.9853 | 0.9682 | 1.0184 | 0.9682 | 1.0184 | 0.9682 | 1.0184 |
| n | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 | 0.020 |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00010 | 0.479 | 3.712 | 0.495 | 4.277 | 0.489 | 4.218 | 0.505 | 4.777 |
| 0.00015 | 0.586 | 4.615 | 0.606 | 5.236 | 0.599 | 5.166 | 0.620 | 5.853 |
| 0.00020 | 0.677 | 5.331 | 0.700 | 6.048 | 0.692 | 5.969 | 0.716 | 6.759 |
| 0.00025 | 0.757 | 5.961 | 0.783 | 6.765 | 0.774 | 6.676 | 0.800 | 7.552 |
| 0.00030 | 0.829 | 6.528 | 0.858 | 7.413 | 0.848 | 7.314 | 0.877 | 8.279 |
| 0.00035 | 0.896 | 7.056 | 0.926 | 8.001 | 0.916 | 7.901 | 0.947 | 8.940 |
| 0.00040 | 0.957 | 7.536 | 0.990 | 8.554 | 0.979 | 8.444 | 1.012 | 9.553 |
| 0.00045 | 1.016 | 8.001 | 1.051 | 9.081 | 1.038 | 8.953 | 1.074 | 10.135 |
| 0.00050 | 1.070 | 8.426 | 1.107 | 9.564 | 1.094 | 9.436 | 1.131 | 10.686 |
| 0.00055 | 1.122 | 8.836 | 1.161 | 10.011 | 1.148 | 9.902 | 1.187 | 11.205 |
| 0.00060 | 1.173 | 9.237 | 1.213 | 10.480 | 1.199 | 10.341 | 1.240 | 11.706 |
| 0.00065 | 1.221 | 9.615 | 1.263 | 10.912 | 1.248 | 10.764 | 1.291 | 12.187 |
| 0.00070 | 1.267 | 9.978 | 1.310 | 11.318 | 1.295 | 11.169 | 1.339 | 12.640 |
| 0.00075 | 1.311 | 10.324 | 1.356 | 11.716 | 1.340 | 11.558 | 1.385 | 13.084 |
| 0.00080 | 1.354 | 10.663 | 1.401 | 12.105 | 1.384 | 11.937 | 1.432 | 13.518 |
| 0.00085 | 1.396 | 10.994 | 1.444 | 12.476 | 1.427 | 12.308 | 1.476 | 13.933 |
| 0.00090 | 1.436 | 11.309 | 1.485 | 12.831 | 1.468 | 12.662 | 1.518 | 14.330 |
| 0.00095 | 1.476 | 11.624 | 1.526 | 13.185 | 1.509 | 13.015 | 1.560 | 14.726 |
| 0.00100 | 1.514 | 11.923 | 1.566 | 13.530 | 1.548 | 13.352 | 1.601 | 15.113 |
| 0.00110 | 1.588 | 12.506 | 1.642 | 14.187 | 1.623 | 13.998 | 1.679 | 15.850 |
| 0.00120 | 1.659 | 13.065 | 1.716 | 14.826 | 1.696 | 14.628 | 1.754 | 16.558 |
| 0.00130 | 1.726 | 13.592 | 1.785 | 15.422 | 1.765 | 15.223 | 1.825 | 17.228 |
| 0.00140 | 1.791 | 14.104 | 1.853 | 16.010 | 1.831 | 15.792 | 1.894 | 17.878 |
| 0.00150 | 1.854 | 14.600 | 1.918 | 16.572 | 1.895 | 16.344 | 1.960 | 18.502 |
| 0.00160 | 1.915 | 15.081 | 1.980 | 17.107 | 1.957 | 16.879 | 2.024 | 19.107 |
| 0.00170 | 1.973 | 15.537 | 2.041 | 17.634 | 2.018 | 17.405 | 2.087 | 19.704 |
| 0.00180 | 2.031 | 15.994 | 2.101 | 18.153 | 2.076 | 17.926 | 2.147 | 20.288 |
| 0.00190 | 2.086 | 16.427 | 2.158 | 18.645 | 2.133 | 18.437 | 2.206 | 20.825 |
| 0.00200 | 2.141 | 16.860 | 2.214 | 19.129 | 2.188 | 18.937 | 2.253 | 21.363 |
| 0.00220 | 2.245 | 17.679 | 2.323 | 20.071 | 2.296 | 19.803 | 2.374 | 22.411 |
| 0.00240 | 2.345 | 18.457 | 2.425 | 20.952 | 2.397 | 20.674 | 2.479 | 23.402 |
| 0.00260 | 2.441 | 19.223 | 2.525 | 21.816 | 2.495 | 21.516 | 2.581 | 24.365 |

amb.

| CANALES SIN REVESTIR.- | | | | | Tubo 1.5:1 | | | |
|------------------------|---------------------------|-------|--------|-------|------------|-------|--------|-------|
| DATOS | S E C C I O N T I P O (3) | | | | | | | |
| | 1 | | 2 | | 3 | | 4 | |
| b | 0.40 | | 0.40 | | 0.50 | | 0.50 | |
| d | 0.35 | | 0.40 | | 0.45 | | 0.50 | |
| A | 0.324 | | 0.40 | | 0.529 | | 0.625 | |
| P | 1.662 | | 1.842 | | 2.123 | | 2.303 | |
| r | 0.195 | | 0.2172 | | 0.2492 | | 0.2714 | |
| n | 0.033 | | 0.033 | | 0.033 | | 0.033 | |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00280 | 0.539 | 0.175 | 0.579 | 0.232 | 0.635 | 0.336 | 0.672 | 0.420 |
| 0.00300 | 0.558 | 0.181 | 0.600 | 0.240 | 0.657 | 0.348 | 0.696 | 0.435 |
| 0.00320 | 0.576 | 0.187 | 0.619 | 0.246 | 0.679 | 0.359 | 0.718 | 0.449 |
| 0.00340 | 0.594 | 0.192 | 0.638 | 0.255 | 0.700 | 0.370 | 0.741 | 0.463 |
| 0.00360 | 0.611 | 0.198 | 0.657 | 0.263 | 0.720 | 0.381 | 0.762 | 0.476 |
| 0.00380 | 0.628 | 0.203 | 0.675 | 0.270 | 0.740 | 0.391 | 0.783 | 0.489 |
| 0.00400 | 0.644 | 0.209 | 0.692 | 0.277 | 0.759 | 0.402 | 0.803 | 0.502 |
| 0.00420 | 0.660 | 0.214 | 0.710 | 0.284 | 0.778 | 0.412 | 0.823 | 0.514 |
| 0.00440 | 0.676 | 0.219 | 0.726 | 0.290 | 0.796 | 0.421 | 0.842 | 0.526 |
| 0.00460 | 0.691 | 0.224 | 0.743 | 0.297 | 0.814 | 0.431 | 0.861 | 0.538 |
| 0.00480 | 0.706 | 0.229 | 0.759 | 0.304 | 0.831 | 0.440 | 0.880 | 0.550 |
| 0.00500 | 0.721 | 0.234 | 0.774 | 0.310 | 0.849 | 0.449 | 0.898 | 0.561 |
| 0.00520 | 0.735 | 0.238 | 0.790 | 0.316 | 0.865 | 0.458 | 0.916 | 0.573 |
| 0.00540 | 0.749 | 0.243 | 0.805 | 0.322 | 0.882 | 0.467 | 0.933 | 0.583 |
| 0.00560 | 0.763 | 0.247 | 0.819 | 0.328 | 0.898 | 0.475 | 0.950 | 0.594 |
| 0.00580 | 0.776 | 0.251 | 0.834 | 0.334 | 0.914 | 0.484 | 0.967 | 0.604 |
| 0.00600 | 0.789 | 0.256 | 0.848 | 0.339 | 0.930 | 0.492 | 0.984 | 0.615 |
| 0.00620 | 0.802 | 0.260 | 0.862 | 0.345 | 0.945 | 0.500 | 1.000 | 0.625 |
| 0.00640 | 0.815 | 0.264 | 0.876 | 0.350 | 0.960 | 0.508 | 1.016 | 0.635 |
| 0.00660 | 0.828 | 0.268 | 0.890 | 0.356 | 0.975 | 0.516 | 1.032 | 0.645 |
| 0.00680 | 0.840 | 0.272 | 0.903 | 0.361 | 0.990 | 0.524 | 1.047 | 0.654 |
| 0.00700 | 0.853 | 0.276 | 0.916 | 0.366 | 1.004 | 0.531 | 1.063 | 0.664 |
| 0.00720 | 0.865 | 0.280 | 0.929 | 0.372 | 1.018 | 0.539 | 1.078 | 0.674 |
| 0.00740 | 0.877 | 0.284 | 0.942 | 0.377 | 1.032 | 0.546 | 1.092 | 0.683 |
| 0.00760 | 0.888 | 0.288 | 0.955 | 0.382 | 1.046 | 0.553 | 1.107 | 0.692 |
| 0.00780 | 0.900 | 0.292 | 0.967 | 0.387 | 1.060 | 0.561 | 1.122 | 0.701 |
| 0.00800 | 0.911 | 0.295 | 0.979 | 0.392 | 1.073 | 0.568 | 1.136 | 0.710 |
| 0.00820 | 0.923 | 0.299 | 0.992 | 0.397 | 1.087 | 0.575 | 1.150 | 0.719 |
| 0.00840 | 0.934 | 0.303 | 1.004 | 0.402 | 1.100 | 0.582 | 1.164 | 0.728 |
| 0.00860 | 0.945 | 0.306 | 1.016 | 0.406 | 1.113 | 0.589 | 1.178 | 0.736 |
| 0.00880 | 0.956 | 0.310 | 1.027 | 0.411 | 1.126 | 0.596 | 1.191 | 0.744 |
| 0.00900 | 0.967 | 0.313 | 1.039 | 0.416 | 1.138 | 0.602 | 1.205 | 0.753 |

| CANALES SIN INVERSIÓN.- | | Tabla 1.5:1 | | | | | | | |
|-------------------------|-----------|-------------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--|
| DATOS | SECCIONES | | | | | | | | |
| | 1 | | 2 | | 3 | | 4 | | |
| b | 0.40 | | 0.40 | | 0.50 | | 0.50 | | |
| d | 0.35 | | 0.40 | | 0.45 | | 0.50 | | |
| A | 0.324 | | 0.40 | | 0.529 | | 0.625 | | |
| P | 1.662 | | 1.842 | | 2.123 | | 2.303 | | |
| r | 0.195 | | 0.2172 | | 0.2492 | | 0.2714 | | |
| n | 0.033 | | 0.033 | | 0.033 | | 0.033 | | |
| | | | | | | | | | |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | |
| 0.00010 | 0.102 | 0.033 | 0.109 | 0.044 | 0.120 | 0.063 | 0.127 | 0.079 | |
| 0.00015 | 0.125 | 0.041 | 0.134 | 0.054 | 0.147 | 0.078 | 0.156 | 0.098 | |
| 0.00020 | 0.144 | 0.047 | 0.155 | 0.062 | 0.170 | 0.090 | 0.180 | 0.113 | |
| 0.00025 | 0.161 | 0.052 | 0.173 | 0.069 | 0.190 | 0.101 | 0.201 | 0.126 | |
| 0.00030 | 0.176 | 0.057 | 0.190 | 0.076 | 0.208 | 0.110 | 0.220 | 0.138 | |
| 0.00035 | 0.191 | 0.062 | 0.205 | 0.082 | 0.225 | 0.119 | 0.238 | 0.149 | |
| 0.00040 | 0.204 | 0.066 | 0.219 | 0.088 | 0.240 | 0.127 | 0.254 | 0.159 | |
| 0.00045 | 0.216 | 0.070 | 0.232 | 0.093 | 0.255 | 0.135 | 0.269 | 0.166 | |
| 0.00050 | 0.228 | 0.074 | 0.245 | 0.098 | 0.268 | 0.142 | 0.284 | 0.173 | |
| 0.00055 | 0.239 | 0.077 | 0.257 | 0.103 | 0.281 | 0.149 | 0.298 | 0.181 | |
| 0.00060 | 0.250 | 0.081 | 0.268 | 0.107 | 0.294 | 0.156 | 0.311 | 0.188 | |
| 0.00065 | 0.260 | 0.084 | 0.279 | 0.112 | 0.306 | 0.162 | 0.324 | 0.203 | |
| 0.00070 | 0.270 | 0.087 | 0.290 | 0.116 | 0.318 | 0.168 | 0.336 | 0.210 | |
| 0.00075 | 0.279 | 0.090 | 0.300 | 0.120 | 0.329 | 0.174 | 0.348 | 0.218 | |
| 0.00080 | 0.288 | 0.093 | 0.310 | 0.124 | 0.339 | 0.179 | 0.359 | 0.224 | |
| 0.00085 | 0.297 | 0.096 | 0.319 | 0.128 | 0.350 | 0.185 | 0.370 | 0.231 | |
| 0.00090 | 0.306 | 0.100 | 0.328 | 0.132 | 0.360 | 0.190 | 0.381 | 0.238 | |
| 0.00095 | 0.314 | 0.102 | 0.338 | 0.136 | 0.370 | 0.196 | 0.392 | 0.245 | |
| 0.00100 | 0.322 | 0.104 | 0.346 | 0.138 | 0.380 | 0.201 | 0.402 | 0.251 | |
| 0.00110 | 0.338 | 0.110 | 0.363 | 0.145 | 0.398 | 0.211 | 0.421 | 0.263 | |
| 0.00120 | 0.353 | 0.114 | 0.379 | 0.152 | 0.416 | 0.220 | 0.440 | 0.275 | |
| 0.00130 | 0.367 | 0.119 | 0.395 | 0.158 | 0.433 | 0.229 | 0.458 | 0.286 | |
| 0.00140 | 0.381 | 0.123 | 0.410 | 0.164 | 0.449 | 0.238 | 0.475 | 0.297 | |
| 0.00150 | 0.395 | 0.128 | 0.424 | 0.170 | 0.465 | 0.246 | 0.492 | 0.308 | |
| 0.00160 | 0.409 | 0.132 | 0.438 | 0.175 | 0.480 | 0.254 | 0.508 | 0.318 | |
| 0.00170 | 0.420 | 0.136 | 0.451 | 0.180 | 0.495 | 0.262 | 0.524 | 0.327 | |
| 0.00180 | 0.432 | 0.140 | 0.465 | 0.186 | 0.509 | 0.269 | 0.539 | 0.337 | |
| 0.00190 | 0.444 | 0.144 | 0.477 | 0.191 | 0.523 | 0.277 | 0.554 | 0.346 | |
| 0.00200 | 0.456 | 0.148 | 0.490 | 0.196 | 0.537 | 0.284 | 0.568 | 0.355 | |
| 0.00220 | 0.478 | 0.155 | 0.514 | 0.206 | 0.563 | 0.299 | 0.596 | 0.377 | |
| 0.00240 | 0.499 | 0.162 | 0.536 | 0.214 | 0.587 | 0.311 | 0.622 | 0.389 | |
| 0.00260 | 0.520 | 0.169 | 0.558 | 0.223 | 0.612 | 0.328 | 0.648 | 0.405 | |

153

| CANADIAN NEW INVESTMENT | | | | | TABLE 1.5:1 | | | |
|-------------------------|-----------------------------|-------|--------|-------|-------------|-------|--------|-------|
| D A T O S | S E C C I O N T I P O I S A | | | | | | | |
| | 5 | | 6 | | 7 | | 8 | |
| b | 0.60 | | 0.60 | | 0.75 | | 0.75 | |
| d | 0.55 | | 0.60 | | 0.60 | | 0.65 | |
| A | 0.784 | | 0.90 | | 0.99 | | 1.122 | |
| P | 2.583 | | 2.763 | | 2.913 | | 3.054 | |
| r | 0.3035 | | 0.3257 | | 0.3399 | | 0.3626 | |
| n | 0.033 | | 0.033 | | 0.033 | | 0.033 | |
| | | | | | | | | |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00010 | 0.137 | 0.107 | 0.143 | 0.129 | 0.146 | 0.147 | 0.154 | 0.173 |
| 0.00015 | 0.168 | 0.132 | 0.176 | 0.158 | 0.181 | 0.179 | 0.189 | 0.211 |
| 0.00020 | 0.193 | 0.151 | 0.203 | 0.183 | 0.209 | 0.207 | 0.218 | 0.245 |
| 0.00025 | 0.216 | 0.169 | 0.227 | 0.204 | 0.233 | 0.231 | 0.244 | 0.274 |
| 0.00030 | 0.237 | 0.186 | 0.248 | 0.223 | 0.256 | 0.253 | 0.267 | 0.300 |
| 0.00035 | 0.256 | 0.201 | 0.268 | 0.241 | 0.276 | 0.273 | 0.282 | 0.323 |
| 0.00040 | 0.274 | 0.215 | 0.287 | 0.258 | 0.295 | 0.292 | 0.305 | 0.345 |
| 0.00045 | 0.290 | 0.227 | 0.304 | 0.274 | 0.313 | 0.310 | 0.327 | 0.367 |
| 0.00050 | 0.306 | 0.240 | 0.321 | 0.289 | 0.330 | 0.327 | 0.345 | 0.387 |
| 0.00055 | 0.321 | 0.252 | 0.336 | 0.302 | 0.346 | 0.343 | 0.361 | 0.405 |
| 0.00060 | 0.335 | 0.263 | 0.351 | 0.316 | 0.362 | 0.358 | 0.378 | 0.427 |
| 0.00065 | 0.349 | 0.274 | 0.366 | 0.329 | 0.376 | 0.372 | 0.393 | 0.443 |
| 0.00070 | 0.362 | 0.284 | 0.380 | 0.342 | 0.391 | 0.387 | 0.408 | 0.455 |
| 0.00075 | 0.375 | 0.294 | 0.393 | 0.354 | 0.404 | 0.400 | 0.422 | 0.473 |
| 0.00080 | 0.387 | 0.303 | 0.406 | 0.365 | 0.418 | 0.414 | 0.436 | 0.483 |
| 0.00085 | 0.399 | 0.313 | 0.418 | 0.376 | 0.430 | 0.426 | 0.449 | 0.503 |
| 0.00090 | 0.410 | 0.321 | 0.430 | 0.387 | 0.441 | 0.439 | 0.462 | 0.515 |
| 0.00095 | 0.422 | 0.331 | 0.442 | 0.398 | 0.455 | 0.450 | 0.475 | 0.533 |
| 0.00100 | 0.433 | 0.339 | 0.454 | 0.409 | 0.467 | 0.462 | 0.488 | 0.542 |
| 0.00110 | 0.454 | 0.356 | 0.476 | 0.428 | 0.490 | 0.485 | 0.511 | 0.573 |
| 0.00120 | 0.474 | 0.372 | 0.497 | 0.447 | 0.511 | 0.506 | 0.534 | 0.595 |
| 0.00130 | 0.493 | 0.387 | 0.517 | 0.465 | 0.532 | 0.527 | 0.556 | 0.620 |
| 0.00140 | 0.512 | 0.401 | 0.537 | 0.483 | 0.552 | 0.546 | 0.577 | 0.647 |
| 0.00150 | 0.530 | 0.416 | 0.556 | 0.500 | 0.572 | 0.566 | 0.597 | 0.670 |
| 0.00160 | 0.547 | 0.429 | 0.574 | 0.517 | 0.590 | 0.584 | 0.616 | 0.691 |
| 0.00170 | 0.564 | 0.442 | 0.591 | 0.532 | 0.609 | 0.603 | 0.635 | 0.712 |
| 0.00180 | 0.580 | 0.455 | 0.609 | 0.548 | 0.626 | 0.620 | 0.654 | 0.737 |
| 0.00190 | 0.596 | 0.467 | 0.625 | 0.563 | 0.643 | 0.637 | 0.672 | 0.757 |
| 0.00200 | 0.612 | 0.482 | 0.642 | 0.578 | 0.660 | 0.653 | 0.689 | 0.773 |
| 0.00220 | 0.642 | 0.503 | 0.673 | 0.606 | 0.692 | 0.685 | 0.723 | 0.811 |
| 0.00240 | 0.670 | 0.525 | 0.703 | 0.633 | 0.723 | 0.716 | 0.755 | 0.847 |
| 0.00260 | 0.697 | 0.546 | 0.731 | 0.658 | 0.753 | 0.745 | 0.786 | 0.882 |

| GRADES SIN REVESTIR.- | | | | PULO 1.5:1 | | | | |
|-----------------------|-----------------------------|-------|--------|------------|--------|-------|--------|-------|
| DATOS | S E C C I O N T I P O I S S | | | | | | | |
| | 5 | | 6 | | 7 | | 8 | |
| b | 0.60 | | 0.60 | | 0.75 | | 0.75 | |
| d | 0.55 | | 0.60 | | 0.60 | | 0.65 | |
| A | 0.784 | | 0.90 | | 0.99 | | 1.122 | |
| P | 2.583 | | 2.763 | | 2.913 | | 3.054 | |
| r | 0.3035 | | 0.3257 | | 0.3353 | | 0.3525 | |
| n | 0.033 | | 0.033 | | 0.033 | | 0.033 | |
| | | | | | | | | |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00280 | 0.724 | 0.568 | 0.759 | 0.683 | 0.781 | 0.773 | 0.815 | 0.814 |
| 0.00300 | 0.749 | 0.587 | 0.786 | 0.707 | 0.809 | 0.801 | 0.844 | 0.847 |
| 0.00320 | 0.774 | 0.607 | 0.811 | 0.730 | 0.835 | 0.827 | 0.872 | 0.875 |
| 0.00340 | 0.798 | 0.626 | 0.836 | 0.752 | 0.861 | 0.852 | 0.899 | 1.008 |
| 0.00360 | 0.821 | 0.644 | 0.861 | 0.775 | 0.886 | 0.877 | 0.925 | 1.035 |
| 0.00380 | 0.843 | 0.661 | 0.884 | 0.796 | 0.910 | 0.901 | 0.950 | 1.066 |
| 0.00400 | 0.865 | 0.678 | 0.907 | 0.816 | 0.933 | 0.924 | 0.975 | 1.094 |
| 0.00420 | 0.887 | 0.695 | 0.930 | 0.837 | 0.957 | 0.947 | 0.999 | 1.121 |
| 0.00440 | 0.907 | 0.711 | 0.952 | 0.857 | 0.979 | 0.969 | 1.022 | 1.147 |
| 0.00460 | 0.928 | 0.728 | 0.973 | 0.876 | 1.001 | 0.991 | 1.045 | 1.172 |
| 0.00480 | 0.948 | 0.743 | 0.994 | 0.895 | 1.023 | 1.013 | 1.068 | 1.199 |
| 0.00500 | 0.967 | 0.758 | 1.014 | 0.913 | 1.044 | 1.034 | 1.090 | 1.223 |
| 0.00520 | 0.986 | 0.773 | 1.034 | 0.931 | 1.064 | 1.053 | 1.111 | 1.247 |
| 0.00540 | 1.005 | 0.788 | 1.054 | 0.949 | 1.085 | 1.074 | 1.132 | 1.270 |
| 0.00560 | 1.024 | 0.803 | 1.073 | 0.966 | 1.104 | 1.093 | 1.153 | 1.294 |
| 0.00580 | 1.042 | 0.817 | 1.093 | 0.984 | 1.124 | 1.113 | 1.174 | 1.317 |
| 0.00600 | 1.060 | 0.831 | 1.111 | 1.000 | 1.143 | 1.132 | 1.194 | 1.340 |
| 0.00620 | 1.077 | 0.844 | 1.130 | 1.017 | 1.162 | 1.150 | 1.213 | 1.361 |
| 0.00640 | 1.094 | 0.858 | 1.148 | 1.033 | 1.181 | 1.169 | 1.233 | 1.383 |
| 0.00660 | 1.111 | 0.871 | 1.165 | 1.049 | 1.199 | 1.187 | 1.252 | 1.405 |
| 0.00680 | 1.128 | 0.884 | 1.183 | 1.065 | 1.217 | 1.205 | 1.271 | 1.425 |
| 0.00700 | 1.145 | 0.898 | 1.200 | 1.080 | 1.235 | 1.223 | 1.289 | 1.446 |
| 0.00720 | 1.161 | 0.910 | 1.217 | 1.095 | 1.252 | 1.239 | 1.308 | 1.468 |
| 0.00740 | 1.177 | 0.923 | 1.234 | 1.111 | 1.270 | 1.257 | 1.326 | 1.488 |
| 0.00760 | 1.193 | 0.935 | 1.251 | 1.126 | 1.287 | 1.274 | 1.343 | 1.507 |
| 0.00780 | 1.208 | 0.947 | 1.267 | 1.140 | 1.304 | 1.291 | 1.361 | 1.527 |
| 0.00800 | 1.224 | 0.960 | 1.283 | 1.155 | 1.320 | 1.307 | 1.376 | 1.546 |
| 0.00820 | 1.239 | 0.971 | 1.299 | 1.169 | 1.337 | 1.324 | 1.395 | 1.565 |
| 0.00840 | 1.254 | 0.983 | 1.315 | 1.184 | 1.353 | 1.339 | 1.412 | 1.584 |
| 0.00860 | 1.269 | 0.995 | 1.330 | 1.197 | 1.369 | 1.355 | 1.429 | 1.603 |
| 0.00880 | 1.283 | 1.006 | 1.346 | 1.211 | 1.385 | 1.371 | 1.446 | 1.622 |
| 0.00900 | 1.298 | 1.018 | 1.361 | 1.225 | 1.400 | 1.386 | 1.462 | 1.640 |

| CANALES SIN REVESTIR... | | | | TABLA 1.5:1 | | | | |
|-------------------------|---------------------------|-------|--------|-------------|--------|-------|-------|-------|
| DATOS | S E C C I O N T I P O 137 | | | | | | | |
| | 9 | | 10 | | 11 | | 12 | |
| b | 0.75 | | 0.75 | | 0.90 | | 0.90 | |
| d | 0.70 | | 0.75 | | 0.75 | | 0.80 | |
| A | 1.260 | | 1.007 | | 1.519 | | 1.680 | |
| P | 3.274 | | 3.454 | | 3.604 | | 3.784 | |
| r | 0.3848 | | 0.4073 | | 0.4215 | | 0.444 | |
| n | 0.033 | | 0.033 | | 0.033 | | 0.033 | |
| | | | | | | | | |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00010 | 0.160 | 0.202 | 0.170 | 0.171 | 0.170 | 0.258 | 0.176 | 0.295 |
| 0.00015 | 0.195 | 0.247 | 0.204 | 0.205 | 0.209 | 0.317 | 0.216 | 0.363 |
| 0.00020 | 0.227 | 0.286 | 0.235 | 0.237 | 0.241 | 0.366 | 0.249 | 0.418 |
| 0.00025 | 0.253 | 0.319 | 0.263 | 0.265 | 0.269 | 0.409 | 0.279 | 0.469 |
| 0.00030 | 0.278 | 0.350 | 0.288 | 0.290 | 0.295 | 0.448 | 0.306 | 0.514 |
| 0.00035 | 0.300 | 0.378 | 0.312 | 0.314 | 0.319 | 0.485 | 0.330 | 0.554 |
| 0.00040 | 0.321 | 0.404 | 0.333 | 0.335 | 0.341 | 0.518 | 0.353 | 0.593 |
| 0.00045 | 0.340 | 0.428 | 0.353 | 0.355 | 0.362 | 0.550 | 0.374 | 0.629 |
| 0.00050 | 0.358 | 0.451 | 0.372 | 0.375 | 0.381 | 0.579 | 0.394 | 0.662 |
| 0.00055 | 0.376 | 0.474 | 0.390 | 0.393 | 0.400 | 0.603 | 0.414 | 0.695 |
| 0.00060 | 0.393 | 0.495 | 0.408 | 0.411 | 0.417 | 0.633 | 0.432 | 0.725 |
| 0.00065 | 0.409 | 0.515 | 0.424 | 0.427 | 0.435 | 0.661 | 0.450 | 0.756 |
| 0.00070 | 0.424 | 0.534 | 0.441 | 0.444 | 0.451 | 0.685 | 0.467 | 0.785 |
| 0.00075 | 0.439 | 0.553 | 0.456 | 0.459 | 0.467 | 0.709 | 0.483 | 0.811 |
| 0.00080 | 0.453 | 0.571 | 0.471 | 0.474 | 0.482 | 0.732 | 0.499 | 0.838 |
| 0.00085 | 0.467 | 0.588 | 0.486 | 0.489 | 0.497 | 0.755 | 0.514 | 0.864 |
| 0.00090 | 0.481 | 0.606 | 0.500 | 0.504 | 0.511 | 0.776 | 0.529 | 0.889 |
| 0.00095 | 0.494 | 0.622 | 0.513 | 0.517 | 0.525 | 0.797 | 0.544 | 0.914 |
| 0.00100 | 0.507 | 0.639 | 0.527 | 0.531 | 0.539 | 0.819 | 0.558 | 0.937 |
| 0.00110 | 0.532 | 0.670 | 0.552 | 0.556 | 0.565 | 0.858 | 0.585 | 0.983 |
| 0.00120 | 0.555 | 0.699 | 0.577 | 0.581 | 0.590 | 0.895 | 0.611 | 1.026 |
| 0.00130 | 0.578 | 0.728 | 0.600 | 0.604 | 0.614 | 0.933 | 0.636 | 1.068 |
| 0.00140 | 0.600 | 0.756 | 0.623 | 0.627 | 0.638 | 0.969 | 0.660 | 1.109 |
| 0.00150 | 0.621 | 0.782 | 0.645 | 0.650 | 0.660 | 1.003 | 0.683 | 1.147 |
| 0.00160 | 0.641 | 0.808 | 0.666 | 0.671 | 0.682 | 1.036 | 0.706 | 1.185 |
| 0.00170 | 0.661 | 0.833 | 0.686 | 0.691 | 0.703 | 1.068 | 0.727 | 1.221 |
| 0.00180 | 0.680 | 0.857 | 0.706 | 0.711 | 0.723 | 1.098 | 0.748 | 1.257 |
| 0.00190 | 0.699 | 0.881 | 0.726 | 0.731 | 0.743 | 1.129 | 0.769 | 1.292 |
| 0.00200 | 0.717 | 0.903 | 0.745 | 0.750 | 0.762 | 1.157 | 0.789 | 1.326 |
| 0.00220 | 0.752 | 0.948 | 0.781 | 0.786 | 0.799 | 1.214 | 0.827 | 1.389 |
| 0.00240 | 0.785 | 0.989 | 0.816 | 0.822 | 0.835 | 1.268 | 0.864 | 1.452 |
| 0.00260 | 0.817 | 1.029 | 0.849 | 0.855 | 0.869 | 1.320 | 0.899 | 1.510 |

| CANALES SIN RIVESTIR. | | | | | TABLA 1.9:1 | | | |
|-----------------------|---------------|-------|--------|-------|-------------|-------|-------|-------|
| DATOS | S E C C I O N | | | | | | | |
| | 9 | | 10 | | 11 | | 12 | |
| b | 0.75 | | 0.75 | | 0.90 | | 0.90 | |
| d | 0.70 | | 0.75 | | 0.75 | | 0.80 | |
| A | 1.260 | | 1.007 | | 1.519 | | 1.630 | |
| P | 3.274 | | 3.454 | | 3.604 | | 3.734 | |
| r | 0.3848 | | 0.4073 | | 0.4215 | | 0.444 | |
| n | 0.033 | | 0.033 | | 0.033 | | 0.033 | |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00280 | 0.848 | 1.068 | 0.881 | 0.887 | 0.902 | 1.370 | 0.934 | 1.301 |
| 0.00300 | 0.878 | 1.106 | 0.912 | 0.918 | 0.933 | 1.417 | 0.966 | 1.521 |
| 0.00320 | 0.907 | 1.143 | 0.942 | 0.949 | 0.964 | 1.464 | 0.998 | 1.677 |
| 0.00340 | 0.935 | 1.178 | 0.971 | 0.978 | 0.994 | 1.510 | 1.029 | 1.722 |
| 0.00360 | 0.962 | 1.212 | 0.999 | 1.006 | 1.022 | 1.552 | 1.058 | 1.777 |
| 0.00380 | 0.988 | 1.245 | 1.026 | 1.033 | 1.050 | 1.595 | 1.087 | 1.826 |
| 0.00400 | 1.014 | 1.278 | 1.053 | 1.060 | 1.078 | 1.637 | 1.116 | 1.875 |
| 0.00420 | 1.039 | 1.309 | 1.079 | 1.087 | 1.104 | 1.677 | 1.143 | 1.920 |
| 0.00440 | 1.063 | 1.339 | 1.104 | 1.112 | 1.130 | 1.716 | 1.170 | 1.966 |
| 0.00460 | 1.087 | 1.370 | 1.129 | 1.137 | 1.156 | 1.756 | 1.196 | 2.002 |
| 0.00480 | 1.111 | 1.400 | 1.154 | 1.162 | 1.181 | 1.792 | 1.222 | 2.053 |
| 0.00500 | 1.133 | 1.428 | 1.177 | 1.185 | 1.205 | 1.830 | 1.247 | 2.095 |
| 0.00520 | 1.156 | 1.457 | 1.201 | 1.209 | 1.229 | 1.867 | 1.272 | 2.137 |
| 0.00540 | 1.178 | 1.484 | 1.223 | 1.232 | 1.252 | 1.902 | 1.296 | 2.177 |
| 0.00560 | 1.200 | 1.512 | 1.246 | 1.255 | 1.275 | 1.937 | 1.320 | 2.218 |
| 0.00580 | 1.221 | 1.538 | 1.268 | 1.277 | 1.298 | 1.972 | 1.343 | 2.256 |
| 0.00600 | 1.242 | 1.565 | 1.290 | 1.299 | 1.320 | 2.005 | 1.366 | 2.295 |
| 0.00620 | 1.262 | 1.590 | 1.311 | 1.320 | 1.342 | 2.038 | 1.389 | 2.314 |
| 0.00640 | 1.282 | 1.615 | 1.332 | 1.341 | 1.363 | 2.070 | 1.411 | 2.370 |
| 0.00660 | 1.302 | 1.641 | 1.353 | 1.362 | 1.384 | 2.102 | 1.433 | 2.407 |
| 0.00680 | 1.322 | 1.666 | 1.373 | 1.383 | 1.405 | 2.134 | 1.455 | 2.451 |
| 0.00700 | 1.341 | 1.690 | 1.393 | 1.403 | 1.426 | 2.166 | 1.476 | 2.480 |
| 0.00720 | 1.360 | 1.714 | 1.413 | 1.423 | 1.446 | 2.196 | 1.497 | 2.515 |
| 0.00740 | 1.379 | 1.738 | 1.432 | 1.442 | 1.466 | 2.227 | 1.517 | 2.549 |
| 0.00760 | 1.397 | 1.760 | 1.452 | 1.462 | 1.486 | 2.257 | | |
| 0.00780 | 1.416 | 1.784 | 1.471 | 1.481 | 1.505 | 2.286 | | |
| 0.00800 | 1.434 | 1.807 | 1.489 | 1.499 | | | | |
| 0.00820 | 1.452 | 1.830 | 1.508 | 1.519 | | | | |
| 0.00840 | 1.469 | 1.851 | | | | | | |
| 0.00860 | 1.487 | 1.874 | | | | | | |
| 0.00880 | 1.504 | 1.895 | | | | | | |

| CANALES SIN REVESTIR.- | | | | TABLA 1.5: 1 | | | | | |
|------------------------|---------------------------|-------|--------|--------------|--------|-------|--------|-------|-------|
| DATOS | S E C C I O N T I P O 139 | | | | | | | | |
| | 13 | | 14 | | 15 | | 16 | | |
| b | 0.90 | | 0.90 | | 1.05 | | 1.35 | | |
| d | 0.85 | | 0.90 | | 0.90 | | 0.95 | | |
| A | 1.849 | | 2.025 | | 2.160 | | 2.352 | | |
| P | 3.965 | | 4.145 | | 4.275 | | 4.475 | | |
| r | 0.4663 | | 0.4885 | | 0.5029 | | 0.5056 | | |
| n | 0.033 | | 0.033 | | 0.032 | | 0.032 | | |
| | S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| | 0.00010 | 0.182 | 0.337 | 0.188 | 0.381 | 0.198 | 0.428 | 0.203 | 0.477 |
| | 0.00015 | 0.223 | 0.412 | 0.230 | 0.466 | 0.242 | 0.523 | 0.249 | 0.586 |
| | 0.00020 | 0.258 | 0.477 | 0.266 | 0.539 | 0.279 | 0.603 | 0.288 | 0.677 |
| | 0.00025 | 0.288 | 0.533 | 0.297 | 0.601 | 0.312 | 0.674 | 0.322 | 0.757 |
| | 0.00030 | 0.316 | 0.584 | 0.326 | 0.660 | 0.342 | 0.739 | 0.353 | 0.830 |
| | 0.00035 | 0.341 | 0.631 | 0.352 | 0.713 | 0.369 | 0.797 | 0.381 | 0.896 |
| | 0.00040 | 0.364 | 0.673 | 0.376 | 0.761 | 0.395 | 0.853 | 0.407 | 0.957 |
| | 0.00045 | 0.387 | 0.716 | 0.399 | 0.808 | 0.420 | 0.907 | 0.432 | 1.016 |
| | 0.00050 | 0.407 | 0.753 | 0.420 | 0.851 | 0.441 | 0.953 | 0.455 | 1.070 |
| | 0.00055 | 0.427 | 0.790 | 0.441 | 0.893 | 0.463 | 1.000 | 0.477 | 1.122 |
| | 0.00060 | 0.446 | 0.825 | 0.461 | 0.934 | 0.484 | 1.045 | 0.499 | 1.174 |
| | 0.00065 | 0.465 | 0.860 | 0.479 | 0.970 | 0.504 | 1.089 | 0.519 | 1.221 |
| | 0.00070 | 0.482 | 0.891 | 0.497 | 1.006 | 0.523 | 1.129 | 0.538 | 1.265 |
| | 0.00075 | 0.499 | 0.923 | 0.515 | 1.043 | 0.541 | 1.169 | 0.558 | 1.312 |
| | 0.00080 | 0.515 | 0.952 | 0.532 | 1.077 | 0.559 | 1.207 | 0.606 | 1.425 |
| | 0.00085 | 0.531 | 0.982 | 0.548 | 1.110 | 0.576 | 1.244 | 0.594 | 1.397 |
| | 0.00090 | 0.547 | 1.011 | 0.564 | 1.142 | 0.593 | 1.281 | 0.611 | 1.437 |
| | 0.00095 | 0.562 | 1.039 | 0.580 | 1.175 | 0.609 | 1.315 | 0.628 | 1.477 |
| | 0.00100 | 0.576 | 1.065 | 0.595 | 1.205 | 0.625 | 1.350 | 0.644 | 1.515 |
| | 0.00110 | 0.604 | 1.117 | 0.624 | 1.264 | 0.656 | 1.417 | 0.675 | 1.588 |
| | 0.00120 | 0.631 | 1.167 | 0.651 | 1.318 | 0.685 | 1.480 | 0.705 | 1.658 |
| | 0.00130 | 0.657 | 1.215 | 0.678 | 1.373 | 0.713 | 1.540 | 0.734 | 1.726 |
| | 0.00140 | 0.682 | 1.261 | 0.703 | 1.424 | 0.739 | 1.596 | 0.762 | 1.792 |
| | 0.00150 | 0.706 | 1.305 | 0.728 | 1.474 | 0.765 | 1.652 | 0.789 | 1.856 |
| | 0.00160 | 0.729 | 1.348 | 0.752 | 1.523 | 0.790 | 1.706 | 0.815 | 1.917 |
| | 0.00170 | 0.751 | 1.389 | 0.775 | 1.569 | 0.815 | 1.760 | 0.839 | 1.973 |
| | 0.00180 | 0.773 | 1.429 | 0.798 | 1.616 | 0.838 | 1.810 | 0.864 | 2.032 |
| | 0.00190 | 0.794 | 1.468 | 0.819 | 1.658 | 0.861 | 1.860 | 0.887 | 2.086 |
| | 0.00200 | 0.815 | 1.507 | 0.841 | 1.703 | 0.884 | 1.909 | 0.911 | 2.143 |
| | 0.00220 | 0.855 | 1.581 | 0.882 | 1.786 | 0.927 | 2.002 | 0.955 | 2.246 |
| | 0.00240 | 0.893 | 1.651 | 0.921 | 1.865 | 0.968 | 2.091 | 0.997 | 2.345 |
| | 0.00260 | 0.929 | 1.718 | 0.959 | 1.942 | 1.008 | 2.177 | 1.038 | 2.441 |

| CANALES SIN REVERTIR. | | | | | TABLA 1.5:1 | | | |
|-----------------------|---------------|-------|--------|-------|---------------|-------|--------|-------|
| DATOS | S E C C I O N | | | | T A L P O 140 | | | |
| | 13 | | 14 | | 15 | | 16 | |
| b | 0.90 | | 0.90 | | 1.05 | | 1.05 | |
| d | 0.85 | | 0.90 | | 0.90 | | 0.95 | |
| A | 1.840 | | 2.025 | | 2.160 | | 2.352 | |
| P | 3.965 | | 4.145 | | 4.295 | | 4.475 | |
| r | 0.4663 | | 0.4885 | | 0.5027 | | 0.5056 | |
| n | 0.033 | | 0.033 | | 0.032 | | 0.032 | |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00280 | 0.964 | 1.782 | 0.995 | 2.015 | 1.046 | 2.259 | 1.078 | 2.535 |
| 0.00300 | 0.998 | 1.845 | 1.030 | 2.086 | 1.083 | 2.339 | 1.115 | 2.622 |
| 0.00320 | 1.031 | 1.906 | 1.064 | 2.155 | 1.118 | 2.415 | 1.152 | 2.709 |
| 0.00340 | 1.062 | 1.964 | 1.096 | 2.219 | 1.152 | 2.488 | 1.187 | 2.792 |
| 0.00360 | 1.093 | 2.021 | 1.128 | 2.284 | 1.186 | 2.562 | 1.221 | 2.872 |
| 0.00380 | 1.123 | 2.076 | 1.159 | 2.347 | 1.218 | 2.631 | 1.255 | 2.952 |
| 0.00400 | 1.152 | 2.130 | 1.189 | 2.408 | 1.250 | 2.700 | 1.287 | 3.027 |
| 0.00420 | 1.181 | 2.184 | 1.218 | 2.466 | 1.281 | 2.767 | 1.319 | 3.102 |
| 0.00440 | 1.209 | 2.235 | 1.247 | 2.525 | 1.311 | 2.832 | 1.350 | 3.175 |
| 0.00460 | 1.236 | 2.285 | 1.275 | 2.582 | 1.340 | 2.894 | 1.381 | 3.248 |
| 0.00480 | 1.262 | 2.333 | 1.302 | 2.637 | 1.368 | 2.955 | 1.411 | 3.319 |
| 0.00500 | 1.288 | 2.382 | 1.329 | 2.691 | 1.397 | 3.018 | 1.440 | 3.387 |
| 0.00520 | 1.314 | 2.430 | 1.356 | 2.746 | 1.425 | 3.078 | 1.467 | 3.450 |
| 0.00540 | 1.339 | 2.476 | 1.381 | 2.797 | 1.452 | 3.136 | 1.495 | 3.516 |
| 0.00560 | 1.363 | 2.520 | 1.407 | 2.849 | 1.479 | 3.195 | 1.523 | 3.582 |
| 0.00580 | 1.388 | 2.566 | 1.432 | 2.900 | 1.505 | 3.251 | | |
| 0.00600 | 1.411 | 2.609 | 1.456 | 2.948 | | | | |
| 0.00620 | 1.435 | 2.653 | 1.480 | 2.997 | | | | |
| 0.00640 | 1.458 | 2.696 | 1.504 | 3.046 | | | | |
| 0.00660 | 1.480 | 2.737 | | | | | | |
| 0.00680 | 1.502 | 2.777 | | | | | | |

| CANALOS SIN REVENDEDOR.- | | | | | TABLA 1.5:1 | | | |
|--------------------------|---------------------------|-------|--------|-------|-------------|-------|--------|-------|
| DATOS | S E C C I O N T I P O 141 | | | | | | | |
| | 17 | | 18 | | 19 | | 20 | |
| b | 1.05 | | 1.05 | | 1.20 | | 1.20 | |
| d | 1.00 | | 1.05 | | 1.05 | | 1.10 | |
| A | 2.550 | | 2.757 | | 2.914 | | 3.135 | |
| P | 4.656 | | 4.836 | | 4.986 | | 5.166 | |
| r | 0.5477 | | 0.5701 | | 0.5844 | | 0.6039 | |
| n | 0.032 | | 0.032 | | 0.032 | | 0.032 | |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00010 | 0.209 | 0.533 | 0.215 | 0.593 | 0.219 | 0.633 | 0.224 | 0.702 |
| 0.00015 | 0.256 | 0.653 | 0.263 | 0.725 | 0.267 | 0.778 | 0.274 | 0.850 |
| 0.00020 | 0.296 | 0.755 | 0.304 | 0.832 | 0.309 | 0.900 | 0.316 | 0.991 |
| 0.00025 | 0.331 | 0.844 | 0.339 | 0.935 | 0.345 | 1.005 | 0.354 | 1.110 |
| 0.00030 | 0.362 | 0.923 | 0.372 | 1.026 | 0.378 | 1.101 | 0.388 | 1.216 |
| 0.00035 | 0.391 | 0.997 | 0.402 | 1.108 | 0.403 | 1.189 | 0.419 | 1.314 |
| 0.00040 | 0.419 | 1.068 | 0.430 | 1.186 | 0.437 | 1.273 | 0.447 | 1.401 |
| 0.00045 | 0.443 | 1.130 | 0.456 | 1.257 | 0.463 | 1.349 | 0.475 | 1.489 |
| 0.00050 | 0.467 | 1.191 | 0.481 | 1.326 | 0.489 | 1.425 | 0.501 | 1.571 |
| 0.00055 | 0.491 | 1.252 | 0.503 | 1.387 | 0.512 | 1.492 | 0.525 | 1.656 |
| 0.00060 | 0.512 | 1.306 | 0.525 | 1.450 | 0.535 | 1.559 | 0.549 | 1.721 |
| 0.00065 | 0.533 | 1.359 | 0.548 | 1.511 | 0.557 | 1.623 | 0.571 | 1.790 |
| 0.00070 | 0.554 | 1.413 | 0.568 | 1.566 | 0.578 | 1.684 | 0.593 | 1.859 |
| 0.00075 | 0.572 | 1.459 | 0.589 | 1.624 | 0.598 | 1.743 | 0.614 | 1.925 |
| 0.00080 | 0.592 | 1.510 | 0.607 | 1.673 | 0.618 | 1.801 | 0.633 | 1.984 |
| 0.00085 | 0.609 | 1.553 | 0.626 | 1.726 | 0.637 | 1.856 | 0.652 | 2.044 |
| 0.00090 | 0.627 | 1.599 | 0.644 | 1.776 | 0.655 | 1.909 | 0.672 | 2.107 |
| 0.00095 | 0.645 | 1.645 | 0.662 | 1.825 | 0.673 | 1.961 | 0.691 | 2.166 |
| 0.00100 | 0.662 | 1.688 | 0.679 | 1.872 | 0.691 | 2.014 | 0.708 | 2.220 |
| 0.00110 | 0.694 | 1.770 | 0.713 | 1.966 | 0.725 | 2.113 | 0.742 | 2.326 |
| 0.00120 | 0.725 | 1.849 | 0.745 | 2.054 | 0.757 | 2.206 | 0.776 | 2.433 |
| 0.00130 | 0.754 | 1.923 | 0.774 | 2.134 | 0.783 | 2.296 | 0.807 | 2.530 |
| 0.00140 | 0.783 | 1.997 | 0.803 | 2.214 | 0.818 | 2.384 | 0.833 | 2.627 |
| 0.00150 | 0.809 | 2.063 | 0.832 | 2.294 | 0.846 | 2.465 | 0.867 | 2.718 |
| 0.00160 | 0.836 | 2.132 | 0.859 | 2.368 | 0.873 | 2.544 | 0.896 | 2.805 |
| 0.00170 | 0.862 | 2.198 | 0.886 | 2.443 | 0.900 | 2.623 | 0.924 | 2.897 |
| 0.00180 | 0.887 | 2.262 | 0.912 | 2.514 | 0.927 | 2.701 | 0.951 | 2.981 |
| 0.00190 | 0.912 | 2.326 | 0.936 | 2.581 | 0.952 | 2.774 | 0.976 | 3.060 |
| 0.00200 | 0.935 | 2.384 | 0.961 | 2.649 | 0.977 | 2.847 | 1.001 | 3.138 |
| 0.00220 | 0.981 | 2.502 | 1.008 | 2.775 | 1.025 | 2.987 | 1.051 | 3.295 |
| 0.00240 | 1.025 | 2.614 | 1.052 | 2.900 | 1.070 | 3.116 | 1.097 | 3.436 |
| 0.00250 | 1.056 | 2.718 | 1.095 | 3.019 | 1.114 | 3.226 | 1.143 | 3.553 |

| DATOS | | SECCION TIPO 42 | | | | | | | |
|---------|--|-----------------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|
| | | 17 | | 18 | | 19 | | 20 | |
| b | | 1.05 | | 1.05 | | 1.20 | | 1.20 | |
| d | | 1.00 | | 1.05 | | 1.05 | | 1.10 | |
| A | | 2.550 | | 2.757 | | 2.914 | | 3.135 | |
| P | | 4.656 | | 4.836 | | 4.986 | | 5.166 | |
| r | | 0.5477 | | 0.5701 | | 0.5844 | | 0.6059 | |
| n | | 0.032 | | 0.032 | | 0.032 | | 0.032 | |
| S | | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00280 | | 1.106 | 2.820 | 1.136 | 3.132 | 1.156 | 3.369 | 1.185 | 3.715 |
| 0.00300 | | 1.146 | 2.922 | 1.177 | 3.245 | 1.196 | 3.485 | 1.227 | 3.847 |
| 0.00320 | | 1.181 | 3.017 | 1.215 | 3.350 | 1.235 | 3.599 | 1.257 | 3.972 |
| 0.00340 | | 1.220 | 3.111 | 1.252 | 3.452 | 1.274 | 3.712 | 1.305 | 4.091 |
| 0.00360 | | 1.254 | 3.198 | 1.289 | 3.554 | 1.311 | 3.820 | 1.344 | 4.212 |
| 0.00380 | | 1.289 | 3.287 | 1.324 | 3.650 | 1.347 | 3.925 | 1.381 | 4.329 |
| 0.00400 | | 1.323 | 3.374 | 1.358 | 3.744 | 1.381 | 4.024 | 1.417 | 4.447 |
| 0.00420 | | 1.355 | 3.455 | 1.392 | 3.838 | 1.416 | 4.126 | 1.452 | 4.552 |
| 0.00440 | | 1.387 | 3.537 | 1.425 | 3.929 | 1.449 | 4.222 | 1.486 | 4.659 |
| 0.00460 | | 1.418 | 3.616 | 1.457 | 4.017 | 1.481 | 4.316 | 1.519 | 4.762 |
| 0.00480 | | 1.449 | 3.695 | 1.488 | 4.102 | 1.513 | 4.409 | | |
| 0.00500 | | 1.479 | 3.771 | 1.519 | 4.188 | | | | |
| 0.00520 | | 1.508 | 3.845 | | | | | | |

| CANALES SIN REVERSTER.- | | | | | TABLA 1.5: 1 | | | |
|-------------------------|---------------------------|-------|--------|-------|--------------|-------|--------|-------|
| DATOS | S E C C I O N T I P O 143 | | | | | | | |
| | 21 | | 22 | | 23 | | 24 | |
| b | 1.20 | | 1.20 | | 1.35 | | 1.35 | |
| d | 1.15 | | 1.20 | | 1.20 | | 1.25 | |
| A | 3.364 | | 3.600 | | 3.760 | | 4.032 | |
| P | 5.346 | | 5.527 | | 5.677 | | 5.857 | |
| r | 0.6293 | | 0.6513 | | 0.6658 | | 0.6824 | |
| n | 0.032 | | 0.032 | | 0.032 | | 0.032 | |
| | | | | | | | | |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00010 | 0.230 | 0.774 | 0.235 | 0.846 | 0.238 | 0.899 | 0.243 | 0.980 |
| 0.00015 | 0.282 | 0.919 | 0.288 | 1.037 | 0.292 | 1.104 | 0.298 | 1.202 |
| 0.00020 | 0.325 | 1.093 | 0.332 | 1.195 | 0.337 | 1.274 | 0.344 | 1.387 |
| 0.00025 | 0.363 | 1.221 | 0.371 | 1.336 | 0.376 | 1.421 | 0.385 | 1.552 |
| 0.00030 | 0.397 | 1.336 | 0.406 | 1.462 | 0.412 | 1.557 | 0.422 | 1.702 |
| 0.00035 | 0.429 | 1.443 | 0.439 | 1.590 | 0.445 | 1.682 | 0.456 | 1.839 |
| 0.00040 | 0.459 | 1.544 | 0.469 | 1.688 | 0.476 | 1.799 | 0.487 | 1.964 |
| 0.00045 | 0.487 | 1.638 | 0.498 | 1.793 | 0.505 | 1.909 | 0.517 | 2.085 |
| 0.00050 | 0.513 | 1.726 | 0.525 | 1.890 | 0.533 | 2.015 | 0.544 | 2.193 |
| 0.00055 | 0.538 | 1.810 | 0.551 | 1.984 | 0.559 | 2.113 | 0.571 | 2.302 |
| 0.00060 | 0.562 | 1.891 | 0.575 | 2.070 | 0.584 | 2.208 | 0.597 | 2.407 |
| 0.00065 | 0.585 | 1.968 | 0.599 | 2.156 | 0.607 | 2.294 | 0.621 | 2.504 |
| 0.00070 | 0.607 | 2.042 | 0.621 | 2.236 | 0.631 | 2.385 | 0.644 | 2.597 |
| 0.00075 | 0.628 | 2.113 | 0.644 | 2.318 | 0.653 | 2.468 | 0.667 | 2.689 |
| 0.00080 | 0.649 | 2.183 | 0.664 | 2.390 | 0.674 | 2.548 | 0.689 | 2.776 |
| 0.00085 | 0.669 | 2.251 | 0.685 | 2.466 | 0.695 | 2.627 | 0.710 | 2.863 |
| 0.00090 | 0.689 | 2.318 | 0.704 | 2.534 | 0.715 | 2.703 | 0.731 | 2.947 |
| 0.00095 | 0.707 | 2.378 | 0.724 | 2.606 | 0.734 | 2.775 | 0.751 | 3.028 |
| 0.00100 | 0.726 | 2.442 | 0.743 | 2.675 | 0.754 | 2.850 | 0.770 | 3.105 |
| 0.00110 | 0.761 | 2.560 | 0.779 | 2.804 | 0.791 | 2.999 | 0.807 | 3.254 |
| 0.00120 | 0.795 | 2.674 | 0.814 | 2.930 | 0.826 | 3.122 | 0.844 | 3.403 |
| 0.00130 | 0.827 | 2.782 | 0.847 | 3.049 | 0.859 | 3.247 | 0.879 | 3.544 |
| 0.00140 | 0.859 | 2.890 | 0.879 | 3.164 | 0.892 | 3.372 | 0.912 | 3.677 |
| 0.00150 | 0.889 | 2.991 | 0.909 | 3.272 | 0.923 | 3.489 | 0.943 | 3.802 |
| 0.00160 | 0.918 | 3.088 | 0.939 | 3.380 | 0.953 | 3.602 | 0.974 | 3.927 |
| 0.00170 | 0.946 | 3.182 | 0.968 | 3.485 | 0.983 | 3.715 | 1.004 | 4.048 |
| 0.00180 | 0.974 | 3.277 | 0.996 | 3.586 | 1.012 | 3.825 | 1.033 | 4.165 |
| 0.00190 | 1.000 | 3.364 | 1.024 | 3.686 | 1.038 | 3.924 | 1.062 | 4.282 |
| 0.00200 | 1.026 | 3.451 | 1.050 | 3.780 | 1.065 | 4.026 | 1.089 | 4.391 |
| 0.00220 | 1.077 | 3.623 | 1.101 | 3.964 | 1.116 | 4.226 | 1.143 | 4.609 |
| 0.00240 | 1.124 | 3.781 | 1.151 | 4.144 | 1.167 | 4.411 | 1.193 | 4.810 |
| 0.00260 | 1.170 | 3.936 | 1.197 | 4.309 | 1.215 | 4.593 | 1.242 | 5.006 |

| CANALES SIX REVESTIR.- | | | | TABLA 1.5:1 | | | | |
|------------------------|---------------|--------|--------|-------------|-------------|--------|--------|--------|
| DATOS | S E C C I O N | | | | T I P O 145 | | | |
| | 25 | | 26 | | 27 | | 28 | |
| b | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| d | 1.30 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.40 | 1.40 | 1.40 |
| A | 4.290 | 4.557 | 4.557 | 4.557 | 4.764 | 5.040 | 5.040 | 5.040 |
| P | 6.037 | 6.218 | 6.218 | 6.218 | 6.368 | 6.548 | 6.548 | 6.548 |
| r | 0.7106 | 0.7329 | 0.7329 | 0.7329 | 0.7481 | 0.7697 | 0.7697 | 0.7697 |
| n | 0.032 | 0.031 | 0.031 | 0.031 | 0.031 | 0.031 | 0.031 | 0.031 |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00010 | 0.249 | 1.068 | 0.262 | 1.194 | 0.266 | 1.267 | 0.271 | 1.366 |
| 0.00015 | 0.305 | 1.308 | 0.321 | 1.463 | 0.326 | 1.553 | 0.332 | 1.673 |
| 0.00020 | 0.352 | 1.510 | 0.370 | 1.686 | 0.376 | 1.791 | 0.383 | 1.930 |
| 0.00025 | 0.393 | 1.686 | 0.414 | 1.887 | 0.420 | 2.001 | 0.428 | 2.157 |
| 0.00030 | 0.431 | 1.849 | 0.455 | 2.073 | 0.460 | 2.191 | 0.469 | 2.364 |
| 0.00035 | 0.465 | 1.995 | 0.491 | 2.237 | 0.497 | 2.368 | 0.507 | 2.555 |
| 0.00040 | 0.498 | 2.136 | 0.525 | 2.392 | 0.531 | 2.530 | 0.542 | 2.732 |
| 0.00045 | 0.528 | 2.265 | 0.557 | 2.538 | 0.564 | 2.687 | 0.575 | 2.898 |
| 0.00050 | 0.557 | 2.389 | 0.587 | 2.675 | 0.594 | 2.830 | 0.606 | 3.054 |
| 0.00055 | 0.584 | 2.505 | 0.615 | 2.803 | 0.624 | 2.973 | 0.636 | 3.205 |
| 0.00060 | 0.609 | 2.613 | 0.642 | 2.926 | 0.651 | 3.101 | 0.664 | 3.347 |
| 0.00065 | 0.634 | 2.720 | 0.669 | 3.049 | 0.678 | 3.230 | 0.691 | 3.483 |
| 0.00070 | 0.658 | 2.823 | 0.694 | 3.163 | 0.704 | 3.354 | 0.716 | 3.609 |
| 0.00075 | 0.682 | 2.926 | 0.719 | 3.276 | 0.728 | 3.468 | 0.742 | 3.740 |
| 0.00080 | 0.704 | 3.020 | 0.742 | 3.381 | 0.752 | 3.583 | 0.766 | 3.861 |
| 0.00085 | 0.726 | 3.115 | 0.764 | 3.482 | 0.775 | 3.692 | 0.790 | 3.982 |
| 0.00090 | 0.747 | 3.205 | 0.787 | 3.586 | 0.797 | 3.797 | 0.813 | 4.098 |
| 0.00095 | 0.767 | 3.290 | 0.808 | 3.682 | 0.820 | 3.906 | 0.836 | 4.213 |
| 0.00100 | 0.787 | 3.376 | 0.829 | 3.778 | 0.841 | 4.007 | 0.857 | 4.319 |
| 0.00110 | 0.825 | 3.539 | 0.870 | 3.965 | 0.881 | 4.197 | 0.898 | 4.525 |
| 0.00120 | 0.862 | 3.698 | 0.908 | 4.135 | 0.921 | 4.388 | 0.939 | 4.733 |
| 0.00130 | 0.897 | 3.848 | 0.945 | 4.306 | 0.958 | 4.564 | 0.977 | 4.924 |
| 0.00140 | 0.931 | 3.994 | 0.981 | 4.470 | 0.994 | 4.735 | 1.013 | 5.106 |
| 0.00150 | 0.964 | 4.136 | 1.016 | 4.630 | 1.029 | 4.902 | 1.050 | 5.292 |
| 0.00160 | 0.995 | 4.269 | 1.049 | 4.780 | 1.063 | 5.064 | 1.084 | 5.463 |
| 0.00170 | 1.026 | 4.402 | 1.080 | 4.922 | 1.096 | 5.221 | 1.117 | 5.630 |
| 0.00180 | 1.056 | 4.530 | 1.112 | 5.067 | 1.127 | 5.369 | 1.150 | 5.796 |
| 0.00190 | 1.085 | 4.655 | 1.143 | 5.209 | 1.158 | 5.517 | 1.181 | 5.952 |
| 0.00200 | 1.113 | 4.775 | 1.172 | 5.341 | 1.189 | 5.664 | 1.211 | 6.103 |
| 0.00220 | 1.167 | 5.006 | 1.229 | 5.601 | 1.247 | 5.941 | 1.271 | 6.406 |
| 0.00240 | 1.219 | 5.229 | 1.285 | 5.856 | 1.302 | 6.203 | 1.327 | 6.658 |
| 0.00260 | 1.268 | 5.440 | 1.336 | 6.093 | 1.355 | 6.455 | 1.382 | 6.965 |

| CANALIST SIN BEVENTER. - | | | | TALUD 1.0:1 | | | | |
|--------------------------|-------------------------|-------|--------|-------------|--------|-------|--------|-------|
| DATOS | S E C C I O N - T I P O | | | | | | | |
| | 29 | | 30 | | 31 | | 32 147 | |
| b | 1.50 | | 1.50 | | 1.70 | | 1.70 | |
| d | 1.45 | | 1.50 | | 1.50 | | 1.60 | |
| A | 5.329 | | 5.625 | | 5.925 | | 6.560 | |
| P | 6.728 | | 6.908 | | 7.108 | | 7.469 | |
| r | 0.7921 | | 0.8143 | | 0.8336 | | 0.8783 | |
| n | 0.031 | | 0.031 | | 0.031 | | 0.031 | |
| | | | | | | | | |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00010 | 0.276 | 1.471 | 0.281 | 1.581 | 0.285 | 1.689 | 0.296 | 1.812 |
| 0.00015 | 0.339 | 1.807 | 0.365 | 1.941 | 0.350 | 2.074 | 0.362 | 2.375 |
| 0.00020 | 0.391 | 2.084 | 0.398 | 2.239 | 0.405 | 2.400 | 0.418 | 2.742 |
| 0.00025 | 0.436 | 2.323 | 0.445 | 2.503 | 0.451 | 2.672 | 0.467 | 3.067 |
| 0.00030 | 0.478 | 2.547 | 0.488 | 2.745 | 0.495 | 2.933 | 0.512 | 3.350 |
| 0.00035 | 0.516 | 2.750 | 0.526 | 2.959 | 0.534 | 3.164 | 0.554 | 3.633 |
| 0.00040 | 0.552 | 2.942 | 0.562 | 3.161 | 0.572 | 3.389 | 0.592 | 3.887 |
| 0.00045 | 0.585 | 3.117 | 0.597 | 3.358 | 0.607 | 3.595 | 0.628 | 4.120 |
| 0.00050 | 0.617 | 3.288 | 0.629 | 3.538 | 0.639 | 3.786 | 0.661 | 4.336 |
| 0.00055 | 0.647 | 3.448 | 0.660 | 3.713 | 0.660 | 3.911 | 0.694 | 4.553 |
| 0.00060 | 0.677 | 3.608 | 0.689 | 3.876 | 0.700 | 4.148 | 0.725 | 4.756 |
| 0.00065 | 0.704 | 3.752 | 0.717 | 4.033 | 0.728 | 4.313 | 0.755 | 4.953 |
| 0.00070 | 0.730 | 3.890 | 0.744 | 4.185 | 0.756 | 4.479 | 0.782 | 5.130 |
| 0.00075 | 0.756 | 4.029 | 0.771 | 4.337 | 0.782 | 4.633 | 0.810 | 5.317 |
| 0.00080 | 0.781 | 4.162 | 0.795 | 4.472 | 0.808 | 4.787 | 0.837 | 5.491 |
| 0.00085 | 0.805 | 4.290 | 0.820 | 4.613 | 0.834 | 4.941 | 0.862 | 5.655 |
| 0.00090 | 0.828 | 4.412 | 0.844 | 4.748 | 0.857 | 5.078 | 0.888 | 5.825 |
| 0.00095 | 0.852 | 4.540 | 0.868 | 4.883 | 0.880 | 5.214 | 0.912 | 5.983 |
| 0.00100 | 0.874 | 4.658 | 0.890 | 5.006 | 0.904 | 5.356 | 0.936 | 6.160 |
| 0.00110 | 0.915 | 4.876 | 0.933 | 5.248 | 0.947 | 5.611 | 0.981 | 6.435 |
| 0.00120 | 0.957 | 5.010 | 0.974 | 5.479 | 0.990 | 5.866 | 1.025 | 6.724 |
| 0.00130 | 0.995 | 5.302 | 1.014 | 5.704 | 1.030 | 6.103 | 1.067 | 6.990 |
| 0.00140 | 1.034 | 5.510 | 1.053 | 5.923 | 1.065 | 6.334 | 1.107 | 7.262 |
| 0.00150 | 1.070 | 5.702 | 1.089 | 6.126 | 1.107 | 6.559 | 1.145 | 7.511 |
| 0.00160 | 1.105 | 5.889 | 1.125 | 6.328 | 1.143 | 6.772 | 1.184 | 7.767 |
| 0.00170 | 1.139 | 6.070 | 1.159 | 6.519 | 1.178 | 6.990 | 1.220 | 8.003 |
| 0.00180 | 1.182 | 6.299 | 1.193 | 6.711 | 1.212 | 7.181 | 1.255 | 8.233 |
| 0.00190 | 1.204 | 6.416 | 1.226 | 6.896 | 1.245 | 7.377 | 1.289 | 8.456 |
| 0.00200 | 1.235 | 6.581 | 1.258 | 7.076 | 1.277 | 7.565 | 1.323 | 8.679 |
| 0.00220 | 1.296 | 6.906 | 1.319 | 7.419 | 1.340 | 7.940 | 1.388 | 9.105 |
| 0.00240 | 1.353 | 7.210 | 1.377 | 7.746 | 1.400 | 8.295 | 1.449 | 9.505 |
| 0.00250 | 1.408 | 7.503 | 1.434 | 8.066 | 1.457 | 8.633 | 1.508 | 9.892 |

| CANALES SIN INVERTIR.- | | | | TABLA 1.5:1 | | | | |
|------------------------|--------------------------|--------|-------|-------------|-------|--------|-------|--------|
| DATOS | S E C C I O N T I P O MB | | | | | | | |
| | 33 | 34 | 35 | 36 | 35 | 36 | 37 | 38 |
| b | 1.70 | 1.85 | 1.85 | 1.85 | | | | |
| d | 1.70 | 1.70 | 1.85 | 1.85 | | | | |
| A | 7.225 | 7.480 | 8.557 | 9.700 | | | | |
| P | 7.829 | 7.979 | 8.520 | 9.261 | | | | |
| r | 0.9229 | 0.9375 | 1.004 | 1.071 | | | | |
| n | 0.031 | 0.031 | 0.031 | 0.031 | | | | |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00010 | 0.306 | 2.211 | 0.309 | 2.311 | 0.324 | 2.772 | 0.337 | 3.260 |
| 0.00015 | 0.375 | 2.709 | 0.378 | 2.827 | 0.397 | 3.397 | 0.414 | 4.010 |
| 0.00020 | 0.432 | 3.121 | 0.436 | 3.261 | 0.458 | 3.919 | 0.478 | 4.637 |
| 0.00025 | 0.481 | 3.490 | 0.488 | 3.658 | 0.511 | 4.373 | 0.534 | 5.180 |
| 0.00030 | 0.529 | 3.822 | 0.535 | 4.002 | 0.560 | 4.792 | 0.585 | 5.675 |
| 0.00035 | 0.572 | 4.133 | 0.578 | 4.323 | 0.606 | 5.186 | 0.632 | 6.130 |
| 0.00040 | 0.611 | 4.414 | 0.617 | 4.615 | 0.647 | 5.536 | 0.676 | 6.557 |
| 0.00045 | 0.648 | 4.682 | 0.656 | 4.907 | 0.687 | 5.879 | 0.716 | 6.945 |
| 0.00050 | 0.683 | 4.935 | 0.691 | 5.169 | 0.723 | 6.187 | 0.755 | 7.324 |
| 0.00055 | 0.716 | 5.173 | 0.725 | 5.423 | 0.759 | 6.495 | 0.792 | 7.682 |
| 0.00060 | 0.749 | 5.411 | 0.757 | 5.662 | 0.793 | 6.786 | 0.827 | 8.022 |
| 0.00065 | 0.779 | 5.628 | 0.788 | 5.894 | 0.825 | 7.059 | 0.861 | 8.352 |
| 0.00070 | 0.809 | 5.845 | 0.818 | 6.119 | 0.856 | 7.325 | 0.894 | 8.672 |
| 0.00075 | 0.838 | 6.055 | 0.846 | 6.328 | 0.886 | 7.582 | 0.925 | 8.973 |
| 0.00080 | 0.864 | 6.242 | 0.874 | 6.538 | 0.915 | 7.830 | 0.956 | 9.273 |
| 0.00085 | 0.891 | 6.437 | 0.901 | 6.739 | 0.943 | 8.069 | 0.985 | 9.555 |
| 0.00090 | 0.918 | 6.633 | 0.927 | 6.934 | 0.971 | 8.309 | 1.013 | 9.820 |
| 0.00095 | 0.942 | 6.806 | 0.953 | 7.128 | 0.997 | 8.531 | 1.041 | 10.068 |
| 0.00100 | 0.968 | 6.994 | 0.977 | 7.308 | 1.024 | 8.762 | 1.069 | 10.309 |
| 0.00110 | 1.014 | 7.326 | 1.025 | 7.667 | 1.073 | 9.182 | 1.120 | 10.866 |
| 0.00120 | 1.059 | 7.651 | 1.070 | 8.004 | 1.121 | 9.592 | 1.170 | 11.340 |
| 0.00130 | 1.103 | 7.969 | 1.115 | 8.340 | 1.167 | 9.986 | 1.218 | 11.815 |
| 0.00140 | 1.144 | 8.265 | 1.156 | 8.647 | 1.210 | 10.354 | 1.264 | 12.261 |
| 0.00150 | 1.184 | 8.554 | 1.197 | 8.954 | 1.253 | 10.722 | 1.308 | 12.686 |
| 0.00160 | 1.223 | 8.836 | 1.236 | 9.245 | 1.294 | 11.073 | 1.351 | 13.105 |
| 0.00170 | 1.260 | 9.104 | 1.273 | 9.522 | 1.334 | 11.415 | 1.392 | 13.502 |
| 0.00180 | 1.298 | 9.378 | 1.310 | 9.799 | 1.372 | 11.740 | 1.433 | 13.890 |
| 0.00190 | 1.333 | 9.631 | 1.347 | 10.076 | 1.410 | 12.055 | 1.472 | 14.278 |
| 0.00200 | 1.367 | 9.877 | 1.382 | 10.337 | 1.447 | 12.382 | 1.511 | 14.657 |
| 0.00220 | 1.434 | 10.361 | 1.449 | 10.839 | 1.518 | 12.989 | | |
| 0.00240 | 1.499 | 10.823 | 1.514 | 11.325 | | | | |
| 0.00260 | 1.558 | 11.257 | | | | | | |

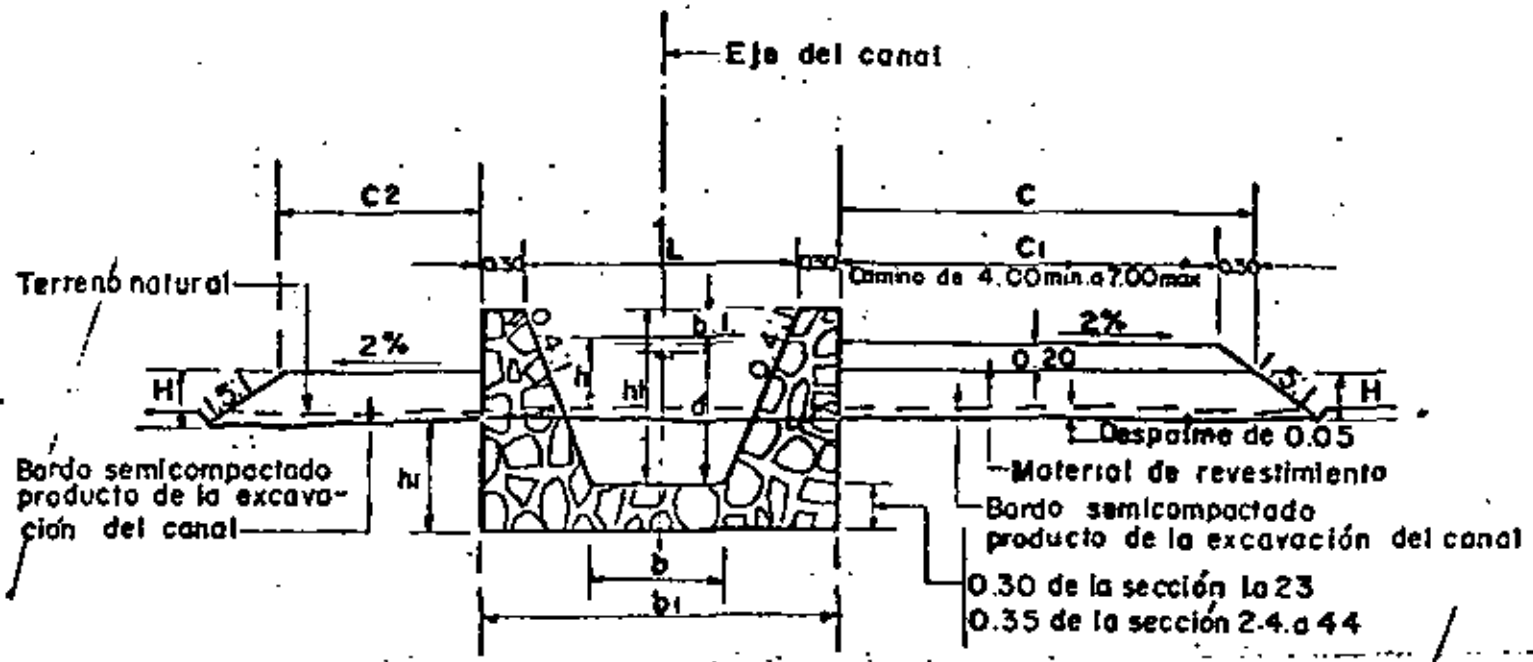
| DATOS | | SECCION T I P O 149 | | | | | | | |
|---------|--------|---------------------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|--|
| | | W | | W | | W | | W | |
| b | 2.00 | 2.00 | | 2.50 | | 2.50 | | | |
| d | 1.50 | 1.50 | | 1.50 | | 1.50 | | | |
| A | 6.375 | 7.040 | | 7.125 | | 7.870 | | | |
| P | 7.408 | 7.769 | | 7.908 | | 8.250 | | | |
| r | 0.8606 | 0.9062 | | 0.9210 | | 0.9281 | | | |
| n | 0.031 | 0.031 | | 0.031 | | 0.031 | | | |
| | | | | | | | | | |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | |
| 0.00010 | 0.292 | 1.562 | 0.302 | 2.126 | 0.301 | 2.145 | 0.312 | 2.400 | |
| 0.00015 | 0.358 | 2.282 | 0.370 | 2.605 | 0.368 | 2.622 | 0.381 | 2.930 | |
| 0.00020 | 0.413 | 2.633 | 0.427 | 3.006 | 0.426 | 3.035 | 0.441 | 3.457 | |
| 0.00025 | 0.461 | 2.939 | 0.478 | 3.365 | 0.476 | 3.392 | 0.492 | 3.857 | |
| 0.00030 | 0.506 | 3.226 | 0.524 | 3.689 | 0.522 | 3.715 | 0.540 | 4.220 | |
| 0.00035 | 0.546 | 3.481 | 0.565 | 3.978 | 0.561 | 4.011 | 0.582 | 4.563 | |
| 0.00040 | 0.583 | 3.717 | 0.605 | 4.259 | 0.601 | 4.282 | 0.622 | 4.884 | |
| 0.00045 | 0.620 | 3.953 | 0.641 | 4.513 | 0.639 | 4.553 | 0.661 | 5.182 | |
| 0.00050 | 0.653 | 4.163 | 0.675 | 4.752 | 0.673 | 4.795 | 0.696 | 5.457 | |
| 0.00055 | 0.684 | 4.361 | 0.709 | 4.991 | 0.706 | 5.030 | 0.730 | 5.720 | |
| 0.00060 | 0.715 | 4.558 | 0.740 | 5.210 | 0.738 | 5.258 | 0.763 | 5.980 | |
| 0.00065 | 0.744 | 4.743 | 0.771 | 5.428 | 0.768 | 5.472 | 0.794 | 6.225 | |
| 0.00070 | 0.773 | 4.923 | 0.799 | 5.625 | 0.796 | 5.672 | 0.824 | 6.460 | |
| 0.00075 | 0.799 | 5.094 | 0.827 | 5.822 | 0.824 | 5.871 | 0.853 | 6.685 | |
| 0.00080 | 0.826 | 5.266 | 0.855 | 6.019 | 0.852 | 6.071 | 0.880 | 6.900 | |
| 0.00085 | 0.852 | 5.432 | 0.881 | 6.202 | 0.877 | 6.249 | 0.908 | 7.110 | |
| 0.00090 | 0.876 | 5.585 | 0.906 | 6.378 | 0.903 | 6.434 | 0.935 | 7.310 | |
| 0.00095 | 0.899 | 5.731 | 0.931 | 6.554 | 0.928 | 6.612 | 0.960 | 7.500 | |
| 0.00100 | 0.924 | 5.891 | 0.956 | 6.730 | 0.953 | 6.790 | 0.985 | 7.720 | |
| 0.00110 | 0.965 | 6.177 | 1.002 | 7.054 | 0.999 | 7.118 | 1.033 | 8.090 | |
| 0.00120 | 1.011 | 6.445 | 1.046 | 7.364 | 1.043 | 7.431 | 1.079 | 8.455 | |
| 0.00130 | 1.052 | 6.707 | 1.089 | 7.667 | 1.085 | 7.731 | 1.123 | 8.820 | |
| 0.00140 | 1.092 | 6.962 | 1.131 | 7.962 | 1.126 | 8.023 | 1.166 | 9.140 | |
| 0.00150 | 1.131 | 7.210 | 1.170 | 8.237 | 1.166 | 8.308 | 1.206 | 9.455 | |
| 0.00160 | 1.168 | 7.446 | 1.208 | 8.504 | 1.204 | 8.579 | 1.245 | 9.761 | |
| 0.00170 | 1.204 | 7.676 | 1.245 | 8.765 | 1.241 | 8.842 | 1.283 | 10.050 | |
| 0.00180 | 1.238 | 7.892 | 1.282 | 9.025 | 1.276 | 9.092 | 1.321 | 10.387 | |
| 0.00190 | 1.272 | 8.109 | 1.317 | 9.272 | 1.311 | 9.341 | 1.357 | 10.630 | |
| 0.00200 | 1.305 | 8.319 | 1.351 | 9.511 | 1.346 | 9.590 | 1.392 | 10.810 | |
| 0.00220 | 1.369 | 8.727 | 1.417 | 9.976 | 1.412 | 10.061 | 1.461 | 11.450 | |
| 0.00240 | 1.430 | 9.116 | 1.480 | 10.419 | 1.474 | 10.502 | 1.525 | 11.950 | |
| 0.00250 | 1.486 | 9.486 | 1.540 | 10.842 | 1.534 | 10.930 | | | |

amb.

| CANALIZADO NEW DIVISION | | | | TRENDED 1.5:1 | | | | |
|-------------------------|---------------------------|--------|--------|---------------|--------|--------|--------|--------|
| DATOS | S E C C I O N T I P O ISO | | | | | | | |
| | 41 | | 42 | | 43 | | 44 | |
| b | 3.00 | 3.00 | 3.00 | 3.00 | 3.00 | 3.00 | 3.00 | 3.00 |
| d | 1.50 | 1.60 | 1.60 | 1.50 | 1.50 | 1.60 | 1.60 | 1.60 |
| A | 7.875 | 8.640 | 8.640 | 8.625 | 8.625 | 8.640 | 8.640 | 8.640 |
| P | 8.408 | 8.769 | 8.769 | 8.908 | 8.908 | 8.908 | 8.908 | 8.908 |
| r | 0.9366 | 0.9853 | 0.9853 | 0.9662 | 0.9662 | 0.9662 | 0.9662 | 0.9662 |
| n | 0.031 | 0.031 | 0.031 | 0.031 | 0.031 | 0.031 | 0.031 | 0.031 |
| | | | | | | | | |
| S | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00010 | 0.309 | 2.433 | 0.319 | 2.756 | 0.316 | 2.726 | 0.327 | 3.287 |
| 0.00015 | 0.378 | 2.977 | 0.392 | 3.387 | 0.386 | 3.329 | 0.400 | 3.776 |
| 0.00020 | 0.436 | 3.434 | 0.451 | 3.897 | 0.446 | 3.847 | 0.462 | 4.361 |
| 0.00025 | 0.488 | 3.843 | 0.505 | 4.363 | 0.499 | 4.304 | 0.516 | 4.871 |
| 0.00030 | 0.534 | 4.205 | 0.554 | 4.787 | 0.547 | 4.718 | 0.565 | 5.334 |
| 0.00035 | 0.578 | 4.552 | 0.597 | 5.158 | 0.591 | 5.097 | 0.611 | 5.768 |
| 0.00040 | 0.617 | 4.859 | 0.639 | 5.521 | 0.631 | 5.442 | 0.653 | 5.947 |
| 0.00045 | 0.655 | 5.158 | 0.678 | 5.858 | 0.670 | 5.779 | 0.692 | 6.542 |
| 0.00050 | 0.690 | 5.434 | 0.714 | 6.169 | 0.706 | 6.089 | 0.730 | 6.891 |
| 0.00055 | 0.724 | 5.702 | 0.749 | 6.471 | 0.741 | 6.391 | 0.765 | 7.222 |
| 0.00060 | 0.757 | 5.961 | 0.782 | 6.756 | 0.774 | 6.676 | 0.799 | 7.543 |
| 0.00065 | 0.788 | 6.206 | 0.814 | 7.033 | 0.805 | 6.943 | 0.832 | 7.854 |
| 0.00070 | 0.816 | 6.426 | 0.845 | 7.301 | 0.836 | 7.211 | 0.864 | 8.156 |
| 0.00075 | 0.845 | 6.654 | 0.875 | 7.560 | 0.864 | 7.452 | 0.894 | 8.433 |
| 0.00080 | 0.873 | 6.875 | 0.904 | 7.811 | 0.893 | 7.702 | 0.924 | 8.723 |
| 0.00085 | 0.901 | 7.095 | 0.931 | 8.044 | 0.924 | 7.970 | 0.952 | 8.987 |
| 0.00090 | 0.926 | 7.292 | 0.958 | 8.277 | 0.947 | 8.168 | 0.979 | 9.242 |
| 0.00095 | 0.952 | 7.497 | 0.985 | 8.510 | 0.973 | 8.392 | 1.007 | 9.506 |
| 0.00100 | 0.977 | 7.694 | 1.010 | 8.726 | 0.999 | 8.616 | 1.033 | 9.752 |
| 0.00110 | 1.024 | 8.064 | 1.059 | 9.150 | 1.047 | 9.030 | 1.083 | 10.224 |
| 0.00120 | 1.070 | 8.426 | 1.107 | 9.564 | 1.094 | 9.436 | 1.132 | 10.686 |
| 0.00130 | 1.113 | 8.765 | 1.152 | 9.953 | 1.139 | 9.824 | 1.177 | 11.111 |
| 0.00140 | 1.155 | 9.096 | 1.195 | 10.325 | 1.182 | 10.195 | 1.222 | 11.536 |
| 0.00150 | 1.195 | 9.411 | 1.237 | 10.688 | 1.223 | 10.546 | 1.265 | 11.952 |
| 0.00160 | 1.245 | 9.804 | 1.277 | 11.033 | 1.263 | 10.893 | 1.306 | 12.329 |
| 0.00170 | 1.273 | 10.025 | 1.317 | 11.375 | 1.302 | 11.230 | 1.346 | 12.755 |
| 0.00180 | 1.309 | 10.308 | 1.355 | 11.707 | 1.339 | 11.549 | 1.385 | 13.274 |
| 0.00190 | 1.345 | 10.600 | 1.392 | 12.027 | 1.376 | 11.868 | 1.423 | 13.783 |
| 0.00200 | 1.381 | 10.875 | 1.429 | 12.347 | 1.412 | 12.179 | 1.461 | 14.292 |
| 0.00220 | 1.448 | 11.403 | 1.496 | 12.942 | 1.481 | 12.774 | 1.532 | 14.462 |
| 0.00240 | 1.513 | 11.915 | | | | | | |
| 0.00260 | | | | | | | | |

191

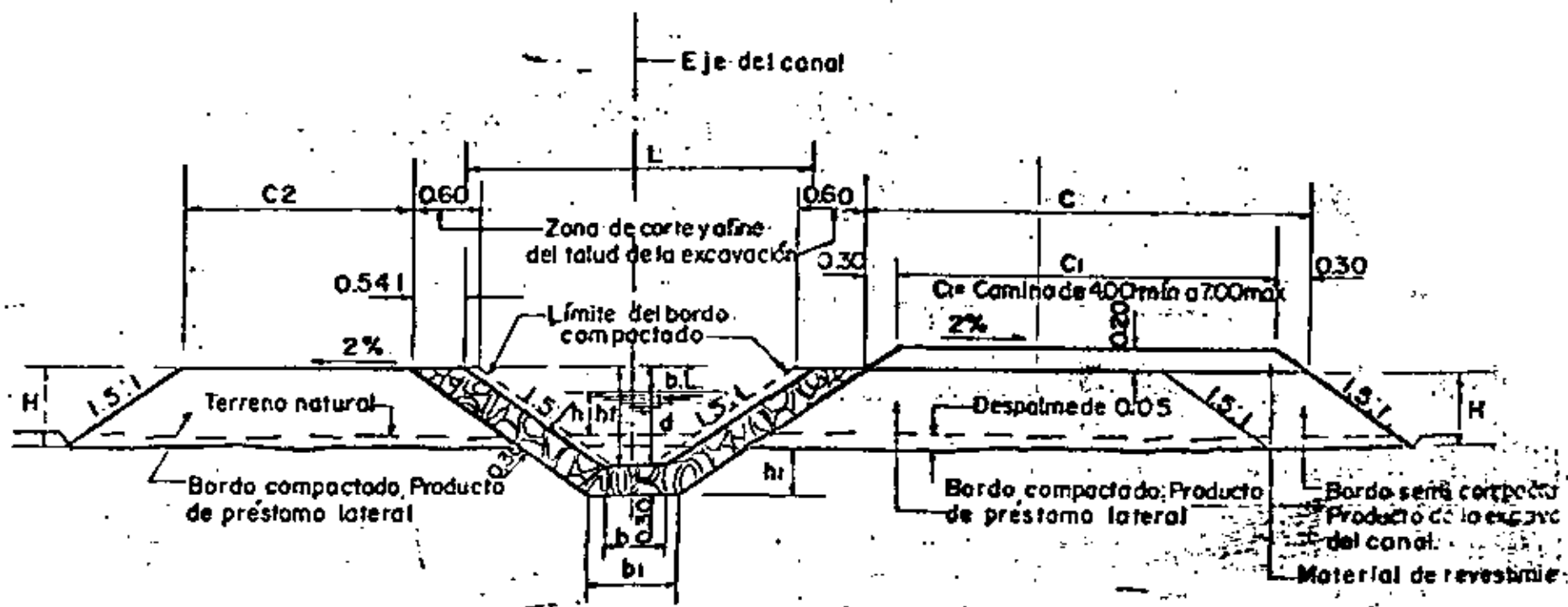
| N.º | CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA talud 0.4:1 despalme x 0.07m | | | | | | | | | | | | |
|-----|--|------|------|------|------|------|----------------|------|----------------|----------------|------|------|---|
| | D A T O S D E L C A N A L | | | | | | | | | | | L | M |
| | b | d | b.l. | hl | H | h | h ₁ | c | c ₁ | C ₂ | | | |
| 1 | 0.30 | 0.35 | 0.15 | 0.50 | 0.30 | 0.40 | 0.20 | 4.30 | 4.00 | 1.00 | 0.22 | 1.41 | |
| 2 | 0.40 | 0.40 | 0.15 | 0.55 | 0.30 | 0.40 | 0.25 | 4.30 | 4.00 | 1.00 | 0.22 | 1.41 | |
| 3 | 0.50 | 0.45 | 0.15 | 0.60 | 0.30 | 0.40 | 0.30 | 4.30 | 4.00 | 1.00 | 0.22 | 1.41 | |
| 4 | 0.50 | 0.50 | 0.15 | 0.65 | 0.30 | 0.40 | 0.35 | 4.30 | 4.00 | 1.00 | 1.02 | 1.70 | |
| 5 | 0.60 | 0.55 | 0.15 | 0.70 | 0.30 | 0.40 | 0.40 | 4.30 | 4.00 | 1.00 | 1.16 | 1.70 | |
| 6 | 0.60 | 0.60 | 0.15 | 0.75 | 0.30 | 0.40 | 0.45 | 4.30 | 4.00 | 1.00 | 1.20 | 1.50 | |
| 7 | 0.75 | 0.60 | 0.15 | 0.75 | 0.30 | 0.40 | 0.45 | 4.30 | 4.00 | 1.00 | 1.25 | 1.55 | |
| 8 | 0.75 | 0.65 | 0.15 | 0.80 | 0.30 | 0.40 | 0.50 | 4.30 | 4.00 | 1.00 | 1.30 | 1.55 | |
| 9 | 0.75 | 0.70 | 0.15 | 0.85 | 0.30 | 0.40 | 0.55 | 4.30 | 4.00 | 1.00 | 1.43 | 2.03 | |
| 10 | 0.75 | 0.75 | 0.15 | 0.90 | 0.30 | 0.40 | 0.60 | 4.30 | 4.00 | 1.00 | 1.47 | 2.37 | |
| 11 | 0.90 | 0.75 | 0.15 | 0.90 | 0.30 | 0.40 | 0.60 | 4.30 | 4.00 | 1.00 | 1.62 | 2.22 | |
| 12 | 0.90 | 0.80 | 0.20 | 1.00 | 0.30 | 0.40 | 0.65 | 4.30 | 4.00 | 1.00 | 1.70 | 2.30 | |
| 13 | 0.90 | 0.85 | 0.20 | 1.05 | 0.30 | 0.40 | 0.70 | 4.30 | 4.00 | 1.00 | 1.74 | 2.36 | |
| 14 | 0.90 | 0.90 | 0.20 | 1.10 | 0.30 | 0.40 | 0.75 | 4.30 | 4.00 | 1.00 | 1.78 | 2.32 | |
| 15 | 1.05 | 0.90 | 0.20 | 1.10 | 0.30 | 0.40 | 0.75 | 4.30 | 4.00 | 1.00 | 1.93 | 2.51 | |
| 16 | 1.05 | 0.95 | 0.20 | 1.15 | 0.40 | 0.50 | 0.70 | 4.30 | 4.00 | 1.00 | 1.67 | 2.37 | |
| 17 | 1.05 | 1.00 | 0.20 | 1.20 | 0.40 | 0.50 | 0.75 | 4.30 | 4.00 | 1.00 | 2.01 | 2.61 | |
| 18 | 1.05 | 1.05 | 0.20 | 1.25 | 0.40 | 0.50 | 0.80 | 4.30 | 4.00 | 1.00 | 2.05 | 2.65 | |
| 19 | 1.20 | 1.05 | 0.20 | 1.25 | 0.40 | 0.50 | 0.80 | 4.30 | 4.00 | 1.00 | 2.20 | 2.70 | |
| 20 | 1.20 | 1.10 | 0.20 | 1.30 | 0.40 | 0.50 | 0.85 | 4.30 | 4.00 | 1.00 | 2.24 | 2.81 | |
| 21 | 1.20 | 1.15 | 0.20 | 1.35 | 0.40 | 0.50 | 0.90 | 4.30 | 4.00 | 1.00 | 2.28 | 2.85 | |
| 22 | 1.20 | 1.20 | 0.20 | 1.40 | 0.40 | 0.50 | 0.95 | 6.30 | 6.00 | 1.50 | 2.32 | 2.92 | |
| 23 | 1.35 | 1.20 | 0.25 | 1.45 | 0.40 | 0.50 | 0.95 | 6.30 | 6.00 | 1.50 | 2.51 | 3.11 | |
| 24 | 1.35 | 1.25 | 0.25 | 1.50 | 0.40 | 0.50 | 1.05 | 6.30 | 6.00 | 1.50 | 2.55 | 3.15 | |
| 25 | 1.35 | 1.30 | 0.25 | 1.55 | 0.40 | 0.50 | 1.10 | 6.30 | 6.00 | 1.50 | 2.59 | 3.19 | |
| 26 | 1.35 | 1.35 | 0.25 | 1.60 | 0.40 | 0.50 | 1.15 | 6.30 | 6.00 | 1.50 | 2.63 | 3.23 | |
| 27 | 1.50 | 1.35 | 0.25 | 1.60 | 0.40 | 0.50 | 1.15 | 6.30 | 6.00 | 1.50 | 2.78 | 3.35 | |
| 28 | 1.50 | 1.40 | 0.25 | 1.65 | 0.40 | 0.50 | 1.20 | 6.30 | 6.00 | 1.50 | 2.82 | 3.42 | |
| 29 | 1.50 | 1.45 | 0.25 | 1.70 | 0.50 | 0.60 | 1.15 | 6.30 | 6.00 | 1.50 | 2.86 | 3.46 | |
| 30 | 1.50 | 1.50 | 0.25 | 1.75 | 0.50 | 0.60 | 1.20 | 6.30 | 6.00 | 1.50 | 2.90 | 3.50 | |
| 31 | 1.70 | 1.50 | 0.30 | 1.80 | 0.50 | 0.60 | 1.20 | 6.30 | 6.00 | 1.50 | 3.14 | 3.74 | |
| 32 | 1.70 | 1.60 | 0.30 | 1.90 | 0.55 | 0.60 | 1.30 | 6.30 | 6.00 | 1.50 | 3.22 | 3.82 | |
| 33 | 1.70 | 1.70 | 0.30 | 2.00 | 0.55 | 0.60 | 1.40 | 6.30 | 6.00 | 1.50 | 3.30 | 3.90 | |
| 34 | 1.85 | 1.70 | 0.30 | 2.00 | 0.55 | 0.60 | 1.40 | 6.30 | 6.00 | 1.50 | 3.45 | 4.05 | |
| 35 | 1.85 | 1.85 | 0.35 | 2.20 | 0.55 | 0.60 | 1.55 | 7.30 | 7.00 | 2.00 | 3.61 | 4.21 | |
| 36 | 1.85 | 2.00 | 0.35 | 2.35 | 0.55 | 0.65 | 1.70 | 7.30 | 7.00 | 2.00 | 3.73 | 4.33 | |
| 37 | 2.00 | 1.50 | 0.30 | 1.80 | 0.50 | 0.60 | 1.20 | 7.30 | 7.00 | 2.00 | 3.44 | 4.04 | |
| 38 | 2.00 | 1.60 | 0.30 | 1.90 | 0.55 | 0.60 | 1.30 | 7.30 | 7.00 | 2.00 | 3.52 | 4.12 | |
| 39 | 2.50 | 1.50 | 0.30 | 1.80 | 0.50 | 0.60 | 1.20 | 7.30 | 7.00 | 2.00 | 3.94 | 4.54 | |
| 40 | 2.50 | 1.60 | 0.35 | 1.95 | 0.55 | 0.60 | 1.30 | 7.30 | 7.00 | 2.00 | 4.06 | 4.66 | |
| 41 | 3.00 | 1.50 | 0.35 | 1.85 | 0.50 | 0.60 | 1.20 | 7.30 | 7.00 | 2.00 | 4.48 | 5.08 | |
| 42 | 3.00 | 1.60 | 0.35 | 1.95 | 0.55 | 0.60 | 1.30 | 7.30 | 7.00 | 2.00 | 4.56 | 5.16 | |
| 43 | 3.50 | 1.50 | 0.35 | 1.85 | 0.50 | 0.60 | 1.20 | 7.30 | 7.00 | 2.00 | 4.98 | 5.58 | |
| 44 | 3.50 | 1.60 | 0.35 | 1.95 | 0.55 | 0.60 | 1.30 | 7.30 | 7.00 | 2.00 | 5.06 | 5.66 | |



SECCION TIPO
(Acolaciones en metros)

152

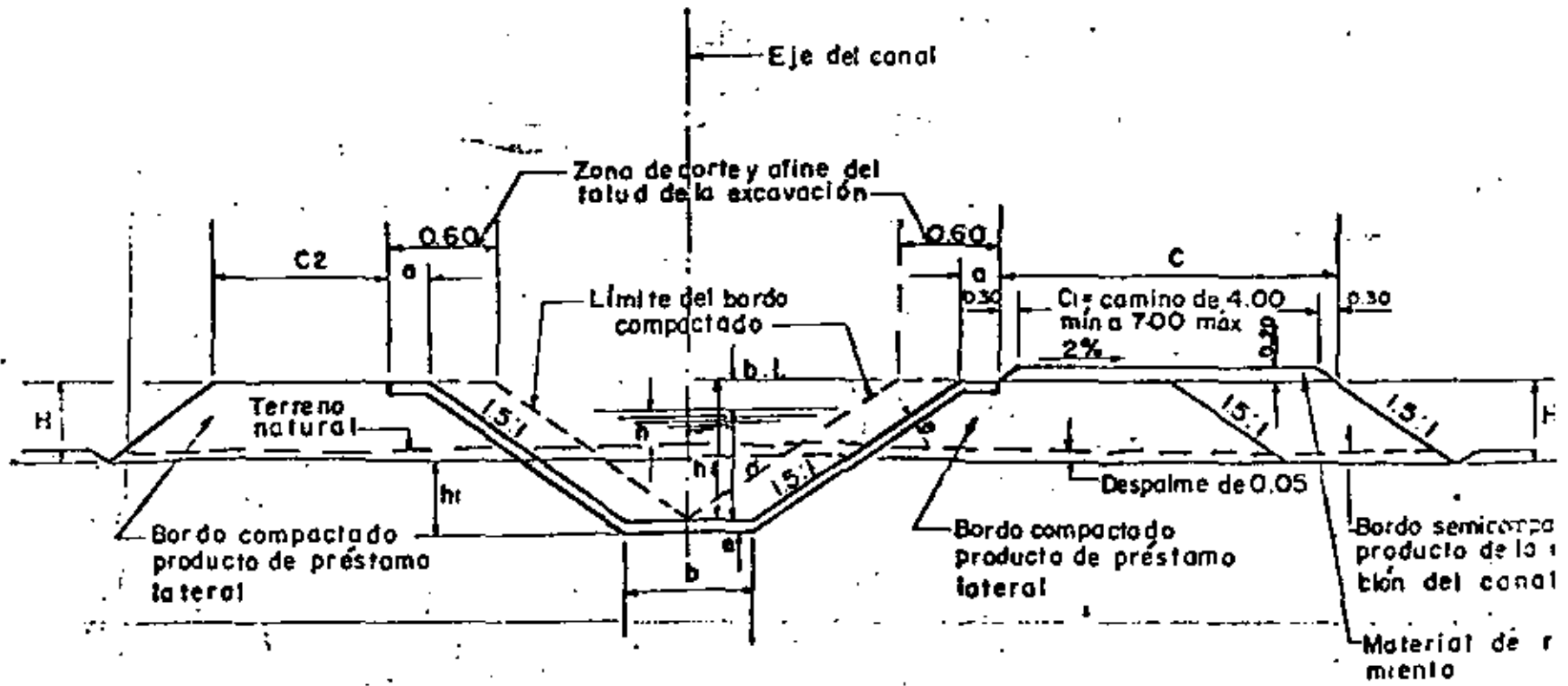
| CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA talud 1.5:1 despoime=0.05m | | | | | | | | | | | | |
|--|-----------------|------|------|----------------|------|------|----------------|------|----------------|----------------|------|----------------|
| Numero | DATOS DEL CANAL | | | | | | | | | | | |
| | b | d | b.l. | h ₁ | H | h | h ₂ | c | c ₁ | C _a | L | b ₁ |
| 1 | 0.40 | 0.35 | 0.15 | 0.50 | 0.60 | 0.40 | 0.20 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 1.50 | 0.982 |
| 2 | 0.40 | 0.40 | 0.15 | 0.55 | 0.60 | 0.40 | 0.25 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 2.05 | 0.982 |
| 3 | 0.50 | 0.45 | 0.15 | 0.60 | 0.60 | 0.40 | 0.30 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 2.50 | 0.982 |
| 4 | 0.50 | 0.50 | 0.15 | 0.65 | 0.60 | 0.40 | 0.35 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 2.95 | 0.982 |
| 5 | 0.60 | 0.55 | 0.15 | 0.70 | 0.60 | 0.40 | 0.40 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 2.70 | 0.792 |
| 6 | 0.60 | 0.60 | 0.15 | 0.75 | 0.60 | 0.40 | 0.45 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 2.85 | 0.792 |
| 7 | 0.75 | 0.60 | 0.15 | 0.75 | 0.60 | 0.40 | 0.45 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 3.00 | 0.932 |
| 8 | 0.75 | 0.65 | 0.15 | 0.80 | 0.60 | 0.40 | 0.50 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 3.15 | 0.932 |
| 9 | 0.75 | 0.70 | 0.15 | 0.85 | 0.60 | 0.40 | 0.55 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 3.30 | 0.932 |
| 10 | 0.75 | 0.75 | 0.15 | 0.90 | 0.60 | 0.40 | 0.60 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 3.45 | 0.932 |
| 11 | 0.90 | 0.75 | 0.15 | 0.90 | 0.60 | 0.40 | 0.60 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 3.60 | 1.082 |
| 12 | 0.90 | 0.80 | 0.15 | 0.95 | 0.60 | 0.40 | 0.65 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 3.75 | 1.082 |
| 13 | 0.90 | 0.85 | 0.15 | 1.00 | 0.60 | 0.40 | 0.70 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 3.90 | 1.082 |
| 14 | 0.90 | 0.90 | 0.20 | 1.10 | 0.65 | 0.40 | 0.75 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 4.20 | 1.082 |
| 15 | 1.05 | 0.90 | 0.20 | 1.10 | 0.65 | 0.40 | 0.75 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 4.35 | 1.232 |
| 16 | 1.05 | 0.95 | 0.20 | 1.15 | 0.75 | 0.50 | 0.70 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 4.50 | 1.232 |
| 17 | 1.05 | 1.00 | 0.20 | 1.20 | 0.75 | 0.50 | 0.75 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 4.65 | 1.232 |
| 18 | 1.05 | 1.05 | 0.20 | 1.25 | 0.75 | 0.50 | 0.80 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 4.80 | 1.232 |
| 19 | 1.20 | 1.05 | 0.20 | 1.25 | 0.75 | 0.50 | 0.80 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 4.95 | 1.382 |
| 20 | 1.20 | 1.10 | 0.20 | 1.30 | 0.75 | 0.50 | 0.85 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 5.10 | 1.382 |
| 21 | 1.20 | 1.15 | 0.20 | 1.35 | 0.75 | 0.50 | 0.90 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 5.25 | 1.382 |
| 22 | 1.20 | 1.20 | 0.20 | 1.40 | 0.75 | 0.50 | 0.95 | 6.60 | 6.00 | 2.00 | 5.40 | 1.532 |
| 23 | 1.35 | 1.20 | 0.20 | 1.40 | 0.75 | 0.50 | 0.95 | 6.60 | 6.00 | 2.00 | 5.55 | 1.532 |
| 24 | 1.35 | 1.25 | 0.25 | 1.50 | 0.80 | 0.50 | 1.00 | 6.60 | 6.00 | 2.00 | 5.85 | 1.532 |
| 25 | 1.35 | 1.30 | 0.25 | 1.55 | 0.80 | 0.50 | 1.05 | 6.60 | 6.00 | 2.00 | 6.00 | 1.532 |
| 26 | 1.35 | 1.35 | 0.25 | 1.60 | 0.80 | 0.50 | 1.10 | 6.60 | 6.00 | 2.00 | 6.15 | 1.532 |
| 27 | 1.50 | 1.35 | 0.25 | 1.60 | 0.80 | 0.50 | 1.10 | 6.60 | 6.00 | 2.00 | 6.30 | 1.682 |
| 28 | 1.50 | 1.40 | 0.25 | 1.65 | 0.80 | 0.50 | 1.15 | 6.60 | 6.00 | 2.50 | 6.45 | 1.682 |
| 29 | 1.50 | 1.45 | 0.30 | 1.75 | 0.90 | 0.55 | 1.15 | 6.60 | 6.00 | 2.50 | 6.75 | 1.682 |
| 30 | 1.50 | 1.50 | 0.30 | 1.80 | 0.90 | 0.55 | 1.20 | 6.60 | 6.00 | 2.50 | 6.90 | 1.682 |
| 31 | 1.70 | 1.50 | 0.30 | 1.80 | 0.90 | 0.55 | 1.20 | 6.60 | 6.00 | 2.50 | 7.10 | 1.832 |
| 32 | 1.70 | 1.60 | 0.30 | 1.90 | 0.95 | 0.60 | 1.25 | 6.60 | 6.00 | 2.50 | 7.40 | 1.832 |
| 33 | 1.70 | 1.70 | 0.30 | 2.00 | 0.95 | 0.60 | 1.35 | 6.60 | 6.00 | 2.50 | 7.70 | 1.832 |
| 34 | 1.85 | 1.70 | 0.30 | 2.00 | 0.95 | 0.60 | 1.35 | 6.60 | 6.00 | 2.50 | 7.85 | 2.032 |
| 35 | 1.85 | 1.85 | 0.35 | 2.20 | 1.05 | 0.65 | 1.45 | 7.60 | 7.00 | 2.50 | 8.45 | 2.032 |
| 36 | 1.85 | 2.00 | 0.35 | 2.35 | 1.05 | 0.65 | 1.60 | 7.60 | 7.00 | 2.50 | 8.90 | 2.032 |
| 37 | 2.00 | 1.50 | 0.30 | 1.80 | 0.90 | 0.55 | 1.20 | 7.60 | 7.00 | 2.50 | 7.40 | 2.182 |
| 38 | 2.00 | 1.60 | 0.30 | 1.90 | 0.95 | 0.60 | 1.25 | 7.60 | 7.00 | 2.50 | 7.70 | 2.182 |
| 39 | 2.50 | 1.50 | 0.30 | 1.80 | 0.90 | 0.55 | 1.20 | 7.60 | 7.00 | 2.50 | 7.50 | 2.332 |
| 40 | 2.50 | 1.60 | 0.35 | 1.95 | 0.95 | 0.55 | 1.35 | 7.60 | 7.00 | 2.50 | 8.35 | 2.332 |
| 41 | 3.00 | 1.50 | 0.35 | 1.85 | 0.90 | 0.50 | 1.25 | 7.60 | 7.00 | 2.50 | 8.25 | 2.482 |
| 42 | 3.00 | 1.60 | 0.35 | 1.95 | 0.95 | 0.55 | 1.30 | 7.60 | 7.00 | 2.50 | 8.55 | 2.482 |
| 43 | 3.00 | 1.50 | 0.35 | 1.85 | 0.90 | 0.50 | 1.25 | 7.60 | 7.00 | 2.50 | 8.05 | 2.632 |
| 44 | 3.00 | 1.60 | 0.35 | 1.95 | 0.95 | 0.55 | 1.30 | 7.60 | 7.00 | 2.50 | 8.35 | 2.632 |



SECCION TIPO
(acotaciones en metros)

154

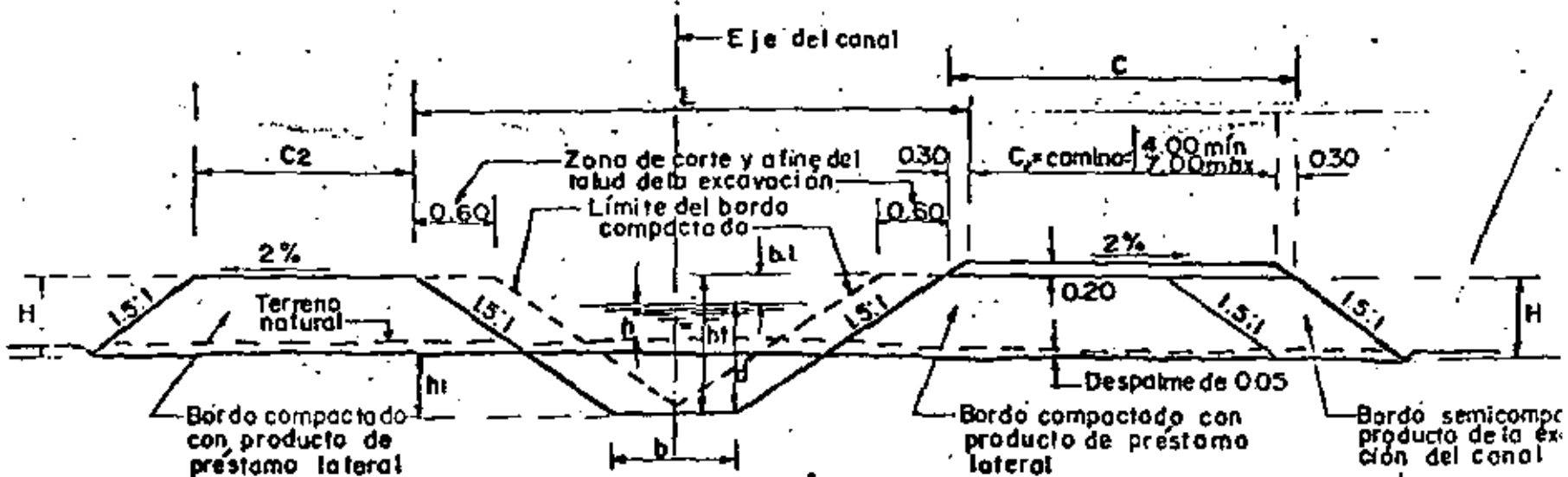
| No. de canal | CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO Talud 1.5:1 desbaste = 0.05 | | | | | | | | | | | |
|--------------|--|------|----------------|------|------|------|------|------|----------------|------|----------------|----------------|
| | D A T O S D E L C A N A L | | | | | | | | | | | C ₂ |
| | b | d | b ₁ | ht | a | a | H | h | h ₁ | c | C ₁ | |
| 1 | 0.40 | 0.35 | 0.15 | 0.50 | 0.05 | 0.10 | 0.60 | 0.40 | 0.05 | 4.60 | 4.00 | 2.00 |
| 2 | 0.40 | 0.40 | 0.15 | 0.55 | 0.05 | 0.10 | 0.60 | 0.40 | 0.00 | 4.60 | 4.00 | 2.00 |
| 3 | 0.50 | 0.45 | 0.15 | 0.60 | 0.05 | 0.10 | 0.60 | 0.40 | 0.05 | 4.60 | 4.00 | 2.00 |
| 4 | 0.50 | 0.50 | 0.15 | 0.65 | 0.05 | 0.10 | 0.60 | 0.40 | 0.10 | 4.60 | 4.00 | 2.00 |
| 5 | 0.60 | 0.55 | 0.15 | 0.70 | 0.05 | 0.10 | 0.60 | 0.40 | 0.15 | 4.60 | 4.00 | 2.00 |
| 6 | 0.60 | 0.60 | 0.15 | 0.75 | 0.05 | 0.10 | 0.60 | 0.40 | 0.20 | 4.60 | 4.00 | 2.00 |
| 7 | 0.75 | 0.60 | 0.15 | 0.75 | 0.05 | 0.10 | 0.60 | 0.40 | 0.20 | 4.60 | 4.00 | 2.00 |
| 8 | 0.75 | 0.65 | 0.15 | 0.80 | 0.05 | 0.10 | 0.60 | 0.40 | 0.25 | 4.60 | 4.00 | 2.00 |
| 9 | 0.75 | 0.70 | 0.15 | 0.85 | 0.05 | 0.10 | 0.60 | 0.40 | 0.30 | 4.60 | 4.00 | 2.00 |
| 10 | 0.75 | 0.75 | 0.15 | 0.90 | 0.05 | 0.15 | 0.60 | 0.40 | 0.35 | 4.60 | 4.00 | 2.00 |
| 11 | 0.90 | 0.75 | 0.15 | 0.90 | 0.05 | 0.15 | 0.60 | 0.40 | 0.35 | 4.60 | 4.00 | 2.00 |
| 12 | 0.90 | 0.80 | 0.15 | 0.95 | 0.05 | 0.15 | 0.60 | 0.40 | 0.40 | 4.60 | 4.00 | 2.00 |
| 13 | 0.90 | 0.85 | 0.15 | 1.00 | 0.05 | 0.15 | 0.60 | 0.40 | 0.45 | 4.60 | 4.00 | 2.00 |
| 14 | 0.90 | 0.90 | 0.20 | 1.10 | 0.05 | 0.15 | 0.65 | 0.40 | 0.50 | 4.60 | 4.00 | 2.00 |
| 15 | 1.05 | 0.90 | 0.20 | 1.10 | 0.05 | 0.15 | 0.65 | 0.40 | 0.50 | 4.60 | 4.00 | 2.00 |
| 16 | 1.05 | 0.95 | 0.20 | 1.15 | 0.05 | 0.15 | 0.75 | 0.50 | 0.45 | 4.60 | 4.00 | 2.00 |
| 17 | 1.05 | 1.00 | 0.20 | 1.20 | 0.05 | 0.15 | 0.75 | 0.50 | 0.50 | 4.60 | 4.00 | 2.00 |
| 18 | 1.05 | 1.05 | 0.20 | 1.25 | 0.06 | 0.15 | 0.75 | 0.50 | 0.56 | 4.60 | 4.00 | 2.00 |
| 19 | 1.20 | 1.05 | 0.20 | 1.25 | 0.06 | 0.15 | 0.75 | 0.50 | 0.56 | 4.60 | 4.00 | 2.00 |
| 20 | 1.20 | 1.10 | 0.20 | 1.30 | 0.06 | 0.15 | 0.75 | 0.50 | 0.61 | 4.60 | 4.00 | 2.00 |
| 21 | 1.20 | 1.15 | 0.20 | 1.35 | 0.06 | 0.15 | 0.75 | 0.50 | 0.66 | 4.60 | 4.00 | 2.00 |
| 22 | 1.20 | 1.20 | 0.20 | 1.40 | 0.06 | 0.15 | 0.75 | 0.50 | 0.71 | 4.60 | 4.00 | 2.00 |
| 23 | 1.35 | 1.20 | 0.20 | 1.40 | 0.06 | 0.15 | 0.75 | 0.50 | 0.71 | 6.60 | 6.00 | 2.00 |
| 24 | 1.35 | 1.25 | 0.25 | 1.50 | 0.06 | 0.15 | 0.80 | 0.50 | 0.76 | 6.60 | 6.00 | 2.00 |
| 25 | 1.35 | 1.30 | 0.25 | 1.55 | 0.06 | 0.15 | 0.80 | 0.50 | 0.81 | 6.60 | 6.00 | 2.00 |
| 26 | 1.35 | 1.35 | 0.25 | 1.60 | 0.06 | 0.15 | 0.80 | 0.50 | 0.85 | 6.60 | 6.00 | 2.00 |
| 27 | 1.50 | 1.35 | 0.25 | 1.60 | 0.06 | 0.15 | 0.80 | 0.50 | 0.85 | 6.60 | 6.00 | 2.00 |
| 28 | 1.50 | 1.40 | 0.25 | 1.65 | 0.07 | 0.15 | 0.80 | 0.50 | 0.92 | 6.60 | 6.00 | 2.50 |
| 29 | 1.50 | 1.45 | 0.30 | 1.75 | 0.07 | 0.15 | 0.90 | 0.55 | 0.92 | 6.60 | 6.00 | 2.50 |
| 30 | 1.50 | 1.50 | 0.30 | 1.80 | 0.07 | 0.15 | 0.90 | 0.55 | 0.97 | 6.60 | 6.00 | 2.50 |
| 31 | 1.70 | 1.50 | 0.30 | 1.80 | 0.07 | 0.15 | 0.90 | 0.55 | 0.97 | 6.60 | 6.00 | 2.50 |
| 32 | 1.70 | 1.60 | 0.30 | 1.90 | 0.07 | 0.15 | 0.95 | 0.60 | 1.02 | 6.60 | 6.00 | 2.50 |
| 33 | 1.70 | 1.70 | 0.30 | 2.00 | 0.07 | 0.15 | 0.95 | 0.60 | 1.12 | 6.60 | 6.00 | 2.50 |
| 34 | 1.85 | 1.70 | 0.30 | 2.00 | 0.07 | 0.15 | 0.95 | 0.60 | 1.12 | 6.60 | 6.00 | 2.50 |
| 35 | 1.85 | 1.85 | 0.35 | 2.20 | 0.07 | 0.20 | 1.05 | 0.65 | 1.22 | 7.60 | 7.00 | 2.50 |
| 36 | 1.85 | 2.00 | 0.35 | 2.35 | 0.07 | 0.20 | 1.05 | 0.65 | 1.37 | 7.60 | 7.00 | 2.50 |
| 37 | 2.00 | 1.50 | 0.30 | 1.80 | 0.07 | 0.15 | 0.90 | 0.55 | 0.97 | 7.60 | 7.00 | 2.50 |
| 38 | 2.00 | 1.60 | 0.30 | 1.90 | 0.07 | 0.15 | 0.95 | 0.60 | 1.02 | 7.60 | 7.00 | 2.50 |
| 39 | 2.50 | 1.50 | 0.30 | 1.80 | 0.07 | 0.15 | 0.90 | 0.55 | 0.97 | 7.60 | 7.00 | 2.50 |
| 40 | 2.50 | 1.60 | 0.35 | 1.95 | 0.07 | 0.15 | 0.95 | 0.55 | 1.07 | 7.60 | 7.00 | 2.50 |
| 41 | 3.00 | 1.50 | 0.35 | 1.85 | 0.07 | 0.15 | 0.90 | 0.50 | 1.02 | 7.60 | 7.00 | 2.50 |
| 42 | 3.00 | 1.60 | 0.35 | 1.95 | 0.07 | 0.15 | 0.95 | 0.55 | 1.07 | 7.60 | 7.00 | 2.50 |
| 43 | 3.50 | 1.50 | 0.35 | 1.85 | 0.07 | 0.15 | 0.90 | 0.50 | 1.02 | 7.60 | 7.00 | 2.50 |
| 44 | 3.50 | 1.60 | 0.35 | 1.95 | 0.07 | 0.15 | 0.95 | 0.55 | 1.07 | 7.60 | 7.00 | 2.50 |



SECCION TIPO
(Anotaciones en metros)

157

| n | CANALES SIN REVESTIR talud 1.5:1 despalme = 0.05 m | | | | | | | | | | |
|----|--|------|------|------|------|------|----------------|------|----------------|----------------|------------|
| | DATOS DEL CANAL | | | | | | | | | | |
| | b | d | b.l. | ht | H | h | h ₁ | c | c ₁ | c ₂ | L i n |
| 1 | 0.40 | 0.35 | 0.35 | 0.70 | 0.60 | 0.20 | 0.10 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 2.50 0.033 |
| 2 | 0.40 | 0.40 | 0.35 | 0.75 | 0.60 | 0.20 | 0.15 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 2.65 0.033 |
| 3 | 0.50 | 0.45 | 0.35 | 0.80 | 0.60 | 0.20 | 0.20 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 2.90 0.033 |
| 4 | 0.50 | 0.50 | 0.35 | 0.85 | 0.60 | 0.20 | 0.25 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 3.05 0.033 |
| 5 | 0.60 | 0.55 | 0.35 | 0.90 | 0.60 | 0.20 | 0.30 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 3.30 0.033 |
| 6 | 0.60 | 0.60 | 0.35 | 0.95 | 0.60 | 0.20 | 0.35 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 3.45 0.033 |
| 7 | 0.75 | 0.60 | 0.35 | 0.95 | 0.60 | 0.20 | 0.35 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 3.60 0.033 |
| 8 | 0.75 | 0.65 | 0.35 | 1.00 | 0.60 | 0.20 | 0.40 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 3.75 0.033 |
| 9 | 0.75 | 0.70 | 0.35 | 1.05 | 0.60 | 0.20 | 0.45 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 3.90 0.033 |
| 10 | 0.75 | 0.75 | 0.35 | 1.10 | 0.60 | 0.20 | 0.50 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 4.05 0.033 |
| 11 | 0.90 | 0.75 | 0.35 | 1.10 | 0.60 | 0.20 | 0.50 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 4.20 0.033 |
| 12 | 0.90 | 0.80 | 0.35 | 1.15 | 0.60 | 0.20 | 0.55 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 4.35 0.033 |
| 13 | 0.90 | 0.85 | 0.35 | 1.20 | 0.60 | 0.20 | 0.60 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 4.50 0.033 |
| 14 | 0.90 | 0.90 | 0.35 | 1.25 | 0.65 | 0.25 | 0.60 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 4.65 0.033 |
| 15 | 1.05 | 0.90 | 0.35 | 1.25 | 0.65 | 0.25 | 0.60 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 4.80 0.032 |
| 16 | 1.05 | 0.95 | 0.35 | 1.30 | 0.75 | 0.30 | 0.60 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 4.95 0.032 |
| 17 | 1.05 | 1.00 | 0.40 | 1.40 | 0.75 | 0.30 | 0.65 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 5.25 0.032 |
| 18 | 1.05 | 1.05 | 0.40 | 1.45 | 0.75 | 0.30 | 0.70 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 5.40 0.032 |
| 19 | 1.20 | 1.05 | 0.40 | 1.45 | 0.75 | 0.30 | 0.70 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 5.55 0.032 |
| 20 | 1.20 | 1.10 | 0.40 | 1.50 | 0.75 | 0.30 | 0.75 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 5.70 0.032 |
| 21 | 1.20 | 1.15 | 0.40 | 1.55 | 0.75 | 0.30 | 0.80 | 4.60 | 4.00 | 2.00 | 5.85 0.032 |
| 22 | 1.20 | 1.20 | 0.40 | 1.60 | 0.75 | 0.30 | 0.85 | 6.60 | 6.00 | 2.00 | 6.00 0.032 |
| 23 | 1.35 | 1.20 | 0.45 | 1.65 | 0.75 | 0.25 | 0.90 | 6.60 | 6.00 | 2.00 | 6.30 0.032 |
| 24 | 1.35 | 1.25 | 0.45 | 1.70 | 0.80 | 0.30 | 0.90 | 6.60 | 6.00 | 2.00 | 6.45 0.032 |
| 25 | 1.35 | 1.30 | 0.45 | 1.75 | 0.80 | 0.30 | 0.95 | 6.60 | 6.00 | 2.00 | 6.60 0.032 |
| 26 | 1.35 | 1.35 | 0.45 | 1.80 | 0.80 | 0.30 | 1.00 | 6.60 | 6.00 | 2.00 | 6.75 0.033 |
| 27 | 1.50 | 1.35 | 0.45 | 1.80 | 0.80 | 0.30 | 1.00 | 6.60 | 6.00 | 2.00 | 6.90 0.033 |
| 28 | 1.50 | 1.40 | 0.45 | 1.85 | 0.80 | 0.30 | 1.05 | 6.60 | 6.00 | 2.50 | 7.05 0.033 |
| 29 | 1.50 | 1.45 | 0.50 | 1.95 | 0.90 | 0.35 | 1.05 | 6.60 | 6.00 | 2.50 | 7.35 0.033 |
| 30 | 1.50 | 1.50 | 0.50 | 2.00 | 0.90 | 0.35 | 1.10 | 6.60 | 6.00 | 2.50 | 7.50 0.033 |
| 31 | 1.70 | 1.50 | 0.50 | 2.00 | 0.90 | 0.35 | 1.10 | 6.60 | 6.00 | 2.50 | 7.70 0.033 |
| 32 | 1.70 | 1.60 | 0.50 | 2.10 | 0.95 | 0.40 | 1.15 | 6.60 | 6.00 | 2.50 | 8.00 0.033 |
| 33 | 1.70 | 1.70 | 0.55 | 2.25 | 0.95 | 0.35 | 1.30 | 6.60 | 6.00 | 2.50 | 8.45 0.033 |
| 34 | 1.85 | 1.70 | 0.55 | 2.25 | 0.95 | 0.35 | 1.30 | 6.60 | 6.00 | 2.50 | 8.60 0.033 |
| 35 | 1.85 | 1.85 | 0.55 | 2.40 | 1.05 | 0.45 | 1.35 | 7.60 | 7.00 | 2.50 | 9.05 0.033 |
| 36 | 1.85 | 2.00 | 0.60 | 2.60 | 1.05 | 0.40 | 1.55 | 7.60 | 7.00 | 2.50 | 9.65 0.033 |
| 37 | 2.00 | 1.50 | 0.50 | 2.00 | 0.90 | 0.35 | 1.10 | 7.60 | 7.00 | 2.50 | 8.00 0.033 |
| 38 | 2.00 | 1.60 | 0.50 | 2.10 | 0.95 | 0.40 | 1.15 | 7.60 | 7.00 | 2.50 | 8.30 0.033 |
| 39 | 2.00 | 1.50 | 0.55 | 2.05 | 0.90 | 0.30 | 1.15 | 7.60 | 7.00 | 2.50 | 8.65 0.033 |
| 40 | 2.00 | 1.60 | 0.55 | 2.15 | 0.95 | 0.35 | 1.20 | 7.60 | 7.00 | 2.50 | 8.95 0.033 |
| 41 | 2.00 | 1.50 | 0.55 | 2.05 | 0.90 | 0.30 | 1.15 | 7.60 | 7.00 | 2.50 | 9.15 0.033 |
| 42 | 2.00 | 1.60 | 0.55 | 2.15 | 0.95 | 0.35 | 1.20 | 7.60 | 7.00 | 2.50 | 9.45 0.033 |
| 43 | 2.00 | 1.50 | 0.55 | 2.05 | 0.90 | 0.30 | 1.15 | 7.60 | 7.00 | 2.50 | 9.65 0.033 |
| 44 | 2.00 | 1.60 | 0.55 | 2.15 | 0.95 | 0.35 | 1.20 | 7.60 | 7.00 | 2.50 | 9.95 0.033 |



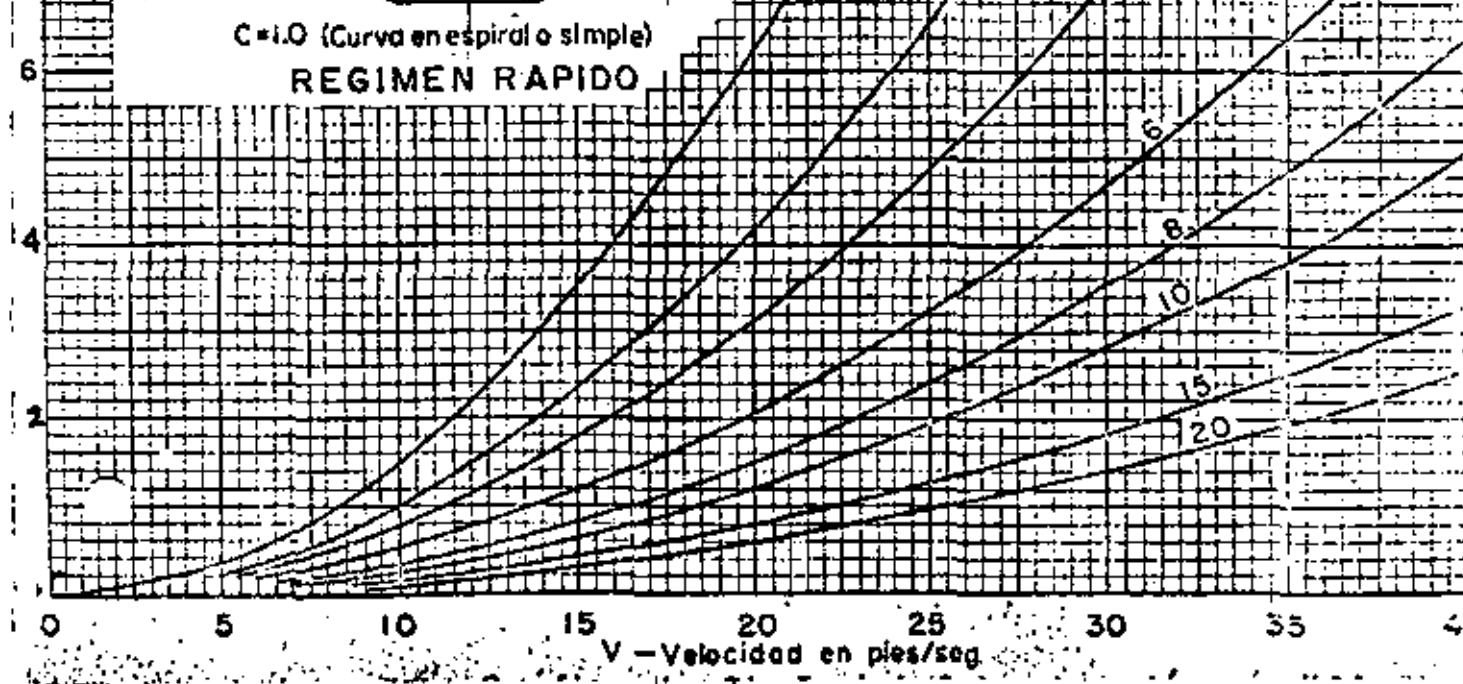
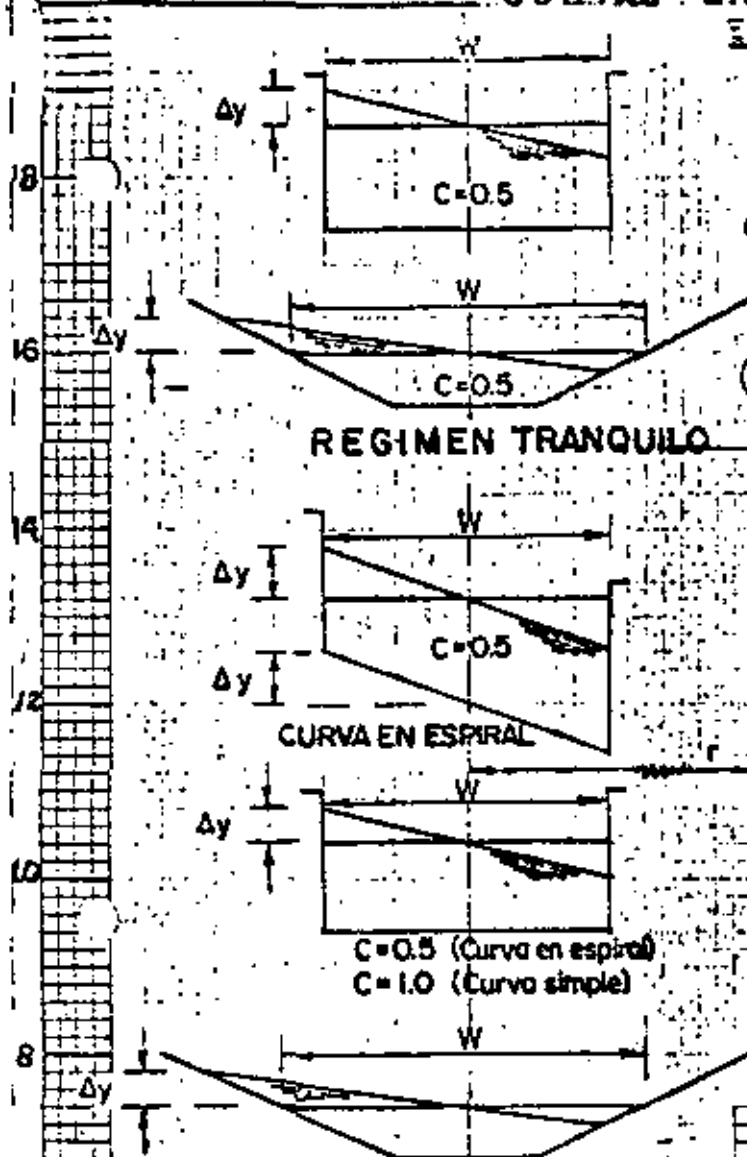
SECCION TIPO
(Anotaciones en metros)

151

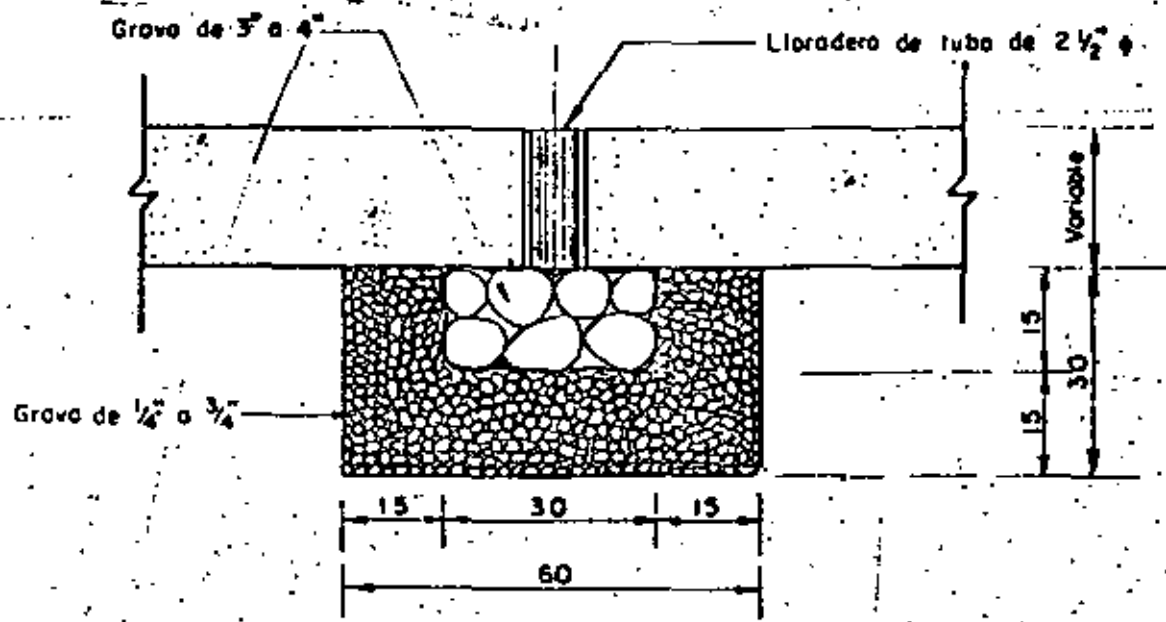
CURVAS EN CANALES

Empuje:
$$\Delta y = C \frac{V^2 W}{g r}$$

- donde:
 (Pie/s) V = Velocidad promedio (v_1, v_2)
 (Pie/s) Δy = Sobre-elevación
 (Pie/s) W = Anchura de la superficie del agua (a nivel).
 (Pie/s) r = Radio de curvatura.
 C = Constante.
 (Pie/s²) g = Aceleración de la gravedad.

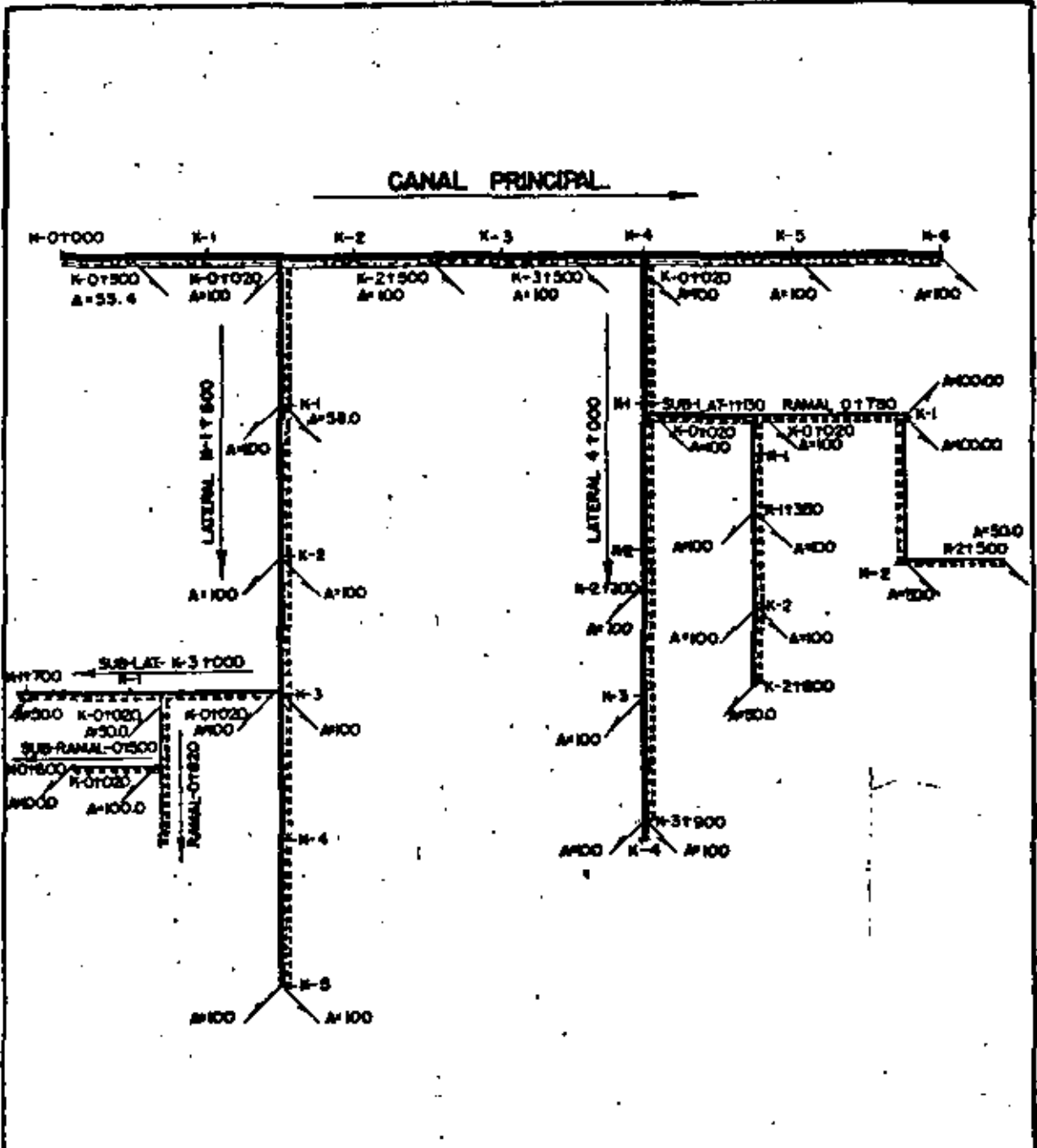


0 5 10 15 20 25 30 35 40
 V - Velocidad en pies/seg



*Esta Compañía
se la robe a
Alfonso Pineda S.*

**DETALLE DE LLORADERO CON
FILTRO DE GRAVA GRADUADA**



- CANAL PRINCIPAL.
- LATERAL.
- SUB-LATERAL.
- RAMAL.
- SUB-RAMAL.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
 DIRECCION GRAL. DE ESTUDIOS Y PROYECTOS-DEPTO. DE ESTUDIOS

EJEMPLO NOMENCLATURA DE PLANEACION

Conforme: _____

Aprobó: _____

SECRETARIO

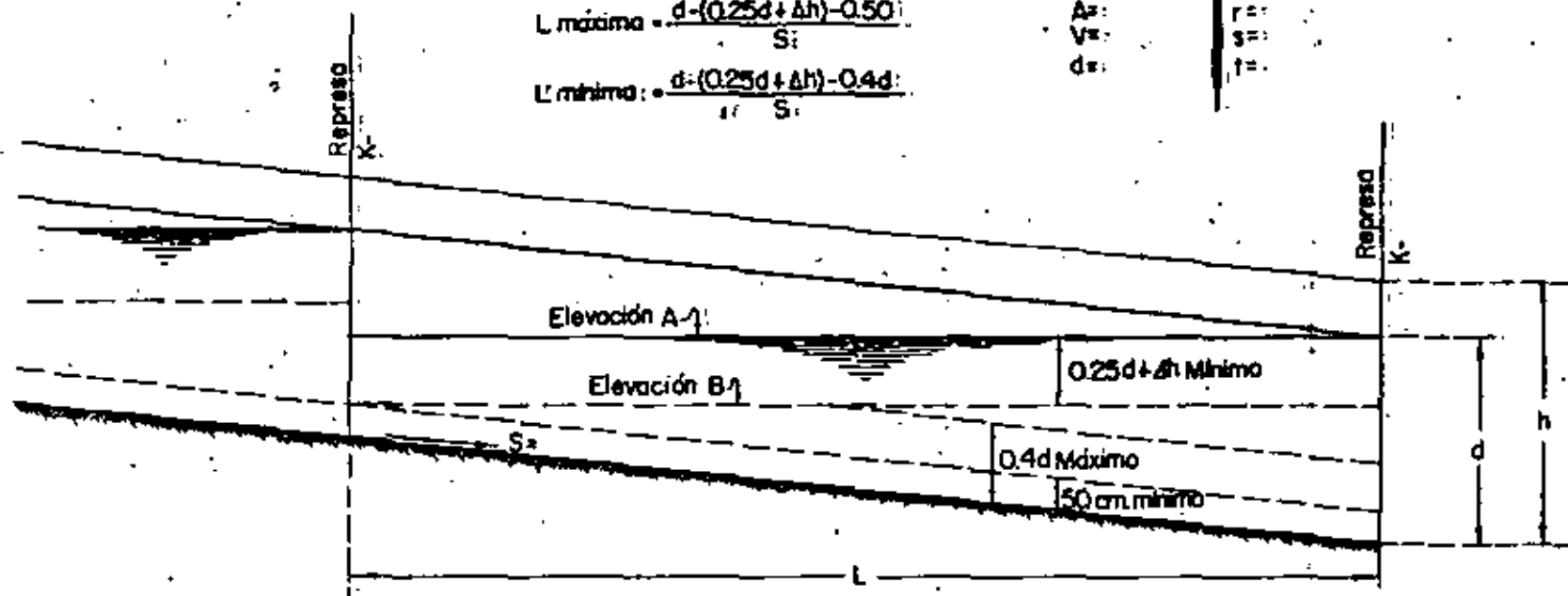
TC-C-197

DATOS HIDRAULICOS:

Q= : n= :
 A= : r= :
 V= : S= :
 d= : T= :

$$L \text{ máxima} = \frac{d - (0.25d + \Delta h) - 0.50}{S}$$

$$L \text{ mínima} = \frac{d - (0.25d + \Delta h) - 0.4d}{S}$$



- Elevación A = Nivel del agua con el cual debe abastecerse el gasto máximo de los laterales.
- Elevación B = Nivel máximo en los canales laterales a la salida de la toma.
- L = Distancia entre dos represas.
- h = Altura de bordo.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS.
 IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
 DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS — DEPTO. DE ESTUDIOS

**LOCALIZACION DE REPRESAS EN
 CANALES PRINCIPALES**

Conforme: _____
JEFE DE DEPTO. DIRECTOR GENERAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS JEFE DE DEPTO.

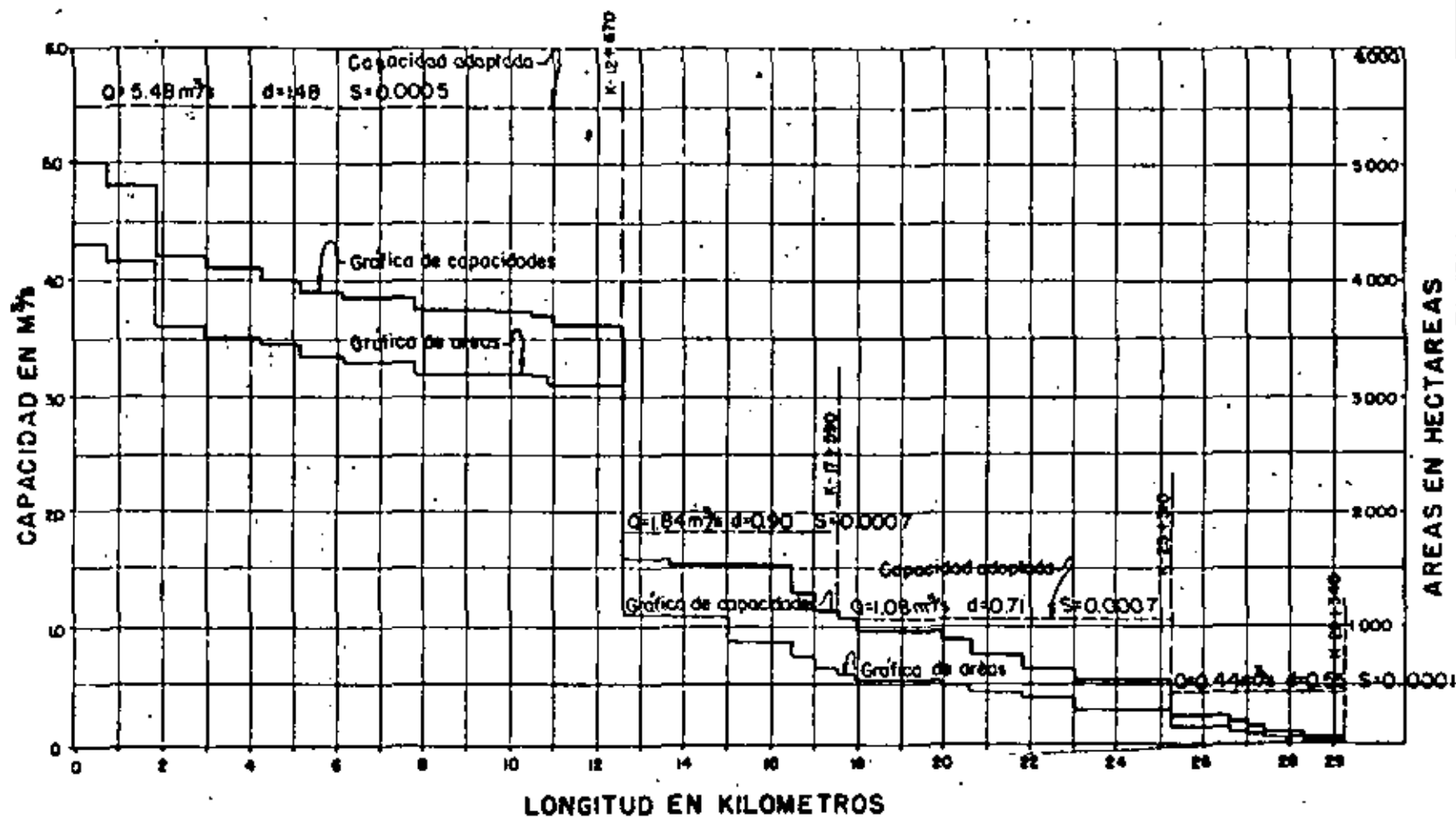
_____ Aprobó: _____
INGENIERO EN CIVIL SECRETARIO

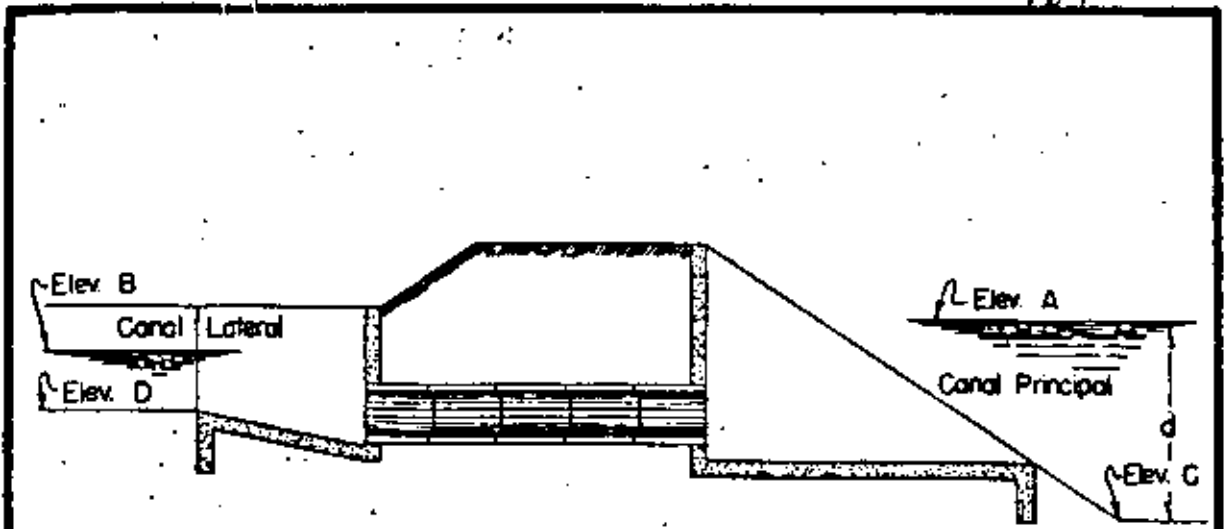
MEXICO, D.F.
 JUNIO 1950

TG-C-249

162

GRAFICA DE AREAS Y CAPACIDADES CANAL PRINCIPAL





- (1) - Elev. A - Elev. B = $(0.25 d + \Delta h)$ mínimo.
- (2) - Elev. D - Elev. C = $(0.4 d)$ máximo ó 0.50m. mínimo.

Elev. A = Elevación de la superficie libre del agua en el canal principal aguas arriba de la represa.

Elev. B = Elevación de la superficie libre del agua en el canal lateral a la salida de la toma.

d = Tirante normal en el canal principal.

Δh = Pérdida de carga total en la toma.

Elev. C = Elevación de la plantilla del canal principal.

Elev. D = Elevación de la plantilla del canal lateral a la salida de la toma.

Dibujo fuera de escala

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
 DIRECCION GRAL. DE ESTUDIOS Y PROYECTOS-DEPTO. DE ESTUDIOS.

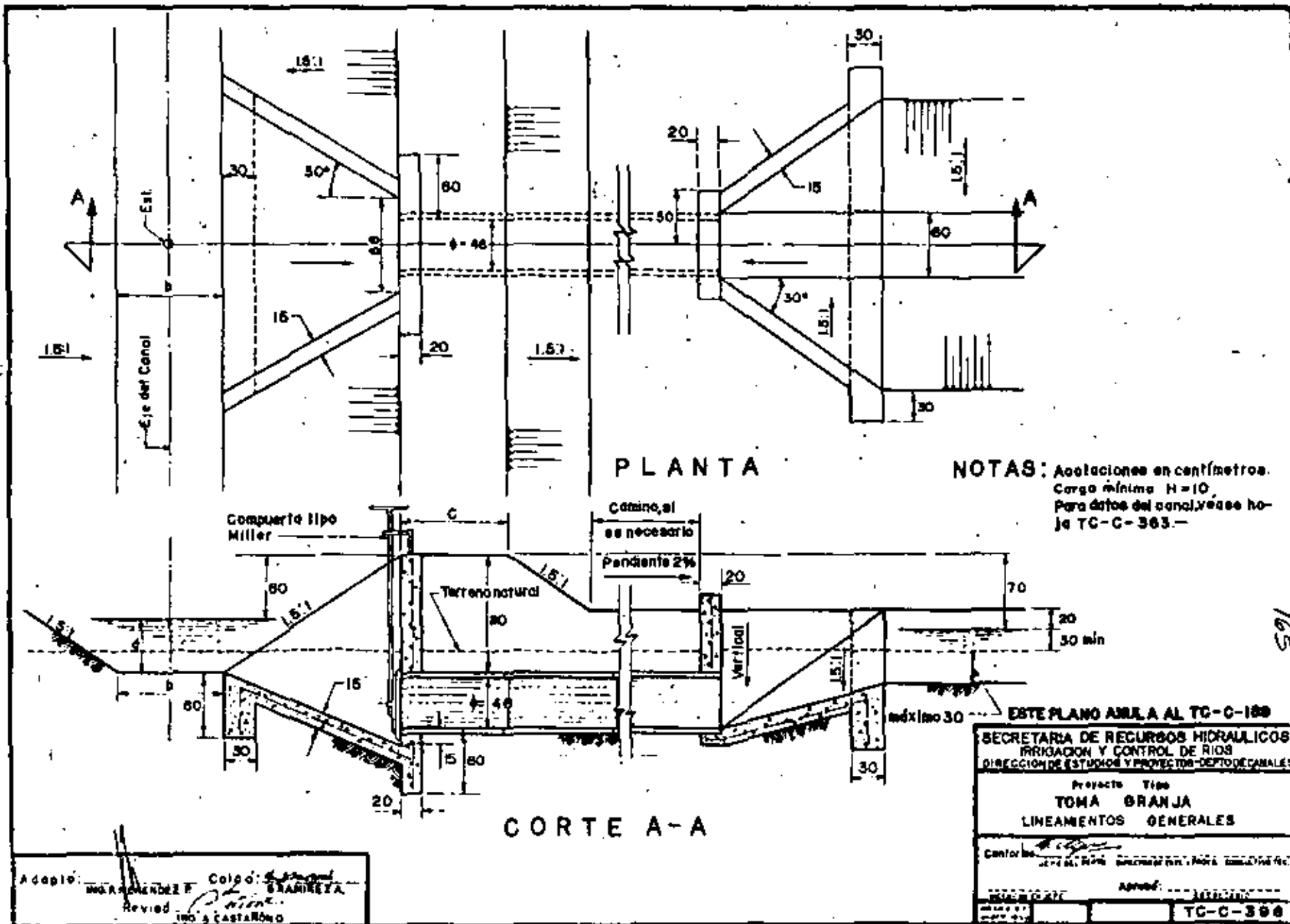
**DATOS PARA TOMAS
 PARA LATERALES**

Conforme: _____

 Aprobó: _____

MEXICO, D.F.
 MAYO 1950

TC-C-248



PLANTA

NOTAS: Asociaciones en centímetros.
Carga mínima H=10.
Para datos del canal, véase hoja TC-C-363.

CORTE A-A

ESTE PLANO ANEXA AL TC-C-189

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS-DEPTO DE CANALES

Proyecto Tipo
TOMA GRANJA
LINEAMENTOS GENERALES

Contenido: []
Jefe del Depto. []

Revisado: []
Ingeniero []

TC-C-366

A cargo: []
Revisado: []
Ingeniero []

165

152

PROYECTO DE ZONAS DE RIEGO

I. Situación actual.

II

México cuenta con una superficie de 194 millones de hectáreas, de las cuales 164 las ocupan desiertos y montañas que no se puedan aprovechar en la agricultura; siendo el resto (30) aprovechables para el cultivo.

De estas últimas 18 millones se pueden sembrar por temporal y 12 con riego. De estas se riegan actualmente por medio de corrientes superficiales y subterráneas (bombeas) 2.4 y 1.8 por humedad. Las 7.8 restantes están sin utilizar.

Se ha observado que las superficies con siembra de temporal dan rendimientos de 2.5 menores al de la superficie con riego, de aquí la importancia que tiene este en la producción.

II. Recursos disponibles.

México cuenta con $360\ 000 \times 10^6$ anuales de agua superficial y $200\ 000 \times 10^6$ m³ de bombeo, pero debido a su distribución en la República la disponibilidad de agua por hectárea es baja.

Tenemos agua disponible en el Noroeste del Norte de Sinaloa al Río Balsas, en el Noreste de Matamoros al río Papaloapan y en todo el Sureste.

(a hoja 2)...

La Mesa Central y del Norte son zonas desérticas donde la precipitación es mínima y no se puede pensar en la utilización total de la superficie para la agricultura.

Esto ha originado la búsqueda de nuevas técnicas de cultivo y distribución del agua que nos dan por resultado un uso racional de las fuentes de aprovechamiento disponibles.

Se han construido presas, nuevos canales y rehabilitado - otros, se han instalado estructuras aforadoras que entregan el agua medida al agricultor, se ha orientado a estos sobre los métodos de riego y cantidad de agua a utilizar dependiendo de la topografía, suelos y tipos de cultivo; con esto se ha logrado un ahorro del agua que anteriormente se perdía por filtraciones, evaporaciones y el mal uso que se le daba.

III. Sistemas de riego.

Un Sistema de Riego es un conjunto de obras y dispositivos mediante el cual se efectúa la captación, conducción, distribución y aplicación del agua para proporcionar de una manera controlada la humedad que requieran los cultivos para su desarrollo.

1. Datos topográficos.

La planeación en cualquier campo de la Ingeniería es de vi

tal importancia ya que de ello depende la óptima solución de los fines que se persiguen.

Estas finalidades en los Distritos de Riego estarán encaminadas a resolver una necesidad social o económica, presente o futura para que los servicios que se esperan justifiquen los costos, así pues una buena planeación tendrá que lograr:

- a) Abrir nuevas tierras al cultivo
- b) Tratar de rescatar tierras para el cultivo que se han perdido por salinización o por elevación de los niveles freáticos.
- c) De tener la salinización de las tierras que aún no se han perdido.
- d) Aumentar el rendimiento de la producción por hectárea.
- e) Lograr una adecuada operación y conservación de los suelos.
- f) Impulsar las comunicaciones dentro del Distrito para su mejor funcionamiento.
- g) Elevar el nivel de vida de la región.

Para alcanzar estas metas surge la necesidad de contar -- con bases firmes que nos permitan juzgar sobre la factibilidad del proyecto y como estas bases solamente las podemos obtener con estudios anteriores a la planeación, conviene entonces hacer una breve descripción de estos estudios.

Estudios previos que se requieren para el proyecto de una zona de riego.

1. Planos de localización del futuro sistema de riego.
2. Planos topográficos.
3. Mosaicos fotográficos.
4. Planos agrológicos
5. Planos que muestran el uso actual de la tierra.
6. Planos que detallan la distribución de la propiedad.
7. Datos climatológicos
8. Datos hidrológicos.
9. Relación de cultivos adecuados
10. Planos geológicos.
11. Características físico mecánicas de los suelos.
12. Estudios socioeconómicos.

1. PLANOS DE LOCALIZACIÓN DEL FUTURO SISTEMA DE RIEGO.

Donde se indiquen las vías de comunicación, distancias en los principales centros de producción y abastecimiento tanto estatales como nacionales.

Estos planos nos servirán para considerar las diversas vías de comunicación que permitan abastecer de cemento y tierra a la zona, así como también la comunicación de ésta mediante caminos de acceso en las vías principales.

Así mismo el sistema de riego en proyecto debe analizarse en cuanto a la integración de un plan hidráulico regional, ya que actualmente los estudios se hacen a nivel Nacional, permitiéndole operar los factores suelo-agua de tal manera que sean más aprovechables.

Ejemplos de lo anterior son las Zonas de Riego del Valle de Guamúchil, Sinaloa dentro del Plan Hidráulico del Noroeste, -- las Zonas de Riego Kochitlán, Chilcuautla, Alfajayucan, etc. dentro del Plan Hidráulico del Centro; el Plan Piloto "El Limón, dentro de la Zona de Riego de la Chontalpa, Tabasco, que corresponde a una parte del Programa que la Comisión del Río Grijalva está trabajando.

2. PLANOS TOPOGRAFICOS A ESCALAS ADECUADAS Y QUE PUEDEN QUEDAR COMPRENDIDAS ENTRE 1:100 000 Y 1:1 000.

En estos planos se determinará y delimitará la zona -

(a hoja 6).....

de riego en estudio. Aislando las zonas urbanas, las altas imposibles de regar, las bajas las que por su calidad no son convenientes, de utilizar, las zonas silvícolas que sirvan para proteger a la de riego contra la erosión eólica, las mareas medias y máximas y aquellas que por su condición pongan en peligro al sistema de riego al subir el nivel freático y en consecuencia la salinidad.

En ellos también se delimitarán las vías de comunicación ferrocarril, caminos y brechas, redes telegráficas, telefónicas y de electricidad, oleoductos y gasoductos.

Además nos servirán para delimitar las cuencas hidrológicas tributarias a la zona de riego y los lugares en que los escurrimientos entran a la misma para posteriormente ser desalojados por la red de drenaje existente.

También nos servirán para el trazo de la red de canales, drenaje y caminos de operación de la Zona de Riego.

3. MOSAICOS FOTOGRAFICOS (Fotos aéreas).

Estos mosaicos son un complemento de los levantamientos topográficos, nos sirven para localizar centros de población, vías de comunicación, linderos de propiedades, áreas regadas en la actualidad, áreas de desarrollo futuro, estado en que se encuentran las obras en servicio, pozos existentes e instalaciones que pueden ser importantes.

4. PLANOS AGROLOGICOS.

Estos planos nos muestran los tipos de suelo desde el punto de vista agrológico, que son susceptibles al cultivo y sus aplicaciones según su aptitud para riego.

Los datos que nos muestran estos planos son:

- a) Clasificación de los suelos y su localización.
- b) Clasificación de los suelos y su localización.
- b) Espesor de los mismos y de la capa vegetal.
- c) Fertilidad.
- d) Aptitud del suelo para ciertos cultivos
- e) Profundidad y variación del nivel freático.
- f) Drenaje interno de los suelos
- g) Permeabilidad horizontal y vertical.
- h) Presencia de sales o álcalis
- i) Pedregosidad o afloramientos rocosos.
- j) Evidencias de erosión
- k) Calidad del agua para riego.

Todos estos datos nos sirven para localizar las zonas aptas para el cultivo, tipos de cultivo, necesidades de riego y de drenaje para abatir los niveles freáticos, abajo de la zona radicular de los cultivos.

5. PLANOS QUE MUESTRAN EL USO ACTUAL DE LA TIERRA.

Estos planos nos muestran los tipos de cultivos que se siembran actualmente y sus rendimientos, zonas urbanas, rústicas, las cuestras, vías de comunicación, redes telefónicas y eléctricas, etc.

Estos planos además de delimitarnos las áreas que no podemos utilizar para el cultivo, nos sirven para hacer un estudio de los cultivos que se siembran en la actualidad y ver la conveniencia de sustituirlos por otros dependiendo de los tipos de suelos que se tengan en el estudio agrológico.

6. DISTRIBUCION DE LA PROPIEDAD.

Deben ser los planos catastrales ya que son muy importantes para poder localizar en una forma adecuada los canales y drenas a lo largo de los linderos, con el fin de evitar indemnizaciones costosas.

7. DATOS CLIMATOLÓGICOS.

Las características climatólogicas que influyen en la determinación de los tipos de cultivo, fechas de siembra, épocas de riego, coeficientes de riego y demandas anuales que necesita la planta para su desarrollo son: temperatura, precipitación, ciclos de secas y de lluvia, duración de las tormentas, presencia de heladas, nevadas, granizo y rocío, así como las perturbaciones ciclónicas, además de la latitud y luminosidad solar.

8. DATOS HIDROLOGICOS.

Con el fin de tomar una apropiada operación en un Distrito de Riego, es preciso contar con una fuente de abastecimiento, de agua para irrigación que satisfaga plenamente las demandas de la zona de riego en el transcurso del tiempo.

En la construcción de obras hidráulicas, es necesario conocer el régimen de la corriente con la mayor precisión posible, épocas de crecientes y estiaje, frecuencia y duración de las avenidas, gastos máximos y mínimos, extensión de la cuenca y sus características, coeficiente de escurrimiento, forma de concentración de las aguas, poder de arrastre de las crecientes, forma del cauce y si éste es definido o divagante, aprovechamientos situados aguas arriba o aguas abajo del lugar del proyecto y su posible funcionamiento, etc.

Todos estos datos nos servirán para conocer la potencialidad de la cuenca y con esto determinar el área que podemos regar, además de los sistemas que se tengan que construir para el aprovechamiento y control de los escurrimientos.

9. RELACION DE CULTIVOS ADECUADOS.

Atendiendo al tipo de clima y suelos de la región, así como estudios de mercado a nivel nacional se escogen los tipos de cultivo más convenientes para la formación del Plan de Riegos de la Zona de Riego en proyecto.

10. PLANOS GEOLOGICOS.

En el proyecto de un sistema de riego es indispensable conocer las características geológicas de la zona.

Estos datos tienen una gran importancia en la estimación preliminar de los costos, ya que el tipo de roca afecta directamente el método de construcción que se pretende utilizar y por consiguiente los precios unitarios, así mismo, la localización preliminar del sistema de conducción y distribución dependerá en gran parte de las condiciones geológicas de la región.

En el proyecto y construcción de estructuras mayores para la zona de riego como diques, sifones, túneles y puentes, estos planos nos permiten obtener una valiosa información geológica tales como: filias geológicas, afloramientos de roca, estructuración, estratigráfica, grados de intemperización y metamorfismo que nos dan una idea de las ventajas o desventajas que puedan tenerse al construir la estructura en un lugar dado.

Además estos planos nos sirven para la localización de bancos de materiales y su posible utilización como elementos de construcción.

11. Características físico-mecánicas de los suelos.

Por medio del laboratorio de materiales y concreto, hacemos los estudios necesarios para conocer las características físico-químicas de los suelos donde desplantaremos posteriormente las obras que forman un sistema de riego. Otras de las funciones del laboratorio es la de determinar las características necesarias de los materiales que utilizaremos para la construcción de los terraplenes, revestimiento de caminos, materiales para la elaboración de mamposterías, suglo-cemento, y elaboración de concreto, con estos datos se proyectan el tipo de cimentación y estructuras, indicando las características que deben reunir los materiales con que se construya la obra para que el conjunto sea estable.

12. ESTUDIOS SOCIOECONOMICOS.

Intervienen en la planeación de los Sistemas de Riego otros factores que son de tipo tanto socioeconómicos como políticos -- que son dignos de tomar se en cuenta para la influencia que tienen tanto en la planeación de una obra como en su ejecución, operación y mantenimiento.

(a hoja 12).....

Del correcto estudio de estos factores se desprenderán las políticas que se dictarán con relación al uso y tenencia de la tierra, tamaño de las superficies que se destinarán a cada usuario; en consecuencia una planeación se verá afectada tanto en su forma como en la ubicación de las tomas y sistemas de drenaje.

Ahora bien por lo que a la ejecución de las obras se refiere, deberá tomarse en cuenta al nivel de vida de la región, su grado de madurez técnico, asociaciones sindicales, enfermedades propias de la región, en fin factores que pueden afectar la programación y los precios unitarios como por ejemplo la necesidad de ejecutar un proyecto con mano de obra en lugar de efectuarla con maquinaria, caso en el que si bien no es la solución más económica si es de gran beneficio para el lugar, ya que se crean nuevas fuentes de trabajo y se resuelve en parte el problema de la gente desocupada.

Otro punto de vista que se puede deducir de estos estudios es la necesidad de crear departamentos encargados de orientar al usuario acerca del uso correcto de los recursos y al cuidado que se debe tener tanto para la tierra como para el sistema en sí, ya que si se logra despertar en la gente la responsabilidad de cuidar lo que es propio, y sentir que cualquier desperfecto o mala operación del sistema tarde o temprano, redundarán en su economía, entonces los costos de mantenimiento se reducirán al mínimo, la producción aumentará y la inversión efectuada se amortizará en el plazo fijado dando oportunidad para que otras zonas necesitadas puedan adquirir todos estos beneficios.

Los elementos que constituyen una zona de riego son --
los siguientes:

I. FUENTES DE ABASTECIMIENTO

- a) Escorrentamiento superficial (ríos, lagunas, etc).
- b) Escorrentamiento subterráneo.

II. OBRAS DE CAPTACION

- a) Presa de almacenamiento
- b) Presas Derivadoras
- c) Plantas de bombeo en ríos o lagunas
- d) Pozos profundos
- e) Una combinación de las obras anteriores
- f) Toma directa.

III. CANAL PRINCIPAL

- a) Tramo de conducción
- b) Tramo distribuidor

IV. Canales del SISTEMA DE DISTRIBUCION

- a) Laterales
- b) Sublaterales
- c) Ramales
- d) Subramales
- e) Regaderas

V. ESTRUCTURAS EN EL CANAL PRINCIPAL Y SISTEMA DE DISTRIBUCION

- a) Distribución
- b) Cruce
- c) Protección.

VI. RED DE DRENAJE

- a) Principal
- b) Secundario
- c) Terciario
- d) Parcelario

VII. ESTRUCTURAS DE LA RED DE DRENAJE

- a) Cruce
- b) Protección

VIII. OBRAS COMPLEMENTARIAS

- a) Red telefónica
- b) Red de caminos
- c) Casa de canalero
- d) Nivelación de tierras
- e) Obras de defensa

I. FUENTE DE ABASTECIMIENTO

Es una corriente superficial o subterránea que puede aprovecharse mediante la construcción de diferentes obras para diversos fines, tales como:

1. Abastecimiento de agua potable
2. Generación de energía
3. Irrigación
4. Fomento del desarrollo de la acuicultura
5. Zonas de recreación para fines turísticos.

En este curso solo se verá el uso de la fuente para fines de Irrigación.

II. OBRA DE CAPTACION.

Las obras de captación para fines de riego pueden ser de dos tipos:

- a) obras para la captación de aguas superficiales (ríos, lagunas, y manantiales.
- b) Obras para la captación de obras subterráneas.

A. Obras de captación de aguas superficiales.

1. Presas de almacenamiento
2. Presas derivadoras
3. Tomas directas
4. Estaciones de bombeo
5. Aprovechamiento de cauces y vasos naturales
6. Una combinación de las obras anteriores.

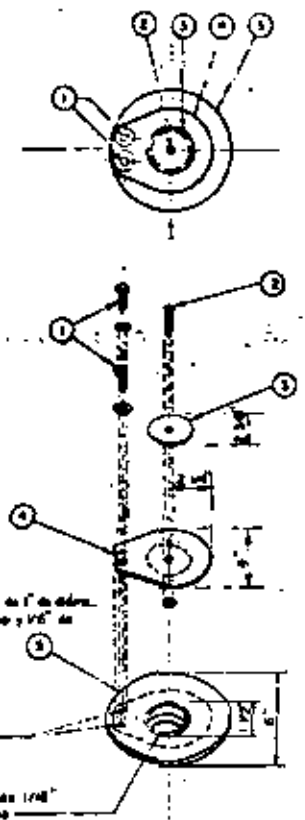
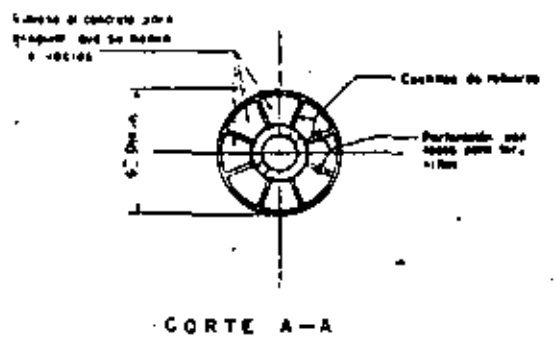
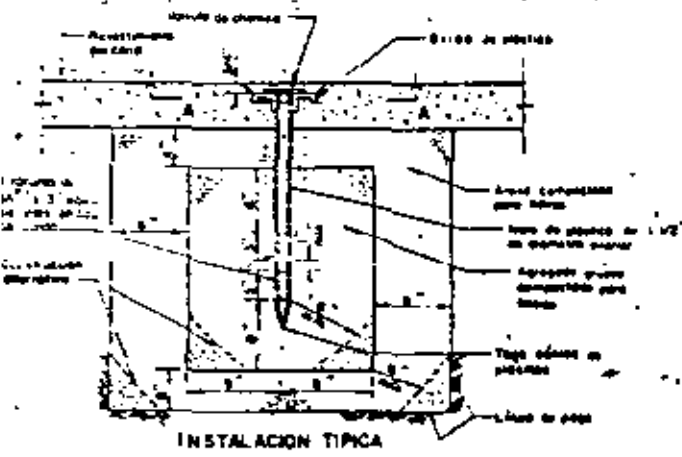
1. Presas de almacenamiento.

Cuando los escurrimientos de una corriente, en época de es-
taje son menores que las demandas de riego para un plan de cultivos -
dado, se hace necesaria la construcción de una presa de almace-
namiento con el fin de captar las aguas en épocas de avenidas, guardar -
las, y posteriormente extraerlas de acuerdo a las necesidades de riego

Otro de los fines de la presa puede ser el control de aveni-
das y generaciones de energía.

Las partes que constituyen un sistema de almacenamiento son:

- a) Cuenca de captación: Se llama cuenca de captación a la extensión
de terreno en la cual el agua superficial que escurge reconoce un -
cauce o río principal. Esta agua puede provenir ya sea de la llu -
via, manantiales, etc. A la línea que limita la cuenca y que se loca -
liza por los puntos más altos del terreno se le llama línea de parte -
aguas.



- 1 Llave de 1/2" de acero con vástago helicoidal y fundido
- 2 Vástago de 1/2" de bronce con rebabas, rebabas y punta de bronce, apilado y punta de bronce
- 3 Disco de bronce de 1/2" de espesor máximo
- 4 Placa de acero de 1/2" de espesor
- 5 Anillo de bronce

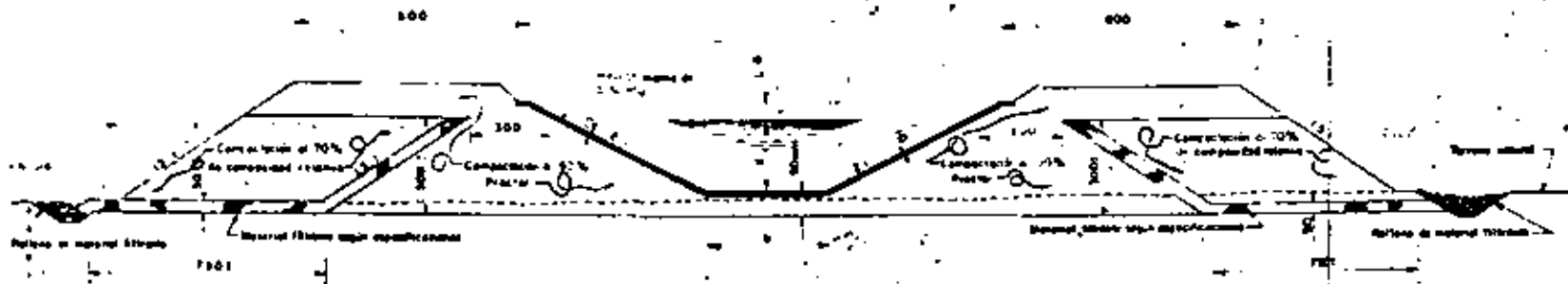
NOTAS:
 Que para el caso del plano No. 100-0 - 1044 del U.S.R.

172

| | |
|---|-------------------------------------|
| SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS | |
| IRRIGACION Y CONTROL DE AGUAS | |
| DIRECCION DE PROYECTOS - SECCION DE DISEÑO DE OBRAS | |
| Diseño de Planta No. 104 - Río Coahuila S.C. y S.R. | |
| VALVULA DE CHARNELA | |
| Contorno: CONSTRUCCION EN BRONCE | |
| "MATERIALES": Acero y Bronce | |
| Escala: 1/2" = 1'-0" | No. de Proyecto: 1005-C-7256 |

| | |
|-------------------------------------|--------------------------|
| No. de Proyecto: 1005-C-7256 | Fecha: 10/1/54 |
| No. de Hoja: 1 | Hoja Total: 1 |
| Autor: J. J. J. | Revisor: J. J. J. |

182



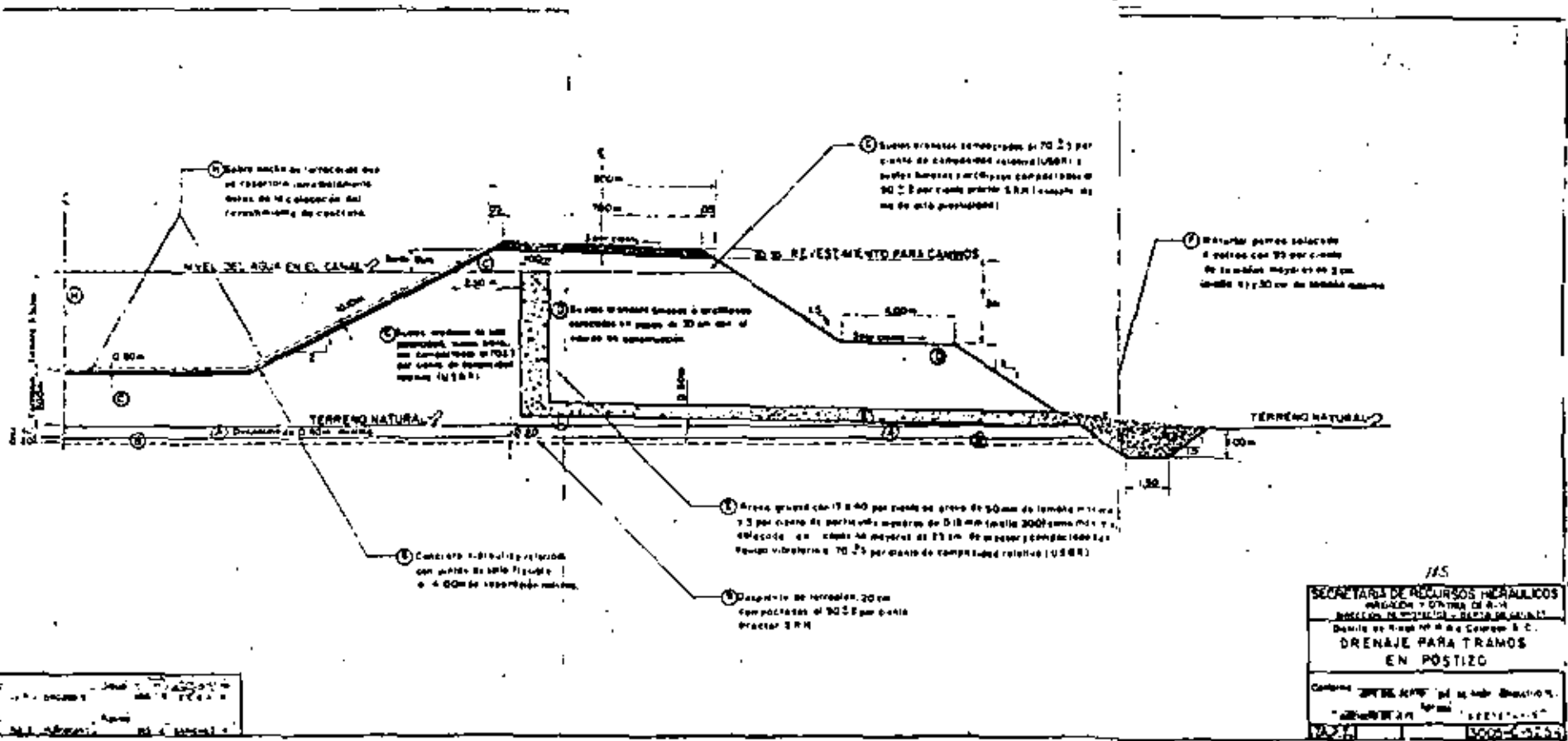
SECCION TIPO-TRAMO EN POSTIZO

NOTAS: Dimensiones en centímetros.

183

| | | |
|---|-------------------|-------------------|
| SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS | | |
| IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS | | |
| DIRECCION DE PROYECTOS - DEPARTAMENTO DE CANALES | | |
| Carretera de Toluca a la - Sta. Cruz, C.C. y S.A. | | |
| GERENCIA DE OBRAS DE REHABILITACION | | |
| NUEVO CANAL DELTA | | |
| PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION | | |
| Elaborado por | Revisado por | Aprobado por |
| ING. J. J. GARCIA | ING. J. J. GARCIA | ING. J. J. GARCIA |
| 3005-N-5475 | 3005-C-3278 | |

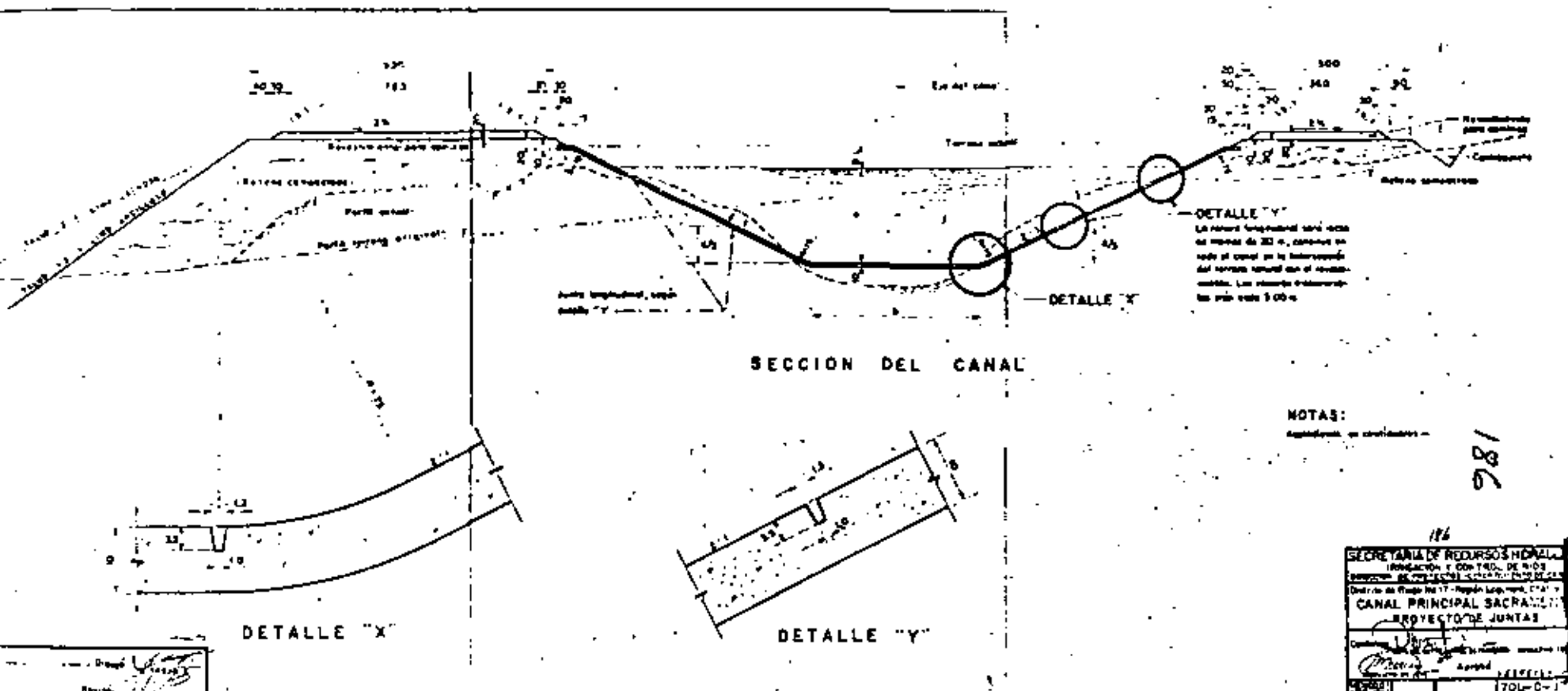
| | |
|---------|-------------|
| Obra | PROYECTO |
| Rev. de | NO. 183-278 |



185

SECRETARÍA DE RECURSOS HIDRÁULICOS
 DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS DE R.R.
 DIRECCIÓN DE OBRAS DE R.R. Y CARRILES ANCHOS
 DISEÑO DE OBRAS DE R.R. Y CARRILES ANCHOS
DRENAJE PARA TRAMOS EN POSTIZO

Contenido: "DRENAJE PARA TRAMOS EN POSTIZO".
 "SECRETARÍA DE RECURSOS HIDRÁULICOS"
 1954





DETERMINACION DEL
USO CONSUNTIVO
(U. C.)

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

DIRECCION DE PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE CANALES

HOJA NUM.

182

195

OBRA:

CALCULO:

FECHA

DETALLE:

REVISO:

FECHA

T.C.H.

COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO

| MESES | f | Cultivo: | | | | | Cultivo: | | | | | Cultivo: | | | | |
|------------|---|-------------------|------|---|------|----------|-------------------|------|---|------|----------|-------------------|------|---|------|----------|
| | | Ciclo Vegetativo: | | | | | Ciclo Vegetativo: | | | | | Ciclo Vegetativo: | | | | |
| | | Inic. de Siembra: | | | | | Inic. de Siembra: | | | | | Inic. de Siembra: | | | | |
| | | Kc | U.C. | J | U.C. | U.C.acu. | Kc | U.C. | J | U.C. | U.C.acu. | Kc | U.C. | J | U.C. | U.C.acu. |
| ENERO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| FEBRERO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| MARZO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ABRIL | | | | | | | | | | | | | | | | |
| MAYO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| JUNIO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| JULIO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| AGOSTO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| SEPTIEMBRE | | | | | | | | | | | | | | | | |
| OCTUBRE | | | | | | | | | | | | | | | | |
| NOVIEMBRE | | | | | | | | | | | | | | | | |
| DICIEMBRE | | | | | | | | | | | | | | | | |
| SUMAS | | Kc | | | | | Kc | | | | | Kc | | | | |



$$K' = \frac{\sum uc}{\sum f} = \text{---} = \text{---}$$

$$J = \frac{Kc}{K'} = \text{---} = \text{---}$$

$$K' = \frac{\sum uc}{\sum f} = \text{---} = \text{---}$$

$$J = \frac{Kc}{K'} = \text{---} = \text{---}$$

$$K' = \frac{\sum uc}{\sum f} = \text{---} = \text{---}$$

$$J = \frac{Kc}{K'} = \text{---} = \text{---}$$

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS DEPARTAMENTO DE CANALES

HOJA NUM.....

DETERMINACION DEL
USO CONSUNTIVO
(U. C.)

OBRA:.....
DETALLE:.....
E.G.M.

CALCULO:.....
REVISO:.....

FECHA
FECHA

COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO

| MESES | f | Cultivo: | | | | | Cultivo: | | | | | Cultivo: | | | | |
|------------|---|-------------------|------|---|------|----------|-------------------|------|---|------|----------|-------------------|------|---|------|----------|
| | | Ciclo Vegetativo: | | | | | Ciclo Vegetativo: | | | | | Ciclo Vegetativo: | | | | |
| | | Inic. de Siembra: | | | | | Inic. de Siembra: | | | | | Inic. de Siembra: | | | | |
| | | Kc | U.C. | J | U.C! | U.C.acu. | Kc | U.C. | J | U.C! | U.C.acu. | Kc | U.C. | J | U.C! | U.C.acu. |
| ENERO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| FEBRERO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| MARZO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ABRIL | | | | | | | | | | | | | | | | |
| MAYO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| JUNIO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| JULIO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| AGOSTO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| SEPTIEMBRE | | | | | | | | | | | | | | | | |
| OCTUBRE | | | | | | | | | | | | | | | | |
| NOVIEMBRE | | | | | | | | | | | | | | | | |
| DICIEMBRE | | | | | | | | | | | | | | | | |

| | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------|--|----|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|
| SUMAS | | Kg | | | | | | | | | | | | | |
|-------|--|----|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|



$$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \text{---} = \text{---}$$

$$J = \frac{Kg}{K'} = \text{---} = \text{---}$$

$$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \text{---} = \text{---}$$

$$J = \frac{Kg}{K'} = \text{---} = \text{---}$$

$$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \text{---} = \text{---}$$

$$J = \frac{Kg}{K'} = \text{---} = \text{---}$$

DETERMINACION DEL
USO CONSUNTIVO
(U. C.)

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE CANALES

HOJA NUM. 184
1977
FECHA
FECHA

OBRA: CALCULO:
DETALLE: REVISO:
FCM

COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO

| MESES | f | Cultivo: | | | | | Cultivo: | | | | | Cultivo: | | | | |
|------------|---|-------------------|------|---|------|----------|-------------------|------|---|------|----------|-------------------|------|---|------|----------|
| | | Ciclo Vegetativo: | | | | | Ciclo Vegetativo: | | | | | Ciclo Vegetativo: | | | | |
| | | Inic. de Siembra: | | | | | Inic. de Siembra: | | | | | Inic. de Siembra: | | | | |
| | | Kc | U.C. | J | U.C. | U.C.acu. | Kc | U.C. | J | U.C. | U.C.acu. | Kc | U.C. | J | U.C. | U.C.acu. |
| ENERO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| FEBRERO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| MARZO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ABRIL | | | | | | | | | | | | | | | | |
| MAYO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| JUNIO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| JULIO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| AGOSTO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| SEPTIEMBRE | | | | | | | | | | | | | | | | |
| OCTUBRE | | | | | | | | | | | | | | | | |
| NOVIEMBRE | | | | | | | | | | | | | | | | |
| DICIEMBRE | | | | | | | | | | | | | | | | |
| SUMAS | | Kc | | | | | Kc | | | | | Kc | | | | |



| | | |
|---|---|---|
| $K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \dots = \boxed{}$ | $K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \dots = \boxed{}$ | $K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \dots = \boxed{}$ |
| $J = \frac{Kc}{K'} = \dots = \boxed{}$ | $J = \frac{Kc}{K'} = \dots = \boxed{}$ | $J = \frac{Kc}{K'} = \dots = \boxed{}$ |

DETERMINACION DEL
USO CONSUNTIVO
(U. C.)

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS

HOJA NUM.....

DEPARTAMENTO DE CANALES

OBRA:.....

CALCULO:.....

FECHA

DETALLE:.....

REVISO:.....

FECHA

P.C.N.

COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO

| MESES | f | Cultivo: | | | | | Cultivo: | | | | | Cultivo: | | | | |
|------------|---|-------------------|------|---|------|----------|-------------------|------|---|------|----------|-------------------|------|---|------|----------|
| | | Ciclo Vegetativo: | | | | | Ciclo Vegetativo: | | | | | Ciclo Vegetativo: | | | | |
| | | Inic. de Siembra: | | | | | Inic. de Siembra: | | | | | Inic. de Siembra: | | | | |
| | | Kc | U.C. | J | U.C! | U.C.acu. | Kc | U.C. | J | U.C! | U.C.acu. | Kc | U.C. | J | U.C! | U.C.acu. |
| ENERO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| FEBRERO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| MARZO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ABRIL | | | | | | | | | | | | | | | | |
| MAYO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| JUNIO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| JULIO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| AGOSTO | | | | | | | | | | | | | | | | |
| SEPTIEMBRE | | | | | | | | | | | | | | | | |
| OCTUBRE | | | | | | | | | | | | | | | | |
| NOVIEMBRE | | | | | | | | | | | | | | | | |
| DICIEMBRE | | | | | | | | | | | | | | | | |
| SUMAS | | Kg | | | | | Kg | | | | | Kg | | | | |

| | | |
|---|---|---|
| $K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \boxed{}$ | $K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \boxed{}$ | $K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \boxed{}$ |
| $J = \frac{Kg}{K'} = \boxed{}$ | $J = \frac{Kg}{K'} = \boxed{}$ | $J = \frac{Kg}{K'} = \boxed{}$ |



1885

Grid of numbers and symbols, possibly a calendar or ledger page. The grid is composed of multiple columns and rows, with some cells containing numbers and others containing symbols or being empty. The page is oriented vertically, with the page number 186 at the top right and 199 at the bottom right.





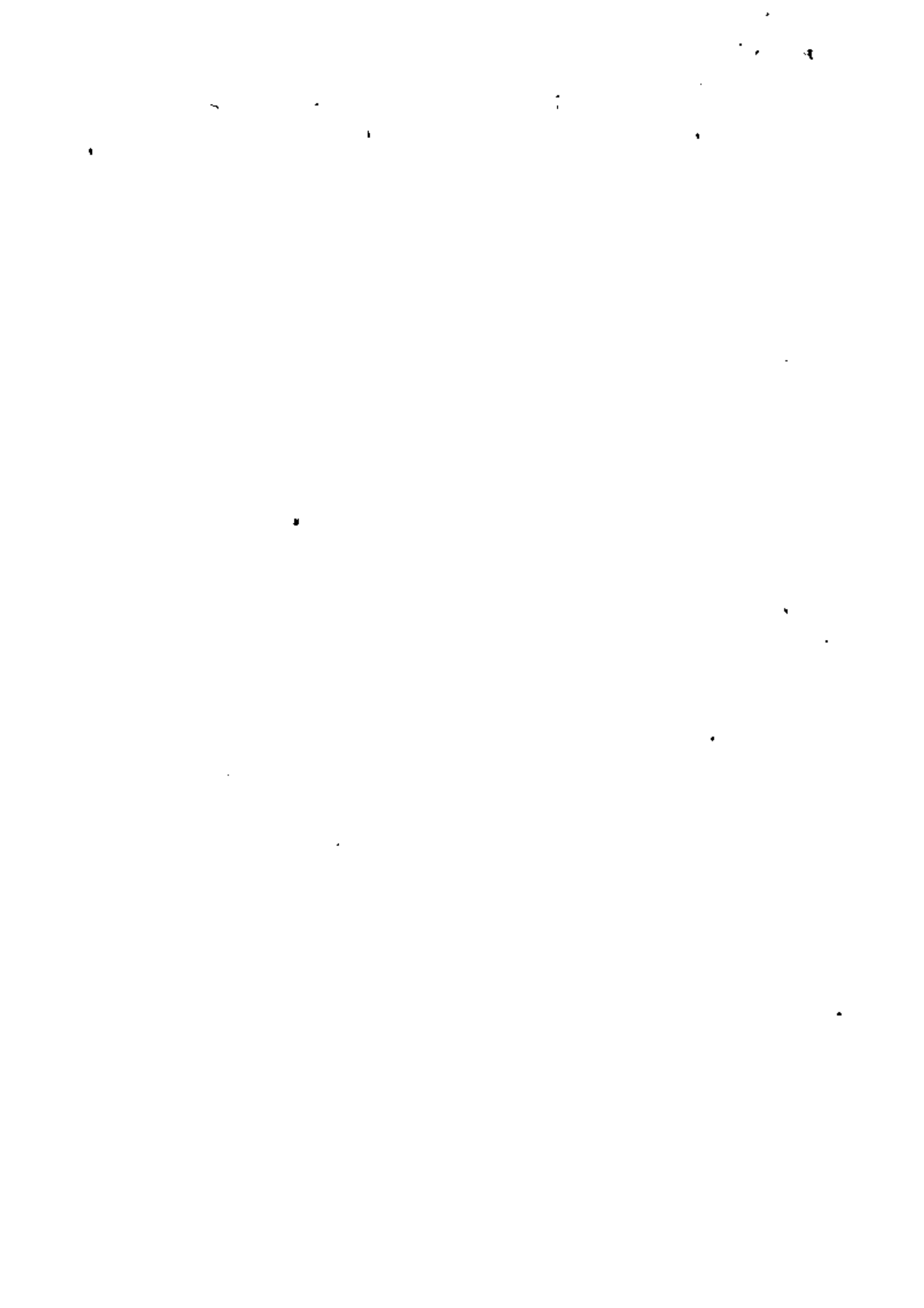
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

APUNTES PARA SELECCION DE EQUIPOS DE BOMBEO
CALCULO Y GRAFICAS

ING. RODOLFO ORTEGA ARMENDARIZ



C O N T E N I D O .

INTRODUCCION.

I.- GENERALIDADES.

- I.1.- Definición de bomba.
- I.2.- Clasificación.
- I.3.- Campo hidráulico de cobertura.
- I.4.- Justificación del uso de bombas centrífugas.
- I.5.- Descripción del medio accionante de las bombas centrífugas (Motores).

II.- TIPOS DE BOMBAS CENTRIFUGAS.

- II.1.- Flujo radial.
- II.2.- Flujo axial.
- II.3.- Flujo mixto.

III.- CLASIFICACION DE BOMBAS CENTRIFUGAS.

- III.1.- Número de pasos.
 - a).- Simple.
 - b).- Múltiple.
- III.2.- Tipo de carcasa & envolvente.
 - a).- De voluta.
 - b).- De carcasa circular.
 - c).- Difusora.

- III.3.- Posición de la flecha.
 - a).- Horizontal.
 - b).- Vertical (del tipo de pozo seco).
 - c).- Vertical (del tipo sumergido).
 - d).- Vertical (pozo profundo).
- III.4.- Tipo de Succión.
 - a).- Simple
 - b).- Doble.

IV.- APLICACION DE BOMBAS CENTRIFUGAS.

- IV.1.- Bombas de alimentación a calderas.
- IV.2.- Bombas para manejar productos químicos.
- IV.3.- Bombas para condensados.
- IV.4.- Bombas para manejar sólidos.
- IV.5.- Bombas contra incendio.
- IV.6.- Bombas para manejar aceites calientes.
- IV.7.- Bombas para minas.
- IV.8.- Bombas para manejar pulpa de papel.
- IV.9.- Bombas autocebantes.
- IV.10.- Bombas sanitarias.
- IV.11.- Bombas para manejar líquidos volátiles.

V.- DATOS NECESARIOS PARA LA SELECCION CORRECTA DE ALGUNOS TIPOS DE BOMBAS CENTRIFUGAS.

- V.1.- Para bombas de cárcamo húmedo.
- V.2.- Para bombas de pozo profundo.

VI.- CAUSAS QUE ORIGINAN LAS FALLAS EN BOMBAS CENTRIFUGAS.

- VI.1.- La bomba no descarge agua.
- VI.2.- Capacidad de descarga insuficiente.
- VI.3.- Presión desarrollada insuficiente.
- VI.4.- La bomba pierde el cebado después de arrancar.
- VI.5.- La bomba requiere fuerza excesiva.
- VI.6.- El estopero escurre excesivamente.
- VI.7.- El empaque dura poco.
- VI.8.- La bomba vibra o hace ruido.
- VI.9.- Los cojinetes tienen vida corta.
- VI.10.- La bomba se sobrecalienta y se pega.

VII.- METODOS DE PRUEBA PARA BOMBAS CENTRIFUGAS.

- VII.1.- Gasto, Potencia, Lecturas Eléctricas e Hidráulicas, etc.

VIII.- EJEMPLO DE SELECCION DE UNA BOMBA HORIZONTAL.

- VIII.1.- Altura máxima de instalación.
- VIII.2.- Potencia del motor eléctrico.

IX.- EJEMPLO DE SELECCION DE UN EQUIPO DE BOMBEO PARA CARGA HUMEDA.

- IX.1.- Tipo de bomba.
- IX.2.- Cálculo de la carga total.
- IX.3.- Potencia requerida.
- IX.4.- Motor eléctrico.

X.- SELECCION DE UN EQUIPO DE BOMBEO PARA POZO PROFUNDO .

X.1.- Datos Generales y Selección.

XI.- EJEMPLO DEL PROYECTO DE UNA PLANTA DE BOMBEO.

XI.1.- Tipo de bomba.

XI.2.- Número de unidades.

XI.3.- Cálculo de la carga total.

XI.4.- Selección de la bomba.

XI.5.- Selección de la máquina motriz.

XI.6.- Diseño hidráulico del cárcamo.

INTRODUCCION.

Continuando con la reforma administrativa (una de las metas trazadas por nuestro gobierno), toca en esta ocasión al Departamento de Ingeniería Electromecánica (Sección Bombas) de la Secretaría de Recursos Hidráulicos participar con un ciclo de conferencias relacionadas con los equipos y accesorios (principalmente hidráulicos) necesarios para la correcta selección y operación de una planta de bombeo.

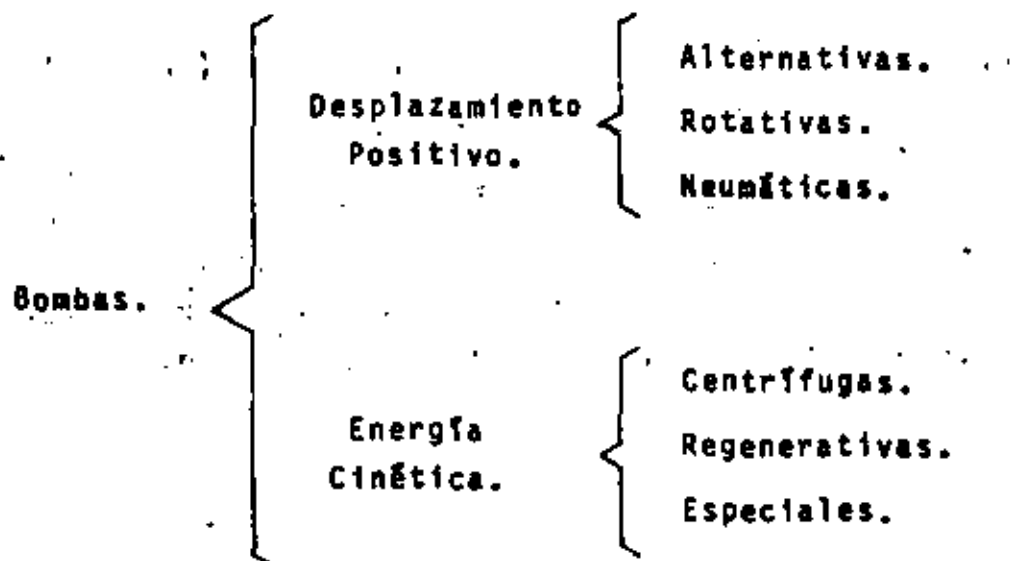
I.- GENERALIDADES.

I.1.- Definición de bomba.

La bomba se define como una máquina hidráulica diseñada para incrementar energía a un fluido.

I.2.- Clasificación.

En base al Instituto de Hidráulica tenemos la siguiente clasificación:



Bombas de Desplazamiento Positivo. En estas bombas el elemento impulsador está en contacto directo con las paredes o pasajes de su cámara de bombeo y siendo mínimo el claro entre la cámara estacionaria y el elemento impulsador, el rendimiento volumétrico es considerablemente alto, al igual -

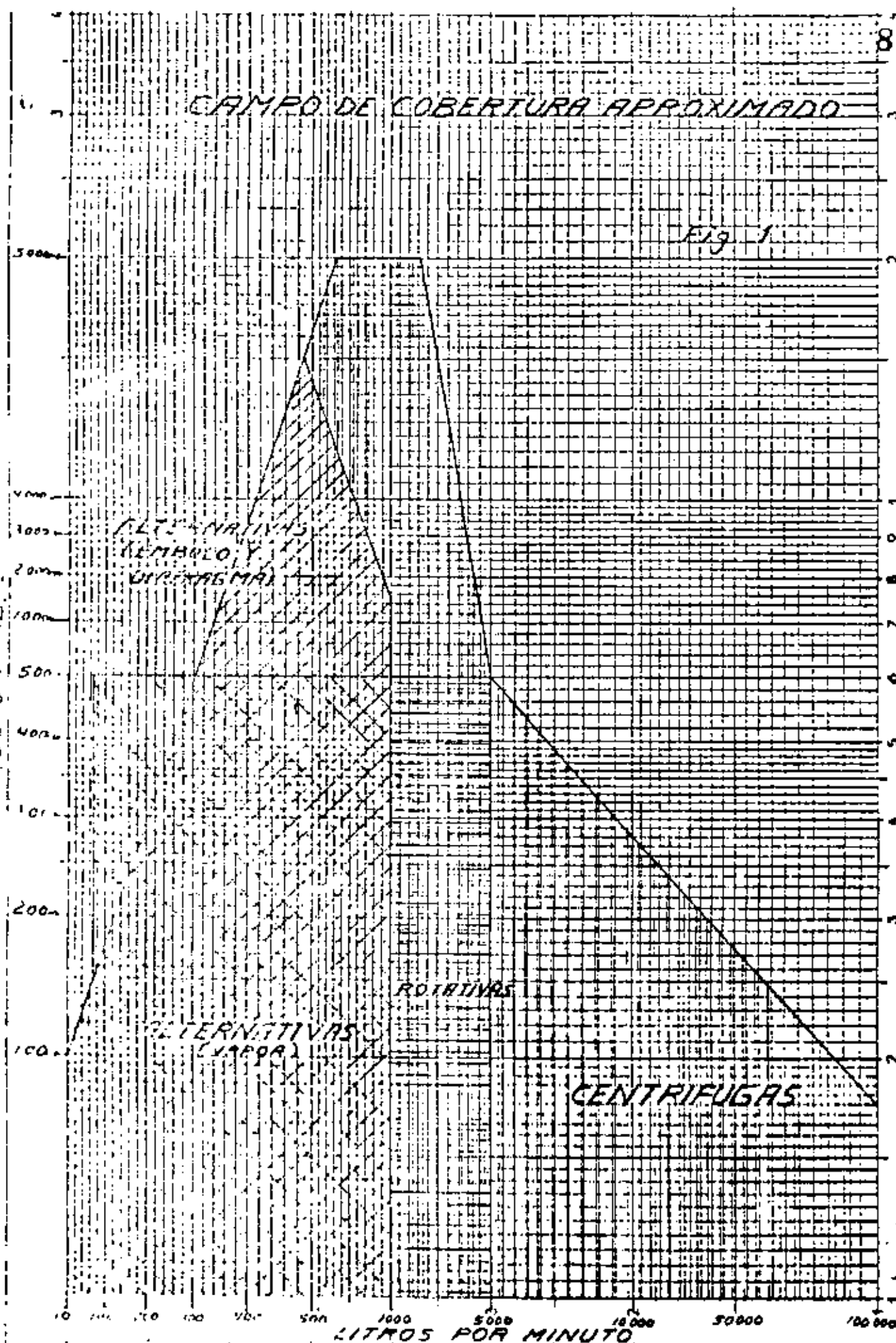
que su eficiencia mecánica. En estas bombas el elemento impulsador se desplaza alternativamente (bombas de émbolo) o con movimiento rotativo (bombas de engranas, etc.)

Bombas de Energía Cinética. En estas bombas el elemento impulsador no está en contacto con las paredes de la cámara de bombeo y se desplaza angularmente. En estas bombas el deslizamiento es máximo y su rendimiento volumétrico es inferior o cuando más igual al de las bombas de desplazamiento positivo.

1.3.- Campo hidráulico de cobertura. Ver FIG. # 1.

CAMPO DE COBERTURA APROXIMADO

Fig. 1



1.4.- Justificación del uso de bombas Centrifugas.

Uno de los factores más importantes que han contribuido al creciente uso de bombas centrifugas ha sido el desarrollo universal de la fuerza eléctrica.

Aún cuando las bombas reciprocantes eran ideales para impulso con vapor, el desarrollo del motor eléctrico permitió el uso de bombas centrifugas más ligeras y baratas conectadas directamente.

Las bombas centrifugas operan a grandes velocidades, por lo que, su acoplamiento puede hacerse directamente ya sea a un motor eléctrico, turbina de vapor, o bien a un motor de combustión interna; este acoplamiento directo disminuye considerablemente las pérdidas mecánicas por transmisión.

Debido a la gran velocidad de giro, las bombas centrifugas son de menor tamaño para una capacidad dada, reduciendo así el costo de la cimentación y de la bomba.

Las bombas centrifugas no tienen válvulas ni partes que rocen entre sí, lo que reduce el desgaste, excepto en las chumaceras.

Pueden bombearse líquidos que contengan cierta cantidad definida de sólidos en suspensión, debido a los espacios relativamente grandes entre las partes en movimiento.

En las bombas centrífugas la regulación del gasto es más sencilla y el bombeo del líquido es uniforme.

I.5.- Descripción del medio accionante de las bombas centrífugas (Motores).

Actualmente las bombas están movidas por motores eléctricos, ya sean centrífugas, rotativas o reciprocantes. Pero también se usan turbinas de vapor, de gas e hidráulicas y motores de gasolina, diesel y gas. Hay otras fuentes de potencia con popularidad relativamente limitada como motores de aire, turbinas de expansión de aire, paletas de viento, etc.; pero su utilización está confiada generalmente a ciertas aplicaciones especializadas. Los medios para la transmisión de potencia del motor a la bomba incluyen coples flexibles, engranes, bandas planas o V, cadenas, así como acopiamientos hidráulicos y magnéticos.

Hay dos características importantes de la bomba, por lo que respecta a la elección de motor: el par de arranque requerido en operación normal y los requisitos de velocidad. La mayor parte de las bombas centrífugas y rotatorias se mueven a velocidad constante, excepto bombas de gran tamaño en las que se puede variar la velocidad.

II.-TIPOS DE BOMBAS CENTRIFUGAS.

II.1.- Flujo radial.

En estas bombas la presión es desarrollada princi-

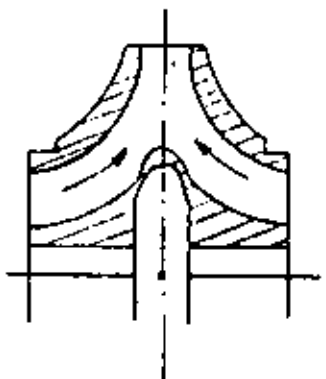
palmente por la acción de una fuerza centrífuga. - El fluido entra normalmente al ojo del impulsor y fluye radialmente hacia la periferia. Ver. FIG. #2.

11.2.- Flujo axial.

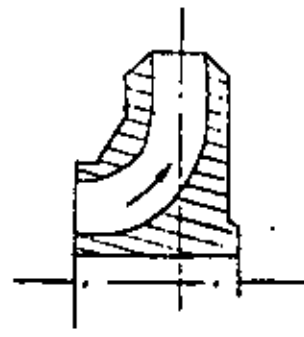
Bombas en las cuales la carga se desarrolla por la acción de impulso o elevación de las aspas del impulsor sobre el líquido. Tienen impulsor de simple succión y el flujo entra axialmente y sale axialmente. Ver. FIG. # 3.

11.3.- Flujo Mixto.

Las bombas de flujo mixto desarrollan su carga parcialmente por fuerza centrífuga y parcialmente por el impulso de los álabes sobre el líquido. Tienen impulsor de simple succión y el flujo entra axialmente y sale en dirección axial y radial. Ver. FIG. # 4.

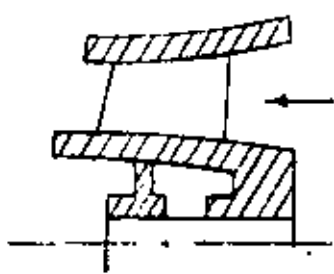


Impulsor de flujo radial
doble succión

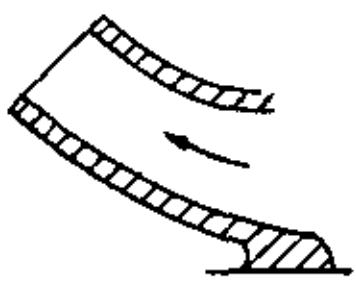


Impulsor de flujo radial
simple succión

Fig. 2



Impulsor de flujo axial
Fig. 3



Impulsor de flujo mixto
Fig. 4

III.- CLASIFICACION DE BOMBAS CENTRIFUGAS.

III.1.- Número de pasos.

Llámesse paso ó etapa de una bomba centrífuga, al conjunto compuesto por el impulsor y la carcaza o envolvente.

a).- Simple.

Bomba en la cual la carga total es desarrollada únicamente por un impulsor.

b).- Múltiple.

Bomba compuesta por dos o más impulsores trabajando en serie.

III.2.- Tipo de carcaza ó envolvente.

a).- De voluta.

La carcaza está hecha en forma de espiral o voluta.

b).- De carcaza circular.

La carcaza está hecha de una sección constante concéntrica con el impulsor.

c).- Difusor.

La carcaza contiene un difusor.

III.3.- Posición de la flecha.

a).- Horizontal.

Bomba con la flecha normalmente en posición horizontal. VER FIG. # 5.

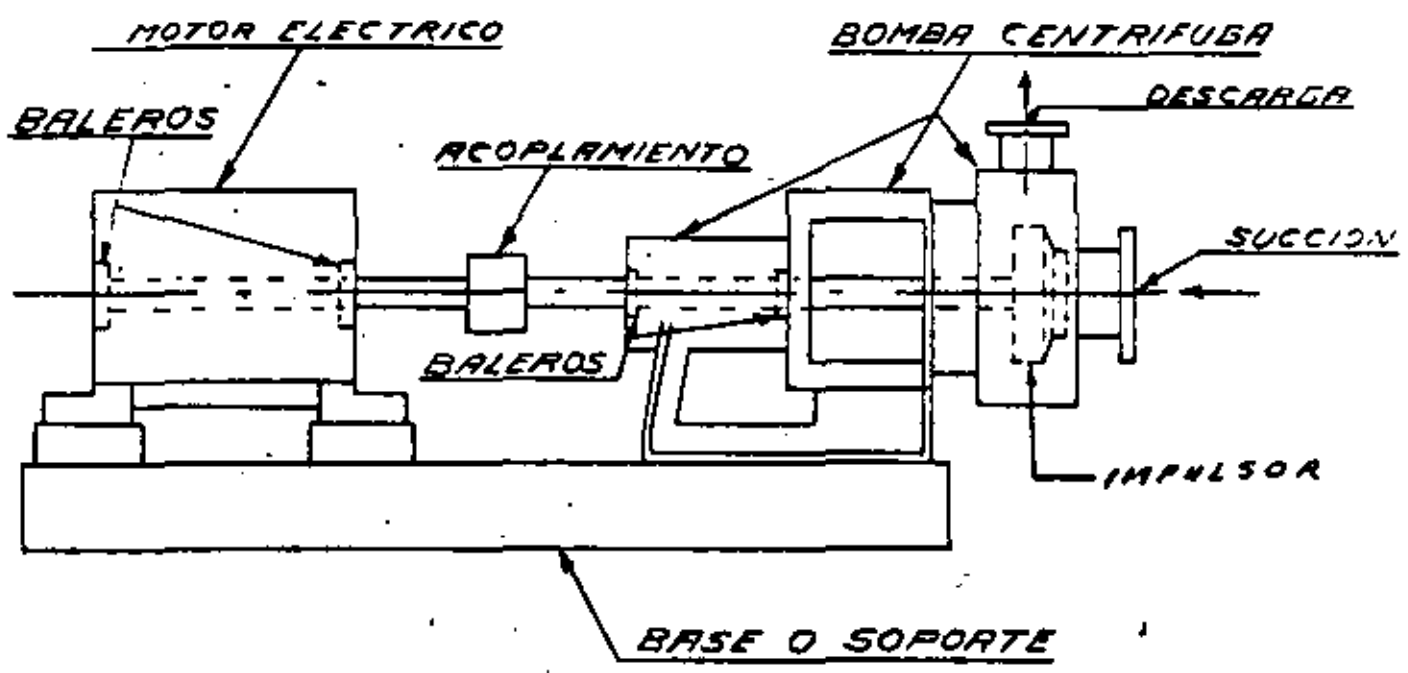


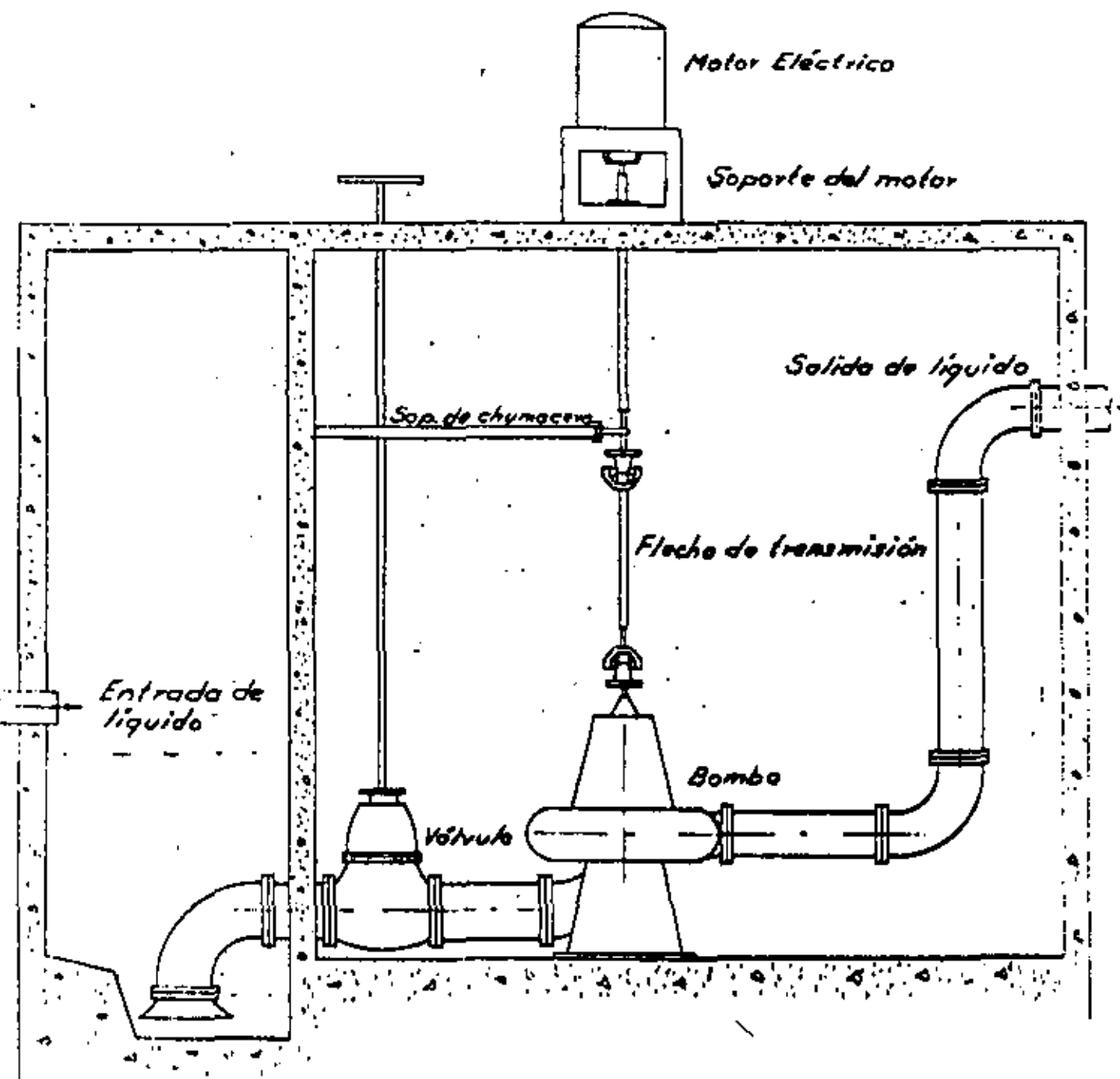
FIG. 5

BOMBA CENTRIFUGA HORIZONTAL

b).- Vertical (del tipo de pozo seco).

En un pozo seco , la bomba que puede ser vertical u horizontal, toma su succión, a través de un tubo, de una depresión o pozo mojado. El exterior de la bomba está seco en todo tiempo, - permitiendo la fácil inspección y mantenimiento.- Asimismo, hay menos facilidad de corrosión en la carcasa de la bomba, flecha chumaceras y otras partes.

En algunas bombas se puede colocar una coladera - patentada en el lado de descarga. El líquido entra a través de ella cuando se para la bomba, y - los sólidos presentes quedan atrapados mientras - que el agua fluye a través de la bomba al pozo mojado. Cuando la bomba arranca, después de que el agua en el pozo mojado ha alcanzado un nivel predeterminado, se cierra una válvula de cheque arriba de la coladera y el agua de descarga arrastra la materia sólida de la coladera hacia la línea - de descarga. VER FIG. # 6.



Bomba de flecha vertical del tipo de pozo seco

fig. 6

al

c).- Vertical (del tipo sumergido).

Bomba sumergida en el liquido que maneja, la cual puede ser instalada en un sumidero de concreto o de metal redondo, cuadrado o rectangular.

En los casos que una bomba no tenga la capacidad suficiente, pueden usarse dos o más bombas en un solo pozo. Las instalaciones simples y dobles son populares para manejar agua de atarjea sumideros, freáticas y de drenaje, en edificios, plantas industriales, planta de fuerza, etc. La mayor parte de las bombas de este tipo están lubricadas por aceite o grasa y vienen provistas de una coladera de succión que tiene un área de entrada de cuatro veces el agujero o entrada del impulsor. En sumideros de profundidad mayor a 1.8 metros, generalmente se suministra una chumacera intermedia para la transmisión mecánica de la bomba.

Estas bombas se pueden clasificar en:

- 1.- Bombas verticales de turbina.
- 2.- Bombas de hélice o hélice modificada.
- 3.- Bombas para aguas de albañal (Aguas negras).
- 4.- Bombas de voluta.
- 5.- Bombas de colector. VER FIG. # 7.

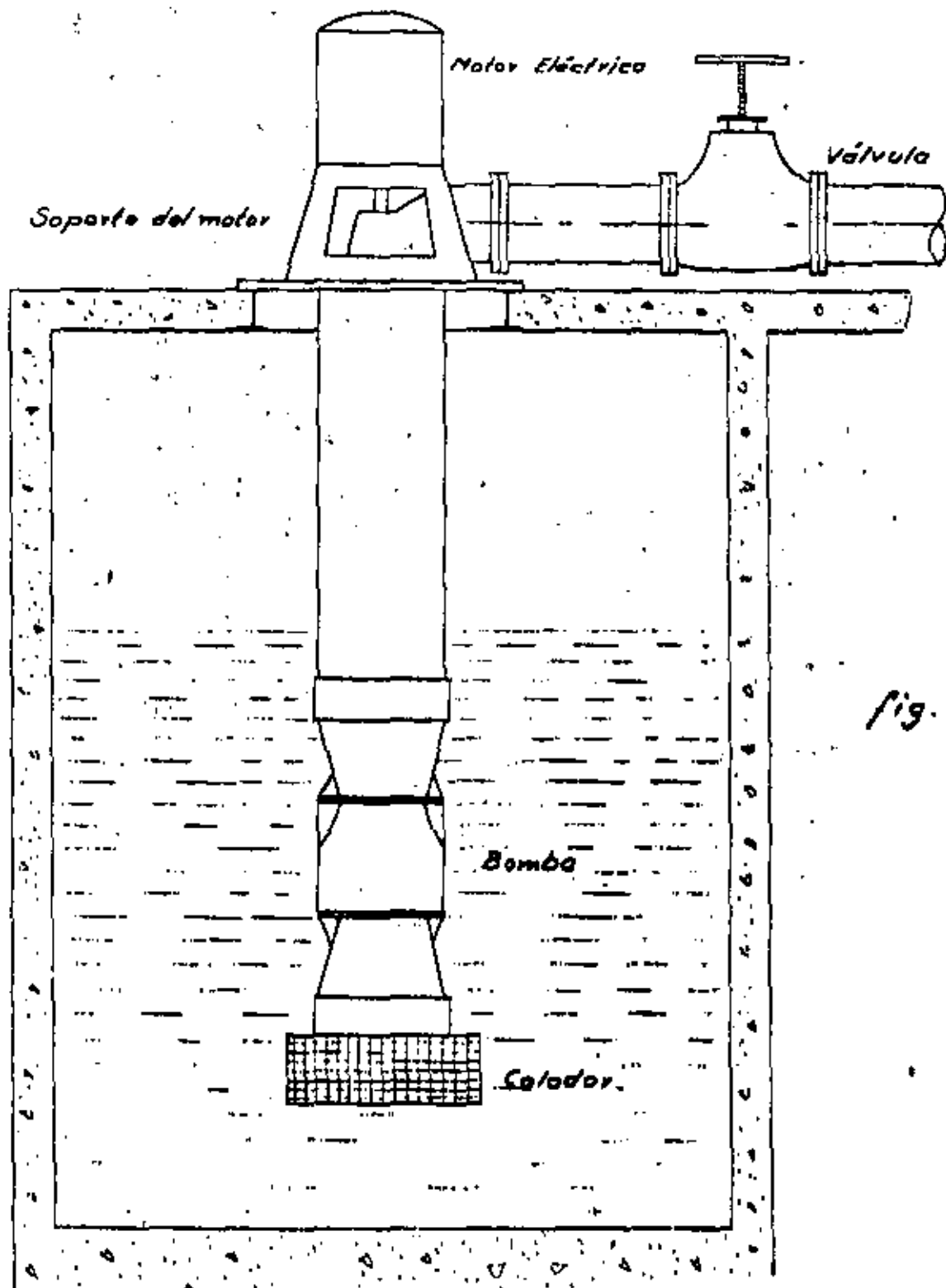


fig. 7

Bomba vertical del tipo sumergido

d).- Vertical (Pozo Profundo).

Las bombas verticales de turbina se desarrollaron originalmente para bombear agua de pozos y se les ha llamado "bombas de pozo profundo", "bombas de pozo de turbina" y "bombas de agujero". Como su aplicación a otros campos ha aumentado, el nombre de "bombas verticales de turbina" ha sido adoptado por los fabricantes en general.

Los campos de mayor aplicación para la bomba vertical de turbina son los bombeos de pozos para irrigación y otros propósitos agrícolas, para abastecimiento municipal y abastecimiento industriales de agua, proceso, circulación, refrigeración y acondicionamiento de aire. Este tipo de bomba también se ha usado para bombear salmuera desaguado de minas, etc.

Estas bombas se han hecho para capacidades tan bajas como 38 a 52 Lt/mín y tan altas como 94625 Lt/mín ó más, y para alturas de elevación hasta de 305 m. La mayoría de las aplicaciones naturalmente es con las capacidades más pequeñas. La capacidad de las bombas usadas para pozos per-

forados está naturalmente limitada por el tamaño físico del pozo así como la velocidad con la que se puede sacar sin bajar su nivel a un punto de sumersión insuficiente de la bomba.

Las bombas verticales de turbina deberán diseñarse con una flecha que pueda fácilmente subirse o bajarse desde arriba para permitir el ajuste apropiado de la posición del impulsor en el tazón. - También es necesario un cojinete de empuje adecuado para soportar la transmisión vertical, el impulsor, y el empuje hidráulico desarrollado cuando la bomba está en servicio. Como el mecanismo accionante también debe tener un cojinete de empuje para soportar su flecha vertical, generalmente se le provee con uno de tamaño adecuado para aguantar también las partes de la bomba. Por estas dos razones, el motor o engrane con flecha hueca es lo más comunmente usado para accionar bombas verticales de turbina. Además, estas bombas se hacen algunas veces con sus propios cojinetes de empuje para permitir un accionador de banda o el impulso por medio de un acoplamiento flexible con un motor de flecha sólida, engrane o turbina.

Ver FIG. # 8 para bomba tipo turbina con impulsores cerrados y lubricación por aceite.

Ver FIG. # 9 para bomba tipo turbina con impulsores cerrados y lubricación por agua.

El conjunto o sección del tazón consiste de la caja de succión (llamada también cabeza de succión o álabe de entrada), el impulsor o los impulsores,

el tazón de descarga, el tazón o los tazones in termedios (si se trata de más de un paso), la carga de descarga, los distintos cojinetes o chumaceras, la flecha, y diversas partes como cuñas, dispositivos fijadores de los impulsores y otras similares. El conjunto de columna de tubería con siste de la propia columna de tubo, la transmi sión arriba del conjunto del tazón, los cojinetes de la flecha y la cubierta de tubería o retenes de los cojinetes. La bomba está suspendida de la cabeza impulsora, que consiste del codo de descar ga (para descarga arriba del nivel del suelo) , el motor o soporte del motor, y ya sea el estope-ro (en construcción de flecha abierta) ,

o el conjunto para suministrar tensión a la cubierta de tubería e introducir lubricante a ella. La descarga a nivel subterráneo se toma de una "te" en la columna de tubo y la cabeza impulsora trabaja principalmente como un soporte para el impulsor y para la columna de tubería.

El líquido es guiado al impulsor de la bomba vertical de turbina por la caja o cabeza de succión. Esta puede ser una sección cónica para fijarse a una coladera o tubería de succión cónica o puede ser una boca acampanada.

Los impulsores, semiabiertos y encerrados, se usan comúnmente tanto unos como otros. Para espacios libres apropiados en los distintos pasos, el impulsor semiabierto requiere más cuidado al armar en la flecha del impulsor y un ajuste más preciso en el campo de la posición vertical de la flecha con objeto de obtener la mejor eficiencia. Se prefieren los impulsores encerrados a los semiabiertos, además, porque el desgaste en estos últimos reduce la capacidad, que no puede restaurarse a menos que se instalen nuevos impulsores. El desgaste normal en los impulsores encerrados no afecta los flabes del impulsor y los espacios desgastados pueden restaurarse reponiendo los anillos de desgaste.

III.4.- Tipo de Succión.

Esta clasificación se refiere al diseño de la entrada de agua del impulsor.

a).- Simple.

Bomba equipada con uno ó más impulsores de simple succión.

b).- Doble.

Bomba equipada con uno ó más impulsores de doble succión.

IV.- APLICACION DE BOMBAS CENTRIFUGAS.

- IV.1.- Bombas de alimentación a calderas.
- IV.2.- Bombas para manejar productos químicos.
- IV.3.- Bombas para condensados.
- IV.4.- Bombas para manejar sólidos.
- IV.5.- Bombas contra incendio.
- IV.6.- Bombas para manejar aceites calientes.
- IV.7.- Bombas para minas.
- IV.8.- Bombas para manejar pulpa de papel.
- IV.9.- Bombas autocebantes.
- IV.10. Bombas Sanitarias.
- IV.11. Bombas para manejar líquidos volátiles, etc.

V.- DATOS NECESARIOS PARA LA SELECCION CORRECTA DE ALGUNOS TIPOS DE BOMBAS CENTRIFUGAS.

V.1.- Datos requeridos para la selección de un equipo de bombeo para cárcamo húmedo.

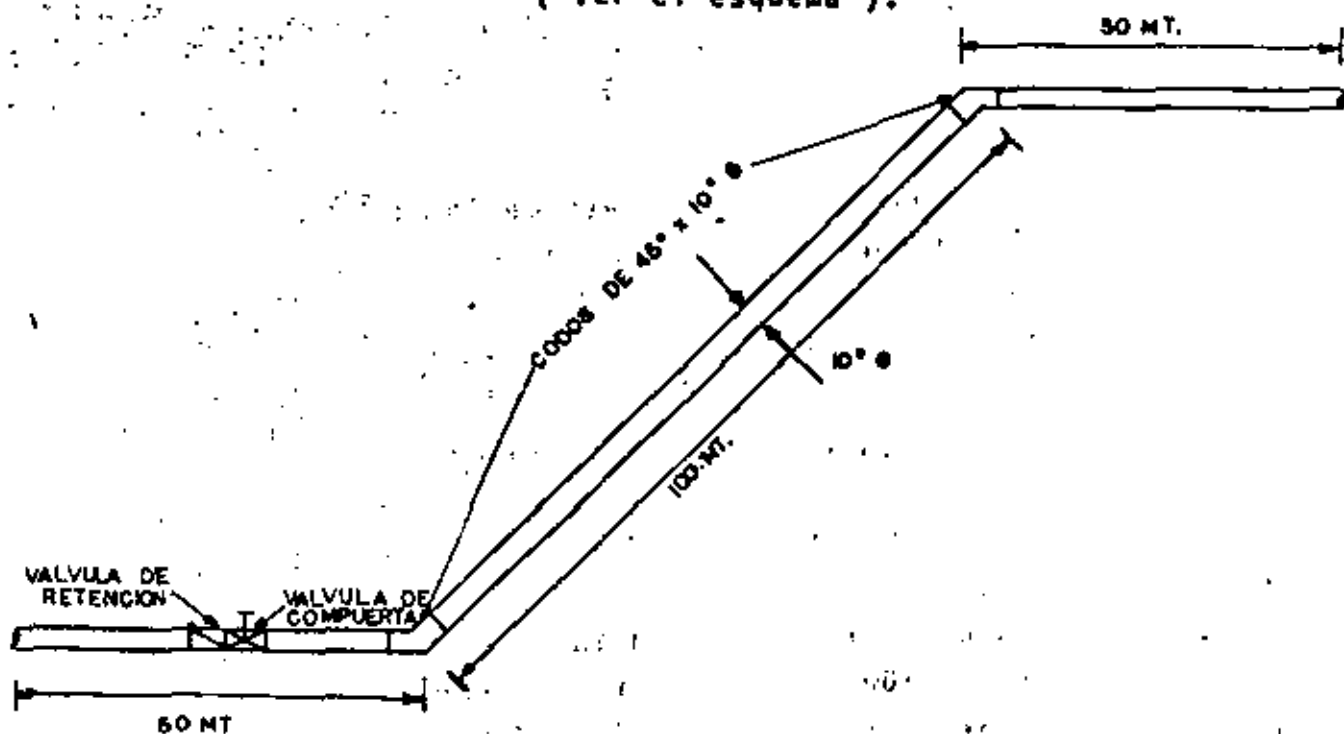
V.1.1.- Determinación del gasto y la carga.

Los datos principales que se requieren para seleccionar un equipo de bombeo para cárcamo húmedo, son el gasto y la carga estática. El gasto es generalmente determinado según las demandas de riego, tomando en cuenta los cultivos y condiciones del terreno que se pretende beneficiar. Cuando se trata de estaciones de bombeo para drenaje, el gasto se determina de acuerdo a las necesidades de drenaje, la carga estática es la diferencia de niveles que existe entre la superficie libre del líquido en la descarga y la superficie libre del mismo en la succión. Cuando la fuente de aprovechamiento es un río, generalmente existen variaciones de carga estática en diferentes épocas del año al presentarse fluctuaciones en el nivel del agua. Bajo estas condiciones se presenta un nivel máximo y un nivel mínimo que harán que varíe la carga estática. En la selección de la bomba se considera el nivel mínimo que es el caso más desfavorable para que cuando se tenga niveles superiores aumenten los gastos que suministre la bomba.

Una vez determinada la carga estática se procede a calcular la "carga total" que es el resultado de la suma de la carga estática, pérdidas de carga por fricción y la carga de velocidad. Esta carga total es la que debe desarrollar la bomba para que suministre el gasto requerido.

Ejemplo del cálculo de las pérdidas de carga en una tubería y sus accesorios.

Determinar las pérdidas de carga en una tubería de acero de 10" de diámetro y 200 m. de longitud por la cual se conducirá un gasto de 100 l.p.s. En la tubería se interconectarán una válvula de compuerta y una válvula de retención (check) (Ver el esquema).



27

.18

Longitud equivalente.

Se determinará la longitud equivalente de los accesorios.

Longitud equivalente de la válvula de retención.

Consultando la tabla de pérdida de carga en conexiones, se observa que la válvula tiene una longitud equivalente de:

$$L_{eqvr} = 20 \text{ m.}$$

La longitud equivalente de la válvula de compuerta, cuando está completamente abierta, es:

$$L_{eqvc} = 2.5 \text{ m.}$$

La longitud equivalente de los dos codos de 45° es:

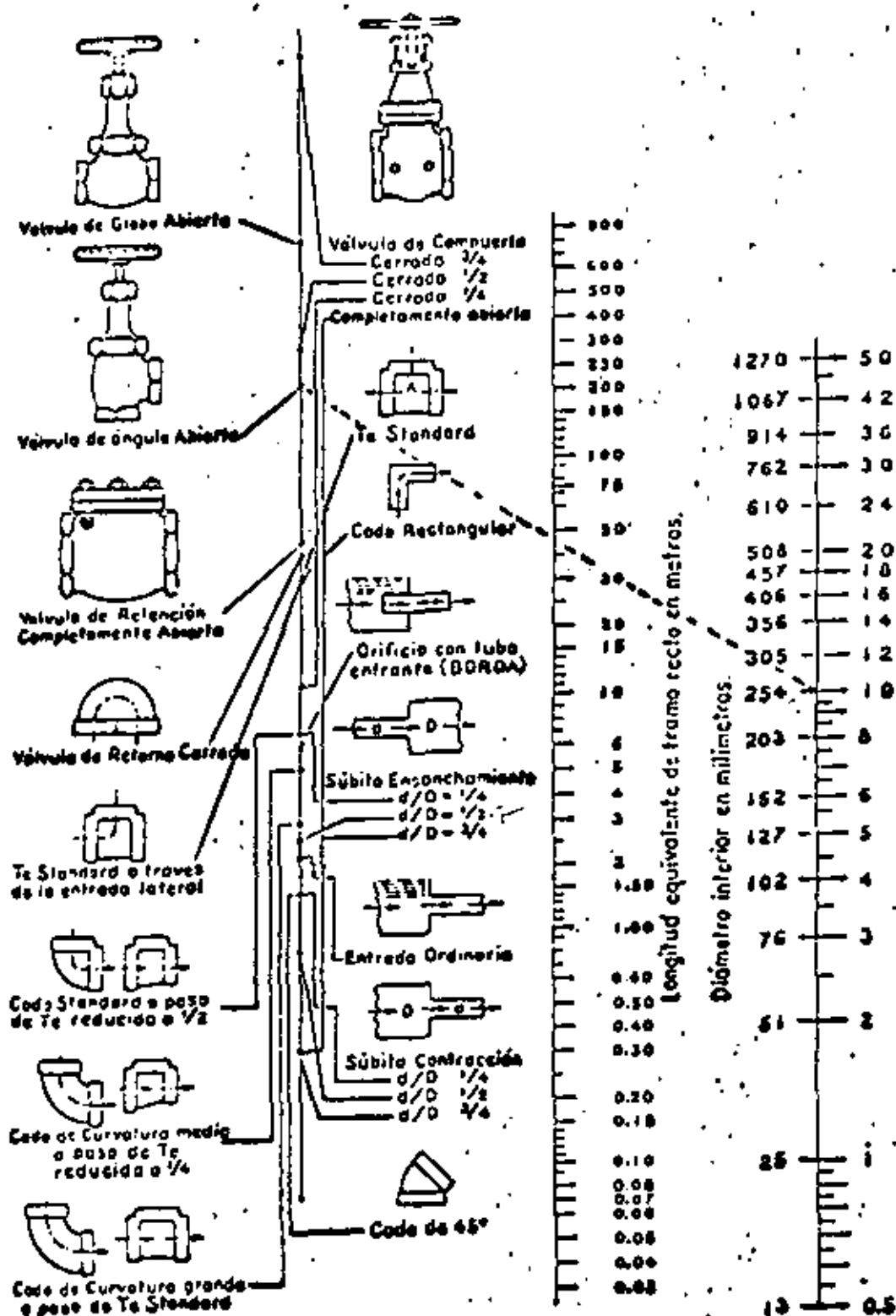
$$L_{eqc} = 2 (4) = 8 \text{ m.}$$

La longitud equivalente total es:

$$L_{eqt} = 20 + 2.5 + 8 = 30.5 \text{ m.}$$

Ahora consultando la tabla de pérdidas por fricción en tubería recta, con el dato del gasto de 100 l.p.s. (1585 G.P.M.)

PERDIDA DE CARGA EN CONEXIONES



Diámetro interior en Pulgadas.

29

..19

Entonces, la pérdida de carga en toda la tubería, es:

$$h_f = \frac{(200 + 30,5) \times 3,28}{100} \times 1,21$$

$$= 9,15 \text{ ft} = 2,79 \text{ m.}$$

V.1.2.- Diámetro de tuberías.

Todos los sistemas de bombeo requieren de la instalación de tuberías para conducir el líquido hasta-donde serán utilizados. Es importante que todos los elementos que sirven para conducir el líquido se seleccionen en forma adecuada para asegurarse que se obtiene el gasto deseado con el mínimo costo total. Una característica muy importante que se elige en las tuberías es el diámetro, ya que una selección inadecuada del diámetro redundará en un aumento del costo inicial y de los costos de operación. El costo inicial de tubería y accesorios es directamente proporcional al diámetro del tubo, mientras que los costos de operación son inversamente proporcionales al diámetro por lo tanto debe establecerse un balance económico entre costos iniciales y de operación para decidir cual es la mejor elección del diámetro de una tubería.

V.2.- Datos requeridos para la selección de un equipo de bombeo para pozo profundo.

INTRODUCTION:

The flow of water is basic to all hydraulics. Friction losses incident to water flow may seriously affect the selection or performance of hydraulic machinery. The major portion of the head against which many pumps operate is due largely to the friction losses caused by the created flow. A basic understanding of the nature of the loss and an accurate means of estimating its magnitude is therefore essential.

GENERAL:

It is well established that either laminar or turbulent flow of incompressible fluids in pipe lines can be treated by the basic formula:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

where: h_f = friction loss in feet of liquid.

f = friction factor

L = length of pipe in feet

D = average internal diameter of pipe in feet

V = average velocity in pipe in feet per second

g = acceleration due to gravity in feet per second per second

The theoretical and empirical studies of engineers who have worked on this problem comprise a roster of names that includes practically every important hydraulic authority for the past century. This work has provided a simple method for determining friction factor " f " as a function of relative pipe roughness and/or the Reynolds Number of flow.

A comprehensive analysis of this mass of experimentation has recently been conducted under the sponsorship of the Hydraulic Institute. A very complete treatise, "Pipe Friction" has been published as a Technical Pamphlet by the Hydraulic Institute; it is an important contribution to the authoritative literature on the subject.

The following tables are a condensation of these data in a form convenient for use. The tables show frictional resistance for water flowing in new schedule #40 steel pipe (ASA specification B36.10) or in new asphalt-dipped cast-iron pipe.

The tables show discharge in U. S. gallons per minute, the average velocity in feet per second for circular pipe, the corresponding velocity head, and the friction loss (h_f) in feet of fluid per 100 feet of pipe for 60°F water or any liquid having a Kinematic viscosity $\nu = 0.0001216$ square feet per second (1.130 centistokes).

Table 1, for new schedule #40 steel pipe is based upon an absolute roughness $\epsilon = 0.00015$ feet. Table 2, for new asphalt-dipped cast-iron pipe is based upon an absolute roughness of 0.0004 feet.

TABLE 1.
FRICTION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW
WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE—

| $\frac{1}{4}$ "
0.361" inside dia. | | | | $\frac{3}{8}$ "
0.493" inside dia. | | | |
|---------------------------------------|-----------------|-------------------------|------------------------|---------------------------------------|-----------------|-------------------------|------------------------|
| U.S. Gals. Per Min. | vel. V f.p.s. | vel. head $V^2/2g$ feet | frict. loss h_f feet | U.S. Gals. Per Min. | vel. V f.p.s. | vel. head $V^2/2g$ feet | frict. loss h_f feet |
| 0.8 | 2.47 | 0.09 | 12.7 | 1.1 | 2.35 | 0.09 | 7.85 |
| 1.0 | 3.03 | 0.15 | 19.1 | 1.6 | 2.68 | 0.11 | 10.1 |
| 1.2 | 3.70 | 0.21 | 26.7 | 1.8 | 3.02 | 0.14 | 12.4 |
| 1.4 | 4.32 | 0.29 | 35.3 | 2.0 | 3.36 | 0.18 | 15.0 |
| 1.6 | 4.93 | 0.38 | 45.2 | 2.5 | 4.20 | 0.27 | 22.6 |
| 1.8 | 5.55 | 0.48 | 56.4 | 3.0 | 5.04 | 0.39 | 31.6 |
| 2.0 | 6.17 | 0.59 | 69.0 | 3.5 | 5.88 | 0.54 | 42.6 |
| 2.5 | 7.71 | 0.92 | 103.0 | 4.0 | 6.72 | 0.70 | 54.9 |
| 3.0 | 9.25 | 1.33 | 144.0 | 5.0 | 8.40 | 1.10 | 83.5 |
| 3.5 | 10.79 | 1.81 | 200.0 | 6.0 | 10.08 | 1.53 | 118.0 |
| 4.0 | 12.33 | 2.36 | 259.0 | 7.0 | 11.80 | 2.15 | 159.0 |
| 5.0 | 15.42 | 3.69 | 398.0 | 8.0 | 13.44 | 2.81 | 208.0 |
| | | | | 9.0 | 15.12 | 3.56 | 259.0 |
| | | | | 10.0 | 16.80 | 4.39 | 316.0 |

| $\frac{1}{2}$ "
0.622" inside dia. | | | | $\frac{3}{4}$ "
0.824" inside dia. | | | |
|---------------------------------------|-----------------|-------------------------|------------------------|---------------------------------------|-----------------|-------------------------|------------------------|
| U.S. Gals. Per Min. | vel. V f.p.s. | vel. head $V^2/2g$ feet | frict. loss h_f feet | U.S. Gals. Per Min. | vel. V f.p.s. | vel. head $V^2/2g$ feet | frict. loss h_f feet |
| 2.0 | 2.11 | 0.07 | 4.78 | 2.0 | 1.81 | 0.05 | 2.50 |
| 2.5 | 2.64 | 0.11 | 7.16 | 3.5 | 2.11 | 0.07 | 3.30 |
| 3.0 | 3.17 | 0.16 | 10.0 | 4.0 | 2.41 | 0.09 | 4.27 |
| 3.5 | 3.70 | 0.21 | 13.3 | 5.0 | 3.01 | 0.14 | 6.27 |
| 4.0 | 4.22 | 0.29 | 17.1 | 6.0 | 3.61 | 0.20 | 8.87 |
| 5.0 | 5.28 | 0.43 | 25.8 | 7.0 | 4.21 | 0.28 | 11.8 |
| 6.0 | 6.34 | 0.62 | 36.5 | 8.0 | 4.81 | 0.38 | 15.0 |
| 7.0 | 7.39 | 0.85 | 49.7 | 9.0 | 5.42 | 0.46 | 18.8 |
| 8.0 | 8.45 | 1.11 | 65.7 | 10.0 | 6.02 | 0.56 | 23.8 |
| 9.0 | 9.50 | 1.40 | 84.3 | 12.0 | 7.22 | 0.81 | 32.6 |
| 10.0 | 10.56 | 1.73 | 109.9 | 14.0 | 8.42 | 1.10 | 43.5 |
| 12.0 | 12.70 | 2.49 | 136.0 | 16.0 | 9.63 | 1.41 | 56.3 |
| 14.0 | 14.80 | 3.40 | 183.0 | 18.0 | 10.80 | 1.82 | 70.3 |
| 16.0 | 16.90 | 4.43 | 235.0 | 20.0 | 12.00 | 2.25 | 86.1 |
| | | | | 22.0 | 13.20 | 2.72 | 104.0 |
| | | | | 24.0 | 14.40 | 3.24 | 122.0 |
| | | | | 26.0 | 15.60 | 3.80 | 143.0 |
| | | | | 28.0 | 16.80 | 4.41 | 164.0 |

CAUTION: No allowance has been made for age, difference in diameter resulting from manufacturing tolerances or any abnormal conditions of interior pipe surface. It is recommended that for commercial application a reserve or margin of safety to cover these effects be added to the values shown in the tables. Where no careful analysis of these effects are made a reserve of 33% is recommended.

Courtesy Hydraulic Institute. See Page 6.

30 30

TABLE 1. (Cont.)
FRICTION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW
WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

| 2"
1.625" inside dia. | | | | 2 1/4"
1.938" inside dia. | | | |
|--------------------------|--------------|----------------------|---------------------|------------------------------|--------------|----------------------|---------------------|
| U.S. Gals. Per Min. | vel. f. p.s. | vel. head f. 2g feet | frict. loss h. feet | U.S. Gals. Per Min. | vel. f. p.s. | vel. head f. 2g feet | frict. loss h. feet |
| 5 | 2.73 | 0.05 | 2.63 | 10 | 2.15 | 0.72 | 1.77 |
| 10 | 2.87 | 0.14 | 2.51 | 15 | 2.37 | 0.10 | 2.48 |
| 20 | 3.71 | 0.21 | 2.66 | 20 | 3.00 | 0.14 | 3.28 |
| 30 | 4.45 | 0.31 | 2.82 | 25 | 3.43 | 0.18 | 4.79 |
| 40 | 5.20 | 0.42 | 3.55 | 30 | 3.86 | 0.23 | 5.22 |
| 50 | 5.94 | 0.55 | 16.5 | 35 | 4.29 | 0.29 | 6.31 |
| 60 | 6.68 | 0.69 | 20.6 | 40 | 4.72 | 0.35 | 7.33 |
| 70 | 7.42 | 0.86 | 25.1 | 45 | 5.15 | 0.41 | 8.52 |
| 80 | 8.17 | 1.04 | 30.2 | 50 | 5.58 | 0.48 | 9.6 |
| 90 | 8.91 | 1.23 | 35.6 | 55 | 6.44 | 0.61 | 12.6 |
| 100 | 9.27 | 1.34 | 39.7 | 60 | 7.31 | 0.87 | 18.2 |
| 110 | 11.1 | 1.93 | 34.6 | 65 | 8.20 | 1.14 | 22.5 |
| 120 | 13.0 | 2.63 | 73.3 | 70 | 9.65 | 1.64 | 29.4 |
| 130 | 14.8 | 3.43 | 95.9 | 75 | 10.7 | 1.79 | 36.0 |
| 140 | 16.7 | 4.34 | 119.0 | 80 | 11.8 | 2.16 | 43.2 |
| 150 | 18.6 | 5.35 | 146.0 | 85 | 12.9 | 2.57 | 51.0 |
| 160 | 20.4 | 6.46 | 176.0 | 90 | 13.9 | 3.02 | 59.6 |
| 170 | 22.3 | 7.71 | 209.0 | 95 | 15.0 | 3.50 | 69.2 |
| 180 | 24.2 | 9.10 | 245.0 | 100 | 16.1 | 4.03 | 79.7 |
| 190 | 26.0 | 10.49 | 283.0 | 105 | 17.2 | 4.50 | 91.2 |
| 200 | 27.7 | 12.10 | 321.0 | 110 | 18.2 | 5.15 | 100.0 |
| 210 | 29.7 | 13.7 | 367.0 | 115 | 19.3 | 5.79 | 111.0 |
| | | | | 120 | 20.4 | 6.45 | 125.0 |
| | | | | 125 | 21.5 | 7.15 | 139.0 |
| | | | | 130 | 22.7 | 7.93 | 154.0 |
| | | | | 135 | 23.9 | 8.79 | 170.0 |
| | | | | 140 | 25.1 | 9.70 | 187.0 |
| | | | | 145 | 26.3 | 10.65 | 205.0 |
| | | | | 150 | 27.5 | 11.65 | 225.0 |

| 2 1/2"
1.910" inside dia. | | | | 3"
2.463" inside dia. | | | |
|------------------------------|--------------|----------------------|---------------------|--------------------------|--------------|----------------------|---------------------|
| U.S. Gals. Per Min. | vel. f. p.s. | vel. head f. 2g feet | frict. loss h. feet | U.S. Gals. Per Min. | vel. f. p.s. | vel. head f. 2g feet | frict. loss h. feet |
| 11 | 7.21 | 0.09 | 1.53 | 65 | 10.24 | 1.63 | 27.1 |
| 15 | 7.52 | 0.10 | 1.56 | 70 | 11.03 | 1.83 | 31.3 |
| 20 | 7.81 | 0.12 | 1.62 | 75 | 11.8 | 2.06 | 35.8 |
| 25 | 8.15 | 0.15 | 1.71 | 80 | 12.6 | 2.47 | 40.5 |
| 30 | 8.47 | 0.19 | 1.82 | 85 | 13.4 | 2.79 | 45.6 |
| 35 | 8.79 | 0.22 | 1.95 | 90 | 14.2 | 3.13 | 51.0 |
| 40 | 9.14 | 0.26 | 2.10 | 95 | 15.0 | 3.49 | 56.5 |
| 45 | 9.49 | 0.31 | 2.26 | 100 | 15.8 | 3.86 | 62.2 |
| 50 | 9.84 | 0.37 | 2.43 | 105 | 16.7 | 4.26 | 68.1 |
| 55 | 10.20 | 0.42 | 2.61 | 110 | 17.6 | 4.68 | 74.0 |
| 60 | 10.57 | 0.48 | 2.80 | 115 | 18.5 | 5.13 | 80.0 |
| 65 | 10.94 | 0.55 | 3.00 | 120 | 19.4 | 5.60 | 86.0 |
| 70 | 11.32 | 0.62 | 3.21 | 125 | 20.4 | 6.10 | 92.0 |
| 75 | 11.70 | 0.70 | 3.43 | 130 | 21.4 | 6.63 | 98.0 |
| 80 | 12.09 | 0.78 | 3.66 | 135 | 22.4 | 7.19 | 104.0 |
| 85 | 12.48 | 0.87 | 3.90 | 140 | 23.4 | 7.78 | 110.0 |
| 90 | 12.88 | 0.97 | 4.15 | 145 | 24.4 | 8.40 | 116.0 |
| 95 | 13.28 | 1.07 | 4.41 | 150 | 25.4 | 9.05 | 122.0 |
| 100 | 13.68 | 1.17 | 4.67 | 155 | 26.4 | 9.73 | 128.0 |
| 105 | 14.09 | 1.28 | 4.94 | 160 | 27.4 | 10.44 | 134.0 |
| 110 | 14.50 | 1.39 | 5.21 | 165 | 28.4 | 11.18 | 140.0 |
| 115 | 14.91 | 1.50 | 5.49 | 170 | 29.4 | 11.95 | 146.0 |
| 120 | 15.32 | 1.61 | 5.78 | 175 | 30.4 | 12.75 | 152.0 |
| 125 | 15.73 | 1.73 | 6.08 | 180 | 31.4 | 13.58 | 158.0 |
| 130 | 16.14 | 1.85 | 6.39 | 185 | 32.4 | 14.44 | 164.0 |
| 135 | 16.55 | 1.97 | 6.71 | 190 | 33.4 | 15.33 | 170.0 |
| 140 | 16.96 | 2.10 | 7.04 | 195 | 34.4 | 16.25 | 176.0 |
| 145 | 17.37 | 2.23 | 7.38 | 200 | 35.4 | 17.20 | 182.0 |
| 150 | 17.78 | 2.36 | 7.73 | 205 | 36.4 | 18.18 | 188.0 |
| 155 | 18.19 | 2.50 | 8.09 | 210 | 37.4 | 19.19 | 194.0 |
| 160 | 18.60 | 2.64 | 8.46 | 215 | 38.4 | 20.23 | 200.0 |
| 165 | 19.01 | 2.78 | 8.84 | 220 | 39.4 | 21.30 | 206.0 |
| 170 | 19.42 | 2.93 | 9.23 | 225 | 40.4 | 22.40 | 212.0 |
| 175 | 19.83 | 3.08 | 9.63 | 230 | 41.4 | 23.53 | 218.0 |
| 180 | 20.24 | 3.23 | 10.04 | 235 | 42.4 | 24.69 | 224.0 |
| 185 | 20.65 | 3.39 | 10.46 | 240 | 43.4 | 25.88 | 230.0 |
| 190 | 21.06 | 3.55 | 10.89 | 245 | 44.4 | 27.10 | 236.0 |
| 195 | 21.47 | 3.71 | 11.33 | 250 | 45.4 | 28.35 | 242.0 |
| 200 | 21.88 | 3.88 | 11.78 | 255 | 46.4 | 29.63 | 248.0 |
| 205 | 22.29 | 4.05 | 12.24 | 260 | 47.4 | 30.94 | 254.0 |
| 210 | 22.70 | 4.23 | 12.71 | 265 | 48.4 | 32.28 | 260.0 |
| 215 | 23.11 | 4.41 | 13.19 | 270 | 49.4 | 33.65 | 266.0 |
| 220 | 23.52 | 4.60 | 13.68 | 275 | 50.4 | 35.05 | 272.0 |
| 225 | 23.93 | 4.79 | 14.18 | 280 | 51.4 | 36.48 | 278.0 |
| 230 | 24.34 | 4.98 | 14.69 | 285 | 52.4 | 37.94 | 284.0 |
| 235 | 24.75 | 5.18 | 15.21 | 290 | 53.4 | 39.43 | 290.0 |
| 240 | 25.16 | 5.38 | 15.74 | 295 | 54.4 | 40.95 | 296.0 |
| 245 | 25.57 | 5.58 | 16.28 | 300 | 55.4 | 42.50 | 302.0 |
| 250 | 25.98 | 5.78 | 16.83 | 305 | 56.4 | 44.08 | 308.0 |
| 255 | 26.39 | 5.99 | 17.39 | 310 | 57.4 | 45.69 | 314.0 |
| 260 | 26.80 | 6.20 | 17.96 | 315 | 58.4 | 47.33 | 320.0 |
| 265 | 27.21 | 6.41 | 18.54 | 320 | 59.4 | 49.00 | 326.0 |
| 270 | 27.62 | 6.62 | 19.13 | 325 | 60.4 | 50.70 | 332.0 |
| 275 | 28.03 | 6.84 | 19.73 | 330 | 61.4 | 52.43 | 338.0 |
| 280 | 28.44 | 7.06 | 20.34 | 335 | 62.4 | 54.19 | 344.0 |
| 285 | 28.85 | 7.28 | 20.96 | 340 | 63.4 | 56.00 | 350.0 |
| 290 | 29.26 | 7.50 | 21.59 | 345 | 64.4 | 57.84 | 356.0 |
| 295 | 29.67 | 7.73 | 22.23 | 350 | 65.4 | 59.71 | 362.0 |
| 300 | 30.08 | 7.96 | 22.88 | 355 | 66.4 | 61.62 | 368.0 |

CAUTION: No allowance has been made for any difference in diameter resulting from manufacturing tolerances or any abnormal conditions of interior pipe surface. It is recommended that for a particular application a reserve margin of safety be used to cover these effects. In other words, the values shown in the tables, when the careful analysis of these effects are made a reserve of 15% is recommended.

TABLE 1. (Cont.)
FRICTION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW
WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

| 3"
2.463" inside dia. | | | | 3 1/2"
2.763" inside dia. | | | |
|--------------------------|--------------|----------------------|---------------------|------------------------------|--------------|----------------------|---------------------|
| U.S. Gals. Per Min. | vel. f. p.s. | vel. head f. 2g feet | frict. loss h. feet | U.S. Gals. Per Min. | vel. f. p.s. | vel. head f. 2g feet | frict. loss h. feet |
| 24 | 2.29 | 0.05 | 1.50 | 25 | 1.65 | 0.01 | 0.54 |
| 25 | 2.39 | 0.09 | 1.29 | 30 | 2.01 | 0.06 | 0.75 |
| 30 | 2.67 | 0.13 | 1.52 | 35 | 2.35 | 0.09 | 1.00 |
| 35 | 3.05 | 0.17 | 2.42 | 40 | 2.68 | 0.11 | 1.28 |
| 40 | 3.82 | 0.23 | 3.10 | 45 | 3.02 | 0.14 | 1.60 |
| 45 | 4.30 | 0.29 | 3.85 | 50 | 3.35 | 0.17 | 1.91 |
| 50 | 4.78 | 0.36 | 4.67 | 55 | 4.02 | 0.25 | 2.72 |
| 55 | 5.25 | 0.43 | 5.51 | 60 | 4.69 | 0.34 | 3.63 |
| 60 | 5.74 | 0.51 | 6.50 | 65 | 5.36 | 0.45 | 4.66 |
| 65 | 6.21 | 0.59 | 7.79 | 70 | 6.03 | 0.57 | 5.82 |
| 70 | 6.69 | 0.70 | 9.06 | 75 | 6.70 | 0.70 | 7.13 |
| 75 | 7.16 | 0.80 | 10.15 | 80 | 7.38 | 0.85 | 8.50 |
| 80 | 7.65 | 0.91 | 11.10 | 85 | 8.06 | 1.01 | 9.93 |
| 85 | 8.12 | 1.03 | 12.6 | 90 | 8.74 | 1.19 | 11.4 |
| 90 | 8.60 | 1.15 | 14.2 | 95 | 9.42 | 1.38 | 12.9 |
| 95 | 9.09 | 1.29 | 15.8 | 100 | 10.10 | 1.58 | 14.5 |
| 100 | 9.56 | 1.42 | 17.4 | 105 | 10.78 | 1.79 | 16.1 |
| 105 | 11.5 | 2.05 | 21.7 | 110 | 11.46 | 2.01 | 17.7 |
| 110 | 13.1 | 2.78 | 31.2 | 115 | 12.14 | 2.26 | 19.3 |
| 115 | 15.3 | 3.61 | 43.0 | 120 | 12.82 | 2.52 | 21.0 |
| 120 | 17.2 | 4.60 | 58.1 | 125 | 13.50 | 2.79 | 22.7 |
| 125 | 19.1 | 5.63 | 66.3 | 130 | 14.18 | 3.08 | 24.5 |
| 130 | 21.0 | 6.88 | 80.0 | 135 | 14.86 | 3.38 | 26.3 |
| 135 | 22.9 | 8.18 | 97.0 | 140 | 15.54 | 3.69 | 28.1 |
| 140 | 24.9 | 9.60 | 111.0 | 145 | 16.22 | 4.01 | 29.9 |
| 145 | 26.8 | 11.14 | 129.0 | 150 | 16.90 | 4.34 | 31.7 |
| 150 | 28.7 | 12.8 | 146.0 | 155 | 17.58 | 4.68 | 33.5 |
| | | | | 160 | 18.26 | 5.03 | 35.3 |
| | | | | 165 | 18.94 | 5.39 | 37.1 |
| | | | | 170 | 19.62 | 5.76 | 38.9 |
| | | | | 175 | 20.30 | 6.14 | 40.7 |
| | | | | 180 | 20.98 | 6.53 | 42.5 |
| | | | | 185 | 21.66 | 6.93 | 44.3 |
| | | | | 190 | 22.34 | 7.34 | 46.1 |
| | | | | 195 | 23.02 | 7.76 | 47.9 |
| | | | | 200 | 23.70 | 8.18 | 49.7 |
| | | | | 205 | 24.38 | 8.61 | 51.5 |
| | | | | 210 | 25.06 | 9.05 | 53.3 |
| | | | | 215 | 25.74 | 9.50 | 55.1 |
| | | | | 220 | 26.42 | 9.96 | 56.9 |
| | | | | 225 | 27.10 | 10.43 | 58.7 |
| | | | | 230 | 27.78 | 10.91 | 60.5 |
| | | | | 235 | 28.46 | 11.40 | 62.3 |
| | | | | 240 | 29.14 | 11.90 | 64.1 |
| | | | | 245 | 29.82 | 12.40 | 65.9 |
| | | | | 250 | 30.50 | 12.91 | 67.7 |
| | | | | 255 | 31.18 | 13.43 | 69.5 |
| | | | | 260 | 31.86 | 13.95 | 71.3 |
| | | | | 265 | 32.54 | 14.48 | 73.1 |
| | | | | 270 | 33.22 | 15.02 | 74.9 |
| | | | | 275 | 33.90 | 15.57 | 76.7 |
| | | | | 280 | 34.58 | 16.12 | 78.5 |
| | | | | 285 | 35.26 | 16.68 | 80.3 |
| | | | | 290 | 35.94 | 17.25 | 82.1 |
| | | | | 295 | 36.62 | 17.82 | 83.9 |
| | | | | 300 | 37.30 | 18.40 | 85.7 |
| | | | | 305 | 37.98 | 18.98 | 87.5 |
| | | | | 310 | 38.66 | 19.57 | 89.3 |
| | | | | 315 | 39.34 | 20.17 | 91.1 |
| | | | | 320 | 40.02 | 20.78 | 92.9 |
| | | | | 325 | 40.70 | 21.39 | 94.7 |
| | | | | 330 | 41.38 | 22.01 | 96.5 |
| | | | | 335 | 42.06 | 22.63 | 98.3 |
| | | | | 340 | 42.74 | 23.26 | 100.1 |
| | | | | 345 | 43.42 | 23.89 | 101.9 |
| | | | | 350 | 44.10 | 24.53 | 103.7 |
| | | | | 355 | 44.78 | 25.18 | 105.5 |
| | | | | 360 | 45.46 | 25.83 | 107.3 |
| | | | | 365 | 46.14 | 26.49 | 109.1 |
| | | | | 370 | 46.82 | 27.16 | 110.9 |
| | | | | 375 | 47.50 | 27.83 | 112.7 |
| | | | | 380 | 48.18 | 28.51 | 114.5 |
| | | | | 385 | 48.86 | 29.20 | 116.3 |
| | | | | 390 | 49.54 | 29.90 | 118.1 |
| | | | | 395 | 50.22 | | |

FRICITION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

| 4" 4.026" inside dia. | | | | 5" 5.017" inside dia. | | | |
|-----------------------|-------------|-----------------------------------|---------------------------------|-----------------------|-------------|-----------------------------------|---------------------------------|
| U.S. Gals. Per Min. | vel. f p.s. | vel. head f ² /2g feet | frict. loss h _f feet | U.S. Gals. Per Min. | vel. f p.s. | vel. head f ² /2g feet | frict. loss h _f feet |
| 90 | 2.27 | 0.08 | 0.52 | 140 | 2.25 | 0.08 | 0.370 |
| 100 | 2.52 | 0.10 | 0.62 | 160 | 2.57 | 0.10 | 0.437 |
| 120 | 3.02 | 0.14 | 0.83 | 180 | 2.89 | 0.13 | 0.506 |
| 140 | 3.53 | 0.19 | 1.17 | 200 | 3.21 | 0.16 | 0.736 |
| 160 | 4.03 | 0.25 | 1.49 | 220 | 3.53 | 0.19 | 0.879 |
| 180 | 4.54 | 0.32 | 1.86 | 240 | 3.85 | 0.23 | 1.073 |
| 200 | 5.04 | 0.40 | 2.27 | 260 | 4.17 | 0.27 | 1.200 |
| 220 | 5.54 | 0.48 | 2.72 | 280 | 4.49 | 0.31 | 1.38 |
| 240 | 6.05 | 0.57 | 3.21 | 300 | 4.81 | 0.36 | 1.63 |
| 260 | 6.55 | 0.67 | 3.73 | 320 | 5.13 | 0.41 | 1.87 |
| 280 | 7.06 | 0.77 | 4.30 | 340 | 5.45 | 0.46 | 2.11 |
| 300 | 7.56 | 0.89 | 4.89 | 360 | 5.77 | 0.52 | 2.37 |
| 320 | 8.02 | 1.21 | 6.55 | 380 | 6.10 | 0.58 | 2.65 |
| 340 | 10.10 | 1.53 | 8.47 | 400 | 6.41 | 0.64 | 2.96 |
| 350 | 11.4 | 2.00 | 10.63 | 420 | 7.05 | 0.77 | 3.47 |
| 360 | 12.6 | 2.47 | 12.9 | 440 | 7.70 | 0.92 | 4.09 |
| 380 | 13.9 | 3.00 | 15.7 | 460 | 8.34 | 1.08 | 4.86 |
| 400 | 15.1 | 3.55 | 18.6 | 480 | 8.98 | 1.25 | 5.73 |
| 420 | 17.6 | 4.84 | 25.9 | 500 | 9.62 | 1.44 | 6.73 |
| 440 | 20.2 | 6.32 | 32.4 | 520 | 10.3 | 1.64 | 7.87 |
| 460 | 22.7 | 8.00 | 40.3 | 540 | 10.9 | 1.85 | 9.29 |
| 480 | 25.2 | 9.87 | 50.2 | 560 | 11.5 | 2.07 | 10.9 |
| | | | | 580 | 12.2 | 2.31 | 12.8 |
| | | | | 600 | 12.8 | 2.56 | 14.8 |
| | | | | 620 | 13.5 | 2.83 | 17.0 |
| | | | | 640 | 14.1 | 3.09 | 19.4 |
| | | | | 660 | 14.8 | 3.38 | 22.0 |
| | | | | 680 | 15.5 | 3.67 | 24.8 |
| | | | | 700 | 16.0 | 4.00 | 27.8 |
| | | | | 720 | 16.7 | 4.31 | 31.0 |
| | | | | 740 | 17.4 | 4.64 | 34.4 |
| | | | | 760 | 18.0 | 4.99 | 38.0 |
| | | | | 780 | 18.7 | 5.34 | 41.8 |
| | | | | 800 | 19.4 | 5.71 | 45.8 |
| | | | | 820 | 20.0 | 6.11 | 50.0 |
| | | | | 840 | 20.7 | 6.52 | 54.4 |
| | | | | 860 | 21.4 | 6.95 | 59.0 |
| | | | | 880 | 22.0 | 7.40 | 63.8 |
| | | | | 900 | 22.7 | 7.87 | 68.8 |
| | | | | 920 | 23.4 | 8.36 | 74.0 |
| | | | | 940 | 24.0 | 8.87 | 79.4 |
| | | | | 960 | 24.7 | 9.40 | 85.0 |
| | | | | 980 | 25.4 | 9.95 | 90.8 |
| | | | | 1000 | 26.0 | 10.52 | 96.8 |

6" 6.065" inside dia.

| U.S. Gals. Per Min. | vel. f p.s. | vel. head f ² /2g feet | frict. loss h _f feet | U.S. Gals. Per Min. | vel. f p.s. | vel. head f ² /2g feet | frict. loss h _f feet |
|---------------------|-------------|-----------------------------------|---------------------------------|---------------------|-------------|-----------------------------------|---------------------------------|
| 200 | 2.22 | 0.08 | 0.30 | 800 | 8.88 | 1.23 | 4.03 |
| 220 | 2.44 | 0.09 | 0.357 | 850 | 9.43 | 1.39 | 4.50 |
| 240 | 2.66 | 0.11 | 0.419 | 900 | 9.99 | 1.55 | 4.93 |
| 260 | 2.89 | 0.13 | 0.487 | 950 | 10.55 | 1.73 | 5.41 |
| 280 | 3.11 | 0.15 | 0.56 | 1000 | 11.10 | 1.92 | 6.17 |
| 300 | 3.33 | 0.17 | 0.637 | 1100 | 12.20 | 2.32 | 7.41 |
| 320 | 3.69 | 0.24 | 0.851 | 1200 | 13.30 | 2.76 | 8.76 |
| 340 | 4.11 | 0.31 | 1.09 | 1300 | 14.40 | 3.24 | 10.2 |
| 350 | 5.00 | 0.39 | 1.36 | 1400 | 15.50 | 3.76 | 11.8 |
| 360 | 5.55 | 0.48 | 1.66 | 1500 | 16.70 | 4.31 | 13.6 |
| 380 | 6.06 | 0.59 | 2.11 | 1600 | 17.80 | 4.91 | 15.4 |
| 400 | 7.21 | 0.81 | 2.72 | 1700 | 18.90 | 5.54 | 17.3 |
| 420 | 7.77 | 0.94 | 3.13 | 1800 | 20.00 | 6.21 | 19.1 |
| 440 | 8.32 | 1.08 | 3.59 | 1900 | 21.10 | 6.92 | 21.6 |
| | | | | 2000 | 22.20 | 7.67 | 23.8 |

CAUTION: No allowance has been made for size differences in diameter resulting from manufacturing tolerances or any structural conditions of interior pipe surface. It is recommended that for commercial application a reserve or margin of safety to cover these effects be added to the values shown in the table. Where no careful analysis of these effects are made a reserve of 15% is recommended.

FRICITION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

| 8" 7.931" inside dia. | | | | 10" 10.020" inside dia. | | | |
|-----------------------|-------------|-----------------------------------|---------------------------------|-------------------------|-------------|-----------------------------------|---------------------------------|
| U.S. Gals. Per Min. | vel. f p.s. | vel. head f ² /2g feet | frict. loss h _f feet | U.S. Gals. Per Min. | vel. f p.s. | vel. head f ² /2g feet | frict. loss h _f feet |
| 400 | 2.57 | 0.10 | 0.279 | 600 | 3.44 | 0.203 | 0.410 |
| 450 | 2.89 | 0.13 | 0.345 | 650 | 3.81 | 0.268 | 0.521 |
| 500 | 3.21 | 0.16 | 0.421 | 700 | 4.23 | 0.356 | 0.650 |
| 550 | 3.85 | 0.23 | 0.537 | 750 | 4.69 | 0.473 | 0.809 |
| 600 | 4.16 | 0.27 | 0.631 | 800 | 5.25 | 0.614 | 0.998 |
| 700 | 4.49 | 0.31 | 0.797 | 850 | 5.86 | 0.787 | 1.226 |
| 750 | 4.80 | 0.36 | 0.911 | 900 | 6.56 | 0.990 | 1.498 |
| 800 | 5.13 | 0.41 | 1.02 | 950 | 7.37 | 1.233 | 1.813 |
| 850 | 5.45 | 0.46 | 1.13 | 1000 | 8.25 | 1.517 | 2.170 |
| 900 | 5.77 | 0.52 | 1.27 | 1100 | 9.29 | 1.851 | 2.600 |
| 950 | 6.10 | 0.58 | 1.42 | 1200 | 10.40 | 2.230 | 3.103 |
| 1000 | 6.41 | 0.64 | 1.58 | 1300 | 11.60 | 2.655 | 3.683 |
| 1100 | 7.05 | 0.77 | 1.87 | 1400 | 12.80 | 3.126 | 4.341 |
| 1200 | 7.70 | 0.92 | 2.20 | 1500 | 14.10 | 3.643 | 5.080 |
| 1300 | 8.34 | 1.08 | 2.56 | 1600 | 15.50 | 4.216 | 5.903 |
| 1400 | 8.98 | 1.25 | 2.93 | 1700 | 17.00 | 4.846 | 6.820 |
| 1500 | 9.62 | 1.44 | 3.37 | 1800 | 18.60 | 5.533 | 7.840 |
| 1600 | 10.3 | 1.64 | 3.82 | 1900 | 20.30 | 6.278 | 8.970 |
| 1700 | 10.9 | 1.85 | 4.29 | 2000 | 22.00 | 7.080 | 10.200 |
| 1800 | 11.5 | 2.07 | 4.79 | 2100 | 23.80 | 7.940 | 11.500 |
| 1900 | 12.2 | 2.31 | 5.31 | 2200 | 25.70 | 8.860 | 12.900 |
| 2000 | 12.8 | 2.56 | 5.86 | 2300 | 27.70 | 9.840 | 14.400 |
| 2100 | 13.5 | 2.83 | 6.43 | 2400 | 29.80 | 10.880 | 16.000 |
| 2200 | 14.1 | 3.09 | 7.02 | 2500 | 32.00 | 11.980 | 17.700 |
| 2300 | 14.8 | 3.38 | 7.63 | 2600 | 34.40 | 13.140 | 19.500 |
| 2400 | 15.5 | 3.67 | 8.26 | 2700 | 36.90 | 14.370 | 21.400 |
| 2500 | 16.0 | 4.00 | 8.90 | 2800 | 39.60 | 15.670 | 23.400 |
| 2600 | 16.7 | 4.31 | 9.57 | 2900 | 42.50 | 17.040 | 25.500 |
| 2700 | 17.4 | 4.64 | 10.26 | 3000 | 45.60 | 18.480 | 27.700 |
| 2800 | 18.0 | 4.99 | 10.98 | 3100 | 48.80 | 19.990 | 30.000 |
| 2900 | 18.7 | 5.34 | 11.73 | 3200 | 52.20 | 21.570 | 32.400 |
| 3000 | 19.4 | 5.71 | 12.50 | 3300 | 55.80 | 23.230 | 34.900 |
| 3100 | 20.0 | 6.11 | 13.30 | 3400 | 59.60 | 24.970 | 37.500 |
| 3200 | 20.7 | 6.52 | 14.13 | 3500 | 63.60 | 26.790 | 40.200 |
| 3300 | 21.4 | 6.95 | 14.99 | 3600 | 67.80 | 28.690 | 43.000 |
| 3400 | 22.0 | 7.40 | 15.88 | 3700 | 72.20 | 30.670 | 45.900 |
| 3500 | 22.7 | 7.87 | 16.80 | 3800 | 76.80 | 32.740 | 48.900 |
| 3600 | 23.4 | 8.36 | 17.75 | 3900 | 81.60 | 34.890 | 52.000 |
| 3700 | 24.0 | 8.87 | 18.73 | 4000 | 86.60 | 37.130 | 55.200 |
| 3800 | 24.7 | 9.40 | 19.74 | 4100 | 91.80 | 39.460 | 58.500 |
| 3900 | 25.4 | 9.95 | 20.78 | 4200 | 97.20 | 41.880 | 61.900 |
| 4000 | 26.0 | 10.52 | 21.85 | 4300 | 102.80 | 44.390 | 65.400 |

12" 11.938" inside dia.

| U.S. Gals. Per Min. | vel. f p.s. | vel. head f ² /2g feet | frict. loss h _f feet | U.S. Gals. Per Min. | vel. f p.s. | vel. head f ² /2g feet | frict. loss h _f feet |
|---------------------|-------------|-----------------------------------|---------------------------------|---------------------|-------------|-----------------------------------|---------------------------------|
| 400 | 2.29 | 0.08 | 0.118 | 2000 | 5.73 | 0.51 | 0.776 |
| 450 | 2.44 | 0.09 | 0.151 | 2100 | 6.01 | 0.56 | 0.833 |
| 500 | 2.58 | 0.10 | 0.173 | 2200 | 6.29 | 0.61 | 0.896 |
| 550 | 2.72 | 0.12 | 0.191 | 2300 | 6.57 | 0.66 | 0.967 |
| 600 | 2.87 | 0.13 | 0.210 | 2400 | 6.86 | 0.71 | 1.040 |
| 650 | 3.15 | 0.15 | 0.251 | 2500 | 7.15 | 0.76 | 1.115 |
| 700 | 3.44 | 0.18 | 0.296 | 2600 | 7.45 | 0.81 | 1.193 |
| 750 | 3.73 | 0.22 | 0.341 | 2700 | 7.75 | 0.86 | 1.273 |
| 800 | 4.01 | 0.25 | 0.393 | 2800 | 8.06 | 0.91 | 1.356 |
| 850 | 4.30 | 0.29 | 0.450 | 2900 | 8.37 | 0.96 | 1.441 |
| 900 | 4.59 | 0.33 | 0.509 | 3000 | 8.69 | 1.01 | 1.528 |
| 950 | 4.87 | 0.37 | 0.572 | 3100 | 9.02 | 1.06 | 1.617 |
| 1000 | 5.15 | 0.41 | 0.636 | 3200 | 9.36 | 1.11 | 1.708 |
| 1050 | 5.45 | 0.46 | 0.701 | 3300 | 9.71 | 1.16 | 1.801 |

CAUTION: No allowance has been made for size differences in diameter resulting from manufacturing tolerances or any structural conditions of interior pipe surface. It is recommended that for commercial application a reserve or margin of safety to cover these effects be added to the values shown in the table. Where no careful analysis of these effects are made a reserve of 15% is recommended.

3232

TABLE I. (Cont.)

FRICITION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

| 14" 13.125" inside dia. | | | | 16" 15.000" inside dia. | | | |
|-------------------------|-------------|-----------------------------------|------------------------|-------------------------|-------------|-----------------------------------|------------------------|
| U.S. Gals. Per Min. | vel. f p.s. | vel. head f ² /2g feet | frict. loss h. by feet | U.S. Gals. Per Min. | vel. f p.s. | vel. head f ² /2g feet | frict. loss h. by feet |
| 1000 | 2.37 | 0.07 | 0.131 | 1100 | 2.54 | 0.10 | 0.127 |
| 1100 | 2.61 | 0.11 | 0.137 | 1200 | 2.72 | 0.12 | 0.124 |
| 1200 | 2.85 | 0.13 | 0.143 | 1300 | 2.90 | 0.13 | 0.120 |
| 1300 | 3.09 | 0.15 | 0.149 | 1400 | 3.09 | 0.15 | 0.117 |
| 1400 | 3.32 | 0.17 | 0.155 | 1500 | 3.27 | 0.17 | 0.113 |
| 1500 | 3.56 | 0.19 | 0.161 | 1600 | 3.45 | 0.19 | 0.110 |
| 1600 | 3.79 | 0.21 | 0.167 | 1700 | 3.63 | 0.21 | 0.106 |
| 1700 | 4.03 | 0.23 | 0.173 | 1800 | 3.81 | 0.23 | 0.103 |
| 1800 | 4.27 | 0.25 | 0.179 | 1900 | 3.99 | 0.25 | 0.099 |
| 1900 | 4.50 | 0.27 | 0.185 | 2000 | 4.17 | 0.27 | 0.096 |
| 2000 | 4.74 | 0.29 | 0.191 | 2100 | 4.35 | 0.29 | 0.092 |
| 2500 | 5.93 | 0.35 | 0.225 | 2200 | 4.53 | 0.31 | 0.089 |
| 3000 | 7.11 | 0.41 | 0.259 | 2300 | 4.71 | 0.33 | 0.085 |
| 3500 | 8.30 | 0.47 | 0.293 | 2400 | 4.89 | 0.35 | 0.082 |
| 4000 | 9.48 | 0.53 | 0.327 | 2500 | 5.07 | 0.37 | 0.078 |
| 4500 | 10.7 | 0.59 | 0.361 | 2600 | 5.25 | 0.39 | 0.075 |
| 5000 | 11.9 | 0.65 | 0.395 | 2700 | 5.43 | 0.41 | 0.071 |
| 6000 | 14.2 | 0.77 | 0.459 | 2800 | 5.61 | 0.43 | 0.068 |
| 7000 | 16.6 | 0.89 | 0.523 | 2900 | 5.79 | 0.45 | 0.064 |
| 8000 | 19.0 | 1.01 | 0.587 | 3000 | 5.97 | 0.47 | 0.061 |
| 9000 | 21.3 | 1.13 | 0.651 | 3100 | 6.15 | 0.49 | 0.057 |
| 10000 | 23.7 | 1.25 | 0.715 | 3200 | 6.33 | 0.51 | 0.054 |
| 11000 | 26.0 | 1.37 | 0.779 | 3300 | 6.51 | 0.53 | 0.050 |
| 12000 | 28.5 | 1.49 | 0.843 | 3400 | 6.69 | 0.55 | 0.047 |

18" 16.875" inside dia.

| U.S. Gals. Per Min. | vel. f p.s. | vel. head f ² /2g feet | frict. loss h. by feet | U.S. Gals. Per Min. | vel. f p.s. | vel. head f ² /2g feet | frict. loss h. by feet |
|---------------------|-------------|-----------------------------------|------------------------|---------------------|-------------|-----------------------------------|------------------------|
| 1300 | 2.59 | 0.10 | 0.113 | 7400 | 10.0 | 1.57 | 1.09 |
| 1400 | 2.73 | 0.12 | 0.116 | 8000 | 11.5 | 2.05 | 1.32 |
| 1500 | 2.87 | 0.13 | 0.119 | 9000 | 12.9 | 2.59 | 1.47 |
| 1600 | 3.00 | 0.20 | 0.211 | 10000 | 14.3 | 3.20 | 1.97 |
| 1700 | 3.13 | 0.23 | 0.257 | 11000 | 15.8 | 3.99 | 2.57 |
| 1800 | 3.27 | 0.25 | 0.277 | 12000 | 17.2 | 4.60 | 3.21 |
| 1900 | 3.40 | 0.31 | 0.311 | 13000 | 18.6 | 5.37 | 3.89 |
| 2000 | 3.53 | 0.33 | 0.329 | 14000 | 20.1 | 6.27 | 5.00 |
| 2500 | 4.17 | 0.40 | 0.381 | 15000 | 21.5 | 7.18 | 6.50 |
| 3000 | 4.81 | 0.47 | 0.433 | 16000 | 22.9 | 8.19 | 7.91 |
| 3500 | 5.45 | 0.54 | 0.485 | 17000 | 24.3 | 9.20 | 9.32 |
| 4000 | 6.09 | 0.61 | 0.537 | 18000 | 25.8 | 10.36 | 10.73 |
| 4500 | 6.73 | 0.68 | 0.589 | 19000 | 27.2 | 11.50 | 12.14 |
| 5000 | 7.37 | 0.75 | 0.641 | 20000 | 28.7 | 12.8 | 13.55 |

TABLE I. (Cont.)

FRICITION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

| 20" 18.814" inside dia. | | | | 24" 22.625" inside dia. | | | |
|-------------------------|-------------|-----------------------------------|------------------------|-------------------------|-------------|-----------------------------------|------------------------|
| U.S. Gals. Per Min. | vel. f p.s. | vel. head f ² /2g feet | frict. loss h. by feet | U.S. Gals. Per Min. | vel. f p.s. | vel. head f ² /2g feet | frict. loss h. by feet |
| 2000 | 2.31 | 0.05 | 0.0512 | 3000 | 2.39 | 0.09 | 0.053 |
| 2500 | 2.89 | 0.13 | 0.123 | 3500 | 2.79 | 0.12 | 0.057 |
| 3000 | 3.48 | 0.19 | 0.173 | 4000 | 3.19 | 0.16 | 0.120 |
| 3500 | 4.04 | 0.25 | 0.232 | 4500 | 3.59 | 0.20 | 0.119 |
| 4000 | 4.62 | 0.31 | 0.293 | 5000 | 3.99 | 0.25 | 0.131 |
| 4500 | 5.19 | 0.42 | 0.372 | 6000 | 4.79 | 0.36 | 0.237 |
| 5000 | 5.77 | 0.52 | 0.455 | 7000 | 5.59 | 0.49 | 0.313 |
| 6000 | 6.92 | 0.75 | 0.615 | 8000 | 6.39 | 0.63 | 0.411 |
| 7000 | 8.08 | 1.01 | 0.862 | 9000 | 7.18 | 0.80 | 0.531 |
| 8000 | 9.23 | 1.32 | 1.11 | 10000 | 7.93 | 0.99 | 0.671 |
| 9000 | 10.39 | 1.68 | 1.39 | 11000 | 8.74 | 1.20 | 0.810 |
| 10000 | 11.5 | 2.07 | 1.70 | 12000 | 9.58 | 1.42 | 0.959 |
| 11000 | 12.7 | 2.51 | 2.05 | 13000 | 10.4 | 1.68 | 1.12 |
| 12000 | 13.8 | 2.98 | 2.44 | 14000 | 11.2 | 1.91 | 1.29 |
| 13000 | 15.0 | 3.50 | 2.86 | 15000 | 12.0 | 2.24 | 1.45 |
| 14000 | 16.2 | 4.03 | 3.29 | 16000 | 12.8 | 2.53 | 1.67 |
| 15000 | 17.3 | 4.55 | 3.75 | 17000 | 13.6 | 2.88 | 1.81 |
| 16000 | 18.5 | 5.20 | 4.26 | 18000 | 14.4 | 3.21 | 2.10 |
| 17000 | 20.0 | 6.71 | 5.25 | 19000 | 15.2 | 3.59 | 2.33 |
| 18000 | 22.1 | 8.28 | 6.56 | 20000 | 16.0 | 3.96 | 2.58 |
| 22000 | 25.4 | 10.02 | 7.91 | 25000 | 20.0 | 6.20 | 4.01 |
| 24000 | 27.7 | 11.9 | 9.29 | 30000 | 23.9 | 8.91 | 5.63 |
| | | | | 35000 | 27.9 | 12.20 | 7.73 |

30" 29.000" inside dia.

| U.S. Gals. Per Min. | vel. f p.s. | vel. head f ² /2g feet | frict. loss h. by feet | U.S. Gals. Per Min. | vel. f p.s. | vel. head f ² /2g feet | frict. loss h. by feet |
|---------------------|-------------|-----------------------------------|------------------------|---------------------|-------------|-----------------------------------|------------------------|
| 5000 | 2.43 | 0.09 | 0.053 | 17000 | 7.28 | 0.83 | 0.476 |
| 6000 | 2.91 | 0.13 | 0.075 | 18000 | 7.77 | 0.94 | 0.479 |
| 7000 | 3.40 | 0.18 | 0.100 | 19000 | 8.25 | 1.06 | 0.533 |
| 8000 | 3.89 | 0.24 | 0.129 | 19000 | 8.74 | 1.19 | 0.595 |
| 9000 | 4.37 | 0.30 | 0.161 | 19000 | 9.21 | 1.32 | 0.661 |
| 10000 | 4.86 | 0.37 | 0.196 | 20000 | 9.71 | 1.47 | 0.732 |
| 11000 | 5.35 | 0.41 | 0.237 | 23000 | 12.1 | 2.29 | 1.13 |
| 12000 | 5.83 | 0.53 | 0.277 | 30000 | 14.8 | 3.30 | 1.81 |
| 13000 | 6.31 | 0.62 | 0.320 | 35000 | 17.0 | 4.49 | 2.17 |
| 14000 | 6.80 | 0.72 | 0.361 | 40000 | 19.4 | 5.87 | 2.83 |
| | | | | 45000 | 21.9 | 7.42 | 3.56 |
| | | | | 50000 | 24.3 | 9.17 | 4.38 |
| | | | | 60000 | 29.1 | 13.2 | 6.23 |

CAUTION: No allowance has been made for size differences in diameter resulting from manufacturing tolerances or any abnormal conditions of interior pipe surface. It is recommended that for commercial application a reserve of margin of safety is added to these figures to allow for the variations in the tables. Where no careful analysis of these effects are made a reserve of 15% is recommended.

CAUTION: No allowance has been made for size differences in diameter resulting from manufacturing tolerances or any abnormal conditions of interior pipe surface. It is recommended that for commercial application a reserve of margin of safety is added to these effects to allow for the variations in the tables. Where no careful analysis of these effects are made a reserve of 15% is recommended.

33

33

TABLE 1. (Cont.)
 FRICTION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW
 WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

| 36"
36.00" inside dia. | | | | 42"
42.00" inside dia. | | | |
|---------------------------|-------------|-----------------------|----------------------|---------------------------|-------------|-----------------------|----------------------|
| U.S. Gals. Per Min. | vel. f.p.s. | vel. head ft. 2g feet | frict. loss hr. feet | U.S. Gals. Per Min. | vel. f.p.s. | vel. head ft. 2g feet | frict. loss hr. feet |
| 5000 | 2.52 | 0.10 | 0.011 | 10000 | 2.32 | 0.08 | 0.0314 |
| 9000 | 2.54 | 0.13 | 0.035 | 12000 | 2.55 | 0.10 | 0.0350 |
| 10000 | 3.15 | 0.15 | 0.067 | 12000 | 2.78 | 0.12 | 0.0411 |
| 11000 | 3.46 | 0.19 | 0.081 | 12000 | 3.01 | 0.14 | 0.0511 |
| 12000 | 3.75 | 0.22 | 0.094 | 11000 | 3.24 | 0.16 | 0.0591 |
| 13000 | 4.10 | 0.26 | 0.109 | 15000 | 3.47 | 0.19 | 0.0650 |
| 14000 | 4.41 | 0.30 | 0.126 | 16000 | 3.71 | 0.21 | 0.0758 |
| 15000 | 4.73 | 0.35 | 0.144 | 17000 | 3.91 | 0.24 | 0.0832 |
| 16000 | 5.01 | 0.40 | 0.162 | 18000 | 4.17 | 0.27 | 0.0911 |
| 17000 | 5.35 | 0.45 | 0.182 | 19000 | 4.40 | 0.30 | 0.101 |
| 18000 | 5.67 | 0.50 | 0.203 | 20000 | 4.63 | 0.33 | 0.115 |
| 19000 | 5.93 | 0.57 | 0.224 | 25000 | 5.79 | 0.52 | 0.176 |
| 20000 | 6.30 | 0.62 | 0.243 | 30000 | 6.95 | 0.75 | 0.250 |
| 25000 | 7.53 | 0.97 | 0.373 | 35000 | 8.11 | 1.02 | 0.371 |
| 30000 | 9.45 | 1.39 | 0.510 | 40000 | 9.26 | 1.33 | 0.433 |
| 35000 | 11.0 | 1.89 | 0.724 | 45000 | 10.4 | 1.69 | 0.515 |
| 40000 | 12.6 | 2.47 | 0.911 | 50000 | 11.6 | 2.08 | 0.668 |
| 45000 | 14.1 | 3.13 | 1.18 | 60000 | 13.9 | 3.00 | 0.916 |
| 50000 | 15.8 | 3.86 | 1.45 | 70000 | 16.2 | 4.08 | 1.27 |
| 60000 | 19.9 | 5.56 | 2.07 | 80000 | 18.5 | 5.33 | 1.66 |
| 70000 | 22.1 | 7.56 | 2.81 | 90000 | 20.8 | 6.75 | 2.09 |
| 80000 | 25.2 | 9.53 | 3.66 | 100000 | 22.2 | 8.33 | 2.57 |
| 90000 | 29.4 | 12.5 | 4.53 | 120000 | 27.8 | 12.0 | 3.67 |

48"
48" inside dia.

| U.S. Gals. Per Min. | vel. f.p.s. | vel. head ft. 2g feet | frict. loss hr. feet | U.S. Gals. Per Min. | vel. f.p.s. | vel. head ft. 2g feet | frict. loss hr. feet |
|---------------------|-------------|-----------------------|----------------------|---------------------|-------------|-----------------------|----------------------|
| 11000 | 2.43 | 0.10 | 0.031 | 60000 | 10.61 | 1.76 | 0.454 |
| 16000 | 2.51 | 0.13 | 0.039 | 70000 | 12.4 | 2.39 | 0.652 |
| 18000 | 3.19 | 0.16 | 0.049 | 80000 | 14.2 | 3.13 | 0.819 |
| 20000 | 3.55 | 0.20 | 0.060 | 90000 | 16.0 | 3.96 | 1.06 |
| 25000 | 4.43 | 0.31 | 0.091 | 100000 | 17.7 | 4.89 | 1.38 |
| 30000 | 5.22 | 0.44 | 0.128 | 120000 | 21.3 | 7.03 | 1.87 |
| 35000 | 6.21 | 0.60 | 0.172 | 140000 | 24.8 | 9.57 | 2.51 |
| 40000 | 7.03 | 0.78 | 0.222 | 160000 | 29.4 | 12.5 | 3.26 |
| 45000 | 7.59 | 0.99 | 0.278 | | | | |
| 50000 | 8.67 | 1.22 | 0.341 | | | | |

CAUTION: No allowance has been made for size differences in diameter resulting from manufacturing tolerances or any abnormal conditions of interior pipe surface. It is recommended that for each actual application a reserve or margin of safety be used. These values are based on the values shown in the tables. Where no careful analysis of these effects are made a reserve of 15% is recommended.

TABLE 1. (Cont.)
 FRICTION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW
 WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

| 54"
54" inside dia. | | | | 60"
60" inside dia. | | | |
|------------------------|-------------|-----------------------|----------------------|------------------------|-------------|-----------------------|----------------------|
| U.S. Gals. Per Min. | vel. f.p.s. | vel. head ft. 2g feet | frict. loss hr. feet | U.S. Gals. Per Min. | vel. f.p.s. | vel. head ft. 2g feet | frict. loss hr. feet |
| 15000 | 2.52 | 0.10 | 0.017 | 20000 | 2.27 | 0.08 | |
| 20000 | 2.50 | 0.12 | 0.023 | 25000 | 2.54 | 0.13 | |
| 25000 | 3.50 | 0.19 | 0.030 | 30000 | 2.40 | 0.16 | 0.030 |
| 30000 | 4.20 | 0.27 | 0.041 | 35000 | 3.97 | 0.25 | 0.057 |
| 35000 | 4.90 | 0.37 | 0.056 | 40000 | 4.54 | 0.32 | 0.073 |
| 40000 | 5.60 | 0.49 | 0.071 | 45000 | 5.11 | 0.41 | 0.092 |
| 45000 | 6.30 | 0.62 | 0.088 | 50000 | 5.67 | 0.50 | 0.112 |
| 50000 | 7.00 | 0.76 | 0.107 | 60000 | 6.61 | 0.72 | 0.153 |
| 60000 | 8.30 | 1.10 | 0.167 | 70000 | 7.94 | 0.98 | 0.213 |
| 70000 | 9.81 | 1.49 | 0.235 | 80000 | 9.08 | 1.29 | 0.275 |
| 80000 | 11.21 | 1.95 | 0.325 | 90000 | 10.21 | 1.62 | 0.341 |
| 90000 | 12.8 | 2.47 | 0.436 | 100000 | 11.3 | 2.00 | 0.420 |
| 100000 | 14.0 | 3.05 | 0.575 | 120000 | 13.6 | 2.88 | 0.600 |
| 120000 | 16.8 | 4.39 | 0.82 | 140000 | 15.9 | 3.92 | 0.806 |
| 140000 | 19.6 | 5.98 | 1.138 | 160000 | 18.2 | 5.12 | 1.040 |
| 160000 | 22.4 | 7.81 | 1.50 | 180000 | 20.4 | 6.48 | 1.32 |
| 180000 | 25.2 | 9.88 | 2.26 | 200000 | 22.7 | 8.00 | 1.62 |
| 200000 | 28.0 | 12.2 | 2.77 | 250000 | 29.4 | 12.5 | 2.71 |

72"
72" inside dia.

| U.S. Gals. Per Min. | vel. f.p.s. | vel. head ft. 2g feet | frict. loss hr. feet |
|---------------------|-------------|-----------------------|----------------------|
| 20000 | 2.37 | 0.09 | 0.017 |
| 35000 | 2.76 | 0.12 | 0.023 |
| 40000 | 3.16 | 0.16 | 0.030 |
| 45000 | 3.55 | 0.20 | 0.037 |
| 60000 | 3.94 | 0.24 | 0.045 |
| 80000 | 4.73 | 0.35 | 0.061 |
| 10000 | 5.52 | 0.47 | 0.085 |
| 30000 | 6.31 | 0.62 | 0.110 |
| 90000 | 7.10 | 0.78 | 0.135 |
| 100000 | 7.89 | 0.97 | 0.163 |
| 120000 | 9.47 | 1.39 | 0.217 |
| 140000 | 11.0 | 1.89 | 0.271 |
| 160000 | 12.6 | 2.47 | 0.348 |
| 180000 | 14.2 | 3.13 | 0.422 |
| 200000 | 15.8 | 3.87 | 0.512 |
| 250000 | 19.7 | 6.04 | 0.80 |
| 300000 | 23.7 | 8.70 | 1.12 |
| 350000 | 27.6 | 11.8 | 1.52 |

CAUTION: No allowance has been made for size differences in diameter resulting from manufacturing tolerances or any abnormal conditions of interior pipe surface. It is recommended that for each actual application a reserve or margin of safety be used. These values are based on the values shown in the tables. Where no careful analysis of these effects are made a reserve of 15% is recommended.

V.2.1.- Tubería de ademe.

La tubería de ademe se introduce en un pozo para mantener en su sitio las paredes del pozo evitando derrumbes y deslizamientos causados tanto por las presiones naturales del terreno, como por la acción dinámica del flujo de agua bombeada. Parte de la tubería de ademe se ranura para dar paso al flujo de agua que se está explotando evidentemente, una vez que ha quedado totalmente instalada la tubería, la parte ranurada debe coincidir con la zona en donde se localiza el manto acuífero. La parte de la tubería que no se ranura se denomina ademe ciego.

Las dimensiones de las ranuras dependen de las características granulométricas del filtro de grava que se coloca entre la pared del pozo y la tubería de ademe y que sirve de protección contra los arrastres de sólidos en suspensión en el agua. El número de ranuras depende de la velocidad de infiltración del agua al interior de la tubería de ademe. Esta velocidad de infiltración no deberá exceder de 15 cm./seg. cabe hacer notar que esta velocidad de infiltración es meramente técnica, ya que es de suponer que una vez instalada la tubería se presentan incrustaciones de innumerables granos del filtro de grava o bien de los que

proviene del pozo, reduciendo notablemente el área de infiltración.

El diámetro de la tubería de ademe se fija de acuerdo con el diámetro del filtro de grava y tomando en cuenta principalmente, las dimensiones máximas de la bomba posible a instalar en el pozo.

Se hace una selección tentativa de la bomba con el dato del gasto de explotación del proyecto y el nivel de bombeo, con esto ya se tiene idea de las dimensiones probables de la bomba.

V.2.2.- Aforo del pozo.

V.2.2.1.- Instrumentos de medición.

Los instrumentos de medición que se utilizan para hacer las tres lecturas, como en la velocidad de rotación de la bomba, el gasto que se está bombeando y el nivel de bombeo, son los siguientes:

1.- Tacómetro.- Este instrumento sirve para medir la velocidad de rotación de la bomba.

2.- Sonda eléctrica o neumática.- Existen dos métodos que comúnmente se emplean para conocer la distancia vertical que existe entre el nivel del agua en el pozo un punto de referencia fijado arbitrariamente. Uno de ellos emplea la sonda eléctrica, haciendo descender por el interior de la tubería de ademe un electrodo se lo

gra que al efectuarse el contacto entre dicho electrodo y el agua establece un circuito eléctrico que se registra en la caja del aparato por medio de un galvanómetro o un sistema de focos. Una vez que se establece el circuito eléctrico se deja descender la sonda, la cual nos indicará en el cable conductor el valor del nivel de bombeo del agua a la parte de referencia seleccionada.

Otro instrumento que se emplea para medir el nivel de bombeo es la sonda neumática, la cual no es más que un tubo que en su extremo superior se conecta un manómetro. Debajo del manómetro se conecta la manguera de una bomba para aire con válvula de retención del tipo usado en llantas neumáticas. El procedimiento para llevar a cabo la medición es el siguiente:

- a).- Se introduce en tubo de cobre de $1/4"$ de diámetro al interior del pozo, procurando que dicho tubo quede sumergido en el agua 10' ó 20'. La longitud total del tubo debe ser perfectamente conocida.
- b).- Una vez colocado el tubo y conectada la manguera de la bomba para aire, se inyecta aire hasta que la aguja indicadora de presión en el manómetro se estabiliza.

c).- La profundidad del agua en el pozo se se
rá la resta de la longitud total de
la tubería y la lectura obtenida en
el manómetro en metros.

3.- Placa de orificio para medir el gasto.
Uno de los métodos más usados por la
práctica de su aplicación para medir el gas
to en una tubería, es el que utiliza una -
placa con orificio interconectada entre dos
bridas con un diámetro menor que el de la -
tubería. Al efectuarse el estrangulamiento
de la sección de flujo, parte de la carga -
de velocidad se transforma en carga de pre-
sión, midiéndose ésta por medio de un pie-
zómetro instalado a una distancia mínima de
60 cm. a tres veces el diámetro de la tube-
ría, medidas a partir del orificio.

Por medio de la siguiente fórmula se puede
calcular el gasto que pasa por la tubería:

$$Q = K A \sqrt{2 g H}$$

En donde:

- Q = Gasto en l.p.s.
- A = Area del orificio en m².
- H = Carga piezométrica en m.
- K = Coeficiente que depende de la relación
que existe entre el diámetro del orifi-
cio y el diámetro de la tubería: $\frac{d}{D}$
- g = Aceleración de la gravedad 9.81 m/seg.²

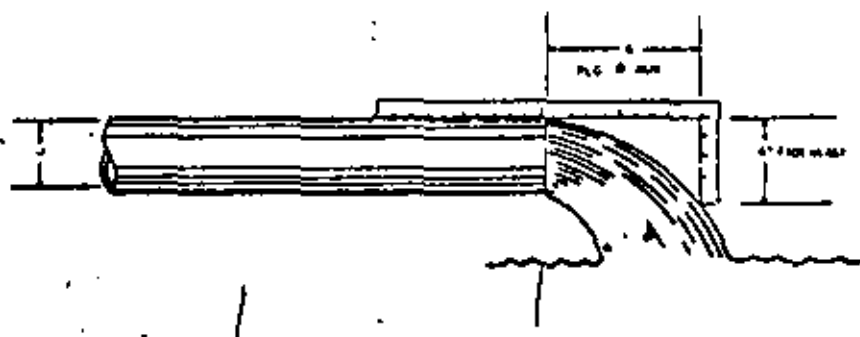
Otra forma de medir el gasto en una tube
rfa es utilizando una escuadra graduada
en cm. 6 pulgs., la cual debe tener un -
lado que mide 4" como en la figura si -
guiente.

Este procedimiento tiene el inconvenien-
te de que no es muy preciso y solo se em
plea para obtener datos preliminares que
pueden variar considerablemente de la rea
lidad.

Una vez que se ha llevado a cabo la limpie-
za del pozo se procede con la maniobra de
desarrollo que tiene por finalidad de au-
mentar la porosidad y permeabilidad del -
filtro de grava y las formaciones acufe -
ras adyacentes al pozo. La maniobra de de
sarrollo se inicia trabajando la bomba a -
bajas velocidades y bombeando un gasto pe-
queño. A medida que se observa que el agua
se va limpiando, se aumentan las revolucio-
nes de la bomba de 100 en 100 r.p.m., procu-
rando variar la velocidad en cada paso has-
ta que se obtenga agua limpia, y así se con
tinúa hasta llegar a un máximo de sobrebom-
beo del orden de 25 al 50% arriba de la capa-
cidad de explotación del proyecto.

El aforo que consiste en la medición de los
gastos que bombea el equipo a diferentes ve-
locidades, y de los niveles de bombeo corres-

COMO DETERMINAR EL GASTO DE UNA BOMBA.
SISTEMA DE LA ESCUADRA.



| GASTO (G.P.M.) | LONGITUD DEL CHORRO (PULGADAS) | | | | | | | | | | | |
|----------------|--------------------------------|-----|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
| 0 | 5.0 | 5.0 | 12.2 | 22.0 | 33.0 | 45.0 | 58.0 | 72.0 | 87.0 | 102.0 | 118.0 | 135.0 |
| 5 | 11 | 12 | 28 | 52 | 78 | 105 | 135 | 168 | 202 | 238 | 275 | 315 |
| 10 | 22 | 24 | 56 | 104 | 156 | 210 | 270 | 335 | 405 | 480 | 560 | 645 |
| 15 | 33 | 36 | 84 | 156 | 234 | 315 | 405 | 500 | 600 | 705 | 815 | 930 |
| 20 | 44 | 48 | 112 | 204 | 306 | 405 | 510 | 620 | 735 | 855 | 980 | 1110 |
| 25 | 55 | 60 | 140 | 264 | 396 | 525 | 660 | 800 | 945 | 1100 | 1260 | 1425 |
| 30 | 66 | 72 | 168 | 324 | 486 | 645 | 810 | 975 | 1150 | 1330 | 1515 | 1705 |
| 35 | 77 | 84 | 196 | 384 | 564 | 735 | 910 | 1090 | 1280 | 1475 | 1680 | 1890 |
| 40 | 88 | 96 | 224 | 444 | 644 | 825 | 1020 | 1215 | 1420 | 1630 | 1845 | 2070 |
| 45 | 99 | 108 | 252 | 504 | 724 | 915 | 1120 | 1330 | 1540 | 1760 | 1980 | 2215 |
| 50 | 110 | 120 | 280 | 564 | 804 | 1015 | 1230 | 1450 | 1670 | 1900 | 2135 | 2380 |
| 55 | 121 | 132 | 308 | 624 | 884 | 1105 | 1330 | 1560 | 1790 | 2030 | 2275 | 2530 |
| 60 | 132 | 144 | 336 | 684 | 964 | 1195 | 1420 | 1670 | 1910 | 2160 | 2410 | 2670 |
| 65 | 143 | 156 | 364 | 744 | 1044 | 1285 | 1510 | 1770 | 2020 | 2280 | 2540 | 2805 |
| 70 | 154 | 168 | 392 | 804 | 1124 | 1375 | 1600 | 1870 | 2130 | 2400 | 2670 | 2940 |
| 75 | 165 | 180 | 420 | 864 | 1204 | 1465 | 1690 | 1970 | 2200 | 2480 | 2760 | 3090 |
| 80 | 176 | 192 | 448 | 924 | 1284 | 1555 | 1780 | 2070 | 2290 | 2580 | 2870 | 3135 |
| 85 | 187 | 204 | 476 | 984 | 1364 | 1645 | 1870 | 2170 | 2390 | 2690 | 2990 | 3280 |
| 90 | 198 | 216 | 504 | 1044 | 1444 | 1735 | 1960 | 2270 | 2490 | 2800 | 3100 | 3425 |
| 95 | 209 | 228 | 532 | 1104 | 1524 | 1825 | 2050 | 2370 | 2590 | 2910 | 3210 | 3570 |
| 100 | 220 | 240 | 560 | 1164 | 1604 | 1915 | 2140 | 2470 | 2690 | 3020 | 3320 | 3715 |

INSTRUCCIONES

Colocando una escuadra graduada en pulgadas o centímetros, (la cual debe tener un lado que mida 4" o 10.1 cm. como en la figura), en la parte superior del tubo de descarga horizontal, se mide la longitud "Z" cuando la parte de 4" (10.1 cm.) toca escasamente el chorro de agua. Conociendo el valor de esta longitud y el diámetro interior del tubo, podemos saber el gasto de la bomba.

Ejemplo.- Si "Z" es 10" y el diámetro del tubo es 4", el gasto que nos da la bomba es 208 G P M ("Z" en la columna izquierda, 4" en la séptima columna y 208 en la intersección de las líneas).

Para diámetros de tubo diferentes a los de la tabla, el gasto se determina con la siguiente fórmula:

$$Q \text{ (G.P.M.)} = "Z" \times 1.28 D^2$$

Donde: D=Diámetro interior del tubo (en pulgadas).
 Z=Longitud del chorro (en pulgadas).

NOTA: Este es sólo un sistema aproximado para obtener datos preliminares, que pueden variar considerablemente de la realidad. Si se desean datos más precisos, use un medidor en ríjido.

pendientes en cada lectura, se inicia - después de que se considera terminado el desarrollo, realizando simultáneamente - las lecturas necesarias y a partir de - ese momento se considera iniciado el aforo. Se continúa bombeando durante una hora con la misma velocidad de rotación y - al final se realizan de nuevo las lecturas, efectuado lo cual, se disminuye la velocidad de la bomba en 100 r.p.m. y se - mantiene durante una hora para efectuar - las lecturas correspondientes a esa velocidad, y así se continúa bombeando, bajando la velocidad de 100 en 100 r.p.m. en - cada intervalo de una hora hasta obtener cuando menos 10 lecturas. Una vez terminado el trabajo, se sube la velocidad hasta la magnitud de iniciación, efectuándose las últimas lecturas.

Con los datos tomados del aforo, se traza una curva en la cual las ordenadas definen los niveles de bombeo y las abscisas los gastos bombeados. Se obtendrá de esta forma una línea recta que tendrá origen en el punto correspondiente al nivel estático sobre el eje de las ordenadas.

Como margen de seguridad, se tiene por norma explotar los pozos un 25% abajo del gasto máximo obtenido en el aforo ó 25% abajo del punto de inflexión cuando éste se presenta, siempre y cuando las condiciones estructurales y la economía de explotación del pozo lo permitan.

Nivel de bombeo.

Otro de los datos importantes que se requieren para seleccionar el equipo de bombeo para un pozo es el nivel de bombeo. Este nivel de bombeo se determina con la ayuda de la curva de aforo. El punto que indica el gasto de explotación, se traza una línea horizontal hacia la izquierda de la curva y la intersección con el eje de las ordenadas nos indicará el nivel de bombeo correspondiente al gasto de explotación.

En algunas zonas los niveles de bombeo bajan considerablemente a medida que transcurre el tiempo. Es importante tener una idea de la magnitud de la variación del nivel de bombeo, para seleccionar el equipo adecuado que trabaje eficientemente en las condiciones futuras de operación.

C L A V E .

No está cebada la bomba.

Bomba o tubería de succión no completamente llena de agua.

Elevación de succión muy alta.

Margen insuficiente entre la presión de succión y la presión de vapor.

Cantidad excesiva de aire o gas en el líquido.

Bolsa de aire en la línea de succión.

Entrada de aire a la línea de succión.

Entrada de aire a la bomba por los estoperos.

Válvula de pie muy chica.

Válvula de pie parcialmente atascada.

Súmersión insuficiente del tubo de entrada de succión.

Tubería del sello de agua tapada.

Jaula de sello incorrectamente colocada en el estopero, evitando que el líquido selle el espacio para formar el sello.

Dificultades
en la succión.

VI.- CAUSAS QUE ORIGINAN LAS FALLAS EN BOMBAS CENTRIFUGAS.

| <u>SINTOMA.</u> | <u>CAUSAS POSIBLES.</u> |
|---|---|
| VI.1.- La bomba no descarga agua. | 1,2,3,4,6,11,14,16,17,22, 23. |
| VI.2.- Capacidad de descarga insuficiente. | 2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,14,17,20,22,23,29,30,31. |
| VI.3.- Presión desarrollada insuficiente. | 5,14,16,17,20,22,29,30,31. |
| VI.4.- La bomba pierde el cebado después de arrancar. | 2,3,5,6,7,8,11,12,13. |
| VI.5.- La bomba requiere fuerza excesiva. | 15,16,17,18,19,20,23,24,26,27,29,33,34,37. |
| VI.6.- El estopero escurre excesivamente. | 13,24,26,32,33,34,35,36,38,39, 40. |
| VI.7.- El empaque dura poco. | 12,13,24,26,28,32,33,34,35,36,37,38,39,40. |
| VI.8.- La bomba vibra o hace ruido. | 2,3,4,9,10,11,21,23,24,25,26,27,28,30,35,36,41,42,43,44,45,46,47. |
| VI.9.- Los cojinetes tienen vida corta. | 24,26,27,28,35,36,41,42,43,44,45,46,47. |
| VI.10.- La bomba se sobreca - lienta y se pega. | 1,4,21,22,24,27,28,35,36,41. |

45

..2

- 14.- Velocidad muy baja.
- 15.- Velocidad muy alta.
- 16.- Dirección de rotación invertida.
- 17.- Carga total del sistema más alta que la carga de diseño de la bomba.
- 18.- Carga total del sistema más baja que la carga de diseño de la bomba.
- 19.- Peso específico del líquido diferente al del diseño.
- 20.- Viscosidad del líquido distinto a la que se usó para el diseño.
- 21.- Operación a capacidad muy baja.
- 22.- Operación inadecuada de bombas en paralelo para esa operación.

} Dificultades
el sistema:

- 23.- Cuerpos extraños en el impulsor.
- 24.- Desalineamiento.
- 25.- Cimentación no rígida.
- 26.- Flecha doblada.
- 27.- Parte giratoria que roza en una parte estacionaria.
- 28.- Cojinetes gastados.
- 29.- Anillos de desgaste gastados.
- 30.- Impulsor dañado.
- 31.- Junta de la cubierta defectuosa permitiendo escurrimiento interior.
- 32.- Flechas o manguitos de flecha gastados o rayados en la empaquetadura.
- 33.- Empaquetadura incorrectamente colocada.
- 34.- Tipo incorrecto de empaquetadura para las condiciones de operación.
- 35.- Flecha que opera descentrada por cojinetes gastados o por desalineamiento.
- 36.- Rotor desbalanceado que causa vibración.
- 37.- Prensa estopa muy apretado que da por resultado que no fluya líquido para lubricar la empaquetadura.
- 38.- Falta de alimentación de líquido de enfriamiento a estoperos enfriados por agua.
- 39.- Espacio libre excesivo en el fondo del estopero entre la flecha y la cubierta, haciendo que se fuerce la empaquetadura al interior de la bomba.
- 40.- Mugre o tierra en el líquido sellador que origina que se raye la flecha o el manguito.
- 41.- Empuje excesivo causado por una falla mecánica dentro de la bomba o por falla del dispositivo de balance hidráulico si lo hay.

Dificultades Mecánicas.

- 42.- Cantidad excesiva de grasa o aceite - -
en la caja de un cojinete antifricción o
falta de enfriamiento que causa temperatu
ra alta en el cojinete.
- 43.- Falta de lubricación.
- 44.- Instalación indebida de cojinetes antifric
ción (daño durante el montaje, montaje in
correcto de cojinetes de bolas en pila, -
uso de baleros diferentes como par).
- 45.- Mugre que entra a los cojinetes.
- 46.- Oxidación de cojinetes debida a entrada de
agua a la caja.
- 47.- Enfriamiento excesivo de cojinetes enfriados
con agua, dando por resultado la condensación
de la humedad de la atmósfera en la caja de -
los cojinetes.

Dificultades
Mecánicas.

MÉTODOS DE PRUEBAS DE BOMBAS CENTRIFUGAS.

VII.1.- Gasto, Potencia, Lecturas Eléctricas e Hidráulicas, etc.

El método que comunmente es usado para hacer las pruebas hidráulicas a una bomba centrífuga es - aquel en el que la medición de cada una de las - variables se hacen por separado. Este método con - siste en determinar el gasto, carga que desarro - lla la bomba, potencia que requiere la bomba. Los instrumentos de medición deberán estar muy bien - calibrados para lograr resultados más precisos. - Los instrumentos de medición que se utilizan son los siguientes:

Para medir el gasto se utiliza el tubo venturi ba - sado en el principio de diferencia de presiones. La diferencia de presiones se obtiene en un piezó - metro, conectando su extremo a la entrada del ven - turi y el otro extremo en el lado de la descarga.

La carga que desarrolla la bomba se mide con un ma - nómetro.

La potencia que requiere la bomba se conoce median - te las lecturas eléctricas del wáttmetro.

Un tacómetro se utiliza para medir la velocidad a - que gira la bomba.

Antes de iniciar la prueba, los instrumentos de me - didición deberán calibrarse para confiar en sus lectu - ras y poder obtener resultados correctos.

Se prepara una hoja de pruebas en la cual se anotan las diferentes lecturas que se vayan tomando.

Una vez que se arrancó la bomba, se manobra una válvula de compuerta a tal posición en que se provoquen pérdidas de carga en el tubo venturi en la magnitud deseable. Después de que se logra provocar las pérdidas de carga que se deseen se toman las demás lecturas.

El siguiente paso es semejante al anterior, con la diferencia de que ahora deberán provocarse mayores pérdidas en el tubo venturi. Después de que se logra obtener la pérdida de carga deseada, se toman de nuevo las lecturas en cada instrumento y que corresponderán al siguiente punto. Así sucesivamente se van tomando lecturas en cada intervalo hasta obtener 10 ó más puntos. A cada punto corresponde un valor distinto de carga y de gasto. Estos valores se grafican en un sistema de coordenadas, cuyas ordenadas representan las cargas y las abscisas los gastos.

La carga que desarrolla la bomba se obtiene directamente del manómetro, y el gasto se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$Q = K \sqrt{H}$$

Q = Gasto en G.P.M. o l.p.s.

K = Constante que depende de las dimensiones del tubo venturi.

H = Pérdida de carga en el tubo venturi en pulgadas de mercurio.

Los valores de carga y gasto correspondiente a cada lectura, nos determinarán varios puntos en el sistema de coordenadas, mismas que definirán la curva que registrá el comportamiento de la bomba.

VIII.- EJEMPLO DE SELECCION DE UNA BOMBA HORIZONTAL.

En la Ciudad de Gómez Palacio, Dgo. que se encuentra a una altura sobre el nivel del mar de 1135 m., se va a instalar una bomba centrífuga horizontal para extraer un gasto de 30 l.p.s. y descargarlo a una altura estática de 50 m. Las pérdidas en el tubo de succión son de 0.50 m. y en la tubería de descarga son de 1.50 m., incluyendo la carga de velocidad. Determinar la altura máxima a la cual debe quedar instalada la bomba respecto al nivel del agua si la carga neta de succión positiva requerida es de 17 ft (5.18 m.), y también la potencia del motor eléctrico que impulsará la bomba.

VIII.1.- Altura máxima de instalación.

La altura máxima se calcula con la siguiente expresión.

$$h_s = h_D - h_r - h_f - h_v$$

En donde.

h_s = Altura en metros columna de agua del eje de la bomba al nivel del líquido.

h_D = Altura en m. equivalente a la presión atmosférica sobre la superficie del agua.

h_r = Altura equivalente de la carga neta de succión positiva requerida en m.

h_f = Altura equivalente a las pérdidas de carga en la succión.

h_v = Altura equivalente a la presión de vapor del agua.

..36

Según la tabla siguiente, la altura equivalente a la presión atmosférica en el lugar de instalación es de $29 \text{ ft} = 8.84 \text{ m.} = h_b$

La h_f es igual a 0.50

La h_v se desprecia por tratarse de agua fría.

Sustituyendo.

$$h_s = 8.84 - (5.18 + 0.50 + 0)$$

$$h_s = 3.16 \text{ m.}$$

Como la altura h_s es la máxima permisible para fines prácticos se dejará a 2.50 m. la altura que habrá entre el eje del impulsor y la superficie libre del agua.

VIII.2.- Potencia del Motor Eléctrico.

La potencia del motor eléctrico será de acuerdo con la potencia requerida por la bomba, que se calcula como sigue:

$$N = \frac{30 \times 62}{76 \times 0.7} = 29.3 \text{ HP.}$$

Siendo la potencia del motor eléctrico de 30 HP.

IX.- EJEMPLO DE SELECCION DE UN EQUIPO DE BOMBEO PARA CARCAMO HUMEDO.

Seleccionar un equipo de bombeo que manejará un gasto de 150 l.p.s. a una altura de 20 m.

IX.1.- Tipo de bomba.

La bomba será del tipo turbina para operación vertical en cárcamo húmedo y con descarga bajo la superficie del piso de operación del equipo. (Ver dibujo).

IX.2.- Cálculo de la carga total.

La carga total con que trabajará la bomba se determinará sumando la carga estática, las pérdidas de carga en la tubería y la carga de velocidad.

IX.2.1.- Carga estática.

La carga estática es de 9 m.

Cálculo de las pérdidas de carga.

Para calcular las pérdidas por fricción se requiere conocer el diámetro de la columna y tubería de descarga.

El diámetro de la tubería se seleccionará tomando como base que la velocidad en la columna y tubería no sea mayor de 2.50 m./seg. Entonces, el diámetro de la tubería será:

Barandal

Elev. 408

Elev 400

08

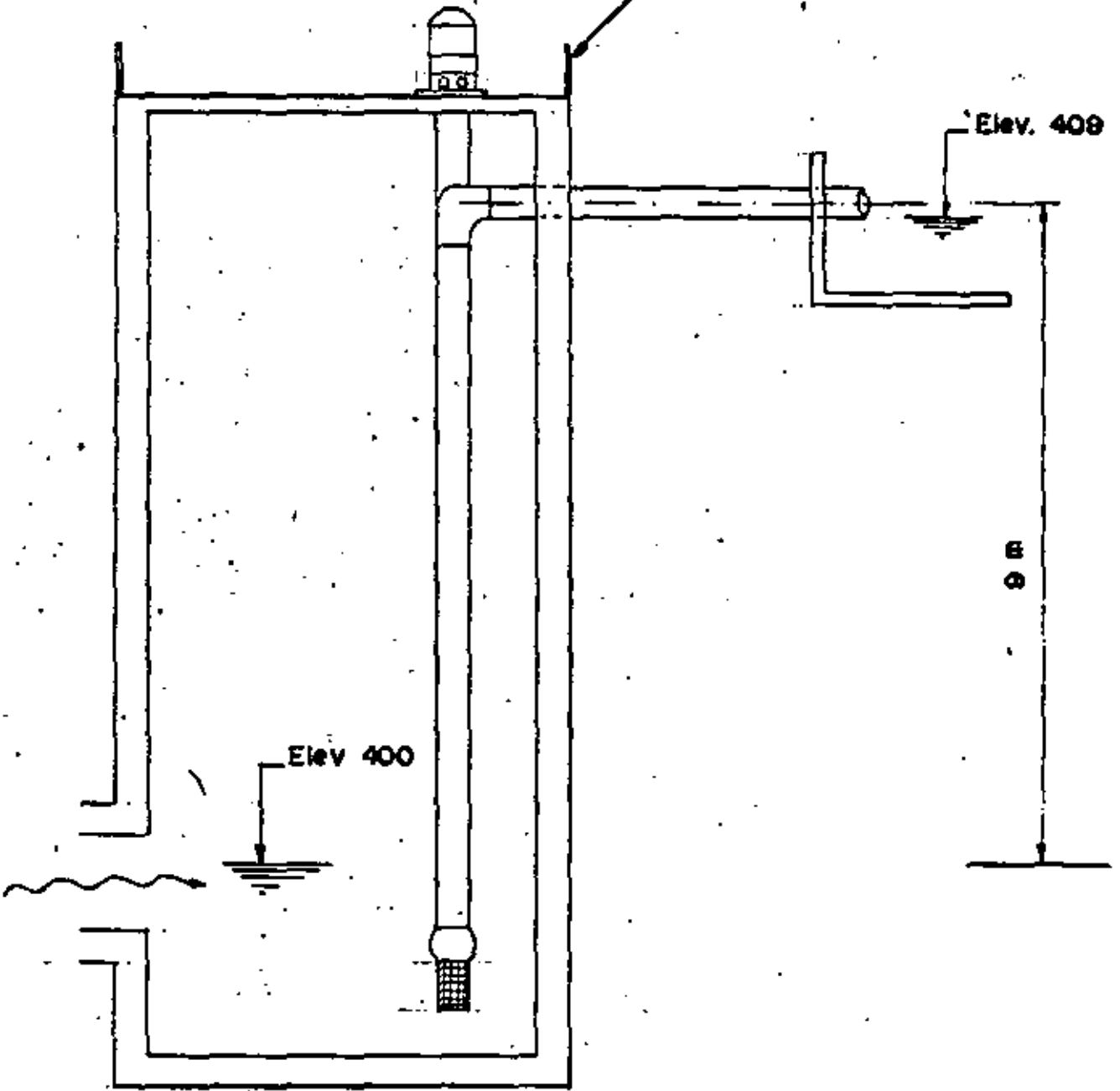


TABLE 24. ATMOSPHERIC PRESSURE, BAROMETER READING AND BOILING POINT OF WATER AT VARIOUS ALTITUDES

| Altitude | | Barometer Reading | | Atmos. Press. | | Boiling Point of Water
°F |
|----------|---------|-------------------|---------|---------------|-----------|------------------------------|
| Feet | Meters | In. Hg. | mm. Hg. | psi | Pt. Water | |
| - 1000 | - 304.8 | 31.0 | 783 | 13.2 | 33.2 | 213.8 |
| - 800 | - 243.8 | 30.8 | 775 | 13.0 | 33.0 | 212.9 |
| 0 | 0.0 | 29.9 | 760 | 14.7 | 33.9 | 212.0 |
| + 500 | + 152.4 | 29.4 | 747 | 14.4 | 33.3 | 211.1 |
| + 1000 | 304.8 | 28.9 | 734 | 14.2 | 32.8 | 210.2 |
| 1500 | 457.2 | 28.3 | 719 | 13.9 | 32.1 | 209.3 |
| 2000 | 609.6 | 27.8 | 706 | 13.7 | 31.5 | 208.4 |
| 2500 | 762.0 | 27.3 | 694 | 13.4 | 31.0 | 207.4 |
| 3000 | 914.4 | 26.8 | 681 | 13.2 | 30.4 | 206.5 |
| 3500 | 1066.8 | 26.3 | 668 | 12.9 | 29.8 | 205.6 |
| 4000 | 1219.2 | 25.8 | 655 | 12.7 | 29.2 | 204.7 |
| 4500 | 1371.6 | 25.4 | 645 | 12.4 | 28.8 | 203.8 |
| 5000 | 1524.0 | 24.9 | 633 | 12.2 | 28.2 | 202.9 |
| 5500 | 1676.4 | 24.4 | 620 | 12.0 | 27.6 | 201.9 |
| 6000 | 1828.8 | 24.0 | 610 | 11.8 | 27.2 | 201.0 |
| 6500 | 1981.2 | 23.5 | 597 | 11.5 | 26.7 | 200.1 |
| 7000 | 2133.6 | 23.1 | 587 | 11.3 | 26.2 | 199.2 |
| 7500 | 2286.0 | 22.7 | 577 | 11.1 | 25.7 | 198.3 |
| 8000 | 2438.4 | 22.2 | 564 | 10.9 | 25.2 | 197.4 |
| 8500 | 2590.8 | 21.8 | 554 | 10.7 | 24.7 | 196.5 |
| 9000 | 2743.2 | 21.4 | 544 | 10.5 | 24.3 | 195.5 |
| 9500 | 2895.6 | 21.0 | 533 | 10.3 | 23.8 | 194.6 |
| 10000 | 3048.0 | 20.6 | 523 | 10.1 | 23.4 | 193.7 |
| 15000 | 4572.0 | 19.0 | 479 | 8.3 | 19.2 | 181.0 |

TABLE 25. WATER REQUIRED TO FEED BOILERS, U. S. GPM.

| Boiler Hp | gpm | lb. hr. | Boiler Hp | gpm | lb. hr. |
|-----------|------|---------|-----------|------|---------|
| 10 | 0.7 | 345 | 175 | 12.1 | 6037 |
| 20 | 1.4 | 690 | 200 | 13.8 | 6900 |
| 30 | 2.1 | 1035 | 225 | 15.5 | 7762 |
| 40 | 2.8 | 1380 | 250 | 17.2 | 8625 |
| 50 | 3.5 | 1725 | 300 | 20.7 | 10350 |
| 60 | 4.1 | 2070 | 350 | 24.1 | 12075 |
| 70 | 4.8 | 2415 | 400 | 27.6 | 13800 |
| 80 | 5.5 | 2760 | 450 | 31.1 | 15525 |
| 90 | 6.2 | 3105 | 500 | 34.5 | 17250 |
| 100 | 6.9 | 3450 | 600 | 41.4 | 20700 |
| 125 | 8.6 | 4312 | 750 | 51.8 | 25875 |
| 150 | 10.4 | 5175 | 1000 | 69.0 | 34500 |

A Boiler horsepower is equivalent to the evaporation of 34.5 lbs. of water per hour from a feed water temperature of 212°F into steam at 212°F or, in other terms, is equal to the evaporation of 0.069 gpm per Boiler hp. The accompanying table of water requirements is based on these values.

In selecting a Boiler Feed Pump it should be remembered that most Boilers are operated at more than 100% of their rating. With modern firing methods 200% to 300% is not uncommon even with small Boilers. For example a 200 Hp Boiler operating at 300% of rating will actually evaporate 600 Boiler Hp or 41.4 gpm.

A Boiler Feed pump should always develop a pressure higher than the Boiler pressure. The amount the pump pressure exceeds the Boiler pressure is called the Excess Pressure. This excess pressure is needed to overcome the friction losses in the check valve, regulating valve, piping and in the static elevation difference between the pump location and the water level in the boiler. The amount of excess pressure required should be determined from the layout of the installation. Generally, for estimating purposes, excess pressures of 25 lbs. for 100 lb. pressure Boilers and 50 lbs. for 300 lb. Boilers can be used.

55

121

55

$$Q = VA = V \times 0.785 D^2$$

56

$$D = \sqrt{\frac{Q}{V \times 0.785}} = \sqrt{\frac{0.150}{2.50 \times 0.785}}$$

$$= 0.276 \text{ m.} = 27.6 \text{ cm.}$$

Se elegirá un diámetro de 30.4 cm. (12") para la tubería de descarga y el diámetro de la columna también será de 30.5 cm. (12").

IX.2.2.- Pérdidas en la columna.

Consultando la siguiente tabla se tiene que para un gasto de 150 l.p.s. (2377.5 G.P.N.), se observa que es necesario conocer el diámetro de la flecha para conocer las pérdidas de carga en la columna, por lo que se calculará la potencia aproximada requerida por la bomba para conocer el diámetro de la flecha, consultando la tabla siguiente.

$$N = \frac{P Q H}{76 \times \eta}$$

N = Potencia requerida por la bomba en HP

P = Peso específico del agua = 1000 Kg/m³

Q = Gasto de bombeo en m³/seg.

H = Carga total en metros.

76 = factor de conversión de $\frac{\text{Kg-m}}{\text{seg}}$
a H P .

η = Eficiencia de la bomba.

Para fines de cálculos aproximados - el valor de H_s se considerará una eficiencia de 70% de la bomba.

Sustituyendo:

$$N = \frac{1000 \times 0.150 \times 9}{76 \times 0.70}$$

$$= 25.3 \text{ HP.}$$

Ahora consultando la siguiente tabla, para una velocidad de 1175 r.p.m. de la bomba, el diámetro de la flecha es de 1". Observando la tabla de pérdidas en columna, se tiene una pérdida de 1.7 ft, entonces la pérdida en una columna de 11 m. (36') es:

$$h_{fc} = \frac{1.7}{100} \times 36 = 0.60 \text{ ft} =$$

$$= 0.18 \text{ m.}$$

IX.2.3.- Pérdidas en el codo cabezal.

En la siguiente tabla se observa que la pérdida de carga en un codo de 12", 90", la pérdida es:

COLUMN FRICTION LOSS CHART
1500 - 15,000 GPM

LOSS IN FEET OF HEAD PER 100 FEET OF COLUMN
OPEN OR ENCLOSED LINESHAFT

| COL
SIZE | SHAFT
SIZE | CAPACITY IN GALLONS PER MINUTE | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|---------------|--------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | | 1500 | 1600 | 1800 | 2000 | 2200 | 2400 | 2600 | 2800 | 3000 | 3200 | 3400 | 3600 | 3800 | 4000 | 4200 | 4500 | 4750 | 5000 |
| 8 | 3/4 | 5.7 | 6.3 | 7.8 | 9.5 | 11.0 | | | | | | | | | | | | | |
| | 1 | 6.2 | 6.9 | 8.6 | 10.5 | | | | | | | | | | | | | | |
| | 1 1/4 | 6.8 | 7.6 | 9.4 | 11.4 | | | | | | | | | | | | | | |
| 10 | 1 | 1.6 | 1.8 | 2.2 | 2.7 | 3.2 | 3.7 | 4.3 | 5.0 | 5.6 | 6.3 | 7.0 | 7.8 | 8.7 | 9.6 | | | | |
| | 1 1/4 | 1.8 | 2.0 | 2.5 | 3.0 | 3.6 | 4.2 | 4.9 | 5.6 | 6.4 | 7.1 | 8.0 | 8.9 | 9.8 | | | | | |
| | 1 1/2-1 3/4 | 2.0 | 2.3 | 2.8 | 3.5 | 4.1 | 4.8 | 5.6 | 6.4 | 7.2 | 8.2 | 9.1 | | | | | | | |
| | 1 3/4 | 2.5 | 2.8 | 3.4 | 4.2 | 5.0 | 5.8 | 6.8 | 7.8 | 8.9 | 10.0 | | | | | | | | |
| | 2 1/4-2 3/4 | 3.0 | 3.4 | 4.3 | 5.2 | 6.1 | 7.2 | 8.2 | 9.4 | | | | | | | | | | |
| 2 3/4 | 3.9 | 4.5 | 5.5 | 6.7 | 7.9 | 9.3 | | | | | | | | | | | | | |
| 12 | 1 3/4 | | | 1.0 | 1.2 | 1.4 | 1.7 | 1.9 | 2.2 | 2.5 | 2.8 | 3.1 | 3.5 | 3.9 | 4.2 | 4.8 | 5.3 | 5.8 | 6.4 |
| | 1 1/2-1 3/4 | | .9 | 1.1 | 1.4 | 1.6 | 1.9 | 2.2 | 2.5 | 2.9 | 3.2 | 3.6 | 4.0 | 4.4 | 4.8 | 5.3 | 6.0 | 6.6 | 7.3 |
| | 1 3/4 | .9 | 1.0 | 1.3 | 1.6 | 1.9 | 2.2 | 2.5 | 2.9 | 3.3 | 3.7 | 4.1 | 4.6 | 5.1 | 5.6 | 6.3 | 7.0 | 7.8 | 8.5 |
| | 2 1/4-2 3/4 | 1.1 | 1.2 | 1.5 | 1.8 | 2.1 | 2.5 | 2.9 | 3.3 | 3.8 | 4.3 | 4.8 | 5.4 | 5.9 | 6.5 | 7.2 | 8.0 | 8.8 | 9.7 |
| 2 3/4 | 1.3 | 1.4 | 1.8 | 2.1 | 2.5 | 3.0 | 3.5 | 4.0 | 4.5 | 5.1 | 5.7 | 6.4 | 7.1 | 7.8 | 8.8 | 9.9 | | | |
| 14 | 1 1/2-1 3/4 | | | | | | 1.0 | 1.2 | 1.3 | 1.5 | 1.7 | 1.9 | 2.1 | 2.3 | 2.6 | 2.9 | 3.2 | 3.6 | 4.0 |
| | 1 3/4 | | | | | .9 | 1.1 | 1.3 | 1.5 | 1.7 | 1.9 | 2.1 | 2.4 | 2.6 | 2.9 | 3.2 | 3.5 | 3.9 | 4.3 |
| | 2 1/4-2 3/4 | | | | .9 | 1.1 | 1.3 | 1.5 | 1.7 | 2.0 | 2.2 | 2.4 | 2.7 | 3.0 | 3.3 | 3.7 | 4.0 | 4.4 | 4.9 |
| | 2 3/4 | | .9 | 1.0 | 1.2 | 1.4 | 1.7 | 2.0 | 2.2 | 2.5 | 2.7 | 3.1 | 3.4 | 3.8 | 4.2 | 4.6 | 5.0 | 5.5 | 6.0 |
| 2 3/4-3 1/4 | .9 | 1.0 | 1.1 | 1.4 | 1.6 | 1.9 | 2.3 | 2.5 | 2.9 | 3.2 | 3.6 | 4.0 | 4.4 | 4.9 | 5.4 | 5.9 | 6.7 | 7.2 | |
| 16 | 1 1/2-1 3/4 | | | | | | | | | | | 1.0 | 1.1 | 1.2 | 1.3 | 1.4 | 1.6 | 1.8 | 1.9 |
| | 1 3/4 | | | | | | | | | | .9 | 1.1 | 1.2 | 1.3 | 1.4 | 1.6 | 1.7 | 1.9 | 2.1 |
| | 2 1/4-2 3/4 | | | | | | | | | .9 | 1.0 | 1.1 | 1.3 | 1.4 | 1.5 | 1.7 | 1.9 | 2.1 | 2.3 |
| | 2 3/4 | | | | | | | | .9 | 1.0 | 1.1 | 1.2 | 1.4 | 1.5 | 1.6 | 1.8 | 2.0 | 2.2 | 2.5 |
| | 2 3/4-3 1/4 | | | | | | .9 | 1.0 | 1.1 | 1.3 | 1.4 | 1.6 | 1.8 | 1.9 | 2.1 | 2.4 | 2.7 | 2.9 | |

| COL
SIZE | SHAFT
SIZE | CAPACITY IN GALLONS PER MINUTE | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|---------------|--------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 4500 | 4750 | 5000 | 5500 | 6000 | 6500 | 7000 | 7500 | 8000 | 8500 | 9000 | 9500 | 10000 | 11000 | 12000 | 13000 | 14000 | 15000 |
| 14 | 1 1/2-1 3/4 | 3.2 | 3.6 | 4.0 | 4.7 | 5.6 | 6.4 | 7.4 | 8.5 | 9.7 | | | | | | | | | |
| | 1 3/4 | 3.5 | 3.9 | 4.3 | 5.1 | 6.0 | 7.0 | 8.0 | | | | | | | | | | | |
| | 2 1/4-2 3/4 | 4.0 | 4.4 | 4.9 | 5.8 | 6.9 | 8.0 | 9.2 | | | | | | | | | | | |
| | 2 3/4 | 4.6 | 5.0 | 5.5 | 6.7 | 8.0 | 9.3 | | | | | | | | | | | | |
| 2 3/4-3 1/4 | 8.6 | 10.0 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 16 | 1 1/2-1 3/4 | 1.6 | 1.8 | 1.9 | 2.3 | 2.6 | 3.1 | 3.6 | 4.1 | 4.6 | 5.2 | 5.8 | 6.4 | 7.1 | 7.8 | 8.6 | | | |
| | 1 3/4 | 1.7 | 1.9 | 2.1 | 2.5 | 3.0 | 3.4 | 3.8 | 4.3 | 4.8 | 5.4 | 6.0 | 6.6 | 7.2 | 7.9 | | | | |
| | 2 1/4-2 3/4 | 1.9 | 2.1 | 2.3 | 2.7 | 3.3 | 3.8 | 4.4 | 5.0 | 5.6 | 6.3 | 7.0 | 7.7 | 8.5 | | | | | |
| | 2 3/4 | 2.0 | 2.2 | 2.5 | 2.9 | 3.5 | 4.0 | 4.6 | 5.3 | 5.9 | 6.5 | 7.3 | 8.0 | 8.8 | | | | | |
| 2 3/4-3 1/4 | 2.4 | 2.7 | 2.9 | 3.5 | 4.1 | 4.7 | 5.4 | 6.1 | 6.8 | 7.6 | 8.3 | 9.0 | | | | | | | |
| 18 | 1 3/4 | | 1.0 | 1.1 | 1.4 | 1.6 | 1.9 | 2.1 | 2.4 | 2.7 | 3.1 | 3.4 | 3.8 | 4.2 | 4.9 | 5.8 | 6.8 | 7.8 | 8.8 |
| | 2 1/4-2 3/4 | 1.0 | 1.1 | 1.2 | 1.5 | 1.7 | 2.0 | 2.3 | 2.6 | 2.9 | 3.3 | 3.6 | 4.0 | 4.4 | 5.3 | 6.2 | 7.2 | 8.3 | 9.4 |
| | 2 3/4 | 1.1 | 1.2 | 1.3 | 1.6 | 1.8 | 2.1 | 2.5 | 2.8 | 3.2 | 3.6 | 4.0 | 4.4 | 4.8 | 5.7 | 6.7 | 7.8 | 9.0 | |
| | 2 3/4-3 1/4 | 1.2 | 1.4 | 1.5 | 1.8 | 2.1 | 2.4 | 2.8 | 3.1 | 3.5 | 4.0 | 4.4 | 4.9 | 5.2 | 6.4 | 7.5 | 8.8 | | |
| 20 | 1 3/4 | | | | .9 | 1.0 | 1.2 | 1.4 | 1.6 | 1.7 | 1.9 | 2.1 | 2.3 | 2.7 | 3.2 | 3.7 | 4.2 | 4.9 | |
| | 2 1/4-2 3/4 | | | | 1.0 | 1.1 | 1.3 | 1.5 | 1.7 | 1.9 | 2.1 | 2.3 | 2.5 | 3.0 | 3.6 | 4.1 | 4.7 | 5.3 | |
| | 2 3/4 | | | .9 | 1.1 | 1.2 | 1.4 | 1.6 | 1.8 | 2.0 | 2.3 | 2.5 | 2.7 | 3.2 | 3.8 | 4.4 | 5.0 | 5.7 | |
| | 2 3/4-3 1/4 | | .9 | 1.0 | 1.2 | 1.4 | 1.6 | 1.8 | 2.0 | 2.3 | 2.6 | 2.8 | 3.1 | 3.7 | 4.3 | 5.0 | 5.8 | 6.6 | |

61

LIT.

Page -

January 10, 1962

Glendora, California

ESTABLISHED 1909

COLUMN FRICTION LOSS CHART

10,000 - 38,000 GPM

LOSS IN FEET OF HEAD PER 100 FEET OF COLUMN
OPEN OR ENCLOSED LINESHAFT

| SHAFT
SIZE | CAPACITY IN THOUSANDS OF GALLONS PER MINUTE | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 18 | 20 | 22 | 24 | 26 | 28 | 30 | 33 | 34 | 36 | 38 |
| 1 1/4" | 4.2 | 4.9 | 5.8 | 6.8 | 7.8 | 8.8 | | | | | | | | | | | | |
| 2 1/4"-2 3/4" | 4.4 | 5.3 | 6.2 | 7.2 | 8.3 | 9.4 | | | | | | | | | | | | |
| 2 1/2" | 4.8 | 5.7 | 6.7 | 7.8 | 9.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 2 1/2"-3 1/4" | 5.2 | 6.4 | 7.5 | 8.8 | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 1/4" | 2.3 | 2.7 | 3.2 | 3.7 | 4.2 | 4.9 | 5.5 | 6.8 | 8.2 | | | | | | | | | |
| 2 1/4"-2 3/4" | 2.5 | 3.0 | 3.6 | 4.1 | 4.7 | 5.3 | 6.0 | 7.5 | 9.1 | | | | | | | | | |
| 2 1/2" | 2.7 | 3.2 | 3.8 | 4.4 | 5.0 | 5.7 | 6.5 | 8.0 | | | | | | | | | | |
| 2 1/2"-3 1/4" | 3.1 | 3.7 | 4.3 | 5.0 | 5.8 | 6.6 | 7.4 | 9.2 | | | | | | | | | | |
| 24 | 2 1/4"-2 3/4" | 1.0 | 1.1 | 1.3 | 1.5 | 1.6 | 2.0 | 2.3 | 2.8 | 3.4 | 4.1 | 4.8 | 5.6 | 6.4 | 7.2 | 8.2 | | |
| | 2 1/2" | 1.0 | 1.2 | 1.4 | 1.5 | 1.9 | 2.2 | 2.4 | 3.0 | 3.6 | 4.4 | 5.2 | 5.6 | 6.8 | 7.8 | | | |
| | 2 1/4"-3 1/4" | 1.1 | 1.3 | 1.6 | 1.8 | 2.1 | 2.4 | 2.7 | 3.4 | 4.1 | 4.9 | 5.7 | 6.6 | 7.6 | 8.7 | | | |
| | 3 1/4"-3 1/2" | 1.2 | 1.5 | 1.8 | 2.1 | 2.4 | 2.7 | 3.0 | 3.8 | 4.6 | 5.5 | 6.5 | 7.8 | 8.6 | | | | |
| 30 | 2 1/2" | | | | | | | | 1.0 | 1.1 | 1.3 | 1.5 | 1.8 | 2.0 | 2.2 | 2.6 | 2.9 | 3.2 |
| | 2 1/4"-3 1/4" | | | | | | | .9 | 1.0 | 1.2 | 1.4 | 1.7 | 2.0 | 2.2 | 2.5 | 2.8 | 3.1 | 3.4 |
| | 3 1/4"-3 1/2" | | | | | | | 1.0 | 1.2 | 1.4 | 1.6 | 1.9 | 2.2 | 2.5 | 2.8 | 3.2 | 3.5 | 3.9 |

COLUMN FRICTION LOSS CHART
10-1400 GPM

Friction losses listed below conform to ASA Specification 15M.1 and AWWA Specification A101, where applicable. Bold face type figures indicate capacities which are permissible under above specifications.

**LOSS IN FEET OF HEAD PER 100 FEET OF COLUMN
OPEN OR ENCLOSED LINESHAFT**

| SHAFT SIZE | CAPACITY IN GALLONS PER MINUTE | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|------------|--------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|------|------|------|------|-----|------|------|-----|------|------|------|------|
| | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | 250 | 275 | 300 |
| 3/4" | 1.0 | 2.3 | 3.9 | 5.4 | 7.2 | 9.0 | 11.5 | | | | | | | | | | | |
| 1" | | 1.0 | 1.9 | 3.0 | 4.4 | 6.0 | 7.8 | 9.7 | 11.8 | 14.1 | | | | | | | | |
| 1 1/4" | | 1.2 | 2.3 | 3.7 | 5.4 | 7.3 | 9.5 | 14.0 | | | | | | | | | | |
| 1 1/2" | | | | | | .9 | 1.2 | 1.5 | 1.8 | 2.2 | 3.2 | 4.4 | 5.7 | 7.3 | 9.0 | 10.8 | 12.8 | 15.0 |
| 1 3/4" | | | | | .9 | 1.2 | 1.5 | 1.9 | 2.4 | 2.8 | 4.2 | 5.7 | 7.5 | 9.5 | 11.5 | 14.0 | | |
| 2" | | | .7 | 1.1 | 1.6 | 2.2 | 2.9 | 3.6 | 4.4 | 5.3 | 7.7 | 10.5 | 13.5 | | | | | |
| 2 1/4" | | | | | | | | | | | .8 | 1.1 | 1.4 | 1.8 | 2.3 | 2.7 | 3.2 | 3.8 |
| 2 1/2" | | | | | | | | | | | 1.0 | 1.3 | 1.7 | 2.2 | 2.7 | 3.3 | 3.9 | 4.5 |
| 2 3/4" | | | | | | | | | | .9 | 1.4 | 1.9 | 2.5 | 3.1 | 3.9 | 4.6 | 5.5 | 6.4 |
| 3" | | | | | | | | | 1.0 | 1.2 | 1.8 | 2.5 | 3.2 | 4.0 | 5.0 | 6.0 | 7.1 | 8.3 |
| 3 1/4" | | | | | | | | | | | | | | | | | 1.0 | 1.2 |
| 3 1/2" | | | | | | | | | | | | | | | .9 | 1.1 | 1.3 | 1.5 |
| 3 3/4" | | | | | | | | | | | | | | 1.0 | 1.2 | 1.4 | 1.7 | 2.0 |
| 4" | | | | | | | | | | | .9 | 1.1 | 1.4 | 1.7 | 2.0 | 2.4 | 2.8 | |
| 4 1/4" | | | | | | | | | | .9 | 1.3 | 1.7 | 2.2 | 2.7 | 3.1 | 3.9 | 4.5 | |

| SHAFT SIZE | CAPACITY IN GALLONS PER MINUTE | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|------------|--------------------------------|-----|-----|------|-----|------|------|-----|------|-----|------|-----|------|------|------|------|------|------|
| | 325 | 350 | 375 | 400 | 450 | 500 | 550 | 600 | 650 | 700 | 750 | 800 | 900 | 1000 | 1100 | 1200 | 1300 | 1400 |
| 3/4" | 4.4 | 4.9 | 5.6 | 6.2 | 7.8 | 9.3 | 11.0 | | | | | | | | | | | |
| 1" | 5.2 | 5.9 | 6.6 | 7.5 | 9.3 | 11.2 | | | | | | | | | | | | |
| 1 1/4" | 7.2 | 8.3 | 9.4 | 10.5 | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 1/2" | 1.4 | 1.6 | 1.8 | 2.0 | 2.5 | 3.0 | 3.6 | 4.2 | 4.8 | 5.5 | 6.2 | 7.0 | 8.6 | 10.4 | | | | |
| 1 3/4" | 1.7 | 2.0 | 2.2 | 2.5 | 3.1 | 3.7 | 4.4 | 5.2 | 6.0 | 6.8 | 7.7 | 8.6 | 10.7 | | | | | |
| 2" | 2.3 | 2.6 | 2.9 | 3.3 | 4.1 | 4.9 | 5.8 | 6.8 | 7.8 | 9.0 | 10.1 | | | | | | | |
| 2 1/4" | 3.2 | 3.6 | 4.1 | 4.6 | 5.7 | 6.9 | 8.1 | 9.5 | 11.0 | | | | | | | | | |
| 2 1/2" | 5.2 | 6.0 | 6.7 | 7.5 | 9.3 | 11.5 | | | | | | | | | | | | |
| 2 3/4" | | | | | | | | | 1.0 | 1.2 | 1.5 | 1.8 | 2.3 | 2.8 | 3.2 | 3.9 | 4.4 | 5.0 |
| 3" | | | | | | | | 1.0 | 1.2 | 1.4 | 1.7 | 2.0 | 2.5 | 3.0 | 3.5 | 4.2 | 4.8 | 5.5 |
| 3 1/4" | | | | | | .9 | 1.1 | 1.3 | 1.5 | 1.7 | 1.9 | 2.2 | 2.7 | 3.2 | 3.8 | 4.5 | 5.2 | 6.0 |
| 3 1/2" | | | | .9 | 1.1 | 1.3 | 1.5 | 1.8 | 2.0 | 2.3 | 2.6 | 3.2 | 3.9 | 4.6 | 5.4 | 6.2 | 7.2 | |
| 3 3/4" | | | .9 | 1.0 | 1.2 | 1.5 | 1.8 | 2.1 | 2.4 | 2.8 | 3.2 | 3.6 | 4.5 | 5.4 | 6.4 | 7.5 | 8.8 | 10.0 |
| 4" | .9 | 1.1 | 1.3 | 1.5 | 1.8 | 2.2 | 2.6 | 3.0 | 3.5 | 4.1 | 4.6 | 5.2 | 6.4 | 7.8 | 9.4 | | | |
| 4 1/4" | | | | | | | | | | | | | | | | 1.1 | 1.2 | 1.4 |
| 4 1/2" | | | | | | | | | | | | | | | 1.0 | 1.2 | 1.4 | 1.6 |
| 4 3/4" | | | | | | | | | | | | | | 1.0 | 1.2 | 1.4 | 1.6 | 1.8 |
| 5" | | | | | | | | | | | | | 1.0 | 1.2 | 1.4 | 1.6 | 1.9 | 2.2 |
| 5 1/4" | | | | | | | | | | | .9 | 1.2 | 1.4 | 1.7 | 2.0 | 2.3 | 2.7 | |
| 5 1/2" | | | | | | | | | 1.0 | 1.1 | 1.3 | 1.6 | 1.9 | 2.2 | 2.6 | 3.0 | 3.5 | |

DISCHARGE HEAD FRICTION LOSS CHART CAST "A," "AB," "B" AND "C" DISCHARGE HEADS

| DISCHARGE SIZE | CAPACITY IN GALLONS PER MINUTE | | | | | | | | | | | | | |
|----------------|--------------------------------|-----|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | 50 | 75 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 250 | 300 | 350 | 400 | 450 | 500 | 550 |
| 2 | .27 | .59 | 1.0 | 1.7 | 2.4 | | | | | | | | | |
| 2½ | .32 | .27 | .49 | .77 | 1.1 | 1.5 | 2.0 | 3.0 | | | | | | |
| 3 | | .14 | .25 | .38 | .55 | .75 | 1.0 | 1.5 | 2.2 | 3.0 | | | | |
| 4 | | | | .12 | .18 | .24 | .32 | .49 | .70 | .97 | 1.2 | 1.5 | 1.9 | 2.3 |
| | CAPACITY IN GALLONS PER MINUTE | | | | | | | | | | | | | |
| | 500 | 600 | 800 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 | 2000 | 2500 | 3000 | 3500 | 4000 | 4500 | 5000 |
| 6 | .37 | .54 | .96 | 1.5 | 2.4 | 3.4 | | | | | | | | |
| 8 | | .17 | .31 | .47 | .74 | 1.1 | 1.5 | 2.0 | 3.0 | | | | | |
| 10 | | | | .19 | .30 | .43 | .59 | .77 | 1.2 | 1.7 | 2.4 | 3.0 | | |
| 12 | | | | | | .21 | .29 | .37 | .58 | .85 | 1.2 | 1.5 | 1.9 | 2.3 |
| 14 | | | | | | | | .20 | .31 | .45 | .65 | .80 | 1.0 | 1.2 |

FABRICATED "A," "AU," "B," AND "C" DISCHARGE HEADS

| DISCHARGE SIZE | CAPACITY IN GALLONS PER MINUTE | | | | | | | | | | | | | |
|----------------|--------------------------------|-----|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | 50 | 75 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 250 | 300 | 350 | 400 | 450 | 500 | 550 |
| 1½ | .44 | .77 | 1.2 | 2.7 | | | | | | | | | | |
| 2 | .16 | .29 | .45 | 1.0 | 1.8 | 2.8 | | | | | | | | |
| 2½ | | .14 | .21 | .49 | .87 | 1.4 | 2.0 | 2.8 | | | | | | |
| 3 | | | | .20 | .36 | .57 | .82 | 1.1 | 1.5 | 2.3 | 3.2 | | | |
| 4 | | | | | .12 | .19 | .27 | .38 | .50 | .79 | 1.1 | 1.5 | 2.0 | 2.5 |
| 5 | | | | | | | | | .20 | .31 | .45 | .61 | .80 | 1.0 |
| | CAPACITY IN GALLONS PER MINUTE | | | | | | | | | | | | | |
| | 500 | 600 | 800 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 | 2000 | 2500 | 3000 | 3500 | 4000 | 4500 | 5000 |
| 5 | 1.2 | 1.9 | 3.1 | | | | | | | | | | | |
| 6 | .60 | .86 | 1.5 | 2.4 | | | | | | | | | | |
| 8 | .20 | .29 | .51 | .78 | 1.2 | 1.8 | 2.3 | 3.2 | | | | | | |
| 10 | | | .20 | .31 | .48 | .69 | .95 | 1.2 | 1.9 | 2.8 | | | | |
| 12 | | | | .16 | .24 | .34 | .48 | .61 | .96 | 1.4 | 1.9 | 2.4 | 3.0 | |
| 14 | | | | | .16 | .23 | .31 | .41 | .63 | .92 | 1.3 | 1.6 | 2.1 | 2.5 |

For losses in a 3 section elbow, refer to the elbow friction loss chart in the propeller pump section.

LINESHAFT SELECTION AND MECHANICAL FRICTION CHART
(Continued)

| MATERIAL | MULTIPLIER |
|---|------------|
| Stainless Steel - Type 304 | .875 |
| Stainless Steel - Type 316 | .75 |
| Heat-Treated Stainless Steel - Type 416 | 1.75 |

| MATERIAL | MULTIPLIER |
|--|------------|
| Heat-Treated Stainless Steel - 17-4 PH | 2.40 |
| Monel | 1.25 |

For engine-driven pumps using engines with less than 4 cylinders or with engine speeds less than 500 RPM, multiply horsepower and thrust ratings by .75.

Since horsepower ratings are dependent upon the pump thrust, the following rules may be applied, if necessary:

1. If pump thrust exceeds that listed by 50%, multiply horsepower rating by .958.
 2. If pump thrust is only 50% of that listed, multiply horsepower rating by 1.025.
- Interpolations between these thrust ratings are permissible.

60 CYCLE SPEEDS

| SHAFT DIAMETER | WT. PER FT. (LBS.) | MAXIMUM THRUST (1) | MAXIMUM HORSEPOWER RATINGS AT RPM SHOWN | | | | | | | | | |
|----------------|--------------------|--------------------|---|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--|
| | | | 3500 | 1760 | 1175 | 875 | 700 | 585 | 500 | 440 | 390 | |
| 3/4 | 1.54 | 2240 | 38.6
.61 | 19.4
.31 | 13.0
.20 | 9.7
.15 | | | | | | |
| 1 | 2.77 | 3800 | 91.6
1.07 | 46.1
.54 | 30.8
.36 | 22.9
.28 | 18.3
.22 | | | | | |
| 1 1/16 | 3.92 | 5600 | 161
1.40 | 81.3
.70 | 54.2
.47 | 40.3
.35 | 32.3
.28 | 27.0
.23 | | | | |
| 1 1/2 | 6.21 | 8800 | 322
2.32 | 162
1.17 | 108
.78 | 80.5
.58 | 64.4
.46 | 53.9
.39 | 46.1
.33 | | | |
| 1 3/16 | 7.90 | 11500 | 485
2.83 | 244
1.42 | 163
.95 | 121
.71 | 97.0
.57 | 81.0
.47 | 69.3
.41 | 61.0
.36 | | |
| 1 5/16 | 10.5 | 15500 | | 381
1.83 | 254
1.22 | 189
.91 | 151
.73 | 127
.61 | 108
.52 | 95.2
.46 | 84.4
.40 | |
| 2 1/16 | 13.5 | 20000 | | 562
2.30 | 375
1.54 | 279
1.14 | 223
.92 | 186
.76 | 160
.65 | 140
.58 | 124
.51 | |
| 2 1/8 | 16.9 | 25000 | | 792
2.89 | 529
1.93 | 394
1.44 | 315
1.15 | 263
.96 | 225
.82 | 198
.72 | 175
.64 | |
| 2 1/4 | 20.5 | 30000 | | 1035
3.24 | 691
2.23 | 514
1.66 | 412
1.33 | 346
1.11 | 294
.95 | 259
.81 | 229
.74 | |
| 2 3/8 | 24.5 | 36500 | | | 916
2.66 | 693
1.98 | 546
1.58 | 456
1.32 | 390
1.13 | 345
.99 | 304
.88 | |
| 3 1/16 | 28.8 | 43000 | | | 1190
3.22 | 884
2.40 | 707
1.92 | 591
1.60 | 505
1.37 | 444
1.21 | 394
1.07 | |
| 3 1/8 | 33.5 | 46000 | | | 1300
3.73 | 967
2.78 | 774
2.22 | 646
1.86 | 553
1.59 | 486
1.40 | 432
1.24 | |
| 3 1/4 | 40.0 | 53500 | | | 1635
4.28 | 1218
3.19 | 973
2.55 | 814
2.13 | 695
1.82 | 611
1.60 | 542
1.12 | |
| 4 | 46.0 | 62000 | | | 2025
4.87 | 1508
3.62 | 1206
2.90 | 1009
2.42 | 862
2.07 | 758
1.82 | 672
1.62 | |
| 4 1/2 | 62.0 | 70000 | | | | 2300
4.50 | 1840
3.60 | 1540
3.00 | 1315
2.58 | 1158
2.76 | 1025
2.61 | |
| 5 | 76.0 | 80000 | | | | 3200
5.50 | 2560
4.40 | 2140
3.68 | 1830
3.14 | 1610
2.76 | 1425
2.45 | |

(1) Refer to rules regarding pump thrust at top of page.

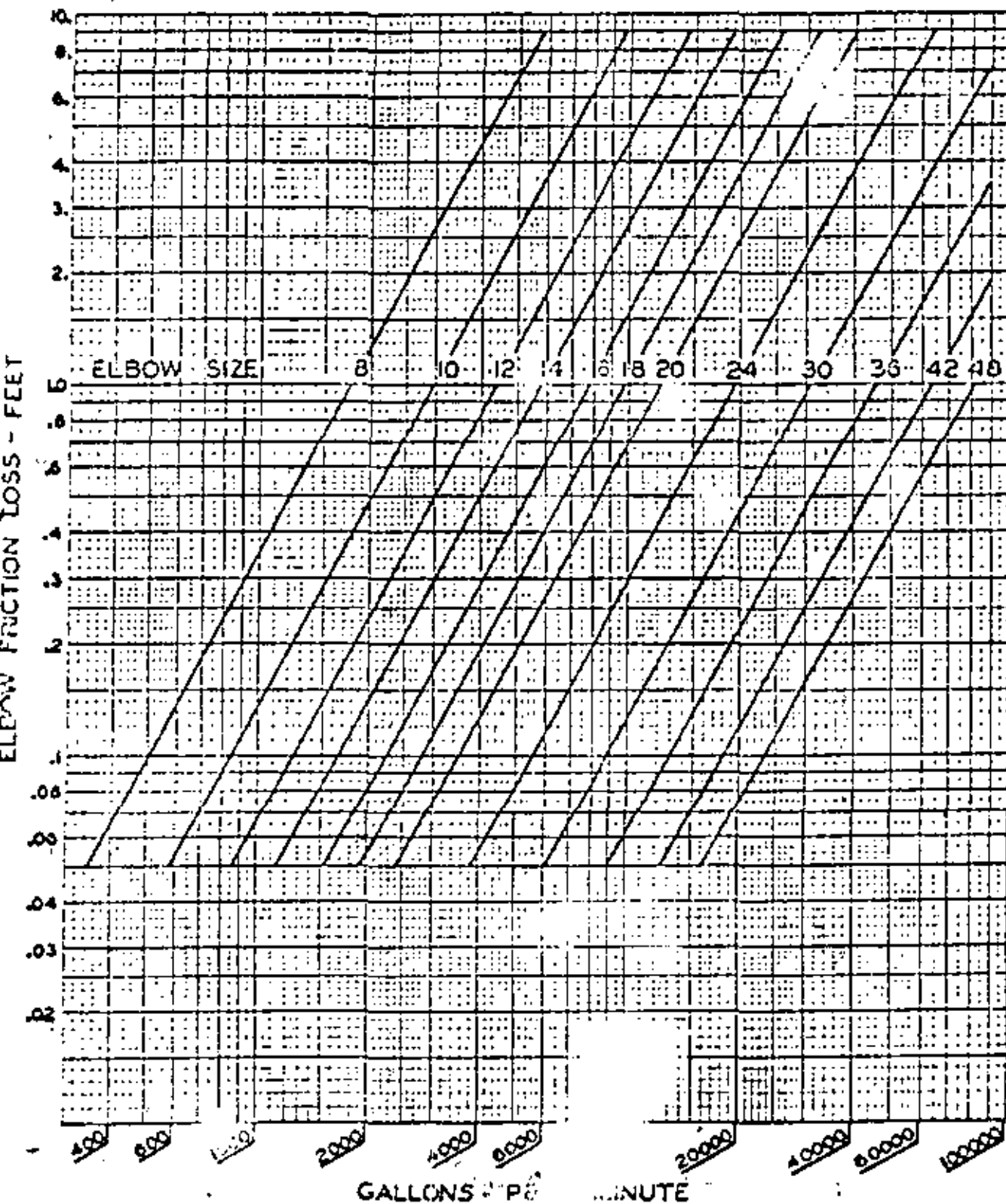
BOWL DATA

| BOWL SIZE | THRUST FACTOR "G" | BOWL SHAFT DIAMETER | PRESSURE LIMITATIONS | | | |
|---------------|-------------------|---------------------|----------------------|----------|-------------------|----------|
| | | | CAST IRON - CL 30 | | CAST IRON - CL 40 | |
| | | | PSI | FEET (1) | PSI | FEET (1) |
| 4AXS-AS-BS | 1.2 | 1/4 | 620 | 1430 | 825 | 1900 |
| 6AXC-6AC | 2.9 | 3/8 | 545 | 1260 | 725 | 1675 |
| 6AXS-6AS | 2.0 | 3/8 | 570 | 1315 | 760 | 1750 |
| 6BS-CS-DS | 3.2 | 1 | 545 | 1260 | 725 | 1675 |
| 6EC | 4.8 | 1 | 545 | 1260 | 725 | 1675 |
| 7AXC-AC-APC | 3.7 | 1 1/16 | 510 | 1180 | 680 | 1570 |
| 7BC-CC | 4.6 | 1 1/16 | 450 | 1040 | 600 | 1385 |
| 7BS-7CS | 3.8 | 1 1/16 | 450 | 1040 | 600 | 1385 |
| 8AC | 4.6 | 1 1/16 | 500 | 1155 | 665 | 1540 |
| 8CC | 6.8 | 1 1/16 | 500 | 1155 | 665 | 1540 |
| 8BS-CS | 6.3 | 1 1/16 | 450 | 1040 | 600 | 1385 |
| 8ES | 7.8 | 1 1/16 | 450 | 1040 | 600 | 1385 |
| 8EC | 8.5 | 1 1/16 | 450 | 1040 | 600 | 1385 |
| 10AC | 8.6 | 1 1/2 | 360 | 830 | 480 | 1110 |
| 10CC-CC | 10.0 | 1 1/2 | 360 | 830 | 480 | 1110 |
| 10DC-EC | 12.0 | 1 1/2 | 360 | 830 | 480 | 1110 |
| 10CS | 9.6 | 1 1/2 | 360 | 830 | 480 | 1110 |
| 10DS-ES | 11.2 | 1 1/2 | 360 | 830 | 480 | 1110 |
| 12AC | 10.3 | 1 1/16 | 400 | 925 | 535 | 1235 |
| 12CC-CC | 13.6 | 1 1/16 | 330 | 760 | 440 | 1015 |
| 12DC-EC | 15.7 | 1 1/16 | 330 | 760 | 440 | 1015 |
| 12CS | 14.0 | 1 1/16 | 330 | 760 | 440 | 1015 |
| 12ES | 15.4 | 1 1/16 | 330 | 760 | 440 | 1015 |
| 14AC-BC | 14.2 | 1 1/16 | 335 | 775 | 445 | 1030 |
| 14CC | 20.5 | 1 1/16 | 280 | 650 | 375 | 865 |
| 14DC-EC | 23.3 | 1 1/16 | 280 | 650 | 375 | 865 |
| 14DS-ES | 22.7 | 1 1/16 | 280 | 650 | 375 | 865 |
| 16A/C-A/C | 17.5 | 2 1/16 | 360 | 830 | 480 | 1110 |
| 16CLC-CMC-CMC | 27.5 | 2 1/16 | 330 | 760 | 440 | 1020 |
| 18CC-DC-EC | 34.1 | 2 1/16 | 350 | 810 | 465 | 1070 |
| 20CC-DC-EC-FC | 48.4 | 2 1/16 | 340 | 785 | 450 | 1040 |
| 20CS | 43.0 | 2 1/16 | 340 | 785 | 450 | 1040 |
| 20ES | 47.2 | 2 1/16 | 340 | 785 | 450 | 1040 |
| 24CC-DC-EC | 67.2 | 2 1/16 | 325 | 750 | 425 | 980 |
| 27CC-DC-EC | 83.5 | 3 1/16 | 285 | 660 | 380 | 880 |
| 30CC-DC-EC | 112.6 | 3 1/16 | 300 | 690 | 400 | 925 |
| 33CLC-CMC-CMC | 139.0 | 3 1/16 | 300 | 690 | 400 | 925 |
| 36CC-DC-EC | 166.0 | 4 | 280 | 650 | 375 | 865 |

Bowl shaft horsepower rating is same as lineshaft of same size. (Refer to Lineshaft Horsepower Chart.)

(1) Where pressure limit is given in feet, it is assumed that water with a specific gravity of 1.0 is being pumped. Do not use this as a pump setting limitation.

ELBOW FRICTION LOSS CHART



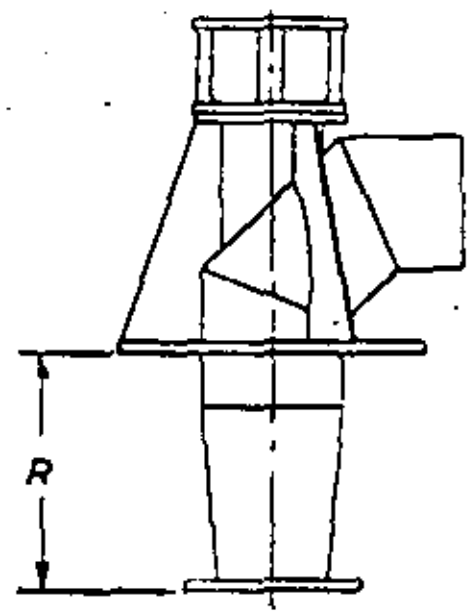
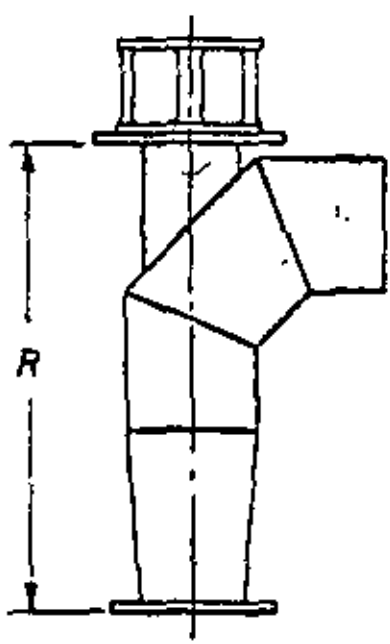
65
10

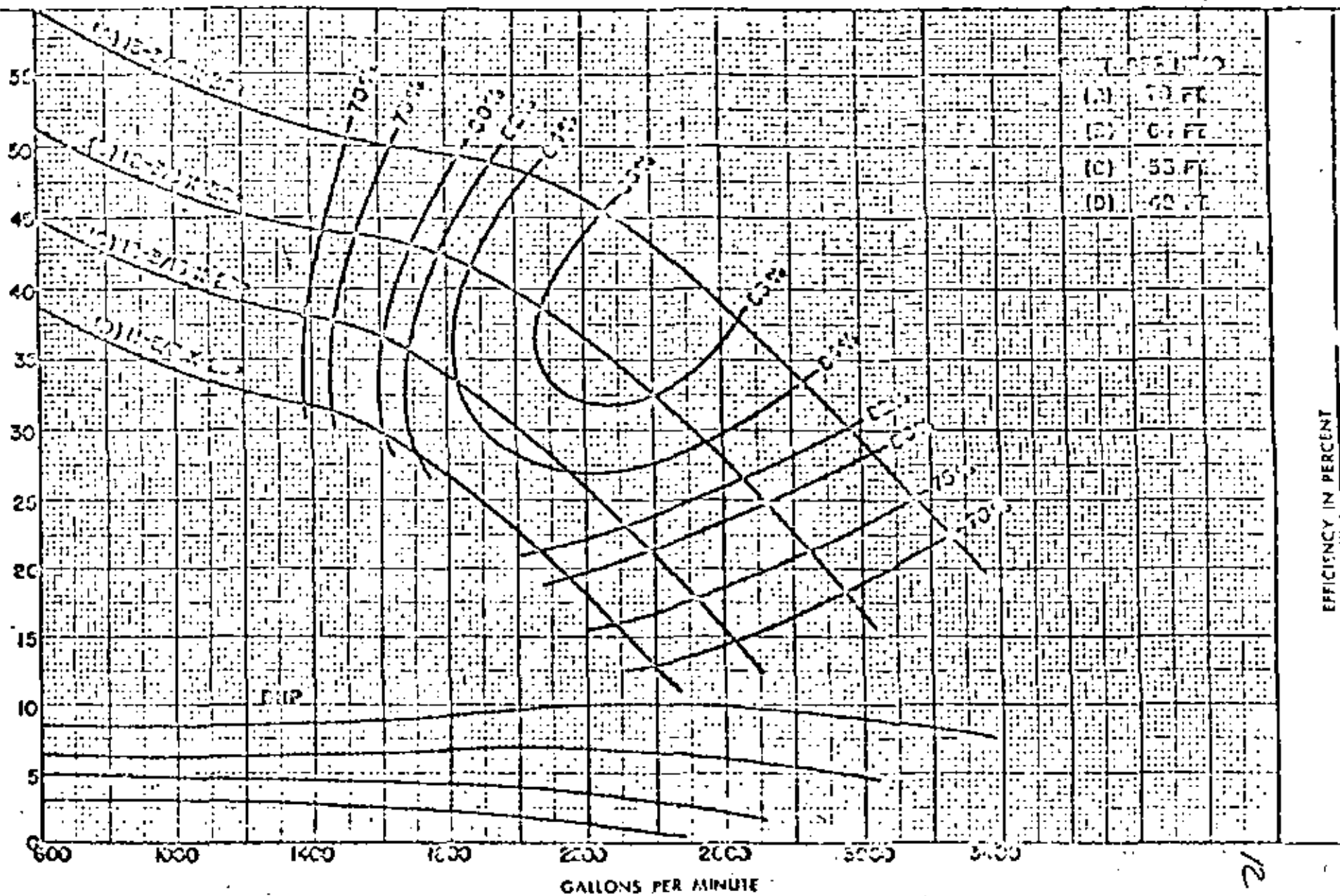
**PROPELLER AND MIXED FLOW PUMPS
 COLUMN AND ELBOW PRICING**

The prices for column and elbow assembly on the following pages include all parts required for a complete pump except for the bowl assembly and driver. The "low head" elbow assembly is suitable for use on applications where the total bowl head does not exceed 30 feet and the "high head" elbows are suitable for applications where the total bowl head does not exceed 100 feet. For applications over 100 feet of head, use the turbine pump column and discharge head pricing in Section 2B.

The parts supplied with a column and elbow assembly are listed below.

| OIL LUBRICATED | WATER LUBRICATED |
|--|--|
| 1. Column, Tube and Shaft to make up length ordered. | 1. Column and Shaft to make up length ordered. |
| 2. Elbow Assembly with plain end discharge and base plate. | 2. Elbow Assembly with plain end discharge and base plate. |
| 3. Motor Stand to fit Driver. | 3. Motor Stand to fit Driver. |
| 4. Headshaft with Adjusting Nut and Key. | 4. Headshaft with Adjusting Nut and Key. |
| 5. Tube Tension Plate and Bearing Assembly. | 5. 6-Ring Packing Box Assembly. |
| 6. 1 Gallon Manual or Solenoid Oiler Assembly. | |

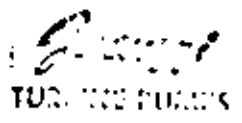




- EFFICIENCY
- (A) 50 FEET
 - (B) 45 FEET
 - (C) 35 FEET
 - (D) 25 FEET

EFFICIENCY IN PERCENT

GALLONS PER MINUTE



Performance based on pumping clear, fresh water at a temperature not over 85°F., and free of sand, oil or abrasives, and with pump properly adjusted and lubricated.

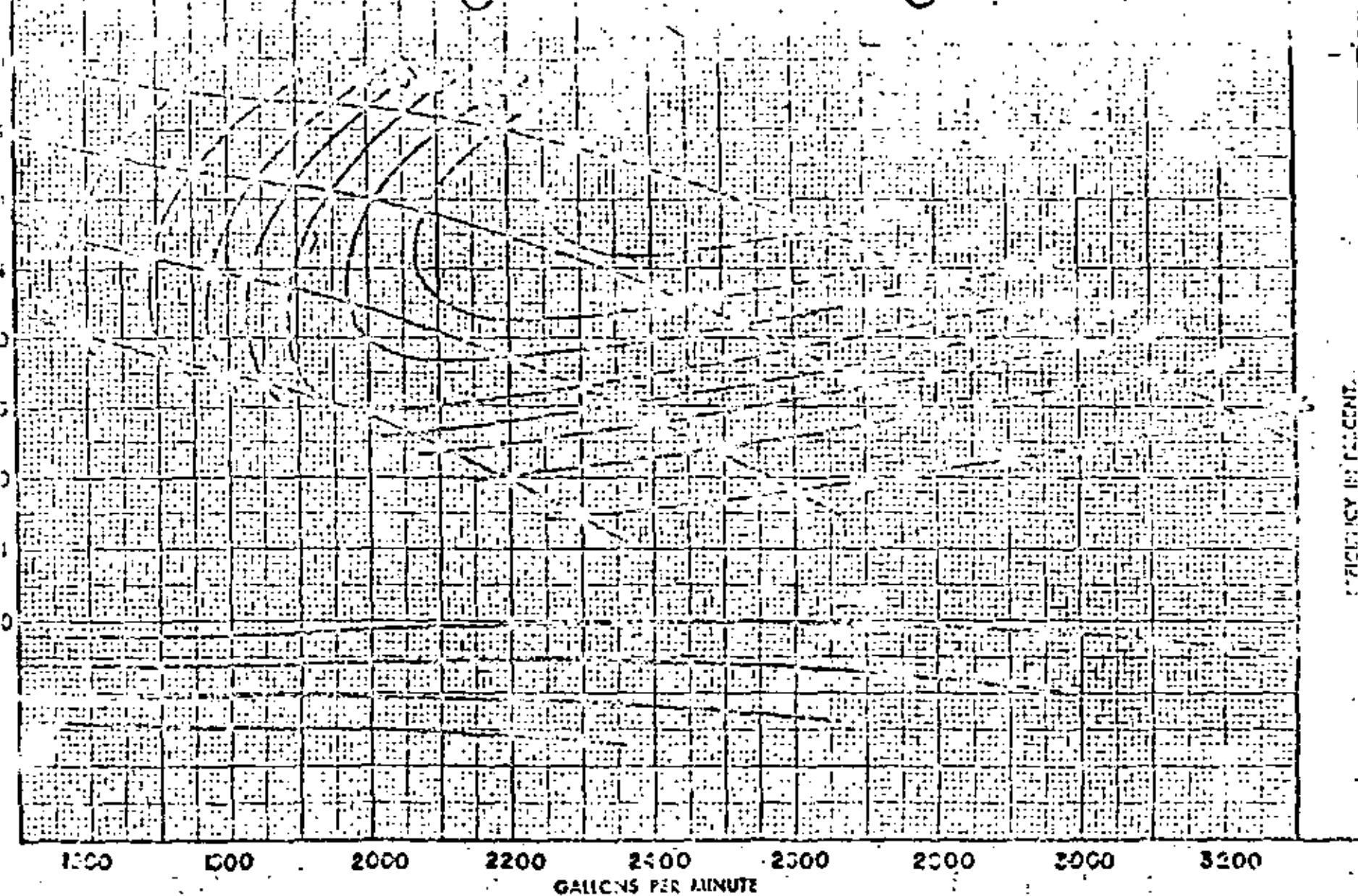
| NUMBER OF POWIS | CHANGE EFFICIENCY AS FOLLOWS |
|-----------------|------------------------------|
| 1 | +5 |
| 2 | +2 |
| 3 | +1 |

Powl Dia. 15-1/3 In.
 Bowl No. 5110-S, CLEBRON
 Impeller No. 5110, BRONZE
 Eye Area 87.50 sq. In.

STAGE PERFORMANCE

Curve No. 15-39
 R. P. M. 1100
 P. 1

999



EFFICIENCY IN PERCENT

1000 1500 2000 2200 2400 2500 2600 2800 3200

GALLONS PER MINUTE

Performance based on pumping clear, fresh water of a temperature between 50°F and 60°F and a head of 20 feet. Efficiency is based on the actual power input to the pump.

| NUMBER OF BOWLS | CHANGE EFFICIENCY AS FOLLOWS |
|-----------------|------------------------------|
| 1 | -5 |
| 2 | -5 |
| 3 | -5 |
| 4 | -5 |

Bowl No. 13-1/4 in.
 Bowl No. 3110, C.I. ENAMEL
 and No. 3112, BRONZE
 Bowl No. 61.5 sq. in.

STAGE PERFORMANCE

| | |
|-----------|------------|
| Curve No. | 13-1/4 in. |
| E. P. AL. | 13-1/4 in. |
| Bowl | 13-1/4 in. |

$$h_{fco} = 0.32 \text{ ft} = 0.09 \text{ m.}$$

IX.2.4.- Pérdidas en la tubería.

Según la tabla correspondiente, las pérdidas por cada 100 ft, son de 1.187 ft, por lo tanto en una tubería de 10 m. de longitud (32.8'), la pérdida es:

$$h_{ft} = \frac{1.187}{100} \times 32.8 = 0.38 \text{ ft}$$

$$= 0.11 \text{ m.}$$

IX.2.5.- Carga de velocidad.

En la misma tabla de pérdidas, se localiza la carga de velocidad.

$$h_{vd} = 0.80 \text{ ft} = 0.24 \text{ m.}$$

Sumando,

$$h_f = 0.18 + 0.09 + 0.11 + 0.24$$

$$= 0.62 \text{ m.}$$

La carga total que deberá desarrollar la bomba es

$$H = 9 + 0.62 = 9.62 \text{ m. (31.5')}.$$

..41

Ahora se consultan las curvas de comportamiento de las bombas para seleccionar aquella más adecuada que cumpla con los requisitos de carga y gasto, a su máxima eficiencia.

En el catálogo de Jacuzzi, se selecciona la bomba marca Jacuzzi, curva No. 16 M-39, Mod. 16 MS a 1160 r.p.m., y con eficiencia de 86%.

IX.3.- La potencia requerida por la bomba será:

$$N = \frac{1000 \times 0.15 \times 9.62}{76 \times .86}$$

$$= 22 \text{ HP}$$

IX.4.- Motor Eléctrico.

Tomando en cuenta que el motor eléctrico deberá estar sobrado en un 15% respecto a la potencia requerida por la bomba, el motor eléctrico tendrá una capacidad de:

$$N = 22 + 3.3 = 25.3 \text{ HP.}$$

Entonces, el motor eléctrico se seleccionará para una potencia de 30 HP, a 1160 r.p.m.

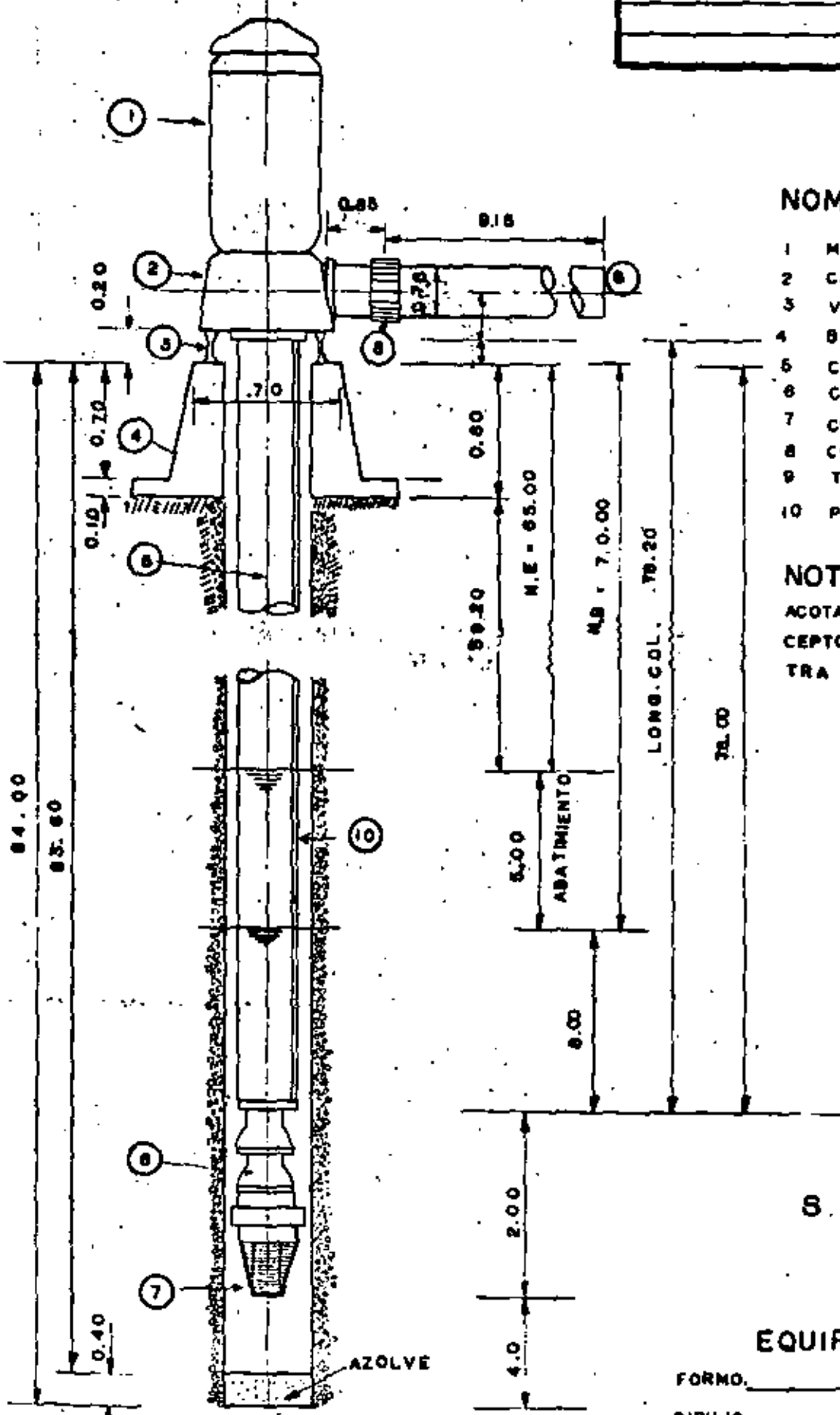
X.- SELECCION DE UN EQUIPO DE BOMBEO PARA POZO PROFUNDO.

X.1.- Datos Generales y Selección.

Seleccionar un equipo de bombeo para pozo profundo que suministrará un gasto de 100 l. p.s. a una altura estática de 70 m.

En el siguiente dibujo se consignan los datos del pozo. El equipo de bombeo será seleccionada tomando como modelo la siguiente hoja de selección en la cual se anotarán los datos, cálculos y características del equipo seleccionado.

71



NOMENCLATURA

- 1 MOTOR ELECTRICO
- 2 CABEZAL DE DESCARGA
- 3 VIGUETAS Y ANCLAJE
- 4 BASE DE CONCRETO
- 5 COLUMNA
- 6 CUERPO IMPELENTE
- 7 COLADOR CONICO
- 8 COPLE DRESSER
- 9 TUBERIA DE DESCARGA
- 10 POLIDUCTO PARA SONDA

NOTA:

ACOTACIONES EN METROS EXCEPTO LAS INDICADAS EN OTRA UNIDAD.

S. R. H.

EQUIPO DE BOMBEO

FORMO. _____
 DIBUJO _____
 J. VALENTIN R.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA ELECTROMECHANICA

7272

HOJA DE SELECCION DE EQUIPOS DE BOMBEO DE POZO PROFUNDO

COMPARIA: _____
DISTRITO DE RIEGO: _____

CONTRATO: _____
LOCALIZACION: _____

POZO N° _____
FECHA: 15

EQUIPO DE BOMBEO PERMANENTE

- 1) LONGITUD COLUMNA
ALTURA VIGUETAS EN M. 0.20
NIVEL DE BOMBEO EN M. 70.00
SUMERGENCIA EN M. 3.00
ABATIMIENTO ADICIONAL EN M. 5.00
SUMA 78.20
LONGITUD REAL EN M. 77.30
NUMERO DE TRAMOS 26

- 2) PERDIDAS FRICCION HIDRS
LONG. COLUMNA X 0.023 1.87
LONG. TUBO SUCCION X 0.012 0.67
LONG. TUB DESCARGA X 0.012 0.12
PERDIDA EN CODOS X 0.45 ft 0.13
SUMA (m) 2.79

- 3) CARGA DINAMICA (H)
SOBRE ELEVACION EN M. 0.00
ALTURA DEL EJE S/BASE EN M. 0.25
ALTURA VIGUETAS EN M. 0.20
NIVEL DE BOMBEO EN M. 70.00
PERDIDAS FRICCION HIDRS. EN M. 2.10
CARGA DE VELOCIDAD EN M. 0.20
SUMA 72.75
H. AISLADA EN PIES 238' 100% = 47.6'

- 4) POTENCIA DEL MOTOR.
GASTO EN L. P. S. 100
GASTO EN G. P. M. 1595
H. AISLADA EN M. 72.75
EFICIENCIA EN % 10
POTENCIA HIDRAULICA EN H. P. 119.6 + 316
POTENCIA REQUERIDA EN H. P. 122.76
POTENCIA DEL MOTOR EN H. P. 150

- 5) EQUIPO DE BOMBEO
MARCA Jacuzzi
MODELO 12 H5
CURVA N° 12H-64
IMPELENTE N° 2553
CURVA DEL IMPULSOR AL (100)
N° DE IMPULSORES 5
TIPO DEL IMPULSOR Semi-abierto

| | ACTUAL | FUTURA |
|--------------------------------|--------------|--------------|
| ALTURA VIGUETAS EN M. | 0.20 | |
| NIVEL DE BOMBEO EN M. | 70.00 | |
| SUMERGENCIA EN M. | 3.00 | |
| ABATIMIENTO ADICIONAL EN M. | 5.00 | |
| SUMA | 78.20 | |
| LONGITUD REAL EN M. | 77.30 | |
| NUMERO DE TRAMOS | 26 | |
| LONG. COLUMNA X 0.023 | 1.87 | |
| LONG. TUBO SUCCION X 0.012 | 0.67 | |
| LONG. TUB DESCARGA X 0.012 | 0.12 | |
| PERDIDA EN CODOS X 0.45 ft | 0.13 | |
| SUMA (m) | 2.79 | |
| SOBRE ELEVACION EN M. | 0.00 | |
| ALTURA DEL EJE S/BASE EN M. | 0.25 | |
| ALTURA VIGUETAS EN M. | 0.20 | |
| NIVEL DE BOMBEO EN M. | 70.00 | |
| PERDIDAS FRICCION HIDRS. EN M. | 2.10 | |
| CARGA DE VELOCIDAD EN M. | 0.20 | |
| SUMA | 72.75 | |
| H. AISLADA EN PIES | 238' | 100% = 47.6' |
| H. FUTURA INMEDIATA EN PIES | | |
| GASTO EN L. P. S. | 100 | |
| GASTO EN G. P. M. | 1595 | |
| H. AISLADA EN M. | 72.75 | |
| EFICIENCIA EN % | 10 | |
| POTENCIA HIDRAULICA EN H. P. | 119.6 + 316 | |
| POTENCIA REQUERIDA EN H. P. | 122.76 | |
| POTENCIA DEL MOTOR EN H. P. | 150 | |
| MARCA | Jacuzzi | |
| MODELO | 12 H5 | |
| CURVA N° | 12H-64 | |
| IMPELENTE N° | 2553 | Curva de 100 |
| CURVA DEL IMPULSOR | AL (100) | |
| N° DE IMPULSORES | 5 | |
| TIPO DEL IMPULSOR | Semi-abierto | |

- 6) MOTOR ELECTRICO
MARCA U.S.
POTENCIA EN H. P. 150
SERIE
VELOCIDAD EN R. P. M. 1760
EJE Vertical
FLECHA 1/2"

- 7) CABEZAL DE DESCARGA
MARCA
MODELO (TAMARO) 0.10" 20"
SERIE
NEMA 20"
COLUMNA # EN CM. 25.4 (1")
TUBO DE DESCARGA # 25.4 (1")

- 8) COLUMNA
LUBRICACION Aceite
LONGITUD EN M. 77.30
DIAMETRO TUBO EN CM. 25.4
DIAMETRO CAMISA EN CM. 6.35
DIAMETRO FLECHA EN CM. 3.81

- 9) CUERPO BOMBA
GASTO EN L. P. S. 100
CARGA TOTAL EN M. 72.75
TAZON MODELO 12 H5
DIAMETRO EXTERIOR EN CM. 25.4 (1")
DIAMETRO IMPULSOR EN CM. 24.25 (3/4")
EFICIENCIA EN % 80

- 10) TUBOS
LONG. TUBO DE SUCCION EN M. 305
DIAM. TUBO DE SUCCION EN CM. 25.4 (1")
LONGITUD TUBO DESC. EN M. 10
DIAM. TUBO DESCARGA EN CM. 25.4 (1")

- 11) COLADOR CONICO GALV.
LONGITUD EN CM. 14.9
DIAMETRO EN CM. 25.4 (1")

- 12) TUBO PARA LA SONDA
TUBO DE PVC
LONGITUD EN M. 20

| | ACTUAL | FUTURA |
|--------------|--------|--------|
| U.S. | | |
| 150 | | |
| | | |
| 1760 | | |
| Vertical | | |
| 1/2" | | |
| | | |
| | | |
| 0.10" 20" | | |
| | | |
| 20" | | |
| 25.4 (1") | | |
| 25.4 (1") | | |
| | | |
| Aceite | | |
| 77.30 | | |
| 25.4 | | |
| 6.35 | | |
| 3.81 | | |
| | | |
| 100 | | |
| 72.75 | | |
| 12 H5 | | |
| 25.4 (1") | | |
| 24.25 (3/4") | | |
| 80 | | |
| | | |
| 305 | | |
| 25.4 (1") | | |
| 10 | | |
| 25.4 (1") | | |
| | | |
| 14.9 | | |
| 25.4 (1") | | |
| | | |
| PVC | | |
| 20 | | |

HOJA DE
INFORMACION
TECNICA

Jacuzzi-Universal S.A.

MONTERREY, N. L.

México, D. F. - Guadalajara, Jal.

TABLA DE PERDIDAS POR FRICCION EN COLUMNAS DE TUBERIA

| COLUMNA EXTERIOR | | 3" | | 4" | | | 5" | | | 6" | | | 8" | | | 10" | | | 12" | | | | | | |
|---|--------------------------------------|--|--|--------------------------|--|--------------------------|---|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|-----|
| CUBIERTA INTERIOR | | 1/4" | 1/4" | 1/2" | 2" | 1/4" | 1/2" | 2" | 1/2" | 2" | 2 1/2" | 2" | 2 1/2" | 3" | 2" | 2 1/2" | 3" | 2" | 2 1/2" | 3" | 3 1/2" | | | | |
| CALLO LPS. | EXTRA CPM | PERDIDA DE CARGA EN PIES POR CADA 100' (ó MTS. POR CADA 100 MTS.) DE COLUMNA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1.6
3.2
4.7 | 25
50
75 | 2.8
4.6
9.8 | .85
1.3
1.7 | .86
1.7
3.3 | 1.6 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 6.3
7.9
9.4
11.0 | 100
125
150
175 | 14. | 2.2
3.2
4.4
5.8 | 2.8
4.2
5.8
7.5 | 5.3
7.8 | .54
1.1
1.5 | .85
1.3
1.7 | .94
1.4
1.9
2.5 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 12.6
14.1
15.7
17.3 | 200
225
250
275 | | 7.3
8.4 | | | 1.8
2.3
2.7
3.3 | 2.2
2.7
3.3 | 3.1
3.9
4.7
5.6 | .73
.90
1.1
1.3 | .96
1.2
1.4
1.7 | 1.4 | | | | | | | | | | | | | | |
| 19.2
20.4
22.8
23.8 | 300
325
350
375 | | | | | 3.8
4.4
5.0
5.6 | 4.5
5.2
6.8
8.7 | 6.4
7.4
8.4
9.3 | 1.5
1.7
2.0
2.2 | 2.0
2.3
2.6
2.9 | 2.8
3.2
3.5
4.1 | | | | | | | | | | | | | | |
| 25.2
28.3
31.9
34.6 | 400
450
500
550 | | | | | 6.3
7.8 | 7.5
9.3 | | 2.5
3.1
3.7
4.4 | 3.3
4.1
5.0
5.8 | 4.6
5.7
6.9 | .81
.77
.93
1.1 | .74
.91
1.1
1.3 | 1.0
1.3
1.5
1.8 | | | | | | | | | | | |
| 37.8
40.9
44.1
47.7 | 600
650
700
750 | | | | | | | 9.2
8.0 | 8.8 | | | 1.3
1.5
1.7
1.9 | 1.9
1.8
2.0
2.3 | 2.1
2.5
2.8
3.2 | | | | | | | | | | | |
| 50.4
53.5
56.7
59.9 | 800
850
900
950 | | | | | | | | | | | 2.2
2.4
2.7
2.9 | 2.6
2.9
3.2
3.8 | 3.6
4.0
4.5
4.9 | .87
.89
.78
.77 | .85
.77
.80
.80 | .77
.85
1.1
1.1 | | | | | | | | |
| 63.0
75.6
88.2
100.8
113.4 | 1000
1200
1400
1600
1800 | | La tabla siguiente servirá como guía al calcular pérdidas por fricción tomando en cuenta las condiciones de la tubería | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 126.0
138.6
151.2
163.8
176.4 | 2000
2200
2400
2600
2800 | | Condicio-
nes de la
pared in-
terior del
tubo | | Edad Aprox.
del tubo segun
lado al uso
ordinario en
nueva línea. | | use los valo-
res arriba in-
dicados multi-
plícalos por
el coef. factor. | | | | | | 11. | 12. | | 2.0
3.0
4.2
4.9
8.6 | 3.5
4.1
6.9
8.6
8.4 | 4.7
5.0
5.8
6.8
7.8 | 1.2
1.4
1.7
1.9
2.2 | 1.4
1.6
1.9
2.2
2.5 | 1.6
1.9
2.2
2.5
2.8 | 1.8
2.1
2.5
2.8
3.1 | 2.1
2.5
2.8
3.1
3.5 | 2.4
2.8
3.1
3.5
3.8 | |
| 189.2
201.6
214.2
227.8
239.4 | 3000
3200
3400
3600
3800 | | nuevo | | 1.00 | | | | | | | | | | | 8.4 | 7.4 | 6.6 | 2.5 | 2.9 | 3.3 | 3.7 | 4.1 | 4.5 | 4.9 |
| 252.0
274.6
297.2
289.8
302.4 | 4000
4200
4400
4600
4800 | | Has ó menos
lísea | | 1 1/2 años | | | 1.51 | | | | | | | | | | | 4.3 | 4.9 | 5.5 | 6.1 | 6.7 | 7.3 | 7.9 |
| | | | | | 6 ó más años | | | 2.35 | | | | | | | | | | | 5.6 | 6.3 | 7.4 | 8.1 | 8.9 | 9.6 | |

FRICCION MECANICA

EN LAS FLECHAS DE LAS BOMBAS TURBINAS

74 74

INFORMACION TECNICA

12

| Longitud de la Flecha | | DIAMETRO DE LA FLECHA | | | | | | | |
|-----------------------|------|---|---------|---------|--------|--------|---------|---------|--------|
| | | 1 1/2 | 1 11/16 | 1 15/16 | 2 3/16 | 2 7/16 | 2 11/16 | 2 15/16 | 3 3/16 |
| | | Fricción Mecánica en N.P. a 1180 R.P.M. | | | | | | | |
| Metros | Pies | | | | | | | | |
| 7.6 | 25 | .19 | .23 | .30 | .38 | .44 | .55 | .66 | .74 |
| 15.2 | 50 | .37 | .46 | .60 | .75 | .89 | 1.10 | 1.32 | 1.57 |
| 22.9 | 75 | .56 | .69 | .90 | 1.13 | 1.39 | 1.65 | 1.98 | 2.28 |
| 30.5 | 100 | .74 | .92 | 1.20 | 1.50 | 1.85 | 2.20 | 2.64 | 3.04 |
| 38.1 | 125 | .93 | 1.15 | 1.50 | 1.88 | 2.31 | 2.75 | 3.30 | 3.80 |
| 45.7 | 150 | 1.11 | 1.38 | 1.80 | 2.25 | 2.78 | 3.30 | 3.96 | 4.56 |
| 53.3 | 175 | 1.30 | 1.61 | 2.10 | 2.63 | 3.26 | 3.85 | 4.62 | 5.32 |
| 61.0 | 200 | 1.48 | 1.84 | 2.40 | 3.00 | 3.70 | 4.40 | 5.28 | 6.03 |
| 68.6 | 225 | 1.67 | 2.07 | 2.70 | 3.38 | 4.16 | 4.95 | 5.94 | 6.84 |
| 76.2 | 250 | 1.85 | 2.30 | 3.00 | 3.75 | 4.63 | 5.50 | 6.60 | 7.50 |
| 83.8 | 275 | 2.04 | 2.53 | 3.30 | 4.13 | 5.09 | 6.05 | 7.26 | 8.34 |
| 91.4 | 300 | 2.22 | 2.74 | 3.60 | 4.50 | 5.56 | 6.60 | 7.92 | 9.12 |
| 99.0 | 325 | 2.41 | 2.99 | 3.90 | 4.88 | 6.01 | 7.15 | 8.55 | 9.84 |
| 106.7 | 350 | 2.59 | 3.22 | 4.20 | 5.23 | 6.48 | 7.70 | 9.24 | 10.62 |
| 114.3 | 375 | 2.78 | 3.45 | 4.50 | 5.63 | 6.94 | 8.25 | 9.90 | 11.50 |
| 121.9 | 400 | 2.96 | 3.68 | 4.80 | 6.00 | 7.40 | 8.80 | 10.56 | 12.30 |
| 129.5 | 425 | 3.15 | 3.91 | 5.10 | 6.38 | 7.86 | 9.35 | 11.22 | 12.92 |
| 137.1 | 450 | 3.33 | 4.14 | 5.40 | 6.75 | 8.33 | 9.90 | 11.88 | 13.62 |
| 144.8 | 475 | 3.52 | 4.37 | 5.70 | 7.13 | 8.79 | 10.45 | 12.54 | 14.34 |
| 152.4 | 500 | 3.70 | 4.60 | 6.00 | 7.50 | 9.25 | 11.00 | 13.20 | 15.00 |
| | | Fricción Mecánica en N.P. a 870 R.P.M. | | | | | | | |
| Metros | Pies | | | | | | | | |
| 7.6 | 25 | .18 | .18 | .23 | .29 | .35 | .42 | .50 | .55 |
| 15.2 | 50 | .28 | .35 | .45 | .58 | .70 | .84 | 1.00 | 1.15 |
| 22.9 | 75 | .42 | .53 | .68 | .84 | 1.05 | 1.26 | 1.50 | 1.75 |
| 30.5 | 100 | .56 | .70 | .90 | 1.15 | 1.40 | 1.68 | 2.00 | 2.30 |
| 38.1 | 125 | .70 | .88 | 1.13 | 1.48 | 1.75 | 2.10 | 2.50 | 2.90 |
| 45.7 | 150 | .84 | 1.05 | 1.35 | 1.73 | 2.10 | 2.52 | 3.00 | 3.45 |
| 53.3 | 175 | .98 | 1.23 | 1.58 | 2.01 | 2.45 | 2.94 | 3.50 | 4.05 |
| 61.0 | 200 | 1.12 | 1.40 | 1.80 | 2.30 | 2.80 | 3.36 | 4.00 | 4.60 |
| 68.6 | 225 | 1.26 | 1.58 | 2.03 | 2.59 | 3.15 | 3.78 | 4.50 | 5.10 |
| 76.2 | 250 | 1.40 | 1.75 | 2.25 | 2.88 | 3.50 | 4.20 | 5.00 | 5.70 |
| 83.8 | 275 | 1.54 | 1.94 | 2.48 | 3.16 | 3.85 | 4.62 | 5.50 | 6.30 |
| 91.4 | 300 | 1.68 | 2.10 | 2.70 | 3.45 | 4.20 | 5.04 | 6.00 | 6.90 |
| 99.0 | 325 | 1.82 | 2.29 | 2.93 | 3.74 | 4.55 | 5.46 | 6.50 | 7.50 |
| 106.7 | 350 | 1.96 | 2.45 | 3.15 | 4.03 | 4.90 | 5.84 | 7.00 | 8.10 |
| 114.3 | 375 | 2.10 | 2.63 | 3.38 | 4.31 | 5.25 | 6.30 | 7.50 | 8.70 |
| 121.9 | 400 | 2.24 | 2.83 | 3.60 | 4.60 | 5.60 | 6.72 | 8.00 | 9.30 |
| 129.5 | 425 | 2.38 | 3.03 | 3.83 | 4.89 | 5.95 | 7.14 | 8.50 | 9.90 |
| 137.1 | 450 | 2.52 | 3.15 | 4.05 | 5.18 | 6.30 | 7.56 | 9.00 | 10.35 |
| 144.8 | 475 | 2.66 | 3.28 | 4.28 | 5.46 | 6.65 | 7.98 | 9.50 | 10.95 |
| 152.4 | 500 | 2.80 | 3.50 | 4.50 | 5.75 | 7.00 | 8.43 | 10.00 | 11.50 |

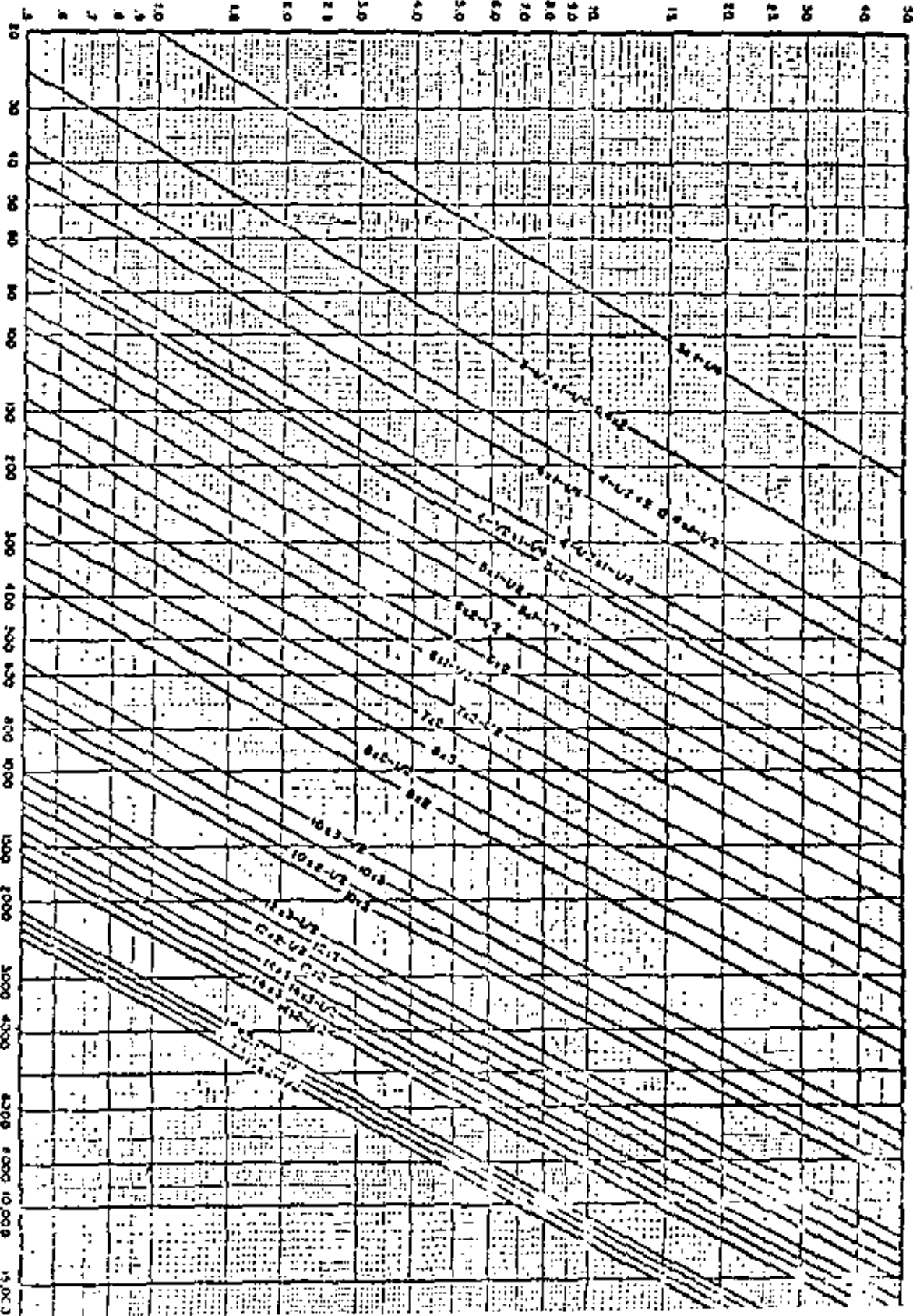
Jacuzzi-Universal, S.A.

MONTERREY, N. L.

México, D. F. - Guadalajara, Jal.

HOJA 66
INFORMACION
TECNICA

GRAFICA DE PERDIDA POR FRICCION EN COLUMNA DE TURBINA
LUBRIFICACION POR ACEITE

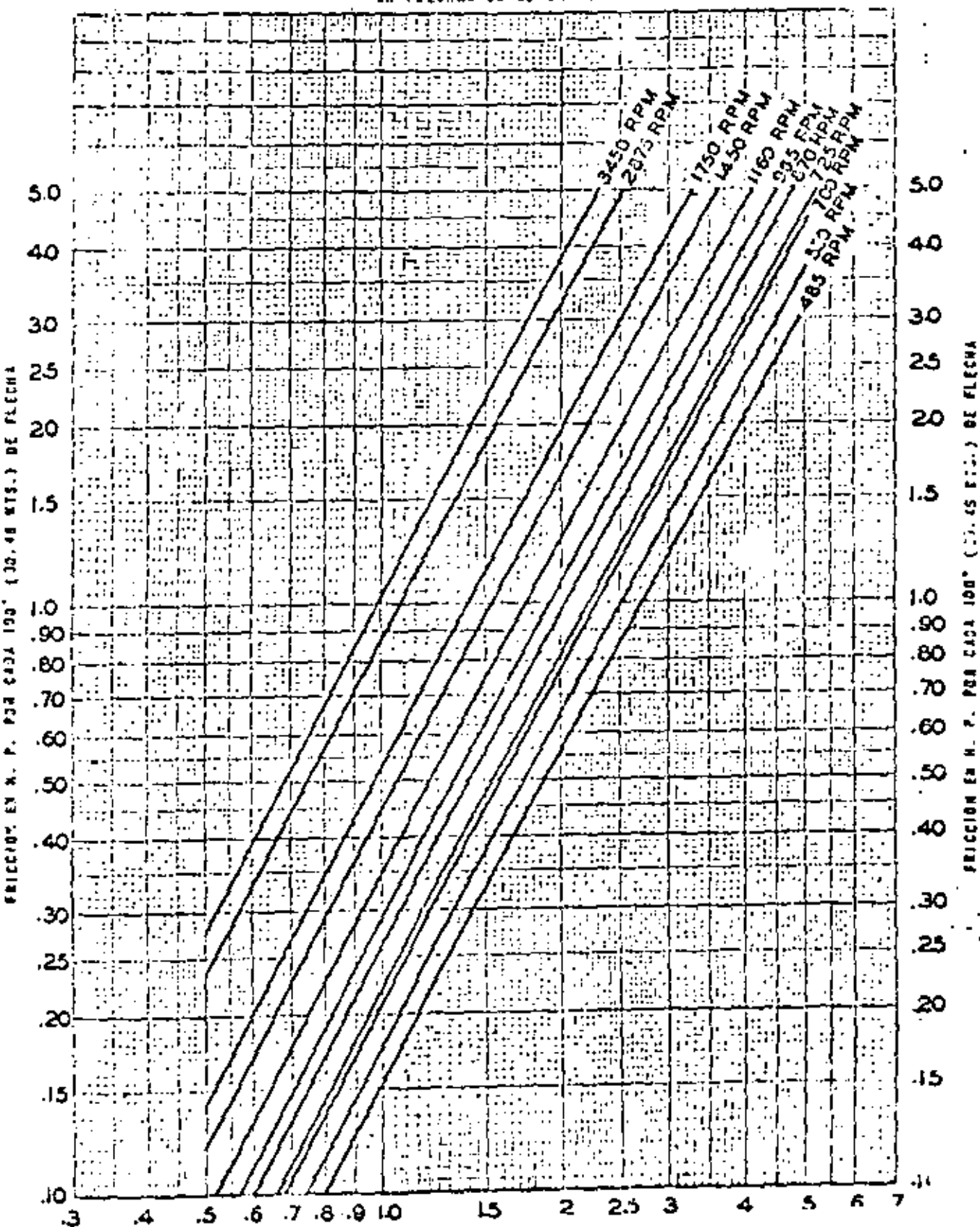


PARA CONVERTIR CALONES A LITROS MULTIPLIQUE POR 3.785
EASTO EN CALONES POR MINUTO

FRICCION MECANICA
EN LAS FLECHAS DE LAS BOMBAS TURBINAS

| Longitud de la flecha | | DIAMETRO DE LA FLECHA | | | | | | | | | | |
|---|------|---|------|---------|---------|--------|----------|----------|---------|---------|----------|----------|
| | | 3/8" | 1" | 1 1/16" | 1 7/16" | 1 1/2" | 1 11/16" | 1 15/16" | 2 3/16" | 2 1/16" | 2 13/16" | 2 15/16" |
| Metros | Pies | Fricción Mecánica en H.P. A 1750 R.P.M. | | | | | | | | | | |
| 7.4 | 25 | .08 | .13 | .18 | .25 | .29 | .35 | .45 | .58 | .71 | .84 | 1.05 |
| 15.2 | 50 | .15 | .24 | .36 | .50 | .58 | .70 | .90 | 1.15 | 1.42 | 1.71 | 2.05 |
| 22.9 | 75 | .23 | .39 | .58 | .75 | .86 | 1.05 | 1.35 | 1.73 | 2.14 | 2.51 | 3.05 |
| 30.5 | 100 | .30 | .52 | .72 | 1.00 | 1.15 | 1.40 | 1.80 | 2.30 | 2.85 | 3.35 | 4.05 |
| 38.1 | 125 | .38 | .65 | .90 | 1.25 | 1.44 | 1.75 | 2.25 | 2.88 | 3.56 | 4.17 | 5.05 |
| 45.7 | 150 | .45 | .78 | 1.08 | 1.50 | 1.73 | 2.10 | 2.70 | 3.45 | 4.27 | 5.03 | 6.00 |
| 53.3 | 175 | .53 | .91 | 1.26 | 1.75 | 2.01 | 2.45 | 3.15 | 4.03 | 4.99 | 5.86 | 7.01 |
| 61.0 | 200 | .60 | 1.04 | 1.44 | 2.00 | 2.30 | 2.80 | 3.60 | 4.50 | 5.70 | 6.70 | 8.05 |
| 68.5 | 225 | .68 | 1.17 | 1.62 | 2.25 | 2.59 | 3.15 | 4.05 | 5.18 | 6.41 | 7.54 | 9.00 |
| 76.2 | 250 | .75 | 1.30 | 1.80 | 2.50 | 2.88 | 3.50 | 4.50 | 5.75 | 7.12 | 8.34 | 10.00 |
| 83.8 | 275 | .83 | 1.43 | 1.95 | 2.75 | 3.16 | 3.85 | 4.95 | 6.33 | 7.84 | 9.21 | 11.00 |
| 91.4 | 300 | .90 | 1.56 | 2.16 | 3.00 | 3.45 | 4.20 | 5.40 | 6.90 | 8.55 | 10.05 | 12.00 |
| 99.0 | 325 | .98 | 1.69 | 2.34 | 3.25 | 3.74 | 4.55 | 5.85 | 7.48 | 9.28 | 10.89 | 13.00 |
| 106.7 | 350 | 1.05 | 1.82 | 2.52 | 3.50 | 4.03 | 4.90 | 6.30 | 8.05 | 9.97 | 11.73 | 14.00 |
| 114.3 | 375 | 1.13 | 1.95 | 2.70 | 3.75 | 4.31 | 5.25 | 6.75 | 8.63 | 10.69 | 12.56 | 15.00 |
| 121.9 | 400 | 1.20 | 2.08 | 2.88 | 4.00 | 4.60 | 5.60 | 7.20 | 9.20 | 11.40 | 13.40 | 16.00 |
| 129.5 | 425 | 1.28 | 2.21 | 3.06 | 4.25 | 4.89 | 5.95 | 7.65 | 9.78 | 12.13 | 14.24 | 17.00 |
| 137.1 | 450 | 1.35 | 2.34 | 3.24 | 4.50 | 5.18 | 6.30 | 8.10 | 10.35 | 12.82 | 15.04 | 18.00 |
| 144.7 | 475 | 1.43 | 2.47 | 3.42 | 4.75 | 5.46 | 6.65 | 8.55 | 10.93 | 13.54 | 15.91 | 19.00 |
| 152.3 | 500 | 1.50 | 2.60 | 3.60 | 5.00 | 5.75 | 7.00 | 9.00 | 11.50 | 14.25 | 16.75 | 20.00 |
| Fricción Mecánica en H.P. A 1450 R.P.M. | | | | | | | | | | | | |
| 7.4 | 25 | .06 | .11 | .15 | .23 | .24 | .30 | .34 | .44 | .50 | .63 | .75 |
| 15.2 | 50 | .12 | .23 | .30 | .45 | .48 | .60 | .75 | .95 | 1.20 | 1.44 | 1.75 |
| 22.9 | 75 | .19 | .34 | .45 | .68 | .71 | .90 | 1.13 | 1.42 | 1.80 | 2.14 | 2.65 |
| 30.5 | 100 | .25 | .45 | .60 | .90 | .95 | 1.20 | 1.60 | 1.90 | 2.40 | 2.90 | 3.60 |
| 38.1 | 125 | .31 | .56 | .75 | 1.13 | 1.19 | 1.50 | 1.88 | 2.34 | 3.00 | 3.63 | 4.45 |
| 45.7 | 150 | .38 | .68 | .90 | 1.35 | 1.43 | 1.80 | 2.25 | 2.85 | 3.60 | 4.35 | 5.30 |
| 53.3 | 175 | .44 | .79 | 1.05 | 1.58 | 1.66 | 2.10 | 2.63 | 3.32 | 4.20 | 5.04 | 6.15 |
| 61.0 | 200 | .50 | .90 | 1.20 | 1.80 | 1.90 | 2.40 | 3.00 | 3.80 | 4.80 | 5.80 | 7.05 |
| 68.5 | 225 | .56 | 1.01 | 1.35 | 2.03 | 2.14 | 2.70 | 3.38 | 4.28 | 5.40 | 6.53 | 7.95 |
| 76.2 | 250 | .63 | 1.13 | 1.50 | 2.25 | 2.38 | 3.00 | 3.75 | 4.75 | 6.00 | 7.25 | 8.85 |
| 83.8 | 275 | .69 | 1.24 | 1.65 | 2.48 | 2.61 | 3.30 | 4.13 | 5.22 | 6.60 | 7.96 | 9.75 |
| 91.4 | 300 | .75 | 1.35 | 1.80 | 2.70 | 2.85 | 3.60 | 4.50 | 5.70 | 7.20 | 8.70 | 10.65 |
| 99.0 | 325 | .81 | 1.46 | 1.95 | 2.93 | 3.09 | 3.90 | 4.88 | 6.17 | 7.80 | 9.41 | 11.55 |
| 106.7 | 350 | .84 | 1.58 | 2.10 | 3.15 | 3.33 | 4.20 | 5.25 | 6.65 | 8.40 | 10.15 | 12.30 |
| 114.3 | 375 | .94 | 1.69 | 2.25 | 3.38 | 3.56 | 4.50 | 5.63 | 7.15 | 9.00 | 10.84 | 13.20 |
| 121.9 | 400 | 1.00 | 1.80 | 2.40 | 3.60 | 3.80 | 4.80 | 6.00 | 7.60 | 9.60 | 11.60 | 14.25 |
| 129.5 | 425 | 1.06 | 1.91 | 2.55 | 3.83 | 4.04 | 5.10 | 6.38 | 8.07 | 10.20 | 12.33 | 15.45 |
| 137.1 | 450 | 1.13 | 2.03 | 2.70 | 4.05 | 4.28 | 5.40 | 6.75 | 8.55 | 10.80 | 13.05 | 16.25 |
| 144.7 | 475 | 1.19 | 2.14 | 2.85 | 4.28 | 4.51 | 5.70 | 7.13 | 9.04 | 11.40 | 13.74 | 17.15 |
| 152.3 | 500 | 1.25 | 2.25 | 3.00 | 4.50 | 4.75 | 6.00 | 7.50 | 9.50 | 12.00 | 14.50 | 17.60 |

FRICCION MECANICA
EN FLECHAS DE BOMBAS TURBINAS



HOJA DE
INFORMACION
TECNICA

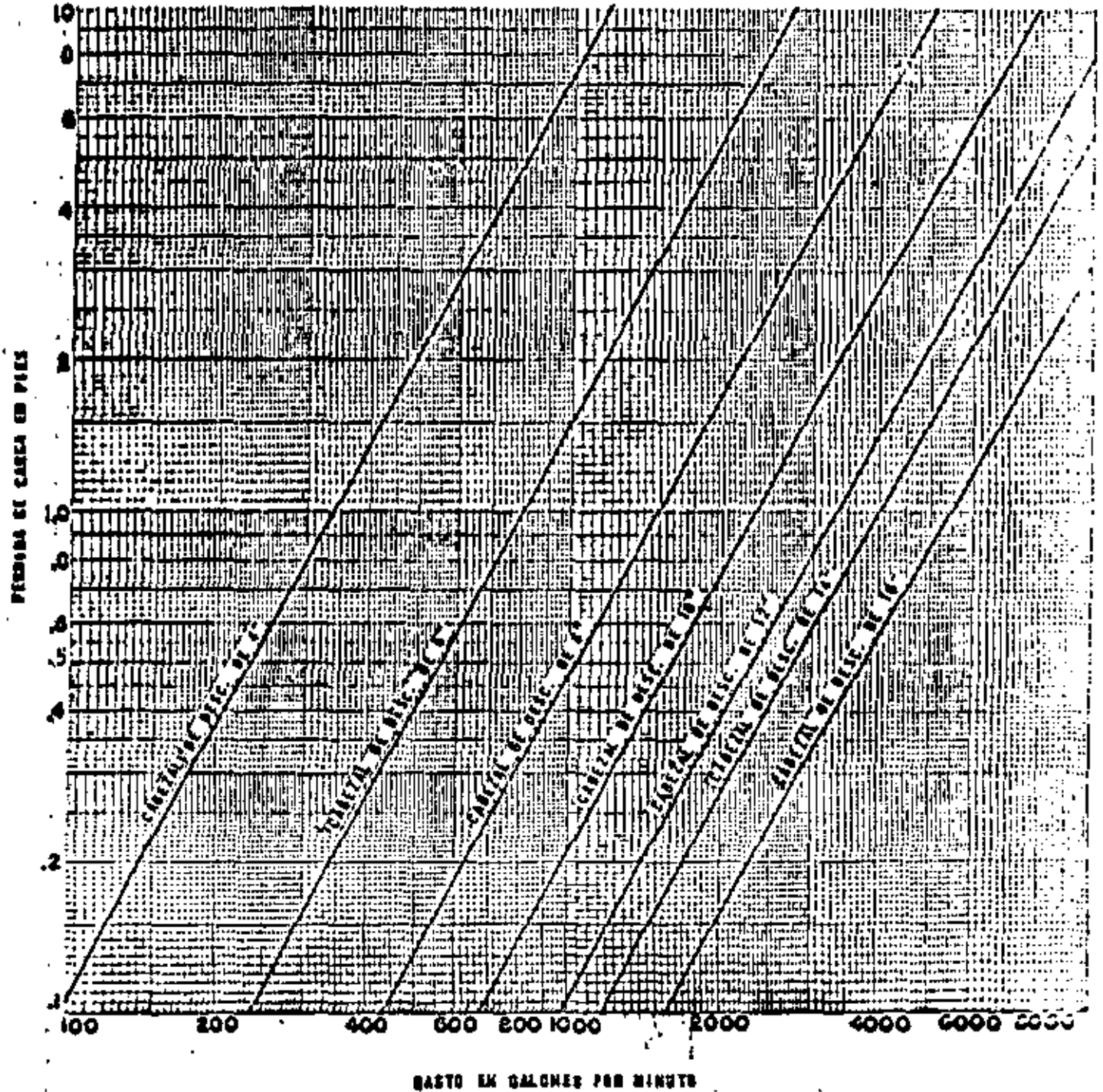
Jacuzzi-Universal S.A.

MONTERREY, N. L.

México, D. F. - Guascalajara, Jal.

SECCION 2000

GRAFICA DE PERDIDAS POR FRICCION
EN CABEZALES DE DESCARGA DE BOMBAS TURBINAS



PARA CONVERTIR GALONES A LITROS MULTIPLIQUE POR 3.785

FRICCIÓN MECÁNICA

EN FLECHAS DE BOMBAS TURBINAS

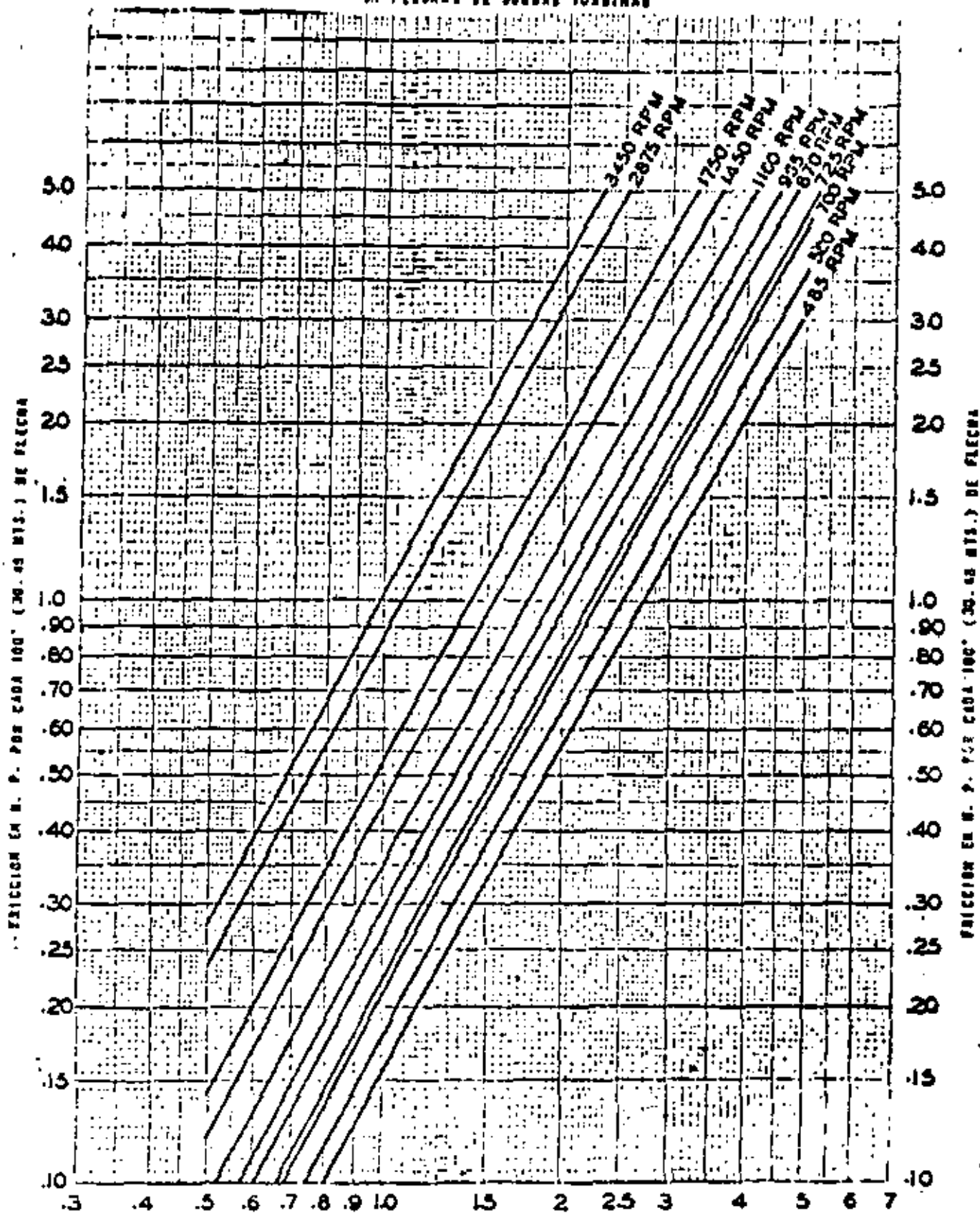


TABLA DE SELECCION DE FLECHAS
DE ACERO C-1048

| DIAMETRO DE LA FLECHA
n.m.(Pulg.) | Velocidad
(RPM) | * TRACCION EN LA FLECHA RES. (LBS) | | | | | | | | |
|--------------------------------------|--------------------|------------------------------------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|
| | | 454 | 907 | 1,361 | 2,268 | 3,402 | 4,536 | 6,804 | 9,072 | 13,608 |
| | | 1,050 | 2,000 | 3,000 | 5,000 | 7,500 | 10,000 | 15,000 | 20,000 | 30,000 |
| Potencia Admisible - HP | | | | | | | | | | |
| 19.00
(3/8) | 1,750 | 20.0 | 19.5 | 18.9 | 18.3 | | | | | |
| | 1,340 | 13.7 | 12.9 | 12.4 | 10.7 | | | | | |
| | 950 | 8.8 | 8.5 | 9.2 | 8.0 | | | | | |
| 28.0
(1) | 1,750 | 94.5 | 93.9 | 93.0 | 89.5 | 87.5 | | | | |
| | 1,340 | 67.5 | 67.2 | 66.7 | 65.0 | 61.5 | | | | |
| | 1,100 | 31.3 | 31.1 | 30.8 | 29.7 | 27.3 | | | | |
| 30.16
(1 3/16) | 1,750 | 167 | 167 | 166 | 163 | 157 | 149 | | | |
| | 1,340 | 84.0 | 84.0 | 83.5 | 82.0 | 79.0 | 75.0 | | | |
| | 1,100 | 55.4 | 55.4 | 55.0 | 54.1 | 52.1 | 49.4 | | | |
| 34.91
(1 7/16) | 1,750 | | | 206 | 204 | 200 | 193 | 184 | | |
| | 1,340 | | | 149 | 146 | 143 | 142 | 133 | | |
| | 1,100 | | | 99.3 | 97.6 | 96.0 | 98.0 | 87.6 | | |
| 36.10
(1 1/2) | 1,750 | | | 226 | 224 | 220 | 214 | 206 | | |
| | 1,340 | | | 169 | 168 | 166 | 163 | 158 | | |
| | 1,100 | | | 111.2 | 110.7 | 109.2 | 107.2 | 101.4 | | |
| 42.44
(1 11/16) | 1,750 | | | 252 | 251 | 249 | 246 | 239 | 227 | |
| | 1,340 | | | 186 | 185 | 184 | 182 | 177 | 159 | |
| | 950 | | | 123 | 122 | 121 | 120 | 117 | 111 | |
| 47.21
(1 15/16) | 1,750 | | | 303 | 302 | 300 | 290 | 282 | 273 | 267 |
| | 1,340 | | | 259 | 258 | 257 | 252 | 244 | 227 | |
| | 950 | | | 192 | 192 | 191 | 187 | 182 | 171 | |
| 55.96
(2 3/16) | 1,750 | | | 378 | 377 | 376 | 370 | 362 | 351 | 347 |
| | 1,340 | | | 302 | 301 | 300 | 296 | 291 | 281 | 277 |
| | 950 | | | 253 | 252 | 251 | 249 | 244 | 234 | 230 |
| 61.91
(2 7/16) | 1,750 | | | | 816 | 815 | 810 | 802 | 791 | 787 |
| | 1,340 | | | | 537 | 537 | 531 | 521 | 511 | 507 |
| | 950 | | | | 398 | 398 | 395 | 387 | 377 | 373 |
| 49.26
(2 11/16) | 1,750 | | | | | 1,070 | 1,062 | 1,055 | 1,041 | 1,037 |
| | 1,340 | | | | | 703 | 700 | 694 | 684 | 680 |
| | 950 | | | | | 520 | 518 | 515 | 505 | 501 |

* Se determina de acuerdo con las páginas 9 y 10 de esta misma Sección.

SELECCION DE LOS COPLES

| TIPO DE IMPULSOR | TIPO DE COPLE | PROFUNDIDAD MAXIMA RECOMENDABLE MTS. (PIES) |
|------------------|------------------|---|
| Cerrado | Auto-desconexión | 60.96 (200') |
| | No-retroceso | 152.40 (500') |
| Semi-abierto | Auto-desconexión | 30.48 (100') |
| | No-retroceso | 60.96 (200') |

Para profundidades mayores que las indicadas o para cargas totales que excedan los 800', dirijase a la fábrica. Para grandes profundidades y altas cargas revíse el alargamiento de la flecha.

Jucuzzi-Universal S.A.

MONTERREY, N. L.

Calle 3.ª - Guadalupe, Jal.

HOJA DE
INFORMACION
TECNICA

SELIO DEL IMPULSOR - JUEGO EXTREMO - CONSTANTE DE EMPUJE

| TAZONES CON IMPULSOR CERRADO | | | TAZONES CON IMPULSOR SEMI-ABIERTO | | |
|------------------------------|----------------------------|---|-----------------------------------|----------------------------|---|
| Modelo del Tazón ** | Juego Extremo * (Pulgadas) | Constante de Empuje Lbs./Pulg. de Carga | Modelo del Tazón | Juego Extremo * (Pulgadas) | Constante de Empuje Lbs./Pulg. de Carga |
| | | | M4 | 3/8 | 1.5 |
| | | | M4 | 1/4 | 1.5 |
| 6LC | 3/8 | 1.56 | 6LS | 3/8 | 1.74 |
| 6LC | 3/8 | 1.56 | 6LS | 3/8 | 1.72 |
| 6MC | 1/2 | 2.24 | 6MS | 1/2 | 2.83 |
| 6MC | 1/2 | 2.24 | 6MS | 1/2 | 2.29 |
| 6XC | 5/8 | 2.83 | 6XS | 5/8 | 2.36 |
| 6XC | 7/16 | 2.98 | 6XS | 7/16 | 3.52 |
| 6LC | 7/16 | 2.98 | 6LS | 7/16 | 3.34 |
| 6XC | 7/16 | 3.93 | 6XS | 7/16 | 4.42 |
| 6MC | 7/16 | 3.93 | 6MS | 7/16 | 4.28 |
| 6MS | 3/8 | 5.4 | 6MS | 3/8 | 5.4 |
| 10LC | 1/2 | 6.6 | 10LS | 1/2 | 7.5 |
| 10LC-XD | 1 | 6.6 | | | |
| 10XC | 5/8 | 6.6 | 10MS | 5/8 | 7.5 |
| 10XC-XD | 1 | 6.6 | | | |
| 10MC | 5/8 | 8.1 | 10MS | 5/8 | 9.2 |
| 10XC-XD | 1 1/4 | 8.1 | | | |
| 10XC | 7/8 | 10.3 | 10XS | 7/8 | 11.2 |
| 10YC | 3/4 | 10.3 | 10YS | 3/4 | 11.4 |
| 10ZC | 1/2 | 13.7 | 10ZS | 1/2 | 13.5 |
| 12LC | 7/8 | 10.6 | 12LS | 7/8 | 12.5 |
| 12LC-XD | 1 1/4 | 10.6 | | | |
| 12XC | 3/4 | 10.6 | 12MS | 3/4 | 12.5 |
| 12XC-XD | 1 1/4 | 10.6 | | | |
| 12XC | 3/4 | 16.5 | 12MS | 3/4 | 19.0 |
| 12XC-XD | 1 1/4 | 16.5 | | | |
| 12XC | 7/8 | 19.0 | | | |
| 14LC | 7/8 | 17.2 | 14LS | 7/8 | 19.7 |
| 14XC | 7/8 | 21.8 | 14MS | 7/8 | 23.4 |
| 14XC | 7/8 | 21.8 | 14MS | 7/8 | 25.2 |
| 14XC | 7/8 | 21.8 | 14XS | 7/8 | 23.4 |
| 16XC | 1 | 24.9 | 16MS | 1 | 38.9 |
| 16XC | 1 | 34.9 | 16XS | 1 | 39.5 |
| 20XC | 1 1/2 | 25.0 | | | |
| 20XC | 1 1/4 | 35.0 | | | |
| 24XC | 2 | 59.0 | | | |
| 28XC | 2 1/2 | 59.5 | | | |

* Consulte a la fábrica si se requiere juego adicional.

** XD indica construcción extra-fuerte para utilizarse a grandes profundidades.

NOTAS: 1 - El material de que se construyen normalmente los impulsores es el bronce. Todos los de tipo cerrado pueden surtirse también de fierro a solicitud y con un clase de sellado especial.

LISTA DE PRECIOS
Sujeto a nuestras condiciones
de venta publicadas.

JACUZZI - UNIVERSAL, S.A.

CATALOGO
DE TURBINAS
SECCION 230
PAGINA
MAR. 25 DE 1971

MONTERREY, N. L.

MEXICO, D. F. GUADALAJARA, JAL.

COLUMNA COMPLETA ESTANDAR

PARA BOMBAS TIPO TURBINA LUBRICADAS POR ACEITE
(PARA VELOCIDADES HASTA DE 2200 R. P. M.)

PRECIOS GRUPO K

| Diámetro de la flecha mm. (Pulg.) | Diámetro de la cubierta mm. (Pulg.) | DIAMETRO COLUMNA EXTERIOR (1) | | | | CAPACIDAD MÁXIMA (2) | | PRECIOS | | Peso aprox. en kgs. a Tramo de 30.5 Gms. (1") | | Agregar por cada 30.5 cms. (1") Por flecha y completa columna oxidable. | |
|-----------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------|-------|--------|--------|----------------------------|---------------------------|---------|------|---|-------------|---|-----------|
| | | Cms. | Pulg. | L.P.M. | G.P.M. | Tramos de 3.048 Mts. (10') | Tramos de 1.524 Mts. (5') | Aceite | Agua | Tipo 416 | de Tipo 311 | | |
| | | | | | | | | | | | | Mts. (10') | Mts. (5') |
| 19.1 (3/4") | 31.8 (1 1/4") | 1.6 | 3 | 3.5 | 55 | 5 1.100 | 5 750 | 6 | 5 | 80 | 40 | | |
| | | 17.2 | 4 | 37.1 | 140 | 1.330 | 750 | 7 | 6 | | | | |
| | | 15.2 | 5 | 35.4 | 225 | 1.760 | 1.330 | 11 | 10 | | | | |
| 25.4 (1") | 38.1 (1 1/2") | 2.5 | 3 | 3.2 | 47 | 1.370 | 830 | 7 | 6 | 80 | 70 | | |
| | | 17.2 | 4 | 34.5 | 150 | 1.460 | 960 | 8 | 6 | | | | |
| | | 15.2 | 6 | 37.9 | 600 | 1.080 | 1.200 | 12 | 10 | | | | |
| 30.2 (1 1/16") | 40.8 (2") | 3.2 | 4 | 41.2 | 130 | 2.250 | 1.450 | 15 | 13 | 70 | 100 | | |
| | | 13.2 | 4 | 34.9 | 125 | 1.780 | 1.100 | 10 | 7 | | | | |
| | | 15.2 | 5 | 35.5 | 500 | 2.210 | 1.360 | 24 | 11 | | | | |
| 34.1 (1 1/2") | 43.5 (2 1/2") | 3.2 | 5 | 47.0 | 130 | 2.620 | 1.640 | 16 | 14 | 120 | 160 | | |
| | | 15.2 | 6 | 36.2 | 260 | 3.050 | 1.920 | 20 | 18 | | | | |
| | | 17.2 | 8 | 41.2 | 430 | 3.770 | 2.370 | 26 | 24 | | | | |
| 43. (1 11/16") | 43.5 (2 1/2") | 15.2 | 6 | 34.4 | 450 | 2.770 | 1.580 | 16 | 17 | 140 | 180 | | |
| | | 20.2 | 8 | 42.6 | 1150 | 3.030 | 1.870 | 19 | 15 | | | | |
| | | 25.4 | 10 | 44.7 | 1750 | 3.470 | 2.210 | 22 | 19 | | | | |
| 43. (1 11/16") | 43.5 (2 1/2") | 37.5 | 12 | 46.4 | 470 | 4.300 | 2.770 | 29 | 25 | 140 | 180 | | |
| | | 15.2 | 6 | 36.5 | 420 | 2.800 | 1.390 | 17 | 13 | | | | |
| | | 20.2 | 8 | 42.6 | 1100 | 3.180 | 2.000 | 20 | 16 | | | | |
| 43. (1 11/16") | 43.5 (2 1/2") | 25.4 | 10 | 47.7 | 2100 | 3.620 | 2.300 | 21 | 20 | 140 | 180 | | |
| | | 37.5 | 12 | 46.4 | 4700 | 4.440 | 2.810 | 30 | 26 | | | | |
| | | 15.2 | 6 | 35.7 | 400 | 3.400 | 2.050 | 18 | 14 | | | | |
| 43. (1 11/16") | 43.5 (2 1/2") | 20.2 | 8 | 43.1 | 1200 | 3.700 | 2.250 | 21 | 17 | 140 | 180 | | |
| | | 25.4 | 10 | 44.2 | 2200 | 4.170 | 2.570 | 24 | 21 | | | | |
| | | 30.2 | 12 | 46.8 | 3700 | 4.960 | 3.060 | 31 | 27 | | | | |
| 49.2 (1 15/16") | 43.5 (2 1/2") | 15.2 | 6 | 43.1 | 1700 | 3.900 | 2.390 | 22 | 18 | 165 | 230 | | |
| | | 20.2 | 8 | 44.2 | 2300 | 4.340 | 2.700 | 26 | 22 | | | | |
| | | 30.2 | 12 | 46.8 | 3800 | 5.160 | 3.210 | 32 | 28 | | | | |
| 55.4 (2 1/16") | 43.5 (2 1/2") | 25.4 | 10 | 47.2 | 4700 | 5.850 | 3.500 | 29 | 24 | 220 | 250 | | |
| | | 37.5 | 12 | 46.4 | 4900 | 6.670 | 4.000 | 35 | 29 | | | | |

(1) Normalmente se suministran Rascas a Tapa.
 (2) Basada en pérdida por fricción de la columna de 1.52 Mts. (5') por cada 30.5 Mts. (100').
 *** No es apropiada para usarse en velocidades de 4400 R.P.M. y 2000 R.P.M.
 * Normalmente no se tiene disponible en lubricación por agua. Consulte a la Factoría.
 ** PRECAUCION: Para flechas de acero inoxidable tipo 303, el acople debe ser para transmitir es solamente

9300
 C. A. I.
 DE TURBINA
 SECCION 2300
 MAQUINARIA
 MAR. 25 DE 1970

JACUZZI - UNIVERSAL, S.A.

LISTA DE PRECIOS
 Sujeta a nuestras condiciones
 de venta y a cambios sin pre-
 vio aviso.

MONTERREY, N. L.
 MEXICO D.F. GUADALAJARA, JAL.

COLUMNA COMPLETA ESTANDAR

PARA BOMBAS TIPO TURBINA LUBRICADAS POR AGUA O ACEITE

PARA VELOCIDADES HASTA DE 2,200 R.P.M., LOS PRECIOS INCLUYEN:

LUBRICACION POR ACEITE - Sección de 3.05 Mts. (10'':

Sección Superior.- El precio está considerado como una sección de 3.05 Mts. (10'') e incluye: -
 1.83 Mts. (8'') de flecha de extensión con cople, 1.52 Mts. (5'') de cubierta interior, cu-
 bierta interior de extensión, cubierta interior adaptadora, dos chumaceras de bronce y -
 3.05 Mts. (10'') de columna exterior R. A. C. (Rosca en ambos extremos).

Sección Intermedia.- Incluye: 3.05 Mts. (10'') de flecha con cople, dos tramos de cubierta (in-
 terior de 1.52 Mts. (5''), dos chumaceras de bronce y 3.05 Mts. (10'') de columna exterior -
 con cople.

LUBRICACION POR AGUA - Sección de 3.05 Mts. (10'':

Sección Superior e Inferior.- El precio de estas dos secciones es igual al de una sección in-
 termedia de 3.05 Mts. (10'').

Sección Superior.- Incluye aproximadamente 1.22 Mts. (4'') de flecha de extensión con cople y -
 1.52 Mts. (5'') de columna exterior.

Sección Inferior.- Incluye 1.52 Mts. (5'') de flecha de extensión metalizada en los puntos de -
 contacto con la chumacera de hule de la araña, cople para la flecha, araña de bronce con
 chumacera de hule y 1.52 Mts. (5'') de columna exterior con cople.

Sección Intermedia.- Incluye 3.05 Mts. (10'') de flecha metalizada en los puntos de contacto -
 con la chumacera de hule de la araña, cople para la flecha, araña de bronce con chumacera
 de hule y 3.05 Mts. (10'') de columna exterior con cople.

PARA VELOCIDADES DE 2,200 R.P.M., A 3,600 R.P.M.:

LUBRICACION POR ACEITE - Sección de 3.05 Mts. (10''): PARA OBTENER SU PRECIO ADICIONE A CADA SECCION
 LA MITAD DEL PRECIO DE LISTA DE LA CUBIERTA INTERIOR Y FLECHA CORRESPONDIENTES DE LA PAGINA -
 NO. 5 DE ESTA MISMA SECCION.

Los precios incluyen: 3.05 Mts. (10'') de flecha con cople, tres tramos de cubierta interior de 1.02
 Mts. (3'-4''), tres chumaceras de bronce y 3.05 Mts. (10'') de columna exterior con cople.

LUBRICACION POR AGUA. - Sección de 3.05 Mts. (10'') - El precio de cada sección de 3.05 Mts. (10'') -
 es igual al de los dos tramos de 1.52 Mts. (5'').

Los precios incluyen: dos tramos de 1.52 Mts. (5'') de flecha metalizada en los puntos de contacto -
 con la chumacera de hule de la araña, dos coples para las flechas, dos arañas de bronce con -
 chumaceras de hule y dos tramos de 1.52 Mts. (5'') de columna exterior con cople.

Incluye sin cargo adicional, una araña de hule por cada 12.19 Mts. (40'') de columna lubricada por
 aceite.

La Columna Estándar está de acuerdo con las siguientes especificaciones:

AGMA 4101-60

AGMA 658.1 - 1961

ESTA LISTA DE PRECIOS CANCELA TODAS LAS ANTERIORES

LISTA DE PRECIOS
Sujeta a nuestras condiciones
de venta publicadas.

JACUZZI - UNIVERSAL, S.A.

MONTERREY, N. L.

MEXICO, D. F. GUADALAJARA, JAL.

84 89
CATALOGO
DE TURBINAS
SECCION 2300
PAGINA 13
MAR. 28 DE 1970

22

ACCESORIOS

PRECIOS GRUPO X
TUBERIA Y COPLES

| Dimensiones
del
Cople
(mm. (Inch.)) | 1.05 Mts.
(5") | | 1.32 Mts.
(5") | | Peso en
Kgs.
(Lbs. (Kg.)) | COPLES ACEROS | |
|--|-------------------|--------|-------------------|--------|---------------------------------|---------------|------------|
| | R.A.E. | R.U.E. | R.A.E. | R.U.E. | | PRECIO UNIT. | Dim. (mm.) |
| 100 (4") | \$ 150 | \$ 220 | \$ 240 | \$ 210 | 1.5 | \$ 140 | 1.00 |
| 125 (5") | 340 | 520 | 330 | 290 | 2.0 | 260 | 1.25 |
| 150 (6") | 570 | 860 | 490 | 470 | 2.5 | 270 | 1.50 |
| 175 (7") | 1,080 | 1,050 | 610 | 570 | 3.0 | 370 | 1.75 |
| 200 (8") | 1,410 | 1,370 | 790 | 750 | 3.5 | 510 | 2.00 |
| 225 (9") | 2,100 | 2,070 | 1,150 | 1,090 | 4.0 | 660 | 2.25 |
| 250 (10") | 340 | 720 | 410 | 390 | 4.5 | 270 | 2.50 |
| 275 (11") | 520 | 890 | 510 | 480 | 5.0 | 360 | 2.75 |
| 300 (12") | 1,250 | 1,250 | 730 | 690 | 5.5 | 510 | 3.00 |
| 325 (13") | 1,540 | 1,440 | 870 | 790 | 6.0 | 660 | 3.25 |

A. A. E.: Rosca en ambos extremos (Sin Cople)

R. U. E.: Rosca en un extremo (Sin cople)

NOTA: Para tramos menores de 1.32 Mts. (5") se aplica el precio del tramo de 1.32 Mts. (5")

Para tramos entre 1.32 Mts. (5") y 3.05 Mts. (10") se aplica el precio del tramo de 3.05 Mts. (10")

Lubricación por aceite: Especificúese si se requieren roscas a tope o cónicas.

Lubricación por agua: Se recomiendan solamente las roscas a tope.

COLADERAS TIPO CONICO

| MEDIDA
(mm. (Inch.)) | CON COPLE
A TOPE | | CON NIPLE
ENSACADO | | Peso
Aprox.
Kgs. | Diámetro
Aprox.
(mm. (Inch.)) |
|-------------------------|---------------------|--------|-----------------------|--------|------------------------|-------------------------------------|
| | Modelo | Precio | Modelo | Precio | | |
| 100 (4") | 54c-3c | \$ 170 | 54c-3n | \$ 170 | 2 | 24.25 (1") |
| 125 (5") | 54c-4c | 220 | 54c-4n | 220 | 4 | 28.25 (1 1/8") |
| 150 (6") | 54c-6c | 300 | 54c-6n | 300 | 10 | 32.25 (1 1/4") |
| 175 (7") | 54c-8c | 450 | 54c-8n | 470 | 15 | 36.25 (1 3/8") |
| 200 (8") | 54c-10c | 720 | 54c-10n | 720 | 25 | 40.25 (1 5/8") |
| 225 (9") | 54c-12c | 820 | 54c-12n | 820 | 27.5 | 44.25 (1 7/8") |



Modelo 54c

COLADERA TIPO CANASTA

| MEDIDA
(mm. (Inch.)) | CON NIPLE
A TOPE | | CON NIPLE
ENSACADO | | Peso
Aprox.
Kgs. | Dimensiones de la canasta | |
|-------------------------|---------------------|--------|-----------------------|--------|------------------------|---------------------------|----------------------|
| | Modelo | Precio | Modelo | Precio | | DIAM. (mm. (Inch.)) | ALTEZA (mm. (Inch.)) |
| 100 (4") | 54j-3 | \$ 220 | 54jn-3 | \$ 270 | 7 | 25.25 (1") | 25.25 (1") |
| 125 (5") | 54j-4 | 270 | 54jn-4 | 270 | 10 | 28.25 (1 1/8") | 28.25 (1 1/8") |
| 150 (6") | 54j-6 | 450 | 54jn-6 | 450 | 15 | 32.25 (1 1/4") | 32.25 (1 1/4") |
| 175 (7") | 54j-8 | 510 | 54jn-8 | 510 | 18 | 35.25 (1 3/8") | 35.25 (1 3/8") |
| 200 (8") | 54j-10 | 720 | 54jn-10 | 720 | 19 | 38.25 (1 5/8") | 38.25 (1 5/8") |
| 225 (9") | 54j-12 | 820 | 54jn-12 | 820 | 21 | 41.25 (1 5/8") | 41.25 (1 5/8") |



Modelo 54j

8518
 DE TURBINA
 SECCION
 A G I
 R. 25 DE 1970

BUZZI-UNIVERSAL, S.A.

LISTA DE PRECIOS
 Sujeta a nuestras condiciones
 de venta publicadas.

MONTERREY, N.

MEXICO D.F. GUADALAJARA, JALISCO

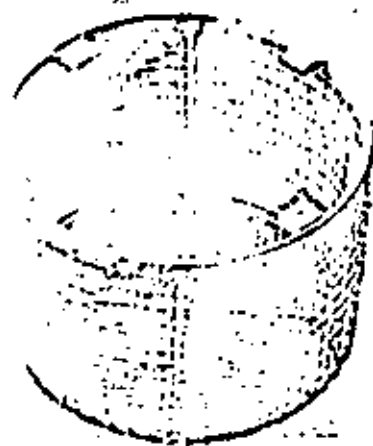
COLADERAS Y VALVULAS DE PIE

PRECIOS GRUPO X

COLADERAS TIPO CANASTA

PARA BOMBAS TIPO TURBINA CON CAMPANA DE SUCCION

| MODELO
No. | PRECIO | Diámetro
Exterior
Nominal
del tornón
cms. (pulg.) | Dimensiones de la Coladera | | | Peso
Aprox.
KGS. |
|---------------|--------|---|---|---------------------------|--------------------------|------------------------|
| | | | Diámetro
Exterior
cms.
(pulg.) | Altura
cms.
(pulg.) | Malla
m.m.
(pulg.) | |
| 541-6 | 5 460 | 15.24(6") | 14.62
(7 1/4") | 15.24
(6") | 13 x 13
(1/2" x 1/2") | 4 |
| 541-8 | 540 | 20.32(8") | 23.50
(9 1/4") | 15.24
(6") | 13 x 13
(1/2" x 1/2") | 5 |
| 541-10 | 640 | 25.40(10") | 28.58
(11 3/8") | 25.40
(10") | 19 x 19
(3/4" x 3/4") | 7 |
| 541-12 | 750 | 30.48(12") | 33.66
(13 1/8") | 25.40
(10") | 19 x 19
(3/4" x 3/4") | 8 |
| 541-14 | 870 | 35.56(14") | 38.74
(15 1/4") | 30.48
(12") | 19 x 19
(3/4" x 3/4") | 10 |
| 541-16 | 960 | 41.64(16") | 55.82
(22") | 30.48
(12") | 25 x 25
(1" x 1") | 17 |
| 541-18 | 1,070 | 45.72(18") | 60.96
(24") | 30.48
(12") | 25 x 25
(1" x 1") | 18 |
| 541-20 | 1,120 | 50.80(20") | 69.58
(27") | 30.48
(12") | 25 x 25
(1" x 1") | 20 |
| 541-24 | 1,160 | 55.96(24") | 81.28
(32") | 41.64
(16") | 25 x 25
(1" x 1") | 23 |
| 541-28 | 1,260 | 61.12(24") | 96.52
(38") | 45.72
(18") | 25 x 25
(1" x 1") | 24 |



Modelo 541

Coladera con armazón
 de acero y sola de
 acero soldada.

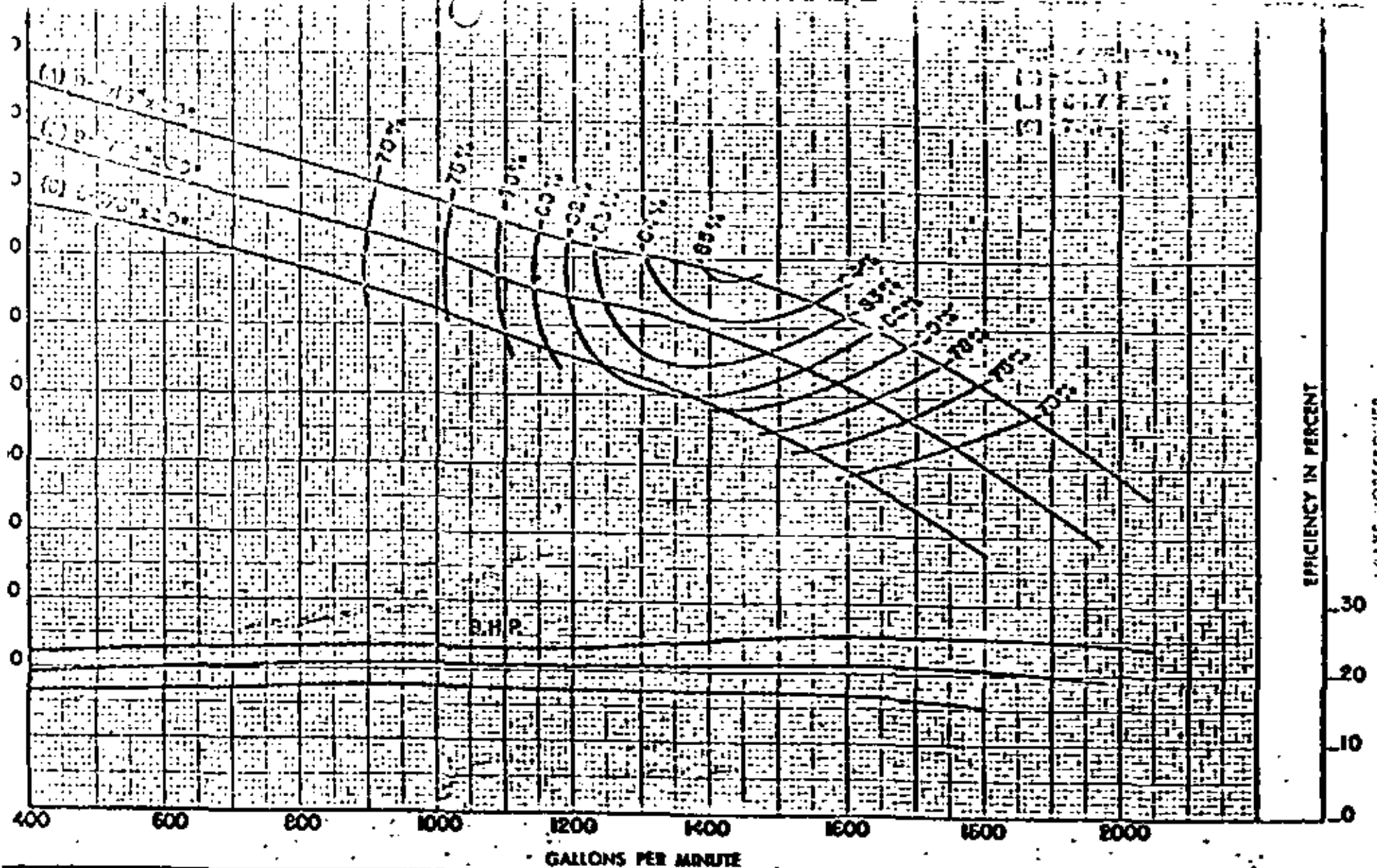
VALVULAS DE PIE DE FIERRO CON COLADERA

| Medida
cms.
(pulg.) | MODELO
No. | PRECIO | Dimensiones | | Peso
Aprox.
KGS. |
|---------------------------|---------------|--------|------------------------------|-----------------------------|------------------------|
| | | | Diám. (ext.)
cms. (pulg.) | Largo total
cms. (pulg.) | |
| 12.52(5") | 540-3 | 5 460 | 12.50(5 1/8") | 20.32(8") | 4 |
| 17.14(6") | 540-4 | 510 | 16.51(6 1/2") | 24.77(9 3/4") | 11 |
| 19.24(7") | 540-6 | 750 | 21.91(8 5/8") | 32.78(12 7/8") | 24 |
| 23.37(9") | 540-8 | 1,320 | 27.92(11") | 40.64(16") | 44 |
| 25.40(10") | 540-10 | 1,750 | 33.66(13 1/8") | 45.72(18") | 70 |

Esta válvula de pie permite un flujo sin restricción alguna, y hace
 de una operación silenciosa. Se limpia por sí misma y posee un
 rodador reemplazable.



Modelo 540



General
TURBINE PUMPS
 5-7-55

Performance based on pumping clear, fresh water at a temperature not over 85°F., and free of gas, air or abrasives, and with bowls properly adjusted and submerged.

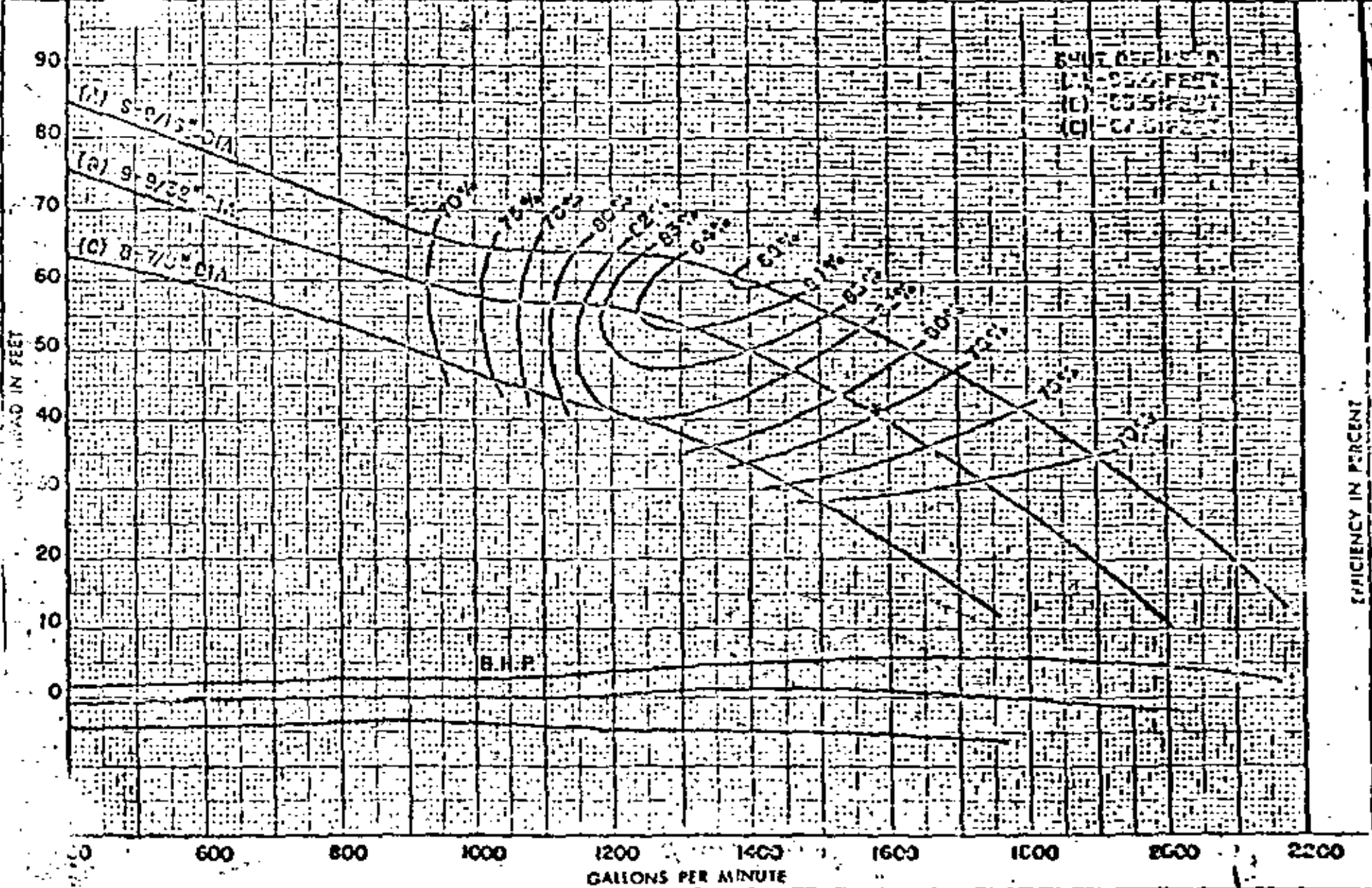
| NUMBER OF BOWLS | CHANGE EFFICIENCY AS FOLLOWS |
|-----------------|------------------------------|
| 1 | -4 |
| 2 | -2 |
| 3 | -1 |

Change in efficiency may affect both head and horsepower.

Bowl Dia. **11-1/4 in.**
 Bowl No. **2915 CL. ENAMEL**
 Impeller No. **2914 BRONZE**
 Eye Area **32.4 Sq. In.**
 Imp. Type **CLOSED K=15.5**

STAGE PERFORMANCE

| | |
|-----------|---------------|
| Curve No. | 12H-31 |
| R. P. M. | 1700 |
| Bowl | 12HC |



General
TURBINE PUMPS

Performance based on pumping clear, fresh water at a temperature not over 65°F, and free of gas, air or abrasives, and with bowl properly adjusted and submerged.

| NUMBER OF BOWLS | CHANGE EFFICIENCY AS FOLLOWS |
|-----------------|------------------------------|
| 1 | -4 |
| 2 | -2 |
| 3 | -1 |

Change in efficiency affects both head and horsepower.

Bowl Dia. **1 1/4 in.**
 Bowl No. **2015-S CI. ENAIL.**
 Impeller No. **2953 BRONZE**
 Eye Area **32.4 Sq. in.**
 Imp. Type **SEM-OPEW 1-19**

STAGE PERFORMANCE
 Curve No. **121-63**
 R. P. M. **160**
 Bowl **1**

XI.- EJEMPLO DEL PROYECTO DE UNA PLANTA DE BOMBEO.

Para regar una superficie de terreno de 5000 Ha., se tiene necesidad de bombear un gasto de $5 \text{ m}^3/\text{seg.}$ a una altura máxima de 33.00 m. Para el desarrollo del proyecto, se proporcionan además los siguientes datos:

| | |
|--|------------------------|
| Fuente de abastecimiento. | Río. |
| Nivel de aguas mínimo normales en la succión. | Elev. 1569.00 m.s.n.m. |
| Nivel de aguas máximo normales en la succión. | Elev. 1575.00 m.s.n.m. |
| Nivel de aguas máximo extraordinario. | Elev. 1580.00 m.s.n.m. |
| Nivel del agua en la descarga. | Elev. 1584.00 m.s.n.m. |
| Longitud de la tubería de conducción. | L = 80 m. |
| Voltaje en alta tensión de la energía eléctrica. | V = 13200 Volts. |
| Frecuencia. | f = 60 c.p.s. |

XI.1.- Tipo de bomba.

Generalmente el tipo de bomba que conviene escoger cuando se trata de Plantas de Bombeo cuya fuente de abastecimiento es un -

89

..44

rfo, es la bomba vertical para cárcamo húmedo, es decir, aquella que trabaja ahogada en el agua con la flecha de transmisión en posición vertical. Las razones fundamentales por las que se escoge este tipo de bomba son:

- 1o.- El motor eléctrico puede quedar a la altura que se desee y a salvo de inundaciones.
- 2o.- No existe problema de cebado, como sucede en las bombas horizontales.
- 3o.- La carga neta de succión positiva disponible se puede aumentar al valor que se requiera.
- 4o.- Ocupa poco espacio.

XI.2.- Número de unidades.

Para determinar el número de unidades que se instalará en la planta, el método más sencillo que se sigue es proponer 2 ó 3 tamaños diferentes de bombas que nos resultará un determinado número de cada tamaño y comparando cada uno de ellos en cuanto a su costo inicial y de operación. Para decidir sobre la mejor alternativa, básicamente se considerarán que el metro cúbico bombeado se obtenga al mínimo costo. Los factores que nos determinan el costo del metro cúbico y que deberán analizarse con detalle son: Los costos iniciales y costos de operación. En los primeros se comparan costos del equipo, tomando en cuenta la vida útil y calidad del mis-

mo, en los segundos se toma en cuenta la eficiencia con que van a trabajar, seleccionando aquel que cumpla con la máxima eficiencia. Otro factor que deberá analizarse es la flexibilidad en la operación, ya que en ocasiones las demandas de riego son muy variables que hacen que los equipos se encuentren arrancando en periodos muy cortos de tiempo, lo que afecta su vida útil y los problemas de reparación y mantenimiento se presentan con más frecuencia.

En este proyecto no se analizarán los factores antes mencionados sino que arbitrariamente consideramos que con la instalación de 6 unidades se obtiene el metro cúbico al mismo costo y la flexibilidad en la operación es aceptable. Se hace esta suposición porque el análisis comparativo resultará laborioso, además de que algunos datos son difíciles de conseguir y no se está en posibilidad de hacerlo por falta de tiempo.

Como se instalarán 6 unidades de bombeo, cada una de ellos deberá suministrar un gasto de $0.833 \text{ m}^3/\text{seg.}$ para que el total del gasto sea de $5 \text{ m}^3/\text{seg.}$

XI.3.- Cálculo de la carga total.

Para seleccionar el equipo de bombeo se requiere conocer otro dato importante, además el gasto, que es la carga que deberá desarrollar cada bomba para que suministre el gasto requerido.

La carga que desarrollará la bomba se determina sumando la carga estática, pérdidas por fricción

y la carga de velocidad.

Debido a que existirá en el rfo variaciones - en el nivel del agua, se presentarán valores distintos de carga estática y por lo tanto las bombas trabajarán con carga variable. Se determinarán los valores de la carga máxima y - mínima con que normalmente trabajarán las bombas.

XI.3.1.- Carga estática máxima.

La carga estática máxima es:

$$h_{em\acute{a}x.} = 1584.00 - 1569.00 = 15 \text{ m.}$$

XI.3.2.- Pérdidas de carga.

Para determinar las pérdidas de carga es necesario conocer el diámetro de la tubería por la cual se conducirá el - agua hasta su descarga.

Se hace hincapié en que es muy importante la selección adecuada del diámetro - de una tubería que se utilizará para - conducir el agua que suministren equipo de bombeo, ya que una selección inadecuada del diámetro de la tubería, redundará en un aumento de los costos iniciales del equipo o de los costos de - operación. Para un determinado gasto, mientras mayor sea el diámetro de la tubería los costos iniciales aumentará y

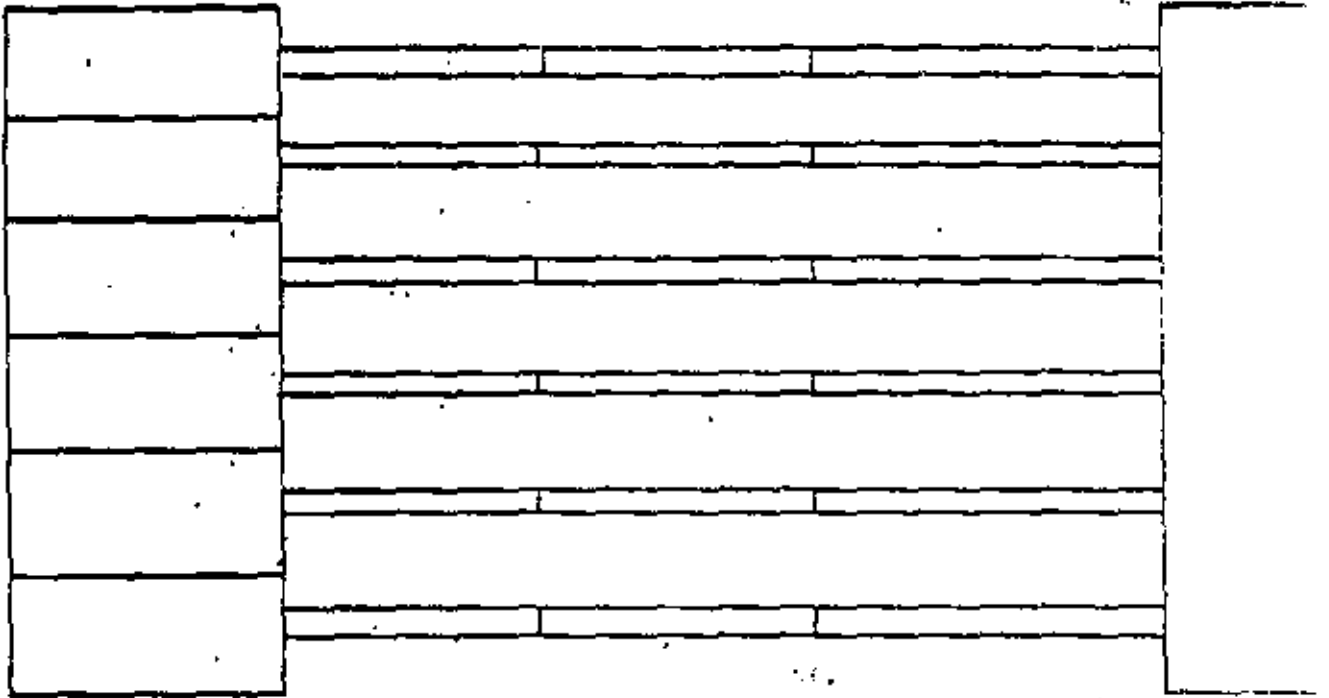
Los de operación disminuirán y viceversa, mientras menor sea el diámetro, - los costos iniciales disminuirán y las de operación aumentarán. Por esta razón es importante establecer un balance económico de tal manera que los costos iniciales y de operación sean los mínimos para un determinado diámetro. Un análisis de costos para establecer el balance económico que decidirá el diámetro económico de la tubería, resulta laborioso hacerlo, en este Proyecto, por lo que para determinar el diámetro se tomará como base de que la velocidad en la tubería no deberá exceder de 2 m/seg.

Sustituyendo. El diámetro de la tubería será:

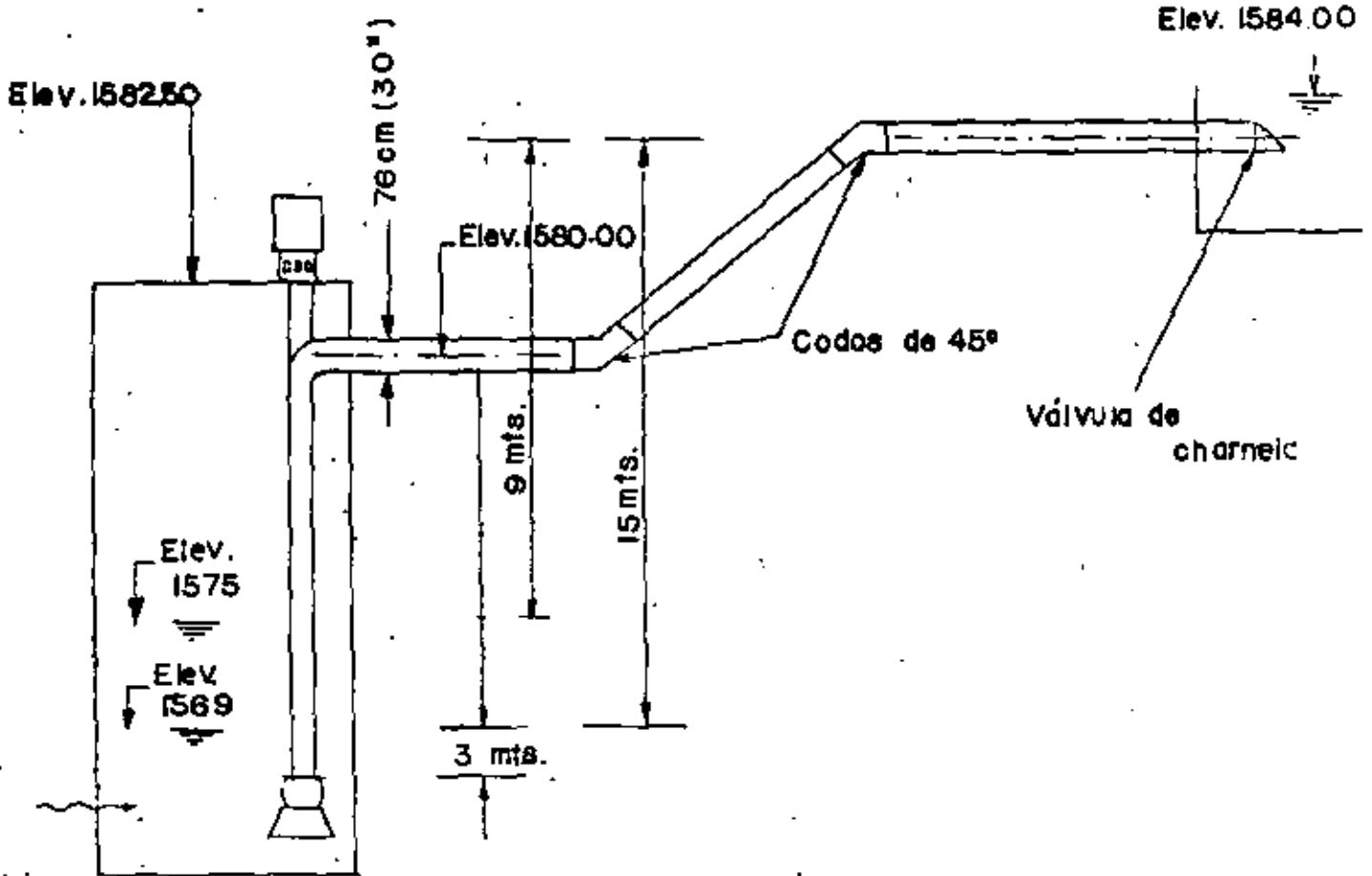
$$D = \sqrt{\frac{0.833}{2 \times 0.785}} = \sqrt{0.53} = 0.729 \text{ m.}$$

El diámetro comercial inmediato superior es de 76.2 cm. (30") por lo que se elegirá este diámetro.

Antes de calcular las pérdidas de carga, se ilustra en el siguiente esquema la disposición de las tuberías de descarga.



PLANTA



ELEVACION

94

..48

En las hojas de pérdidas por fricción se observa los distintos valores de pérdidas y son como sigue:

Columna:

$$h_{f_c} = \frac{0.05}{10} \times 46' = 0.23 \text{ ft} = 0.07 \text{ m.}$$

Codo Cabezal:

$$h_{f_{c_0}} = 0.18 \text{ ft} = 0.05 \text{ m.}$$

Tubería y codos de 45°.

$$L_{\text{codos}} = 22.8$$

$$L_t = 80 + 22.8 = 102.8 \text{ m} = 337 \text{ ft}$$

$$h_{f_t} = \frac{0.36}{100} \times 337 = 1.21 \text{ ft} = 0.36 \text{ m.}$$

Válvula de charnela:

$$h_{f_v} = 0.052 \text{ ft} = \underline{0.01}$$

$$\text{S U M A .} \quad 0.49 \text{ m.}$$

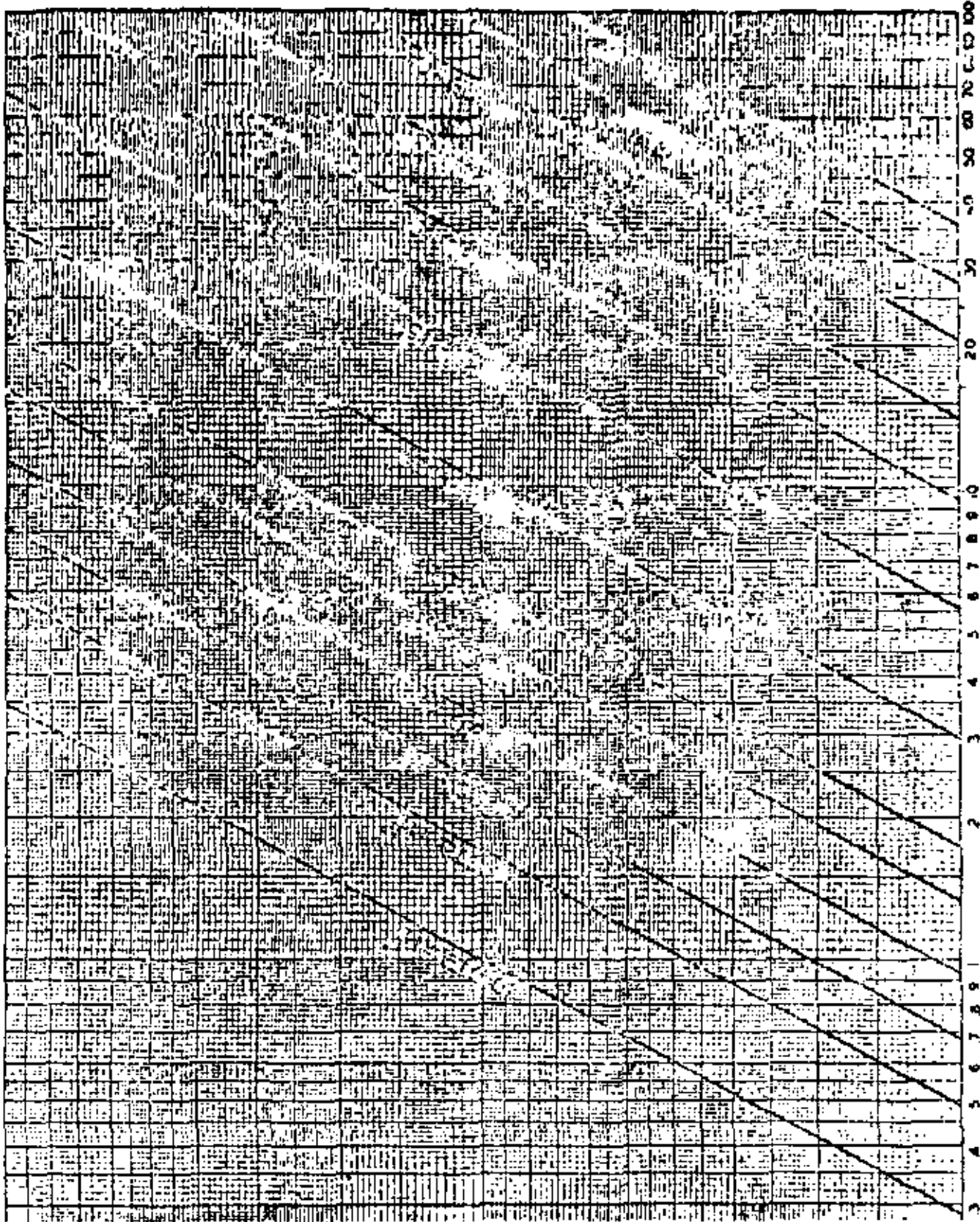
Carga de Velocidad:

$$h_f = 0.64 \text{ ft} = \underline{0.19}$$

$$\text{T O T A L .} \quad 0.68 \text{ m.}$$

TABLE 1 **95**

HEAD LOSS PER 10 FEET OF ADDITIONAL COLUMN

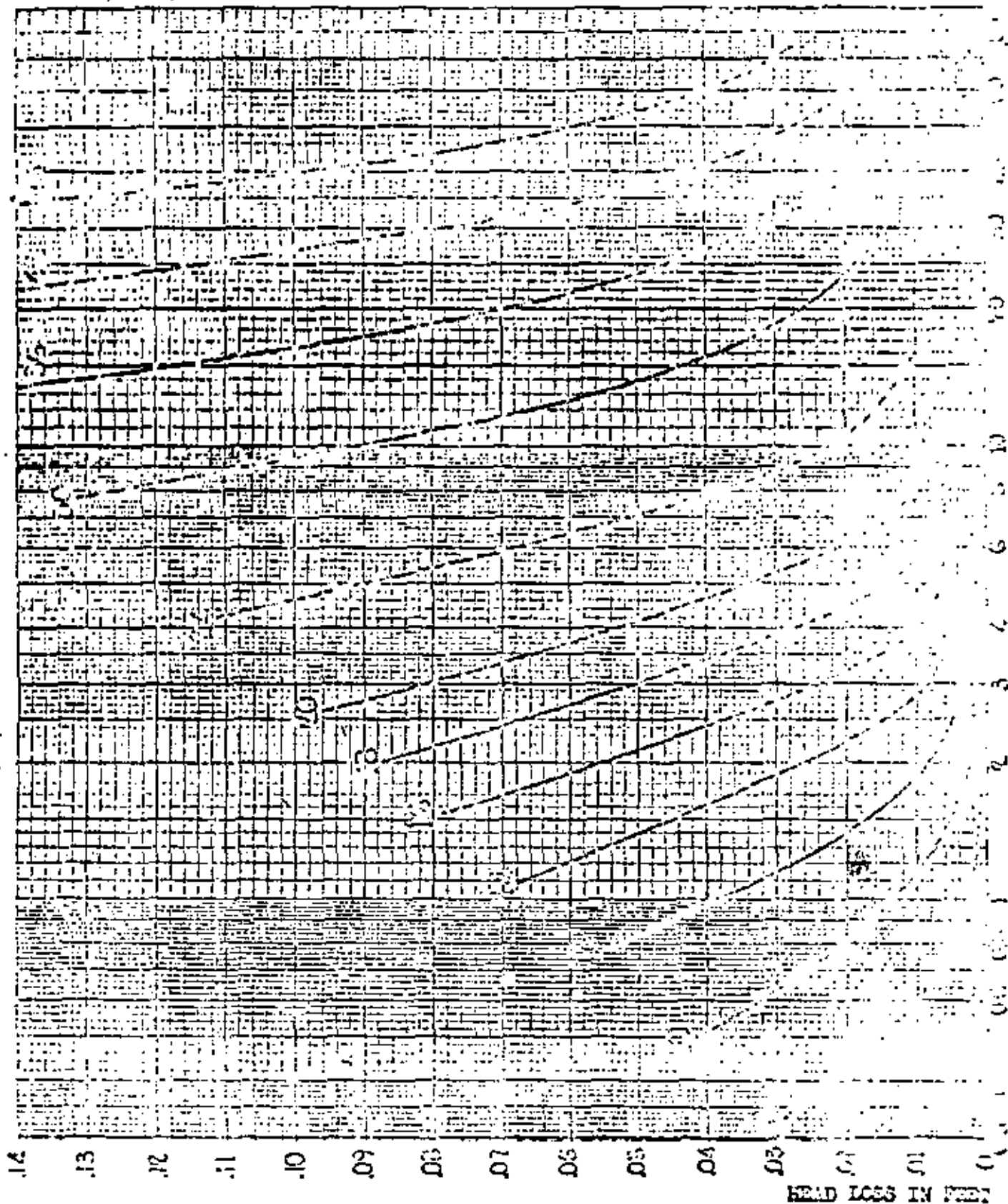


HEAD LOSS PER 10 FEET OF ADDITIONAL COLUMN

HEAD LOSS CHART FOR LIGHT FLAP VALVES

Sizes Noted are Diameters in Inches

TABLE J

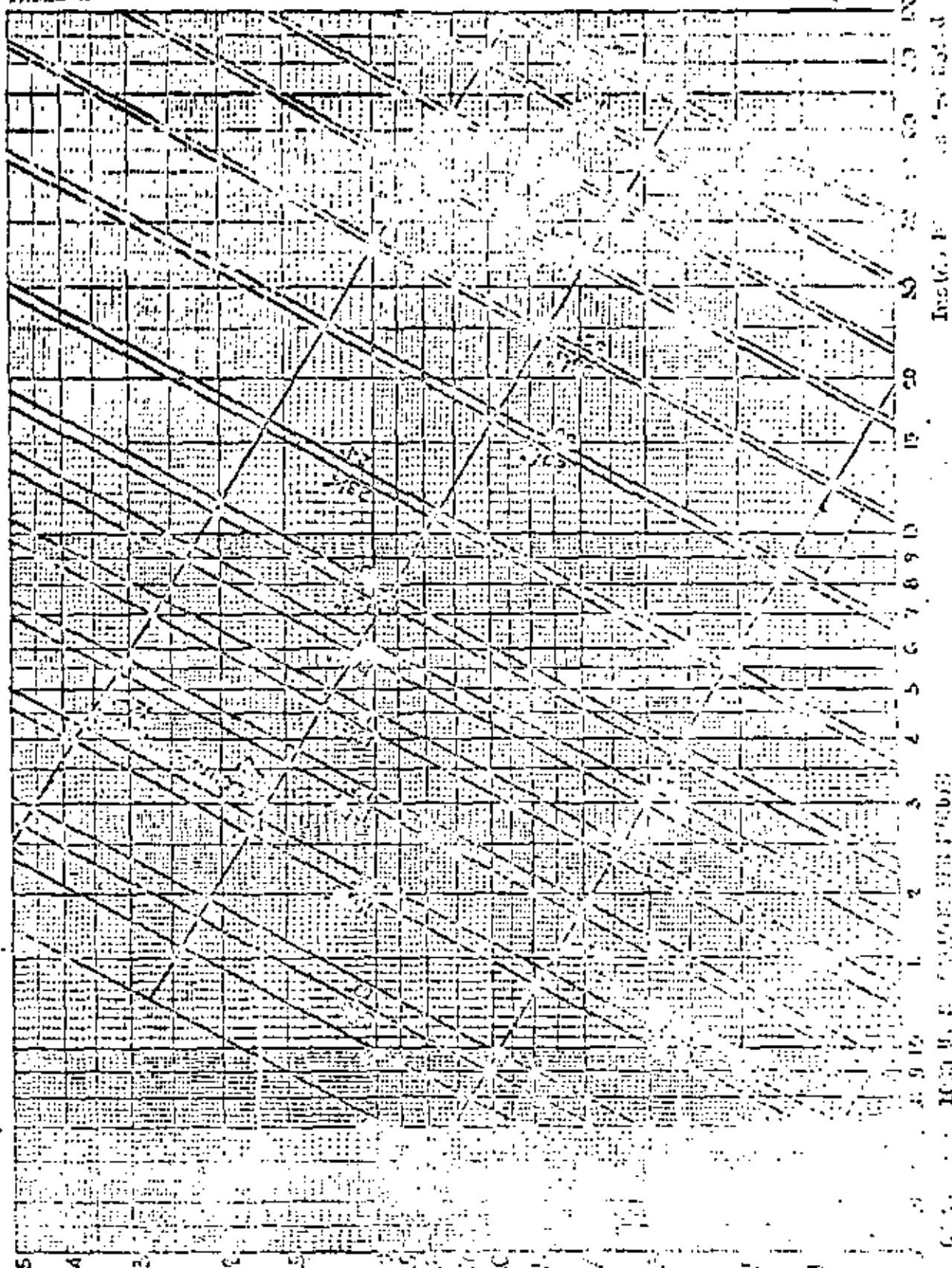


10

Based on the Williams & Hazen Formula "C = 130"

32

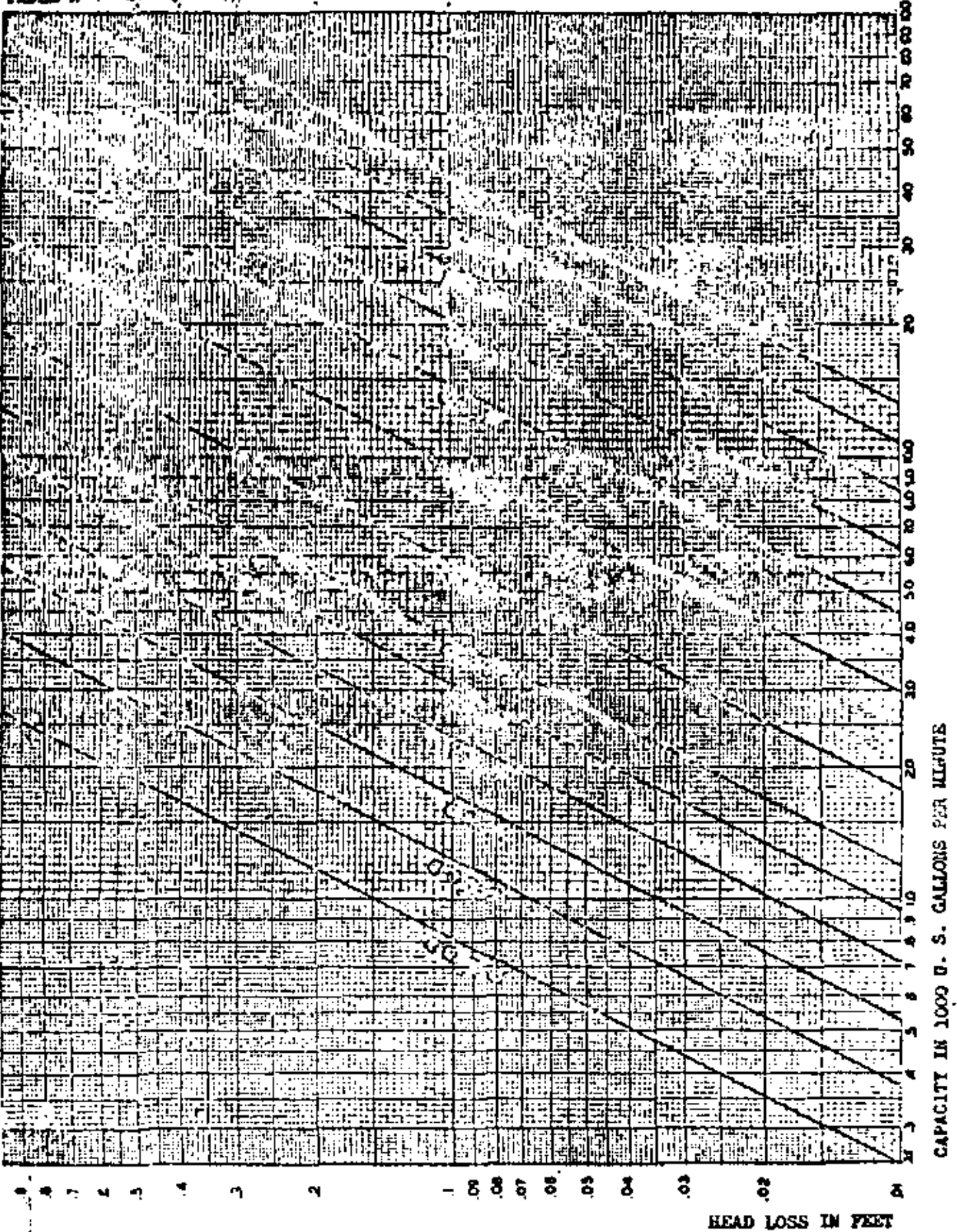
TABLE II



HEAD LOSS IN FEET PER 100 FEET OF STRAIGHT PIPE

HEAD LOSS CHART FOR STANDARD VANED ELBOW
(Hydraulic losses shown are for vaned turn only)

TABLE K



La carga máxima total será:

$$\begin{aligned} H_{\text{máx.}} &= 15 + 0.68 \\ &= 15.68 \text{ m. (51')} \end{aligned}$$

La carga mínima total será:

$$\begin{aligned} H_{\text{mín}} &= 9 + 0.68 \\ &= 9.68 \text{ m. (31.7')} \end{aligned}$$

XI.4.- Selección de la bomba.

Con los datos de gasto de $0.833 \text{ m}^3/\text{seg.}$ (13203 G.P.M.) y carga máxima de 15.68 m. (51 ft), - seleccionamos la bomba marca Byron Jackson 30 HxH 1 paso, a 885 r.p.m. con eficiencia de - 83%. Nótese que el punto de operación se localiza en la parte izquierda de la zona de máxima eficiencia, esto es con el fin de mejorar la eficiencia, ya que al subir el nivel - del agua en el cárcamo. La carga que desarrolle la bomba disminuirá y el punto de operación tenderá a desplazarse hacia el lado derecho de la curva en tanto se observan eficiencias más altas.

XI.5.- Selección de la máquina motriz.

Las máquinas que usualmente se emplean para el accionamiento de las bombas, son los motores eléctricos y los de combustión interna. Estos últimos se utilizan en aquellos lugares donde no se dispone de energía eléctrica; su costo de operación es mayor que el de los motores

eléctricos, tienen la ventaja de que la velocidad de operación se puede variar para obtener gastos diferentes y desventaja de que su costo inicial es alto. Los motores eléctricos son siempre preferidos para mover las bombas centrífugas por su bajo costo inicial, bajo costo de operación y reducción de los problemas de reparación y mantenimiento.

En nuestro proyecto seleccionaremos el motor eléctrico para impulsar las bombas, que las ventajas que se han señalado arriba.

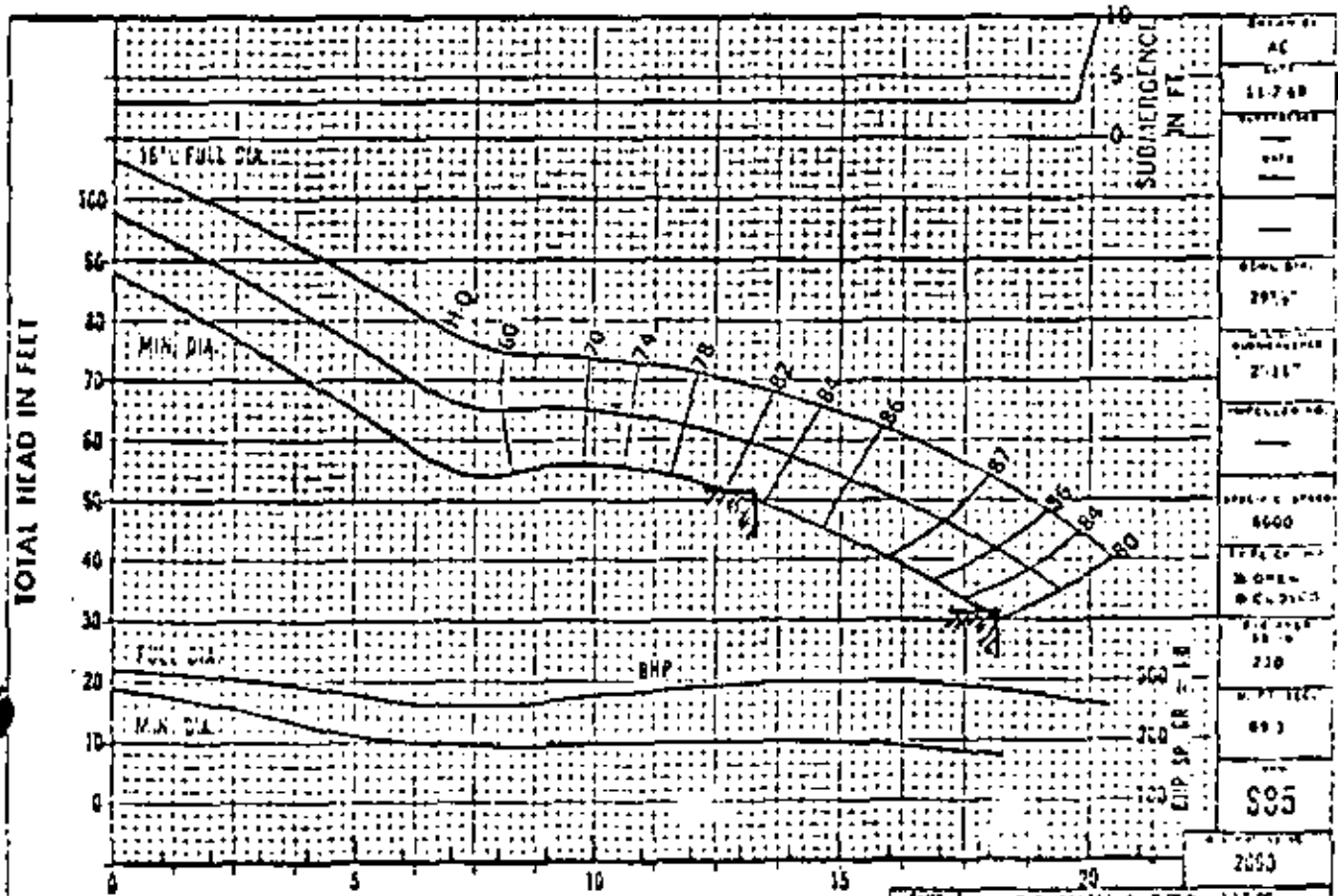
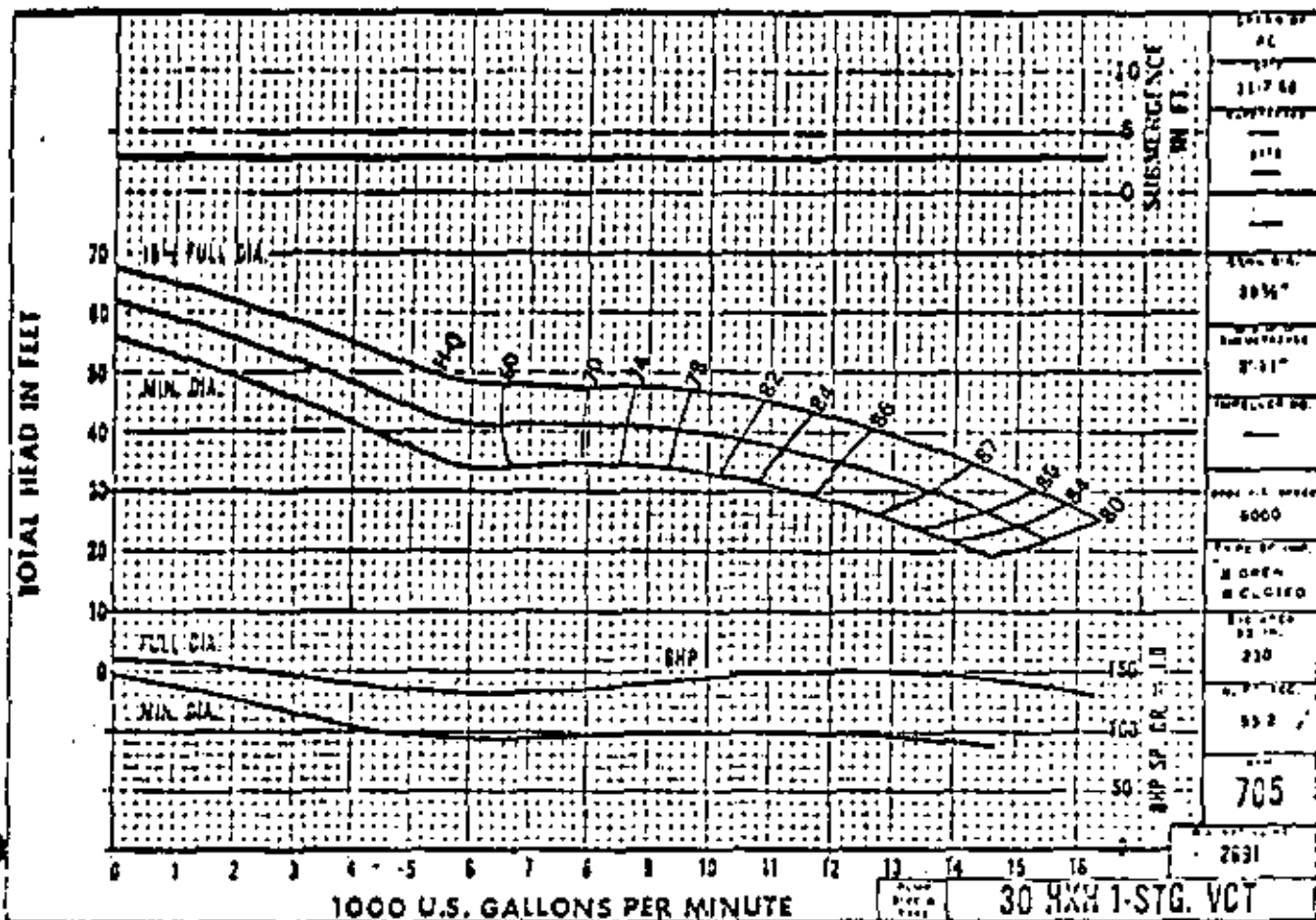
La capacidad del motor eléctrico dependerá de la potencia requerida por la bomba, esta potencia se calcula como sigue:

$$N = \frac{833 \times 15.68}{76 \times 0.83} = 207 \text{ HP}$$

El motor eléctrico inmediato superior y de capacidad comercial es de 250 HP., por lo que se seleccionará este motor. El motor eléctrico será para operar a 440 Volts., 885 r.p.m., 60 c.p.s.

XI.6.- Diseño hidráulico del cárcamo.

El cárcamo es un depósito donde "tomarán" el agua las bombas su forma geométrica y dimensiones son características muy importantes que determinar para lograr un buen funcionamiento de los equipos. Un mal diseño del cárcamo puede provocar una distribución desigual del flujo en



la zona de succión de las bombas, lo que a su vez favorecerá la formación de remolinos, turbulencias que puede afectar el funcionamiento de las bombas, reduciendo su vida útil y su eficiencia. Es por ello que se debe prestar atención especial al diseño del cárcamo, para evitar cualquier irregularidad durante la operación.

En base a diferentes pruebas de varios tamaños y modelos de bombas el Instituto de Hidráulica de Estados Unidos ha elaborado normas para dimensionar cárcamos de bombeo. Estas normas están en función del diámetro mayor de la campana de succión de la bomba, y como provienen de varios tamaños y modelos de bombas no deben considerarse como definitivos, sino aumentar un determinado porcentaje para tener margen de seguridad en la operación.

Las dimensiones del cárcamo se determinarán de acuerdo con la siguiente hoja. Según dato del fabricante el diámetro de la campana de succión es de 39" = 99.06 cm.

Sustituyendo, se tiene:

Ancho del cárcamo. $B = 2 \frac{1}{2} D = 2 \frac{1}{2} \times 99 =$
 $= 247.5 \text{ cm.}$
 $B = 300.0 \text{ cm.}$

Distancia del eje
de la bomba al muro
frontal.

$F = 1 \frac{1}{2} D = 1 \frac{1}{2} \times 99 =$
 $= 148.5 \text{ cm.}$
 $F = 180.0 \text{ cm.}$

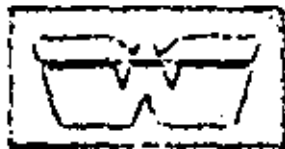
Distancia vertical de la campana de succión al fondo del cárcamo.

$E = 3/4 D = 0.75 \times 99 = 74.25 \text{ cm.}$
 $E = 100 \text{ cm.}$

Sumergencia mínima.

$C = 4 D = 4 \times 99 = 396 \text{ cm.}$
 $C = 500 \text{ cm.}$

México, D. F., a 24 de septiembre de 1974.

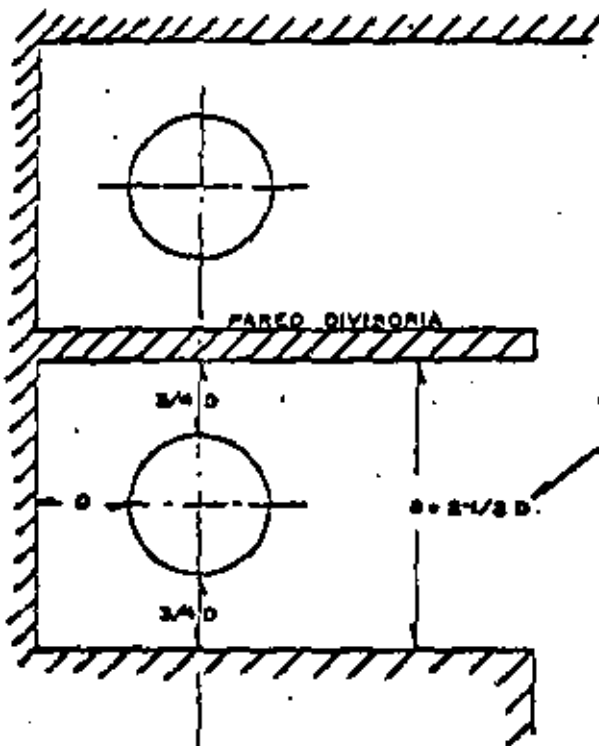


WORTHINGTON DE MEXICO, S.A.

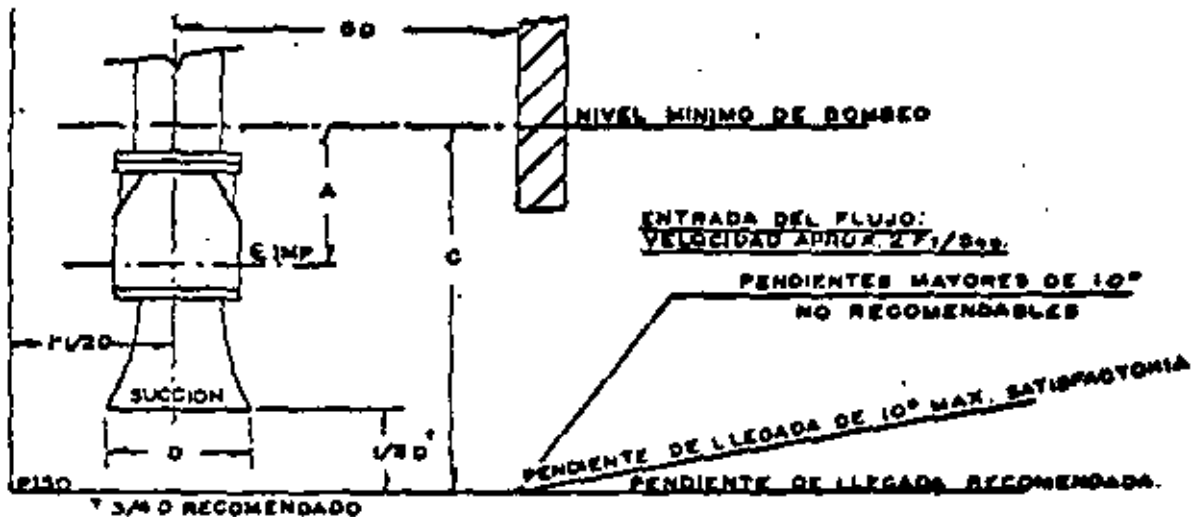
DATOS TÉCNICOS
INGENIERIA COMERCIAL

RECOMENDACIONES DE DISEÑO PARA CANALES Y CARCAMOS HUMEDOS.

40



EL ANCHO MINIMO DEL CANAL DEBERA SER IGUAL A 2 1/2 VECES EL DIAMETRO DE LA CAMPANA DE SUCCION.



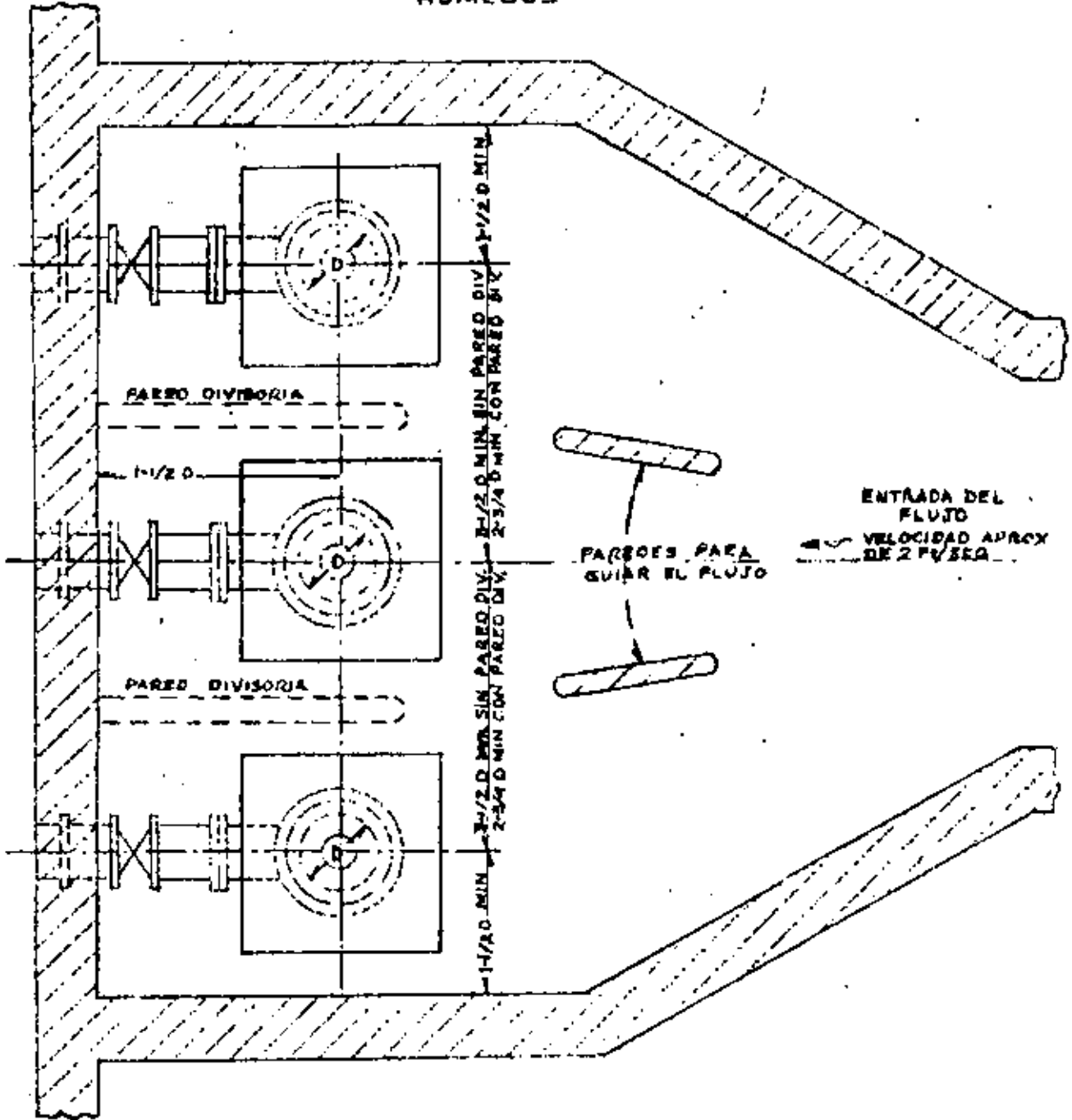
- A) LA MINIMA SUMERGENCIA SOBRE LA LINEA DE CENTROS DEL IMPULSOR DEPENDE DE LAS CARACTERISTICAS DE CAVITACION DE LA BOMBA.
- B) ANCHO MINIMO DEL CANAL.
- C) MINIMA PROFUNDIDAD DEL CARCAMO O CANAL. APROX. 40.
- D) DIAMETRO DE LA CAMPANA DE SUCCION.

EL AREA TRANSVERSAL DEL CANAL (BxC) NO DEBERA SER MENOR QUE DIEZ VECES

DATOS

TECNICOS

RECOMENDACIONES DE DISEÑO PARA CANALES Y CARGAMOS HUMEDOS





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE
ZONAS DE RIEGO

PROYECTOS DE PLANTAS DE
BOMBEO

ING. OSCAR PLAISANT WONG.
ING. RODOLFO ORTEGA A.

MAYO DE 1979.



CAPITULO I

PROYECTOS DE PLANTAS DE BOMBEO

I - 1. - Estudios y datos para un Proyecto.

En todo proyecto de riego, es necesario llevar a cabo una serie de estudios mediante los cuales, se conocen y obtienen los datos del problema para darle la solución adecuada o conveniente.

En el caso de una planta de bombeo para riego, estos estudios son semejantes a los que origina cualquier otro aprovechamiento para la misma finalidad.

A continuación se citan los que generalmente se efectúan y los datos que se obtienen de ellos una vez realizados; no se dirá la manera de efectuarlos ya que existen trabajos sobre estos temas publicados por la S. R. H., los cuales se recomienda consultarlos. Unicamente se tratarán en forma detenida aquellos puntos que se relacionan directamente con el problema, cuando se juzgue necesarios.

Tomando en cuenta la etapa en que se efectúen estos estudios y lo que comprenden, se clasifican en: Preliminares y Definitivos.

Con los primeros se recaban los datos y características básicas que definen al aprovechamiento y se está en la posibilidad de dictaminar su factibilidad, perspectiva y trascendencia. Con los segundos se conocen en detalle, los elementos para elaborar el proyecto y suelen agruparse, ambos estudios, dada su finalidad en:

| | |
|--------------------|----------------------|
| Topográficos | Agrológicos |
| Hidrológicos | Agro-económicos |
| Geológicos | Socio-económicos |
| Mecánica de Suelos | Aspecto constructivo |

Estudios Preliminares.

Considerando la metodología señalada para el desarrollo de la comunidad rural que ha adoptado la Dirección General, los estudios preliminares consisten fundamentalmente en una visita de inspección, cuyos objetivos principales son:

- Definir la factibilidad del aprovechamiento
- Verificar si se tienen las condiciones mínimas que exige la obra, MODELO MEXICO No. 8, de acuerdo con la estrategia del desarrollo del Plan Nacional de Obras de Riego para el Desarrollo Rural.
- Jerarquizar los estudios previos correspondientes, tales como: Hidrológicos, Topográficos, Socio-económicos, etc.

Con el fin de facilitar la labor del personal encargado de estas visitas de inspección, se ha elaborado un cuestionario en el que se destacan los aspectos sociales y técnicos más importantes, que permiten diagnosticar lo favorable, posible, o desfavorable del aprovechamiento.

Se estima que un proyecto es favorable cuando existe la ausencia de problemas, tanto de aspecto técnico como social, por ejemplo, los relativos a limitaciones hidrológicas, tenencia de la tierra, ausencia de interés por el tipo de obra, etc.

En las obras consideradas como posibles, los problemas que existen, de cualquier índole, pueden ser superados de inmediato o en un plazo más o menos corto.

Se dice que un proyecto es desfavorable cuando los problemas inherentes tienen un grado de dificultad tal, que en algunos casos son insuperables y en otros la solución de ellos llevaría un tiempo considerablemente largo, de tal suerte, que se aconseja suspender de inmediato cualquier otro estudio, en tanto no sean superados esos problemas, por ejemplo: los relativos al aspecto legal de la tenencia de la tierra; que el aprovechamiento se encuentra en una zona estrictamente vedada; que el interés de los usuarios por el tipo de obra sea nula, etc.

Se incluye en el presente trabajo y como vía de ejemplo el cuestionario de la visita de inspección practicada al proyecto denominado Acatlán, Mpl Chilapa, Edo. Guerrero. (véase pag. No. 5)

Se recomienda especial atención en lo que se refiere a la auscultación y recabo de los datos socioeconómicos señalados en el cuestionario, con el fin de conocer las condiciones en las que se promueve el proyecto, lo cual ayudará en gran parte a normar el criterio relativo a la concepción y características de la planta de bombeo.

Estudios definitivos:

Los datos que fundamentalmente se obtienen con estos estudios son:

Topográficos

- Sitio de captación
- Sitio para ubicar el cárcamo.
- Perfil desde la captación a la descarga según el eje del conducto alimentador.
- Plano topográfico para la localización del conjunto de las estructuras que formarán el sistema de bombeo.
- Plano de la zona de riego.

Hidrológicos

Al hacer estos estudios se conoce:

- Régimen de la fuente de abastecimiento y caudal disponible para aprovecharse.
- Elevaciones máximas y mínimas de la superficie libre del agua en el sitio de captación.
- Demandas de riego mensuales.
- Gasto máximo de bombeo.
- En este estudio también se incluyen otros datos como: tipo de azoles, tamaño y naturaleza de los sólidos en suspensión en las aguas que se van a aprovechar y un análisis químico general de las mismas.
- Número considerado de horas de bombeo en el día.
- Número de días útiles considerados en el mes.
- Planeación de la zona de riego.

Geológicos

Características geológicas del terreno en donde se construirán las obras que formarán el sistema de riego.

Mecánica de Suelos

Características y propiedades de los suelos en donde se alojarán las estructuras, principalmente el correspondiente al conducto de la toma y cárcamo, así como de los materiales que se emplearán en la construcción (materiales pétreos).

Agrológicos

- Clasificación de los terrenos agrícolas.
- Plano de suelos.
- Superficie de riego factible de beneficiar.
- Tipo de cultivos recomendables.
- Tipo de riego recomendable, sus características, por ejemplo: si es por surco; longitud de éste, su pendiente, etc.
- Calidad del agua.
- Coeficiente de riego.
- Avalúo de los terrenos agrícolas.
- Lotificación recomendada.
- Drenaje necesario.
- Abonos.
- Atributos positivos o negativos que influyan en la fertilidad del suelo

Agroeconómicos

En este estudio se conocen y analizan las circunstancias y elementos exteriores al suelo que influyen en el éxito de la producción agrícola de la zona estudiada.

Socio-económicos

Puesto que el objetivo principal de las obras de riego es mejorar la agricultura y consecuentemente contribuir al mejoramiento económico y social de los usuarios, al hacer este estudio se conocen los alcances de ese mejoramiento, relacionándolo con la nueva obra de riego.

Aspecto constructivo

En los estudios de aspecto constructivo de la obra, se considera principalmente, la existencia de los materiales locales y regionales desde el punto de vista de su localización, abundancia y calidad. Además se prevén los problemas para la construcción y determinan los programas y procedimientos adecuados al respecto.

1.2. - Partes que integran una planta de bombeo

Las partes que, en general, integran una planta de bombeo con fines de riego, se clasifican como sigue:

- CAPTACION U OBRA DE TOMA.
- OBRA DE SUCCION O CARCAMO.
- EQUIPO DE BOMBEO.
- DESCARGA.
- CASETA DE CONTROLES.
- SUBESTACION ELECTRICA.
- ALMACENAMIENTO DE COMBUSTIBLE.
- CASA HABITACION DEL OPERADOR.

I. - CAPTACION.

Por medio de la obra de captación se toma el agua requerida de la fuente de abastecimiento para después conducirla hasta el cárcamo en donde opera el equipo de bombeo.

De acuerdo con las características de la fuente y del proyecto, la obra de captación adquiere características propias, pudiendo consistir desde un simple tajo en la margen de un río, hasta en una presa de almacenamiento. Aunque este último caso es poco frecuente no debe descartarse la posibilidad; ello sucede por ejemplo, cuando debido a las condiciones del proyecto y después de efectuar un estudio económico este indica que económicamente es más conveniente regar los terrenos aledaños al vaso, bombeando el agua de la presa, que construir un canal principal de gran longitud, con estructuras de cruce y en geología poco atractiva para el riego de terrenos aguas abajo de la cortina.

En la lámina No. 1, 1. se tienen esquemáticamente algunos ejemplos típicos de bombeo. Como puede observarse en los casos A y B, no fue necesario, propiamente, una obra de captación aparte, ya que los tubos de succión de las bombas están introducidos directamente en el agua de la laguna, por lo que, el problema se redujo, prácticamente, a instalar el equipo de bombeo en una plataforma localizada adecuadamente; éstos sólo son aplicables para gastos pequeños y en aguas casi limpiadas y tranquilas. En la D, la obra de captación puede ser una presa de almacenamiento o de derivación. En los esquemas E y C, se indica que el agua se capta mediante una galería filtrante para agua subálvea y una toma directa, respectivamente.

Localización. - La localización en los casos de tener como obra de captación una presa, ya sea de almacenamiento o de derivación, queda sujeta a los problemas que originan esta clase de estructuras y no se tratarán aquí. El caso de captar el agua subálvea o de manantial corresponde, más bien, a un estudio geohidrológico detallado.

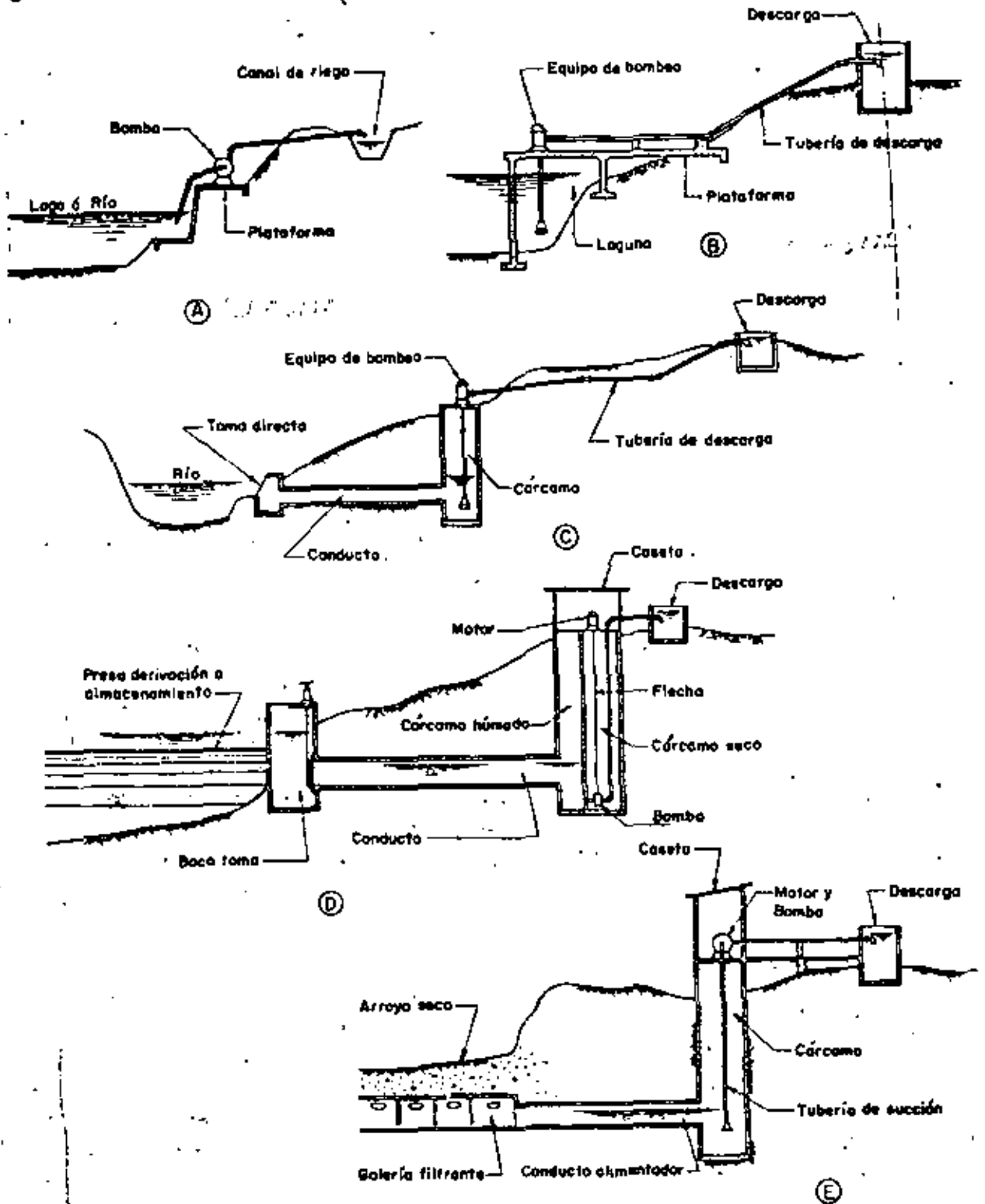


FIG. 1.1 - Casos típicos de bombeo

Por lo anterior y tomando en cuenta lo más común y corriente del caso, para la explicación del tema, se enfocará el problema al aprovechamiento de una corriente superficial de régimen permanente; por ejemplo un río, un canal, un dren, etc.; y en general una corriente de cauce más o menos definido. Después de esta aclaración se hacen las siguientes recomendaciones para ubicar la TOMA DIRECTA, para derivar las aguas de un río.

1. - La distancia a la zona de riego o a la probable descarga deberá ser la mínima posible.

2. - El tramo de la corriente que se escoja para la obra, no deberá estar expuesto a socavaciones ni a depósitos excesivos de azolves, por los perjuicios que éstos ocasionan, y por ello se recomienda elegir un tramo lo más recto posible de la corriente y evitar localizaciones en curvas. Fig. No. 1.2.

Cuando por condiciones naturales esto no fuera posible y la magnitud del problema lo ameritara; se podría llegar a rectificar el cauce en un tramo determinado antes y después de la toma. En ocasiones se situará la estructura alejada de la margen del río comunicándola mediante un canal de acceso de características de anchura y pendiente amplias, con el objeto de dar oportunidad a que los azolves se sedimenten en este canal antes de llegar a las rejillas.

3. - Se evitarán lugares cercanos a caídas y rápidas de la corriente para no tener velocidades fuertes del agua al frente de la estructura. En otras palabras, la pendiente del río deberá ser suave y más o menos uniforme.

4. - Geológicamente el terreno deberá ser lo suficientemente resistente para desplantar la estructura, evitando las zonas de derrumbes o cauce inestable. Un buen indicio de geología apropiada para el efecto puede ser que la corriente tenga un cauce definido.

5. - Desde el punto de vista topográfico, además de pendiente adecuada y trazo recto, se procurará localizar las obras de modo de no tener excesivas excavaciones.

6. - Por otra parte es conveniente procurar bancos de materiales, como grava y arena, lo más próximos posible a la obra.

En tratándose de bombear las aguas de una laguna, se deberá localizar y proyectar la obra de toma previendo evitar en lo posible su azolvamiento debido a los fenómenos que ocurren en estas masas de agua. En lo posible deberá situarse en una área fuera de las corrientes de fondo y fenómenos de oleaje.

Partes de la toma

Canal de acceso. - Se construye para comunicar, en forma gradual, la fuente con la toma y también se aprovecha el paso del agua por él para sedimentar materias en suspensión que lleva el agua.

Las dimensiones que se le asignan están de acuerdo con el gasto y la velocidad que se considere debe dársele al agua para entrar a la toma (de 0.40 a 0.80 m/seg.), además del procedimiento de construcción empleado y la clase de material en donde se aloje. Conviene diseñar la plantilla de este acceso, en contra-pendiente y disminuyendo su ancho hacia la toma hasta tener la dimensión horizontal de la rejilla.

Si es de longitud considerable, conviene que por lo menos en un tramo adjunto a la entrada sea revestido para facilitar su limpieza periódica.

Estructura de entrada. - Constituye la entrada del agua sirviendo de apoyo a las rejillas. Aloja los mecanismos o sistemas de control para el paso del agua, así como lo necesario para facilitar su inspección y limpieza cada vez que lo requiera. En ocasiones cerca de ella se antepone un muro para retener y desviar peces.

En la figura 1.3. se dibujan algunos casos que pueden servir para tener idea de su variabilidad.

Rejillas. - Adquiere formas y tamaños diversos que dependen de la naturaleza de los cuerpos que va a retener, gastos y características del equipo de bombeo, de la manera para apoyarlas, así como de su accesibilidad para lograr su limpieza y restitución.

La rejilla debe ser paralela a la corriente del río, para evitar que quede expuesta a los choques directos con los cuerpos de arraste, lo que trae como consecuencia su deterioro, sobre todo cuando se localiza muy cerca o en el cauce de la fuente. Esto evita también la entrada de azolves.

Adoptar una posición vertical o inclinada para apoyarla en la estructura, es cuestión de considerar dadas las circunstancias del caso, la facilidad para su limpieza, extracción, etc., y alguna conveniencia de limitación de espacio.

Se construyen con perfiles laminados de fierro estructural, empleando generalmente soleras para los barrotes que se sueldan a un marco formado con ángulos o también con soletas.

La separación de los barrotes es muy importante en problemas de bombeo, pues para fijarlas, de antemano se debe conocer aunque sea aproximadamente el tamaño máximo de los cuerpos arrastrados por el agua que pueden pasar por el equipo sin ningún perjuicio. Los fabricantes de bombas proporcionan este dato característico, al que se llama "paso de esfera" que se refiere a la medida mayor de un cuerpo que puede pasar por los impulsores sin inconvenientes. Por lo que la separación entre barras tendrá como valor máximo esa medida, si es que no queda limitada por otro concepto.

Conocidos el gasto de bombeo y el "paso de esfera" se estará en la posibilidad de proporcionar la rejilla.

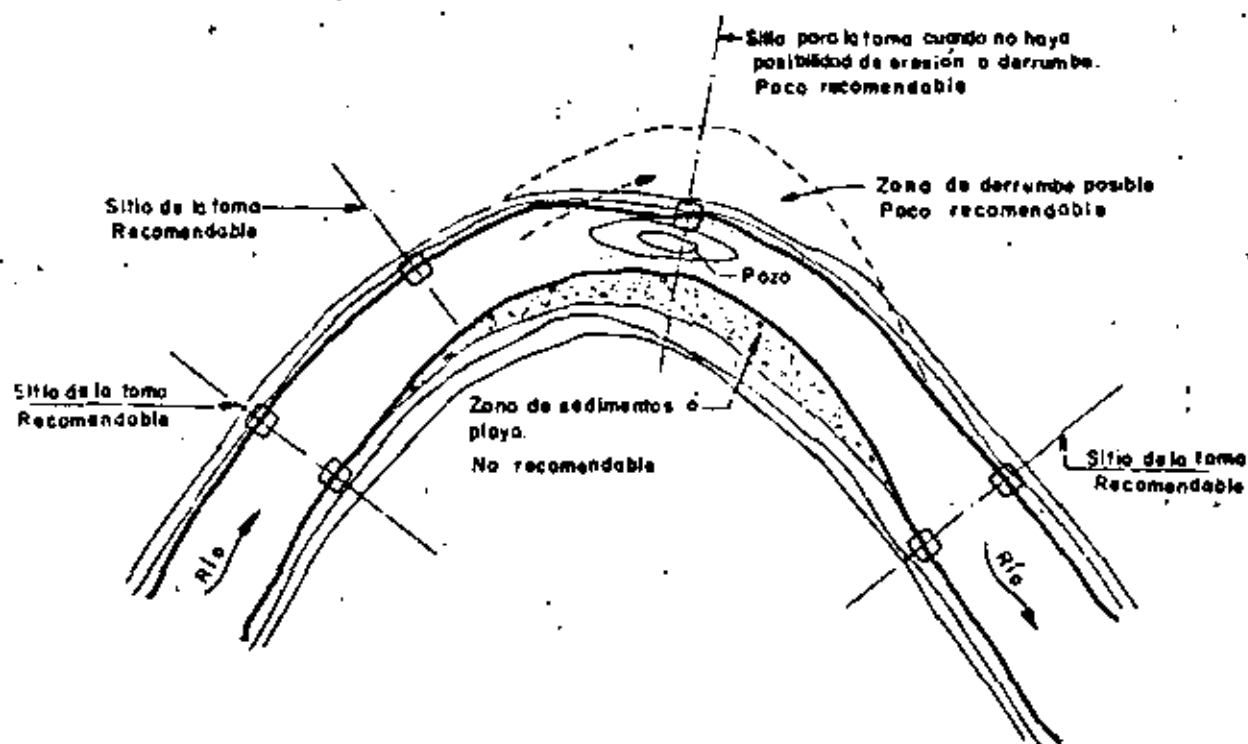


fig. 1.2 localización recomendable de la toma directa en curvas

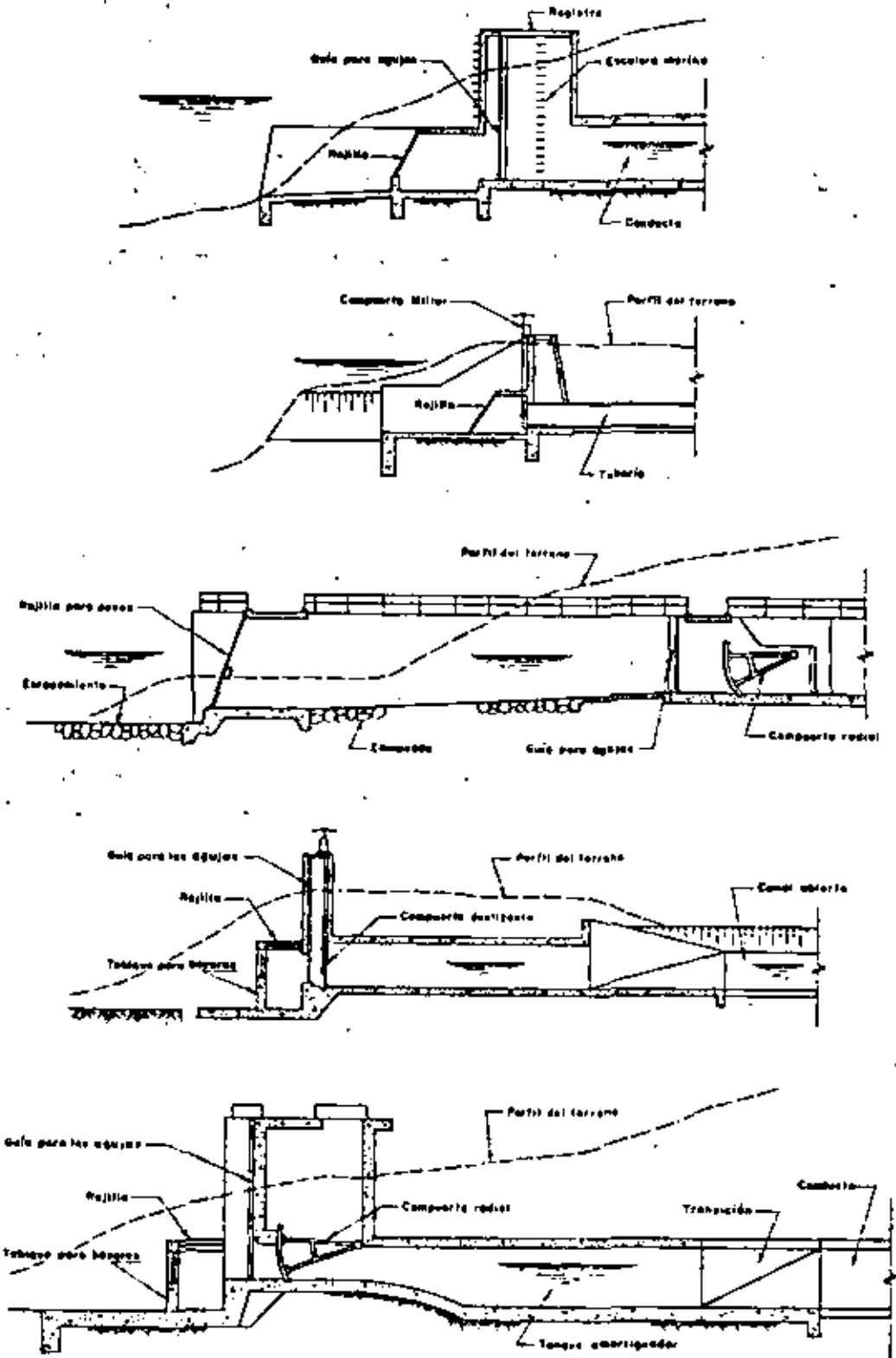


Fig. 1.3.—TOMAS DIRECTAS - Casos típicos

El área neta necesaria se determina con la fórmula hidráulica de la continuidad, que es:

$$Q = A_n V \text{ de donde: } A_n = \frac{Q}{V} ; \text{ en m}^2.$$

Representando:

A_n = área neta en m^2 .

Q = gasto de bombeo en m^3/seg .

V = velocidad al entrar el agua cuyo valor se fija entre 0.40 y - 0.80 m/seg .

Al calcular la sección transversal de las soleras estructuralmente, y adoptar su separación correspondiente podrá conocerse el área de la rejilla (área bruta), procediendo a diseñarla de manera que, en lo posible quede constituida por tableros de peso tal que sea fácil de transportar y mover con la fuerza humana.

El cálculo de la rejilla se hace considerando que está totalmente obstruída, y que se rompe con carga máxima exteriormente con un mínimo de 6 m. de agua.

Ocasionalmente, la abundancia de peces origina la necesidad de instalar una rejilla localizada adecuadamente antes de la estructura de entrada y de magnitud independiente al gasto de bombeo. En esta rejilla la separación entre barrás es bastante reducida, debiéndose prever la facilidad y necesidad de limpiarla o de sustituirla periódicamente.

Aunque no en nuestro medio, en otros países el problema de peces que se aglomeran en las estructuras ha sido objeto de un estudio cuidadoso y así, se han construído ante las tomas estructuras diseñadas en tal forma que se obliga a los peces a concentrarse en un sitio determinado para después sacarlos y devolverlos al río por medio de una bomba de impulsor sin álabes. En otros casos la solución fue anteponer una red eléctrica para poder alejarlos.

En general este problema se acentúa cuando las tomas se localizan adentro del río, es decir cuando no tienen canal de acceso y para volúmenes de bombeo bastante grandes.

Controles

El principal problema de control que se tiene en estas estructuras es de clausurar el paso del agua cuando se requiera. Esto se necesita al efectuar la limpieza periódica del conducto y cárcamo o al hacerles alguna repará

ción. También es conveniente impedir el flujo cuando las bombas no estén trabajando ya que se evita la acumulación de arenas y lodos en el interior de las estructuras.

Decimos que solamente se necesita ese control que propiamente es el llamado de emergencia, porque el gasto requerido según las necesidades de riego o la variación provocada por las fluctuaciones del nivel del agua en el río se regula con el mismo equipo de bombeo, como se verá más adelante al tratar lo relativo a la selección de las bombas.

Si el problema es de poca magnitud bastará con tener en la estructura de entrada y antes de iniciarse el conducto, un sistema de agujas de madera localizando un acceso para el interior de la galería y del cárcamo en lugar apropiado, de dimensiones suficientes para las maniobras que se requieran. En otros casos las compuertas tipo Miller o deslizantes pueden ser la solución y ocasionalmente una compuerta deslizante o hasta radial puede ser la indicada. El acceso a las agujas o para maniobrar las compuertas, generalmente se hace mediante una torre que sobresale del nivel máximo o por lo menos normal del agua en el río o a otro nivel libre de inundaciones frecuentes.

Conducto

Para llevar el agua de la toma al cárcamo, se emplean las estructuras que se agrupan en:

Canales abiertos

Túneles

Conductos enterrados

Desde el punto de vista hidráulico, es conveniente que cualquier tipo de conducto adoptado funcione como canal y con régimen lento, principalmente para la condición de tener el nivel mínimo del agua en el río y requerir el gasto máximo de bombeo. Esto se hace con el objeto de evitar fuertes velocidades en la descarga, que en este caso es el cárcamo. Más adelante al tratar lo relativo a esta estructura se dirán las condiciones con las que el agua debe entrar a él. Por ahora sólo se comentará el uso de uno u otro tipo de conducto.

Canales abiertos. - Se emplean generalmente para gastos pequeños y en longitudes cortas; además si las condiciones topográficas y geológicas permiten hacerlo, como cuando se localizan a poca profundidad, donde no sean probables los problemas de derrumbes y consecuentemente de su limpieza. Es factible hacer canal abierto cuando el río transporta pocos azolves en épocas de crecientes o cuando estas aguas no pueden entrar libremente por arriba del canal. Por otra parte, puede limitarse su uso debido a problemas de carácter legal por las molestias que ocasiona al estar descubierto.

Se recomienda revestir la sección hidráulica, y en los tramos de mayor profundidad hacer la excavación escalonada, es decir, dejando banquetas, para la mejor estabilidad del tajo y evitar en parte que las basuras y terrenos de la superficie lleguen al fondo.

Estos canales necesitan de un servicio de desazolve constante.

Túneles. - Fundamentalmente, si las características geológicas y topográficas del lugar, son favorables para su construcción y la longitud del conducto y gasto de bombeo lo ameriten es casi seguro que convenga un túnel.

Desde el punto de vista estructural, la sección circular es la mejor, pero hidráulicamente - en este caso de circulación libre del agua - es más recomendable otra con base rectangular y coronada con un arco o del tipo herradura. Las dimensiones se eligen considerando el área hidráulica y los requisitos mínimos que exige la práctica de construcción.

Revestir un túnel o no, depende de la bondad del material en donde se practica y de su función. En este caso conviene siempre revestirlo para evitar filtraciones y saturación del terreno adyacente. Sin embargo, cuando se tenga la seguridad de que el nivel del agua en cualquier época no va a llenar el túnel, probablemente convenga revestirlo hasta una altura determinada.

Conductos enterrados. - Se recurre a ellos cuando las condiciones del terreno no son las indicadas para perforar un túnel o que el área hidráulica necesaria sea tal, que no se justifique hacer esa construcción. En ocasiones ante la alternativa de emplear un canal abierto lo mejor es decidirse por un conducto enterrado.

Es frecuente determinar el uso de un conducto cerrado, cuando las excavaciones para su construcción son de poca profundidad y que exista el peligro de azolves abundantes. En estos casos se construye a cielo abierto sosteniendo los taludes de un modo provisional durante la construcción o dándole inclinación estable durante el lapso de la obra. Una vez colocado el conducto se rellena en su derredor y en la clave por lo menos lo necesario para su protección. El resto de la excavación, generalmente se deja abierta.

Las secciones usuales son trapeziales, rectangulares o circulares o una combinación de estas dos últimas, fabricándose de concreto o mampostería. También suele emplearse tubería prefabricada de asbesto-cemento o de concreto.

Si al calcular el área hidráulica para el gasto requerido, resulta relativamente pequeña, es conveniente aumentar su sección para facilitar su limpieza de lodos o arenas que con el tiempo pueden tenerse. Por este motivo se recomienda construir pozos de visita a distancias no mayores de 100 m.

Finalmente, ante la posibilidad de emplear indistintamente cualquier tipo de conducto, el factor económico, que no hay que perder de vista, ayudará a tomar la decisión correspondiente.

2. - C A R C A M O

El pozo de succión o cárcamo es la estructura vertical en donde descarga el conducto de la toma y se instalan las bombas para elevar el agua al nivel deseado.

Consiste generalmente en un depósito enterrado construido de concreto o mampostería cuyas dimensiones están en función de la magnitud del equipo que se vaya a instalar y del procedimiento empleado en su construcción. Además en su diseño se toma en cuenta la facilidad que se debe tener para su inspección y limpieza periódicas.

Localización

Para definir su localización se deben considerar las condiciones físicas que ofrece el lugar donde ha de hacerse la instalación, y su situación con respecto a las estructuras de toma y descarga. La combinación de estas circunstancias permitirá elegir el sitio más conveniente.

El cárcamo deberá ubicarse en un lugar estable, sin peligro de derrumbes, lejos de cruces con arroyos y en general en un terreno consistente. La falta de esta última característica se traduce en el aumento del costo de la estructura ya que no es igual excavar en un terreno rocoso que en una arcilla deleznable; se puede aseverar que para una misma profundidad los problemas de ademe serían mayores en el segundo caso.

Es recomendable situarlo en un lugar más alto de la traza que forma el nivel de aguas máximas del río con la ladera del cauce, a una distancia mínima que se obtiene conociendo o estimando el ángulo de reposo del material. Véase Fig. 1.4.

En ocasiones, para la localización pueden influir factores especiales, como el acceso rápido a un camino existente cercano a la línea de conducción, o la facilidad para derivar la energía eléctrica de una línea que pasa en un lugar próximo, etc.

Ordinariamente el sitio de la descarga está más o menos obligado y se elige antes que el del cárcamo, lo mismo que la toma, por lo que para saber la conveniencia de ubicarlo lejos, cerca o junto a una de esas estructuras, es necesario efectuar un estudio comparativo, de carácter económico, considerando las consecuencias de cada alternativa.

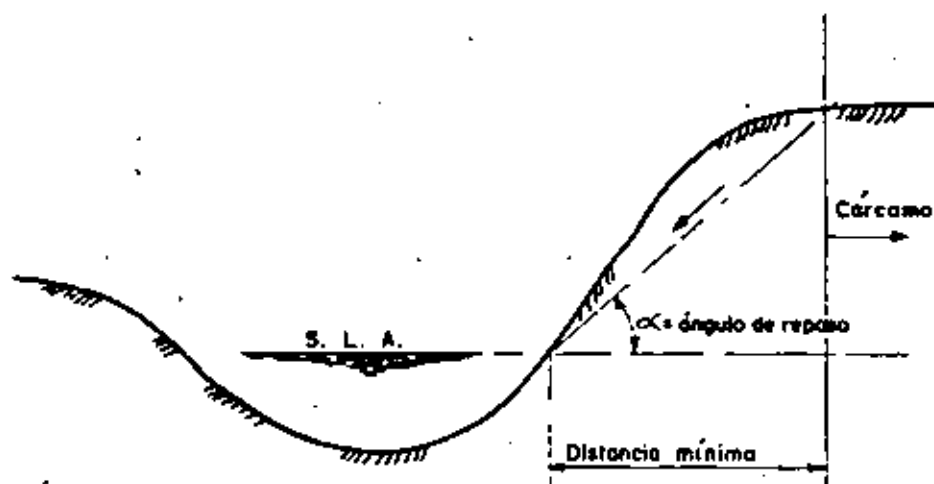


Fig. 1-4—Localización cárcamo.

Ahora bien, siendo la finalidad de dicho estudio la de conocer una conveniencia más para ubicar el cárcamo, pero, que en general, no es determinante para elegir el sitio, el análisis que se hace no es del todo exhaustivo sino más bien aproximado, por lo tanto, con el gasto de bombeo y el perfil de la conducción se puede calcular la magnitud aproximada de los otros elementos -cárcamo, tuberías, etc.- y se estará en la posibilidad de conocer la disposición que convenga emplear.

Un equipo de bombeo cerca de la captación como se indica en la Fig. 1.1C, origina, principalmente, la necesidad de instalar una tubería a presión para llevar el agua hasta el sitio requerido; consecuentemente, se tendrán durante la operación pérdidas de energía por fricción y las debidas a válvulas que será necesario instalar para el control y protección de la tubería de descarga, lo que redundará en la adquisición de un equipo más potente y seguramente con gastos de operación y conservación mayores, que en el caso de tener las bombas junto al tanque de descarga. En el primer caso, en cambio, la longitud del conducto alimentador sería menor, el cárcamo tendría menos profundidad y naturalmente, los volúmenes de excavación en estas estructuras se reducirían. Por otra parte, la longitud de la tubería de succión se acortaría y esto para el caso de bombas horizontales es importante.

En el caso de tener el equipo junto a la descarga es obvio que el cárcamo y conducto crecen, comparativamente con el caso comentado arriba; las tu-

berías de descarga prácticamente se eliminan y probablemente ya no sean necesarias las válvulas de retención.

Desde el punto de vista de funcionamiento, cualquier alternativa puede ser buena y sólo depende que lo sea, de un buen diseño, para lo cual deberán considerarse los factores citados. Sin embargo, es recomendable que en lo posible las bombas tengan una descarga inmediata para tener concentrada en un solo lugar su operación y el principio de la distribución del agua; pero esto dependerá de las condiciones generales del proyecto.

Diseño:

Siendo el cárcamo el depósito de donde "toman" el agua las bombas, se ha comprobado que de un buen diseño, desde el punto de vista hidráulico, dependen en gran parte las características de funcionamiento deseado y la durabilidad de esas unidades.

El diseño de esa estructura merece especial atención, sobre todo cuando se vayan a instalar centrífugas verticales cuyo cuerpo de impulsores estará sumergido en el agua del cárcamo.

En general, la forma y dimensiones que se le asignan, se determinan principalmente con el tamaño y número de bombas, por lo que para su proporcionamiento definitivo, previamente se deberá elegir el equipo de bombeo. Inicialmente las dimensiones pueden suponerse basándose en el diseño de otros proyectos similares.

La forma adoptada para la planta del cárcamo suele ser rectangular, circular o una combinación de éstas; en ocasiones, se prefiere la circular por las ventajas que ofrece esta geometría para su construcción; por ejemplo, en terrenos blandos, donde es factible hincar anillos de concreto (tipo pozo indio) que a la vez sirven de ademe durante su excavación.

A continuación se transcribe una traducción del inglés, de un artículo obtenido del catálogo Standards of the Hydraulic Institute de los Estados Unidos, relativo al proyecto de cárcamos. Contiene comentarios y recomendaciones al respecto, que se han encontrado mediante algunos estudios con modelos reducidos.

Dada la autoridad de ese Instituto, en esta clase de problemas y a falta de otras fuentes y de nuestras propias experiencias, los lineamientos que señalan en su catálogo son lo que se recomienda consultar para el diseño de estas estructuras.

Dice el Standards of the Hydraulic Institute:

B-63 PLANEACION DE UNA TOMA, (DE AGUA QUE SE VA A BOMBEAR, N.del

La función de un depósito del cual se va a tomar agua, en cualquier parte que esté localizado, ya sea en un canal abierto o en un túnel que tenga un perímetro húmedo a cien por ciento, es para proporcionar en todos los casos la distribución del flujo del agua hacia la campana de succión; una distribución desigual del flujo caracterizada por fuertes corrientes locales favorece la formación de torbellinos y con bajos valores de sumergencia puede introducir aire en la bomba reduciendo su capacidad y produciendo mucho ruido. Una distribución desigual también puede aumentar o disminuir el consumo de energía, con un cambio total en la uniformidad de la carga se podrán producir remolinos que no aparecen en la superficie y esto puede tener resultados adversos.

Una velocidad desigual en la distribución, conduce a la rotación de porciones de la masa de agua a lo largo de la línea de succión en forma turbulenta que podrá poner en movimiento la línea central.

La distribución desigual del flujo puede ser causada por la geometría del depósito de succión y la manera en que el agua se introduce en el cárcamo.

Calculando un promedio de velocidad bajo, no es una base propia para juzgar la excelencia de la toma. Altas velocidades locales en las corrientes y remolinos, se pueden presentar en las tomas que tengan un promedio bajo de velocidad. Efectivamente, la distribución desigual que representan, ocurre menos en flujos de altas velocidades con bastante turbulencia para oponerse a la formación gradual de un vórtice más y más grande en cualquier región. Se pueden presentar pequeños y numerosos remolinos que no causarán inconvenientes.

Las proporciones satisfactorias del valor de la sumergencia (véase Párrafo B-54) dependen, principalmente, del acceso a la toma y del tamaño de la bomba. Los fabricantes de bombas, generalmente proporcionan información de los problemas específicos, cuando el diseño del cárcamo es en forma preliminar, y si este diseño contiene todos los dibujos necesarios para la instalación que proporcionen las limitaciones físicas del lugar.

Un análisis completo de las estructuras de los depósitos es mejor que esté acompañado con estudios de modelos a escala (véase Párrafo B-65)

Se pueden hacer algunas recomendaciones preliminares para casos en particular y para la operación de una bomba, como las que se mencionan en seguida sujetas a la calificación de las siguientes recomendaciones:

- 1. - El acondicionamiento ideal del acceso, es un canal recto que llegue directamente hacia la bomba; las curvas y las obstrucciones son perjudiciales desde el momento que causen corrientes y remolinos con tendencia a formar torbellinos. La campana de succión debe de estar localizada cerca de la pared trasera o posterior y no a muy grande distancia de la base o piso del pozo de succión.

2. - El flujo del agua no debe de pasar de una bomba para llegar a la siguiente, siempre que esto se pueda evitar; si las bombas tienen que estar localizadas en la línea del flujo, se deberá construir una celdilla alrededor de cada bomba o poner paletas móviles bajo la bomba para deflectar el agua hacia arriba. El modelo de un pozo de succión deberá ser probado para verificar estos requisitos.

3. - En lo que sea posible, la trayectoria del flujo deberá ser en forma que reduzca el arrastre alterno de remolinos tras la bomba y obstruir la corriente del flujo.

4. - Figura BF-36 (1.5) ha sido proyectada para mostrar las sugerencias para construir un pozo de succión con las medidas correctas, en vista de que estos valores provienen de promedios obtenidos de diferentes clases y tipos de bombas y se refieren a una línea entera de velocidades específicas; no deberán ser tomados como valores absolutos, sino, únicamente, como guías básicas sujetas a posibles variaciones. (ver página No. 35)

5. - La dimensión "C" es un valor promedio que puede ser mayor o menor y está sujeto a consultas con el fabricante de la bomba.

6. - La dimensión "B" se ha sugerido como máxima que puede depender en cierta forma de la campana de succión y del diámetro de la válvula de succión propuestos por el Constructor; la orilla de la campana debe de estar lo más cercana posible a la pared trasera del depósito o cárcamo; algunas veces la posición de la campana de succión está sujeta al espacio que requiere el motor en el piso superior, si esto aumenta la dimensión "B", excesivamente, deberá instalarse un muro falso.

7. - Dimensión "S" es la mínima para el ancho del depósito para la instalación de una sola bomba, esta dimensión puede ser aumentada pero si se hace menor deberá consultarse con el fabricante para saber si es la adecuada.

8. - La dimensión "H" es el valor mínimo y está basada en el nivel normal del agua en la campana de succión de la bomba, tomando en consideración las pérdidas por fricción a través de la pichancha, rejilla y acceso a la toma; esta dimensión puede ser considerablemente menor, momentáneamente, o con poca frecuencia, sin que por eso se produzca un grave daño para la bomba. Sin embargo, deberá recordarse que esta situación no representa la sumergencia. La sumergencia se ha estimado por medio de la dimensión "H" menos "C" esto representa la altura física del nivel del agua arriba de la entrada de la campana de succión.

La sumergencia efectiva de la bomba es un poco menor que ésta desde el momento de que la abertura del impulsor está a cierta distancia arriba de la entrada de la campana de succión, posiblemente de 3 a 4 pies. Para el propósito de proyectar un buen diseño para el depósito, en relación con el proyecto, se sobreentiende que la bomba ha sido seleccionada de acuerdo con las indica-

ciones especificadas, Figuras: BF-32, BF-33, BF-34 y BF-35 (no se presentan estas figuras; N. del T); la sumersión referida es con el objeto de obtener una corriente continua y evitar la formación de remolinos.

9. - Dimensiones "Y" y "A" son las recomendadas como valores mínimos; estas dimensiones pueden ser tan grandes como se desee, pero deberán estar limitadas a las restricciones indicadas en la curva. Si el diseño no incluye la rejilla, se puede considerar la dimensión "A" más grande, las dimensiones de anchura y de altura de la rejilla no deberán ser, substancialmente, menores que "S" y "H", respectivamente.

10. - Si la velocidad de la corriente principal, es mayor que 2 pies -- por segundo, será necesario construir en línea recta, separadores en el canal de acceso, aumentar la dimensión "A", hacer un ensayo con un modelo de la instalación o idear una combinación de estos factores.

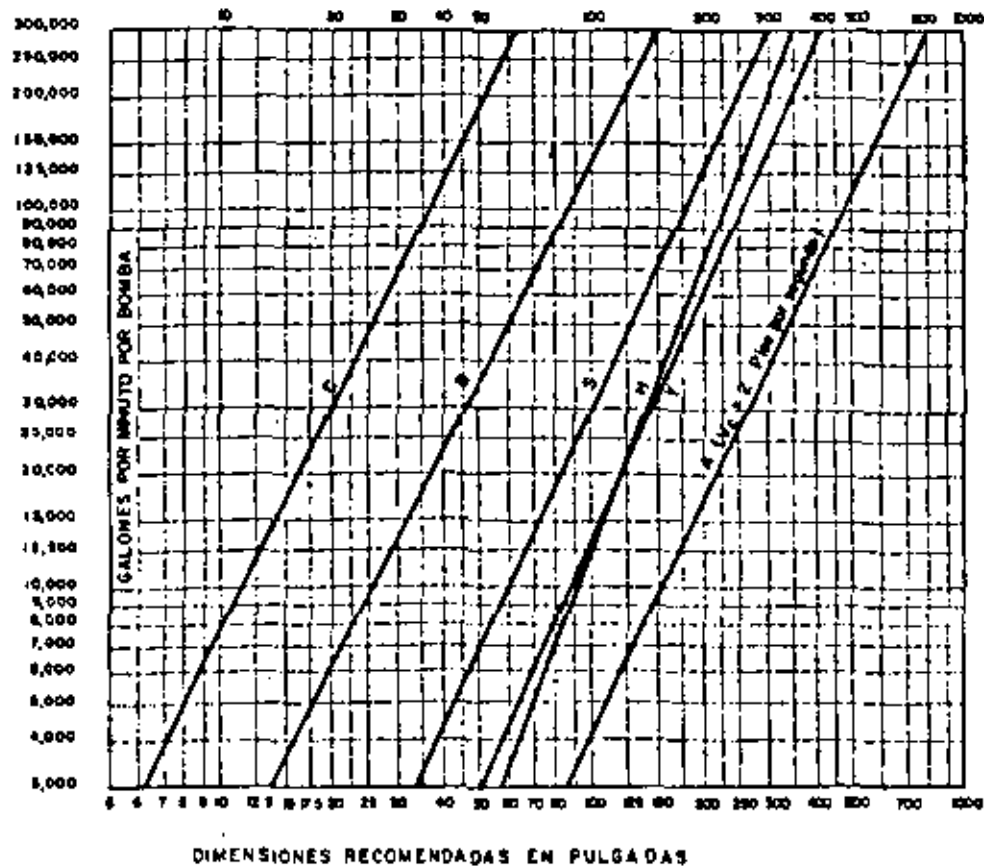
11. - Todas las dimensiones que se muestran en la Figura BF-36 (1.5) están basadas en la capacidad de la bomba de acuerdo con la carga. Cualquier aumento en la capacidad arriba de éstos deben ser momentáneos o por tiempo muy limitado. Si las operaciones con una capacidad aumentada se practica durante períodos considerablemente largos de tiempo, se deberá usar la capacidad máxima para obtener las dimensiones efectivas del diseño del cárcamo.

Todas las condiciones anteriores también son aplicables cuando se trata de instalaciones múltiples de bombas, en las cuales "S" viene a ser el ancho para una celda individual de una bomba o sea la distancia de centro entre dos bombas, si no se usan muros de división.

Las dimensiones recomendadas en la Figura BF-36 (1.5) también son aplicables como se dice arriba, pero deberán agregarse las siguientes determinaciones:

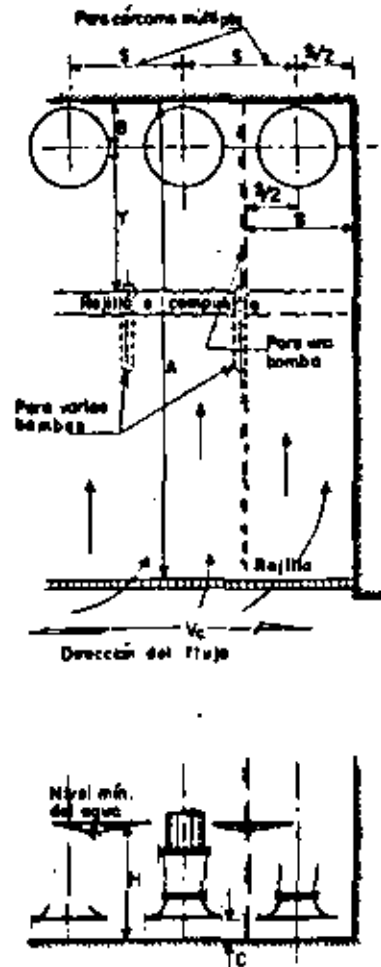
Figura BF-37 (a) - (1.6) - Para el diseño del cárcamo se recomienda en primer lugar, que el agua llegue simultáneamente a todas las bombas con baja velocidad y con flujo recto y uniforme. Las velocidades cerca de la bomba deberán ser alrededor de un pie por segundo. No se recomiendan cambios bruscos en el tamaño del tubo de succión, en el cárcamo y en el tubo de alimentación.

Figura BF-37 (b) - (1.6) - Un número de bombas determinado trabajando en el mismo cárcamo, operará mejor sin muros divisorios a menos que todas las bombas estén en operación al mismo tiempo, en cuyo caso el uso de muros de separación no es perjudicial. Si se usan paredes de separación con fines estructurales y las bombas van a operar intermitentemente, déjese un espacio atrás de cada pared, partiendo del piso del cárcamo por lo menos - hasta la altura del nivel del agua. Si es necesario usar estas paredes aumentese la dimensión (S) por medio de la anchura de la pared para corregir el es-



Véase notas explicativas en el texto del artículo por la B-63. Dimensiones aplicadas en aguas limpias. Para líquidos que contienen sedimentos pídase especificaciones al fabricante.

Fig. BF-36 (16)



ESTANDAR DEL INSTITUTO DE HIDRAULICA
DIMENSIONES DEL CARCAMO CON RELACION AL FLUJO

pacio en la línea central; ya sea que las terminales de los separadores sean en forma redonda u ojival, no se recomienda la localización de cierto número de bombas alrededor del borde del cárcamo con o sin paredes divisorias.

Figura BF-37 (c) - (1.6) - Cualquier cambio brusco que se haga en la dimensión del tubo de succión o del canal de acceso a la bomba, no es recomendable.

Un tubo, relativamente pequeño para alimentar una bomba de gran tamaño dentro del cárcamo, deberá acoplarse usando una sección cónica de diámetro gradualmente menor a mayor. El ángulo deberá ser lo más grande posible de preferencia no menos de 45 grados; con este arreglo, las velocidades deberán ser menores de un pie por segundo, que es lo deseable. Especialmente no se recomienda nunca conectar un tubo pequeño directamente a un cárcamo grande cuando las bombas queden muy cerca de la toma; en este caso, el flujo tendrá un gran cambio de dirección para llegar a la mayoría de las bombas. Centrando las bombas en el cárcamo produce grandes áreas de turbulencia atrás de las bombas con el resultado perjudicial en la operación de las mismas.

Figura BF-37 (d) - (1.6) - Si se puede mantener la velocidad dentro del cárcamo bastante baja (menos de 1 pie por segundo), un cambio brusco entre el tubo de entrada y el cárcamo se puede arreglar si su longitud es igual o excede a los valores que se muestran. Queda asentado que cuando la relación W/P aumenta, la velocidad de la toma en "P" aumentará hasta un máximo permisible de 8 pies por segundo, en W/P igual a 10.

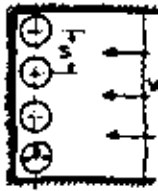
No es recomendable la instalación de las bombas en línea, a menos de que la relación entre cárcamo y bomba sea bastante grande y las bombas estén separadas por un margen longitudinal amplio; un cárcamo construido empleando en su diseño las presentes recomendaciones, generalmente resulta de menor costo.

Figura BF-37 (e) - (1.6) - Muchas veces es de desearse la instalación de bombas en túneles o en líneas de tuberías. Un tubo protector o una lumbrera para alojar la bomba provista de un tubo de succión con entrada en "L" orientado hacia la corriente, será satisfactorio en aquellos flujos hasta de 8 pies por segundo; cuando no se instala la entrada en forma de "L", la campana de la bomba deberá ser localizada por lo menos el doble de dos diámetros verticales arriba de la parte superior del túnel y no suspendida dentro del flujo del túnel, especialmente en aquellos casos en que las velocidades en el túnel sean de 2 pies por segundo o mayores.

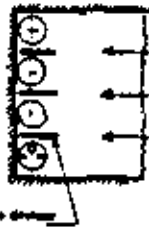
No deberán existir corrientes de aire a lo largo de la parte superior del túnel. En este caso será necesario ahondar la excavación o conservar el nivel del agua a su mínimo cuando se trate de un pozo vertical.

ESTANDAR DEL INSTITUTO DE HIDRAULICA
CARCAMO PARA VARIAS BOMBAS

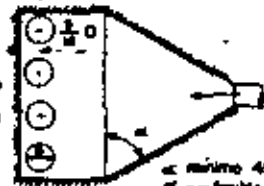
RECOMENDADO



$V_1 = 1$ pie por segundo o menos
 $3 \times 1 \frac{1}{2} a 2 D$

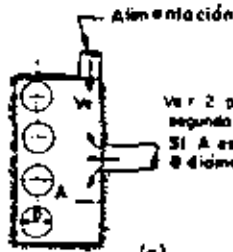


Aumentarse el espesor del muro divisor a la distancia entre que de la comba
Extremidades de las muelas opuestas a culatoras
Entre la pared y el muro divisor déjese un espacio de $\frac{1}{8}$ pulgadas

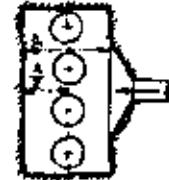
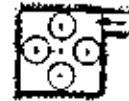
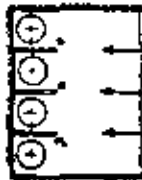


α mínimo 45°
 α preferible 75°

NO RECOMENDADO



Ver 2 pies por segundo o más
Si A es menor de 8 diámetros



(c)

RECOMENDADO



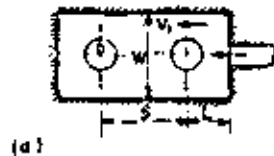
| | | | | | |
|-----|-----|-----|-----|------|------|
| W/p | 1.5 | 1.5 | 2.0 | 4.0 | 10.0 |
| L | 1.5 | 6.0 | 7.0 | 10.0 | 15.0 |
| Vp | 1 | 2 | 4 | 6 | 8 |



V hasta 8 pies/seg.

Los desordenadores, rasos y pichanetas deberán colocarse transversalmente a la entrada del cono y al principio de la sección más ancha

NO RECOMENDADO A MENOS QUE:



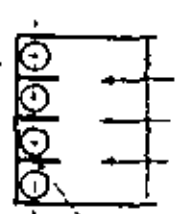
(d)

W = 5 diámetros o más
 $V_1 = 0.2$ pies/seg. o menos
L = igual que al cuadro anterior
S = mayor que 40°



(e)

RECOMENDADO ALTERNADO CON (b)



Aberturas en el separador

(f)



Fig. BF-37 (1-6)

Figura BF-37 (f) - (1.6) - Una alternativa para (b) es establecer respiraderos en las paredes laterales, partiendo del centro al punto más bajo del nivel mínimo del agua; esto permitirá desalojar el flujo de las cámaras donde no existe el bombeo.

B-64 CORRECCION DE LOS CARCAMOS EXISTENTES.

Se ha establecido definitivamente que la turbulencia en los cárcamos para la succión de bombas es perjudicial para las bombas, para la toma y para las estructuras. También es una verdad, que es de una magnitud pequeña la fuerza que puede desarrollar u originar un remolino. Mientras se puedan evitar estos fenómenos en el nuevo diseño de estructuras ya existentes y en las cuales los problemas son ya aparentes o cuando se necesita hacer una ampliación del cárcamo, es necesario aplicar medidas de corrección. La revisión de las diversas medidas para corregir en particular los problemas de los cárcamos, se muestra en la Figura BF-38 - (1.7) En muchos casos las modificaciones que se hacen en el campo son muy caras y no garantizan el éxito y se recomienda que el modelo de cárcamo debe ser probado hasta el punto de que se tenga la seguridad de su funcionamiento efectivo para hacer los cambios aprobados.

Figura BF-38 (a) - (1.7) - Reducción de la velocidad de entrada des-parramado el flujo en un área de gran tamaño o cambiar la dirección y la velocidad de entrada por medio de regularizadores.

- 1. - Levantar el piso en forma de que se extienda arriba del nivel mínimo del flujo.
- 2. - Suspendiendo y extendiendo alternativamente cerca del piso y cerca del nivel mínimo del flujo.

Figura BF-38 (b) - (1.7) - Cambiar la localización de las bombas en relación con la toma.

Figura BF-38 (c) - (1.7) - Cambiar la dirección del flujo agregando se-paradores en el piso y en la pared posterior del depósito, bajo el eje central de la bomba.

- 1. - Paralelos al flujo de entrada.
- 2. -. Ajustarlos a la campana de la bomba si el piso es inaccesible.

Figura BF-38 (d) - (1.7) - Proveer interruptores para "detener el flujo" en caso de cárcamos de bombas múltiple y separados por paredes que tengan terminales en forma redonda u ojival.

Figura BF-38 (e) - (1.7) - Eliminar las paredes de separación.

ESTANDAR DEL INSTITUTO DE HIDRAULICA
CORRECCION A CARCAMOS EXISTENTES

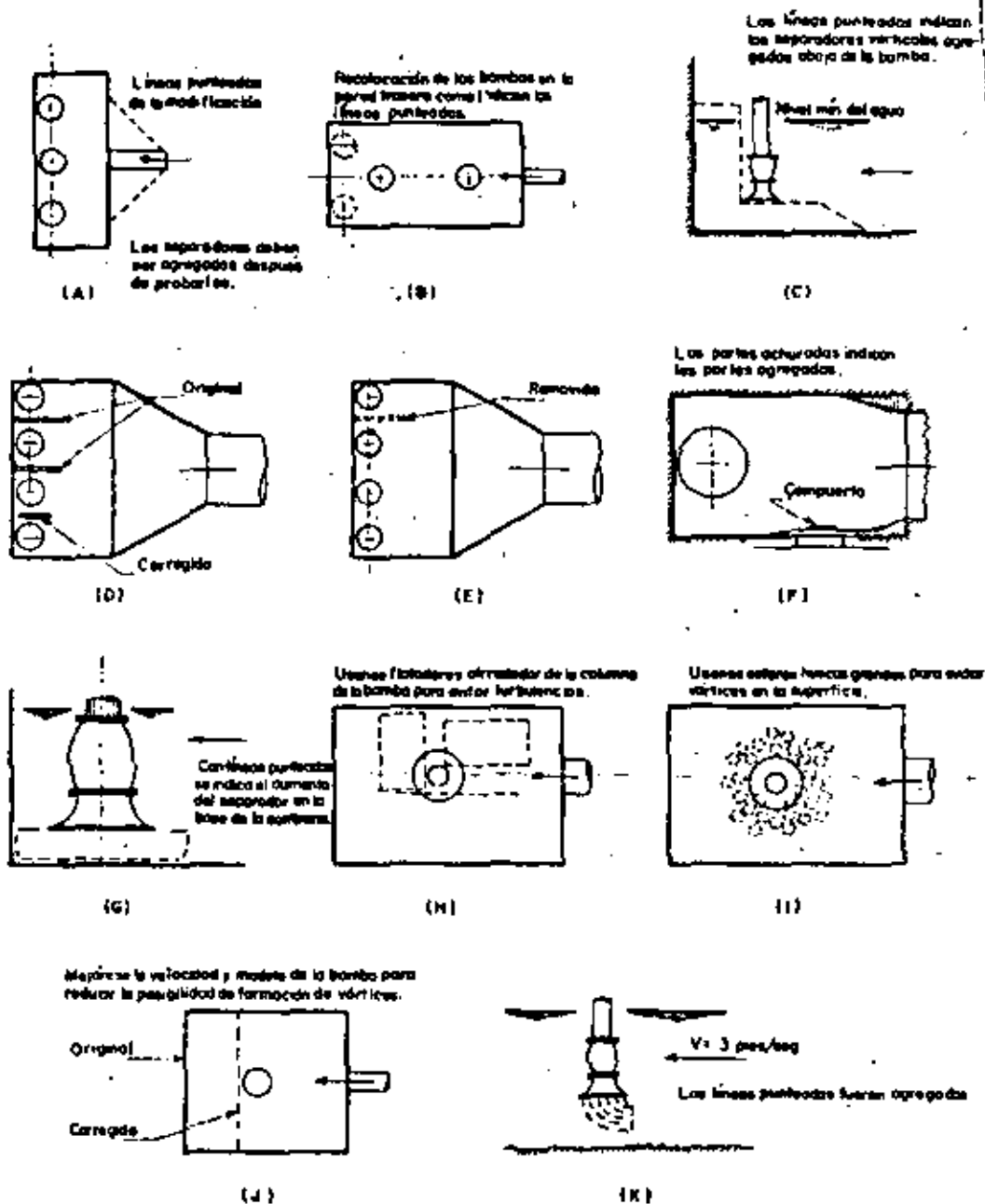


Fig. 8F-38 - (17)

Figura BF-38 (f) - (1.7) - Eliminar los cortes rectos en las esquinas amortiguándolas en las compuertas, rejillas, etc., haciendo rellenos para obtener contornos suaves.

Figura BF-38 (g) - (1.7) - Reducir la velocidad del flujo y eliminar las turbulencias, añadiendo a la campana de succión una placa de extensión y un separador.

Figura BF-38 (h) - (1.7) - Colocar tarimas reticulares de madera alrededor de la columna de la bomba para impedir los remolinos superficiales.

Figura BF-38 (i) - (1.7) - Usar esferas grandes para impedir los remolinos superficiales.

Figura BF-38 (j) - (1.7) - Mejorar la velocidad del modelo de la bomba para reducir la posibilidad de la formación de remolinos.

Figura BF-38 (k) - (1.7) - Cambiar la dirección de la entrada del flujo gradualmente por medio de paletas curvas paralelas.

En general:

1. - Conservar el flujo de entrada abajo de 2 pies por segundo.
2. - Conservar el flujo en el cárcamo abajo de 1 pie por segundo.
3. - Evitar el cambio de dirección del flujo de la toma a la bomba.
4. - Cambiar la dirección, gradualmente, en forma suave e independiente.

Cualquiera de estas alteraciones, ya sean individualmente o en combinación, ayudarán a crear un flujo mejor en el cárcamo; si persisten las molestias será necesario limitar el flujo total o cambiar tanto las velocidades como el tamaño de la bomba.

B-65

PRUEBA CON LOS MODELOS DE ENTRADA

Muy a menudo, el análisis de los diseños propuestos sólo se puede obtener haciendo pruebas con modelos a escala de la toma. Los ingenieros responsables para el diseño de una estación de bombas, deben consultar con el fabricante de la misma para establecer uno o más arreglos de la entrada. Las pruebas para un modelo de cárcamo deberán ser, en este caso, dirigidas por la Universidad o por el fabricante de la bomba. Las pruebas del modelo de cárcamo pueden mostrar modificaciones en la estructura o en el arreglo de los amortiguadores cuando sea necesario y algunas veces las pruebas de modelos de cárcamo muestran lo considerable de la economía que se puede hacer en el diseño de la estructura de la entrada. El modelo deberá ser bastante extenso para incluir todas las partes del canal que puedan afectar el flujo cerca de la bomba, incluyendo rejillas y compuertas.

Pueden producirse diferencias entre el modelo y el prototipo, en vista de que todas las consideraciones de similitud no pueden producirse simultáneamente; por consiguiente el rango de niveles y velocidades debe de ser estudiado hasta reducir, en lo posible, cualquier acontecimiento desfavorable o indeseable que parezca, a la simple vista, insipiente en condiciones matemáticas análogas.

El flujo comparable en el modelo que se considera, puede ser obtenido por medio de los números de Froude, sobre esta base:

$$V_m = V_p \sqrt{R}$$

En donde:

V_m = Es la velocidad del agua en el modelo.

V_p = Es la velocidad del agua en el prototipo.

R = Es la relación lineal entre el modelo y el prototipo, ó

$$\frac{L_m}{L_p}$$

en donde:

L_m = Es cualquier dimensión lineal en el modelo.

L_p = Es la dimensión en el prototipo que corresponde a cualquier dimensión L_m en el modelo.

Varios investigadores han encontrado una gran aproximación entre el modelo y el prototipo cuando las velocidades son iguales y cuando estas velocidades están de acuerdo con el número de Froude; por de pronto establece, y con artículo de precaución, que toda la gama de velocidades deberá ser estudiada en el modelo de prueba.

(Hasta aquí el artículo del Estándar de Hidráulica, N. del T.)

Accesorios:

Plataforma. - Se localiza en la corona del cárcamo y es en ella en donde se instala el equipo de bombeo.

Consiste en una losa de concreto armado con vanos; unos para dejar pasar las columnas de succión y otros para poder tener acceso a las escaleras, que se tienen en el interior, y ventilar el depósito. En estos últimos se colocan rejillas metálicas móviles que pueden formarse con fierros "Te"

soldados a un marco de fierro ángulo. Las aberturas entre "tes" no deberá ser mayor de 5 cm., colocando el patín arriba para comodidad del piso y - mejor trabajo estructural.

En ocasiones, toda la plataforma es metálica empleando en su estructura perfiles laminados de Fe. estructural que pueden servir a la vez - para soportar directamente las bases de las bombas. En este caso las dimensiones de las rejillas quedan cupeditadas a la separación de las vigas, - recomendándose que tengan cierta uniformidad y facilidad para moverlas.

En su cálculo estructural se considera, además de las cargas muertas, el peso del equipo de bombeo incrementado en un 20%, para absorber en esta forma el impacto que se origina al trabajar y, pensando en las manio- bras que se hacen sobre de ella la carga viva, puede adoptarse de 750 Kg/m² ó la correspondiente a una bodega de maquinaria pesada especificada por el reglamento de construcciones.

Escaleras. - Se instalan en el interior, para poder llegar al fondo - desde la plataforma, con el objeto de inspeccionar, limpiar o hacer alguna reparación sencilla a los elementos de succión: también pueden servir para llegar al conducto de la toma.

Suelen emplearse del tipo marino formadas con varilla lisa de 2.54 cm. de diámetro (1") fijadas a las paredes y con descansos de losa de concre- to armado a cada 3.50 m. aproximadamente. Se recomienda rodearla de una malla de alambre u otro material conveniente para formar así, una especie - de cilindro en toda su longitud y dar confianza y mayor protección al que la - use.

Fondo. - Aun cuando lo recomendable es evitar que al cárcamo lle- gue con el agua demasiada materia en suspensión, lo cual se procura desde - la localización de la toma y a lo largo del conducto, en la práctica, casi siem- pre se tienen depósitos de lodos y arenas en el fondo, debido a que se acumu- lan principalmente, cuando no está operando el equipo; pudiendo llegar hasta atascar las bombas, en casos extremos; para no dar lugar a ello o como una medida más para la protección de las unidades lo más fácil sería dejar un - cierto espacio entre el fondo del cárcamo y la parte inferior del colador o la caja de impulsores. Sin embargo, este espacio generalmente es corto y debe limitarse para el buen funcionamiento del equipo, de acuerdo con las recomen- daciones del "Standards of Hydraulic", por lo tanto se debe buscar otra solu- ción, por ejemplo: construir el fondo del cárcamo en dos niveles consideran- do el superior para efectos de fijar la altura "C" recomendada. La diferen- cia entre estos dos niveles puede ser de más o menos 1.20 m. Fig. 1.8 Otra forma sería dividir por medio de un muro la sección del cárcamo, de tal ma- nera que se tenga un compartimiento antes del espacio que ocupan las colum- nas de succión. Estas medidas, también facilitarían la limpieza que será ne- cesaria aun de vez en cuando.

Ocasionalmente lo anterior puede no ser necesario, por ejemplo en aguas limpias de manantial, y solamente se tendrá el espacio debido a la altura "C".

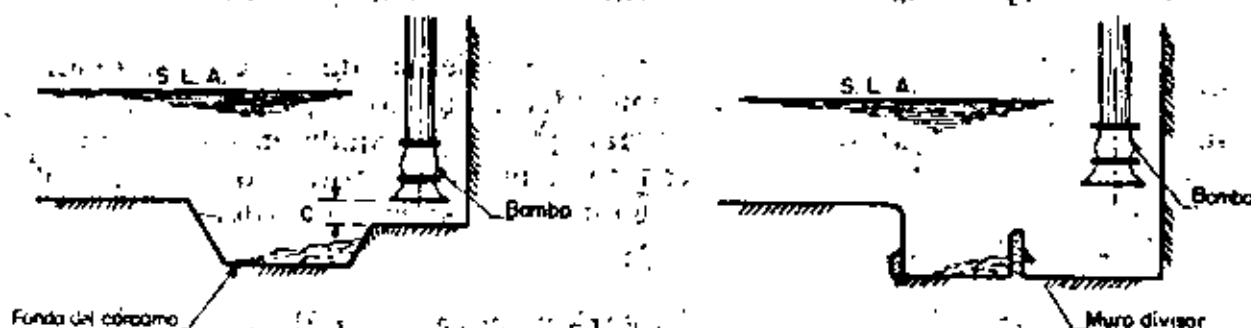


Fig. 18. - Fondo del cárcamo.

Cálculo estructural.

Es una estructura cerrada, sometida principalmente a cargas exteriores, debidas al empuje de tierras. Su condición de trabajo más desfavorable es cuando está vacío.

- Si se construye de concreto armado, puede tratarse como un marco rígido analizando secciones horizontales de un metro de altura a diferentes elevaciones tomando en cuenta la variación del empuje de acuerdo con la clase de material y altura considerada. En este caso, por facilidad de construcción los espesores de las paredes se dejan constantes y se varía el armado de refuerzo.

Cuando se emplea mampostería el análisis será semejante; sólo que la estructura deberá quedar sujeta a esfuerzos de compresión únicamente.

Verticalmente trabaja como una columna hueca. Generalmente ya no es necesario analizarlo así, después de hacer el cálculo de secciones horizontales, porque las cargas verticales son pequeñas comparadas con el empuje de tierras.

Algunas veces, cuando el terreno es consistente solamente es necesario un revestimiento a la excavación procurando que sea impermeable. Ocasionalmente el pozo de succión puede labrarse en roca, si se tiene este material, aguas más o menos claras, en proyectos pequeños.

Elevación del fondo:

Para fijar la elevación del fondo en el cárcamo es necesario conocer algunos datos que corresponden a cada bomba y que son proporcionados por los fabricantes.

En la Fig. 1.9 se tiene esquemáticamente un caso, que puede tomarse como general y representa una centrífuga vertical. Las acotaciones indican:

- d_c es el tirante crítico en la descarga al cárcamo, determinado para las condiciones críticas de bombeo, y suponiendo una entrada libre. Cuando existan compuertas en la entrada, habrá que determinar el nivel del agua dentro del cárcamo considerando el tirante antes de la compuerta y las pérdidas por entrada.
- C Altura vertical del espacio entre el fondo y la campana de succión.
- Elev. T Elevación de la plantilla al final del conducto.
- Elev. F Elevación del Fondo.
- Elev. R Elevación del nivel mínimo del agua en el cárcamo.

Características de Fabricación de la Bomba.

- K Sumergencia mínima, requerida por la bomba (véase pag. 106)
- N Altura que ocupa un paso de impulsores.
- P Altura de la campana de succión.
- M Espacio vertical, ocupado por la bomba, incluyendo todos los pasos y el de la campana de succión.
- Z Altura entre el nivel mínimo del agua en el cárcamo y la brida de la campana de succión.

Es claro, que la elevación del fondo se determinará como sigue:

$$\text{Elev. F} = \text{Elev. T} + d_c - (Z + P + c)$$

$$Z = K + N$$

Se recomienda no considerar el mínimo valor de Z, sino un poco mayor y para ello se aumenta K, ya que N es fijo para un caso dado.



darse el caso de que, de acuerdo con el estudio agrológico e hidrológico, se necesita el gasto máximo en una época en que dicho nivel no es precisamente el mínimo; esto dependerá del calendario de riego.

En cualquier caso, el cálculo hidráulico es análogo al que se expone a continuación, para lo cual servirá la figura 1.10

Se propone una sección hidráulica para el conducto que alimentará al cárcamo y se calcula el tirante crítico empleando la fórmula que define un régimen crítico, es decir:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad \text{Fórmula general.} \quad d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 g}} \quad \text{Para sección rectangular.}$$

En estas fórmulas:

Q = Gasto en $m^3/\text{seg.}$

g = Aceleración de la gravedad 9.81 m/seg/seg.

A = Area hidráulica en m^2 .

T = Ancho, normal al flujo, de la superficie del agua en m.

B = Ancho de la plantilla de la sección en m.

d_c = Tirante crítico en m.

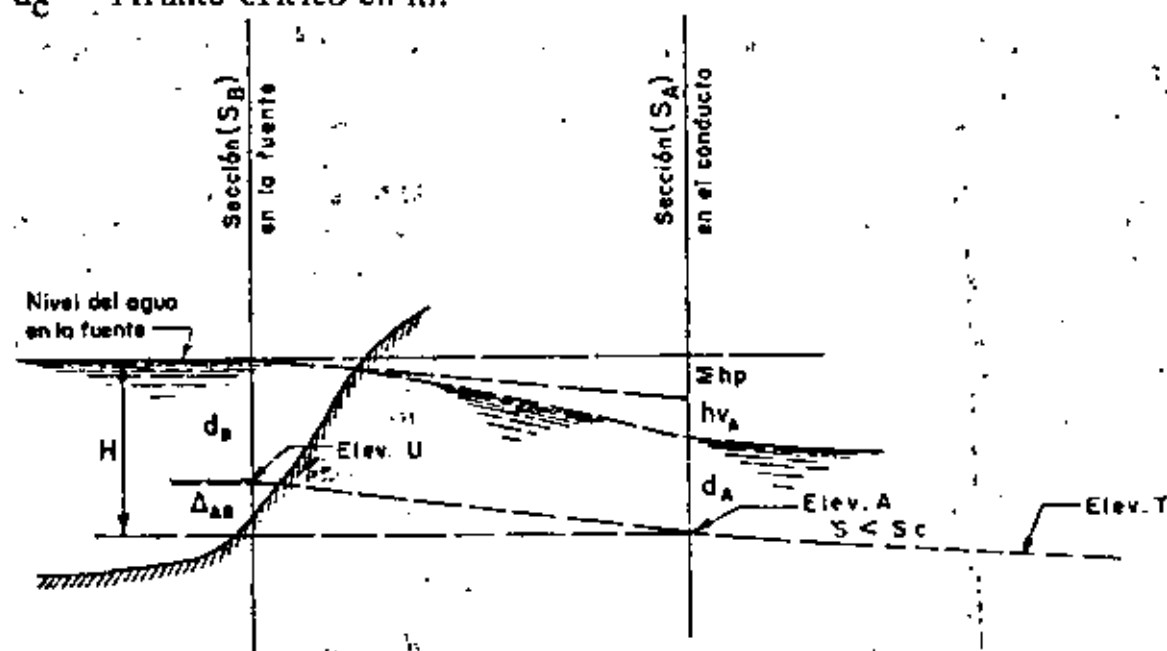


FIG. 1.10 - Hidráulica de la toma

Conocido este tirante, se puede calcular la pendiente crítica con la fórmula general de la velocidad de Chezy; empleando para c el coeficiente de Manning, Kutter, Bazin o de cualquier otro investigador. Generalmente se emplea Manning.

$$v = c \sqrt{rs} \quad \text{Chezy}$$

$$c = \frac{1}{n} r^{1/6} \quad \text{Manning.}$$

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} \quad ; \quad S_c = \left(\frac{v_c n}{r_c^{2/3}} \right)^2 \quad \text{Pendiente crítica.}$$

S_c = Pendiente crítica. v_c = Velocidad crítica en m/seg.

n = Coeficiente de rugosidad. r_c = Radio hidráulico crítico en m.

A continuación, se elige, para el conducto, una pendiente menor que la crítica para tener un régimen de escurrimiento tranquilo, calculándose el tirante normal y la velocidad correspondiente.

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = A r^{2/3}, \quad \text{Para calcular el tirante normal.}$$

$$S < S_c \quad \text{y,} \quad v = \frac{Q}{A} \quad \text{velocidad en m/seg.}$$

Se recomienda que esta velocidad tenga un valor alrededor de 1.00 m/seg. y 1.50 m/seg. para no tener problemas de velocidades altas en la entrada al cárcamo.

Si con la sección y pendiente propuestas, no se consigue lo anterior, se hacen otros tanteos hasta lograrlo, ya sea variando las características geométricas de la sección, la pendiente o ambos elementos.

Teniendo la sección definitiva del conducto y el tirante normal, se plantea el teorema de Bernoulli entre una sección del conducto y otra antes de la toma, con el objeto de determinar la carga hidráulica para que se verifique el escurrimiento del gasto Q .

Por lo tanto se tendría (véase Fig. 1.10)

$$d_A + h_{vA} + \sum h_p = \Delta_{A-B} + d_B + h_{vB} \quad (a)$$

y si se considera que $v_B = 0$ y $h_{v_B} = 0$ (velocidad en la fuente).

$$d_A + h_{v_A} + \sum h_p = \Delta_{A-B} + d_B \quad (a')$$

Si convencionalmente aceptamos que:

d_A = Tirante normal en la sección "A"

h_{v_A} = Carga de velocidad en sección "A"

Δ_{A-B} = Desnivel entre las dos secciones.

d_B = Tirante en la sección "B"

h_{v_B} = Carga de velocidad en la sección "B"

$\sum h_p$ = Suma de pérdidas de energía entre las dos secciones.

Las pérdidas de carga en general serán:

h_r ; por rejillas.

h_e ; por entrada al conducto.

h_f ; por fricción entre las dos secciones.

h_t ; por transición entre las dos secciones.

h_x ; por pérdidas por otros conceptos.

Si: $\Delta_{A-B} + d_B = H$

De acuerdo con la (a') se tendrá:

$$d_A + h_{v_A} + \sum h_p = H$$

Que es la carga necesaria para que escurra el gasto Q con el tirante

d_A

Elevación umbral de la toma.

Llamémosle elevación U, por lo tanto:

$$\text{Elev. } U = \text{Elev. N. A. Min. Río} - d_B$$

Como observación se dirá que la magnitud vertical del área expuesta de la rejilla deberá ser igual o menor que el tirante en el río d_B , aun cuando por otras conveniencias la magnitud vertical de la rejilla se deje mayor.

Elevación del conducto.

Si se llama elevación A a la elevación de la plantilla inicial del conducto se tiene que:

$$\text{Elev. } A = \text{Elev. N. A. Min. Río} - d_B - \Delta_{A-B}$$

Elevación final del conducto

Si la pendiente (s) es constante, la elevación T valdrá al final de la longitud L del conducto.

$$\text{Elev. } T = \text{Elev. } A - sL$$

Nivel mínimo del agua en el cárcamo

Generalmente, antes de descargar el conducto se construye la plantilla horizontal y en ocasiones es requerida una ampliación a la entrada al cárcamo. Se calculará el tirante crítico correspondiente a la última sección y la elevación del nivel de aguas mínimas será:

$$\text{Elev. N. A. Min. Cárcamo} = \text{Elev. } R = \text{Elev. } T + d_c$$

y para el caso de tener compuertas:

$$\text{Elev. } R = \text{Elev. } T + d_n - \Sigma h_p$$

siendo d_n el tirante normal en el conducto y Σh_p las pérdidas por entrada.

Funcionamiento de la toma.

Si el nivel del agua en el río aumenta con relación al nivel considerado en el cálculo de la toma, el tirante en el conducto es mayor y consecuentemente el gasto que llega al cárcamo; pero el equipo solamente elevará una cantidad de agua de acuerdo con su capacidad.

Cuando el nivel del agua en el cárcamo sea superior a la clave del conducto, el funcionamiento que se tendrá será de vasos comunicantes y se puede considerar que el nivel del agua en la fuente es el mismo que el que existiría en el cárcamo.

3. EQUIPO DE BOMBEO

Lo constituyen todas las unidades (bomba y motor) de bombeo instaladas para proporcionar el gasto requerido, así como los accesorios de control y protección (válvulas) antes de iniciarse la descarga común y los dispositivos de arranque y parada.

En el capítulo III se expone un ejemplo para determinar las características de las unidades de bombeo.

4. DESCARGA

Puede decirse que la descarga de una planta de bombeo comprende todos los elementos e instalaciones que se requieren para conducir el agua, desde la salida de la bomba hasta donde se inicia su distribución.

De acuerdo con lo anterior, en la descarga de la planta se distinguen básicamente los siguientes elementos: tubería de descarga y tanque de descarga.

Tanque de Descarga

Dependiendo de la magnitud del proyecto podrá ser o no necesario un tanque de descarga propiamente dicho, pues en ocasiones para gastos pequeños, la bomba puede descargar directamente al canal de riego en un tramo que desde luego deberá estar revestido.

Ordinariamente este tanque se construye sobre la superficie, de sección rectangular, pero puede presentarse la necesidad de sobreelevarlo con relación al terreno, es decir, construir un tanque elevado con el fin de proporcionar en la zona de riego, las presiones requeridas: por ejemplo, tratándose de un riego por aspersión. Este último se hace, cuando por circunstancias -- del proyecto no convenga conectar la tubería de descarga directamente con la red de distribución, proporcionando con el mismo equipo de bombeo las presiones deseadas, que es lo que generalmente se acostumbra.

Localización del Tanque

En general, cuando se trata de proporcionar el riego mediante conductos funcionados por gravedad, la localización del tanque de descarga, en cierto modo, esta condicionada principalmente: a la topografía de la zona de riego, a la extensión de la misma y a la ubicación del equipo de bombeo. Es decir, -- topográficamente se buscará situarlo a una elevación suficiente para dominar todos los terrenos, procurando que en lo posible, los canales principales de --

riego que se inicien en este sitio sean cortos y buscando además, una extensión proporcional y equilibrada de las áreas de riego dominadas por cada uno de ellos. Respecto a la ubicación del equipo de bombeo, ésta deberá considerarse a fin de prever en cada posibilidad de descarga: la longitud de tubería, problemas de cruce, topografía y clase de terreno por el eje de la tubería de descarga.

No en todos los proyectos será visible la conveniencia de efectuar la descarga del gasto total hasta los terrenos más altos. En varias ocasiones, debido a la topografía, extensión y forma de la zona de riego, deberá buscarse la posibilidad de hacer varias descargas parciales a diferentes elevaciones o bien, elegir una altura para desfogar el gasto total y de este sitio hacer el rebombado únicamente del gasto requerido para los terrenos más altos. La fig. 1.11 muestra el caso de dos descargas.

Lo anterior se hace, con la idea de abatir el costo de operación del sistema de riego, así como el de construcción de los canales, sin que sea notable el incremento de la inversión inicial del proyecto, debido a las instalaciones adicionales que pueda originar este tipo de solución.

Por otro lado, también es frecuente, que se pretenda regar las tierras localizadas a lo largo de las márgenes de un río. En este caso, las descargas son inmediatas o cortas, y su elevación es fácil de elegir, pero en muchas ocasiones los canales de riego resultan costosos, debido a la forma alargada de la zona de riego; por lo que se recomienda que para estos proyectos se comparen económicamente las posibilidades de tener:

- a. - Una planta de bombeo más o menos grande, para regar toda la zona del proyecto.
- b. - Construir varias plantas de bombeo pequeñas, con las cuales se pueda regar toda la superficie, teniendo así canales cortos, y de menores dimensiones.

Cuando se ha decidido la posibilidad (b) se sugiere seleccionar a las bombas, previendo en lo posible una uniformidad en los equipos de bombeo de las plantas, con el objeto de poder intercambiar, refacciones y demás accesorios del sistema, durante su operación, lo cual redundaría en obvias ventajas. Véase Fig. 1.12

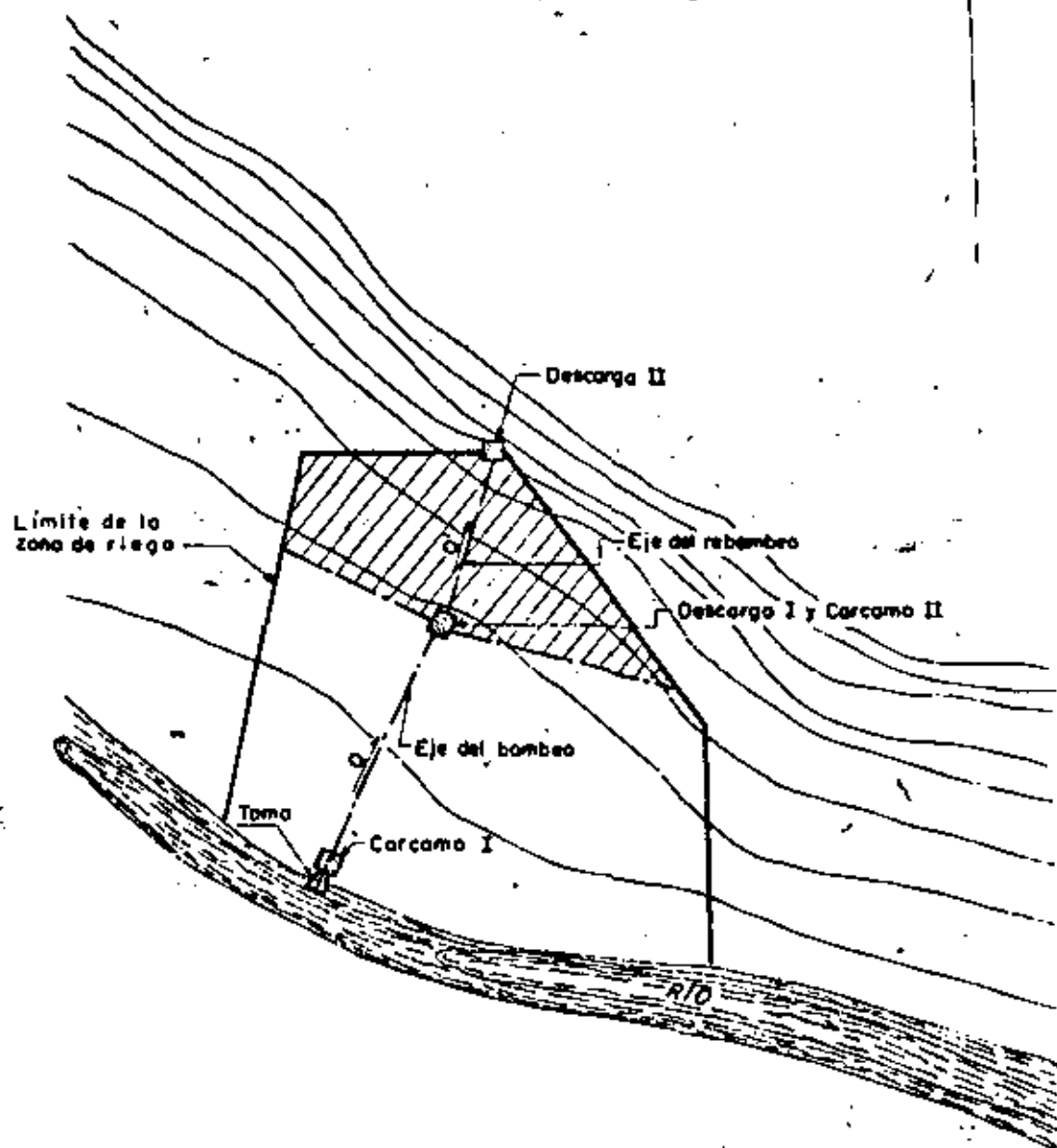


Fig. 1.11 Bombeo con dos descargas

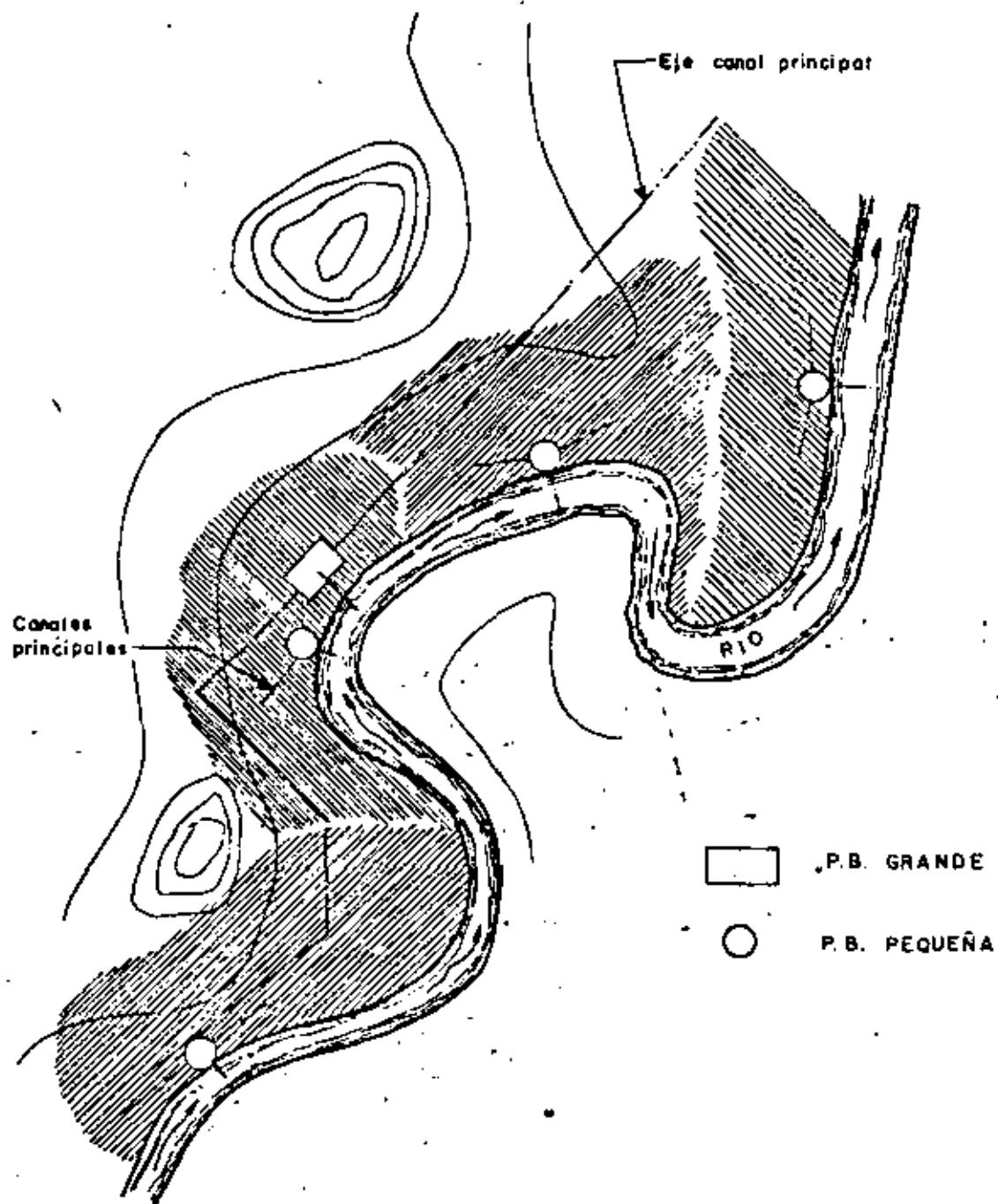


Fig. 1.12 Alternativa de riego, con uno P.B. grande o varias pequeñas

Curva Elevaciones - Areas Dominadas

La elevación indicada para la descarga o descargas desde el punto de vista económico, se puede conocer trazando una gráfica que se le ha nombrado "Curva de Elevaciones-Areas dominadas", para lo cual se necesita contar con el plano topográfico de la zona de riego, conocer la ubicación del equipo de bombeo y haber elegido un eje para la tubería de descarga.

Esta gráfica se construye sobre un sistema de ejes cartesianos, anotando como ordenadas, las elevaciones según el eje de la tubería, fijando como origen el nivel del agua en la succión y como abscisas las áreas dominadas correspondientes en cada elevación, de acuerdo con un trazo aproximado de los canales. Esquemáticamente se muestra un ejemplo con la figura No.1.13.

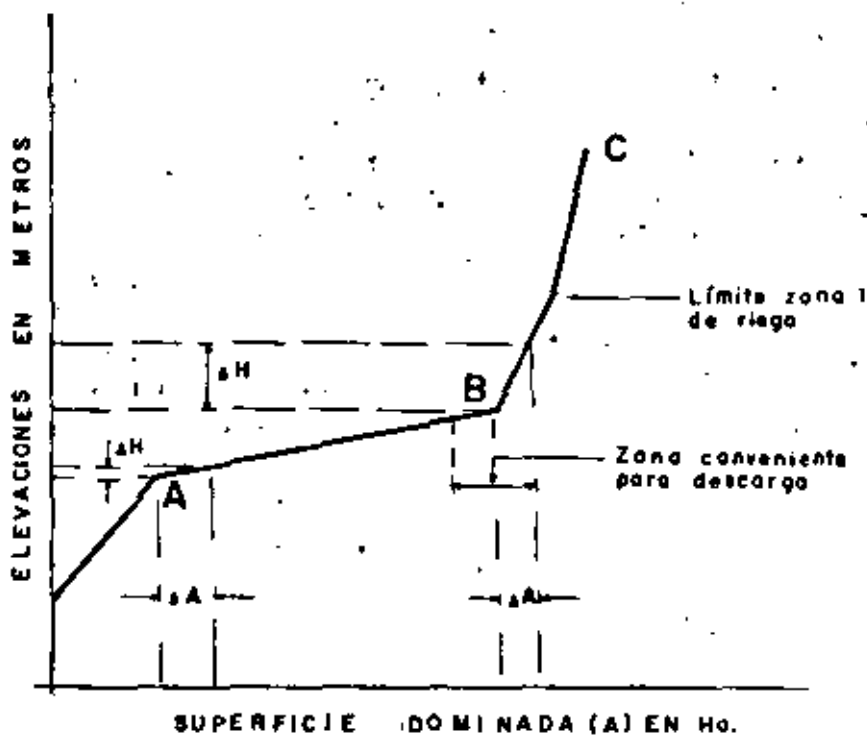


Fig. 1.13 Gráfico Elev. Ha. dominadas

En general, esta curva presenta dos zonas tales como la AB y la BC de la Fig. 1.13 de las cuales, en la primera, las áreas dominadas son más o menos proporcionales a las cargas estáticas de bombeo; en cambio, en la segunda (BC) se observará que los incrementos de superficie dominada ya no son normalmen

40
te proporcionales a los de la carga estática, del problema en cuestión. Por lo tanto, la transición entre estas dos zonas será un indicador que permita elegir la elevación conveniente de descargar e iniciar, si se justifica, el rebombeo.

Considerando las elevaciones viables para la descarga apoyándose en esta curva, se aconseja calcular para cada una de ellas los datos que a continuación se indican, con el objeto de evaluar y discutir cada alternativa para finalmente decidir la elevación y forma de efectuar la descarga.

La serie de datos referidos son los siguientes y se han anotado según el orden cronológico de cálculo, además, se ha considerado energía eléctrica para el impulso de los motores. La forma de conocer estos conceptos se expone en los capítulos de estos apuntes.

Datos Generales

- Elevación de la Descarga
- Area dominada
- Gasto requerido
- Carga estática del bombeo
- Longitud de tubería de descarga
- Diámetro y clase de la tubería de descarga
- Pérdidas de energía mayores en la tubería
- Carga total de bombeo aproximada
- Características del equipo de bombeo (número y tipo)
- Tipo y Potencia de motores
- Accesorios de control y protección (válvulas, compuertas, etc.)
- Características de las obras de Ingeniería Civil (cárcamo y canales)
- Características de la Subestación eléctrica
- Características de la Electrificación

Datos de Costos

- Costo tubería de descarga
- Costo Equipo de Bombeo
- Costo accesorios de control y protección
- Costo de las obras de Ingeniería Civil
- Costo obras de Ingeniería Eléctrica
- Costo cuota fija de electrificación
- Costo aproximado del metro cúbico de agua bombeada

Dimensiones del Tanque

Puesto que el gasto requerido en la zona de riego, en un momento dado, es proporcionado con el equipo de bombeo y los canales principales, se diseñan para el gasto máximo necesario; este tanque no es empleado como estructura -

regularizadora de gasto como sucede por ejemplo, en los problemas de abastecimiento de agua a poblaciones y únicamente sirve de transición entre la descarga de las tuberías y el inicio de los canales de riego. Por lo tanto, el gasto de llegada será igual al de salida y en el diseño de este tanque no se considera ningún volumen de agua retenido. Sus dimensiones, más que por otro factor, estarán en función del diámetro de las tuberías de llegada, y el espacio entre ellas, número y tamaño de las "tomas" necesarias, carga hidrostática requerida para estas tomas, así como de la facilidad para operarlas. Además, a estos datos - habrá que agregar en su proporcionamiento definitivo el criterio y juicio del proyectista.

Tomas en el Tanque

Cuando un solo canal principal se inicia en el tanque de descarga, no es necesario instalar una toma controlada ya que, bastará con hacer en el tanque - una escotadura de forma igual a la sección del canal para establecer el flujo; en el caso de iniciarse más de un canal puede ser necesaria la instalación de compuertas como por ejemplo las del tipo Miller o deslizantes.

Con el objeto de medir el gasto hidráulico que proporciona el equipo de bombeo y saber el que se entrega a la zona de riego (datos importantes en la operación del sistema) cerca del tanque de descarga y en los canales principales se construyen dispositivos o se instalan aparatos para esa finalidad; es usual y suficiente construir un vertedor de pared delgada con sus escalas de gastos correspondientes, también son útiles los medidores tipo Ventury o Parshall.

Existen en el mercado diversos tipos de medidores mecánicos automáticos, para ser instalados en tuberías o canales. Se recomienda instalar de este tipo, ya sea a la salida de las tuberías o en el inicio de los canales, pero - siempre y cuando se tenga la certeza de su efectividad.

En ocasiones, se han instalado medidores mecánicos que por su grado de sensibilidad pueden obtenerse con ellos datos erróneos, por lo cual, se recomienda solicitar y consultar el catálogo de las casas vendedoras a fin de contar con información relativa a la medición del agua y el tipo de medidor que más convenga emplear, dadas las condiciones del caso.

En la Fig. No. 1. 14 se tiene un medidor de aspas, para ser instalado en un canal. Registra el volumen de agua acumulado que pasa por él y con ayuda de un cronómetro puede determinarse el gasto en un momento dado.

Nivel del Agua en la Descarga

La elevación de la superficie libre del agua del tanque (elevación D) estará supeditada a la elevación requerida por la plantilla del canal en el origen - (elevación P) del tirante correspondiente al gasto máximo (d) y de la carga hidráulica necesaria para operar las tomas o medidores.

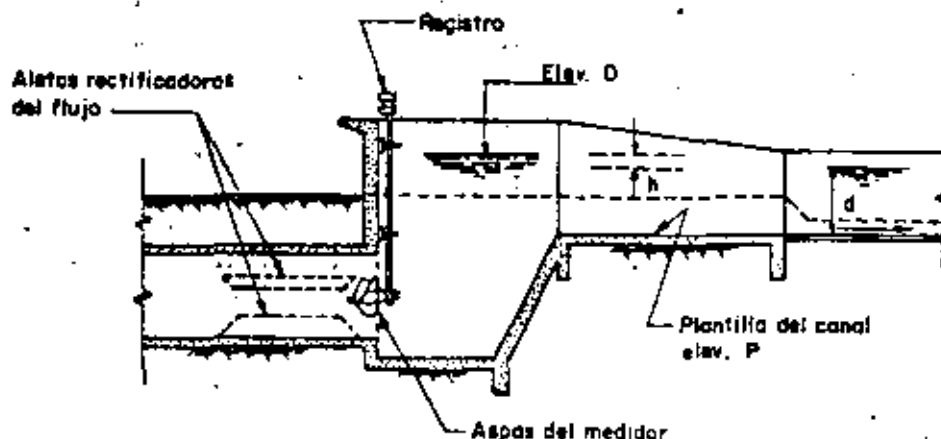


Fig. 114.— Medidor de aspas en un canal

Por lo tanto:

$$\text{Elevación D} = \text{Elevación (P)} + d + h$$

TUBERIAS DE DESCARGA

Descargas cortas

Cuando la descarga se hace inmediatamente al cárcamo, lo más conveniente es que cada bomba desfogue individualmente a un tanque o pileta, mediante una tubería que resulta ser corta y cuyo diámetro se elige igual al diámetro de la descarga de la bomba que, en el caso de bombas verticales será del codo cabezal. Esto generalmente se usa para evitar piezas especiales de reducción o ampliación que no se justifican dado la longitud de la tubería.

En estos casos el fenómeno del golpe de ariete que se puede tener por el paro de las bombas no es considerable y los accesorios de protección como son las válvulas; tanto para las bombas como para las tuberías, se eliminan.

En general, para evitar que el impulsor de las bombas gire en sentido contrario al normal de trabajo, debido al regreso del poco volumen de agua retenido en la tubería y columna de succión; en el caso de bombas verticales los motores eléctricos están provistos de un control llamado "trinquete de no retroceso" y en el caso de motores de combustión y bombas verticales, el cabezal de engranes

es el que impide ese movimiento. Por otra parte el regreso de este volumen de agua, ocasiona un lavado a los impulsores de la bomba, lo cual es beneficioso.

Descargas largas

Cuando la descarga se localiza lejos del equipo de bombeo y se tengan varias bombas, cada una de ellas también puede descargar individualmente, no obstante, es usual por razones económicas, conectarlas a una tubería común de mayor diámetro y con ella conducir el gasto total hasta el sitio elegido. En ocasiones será necesario o conveniente más de una tubería común lo cual dependerá de la magnitud del gasto, del número de bombas y de la forma que se prevea para combinar la operación del sistema, de tal manera que el gasto suministrado esté de acuerdo con las necesidades del riego.

Las características de la tubería de descarga, como son: diámetro, material, espesor, etc., se determinan mediante un estudio técnico-económico que permita elegir aquella que ofrezca mayor seguridad contra los esfuerzos a que estará sometida, previendo todas las contingencias, pero que además se tengan los mínimos costos, tanto iniciales como de conservación, así como los que se originan por las pérdidas por fricción que se tengan en el sistema.

Respecto al diámetro debe considerarse que para un gasto (Q) y clase de tuberías dadas, en una de menor diámetro se tienen mayores pérdidas de energía por fricción y consecuentemente esto origina un aumento de la carga de descarga del sistema y por lo tanto en la potencia requerida por la bomba, lo cual se traduce en el aumento en los costos de operación. No obstante, el costo de esta tubería es menor y los accesorios, como son las válvulas, piezas especiales, etc., también lo serán. Una tubería de diámetro mayor cuesta más inicialmente, pero al producirse en ella menos pérdidas de energía, se puede tener un ahorro en la potencia, que a la larga y en muchas ocasiones es mayor que el costo adicional en su precio inicial, comparado con otra de menor diámetro.

El cuadro de la página No. 59 puede ser útil para hacer un análisis económico en la elección del diámetro que convenga, desde este punto de vista y empleando tubería del mismo material. Después de efectuar varias alternativas, variando material y diámetro se podrá llegar a definir las características de la tubería de descarga.

Es recomendable en la elección del diámetro de la tubería de descarga, un análisis más o menos detallado, especialmente cuando se trata de una longitud grande, pues en ocasiones las pérdidas por fricción que se puedan tener en ella, ocasionan una variación en el valor de la carga manométrica, en tal forma, que puede influir notablemente en la elección del tamaño del motor y en los costos operativos de la planta, esto, independientemente de otros factores intangibles del proyecto en cuestión.

SELECCION DE LA TUBERIA DE DESCARGA

| PROYECTO _____ | | MUNICIPIO _____ | | | ESTADO _____ | | | | |
|-------------------------------|--------------------|----------------------------------|---------------------------|----------------------------------|--|------------------------------------|----------------------------|--|--|
| CLASE DE TUBERIA _____ | | GASTO _____ m ³ /seg. | | | FORMULA EMPLEADA EN EL CALCULO DE PERDIDA POR FRICCION _____ | | | | |
| DIAMETRO DE TUBERIA Y ESPESOR | LONGITUD TOTAL (m) | PERDIDA POR FRICCION | | | C O S T O S | | | | |
| | | metro/m. | TOTAL
(2) x (3)
(m) | ANUAL O EN TIEMPO T
(4) x (T) | POTENCIA GASTADA EN FRICCION ANUAL O EN TIEMPO (T) | TUBERIA INCLUYENDO INSTALACION (m) | TOTAL TUBERIA
(7) x (2) | ANUAL TUBERIA O EN TIEMPO (T)
(8) x (%) * | TOTAL ANUAL O EN TIEMPO (T)
(6) + (8) |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |

Nota .— La columna (6) se valorará según se trate de usar energía eléctrica (costo de los KW) o combustible gastado

* Porcentaje aplicado en la columna (9) igual con % interés + % amortización + % conservación

En cuanto al material y espesor de las tuberías, éstos dependerán principalmente de los esfuerzos a que estará sometida debido a las presiones normales de trabajo y las que se tienen por producirse el fenómeno llamado "golpe de ariete", que se presenta en el arranque y paro de las bombas. Las tuberías empleadas con más frecuencia son las de asbesto-cemento, acero, fierro y concreto.

En varios proyectos, la clase de tubería se elige de inmediato, al considerar las presiones que se tienen en el problema y los diámetros y resistencias de las tuberías que existen en el mercado mediante unos cálculos sencillos, por ejemplo: Considérese un bombeo como el que se indica en la Fig. No. 1.15 cuyos datos son:

| | |
|--------------------------|------------------------|
| Elevación de la succión | 200 m. |
| Elevación de la descarga | 270 m. |
| Gasto Total | 1 m ³ /seg. |
| Longitud de descarga | 2 500 m. |

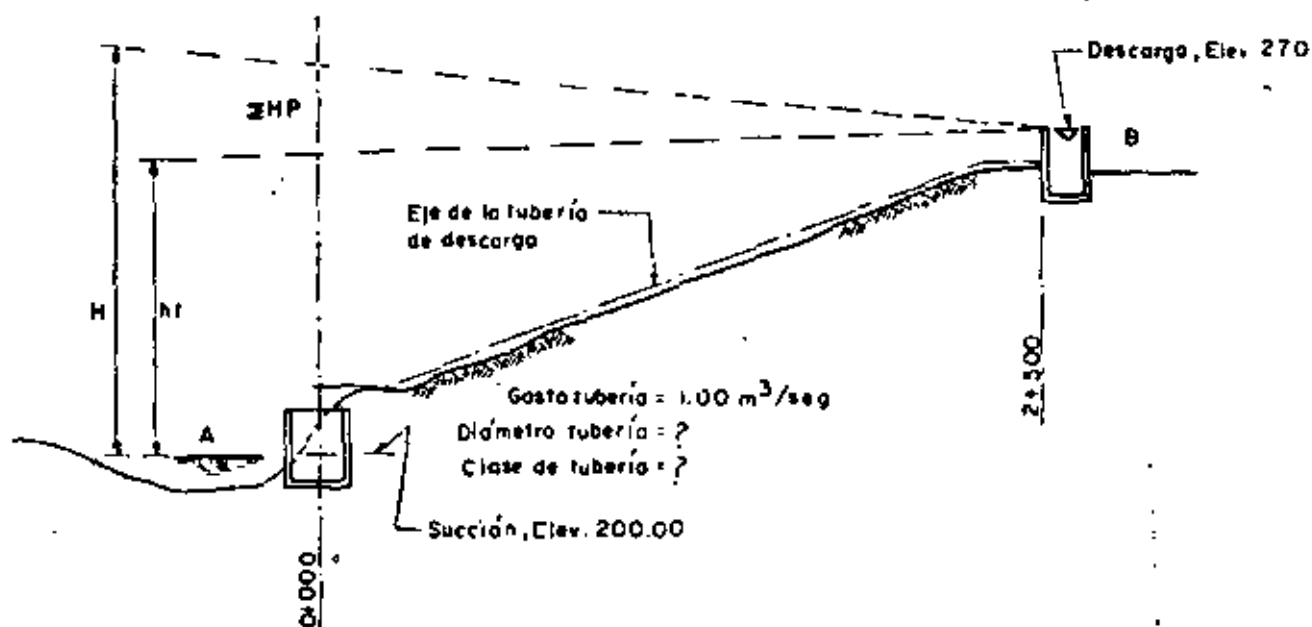


Fig. 1.15 Croquis de bombeo de A - B

De acuerdo con los datos anteriores, las cargas de presión normales serán, aproximadamente, las siguientes:

$H = \text{Carga estática} + \text{pérdidas mayores} + \text{pérdidas menores}$

Carga estática:

| | |
|-----------------------|-------|
| Elevación de descarga | 270 |
| Elevación de succión | -200 |
| Carga estática | 70 m. |

Presión = 7 Kg/cm².

Pérdidas mayores:

Carga por fricción:

Considerando una velocidad en la tubería de 2.50 m/seg., se tiene que el diámetro de la tubería deberá ser:

Para: $Q = 1.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$ y $v = 2.50 \text{ m/seg.}$

Como: $Q = v \cdot A$

Luego: $A = \frac{Q}{v} = \frac{1.0}{2.5} = 0.4 \text{ m}^2$

$A = 0.4 \text{ m}^2 = 0.785 D^2$

De donde:

$$D = \sqrt{\frac{A}{0.785}} = \sqrt{\frac{0.4}{0.785}} = \sqrt{0.52} = 0.72 \text{ m.}$$

$$D = 0.72 \text{ m.} = 28.35''$$

Diámetro Comercial (inmediato superior) = 30'' = 76 cm.

La velocidad correspondiente a este diámetro es:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{1.0}{0.785 \times 0.76^2} = 2.21 \text{ m/seg.}$$

Empleando la fórmula de Manning:

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}; \quad \text{para el cálculo de las pérdidas por fricción.}$$

Según el nomograma que resuelve esta fórmula, se tiene para tubería de asbesto:

$$h_f = 4.3 \quad (\text{véase nomograma}) \text{ Pág. 206.}$$

$$h_f = \frac{4.3}{1000} \times L = 0.0043 \times 2500 = 10.75 \text{ m.}$$

Pérdidas menores:

Suponiendo que las pérdidas menores por accesorios (válvulas, codos, etc.), vale de acuerdo con la experiencia, 2.50 m.; el valor de la presión total, aproximadamente, será:

| | |
|---------------------------------------|--------------------------|
| Carga estática total (h_{et}) | 70.00 m. |
| Pérdidas mayores (h_f) | 10.75 m. |
| Pérdidas menores ($h_{acces.}$) | 2.50 m. |
| Carga dinámica total aprox. (H_D) | 83.25 = 84.00 m. |
| Presión normal aproximada | 8.4 Kg/cm ² . |

Sobrepresión por Golpe de Ariete

El fenómeno de golpe de ariete que se presenta al abrir o cerrar una válvula, es semejante al que se tiene por el paro o arranque de las bombas, ya sea en condiciones de operación normales o por una interrupción de la energía eléctrica, cuando ésta se utiliza en los motores que impulsan a las bombas.

Existen métodos analíticos y gráficos para el cálculo de la sobrepresión por "golpe de ariete" para sistemas de bombeo. No obstante, un análisis minucioso de este fenómeno es generalmente complejo y laborioso, sobre todo cuando se trata de varias bombas conectadas a una tubería. Fig. 124. En la mayoría de los casos, dada la magnitud del problema, no se justifica efectuar dicho análisis si se considera el tiempo necesario para hacerlo y además, los valores que se obtienen, quedan dentro de los calculados en forma menos aproximada.

Por otro lado, se tiene la inquietud de elaborar en un futuro, un programa para cálculo electrónico, que en forma abreviada y adaptado al rango de los problemas de bombeo para riego, en cuestión, permita determinar más aproximadamente la magnitud de este fenómeno que por ahora no es posible efectuar. Así pues, para cálculo de sobrepresión por golpe de ariete se ha --

adoptado la fórmula de Lorenzo Allievi que se escribe a continuación. Con esta fórmula se obtiene el valor máximo que puede adquirir esta sobrepresión ya que fue deducida considerando las condiciones más críticas para el cierre de una válvula, esto es, aceptando que la máxima sobrepresión se verifica al instante de la primera fase del fenómeno y que el tiempo de cierre es:

$$T = \frac{2L}{a}$$

La fórmula es:

$$h_1 = \frac{145 v}{\sqrt{1 + \frac{E_a d}{E_t e}}} \quad ; \quad \text{para} \quad T = \frac{2L}{a}$$

Representando:

h_1 = Sobrepresión de inercia por golpe de ariete en, m.

v = Velocidad del agua en la tubería, en m/seg.

E_a = Módulo de elasticidad del agua, en Kg/cm².

D = Diámetro interior de la tubería, en cm.

e = Espesor de la tubería, en cm.

E_t = Módulo de elasticidad del material de la tubería, en Kg/cm².

L = Longitud de la tubería, en m.

a = Celeridad de la onda de presión, en m/seg.

Módulos de elasticidad para algunos materiales:

| <u>Material</u> | <u>Kg/cm²</u> |
|-------------------|--------------------------|
| Acero | 2.100.000 |
| Hierro fundido | 930.000 |
| Concreto simple | 125.000 |
| Asbesto - cemento | 210.000 |
| Agua | 20.700 |

Volviendo al ejemplo:

Allievi.

Se tienen los siguientes datos para sustituirlos en la fórmula de --

$$v = 2.21 \text{ m/seg.}$$

$$E_a = 20,700 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_t = 210,000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (asbesto - cemento)}$$

$$d = 76 \text{ cm.}$$

$$e = 8 \text{ cm. (se vé en catálogos)}$$

$$h_1 = \frac{145 \times 2.21}{\sqrt{1 + \frac{20,700 \times 76}{210,000 \times 8}}} = \frac{320}{\sqrt{1 + \frac{1,573,200}{1,680,000}}} = \frac{320}{\sqrt{1 + 0.936}}$$

$$h_1 = \frac{320}{\sqrt{1.936}} = \frac{320}{1.39} = 230.21 \text{ m.}$$

$$h_1 = 230.21 \text{ m.}$$

$$h_1 = P_1 = 23.02 \text{ Kg/cm}^2$$

De acuerdo con los cálculos se tiene que las presiones en el sistema son:

$$\text{Presión normal (P}_n\text{)} = 83.40 = 8.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Sobrepresión por G. A. (P}_j\text{)} = 230.2 \text{ m.} = 23.02 \text{ Kg/cm}^2$$

Observando los valores anteriores, se puede pensar en las siguientes posibilidades.

- a). - Emplear tubería de asbesto-cemento de 30" de diámetro con válvulas de alivio.
- b). - Emplear tubería de acero con válvulas de alivio.
- c). - Emplear tubería de acero capaz de resistir la presión total - para el caso más crítico de funcionamiento o sea cuando:
 $P_t = 8.4 + 23.02 = 31.4 \text{ Kg/cm}^2.$

Posibilidad (a)

De acuerdo con la experiencia, se acostumbra considerarle a las válvulas de alivio una eficiencia de 80%, por lo tanto, la presión que servirá para la elección de la tubería, empleando válvulas de alivio es:

$$P_t = P_n + 20\% P_1$$

y para el caso en cuestión, se tiene:

$$P_t = 8.4 + 0.20 \times 23 = 8.4 + 4.6 = 13.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_t = 13.0 \text{ Kg/cm}^2$$

Que sería la presión soportada por la línea y observando este valor se deberá emplear una tubería de asbesto-cemento de 30" de diámetro tipo A-14. (14.0 Kg/cm²).

Posibilidad (b)

Espesor de la tubería de acero:

Considerando el rango de los diámetros y presiones que ordinariamente se tienen para las tuberías de descarga en estas plantas de bombeo; el espesor se determina consultando las especificaciones de los fabricantes de tubería, teniendo como datos el diámetro y la presión considerada. La tubería empleada es la fabricada con acero "Grado B", según especificaciones de la A.P.I. (American, Petroleum Institute).

En forma aproximada se puede calcular el espesor con la fórmula llamada del "cilindro delgado" que es:

$$e = \frac{P d}{2 f_s} + c$$

Siendo:

e = espesor en cm.

P = Presión total considerada en Kg/cm².

d = diámetro interior en cm.

f_s = 0.6 f_y = 0.6 x 1900 = 1140 Kg/cm².

c = Espesor adicional previsto para corrosión y que no se considera en la resistencia de la tubería. Su valor varía de 1.5 a 2.5 mm. Generalmente se adopta 1.5 mm.

Consultando el catálogo de tubería de acero para: $P = 13.0 \text{ Kg/cm.}$
y $d = 30'' \phi$ se observa que la tubería deberá tener $0.635 (1/4'')$ de espesor.

Posibilidad (c)

$$P = 31.4 \text{ Kg/cm}^2 ; d = 30'' ; e = 1.27 (1/2'')$$

De acuerdo con los cálculos anteriores, es claro que en este ejemplo se vislumbra que lo conveniente es emplear tubería de acero y válvulas de alivio (Posibilidad (b)), ya que, para estos diámetros y estas presiones la de asbesto-cemento es más costosa, así como también la de acero de $1/2''$ de espesor. No obstante, esa aseveración se aclara con la comparación de costos aproximados de las tres líneas que se indican a continuación, y en los cuales se han considerado los conceptos más importantes que afectan a la inversión inicial en cada posibilidad. El costo de las válvulas de alivio no se consideró porque afectan a las dos posibilidades más viables (a) y (b).

| Posibilidad | Precio por m.
\$/m | Costo jun-
teo, inst. y
prueba.
\$/m | Pintura an-
ticorrosiva
\$/m | Costo aprox.
Total
\$/m |
|---|-----------------------|---|------------------------------------|-------------------------------|
| (a) Tubería de a-c
A-14 de $30'' \phi$ | 1 500 | 60 | - | 1 560 |
| (b) Tubería de acē-
ro, $30'' \phi \times 1/4''$ | 700 | 200 | 75 | 975 |
| (c) Tubería de ace-
ro, $30'' \phi \times 1/2''$ | 1 160 | 365 | 75 | 1 600 |

En términos generales se prefiere tubería de acero para descargas mayores de $24''$ de diámetro; no obstante deberá hacerse siempre un estudio económico para decidir la elección.

Con la idea de adoptar para la línea de descarga, una solución en la cual se tengan las menores pérdidas de energía y un ahorro en su costo; es aconsejable, proponer y analizar varias posibilidades, por ejemplo, en la Figura No. 1. 16 se presentan 4 soluciones propuestas para la descarga del problema de bombeo AB. Como puede observarse, en la solución (a) dadas las condiciones topográficas y de acuerdo con el gradiente de energía, se propone usar tubería de acero en el tramo AC y tubería de asbesto de C a B. En la proposición (b) en el punto C se ha considerado la construcción de una caja compresora de presión e instalar tubería de acero de A a C y un sifón de concreto de C a B. La proposición (c) indica la posibilidad semejante a la anterior pero en lugar del sifón de concreto se ha pensado en un canal postizo o puente canal pa

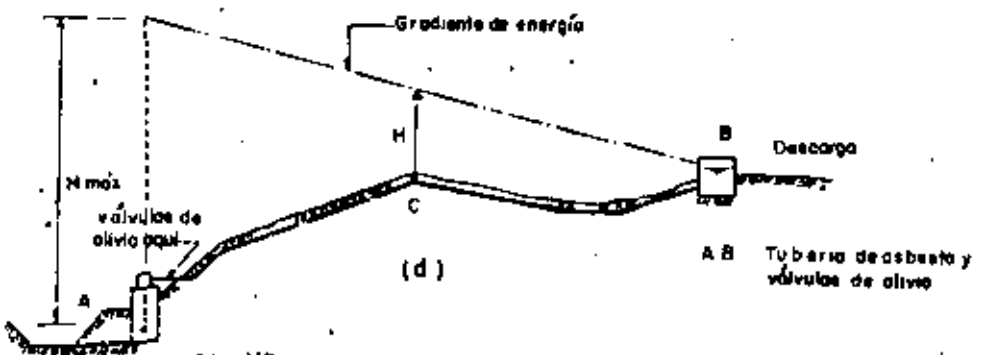
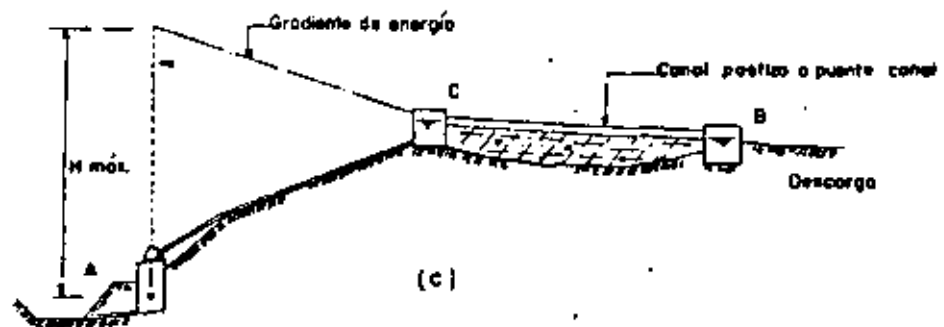
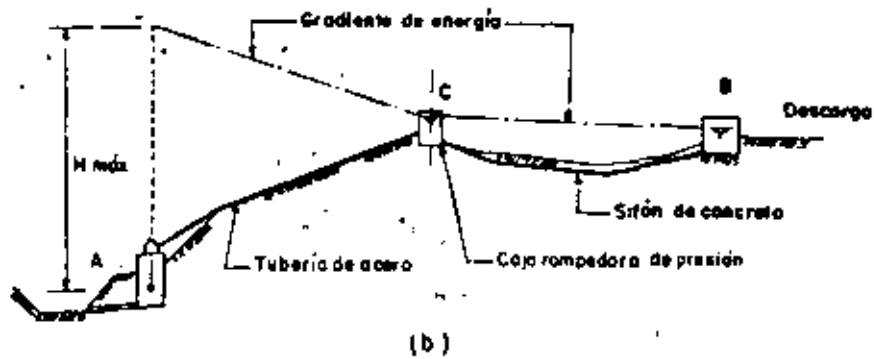
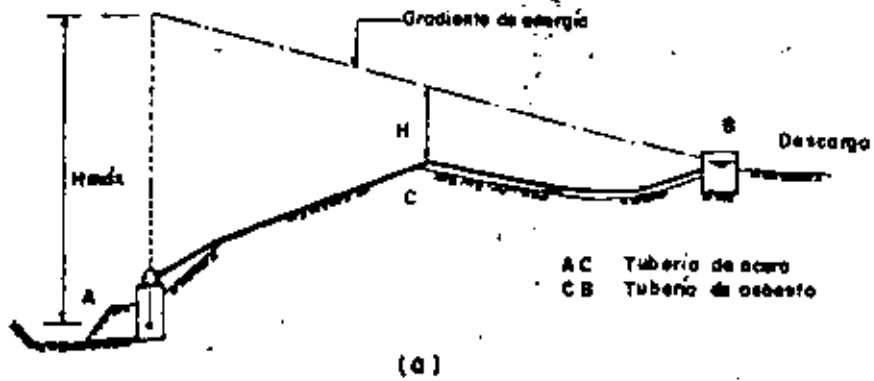


Fig. 116- Cuatro soluciones para la descarga A B

ra el tramo CB. Por último, otra proposición (d) para este sistema de bombeo podría ser la de emplear de A a B una tubería de asbesto-cemento, si las presiones normales que se van a tener de A a C puedan ser resistidas por esta clase de tubería e instalar "válvulas de alivio" en el punto A, es decir, al principio de la descarga, con el objeto de amortiguar el fenómeno de golpe de quere.

El ejemplo anterior es muy frecuente y se sugiere pensar en las posibilidades de descarga señaladas, cuando se tenga un caso semejante.

Instalación de Tuberías

Las tuberías se instalan sobre la superficie, enterradas o combinando estas dos maneras. Esto dependerá de la topografía, clase de tubería y geología del terreno; por ejemplo, en un terreno rocoso es probable que convenga llevarla superficialmente. En el tipo de instalación que se adopte también se deben considerar otros factores relacionados con la protección de la línea y así, una tubería que está propensa al deterioro o mal trato de personas y animales es preferible enterrarla; especialmente cuando es de asbesto o concreto. Cualquiera que sea la forma de tubería o instalación se deberá procurar evitar en lo posible los quiebres, tanto horizontales como verticales, con el objeto de eliminar codos y otras piezas especiales necesarias para dar los cambios de dirección. Los quiebres aumentan las pérdidas de la carga, el costo de la instalación y en ocasiones pueden propiciar el confinamiento del aire mezclado con el agua.

Se acostumbra clasificar a las tuberías, por la forma de instalarse en: visibles y enterradas; y dependiendo de llevar juntas de dilatación o no, en: abiertas y cerradas. En general cuando se utilizan tuberías de acero se prefieren las visibles y abiertas.

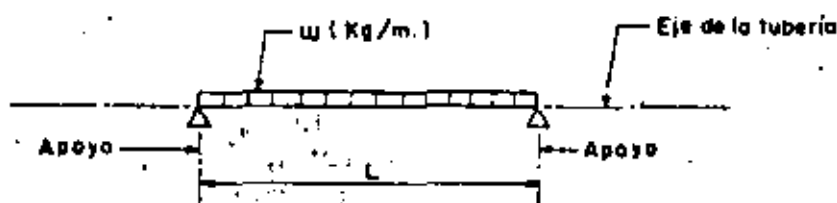
No es por demás recordar que para la instalación de las tuberías de descarga se consulten los catálogos e instructivos formados por las casas vendedoras de este material, con el fin de eliminar la posibilidad de alguna falla durante la operación del sistema, causada por una instalación inadecuada. Es conveniente hacer un plano de la instalación de esta tubería en el cual se indique claramente las válvulas de protección (Check, Alivio, Eliminadoras de aire, etc.) y control; codos, atraques o machones y silletas, así como juntas de dilatación, si el caso lo amerita.

Silletas

Ordinariamente las tuberías de acero empleadas son apoyadas sobre silletas sin anillos atesadores.

Para determinar el espacio máximo entre silletas de una tubería de acero, ésta se supone como una viga continua y un cantiliver formado por el extremo de la tubería que se conecta a una junta de dilatación.

En forma aproximada el tramo de tubería entre dos apoyos se puede considerar como una viga simplemente apoyada, teniendo entonces:



El momento flexionante vale:

$$M = \frac{\omega l^2}{8} = \frac{\omega l}{8} = \frac{W l}{8} ; \text{siendo: } W = \omega l$$

Por otro lado: $M = f_s$; $S = \frac{W l}{8}$

Por lo tanto: $l = \frac{8 f_s S}{W}$

presentando:

l = Longitud de la tubería entre silletas. en m.

S = Módulo de la sección de la tubería, en cm^3 .

$$S = \frac{(D - d)^4}{32 D} ; \text{en } \text{cm}^3; D = \text{Diámetro exterior};$$

d = Diámetro interior.

W = Carga total en la tubería igual a ωl ; en Kg.

ω = Carga unitaria considerada (Kg/m). Las cargas para valuar son:

Peso propio de la tubería (Kg/m) y peso del agua dentro de la tubería en tránsito.

f_g = Esfuerzo a la tensión de la tubería (1265 ó 1140 Kg/cm²)

Cuando por condiciones topográficas no sea posible adoptar la máxima separación entre siletas, es claro que deberán colocarse tan cercanas como sea necesario. Esto último es frecuente en cantiles y terrenos escarpados.

Las siletas pueden quedar formadas con perfiles de hierro estructural a base de ángulos, placas y soleras o bien de concreto armado. Por facilidad de construcción se prefieren estas últimas y se calculan con la carga que les trasmite la tubería. Las figuras Nos. 1. 17, 1. 18 y 1. 19 representan el tipo de siletas que se emplean con más frecuencia.

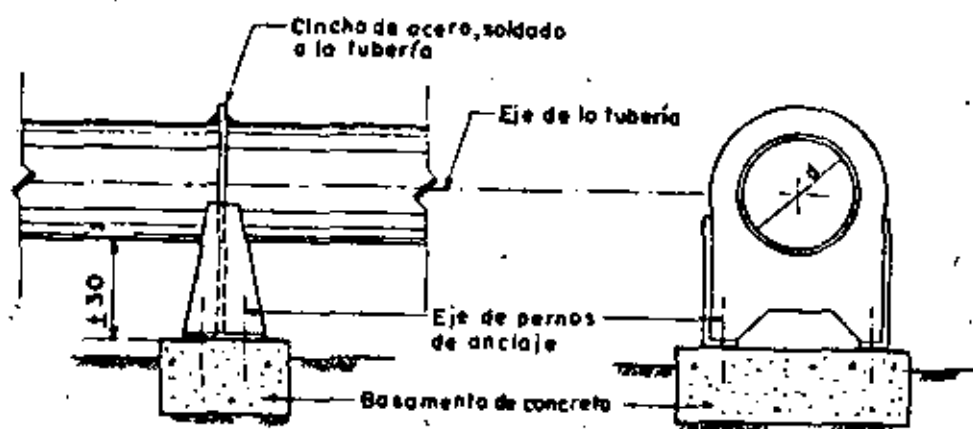


Fig. 1.17.—Sileta de acero para apoyo fijo

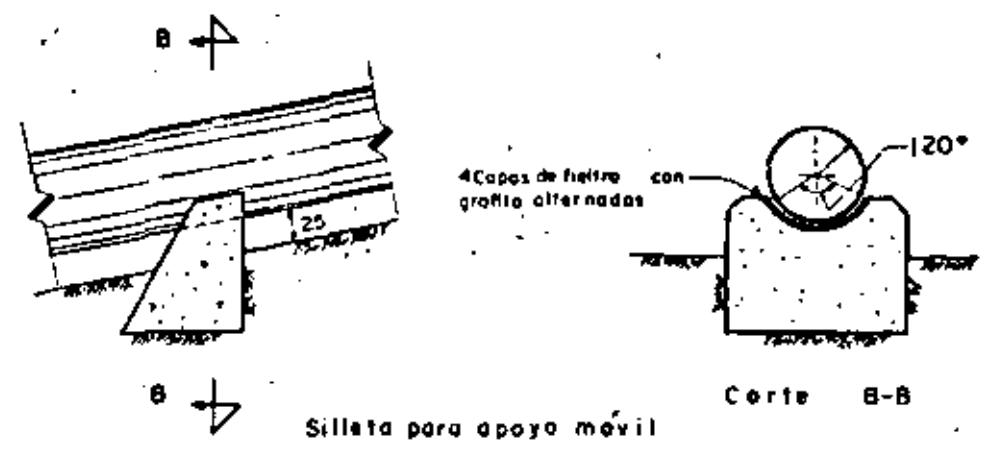
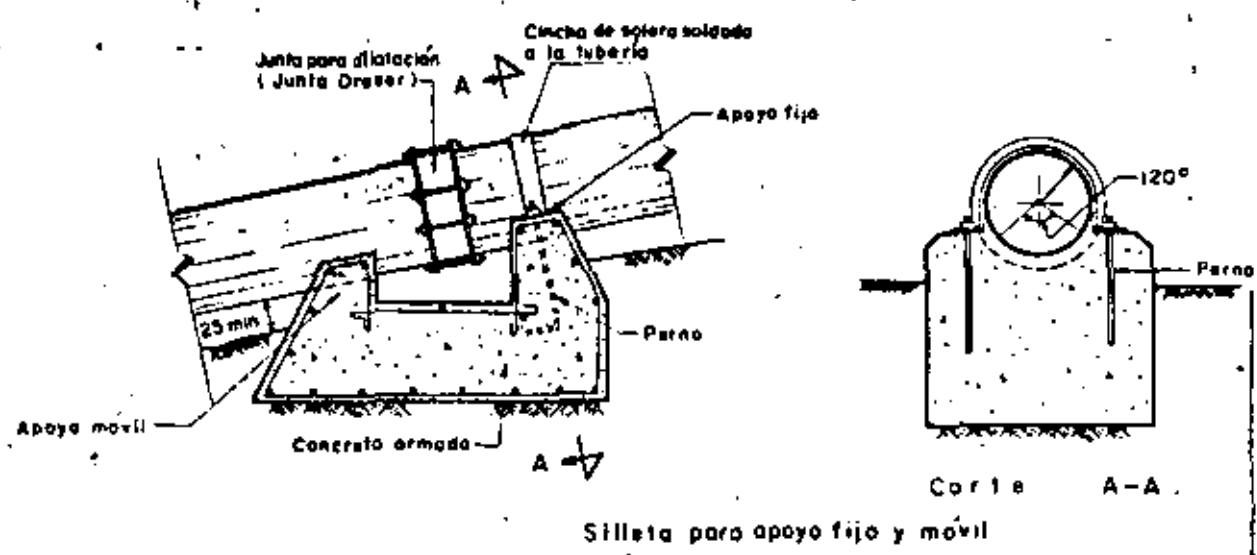


Fig. 1.18 Sillatos de concreto

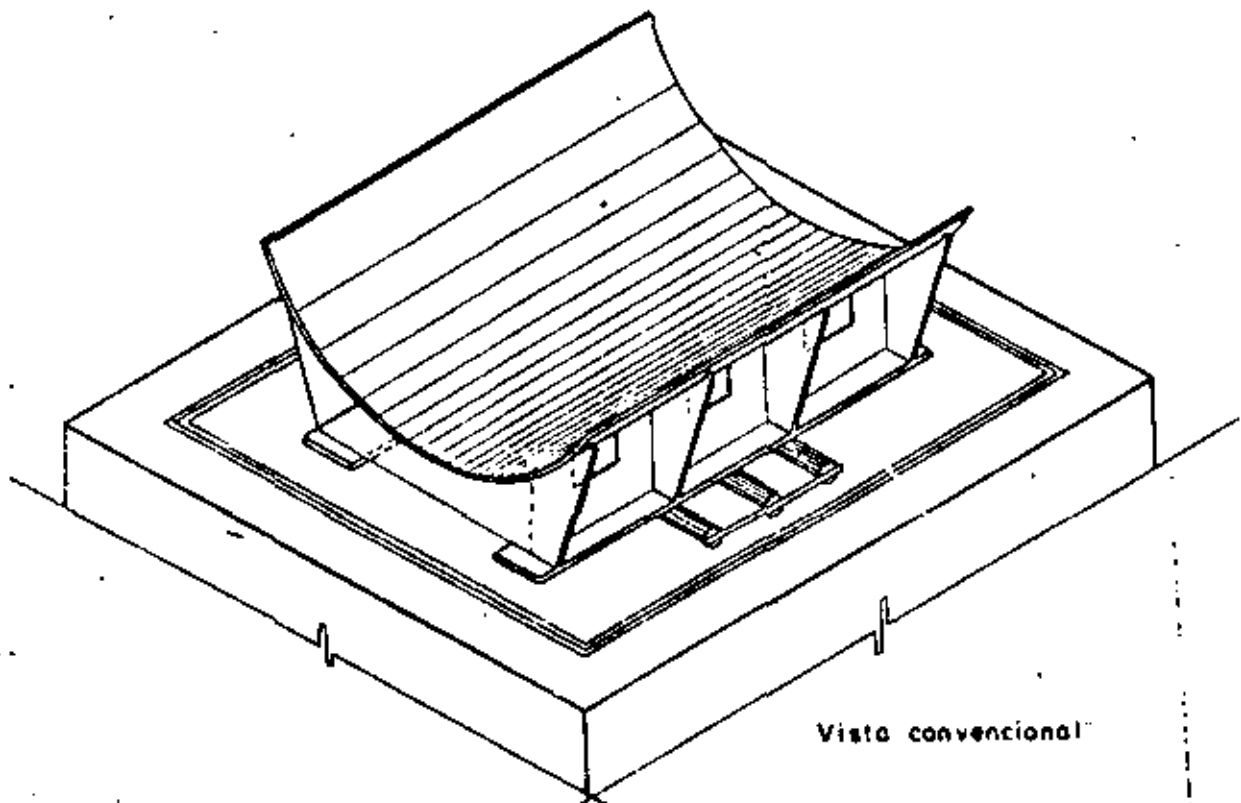
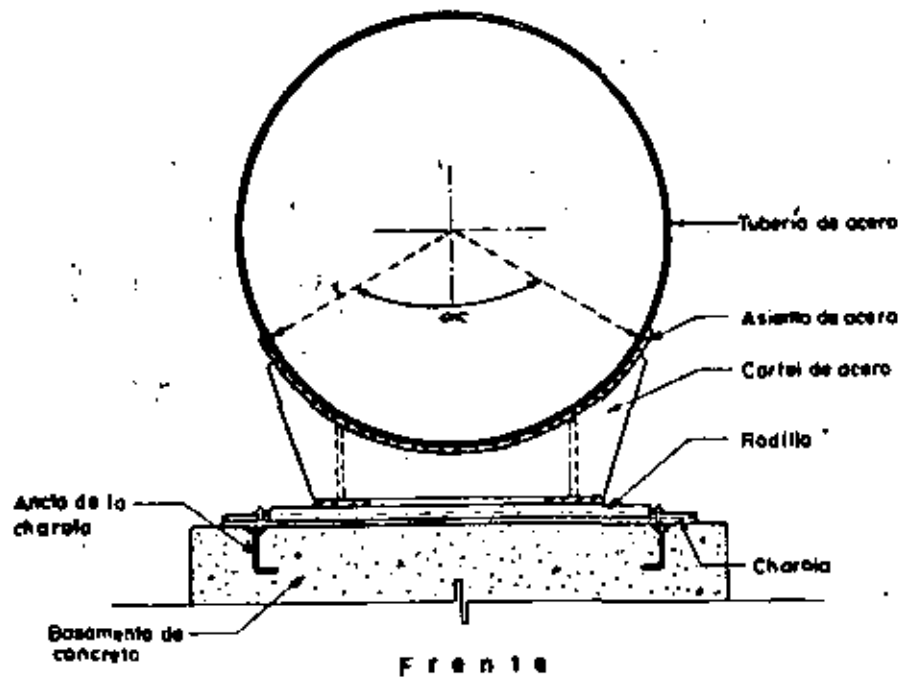


Fig. 1.19 Apoyo móvil para tubería de acero

Machones

La fuerza que se considera en el cálculo de los machones o atraque que sean necesarios en las deflexiones de la tubería, es la que corresponde a la suma de la fuerza total resultante, debido a la presión hidrostática y la resultante originada por el impulso y la reacción que ejerce el agua sobre el codo.

Observando la figura No. 1. 20y de acuerdo con los principios de la hidráulica se tiene:

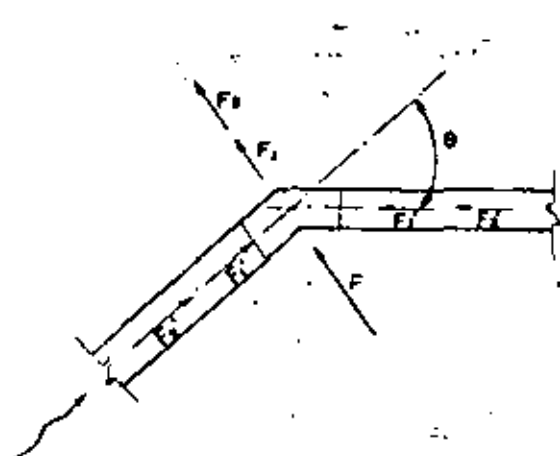


Fig. 1.20 Fuerza total resultante sobre el codo de una tubería, con agua en circulación

$$F = F_1 + F_2$$

$$F_1 = 2ap \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} = ap \sqrt{2(1 - \cos \theta)}$$

$$F_2 = 2 \frac{a\omega v^2}{g} \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} = \frac{a\omega v^2}{g} \sqrt{2(1 - \cos \theta)}$$

Por lo tanto:

$$F = 2a \left(p + \frac{\omega v^2}{g} \right) \operatorname{sen} \frac{\theta}{2}$$

En esta fórmula:

F = Fuerza total sobre el codo, en Kg.

a = Area de la sección transversal del tubo, en m^2 .

p = Presión en la tubería, incluyendo la debida al golpe de ariete (Kg/m^2)

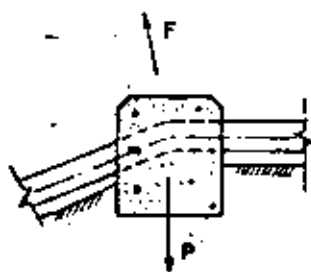
ω = Peso específico del agua, en Kg/m^3 .

v = Velocidad del agua dentro de la tubería en m/seg.

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg/seg.)

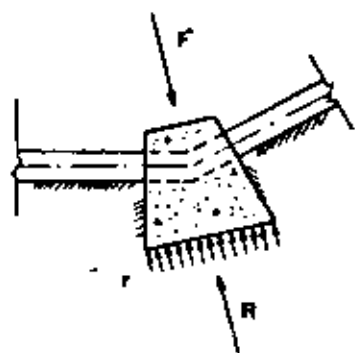
θ = Angulo de deflexión del eje de la tubería.

El diseño del atraque dependerá del sentido que tenga esta fuerza sobre el codo de la tubería. La fig. No. 1.21 muestra los casos más frecuentes que se presentan, indicando el principio de cálculo.



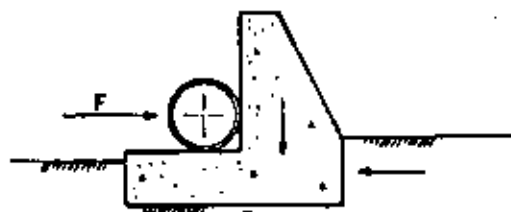
$$P \geq F$$

El peso del machón P debe contrarrestar la fuerza F



$$AT = R \geq F$$

El área de contacto A por la reacción del terreno t , soportan la fuerza F



El atraque trabaja como muro de retención que se opone a la fuerza F

Fig. 1.21 Atraques típicos en tuberías

Atraque para válvula Check

Se ha ideado un atraque para la válvula de retención (Check, Duo-check, etc.) en las plantas de bombeo, con el objeto de asegurar la rigidez de la conexión y además para poder desmontar fácilmente dicha válvula cuando sea necesario. Este atraque se sitúa en el extremo aguas abajo de la válvula Check y consiste fundamentalmente, en una placa de acero, con una ranura igual a la sección interior de la tubería; y con agujeros que se corresponden con los de las bridas del tubo y de la válvula. Esta placa se fija en la losa de piso, como lo indica la fig. No. 1.22. En el cálculo del espesor de esta placa se considera la presión por golpe de ariete y se acepta un espesor mínimo de una pulgada.

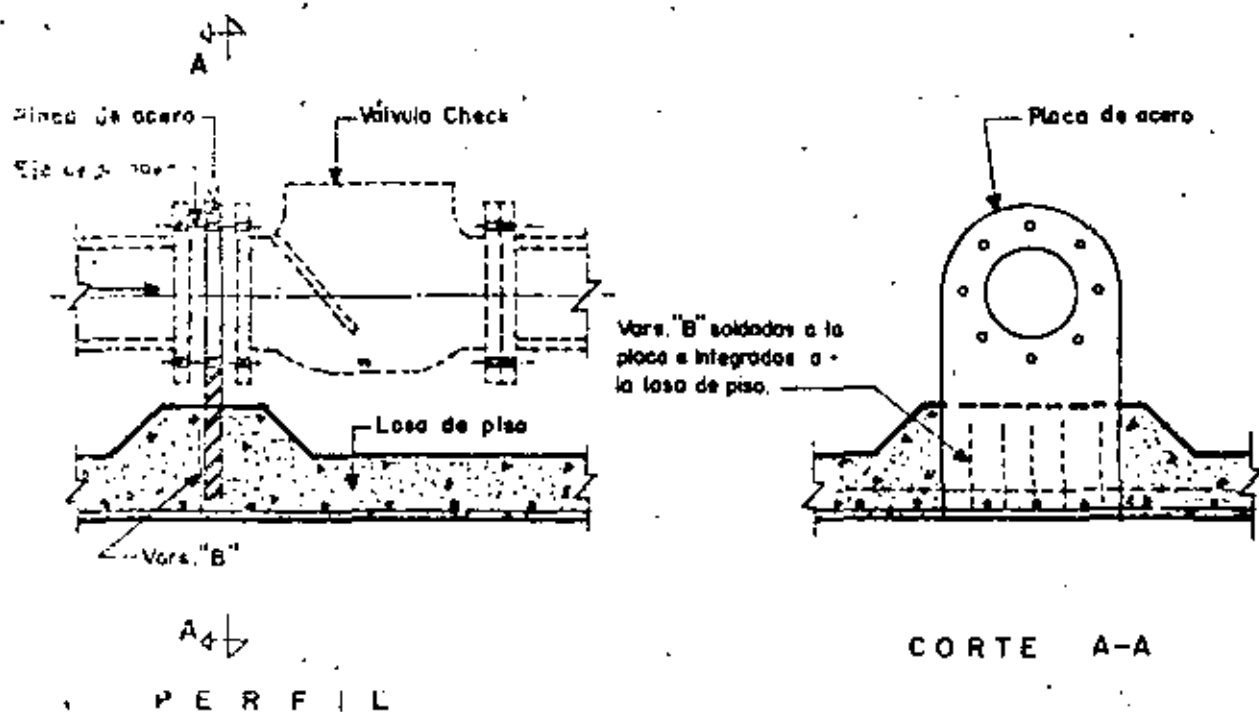


Fig. 1.22.-Atraque para válvula check

Juntas de Dilatación

Se instalan para absorber los alargamientos o acortamientos de la tubería, debido a los cambios de temperatura, y con el fin de no originar esfuerzos excesivos por este motivo, en las silletas o machones.

Se acepta que el coeficiente de dilatación en las tuberías es: 12×10^{-6} por cada grado centígrado, y por lo tanto el incremento o decremento de la longitud vale:

$$\Delta l = 12 \times 10^{-6} L \text{ siendo } L \text{ la longitud de la tubería entre dos atraques.}$$

Se ha adoptado el uso de las juntas Dresser para absorber el efecto de los cambios de temperatura en la tubería para los casos comunes y corrientes. En ocasiones será necesario la adquisición de una junta de expansión especial que exista en el mercado y deberá consultarse el catálogo respectivo para conocer los alargamientos que se pueden absorber con este accesorio.

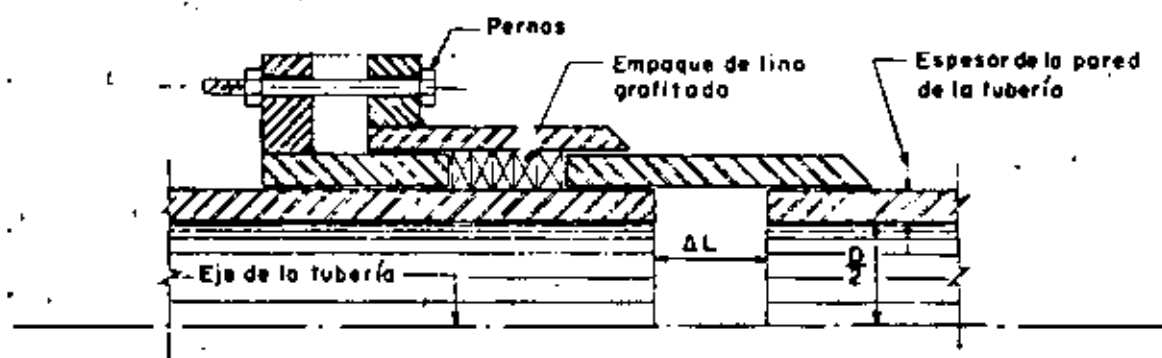


Fig. 1.23-Junta de dilatación típica

Extremo final de la tubería

Al final de la tubería se acostumbra conectar un codo a 90° con el objeto de guiar la dirección del chorro hacia el fondo del tanque de descarga. Esta descarga se amortigua con el colchón que se preve en el diseño del tanque y se aconseja que tenga un espesor de por lo menos un metro.

Debe aclararse que el choque del agua en el tanque, es más o menos suave puesto que, la velocidad de escurrimiento en la tubería es siempre baja. Algunas veces se elimina el codo, introduciendo la tubería en el tanque, a un nivel inferior al del origen de la plantilla del canal principal de riego, con el objeto de lograr un ahogamiento constante. Cuando la descarga se hace en sifón, se deberán tomar las medidas previsorias para que dicho dispositivo funcione en forma deseada, lo cual se indicará al tratarse el cálculo de la carga de descarga. (véase página No. 97)

CAPITULO II

TERMINOS USADOS EN BOMBEO

Al estudiar lo relativo al equipo de bombeo intervienen algunos conceptos que se deben tener presentes y que conviene recordar y aclarar. Los que se citan a continuación son los más empleados y están de acuerdo con la práctica usual.

2.1. Presión

Presión atmosférica. - También se le llama presión barométrica, - - por los aparatos (barómetros) que se usan para medirla y es aquella que se - - tiene en un lugar debida al peso de la atmósfera, por lo cual, varía con la - - altura con relación al nivel del mar, teniendo a cero metros un valor de 1.033 Kg/cm² (en condiciones normales), que corresponden a una columna de mercurio de 0.760 m. ó a 10.33 m. de columna de agua. Figs. 2.1 y 2.3

Presión Manométrica. - Es la presión que se tiene en una superficie, sin considerar la presión atmosférica y por ello suele llamársele presión relativa.

Presión Absoluta. - Se llama así, a la presión resultante de considerar la atmosférica, más aquella que la producen otras causas o sea la manométrica. Se mide arriba del cero absoluto y puede estar arriba o abajo de la presión atmosférica.

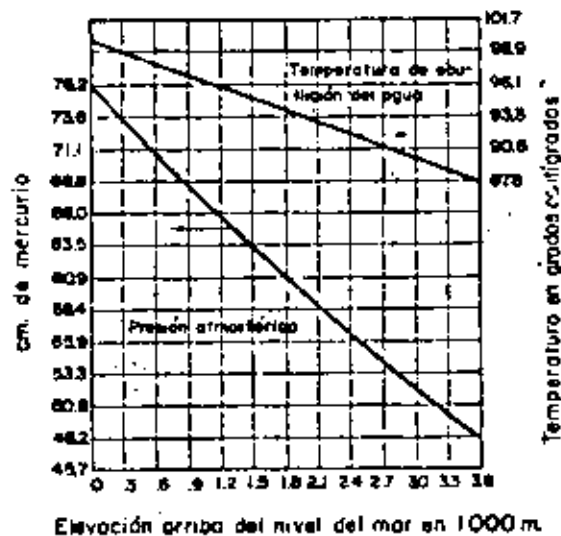


Fig. 2-1.— Presiones atmosféricas para altitudes hasta de 3660 metros . . .

Presión negativa. - Cuando la presión absoluta es menor que la atmosférica se dice que se tiene una presión negativa. Un ejemplo sencillo de cuando se tiene esta clase de presión es el siguiente:

Si se introduce un tubo, abierto en ambos extremos, en un recipiente con agua Fig.2.2 ; el nivel del líquido será igual dentro y fuera del tubo. Si con una bomba se extrae el aire por su parte superior, el agua subirá dentro del tubo, debido a la presión atmosférica y al vacío efectuado, hasta una altura igual a la del barómetro en ese lugar, suponiendo un vacío perfecto y - despreciando la tensión del vapor del agua. En estas condiciones, la presión absoluta en A, (P_A) será igual a la presión manométrica. Esta presión con relación a la de B, (P_B) es mayor en un valor correspondiente a la carga hidrostática h , por lo tanto:

$$P_A = P_B + \delta h$$

siendo δ el peso específico del agua.

Luego :

$$P_B = P_A - \delta h$$

La presión manométrica en B, (P_B) valdrá:

$$P_B = P_A - \delta h - P_A$$

puesto que P_A es igual a la presión atmosférica.

Por lo tanto:

$$P_b = - \delta h ; \text{ y la carga será: } - \frac{\delta h}{\delta} = - h$$

A esta carga también se le llama carga de vacío o de succión (véase pag. 110)

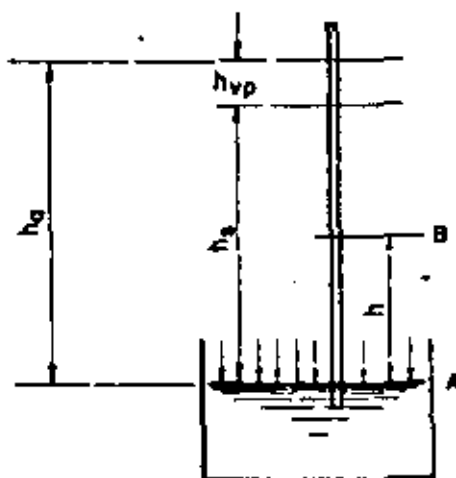


Fig. 2.2.- Presión negativa

Límite de la carga negativa. - Si h_a es la altura que corresponde a la presión barométrica y h_{vp} es la equivalente a la tensión del vapor, la altura límite de la columna (h_s) será:

$$h_s = h_a - h_{vp}$$

Aun cuando la bomba extractora de aire, continuara trabajando después de que el agua alcanzó la altura h_s , el nivel dentro del tubo ya no subiría más y lo que se consigue es extraer el vapor de la superficie dentro del tubo. Cuando el líquido se llegara a calentar la altura h_s descendería porque h_{vp} aumenta y en el punto de ebullición h_s valdría cero.

Por lo anterior la carga negativa máxima que puede tenerse depende de la presión barométrica del lugar y de la tensión del vapor y ésta de la temperatura. Al nivel del mar la altura de succión máxima teórica es de 10.33m.

Presión de vapor. - Es la presión que ejerce el vapor de la superficie libre de un líquido cuando éste se encuentra a una temperatura arriba de su congelación. También se define como la presión a la cual se vaporiza un líquido si se le agrega calor o a la que el vapor de una cierta temperatura se condensa a líquido y se le quita calor.

En el caso del agua, la presión de vapor tiene valores definidos a cualquier temperatura y se pueden ver en las tablas de vapor. Al convertir las presiones de vapor a carga en metros, se debe considerar la temperatura del agua bombeada.

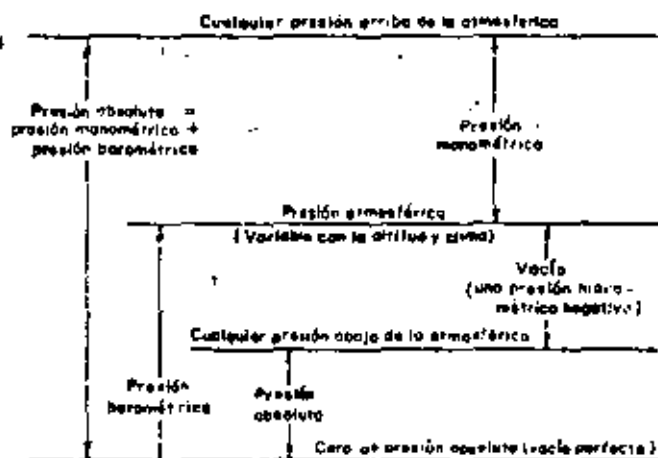


Fig. 2.3.-PRESIONES - Relación de términos empleados

Unidades de presión. - Las presiones se expresan en unidades de fuerza entre unidades de superficie o bien en metros de columna correspondiente, de acuerdo con el peso específico del líquido considerado.

En problemas de bombeo de agua, se acostumbra expresarlas en metros y es usual trabajar con presiones manométricas:

1 Kg/cm² = 10 m. col. de agua = 1 atm. métrica.

0.10 Kg/cm² = 1 m. " " " = 3.28 pies.

1 Kg/cm² = 14.223 lbs/pulg² = 32.808 pies.

2.2 Columna o carga total de bombeo.

Definición. - Es un sistema de bombeo, se le da el nombre de columna o carga total, a la suma de las energías contra las que debe operar una bomba para mover determinada cantidad de agua de un punto a otro.

De acuerdo con lo anterior, la carga total (H) para una bomba centrífuga horizontal, es igual a la diferencia entre la carga de descarga (H_D) y la carga de succión (H_S) es decir:

H = H_D - H_S (1)

En la Fig. 2.4 se presentan dos casos típicos de instalación de bombas centrífugas horizontales. - Difieren entre sí por lo siguiente:

En el caso 2.4a, la bomba se localiza en un nivel superior al de la superficie del agua en la succión (lo más frecuente en problemas de riego) actuando únicamente la presión atmosférica, tanto en la succión como en la descarga. En el 2.4.b, la bomba se encuentra a un nivel inferior al del agua en la succión, y además se supone que, en la succión o en la descarga o bien en ambos, actúa una presión P_s y P_d respectivamente, que es diferente a la atmosférica.

Valor de la columna en 2.4.a.

En este caso la carga de succión es una carga negativa, por lo que, la columna valdrá numéricamente, la suma de H_D y H_S. Aclaremos:

H_S = - h_s - h_{fs} (a)

- H_S = h_s + h_{fs}

H_D = h_d + h_{fd} + h_{vd} (b)

Sustituyendo (a) y (b) en (1)

H = h_d + h_{fd} + h_{vd} + h_s + h_{fs}; valor de la carga total.

o también:

H = h_{et} + h_{fd} + h_{vd} + h_{fs}

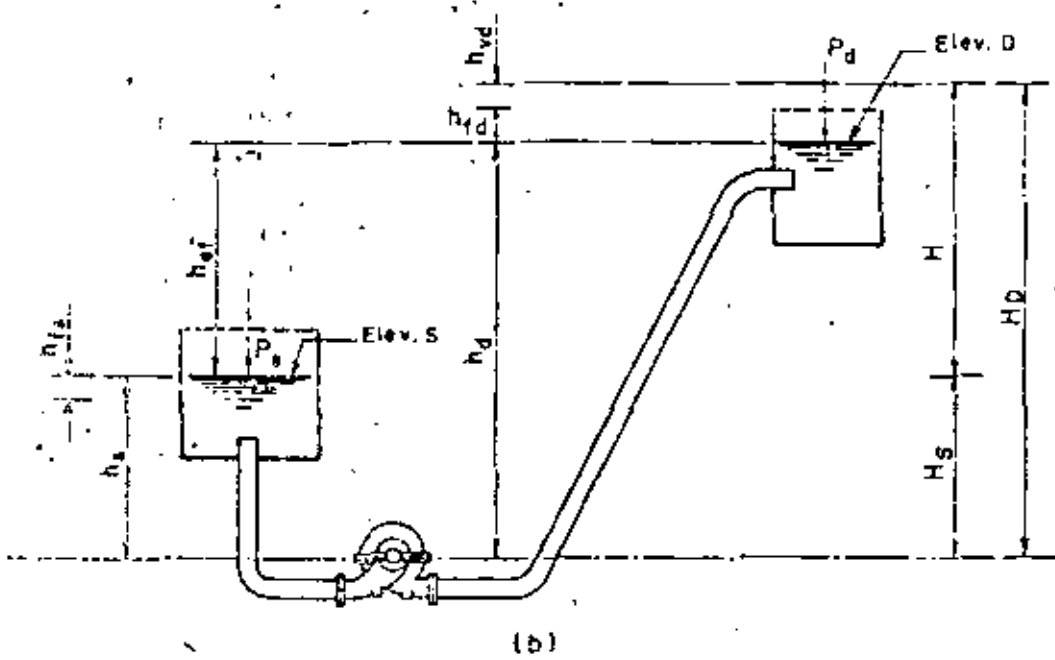
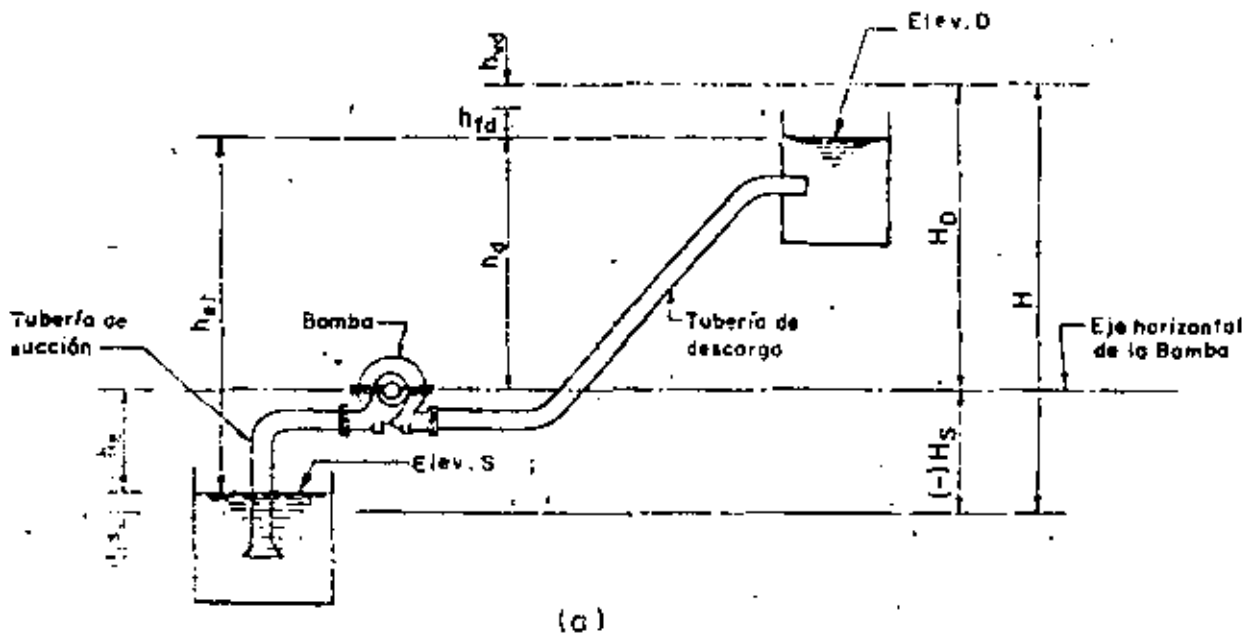


Fig. 2-4 - Instalaciones típicas de bombas centrífugas horizontales

Porque:

$$h_{et} = h_s + h_d = \text{Elev. D} - \text{Elev. S.}$$

Valor de la columna en 2. 4. b.

$$H = h_s - h_{f_s} \quad (a')$$

$$H_D = h_d + h_{f_d} + h_{v_d} \quad (b')$$

Sustituyendo (a') y (b') en (1)

$$H = h_d + h_{f_d} + h_{v_d} - h_s + h_{f_s} \quad \text{Valor de la carga total.}$$

o también:

$$H = h_{et} + h_{f_d} + h_{v_d} + h_{f_s}$$

porque:

$$h_{et} = h_d - h_s = \text{Elev. D} - \text{Elev. S.}$$

Si se considera que se tienen las presiones, diferentes a la atmosférica P_s y P_d el valor de la carga será:

$$H_s = h_s - h_{f_s} + P_s$$

$$H_D = h_d + h_{f_d} + h_{v_d} + P_d$$

$$H = h_d + h_{f_d} + h_{v_d} + P_d - h_s + h_{f_s} - P_s$$

$$H = h_d + h_{f_d} + h_{v_d} - h_s + h_{f_s} + P_d - P_s$$

Como:

$$h_d - h_s = h_{et}, \quad \text{se tiene finalmente que:}$$

$$H = h_{et} + h_{f_d} + h_{v_d} + h_{f_s} + (P_d - P_s)$$

Si solamente en la descarga se tiene la presión P_d , el valor de la carga total será:

$$H = h_{et} + h_{f_d} + h_{v_d} + h_{f_s} + P_d$$

En las expresiones anteriores, los términos representan lo siguiente:

H = Carga total. - Suma de las energías que se tienen en el sistema cuando trabaja la bomba a determinada capacidad. Se expresa en metros de columna de agua absolutas o manométricas. Usualmente manométricas.

H_s = Elevación de succión o carga de succión. - Se le da el primer nombre cuando la bomba se localiza arriba del nivel del agua en la succión (como en el caso 2.4.a), y el segundo, si la elevación de ese nivel es superior al sitio de la bomba, caso - - 2.4.b.

Su valor es igual a la carga estática de succión, menos todas - las pérdidas de energía que se tengan en la succión más algu - - na otra presión (diferente a la atmosférica) que se tenga en ese sitio, convertida naturalmente en metros de columna de agua.

h_s = Elevación estática de succión o carga estática de succión - Re - recibe uno u otro nombre según que la bomba se encuentre arriba o abajo del nivel libre del agua en la succión.

Su valor es igual a la diferencia de elevaciones entre el eje ho - rizontal de la bomba y la superficie del agua en el suministro. Nótese que en el caso 2.4.a, tiene un valor negativo pero se su - ma algebraicamente en el cálculo de la columna.

h_{fs} = Carga de fricción en la succión. - Es la carga equivalente en - - metros, que se necesita para vencer todas las pérdidas de ener - gía debidas al flujo en la tubería de succión.

Las pérdidas son principalmente:

Pérdidas por entrada. - Su magnitud dependerá del diseño del - - extremo de la tubería en la entrada del agua, por lo que es re - comendable un abocinamiento para disminuir su valor. También dependerá de los accesorios, por ejemplo válvulas y coladeras, que se tengan en la entrada.

Pérdidas por accesorios. - Es debida a codos, válvulas, etc. que se tengan en la succión. Se acostumbra incluir esta pérdida en el cálculo de la fricción, para lo cual se expresa en longitud equi - valente a la tubería que se use.

H_D = Carga de descarga. - Es la suma de las cargas estática (h_d), de fricción (h_{fd}) y de velocidad (h_{vd}) en la línea de descarga. Oca - sionalmente se considera la presión P_d diferente a la atmosféri - ca que se pudiera tener en el sitio de la descarga. Esto último casi no se presenta en bombeo para riego.

Ordinariamente, tanto la carga (H_D) como la de succión (H_s) se expresan con relación al eje horizontal de la bomba; sin embargo puede tomarse como referencia otra elevación haciendo la acla - ración correspondiente.

En la Fig. 2.5 se tienen 3 casos más de descarga. En el sistema 2.5.a, la carga estática (h_d) de descarga, es mayor que como se define generalmente; en la 2.5.c, se suma con signo negativo ya que actúa en favor del escurrimiento y en la 2.5.b, se muestra un caso típico de descarga con sifón.

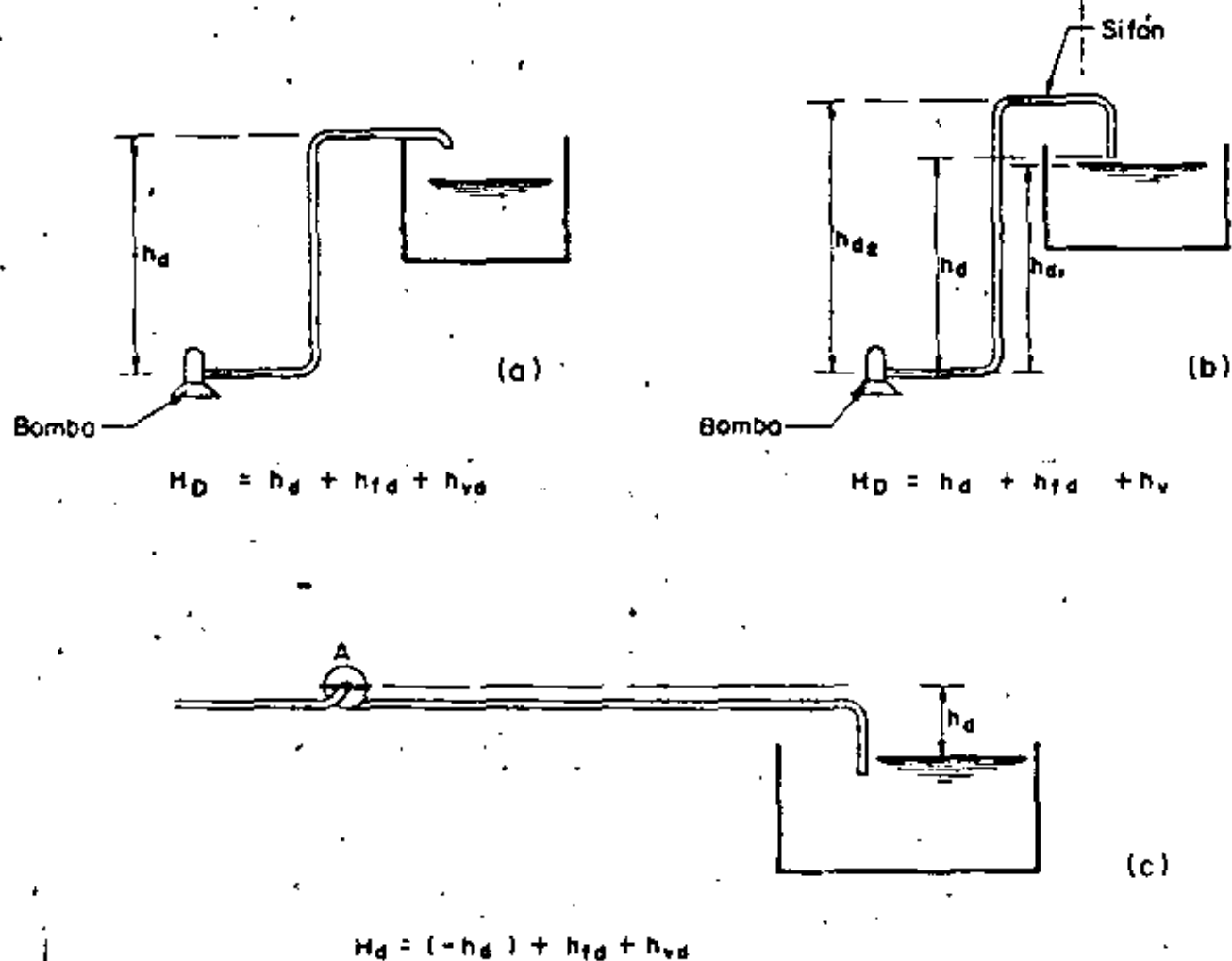


Fig. 2.5.- Descargas típicas

Descarga con sifón. - Se usa este tipo de descarga, con el objeto de reducir la columna o carga total de la bomba durante la operación, aprovechando la forma de trabajo de este dispositivo; se consigue por lo tanto, reducir la potencia y probablemente un equipo de menor capacidad.

Lo que se recomienda en estos casos es estudiar con cuidado la ayuda que puede dar el sifón y las pérdidas por fricción que se deben incluir en la columna de descarga. Además, en su diseño se debe prever la eliminación del aire en su interior -- cuando empieza a operar la bomba (por ejemplo instalando -- en la cresta una válvula de aire) para que se establezca el flujo, ya que si esa eliminación no se efectúa, la bomba operaría contra la carga estática (h_{d2}), dando por resultado una carga de arranque mayor que la de su operación normal o deseada.

También se debe prestar cuidado en el valor de la presión que se tendrá en la cresta del sifón para posibles condiciones de operación; esta presión, deberá ser siempre mayor que el correspondiente al vapor del agua bombeada, para evitar la vaporización y consecuentemente un fenómeno semejante al de la cavitación, en ese sitio.

La altura máxima que puede tener la pierna de un sifón depende principalmente de la presión atmosférica en el lugar, del gasto y del tamaño de la tubería.

h_d = Carga estática de descarga. - Es la diferencia de elevación entre el nivel libre del agua en la descarga y el eje horizontal de la bomba.

Esta medida vertical se define así, porque generalmente la terminal de la tubería de descarga se ahoga con el objeto de disipar la energía de velocidad o evitar la entrada del aire en ella, pero como el caso de la Fig. 2.5 a, la carga real es la distancia h_d o sea se debe considerar la elevación del eje horizontal de la tubería antes del codo o bien la correspondiente a la clave de dicha tubería.

h_{et} = Carga estática total. - En general, la columna estática total de una bomba es la diferencia de la elevación de descarga y la elevación del nivel del agua en la succión.

En el caso 2.4 a, será igual a la suma aritmética de la elevación de succión (h_s) y la carga estática de descarga (h_d). -- Cuando el nivel de succión es superior al del eje horizontal de la bomba caso 2.4 b, su valor estará dado por la diferencia entre la carga estática de descarga y la carga estática de succión.

h_{fd} = Carga de fricción en la descarga. - Incluye todas las pérdidas de energía que se tienen a partir de la boquilla de la bomba y en la tubería de descarga. Estas pérdidas son debidas a la fricción a lo largo de dicha tubería, a cambios de dirección y a todos accesorios que se tengan en la misma.

h_{vd} = Carga de velocidad en la descarga. - Puede definirse como la altura de la cual, una cantidad de agua debe caer para adquirir una cierta velocidad. Su valor se calcula con la siguiente igualdad:

$$h_{vd} = \frac{v^2}{2g}$$

h_{vd} = Carga de velocidad en m.

v = Velocidad del agua en la tubería de descarga en m/seg.

g = Aceleración de la gravedad igual a 9.81 m/seg./seg.

Esta carga equivale a la energía cinética que se tiene en un sistema de bombeo. Por lo tanto, para conocer el valor de la columna total (suma de energías cinéticas y potencial) a la lectura manométrica en un aparato instalado en cualquier punto de una tubería en funcionamiento, deberá sumársele la carga de velocidad ya que un manómetro sólo registra lo relativo a la energía potencial.

En general su valor es relativamente pequeño y considerarlo en la determinación de la columna total no afecta substancialmente el valor final. Se ha observado, prácticamente, que en instalaciones con columnas grandes, su valor es menos digno de tomarse en cuenta; pero cuando se tienen columnas relativamente pequeñas siempre se debe considerar.

Carga total de una Bomba de eje Vertical.

Las definiciones y términos que se han dado antes, son también aplicables para las bombas verticales y en general para cualquier tipo. En estas bombas, al conducto que une el cuerpo de impulsores con el cabezal de descarga se le llama también columna de succión o simplemente columna de la bomba.

Debido al funcionamiento e instalación de las bombas verticales, la carga total valdrá siempre, la suma de la carga de succión y la carga de descarga, como puede observarse en la Fig. 2. 6 que representa un caso típico de bombeo con este tipo de unidades.

Por lo tanto se puede escribir:

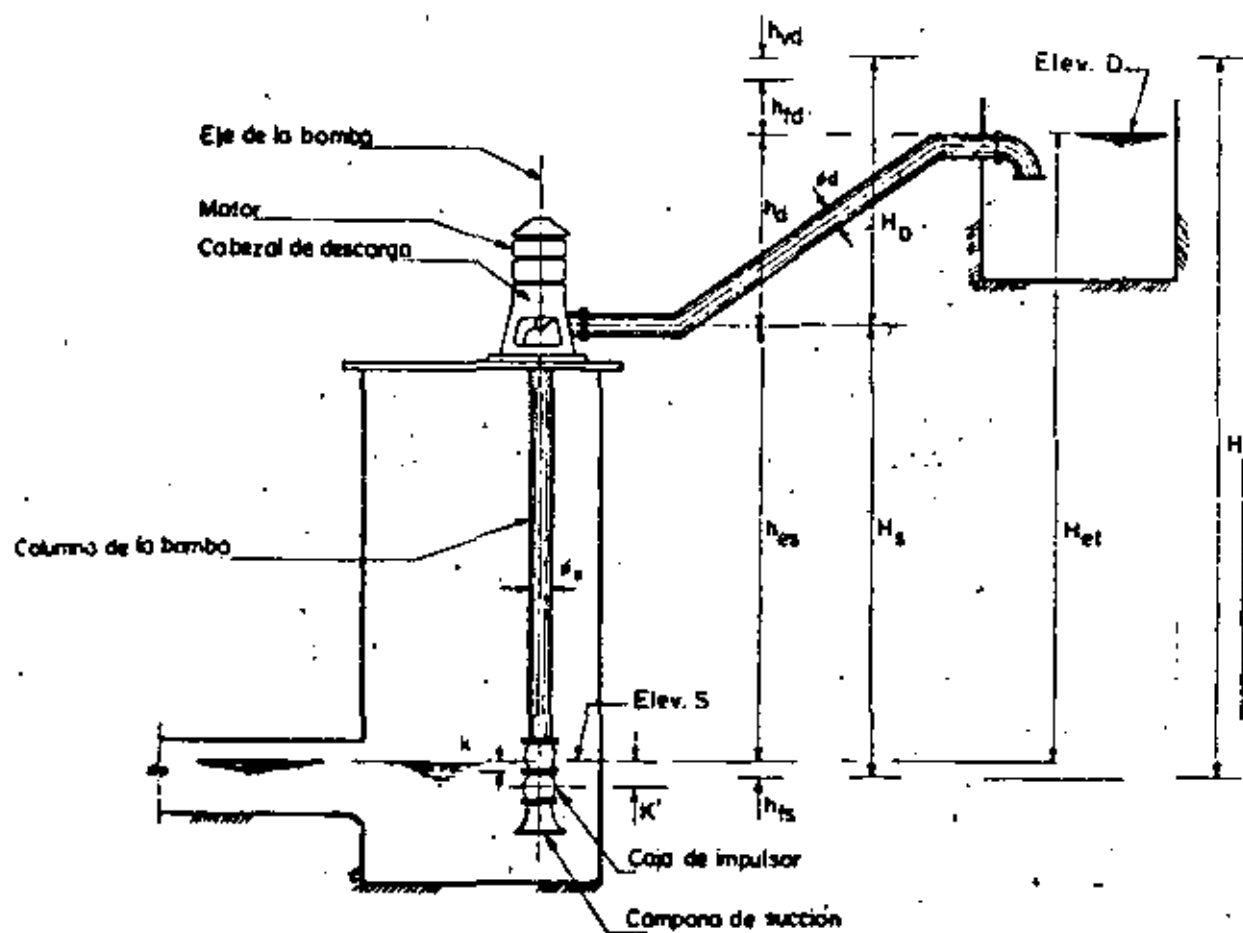
$$H = H_s + H_D \quad (1)$$

$$H_s = h_s + h_{f_s} \quad (a)$$

$$H_D = h_d + h_{f_d} + h_{vd} \quad (b)$$

sustituyendo (a) y (b) en (1) :

$$H = h_s + h_{f_s} + h_d + h_{f_d} + h_{vd}$$



$$H = h_{et} + h_{fs} + h_{fd} + h_{vd} = H_S + H_D \quad \text{Para } \phi_s = \phi_d$$

$$H = H_S + H_D - h_{vd} - h_{vs} \quad \text{Para } \phi_s \neq \phi_d$$

Fig.- 2-6.- Instalación típica de una bomba vertical

o bien:

$$H = h_{e_t} + h_{f_s} + h_{f_d} + h_{v_d} \text{ ya que:}$$

$$h_{e_t} = h_s + h_d$$

Representando:

H = Carga dinámica total o altura manométrica total.

H_s = Carga total en la succión.

h_s = Carga estática de succión.

h_{f_s} = Pérdida por fricción en la columna de succión y cabezal de descarga.

H_D = Carga de descarga.

h_d = Carga estática de descarga.

h_{f_d} = Carga de fricción en la descarga.

h_{v_d} = Carga de velocidad en la descarga.

Para calcular la pérdida en la columna de succión, lo más práctico y recomendable es consultar las tablas o nomogramas que registran este dato en función del gasto de bombeo y de las dimensiones transversales de los elementos de la columna de succión. Véase Pág. 133. Otra forma de hacerlo es aplicar alguna de las fórmulas que se conocen para valuar las pérdidas por fricción en tuberías, sin olvidar que en estos casos el área hidráulica es de forma anular.

2.3 Carga neta de succión positiva (CNSP o NPSH)

Se define como la presión disponible o requerida para establecer un flujo a través del elemento de succión al ojo del impulsor o carcasa de una bomba, cuyo valor nunca deberá reducirse al correspondiente a la presión de vapor del líquido manejado. Se expresa en metros de columna del líquido bombeado - equivalente a una presión en Kg/cm².

Se ha observado (lo dicen las autoridades relacionadas con problemas de bombeo) que una determinación incorrecta de la C. N. S. P. puede ocasionar fundamentalmente problemas de cavitación en menor o mayor grado, disminución de la eficiencia de las unidades y por ende problemas en la operación de un sistema de bombeo.

Antes de seguir adelante, se hace la aclaración que es usual en los fa-

bricantes de bombas emplear las siglas del nombre en inglés de este concepto o sea N.P.S.H. (Net Positive Suction Head).

C.N.S.P. Requerida. - Es la diferencia mínima de presión entre la carga de succión y la presión de vapor del líquido manejado, que necesita una bomba para operar a determinada capacidad. En nuestro caso la presión de vapor corresponderá al agua.

Su valor depende del diseño de cada bomba, siendo diferente para cada tipo y modelo, pero principalmente, es función de la capacidad de trabajo y de las velocidades del agua en la succión y en los impulsores; por lo tanto los siguientes factores influyen para valuar su magnitud: forma y área de los conductos de succión, diámetro del ojo del impulsor, forma y número de álabes, espacio entre ellos, velocidad específica de la bomba y otras características propias de fabricación, como la flecha y cubo del impulsor.

Siendo la C.N.S.P. una característica propia de cada modelo de bomba, su valor es un dato proporcionado por los fabricantes y se puede encontrar en catálogos editados por las casas vendedoras. Esta carga generalmente la refiere al eje horizontal de la bomba o del impulsor.

C.N.S.P. Disponible. - Es la diferencia entre la presión absoluta que se tiene en una instalación y la presión de vapor de agua.

De acuerdo con la definición anterior, la C.N.S.P. disponible, dependerá fundamentalmente del lugar en que se lleve a cabo el bombeo y de la presión de vapor del agua a la temperatura dominante en ese lugar, así como de las condiciones físicas de la instalación; considerando lo último, será factible, si se desea alterar su valor (lo cual no puede hacerse con la C.N.S.P. requerida) dadas unas características, variando algún elemento de esas condiciones; por ejemplo: si se quiere aumentarlo para tener la exigida por una bomba horizontal, se puede variar el diámetro y longitud de la tubería de succión o cambiar la localización de la bomba a otro nivel o una combinación de estas posibilidades; en otras palabras, hacer que el término h_s (carga estática de succión) y h_{fs} (carga de fricción) cambien de valor, convenientemente, en las ecuaciones I y II, de los casos que se tratan enseguida. En bombas verticales muchas veces para lograr mayor C.N.S.P. disponible se recurre al aumento de la sumergencia. En otras ocasiones, también se podrá disminuir el gasto de cada unidad aumentando el número de bombas.

En toda instalación y para cualquier condición de trabajo, la C.N.S.P. disponible deberá ser como mínimo, igual al valor de la C.N.S.P. requerida por la bomba de que se trate; pero se recomienda que ese valor mínimo sea un poco mayor, por lo que podemos escribir:

$$C.N.S.P. \text{ disponible} \geq C.N.S.P. \text{ requerida.}$$

$$(C.N.S.P.)_d \geq (C.N.S.P.)_r$$

C. N. S. P. disponible en casos típicos.

A continuación se dan las expresiones matemáticas para el cálculo de la C. N. S. P. disponible, de acuerdo con los esquemas de bombeo indicados en la Fig. 2.7 .

En las siguientes igualdades todos los términos se expresan en metros y significan lo siguiente:

$(\text{CNSP})_d$ = Carga neta de succión positiva disponible.

P_{ab} = Presión absoluta.

P_v = Presión de vapor de agua a la temperatura de bombeo.

H_{ab} = Carga equivalente a la presión absoluta.

h_b = Carga correspondiente a la presión barométrica o atmosférica.

H_s = Carga de succión.

h_s = Carga estática de succión.

h_{fs} = Carga de fricción en la succión.

CASO I

Nivel del agua en la succión, expuesta a la presión atmosférica y arriba del eje horizontal de la bomba.

$$(\text{CNSP})_d = P_{ab} - P_v \quad (a)$$

$$P_{ab} = H_{ab} = h_b + H_s$$

pero:

$$H_s = h_s - h_{fs}$$

Luego:

$$H_{ab} = h_b + h_s - h_{fs} \quad (b)$$

Sustituyendo (b) en (a);

$$(\text{CNSP})_d = h_b + h_s - h_{fs} - P_v$$

$$(\text{CNSP})_d = h_b + h_s - (h_{fs} + P_v) \quad (I)$$

CASO I I

Nivel del agua en la succión, expuesta a la presión atmosférica y abajo del eje horizontal de la bomba.

$$(CNSP)_d = P_{ab} - P_v \quad (a')$$

$$P_{ab} = H_{ab} = h_b + H_s$$

pero :

$$H_s = - h_s - h_{fs}$$

Luego :

$$H_{ab} = h_b - h_s - h_{fs} \quad (b')$$

Sustituyendo (b') en (a')

$$(CNSP)_d = h_b - h_s - h_{fs} - P_v = h_b - (h_s + h_{fs} + P_v) \quad (II)$$

$$(CNSP)_d = h_b - (h_s + h_{fs} + P_v)$$

CASO I I I

Los casos I y II pero existiendo en el suministro o succión una presión diferente a la atmosférica.

Cuando se tiene esta característica el valor de h_b (presión barométrica) se sustituye por la que realmente se tiene. Por lo tanto las expresiones I y II para los casos correspondientes serán, si P_{da} es aquella presión:

$$(CNSP)_d = P_{da} + h_s - (h_{fs} + P_v) \quad \text{Caso I.}$$

$$(CNSP)_d = P_{da} - (h_s + h_{fs} + P_v) \quad \text{Caso II.}$$

CASO IV.

Cuando en la instalación se tiene una bomba vertical.

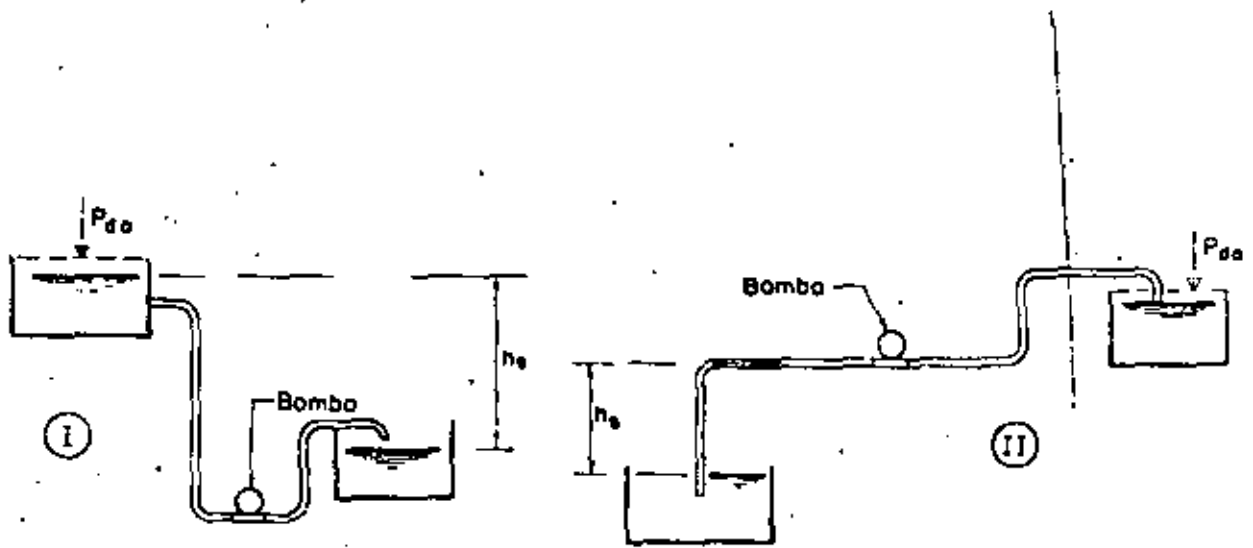
Haciendo un razonamiento análogo a los anteriores se tiene:

$$(CNSP)_d = P_{ab} - P_v \quad (a''')$$

Para este caso :

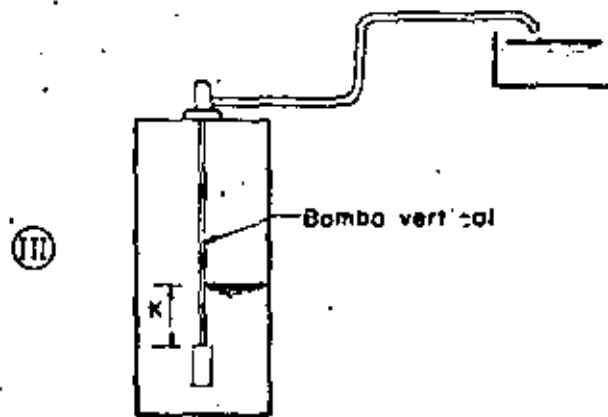
$$P_{ab} = H_{ab} = h_b + K \quad (b''')$$

Sustituyendo a''' en b''': $(CNSP)_d = h_b + K - P_v$



$$\text{CNSP} = h_b + h_s - (h_{fs} + P_v)$$

$$\text{CNSP} = h_b - (h_s + h_{fs} + P_v)$$



$$\text{CNSP} = h_b + K - P_v$$

Si existe (P_{do}) sustitúyase h_b por ese valor.

Fig. 27.- CNSP Disponible en casos típicos

2.4 Otros términos

Sumergencia de una Bomba Vertical.

Puede definirse como la carga estática que actúa en la bomba debido al ahogamiento del primer impulsor. Numéricamente es la distancia vertical, en metros, entre el nivel del agua en el cárcamo y el eje horizontal del primer impelente; que es el adyacente a la campana de succión. En la Fig. 2.6 se ha acotado con la letra K'.

Esta carga es siempre necesaria para el funcionamiento en sí, de la bomba; también evita la posibilidad de que el aire que se encuentre arriba de la superficie del agua entre al impulsor (disminuyendo su eficiencia) durante el funcionamiento y además favorece a una instalación al aumentar el N. P. S. H. (carga neta de succión positiva) en forma semejante a lo que sucede con la carga estática de succión en una bomba de eje horizontal que se localiza abajo del nivel del agua en el suministro. Fig. 2.4 b .

La sumergencia mínima requerida por una bomba, operando en determinadas condiciones, es dato del fabricante y generalmente puede verse en la carta que contiene la curva de eficiencia del modelo.

En algunas bombas el valor de la sumergencia es relativamente pequeño y en otras puede ser grande; por ello, este factor debe tomarse en cuenta al seleccionar el equipo ya que puede influir en forma notable, para fijar la profundidad del cárcamo y longitud de la columna de succión.

Como al seleccionar un modelo de bomba no se tiene bien definido el eje del impulsor, se acostumbra en la práctica, por comodidad, medir la sumergencia considerando la elevación de la brida que une el tazón correspondiente con la columna o con otro tazón en lugar de dicho eje. La diferencia es relativamente pequeña y además es favorable para la bomba. En la Fig. 2.6 se ha representado esta distancia práctica, con la letra K.

Nivel dinámico. - Se acostumbra llamar así, al nivel del agua en el suministro cuando opera la bomba.

Este término es más propio y usual en problemas de bombeo de agua subterránea, porque en este caso sí hay una diferencia, generalmente notable, entre el nivel estático del acuífero, que es cuando no trabaja el equipo y el que se tiene en el pozo estando funcionando aquél.

En bombeo de aguas superficiales, como el que nos ocupa, se supone que el nivel del agua existente en el cárcamo para cualquier condición de operación permanece constante, es decir no se establece ninguna diferencia. Esto se hace basándose en que el abatimiento de la superficie del agua que se pudiera tener durante la operación, tiene un valor pequeño y prácticamente despreciable.

Un cono de abatimiento de consideración se presentaría, si el gasto que succionaran las bombas fuera mayor que el que alimentara al cárcamo; esto no ocurre puesto que dada la naturaleza del problema a resolver, el gasto máximo de bombeo en un momento dado será igual al mínimo que entre al cárcamo y esta es una de las condiciones críticas que se prevén al diseñar el sistema. Para cuando el gasto de llegada sea mayor que el extraído, el abatimiento del nivel es menos importante todavía. Por otra parte, antes de preocuparse por el incremento de carga que se pudiera tener debido a un abatimiento accidental (la cual sería muy pequeña comparada con las otras cargas del sistema) se debe tener cuidado en fijar la sumergencia para evitar la entrada del aire a la bomba, que esto sí es perjudicial.

Velocidad específica. - Se define como la velocidad en revoluciones por minuto a que debe girar un modelo reducido de impulsor de determinado tipo de bomba, para descargar la unidad de gasto, operando contra una carga unitaria.

Su expresión matemática general y simplificada es la siguiente:

$$N_s = \frac{NQ^{1/2}}{H^{3/4}} \quad \text{Sistema Inglés.}$$

Representando :

N_s = Velocidad específica en r. p. m.

N = Velocidad de rotación en r. p. m.

Q = Gasto de la bomba en g. p. m.

H = Carga total de cada paso en pies.

Si se trabaja con unidades métricas Q y H se expresarán en litros/mínuto y metros respectivamente, y además la fórmula se afectará de un coeficiente de transformación, quedando:

$$N_s = 0.211 \frac{NQ^{1/2}}{H^{3/4}} \quad \text{Sistema métrico.}$$

Mediante este concepto, que relaciona a los tres factores principales que influyen en el funcionamiento de una bomba (gasto, carga y velocidad) y la teoría de la similitud, los investigadores han encontrado formas y condiciones de operación convenientes para diferentes impulsores, y basándose en estos datos los fabricantes construyen sus diversos tipos y tamaños de bomba. En la práctica, la velocidad específica es un índice más que permite predecir el tipo de bomba conveniente a emplear y esperar, en general, un buen funcionamiento.

Aunque son varios los factores que pueden afectar la operación de una centrífuga, de entre los cuales el NPSH y la altura de succión son básicos y principales, se acostumbra verificar la velocidad específica de un modelo propuesto por un fabricante o de algún tipo de bomba que se tenga en mente.

En la Fig. 2.8 se indican unos valores de la N_s .

Cavitación. - Cuando en el seno de un líquido en movimiento, la presión local se reduce a la correspondiente al vapor de ese líquido a la temperatura dominante, se presenta una formación de bolsas de vapor que desaparecen súbitamente al entrar en otra zona donde la presión tiene un valor tal, que se condensan, es decir, se tornan a líquido suavemente. A este fenómeno de formación y desaparición rápida de cavidades llenas de vapor del líquido que fluye porque pasa de una baja a alta presión, se le llama cavitación.

Este fenómeno se puede presentar en las turbinas, bombas, válvulas, en los cambios bruscos de la sección de tubería, etc., así como en las partes estacionarias de las estructuras hidráulicas que están propensas a baja presión y alta velocidad del agua, por ejemplo: en la zona inmediata de la descarga de compuertas deslizantes, en tomas para presas; en la parte inferior del manto de agua en un deflector, etc.

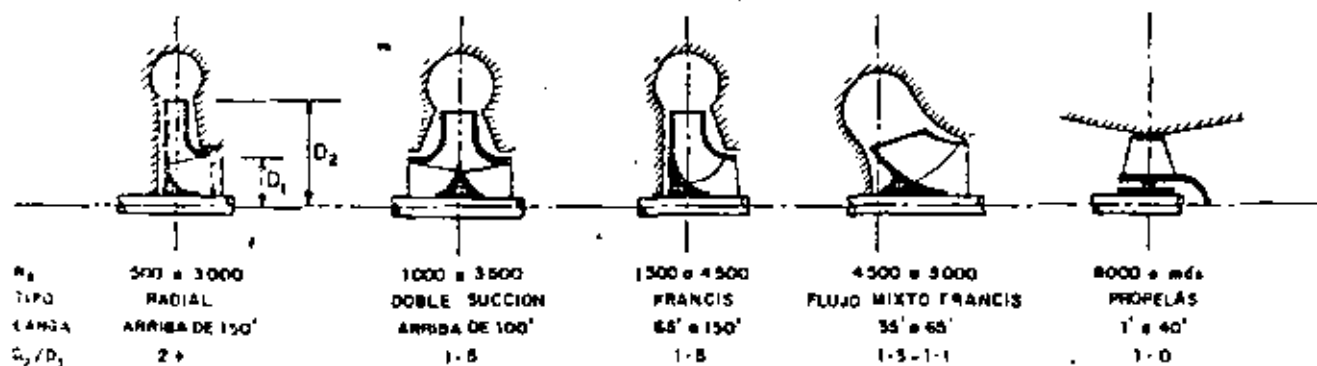


Fig. 2-B.- Relación de la velocidad específica

La cavitación en las máquinas hidráulicas ocasiona una disminución en su rendimiento, ruido, vibración y generalmente las corroe. Esto último hizo pensar a los investigadores que este fenómeno era de naturaleza química (debido a la oxidación) o electrolítica. Sin embargo, de acuerdo con los estudios y observaciones realizados al respecto se ha comprobado y aceptado que más

bien su naturaleza es mecánica, ya que también se llega a presentar en materiales como la madera, el concreto y hasta en el vidrio.

Cuando las bolsas de vapor se originan en la succión o entrada del impulsor de una bomba, las burbujas son arrastradas al interior de los flabes, sufriendo así un cambio de baja a alta presión y por lo tanto, se condensan súbitamente, originando al mismo tiempo una implosión. El proceso en sí y su repetición constante causa un choque de fuerte presión en las superficies metálicas de tal suerte que pueden llegar a provocar fatigas de ruptura del material y consecuentemente la picadura y erosión del mismo, ésto amén de menor rendimiento, ruido y vibraciones perjudiciales.

De acuerdo con lo anterior, lo primero que se nos ocurre pensar para evitar la cavitación en bombas, es no dar lugar a la vaporización del agua, en otras palabras, mantener siempre en la succión una presión arriba de la del vapor de agua y concretamente contar con un CNSP suficiente. Además de cuidar este concepto, algunos fabricantes recomiendan otras medidas prácticas como las siguientes:

En bombas horizontales:

1. - Cargas mucho menores que la correspondiente a la máxima eficiencia.
2. - Capacidad mucho mayor que la que se tiene con la máxima eficiencia.
3. - Elevación de succión mayor o CNSP menor que la recomendada por el fabricante.
4. - Temperaturas del líquido mayores que las consideradas en el diseño del sistema.
5. - Velocidades superiores que las recomendadas por el fabricante.

En bombas verticales:

1. - Cargas mayores que la correspondiente a la máxima eficiencia.
2. - Capacidad mucho menor que la correspondiente a la máxima eficiencia.

Los puntos 3, 4 y 5 anotados arriba.

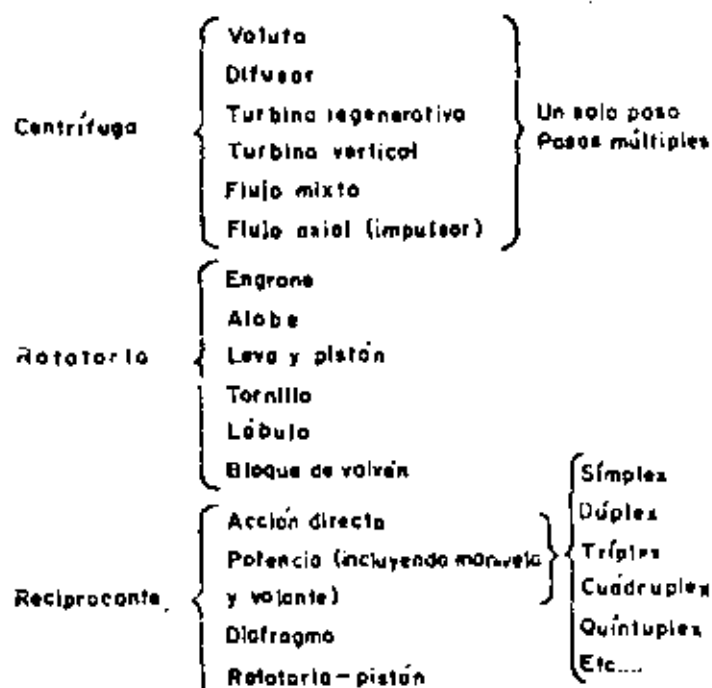
Altura máxima de succión. - Teóricamente es la diferencia entre la carga manométrica del lugar (h_h) y la carga correspondiente a la presión de vapor de agua (h_{vp}) a la temperatura ambiente, es decir:

Existen varios sistemas para el cebado de las bombas centrífugas horizontales, unos son automáticos, otros manuales, o una combinación de ambos. No obstante, lo más práctico y recomendable, para eliminar el problema de cebado, es instalar la centrífuga en un cárcamo seco, de tal manera que el nivel mínimo del agua en la succión permanezca siempre arriba del eje de la bomba. El plano de la Pág. 204 muestra una instalación típica de bomba horizontal para riego.

Ante la posibilidad del empleo de centrífugas verticales y horizontales; un estudio de costo de las Obras de Ingeniería Civil necesarias, y las ventajas consecuentes de tipo operativo de la planta para un determinado proyecto, serán factores que influyan en la elección del tipo de centrífuga.

Generalmente los fabricantes ofrecen bombas con mayor capacidad en el tipo vertical ya sea para foso lleno o para foso seco, porque la horizontal adolece de una limitante que es la altura de aspiración.

Es recomendable que antes de abordar un problema de riego por bomba el proyectista se entere de todo lo relativo a las bombas; para lo cual será necesario consultar libros que traten sobre el tema desde el punto de vista teórico-práctico y catálogos de fabricación para enterarse de lo existente en el mercado.



TIPOS Y CLASES DE BOMBAS MODERNAS

$$h_{st} = h_b - h_{vp} \quad (\text{succión teórica máxima})$$

Pero en la instalación de una bomba centrífuga horizontal se deberá considerar además de los conceptos anteriores, las cargas de velocidad (h_{vs}) y de fricción en la succión (h_{fs}). Por lo tanto se tiene que:

$$h_s \text{máx.} = h_b - h_{pv} - h_{vs} - h_{fs}$$

Se recomienda que principalmente en el caso de querer aprovechar la altura máxima de aspiración en un proyecto, se consulte lo relativo, con el fabricante de la bomba propuesta, además de haberla calculado.

Generalmente, el dato práctico es menor que el que se encuentra con la expresión anterior, con el objeto de tener un margen más de seguridad para evitar el mal funcionamiento, cavitación, etc.

Bombas empleadas. - En proyectos de riego por bombeo, las bombas más empleadas son las centrífugas, tanto horizontales como verticales. Esto es debido a las características de servicio requeridas generalmente (gastos y cargas - grandes) y las que pueden ofrecer dichas máquinas dado el avance que se ha obtenido en su diseño. Dentro del campo de las bombas centrífugas se tiene una gran variedad de tipos y tamaños que se han clasificado atendiendo a la forma del impulsor, a la del flujo dentro de él o alguna otra particularidad de un determinado modelo y así, cuando se mencionan esas características, se tiene una idea clara o más clara de qué bomba se trata, por ejemplo, si se dice que una bomba centrífuga es horizontal de flujo mixto con impulsor cerrado y de admisión simple, ello se refiere a una bomba de eje horizontal con un diseño de impulsor tal, que el flujo tiene tanto componente radial como axial a su eje (lo que hace aumentar su capacidad de carga); tendrá paredes laterales unidas a los álabes, por eso es cerrado y la entrada del agua será por un solo lado (admisión simple) requiriendo, consecuentemente, un solo tubo de succión.

Tanto la centrífuga horizontal, como la vertical tienen ventajas y desventajas, dependiendo de las características del problema y para elegir un tipo será cuestión de averiguar las capacidades de las que existan en el mercado y relacionarlas con el dato, carga capacidad del proyecto, así como considerar las condiciones físicas de la instalación.

Una de las ventajas de la bomba vertical sobre la horizontal, la cual - muchas veces decide la elección y con frecuencia la hace preferente, es que se puede colocar el motor a cualquier altura de tal manera que quede a salvo de inundaciones, además, el problema de cebado se elimina; la (CNSP)_d puede mejorarse (véase Pág. 102) más fácilmente, ocupa menos espacio en su instalación y en general su eficiencia es más alta. Sin embargo, tiene la desventaja - de existir la posibilidad de pegarse cuando no funciona o de dañarse con objetos flotantes (cuando no se evita su paso) y es más difícil su extracción para desmontarla, en caso de reparación o inspección.

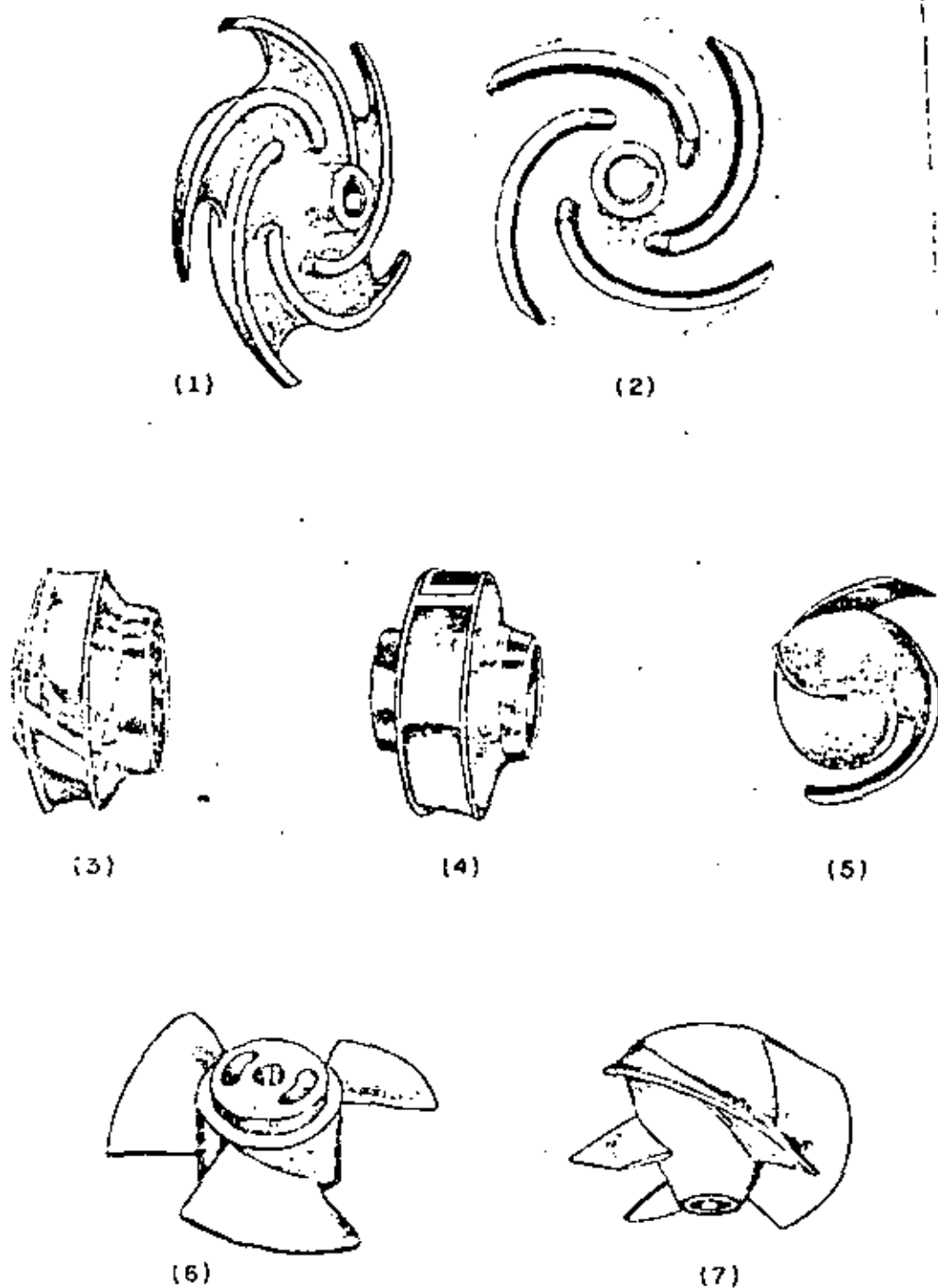


Fig. 2.9 IMPULSORES TÍPICOS: (1) - Abierto (2) - Semiclerto
 (3) - Cerrado de admisión simple (4) - Cerrado de doble admisión
 (5) - Abierto (para pulpa de papel) (6) - De flujo axial (hélice) (7) - De flujo mixto

CAPITULO III

ELECCION DE UN EQUIPO DE BOMBEO

La secuela que se propone para determinar un equipo de bombeo, comprenderá los siguientes puntos.

1. - DATOS NECESARIOS.
2. - DETERMINACION DEL NUMERO DE BOMBAS.
 - Capacidad de cada bomba.
 - Porcentaje de utilización del equipo y flexibilidad de operación.
3. - SELECCION DE LA BOMBA TIPO.
 - Condiciones de operación.
 - Carga total aproximada.
 - Sumergencia.
 - (CNSP) disponible.
 - Características de varias bombas. Consideraciones.
 - Bomba tipo probable.
4. - CALCULO AFINADO DE LA BOMBA.
 - Condiciones de operación.
 - Carga total.
 - Empuje axial.
 - Velocidad específica.
 - Capacidad del motor.
 - Resumen del cálculo. Características de la bomba.
 - Composición del equipo de bombeo.
 - Dimensiones del cárcamo.
5. - COTIZACION DEL FABRICANTE.
 - Datos para solicitar una cotización.
 - Bomba elegida. Características.
6. - ELECCION DEL MOTOR.
 - Análisis económico para decidir el equipo de energía eléctrica o motores de combustión. Costo del m³ de agua bombeada.

Antes de continuar se hace la siguiente observación: Los fabricantes de bombas en general de equipo de bombeo diseñan sus productos basándose en las mismas leyes y adelantos de la ciencia hidráulica, así como bajo ciertas normas y reglas generales que, en muchos aspectos, son hasta universales: - consecuentemente no existen en estos productos diferencias acentuadas: por ejemplo una bomba con impulsores de flujo axial, será semejante en todos los casos. Sin embargo cada fabricante elabora un catálogo con las características propias de sus productos y, exceptuando algunas variantes, el contenido de estos catálogos es similar en todos.

A fin de exponer el ejemplo con datos reales, en el presente trabajo se hizo uso del catálogo de la casa "Johnston Howe de México", únicamente por tenerse a disposición. (Véanse páginas 152 y siguientes).

3.1 Datos necesarios

1. - Del lugar:

- Coordenadas geográficas
 - Latitud
 - Longitud
 - Altitud
- Temperatura ambiente
 - Máxima
 - Mínima
 - Media

2. - De la fuente en el sitio de la captación.

- Temperatura del agua
- Análisis químico del agua
- Naturaleza y tamaño de los sólidos en suspensión
- Registros diarios o mensuales de niveles del agua
- Curva de gastos de la corriente
- Niveles del agua importantes y época en que se tienen
 - Mínimo extraordinario
 - Mínimo ordinario o de estiaje normal
 - Máximo ordinario y extraordinario

3. - Del cárcamo

- Ubicación
- Niveles del agua
 - Mínimo extraordinario y gasto correspondiente
 - Mínimo ordinario y gasto correspondiente
- Elevación de la plataforma o corona

4. - De la descarga

- Ubicación
- Nivel del agua

- Energía adicional. Puede tenerse en el caso de emplear el riego por aspersión y proporcionar, con el equipo de bombeo, la carga disponible que se debe tener al iniciar la distribución.

5. - Del Riego.

- Demandas de agua mensuales.
- Tiempo máximo en que debe proporcionarse
- Frecuencia
- Horas de bombeo diarias consideradas en el estudio hidrológico.

6. - De la energía disponible.

- Eléctrica
 - Voltaje
 - Ciclaje
 - Número de fases
 - Capacidad interruptiva
- Energéticos
 - Gasolina
 - Diesel, etc., etc.

7. - Perfil topográfico, desde la captación hasta la descarga, por el eje del conducto de la toma y Esquema de la disposición del cárcamo y descarga.

8. - Varios

- Nomogramas y tablas para el cálculo de pérdidas de energía por fricción en tuberías y accesorios.
- Catálogos de bombas, motores y accesorios que existan en el mercado. Curvas características.
- Información relativa a cercanía, prestigio, servicio de refacciones, cumplimiento, etc., de las casas vendedoras de equipos de bombeo.
- Antecedentes en general.

Determinación del número de bombas

Al haber hecho la planeación de la zona de riego para un plan de cultivos determinado y llegar a obtener las demandas de agua mensuales, se observará - en general, éstas son diferentes, presentándose en uno de los meses su - - máximo valor.

El equipo de bombeo deberá elegirse para cubrir la demanda máxima, - determinada a un gasto (m^3/seg) que también será el máximo necesario y que se debe, tomando en cuenta la frecuencia de riego y el tiempo diario de bombeo.

Por lo tanto, si la capacidad de las bombas son iguales, el gasto por uni

dad que convencionalmente se le designará por q valdrá :

$$q = \frac{\text{Gasto Máximo}}{\text{No. de Unidades}} = \frac{Q \text{ Máx.}}{\text{No. U.}}$$

En proyectos pequeños (por ejemplo con Q máx = 120 l. p. s.) puede usarse una sola bomba y con ella proporcionar un servicio aceptable, considerando que el bombeo para riego es intermitente; sin embargo, es preferible, y esta práctica se ha seguido, dividir el gasto en dos unidades, previendo que, en el caso de descompostura de una de ellas, por lo menos se cuente con el 50% del servicio mientras dure la correspondiente reparación; además puede alternarse la operación de las máquinas y tener tiempo de darles servicio o de mantenimiento y conservación.

En los casos en los que el gasto máximo requerido es ya considerable y se pretenda emplear una sola unidad, es casi seguro que estará, muy "sobrada" para los meses en que el gasto máximo no se requiera y ello originaría un costo de energía innecesaria, mal distribución y aprovechamiento del agua y probablemente dificultades en la operación, porque sería una sola bomba. Aunque es posible regular el gasto de una bomba (dicho sea de paso, estrangulando su descarga o variando la velocidad de rotación, para lo cual se necesita un motor de velocidad o de acoplamiento variable), en problemas de riego es más práctico y conveniente la solución de instalar más de una unidad; pero elegir un número determinado sin algún estudio que nos permita normar un criterio en la elección no es correcto.

No hay un método que en forma directa nos indique cuál debe ser el número apropiado para un caso dado y elegir un equipo de bombeo considerando y variando los factores múltiples que intervienen no es tarea sencilla. Sin embargo, lo que se recomienda y es suficiente, dado el carácter del problema es hacer una serie de ensayos o tanteos (de carácter comparativo) considerando un cierto número de unidades y prediciendo la forma en que podrían operarse, así como estimando su costo inicial y de funcionamiento. Como el número de unidades y el tipo empleado de bomba están íntimamente ligados, para decidirse por una instalación determinada, una o mejor dicho varias combinaciones de estos factores (número y tipo) ayudarán a tomar la decisión correspondiente que, desde luego, deberá inclinarse a aquélla que reúna principalmente las características económicas y de flexibilidad de operación más favorables. Se dice que un equipo de bombeo es más económico cuando el litro de agua bombeado se obtiene con el costo mínimo durante la vida útil de la bomba (véase Pág. 186).

En forma resumida y general, los siguientes factores influyen de manera directa o indirecta en la selección de las bombas, una vez que hayan establecido y definido las características hidráulicas de un sistema:

Factores Técnicos:

- Número de unidades

- Características de operación (flexibilidad).
- Eficiencia máxima y de la zona contigua de la curva característica.
- Motor requerido.
- Accesorios necesarios.
- Tamaño y peso de las unidades.
- Garantías del fabricante.
- Servicio de refacciones.
- Alguna característica especial de fabricación de la bomba.

Factores Económicos:

- Costo inicial del equipo.
- Costo de instalación.
- Costo de operación y mantenimiento.
- Vida útil estimada de cada unidad.
- Posible sustitución de refacciones con otras marcas.
- Recuperación de la inversión.
- Prestigio, cercanía y tiempo de entrega de la casa vendedora.

EJEMPLO DE SELECCION

Se expone a continuación la secuela que se siguió para elegir el equipo del caso "Vichinchijol".

"Vhichinchijol", es un proyecto de riego por bombeo que se localiza en el municipio de Tamuín, del Estado de San Luis Potosí. La fuente aprovechada es el río Pánuco y la superficie de terrenos que se pondrán bajo riego con esta obra será de 2 000 Ha., que pertenecen al ejido que le da nombre al proyecto. En estas tierras, que se encuentran en una zona principalmente agropecuaria, se cultivan en su mayoría plantas forrajeras y en menor grado hortalizas y frutas.

El aprovechamiento queda constituido por todas las partes que, en general, forman un sistema de riego con captación por bombeo, es decir, obra de toma, cárcamo de bombeo, tanque de descarga, casetas de control, de vigilancia, una subestación eléctrica y la zona de riego cuyos canales de distribución son re vestidos de concreto simple y "gunite".

Porcentaje de utilización del Equipo

Con la idea de utilizar al máximo la instalación de un equipo de bombeo, tomando en cuenta que únicamente operará completo cuando sea requerido el mayor gasto en la zona de riego, una manera de estimar el número conveniente de bombas a instalar puede ser la siguiente:

Proponer un cierto número de unidades y comparar el tiempo anual de horas de trabajo que se tendría operando todo el equipo y considerando las horas

de bombeo que se aplicaron para la obtención del gasto máximo (horas-Máquina anual máximo), con las horas-máquina que realmente se van a tener o que serán necesarias en el año, de acuerdo con las necesidades de riego y las unidades propuestas. Esta comparación se puede apreciar en forma cualitativa -- como sigue:

$$\% \text{ utilización equipo} = \frac{\text{hs} - \text{Máq. Anual necesario}}{\text{hs} - \text{Máq. Anual M\acute{a}x.}}$$

Para obtener lo anterior se formaron las tablas que se muestran de la pág. 119 a la pág. 122 para tres, cuatro, cinco y seis unidades respectivamente. Con estos cuadros también se conocen otros datos, como: las unidades necesarias para cubrir un determinado gasto mensual, las que permanecen sin trabajar y meses en que esto ocurre, así como las horas diarias de operación, etc. Se han anotado los niveles del agua mínimos mensuales que se presentan en la fuente de aprovechamiento, con el objeto de ver la posibilidad de proporcionar un gasto mensual (que no sea el gasto máximo) con un número menor de unidades que el que resulta de considerar la capacidad de cada bomba para obtener el gasto máximo o sea el gasto de proyecto. Esto se hace, tomando en cuenta que, en general, la demanda máxima mensual coincide en la época del año cuando se tienen los niveles mínimos en el río y que el gasto de una bomba aumenta cuando disminuye la carga estática, como se verá más adelante. Así pues, el porcentaje de utilización y los conceptos que se tienen a la derecha del cuadro de cada alternativa, son un índice para inclinarse hacia una de ellas.

Para el caso en cuestión, se observa que la alternativa No. 2 (4 unidades) parece más atractiva, porque: el 68 % de aprovechamiento (prácticamente 70%) del equipo resultó mayor que en las otras; se podrá disponer de una unidad como reserva (lo cual es ventajoso) en casi todos los meses, excepto en mayo y agosto que son los meses de por sí críticos, pues nótese que en abril y julio el gasto lo podrían dar tres bombas trabajando el tiempo máximo de proyecto. En el supuesto de fallar una, requiriéndose de las cuatro, el servicio se disminuiría en un 25% en meses que no son consecutivos o sea en mayo y agosto. Las horas diarias de bombeo que serán necesarias, con relación al tiempo considerado en el proyecto son aceptables.

De la alternativa con tres unidades, se advierte con relación a la de cuatro, un funcionamiento semejante, aun cuando tiene menor porcentaje de utilización (64%) y en dos meses más, septiembre y octubre, se requiere de todo el equipo para dar el gasto correspondiente; sin embargo existe la posibilidad de cubrir la demanda con dos bombas trabajando más tiempo o bien que, como el nivel del agua en la fuente en estos meses no es el mínimo, *minimórum*, dos bombas proporcionen el gasto requerido, debido al aumento de su capacidad por la disminución de la carga estática y así se tendría una bomba en reserva. Serían unidades mayores, pero es una menos.

PROYECTO "VICHINCHIJOL" MPIO. TAVUIN, S.L.P.
SELECCION EQUIPO DE BOMBEO

Alternativa N°. 1 1 Unidades.- $q = 0.667 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$Q \text{ máx.} = 2.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$ - Considerando 30 días y 23 hs. diarias de bombeo máximo mensual

| M e s e s | Ene. | Feb | Mar. | Abr. | May. | Jun | Jul. | Agt. | Sep. | Oct. | Nov. | Dic. |
|---|-------|-------|-------|-------|--------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Demandas mensuales, miles de m^3 | 1818 | 2669 | 2772 | 3964 | 4648 | 2428 | 3922 | 4577 | 3588 | 3715 | 1760 | 2024 |
| Nivel mínimo en el río, elevación en metros | 3.80 | 3.56 | 3.42 | 3.21 | 3.42
1.90 | 3.26 | 3.46 | 3.47 | 3.45 | 3.52 | 4.24 | 3.88 |
| Número de bombas para satisfacer el gasto necesario | 2 | 2 | 2 | 3 | 3 | 2 | 3 | 3 | 3 | 3 | 2 | 2 |
| Gasto necesario, m^3/seg | 0.74 | 1.20 | 1.20 | 1.60 | 2.09 | 1.00 | 1.60 | 2.00 | 1.50 | 1.50 | 0.71 | 0.82 |
| Bombas sin operar | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 |
| Gasto suministrado por las bombas en operación | 1.33 | 1.33 | 1.33 | 2.00 | 2.00 | 1.33 | 2.00 | 2.00 | 2.00 | 2.00 | 1.33 | 1.33 |
| Horas máquina diarias, necesarias por bomba | 12.8 | 20.75 | 20.75 | 18.40 | 23.00 | 17.27 | 18.40 | 23.00 | 17.25 | 17.25 | 12.25 | 14.16 |
| Horas máquina diarias, Totales | 25.60 | 41.50 | 20.75 | 55.20 | 69.00 | 34.54 | 55.20 | 69.00 | 51.75 | 51.75 | 24.50 | 28.32 |

Horas - Máquina anual, máxima = $30 \times 23 \times 12 \times 3 = 24,840 \text{ ha.}$

Horas - Máquina anual, necesarios = $527.11 \times 30 = 15,813.3 \text{ ha.}$

% Utilización del equipo = $\frac{15,813.3}{24,840.0} = 64\%$

PROYECTO "VICHINCHIJOL" MPIO. TAMUÍN, S.L.P.
SELECCION EQUIPO DE BOMBEO

Alternativa N^o. 2 4 Unidades.- $q = 0,500 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$Q \text{ máx.} = 2,00 \text{ m}^3/\text{seg.}$ - Considerando 30 días y 23 hs. diarias de bombeo máximo mensual

| M e s e s | Ene | Feb. | Mar. | Abr. | May. | Jun. | Jul. | Agt. | Sep. | Oct. | Nov. | Dic. |
|---|-------|-------|-------|-------|---------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Demandas mensuales, miles de m ³ | 1818 | 2669 | 2772 | 3864 | 4648 | 2428 | 3922 | 4577 | 3588 | 3715 | 1760 | 2024 |
| Nivel mínimo en el río, elevación en metros | 3.80 | 3.56 | 3.42 | 3.21 | $\frac{3.42}{1.90}$ | 3.26 | 3.46 | 3.47 | 3.45 | 3.52 | 4.24 | 3.88 |
| Número de bombas para satisfacer el gasto necesario | 2 | 3 | 3 | 5 | 4 | 2 | 4 | 4 | 3 | 3 | 2 | 2 |
| Gasto necesario, m ³ /seg. | 0.74 | 1.20 | 1.20 | 1.60 | 2.00 | 1.00 | 1.60 | 2.00 | 1.50 | 1.50 | 0.71 | 0.82 |
| Bombas sin operar | 2 | 1 | 1 | 0 | 0 | 2 | 0 | 0 | 1 | 1 | 2 | 2 |
| Gasto suministrado por las bombas en operación | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 2.00 | 2.00 | 1.00 | 2.00 | 2.00 | 1.50 | 1.50 | 1.00 | 1.00 |
| Horas máquina diarias, necesarias por bomba | 17.02 | 18.40 | 18.40 | 18.40 | 23.00 | 23.00 | 18.40 | 23.00 | 23.00 | 23.00 | 16.35 | 18.90 |
| Horas máquina diarias. Totaler | 34.04 | 55.20 | 55.20 | 73.60 | 92.00 | 46.00 | 92.00 | 92.00 | 69.00 | 69.00 | 32.70 | 37.80 |

Horas - Máquina anual, máxima * $30 \times 23 \times 12 \times 4 = 33,120 \text{ hs.}$

Horas - Máquina anual, necesarias * $748.54 \times 30 = 22,456.2 \text{ hs.}$

% Utilización del equipo * $\frac{22,456.2}{33,120.0} = 67.8\% = 68\%$

PROYECTO "VICHINCHIJOL" M.F.D. TAMUÍN, S.L.P.

SELECCION EQUIPO DE BOMBEO

Alternativa N^o. 3 5 Unidades. - $q = 0.400 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$Q \text{ máx.} = 2.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$ - Considerando 30 días y 23 hs. diarias de bombeo máximo mensual

| M e s e s | Ene. | Feb. | Mar. | Abr. | May. | Jun. | Jul. | Agt. | Sep. | Oct. | Nov. | Dic. |
|---|-------|-------|-------|-------|--------------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|-------|
| Demandas mensuales, miles de m ³ | 1818 | 2669 | 2772 | 3964 | 4648 | 2428 | 3922 | 4577 | 3588 | 3715 | 1760 | 2024 |
| Nivel mínimo en el río, elevación en metros | 3.80 | 3.56 | 3.42 | 3.21 | 3.42
1.90 | 3.26 | 3.46 | 3.47 | 3.45 | 3.52 | 4.24 | 3.88 |
| Número de bombas para satisfacer el gasto necesario | 2 | 3 | 3 | 4 | 5 | 3 | 4 | 5 | 4 | 4 | 2 | 3 |
| Gasto necesario, m ³ /seg. | 0.74 | 1.20 | 1.20 | 1.60 | 2.00 | 1.00 | 1.60 | 2.00 | 1.50 | 1.50 | 0.71 | 0.82 |
| Bombas sin operar | 3 | 2 | 2 | 1 | 0 | 2 | 1 | 0 | 1 | 1 | 3 | 2 |
| Gasto suministrado por las bombas en operación | 0.80 | 1.20 | 1.20 | 1.60 | 2.00 | 1.20 | 1.60 | 2.00 | 1.60 | 1.60 | 0.80 | 1.20 |
| Horas máquina diarias, necesarias por bomba | 21.27 | 23.00 | 23.00 | 23.00 | 23.00 | 19.15 | 23.00 | 23.00 | 21.50 | 21.50 | 20.40 | 15.70 |
| Horas máquina diarias, Totales | 42.54 | 69.00 | 69.00 | 92.00 | 115.00 | 57.45 | 92.00 | 115.00 | 86.00 | 86.00 | 40.80 | 47.10 |

Horas - Máquina anual, máxima = $30 \times 23 \times 12 \times 5 = 41,400 \text{ hs.}$

Horas - Máquina anual, necesarias = $911.89 \times 30 = 27,356.7 \text{ hs}$

% Utilización del equipo = $\frac{27,356.7}{41,400.0} = 66\%$

PROYECTO "VICHINCHJOL" MPIO. TAMUÍN, S.L.P.
SELECCION EQUIPO DE BOMBEO

Alternativo N° 4 6 Unidades. - $q = 0.333 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$Q \text{ máx.} = 2.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$ - Considerando 30 días y 23 hs. diarias de bombeo máximo mensual

| M e s e s | Ene. | Feb. | Mar. | Abr. | May. | Jun. | Jul. | Agt. | Sep. | Oct. | Nov. | Dic. |
|---|-------|-------|-------|--------|--------------|-------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|
| Demandas mensuales, miles de m ³ | 1818 | 2669 | 2772 | 3864 | 4648 | 2428 | 3922 | 4577 | 3588 | 3715 | 1760 | 2064 |
| Nivel mínimo en el río, elevación en metros | 3.80 | 3.56 | 3.42 | 3.21 | 3.42
1.90 | 3.26 | 3.46 | 3.47 | 3.45 | 3.52 | 4.24 | 3.88 |
| Número de bombas para satisfacer el gasto necesario | 3 | 4 | 4 | 5 | 6 | 4 | 5 | 6 | 5 | 5 | 3 | 3 |
| Gasto necesario, m ³ /seg. | 0.74 | 1.20 | 1.20 | 1.60 | 2.00 | 1.00 | 1.60 | 2.00 | 1.50 | 1.50 | 0.71 | 0.82 |
| Bombas sin operar | 3 | 2 | 2 | 1 | 0 | 2 | 1 | 0 | 1 | 1 | 3 | 3 |
| Gasto suministrado por las bombas en operación | 1.00 | 1.33 | 1.33 | 1.66 | 2.00 | 1.83 | 1.66 | 2.00 | 1.66 | 1.66 | 1.00 | 1.00 |
| Horas máquina diarias, necesarias por bombeo | 17.02 | 20.70 | 20.70 | 22.10 | 23.00 | 17.27 | 22.10 | 23.00 | 20.76 | 20.76 | 16.33 | 18.86 |
| Horas máquina diarias, Totales | 51.06 | 82.80 | 82.80 | 110.50 | 138.00 | 69.08 | 110.50 | 138.00 | 103.80 | 103.80 | 49.00 | 56.58 |

Para: - Máquina anual, máxima = $30 \times 23 \times 12 \times 6 = 49,680 \text{ hs.}$

Horas - Máquina anual, necesarias = $1095.92 \times 30 = 32,877.6$

% Utilización del equipo = $\frac{32,877.6}{49,680.0} = 66\%$

En las proposiciones de cinco y seis unidades el porcentaje de utilización es menor que en la de cuatro, a pesar de ser más bombas y además se observa que parte del equipo permanecería ocioso más tiempo. Por otra parte, la estructura de instalación sería mayor.

Con los datos del gasto requerido y el dado por el equipo, obtenido de las tablas, se puede formar una gráfica para observar en forma más objetiva la variación mensual de estos conceptos; por ejemplo, los meses en que se puede suministrar mayor volumen de agua con las bombas en caso necesario, etc. En las figuras 3.1 y 3.2 se muestran las correspondientes a las alternativas uno y dos que son las que se antojan más atractivas, según lo dicho anteriormente.

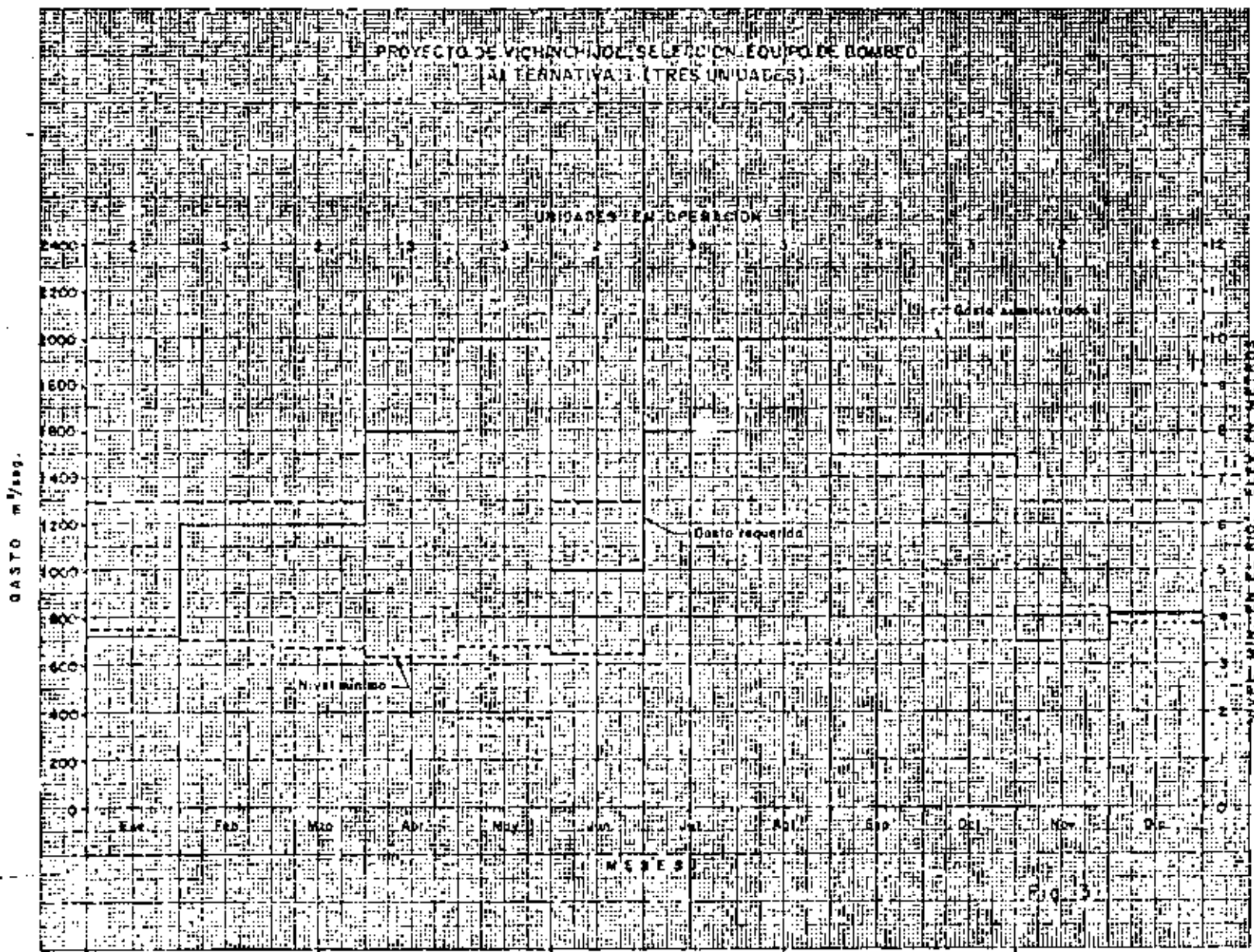
Antes de continuar con la siguiente etapa de la secuela que nos ocupa, se harán las siguientes observaciones:

Es claro que el 100% de utilización de una instalación se obtendría cuando el gasto necesario en la zona de riego fuera constante y tal vez, en estas condiciones, el problema de seleccionar el equipo de bombeo, se reduzca a elegir el tamaño y tipo de las unidades. Ordinariamente en instalación de bombas para riego, ese porcentaje de utilización no se obtiene debido a la variación de las demandas; por lo tanto, de este concepto dependerá, en parte, el mayor aprovechamiento de las instalaciones y como aquéllas (las demandas) son función del plan de cultivos considerados, conviene que cuando se utilice el bombeo con fines de riego se piense en un plan de cultivos tal, que la mira sea sacarle a la instalación el mayor provecho posible.

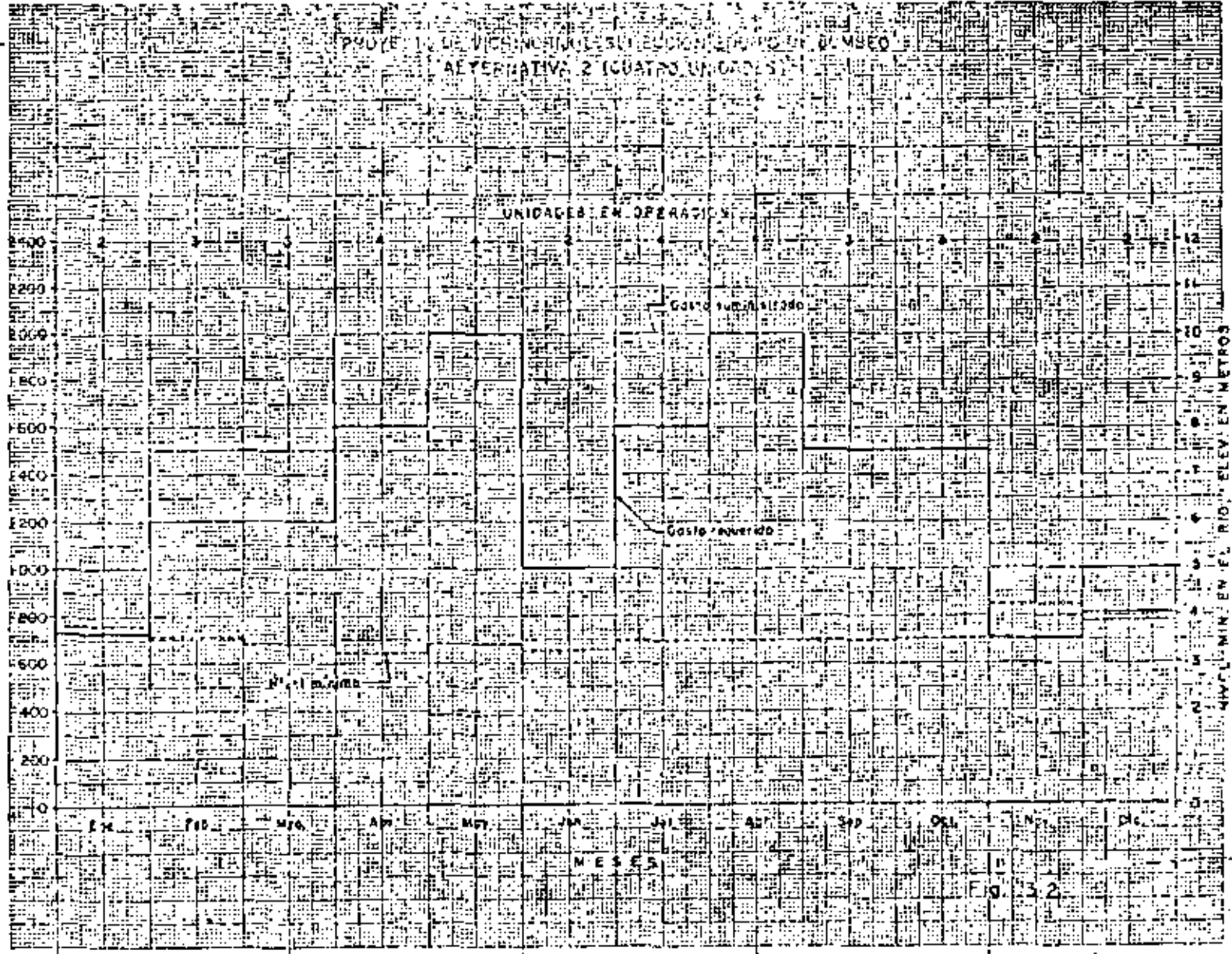
En algunos proyectos, se llegan a tener, en uno o más meses, demandas (gastos) pequeñas en comparación con la demanda máxima y ello puede afectar la apreciación del 1% de aprovechamiento que se busca, por lo que, para estos casos y a juicio, considérense o no todos los meses del año en la determinación de dicho porcentaje.

En otras ocasiones, el gasto máximo difiere bastante con los otros mensuales y al calcular el número de horas necesarias de bombeo diario, éste resulta bajo con relación al aplicado en la obtención del gasto máximo; esto origina tener el equipo ocioso en un tiempo mayor. Se sugiere para entonces, aumentar las horas de bombeo en el cálculo del gasto máximo para aumentar las horas de trabajo en los otros meses con lo cual, también se consigue disminuir la magnitud del equipo.

Es siempre recomendable tener unidades iguales, por las ventajas en la operación y conservación de un sistema; pero cuando las demandas de riego difieran mucho entre sí y en proyectos grandes es factible pensar y aplicar una solución con dos o más tipos de unidades y probablemente la magnitud del problema justifique esa solución. Se recomienda en estos casos tener por lo menos pares iguales.



GASTO m³/seg.



MIN. EN EL RIO. ELEV. EN METROS

Finalmente, si se tienen en la descarga canales que partan en distinta dirección y con diferente capacidad o se tenga una descarga parcial antes de la descarga principal, se debe considerar la capacidad de esos canales para fijar la capacidad de la bomba o viceversa, previendo la posible operación del sistema. En general deberá haber una relación entre la capacidad de los canales de riego y la capacidad de las bombas.

3.3 Selección de la bomba tipo

Considerando las alternativas más viables para elegir el número de unidades y consultando los catálogos de los fabricantes, se puede formar para cada una de esas alternativas una tabla en la cual se concentren las características principales de las bombas posibles de usar, con el objeto de compararlas en uno y otro caso y contar con más elementos para decidir la elección, tanto del número como del tipo.

Dentro de esas características, una de las más importantes es quizá la eficiencia de un determinado modelo, pues tómesese en cuenta que, de este factor dependerá en gran parte la economía que se tenga al operar el sistema durante su vida útil. En ocasiones ante la posibilidad de elegir cualquier modelo de bomba entre dos cuyo costo inicial sea diferente, casi siempre conviene elegir aquella con eficiencia más alta, aun cuando costara más y posiblemente esta decisión no afecte substancialmente la inversión inicial de una planta.

D A T O S .

Para explorar las curvas características de varias bombas y formar la tabla a que nos hemos referido arriba se necesitan conocer:

- q Gasto de la bomba, cuyo valor será según la alternativa propuesta.
- H Carga dinámica total aproximada y su posible variación.
- (CNSP)_d Carga Neta de Succión Positiva disponible.

Además, tener presente el ciclaje de la energía eléctrica, en el caso que se vaya a disponer de ella, a fin de usar las curvas de eficiencia del ciclaje correspondiente.

Carga dinámica total aproximada y su posible variación.

Decimos que el valor de la carga total de operación para estos fines es aproximado, porque inicialmente se suponen las dimensiones de ciertos elementos que al final pueden hacer variar el valor de dicha carga: por ejemplo, el diámetro de la tubería de succión o el de la descarga y en ocasiones, pueden no ser

TABLA # 2 (PARA TUBOS DESCARGANDO PARCIALMENTE LLENOS)

| x/y | % | x/y | % | x/y | % | x/y | % |
|------|-------|------|-------|------|-------|------|--------|
| 0.01 | 0.17 | 0.26 | 20.66 | 0.51 | 51.27 | 0.76 | 81.54 |
| 0.02 | 0.67 | 0.27 | 21.79 | 0.52 | 52.55 | 0.77 | 82.62 |
| 0.03 | 0.88 | 0.28 | 22.92 | 0.53 | 53.82 | 0.78 | 83.69 |
| 0.04 | 1.34 | 0.29 | 24.06 | 0.54 | 55.09 | 0.79 | 84.73 |
| 0.05 | 1.87 | 0.30 | 25.24 | 0.55 | 56.35 | 0.80 | 85.77 |
| 0.06 | 2.44 | 0.31 | 26.41 | 0.56 | 57.63 | 0.81 | 86.77 |
| 0.07 | 3.00 | 0.32 | 27.59 | 0.57 | 58.89 | 0.82 | 87.76 |
| 0.08 | 3.74 | 0.33 | 28.78 | 0.58 | 60.13 | 0.83 | 88.75 |
| 0.09 | 4.46 | 0.34 | 29.98 | 0.59 | 61.40 | 0.84 | 89.69 |
| 0.10 | 5.21 | 0.35 | 31.19 | 0.60 | 62.64 | 0.85 | 90.59 |
| 0.11 | 5.98 | 0.36 | 32.42 | 0.61 | 63.89 | 0.86 | 91.49 |
| 0.12 | 6.80 | 0.37 | 33.64 | 0.62 | 65.13 | 0.87 | 92.36 |
| 0.13 | 7.64 | 0.38 | 34.87 | 0.63 | 66.36 | 0.88 | 93.20 |
| 0.14 | 8.51 | 0.39 | 36.11 | 0.64 | 67.58 | 0.89 | 94.02 |
| 0.15 | 9.41 | 0.40 | 37.36 | 0.65 | 68.81 | 0.90 | 94.79 |
| 0.16 | 10.33 | 0.41 | 38.60 | 0.66 | 70.02 | 0.91 | 95.54 |
| 0.17 | 11.27 | 0.42 | 39.85 | 0.67 | 71.22 | 0.92 | 96.26 |
| 0.18 | 12.24 | 0.43 | 41.11 | 0.68 | 72.41 | 0.93 | 97.00 |
| 0.19 | 13.23 | 0.44 | 42.37 | 0.69 | 73.59 | 0.94 | 97.56 |
| 0.20 | 14.23 | 0.45 | 43.63 | 0.70 | 74.76 | 0.95 | 98.13 |
| 0.21 | 15.27 | 0.46 | 44.91 | 0.71 | 75.94 | 0.96 | 98.66 |
| 0.22 | 16.31 | 0.47 | 46.18 | 0.72 | 77.08 | 0.97 | 99.12 |
| 0.23 | 17.38 | 0.48 | 47.45 | 0.73 | 78.21 | 0.98 | 99.52 |
| 0.24 | 18.45 | 0.49 | 48.73 | 0.74 | 79.34 | 0.99 | 99.83 |
| 0.25 | 19.54 | 0.50 | 50.00 | 0.75 | 80.44 | 1.00 | 100.00 |

(VÉASE FIGURA 2 E)

D = DISTANCIA HORIZONTAL EN CMTS.
Q = GASTO EN LITROS POR SEGUNDO.-

FIGURA # 1 - PARA TUBOS LLENOS

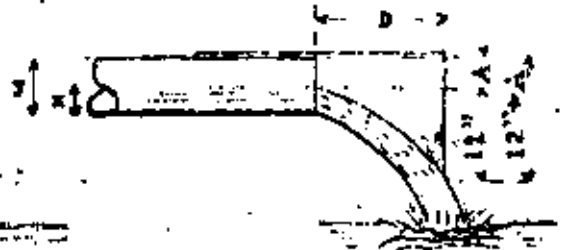


EJEMPLO # 1

TUBO DE 6"

D = 48 cmts. - Q = 33 lts. x seg.

FIGURA # 2 - PARA TUBOS PARCIALMENTE LLENOS



EJEMPLO # 2

TUBO DE 6" y = 15 cmts.

x = 7.5 cmts.

D = 22 cmts.

Para x/y = 0.38 se obtiene Q de 52.55
(si fuera tubo lleno con D = 22 cmts.
se tendrían Q = 16 lts. x seg.) en el
este ejemplo sería -

Tabla No. 1 (Continuación de la Tabla No. 1)

Ing. Gustavo Lopez J.

| Profundidad
en metros | Diámetro del tubo en centímetros | | | | | | |
|--------------------------|----------------------------------|------|------|------|-------|-------|-------|
| | 1.5 | 2.0 | 2.5 | 3.0 | 3.5 | 4.0 | 4.5 |
| 20 | 1.7 | 3.7 | 6.4 | 14.6 | 25.3 | 39.7 | 56.9 |
| 22 | 1.9 | 4.1 | 7.0 | 16.0 | 27.8 | 43.7 | 62.8 |
| 24 | 2.0 | 4.6 | 7.7 | 17.5 | 30.3 | 47.7 | 68.3 |
| 26 | 2.2 | 4.8 | 8.3 | 19.0 | 32.8 | 51.7 | 73.9 |
| 28 | 2.4 | 5.2 | 9.0 | 20.4 | 35.4 | 55.6 | 79.6 |
| 30 | 2.6 | 5.6 | 9.6 | 21.9 | 37.9 | 59.6 | 85.3 |
| 32 | 2.7 | 6.0 | 10.2 | 23.3 | 40.4 | 63.6 | 91.0 |
| 34 | 2.9 | 6.3 | 10.9 | 24.8 | 42.9 | 67.6 | 96.7 |
| 36 | 3.1 | 6.7 | 11.5 | 26.2 | 45.5 | 71.7 | 102.4 |
| 38 | 3.2 | 7.0 | 12.2 | 27.7 | 48.0 | 75.5 | 108.1 |
| 40 | 3.4 | 7.4 | 12.8 | 29.2 | 50.5 | 79.5 | 113.8 |
| 42 | 3.6 | 7.8 | 13.4 | 30.6 | 53.0 | 83.5 | 119.4 |
| 44 | 3.7 | 8.3 | 14.1 | 32.1 | 55.6 | 87.4 | 125.1 |
| 46 | 3.9 | 8.6 | 14.7 | 33.5 | 58.1 | 91.4 | 130.8 |
| 48 | 4.1 | 8.9 | 15.4 | 35.0 | 60.6 | 95.4 | 136.5 |
| 50 | 4.3 | 9.3 | 16.0 | 36.5 | 63.2 | 99.4 | 142.2 |
| 52 | 4.4 | 9.7 | 16.6 | 37.9 | 65.7 | 103.3 | 147.9 |
| 54 | 4.6 | 10.0 | 17.3 | 39.4 | 68.3 | 107.3 | 153.6 |
| 56 | 4.8 | 10.4 | 17.9 | 40.8 | 70.7 | 111.3 | 159.8 |
| 58 | 4.9 | 10.8 | 18.6 | 42.3 | 73.3 | 115.2 | 165.0 |
| 60 | 5.1 | 11.2 | 19.2 | 43.7 | 75.8 | 119.3 | 170.6 |
| 62 | 5.3 | 11.5 | 19.8 | 45.2 | 78.3 | 123.2 | 176.3 |
| 64 | 5.4 | 11.9 | 20.5 | 46.7 | 80.8 | 127.2 | 182.0 |
| 66 | 5.6 | 12.3 | 21.1 | 48.1 | 83.4 | 131.1 | 187.7 |
| 68 | 5.8 | 12.6 | 21.8 | 49.6 | 85.9 | 135.1 | 193.4 |
| 70 | 6.0 | 13.0 | 22.4 | 51.0 | 88.4 | 139.1 | 199.1 |
| 72 | 6.1 | 13.4 | 23.0 | 52.5 | 90.9 | 143.1 | 204.8 |
| 74 | 6.4 | 13.8 | 23.7 | 53.9 | 93.5 | 147.0 | 210.5 |
| 76 | 6.5 | 14.1 | 24.3 | 55.3 | 96.0 | 151.0 | 216.1 |
| 78 | 6.6 | 14.5 | 25.0 | 56.9 | 98.5 | 155.0 | 221.8 |
| 80 | 6.9 | 14.9 | 25.6 | 58.3 | 101.0 | 159.0 | 227.5 |
| 82 | 7.0 | 15.3 | 26.3 | 59.8 | 103.6 | 162.9 | 233.2 |
| 84 | 7.1 | 15.6 | 26.9 | 61.2 | 106.1 | 166.9 | 239.0 |
| 86 | 7.3 | 16.0 | 27.5 | 62.7 | 108.6 | 170.9 | 244.6 |
| 88 | 7.5 | 16.4 | 28.2 | 64.2 | 111.1 | 174.9 | 250.3 |
| 90 | 7.7 | 16.7 | 28.8 | 65.6 | 113.7 | 178.8 | 256.0 |
| 92 | 7.8 | 17.1 | 29.4 | 67.1 | 116.2 | 182.2 | 261.6 |
| 94 | 8.0 | 17.5 | 30.0 | 68.5 | 118.7 | 186.8 | 267.2 |
| 96 | 8.2 | 17.9 | 30.7 | 70.0 | 121.2 | 190.0 | 273.0 |
| 20 | 8.3 | 18.2 | 31.4 | 71.4 | 123.8 | 194.7 | 278.7 |

CONSTRUCTION AND USE OF PIPE CAP ORIFICE

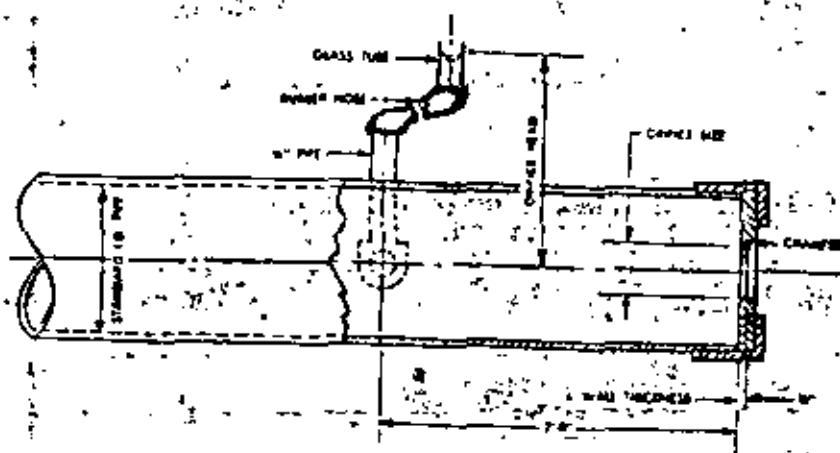


FIG. 70. Pipe cap orifice.

A pipe cap orifice is a form of sharp-edged orifice and is free flowing, since it is placed on the end of a pipe and allows the water to discharge into the atmosphere.

A number of precautions must be taken to insure accuracy of measurement.

1. Approach pipe must be smooth inside, straight and horizontal.

2. The distance between the orifice and any valves or fittings in the approach pipe must be greater than 2 pipe diameters.

3. The $\frac{1}{4}$ " pressure opening should be two feet back of, and in the centerline plane of, the orifice. It should be fitted with a standard nipple, at right angles to the approach pipe and flush on the inside. A rubber tube and a piece of glass pipe complete the arrangement for easy reading of the head on the orifice. The rubber tube may be used as shown, or may be connected directly to the horizontal nipple.

4. The orifice must be a true bore, smooth, diameter accurate to ± 0.001 ", inside wall flush and smooth, edges square and sharp and $\frac{1}{8}$ " thick, excess material chamfered at an angle of 45 deg. on outside as illustrated in Fig. 70.

* Capacities may be read directly in GPM from Fig. 71.

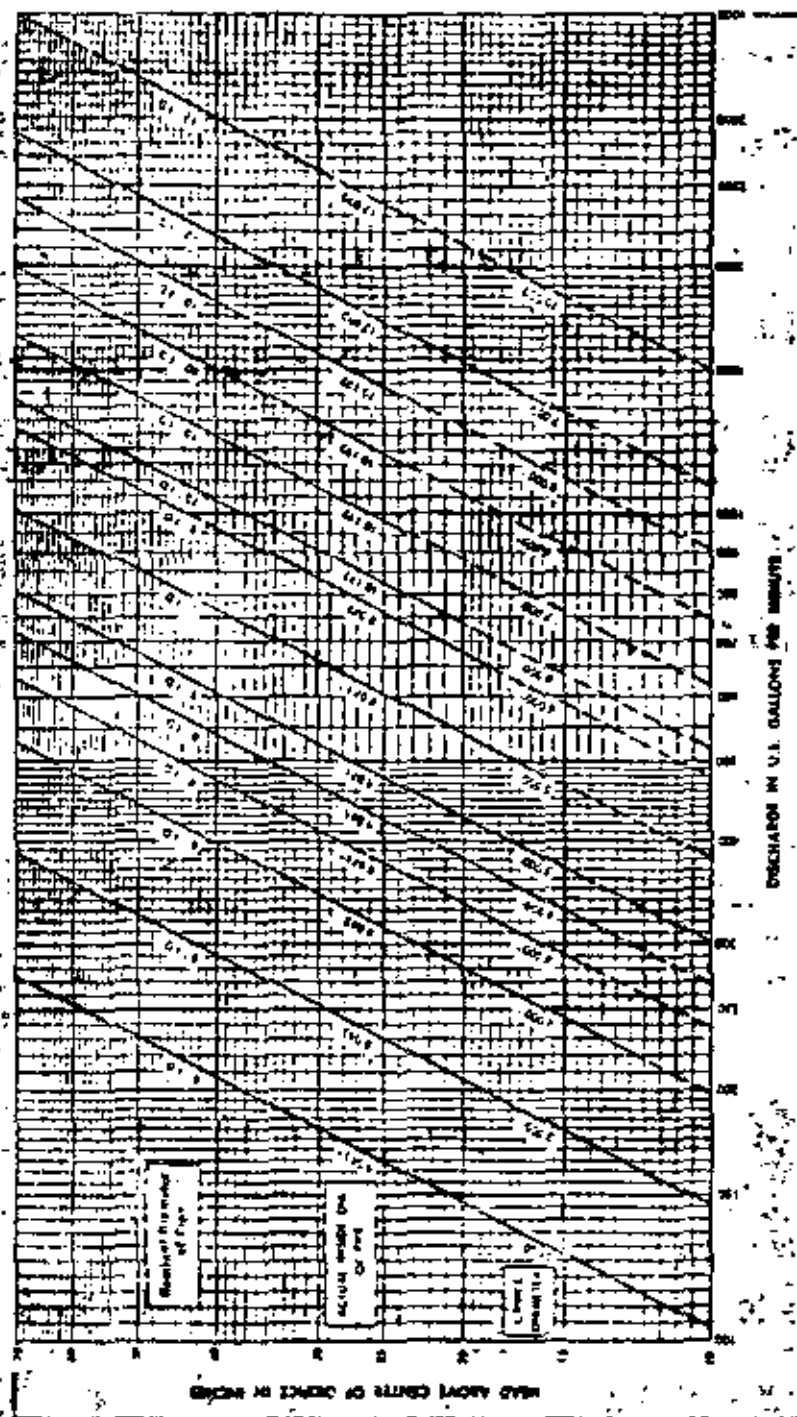


FIG. 71. Pipe cap orifice chart.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION
Depto de Maquinaria

INFORME DE ADEME

Fecha 28 de Dic. de 1955

Dto de Riego del Río Colorado Valle de Mexicali, B.C. Pozo N° Alamo 1
Lugar Ejido Torreón Contratista Mexicana de Construcciones, S. A.
Zona _____ Contrato N° 767 De fecha 20 de Abril de 1956

Perforadora marca Walter núm. 13

ADEME CIEGO

| Diámetro | Espesor | Profundidad de | Longitud instalada | Cople y rosca | Soldado a tope | Observaciones |
|----------|---------|----------------|--------------------|---------------|----------------|---------------------|
| 20" | 1/4" | 1.00 m | 35.42 m | | X | Soldadura eléctrica |

CEDAZO

Marco U.S. Steel Tipo _____

| Diámetro | Espesor | Profundidad de | Longitud instalada | Tipo | Dimensiones ranura | Ranuras por metro | Area infiltración por m. l. | Velocidad de infiltración | Observaciones |
|----------|---------|----------------|--------------------|-------|--------------------|-------------------|-----------------------------|---------------------------|----------------------|
| 20" | 3/4" | 15.42 m | 64.70 m | Troq. | 2 1/2" x 1/2" | 198 | 0 m | 0 m | Soldadura Eléctrica. |

FILTRO DE GRAVA

| Volumen | Tamaño de grava Máxima - Mínima | Cost. Unifor. | Observaciones |
|-------------------|---------------------------------|---------------|--|
| 44 m ³ | 3/4" - 1" | | Cribada en el Banco de Algodones, B.C. |

CEMENTACION

Nivel aguas freáticas _____ Nivel estático después de la cementación _____

| Diámetro Perforación | Espesor | Profundidad de | Longitud instalada | Volumen calculado | Volumen empleado | Observaciones |
|----------------------|---------|----------------|--------------------|-------------------|------------------|---------------|
| NO | SE | USO | | | | |

TAPON DE FONDO NO SELLOS DE PLOMO NO
EQUIPO EMPLEADO PARA LA CEMENTACION _____
PROCESO SEGUIDO _____

OBSERVACIONES

Orden dada por el Ing. Guillermo Galicia

PERSONAL QUE INTERVINO

Supervisores
Perforista H. Schleaf Dñ. Conto
Inspector Ing. G. Galicia S.R.H.



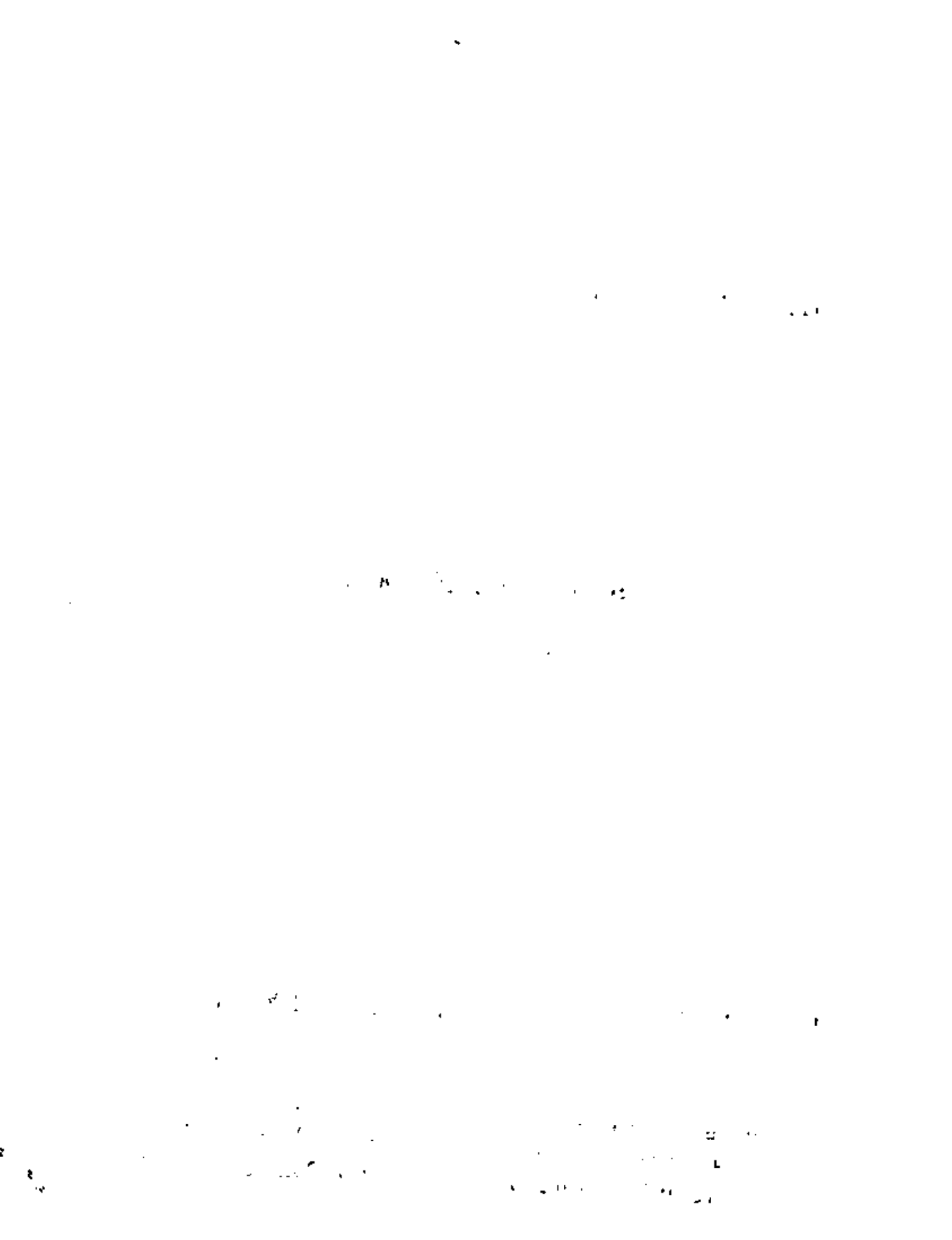
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

CICLO VEGETATIVO DE CULTIVOS

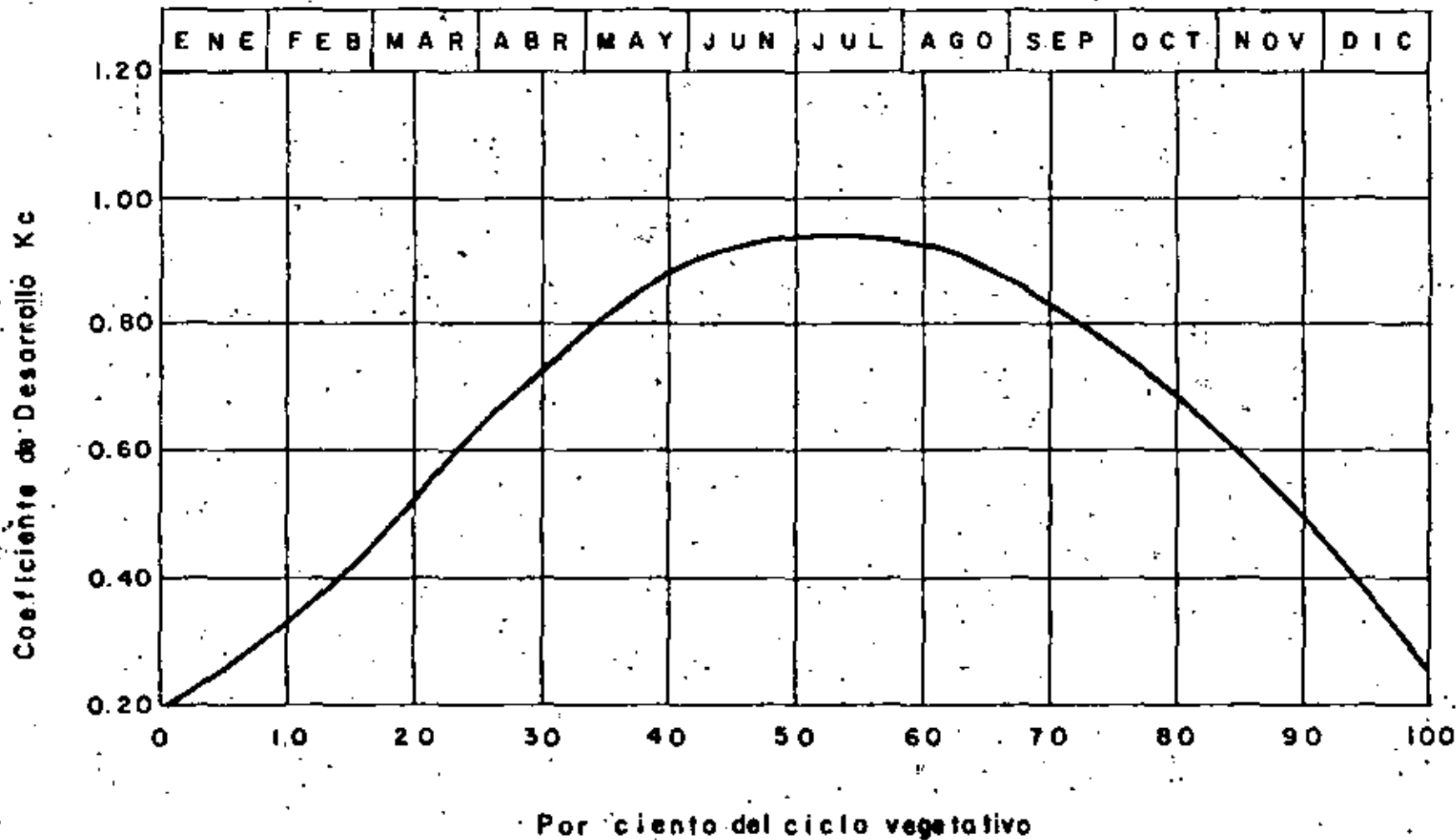
ING. OSCAR PLAISANT WONG
MAYO DE 1979



CULTIVO: PASTOS

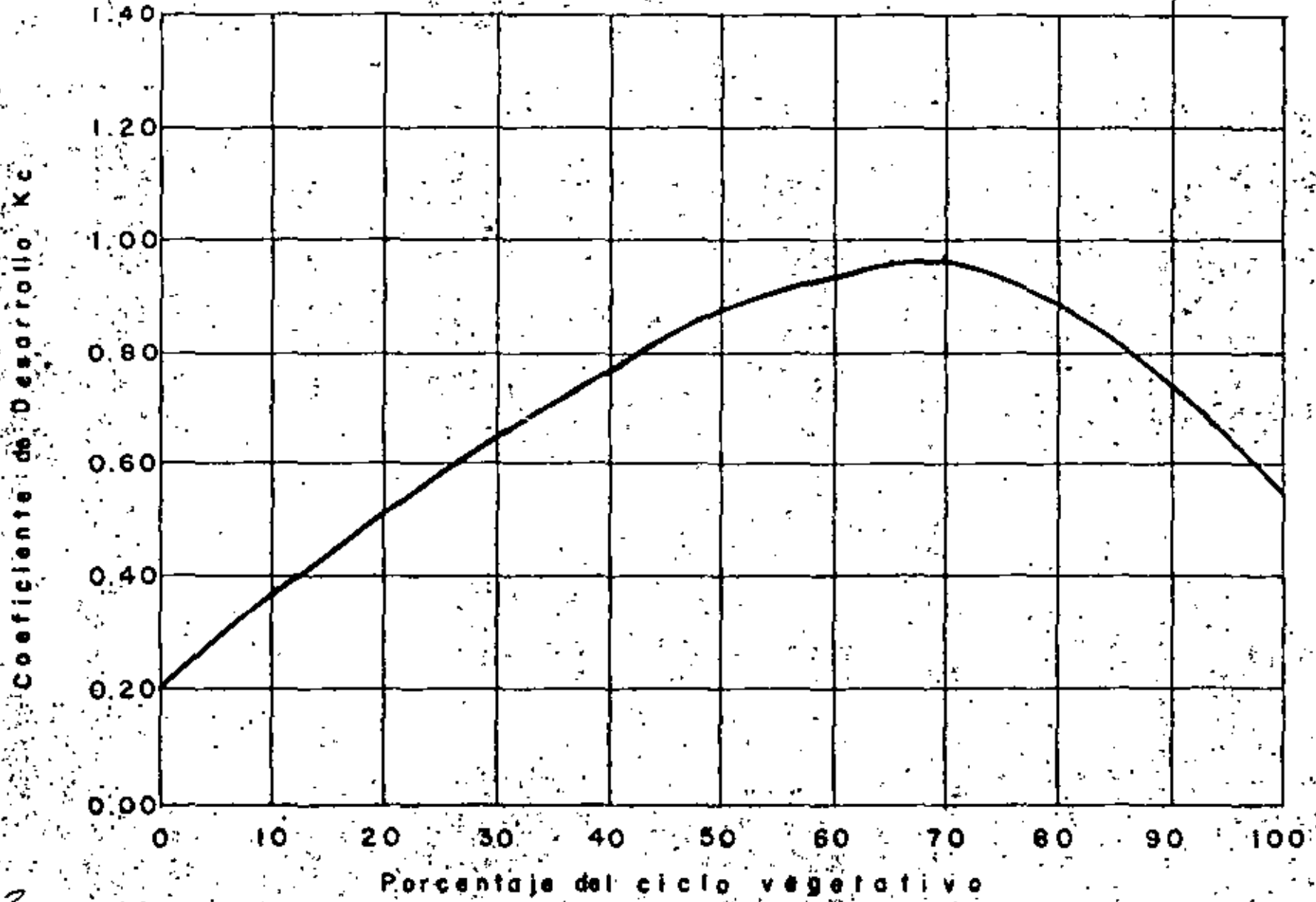
folia

CICLOS VEGETATIVO = 360 DIAS



10

CULTIVO: TRIGO
CICLO VEGETATIVO: 150 DIAS

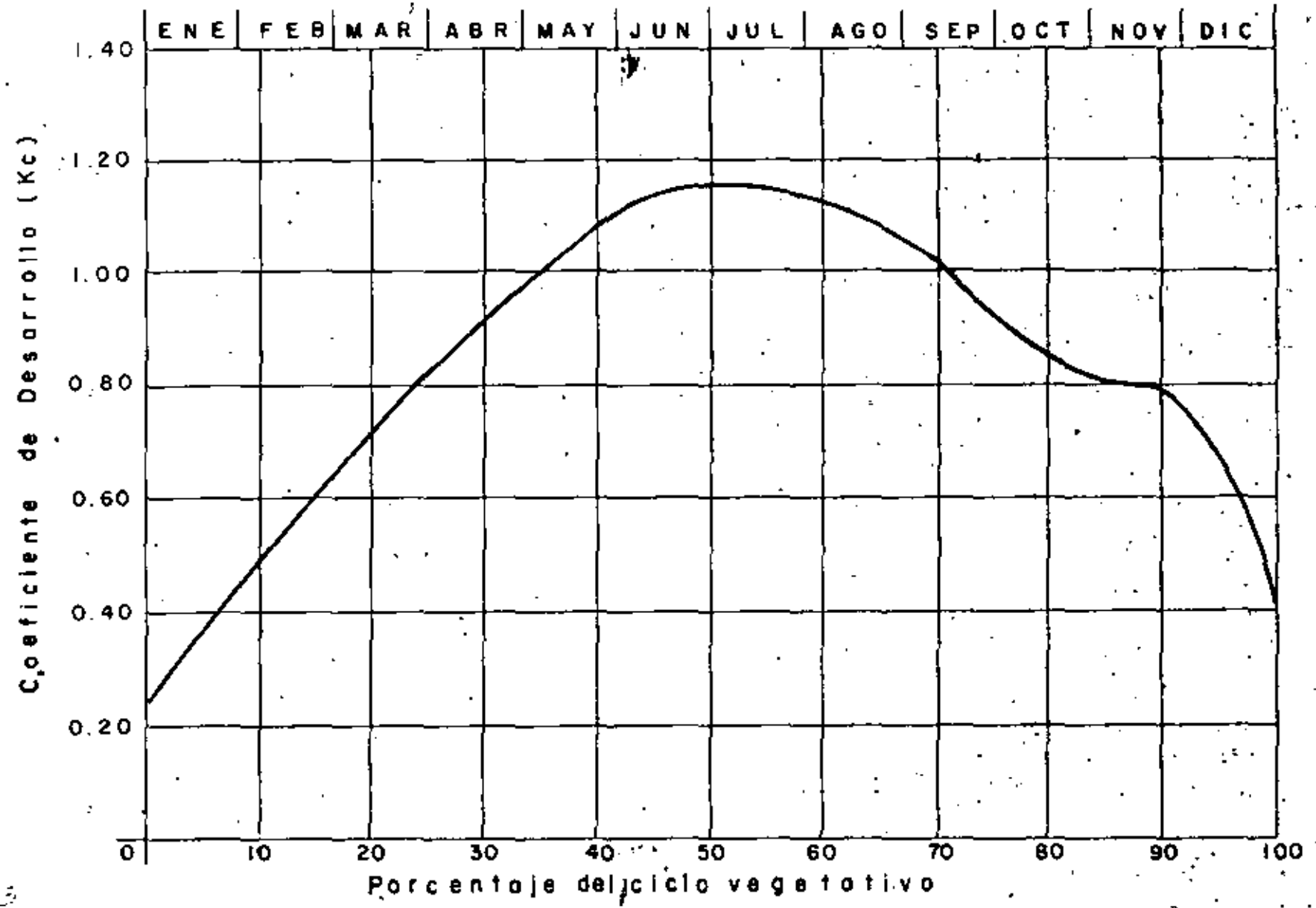


2

2

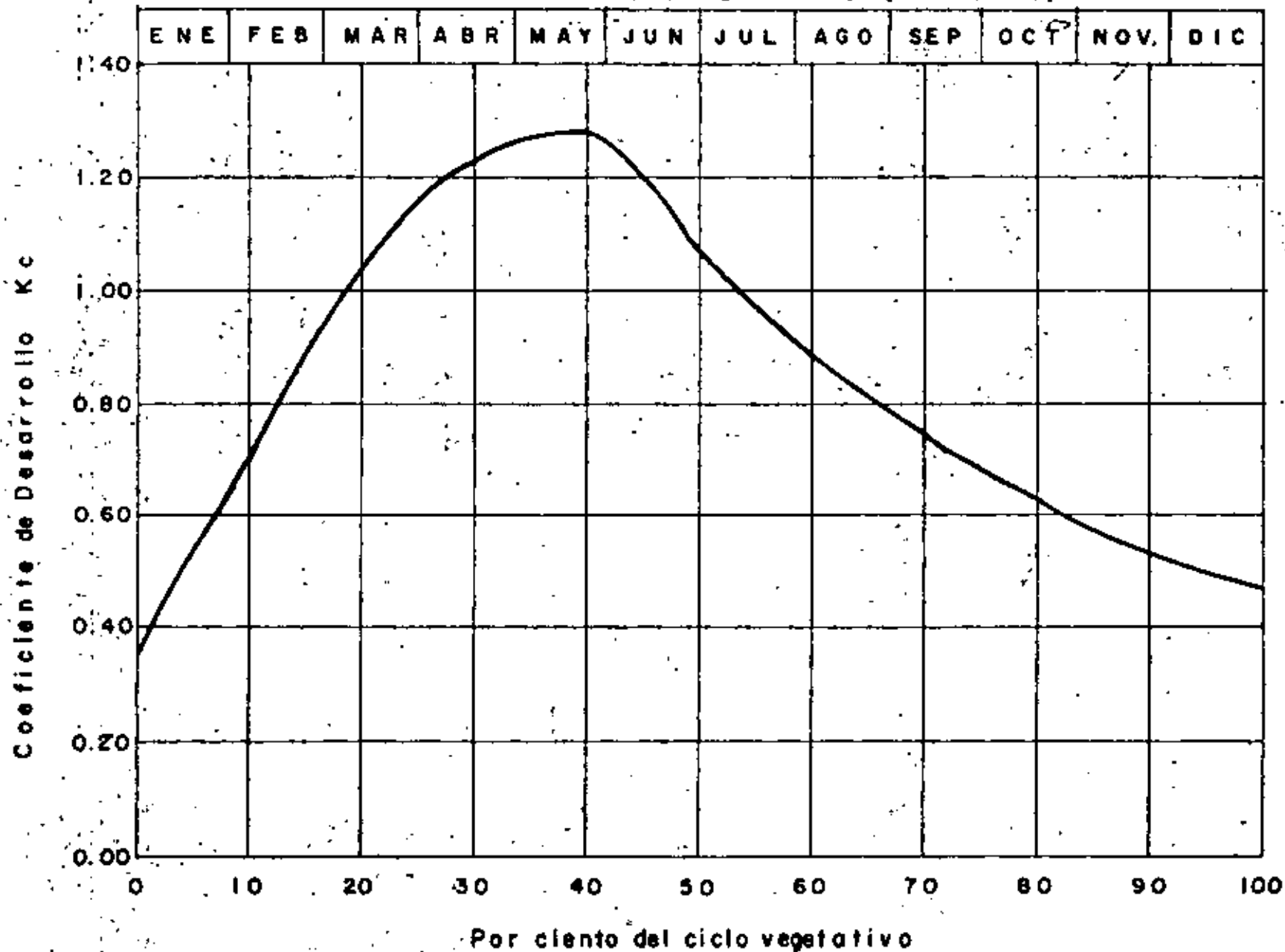
CULTIVO: ALFALFA
CICLO VEGETATIVO: 360 DIAS (PERENNE)

(3)



CULTIVO: CAÑA
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS (PERENNE)

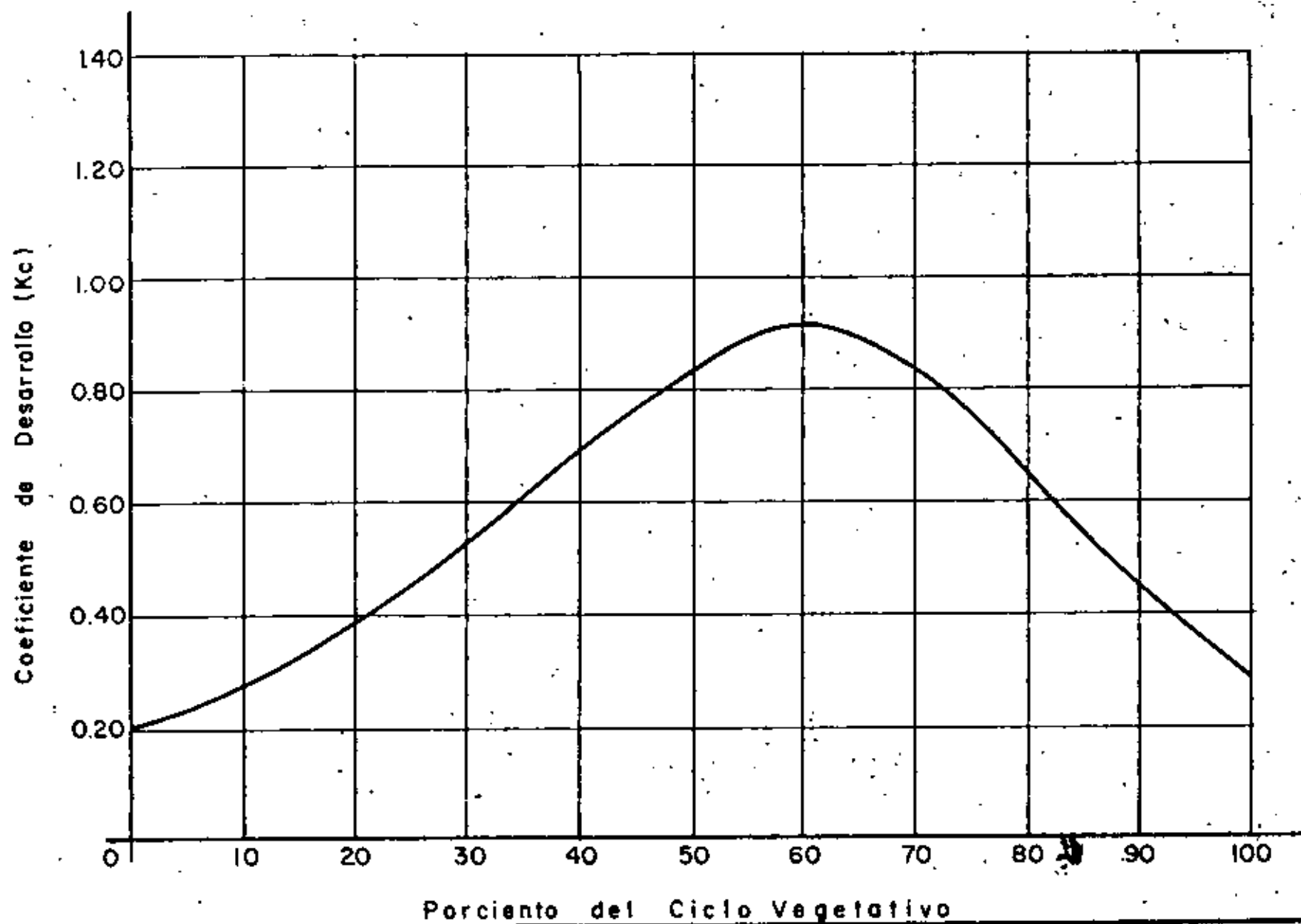
(4)



Cultivo: S O Y A

Ciclo vegetativo: 90 a 150 días

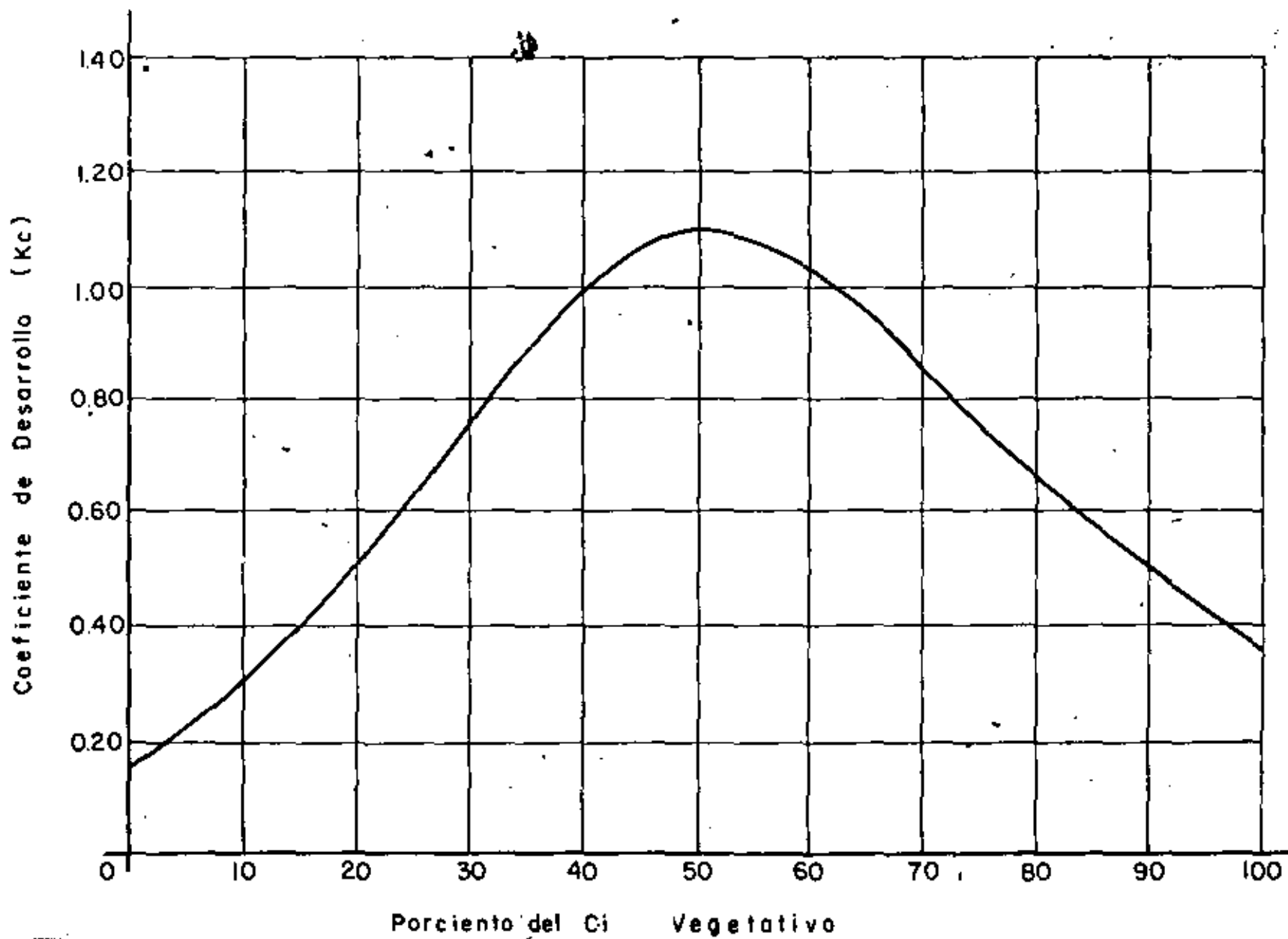
(5)



Cultivo: S O R G O

Ciclo vegetativo: 90 a 150 días.

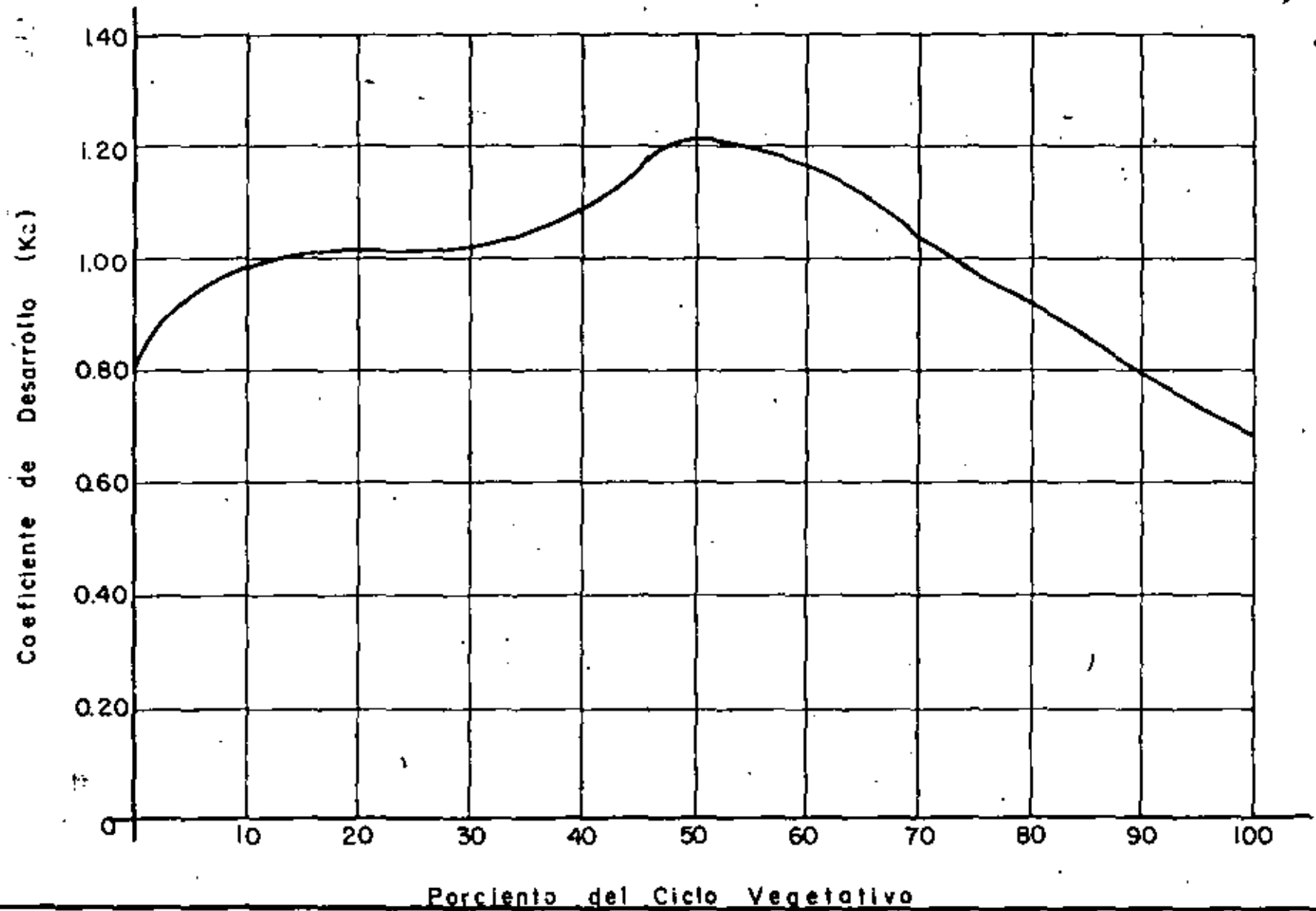
(6)



Cultivo: ARROZ

Ciclo vegetativo: 180 a 210 días

(7)

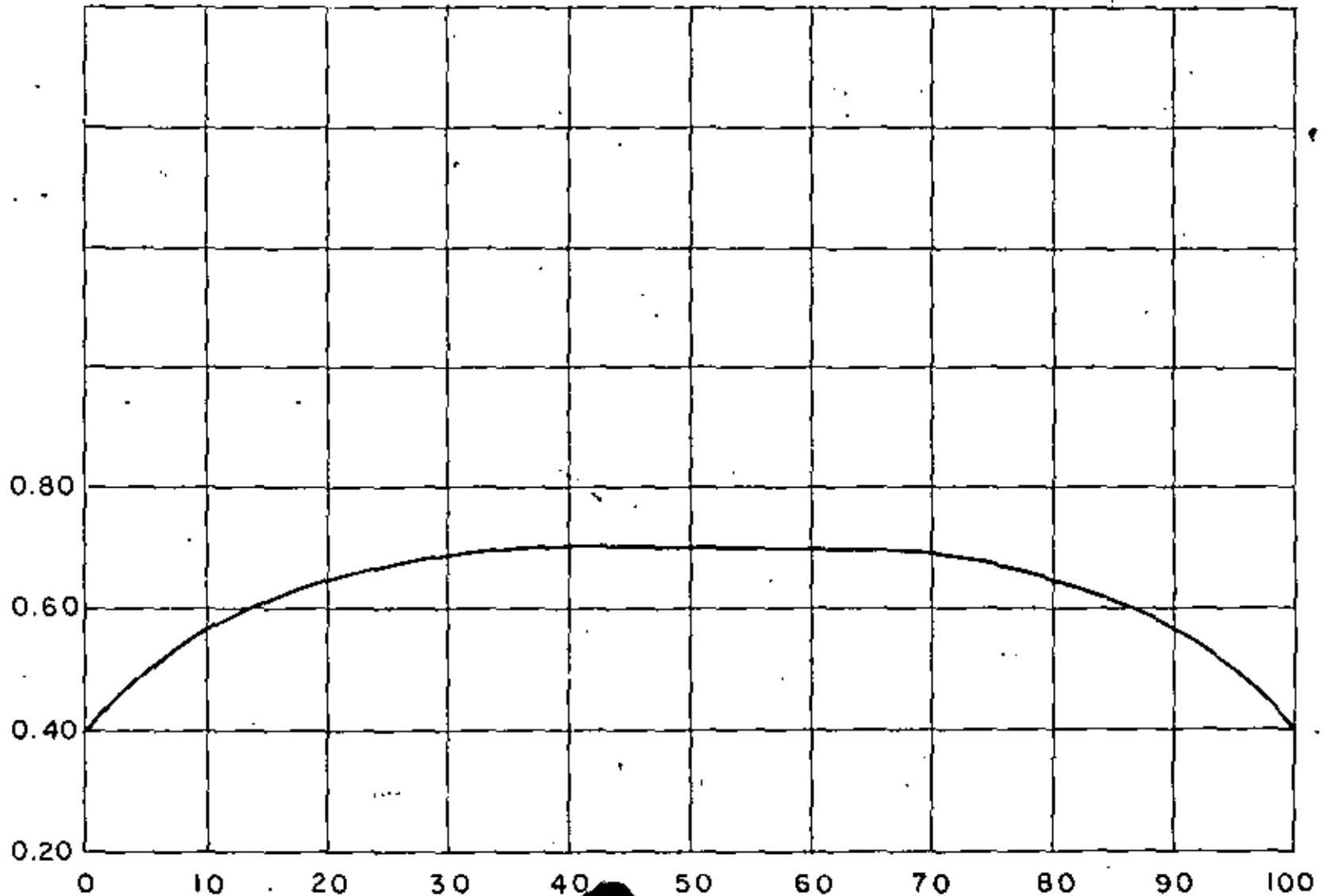


CULTIVO = FRIJOL

(8)

CICLO VEGETATIVO = 90 A 120 DIAS

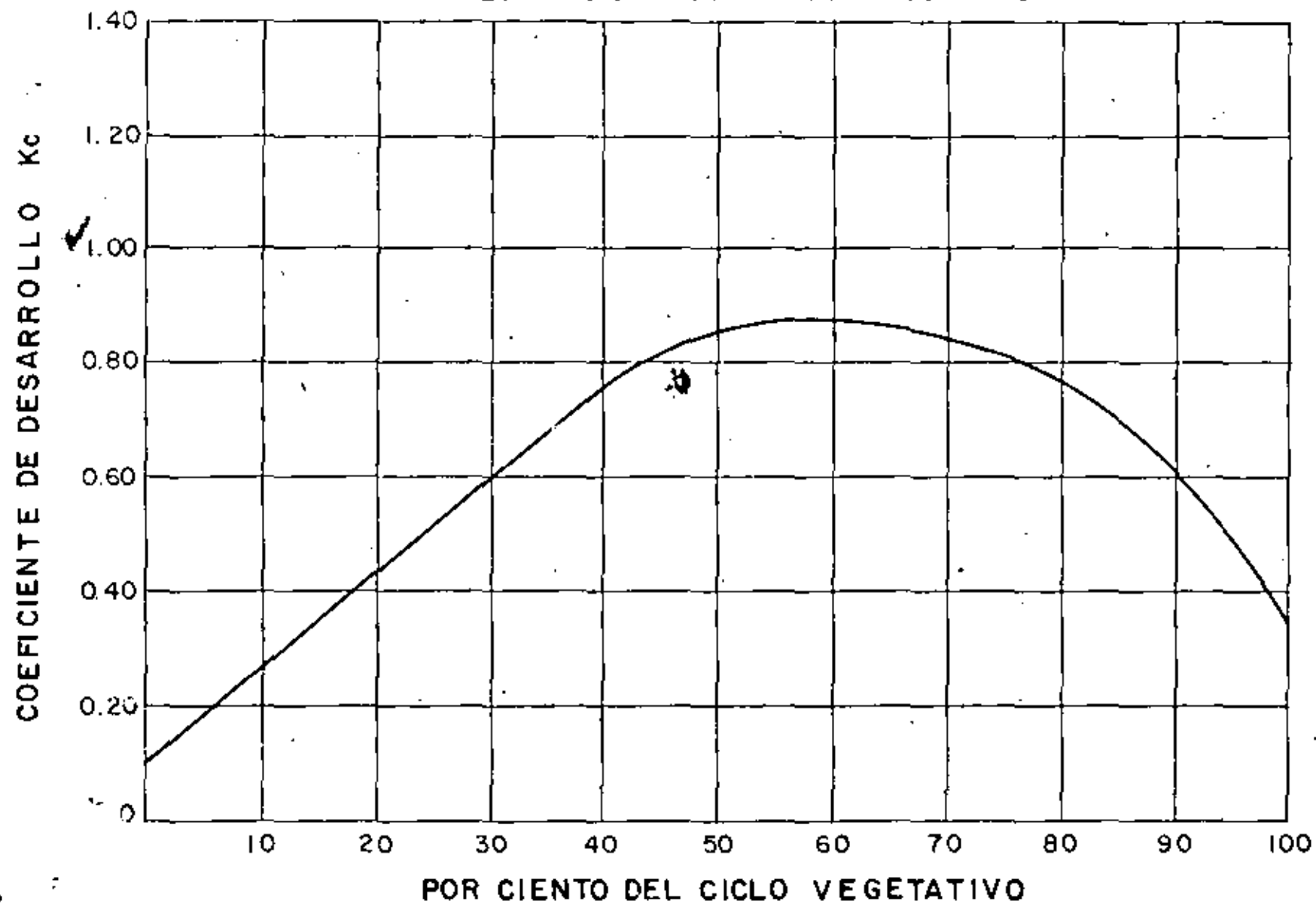
COEFICIENTE DE DESARROLLO Kc



CULTIVO = ALGODON

(9)

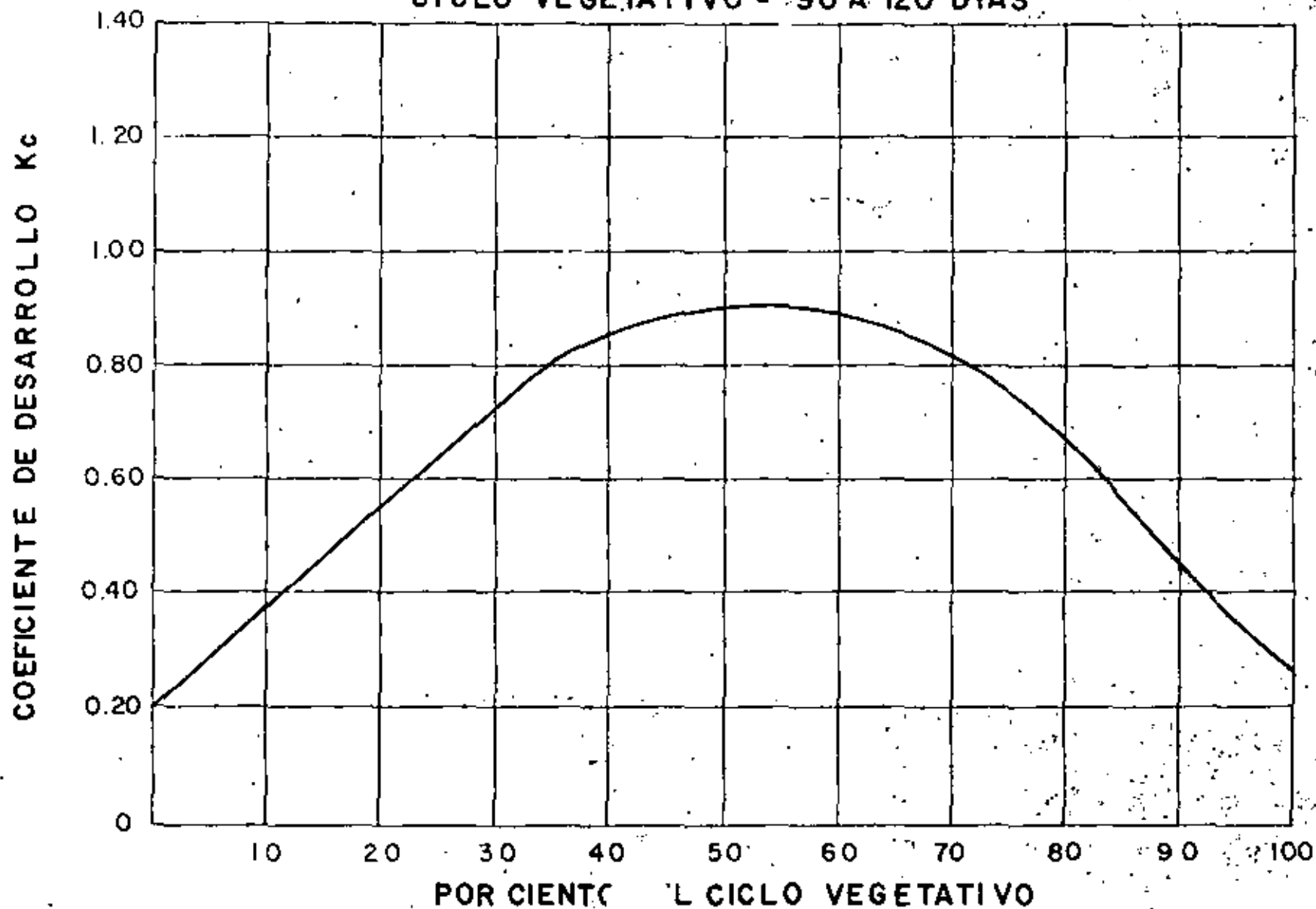
CICLO VEGETATIVO = 180 A 210 DIAS



CULTIVO = AJONJOLI
CICLO VEGETATIVO = 90 A 120 DIAS

(10)

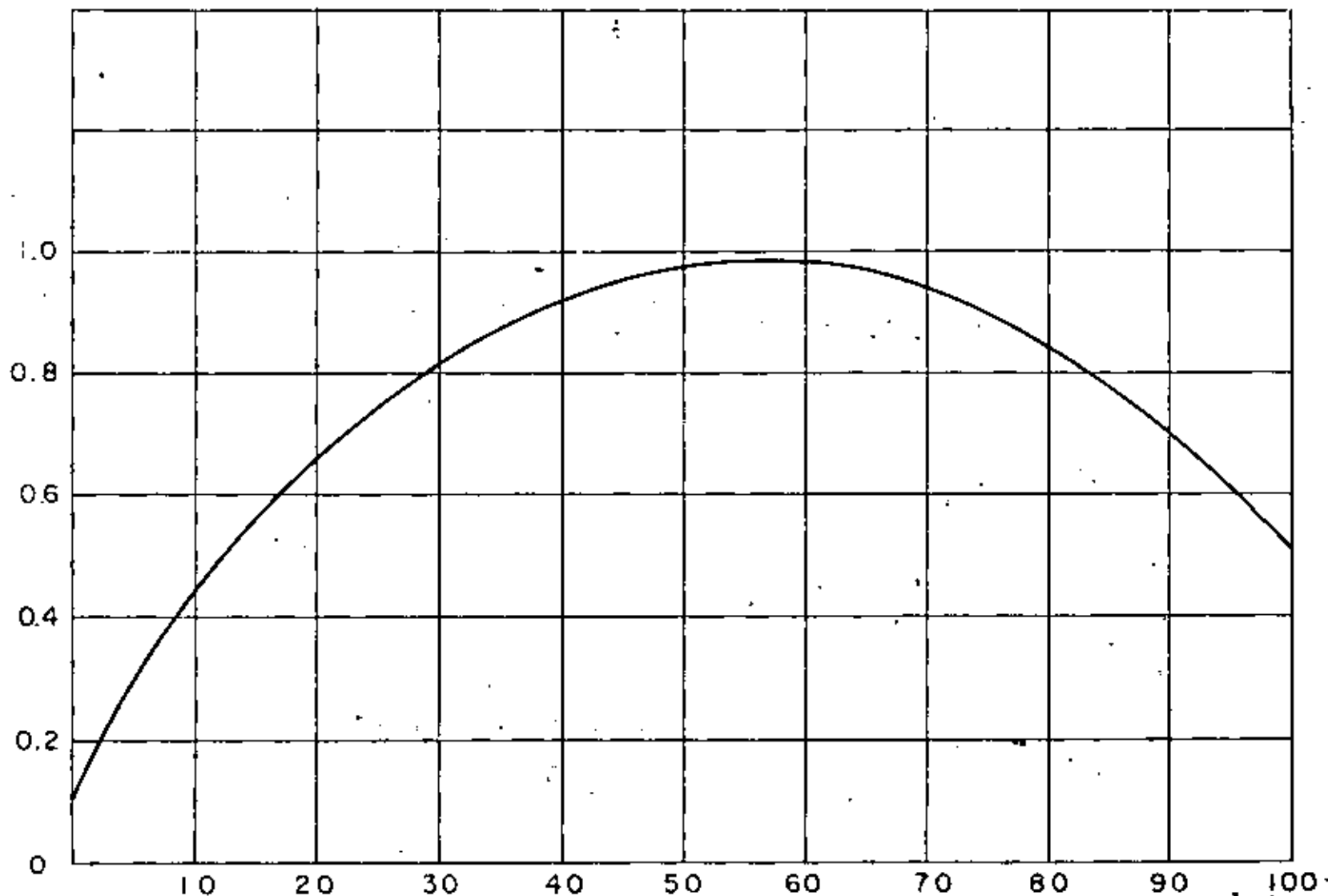
10



CULTIVO = JITOMATE
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

(11)

COEFICIENTE DE DESARROLLO Kc



11

POR CIENTO DEL CICLO VEGETATIVO

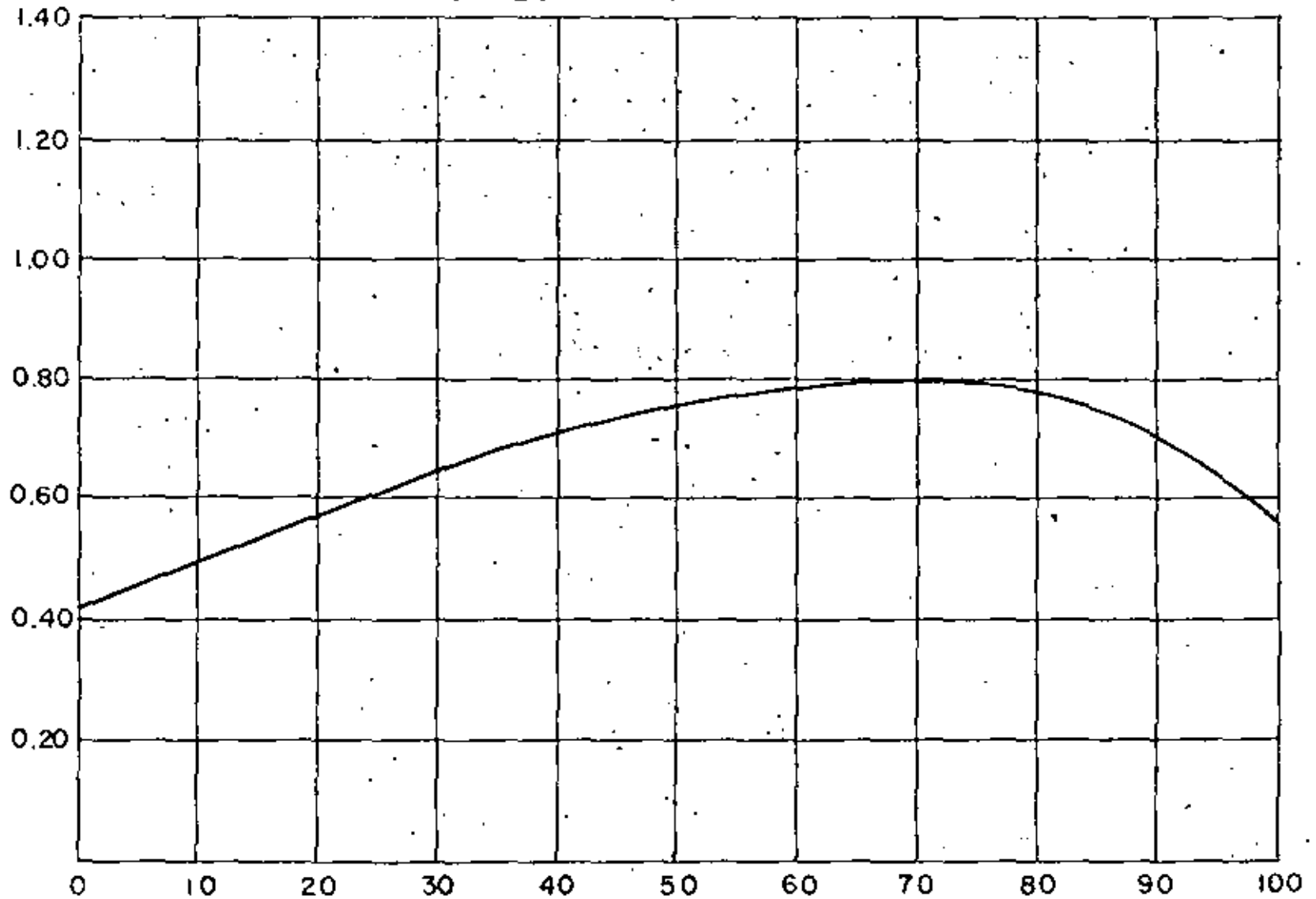
CULTIVO=MAIZ

(12)

CICLO VEGETATIVO = 120 A 210 DIAS

12

COEFICIENTE DE DESARROLLO KC



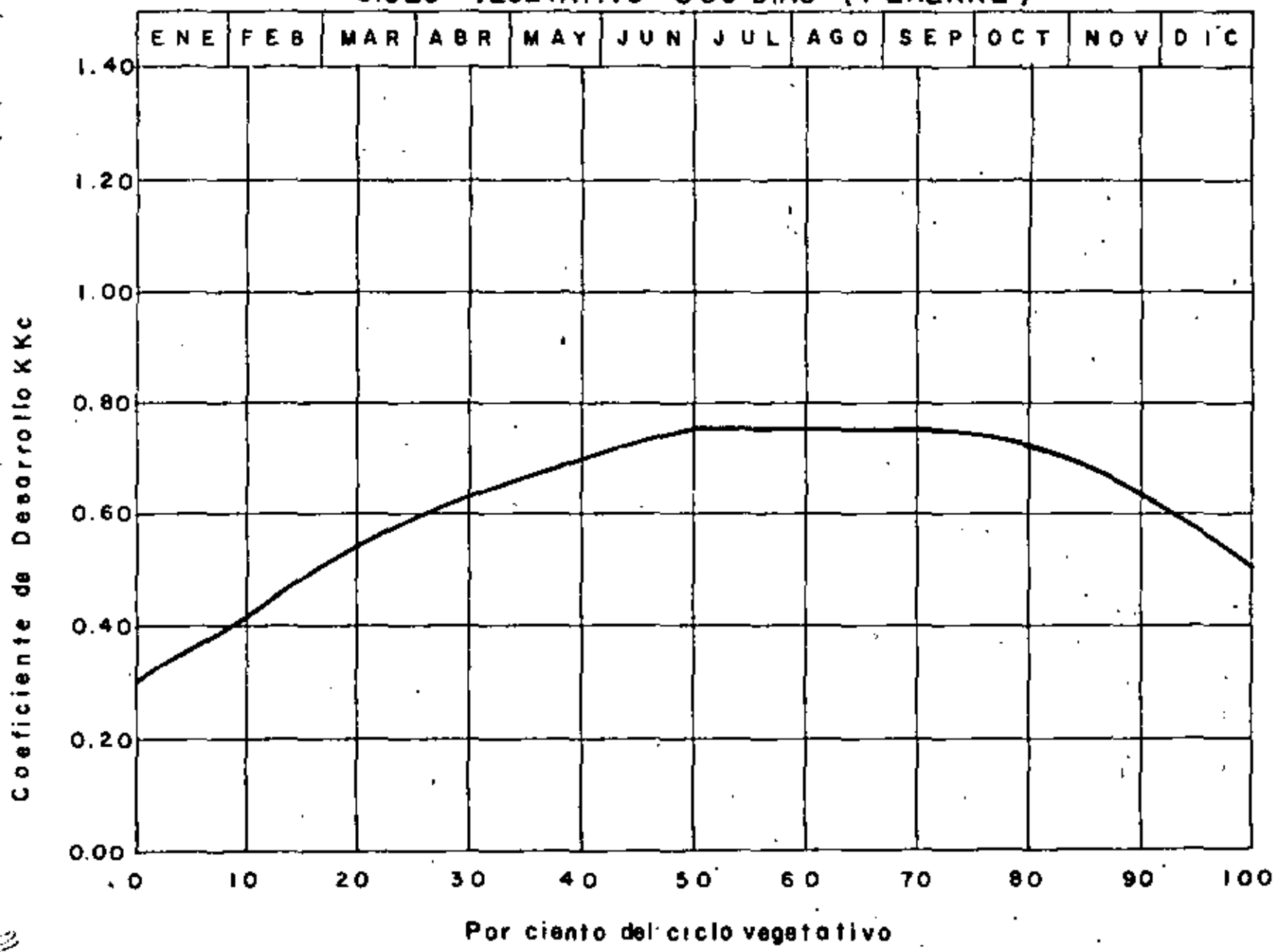
POR CIENTO DEL CICLO VEGETATIVO

10

CULTIVO FRUTALES

CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS (PERENNE)

(13)

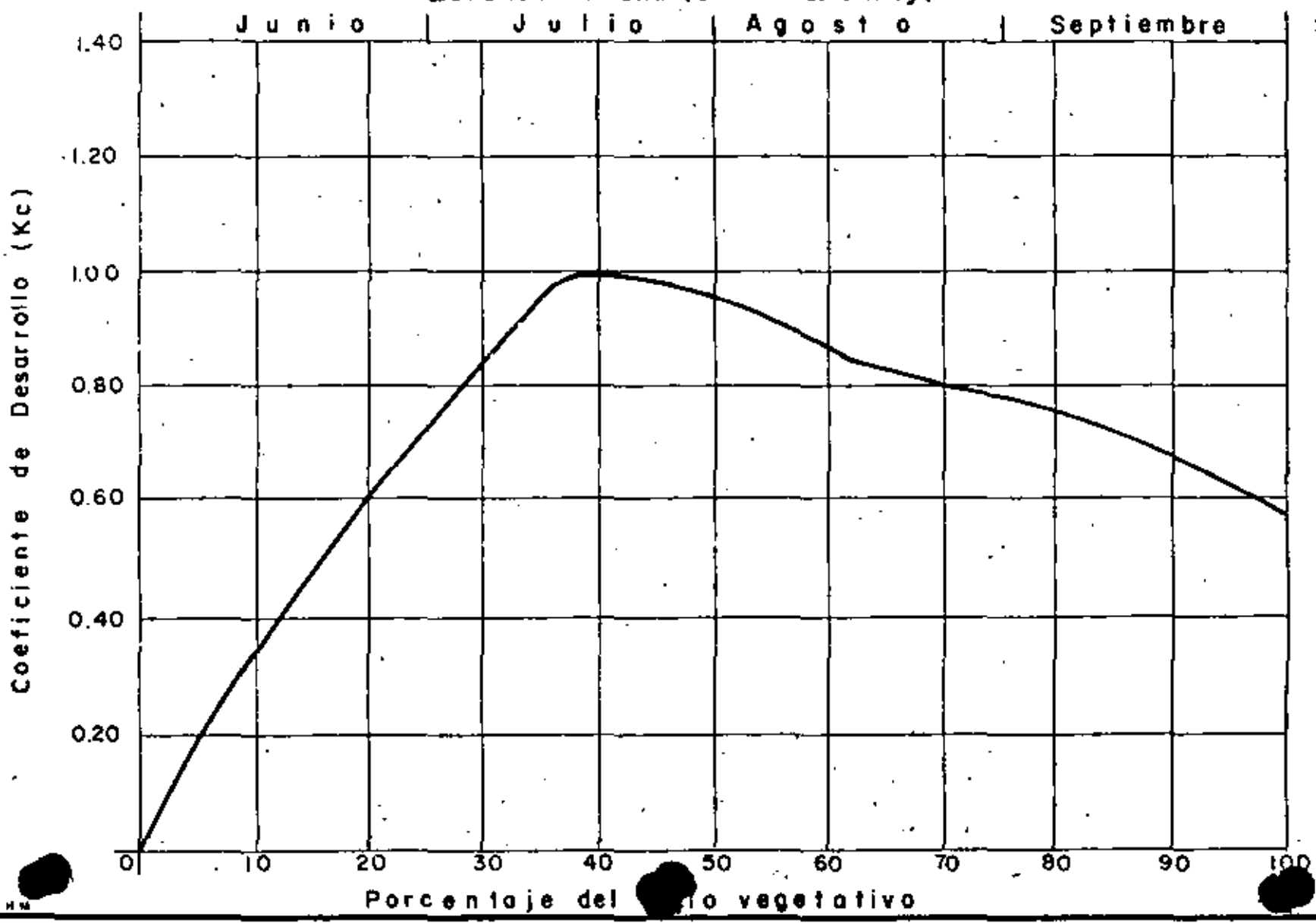


13

13

Cultivo: SORGO
Ciclo vegetativo: 120 días
Estado: Arizona (Salt River Valley)

(14)



14

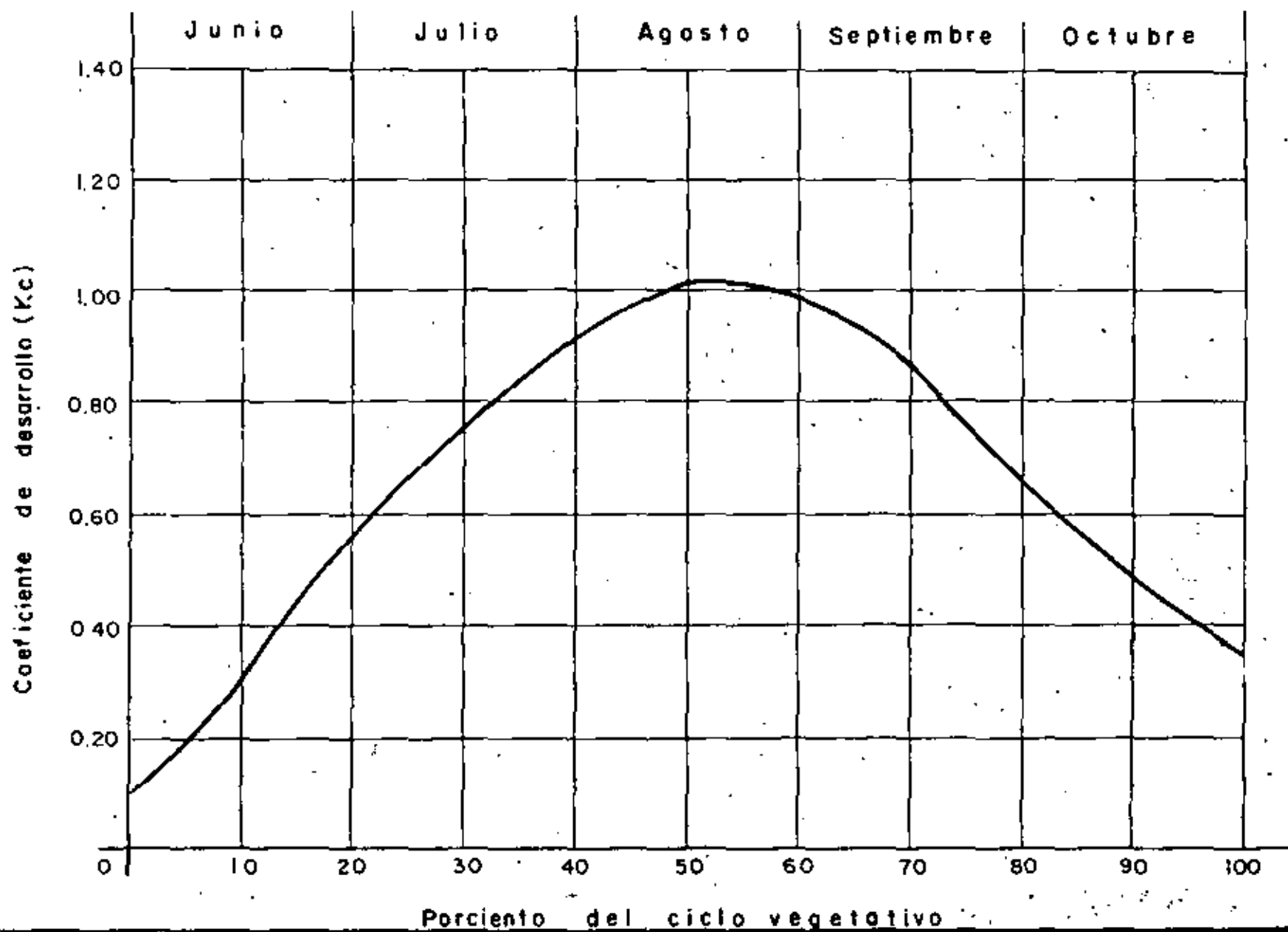
Cultivo: SORGO

Ciclo vegetativo: 150 días

Estado: Texas (Great Plains Field Station)

(15)

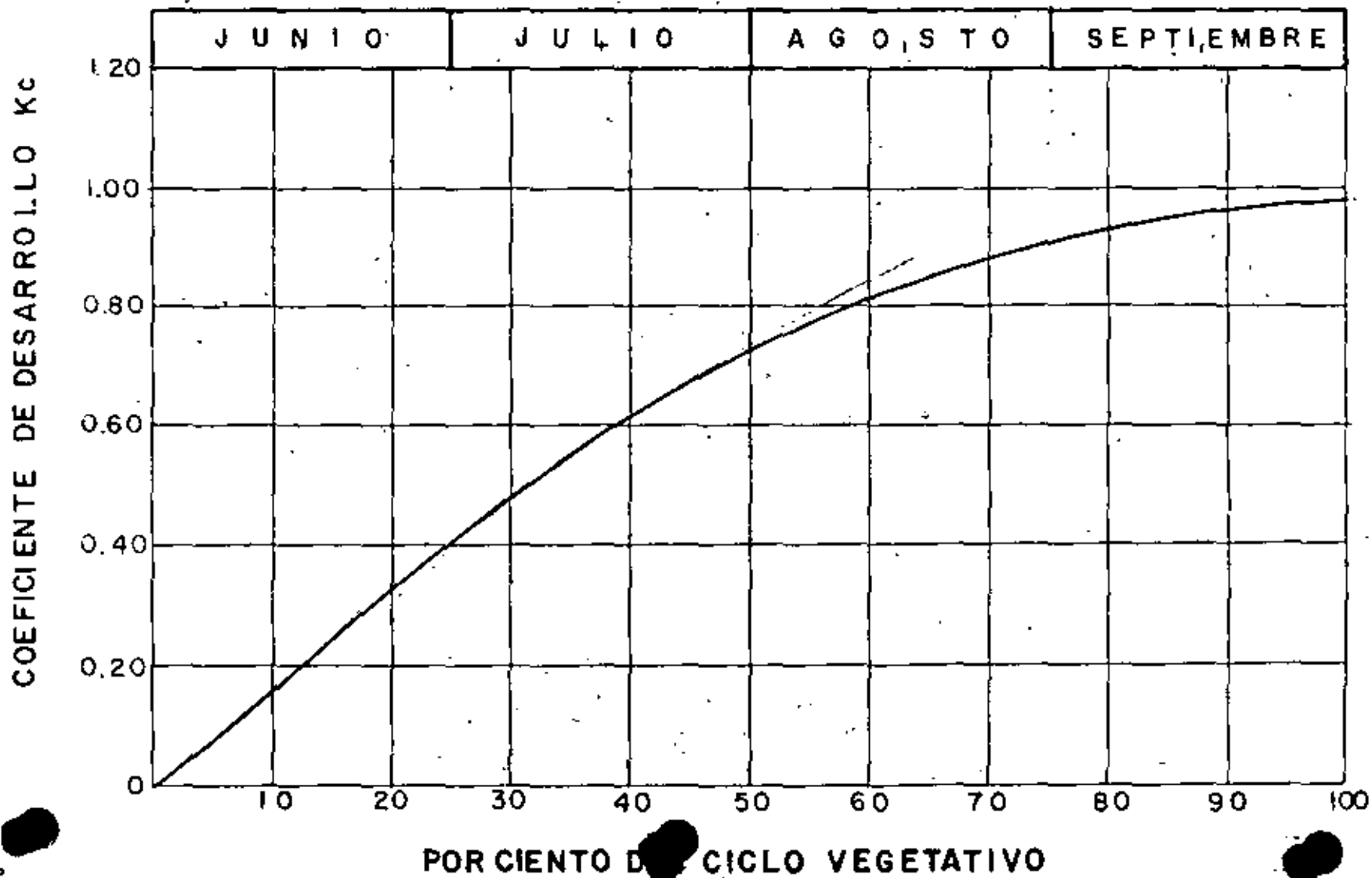
15



CULTIVO : PAPA
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

(16)

ESTADO NEBRASKA (SCOTT SBLUFF)



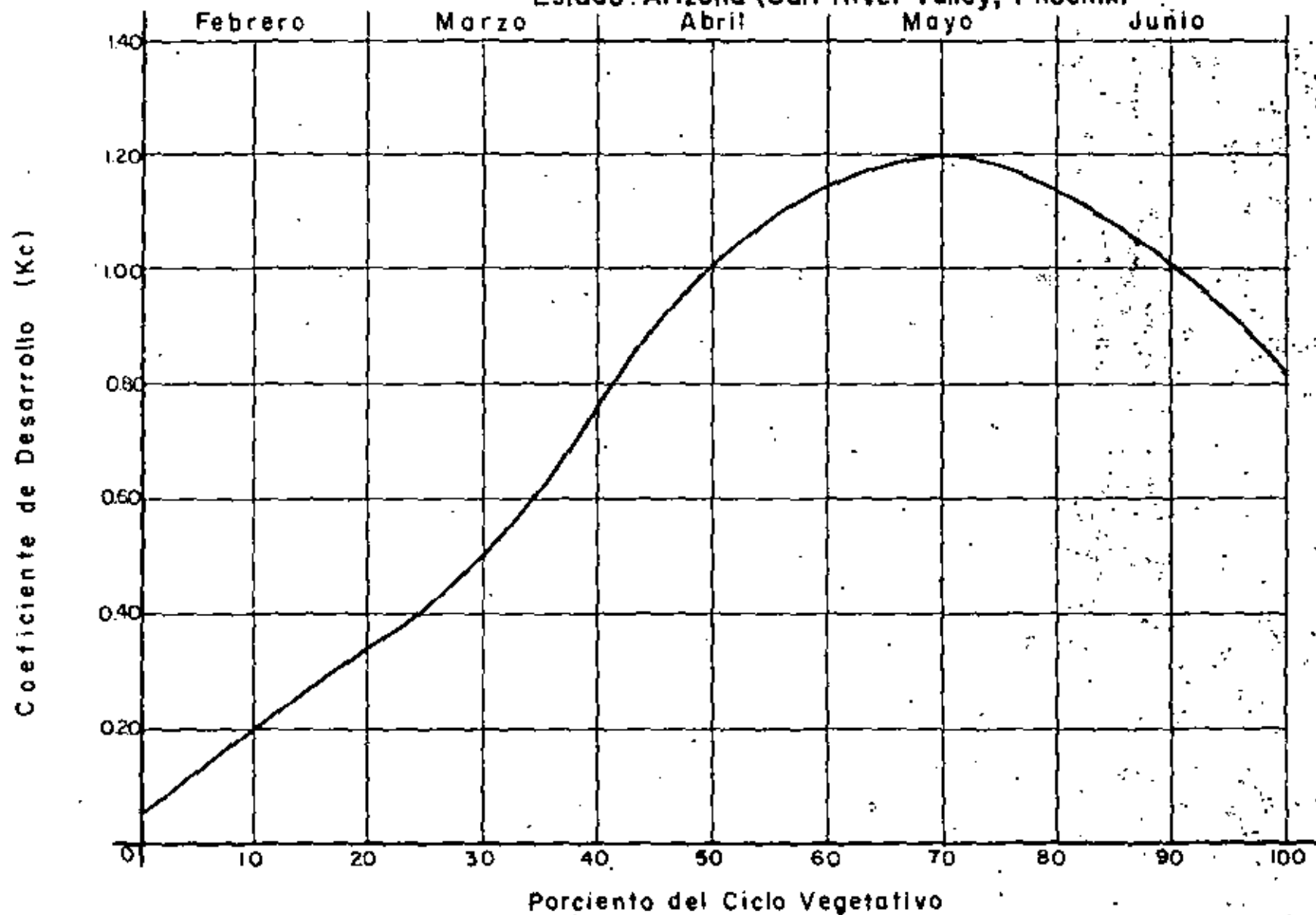
16

Cultivo: P A P A S

Ciclo vegetativo: 150 días.

Estado: Arizona (Salt River Valley, Phoenix)

(17)

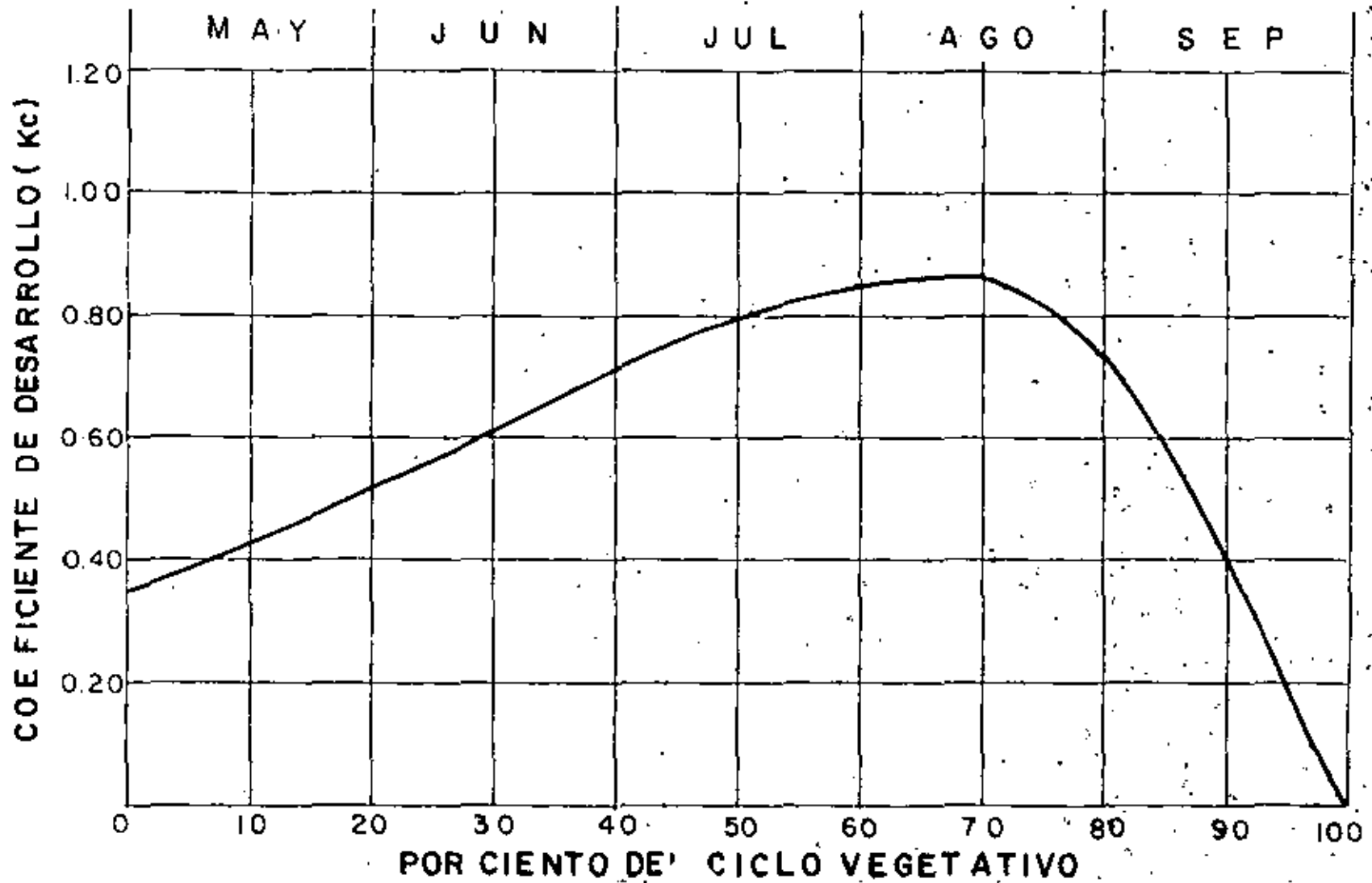


17

CULTIVO = PAPAS
CICLO VEGETATIVO = 150 DIAS
ESTADO: SOUTH DAKOTA

(18)

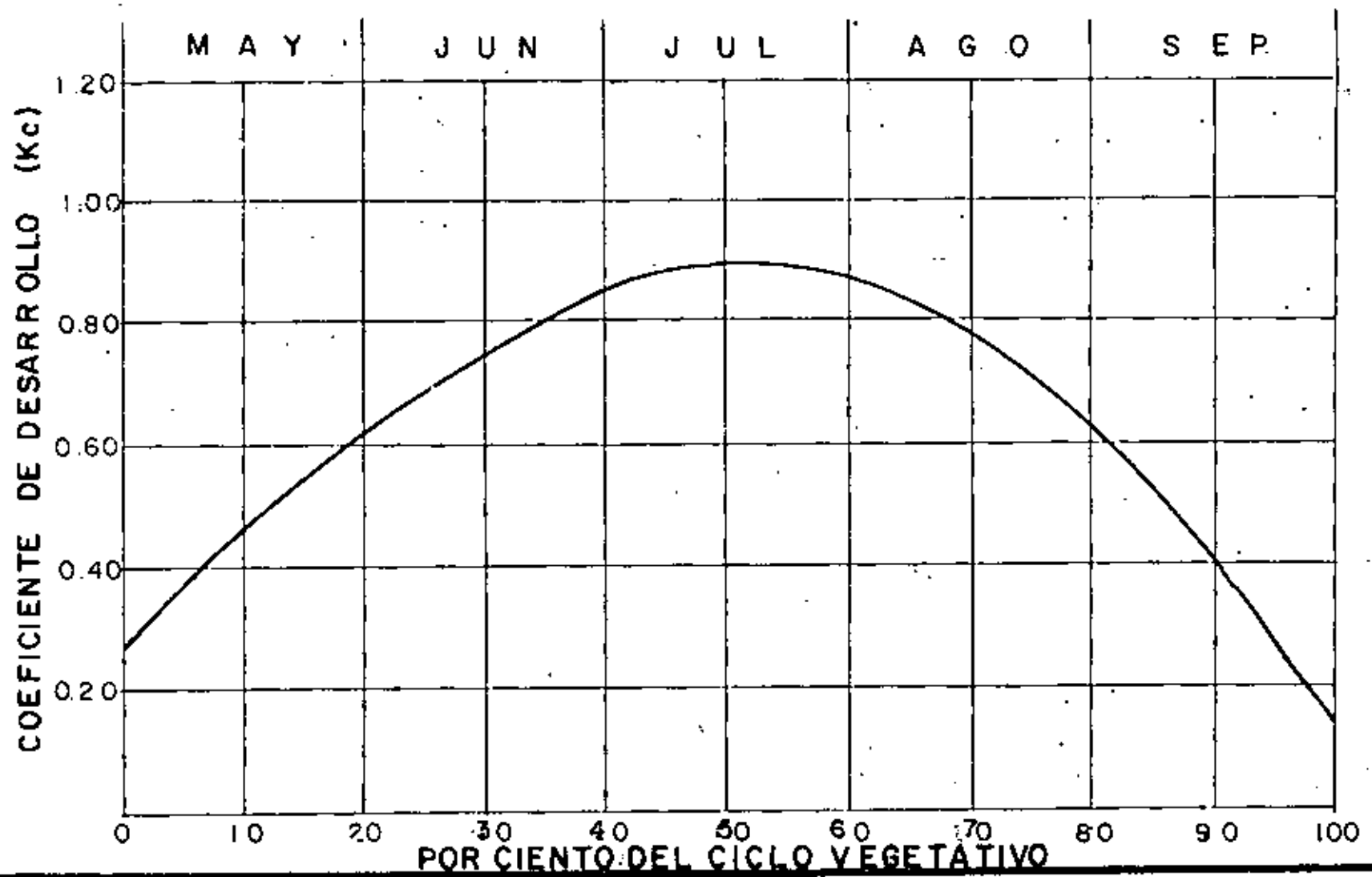
18



CULTIVO = PAPAS
CICLO VEGETATIVO = 150 DIAS
ESTADO: NORTH DAKOTA

(19)

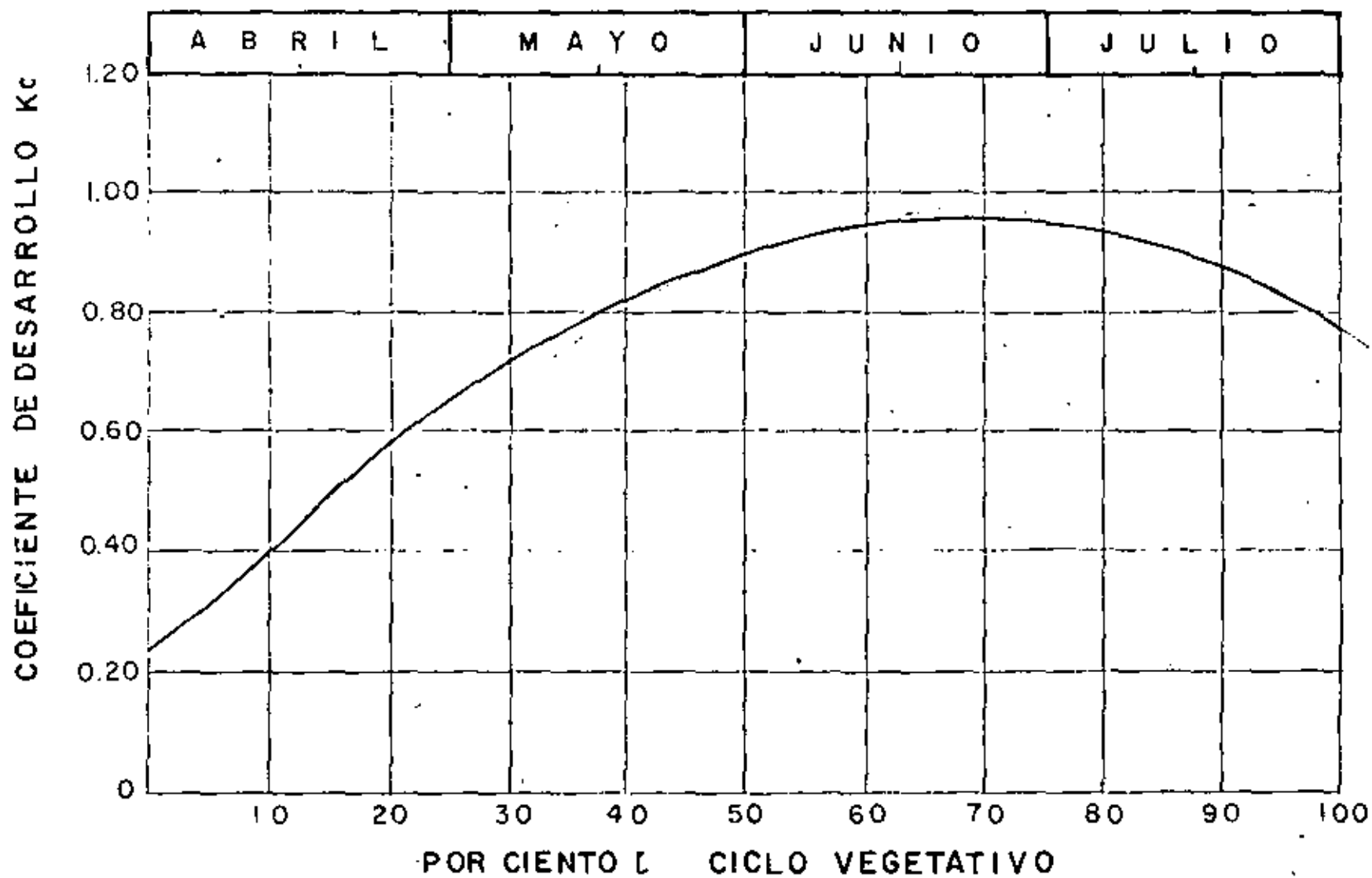
19
61



CULTIVO = PAPAS
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

(20)

ESTADO CALIFORNIA (DAVIS SACRAMENTO)

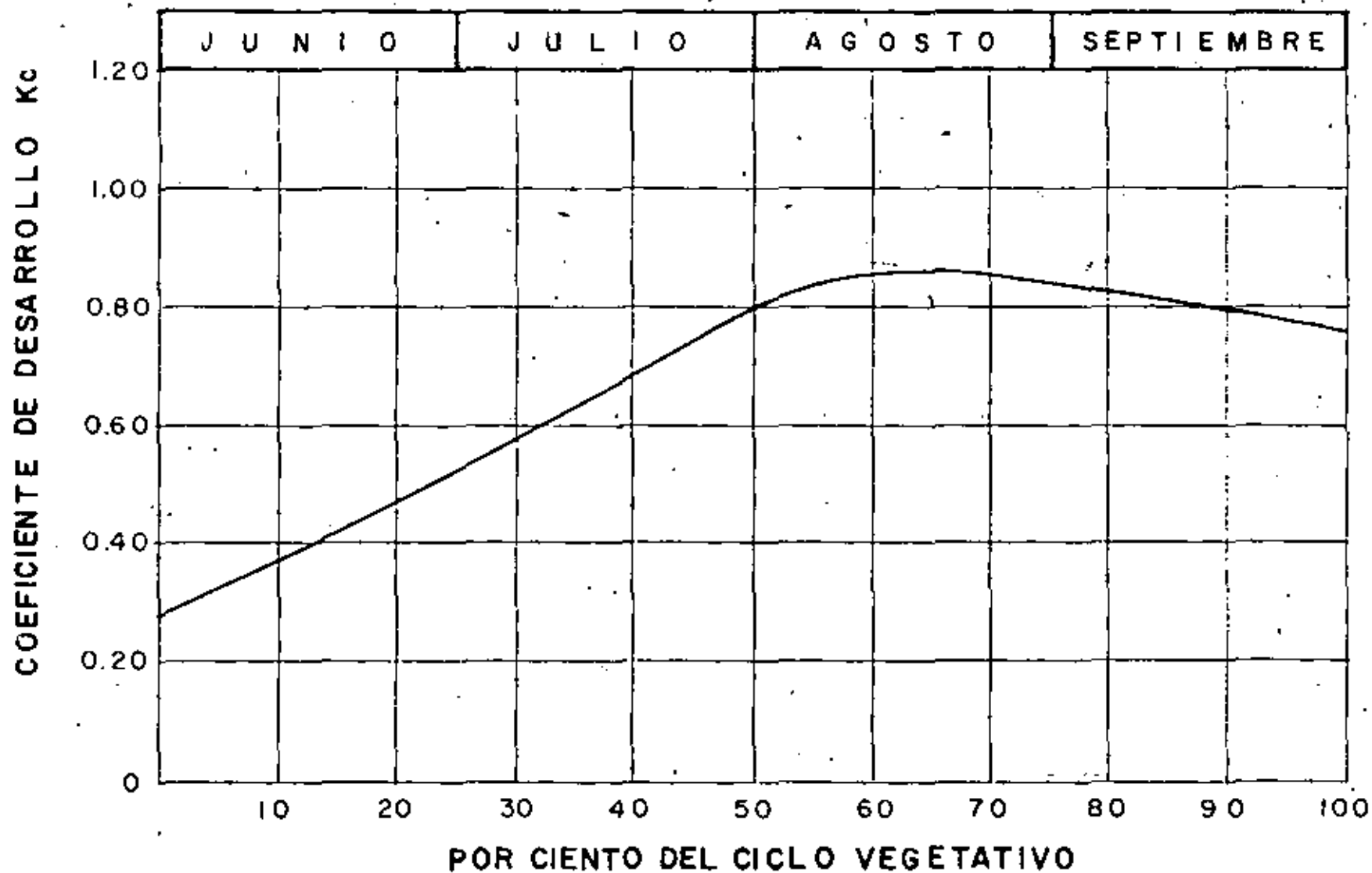


20

CULTIVO = PAPA
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

(21)

ESTADO : UTAH (LOGAN)



21

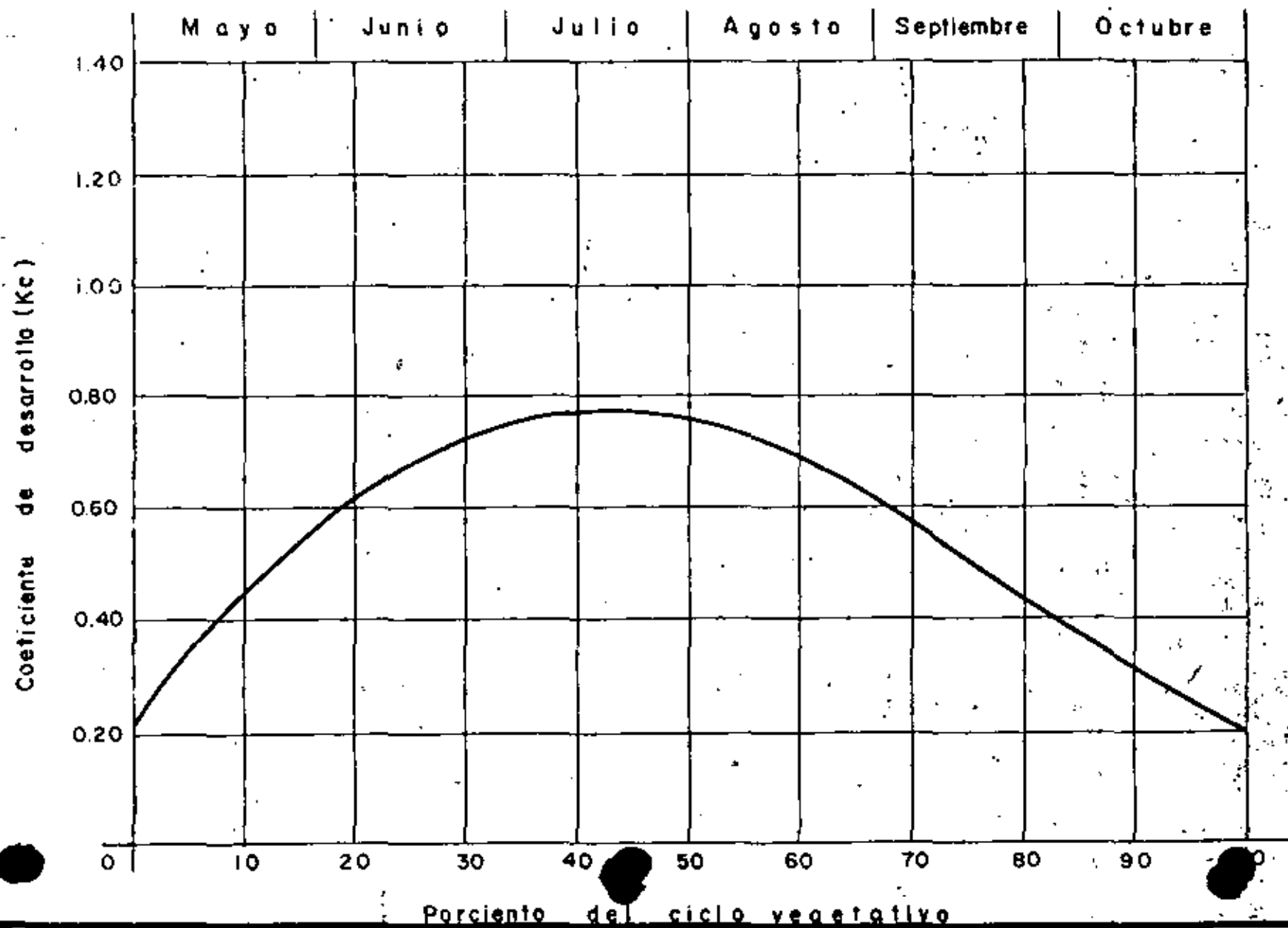
Cultivo: BETABEL

Ciclo vegetativo: 180 días

Estado: California (Santa Ynez)

(22)

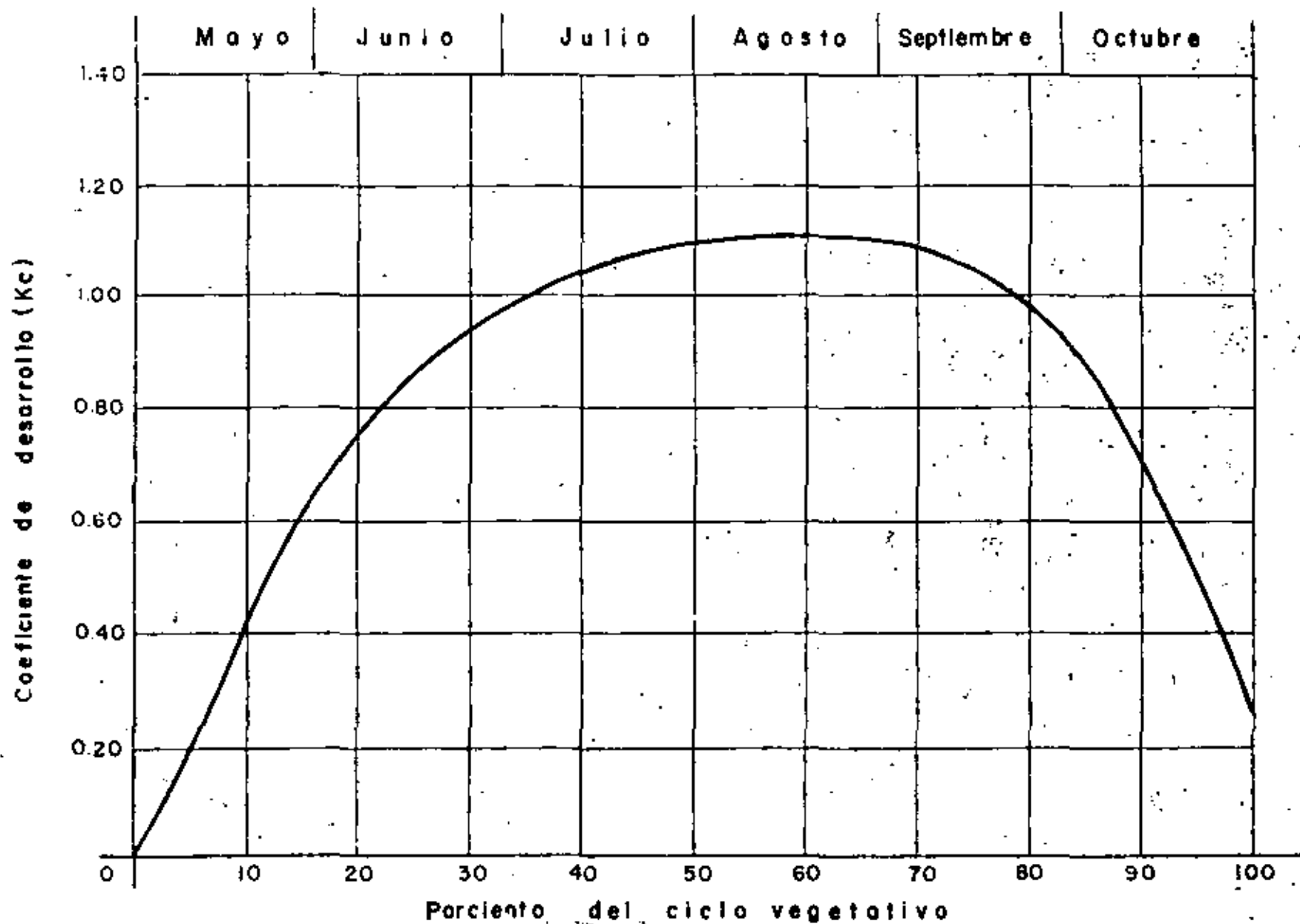
22



Cultivo: BETABEL
Ciclo vegetativo: 180 días
Estado: Montana (Huntley)

(23)

23

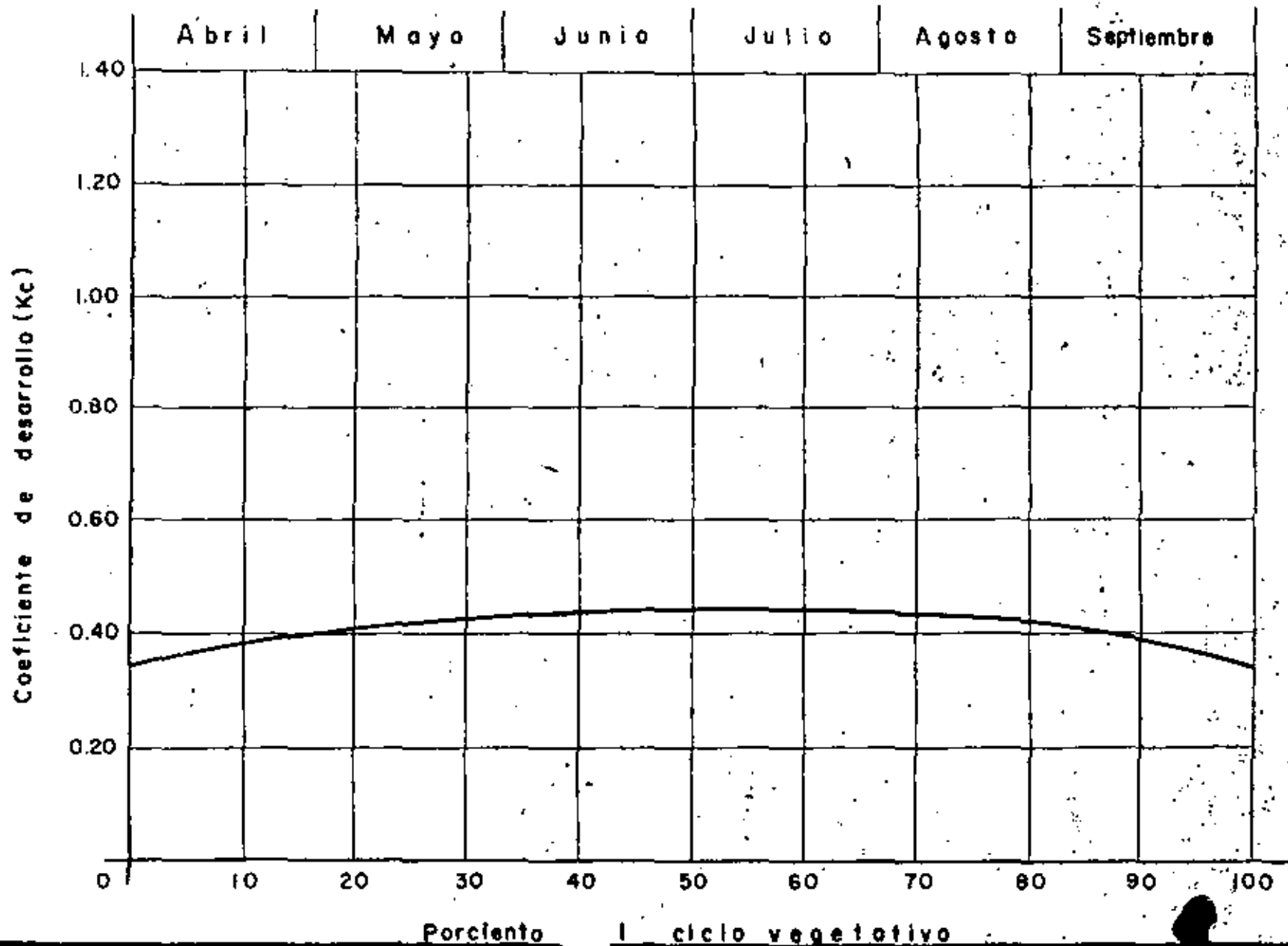


Cultivo : BETABEL

(24)

Ciclo vegetativo: 180 días

Estado: California (Regiones Costeras)



24

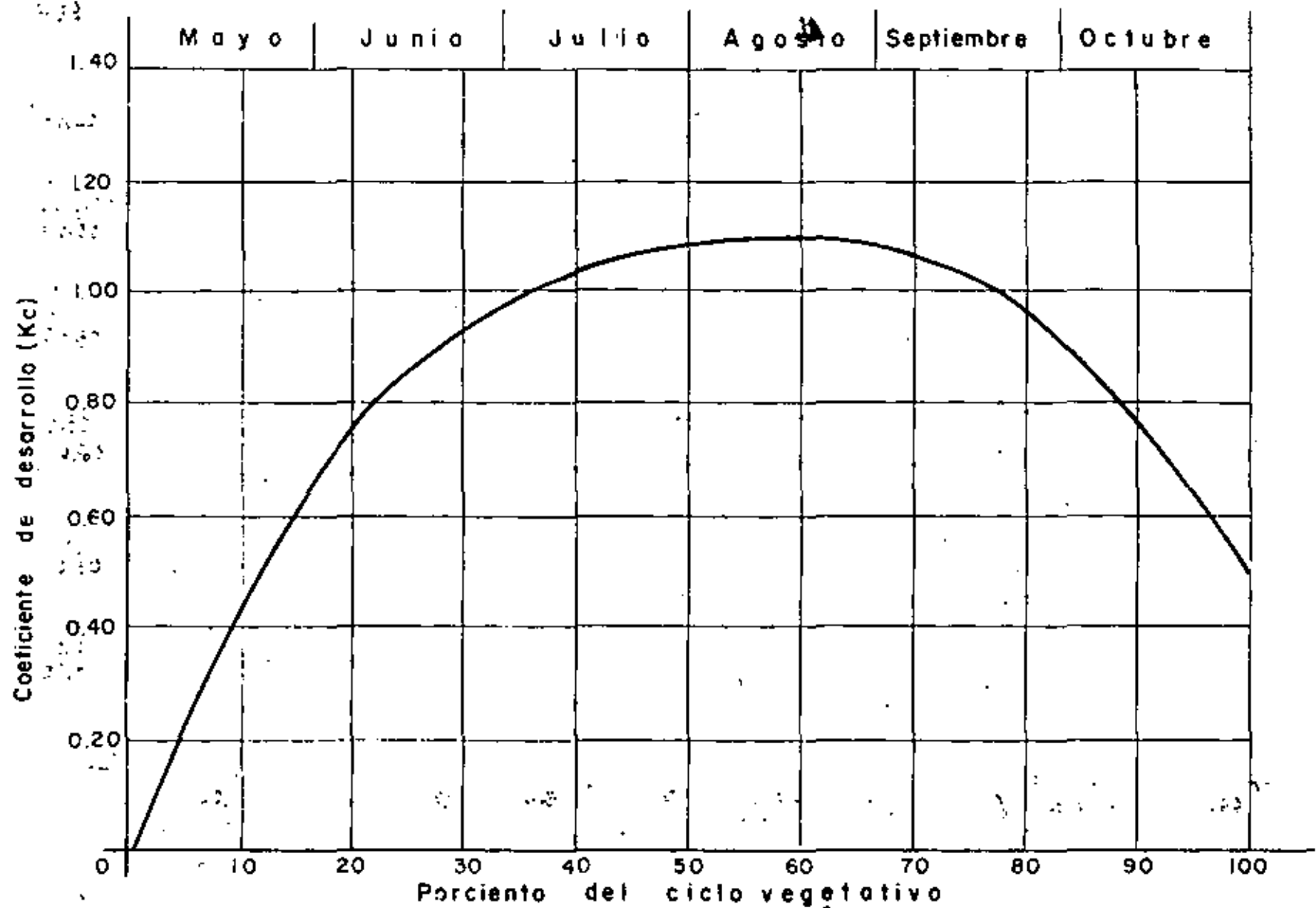
Cultivo: BETABEL

Ciclo vegetativo: 180 días

Estado: South Dakota (Redfield Development Farm)

(25)

25



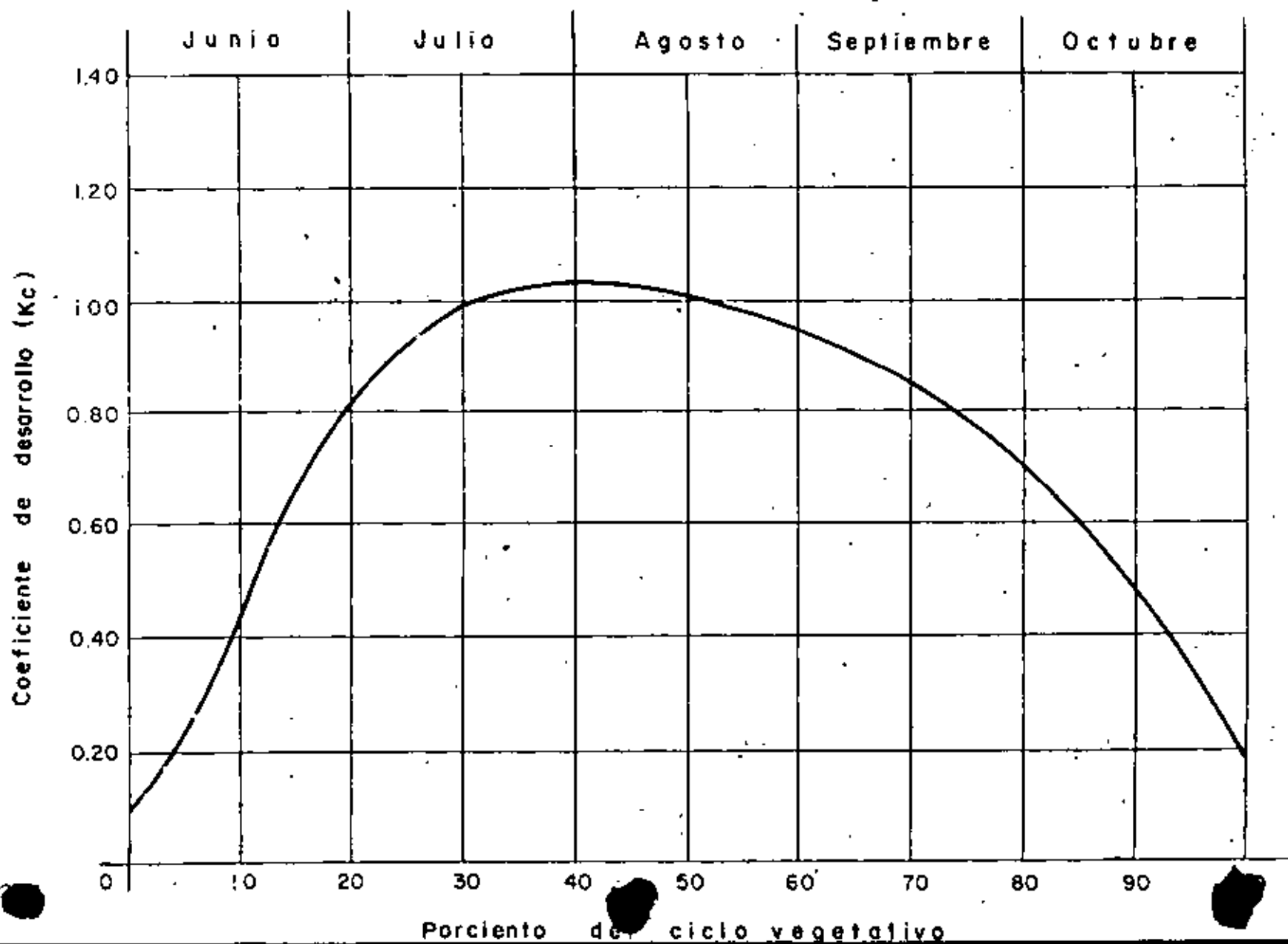
Cultivo: SORGO

Ciclo vegetativo: 150 días

Estado: Kansas (Garden City)

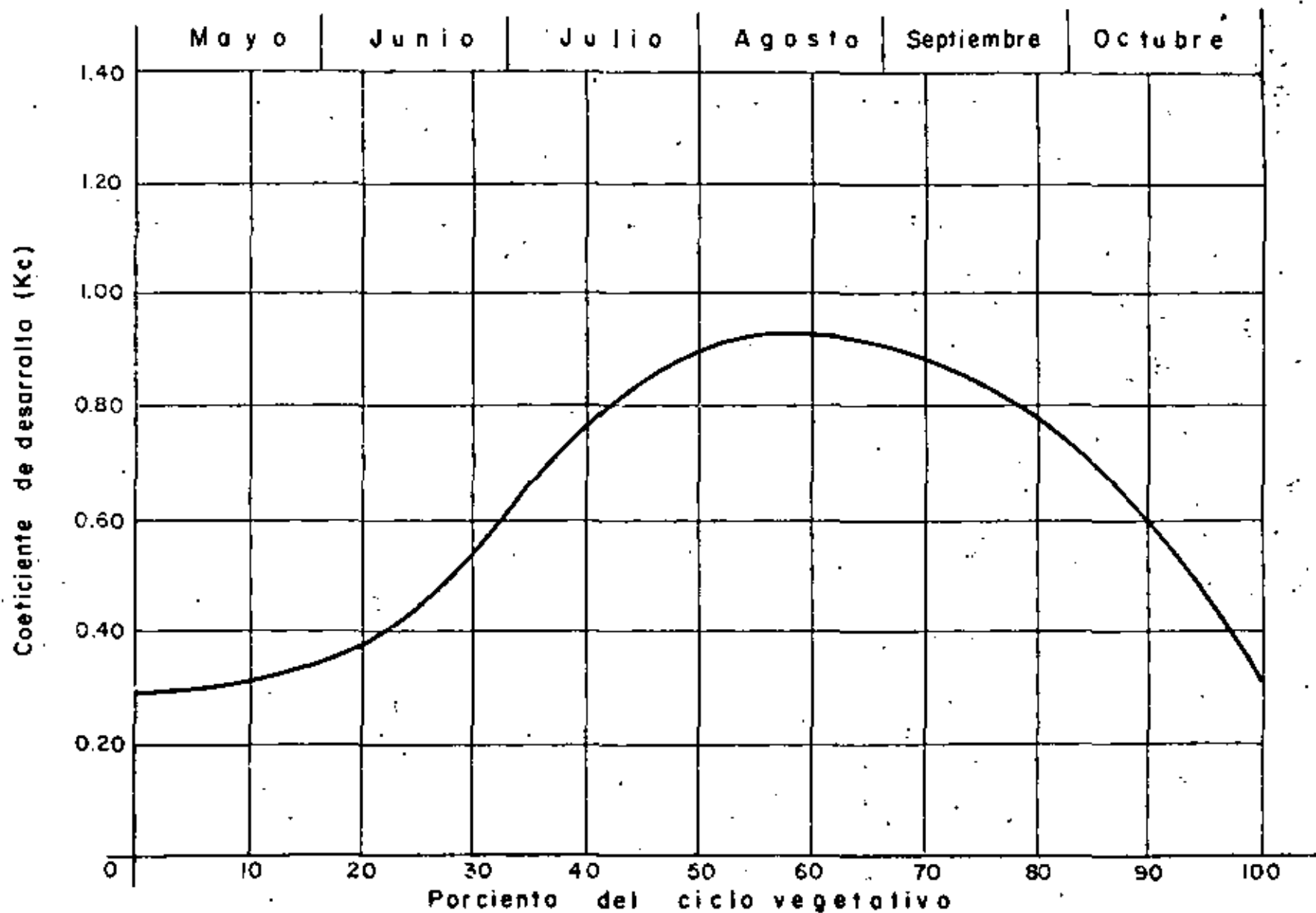
(26)

26



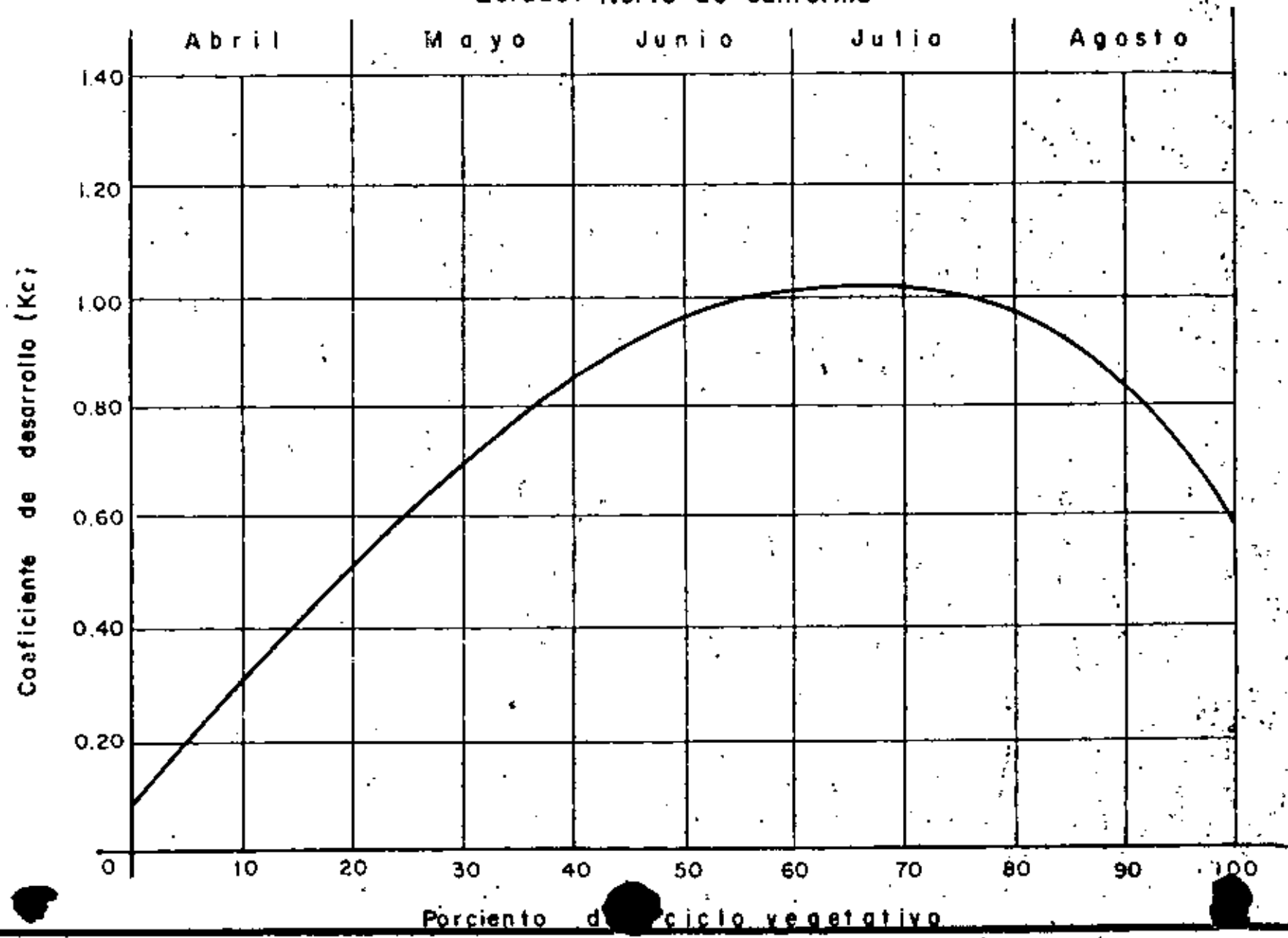
Cultivo: BETABEL
Ciclo vegetativo: 180 días
Estado: Utah (Logan)

(27)



Cultivo: BETABEL
Ciclo vegetativo: 150 días
Estado: Norte de California

(28)

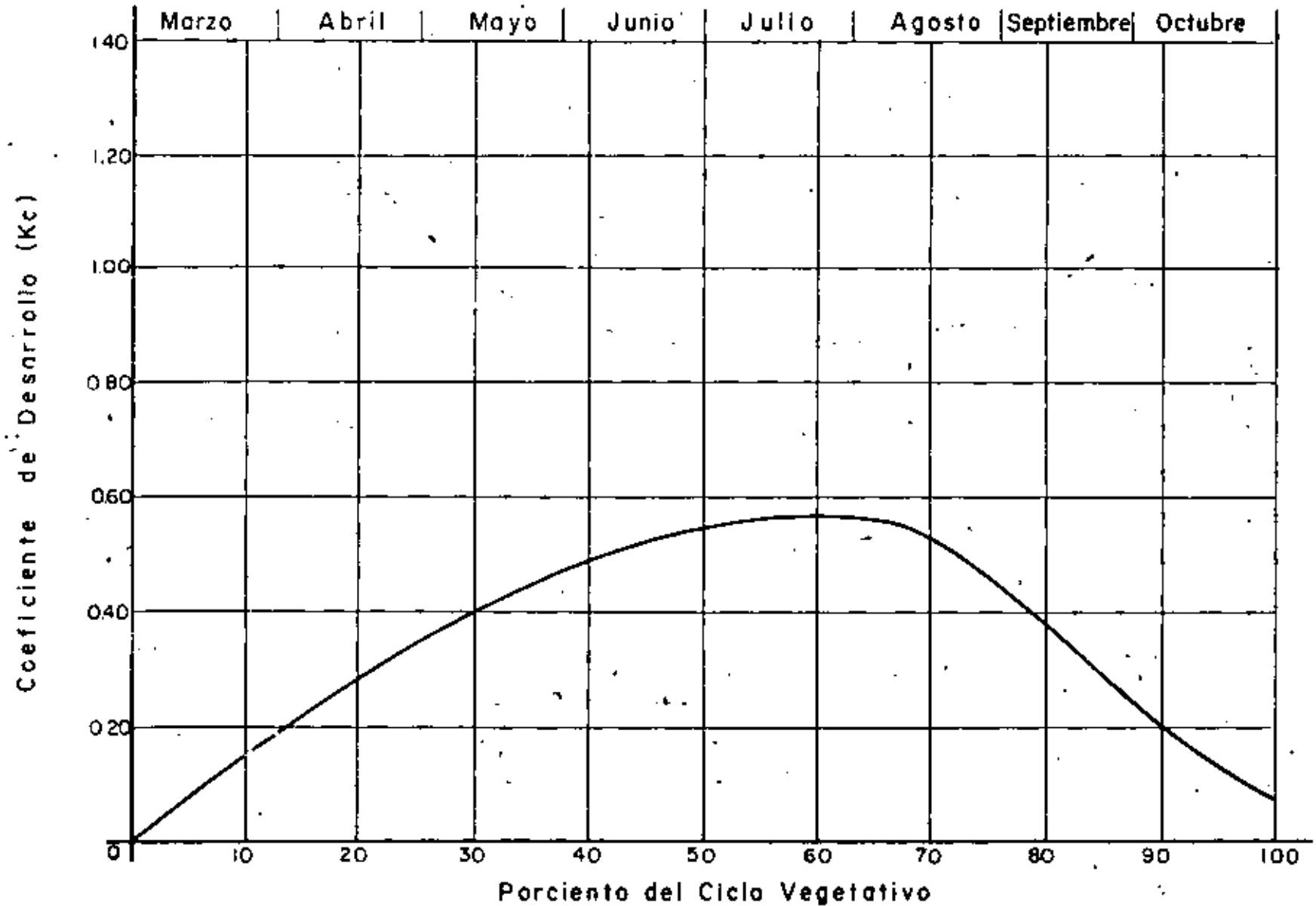


Cultivo: PASTOS

Ciclo vegetativo: 240 días

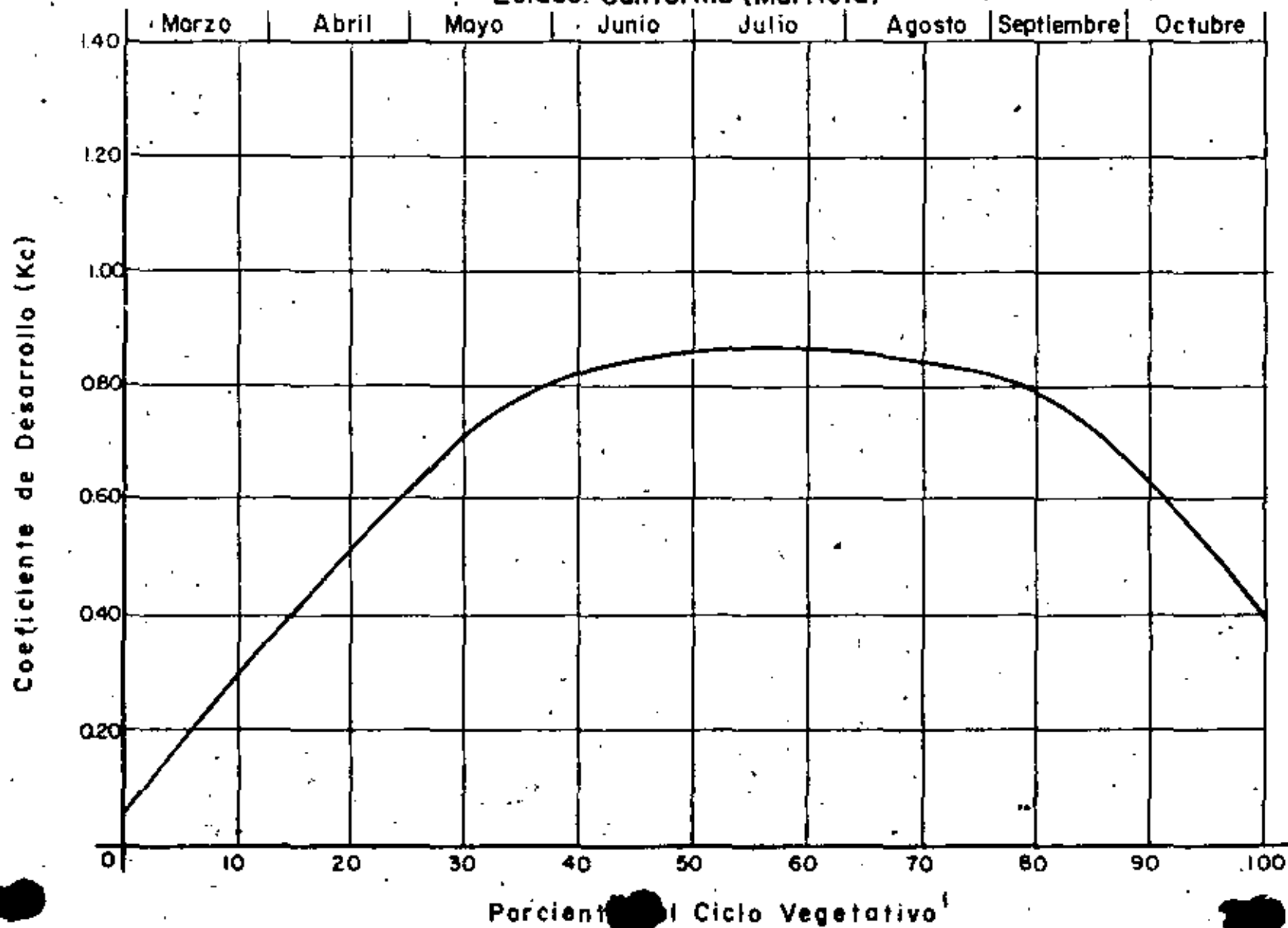
Estado: California (Davis, Sacramento)

(29)

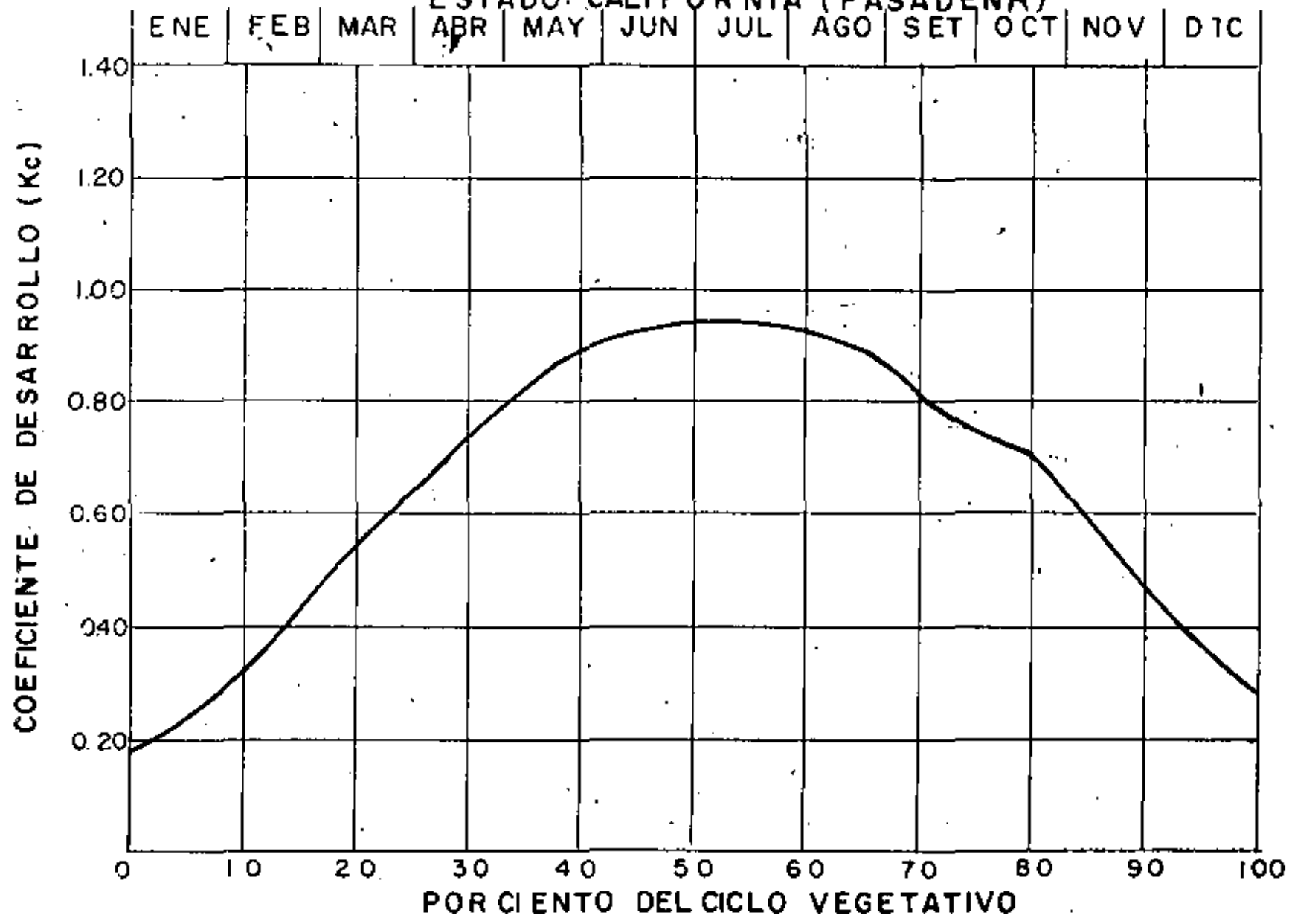


Cultivo: PASTOS
Ciclo vegetativo: 240 días.
Estado: California (Murrieta)

(30)

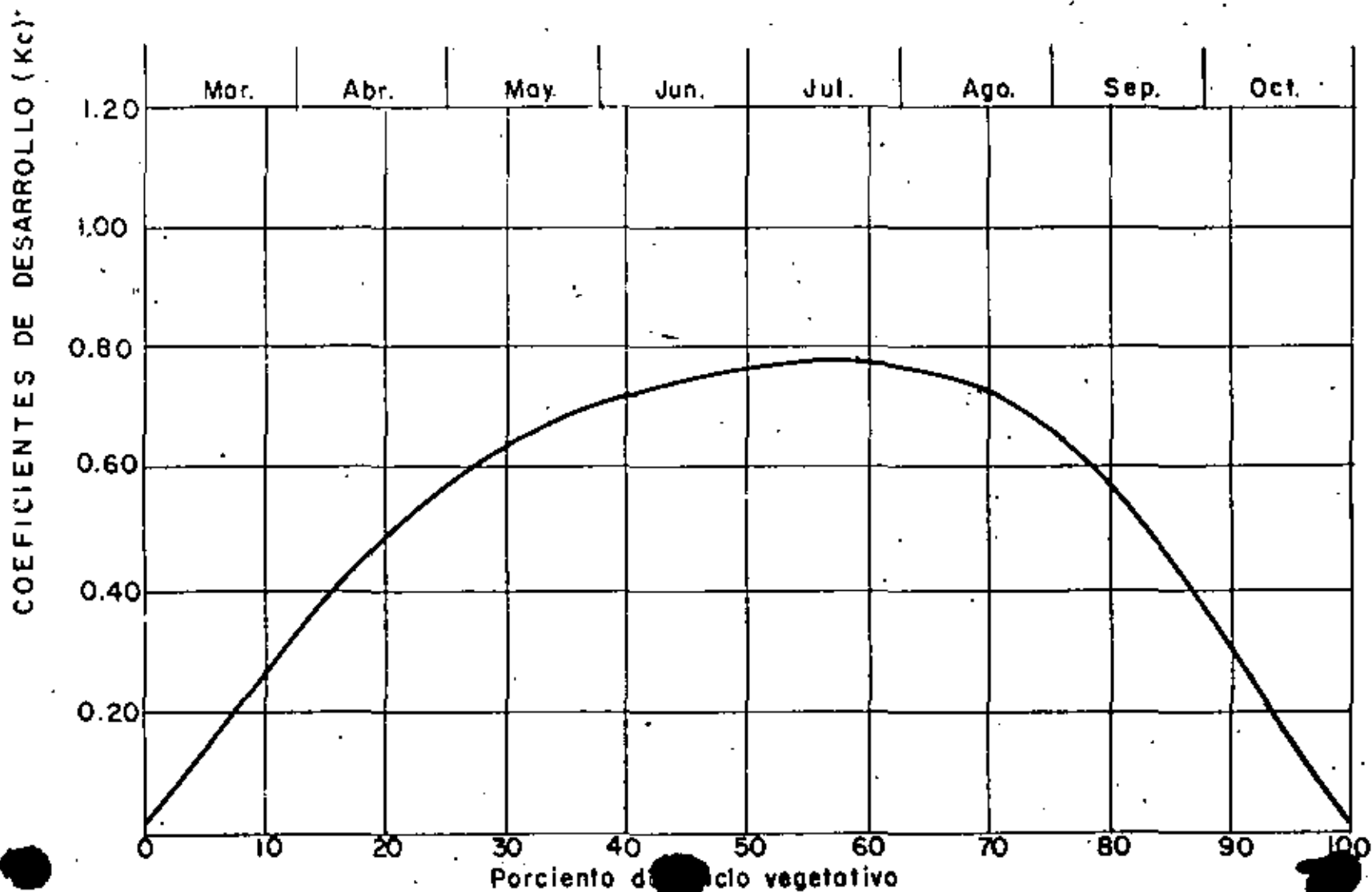


CULTIVO = PASTO
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS
ESTADO: CALIFORNIA (PASADENA)

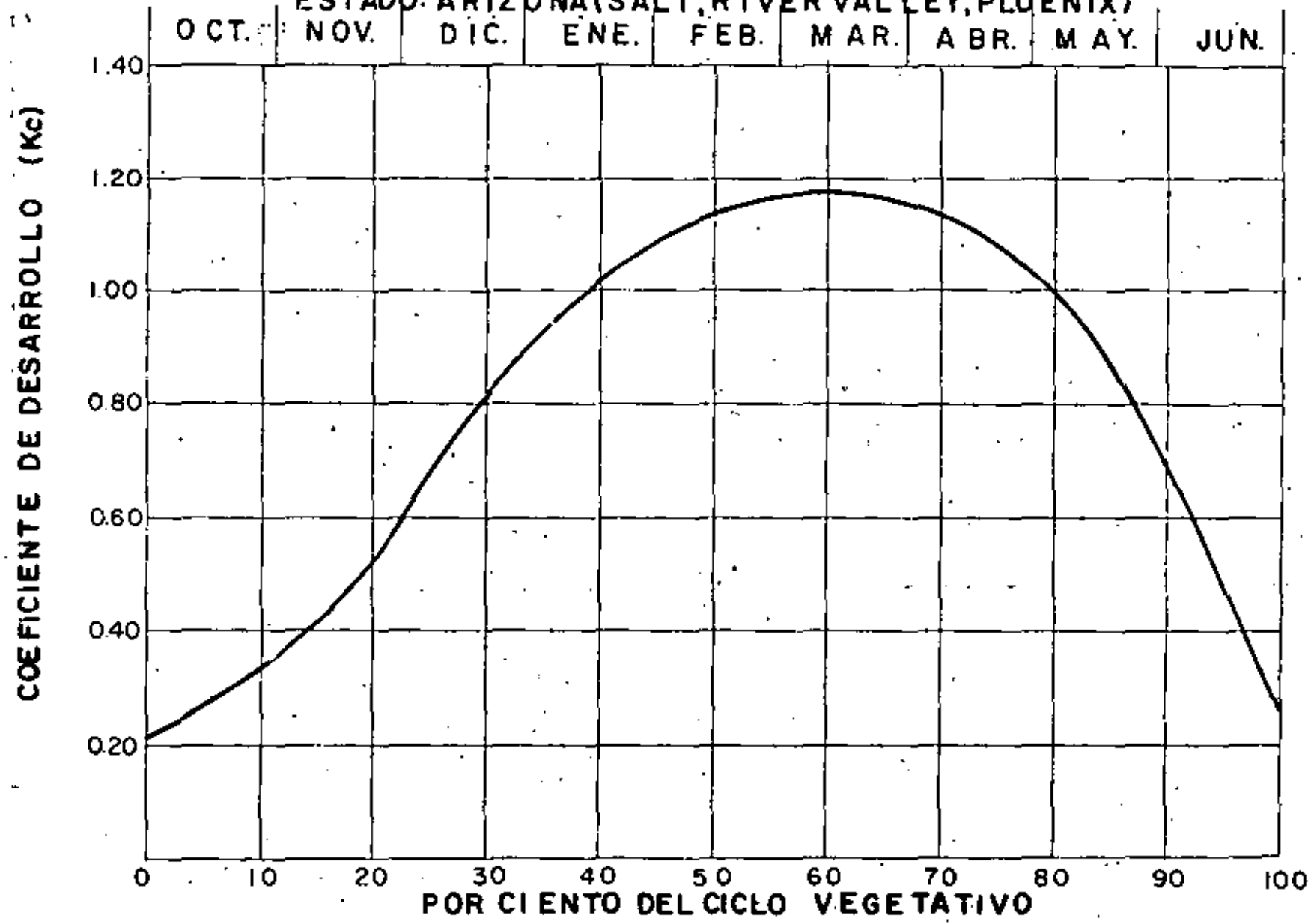


CULTIVO: PASTOS
Ciclo vegetativo: 240 días
Estado: California (merced)

(32)



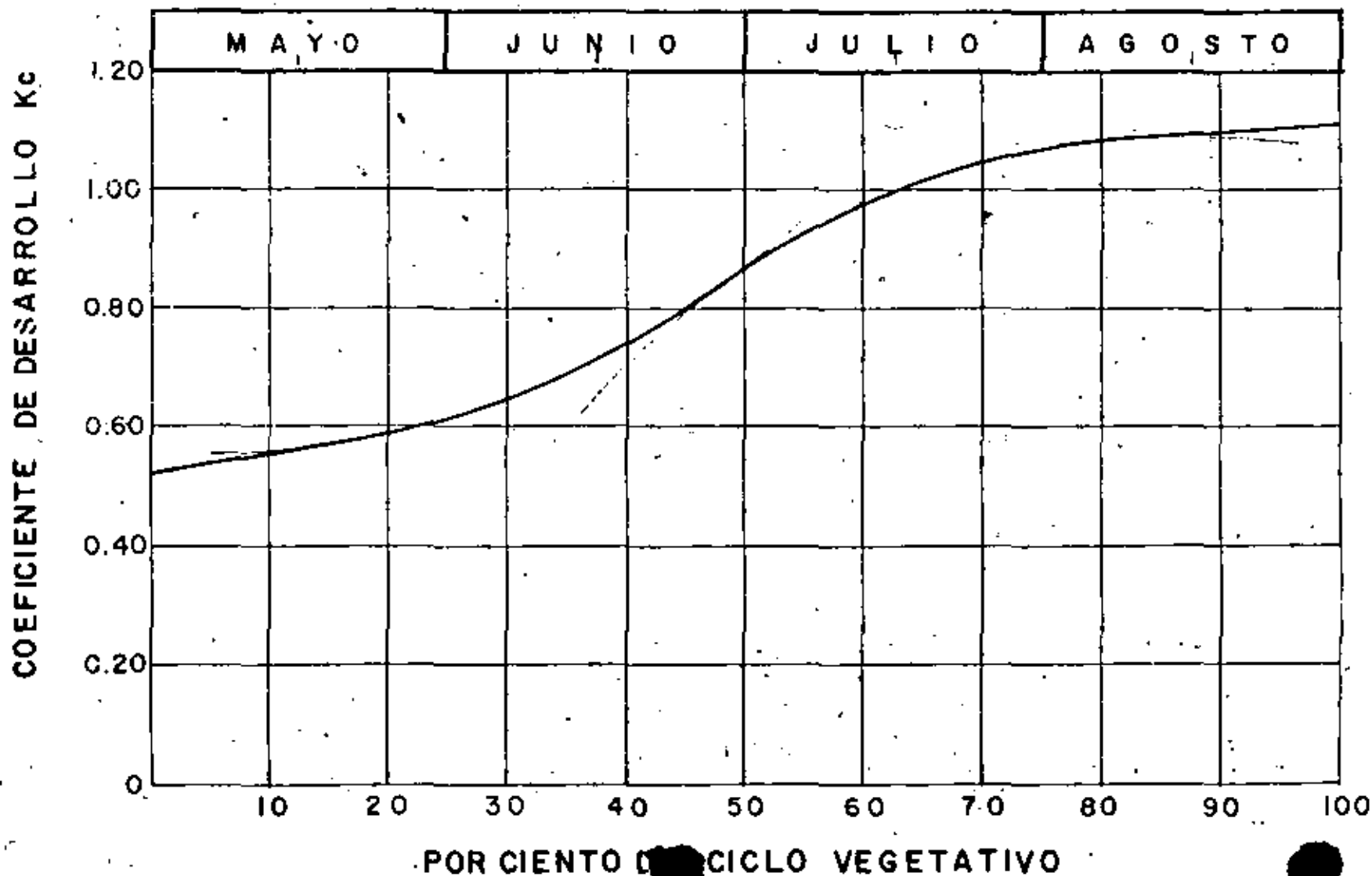
CULTIVO = LINO
CICLO VEGETATIVO = 270 DIAS
ESTADO: ARIZONA (SALT RIVER VALLEY, PLOENIX)



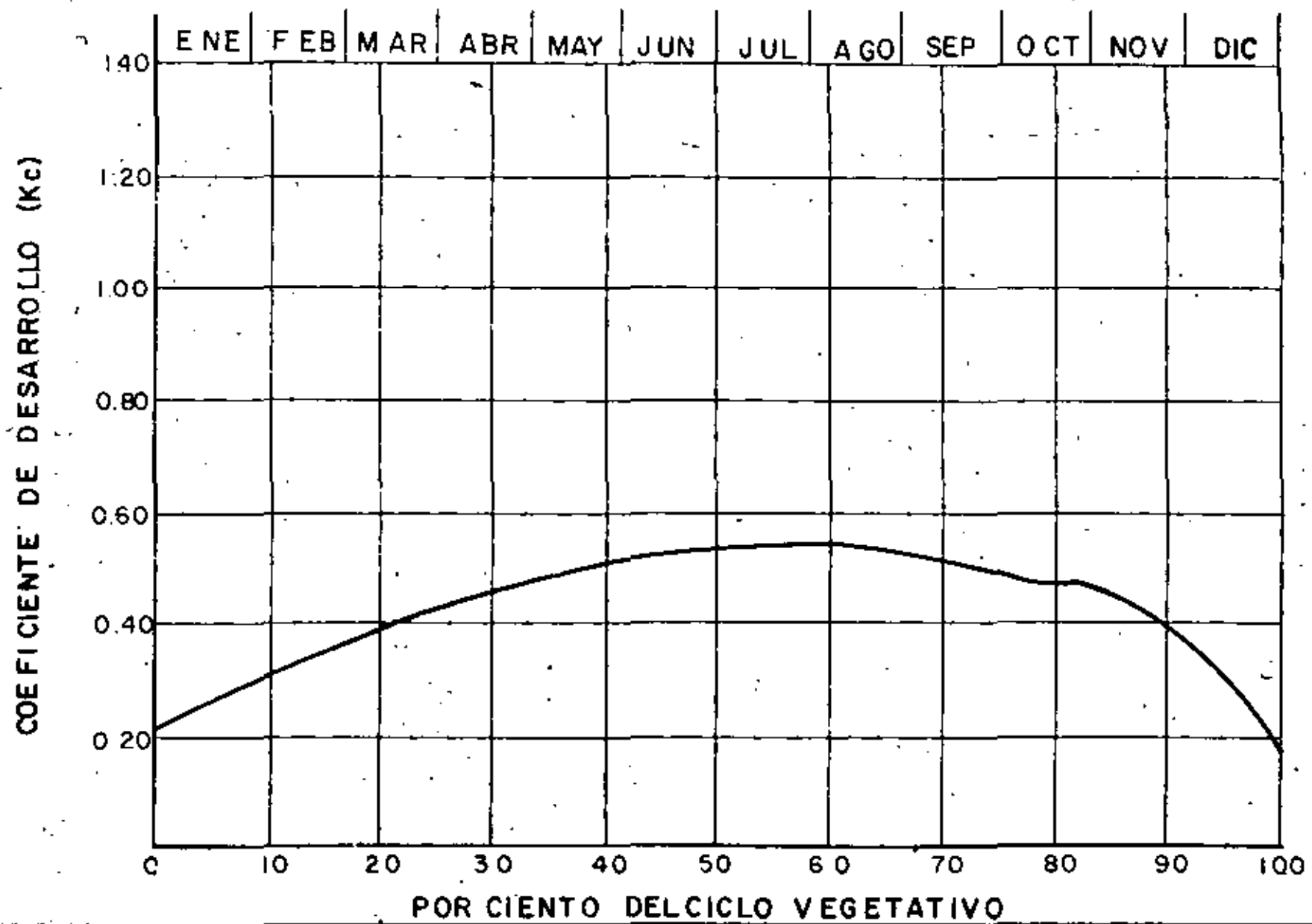
CULTIVO : LINO
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

(34)

ESTADO : SOUTH DAKOTA : REDFIELD DEVELOPMENT FARM

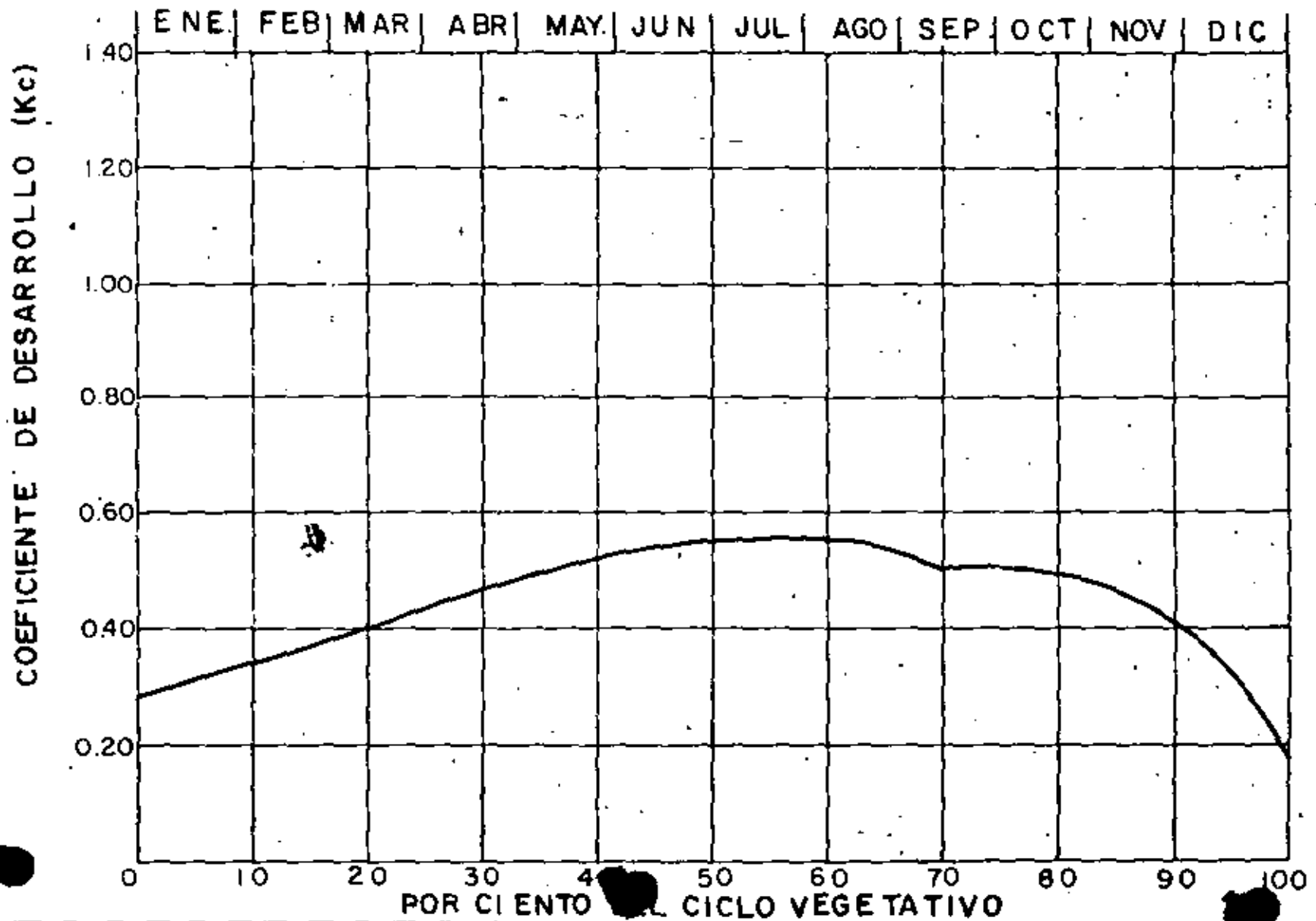


CULTIVO = NARANJA
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS
ESTADO: CALIFORNIA (REGIONES COSTERAS)

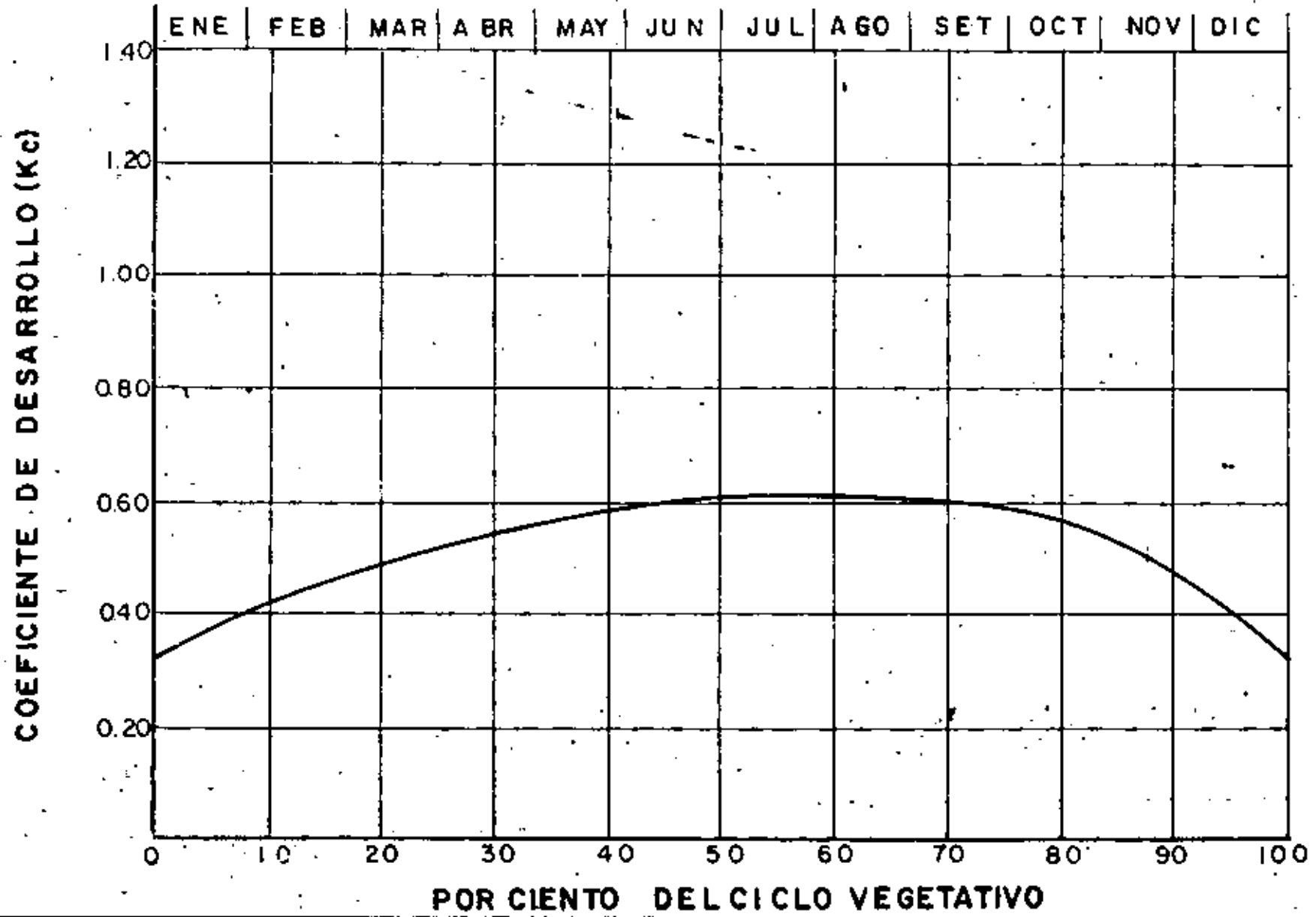


CULTIVO = NARANJA
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS
ESTADO: CALIFORNIA (LOS ANGELES)

(36)

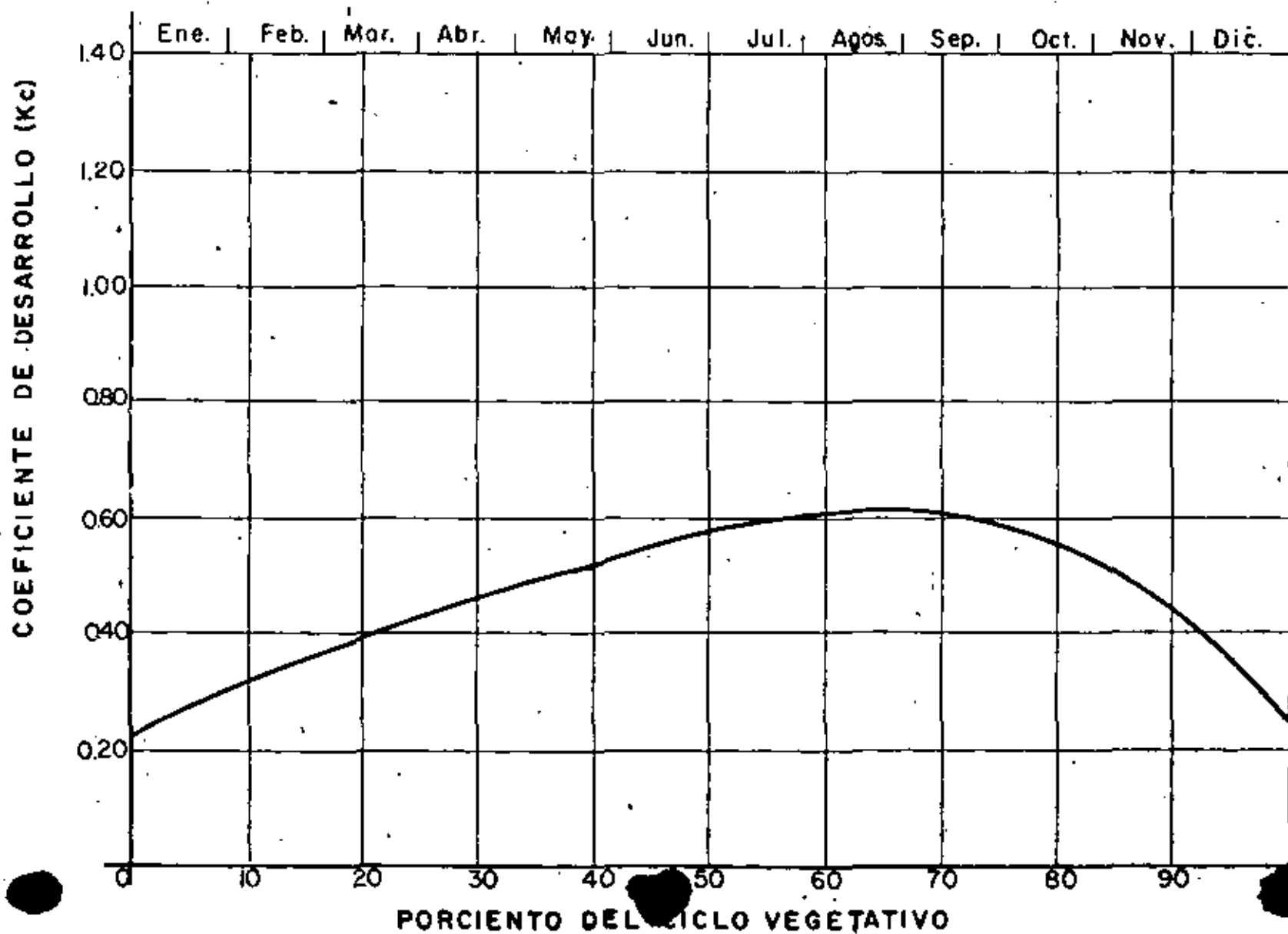


CULTIVO = NARANJA
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS
ESTADO: CALIFORNIA (REGIONES INTERIORES)

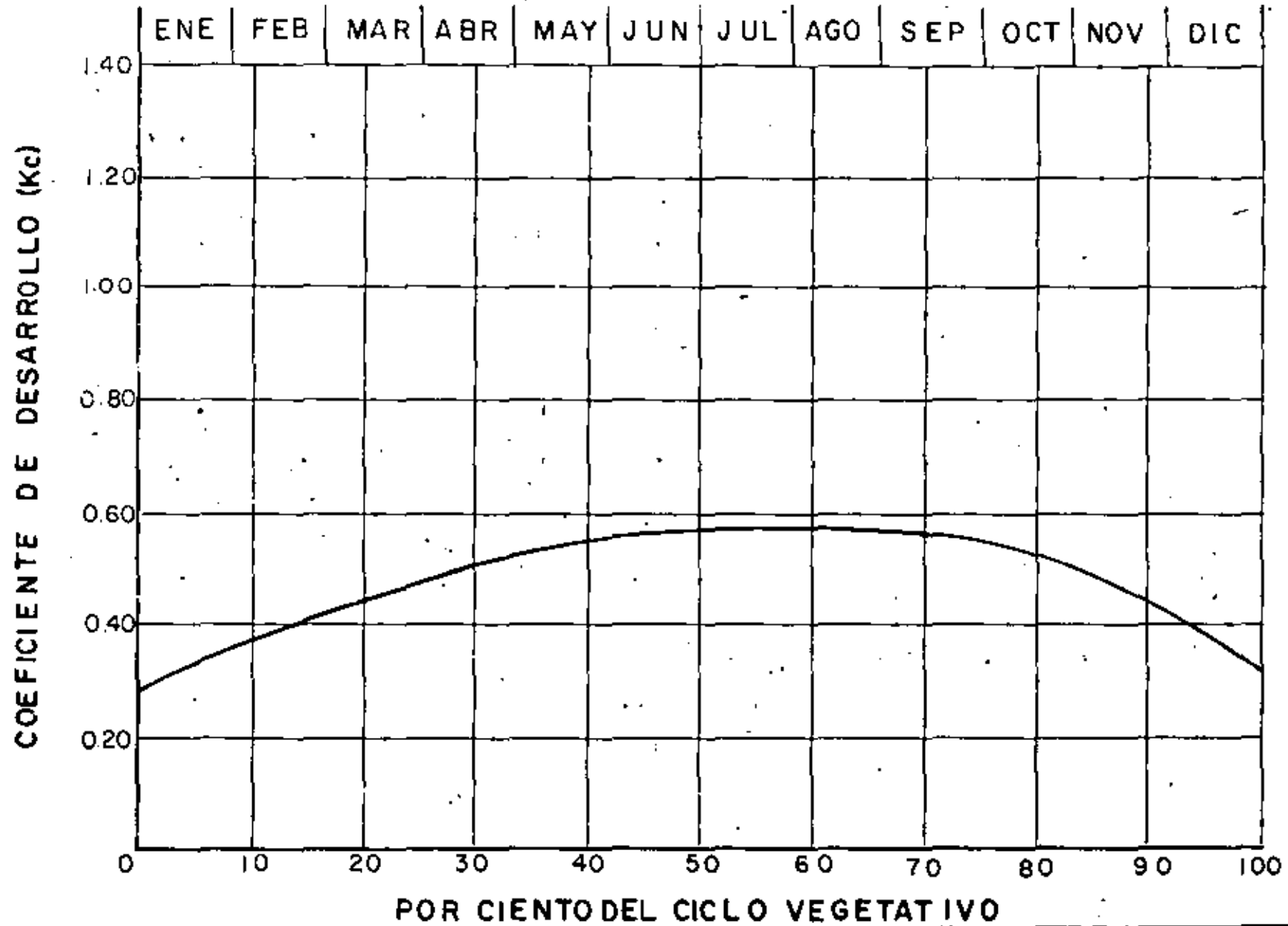


CULTIVO: NARANJA
CICLO VEGETATIVO: 360 días
ESTADO: Arizona (Salt River Valley, Phoenix)

(38)



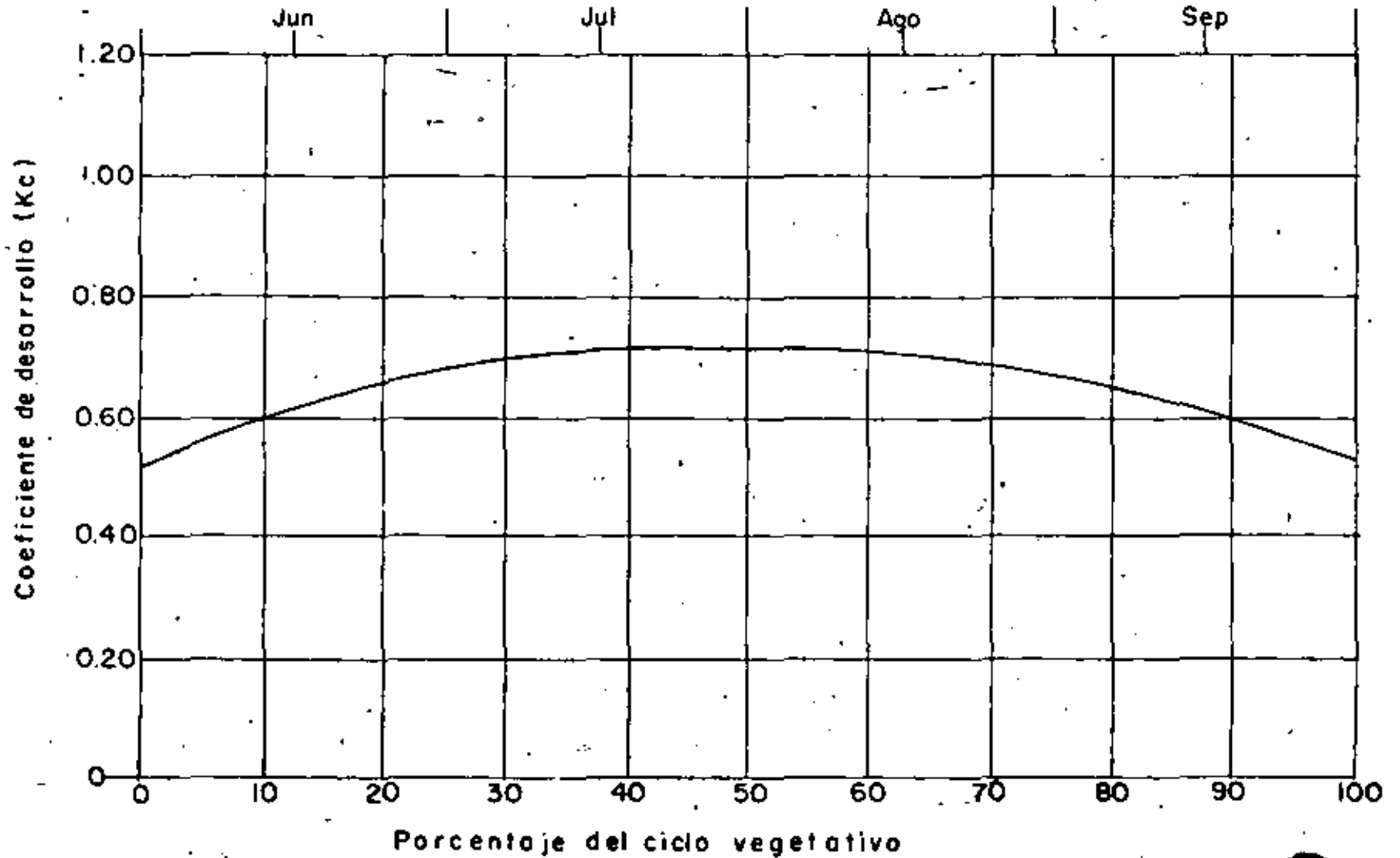
CULTIVO = NARANJA
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS
ESTADO: CALIFORNIA (REGIONES INTERMEDIAS)



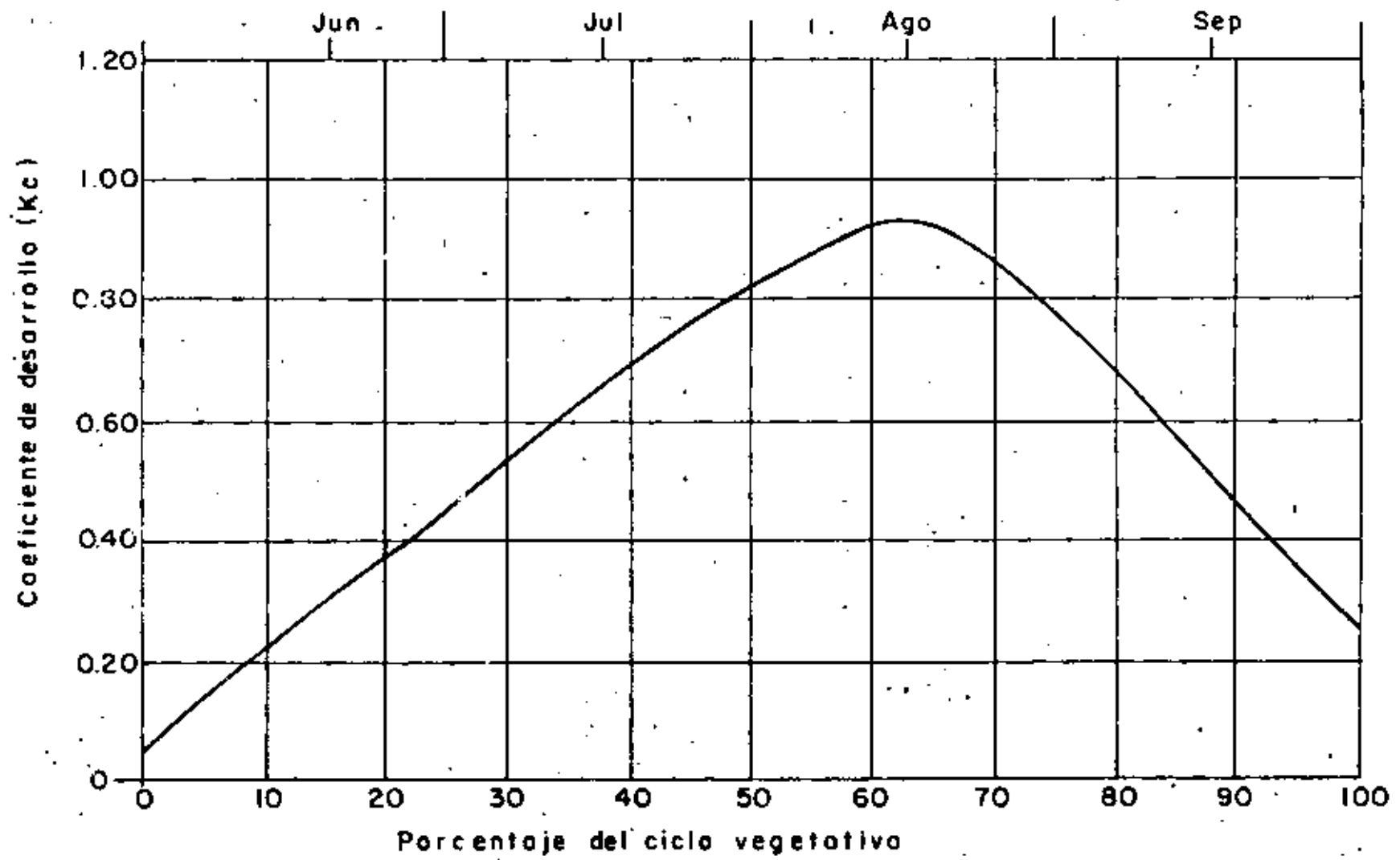
Cultivo: FRIJOL

Ciclo vegetativo: 120 días

Estado: California (Santa Ynez Valley, Santa Bárbara)



Cultivo: **FRIJOL SOYA**
Ciclo vegetativo: 120 días .
Estado: Arizona (Salt River Valley, Phoenix)



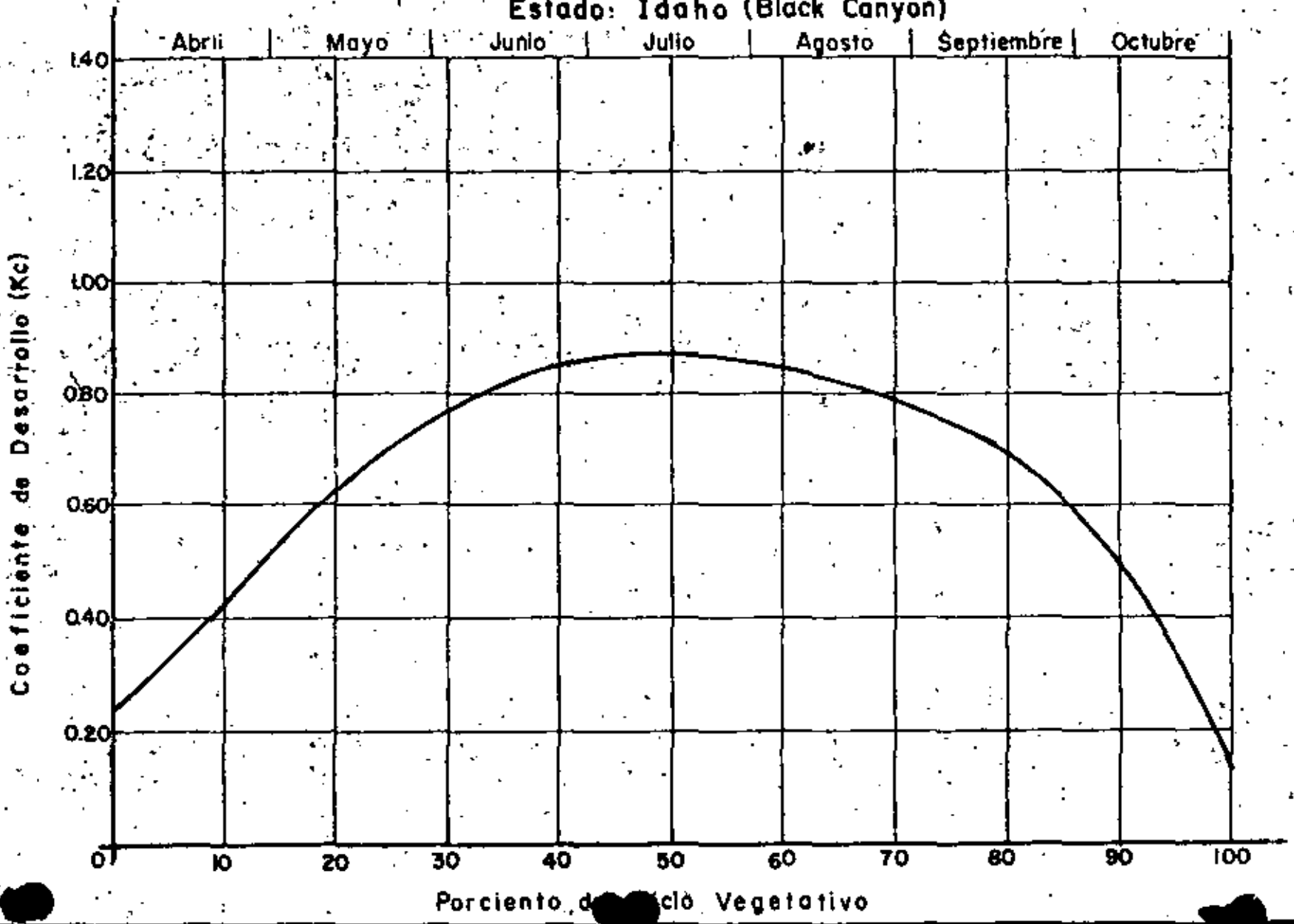
Trend

Cultivo: ~~GRAN~~ ROJO

Ciclo vegetativo: 210 días

Estado: Idaho (Black Canyon)

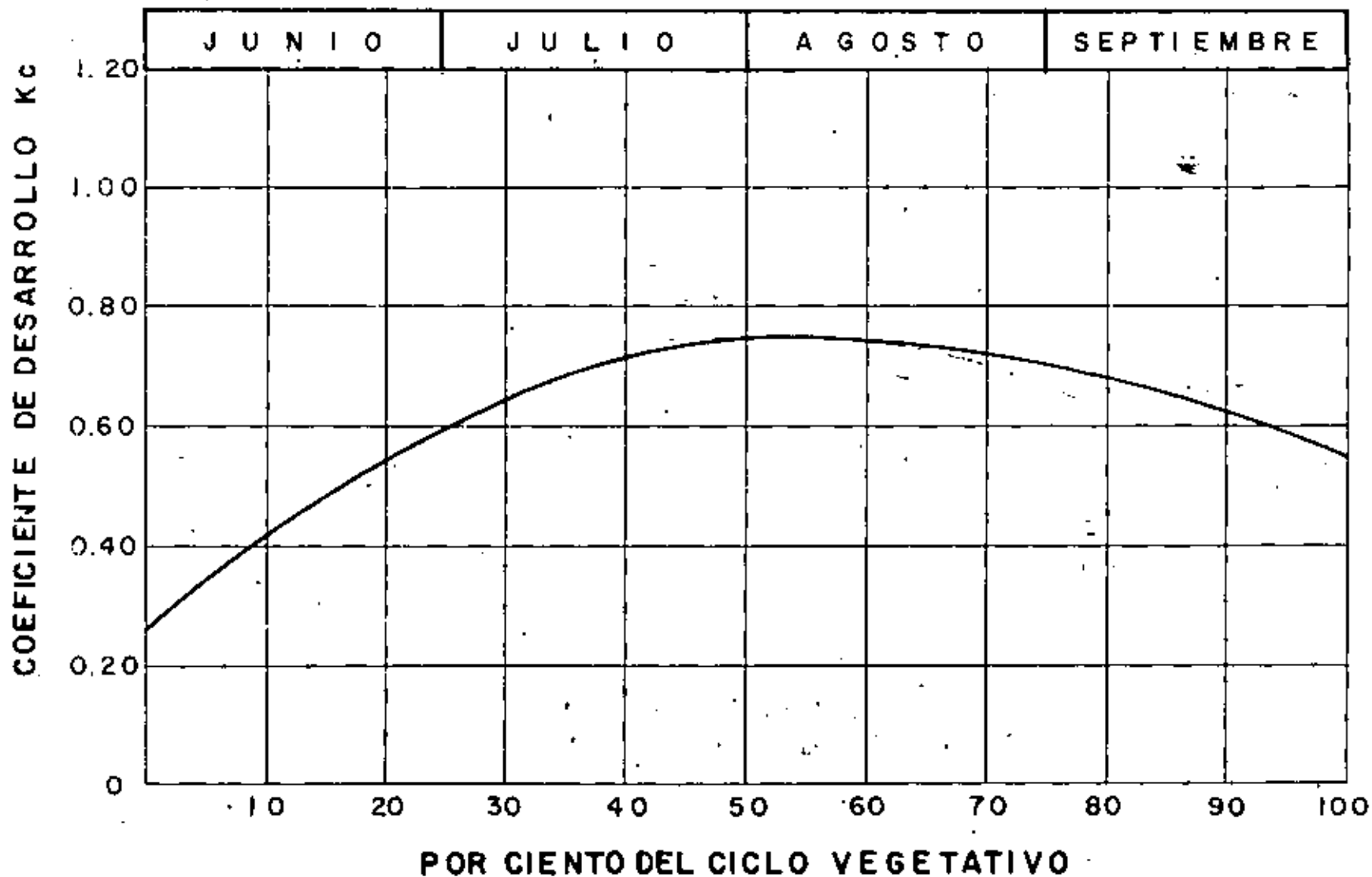
(42)



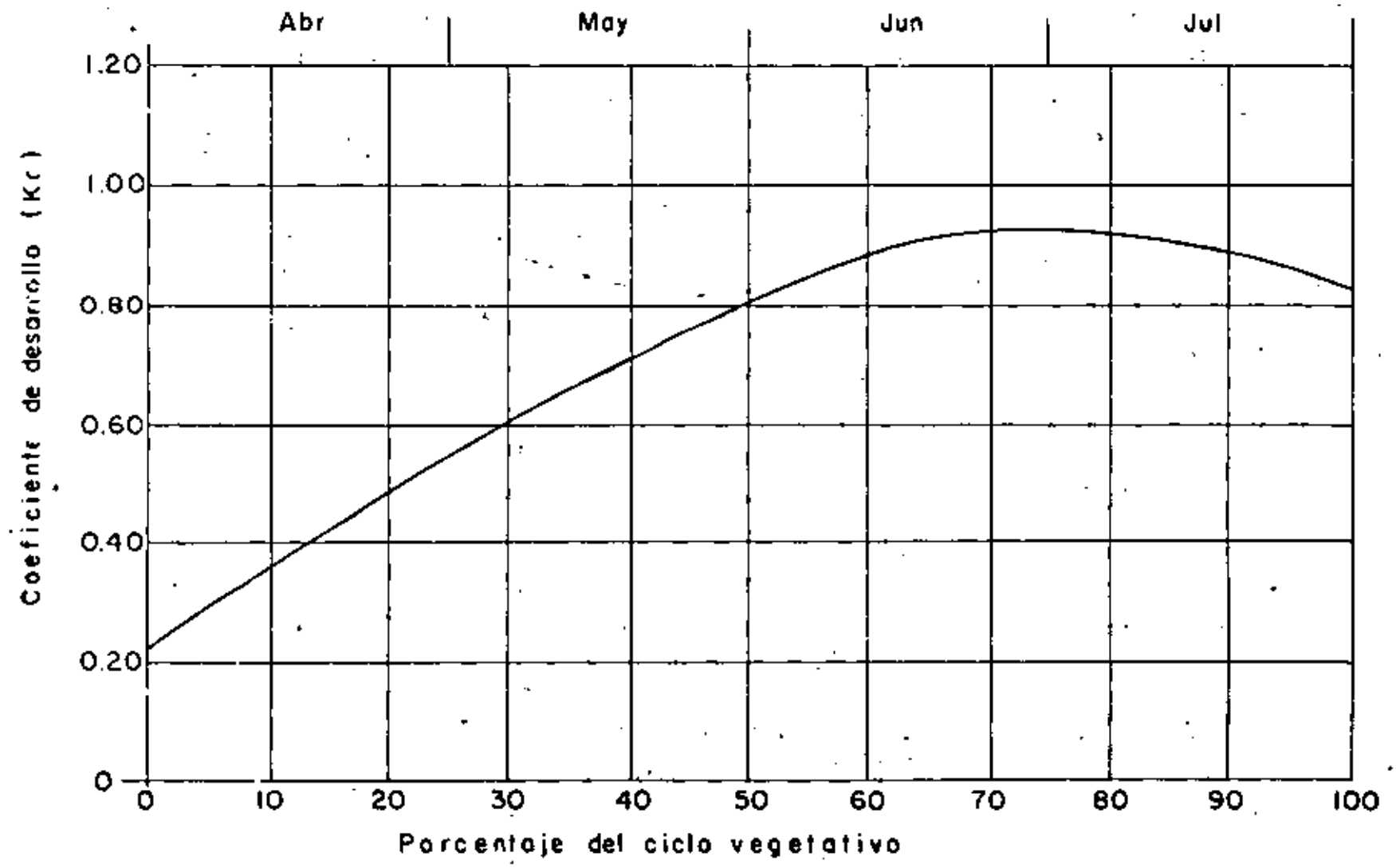
CULTIVO = MELON
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

(43)

ESTADO : CALIFORNIA (MURRIETA)



Cultivo: **VARIEDAD DE MELON**
Ciclo vegetativo: 120 días
Estado: Arizona (Mesa)

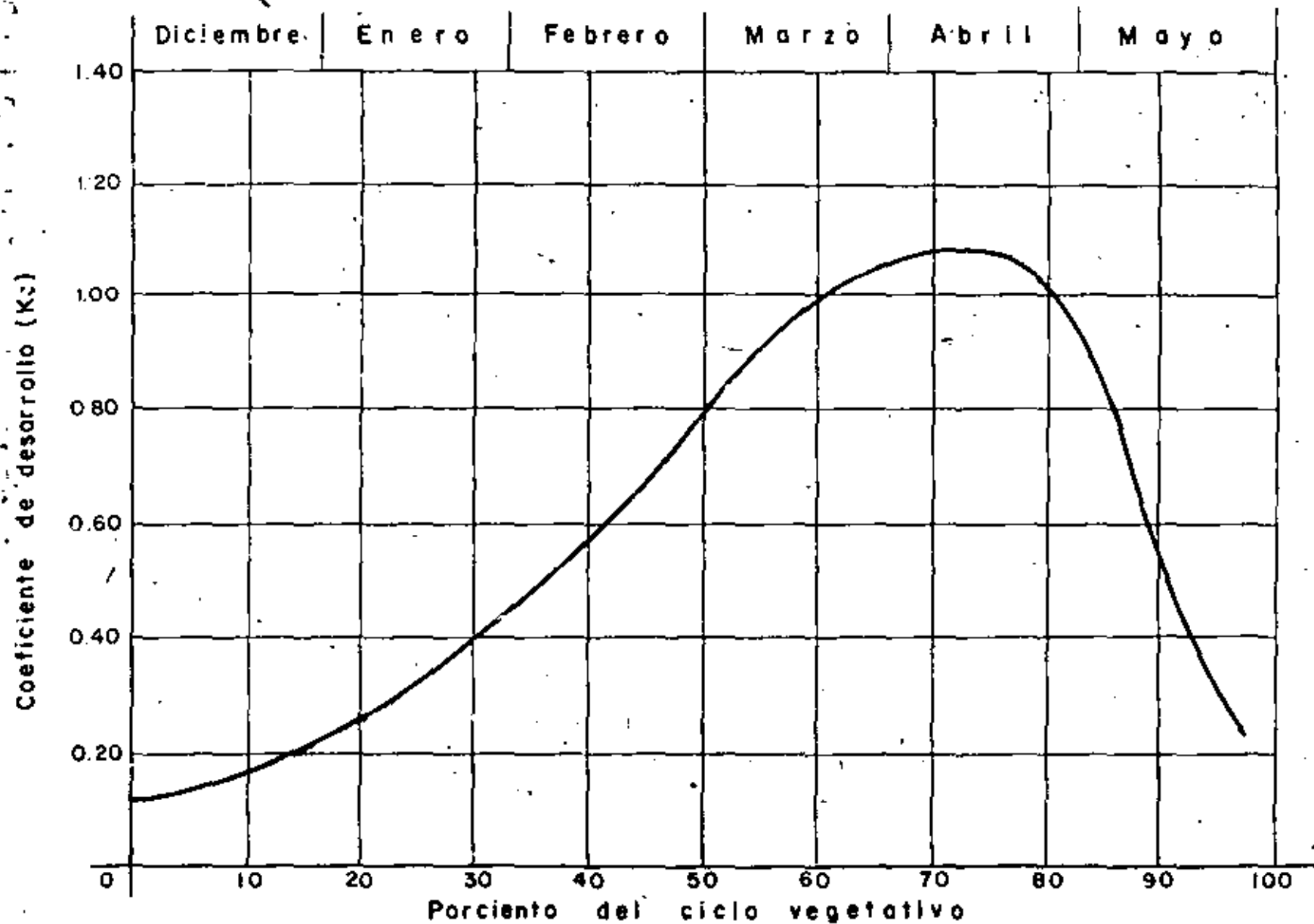


Cultivo: CEBADA

Ciclo vegetativo: 180 días

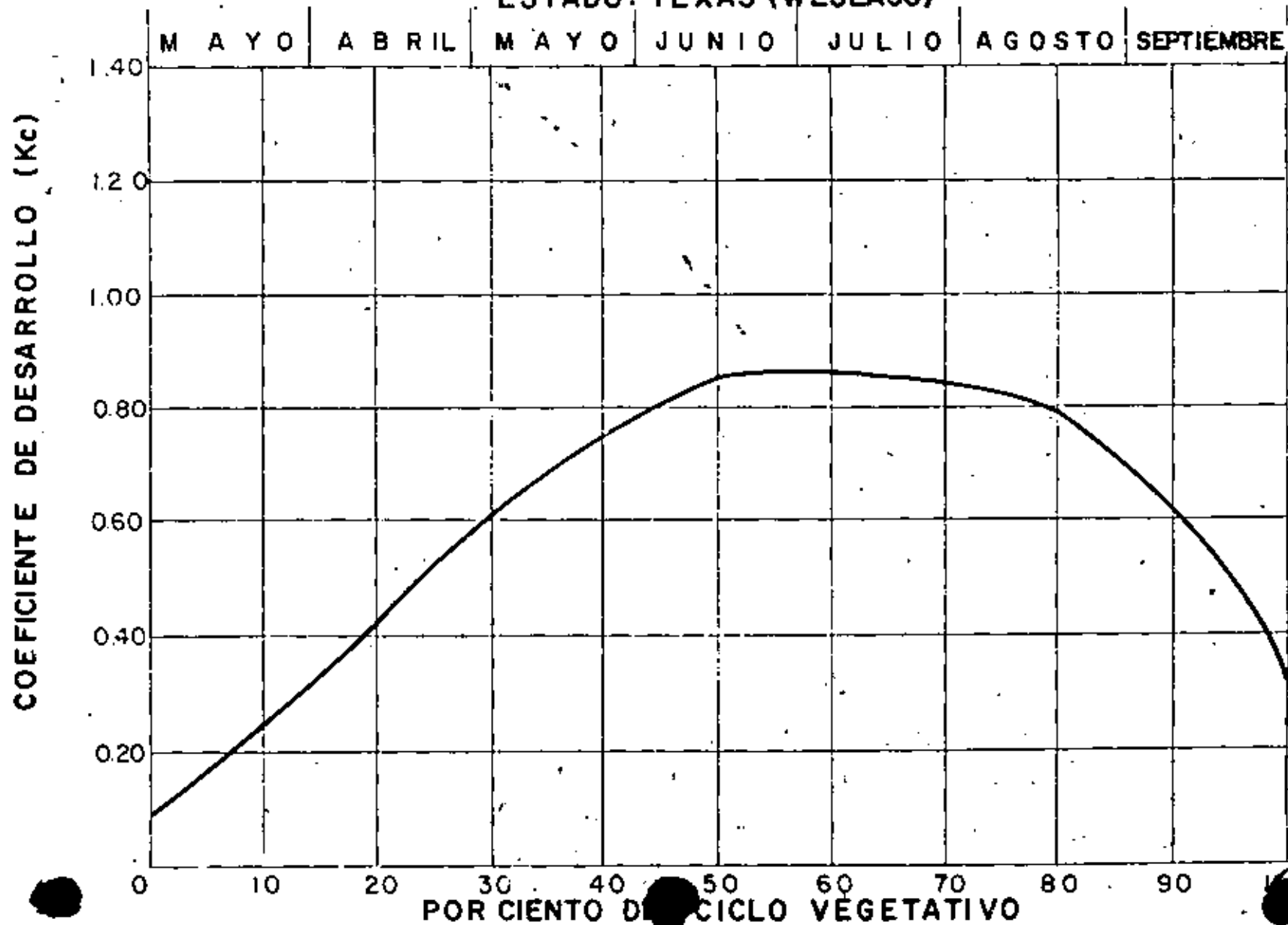
Estado: Arizona (Salt River Valley)

(45)



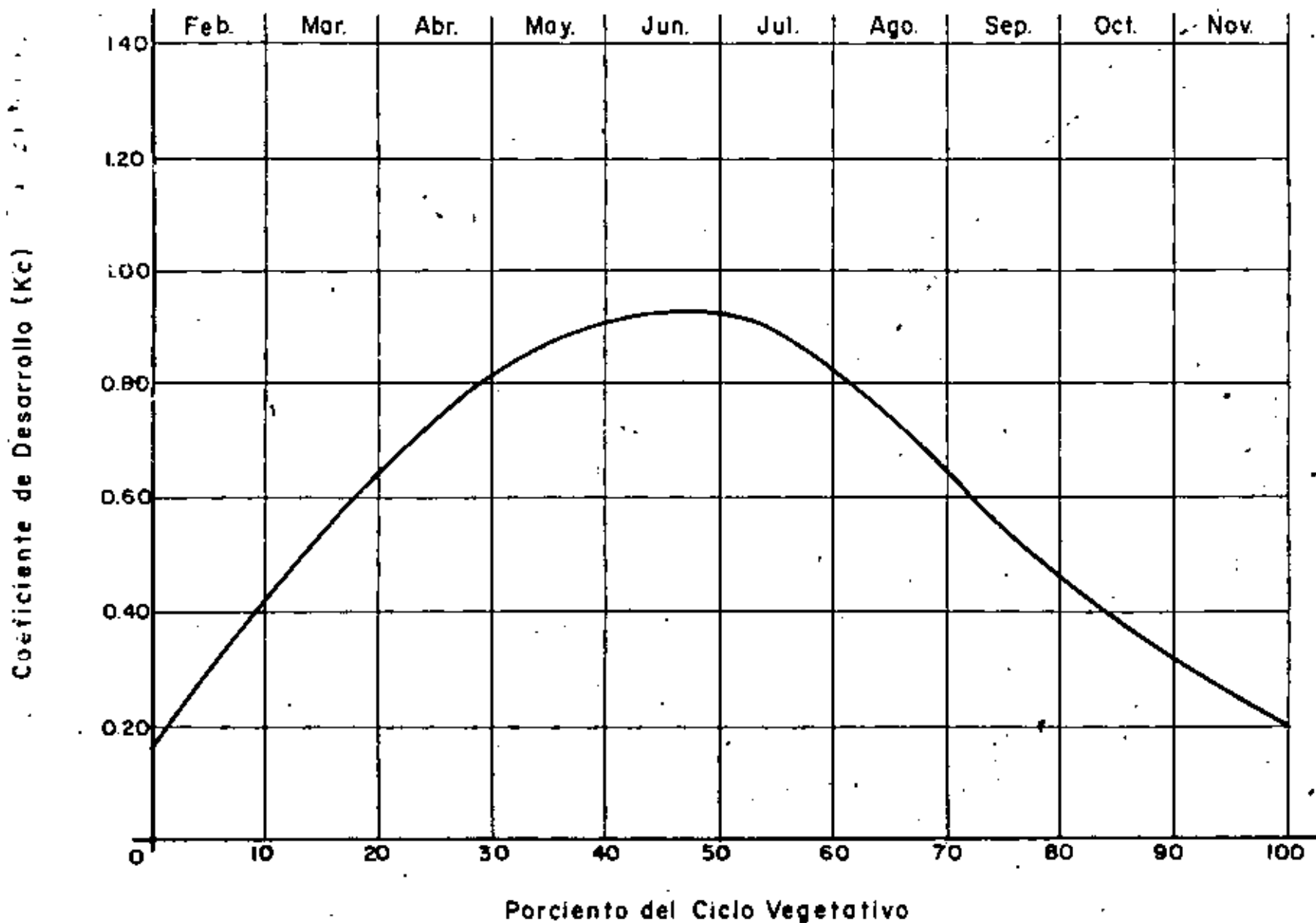
CULTIVO = ALGODON
CICLO VEGETATIVO = 210 DIAS
ESTADO: TEXAS (WESLACO)

(46)



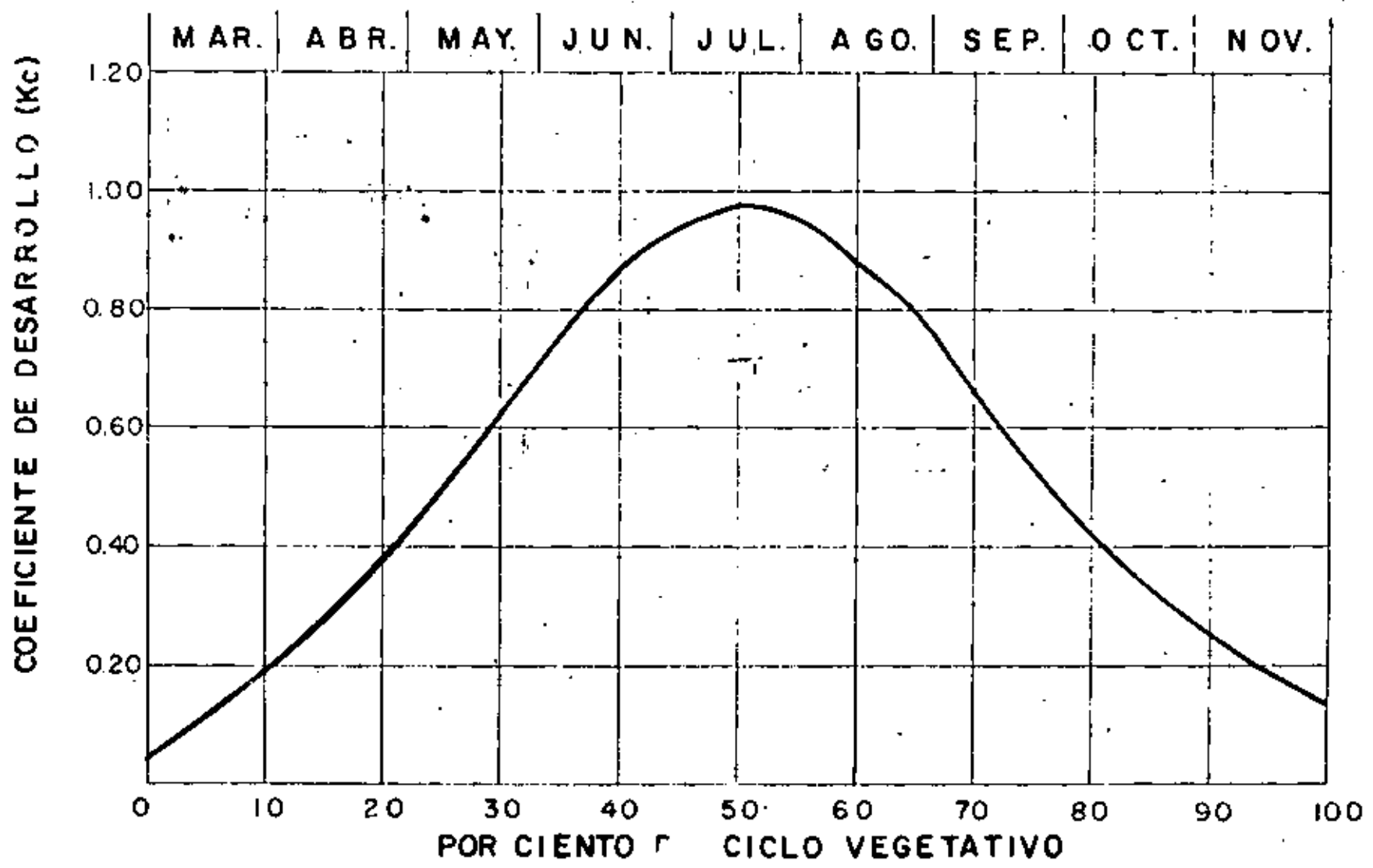
Cultivo: N U E Z
Ciclo vegetativo: 300 días.
Estado: California (Southern areas)

(47)



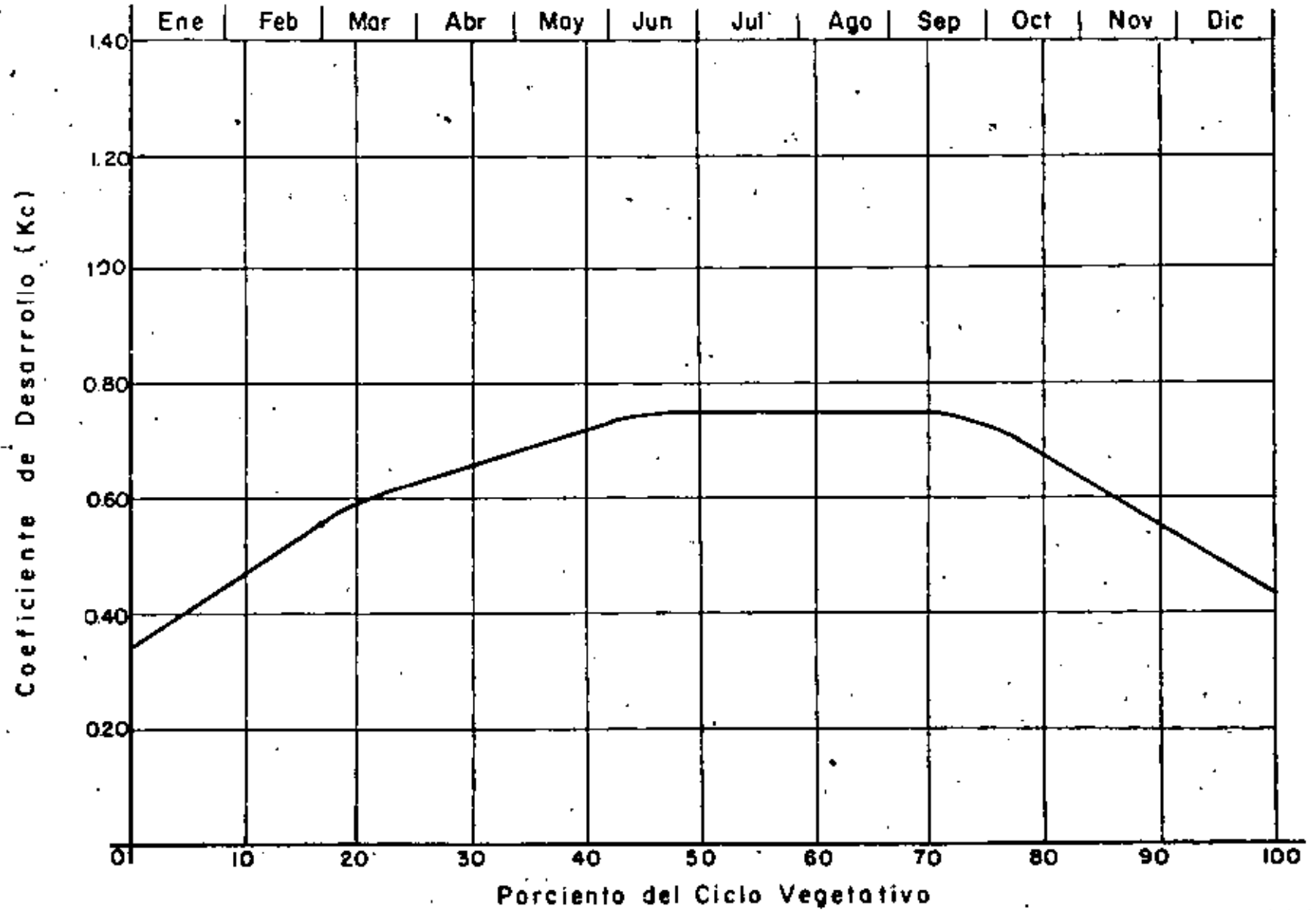
CULTIVO = NUEZ
CICLO VEGETATIVO = 270 DIAS
ESTADO: CALIFORNIA (DAVIS SACRAMENTO)

(48)



Cultivo: TORONJA
Ciclo vegetativo: 360 días
Estado: Arizona (Salt River Valley)

(49)

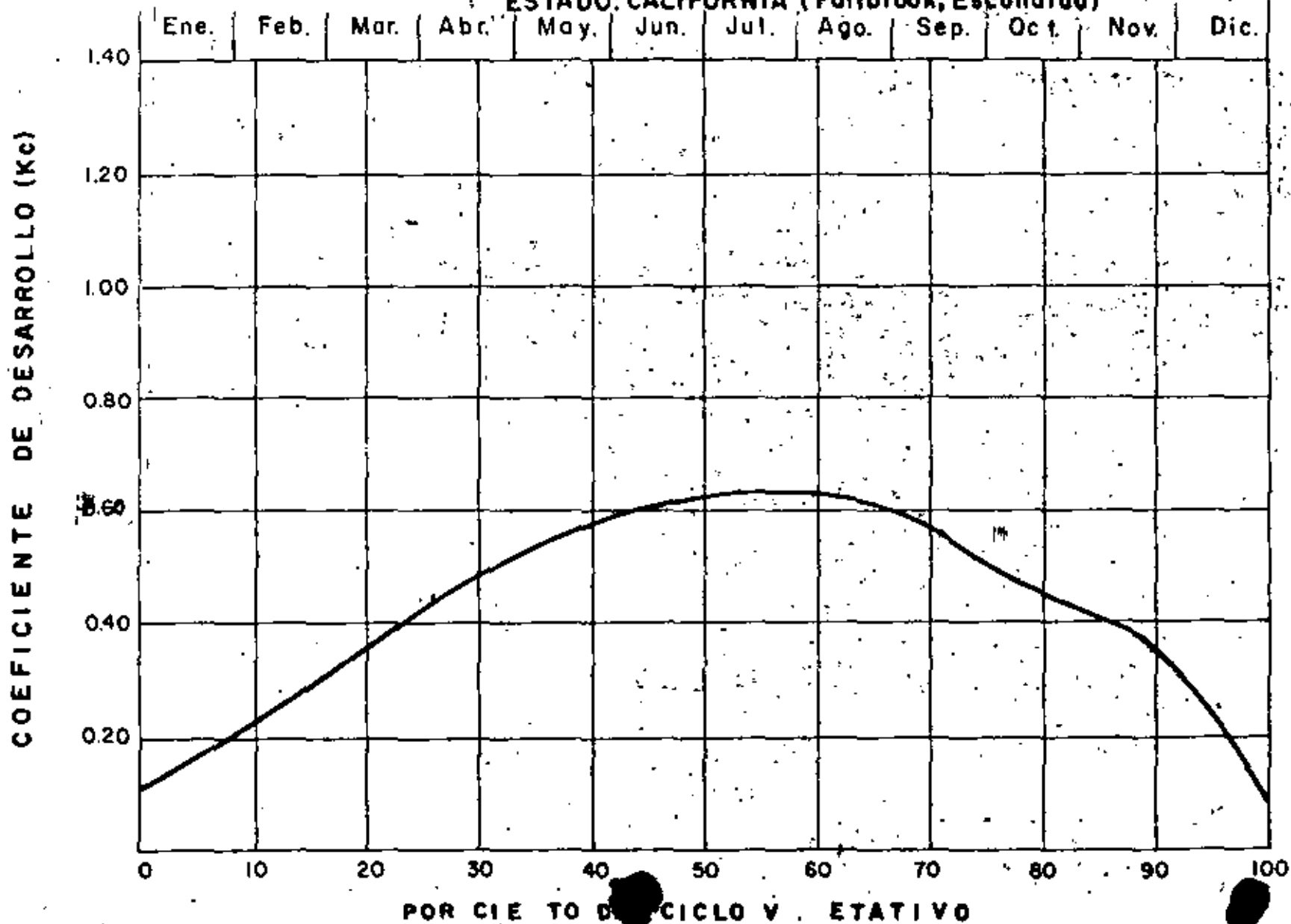


CULTIVO: AGUACATE

CICLO VEG: 360 días (Perenne)

ESTADO: CALIFORNIA (Follbrook, Escondido)

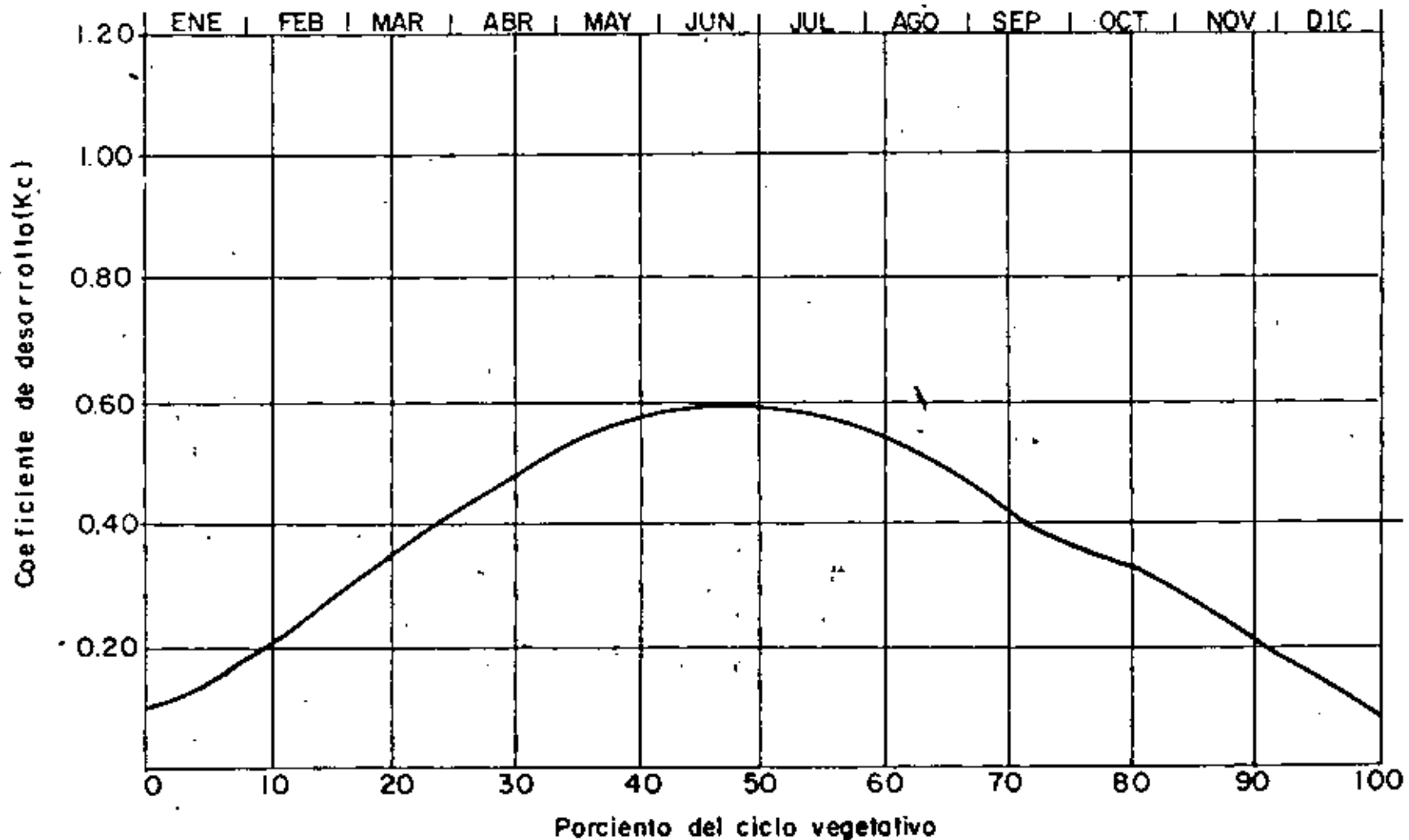
(50)



Cultivo : AGUACATE

Ciclo veg: 360 días (Perenne)

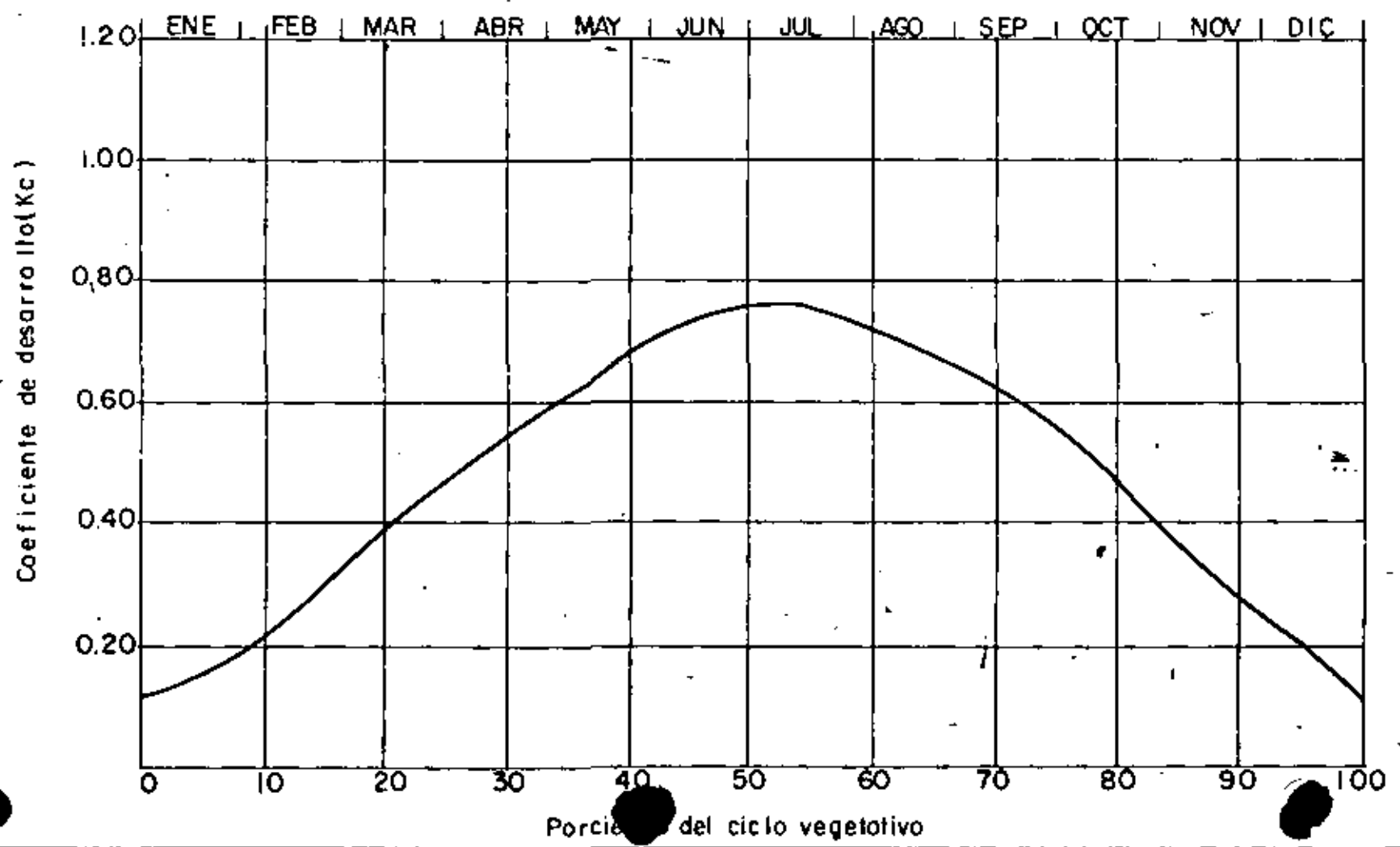
Estado: California (Carpentería, Sta. Bárbara)



Cultivo : AGUACATE

Ciclo veg: 360 días (Perenne)

Estado: California (Goleta, Sta. Bárbara)

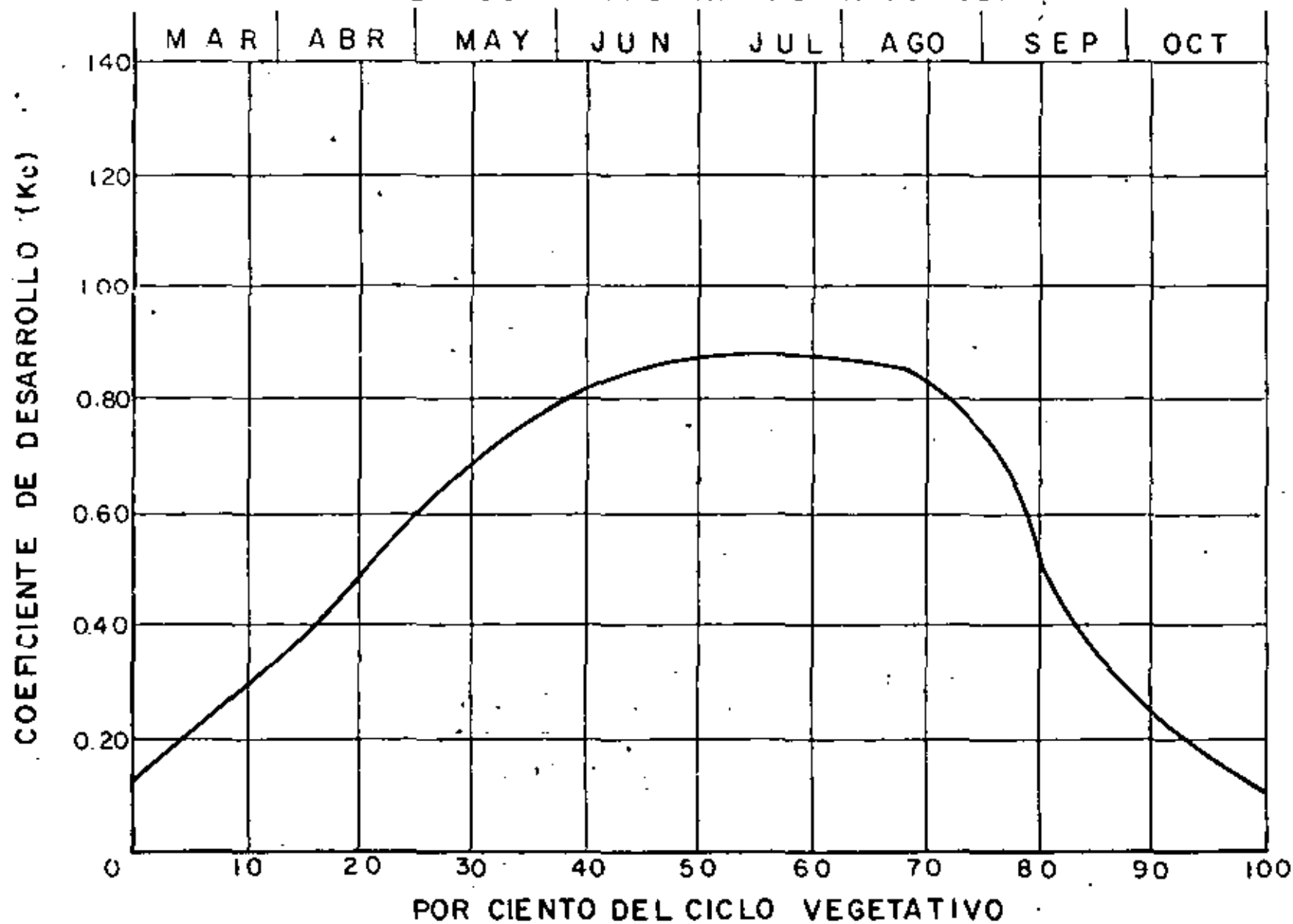


CULTIVO = FRUTAS DE HUERTO (DE HOJA DECIDUA

(53)

CICLO VEGETATIVO = 240 DIAS

ESTADO: CALIFORNIA (SAN JOAQUIN)

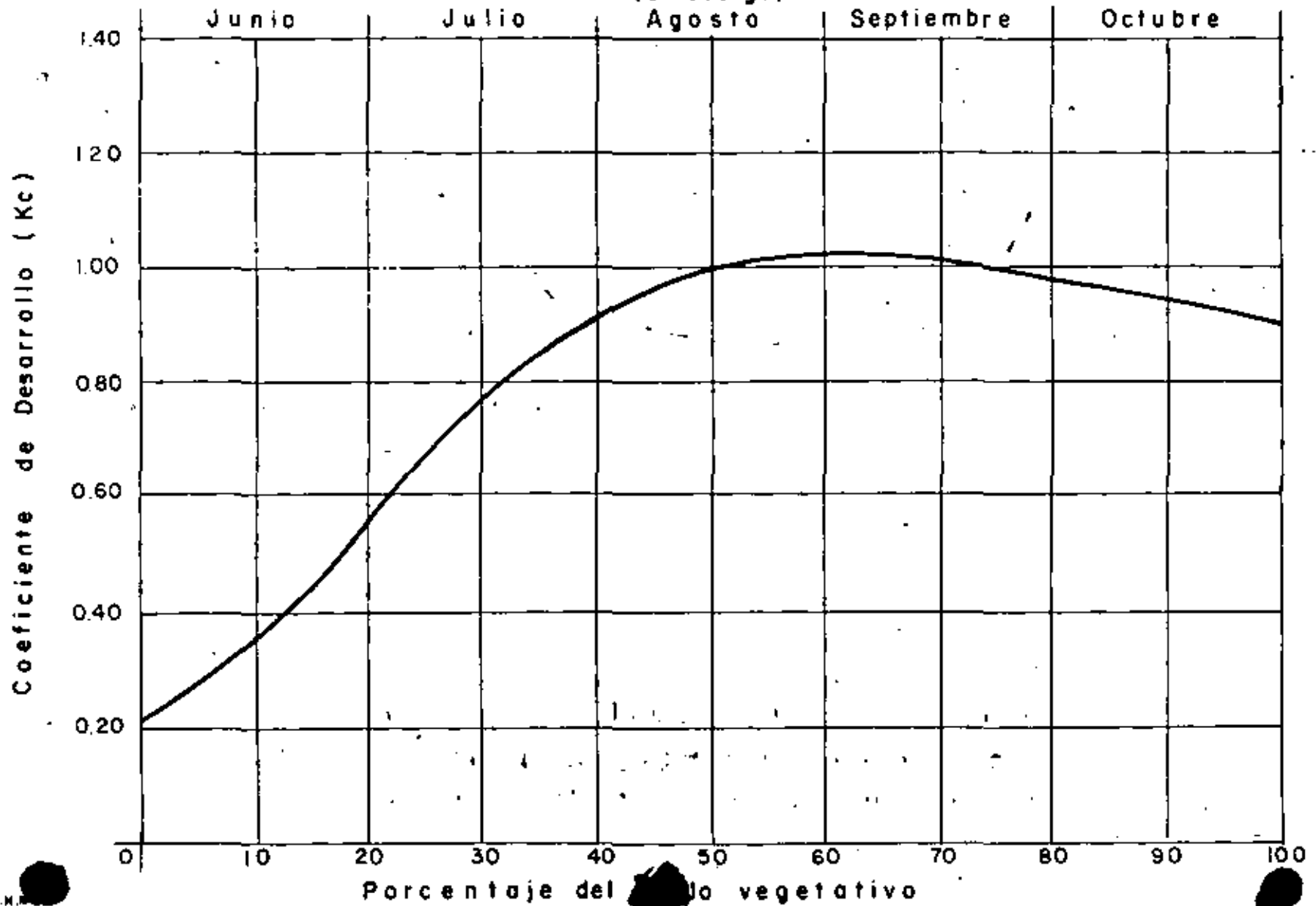


Cultivo: HEGARI

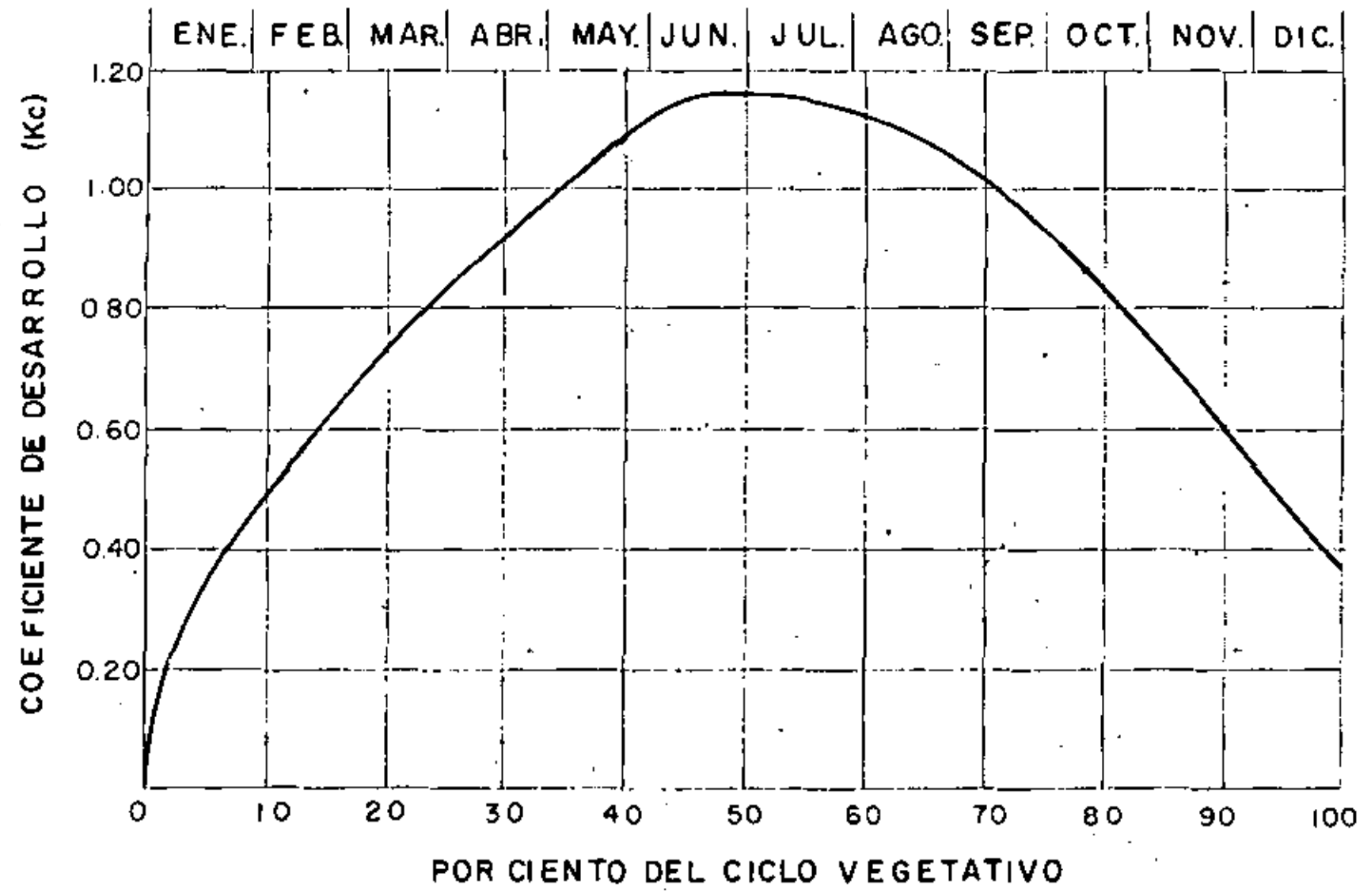
Ciclo vegetativo: 150 días

Estado: Utah (St George)

(54)



CULTIVO = ALFALFA
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS (PERENNE)
ESTADO: ARIZONA



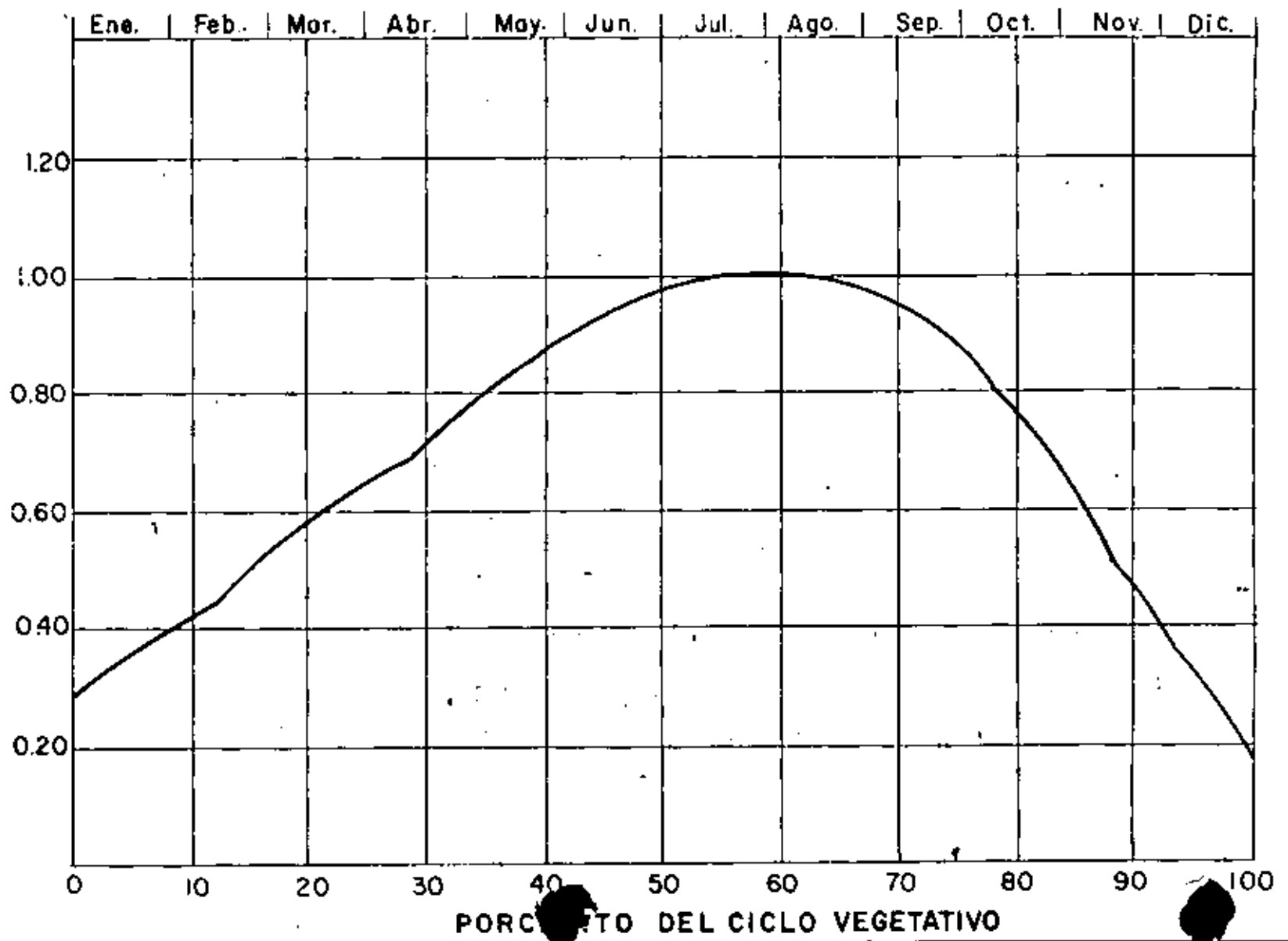
CULTIVO: ALFALFA.

CICLO VEG.: 360 días (Perenne)

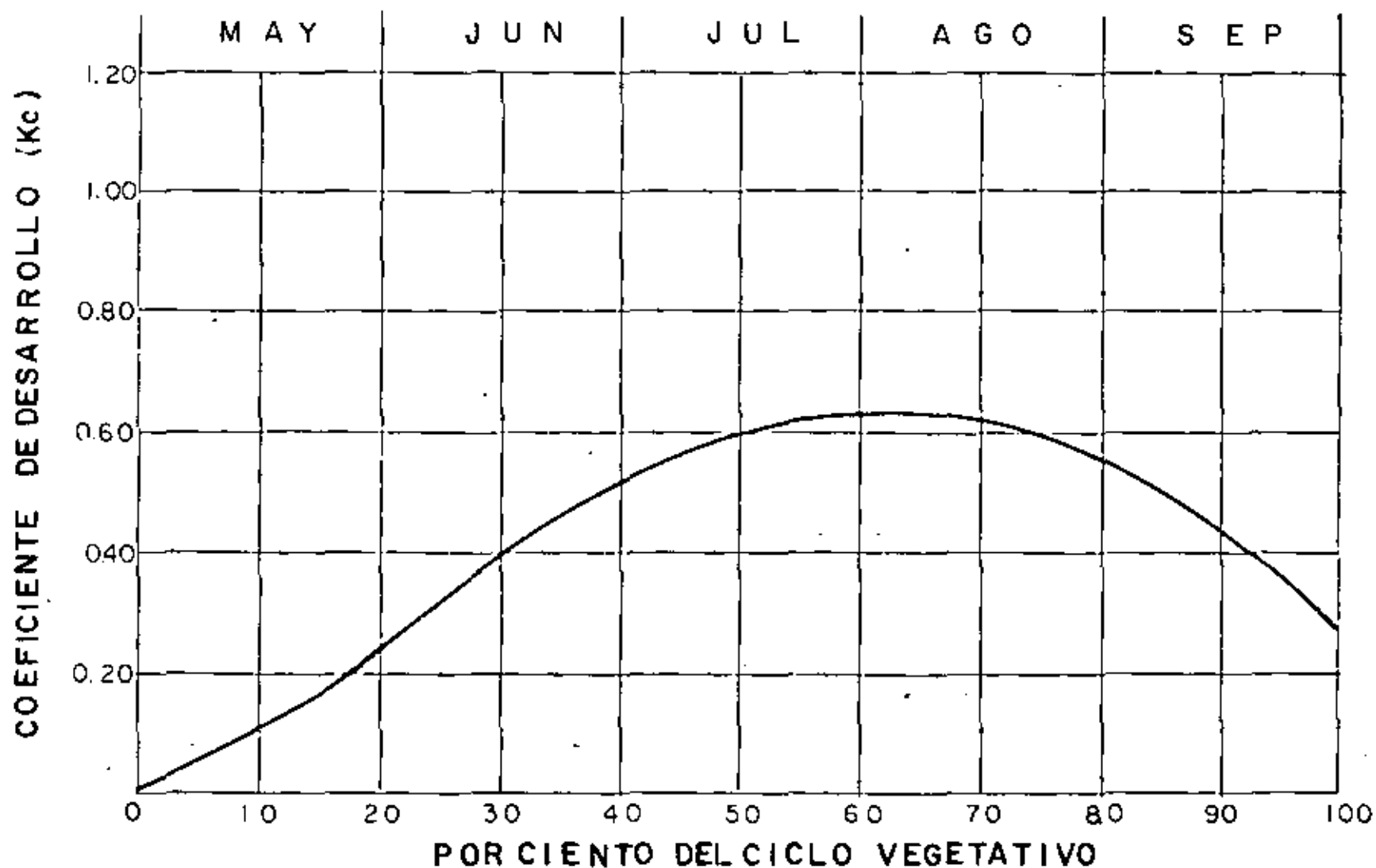
ESTADO: CALIFORNIA (SAN FERNANDO VALLEY)

(56)

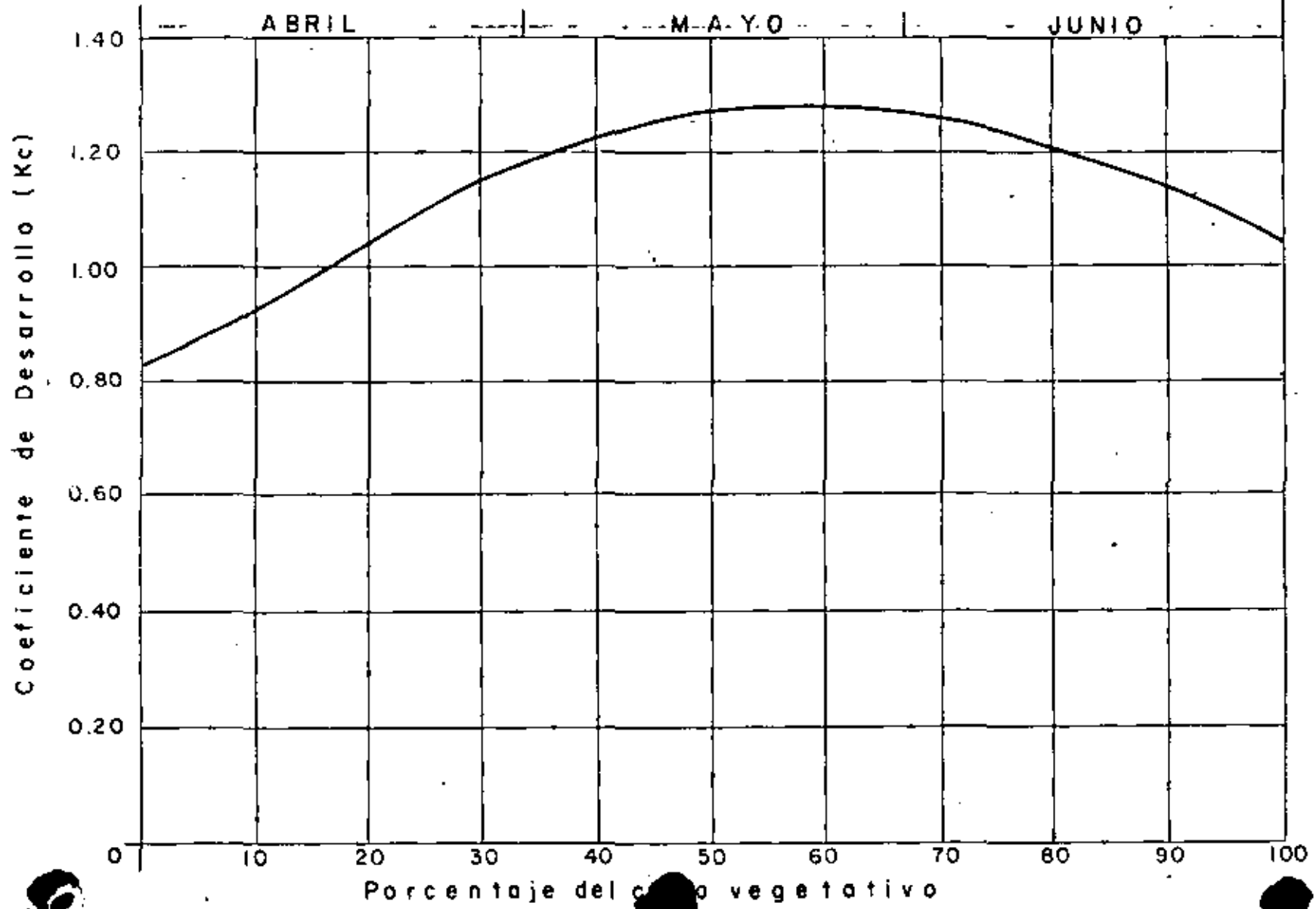
COEFICIENTES DE DESARROLLO (Kc)



CULTIVO = MAIZ
CICLO VEGETATIVO = 150 DIAS
ESTADO: CALIFORNIA (DAVIS AND SACRAMENTO)



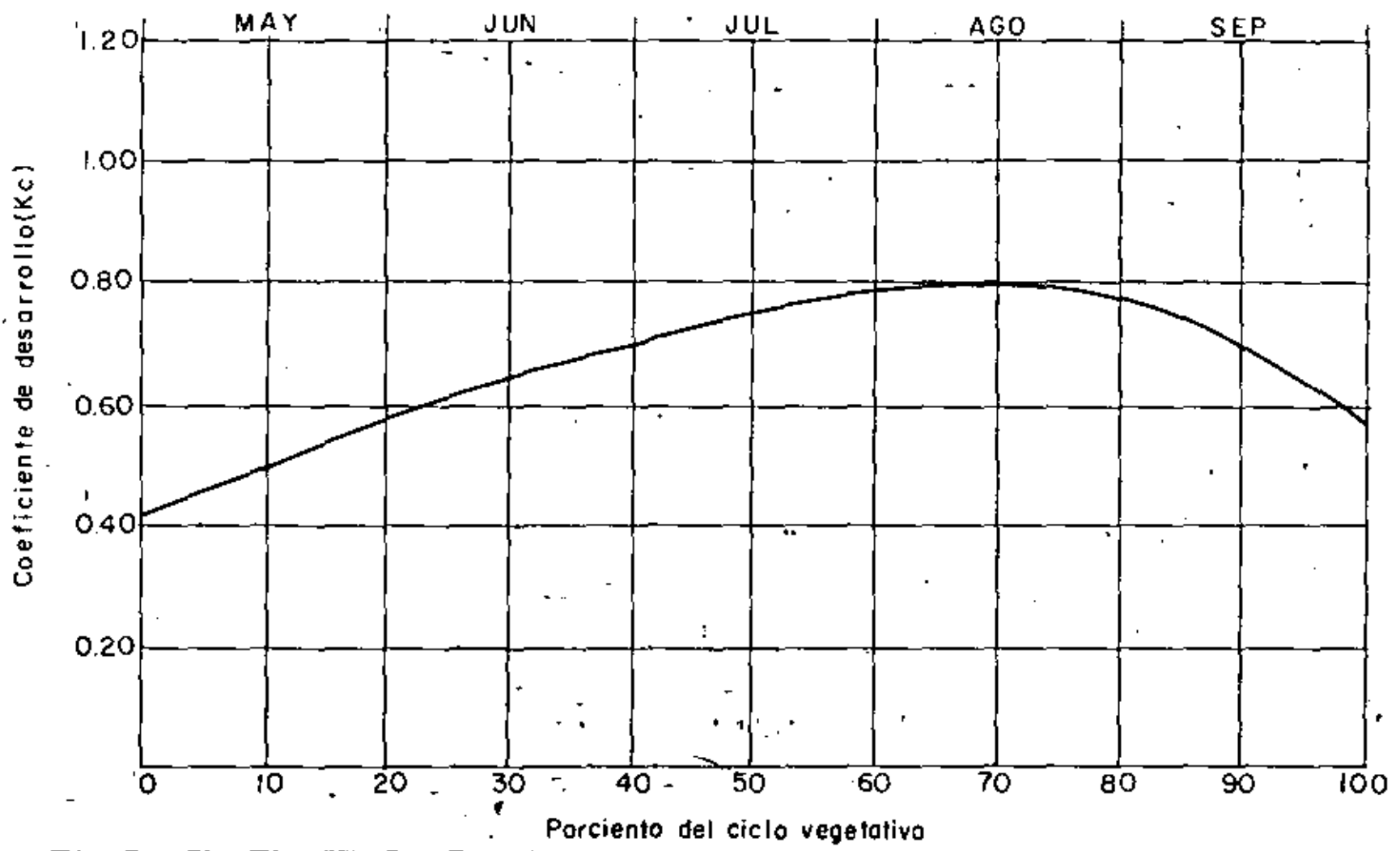
CULTIVO: MAIZ
CICLO VEGETATIVO: 90 días
ESTADO: Arizona (Phoenix)



Cultivo : MAIZ

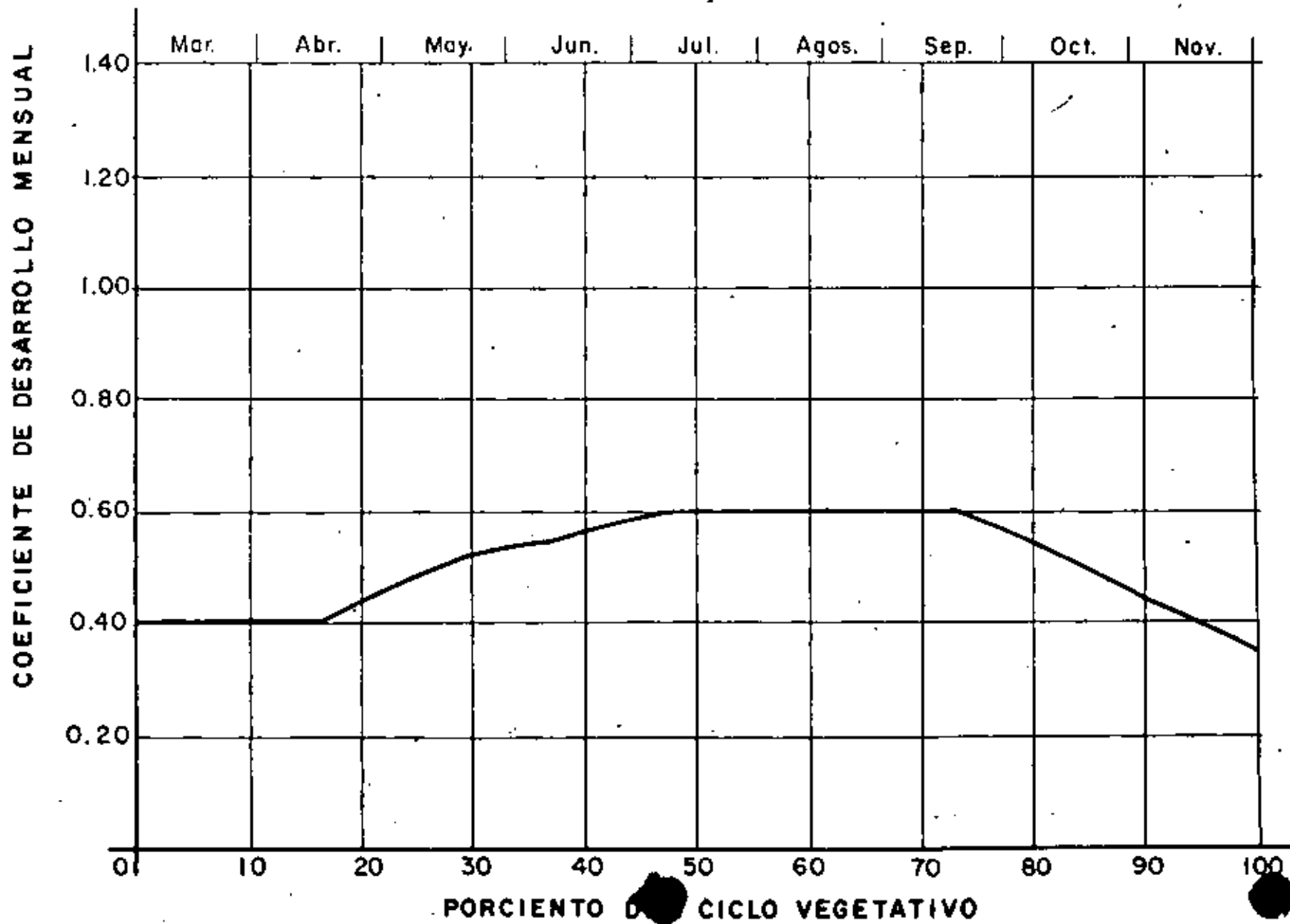
Ciclo veg: 150 días

Estado: North Dakota (Redfield Development Farm, Mandan)



CULTIVO: LIMON
CICLO VEGETATIVO: 270 dias
ESTADO: California

(60)

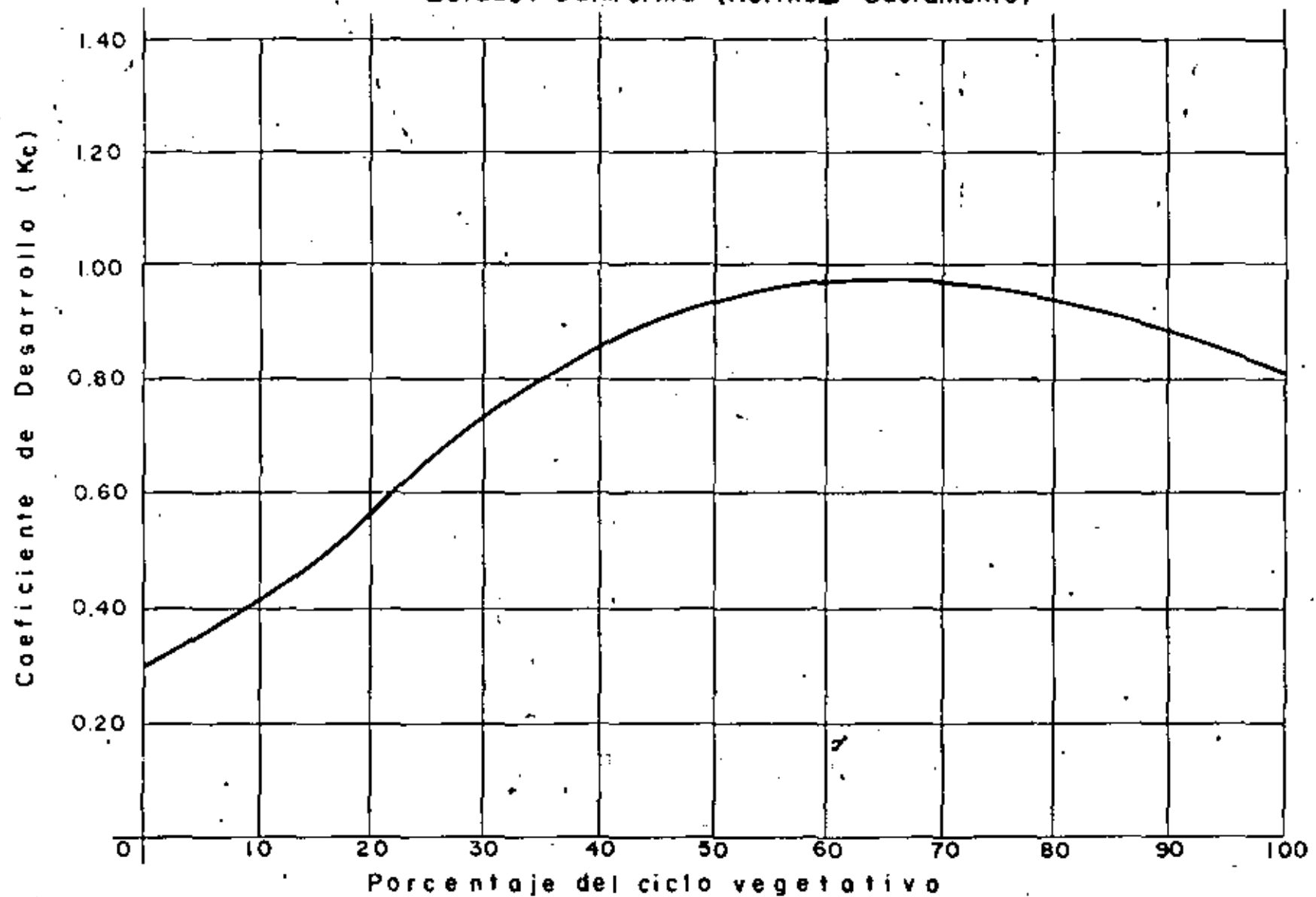


Cultivo: JITOMATE

Ciclo vegetativo: 150 días

Estado: California (North Sacramento)

(61)



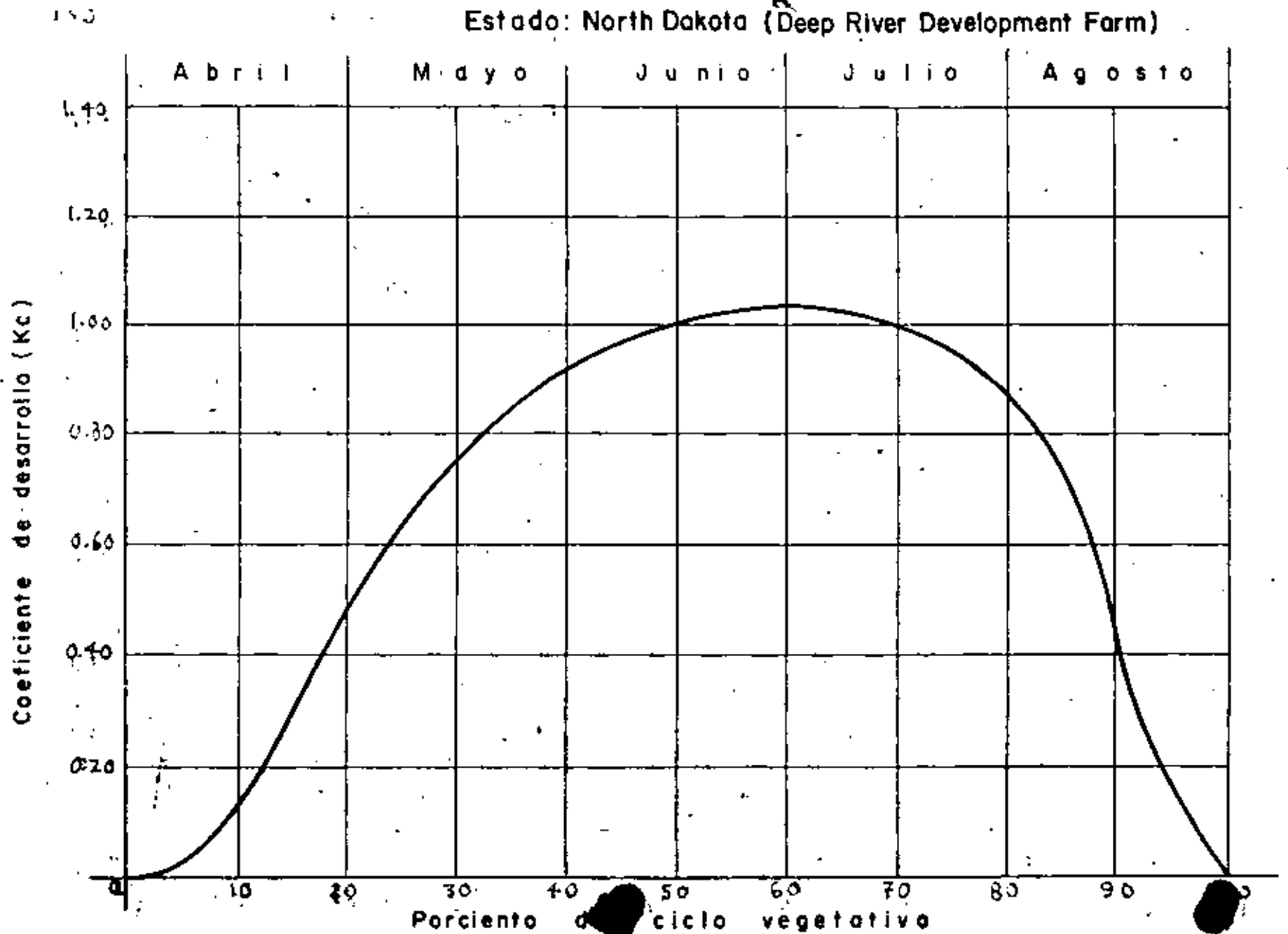
79

Cultivo: CEBADA

Ciclo vegetativo: 150 días

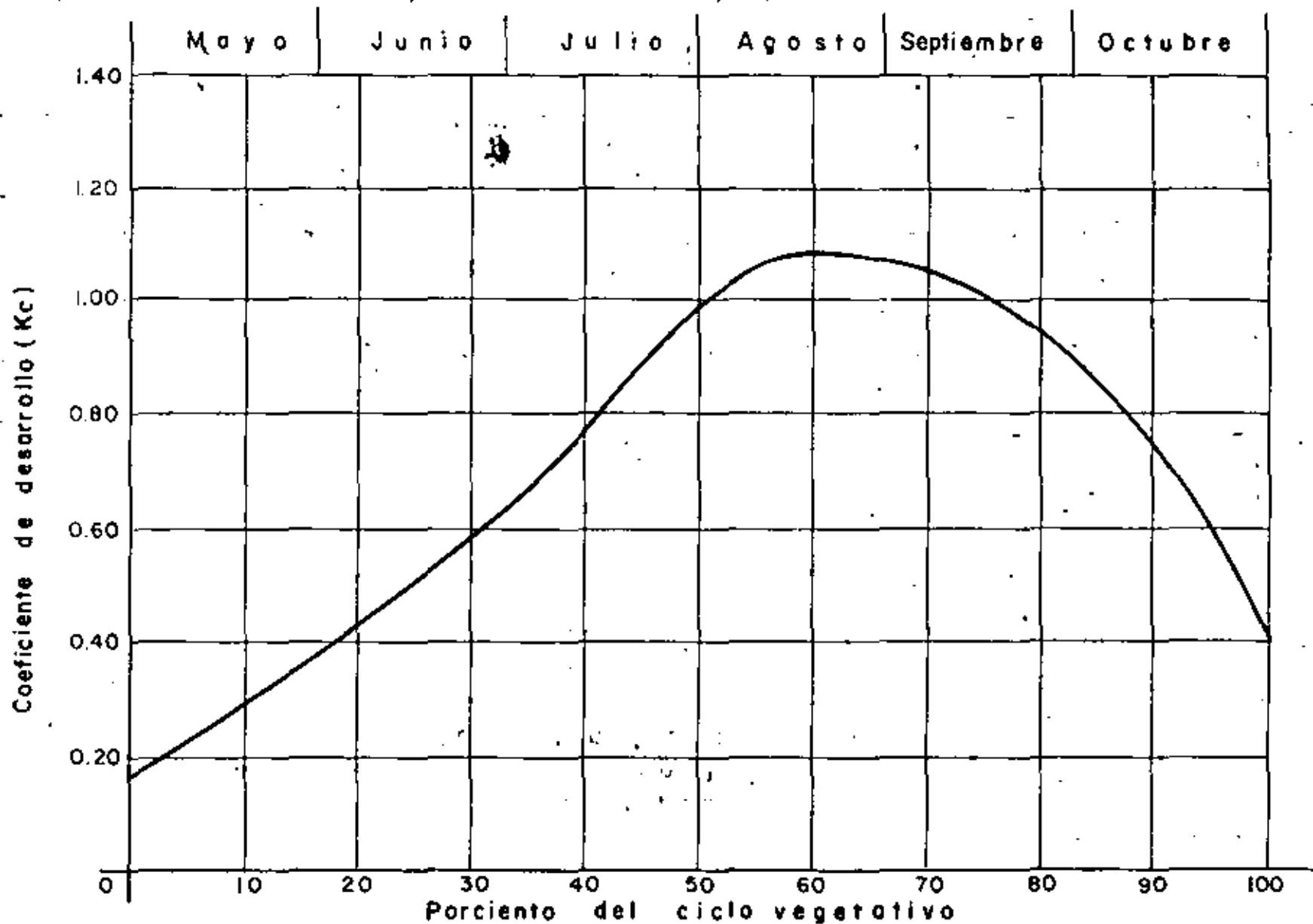
Estado: North Dakota (Deep River Development Farm)

(62)



Cultivo: CEBADA;
Ciclo vegetativo: 180 días
Estado: Nebraska (Scottsbluff)

(63)

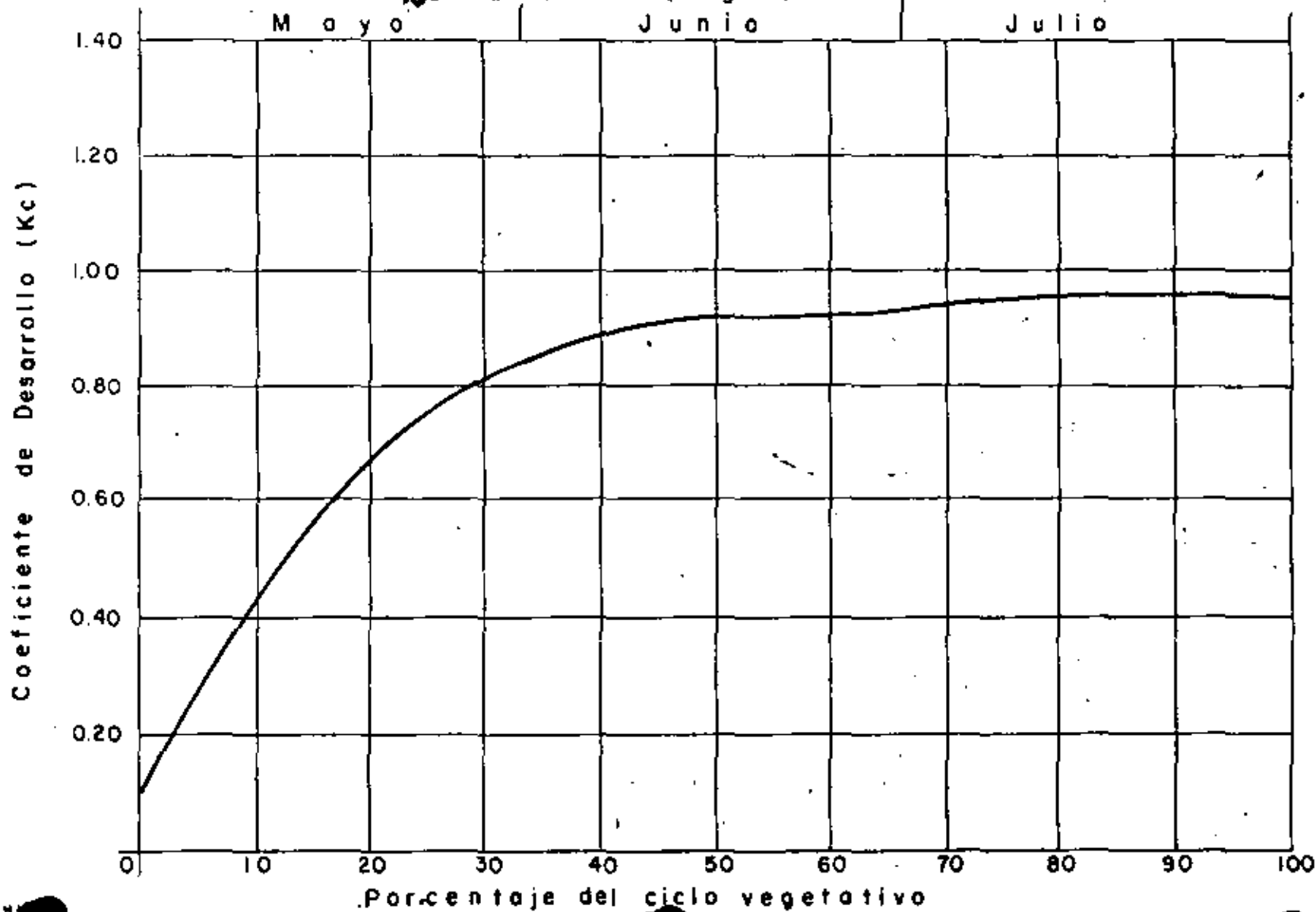


Cultivo: CEBADA

Ciclo vegetativo: 90 días

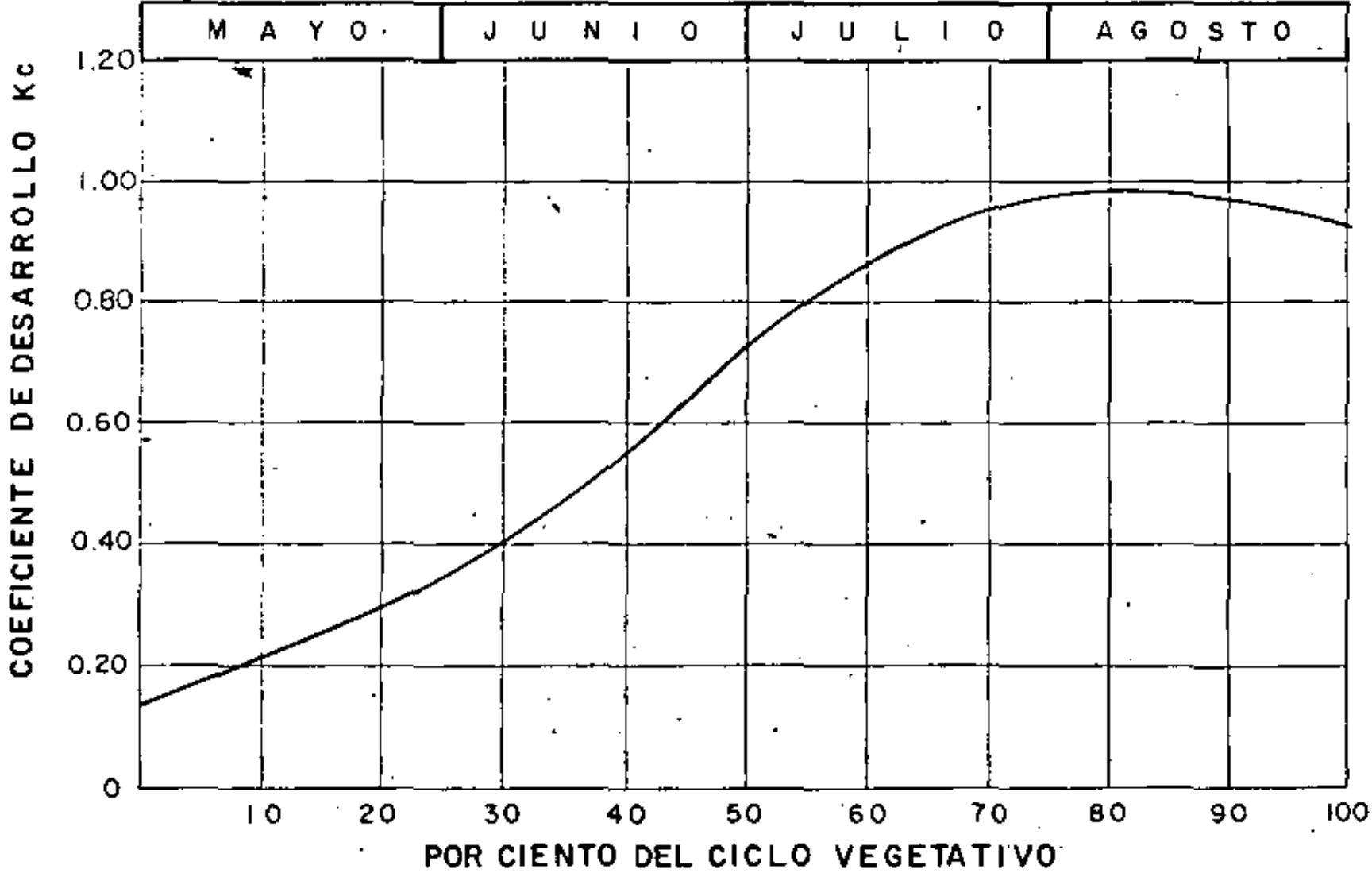
Estado: Utah (Logan)

(64)



CULTIVO = CHICHARO
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

ESTADO : UTAH (LOGAN)

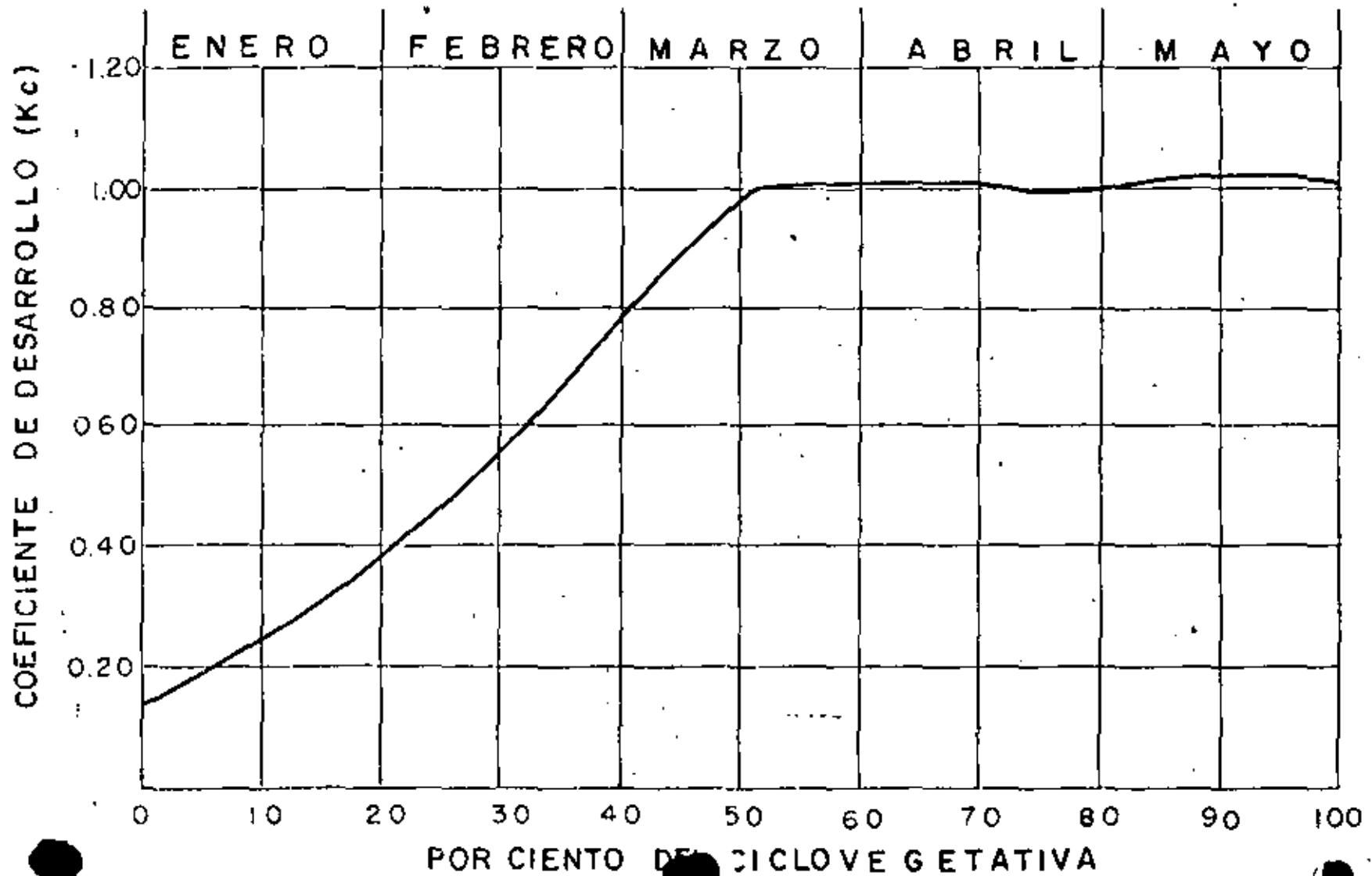


CULTIVO: CHICHAROS

CICLO VEG: 150 días

ESTADO: Arizona (Salt River Valley, Phoenix)

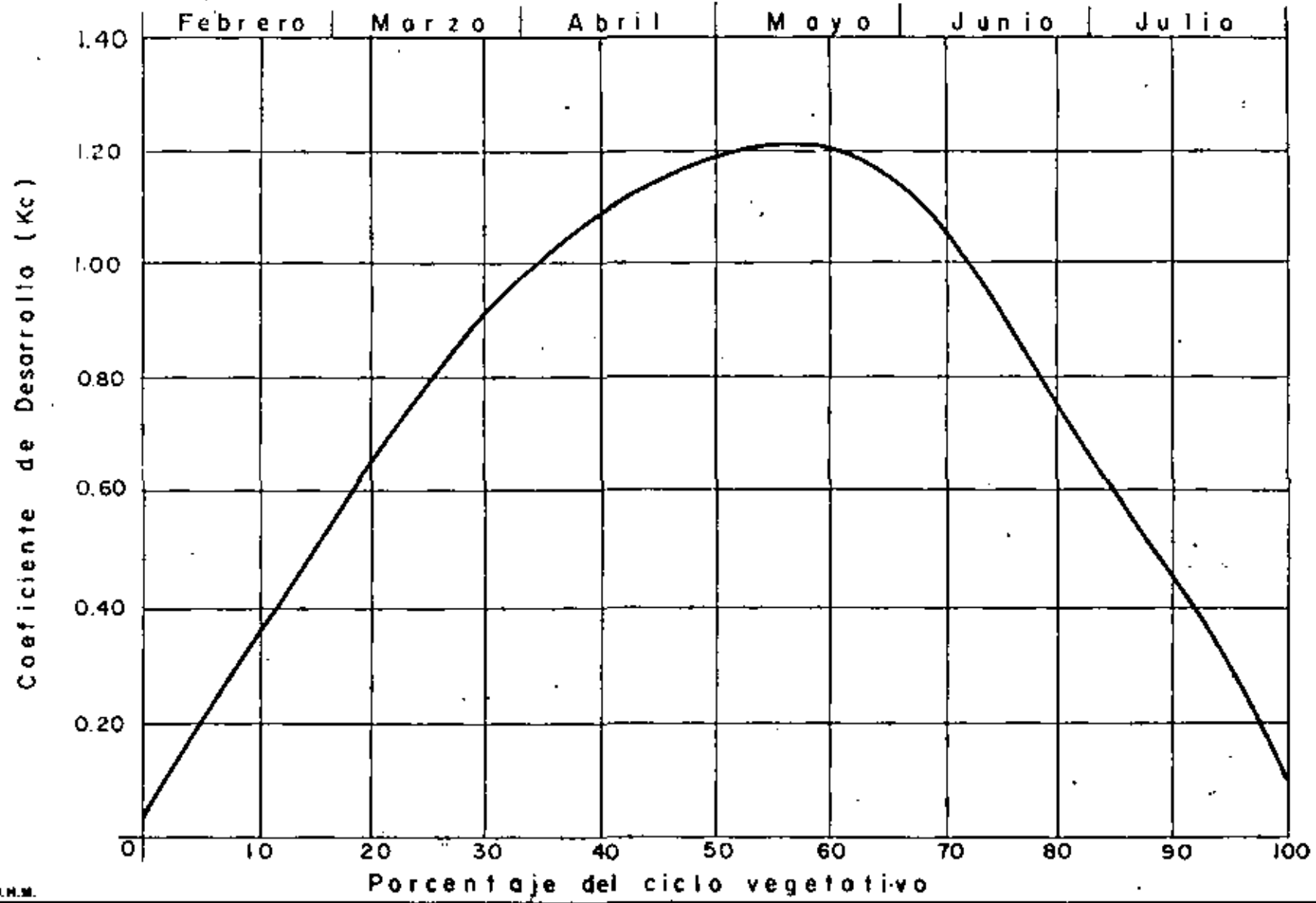
(66)



Cultivo: AVENA

Ciclo vegetativo: 180 días

Estado: Arizona (Salt River Valley)

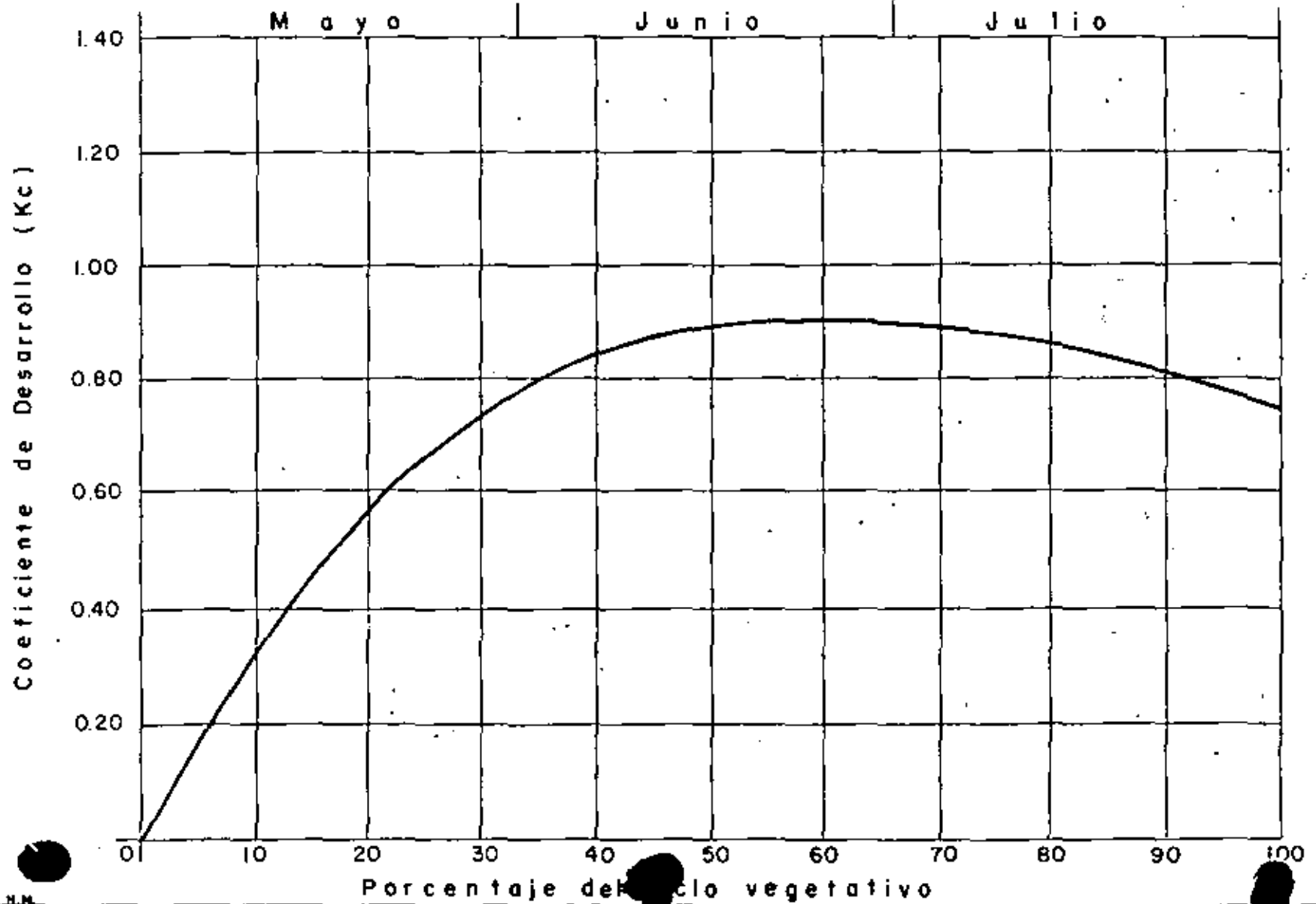


Cultivo: AVENA

Ciclo vegetativo: 90 días

Estado: Nebraska

(68)

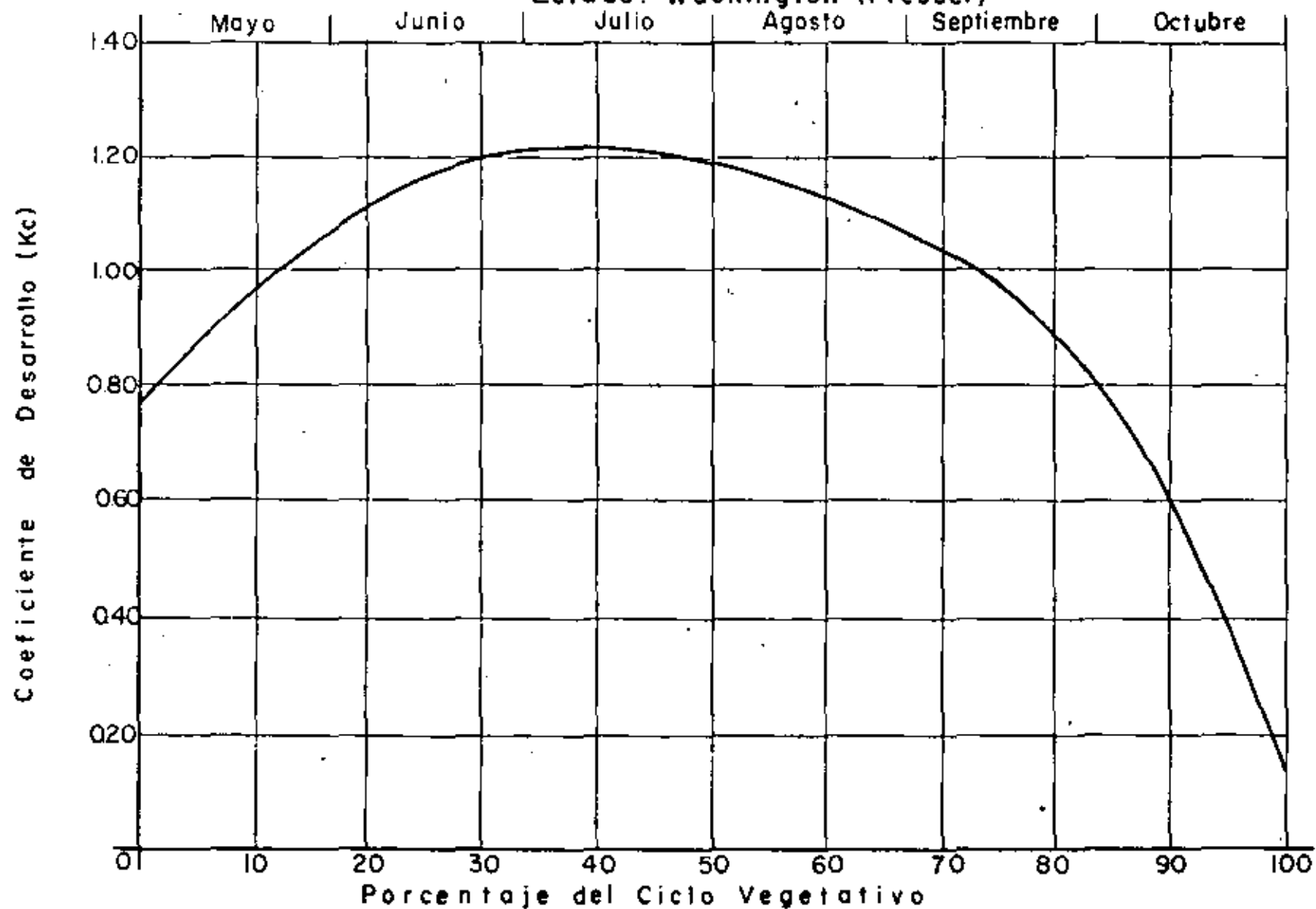


Cultivo: **TREBOL**

Ciclo vegetativo: 180 días

Estado: Washington (Presser)

(69)

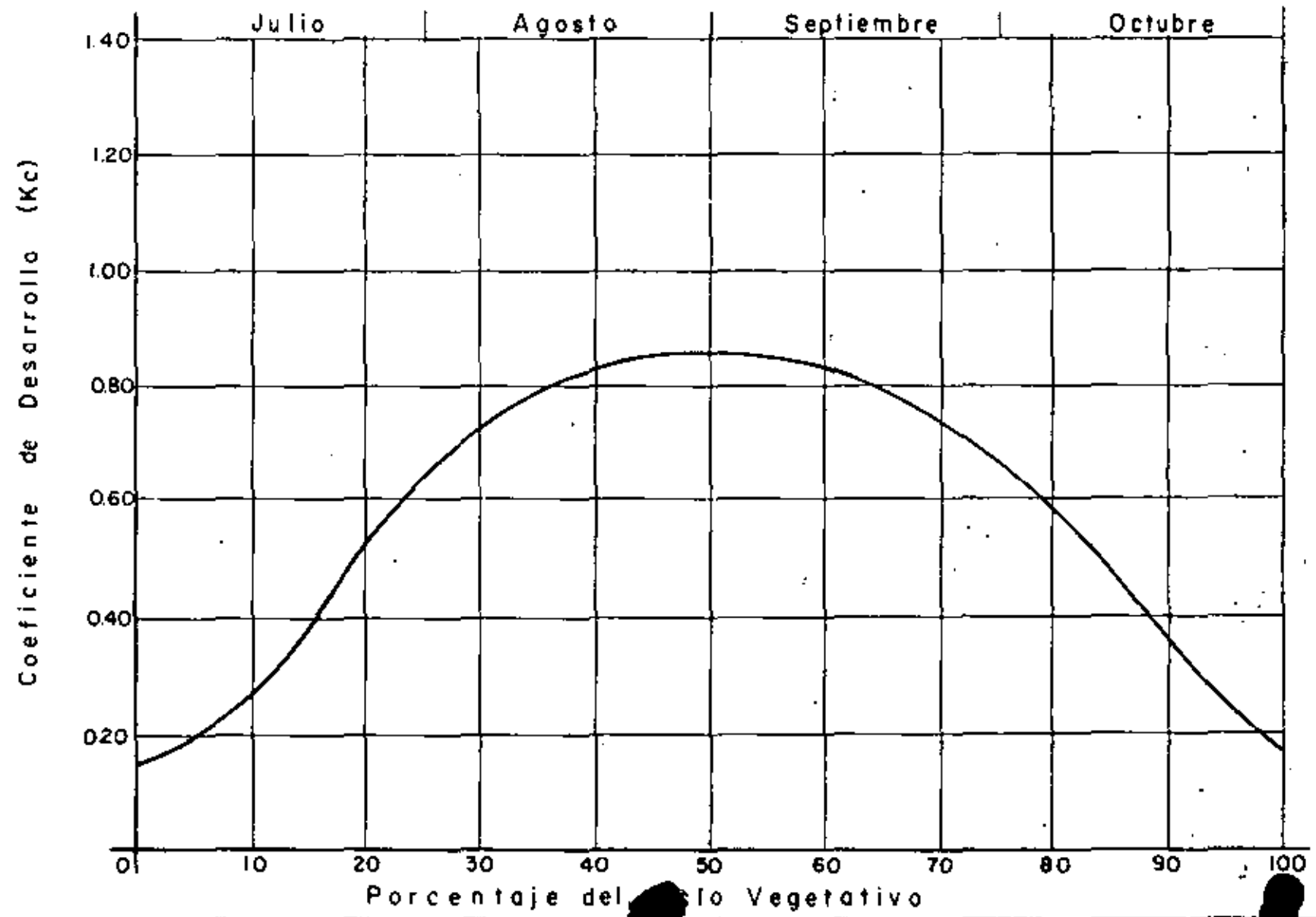


Cultivo: GUAR

Ciclo vegetativo: 120 días

Estado: Arizona (Salt River Valley, Phoenix)

(70)

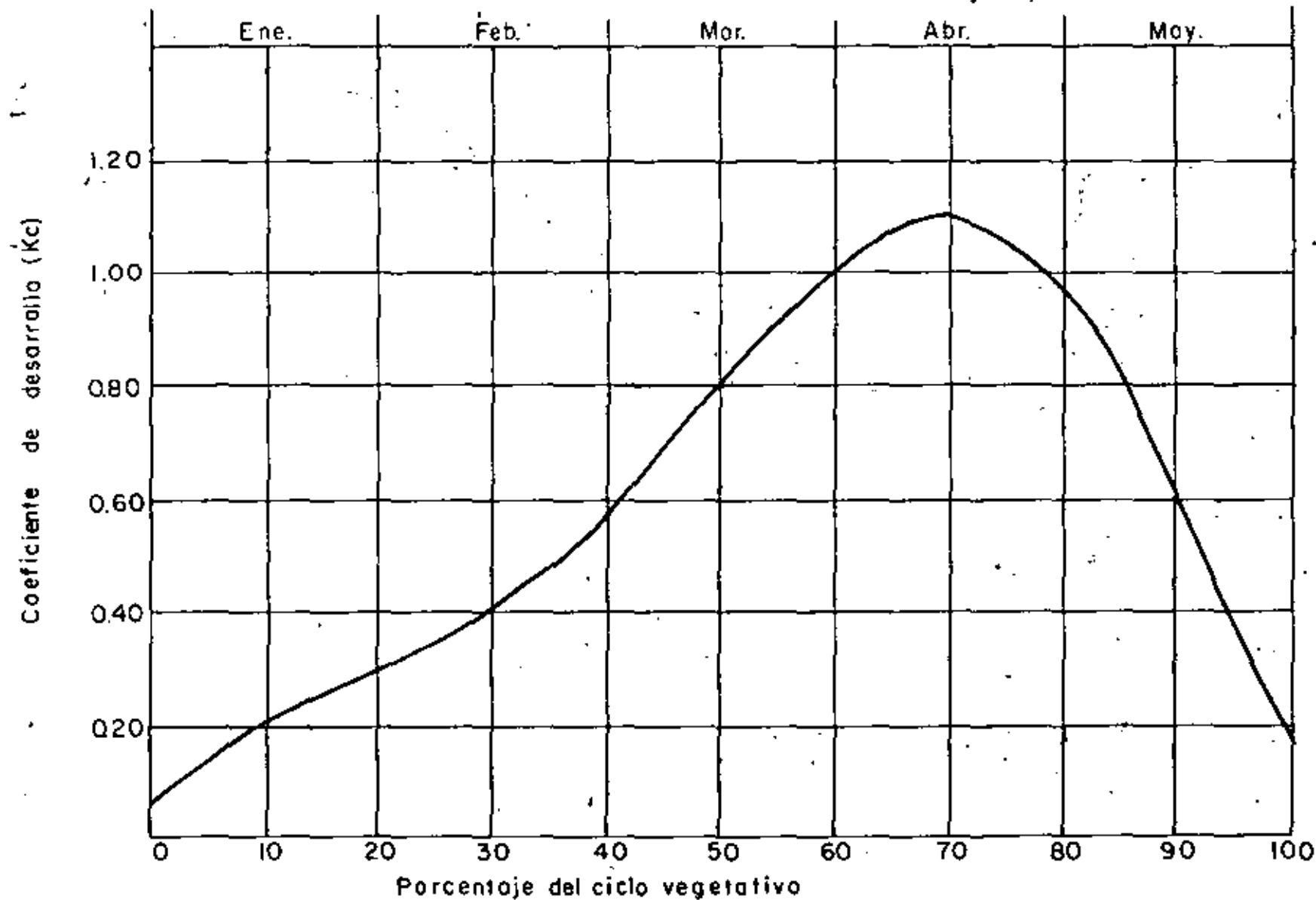


Cultivo: TRIGO

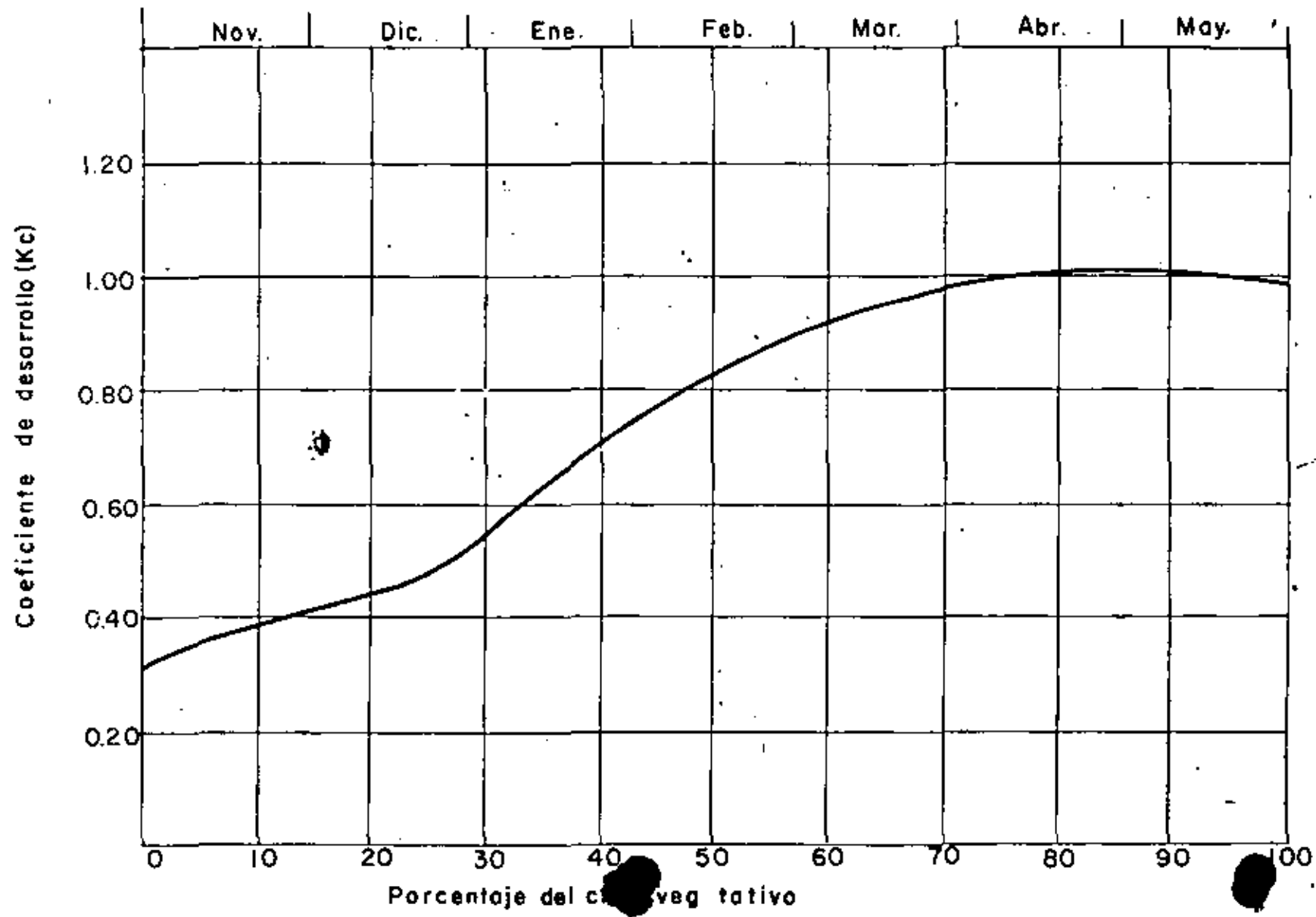
Ciclo vegetativo: 150 días

Estado: Arizona (Salt River Valley)

(71)

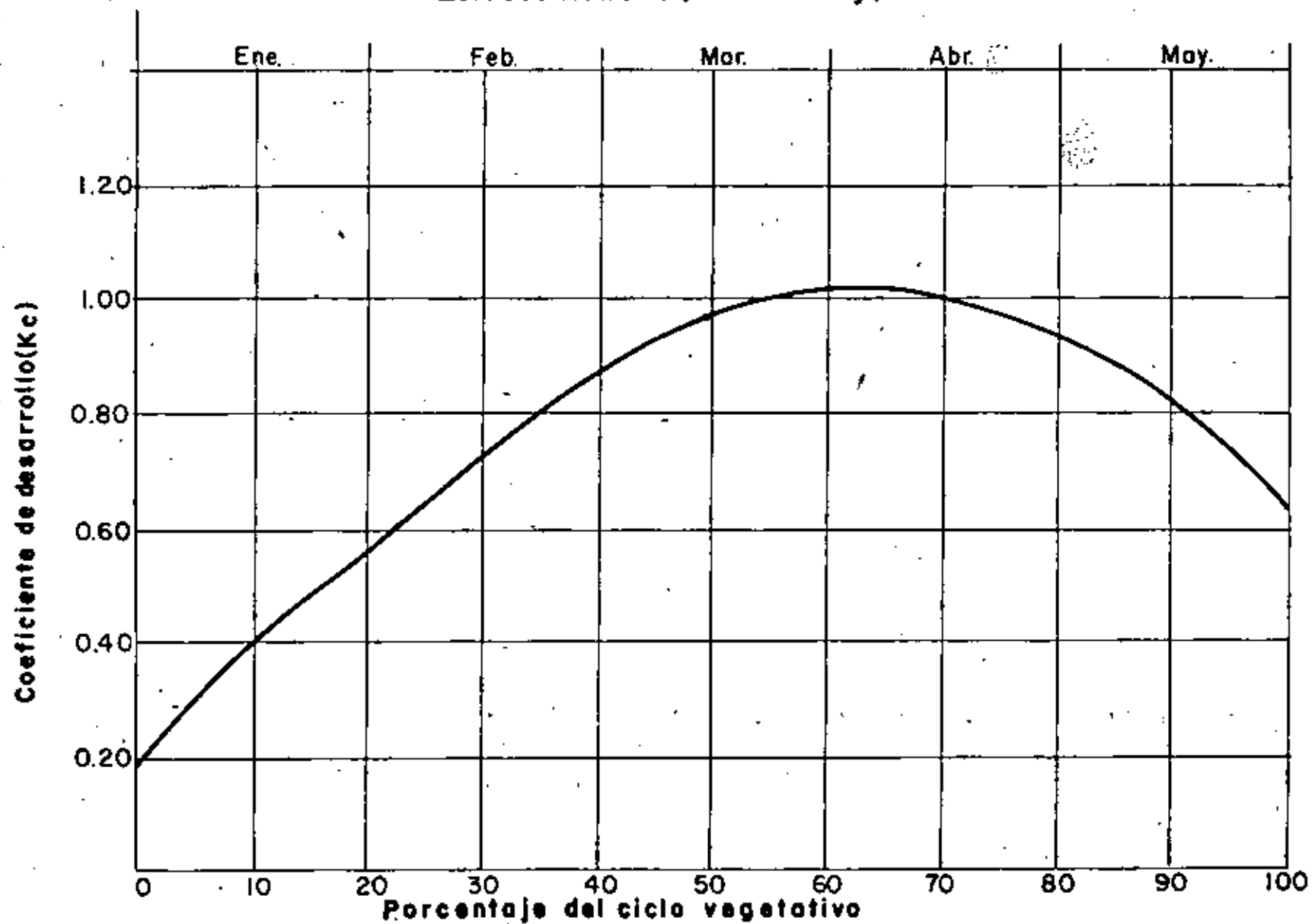


Cultivo: TRIGO (72)
Ciclo vegetativo: 210 días.
Estado: Texas (Southwest Great Plains Field Station)



Cultivo: TRIGO
Ciclo vegetativo: 150 días
Estado: Kansas (Garden City)

(73)

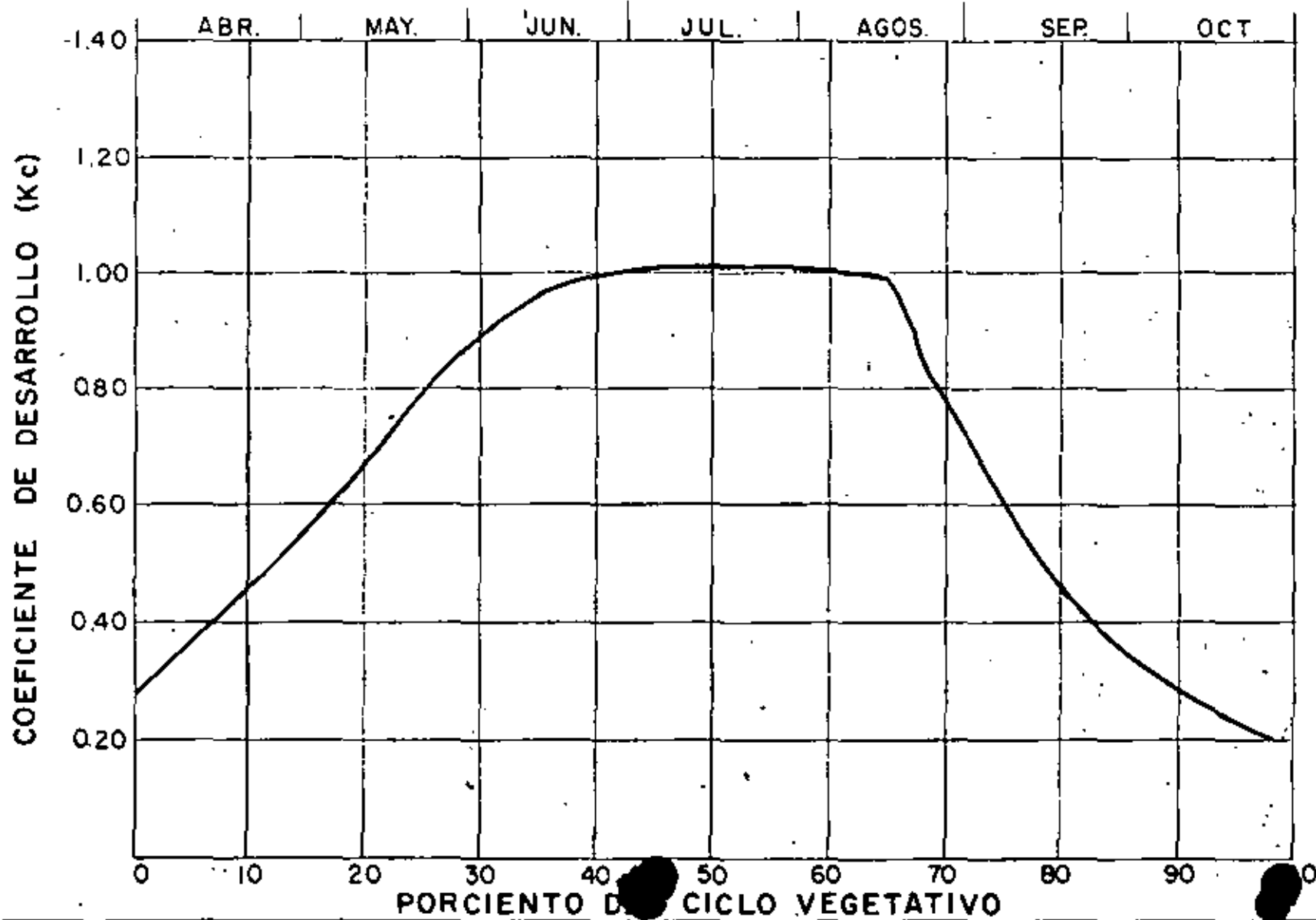


CULTIVO: BROMEGAS

CICLO VEG: 210 días

ESTADO: North Dakota (Deep River Development Farm)

(74)

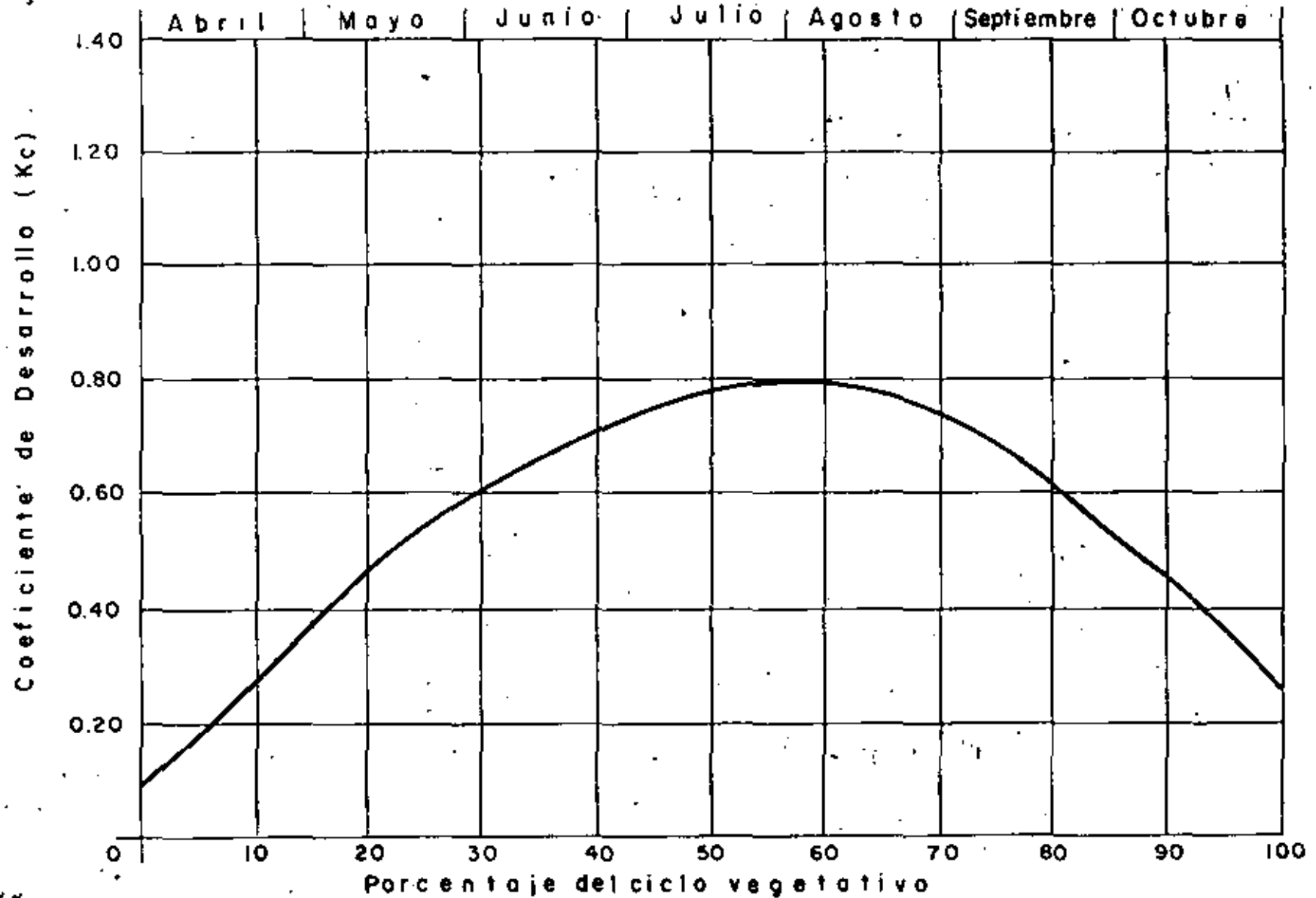


Cultivo: LEGUMBRES

Ciclo vegetativo: 210 días

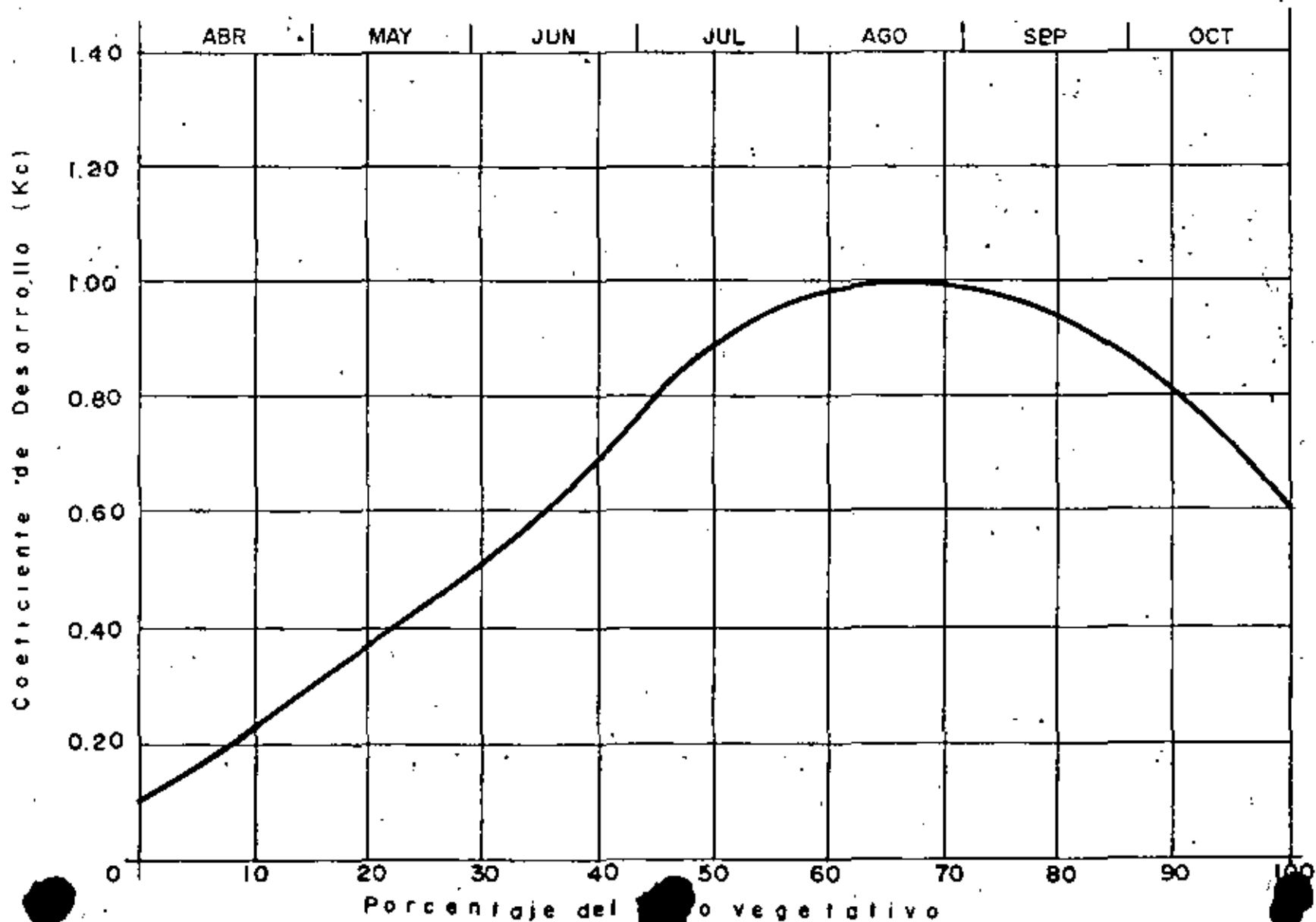
Estado: California (Delta)

(75)



CULTIVO: ALGODON
CICLO VEGETATIVO: 210 dias
ESTADO: ARIZONA (Salt River Valley, Phoenix)

(76)

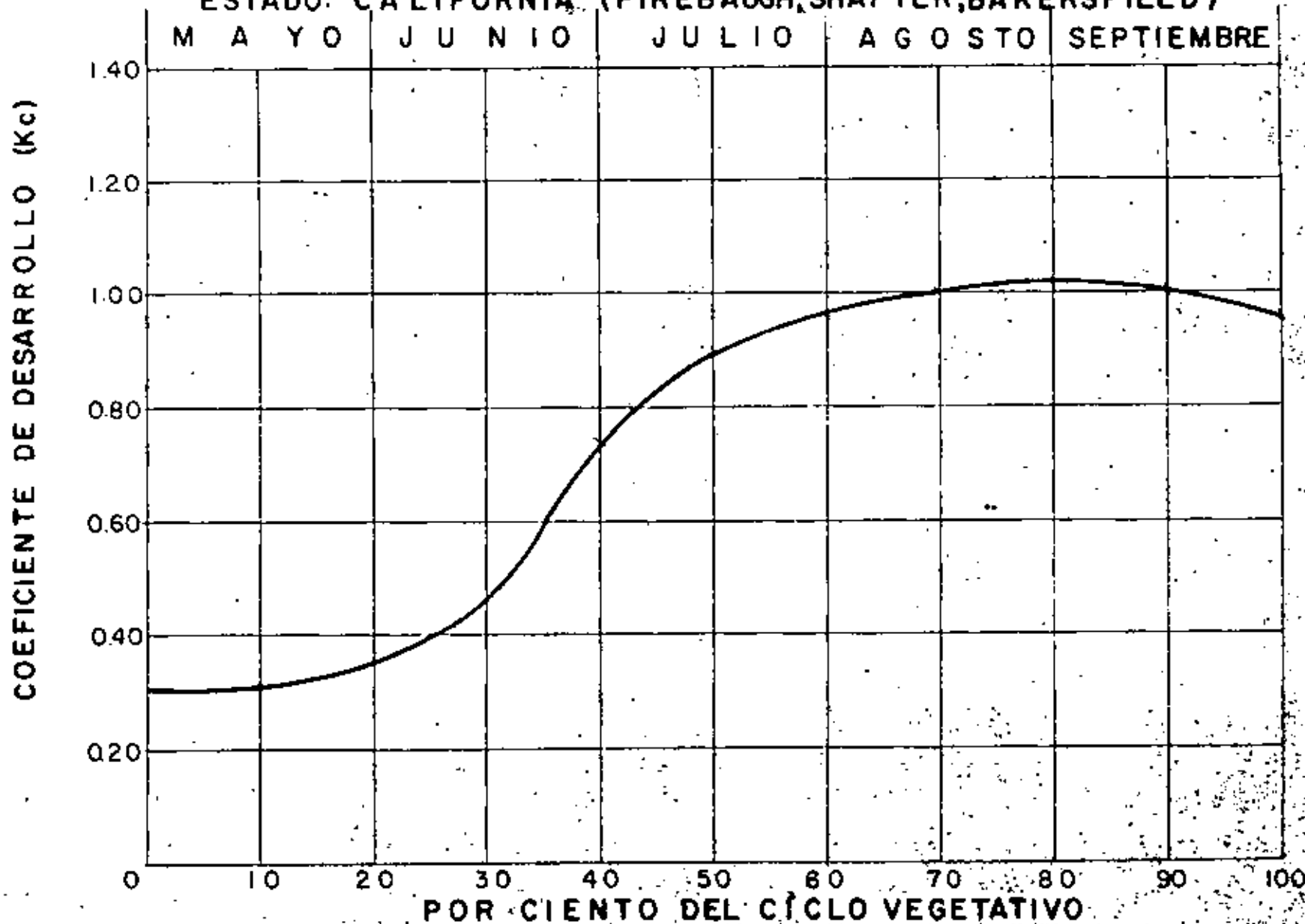


CULTIVO = ALGODON

CICLO VEGETATIVO = 150 DIAS

ESTADO: CALIFORNIA (FIREBAUGH, SHAFTER, BAKERSFIELD)

(77)







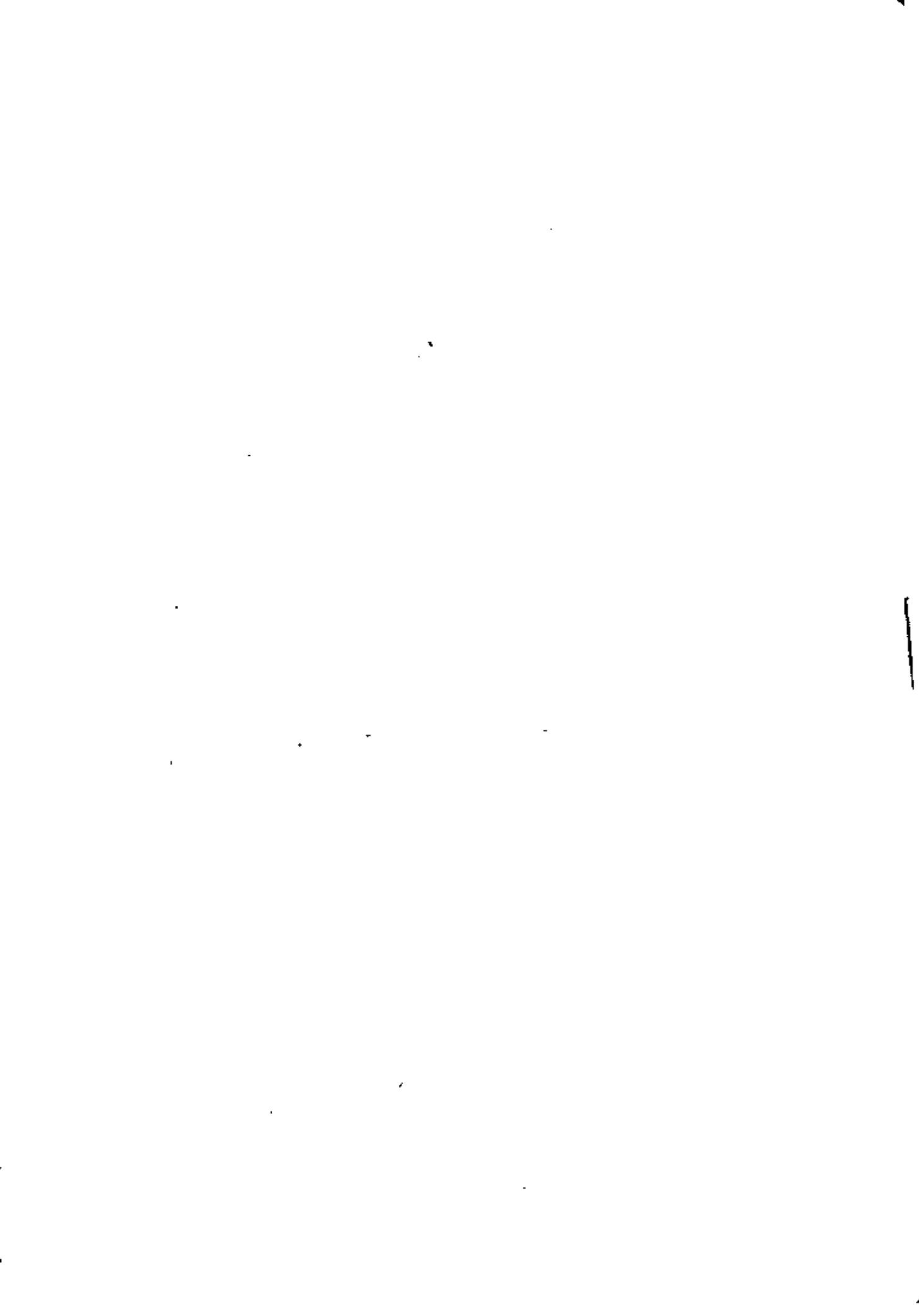
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE
ZONAS DE RIEGO

PRESAS DE DERIVACION

MAYO DE 1979.



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

SECRETARIO
EDUARDO CHAVEZ R.

SUB-SECRETARIO
ING. LUIS ECHEAGARAY BABLOT

OFICIAL MAYOR
JOSE PEREZ MORENO

IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS

INGENIERO EN JEFE
ING. AURELIO BENASSINI V.

PRESAS DE DERIVACION



1955

P R O L O G O

2

En este folleto se presenta una breve descripción de algunas de las principales presas de derivación construidas por la extinta Comisión Nacional de Irrigación y la Secretaría de Recursos Hidráulicos. Los resúmenes de cada una de estas presas fueron seleccionados entre todas las existentes, tratando de mostrar obras de varios tipos y características, usados bajo diferentes condiciones topográficas, geológicas y de disponibilidad de materiales. Asimismo se ha tratado de mostrar la evolución en el diseño de presas derivadoras, a través de 30 años de experiencia, hasta llegar a las presas de enrocamiento, cuyo diseño ha sido desarrollado por la Secretaría de Recursos Hidráulicos y es el resultado de la experiencia obtenida en las obras de este tipo construidas.

Para los fines de esta publicación, los planos estructurales detallados de las presas, han sido substituídos por planes funcionales muy simplificados.

Los diferentes estudios previos e investigaciones que deben realizarse para elaborar el proyecto de una presa derivadora, así como los procedimientos de construcción seguidos para realizar la obra tienen muchos aspectos interesantes, sin embargo, en este resumen no ha sido posible incluirlos todos, limitándonos solamente a hacer una breve descripción de los diseños estructurales y a describir muy brevemente los procedimientos seguidos para la construcción, incluyendo también una reseña de los costos y los beneficios directos aportados por cada presa.

México, D.F., Agosto de 1955.

I N D I C E

PRESAS DE DERIVACION

| | |
|-----------------------|----|
| Morelos, B.C..... | 1 |
| San Pedro, Chih..... | 8 |
| El Sufragio, Sin..... | 13 |
| Cahuinahua, Sin..... | 18 |
| Culiacán, Sin..... | 22 |
| San Lorenzo, Sin..... | 27 |
| Pabellón, Ags..... | 32 |
| Jocoqui, Ags..... | 34 |
| Las Pilas, Oax..... | 37 |

PRESA DERIVADORA MORELOS

DISTRITO DE RIEGO DEL RIO COLORADO, B.C. SON.

La presa derivadora Morelos está situada sobre el río Colorado en el tramo limítrofo entre México y los Estados Unidos, a 1.5 Km al Sur de la línea internacional y cerca del poblado de Los Algodones, a unos 70 Km al Este de la ciudad de Mexicali, en el municipio del mismo nombre del Estado de Baja California. Situación

La presa derivadora Morelos tiene por objeto derivar las aguas del río Colorado, que le corresponden a México de acuerdo con el Tratado Internacional de Aguas celebrado en 1944, hacia los valles de Mexicali, B.C. y San Luis, Son., para riego de una superficie de 200 000 hectáreas. Objeto

En la primera decena del presente siglo se inició en los Estados Unidos la derivación de aguas del río Colorado para riego de terrenos del valle Imperial, en California. Antecedentes

Debido a la escasez de medios y al desconocimiento de una técnica adecuada, no fué posible construir entonces un canal de gravedad que corriera exclusivamente por territorio americano. En consecuencia, el gobierno americano obtuvo del gobierno mexicano una concesión para pasar a través del valle de Mexicali, en territorio de nuestro país, aguas derivadas del río Colorado en los Estados Unidos, utilizando el canal del Alamo, que las conducía al valle Imperial. En esta concesión se estipulaba que hasta un 50% de las aguas que pasaran por este canal se utilizaran en riego de tierras mexicanas. Gracias a la construcción del canal del Alamo a través de nuestro territorio, pudieron desarrollarse el valle Imperial en los Estados Unidos y el de Mexicali en México.

En el año de 1930 se inició en los Estados Unidos la construcción de la presa Hoover, con capacidad de 37 622 millones de m³, para controlar el régimen del río Colorado. Esta obra fué terminada en 1935.

Para evitar que las aguas destinadas al riego del valle Imperial pasaran por México y estuvieran sujetas a la concesión que permitía a nuestro país aprovechar la mitad del gasto que conducía el canal del Alamo, el gobierno americano inició el mismo año de 1935 la construcción del canal Todo Americano, que se inicia en la presa derivadora Imperial y atraviesa el desierto de dunas arenosas de Yuma, quedando alojado totalmente en territorio americano. Este canal fué puesto en servicio en 1942 y a partir de ese año el gobierno americano dejó de construir el barraje que anualmente construía en el río para asegurar la derivación al canal del Alamo, y en pocos años el río modificó su cauce en tal forma que ya no fué posible hacer la derivación. El agua destinada a México se derivaba por el canal Todo Ameri

cano dejándola pasar al canal del Alamo a través de la caída Pilot - Knob, teniendo que pagar nuestro país una renta anual por el uso del canal primero mencionado. Para esas fechas ya se regaban en el valle de Mexicali unas 100 000 Ha.

La construcción de la presa Hoover y del canal Todo Americano - indicaron que de no llegar a un acuerdo con los Estados Unidos, México quedaba sujeto a cultivar solamente aquellas tierras que pudieran ser regadas con los sobrantes del río Colorado que entraran al país - por su propio cauce, ya que al desarrollarse todas las tierras del valle Imperial no había la posibilidad de que se abastecieran las tierras del valle de Mexicali en la forma descrita.

Esta situación incierta y otras circunstancias especiales hicieron ver la necesidad de llegar a un arreglo con los Estados Unidos para el uso de las aguas del río Colorado. El Tratado Internacional de Aguas que se celebró el 3 de Febrero de 1944, dejó claramente definida la situación de México en el problema del aprovechamiento de las aguas del río Colorado en riego de terrenos del valle de Mexicali.

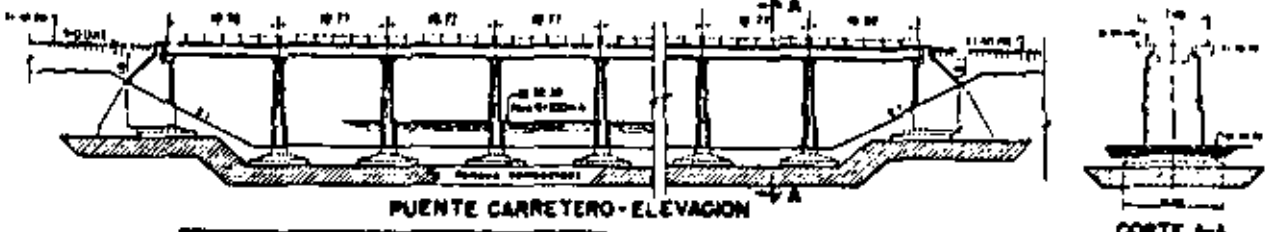
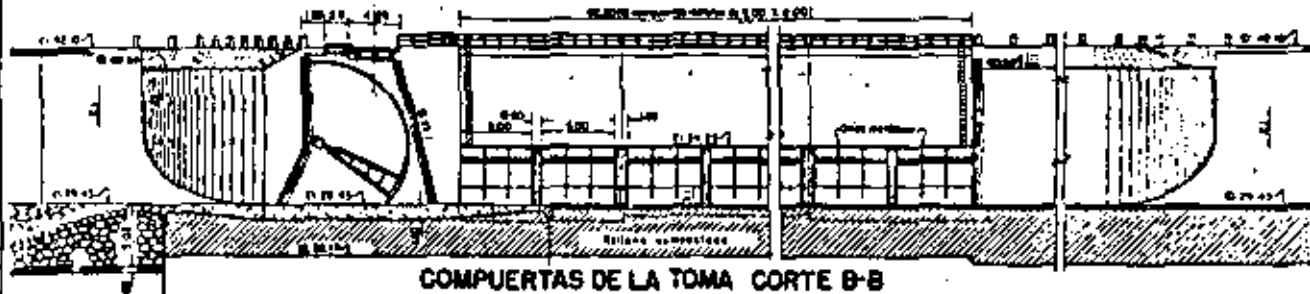
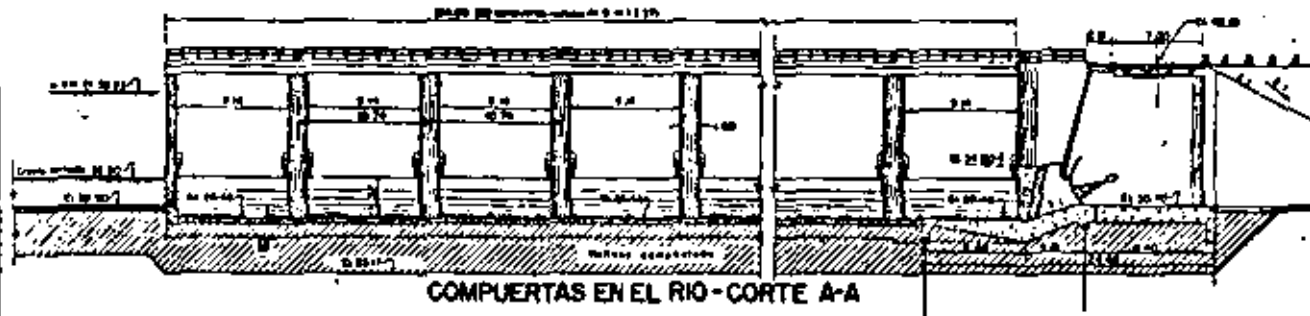
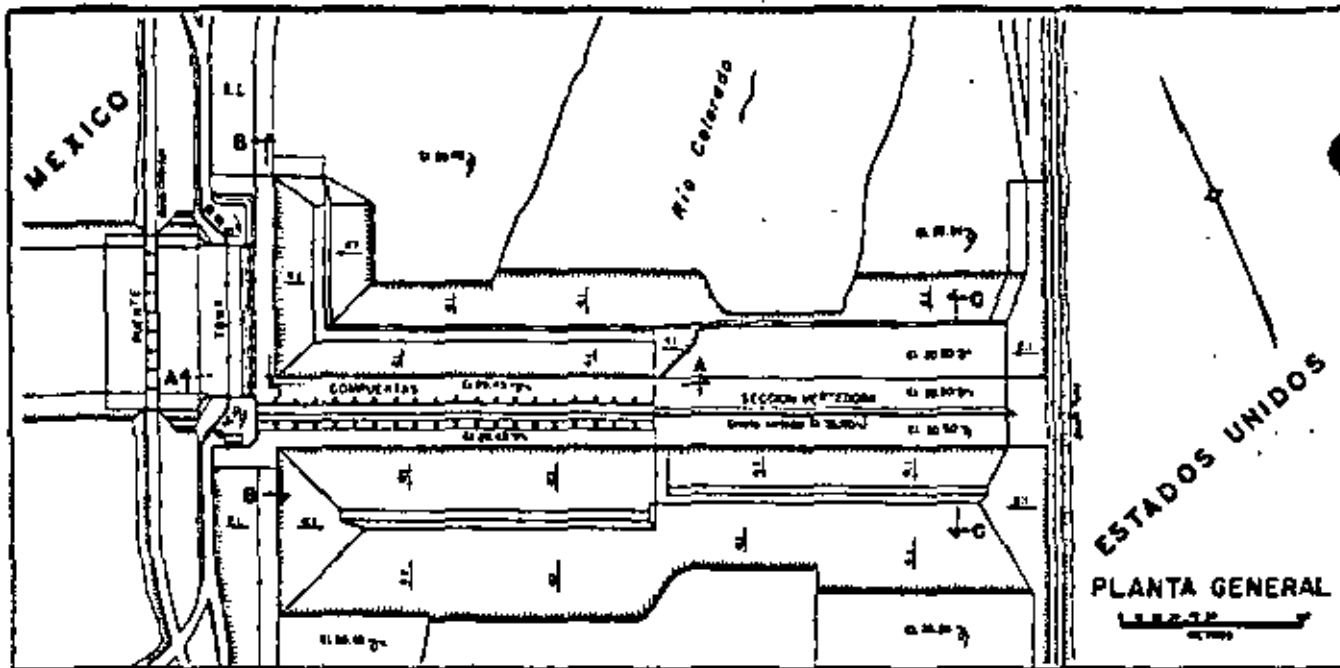
Tratado Internacional de Aguas

El Artículo 10° del Tratado indica que de las aguas del río Colorado, cualesquiera que sea su fuente, se asigna a México un volumen garantizado de 1 850 234 000 m3 anuales, susceptible de aumentarse -- hasta 2 096 931 000 m3 cuando existan sobrantes después de abastecer los consumos de los Estados Unidos y el volumen garantizado anualmente a México. El volumen asignado a México le permitirá beneficiar -- con riego a la mayor parte de los terrenos disponibles en los valles de Mexicali, B.C. y San Luis, Son.

El Artículo 12° del Tratado de referencia establece que México construirá a sus expensas, en un plazo de 5 años contados a partir de la fecha en que entre en vigor el Tratado, una estructura principal - de derivación ubicada aguas abajo del punto en que la parte más al -- Norte de la línea divisoria internacional terrestre encuentra al río Colorado. Asimismo, se indica que en caso de que la presa se localice en el tramo limítrofe del río, su ubicación, proyecto y construcción se sujetarán a la aprobación de la Comisión Internacional de Límites. Una vez construida la estructura, la propia Comisión la operará y mantendrá a expensas de México.

El sitio seleccionado para la construcción de la presa derivadora fué el de Algodones, situado en el tramo limítrofe del río y a 1.5 Km aguas abajo de la línea internacional, quedando por lo tanto sujetos el proyecto y construcción de la estructura a la aprobación de la Comisión Internacional de Límites.

Los gobiernos de México y de los Estados Unidos, representados el primero por la Sección Mexicana de la Comisión Internacional de Límites, asesorada por la Secretaría de Recursos Hidráulicos, y el segundo por la Sección Americana de la propia Comisión, asesorada por el Bureau of Reclamation, conjuntamente estudiaron el sitio y los di-



DATOS DEL PROYECTO

| | |
|---|--------------------------|
| Elevación de la cresta del dique | 32.80 m |
| Longitud de la cresta del dique | 181.30 m |
| Área de la cresta | 10,000 m ² |
| Capacidad máxima de flujo de agua | 7,130 m ³ /s |
| Capacidad de la zona de la toma | 30,700 m ³ /s |
| El área de la zona de la toma | 30,700 m ² |
| Capacidad de la zona | 1,300 m ³ /s |
| Costo total de la obra | 17,000,000 |
| Costo unitario por m ³ de obra | 12,500 |

**DISTRITO DE RIEGO DEL RIO COLORADO, B. C.
PRESA DERIVADORA MORELOS**

seños para la ejecución de la obra, hasta llegar a dejar perfectamente definidos cada uno de los aspectos constructivos.

El gobierno mexicano encomendó a la Secretaría de Recursos Hidráulicos la construcción de la obra que fué ejecutada a contrato por la compañía Morrison Knudsen de Sonora, S.A., dentro del plazo estipulado, inaugurándose el día 23 de Septiembre de 1950.

La presa derivadora Morelos es de tipo flotante y ocupa el cauce del río, de unos 400 m de anchura, entre los bordos Ockerson, por el lado mexicano, y Yuma, por el lado de Estados Unidos. Consiste esencialmente en: a) Una sección de compuertas de 214.08 m de longitud, que cubre el lado derecho del cauce; b) Un tramo vertedor de cresta fija de 181.30 m de longitud que cierra el lado izquierdo; y c) La obra de toma, situada en la margen izquierda, donde se inicia el Canal Mexicano, que conecta la estructura con el antiguo canal del Alamo. Como complemento se construyó sobre el Canal Mexicano, inmediatamente aguas abajo de la bocatoma, un puente carretero que establece la comunicación a lo largo del bordo Ockerson, o sea el bordo derecho del río Colorado.

Descripción
general de
la obra

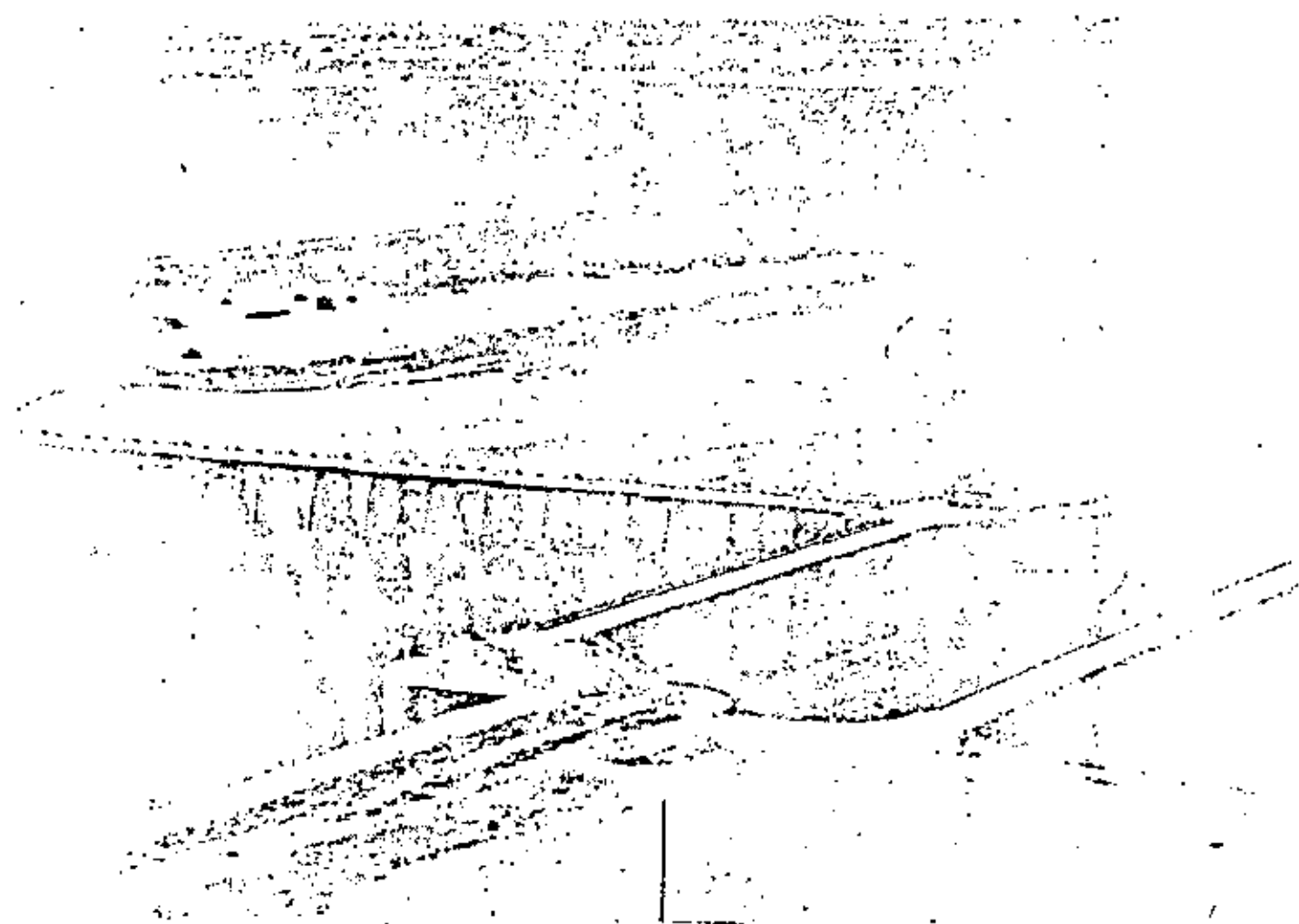
Una característica importante de la presa derivadora Morelos es la de que las diversas partes estructurales que la forman se construyeron como unidades independientes, llevando juntas de hule entre lo mo y loco, y juntas de contracción rellenas con material asfáltico entre las superficies de contacto.

La sección de compuertas tiene 214.08 m de longitud, cubre el lado derecho del cauce y consta de 20 compuertas radiales de 9.14 m de anchura por 3.37 m de altura y 7.30 m de radio, con su umbral a la elevación 29.43 m y alojadas en machones de concreto de 1.60 m de espesor y 12.21 m de altura, sobre los que descansa un puente de maniobras de 6.70 m de anchura con su rasante a la elevación 42.10 m. Las compuertas cerradas permiten derivaciones con el agua en el río hasta la elevación 32.80 m, que corresponde a la cresta vertedora fija que cierra el resto del cauce. Las compuertas abiertas dejan un claro libre hasta la elevación 40.54 m, para dar paso a las avenidas.

La plataforma de concreto que constituye la cimentación de los machones tiene 1.20 m de espesor y unos 40 m de anchura, y dentellones en ambos lados, estando protegida tanto aguas arriba como aguas abajo con ataguías metálicas y enrocamientos.

Toda la estructura se desplanta sobre una capa de material impermeable consolidado de unos 3 m de espesor, que se inicia en la elevación 25.17 m y queda confinada entre las ataguías metálicas.

El tramo vertedor, que cierra el lado izquierdo del cauce, tiene 181.30 m de longitud, la cresta se encuentra a la elevación 32.80 m y tiene 2.30 m de altura, estando construido de concreto y ligado a delanuales del mismo material con dentellones en sus extremos y prote



gidos por ataguías metálicas y enrocamientos, tanto aguas arriba como aguas abajo. Los delanteros tienen unos 15 m de longitud y están a la elevación 30.50 m; los enrocamientos tienen, aguas arriba, unos 30 m de longitud y 1.20 m de espesor y aguas abajo unos 26 m de longitud con espesor de 1.80 m. La estructura está desplantada sobre una capa de material impermeable consolidado de unos 3 m de espesor, confinada entre las ataguías metálicas y que se inicia en la elevación 26.74 m.

La presa se diseñó para dar paso a una avenida máxima de -- 10 000 m³/s.

La bocatoma de la margen derecha, por donde se extraerá el agua derivada, está limitada lateralmente por muros de retención y consta de 12 compuertas radiales de 6.00 m de anchura por 2.00 m de altura y 2.80 m de radio, con su umbral a la elevación 30.70 m y alojadas en pilas de concreto de 10.84 m de altura que soportan un puente de maniobras y un puente carretero, respectivamente de 2.00 y 7.00 m de anchura, con su rasante a la elevación 42.10 m. La bocatoma está prevista en su extremo de aguas arriba de una pantalla de concreto para formar orificio.

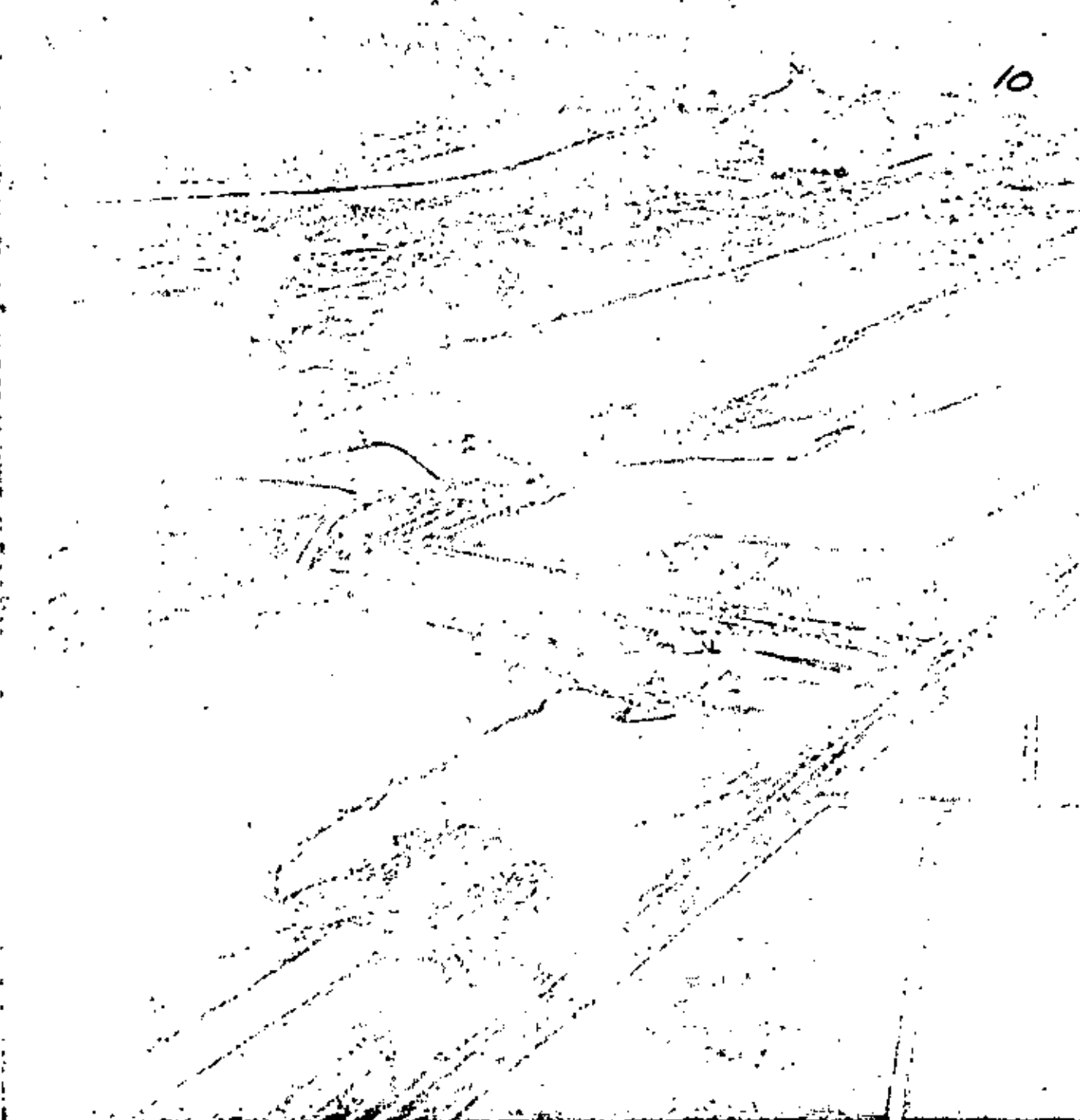
La estructura está cimentada sobre una plataforma de concreto de 25 m de anchura, que se prolonga hacia aguas abajo por medio de un de lantal de unos 25 m de longitud, con dentellones tanto aguas arriba como aguas abajo y protegida con ataguías metálicas y enrocamientos. La estructura está desplantada sobre una capa de material impermeable consolidado de espesor variable de 3.56 a 4.53 m, de acuerdo con los espesores de la losa de cimentación, y confinada entre las ataguías metálicas de los dentellones de aguas arriba y aguas abajo, iniciándose a la elevación 25.17 m.

Esta estructura tiene capacidad para un gasto de 228 m³/s.

Como complemento de las obras se construyó sobre el Canal Mexicano, inmediatamente aguas abajo de la bocatoma, el puente carretero que establece la comunicación a lo largo del bordo Ockerson, en la -- margen derecha del río Colorado, que tiene 9 claros (7 de 10.77 y 2 de 10.52 m) con una longitud total de 96.43 m y una anchura de 7.00 m, quedando su rasante a la elevación 40.08 m. La subestructura está -- constituida por pilas y estribos de concreto y la superestructura es de viguetas de acero sobre las que descansa una losa de concreto. Las pilas tienen 10.95 m de altura y se apoyan en zapatas de 6.50 x 10.00 m, desplantadas sobre una capa de material impermeable consolidado de 2.00 m de espesor colocada a todo lo ancho de las zapatas, sobresa -- liendo 2.00 m fuera del contorno determinado por éstas.

La obra comprende asimismo una excavación para ampliar el cauce del río, tanto aguas arriba como aguas abajo de la presa y en ambas -- márgenes.

En ambas márgenes del río así como aguas arriba y aguas abajo -- de las estructuras se colocaron enrocamientos de protección.



SEDA DERIVADORA MORELOS. Trabajos dentro de la atagüa de la margen izquierda.
10 febrero de 1950.

De acuerdo con el resultado de una convocatoria pública la Secretaría de Recursos Hidráulicos otorgó a la compañía Morrison-Knudsen de Sonora, S.A. el contrato para la construcción de la presa derivada Morelos, llevándose la dirección y supervisión de los trabajos por medio de una Residencia. Ejecución -
de la obra

Las obras de la presa Morelos se iniciaron el 3 de Septiembre de 1948 y se terminaron en Julio de 1950, antes del plazo fijado por el contrato respectivo, que fijaba como fecha de terminación el 14 de Agosto de 1950.

El programa de trabajo para construcción de la obra se dividió en dos etapas:

Primera Etapa. - Mediante la construcción en el lado mexicano de una ataguía de tierra y roca, que entraba al río hasta desviar las aguas por un canal de unos 130 m de anchura, junto a la margen americana, se aisló un recinto para la construcción de 12 unidades de la estructura de compuertas del río, la bocatoma y el puente sobre el Canal Mexicano, con sus correspondientes enrocamientos.

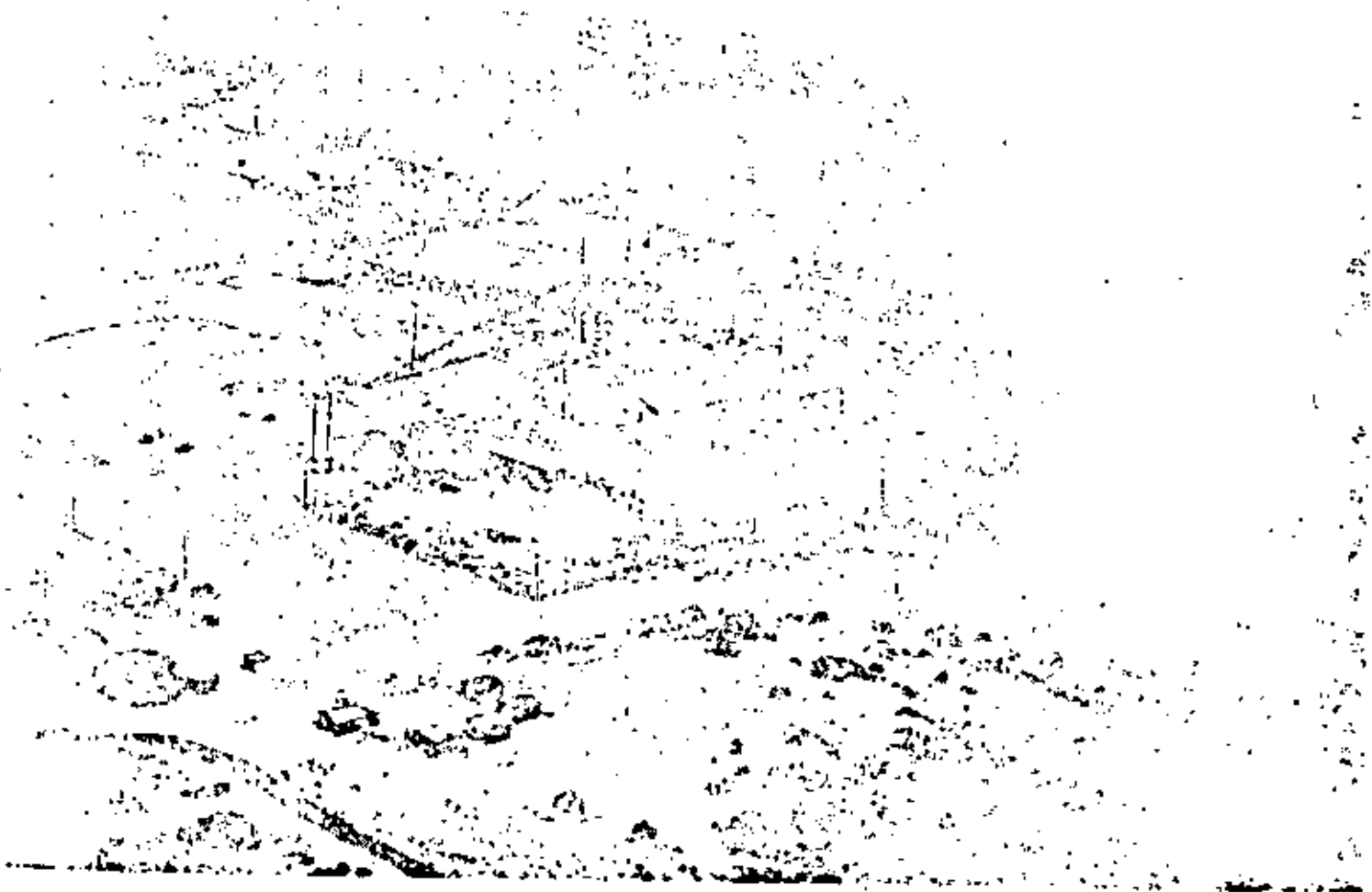
Segunda Etapa. - Se construyó una ataguía en la siguiente forma: la rama paralela al eje del río estaba formada por 10 ataguías celulares metálicas y las ramas de aguas arriba y aguas abajo, para unir la ataguía celular con la margen americana del río, era de tierra. La rama de ataguías celulares se construyó al terminar la Primera Etapa, antes de remover la ataguía de tierra de ésta; y las dos ramas de ataguías de tierra se construyeron después de remover la mencionada ataguía de la Primera Etapa.

Al ser terminada la ataguía de la Segunda Etapa el río corría por la margen mexicana, pasando a través de la parte de la presa ya construida y limitó un nuevo recinto que permitió construir el resto de la estructura de compuertas del río y el muro vertedor.

Las excavaciones ejecutadas, necesarias para la construcción de los distintas estructuras de la presa y para el encauzamiento del río se dividieron en tres partes:

1) Excavaciones en la zona de las estructuras de concreto. Con excepción de los primeros cortes que se hicieron en los bancos primitivos del río, todo el resto de la excavación necesaria, tanto para la cimentación de las estructuras como para alojar los enrocamientos de aguas arriba y aguas abajo de las mismas, se ejecutó ya dentro del recinto de las ataguías. Estas excavaciones dentro de las ataguías se ejecutaron eliminando el agua.

2) Excavaciones en los accesos de las estructuras y para alojar los enrocamientos de protección de los bordos Ockerson y Yuma. Las excavaciones en los taludes y al pie de éstos, para la colocación de los enrocamientos, se hicieron en seco, eliminando el agua; el resto de la excavación en los accesos se hizo dentro de el agua.



PRESA DERIVADORA MORELOS. Vista general. 15 de Septiembre de 1950

19

3) Excavación del Canal Mexicano, desde el final del enrocamiento de aguas abajo de la toma, hasta conectar con el canal del Alamo. Estas excavaciones se hicieron dentro del agua, auxiliándose con bombeo superficial para abatir en parte el nivel de ella.

Teniendo en cuenta la experiencia obtenida en la presa Imperial y considerando que el material que se encontró en las excavaciones de la presa Morelos, limo y arena, era semejante al encontrado en la cimentación de aquella, se decidió usar el mismo sistema de bombeo, llamado de puntos de succión (Well-points), que dió magníficos resultados.

Durante el período de mayor actividad se llegaron a tener dentro del recinto de la ataguía 3 700 puntos de succión y 38 equipos de bombeo, o sea, un promedio de 97 puntos por equipo. El gasto máximo bombando en esta época llegó a ser de 1.100 m³/s, dato que se obtuvo aforando en las descargas de las bombas. Fuera de la ataguía se llegaron a tener 1 000 puntos de succión y 10 equipos de bombeo, o sea, un promedio de 100 puntos por equipo. Se extrajo un gasto máximo de 0.300 m³/s.

Después de seguir el proceso de bombeo seguido en la presa Morelos, no es aventurado asegurar que, de no haberse contado con el sistema de bombeo de puntos de succión, no se hubiera podido llegar a hacer el desagüe del sitio y, por lo tanto, hubiera sido imposible construir la obra. El éxito se debió especialmente a que el material encontrado en el sitio era limo y arena fina, ya que la presencia de --grava o capas gruesas de arcilla hubieran hecho inadecuado el procedimiento.

En virtud de la naturaleza del material encontrado en el sitio al hacer las excavaciones, se juzgó conveniente substituirlo por material impermeable consolidado sobre el que se desplantaron las estructuras en la forma descrita antes.

Los enrocamientos se colocaron en capas de espesores considerables, tanto aguas arriba como aguas abajo de la presa y en los bordos Ockerson y Yuma, variando desde 5.03 m hasta 1.83 m, aún cuando en el Canal Mexicano únicamente fueron de 1 m de espesor. En todos los enrocamientos colocados en taludes se dejó una capa de material de reza de 0.60 m de espesor entre la roca y el terreno natural, para evitar el arrastre del material de éste. Los enrocamientos se colocaron a volteo, con excepción del correspondiente al Canal Mexicano, que es semi-acomodado. Los taludes de roca se afinaron con draga de arrastre.

La fabricación del concreto fué motivo de muy diversos estudios y de una cuidadosa inspección.

Para la construcción de la presa derivadora Morelos fué necesario ejecutar las siguientes cantidades de trabajo, empleando los materiales que se citan:



PRESA DERIVADORA MORELOS. Salida de la obra de toma.

| <u>Concepto</u> | <u>Cantidad</u> |
|---------------------------|-----------------|
| 1 - Excavación | 1 640 014 m3 |
| 2 - Enrocamientos | 216 931 m3 |
| 3 - Material compactado | 54 894 m3 |
| 4 - Concreto | 27 251 m3 |
| 5 - Ataguías metálicas | 838 439 Kg |
| 6 - Acero de refuerzo | 1 741 063 Kg |
| 7 - Juntas de hule | 2 333 m |
| 8 - Compuertas de la toma | 65 991 Kg |
| 9 - Compuertas del río | 205 440 Kg |
| 10 - Malacates de la toma | 20 081 Kg |
| 11 - Malacates del río | 60 106 Kg |

Los trabajos de construcción de la presa derivadora Morelos tuvieron un costo total de \$ 52 417 368.00, distribuidos en la siguiente forma: Costos

| Parte de la Obra | Importe de los conceptos de trabajo | Importe de los materiales | T o t a l |
|--|-------------------------------------|---------------------------|------------------------|
| 1 Control del río | \$ 3 827 648.00 | | \$ 3 827 648.00 |
| 2 Accesos | 7 314 468.00 | \$ 2 228 095.00 | 9 542 563.00 |
| 3 Sección vertedora | 5 494 993.00 | 3 742 635.00 | 9 237 628.00 |
| 4 Estructura del río | 11 623 865.00 | 5 958 747.00 | 17 582 612.00 |
| 5 Bocatoma y canal | 7 278 958.00 | 2 663 388.00 | 9 942 346.00 |
| 6 Bordo Ockerson, -
desviación y puente | 1 207 811.00 | 1 076 760.00 | 2 284 571.00 |
| Total: | \$36 747 743.00 | \$15 669 625.00 | \$52 417 368.00 |

La construcción de la presa derivadora Morelos y su conexión, - Beneficios
por medio del Canal Mexicano y sus estructuras, con el antiguo y deficiente sistema de conducción y distribución, en proceso de adaptación y mejoramiento, ha permitido ampliar la superficie regada en el Distrito hasta unas 156 000 Ha, que en el futuro y una vez construido el sifón Sánchez Mejorada para cruzar las aguas a la margen izquierda del río Colorado, en el Estado de Sonora, se ampliará hasta 200 000 Ha.

Es preciso dejar asentado que la prosperidad actual y futura de esta importante región está basada en el Tratado de Aguas Internacionales, celebrado entre México y los Estados Unidos, que señala los derechos de nuestro país al uso de las aguas del río Colorado, y que terminó con la incertidumbre que venía entorpeciendo el desarrollo agrícola de la región.

PRESA DERIVADORA DE SAN PEDRO

DISTRITO DE RIEGO DE DELICIAS, CHIH.

La presa derivadora de San Pedro está situada sobre el río del mismo nombre, afluente del río Conchos, a 1.5 Km aguas abajo de la presa de almacenamiento Francisco I. Madero (Las Vírgenes), y a unos 5 Km aguas arriba del puente del ferrocarril de México a Ciudad Juárez, en el municipio de Rosales del Estado de Chihuahua. Situación

La presa de San Pedro tiene por objeto derivar las aguas del río San Pedro, extraídas a la presa Francisco I. Madero (Las Vírgenes) junto con las aguas que descarga por la margen derecha el canal del río Conchos, hacia ambas márgenes, para regar en la margen izquierda los terrenos que se extienden hasta el arroyo de Bachimba y en la margen derecha los terrenos inmediatos al río San Pedro. Objeto

El desarrollo del Distrito de Riego del Río Conchos se inició en 1927, cuando la ahora extinta Comisión Nacional de Irrigación intervino para aprovechar las aguas extraídas a la presa de La Boquilla para fines de generación, en riego de los terrenos agrícolas situados a la margen izquierda del río Conchos. Antecedentes

Las obras de riego se iniciaron con el aprovechamiento de las aguas del río Conchos, regularizadas en el sistema de presas Boquilla-Lima, construidas por la compañía Agrícola y de Fuerza Eléctrica del Río Conchos, para regar los terrenos situados al Sur del río San Pedro.

A continuación se iniciaron las obras para el aprovechamiento de las aguas del río San Pedro, en unión de las aguas sobrantes del río Conchos, para regar los terrenos situados al Norte de aquella corriente y que se extienden hasta el arroyo de Bachimba. Primeramente construyó de 1936 a 1938, la presa derivadora de San Pedro y los primeros kilómetros del canal principal de la margen izquierda y posteriormente se construyó la presa de almacenamiento Francisco I. Madero (Las Vírgenes) prolongándose el canal principal hasta descargar en arroyo de Bachimba.

Una vez terminadas las obras que comprende el Distrito de Riego de Delicias se regará una superficie total de 69 700 Ha.

El sitio de la derivación está constituido por una corriente batagónica que cubre ambas laderas y el fondo del cauce. En esta formación se desplantó la presa derivadora sin que el fracturamiento de la roca fuera un inconveniente, dada la reducida altura del muro vertedor. Características del sitio

El cauce del río está dividido en dos brazos, separados por un lecho rocoso de unos 85 m de anchura. El brazo izquierdo tiene unos 100 m de anchura y por su cauce pasaba prácticamente todo el escurri-

17

niento del río, ya que por el brazo derecho, que tiene unos 70 m de anchura y está situado 2 m más alto, únicamente pasaba agua en las grandes avenidas. Ambas laderas están formadas por promontorios rocosos de gran altura. En el fondo del cauce el lecho rocoso estaba cubierto por una capa de material de acarreo de 1.50 m de espesor.

El río San Pedro tiene un carácter eminentemente torrencial, con gastos de estiaje menores de 1 m³/s y gastos máximos de gran intensidad que ocurren en los meses de Julio a Septiembre.

Avenidas del río San Pedro

Aunque no se disponía de un amplio período de datos, se contó con las observaciones recabadas en 1932, año en que ocurrió una avenida de magnitud extraordinaria con gasto máximo de 4 000 m³/s, estimándose que fué semejante a las otras avenidas extraordinarias de que se tiene noticia, ocurridas en 1882 y 1904. Esta última destruyó el puente del ferrocarril de la línea México-Ciudad Juárez.

Aunque hay la probabilidad de que ocurran avenidas mayores que la ocurrida en 1932, de 4 000 m³/s, esta fué la cifra que se adoptó para el diseño de la presa derivadora, teniéndose en cuenta que el efecto regulador del vaso de la presa Francisco I. Madero reduciría el gasto máximo de cualesquiera avenida a un gasto menor del adoptado.

Para fijar la altura de la cresta vertedora se hizo un cuidadoso estudio, ya que si se construía una presa baja tendría menor costo y se aumentaría la generación de energía en las caídas que se producen en la descarga del canal principal en el río San Pedro y en la presa Francisco I. Madero y, por otra parte, a mayor altura de la presa se dominaría mayor extensión de tierras y debido a la topografía especial de la región se obtendría una localización más económica del canal principal.

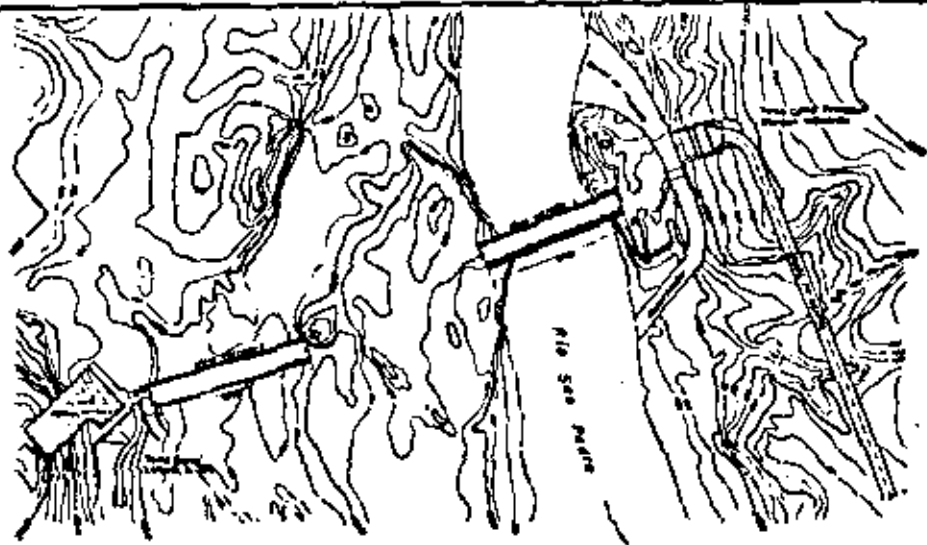
Altura de la cresta vertedora

Se estudiaron los factores citados y sus relaciones entre sí: a) Costo de la presa a diferentes alturas, b) Costo de las terracerías del canal principal, c) Créditos obtenidos por producción de energía eléctrica y d) Superficies beneficiadas por el riego.

Del estudio y combinación de estos factores se llegó a la conclusión de que la cresta vertedora a la elevación 1191.00 m era la más económica.

Para seleccionar el tipo de presa más económico se estudiaron alternativas para una presa hueca de concreto, una de mampostería de piedra y otra de concreto ciclópeo, habiéndose elegido esta última. Sin embargo, tomando en cuenta la calidad de la roca de que se podía disponer, así como su acarreo y colocación en la obra, se hizo un estudio comparativo entre el costo unitario del concreto ciclópeo y el de un concreto en masa que admitía en su mezcla grava hasta de 6", llegando a la conclusión de que el muro de concreto en masa era el más económico.

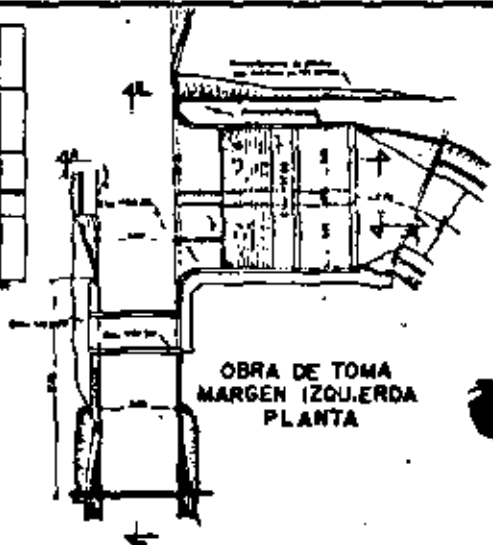
Tipo del vertedor



PLANTA GENERAL

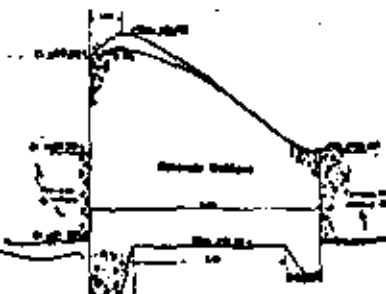


PERFIL DEL MURO VERTEDOR

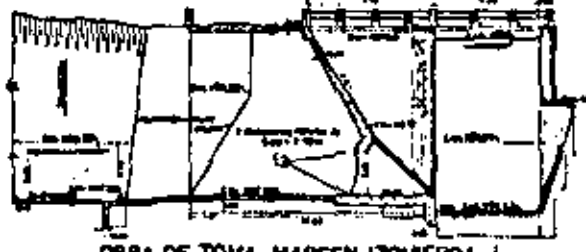


OBRA DE TOMA MARGEN IZQUIERDA PLANTA

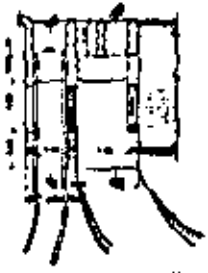
| DATOS DEL PROYECTO | |
|------------------------------------|---------------------------------|
| 1. Estado de la Obra: ... | 2. Tipo de Obra: ... |
| 3. Lugar de la Obra: ... | 4. Fecha de la Obra: ... |
| 5. Autoridad que la construye: ... | 6. Presupuesto: ... |
| 7. Presupuesto de la Obra: ... | 8. Presupuesto de la Obra: ... |
| 9. Presupuesto de la Obra: ... | 10. Presupuesto de la Obra: ... |



SECCION DEL MURO VERTEDOR



OBRA DE TOMA MARGEN IZQUIERDA CORTE A-A



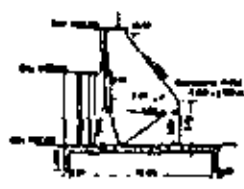
OBRA DE TOMA MARGEN DERECHA PLANTA



OBRA DE TOMA MARGEN DERECHA CORTE A-A



OBRA DE TOMA MARGEN IZQUIERDA CORTE B-B



OBRA DE TOMA MARGEN DERECHA CORTE B-B



CORTE C-C

DISTRITO DE RIEGO DE DELICIAS, CHIM.
PRESA DERIVADORA DE SAN PEDRO

La presa está constituida esencialmente por la sección vertedera, dividida en dos tramos, y obras de toma con sus correspondientes desarenadores en ambas márgenes. Descripción de la obra.

La sección vertedora tiene unos 125 m de longitud, correspondiendo 57 m al cauce principal, situado a la izquierda, y 68 m al cauce secundario, que es el de la derecha. Consiste en un muro de concreto con perfil en cimacio y provisto de dentellones aguas arriba y aguas abajo, que tiene 10 m de altura sobre el cauce y su cresta está a la elevación 1191.00 m.

El colado del muro se hizo en tramos de 4.80 m de longitud, alternados. El concreto se vació por gravedad a través de canalones teniendo especial cuidado de que los agregados no se separaran. El dentellón de aguas arriba se profundizó entre 2 y 3 m habiéndose hecho inyecciones de mortero de cemento cada 3 m a una profundidad de 10 a 12 m y usando presiones de 40 a 80 libras por pulgada cuadrada. El dentellón de aguas abajo se profundizó entre 1 y 2 m. En la construcción del muro vertedor se usaron 4 770 m³ de concreto.

Las obras de desviación de la corriente consistieron esencialmente en una atagüa de tierra construida a unos 50 m aguas arriba del eje de la presa y apoyada directamente en el material de acarreo del río, que desviaba las aguas para hacerlas pasar a través de los canales de arrastre y descarga de la margen izquierda, previamente construidos, y este último prolongado unos 250 m hacia aguas abajo, donde las aguas regresaban al cauce. Con objeto de abatir el nivel de las aguas abajo de la estructura, fué necesario destruir la antigua presa provisional y abrir un canal de unos 300 m de longitud en el centro y a lo largo del cauce. Para mantener en seco las excavaciones se instalaron 6 bombas de 10", de las cuales bastaban 2 para agotar el agua y las 8 restantes se tenían para emergencia.

La avenida máxima considerada, de 4 000 m³/s, pasa sobre la cresta con una carga de 5.50 m, alcanzando el agua la elevación 1196.50 m.

Las obras de limpia y de toma de la margen izquierda tienen por objeto alimentar al canal principal de San Pedro y están embutidas en la ladera izquierda del cañón, separadas del cauce principal por un promontorio de roca de unos 25 m de anchura.

La estructura consiste esencialmente de las siguientes partes: a) El canal de arrastre, b) La estructura de limpia, c) El canal de descarga y d) La obra de toma.

Debido a la localización de la obra, fuera del cauce del río, fué necesario construir un canal de arrastre, que tiene 58 m de longitud, 0.00035 de pendiente y cuya anchura de plantilla se va reduciendo gradualmente de 30 m que tiene en la entrada, a 6 m que tiene al llegar a la estructura de limpia, cuyo piso está a la elevación



PRESA DERIVADORA DE SAN PEDRO. Vista desde la margen derecha.

1186.63 m, coincidiendo aproximadamente con el nivel del fondo del -- cauce. Este canal está excavado en roca en toda su longitud.

La obra de limpia está situada aproximadamente sobre la prolongación del eje de la sección vertical. La entrada del agua se controla por medio de una compuerta radial de 6.00 m de anchura por 4.00 m de altura, que cierra un claro de iguales dimensiones, quedando su umbral a la elevación 1186.63 m. La compuerta se acciona desde un puente de maniobras con su rasante a la elevación 1197.50 m. Considerando que las aguas del río San Pedro arrastran gran cantidad de azolve, se tuvo especial cuidado en el diseño de esta estructura, estimándose que con un gasto de 75 m³/s, la compuerta trabaja libremente y se tiene una velocidad de 5 m/s, que es suficiente para arrastrar los azolves que se depositen en el canal de arrastre.

El canal de descarga se inicia inmediatamente a la salida de la obra de limpia, tiene 76 m de longitud, 0.005 de pendiente, 6 m de anchura de plantilla y taludes de 1:1. Está excavado en roca en toda su longitud, habiéndose revestido de concreto los primeros 25 m.

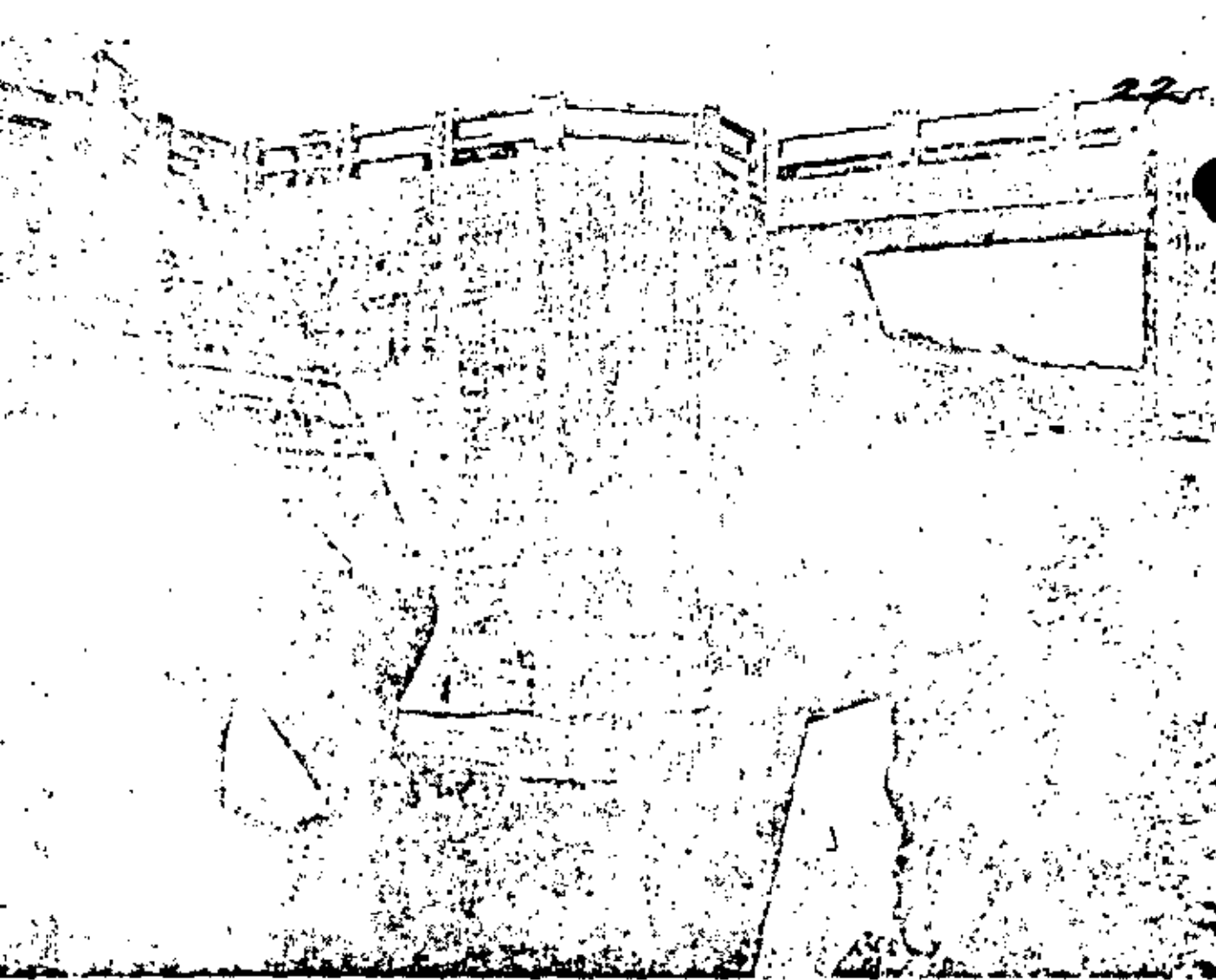
La obra de toma se construyó de concreto reforzado, ligada con la obra de limpia y normal a ésta, quedando su acceso enfrente del canal de arrastre.

La entrada del agua se controla por medio de dos compuertas radiales de 5.00 m de anchura por 2.50 m de altura, alojadas en los extremos en muros verticales y con una pila intermedia de 1.00 m de espesor, quedando su umbral a la elevación 1187.60 m, o sea 0.97 m arriba del nivel de la plantilla del canal de arrastre. El frente de la toma está cerrado por una pantalla de concreto con talud de 0.6:1, para formar orificio. Las compuertas se accionan desde un puente de maniobras que es prolongación del correspondiente a la obra de limpia, quedando su rasante a igual altura que la de éste. La estructura de toma se liga con el canal principal de San Pedro por medio de una transición de 5.00 m de longitud, que reduce la plantilla de los 11.00 m que tiene en la toma, a 6.00 m, que es la anchura de plantilla del canal. La obra de toma tiene capacidad para un gasto de 37.7 m³/s.

Teniendo el nivel de aguas máximas la elevación 1196.50 m, que da un bordo libre de 1.00 para llegar al piso de los puentes de maniobras, que está a la elevación 1197.50 m.

En la construcción de este conjunto de obras de la margen izquierda entraron 1 340 m³ de concreto.

La obra de toma de la margen derecha se construyó ligada al extremo derecho del muro vertedor y tiene por objeto alimentar al lateral Km-105, que aproximadamente sigue la localización del antiguo canal de Paso de Piedra y riega las tierras dominadas por éste, así como una superficie adicional situada aguas abajo. Esta estructura se



PRESA DERIVADORA DE SAN PEDRO. Estructuras de toma y de limpia de la margen izquierda.

construyó de concreto, tiene una capacidad de 5.5 m³/s y está provista de obra de limpia.

La estructura de limpia está situada inmediatamente a la derecha del muro vertedor y con su eje perpendicular al de éste. La entrada del agua se controla por medio de una compuerta radial de 4.00 m de anchura por 3.00 m de altura, que cierra un orificio de iguales dimensiones, quedando su umbral a la elevación 1187.20 m. La compuerta se acciona desde un puente de maniobras con su rasante a la elevación 1196.50 m. Aguas arriba de la compuerta se dejaron en las pilas ranuras de 0.15 x 0.25 m, para colocar agujas de madera de 0.25 x 0.25 m. Inmediatamente aguas abajo del desarenador se excavó en la roca un canal de 4.00 m de anchura de plantilla, que conduce las aguas al centro del cauce.

La estructura de toma propiamente dicha está situada entre el desarenador y el talud rocoso de la margen derecha, quedando su eje paralelo al del desarenador. Consiste esencialmente de un conducto cerrado de sección cuadrada de 2.00 x 2.00 m, con revestimiento de concreto reforzado de 0.30 m de espesor, cuya entrada se controla por medio de una compuerta deslizante de sección cuadrada, de 2.50 m por lado, que se acciona desde un puente de maniobras que es prolongación del correspondiente al desarenador. El umbral de la compuerta queda a la elevación 1188.00 m y la plantilla del conducto está 0.20 m arriba, o sea a la elevación 1188.20 m, quedando por lo tanto 1.00 m arriba de la plantilla del desarenador. El conducto cerrado se prolonga unos 50 m con pendiente de 0.0014, hasta descargar en el origen del lateral Km-105. Aguas arriba de la compuerta deslizante se dejaron ranuras de 0.15 x 0.25 m en las pilas, para colocar agujas de madera de 0.25 x 0.25 m, y cerrar herméticamente la entrada del conducto en casos de emergencia.

En la construcción de las estructuras de limpia y de toma de la margen derecha se utilizaron 240 m³ de concreto reforzado.

Desde su terminación en el año de 1938, la presa derivadora de San Pedro ha venido trabajando normalmente, sin que se hayan presentado crecientes de grandes proporciones.

La presa derivadora de San Pedro se construyó por administración de 1936 a 1938, con un costo total de unos \$ 600 000.00, incluyendo la cantidad erogada en los estudios previos. Costos

Durante los años en que se construyó la presa, los costos para obras semejantes eran mucho más bajos que los actuales.

La presa derivadora de San Pedro inicialmente permitió aprovechar el régimen natural del río San Pedro, así como los sobrantes del río Conchos, en riesgo de terrenos situados en las márgenes de aquella corriente. Posteriormente, una vez construida aguas arriba la presa Francisco I. Madero, permitió el aprovechamiento total del río San Pedro y de los sobrantes del río Conchos, mejorándose el abastecimiento de agua en las zonas abiertas al cultivo antes. Beneficios

21

PRESA DERIVADORA DE EL SUFRAGIODISTRITO DE RIEGO DEL RIO FUERTE, SIN.

La presa derivadora de El Sufragio está situada sobre el río - **Situación**
Fuerte, a unos 3 Km aguas abajo de la población de San Blas, en el mu
nicipio del Fuerte del Estado de Sinaloa.

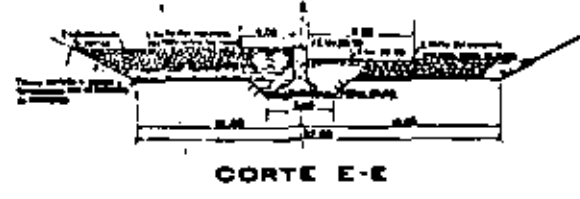
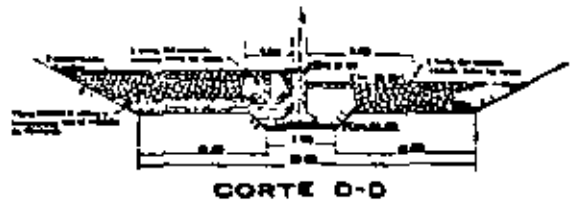
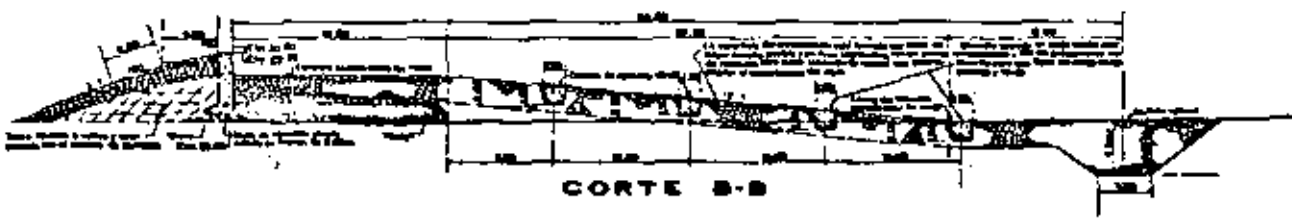
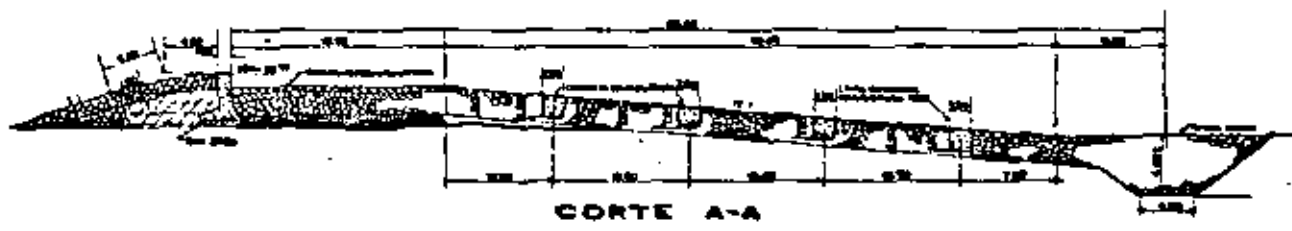
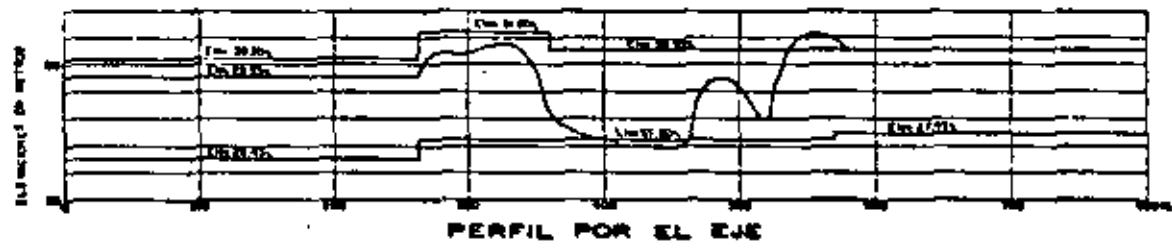
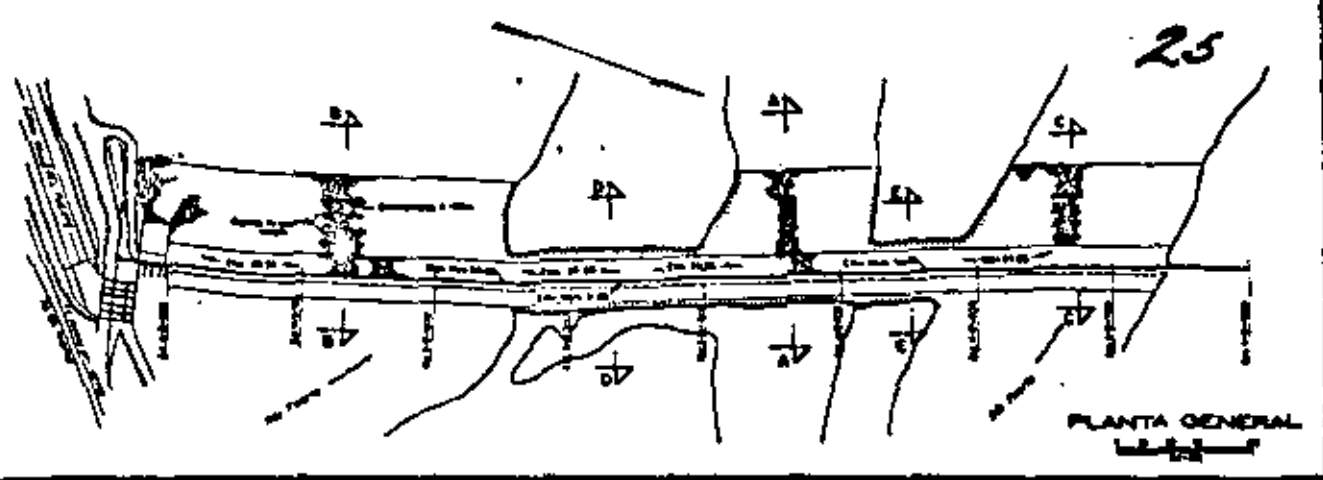
La presa derivadora de El Sufragio se construyó con el objeto **Objeto**
de derivar las aguas del río Fuerte, mediante el canal SICAE, para re
gar en la Primera Etapa de desarrollo del Distrito, que corresponde -
al aprovechamiento del régimen natural de esta corriente, una superfi-
cie de 40 000 Ha de terrenos de la margen izquierda. En la Segunda -
Etapa de desarrollo del Distrito, que corresponde al aprovechamiento -
de las aguas del río Fuerte controladas en la presa Miguel Hidalgo, la
derivación para riego de la margen izquierda se hará en la misma pre-
sa de El Sufragio, aprovechando un tramo del canal SICAE, con las mo
dificaciones y adaptaciones que se requieren para alimentar el canal
del Valle del Fuerte (Canal Bajo) con la misma estructura, pasando a
regarse una superficie total de 180 000 Ha.

El desarrollo del actual Distrito de Riego del Río Fuerte se - **Antecedentes**
inició en 1918, cuando la United Sugar Companies, propietaria de la
mayor parte de los terrenos de la zona baja del valle del río Fuerte,
inició en la margen izquierda la construcción de un sistema de riego
por bombeo para aprovechar las aguas de estiaje. Las obras consis-
tían en varios canales principales y una red de distribución completa
y estaban destinados casi exclusivamente a proporcionar riego a los -
cultivos de caña de azúcar del ingenio de Los Mochis. Dicho sistema
se fué ampliando paulatinamente de acuerdo con las necesidades del in-
genio y del gasto de estiaje de la corriente.

En el año de 1938 fueron expropiados los terrenos de la compa-
ñía para dotar a los ejidatarios de la región, constituyéndose la So-
ciedad de Interés Colectivo Agrícola Ejidal, Emancipación Proletaria
de R.S. (SICAE). Esta Sociedad conservó y amplió las obras proporci-
nando riego no solamente a los cultivos de caña de azúcar del ingenio
de Los Mochis, sino también a otra clase de cultivos, tanto en los te
rrenos de la propia SICAE como en ejidos independientes y en pequeñas
propiedades.

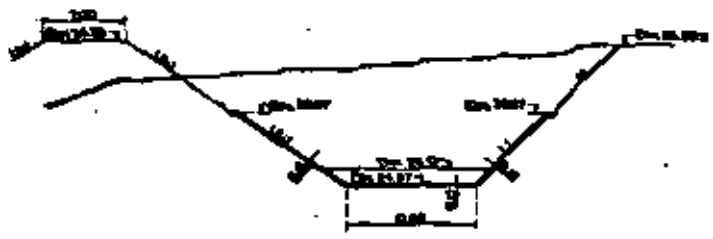
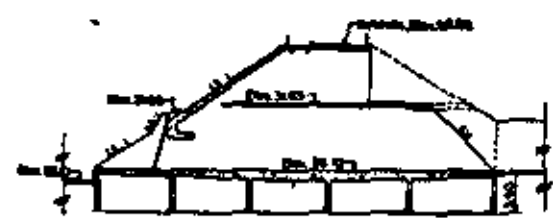
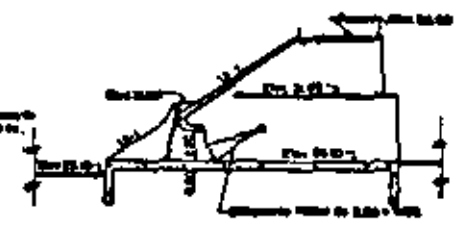
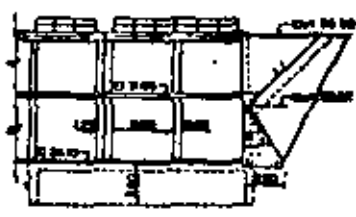
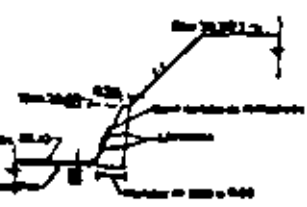
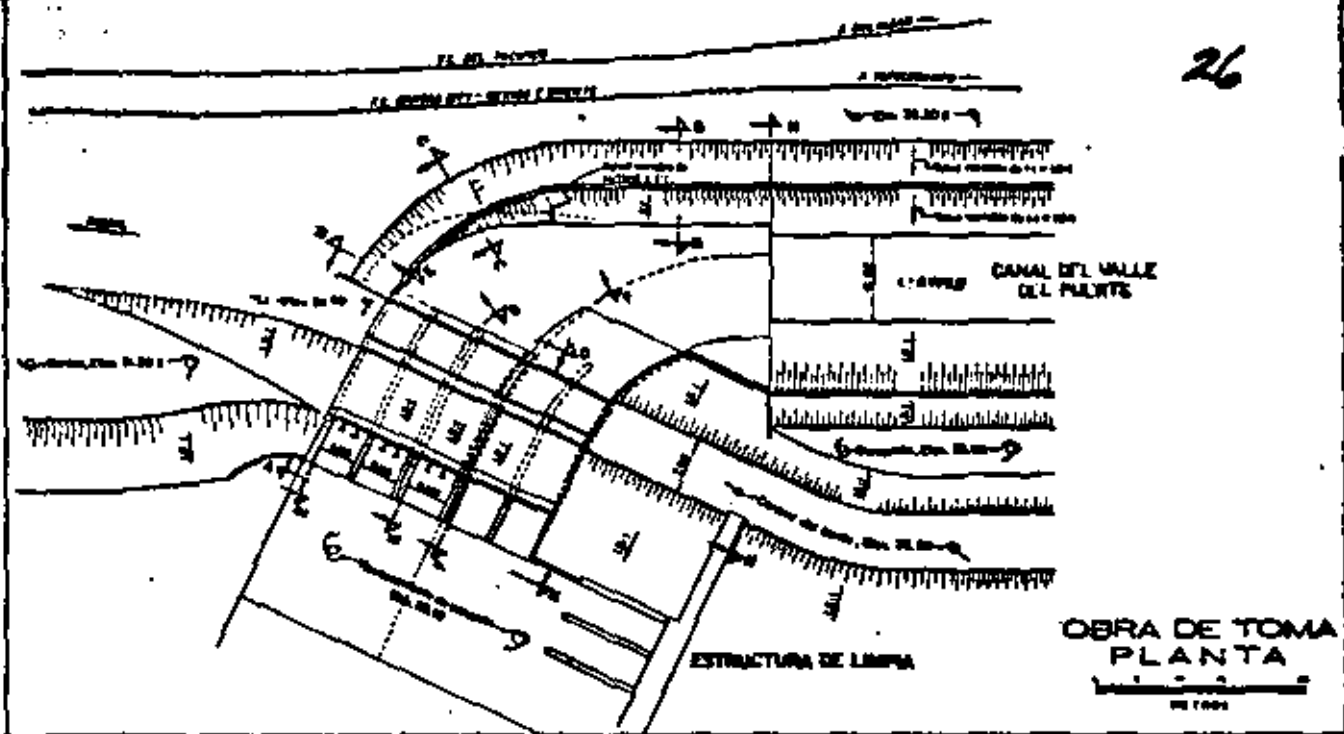
Considerando que la explotación del sistema de bombeo resulta-
ba sumamente costosa y además se tenían serias dificultades para ope-
rar los equipos dentro del cauce del río, dado el carácter divagante
de éste en la planicie costera, requiriéndose limpiar anualmente los
canales alimentadores y estando en constante peligro las instalacio-
nes, la SICAE promovió en el año de 1945 la construcción de un siste-
ma de riego por gravedad que aprovecharía aguas de estiaje y avenidas
del río Fuerte y que además permitiría ampliar la superficie de riego

25



| DATOS DEL PROYECTO | |
|--|------------------------|
| Longitud de la presa en metros | 140.00 m |
| Superficie de la presa en hectáreas | 11.75 ha |
| Superficie de la presa en metros cuadrados | 117.500 m ² |
| Superficie de la presa en metros cuadrados | 117.500 m ² |
| Superficie de la presa en metros cuadrados | 117.500 m ² |

COMISION DEL RIO FUERTE, SIN.
PRESA DERIVADORA DEL SUFRAGIO



MODIFICACIONES A LOS DATOS DEL PROYECTO

Observaciones de la obra
 Cota de la superficie de la tierra
 Cota del nivel del agua en la obra



COMISION DEL RIO FUERTE, SIN.
PRESA DERIVADORA DEL SUFRAGIO
 MODIFICACIONES A LA OBRA DE TOMA

de 18 000 Ha a 25 000 Ha. La construcción de dicho sistema se inició desde luego mediante un convenio celebrado entre la ahora extinta Comisión Nacional de Irrigación y la mencionada SICAE, llegándose a regar una superficie de 40 000 Ha, de las cuales, 20 600 Ha ya recibían riego con anterioridad, en parte fuera del control de la citada Sociedad.

Originalmente el Sistema SICAE consistía en la presa derivadora de El Sufragio y el canal SICAE, que se iniciaba en su extremo izquierdo con capacidad de 40 m³/s, tenía un desarrollo total de 44.4 Km y conectaba con los antiguos sistemas de conducción y distribución.

Actualmente, correspondiendo con la construcción de la presa - Miguel Hidalgo (El Mahone), se está construyendo el Canal del Valle - del Fuerte, que se inicia en la obra de toma de la presa derivadora - de El Sufragio, que está siendo acondicionada. Para la localización de este canal se aprovecharon los primeros 3.2 Km del canal SICAE que se ampliaron de su capacidad original de 40 m³/s a 147 m³/s. El canal SICAE pasará a ser un lateral del mencionado Canal del Valle del Fuerte y será alimentado por éste.

La presa derivadora de El Sufragio se construyó en un sitio -- Descripción general de la obra del río Fuerte donde el cauce está dividido en dos brazos, siendo el más importante el de la izquierda. La presa está constituida por una sección vertedora dividida en dos tramos, uno en cada brazo, y las estructuras de limpia y de toma, situadas en el extremo izquierdo de la presa y ligadas con la sección vertedora.

Para hacer la derivación durante la Primera Etapa, la presa se construyó con las siguientes características:

La sección vertedora tiene unos 410 m de longitud, correspondiendo 240 m al tramo izquierdo y 170 m al derecho, y 3.10 m de altura máxima. Está construida en su mayor parte de enrocamiento a volteo colocado sobre el material de acarreo del río, previa limpia.

La cresta vertedora está formada por un muro de concreto simple de 3.10 m de altura y 1.00 m de espesor, provisto de una zapata de 2.00 m de anchura en la base, que se desplantó sobre el lecho del río, quedando su cresta a la elevación 29.60 m. En el paramento de aguas arriba se apoya un relleno de tierra vaciada a volteo y compactada con el paso de los vehículos, que está empotrado en el material de acarreo del río mediante una trinchera de 1.50 m de profundidad. Este relleno está protegido con una capa de roca de 1.00 m de espesor y talud de 3:1, con una ligera curvatura en la parte superior para rematar a la altura de la cresta vertedora, vaciándose concreto en los huecos que quedan entre las rocas en una faja de 8.00 m inmediata a ésta.

Agua abajo del muro vertedor se construyó un amplio delantal de enrocamiento de unos 70 m de anchura y unos 2.00 m de espesor mínimo, que se inicia 1.00 m abajo de la cresta vertedora con una banqueta de 16.00 m de anchura, acondicionada como vado para el paso de ve-



Obra de toma y canal SICAE.

hículos; siguiendo a continuación con una pendiente de 12:1 por una distancia de unos 50 m, hasta encontrar el lecho del río, terminando en una trinchera de forma trapecial de 5.00 m de anchura de plantilla, unos 4.00 m de profundidad y taludes de 1.5:1, rellena de roca, que liga con la zona de enrocamiento del delantal y cuya parte superior coincide con el lecho del río.

La superficie del enrocamiento en este delantal está formada por piedras de gran tamaño y sin finos intermedios, con el aconodamiento necesario para evitar la formación de cauces que pudieran ampliarse con el escurrimiento del agua. En una faja de 24.00 m de anchura inmediata al muro vertedor y a lo largo de éste, los huecos superficiales se rellenaron de concreto.

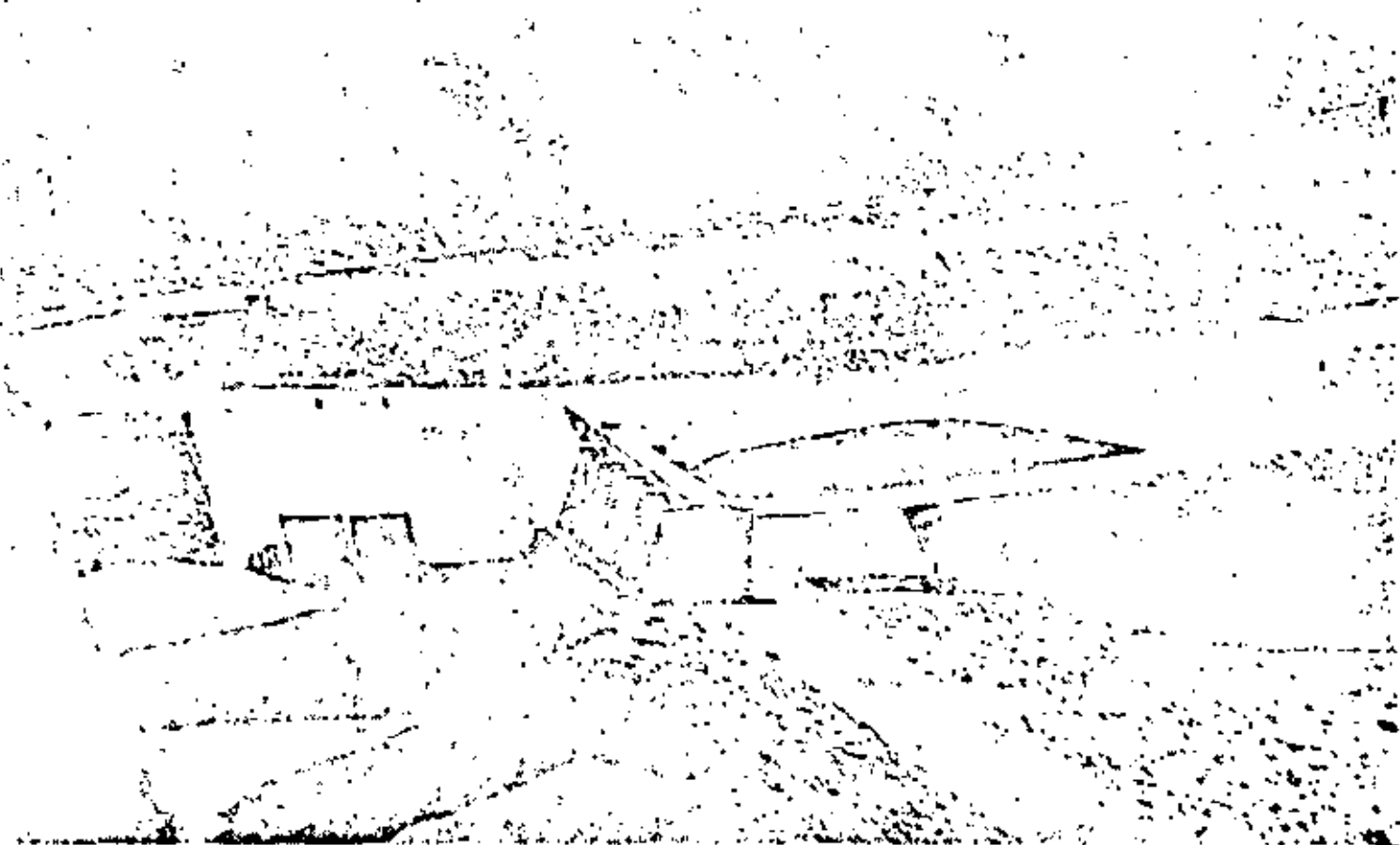
En el delantal de enrocamiento se construyeron 4 costillas de concreto paralelas al muro vertedor y espaciadas 10.00 m de centro a centro, quedando la primera a 24.00 m de éste, es decir, donde termina la zona rellena de concreto en los huecos superficiales. Estas costillas tienen como mínimo 1.50 m de anchura en la superficie, 1.00 m en la base y 1.50 m de profundidad y para alojarlas se excavaron zanjas en el enrocamiento, que se rellenaron de concreto con las precauciones necesarias para ligar las rocas de las paredes y el fondo.

Las estructuras de limpia y de toma están situadas en el extremo izquierdo de la presa, ligadas con la sección vertedora de ésta y se construyeron de concreto reforzado.

La obra de limpia consiste en una losa de concreto de 0.70 m de espesor, cuya cara superior constituye el piso de la estructura y desde se desplantan 5 machones de 0.90 m de espesor, 11.90 m de altura y espaciados 4.00 m, formando 4 cámaras que soportan al puente de maniobras situado en la parte superior, con su rasante a la elevación 37.00 m. En los machones se alojan 4 compuertas radiales de 4.00 m de anchura por 5.00 m de altura, con su umbral a la elevación 25.10 m, que aproximadamente coincide con la elevación del lecho del río. Aguas arriba la estructura está provista de una pantalla de concreto con talud de 0.25:1, para formar orificio. Inmediatamente aguas arriba de los orificios se dejaron ranuras para colocar agujas que, en caso necesario, permiten cerrar herméticamente los conductos. Las agujas se operan desde una losa de concreto de 1.50 m de anchura que se coló a la elevación 30.10 m, inmediatamente abajo de la pantalla y ligada con ésta.

El vado de la sección vertedora está ligado por medio de una rampa con pendiente de 0.040, con el puente que pasa inmediatamente aguas abajo de los machones, que tiene 5.00 m de anchura y su rasante está a la elevación 29.60 m.

La obra de toma se construyó normal a la obra de limpia y ligada con la estructura de ésta, quedando su entrada enfrente del canal de arrastre. La estructura consiste esencialmente en una losa o plataforma de concreto donde se desplantan muros verticales en los extremos y un machón intermedio, que soportan al puente de maniobras cons-



PRESA DERIVADORA DE EL SUFRAGIO. Obras de tomas y de limpia en la Primera Etapa

truido en la parte superior. En el lado de aguas arriba la estructura está provista de una pantalla de concreto con talud de 1.5:1 para formar orificio. La derivación se controla por medio de 2 compuertas radiales de 5.00 m de anchura por 2.50 m de altura, con su umbral a la elevación 26.10 m, o sea 1.00 m más alto que el piso de la estructura de limpia. Las compuertas se accionan desde el puente de maniobras, que tiene su rasante a la elevación 36.50 m.

Inmediatamente aguas arriba de los orificios se dejaron ranuras para colocar agujas que en caso necesario permiten cerrar herméticamente los conductos. Las agujas se operan desde una losa de concreto que se coló inmediatamente arriba, ligada con la estructura y situada a la elevación 31.00 m.

Esta obra se construyó para una capacidad de 40 m³/s.

En la construcción de la presa derivadora de El Sufragio con estas características se emplearon 162 168 m³ de roca, 20 211 m³ de concreto simple y 1 864 m³ de concreto reforzado.

El diseño de la presa se hizo tomando en cuenta el nivel máximo alcanzado por el agua en la creciente extraordinaria ocurrida el 9 de Diciembre de 1943, que ascendió hasta la elevación 34.70 m, con un gasto de 12 675 m³/s. Sobre esta elevación se dejó un bordo libre de 1.80 m para fijar la rasante del puente de maniobras de la toma y la elevación de la corona de los bordos, que están a la elevación 36.50

Operación de la presa

La presa se terminó en Abril de 1952 y funcionó normalmente -- dando paso a las avenidas sin que la estructura sufriera averías y derivando el agua para riego de 40 000 Ha.

La presa derivadora de El Sufragio fué construida a contrato -- por las compañías Central de Sanlona, S.A. y Techo Eterno Eureka, -- S.A., mancomunada y solidariamente entre Marzo de 1951 y Abril de 1952, según contrato número I-50-4.

Costo de la obra en la Primera Etapa

La presa derivadora de El Sufragio tuvo un costo de -- \$ 4 872 363.93 correspondiendo \$ 3 792 784.93 a los pagos hechos a la compañía contratista, \$ 813 375.00 al importe del cemento y acero de refuerzo, y \$ 266 204.00 al costo de las compuertas y sus mecanismos, así como la instalación de los mismos.

Con objeto de adaptar la presa derivadora de El Sufragio a las necesidades de la Segunda Etapa de desarrollo del Distrito de Riego -- del Río Fuerte, fué necesario hacer una serie de modificaciones a la estructura, que se iniciaron a fines de 1954, otorgándosele el contrato correspondiente a la compañía contratista La Victoria y Asociados, S.A.

Modificaciones a la presa

Las modificaciones consisten esencialmente en la sobreelevación y prolongación de la sección vertedora, hasta cubrir todo el cauce de avenidas; en la demolición de una parte de la estructura de toma y su

ampliación para instalar 3 compuertas adicionales, de las mismas dimensiones de las que estaban originalmente en servicio, para que la toma definitiva cuente con 5 compuertas; y la estabilización del cauce del río por medio de enrocamientos.

El 15 de Enero de 1955 y encontrándose las obras de adaptación de la presa en proceso de construcción, se presentó una avenida extraordinaria con gasto máximo de 8 700 m³/s, que amplió el brazo izquierdo del río hacia la derecha del cauce, requiriéndose prolongar la sección vertedora de aquel brazo hasta unirse con la correspondiente al brazo derecho.

Las modificaciones a la sección vertedora consistieron en prolongarla, de 410 m de longitud que tenía entre los dos tramos, a 740 m de longitud, cubriendo todo el cauce. En el tramo que corresponde al brazo izquierdo, el muro vertedor se sobreelevó 0.60 m, quedando la cresta vertedora a la elevación 30.20 m. En el tramo restante la cresta vertedora se dejó a mayor altura y en forma escalonada longitudinalmente. El enrocamiento de protección del lado de aguas arriba se sobreelevó hasta quedar a la misma altura de la cresta vertedora.

La estructura de la obra de toma se amplió, aumentándole 3 cámaras para alojar otras tantas compuertas quedando definitivamente de 5 compuertas radiales de 5.00 m de anchura por 2.50 m de altura.

Como complemento de la estructura se están haciendo trabajos de estabilización del cauce en ambos lados de la presa, consistentes especialmente en enrocamientos de protección.

Mediante estas adaptaciones se aumentará la capacidad de la toma de 40 m³/s a 147 m³/s.

Los trabajos de adaptación de la presa se encuentran actualmente en construcción y quedarán terminados en 1955, después de la temporada de avenidas de verano.

La presa derivadora de El Sufragio permitió regar por gravedad. Beneficios los terrenos de la margen izquierda del río Fuerte que originalmente se regaban por bombeo, y ampliar la superficie regada hasta 40 000 Ha.

En la Segunda Etapa de desarrollo del Distrito pasará a regar una superficie total de 180 000 Ha de la margen izquierda, con el consiguiente ahorro obtenido al evitar la construcción de una nueva presa derivadora.

PRESA DERIVADORA DE CAHUINAHUADISTRITO DE RIEGO DEL RIO FUERTE, SIN

La presa derivadora de Cahuinahua está situada sobre el río -- Situación
Fuerte, a unos 7 Km aguas abajo de la presa derivadora de El Sufragio
y 10 Km aguas abajo de la población de San Blas, en el municipio del
Fuerte del Estado de Sinaloa.

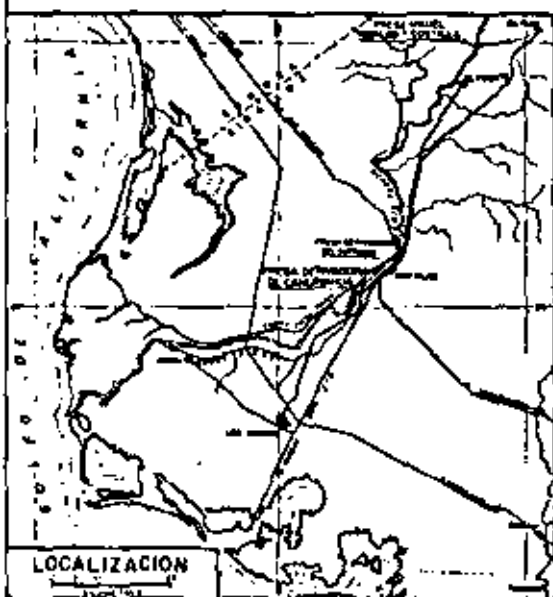
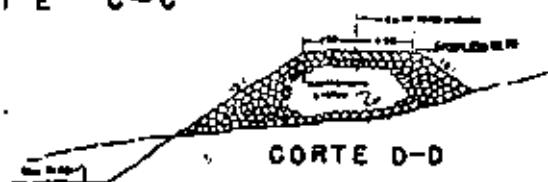
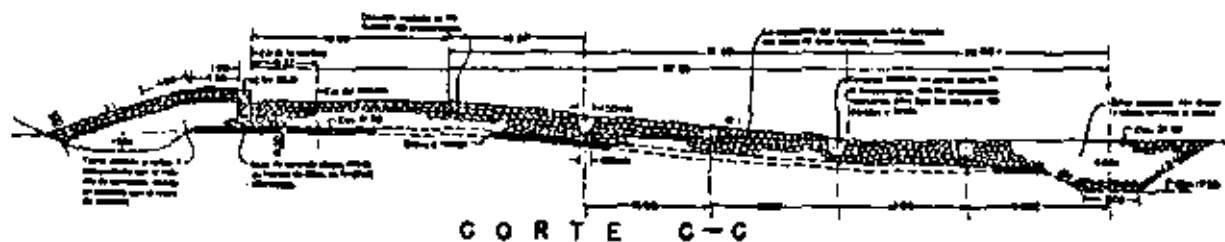
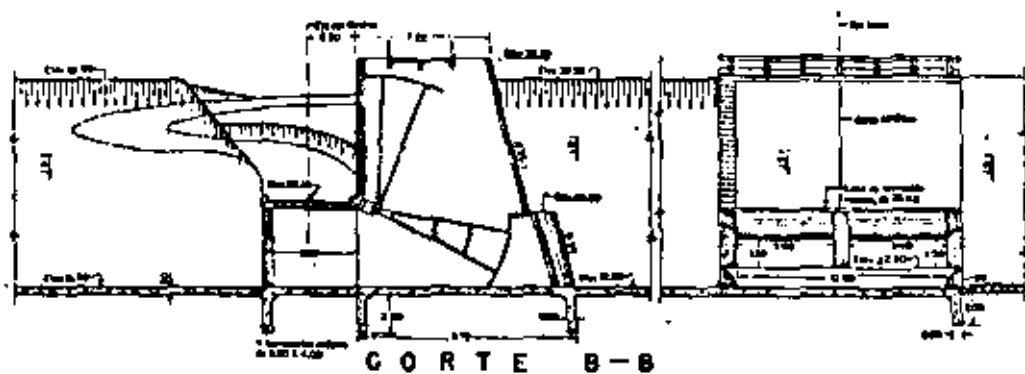
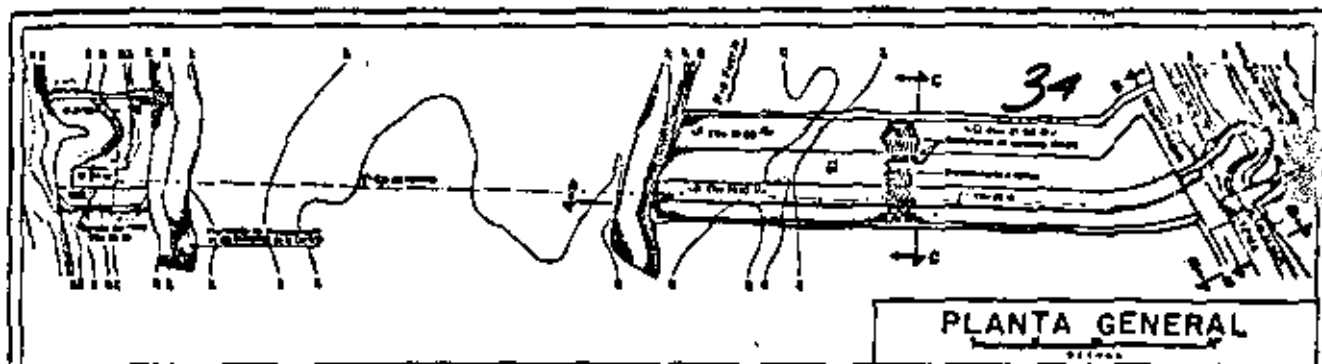
La presa derivadora de Cahuinahua tiene por objeto derivar las -- Objeto
aguas del río Fuerte, mediante el canal Cahuinahua, para regar terren-
nos de la margen derecha. En la Primera Etapa de desarrollo del Dis-
trito, que comprende el aprovechamiento del régimen natural del río -
Fuerte, se riega mediante estas obras una superficie de 30 000 Ha, --
susceptible de ampliarse hasta 37 500 Ha al terminar la Segunda Etapa,
que requiere la terminación de la presa de almacenamiento Miguel Hi-
dalgo.

El desarrollo agrícola de los terrenos de la margen derecha del -- Antecedentes
río Fuerte se inició después que los de la margen izquierda, debido -
principalmente a que en esta margen se aprovechaba prácticamente todo
el gasto de estiaje del río. Inicialmente el aprovechamiento se hacía
mediante bombeo, para regar con aguas de avenidas los terrenos situa-
dos en las vegas, y las obras consistían en varias plantas de bombeo
con sus correspondientes sistemas de conducción y distribución, insta-
ladas y operadas por iniciativa privada, que permitieron llegar a reg-
gar, con deficiencias y mediante fuertes inversiones anuales, una su-
perficie de 15 000 Ha.

Teniendo en cuenta que la potencialidad del régimen natural del
río Fuerte permitía ampliar la superficie de riego aprovechando aguas
de avenidas, y en vista del éxito obtenido con el sistema SICAE, por
iniciativa de los agricultores de la margen derecha y con su ayuda --
económica se construyó el canal Cahuinahua, con su correspondiente -
presa derivadora, que actualmente riega una superficie de 30 000 Ha, -
que incluyen las 15 000 Ha que antes se regaban por bombeo.

Una vez terminada la presa de almacenamiento Miguel Hidalgo se
podrá ampliar la superficie de riego de esta margen hasta 37 500 Ha,
mediante la construcción del lateral Tavelojeca, que se inicia en el
extremo del canal Cahuinahua y riega una faja de terrenos inmediatos
al litoral.

La presa derivadora de Cahuinahua se construyó sobre el río -- Descripción
Fuerte, en un sitio donde el cauce está dividido en dos brazos, sien- -- general de
do el más importante el de la derecha. La presa está constituida -- la obra
esencialmente por una sección vertedora dividida en dos tramos, uno -
en cada brazo; y las estructuras desarenadora y de toma, situadas en
el extremo derecho de la presa y ligadas con ésta.



| DATOS DEL PROYECTO | |
|---|-------------------------|
| Longitud de la presa vertedera | 247.00 m. |
| Espesor de la cresta vertedera | 25.10 m. |
| Avanzada máxima (Chaparral de 1945) | 22875.00 m ² |
| Carga máxima (hasta Elev. 2130 m.) | 18.40 m. |
| Elevación de la cresta del fuerte | 22.50 m. |
| Cantidad de la tierra | 30.00 m ³ |
| Elevación de la planicie de la tierra | 22.50 m. |
| Elevación del nivel del agua en la toma | 24.77 m. |

**COMISION DEL RIO FUERTE, S.N.
PRESA DERIVADORA DE CAHUINAHUA**

La sección vertedora tiene unos 547 m de longitud, correspondiendo 510 m al tramo derecho y unos 37 m al izquierdo, y 3.10 m de altura máxima. Está construida en su mayor parte de enrocamiento a volteo colocado sobre el material de acarreo del río, previa limpia.

La cresta vertedora está formada por un muro de concreto simple de 3.10 m de altura y 1 m de espesor, provisto de una zapata de 2.00 m de anchura en la base, que se desplantó desde el lecho del río, que dando su cresta a la elevación 25.10 m. En el paramento de aguas -- arriba se apoya un relleno de tierra vaciada a volteo y compactada -- con el paso de los vehículos, que está empotrado en el material de acarreo del río mediante una trinchera de 1.50 m de profundidad. Este relleno está protegido con una capa de roca de 1.00 m de espesor y talud de 3:1, con una ligera curvatura en la parte superior para rematar a la altura de la cresta vertedora, vaciándose concreto en los -- huecos que quedan entre las rocas en una faja de 8.00 m inmediata a -- ésta.

Agua abajo del muro vertedor se construyó un amplio delantal -- de enrocamiento de unos 70 m de anchura, y unos 2.00 m de espesor -- mínimo, que se inicia 1.00 m abajo de la cresta vertedora con una banqueta de 16 m de anchura, acondicionada como vado para el paso de -- vehículos; siguiendo a continuación con una pendiente de 12:1 por una distancia de unos 50 m, hasta encontrar el lecho del río, terminando en una trinchera de forma trapecial de 5.00 m de anchura de plantilla, unos 4.00 m de profundidad y taludes de 1.5:1 rellena de roca, que -- liga con la zona de enrocamiento del delantal y cuya parte superior -- coincide con el fondo del lecho del río.

La superficie del enrocamiento en este delantal está formada -- por piedras de gran tamaño y sin finos intermedios, con el acomoda -- miento necesario para evitar la formación de cauces que pudieran am -- pliarse con el escurrimiento del agua. En una faja de 26.00 m de an -- chura, inmediata al muro vertedor y a lo largo de éste, los huecos su -- periciales se rellenaron de concreto.

En el delantal de enrocamiento se construyeron 4 costillas de -- concreto paralelas al muro vertedor y espaciadas 10.00 m de centro a -- centro, quedando la primera a 26.00 m de éste, es decir, donde termina la zona rellena de concreto en los huecos superficiales. Estas costillas tienen como mínimo 1.50 m de anchura en la superficie, 1.00 m en la base y 1.50 m de profundidad y para formarlas se excavaron -- zanjás en el enrocamiento, que se rellenaron de concreto con las pre -- cauciones necesarias para ligar las rocas de las paredes y el fondo.

En los extremos de la sección vertedora se colocaron delantales de roca como protección.

Las estructuras de limpia y de toma están situadas en el extremo derecho de la presa, ligadas con ésta, y se construyeron totalmente de concreto reforzado.



PRESA DERIVADORA DE CARUIPAHUA. Estructura de la obra de limpia, en construcción

La estructura de limpia consiste esencialmente en una losa de 0.50 m de espesor, cuya cara superior constituye el piso de la estructura, y donde están desplantadas 3 pilas de 0.90 m de espesor, unos 12 m de altura y espaciadas 3.90 m, así como dos muros verticales en sus extremos, de 0.85 m de espesor, que soportan al puente de maniobras situado en la parte superior. Entre los muros y las pilas se alojan 4 compuertas radiales de 3.90 m de anchura por 4.00 m de altura, con su umbral a la elevación 21.50 m que aproximadamente coincide con la elevación del lecho del río. El agua llega a la estructura por un canal de arrastre de 18 m de anchura de plantilla y 40 m de longitud y descarga por un canal de igual anchura de plantilla y 60 m de longitud. Las compuertas se accionan desde el puente de maniobras, que tiene su rasante a la elevación 33.50 m. La estructura está provista en su extremo de aguas arriba de una pantalla de concreto con talud de 0.25:1 para formar orificio.

El vado de la sección vertedora está ligado por medio de una rampa con pendiente de 0.05, con el puente que pasa inmediatamente aguas abajo de las pilas, que tiene 5.00 m de anchura y su rasante está a la elevación 26.10 m.

La obra de toma está ligada con la estructura de limpia y su eje forma un ángulo de 90° con el de ésta quedando precisamente enfrente del canal de arrastre. La estructura consiste en una losa o plataforma donde se desplantan muros verticales en los extremos y un machón intermedio, que separa dos cámaras de compuertas y soporta al puente de maniobras construido en la parte superior. En el lado de aguas arriba se construyó una pantalla de concreto con talud de 1.5:1 para formar orificio. La derivación se controla por medio de 2 compuertas radiales de 5.00 m de anchura por 2.00 m de altura, con su umbral a la elevación 22.50 m, o sea 1.00 m más alto que el piso de la estructura de limpia. Las compuertas se accionan desde el puente de maniobras, que tiene su rasante a la elevación 32.50 m.

Inmediatamente aguas arriba de los orificios se dejaron ranuras para colocar agujas, que en caso necesario permiten cerrar herméticamente los conductos. Las agujas se operan desde una losa de concreto que se coló inmediatamente arriba, ligada con la estructura y situada a la elevación 26.62 m.

El extremo de aguas abajo de la estructura de toma, de sección rectangular, se liga por medio de una transición con la sección trapezoidal del canal Cahuinahua.

La obra de toma tiene una capacidad total de 30 m³/s.

La estructura se proyectó tomando en cuenta el nivel máximo alcanzado por el agua en la creciente extraordinaria ocurrida el 9 de Diciembre de 1943, que fué la elevación 31.50 m, con un gasto de 12 675 m³/s. Sobre esta elevación se dejó 1.00 m de bordo libre para fijar la elevación de la rasante del puente de maniobras de la toma y la elevación de la corona de los bordos.

Operación
de la presa

La presa se terminó en Diciembre de 1952 y desde esta fecha ha estado funcionando normalmente, dando paso a las avenidas sin que la estructura haya sufrido averías. El día 16 de Enero de 1955 se presentó una avenida de 8 700 m³/s, que es la máxima ocurrida desde la terminación de la obra, sin que se registrara ninguna anomalía en el funcionamiento de ésta.

La presa derivadora de Cahuinahua fué construida a contrato por la compañía Constructores, S.A. de C.V. conforme al contrato L-50-2 y a subcontrato por Central Sanalona, S.A. y Techo Eterno Eureka, S.A., entre Octubre de 1950 y Diciembre de 1952. En la construcción de la obra entraron 257 891 m³ de roca y 23 643 m³ de concreto. Costos

La presa derivadora de Cahuinahua tuvo un costo total de \$ 6 118 359.30, correspondiendo aproximadamente \$ 1 000 000.00 al importe del cemento, acero de refuerzo, compuertas y mecanismos elevadores y el resto al importe de los pagos hechos a la compañía contratista.

La presa derivadora de Cahuinahua es una obra típica entre las muchas presas derivadoras construidas por la Secretaría de Recursos Hidráulicos en las regiones áridas y semi-áridas del país, para llevar el agua hacia las tierras fértiles. Beneficios

La construcción de esta presa y el canal Cahuinahua permitieron regar por gravedad las 15 000 Ha de terrenos de la margen derecha del río Fuerte que se venían regando por bombeo, en forma deficiente, y una superficie adicional de 15 000 Ha de terrenos que se encontraban cubiertos de vegetación. Además, en el futuro se puede ampliar la superficie de riego en 7 500 Ha, mediante la construcción del lateral Tavelojeca.

PRESA DERIVADORA DE CULIACANDISTRITO DE RIEGO DEL RIO CULIACAN, SIN.

La presa derivadora de Culiacán está situada sobre el río del mismo nombre, inmediatamente aguas abajo del puente del ferrocarril del Pacífico y en las inmediaciones de la ciudad de Culiacán, en el municipio de igual nombre del Estado de Sinaloa. Situación

La presa derivadora de Culiacán tiene por objeto derivar las aguas extraídas a la presa de Sapalona, construida sobre el río Tamazula, que completan el régimen generado en el resto de la cuenca del río Culiacán, para satisfacer las demandas de riego de una superficie de 83 400 Ha situadas en el valle de Culiacán, susceptible de ampliarse hasta 95 000 Ha, cuando se construya la presa de El Humaya, sobre el río del mismo nombre. Objeto

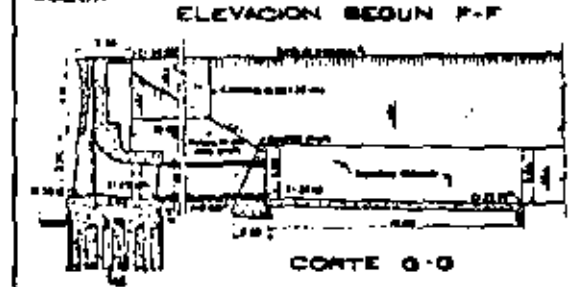
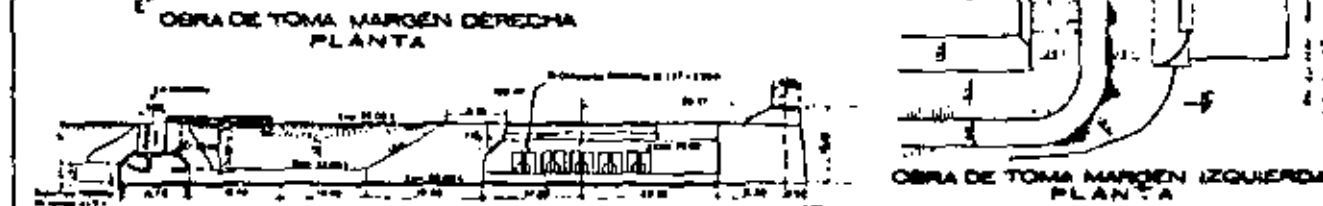
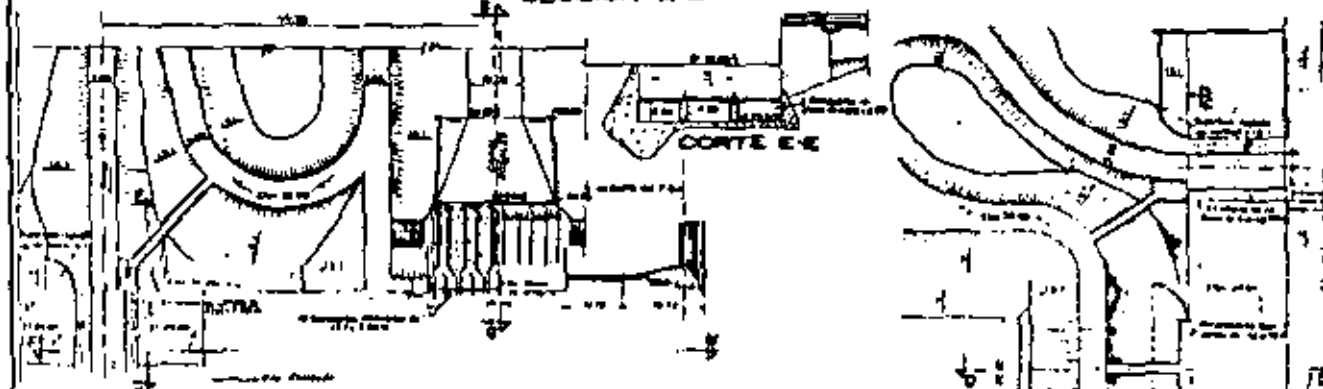
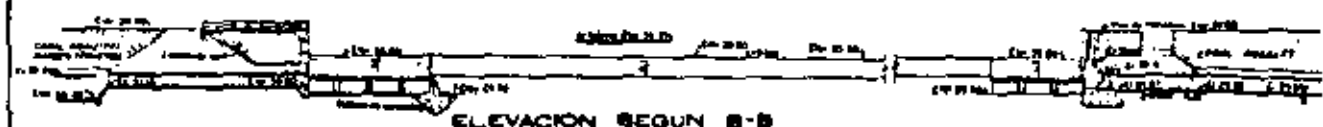
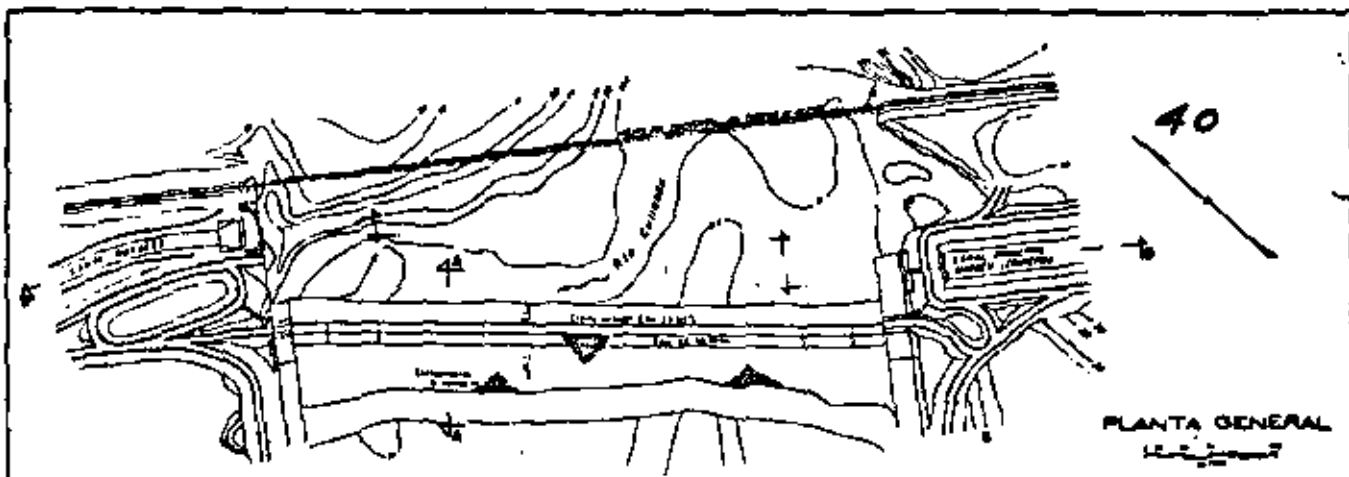
Las primeras obras para el aprovechamiento de las aguas del río Culiacán, que fueron efectuadas a fines del siglo pasado por la compañía Azucarera Almada, S.A., consistieron en la construcción de la bocatoma Cañedo y sus correspondientes obras de conducción y distribución, para aprovechar las aguas de estiaje y avenidas del río en riego de terrenos de la margen izquierda, llegándose a regar una superficie de 6 000 Ha. Antecedente

Considerando el éxito obtenido en la margen izquierda, a partir de 1908 se hicieron varios intentos para regar terrenos de la margen derecha, pero fué hasta el año de 1920 cuando la compañía Irrigadora del Humaya, S.A. inició la construcción de la bocatoma llamada Rosales, enfrente de la bocatoma Cañedo, así como del canal principal del mismo nombre y los laterales del Norte y del Sur. Estas obras, aún sin terminar, fueron puestas en servicio a fines de 1922, continuándose su operación hasta 1932, y encontrándose bajo riego para entonces una superficie de 7 000 Ha.

En Enero de 1933 la Comisión Nacional de Irrigación se hizo cargo de las obras, recibiendo una superficie de 13 000 Ha abiertas al cultivo comprendidas en el barrote del río y que se regaban aprovechando las aguas de estiaje y avenidas.

La derivación se hacía mediante un dique provisional localizado inmediatamente aguas abajo de las bocatomas, que se reponía anualmente después del paso de las avenidas, cuando el río tenía un gasto de 60 m³/s con tendencia a disminuir, utilizándose en su construcción principalmente grava y arena del cauce. Durante las avenidas el río Culiacán tenía un tirante suficiente para poder derivar el gasto máximo que podían conducir los canales.

Mediante los trabajos de mejoramiento y ampliación del Distrito realizados por la Comisión Nacional de Irrigación, se llegó a regar una superficie de 31 400 Ha.



| DATOS DEL PROYECTO | |
|--|-------------------------|
| 1. Estado de la tierra irrigable | 25 500 ha |
| 2. Longitud de la canal irrigable | 950 Km de |
| 3. Caudal de agua | 10000 m ³ /s |
| 4. Carga de trabajo prevista (L. de 20 77) | 2 70 m |
| 5. Inversión de la inversión en el proyecto (en millones de pesos) | 20 000 m |
| 6. Inversión de la inversión en el proyecto (en millones de pesos) | 20 000 m |
| 7. Inversión de la inversión en el proyecto (en millones de pesos) | 20 000 m |
| 8. Inversión de la inversión en el proyecto (en millones de pesos) | 20 000 m |

**DISTRITO DE RIEGO DE CULIACAN, SIN.
PRESA DERIVADORA DE CULIACAN**

Con objeto de evitar los inconvenientes que presentaba el aprovechamiento del régimen natural de la corriente, debido a la limitación de los cultivos que podían desarrollarse, así como para hacer el máximo aprovechamiento de los recursos hidráulicos disponibles y proteger contra inundaciones a las poblaciones y tierras agrícolas de aguas abajo, la propia Comisión estudió las posibilidades de almacenamiento de la cuenca, construyendo a continuación la presa de Sanclona sobre el río Tamazula, que permitió una nueva y considerable ampliación en la superficie de riego, haciéndose entonces indispensable la construcción de una presa de derivación definitiva.

La construcción de la presa derivadora de Culiacán se inició en Enero de 1949 y se terminó el mismo mes del año de 1951, llegándose a regar una superficie de 83 400 Ha en el valle de Culiacán, susceptible de ampliarse, según se señala antes, al construir un almacenamiento sobre el río Humaya.

La presa derivadora de Culiacán se construyó inmediatamente aguas abajo de la confluencia de los ríos Humaya y Tamazula, donde el río Culiacán sale a la gran planicie costera del Estado de Sinaloa y precisamente en el sitio donde se construía la presa provisional.

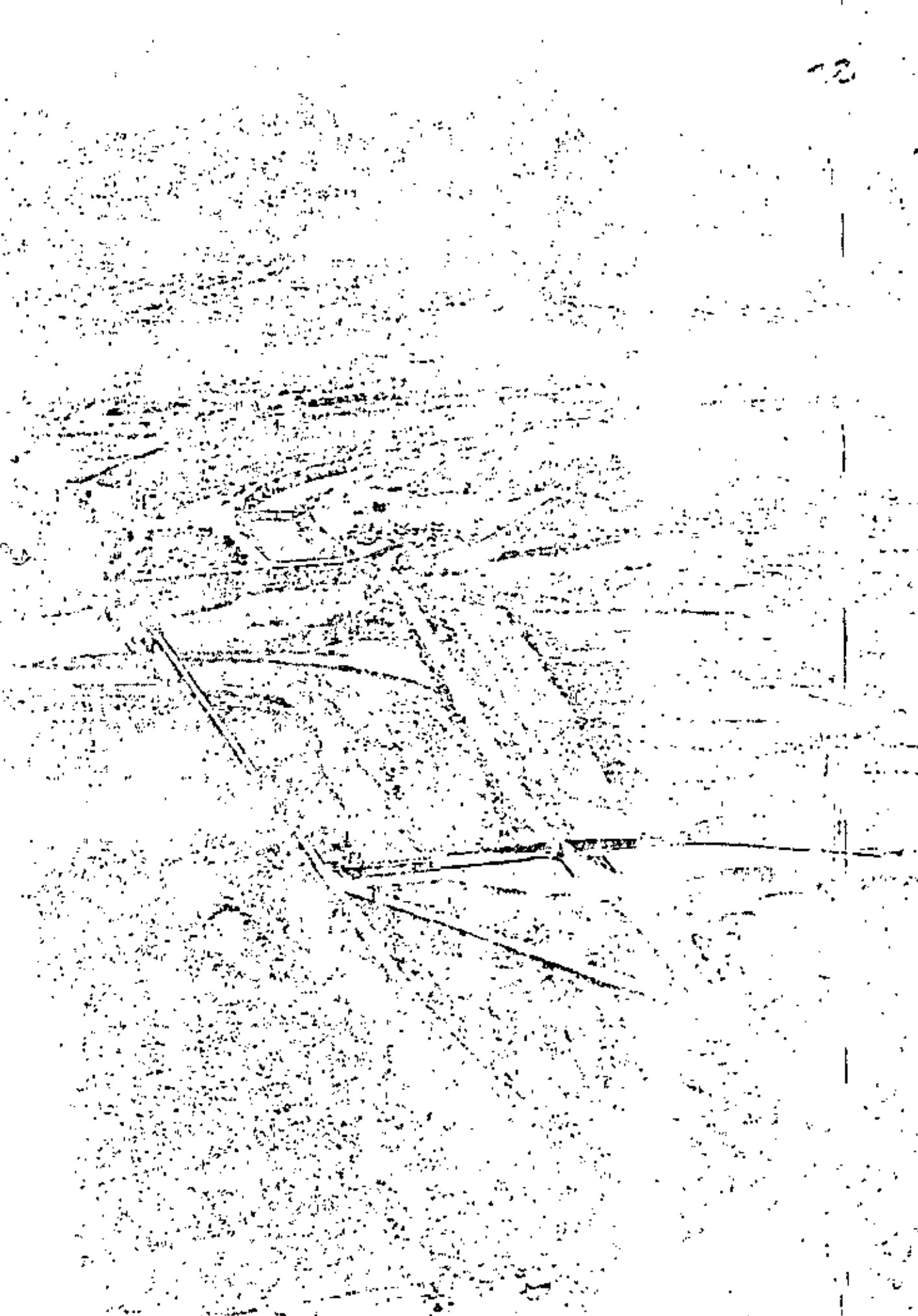
Descripción
general de
la obra

La presa está constituida esencialmente por una sección vertedora y estructuras de toma y de limpia para cada margen, ligadas con aquella.

La sección vertedora tiene 490 m de longitud y 3.50 m de altura máxima sobre el lecho del río. Está construida en su mayor parte de enrocamiento a volteo colocado sobre el material de acarreo del río, previa limpia.

La cresta vertedora está formada por un muro de concreto simple de 2.30 m de altura y 0.60 m de espesor, provisto de una zapata de 1.50 m de anchura en la base, que se desplantó sobre una capa de enrocamiento de 1.20 m de espesor, quedando su cresta a la elevación 33.50 m. En el paramento de aguas arriba se apoya una zona de relleno de tierra vaciada a volteo y compactada mediante el tránsito de camiones, de unos 15 m de anchura y que está empotrada en el material de acarreo del río mediante una trinchera de 1.50 m de profundidad. Este relleno está protegido con una capa de roca de 1.00 m de espesor y talud de 3:1 con una ligera curvatura en la parte superior para rematar a la altura de la cresta vertedora, vaciándose concreto en los huecos que quedan entre las rocas en una faja de 8.00 m inmediata a aquella.

Aguas abajo del muro vertedor se construyó un emplio delantal de enrocamiento de unos 70 m de anchura y 2.50 m de espesor, que se inicia 1.00 m abajo de la cresta vertedora con una banquetta de 16.40 m de anchura, siguiendo a continuación con una pendiente de 12:1 por una distancia de 27 m, hasta encontrar el lecho del río, para seguir después unos 15 m a lo largo de éste, terminando en una zanja de sección trapecial de 5 m de anchura de plantilla, unos 4 m de profundi-



23

dad y taludes de 1.5:1, rellena de roca, que liga con la zona de enrocamiento del delantal y cuya parte superior coincide con el nivel del lecho del río, (más o menos a la elevación 30.00 m).

La superficie del enrocamiento en este delantal está formada - por piedras de gran tamaño y sin finos intermedios, con el acomodamiento necesario para evitar la formación de cauces que pudieran ampliarse con el escurrimiento del agua.

Sobre el delantal de enrocamiento e inmediata al muro vertedor se coló una losa de concreto armado, de 7.40 m de anchura y 0.30 m de espesor a todo lo largo de la presa y que queda 1 m abajo de la cresta vertedora, o sea en la elevación 32.50 m. En la unión del muro vertedor y la losa de concreto armado se dejó una junta asfáltica para independizar ambos concretos. La losa está provista en su extremo de aguas abajo de un dentellón de 1 m de profundidad para amarrar con el enrocamiento. Esta losa corresponde al vado para el paso de vehículos.

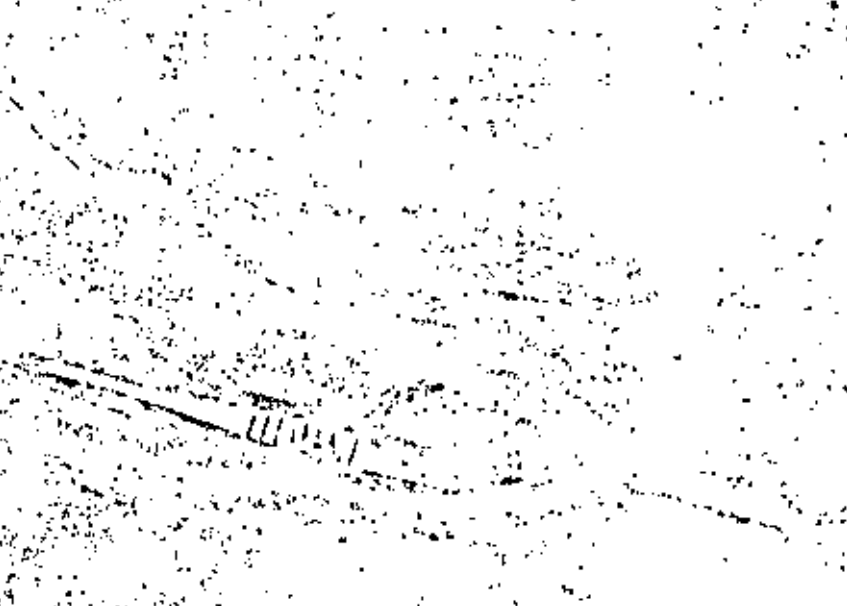
En el delantal de enrocamiento se construyeron 4 costillas de concreto paralelas al muro vertedor y espaciadas 10.00 m de centro a centro, quedando la primera a 15.00 m del extremo de la losa. Estas costillas tienen como mínimo 1.50 m de espesor en la superficie, 1.00 m en la base y 1.50 m de profundidad y para alojarlas se excavaron zanjas en el enrocamiento, que se rellenaron de concreto con las precauciones necesarias para ligar las rocas con las paredes y el fondo.

En una faja de 5.00 m de anchura a todo lo largo de la presa y a partir del extremo de la losa, los huecos superficiales entre las rocas se rellenaron de concreto.

Tanto el muro vertedor como la losa de concreto reforzado son horizontales en la parte central del cauce, aquél a la elevación 33.50 m y ésta a la elevación 32.50 m, pero al llegar a las orillas - enlazan mediante rampas con la corona de las estructuras de ambas márgenes.

En la margen derecha se aprovechó la antigua bocatoma Rosales, con muy ligeras modificaciones y adaptaciones, construyéndose inmediatamente a la izquierda y ligada con ella la estructura de limpia correspondiente.

La bocatoma se construyó de concreto armado y está situada inmediatamente aguas abajo del puente del Ferrocarril del Pacífico, ligada con el estribo Norte de éste y normal a la corriente. Está provista de dos series de compuertas; la primera serie consiste en 10 - compuertas de tipo deslizante, que están formadas cada una por tres - hojas independientes, quedando su umbral a la elevación 30.16 m; la segunda serie, localizada arriba de la anterior, se utilizaba antes - de la construcción de la presa para tomar agua del río durante las - grandes crecientes, cerrando previamente las compuertas de la primera serie. Ambas series de compuertas controlan la entrada del agua a 5



BARRIO DERIVADORA DE CULIACAN. Obra de limpia de la margen derecha en construcc

15

conductos que descargan en una transición de 16 m de longitud en cuyo extremo se inicia una batería formada por 5 tubos de concreto de 1.80 m de diámetro y de 340 m de longitud, que descargan en el canal principal. La estructura tiene capacidad para derivar un gasto de 36 m³/s.

La obra de limpia está situada entre la sección vertedora y la obra de toma. Es una estructura de concreto armado que tiene su piso a la elevación 29.60 m, que aproximadamente es la elevación del fondo del cauce, quedando 0.56 m abajo del piso de la obra de toma. Consiste esencialmente en 3 orificios que se controlan por medio de otras tantas compuertas radiales de 4.00 m de anchura por 2.00 m de altura y 3.50 m de radio, alojadas en la estructura. La parte superior de la estructura está a la elevación 35.00 m y es la prolongación del vado de la sección vertedora.

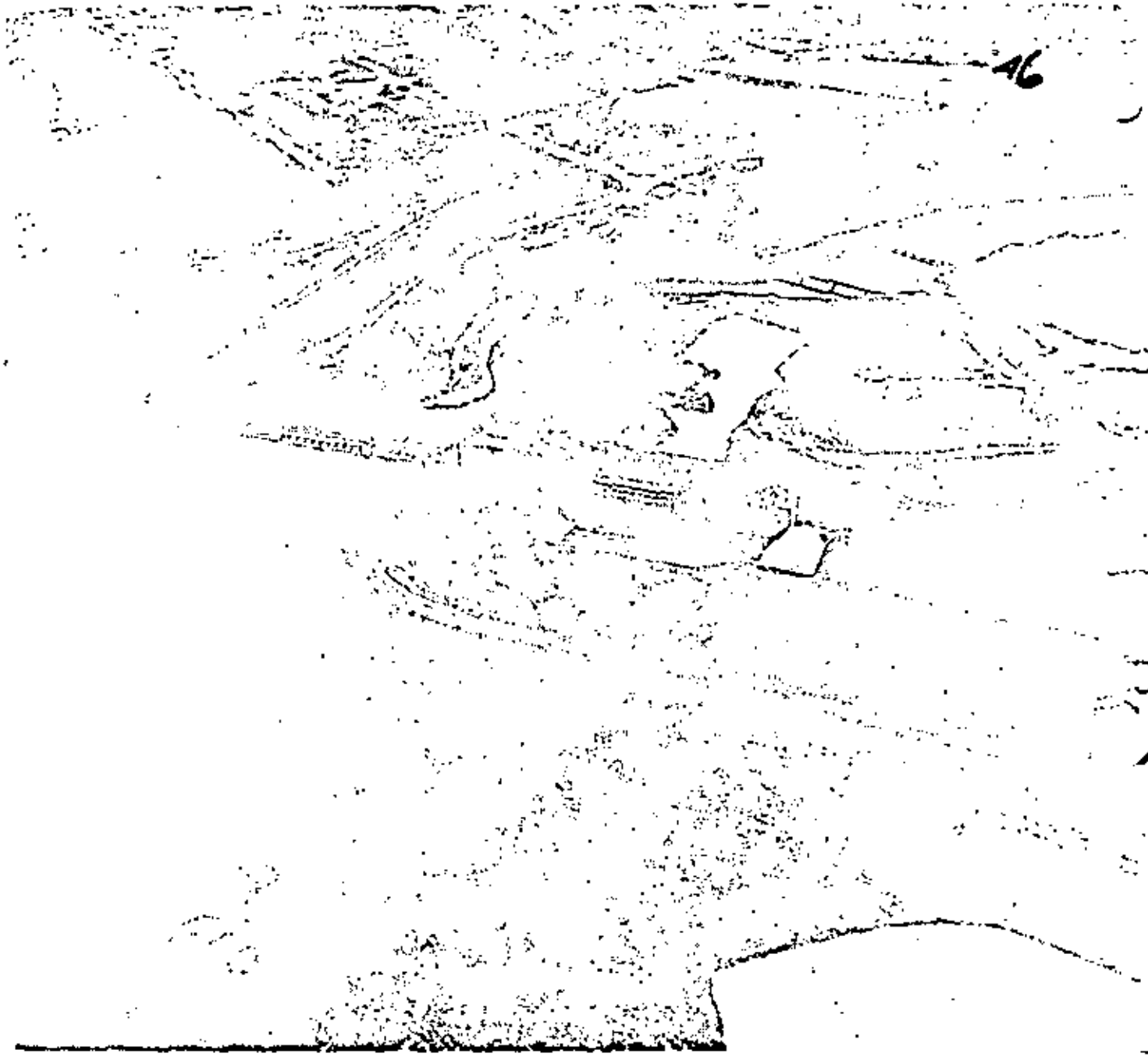
La obra de toma de la margen izquierda se construyó normal a la corriente y ligada con la obra de limpia, quedando su entrada enfrente del canal de arrastre de ésta. La estructura consiste esencialmente en 10 conductos cerrados de sección cuadrada de 1.52 por lado y 31.50 m de longitud, con revestimiento de concreto reforzado de 0.30 m de espesor, cuya entrada se controla por medio de 10 compuertas deslizantes de 1.52 x 1.52 m que se accionan por medio de mecanismos elevadores desde un puente de maniobras que tiene su rasante a la elevación 39.00 m. El umbral de las compuertas está a la elevación 30.60 m, que es la misma de las plantillas de los conductos, quedando precisamente 1.00 m arriba del piso de la obra de limpia. Los conductos descargan en una transición donde se inicia el canal principal de la margen izquierda.

La obra de toma de la margen izquierda tiene una capacidad total de 80 m³/s.

La estructura de limpia está situada entre la obra de toma y la sección vertedora y consiste esencialmente en 4 orificios de 4.00 m de anchura por 2.00 m de altura que se controlan por medio de otras tantas compuertas radiales de iguales dimensiones y 3.50 m de radio, con su umbral a la elevación 29.60 m, que sensiblemente coincide con la elevación del lecho del río. Las compuertas están alojadas en pilas de concreto reforzado, de forma aerodinámica y paralelas a la dirección de la corriente, que forman parte del vado de la sección vertedora.

La presa se proyectó tomando en cuenta la avenida ocurrida el 9 de Diciembre de 1943, que tuvo un gasto máximo de 11 000 m³/s y es la máxima ocurrida en el período 1924-54. Durante esta creciente el nivel del agua ascendió hasta la elevación 36.27 m. El piso de los puentes de maniobras está a la elevación 39.00 m, quedando un bordo libre de 2.73 m, con la circunstancia de que el río Tamazula, uno de los formadores del río Culiacán, ya está controlado por la presa de Sanalona.

Operación de la presa



BAJADA DERIVADORA DE CULIACAN. Obras de toma y de limpia de la margen izquierda
proceso de construcción.

En el mes de Enero de 1950, durante la construcción de la presa, se presentó una avenida de 5 230 m³/s, que movió el enrocamiento de la zona de aguas arriba en algunos tramos, requiriéndose hacer reparaciones.

Después de construida la presa han pasado dos avenidas de cierta importancia; la primera ocurrió en Septiembre de 1953 y tuvo un gasto máximo de 3 250 m³/s; la segunda se presentó en Enero de 1955 y tuvo un gasto máximo de 3 178 m³/s. Ambas avenidas pasaron libremente por la estructura sin producir daños.

La construcción de la presa derivadora de Culiacán fue encomendada a la compañía contratista Central Sanalona, S.A., según contrato número 225, que terminó la obra en un plazo de 2 años, de Enero de 1949 a Enero de 1951. Costos

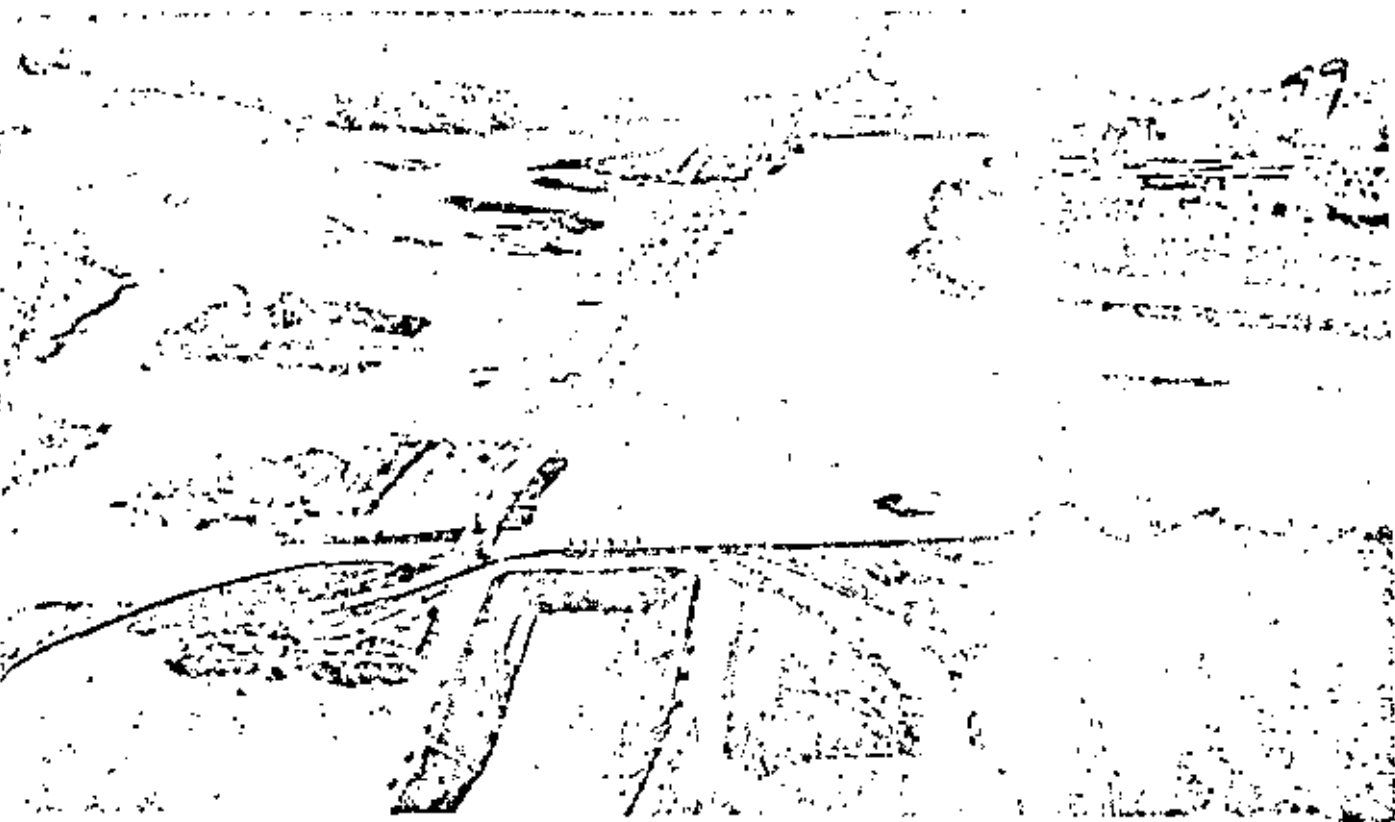
La presa tuvo un costo total de \$9 276 620.34, correspondiendo \$ 7 687 090.34 a pagos hechos a la compañía contratista; \$1 256 530.00 al importe del cemento y el acero de refuerzo; y \$ 333 000.00 al importe de las compuertas y sus mecanismos. En la cantidad anterior están incluidas las erogaciones necesarias para reparar los enrocamientos después del paso de la avenida de Enero de 1950.

La construcción de la presa derivadora de Culiacán permitió hacer un aprovechamiento más eficaz de las aguas del río Culiacán, reduciendo el desperdicio de agua que se tenía al hacer la derivación con un represo provisional o aprovechando el tirante del río durante las avenidas. Beneficios

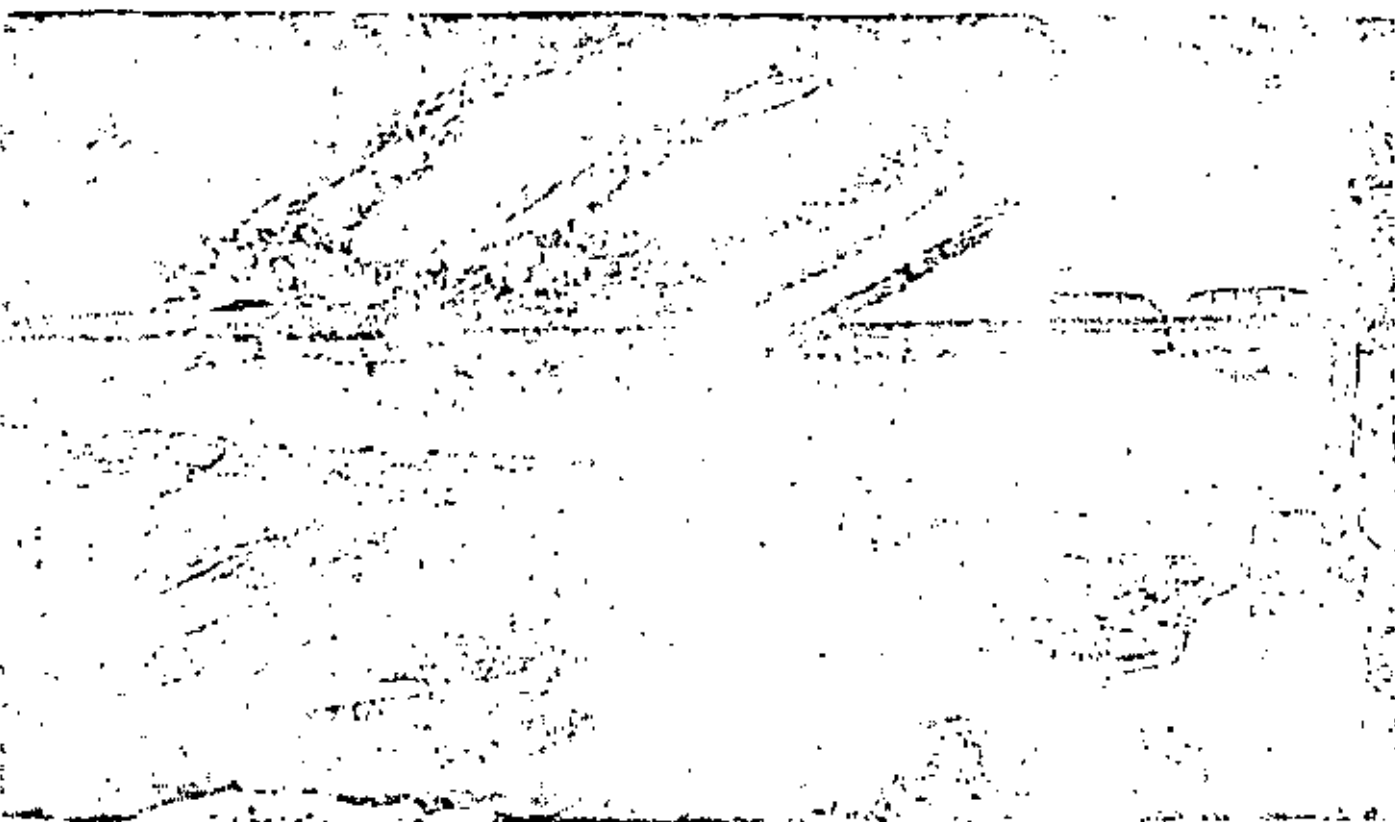
La presa derivadora de Culiacán permitió de inmediato, mejorar el abastecimiento de agua de una superficie de 40 000 Ha que ya se encontraba en cultivo en ambas márgenes. Posteriormente se amplió la superficie regada por esta presa en el valle de Culiacán hasta 83 400 Ha que, cuando se construya la presa de almacenamiento sobre el río Humaya, podrá ampliarse hasta 95 000 Ha.

La presa derivadora de Culiacán se utiliza como vado para el paso de vehículos en la carretera Guadalajara-Nogales, mientras se construye el puente correspondiente.

PRESA DERIVADORA DE CULIACAN. Vista desde la margen izquierda durante el paso
na avenida de l 200 m3/s.



PRESA DERIVADORA DE CULIACAN. Vista general desde la margen izquierda.



PRESA DERIVADORA DE CULIACAN. Vista general desde aguas abajo.

PRESA DERIVADORA DE SAN LORENZO

DISTRITO DE RIEGO DEL RIO SAN LORENZO, SIN

La presa derivadora de San Lorenzo está situada sobre el río del mismo nombre, a unos 4 Km aguas abajo del cruce de la carretera - Guadalajara-Nogales y a unos 600 m aguas arriba del rancho de San Lorenzo, en el municipio de Culiacán del Estado de Sinaloa.

Situación

La presa de San Lorenzo es la estructura derivadora del Distrito de Riego de San Lorenzo y se aprovechará en las diferentes etapas de desarrollo de éste para derivar las aguas del río San Lorenzo para riego de terrenos de ambas márgenes.

Objeto

La presa tiene como objetivo inmediato derivar las aguas de estiaje del río San Lorenzo para mejorar el abastecimiento de agua de una superficie de 10 000 Ha de terrenos situados en ambas márgenes y que actualmente reciben riego en forma deficiente. A continuación se ampliarán los sistemas de conducción y distribución que se originan en esta presa, para aumentar la superficie de riego hasta 25 000 Ha, aprovechando aguas de estiaje y avenidas no controladas.

En una etapa posterior se seguirá aprovechando la presa para derivar las aguas del río San Lorenzo, controladas en la presa de almacenamiento de El Comedero, para regar una superficie total de 80 000 Ha distribuidas en ambas márgenes.

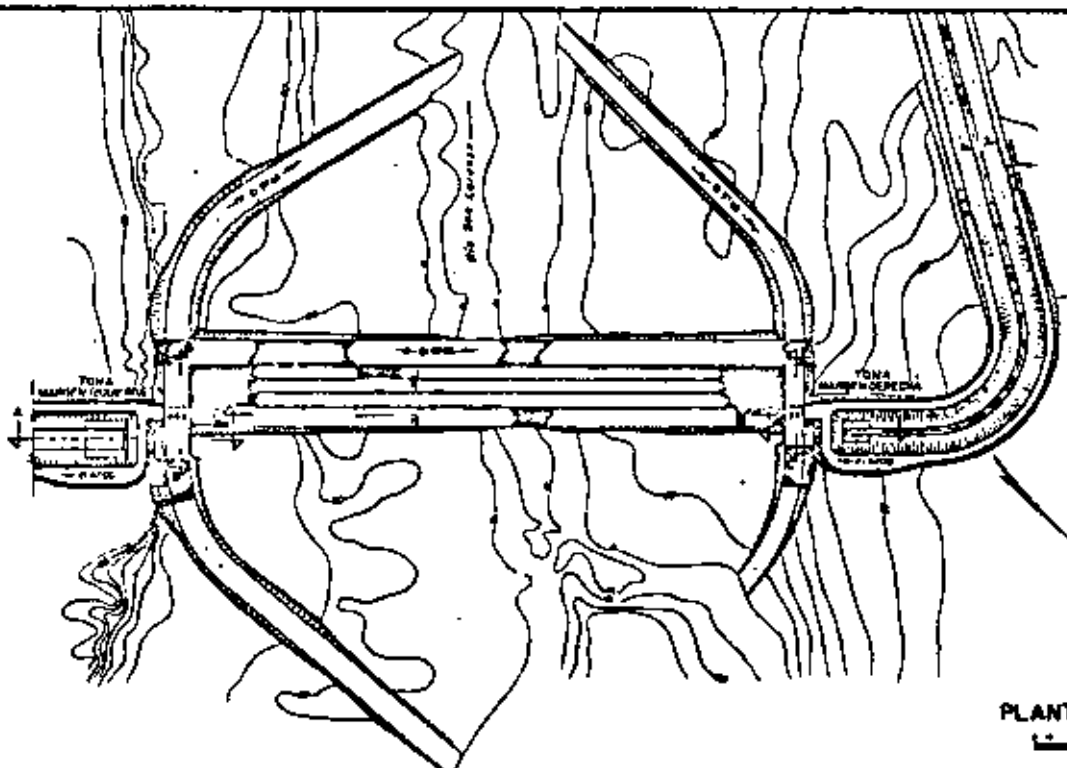
El aprovechamiento de las aguas de estiaje del río San Lorenzo se inició a principios del presente siglo, al construirse el canal Barrantes, que se inicia en un lugar cercano al rancho de San Lorenzo y regaba en forma deficiente unas 5 000 Ha de terrenos de la margen derecha que abastecen de caña al ingenio de El Dorado. Posteriormente se construyó el canal Colorado, que riega unas 5 000 Ha de terrenos de la margen izquierda y se inicia aguas arriba del anterior.

Antecedentes

La superficie dominada por ambos canales era de unas 10 000 Ha, regándose anualmente en forma precaria, debido a la falta de una presa derivadora y de un sistema de riego bien acondicionado, una superficie variable de acuerdo con el gasto de estiaje del río San Lorenzo, teniendo dificultades en la zona agrícola tributaria del ingenio de El Dorado, que impedían el abastecimiento eficiente de caña. Esta zona no podía regarse con aguas del río Culiacán debido a las limitaciones que se tienen para el aprovechamiento de esta corriente mientras se construye un almacenamiento sobre el río Humaya.

Ante esta situación, en el año de 1953 intervino la Secretaría de Recursos Hidráulicos, iniciando en el mes de Octubre la construcción de la presa derivadora de San Lorenzo, que se terminó en Julio de 1954.

51



PLANTA GENERAL

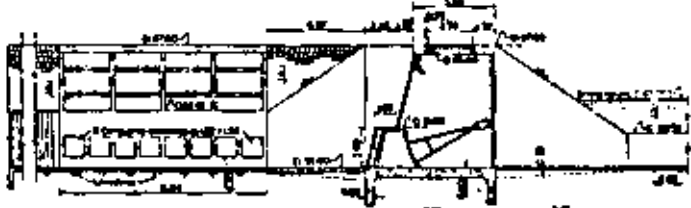


SECCION DE LA CORTINA



CORTE A-A

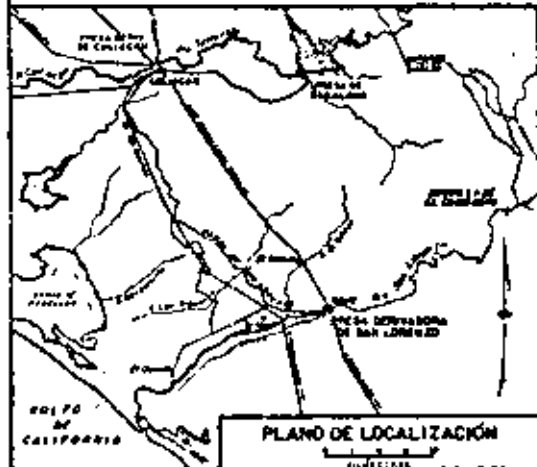
| DATOS DEL PROYECTO | |
|---|-----------|
| Longitud de la presa | 14.00 m |
| Longitud de la zona de abastecimiento | 409.00 m |
| Área de riego | 9 000 cfs |
| Carga de agua | |
| Elevación de la cresta en su parte superior | 88.00 m |
| Capacidad de la zona de abastecimiento | 88.00 cfs |
| Elevación de la cresta en su parte inferior | 88.00 m |
| Capacidad de la zona de abastecimiento | 88.00 cfs |



CORTE B-B



CORTE C-C



PLANO DE LOCALIZACIÓN

DISTRITO DE RIEGO DEL RÍO SAN LORENZO, SIN. PRESA DERIVADORA DE SAN LORENZO

Esta presa está provista de una obra de toma en cada margen don le se iniciarán los canales principales correspondientes.

El canal de la margen derecha, que ya se encuentra en construcción, alimenta en el Km 3.5 al canal Barrantes, abasteciendo de agua al antiguo sistema de riego, y se prolongará hasta encontrar al canal principal de la margen izquierda del Distrito de Riego del Río Culiacán en un lugar cercano a Costa Rica, dominando 20 000 Ha que incluyen 3 000 Ha que actualmente se riegan por bombeo con aguas del mencionado canal principal.

El canal Colorado se conectó con la obra de toma de la margen izquierda de la presa derivadora de San Lorenzo, para abastecer de agua al antiguo sistema de esta margen, que está siendo mejorado.

Posteriormente, al construirse la presa de almacenamiento de El Comedero, la obra de toma de la margen izquierda se adaptará para el canal principal de la misma margen, que regará una superficie total de 60 000 Ha, incluyendo las 5 000 Ha que ya tienen riego actualmente.

La presa derivadora de San Lorenzo se construyó en el sitio donde el río San Lorenzo sale a la gran planicie costera del Estado de Sinaloa.

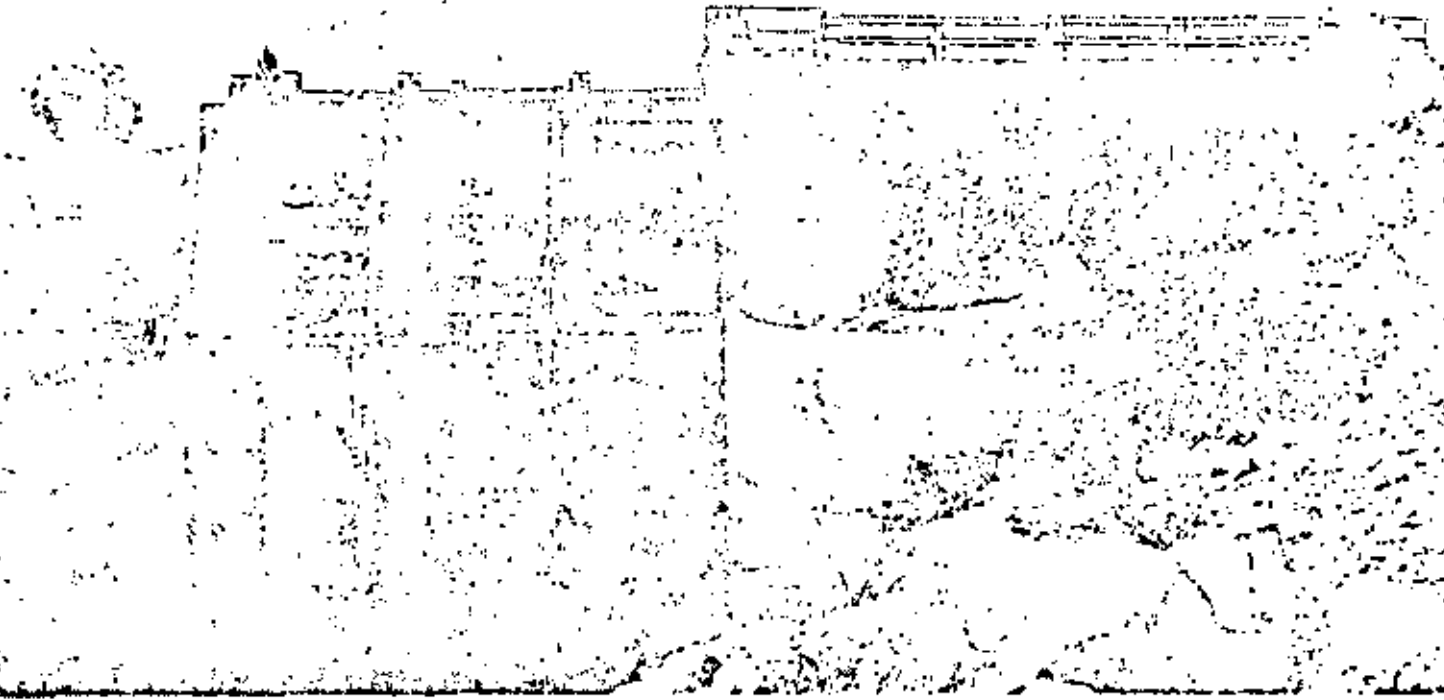
Descripción general de la obra

La presa está constituida esencialmente por una sección vertedora y estructuras de limpia y de toma para cada margen, ligadas con aquélla.

La sección vertedora tiene unos 435 m de longitud y 3.40 m de altura máxima sobre el lecho del río. Está construida en su mayor parte de enrocamiento a volteo colocado sobre el material de acarreo del río, previa limpia.

La cresta vertedora está formada por un muro de concreto simple de 3.00 m de altura y 1.00 m de espesor, provisto de una zapata de 2.00 m de anchura en la base, que se desplantó sobre una capa de grava de 0.40 m de espesor, quedando su cresta a la elevación 61.00 m. En el paramento de aguas arriba se apoya una zona de relleno de tierra vaciada a volteo y compactada con el paso de los vehículos, de unos 13 m de anchura y que está empotrada en el material de acarreo del río mediante una trinchera de 1.50 m de profundidad. Este relleno está protegido con una capa de roca de 1.00 m de espesor y talud de 3:1, con una ligera curvatura en la parte superior para rematar a la altura de la cresta vertedora, vaciándose concreto en los huecos que quedan entre las rocas en una faja de 8.00 m inmediata a aquélla.

Aguas abajo del muro vertedor se construyó un amplio delantal de enrocamiento de unos 50 m de anchura y 1.50 m de espesor mínimo, desplantado sobre una capa de grava de 0.40 m de espesor y que se inicia 1.00 m abajo de la cresta vertedora con una banquetta de 10.00 m de anchura, siguiendo a continuación con una pendiente de 10:1 por



PRESA DERIVADORA DE SAN LORENZO. Obra de limpieza de la margen derecha.

una distancia de 23.50 m, hasta encontrar el lecho del río, para seguir 6.00 m horizontalmente, terminando en una trinchera de sección trapezoidal de 5.00 m de anchura de plantilla, unos 3.50 m de profundidad y taludes de 1.5:1 del lado de aguas arriba y 2:1 aguas abajo, rellena de roca, que liga con la zona de enrocamiento del delantal y cuya parte superior coincide con el nivel del lecho del río.

La superficie del enrocamiento en este delantal está formada por piedras de gran tamaño y sin finos intermedios, con el acomodo necesario para evitar la formación de cauces que pudieran ampliarse con el escurrimiento del agua.

En el delantal de enrocamiento se construyeron 3 costillas de concreto paralelas al muro vertedor y espaciadas 11.75 m de centro a centro, quedando la primera a 10.00 m de ésta. Estas costillas tienen como mínimo 1.50 m de anchura en la superficie, 1.00 m en la base y 1.25 m de profundidad y para alojarlas se excavaron zanjas en el enrocamiento, que se rellenaron de concreto con las precauciones necesarias para ligar las rocas con las paredes y el fondo.

En todo lo ancho del delantal y abarcando desde el muro vertedor hasta el eje de la zanja de aguas abajo, los huecos superficiales entre las rocas se rellenaron de concreto, dejando sin colar áreas aisladas de 1 m² que funcionan como lloraderos. Además, se dejaron sin rellenar de concreto fajas de 1.00 m de anchura del lado de aguas arriba de cada costilla y a lo largo de éstas.

Las estructuras de limpia y de toma están situadas en los extremos de la presa, ligadas con ésta, y se construyeron totalmente de concreto reforzado.

La obra de limpia de la margen derecha consiste esencialmente en una losa o plataforma de 0.80 m de espesor cuya cara superior constituye el piso de la estructura y donde se desplantan en los extremos muros de 0.60 m de espesor y 2 machones intermedios también de 0.60 m de espesor, unos 9 m de altura y espaciados 4.00 m, que forman 3 cámaras y que soportan al puente de maniobras situado en la parte superior. En las cámaras se alojan 3 compuertas radiales de 4.00 m de anchura, por 3.00 m de altura, con su umbral a la elevación 58.00 m, que aproximadamente coincide con la elevación del lecho del río. Las compuertas se accionan desde el puente de maniobras, que tiene su rasante a la elevación 67.00 m. La estructura está provista en su extremo de aguas arriba de una pantalla de concreto con talud de 0.25:1 para formar orificios. Inmediatamente aguas arriba de los orificios se dejaron ranuras para colocar agujas, que en caso necesario permiten cerrar herméticamente los conductos. Las agujas se operan desde una losa de concreto que se coló a la elevación 61.00 m, inmediatamente abajo de la pantalla y ligada con ésta.

El agua llega a la estructura por un canal de arrastre construido a nivel, de unos 135 m de longitud, que se inicia en el cauce de estiaje del río y tiene 13.20 m de anchura de plantilla y taludes de



PRESA DERIVADORA DE SAN LORENZO. Vista general.

1.5:1. La plantilla se encuentra a la elevación 58.00 m. Este canal pasa frente a la obra de toma y termina al llegar a las compuertas de la obra de limpia. En la salida de la obra de limpia se inicia el canal de descarga, que tiene una longitud de 340 m y características semejantes al de arrastre, encontrándose su plantilla a la elevación -- 57.65 m. Este canal conduce las aguas al cauce de estiaje de la corriente, aguas abajo de la presa.

La obra de toma de la margen derecha está ligada con la estructura de limpia y su eje forma un ángulo de 90° con el de ésta, quedando su entrada enfrente del canal de arrastre. La estructura consiste esencialmente en 3 conductos cerrados de 28.30 m de longitud, de sección cuadrada de 1.52 m por lado, con revestimiento de concreto reforzado de 0.30 m de espesor, cuya entrada se controla por medio de compuertas deslizantes de 1.52 x 1.52 m que se accionan desde un puente de maniobras que es prolongación del correspondiente a la obra de limpia, quedando su rasante a la elevación 67.00 m.

Los umbrales de las compuertas están a la elevación 59.00 m, -- que es la misma de las plantillas de los conductos, quedando 1.00 m -- arriba del piso de la obra de limpia. Los conductos descargan en una transición donde se inicia el canal principal de la margen derecha.

La obra de toma de la margen derecha tiene una capacidad total de 20 m³/s.

La estructura de limpia de la margen izquierda consiste en una losa de 0.80 m de espesor, cuya cara superior constituye el piso de la estructura, en cuyos extremos se desplantan muros verticales de -- 0.60 m de espesor y en la parte intermedia 3 machones de 0.60 m de espesor, unos 9.00 m de altura y espaciados 4.00 m, que forman 4 cámaras de compuertas y soportan al puente de maniobras situado en la parte superior. Entre los muros y los machones se alojan 4 compuertas radiales de 3.00 m de altura por 4.00 m de longitud y 5.15 m de diámetro, con su umbral a la elevación 58.00 m, que sensiblemente coincide con la elevación del lecho del río. Las compuertas se accionan desde el puente de maniobras, que tiene su rasante a la elevación 67.00 m. La estructura está provista en su extremo de aguas arriba de una pantalla de concreto con talud de 0.25:1 para formar orificio. Inmediatamente aguas arriba de la pantalla y ligada con el extremo inferior de ésta se coló una losa de concreto a la elevación 61.00 m, desde -- donde se operan las agujas que se colocan en las ranuras que se dejaron a la entrada de los orificios y que permiten cerrar herméticamente la entrada del agua.

El agua llega a la estructura por un canal de arrastre a nivel, de unos 350 m de longitud, que se inicia en el cauce de estiaje del río y tiene 17.30 m de anchura de plantilla y taludes de 1.5:1. La -- plantilla se encuentra a la elevación 58.00 m. Este canal pasa frente a la obra de toma y termina al llegar a las compuertas de la obra de limpia. En la salida de la obra de limpia se inicia el canal de descarga que tiene una longitud de 360 m y características semejantes

57

al de arrastre, encontrándose su plantilla a la elevación 57.65 m. Este canal conduce las aguas al cauce de estiaje de la corriente.

La obra de toma de la margen izquierda está ligada con la estructura de limpia y su eje forma un ángulo de 90° con el de ésta, quedando enfrente del canal de arrastre. La estructura consiste esencialmente en 8 conductos cerrados de 28.00 m de longitud, de sección cuadrada de 1.52 m por lado, con revestimiento de concreto reforzado de 0.30 m de espesor, cuya entrada se controla por medio de 8 compuertas deslizantes de 1.52 x 1.52 m que se accionan desde un puente de manobras que es prolongación del correspondiente a la obra de limpia, quedando su rasante a la elevación 67.00 m.

Los umbrales de las compuertas están a la elevación 59.00 m, -- que es la misma de las plantillas de los conductos, quedando precisamente 1.00 m arriba del piso de la obra de limpia. Los conductos descargan en una transición donde se iniciará el canal principal de la margen izquierda.

La obra de toma de la margen izquierda tiene una capacidad total de 65 m³/s.

La estructura se diseñó considerando el paso de una avenida de 5 000 m³/s, que es más de el doble del gasto máximo alcanzado por la creciente ocurrida en el mes de Diciembre de 1943, que fué de 2 250 m³/s y es la máxima registrada en los últimos 30 años.

Operación de la presa

El gasto máximo escurrido por el río San Lorenzo, después de -- construida la presa, ha sido de 1 250 m³/s y se presentó en el mes de Enero de 1955, que pasó por la presa derivadora de San Lorenzo sin -- provocar ningún perjuicio a la estructura.

La presa derivadora de San Lorenzo fué construida por la compañía Constructora Grinda, S.A., conforme al contrato I-53-14, entre Octubre de 1953 y Julio de 1954 y tuvo un costo total de \$4 414 707.32, correspondiendo \$ 3 276 707.32 al importe de los pagos hechos a la -- compañía contratista y el resto al importe del cemento, acero de refuerzo, compuertas y mecanismos elevadores.

Costos

La presa derivadora de San Lorenzo es una obra típica entre las muchas presas derivadoras construidas por la Secretaría de Recursos -- Hidráulicos, en su mayor parte con los materiales disponibles en la región, para aprovechar al máximo los regímenes naturales de las corrientes de carácter permanente.

Beneficios

La construcción de esta presa permitió, de inmediato, mejorar el abastecimiento de agua de una superficie de 10 000 Ha de terrenos situados en ambas márgenes, que se regaban en forma precaria. A continuación, permitirá ampliar la superficie regada por simple derivación hasta 25 000 Ha, susceptible de ampliarse hasta 80 000 Ha cuando se construyan en la parte superior las obras de control de la corriente.

PRESA DERIVADORA DE PABELLONDISTRITO DE RIEGO DE PABELLON, AGS.

La presa derivadora de Pabellón forma parte del conjunto de -- Situación
obras que constituyen el Distrito de Riego de Pabellón. Está situada sobre el río del mismo nombre, tributario del río Santiago, a unos 37 Km aguas arriba de la confluencia y a unos 40 Km al Noroeste de la ciudad de Aguascalientes, en el municipio de Rincón de Romos del Estado de Aguascalientes.

La cuenca de captación del río Pabellón se extiende hasta el Estado de Zacatecas y cubre una superficie de 163 Km².

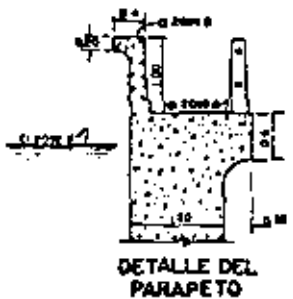
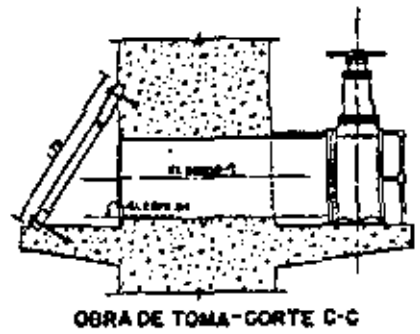
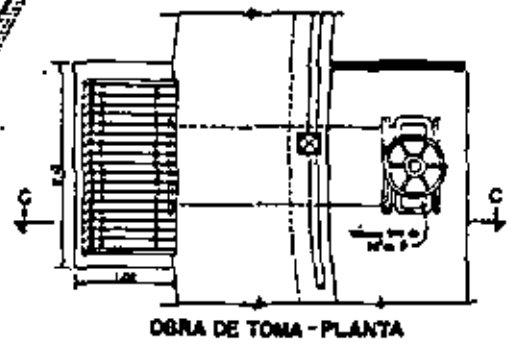
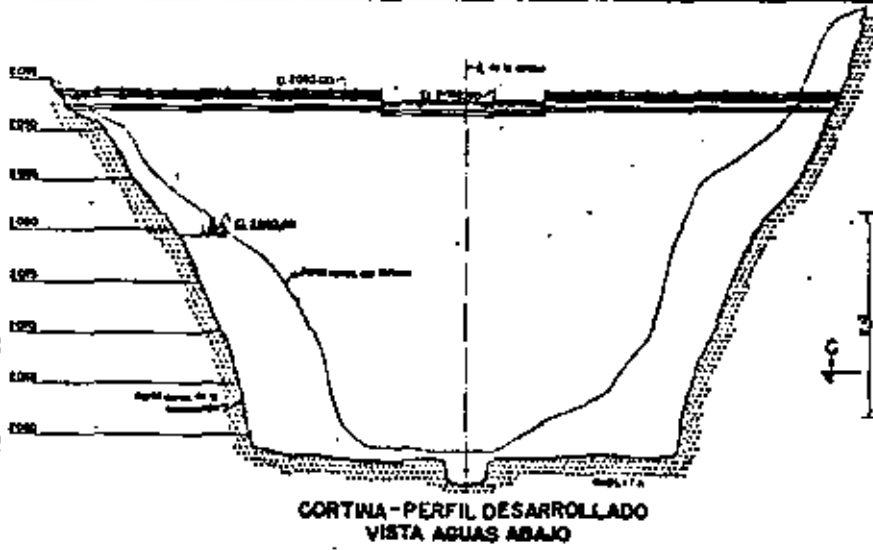
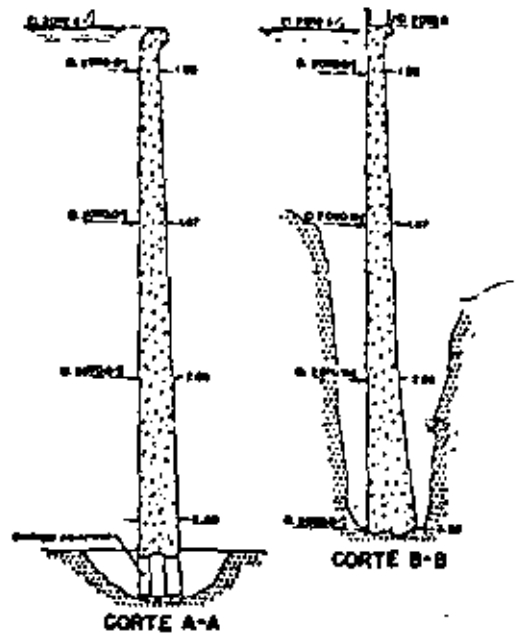
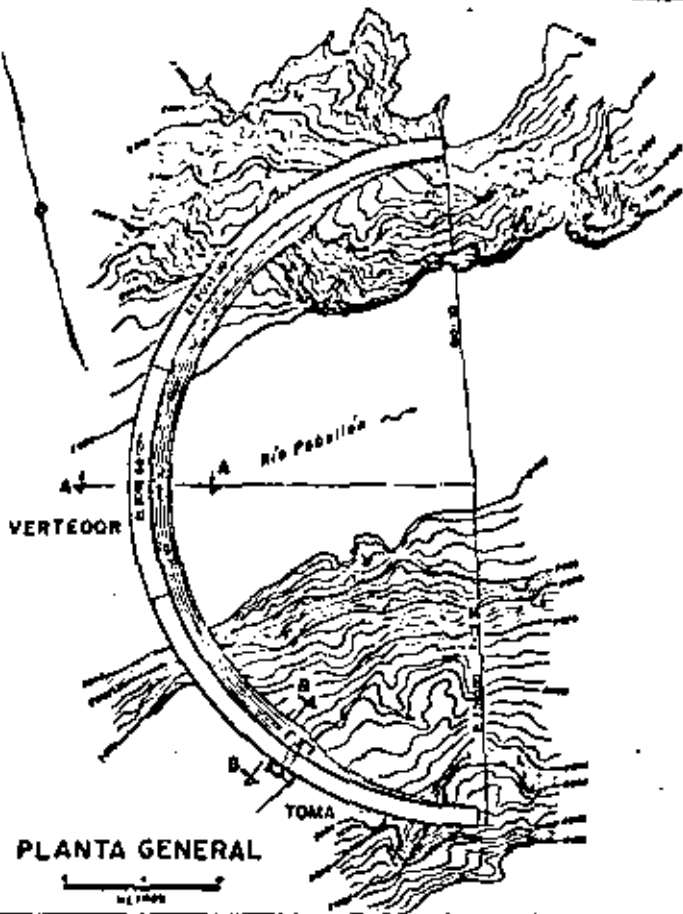
La presa de Pabellón tiene por objeto derivar los volúmenes de agua escurridos por el río Pabellón hacia la presa Calles, a través del túnel de Potrerillos, a fin de poder aumentar las extracciones de aquélla para satisfacer las demandas de riego del Distrito de Riego de Pabellón. Objeto

Al efectuarse los estudios del actual Distrito de Riego de Pabellón, se consideraron por separado los aprovechamientos de los ríos Santiago y Pabellón, es decir, se estudiaron presas de almacenamiento sobre ambas corrientes. Posteriormente se desechó el proyecto original en vista del alto costo de la presa de almacenamiento de Pabellón, ya que la boquilla es bastante amplia y se requería una cortina de gran altura y longitud para conseguir la capacidad requerida para aprovechar eficientemente el río, dado su carácter torrencial. Finalmente se aceptó la construcción de una presa derivadora en un sitio localizado aguas arriba para derivar las aguas del río Pabellón hacia la cuenca del río Santiago para almacenarlas en la presa Calles. Antecedentes

La construcción de la presa derivadora de Pabellón fué uno de los últimos trabajos realizados en el Distrito y se llevó a cabo de 1930 a 1931, después de construida la presa Calles y demás obras complementarias.

La presa se construyó en un estrechamiento del cañón de Potrerillos, labrado en riolita y que presentaba condiciones generales bastante atractivas, requiriéndose una pequeña limpia para desplantar la cortina. Descripción general

La cortina es del tipo de arco simple y tiene un radio constante de 21.30 m, habiéndose construido totalmente de concreto. Tiene una altura máxima de 32 m desde el desplante de la cimentación y espesores de 2.80 m en el fondo y 1.20 m en la corona, siendo la longitud de ésta de 75 m. La corona está a la elevación 2093.00 m, excepción hecha de un tramo de 15 m de longitud, localizado en el centro y con su cresta a la elevación 2092.60 m.



| DATOS DEL PROYECTO | |
|---|-----------|
| Corona de la obra (metros) | 10.00 m |
| Longitud de la obra (metros) | 10.00 m |
| Elevación de la cota en el centro del río (m) | 1000.00 m |

DISTRITO DE RIEGO DE PABELLON, AGS.
PRESA DERIVADORA DE PABELLON

3,
60

En caso de que se presente una avenida extraordinaria, la cortina puede derramar en toda su longitud.

A lo largo de la corona y del lado de aguas arriba se construyó un parapeto de concreto de 1.00 m de altura.

En la construcción de la cortina entraron 2 300 m³ de concreto.

La presa está provista de una toma a través de la cortina, que consiste esencialmente en una tubería de 0.91 m (36") de diámetro, -- provista en su extremo de aguas abajo de una válvula de mariposa del mismo diámetro, para control de extracciones, y contando aguas arriba con una rejilla inclinada, con su desplante a la elevación 2079.54 m. Esta toma permite hacer las extracciones destinadas a satisfacer antiguas concesiones situadas aguas abajo.

La derivación hacia la presa Calles se hace a través del túnel de Potrerillos cuya obra de toma está situada a unos 500 m aguas arriba de la presa derivadora de Pabellón, quedando la plantilla en la entrada a la elevación 2086.40 m. El túnel se revistió con una capa de mampostería de 0.40 m de espesor; tiene sección en herradura de 3.20 m de diámetro, siendo su longitud de 2950.00 m y la pendiente de -- 0.003, con una capacidad de 15 m³/s. La capacidad fijada al túnel -- permite derivar la totalidad de los escurrimientos del río de Pabellón hacia la presa Calles.

Los trabajos de construcción de la presa de Pabellón, realizados en 1930 y 1931 tuvieron un costo total de \$ 160 000.00, incluyen el costo de acondicionamiento del camino de construcción, y el can pamento. Cosots

En la actualidad se han incrementado notablemente los costos para este tipo de obras.



PRESA DERIVADORA DE JOCOQUI

DISTRITO DE RIEGO DE PABELLON, AGS.

La presa de Jocoqui forma parte del Distrito de Riego de Pabellón. Está situada sobre el río Santiago tributario del río Aguascalientes, a unos 9 Km aguas abajo de la presa Calles y a unos 26 Km al Noroeste de la Ciudad de Aguascalientes, en el municipio de Rincón de Romos del Estado de Aguascalientes.

Situación

La presa de Jocoqui tiene por objeto derivar los volúmenes de agua extraídos a la presa Calles, hacia la zona de riego, a través de un túnel en cuyo extremo de aguas abajo se inicia el canal principal del Distrito.

Objeto

El problema de conducción de las aguas extraídas a la presa Calles hacia la zona de riego originó una serie de estudios minuciosos por la circunstancia de que dicho almacenamiento se construyó a la entrada del cañón de Santiago, profundo y con laderas muy escarpadas, - teniéndose que construir a la salida del mismo una presa derivadora de gran altura para poder dominar los terrenos agrícolas de buena calidad y al mismo tiempo para cruzar el río de Pabellón en la forma más ventajosa, evitando tocar la laguna de Pabellón y el casco de la hacienda del mismo nombre.

Antecedentes

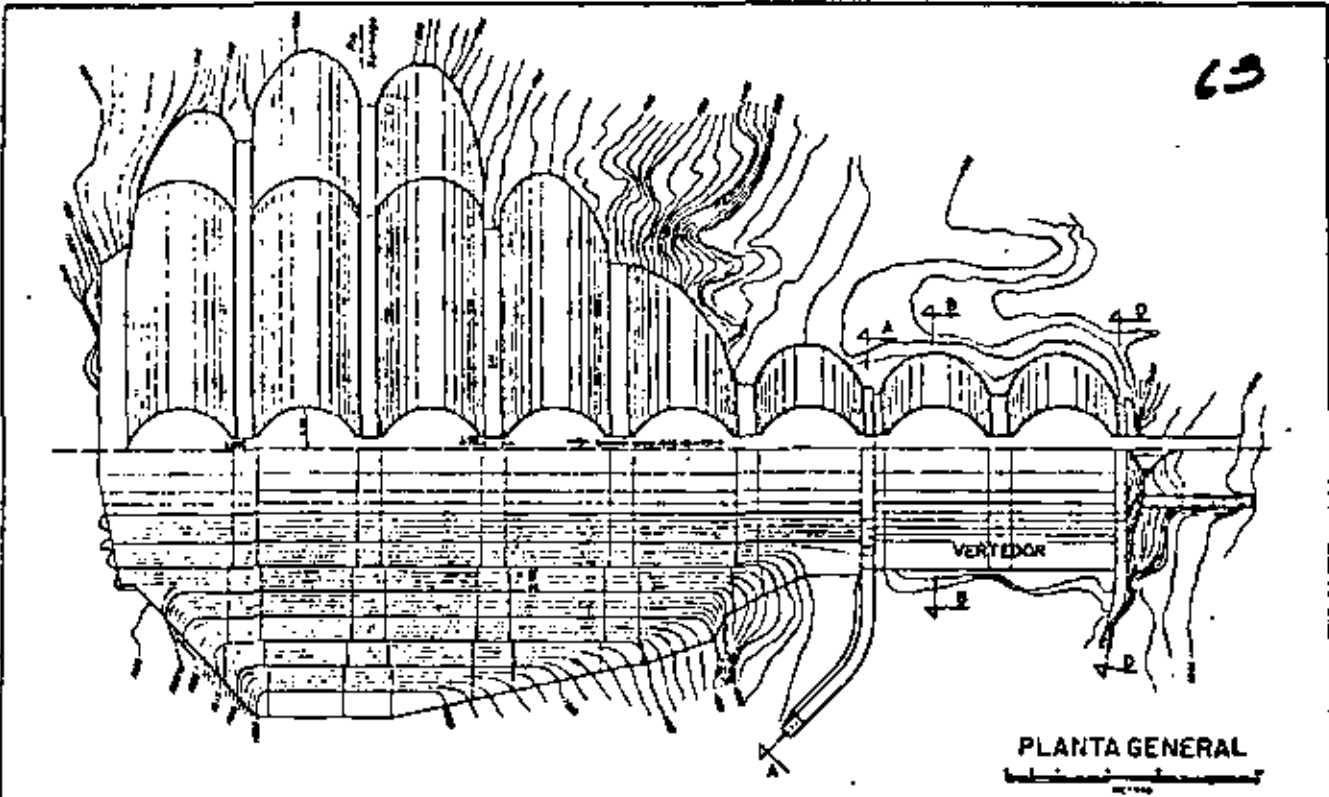
Se estudiaron varios sitios para la construcción de la presa y los primeros kilómetros del canal principal. En el sitio finalmente aceptado para la derivación, localizado a la salida del cañón, se estudiaron dos alternativas para conducir el agua a los terrenos de riego; la primera consiste en un canal con origen en la presa y alojado en la ladera izquierda, y la segunda, en un túnel, que atraviesa el espolón que separa el cauce del río de los terrenos de riego. Esta última resultó más económica y al mismo tiempo más segura que la primera, iniciándose las obras desde luego.

En vista de que el sitio elegido para la construcción de la presa derivadora presenta condiciones geológicas bastante favorables, ya que el cañón está labrado en riolita, requiriéndose solamente una linpia moderada en el cauce, se estudiaron varias alternativas para cortina de tipo rígido, haciéndose anteproyectos de arco de concreto, de gravedad de mampostería y de arcos múltiples de concreto reforzado, - apoyados en pilas de mampostería, aceptándose esta última por presentar condiciones generales más favorables que las anteriores.

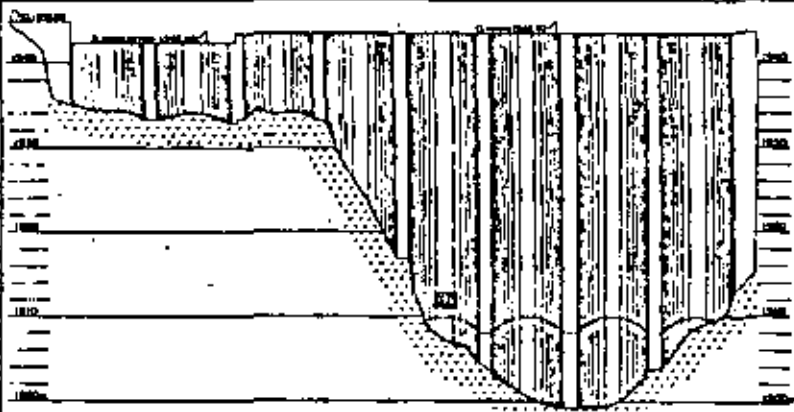
La construcción de la presa se inició en 1928, antes de terminar la presa Calles, y se terminó en 1929.

Tomando en cuenta las condiciones topográficas y geológicas de la boquilla, así como los materiales disponibles en lugares cercanos,

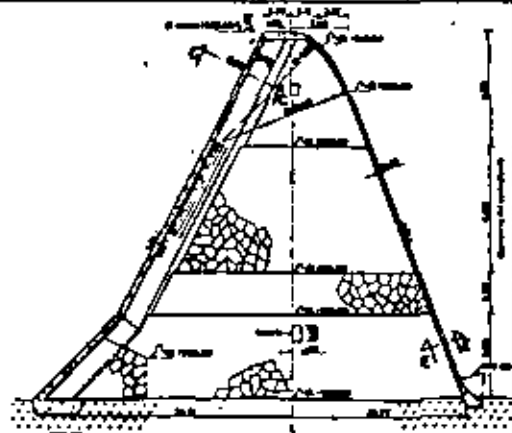
Descripción general



PLANTA GENERAL



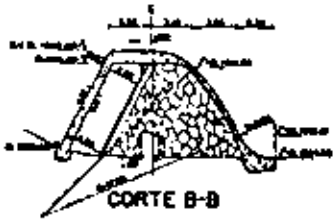
ELEVACION



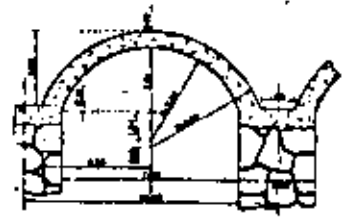
SECCION MAXIMA



CORTE A-A



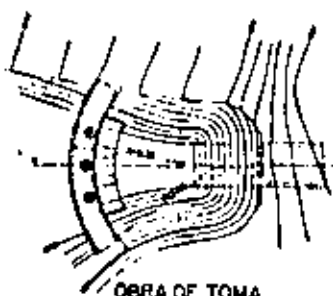
CORTE B-B



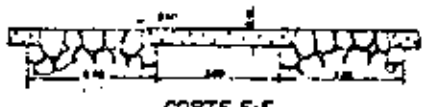
CORTE C-C



CORTE D-D



OBRA DE TOMA PLANTA



CORTE E-E

| DATOS DEL PROYECTO | |
|----------------------------------|--------------------------|
| Capacidad total del valle | 1000-0000 m ³ |
| Longitud de la presa | 80m |
| Longitud de la canal derivadora | 270m |
| Elevación de la cresta vertedero | 1945.00m |
| Elevación de la cresta vertedero | 1942.00m |
| Elevación de la base (Torre) | 1938.00m |
| Elevación de la base Normal | 1937.00m |

DISTRITO DE RIEGO DE PABELLON, AGS.
PRESA DERIVADORA DE JOCOQUI

GA

se aceptó la construcción de una presa del tipo de arcos múltiples de concreto, apoyados en contrafuertes de mampostería.

La cortina tiene 44 m de altura máxima desde el fondo del cauce y unos 80 m de longitud, constando esencialmente de 8 arcos de concreto reforzado de unos 3 m de radio interior y espesor variable de 1.00 m en el fondo a 0.60 m en la corona, apoyados en grandes contrafuertes de mampostería de piedra con mortero de cemento, de espesor variable de 5.00 m en la base a 3.00 m en la corona, espaciados unos 10 m de centro a centro y contruidos con grandes piedras hasta de 5 y 6 toneladas. La corona está a la elevación 1943.40 m.

La cara de aguas arriba de la cortina, constituida por los arcos de concreto, tiene un talud de 1:1 desde el fondo del cauce hasta la elevación 1910.00 m y de 0.52:1 desde esta elevación hasta la corona. La cara de aguas abajo, formada por un delantal de concreto, de 0.45 m de espesor, tiene un talud de 0.38:1.

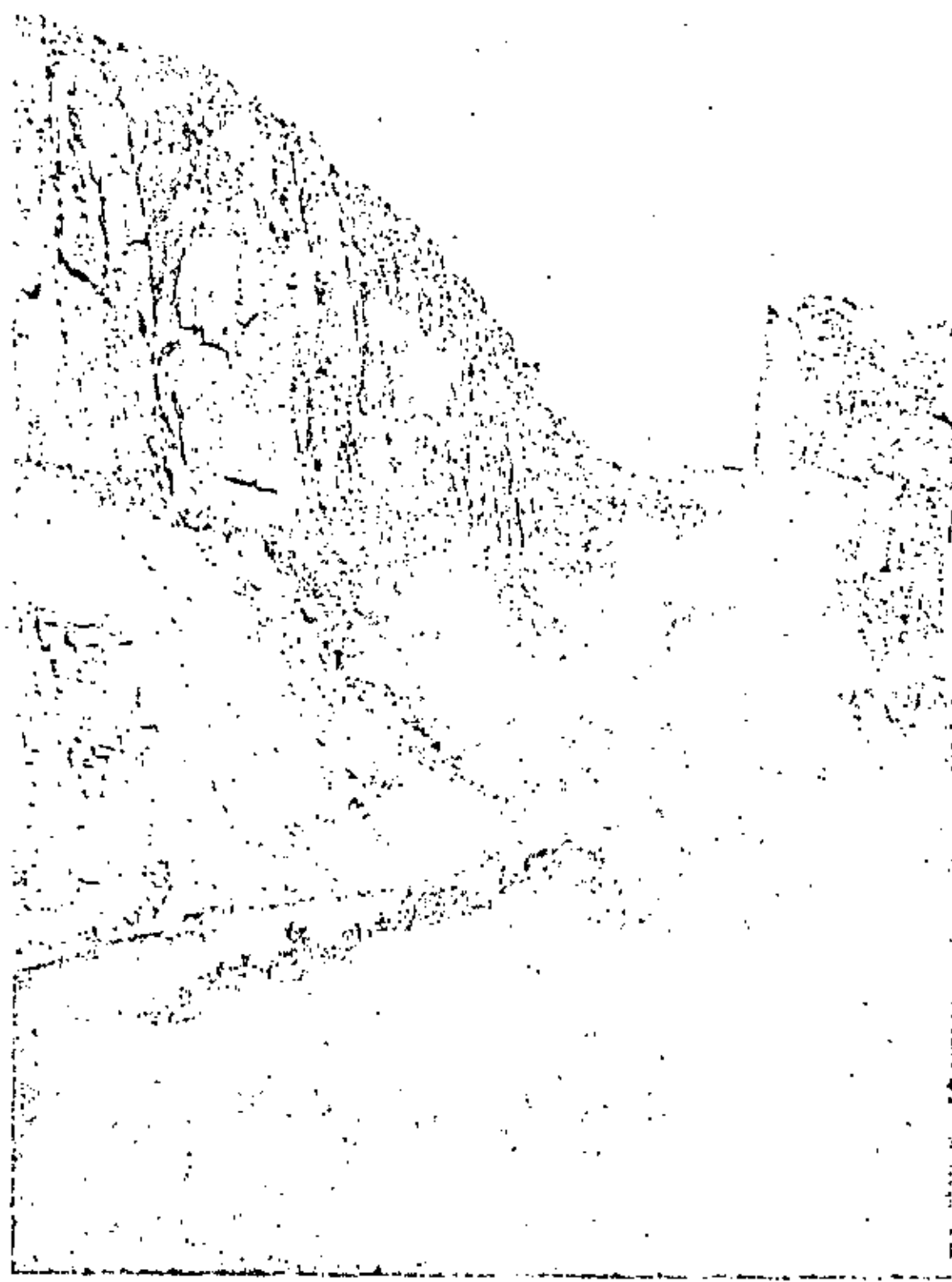
El extremo izquierdo de la cortina, que corresponde a los dos últimos arcos, es vertedor y tiene una longitud de 20 m, quedando su cresta a la elevación 1942.40 m, o sea 1 m abajo de la corona. El último arco está ligado con el terreno natural por medio de un muro de mampostería de sección de gravedad con su corona a la elevación 1945.00 m. El tramo vertedor está limitado a los lados por muros de guía que llegan hasta el terreno natural.

Las crecientes que se generen en la parte de la cuenca comprendida entre las presas Calles y Jocoquí derraman por el vertedor. En caso de que se presenten gastos mayores de los normales, porque derrame la obra de excedencias de la presa Calles, la cortina puede trabajar como vertedor en toda su longitud.

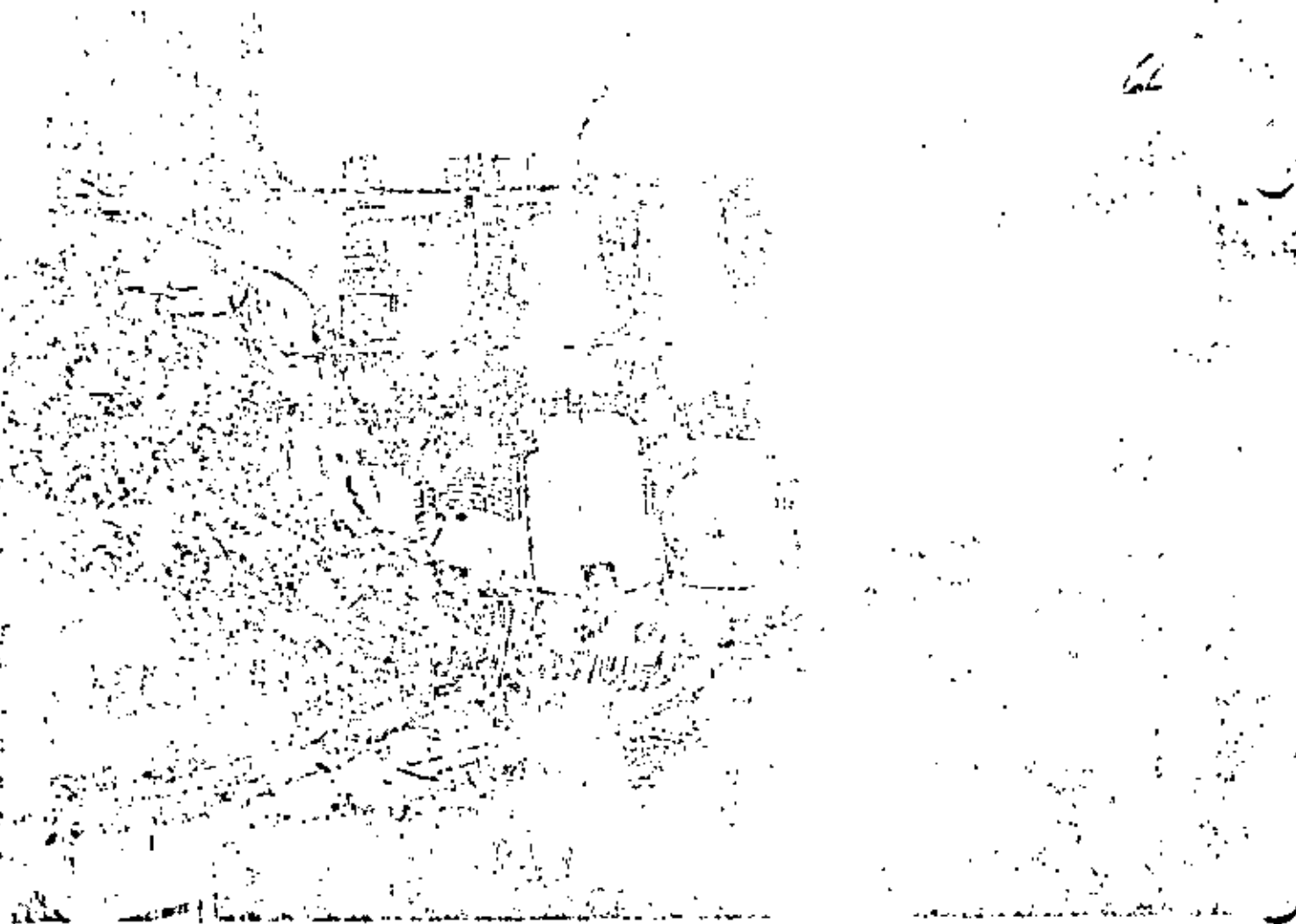
Al pie de la presa y atravesando uno de los arcos están instaladas dos tuberías de 0.76 m de diámetro, ahogadas en concreto, controladas por válvulas de compuerta del mismo diámetro, que se utilizan para suministrar la cantidad de agua que tenía concesionada con anterioridad la hacienda de Santiago, que toma el agua directamente del río aguas abajo de la presa derivadora. El eje de esta toma se encuentra a la elevación 1912.00 m.

La principal función de esta presa es la de derivar las aguas extraídas de la presa Calles hacia la zona de riego; pero el vaso que se forma aguas arriba tiene una capacidad de 10 millones de m³, permitiéndole regularizar dichas extracciones, así como aprovechar las aportaciones del tramo de conducción.

La conducción del agua de la presa derivadora a los terrenos de riego se hace a través de un túnel que se inicia a la orilla de un pequeño arroyo de muy fuerte pendiente, que descarga inmediatamente aguas arriba de la presa. El túnel tiene sección en herradura de 3.00 m de diámetro, longitud total de 1 337 m y pendiente de 0.002, siendo su capacidad de 13.4 m³/s.



Salida del Cañon de Santiago. Sitio donde se construye la presa de Jocoqui.



PRESA DERIVADORA JOCOQUI. Vista del lado de aguas abajo durante la construcción.

La entrada del túnel se controla por medio de una estructura de concreto provista de 3 compuertas deslizantes de 1.46 x 1.83 m (4.8' x 6') que se accionan por medio de mecanismos elevadores y vástagos de un puente de maniobras con su rasante a la elevación 1947.25. En caso de que el vertedor de la presa Calles trabaje a toda su capacidad, el nivel del agua ascenderá hasta la elevación 1946.50 m, quedando un bordo libre de 0.75 m en esta estructura. El umbral de las compuertas está a la elevación 1939.00 m.

Para la cimentación de la presa derivadora de El Jocoqui fué necesario remover 6 500 m³ de tierra y unos 10 000 m³ de roca. En la construcción de la cimentación, los arcos y el delantal de la cortina entraron 5 460 m³ de concreto y unos 18 400 m³ de mampostería, correspondiendo 18 000 m³ a los contrafuertes y 400 m³ al vertedor.

Los trabajos de construcción de la presa realizados de 1928 a - Costos 1929, tuvieron un costo total de \$ 1 108 000.00, incluyendo el costo de todos los trabajos preliminares, como camino de construcción, campamento, servicios generales y administración.

En los años cuando la presa fué construida los costos para trabajos semejantes eran mucho más bajos que en la actualidad.



PRESA DERIVADORA DE LAS PILAS

DISTRITO DE RIEGO DEL RIO TEHUANTEPEC, OAX.

La presa de Las Pilas es la estructura derivadora del Distrito de Riego del Río Tehuantepec y se construyó sobre el río del mismo nombre, a unos 9 Km aguas arriba de la población de Tehuantepec.

Situación

La presa de Las Pilas tiene por objeto derivar las aguas del río Tehuantepec, para regar en la margen izquierda la máxima superficie que puede beneficiarse mediante el aprovechamiento del régimen natural de esta corriente. Posteriormente se aprovechará mediante algunas adaptaciones para derivar las aguas del río Tehuantepec, regularizadas en un almacenamiento que se construya aguas arriba, haciendo el aprovechamiento óptimo de esta corriente.

Objeto

El aprovechamiento en riego de las aguas del río Tehuantepec se inició desde antes de la conquista mediante un sistema primitivo de canales, que fué ampliado y mejorado a principios del siglo XVII por los padres dominicos establecidos en la región, beneficiando a una faja de tierras situada en la margen izquierda del río y comprendida entre las poblaciones de Mixtequilla y Tehuantepec.

Antecedentes

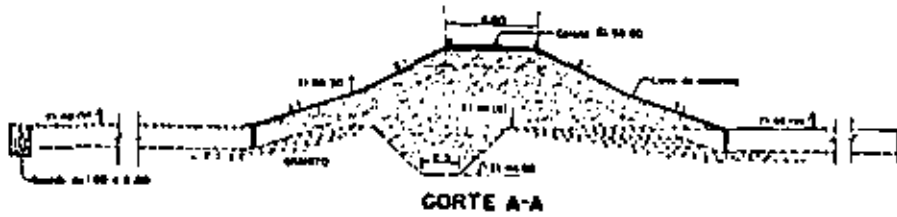
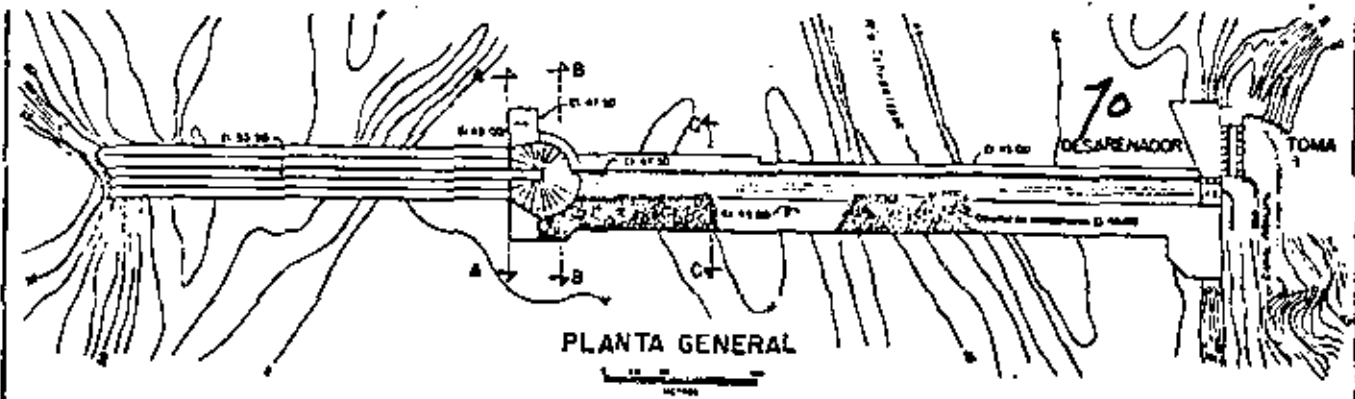
La derivación de las aguas se hacía mediante un represo provisional construido a través del río, formado con horcones de madera que servían de puntales a una palizada rolliza sobre la que se colocaban ramas y hojas de plátano, cubiertas con piedras y arena del cauce del río. Este represo permitía la sobre-elevación del tirante y la derivación a través de una zanja iniciada dentro del propio cauce, que penetraba poco a poco en las vegas cultivables.

Estas obras rudimentarias de derivación y conducción eran destruidas por las avenidas del río provocando deficiencias en el riego mientras se ejecutaban las reparaciones e impidiendo el desarrollo de la región.

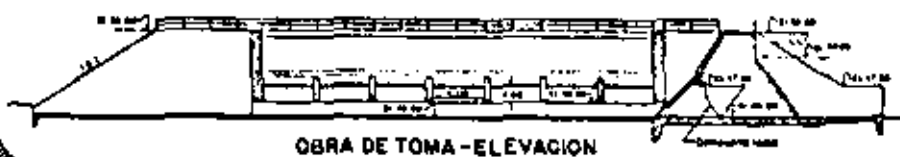
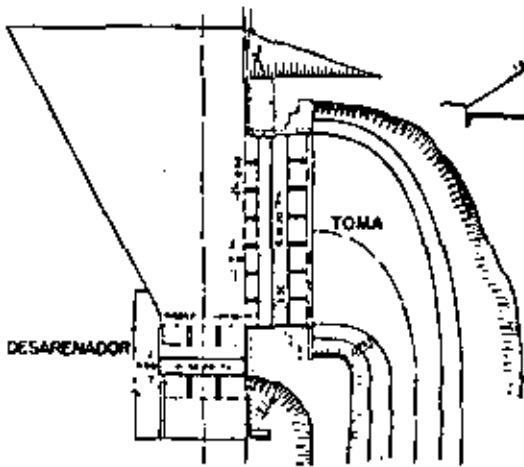
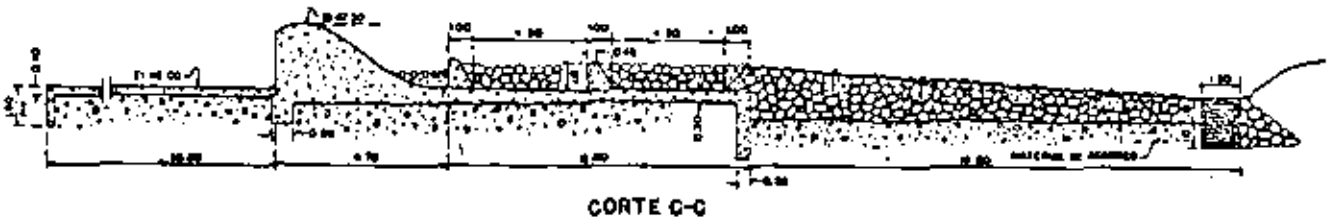
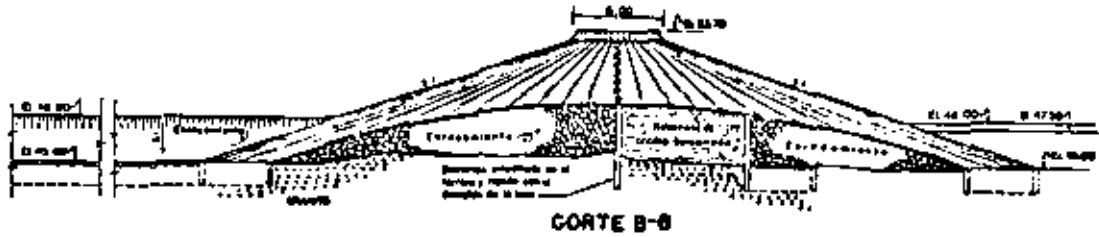
En diferentes ocasiones a partir de la segunda decena del presente siglo se efectuaron reconocimientos preliminares de la región, atendiendo solicitudes para la construcción de obras de riego, pero fué hasta el año de 1935 cuando la extinta Comisión Nacional de Irrigación inició los estudios que permitieron hacer la planeación general del Distrito de Riego de Tehuantepec.

Los trabajos de construcción del Distrito se iniciaron por la presa derivadora de Las Pilas, que se inició en 1937 y se terminó en 1940, substituyendo a la antigua presa provisional de Mixtequilla y pasando a alimentar desde luego al canal del mismo nombre.

Después de estar prestando servicios durante cuatro años, la presa de Las Pilas fué peligrosamente dañada por la crecient. extra-



| DATOS DEL PROYECTO | |
|--|------------------------|
| Elevación de la presa en su altura | 47.70m |
| Longitud de la presa en su eje | 422.00m |
| Área de la presa | 2.887.12m ² |
| Vol. de concreto para la presa (m ³) | 4.10m ³ |
| Costo de la presa en su eje | 48.70m |
| Capacidad de la presa | 30m ³ |
| Elevación del nivel del agua en su eje | 46.80m |



**DISTRITO DE RIEGO DE TEHUANTEPEC, OAX.
PRESA DERIVADORA LAS PILAS**

ordinaria, con gasto máximo de 6 000 m³/s, ocurrida el 24 de Septiembre de 1944, teniéndose que reconstruir de 1945 a 1946 con algunas modificaciones.

Simultáneamente con los trabajos de reconstrucción de la presa derivadora de Las Pilas, se inició la construcción del canal principal con su sistema de distribución y las redes de drenaje y cañinos correspondientes, que dominan una superficie de 21 000 Ha y se terminaron en 1948, pasando la mencionada presa a servir dicha superficie, que incluye las 3 200 Ha de la zona de Mixtequilla.

En el sitio de Las Pilas el cauce del río Tehuantepec está cubierto por una gruesa capa de material de acarreo formado por arena, grava y cantos rodados. La ladera derecha está formada por una serie de lomas graníticas bajas y la izquierda, donde se cimentaron las estructuras de toma y de limpia, por rocas metamórficas que descansan sobre granitos.

Geología

La presa derivadora de Las Pilas está constituida por 3 partes principales: 1) Sección central vertedora, 2) Dique de limitación que cierra el lado derecho del cauce, y 3) Estructuras de toma y de limpia en el extremo izquierdo del cauce.

Descripción general de la obra

La sección vertedora ocupa la parte central del cauce y consiste en un cimacio de concreto ciclópeo de 400 m de longitud y 2.50 m de altura sobre el lecho. Está provista en su extremo de aguas arriba de un dentellón de 0.80 m de espesor y 2.50 m de profundidad media; aguas abajo se prolonga por medio de una losa de concreto de espesor variable y de 12 m de longitud, terminando en un deflector con dentellón de 0.50 m de espesor y 2.00 m de profundidad media.

Sección vertedora

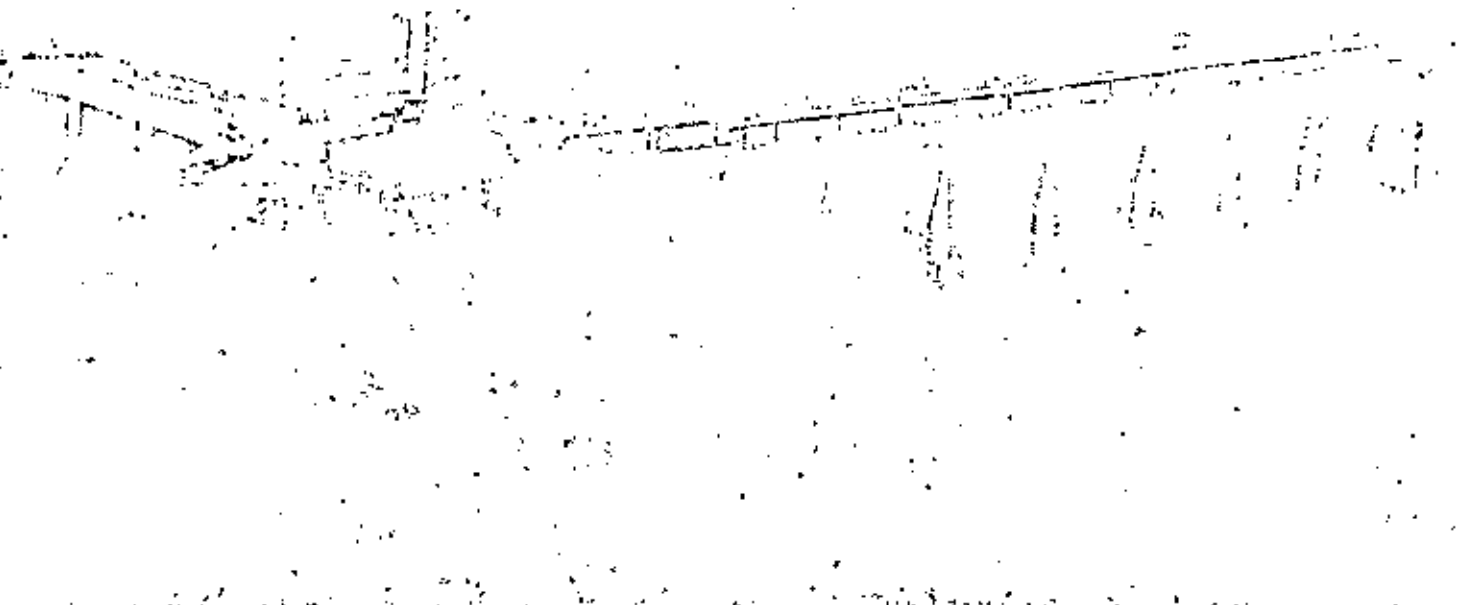
Aguas arriba de la sección vertedora, la estructura está provista de una losa de 10 m de longitud y 0.40 m de espesor, con su cara superior a la elevación 45.00 m, que se inicia con un dentellón de 1.50 m de profundidad mínima.

El tramo vertedor, que tiene su cresta a la elevación 47.50 m, originalmente fue diseñado y construido para dar paso a un gasto de 4 000 m³/s con una carga de 3.26 m, quedando en el dique un bordo libre de 1.44 m; pero después de la gran avenida del año de 1944 la capacidad de la sección vertedora se aumentó a 7 500 m³/s con una carga de 4.70 m, quedando un bordo libre de 1.00 m.

El dique está en la prolongación de la sección vertedora hacia el lado derecho y cubre este lado del cauce. Está formado por un núcleo impermeable de tierra compactada, protegido en ambos taludes con zonas de roca acomodada revestidas con zampeado. La zona impermeable se prolonga hacia abajo en forma de dentellón, rellenando una trinchera.

Dique

El dique tiene 320 m de longitud, 6 m de anchura de corona, que se encuentra a la elevación 53.20 m, y 5.50 m de altura máxima. La zona impermeable tiene taludes de 1.5:1 desde la corona hasta la elevación



PRESA DERIVADORA DE LAS PILAS. Obras de toca y de limpia.

vacación 50.30 m y de 3:1 desde esta elevación hasta el fondo. La trinchera tiene 2.50 m de anchura de plantilla, 3.10 m de profundidad media y taludes de 1:1. El enrocamiento se colocó con taludes de 2:1 desde la corona hasta la elevación 50.30 m y de 3:1 desde esta elevación hasta el fondo.

Este dique fué diseñado y construido originalmente con su corona a la elevación 52.20 m, pero después de la avenida de 1944 se sobreelevó un 1 m para aumentar la capacidad de la sección vertedora, quedando entonces la corona a la elevación 53.20 m.

Las estructuras de limpia y de toma están situadas en el extremo izquierdo de la presa, ligadas con el muro vertedor, y se construyeron de concreto reforzado.

Estructuras de limpia y de toma

La obra de limpia está situada entre la sección vertedora y la obra de toma y está constituida esencialmente por 3 claros de 4.00 m de anchura por 2.50 m de altura, que se cierran por medio de compuertas radiales de iguales dimensiones, con su umbral a la elevación 45 m, que aproximadamente coincide con la elevación del fondo del cauce. Tiene capacidad para descargar normalmente un gasto de 90 m³/s.

La estructura de la obra de toma está ligada con la de limpia y normal a ella, quedando precisamente enfrente del canal de arrastre. Consiste de 7 claros de 4.00 m de anchura por 1.20 m de altura, que se cierran por medio de otras tantas compuertas radiales de iguales dimensiones, cuyo umbral se encuentra a la elevación 46.20 m, o sea 1.20 m arriba de la plantilla del canal de arrastre de la obra de limpia. La obra de toma tiene capacidad para derivar normalmente un gasto de 50 m³/s, que es suficiente para el aprovechamiento del régimen natural del río Tehuantepec. Posteriormente, al efectuar el desarrollo total del Distrito, esta capacidad deberá ampliarse hasta 70 m³/s.

El día 24 de Septiembre de 1944 se presentó en el río Tehuantepec una gran avenida, con gasto máximo de unos 6 000 m³/s, que causó serios perjuicios a la presa derivadora de Las Pilas.

Modificaciones a la presa después de la avenida de 1944

Esta avenida provocó el hundimiento de un tramo de cimacio de unos 60 m de longitud, a partir del muro de sostenimiento que ligaba el extremo izquierdo del dique con el derecho de la sección vertedora. Además, dicho muro de sostenimiento quedó desplomado y hundido cerca de 1.50 m, destruyéndose un tramo contiguo del dique, de unos 40 m de longitud.

Solamente como una solución transitoria, se hizo un relleno de enrocamiento en el tramo hundido de la sección vertedora y en el tramo destruido del dique. También se demolió el muro de sostenimiento que antes se ha mencionado. El enrocamiento fué arrastrado en las primeras avenidas que se presentaron en 1945, procediéndose en dicho año a hacer la reparación definitiva de la estructura, que se terminó en 1946.



PASEO DERIVADORA DE LAS PILAS. Muro vertedor.

Se hicieron algunas modificaciones al diseño original. La capacidad de la sección vertedora se aumentó de 4 000 m³/s a 7 500 m³/s, - tomando en consideración que la avenida de 1944 alcanzó el gasto máximo de 6 000 m³/s. El tramo hundido del cimacio de concreto ciclópeo se reconstruyó con la sección original. Para obtener el aumento de capacidad de la estructura se elevó 1 m la corona del dique y se redujo el bordo libre, consiguiendo así la carga necesaria sobre la cresta.

En substitución del muro de sostenimiento demolido, se terminó el dique en una cabeza cónica de enrocamiento acomodado con taludes de 3:1 y revestida con una losa de concreto reforzado de 0.20 m de espesor provista de dentellones anclados en el dique. Se reconstruyó el tramo destruido del dique con las modificaciones señaladas; así como la banquetta de concreto de 10 m de anchura del lado de aguas arriba del cimacio, limitada por un dentellón con profundidad de 1.50 m.

Fue necesario también reconstruir el delantal de concreto de 12 m situado del lado de aguas abajo del cimacio, limitado por un dentellón de 2 m de profundidad. Sobre este delantal y perfectamente anclados en él, se colaron 3 costillas de concreto de 1 m de altura, -- formando 2 cajas longitudinales paralelas al cimacio y a todo lo largo de la sección vertedora, que fueron rellenas con roca renovada con bulldozer. Aguas abajo de la costilla que queda sobre el dentellón, se colocó un pesado enrocamiento con espesor de 2 m, que va disminuyendo hasta llegar a ser de 1 m a una distancia de 17.50 m. Este enrocamiento quedó limitado por un dentellón de 1.50 m de espesor y 2 m de profundidad, formado por jaulas de barra de refuerzo rellenas con roca; además, se colocó en la superficie del enrocamiento una malla formada también con barras de refuerzo.

Además, se hicieron algunas reparaciones en el extremo izquierdo del cimacio, en la liga del delantal con el canal de descarga de las compuertas del desarenador.

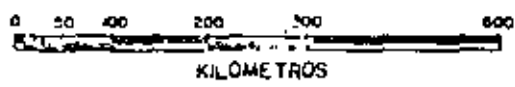
La presa así reparada ha venido trabajando bien, desde su terminación en 1946.

Los trabajos de construcción de la presa de Las Pilas, realizadas por administración de 1937 a 1940, tuvieron un costo de --- Costos \$ 1 697 000.00. Los trabajos efectuados posteriormente, de 1945 a 1946, para reconstruir y adaptar la presa requirieron una inversión de \$ 3 453 079.96, de la cual \$ 1 114 006.95, corresponden a trabajos por administración y \$ 2 339 173.01 a trabajos por contrato.

La cantidad total erogada en construir y reconstruir la presa resulta así de \$ 5 150 082.33.

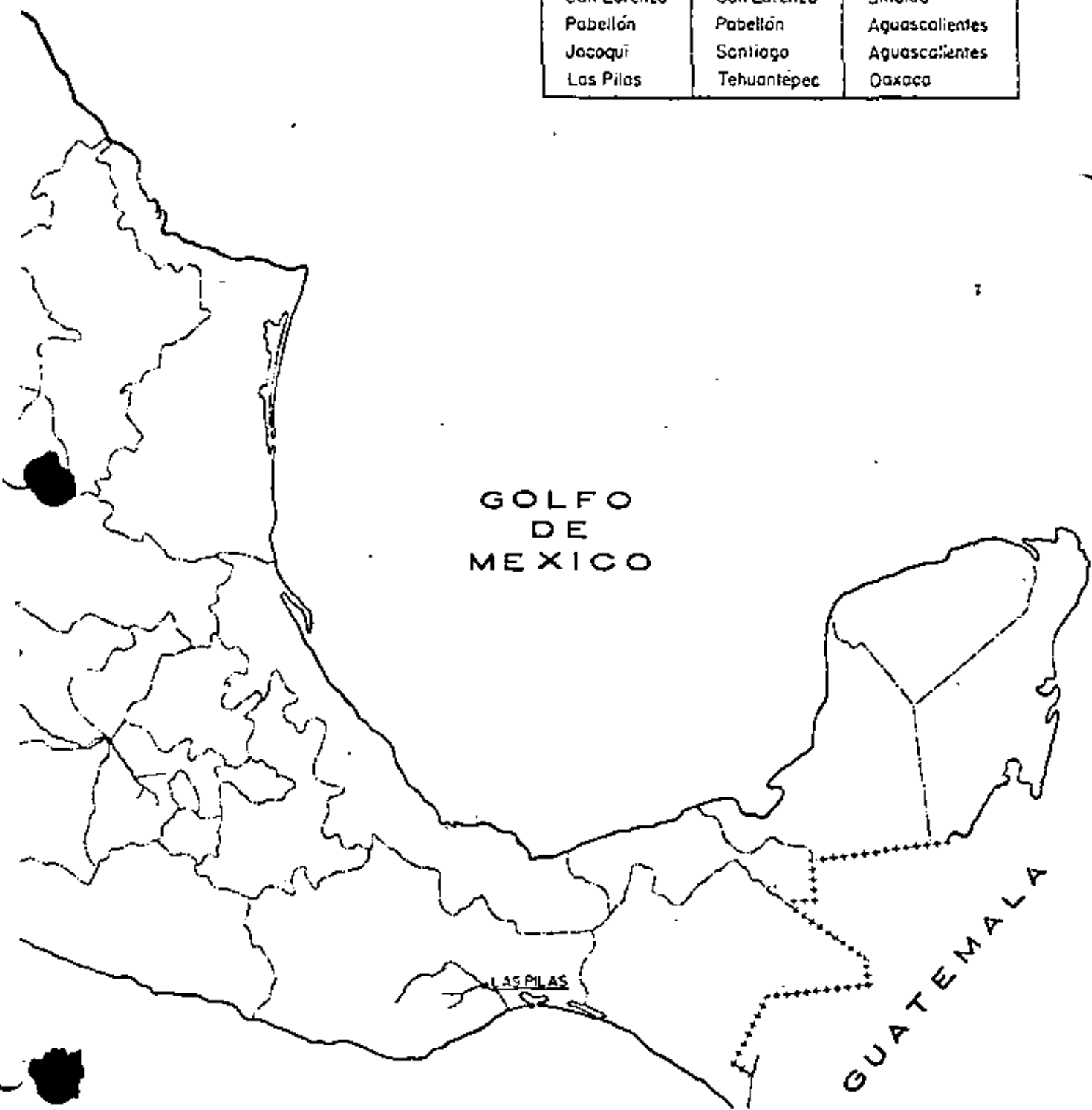


ESCALA



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
PRESAS DE DERIVACION

| Preso | Río | Estado |
|-------------|-------------|-----------------|
| Morelos | Colorado | Baja California |
| San Pedro | San Pedro | Chihuahua |
| El Safragio | Fuerte | Sinaloa |
| Cahuinahua | Fuerte | Sinaloa |
| Culiacán | Culiacán | Sinaloa |
| San Lorenzo | San Lorenzo | Sinaloa |
| Pabellón | Pabellón | Aguascalientes |
| Jacoqui | Santiago | Aguascalientes |
| Las Pilas | Tehuantepec | Oaxaca |







centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



II. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

PLANEACION DE ZONAS DE RIEGO

ING. OSCAR PLAISANT WONG

JUNIO, 1979



**SUBSECRETARIA DE AGRICULTURA Y
OPERACION**



**DIRECCION GENERAL DE DISTRITOS Y
UNIDADES DE RIEGO**

SARH

**Catálogo General
de las Publicaciones Editadas**

DEPARTAMENTO DE ASESORIA TECNICA E INFORMACION

MEXICO, D. F. DICIEMBRE DE 1977.

MEMORANDUMS TECNICOS

(CLASIFICACION)

- I. IRRIGACION. PLANEACION. PROYECTO. CONSTRUCCION.
 - a) Hidrología
 - b) Obras Principales
 - c) Canales y Drenes
- II. RIEGO. NIVEL PARCELARIO
 - a) Planeación del Riego
 - b) Métodos Ordinarios de Riego
 - c) Métodos Avanzados de Riego
 - d) Relaciones Suelo - Agua - Planta - Clima
- III. AGROCLIMATOLOGIA.
- IV. SALINIDAD Y DRENAJE.
- V. SUELOS Y FERTILIDAD.
 - a) Aspecto Físico
 - b) Aspecto Químico
- VI. CONSERVACION DE OBRAS.
 - a) Combate de Hierbas
- VII. AGRONOMIA Y ECOLOGIA.
 - a) Cultivos
 - b) Acuacultura
- VIII. ECONOMIA Y ADMINISTRACION.
- IX. OTROS.

I. IRRIGACION

2. Informe sobre las Necesidades de Agua para Riego en México. (Febrero - 1947). (Agotado).
30. Ciclos Lluviosos y Ciclos Secos en la Comarca Lagunera. (Junio 1949).- (Agotado).
39. Hidrología de México. (Marzo 1950). (Agotado).
44. La Geofísica en la Exploración y Conservación del Agua. (Agosto 1950). (Agotado).
45. Inundaciones y Destrucción de Terrenos en el Valle de Paratba. (Sep - tiembre 1950). (Agotado).
57. Nuevas posibilidades de Abastecimiento de Aguas para Riego. (Septiembre 1951). (Agotado).
62. El Agua y El Mundo. (Febrero 1952). (Agotado).
74. Análisis Comparativo de Dos Métodos de Cálculo de Presas Arco Delgado - con Espesor Constante. (Febrero 1953). (Agotado).
97. Importancia y Aspectos de la Investigación en las Zonas bajo Riego. - (Enero 1955). (Agotado).
104. Método para la Determinación del Rendimiento Específico de un Pozo me - diante el Uso de un Pozo Auxiliar de Observación. (Agosto 1955). - (Agotado).
105. Esparcimiento Superficial de Aguas Broncas para su Almacenamiento Subte - rráneo. (Septiembre 1955). (Agotado).
115. México y su Política de Irrigación. (Julio 1956).
Se analiza brevemente la Historia de la Irrigación en México, desde la - época prehispánica hasta la época actual. Se presentan también, estadís - ticas sobre riego, superficies regadas, cultivos, relación de distritos de riego, ejidos, etc.; así como las diversas políticas que han iniciado en el Desarrollo de la Irrigación en nuestro País.
127. La Sequía, sus Causas y Efectos. (Julio 1957). (Agotado).
130. Aguas Subterráneas para el Riego de las Cosechas. (Octubre 1957). - (Agotado).
138. Introducción al Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego. - (Junio 1958). (Agotado).

139. Reconocimientos Preliminares (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego). (Julio 1958). (Agotado).
140. II. Estudio y Planeación de las Obras de Riego (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego). B. Estudios Hidrológicos. (Agoato 1958). - (Agotado).
144. III. Proyecto de las Obras de Pequeña Irrigación. PRIMERA PARTE. (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego), TOMO SEPTIMO. (Diciembre 1958). (Agotado).
145. III. Proyecto de las Obras de Pequeña Irrigación SEGUNDA PARTE (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego) TOMO OCTAVO. (Enero 1959). (Agotado).
146. IV. Construcción de las Obras (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego) TOMO NOVENO. (Febrero 1959). (Agotado).
147. V. Operación de Distritos de Riego (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego) TOMO DECIMO. (Marzo 1959). (Agotado).
148. V. Operación de los Distritos de Riego B. Distribución de Aguas (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego) TOMO ONDECIMO. (Abril 1959). (Agotado).
149. V. Operación de los Distritos de Riego C. Legislación de Aguas de Inspección de los Distritos de Riego (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego) TOMO DOCE. (Mayo 1959). (Agotado).
151. Características Especiales de las Pequeñas Obras de Riego en México (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego) TOMO TRECE. (Julio 1959). (Agotado).
168. Las Obras de Regadío y de Aprovechamiento de la Región del Ródano Interior y del Languedoc en Francia. (Diciembre 1960). (Agotado).
172. Nueva Fórmula para el Cálculo de Canales y Conducciones Cu Terros. (Abril 1961). (Agotado).
181. Los Recursos Hidráulicos de México y su Relación con los Problemas Agrícolas y Económicos del País. PRIMERA PARTE. Proposiciones para establecer las Bases de su Desarrollo y Planeación. (Enero 1962). (Agotado).
192. Dirección de Operación. Conocimientos Generales para que los Aforadores y Cancleros desempeñen eficientemente sus labores. (Diciembre 1962). - (Agotado).
193. Los Recursos Hidráulicos de México y su relación con los Problemas Agrícolas y Económicos del País. Proposiciones para Establecer las Bases de su Planeación y Desarrollo Futuros TERCERA PARTE. (Enero 1963). - (Agotado).

203. Nuevos Métodos de Planeación, Programación y Control de Obras. (Noviembre 1963).
En base a las nuevas técnicas administrativas se señalan los métodos de planeación y programación; breve exposición del método Pert (planificación de redes o camino crítico), para facilitar la programación y un levantamiento topográfico de una zona de riego de 10,000 hectáreas.
217. Progreso en la Investigación sobre las Necesidades Futuras de Aguas de Riego. (Enero 1965). (Agotado).
221. El Riego en la República Argentina, con Especial Referencia a la Provincia de Río Negro. (Mayo 1965). (Agotado).
234. Algunas Normas para la Organización y Control de los Gastos en las Obras. (Junio 1966). (Agotado).
235. Clases de Canales o Tubería para Riego. (Julio 1966). (Agotado).
253. La Política Hidráulica en México. (Enero 1968). (Agotado).
264. Recursos Hidráulicos Potenciales para Sacular la Sed en el Mundo. (Diciembre 1968). (Agotado).
269. Elementos Esenciales para el Éxito de la Agricultura de Riego. (Mayo 1969). (Agotado).
275. El Plan Chontalpa Tabasco, Méx. (Ejemplo de Reforma Agraria Integral en Zonas Tropicales). Comisión del Grijalva. (Nov. 1969). (Agotado).
276. El Plan Chac (Obra de Riego en una Región Subdesarrollada y de Ecología Particular). (Diciembre 1969). (Agotado).
288. Automatización del Riego. (Diciembre 1970). (Agotado).
302. Balance Hidrológico entre el Agua Disponible y la Demanda en un Distrito de Riego. (Febrero 1972).
Se propone un procedimiento para lograr la interpretación de toda la información obtenida del balance hidrológico, o sea las entradas y salidas de agua en los distritos de riego, con el propósito de planear bajo riesgos conocidos, la mejor forma de aprovechar los recursos hidráulicos y las tierras bajo riego, bajo condiciones de demanda establecidas. También se exponen nuevas modalidades en la determinación de la lluvia efectiva, las demandas de riego y las características del modelo para simular el funcionamiento hidráulico de un distrito de riego.
330. Elementos de Escurrimiento Superficial. (Junio 1974).
Se analizan los factores que determinan el escurrimiento de una corriente y se estudia el escurrimiento mismo como fenómeno físico. Se describen los métodos y estructuras más adecuados para el aforo de las corrientes. Se estudia el fenómeno de las avenidas, la clasificación de éstas,

la determinación del gasto máximo analizando diferentes métodos, y las obras y técnicas para su control. (Agotado).

342. La Ordenación Integrada de las Aguas en la Agricultura. (Junio 1975). Se plantea la necesidad de una nueva concepción del aprovechamiento del agua para la agricultura. Se presenta un enfoque integrado de la agricultura de riego y de los proyectos de aprovechamiento de aguas. Se señalan medidas para mejorar la ordenación del uso del agua, así como las investigaciones necesarias para basar dichas medidas. Por último, se consideran los diseños para riego y drenaje y los incentivos para el establecimiento del riego.
349. La Situación de la Alimentación en el Mundo y los Proyectos de Riego. (Enero 1976). En este trabajo, se analiza la importancia que tienen los proyectos de riego para el Desarrollo y se examina la orientación que debe dárseles considerando los aspectos económicos y sociales, de tal forma que el desarrollo de un riego eficiente, contribuya adecuadamente a una transformación general de la sociedad rural.

II. RIEGO

7. El Uso Consuntivo del Agua en Irrigación. (Junio 1947). (Agotado).
16. El Sifón Portátil para Riego y la Nueva Válvula para Codo de Sifones. - (Abril 1948). (Agotado).
20. Interpretación de los Análisis de Aguas de Riego y Tolerancia Relativa - de las Plantas Cultivadas. (Agosto 1948). (Agotado).
26. Riego y Cultivo de los Huertos Frutales. (Febrero 1949). (Agotado).
38. El Equivalente de Humedad como Medida de la Capacidad de Campo de Los - Suelos. (Febrero 1950). (Agotado).
47. Las Prácticas de Riego en la Producción de Alfalfa. (Noviembre 1950). - (Agotado).
49. Riego por Aspersión. (Enero 1951). (Agotado).
50. La Evaporación de los Suelos y la Transpiración. (Febrero 1951). (Agotado).
51. Empleo de Tensiómetros para Medir el Agua Disponible para las Plantas. - (Marzo 1951). (Agotado).
52. La Capacidad de Retención del Agua por los Suelos y Su Efecto sobre La - Práctica del Riego. (Abril 1951). (Agotado).
54. Las Relaciones Energéticas de la Humedad del Suelo. (Junio 1951) Agotado
55. Nuevo Medidor Portátil. (Julio 1951). (Agotado).
63. Tablas y Nomogramas para el Uso de Medidores Parshal. (Marzo 1952). - (Agotado).
65. Capacidades de los Canales para el Método de Riego por Aniegos. (Mayo - 1952). (Agotado).
66. Métodos Indirectos para la Determinación del Uso Consuntivo de Aguas por las Plantas Cultivadas. (Junio 1952). (Agotado).
69. Experimentos sobre el Riego del Olivo. (Septiembre 1952). (Agotado).
76. Método de Riego con Bordos. (Abril 1953). (Agotado).
81. El Momento de Regar, Pruebas Sencillas para Determinar Cuando Debe Regar se. (Septiembre 1953). (Agotado).

94. Influencia de Algunos Factores sobre la Penetración del Agua de Riego en en Suelo. (Octubre 1954). (Agotado).
95. El Riego del Plátano en Centroamérica, Riegos por Aspersión y por Gravedad. (Noviembre 1954). (Agotado).
106. Prácticas de Fertilización y Riego del Maíz en las Nuevas Tierras de Riego. (Octubre 1955). (Agotado).
109. Coeficientes Brutos de Riego para los Principales Cultivos de las Zonas de los Distritos de Riego. (Enero 1956). (Agotado).
116. La Humedad del Suelo en Relación con el Crecimiento de la Planta. (Agosto 1956). (Agotado).
117. El Agua en Relación con el Crecimiento de las plantas. (Septiembre 1956). (Agotado).
118. Momento de Regar y Cantidad de Agua que debe Aplicarse. (Octubre 1956).- (Agotado).
119. El Medidor tipo Compuerta "CALCO". (Noviembre 1956). (Agotado).
121. Método de la Resistencia Eléctrica para la Medición Continua de la Humedad del Suelo en Condiciones de Campo. (Enero 1957). Se describe este método de medición de la humedad del suelo. Se detallan experimentos realizados y los resultados obtenidos.
124. Influencia de Diversos Tratamientos de Riego sobre el Algodón. (Abril - 1957). (Agotado).
136. Empleo y Economía de las Tuberías de Concreto en los Sistemas de Riego.- (Abril 1958). (Agotado).
137. El Riego de Algodón. (Mayo 1958). (Agotado).
153. El Uso Eficaz del Agua para la Producción de Maíz. (Septiembre 1959). - (Agotado).
154. Relación del Suelo, el Agua y las plantas. (Octubre 1959). (Agotado).
155. Pérdidas de Conducción de Canales. (Noviembre 1959). (Agotado).
157. Determinación de la Calidad del Agua para Riego. (Enero 1960). (Agotado).
158. El Agua del Suelo y Desarrollo de las Plantas. (Febrero 1960): (Agotado).
160. Nivel de la Tierra para el Riego. (Abril 1960). (Agotado).
161. Conductividad Eléctrica Potencial. (Mayo 1960). (Agotado).

162. Relación entre la Carga de Agua y Avance del Frente Húmedo en el Surco. (Junio 1960). (Agotado).
163. Aplicación de Riego Restringido por Aspersión. (Julio 1960). (Agotado).
165. El Buen Aprovechamiento del Agua de Riego. (Septiembre 1960). (Agotado).
169. Ejemplo del Cálculo de las Dotaciones de Riego Necesarias para los Cultivos. (Enero 1961). (Agotado).
170. Estudio Preliminar de Métodos para Determinar la Condición del Agua en el Suelo. (Febrero 1961). (Agotado).
171. La Capacidad de Campo en Relación con el Porcentaje de Humedad a 40 cms. de Succión. (Marzo 1961). (Agotado).
173. El Agua en el Desarrollo Fisiológico y en el Rendimiento de Cosechas. (Mayo 1961). (Agotado).
174. Clasificación y Uso de las Aguas para Riego. (Junio 1961). (Agotado).
175. Ensayo de Riego en Algodón, Necesidades Hídricas del Algodón. (Julio 1961). (Agotado).
176. Determinación del Contenido Interno de Agua de las Plantas Vivas mediante el Uso de Rayos Beta. (Agosto 1961). (Agotado).
177. La Utilización del Agua por Arboles Jóvenes de Limonero en Relación con la Compactación del Suelo y Crecimiento del Arbol. (Sept. 1961). (Agotado).
178. Necesidades de Agua del Maíz. Períodos Críticos. (Oct. 1961). (Agotado).
179. El Riego de Maíz en el Este de los Estados Unidos. (Nov. 1961). (Agotado).
184. La Humedad del Suelo en la Primera Parte del Ciclo en Relación al Rendimiento del Maíz. (Abril 1962). (Agotado).
185. Calificación de Algunos Aspectos de las Prácticas de Riego Usadas en las Siembras de Trigo en el Bajío y su Relación con Respuestas a Fertilizantes. (Mayo 1962). (Agotado).
186. Variaciones en la Humedad del Suelo Durante el Ciclo del Trigo en el Bajío y su Influencia en Varias Características del Cultivo. (Jun. 1962) Agotado
188. Los Coeficientes de Riego en los Distritos de Ciénega de Chapala y Taré - cuato, Mich. (Agosto 1962). (Agotado).
191. El Uso Consuntivo. Método para su Determinación. (Nov. 1962) (Agotado)

195. **Cuanto, Cuándo y Cómo Regar.** (Marzo 1963).
Es un estudio detallado de los factores implicados en el logro de mejores resultados en la siembra. Se señalan las inconveniencias principales, - así como los momentos y situaciones en que es adecuado regar.
196. **Utilización de las Compuertas de las Bocatomas y Represas como Estructura Aforadora.** (Abril 1963).
Se detallan los métodos y sistemas de óptima utilización de las compuertas y represas en los sistemas de riego.
201. **El Riego y los Sorgos de Grano.** (Septiembre 1963). (Agotado).
204. **Coefficientes Brutos de Riego para los Principales Cultivos.** (Diciembre 1963). (Agotado).
210. **Uso del Agua en los Campos de Arroz Inundados.** (Jun. 1964). (Agotado).
218. **Selección de Medidas y Datos para el Estudio Experimental de las Relaciones Agua - Suelo - Planta.** (Febrero 1965). (Agotado).
229. **Los Métodos y el Desarrollo del Riego en Francia.** (Enero 1966) (Agotado)
231. **Determinación Práctica del Uso Consuntivo.** (Marzo 1966). (Agotado).
233. **Principios Generales para la Planeación del Riego.** (Mayo 1966) (Agotado).
236. **Determinación del Coeficiente "K" Regional para el Cálculo del Uso Consuntivo del Frijol Negro Criollo en los Distritos del Estado de Veracruz.** - (Agosto 1966). (Agotado).
238. **El Riego por Aspersión en Costières Du Gard, Bajo Ródano, Francia.** (Oct. 1966). (Agotado).
239. **Métodos Económicos para Medir la Humedad del Suelo.** (Nov. 1966) (Agotado).
242. **La Medida de Agua para Riego.** (Febrero 1967). (Agotado).
244. **Riego Subsuperficial de Terrenos de Pasto.** (Abril 1967). (Agotado).
245. **Evaluación de la Eficiencia de Riego.** (Mayo 1967). (Agotado).
247. **Modificación de las Tierras para el Uso Eficiente del Agua.** (Julio 1967) (Agotado).
248. **Análisis de la Eficiencia de la Aplicación del Riego Superficial.** (Agosto 1967). (Agotado).
249. **Procedimientos para Evaluar Métodos de Riego.** (Sept. 1967). (Agotado).
252. **El Uso del Agua para Riego en los Valles de México y de El Mesquital, Hgo.** (Diciembre 1967). (Agotado).

256. Planificación de los Sistemas Parcelarios de Riego. (Abril 1968) Agotado
257. Bloques de Yeso para detectar las Variaciones de Humedad en el Suelo. - (Mayo 1968). (Agotado).
258. Riego por Surcos con Reducción del Gasto durante el Riego. (Junio 1968) (Agotado).
260. Necesidades de Agua de los Cultivos y Eficiencia en el Riego. (Agosto - 1968). (Agotado).
262. Bases para proyectar bien un Sistema de Riego Parcelario. (Octubre 1968) (Agotado).
263. El Riego por Goteo. Un Método apropiado para Condiciones Áridas y De - sérticas de Suelos y Agua de Elevada Salinidad. (Nov. 1968) (Agotado)
268. Influencia de la Eficiencia del Riego sobre las Necesidades de Agua de los Cultivos. (Abril 1969). (Agotado).
272. Usos Consuntivos de los Cultivos de Mayor Importancia (Zonas Pacífico - Norte, Norte Centro y Noreste). (Agosto 1969). (Agotado).
273. Usos Consuntivos de los Cultivos de Mayor Importancia (Cuenca del Río - Lerma). (Septiembre 1969). (Agotado).
274. Usos Consuntivos de los Cultivos de Mayor Importancia (Zonas Centro, - Golfo de México y Sur). (Octubre 1969). (Agotado).
277. Evaluación de las Medidas de Infiltración. (Enero 1970). (Agotado).
278. Evaluación de las Pérdidas por Filtración en Canales de Tierra. (Feb. - 1970). (Agotado).
279. Aprovechamiento del Agua de Riego en el Cultivo del Algodón. (Marzo - 1970). (Agotado).
281. Uso Consuntivo de Agua por los Cultivos en Arizona. (Mayo 1970) Agotado
289. Medición Rápida en el Campo del Valor de la Entrada de Aire y de la Con - ductividad Hidráulica del Suelo, como Parámetros Importantes en los Aná - lisis de los Sistemas de Flujo. (Enero 1971). (Agotado).
290. Metodología para la Determinación y Cálculo del Uso Consuntivo del Agua. (Febrero 1971). (Agotado).
291. Instrucciones y Criterios para Preparación de Guías de Riego. (Marzo - 1971). (Agotado).
292. Predicción de las Necesidades de Riego de los Cultivos. (Abril 1971). - (Agotado).

293. Diseño Hidráulico del Proyecto de Riego por Goteo "YAHUALICA". (Marzo - 1971). (Agotado).
296. Principios Básicos del Riego por Goteo. (Agosto 1971). (Agotado).
307. Conceptos de Lluvia Efectiva y su Aplicación en la Programación de los Riegos. (Julio 1972). (Agotado).
308. El Riego por goteo del Maíz en el Delta del Río Yaqui, Son. (Agosto - 1972).
Se describe un experimento sobre aplicación del riego por goteo al maíz, para determinar la mejor lámina y la frecuencia más conveniente. Los índices para la evaluación de los tratamientos fueron la producción de grano por hectárea, la producción por grano de millar de metros cúbicos y el tonelaje de materia verde por hectárea. Se recomienda el riego diario basándose en la curva de consumo de agua por el cultivo y la implantación del cultivo del maíz en los huertos familiares.
311. Análisis Hidráulico en una Tubería con Salidas Múltiples y su Aplicación a un Sistema de Riego por Goteo. (Noviembre 1972). (Agotado).
313. Láminas Mínimas de Riego y Máximo Rendimiento del Algodón, Fertilizado con Nitrógeno y Fósforo, en la Costa de Hermosillo. (Enero 1973).
Se estudian las necesidades de agua en las diferentes etapas fisiológicas del algodón, para reducir al mínimo las láminas, así como determinar las cantidades de nitrógeno y fósforo que deberán emplearse, para obtener rendimientos máximos de algodón, en la Costa de Hermosillo, Son.
314. Efectos Fisiológicos de la Lámina y del Intervalo de Riego por Goteo en el Cultivo de la Sandía en el Valle del Yaqui, Son. y su Análisis Económico. (Febrero 1973).
Se dan a conocer los efectos fisiológicos determinado por la lámina y el intervalo de riego por goteo, en el desarrollo de la sandía, su interacción con el uso consuntivo de la planta, en condiciones de evapotranspiración potencial y la evaporación medida en tanque tipo "A". Se hace un análisis económico integral del costo de producción y de la rentabilidad del riego por goteo aplicado a dicho cultivo, y se infiere la posibilidad de aplicarlo económicamente en otras hortalizas.
318. Desarrollo de la Fruticultura por un Sistema Práctico y Económico de Riego en Zonas Áridas y Semi - Áridas. (Junio 1973).
Se describe un método de riego directo de los frutales, llevando el agua en tanques montados sobre ruedas, dotados de mangueras para verter el agua en el cajete de cada árbol. Se expone una variante que permite realizar dentro del sistema un riego a base de goteo. (Agotado).
320. Riego por Goteo del Chile Caribe en el Distrito de Riego del Río Yaqui, Son. (Agosto 1973).
Se describe un experimento sobre riego por goteo, destinado a determinar los efectos de la aplicación de tres láminas totales, con dos formas de la curva masa en las láminas aplicadas, sobre el rendimiento y la calidad del chile Caribe. Se presentan los resultados y se hacen las recomen-

ciones que sugieren éstos.

324. **Tecnificación. PLAMEPA Aplicado al Cultivo de la Caña de Azúcar.** (Dic. 1973).
Se presentan los antecedentes más importantes para el riego de la caña de azúcar y se describen las normas que conviene seguir para aplicar el Plan de Mejoramiento Parcelario al cultivo de dicha planta, haciéndose recomendaciones prácticas para el desarrollo de los trabajos y el debido control de todas las operaciones.
332. **Respuesta de la Papa a Diferentes Regímenes de Humedad.** (Agosto 1975).
Se describe un experimento de cuatro años de duración, para estudiar el efecto de una escasez de agua en la planta, sobre los rendimientos de tubérculos de la papa y su calidad. Se llega a la conclusión de que el rendimiento de la papa está correlacionado linealmente con el uso de agua por el cultivo, desde la emergencia hasta la defoliación. Se estudia la relación entre la resistencia de la hoja a la transpiración y el contenido relativo de agua de la hoja.
333. **Eficiencia del Riego. Definiciones Relativas y Diversos Conceptos sobre la Eficiencia en el Uso del Agua.** (Septiembre 1974).
Se presentan diversas definiciones a distintos niveles, analizando las contenidas en el Diccionario Técnico Multilingüe de la ICID. Se comparan las definiciones en inglés y en francés, así como definiciones de otras fuentes, y se sugieren las que debieran preferirse.
335. **Resultados de Diez Experimentos Realizados en los Distritos de Riego durante el Invierno. Relaciones Agua - Suelo - Planta - Clima.** (Nov. 1974)
Se describen diez experimentos realizados en el subciclo de invierno de 1974, en diferentes Distritos de Riego y con distintos cultivos. En cada experimento se presenta el diseño, los tratamientos, los resultados, el análisis estadístico y la interpretación para fundamentar las recomendaciones oportunas.
336. **Estudio sobre Diferentes Procedimientos de Aplicación del Riego por Goteo en el Cultivo del Tomate. Evaluación Económica y de Producción en el Valle del Yaqui, Son.** (Diciembre 1974).
Se describe un experimento para la aplicación del riego por goteo al cultivo del tomate, comparando tres niveles de lámina de riego, con intervalos variable y fijo. Se presentan los resultados y el análisis físico y económico de los mismos, y se hacen recomendaciones como consecuencia de dichos resultados.
340. **Principios Básicos del Riego por Goteo y Experiencias de su Aplicación en la República Mexicana.** (Abril 1975). (Agotado).
345. **Resultados de ocho experimentos realizados en los Distritos de Riego durante el Sub Ciclo Primavera - Verano, 1973-74. Relaciones Agua - Suelo - Planta - Clima.** (Septiembre 1975).
Se describen ocho experimentos llevados a cabo en diferentes Distritos de Riego, para determinar el momento de regar en relación con la humedad del

suelo y el efecto de los fertilizantes nitrogenados y fosfatados en los cultivos de algodón, soya, maíz y sorgo.

348. Diseño de las principales Líneas en los Sistemas de Riego por Goteo. - (Diciembre 1975).
Se estudia el diseño de la línea principal en los sistemas de riego por goteo, basándose en la determinación del gradiente de energía que genera el costo mínimo. Se presenta un monograma diseñado para el proyecto de la línea principal. Se expone también un ejemplo de diseño.
350. Sobre las Eficiencias de Riego. (Febrero 1976).
Con el fin de conocer los distintos aspectos de la eficiencia en el uso del agua para riego, se describe como se realizó una encuesta en predios de poca extensión en todo el mundo; se presentan los resultados obtenidos y se extraen conclusiones de un gran interés.
354. Desarrollo de la Fruticultura por un Sistema de Riego Directo por Conducción, en Zonas Semi - Áridas. (Junio 1976).
Se describe un sistema de riego para huertos frutales, a base de conducción por tubería y distribución por medio de mangueras a los cajetes de los árboles. Se compara el método con los de riego convencional y por goteo. Se estudia la aplicación del sistema a huertos colectivos, así como su financiamiento y su economía.
355. Sistema de Riegoconservación. (Julio 1976).
Cuando se hace un mal uso del agua de riego, se originan daños al suelo por efectos de erosión, acumulación del álcali, deslave o encharcamiento. En el trabajo se dan normas para evitar estos efectos, y se describe el sistema denominado "Riegoconservación". Se indican los modos de adaptar algunos métodos comunes de riego a este sistema.
357. Resultados de Once Experimentos Realizados en los Distritos de Riego - durante el Subciclo de Invierno 1974-75. (Septiembre 1976).
Se describen once experimentos realizados en el subciclo de invierno de 1974-75 en diferentes Distritos de Riego y con distintos cultivos. En cada experimento se presenta el diseño, los tratamientos, los resultados, el análisis estadístico y su interpretación para fundamentar las recomendaciones oportunas. (Agotado)
358. Funciones para Predecir Programas Óptimos de Riego. (Octubre 1976).
Se presenta una metodología para planear los programas óptimos de riego, estableciendo algunas funciones que relacionan al rendimiento del cultivo con la lámina de riego y el rendimiento del cultivo con la evapotranspiración. Se estudia la influencia de las deficiencias de evaporación - en las láminas necesarias y en los rendimientos, y el papel del agua almacenada en el suelo. Se estudia igualmente la influencia en estos procesos de cada fracción de la lámina de riego y los aspectos económicos - del problema.
359. Riego de la Cafa de Arócar en el Estado de Morelos. (Noviembre 1976). -

Se describe una técnica de riego que ha dado muy buenos resultados en el Distrito de Riego Núm. 16, Estado de Morelos. Se indican el trazo del riego, el acondicionamiento del terreno para el riego, la forma de aplicación del agua y el programa de riegos.

362. El Cálculo de las Pérdidas por Filtración en los Canales. (Febrero 1977)
Se explican cuatro métodos de medición de las filtraciones en los canales de distribución, así como experimentos y resultados obtenidos de éstos.
371. Respuesta de la Lechuga a Diferentes Dosis de Fertilización, Frecuencias y Láminas de Riego Aplicadas con Riego por Goteo. (Noviembre 1977)
El presente experimento se realizó en la Comarca Lagunera durante el ciclo de invierno 1973-74, sus objetivos fueron: determinar el porcentaje (K) de evaporación adecuada, para aplicarse como lámina de riego en este cultivo; encontrar la mejor frecuencia de riego y la fertilización nitrogenada óptima, utilizando el método de riego por goteo; así como también comparar el riego por goteo con el riego tradicional por gravedad (Testigo). El diseño experimental utilizado fue de bloques al azar con cuatro repeticiones, el arreglo de tratamientos fue factorial $3 \times 3 \times 2$.

III. AGROCLIMATOLOGIA

59. Determinación de la Necesidad de Agua en las Zonas de Riego por medio de Datos Climatológicos y de Riego. (Noviembre 1951). (Agotado).
98. Instalación de Campo para Determinar la Evapotranspiración Máxima. (Feb. 1955). (Agotado).
134. Comparación Climogeográfica de los Distritos de Riego con otras Regiones del Mundo. (Febrero 1958). (Agotado).
197. Algunos Aspectos de la Aplicación de la Meteorología a la Ciencia del Suelo y a la Agronomía. (Mayo 1963). (Agotado).
220. Estudio de la Probabilidad de las Lluvias para el Aprovechamiento de las mismas. (Abril 1965). (Agotado).
222. Ecoclimatología. (Junio 1965). (Agotado).
226. Los Climas de los Distritos de Riego de México. (Octubre 1965). (Agotado).
255. Estimación de la Evaporación desde Tanque y la Evapotranspiración a partir de Datos Climatológicos. (Marzo 1968). (Agotado).
261. Determinación del Uso Consumitivo a Partir de Datos de Evaporación de Tanque. (Septiembre 1968). (Agotado).
267. Influencia de los Factores del Clima sobre las Necesidades de Agua de los Cultivos. (Marzo 1969). (Agotado).
282. Formulación de Calendarios de Riego Usando Datos Climatológicos de Cultivos y de Suelos. (Junio 1970). (Agotado).

IV. SALINIDAD Y DRENAJE

11. El Drenaje de las Tierras de Riego. (Noviembre 1947). (Agotado).
23. Estudios sobre el Agua Subterránea en Relación con el Drenaje. (Nov. - 1948). (Agotado).
34. Selección de Cultivos para Terrenos Salinos. (Octubre 1949). (Agotado).
53. La Salinidad del Suelo en Relación con el Riego. (Mayo 1951) (Agotado).
64. Determinaciones de la Permeabilidad del Suelo como Base para la Conservación del Suelo y del Agua. (Abril 1952). (Agotado).
70. El Drenaje de las Tierras. (Octubre 1952). (Agotado).
72. Aprovechamiento del Suelo en Holanda. (Diciembre 1952). (Agotado).
73. Desecación y Drenaje de Terrenos. (Enero 1953). (Agotado).
79. El Aumento de la Producción Agrícola por Medio del Drenaje. (Julio 1953) (Agotado).
80. Influencia de las Labores del Subsuelo y de la Fertilización sobre el Rendimiento de la Caña de Azúcar y la Capacidad de Infiltración del Suelo. (Agosto 1953). (Agotado).
85. Mejora de los Suelos Alcalinos. (Enero 1954). (Agotado).
86. Algunos Aspectos del Drenaje en las Obras de Riego. (Febrero 1954). (Agotado).
91. Corrección de la Alcalinidad de un Suelo con Aplicaciones de Azufre, Yeso y Lexiviación. (Julio 1954). (Agotado).
108. Electrificación del Suelo. (Diciembre 1955). (Agotado).
113. La Intrusión Salina. (Mayo 1956). (Agotado).
133. Problemas de Salinidad del Valle de Juárez, Chih. en Relación con la Escasez de Agua de Gravedad para Riego y con la Explotación de Mantos Subterráneos. (Enero 1958). (Agotado).
189. Uso de Aguas Ricas en Sales, como Floculantes y Fuente de Cationes Divalentes para el Mejoramiento de los Suelos Sódicos. (Sept. 1962) (Agotado).
194. La Concentración de Sales en los Suelos y sus Efectos sobre Movimiento del Agua. (Febrero 1963). (Agotado).

208. Técnica de la Desalinización por Lavado y los Gastos de Cultivo Suplementarios que Resultan de su Aplicación. (Abril 1964). (Agotado).
211. Las Estaciones de Bombeo en los Sistemas de Drenaje. (Julio 1964). - (Agotado).
224. El Uso del Agua Salina para el Riego. (Agosto 1965). (Agotado).
225. La Desalinización y sus Aspectos Técnicos, Económicos, Políticos y Sociales. (Septiembre 1965). (Agotado).
228. Cálculo de la Capacidad Natural de Drenaje y Proyecto de Drenes Complementarios para Fines de Lavado de Suelos. (Diciembre 1965). (Agotado).
240. Normas para el Estudio y Proyecto de Sistemas de Drenaje de Aguas Freáticas en los Distritos de Riego. (Diciembre 1966).
Este trabajo representó a la S. R. H. en el IV Seminario Latinoamericano de Irrigación celebrado en Bogotá, Colombia en Octubre de 1966.
Se describe la metodología aplicada para investigar, comprender y resolver los problemas que implica el drenaje de aguas freáticas.
250. Normas para un buen Drenaje de las Tierras. (Octubre 1967). (Agotado).
283. Una Forma Sencilla de Emplear el Factor Salinidad en la Clasificación Agrícola. (Julio 1970).
Se presenta una nueva metodología para clasificar los suelos en relación con la salinidad, basándose en el análisis de el extracto de saturación y en el establecimiento de planos de suelos, fundados en información cualitativa, llegando a una clasificación en gran número de grupos y subgrupos, que puede ser de gran utilidad.
285. Balance de Sales, Eficiencia de Riego y Diseño de Drenaje. (Septiembre 1970). (Agotado).
286. Infiltración del Agua a Través de los Suelos no Uniformes. (Octubre 1970). (Agotado).
295. Efecto de Niveles de Humedad del Suelo, Nitrógeno y Potasio en el Crecimiento de la Caña de Azúcar. (Julio 1971). (Agotado).
305. Condiciones de Drenaje Interno en el Distrito de Riego del Río Yaqui, Son. (Mayo 1972). (Agotado).
306. Dos Casos Específicos de Drenaje Agrícola. (Junio 1972).
Se presentan dos trabajos. El primero se refiere al aspecto económico del drenaje agrícola y se analiza un método de cálculo del óptimo económico mediante el uso de conducciones subterráneas, ofreciendo soluciones gráficas y analíticas. En el segundo trabajo se describe un proyecto de drenaje por tubería para una parte del delta del Nilo y se indica la mejora obtenida en los rendimientos de las cosechas.

315. Riego por Medio de Drenas Subsuperficiales. (Marzo 1973). (Agotado).
317. Efecto de la Temperatura del Suelo sobre el Crecimiento de las Plantas - en los Suelos Salinos. (mayo 1973).
Se presentan los resultados de una investigación para comparar el efecto de diferentes temperaturas del suelo sobre el desarrollo de las plantas en suelos salinos y no salinos, incluyendo fertilización con fósforos. - La investigación se llevó a cabo sobre trébol, mijo y maíz. (Agotado).
321. Desalado en las Zonas Áridas. (Septiembre 1973).
Se describen los métodos más adecuados para desalar las aguas saladas y las aguas salobres; entre ellos, la destilación, la ósmosis, la electrodiálisis y el intercambio de iones. Se sugieren programas para el levantamiento de los recursos de aguas salobres y para la investigación sobre el desalado. Se presentan datos sobre los recursos de aguas salobres - identificados hasta ahora en el Continente Americano. (Agotado).
322. Vocabulario de la Ciencia del Suelo. (Octubre 1973). (Agotado).
323. La Salinidad y el Mejoramiento de los Suelos. (Noviembre 1973).
Se estudia el proceso de salinización de los suelos en el curso del tiempo y la influencia que tiene en el mismo el manejo de los propios suelos y las condiciones ecológicas. Se analizan los cambios en la composición de las sales en los suelos regados y las leyes que regulan el ensalitramiento de dichos suelos, y se estudian las medidas que puedan emplearse para corregir la salinidad.
331. Cálculo de la Componente Drenaje en el Escurrimiento del Agua en el Suelo. (Julio 1974).
Se estudian métodos para estimar el drenaje inmediato al riego, en tres tipos de suelo diferentes sembrados con alfalfa. Se estudia la aplicación de una ecuación para obtener el coeficiente de drenaje y se comparan los valores calculados con los realmente medidos, obteniéndose una coincidencia satisfactoria. Se concluye que el coeficiente de drenaje es función del contenido de agua del suelo e independiente del agua extraída por las plantas.
337. El Suelo, Medio Ambiente de las Raíces. (Enero 1975).
Se describe brevemente el origen de los suelos, su formación y evolución, así como sus características generales físicas, químicas y biológicas, - indicando como influyen directamente en el desarrollo de los cultivos.
338. La Salinización del Suelo y del Agua Subterránea bajo una Agricultura. - (Febrero 1975).
Se presenta un estudio a nivel de campo, para evaluar las relaciones - entre distintas clases de cultivo y las concentraciones de sales en el suelo y en el agua subterránea. Se muestra que la variabilidad de la - salinidad depende de la clase de cultivo y de su manejo. Se muestra - también que la salinidad del agua subterránea puede relacionarse con la salinidad del suelo y se indican métodos para determinar el papel que - tiene la agricultura de riego en los problemas que crea la salinidad del

agua subterránea.

341. Metodología establecida para la determinación y solución de los problemas de Drenaje en los Distritos de Riego de la República Mexicana. (Mayo - 1975).
Se analiza la determinación de las condiciones actuales del drenaje y se estudian los factores que originan problemas en relación con el mismo. Se describen medidas correctivas y preventivas y se dan normas para el cálculo de drenes parcelarios y la construcción de drenes subterráneos.
346. Las Interacciones entre Iones específicos de los Fertilizantes y de las Sales del Suelo. (Octubre 1975).
Se describen dos experimentos en invernadero, uno para determinar el efecto de los fertilizantes sobre el desarrollo y la tolerancia a la salinidad de plantas de cebada, la toxicidad comparativa de los cloruros de sodio y de potasio, y el efecto de ambos sobre la solubilidad del fósforo, y otro, para estudiar el efecto del potasio sobre la toxicidad del sodio, el antagonismo entre los cloruros y los fosfatos y la influencia del sulfato de sodio sobre el rendimiento de la cebada.
351. Salinidad de los Suelos y Calidad del Agua de Riego. (Marzo 1976).
Se dan a conocer diversos trabajos presentados por la Comisión para el Estudio de la Salinidad del Distrito de Riego Num. 14, Río Colorado e invitados a la Reunión celebrada en Mexicali, B. C., del 30 de Abril al 2 de Mayo de 1975.
Dichos trabajos tuvieron como propósito fundamental, dar a conocer los problemas actuales y probables de salinidad en los Distritos de Riego, con objeto de poder adoptar medidas adecuadas para su solución.
364. Trabajos de Investigación Desarrollados en el Distrito de Riego el Río Yaquí, Son. 1a. Parte. (Abril 1977).
Contiene los siguientes trabajos presentados en diferentes Congresos de la Sociedad Mexicana de la Ciencia del Suelo:
- El Trigo como complemento en la recuperación de los suelos afectados por sales.
- Uso del Agua proveniente de los drenes en la recuperación de los suelos con problemas de sales.
- Caracterización de la afectación salina mediante el uso de transparencias aéreas a color.
- Observaciones sobre el efecto del riego por succión en el rendimiento y desarrollo del maíz.
365. Trabajos de Investigación Desarrollados en el Distrito de Riego el Río Yaquí, Son. 2a. Parte. (Mayo 1977).
Incluye dos trabajos de experimentación sobre salinidad realizados por el personal técnico del Distrito de Riego Núm. 41:
- Evaluación de diferentes fraccionamientos para la aplicación de una lámina de lavado en la recuperación de suelos afectados por sales.
- Evaluación de la tolerancia a las sales de doce variedades de trigo.
366. Definición Óptimo - Económica del Tamaño de Muestra y de la Intensidad de

- Lavado para la Recuperación de Suelos con Problemas de Sales. (Junio - 1977). En el presente trabajo se desarrolla una metodología que permite plantear y resolver el problema de minimizar los costos medios esperados de la recuperación de suelos. Para ello considera dos cuestiones: la definición de "un tamaño de muestra" y la selección de un determinado valor de salinidad con el cual se habrá de calcular la lámina de lavado a utilizar.
368. Drenaje Agrícola de la Chontalpa, Tabasco. (Agosto 1977).
En este trabajo se presenta un estudio freaticométrico de la región para caracterizar las condiciones del drenaje agrícola, y así conocer: la distribución y magnitud de las áreas con diferentes condiciones de humedad en el suelo, las causas de anegamiento y las medidas convenientes para su corrección.
El estudio se complementa con información general del área en cuanto a: suelos, calidad y cantidad de las aguas para riego, clima, tipos y variedades de cultivos, aspectos socio - económicos, etc.
372. Tolerancia de los Cultivos a las Sales. (Diciembre 1977).
Este trabajo intenta compilar y uniformizar todos los datos disponibles de tolerancia a las sales en los últimos 30 años, para presentar una evaluación actual de la tolerancia a las sales de los cultivos agrícolas. Incluye solamente aquellos datos que correlacionan la respuesta de la planta a las sales solubles del suelo y las toxicidades de iones específicos.

V. SUELO Y FERTILIDAD.

43. El Cultivo Algodonero y la Fertilidad de los Suelos en la Región Lagunera. (Julio 1950). (Agotado).
48. Influencia del Suelo Seco sobre la Expansión de las Raíces. (Diciembre - 1950). (Agotado).
71. Fertilizantes, Análisis de los Suelos y Nutrición de las Plantas. (Nov.- 1952). (Agotado).
100. La Infiltración y el Movimiento del Agua en el Suelo durante el Riego. (Abril 1955). (Agotado).
129. La Pérdida de la Materia Orgánica del Suelo. (Sept. 1957). (Agotado).
151. II Estudio y Planeación de las Obras de Riego. (Curso Internacional - Sobre Pequeñas Obras de Riego). C. Estudios Geológicos. TOMO CUARTO. (Septiembre 1958). (Agotado).
152. II Estudio y Planeación de las Obras de Riego. (Curso Internacional - Sobre Pequeñas Obras de Riego). D. Estudios Topográficos. TOMO QUINTO. (Octubre 1958). (Agotado).
153. II Estudio y Planeación de las Obras de Riego. (Curso Internacional - Sobre Pequeñas Obras de Riego). E. Los Estudios de los Suelos. TOMO - SEXTO. (Noviembre 1958). (Agotado).
156. Análisis Sísmicos de los Suelos para el Estudio del Movimiento de Tierras. (Diciembre 1959). (Agotado).
159. Efectos de Diversas Mezclas de Fertilizantes sobre el Contenido de Sales de la Solución del Suelo. (Marzo 1960). (Agotado).
164. Algunos Aspectos de los Suelos y del Riego de las Zonas Áridas. (Agosto 1960). (Agotado).
237. Notas sobre la Fertilidad de los Suelos Tropicales y su Mejoramiento. (Septiembre 1966). (Agotado).
266. Influencia de los Factores del Suelo sobre las Necesidades de Agua de los Cultivos. (Febrero 1969). (Agotado).

VI. CONSERVACION

12. El Combate de las Hierbas Acuáticas. (Diciembre 1947). (Agotado).
14. El Combate de la Vegetación en las Obras de los Distritos de Riego. (Febrero 1948). (Agotado).
17. Diseño de Canales para Desagüe de Terrazas, Revestidos de Pasto Azul. (Abril 1948). (Agotado).
18. Método para Proyectar Canales Revestidos de Hierba. (Junio 1948). Agotado.
25. Canales para Desagüe de Terrazas Revestidas de Pasto Azul de Kentucky. (Enero 1949). (Agotado).
40. Combate de las Hierbas Acuáticas y de las Hierbas de los Bordos de los Canales. (Abril 1950). (Agotado).
41. Plantaciones en Cauces y Bordos para Combatir la Erosión. (Mayo 1950). (Agotado).
56. El Combate de las Hierbas Acuáticas Sumergidas, con solventes aromáticos, en los Sistemas de Riego. (Agoosto 1951). (Agotado).
61. Proyecto, Construcción y Uso de una Forma Deslizante para el Revestimiento de Canales en el Distrito de Riego de Arizona, E. U. A. (Enero 1952) (Agotado).
67. Los Freatófitos y su Influencia en las Pérdidas de Agua de las Zona de Bajo Riego. (Julio 1952).. (Agotado).
68. La Extirpación de los Freatófitos en los Distritos de Riego. (Agoosto 1952). (Agotado).
78. El Revestimiento de los Canales de Riego. (Junio 1953). (Agotado).
83. La Erosión y la Conservación del Suelo en los Estados Unidos. (Noviembre 1953). (Agotado).
99. Cortinas de Arboles contra el Viento. (Marzo 1955). (Agotado).
107. Conservación de la Capacidad de Conducción de los Canales de Riego. (Nov. 1955). (Agotado).
135. Estudio del Azolve de los Vasos de Almacenamiento de los Estados Unidos. (Marzo 1958). (Agotado).
150. V Operación de los Distritos de Riego. D. Conservación y Mejoramiento de las Obras. (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego). TOMO -

- TRECE. (Junio 1959). (Agotado).
166. La Conservación de los Sistemas de Drenaje. (Octubre 1960). (Agotado).
187. Combate Químico de las Malas Hierbas de las Cosechas. (Julio 1962). - (Agotado).
202. Deshierbe de Drenes con Draga y un Rastrillo de Nuevo Diseño en el Distrito de Riego el Río Yaqui, Son. (Octubre 1963). (Agotado).
205. Destrucción de la Vegetación Acuática o Semiacuática que Invade las Corrientes de Agua. (Enero 1964). (Agotado).
206. Equivalente de Medidas y Factores de Conservación. (Febrero 1964). - (Agotado).
227. Prácticas para el Control de Malezas y Empleo de Herbicidas Químicos para Complementar la Conservación de los Drenes de Riego del Río Yaqui, Son. - (Noviembre 1965.)
Se describen los sistemas actualmente utilizados en el Distrito para la conservación de sus canales principales por medio del uso de herbicidas químicos, a fin de exterminar las malas hierbas que con el tiempo impiden el funcionamiento adecuado de los canales.
270. Terrazas en Bancal para la Conservación del Suelo y el Agua. (Junio 1969) (Agotado).
310. El Combate de las Malas Hierbas en las Areas de Riego de las Zonas Áridas. (Octubre 1972).
Se describen los programas de destrucción de las malas hierbas en el Distrito de Riego de Río Grande de los Estados Unidos. Se estudian con detalle las ventajas e inconvenientes de los métodos mecánicos, de la quema y de los métodos a base de tratamientos químicos, y se llega a la conclusión de que cualquier programa tiene que considerar el uso de diversos métodos.
316. Traslado de la Teoría Agrícola Moderna a la Práctica. (Abril 1973).
Se analiza la necesidad de la investigación como base del progreso y se estudian las normas básicas para hacer llegar las recomendaciones deducidas de los estudios teóricos a los agricultores, para que puedan aplicarlas en la práctica.
329. Los Vientos en la Agricultura y los Rompivientos. (Mayo 1974).
Se estudian los vientos, su origen y sus características. Se describe el papel de los vientos en la agricultura, y sus efectos favorables y adversos para los cultivos. Se estudia el establecimiento de cortinas rompivientos, sus características, su influencia sobre la velocidad del viento y sobre el medio en general, así como sobre el clima del suelo, y sobre la producción de los cultivos en el área protegida. (Agotado)
339. Conservación de los Recursos Naturales. (Marzo 1975).

Se define el concepto de recursos naturales y se hace resaltar su importancia, indicando el mal uso que se ha hecho de ellos. Se describe el Plan Nacional Hidráulico, elaborado para prever las necesidades futuras y el modo de cubrirlas. Se estudian los problemas de conservación de los recursos hidráulicos y las medidas destinadas a evitar su contaminación y a propiciar su aprovechamiento correcto y, a través de ello, incrementar la productividad.

369. Un programa para Conservación de Cuencas Pequeñas. (Septiembre - 1977).

Se presentan las recomendaciones formuladas, a principios de 1977, por el Comité Especial de Estudio del Congreso Nacional del Agua - de los Estados Unidos; para mejorar la Efectividad del Programa de Cuencas Pequeñas ejecutado de acuerdo con la Ley P. L. 566. Considera ocho áreas de interés: Orientación de Programas, autoridades adicionales, participación pública, planeación de cuencas, responsabilidades estatales y locales, el tratamiento a las tierras, políticas federales de financiamiento y evaluaciones posteriores de los proyectos.

VII. AGRONOMIA Y ECOLOGIA

1. Hábito de Desarrollo del Sistema Radicular de la Alfalfa. (Enero 1947).
(Agotado).
3. Hábito de Desarrollo del Sistema Radicular del Maíz. (Marzo 1947). -
(Agotado).
4. Hábito de Desarrollo del Sistema Radicular del Chile. (Abril 1947). -
(Agotado).
5. Hábito de Desarrollo del Sistema Radicular de la Papa. (Mayo 1947). -
(Agotado).
6. Hábito de Desarrollo del Sistema Radicular del Píjolo. (Junio 1947). -
(Agotado).
8. Crecimiento de las Plántulas de Maíz en Relación con la Temperatura. -
(Agosto 1947). (Agotado).
9. Hábito de Desarrollo de las Raíces del Trigo. (Septiembre 1947). (Agotado)
10. Datos sobre la Mejora del Trigo y del Maíz en México. (Octubre 1947). -
(Agotado).
13. Hábito de Desarrollo del Sistema Radicular del Jitomate. (Enero 1948). -
(Agotado).
21. Las Hormonas Sintéticas como Herbicidas. (Septiembre 1948). (Agotado).
22. La Genética de la Herencia en el Chahuixtle del Maíz. (Octubre 1948). -
(Agotado).
24. El Aumento de la Producción Agrícola como base de la Mejor Alimentación -
del Pueblo de México. (Diciembre 1948). (Agotado).
27. Un Nuevo Herbicida para el Combate de las Hierbas Acuáticas. (Marzo 1949).
(Agotado).
32. Lagunas y Estanques de Peces en la Finca Agrícola para Alimento y Buena -
Utilización de la Tierra. (Agosto 1949). (Agotado).
33. Estanques de Reproducción de Peces. (Septiembre 1949). (Agotado).
36. Manejo de los Huertos de Cítricos en el Valle Bajo del Río Bravo. -
(Diciembre 1949). (Agotado).
37. Progreso de la Lucha Química contra las Malas Hierbas. (Enero 1950). -
(Agotado).

42. Mejoras en la Técnica de la Hibridación del Algodón. (Junio 1950). -
(Agotado).
58. Nuevas Ideas sobre el Fotoperiodismo. (Octubre 1951). (Agotado).
77. La Caña de Azúcar y el Agua. (Mayo 1953). (Agotado).
84. Períodos de Siembra y Recolección de los Cultivos Anuales en los Distritos de Riego. (Diciembre 1953). (Agotado).
87. Las Variedades del Algodón, su Adaptación a las Diferentes Condiciones. -
(Marzo 1954). (Agotado).
90. La Piscicultura como Medio para el Combate de las Plantas Acuáticas en -
Aguas Interiores. (Junio 1954). (Agotado).
92. Plantación y Cultivos Perennes en Contorno. (Agosto 1954). (Agotado).
96. El Nopal y la Oveja. (Diciembre 1954). (Agotado).
101. Pláticas Hidrobiológicas. (Mayo 1955). (Agotado).
103. El Crecimiento de los Arboles y la Lluvia. (Julio 1955). (Agotado).
111. Los Recursos Pesqueros del Sureste de México. (Marzo 1956). (Agotado).
120. Insecticidas contra las Plagas. (Diciembre 1956). (Agotado).
123. Aspectos Biológicos y Económicos de la Pesquería de Sardina, *Sardinops*, -
Caerula, Girard, 1854 en Aguas Mexicanas del Pacífico. (Marzo 1957). -
(Agotado).
131. Variedades Mejoradas de Trigo para las Siembras del Ciclo 1957-58. -
(Noviembre 1957). (Agotado).
132. El Uso de las Plantas Cultivadas para Coberturas y como Abonos Verdes. -
(Diciembre 1957). (Agotado).
182. Catálogo de Plantas de Interés para la Agricultura con sus nombres Latí-
nos y Vulgares en Español y en Inglés. (Febrero 1962).
Enumeración por orden alfabético en español de los nombres de las plan-
tas, con su traducción al inglés y sus nombres científicos.
199. Por qué difieren las Necesidades de Fertilizantes y la Composición Mineral
de las Plantas. (Julio 1963). (Agotado).
209. Cultivo de Cártamo. (Mayo 1964). (Agotado).
216. Cultivo de Sorgo. (Diciembre 1964). (Agotado).
219. Períodos de Siembra y Recolección de los Cultivos Anuales en los Distri -

- tos de Riego. (Marzo 1965). (Agotado).
223. El Papel de la Genética en la Mejora de la Eficiencia del Uso del Agua - por las Cosechas. (Julio 1965).
Cita, a grandes rasgos, diversos estudios genéticos que se han realizado con el objeto de mejorar la eficiencia del uso del agua por los cultivos.
230. Comportamiento del *Heliothis* spp. en Siembras de Algodonero, tratadas con Liberaciones masivas de *Trichogramma* en la Comarca Lagunera. (Feb. 1966).
Análisis detallado de cómo, cuándo y cuántos parásitos del género *trichogramma* se deben liberar para combatir al gusano bollotero del género *Heliothis*, el cual o es inmune a los insecticidas o bien, por razones naturales o económicas, no es posible controlar químicamente.
243. El Cultivo de la Fresa. (Marzo 1967).
Se recomiendan algunos métodos para el cultivo de la fresa en zonas con condiciones similares a las de la parte Oriental de Estados Unidos, que es la región donde se desarrolló el presente estudio.
246. La Rodadora o Cardo Ruso (*Solsola Kali L.*, Var. *Tenuifolia* Taush) en los Distritos de Riego. (Junio 1967). (Agotado).
251. Influencia del Zinc sobre el Desarrollo de las Hortalizas en la Región del Bajío. (Noviembre 1967). (Agotado).
254. Insectos e Insecticidas, Malas Hierbas y Herbicidas. (Febrero 1968). - (Agotado).
259. Praderas Tecnificadas tipo Temascalcingo. (Julio 1968).
Se describen las características generales del Valle de Temascalcingo; - se analizan sistemas que se han implantado en esta zona para obtener los máximos beneficios con el debido aprovechamiento de los recursos técnicos, económicos y naturales.
265. Se pueden reducir las Pérdidas causadas por la Pudrición de la Raíz en el Algodón. (Enero 1969). (Agotado).
284. Los Distritos de Riego y la Genética. (Agosto 1970). (Agotado).
287. Utilidad de los Análisis de Tejidos Vegetales. (Nov. 1970). (Agotado).
298. Aplicación de Métodos Climatológicos a los Problemas de la Introducción de Nuevos Cultivos. (Octubre 1971). (Agotado).
299. Período de Siembra y Recolección de los Cultivos Anuales de los Distritos de Riego. (Noviembre 1971). (Agotado).
303. Las Técnicas Nucleares y la Revolución Verde. (Marzo 1972). (Agotado).
304. El Cultivo del Arroz en el Noreste y sus Problemas Agronómicos. -

(Abril 1972).

Se estudia el cultivo del arroz en el Distrito de Riego No. 10, Culiacán. Se describe su importancia con respecto a los demás cultivos del Distrito. Como Aspecto fundamental se dan a conocer las investigaciones realizadas para reducir el coeficiente de riego, y se hacen recomendaciones para lograr este objetivo.

319. El Uso del Muestreo Aleatorio en la Investigación de Campo de los Distritos de Riego. (Julio 1973). (Agotado).
326. Temperatura y Humedad de las Tierras. (Febrero 1974).
Se estudia la relación entre el aire y el suelo a través del vegetal, las manifestaciones y variaciones del calor del suelo y la medida del mismo, la importancia del factor agua y de sus movimientos dentro del suelo, la medida de la humedad del suelo y el complejo agua-calor de los suelos que determina el clima del suelo.
327. La Lluvia y los Cultivos. (Marzo 1974).
Se describen: el ciclo hidrológico y los meteoros acuosos; la medición de la lluvia; el papel de la lluvia en la agricultura; los regímenes pluviales en México; la adaptación de los cultivos a los climas. Se estudia además, el fenómeno de las tormentas, incluidas las de granizo, sus causas y su pronóstico. (Agotado).
328. Desarrollo histórico de los Diferentes Cultivos en los Distritos de Riego de México, 1960-61 a 1971-72. (Abril 1974).
Se presentan en cuadros específicos para cada uno de los cultivos practicados en las áreas de los Distritos de Riego, y para cada uno de los ciclos comprendidos entre 1960-61 y 1971-72, la superficie cosechada, el rendimiento medio en toneladas por hectárea, la producción en toneladas, el precio medio rural por tonelada y el valor de la cosecha.
334. La Soya, su Cultivo y Usos. (Octubre 1974).
Se dan datos de la producción mundial y nacional de soya. Se describe la planta, se estudia su ecología, sus variedades, las prácticas de cultivo, las principales investigaciones llevadas a cabo en México y en los Estados Unidos, y las plagas y enfermedades. Se presentan datos sobre costos de producción. Se describen los usos que tiene la soya y su importancia para la alimentación del hombre.
352. Praderas Tecnificadas tipo Temascalcingo, en el Centro Nacional para Educación, Investigación y Extensión de la Zootecnia. (Abril 1976).
Se presentan los resultados de una investigación realizada sobre el establecimiento y utilización de praderas tecnificadas, llevadas a cabo conjuntamente por Técnicos de la Facultad de Veterinaria y Zootecnia de la UNAM y de la Subsecretaría de Operación de la S. E. H. Se proporciona información sobre el uso de agua, los rendimientos y los aspectos económicos de la producción.

361. Aspectos Ecológicos del Combate de las Plantas Acuáticas. (Enero 1977). Se describen sucintamente los problemas que acarrea la presencia de hierbas acuáticas en la infraestructura de riego tales como: deficiencias en la operación y conservación de los sistemas de riego, reducción de la capacidad de las obras, etc. Se examina el impacto ecológico que ocasionaría el combate químico de las malas hierbas acuáticas en el Oeste de los Estados Unidos.
370. Producción de Maíz Forrajero Regado con Aguas Negras en el Distrito de Riego No. 88, Chiconautla, Méx. (Octubre 1977). El presente trabajo es un reporte de 15 experimentos de campo establecidos en el Distrito 88, para la producción de maíz forrajero. En cada uno de ellos se emplearon diferentes fórmulas de fertilización, tipos de semillas, prácticas culturales, etc., con objeto de obtener información relacionada con las recomendaciones óptimo - económicas de los insumos y de las prácticas para la producción de dicho forraje. Se describen los procedimientos seguidos en los experimentos, el método estadístico empleado para el análisis de los datos y las conclusiones que se infieren de los resultados.

VIII. ECONOMIA Y ADMINISTRACION

15. Estudio Técnico y Económico sobre Quince Distritos de Riego de los Estados Unidos. (Marzo 1948). (Agotado).
28. El Distrito de Riego Central de Arizona, U. S. A. (Abril 1949). (Agotado)
31. Problemas de la Mecanización de las Pequeñas Fincas Agrícolas. (Julio - 1949). (Agotado).
35. La Agricultura en la Economía de las Naciones Latinoamericanas. (Noviembre 1949). (Agotado).
46. El Caballo y el Tractor. (Octubre 1950). (Agotado).
60. Planeación Agrícola del Distrito de Riego de Tehuantepec, Oax. desde el - Punto de Vista del Clima y de las Disponibilidades Hidráulicas. (Diciembre 1951). (Agotado).
82. El Riego en Relación con la Producción de Alimento. (Octubre 1953). - (Agotado).
88. La Operación y Conservación de los Distritos de Riego. (Abril 1954). - (Agotado).
89. Función Económica y Social de los Distritos de Riego. (Mayo 1954). - (Agotado).
102. El Método Fisiológico - Matemático Mischelich para el Aumento de la - Productividad de las Tierras. (Junio 1955). (Agotado).
112. Planeación Agrícola, su Aspecto Económico y Social. (Abril 1956). - (Agotado).
122. Importancia del Aprovechamiento Optimo del Agua en los Distritos de Riego. (Febrero 1957). (Agotado).
126. Croquis de los Distritos de Riego en Operación. (Junio 1957). (Agotado)
128. Glosario de Términos Empleados en los Distritos de Riego. (Agosto 1957). (Agotado).
167. Costo de Distribución del Agua de Riego por el Método de Aspersión. - (Noviembre 1960). (Agotado).
180. Resumen de la Situación Económica de la Agricultura y la Ganadería en - México. (Diciembre 1961). (Agotado).
183. Financiamientos. (Marzo 1962). (Agotado).

190. Estudio Económico Comparativo entre los Costos de Construcción de Sistemas de Riego con Canales de Tierra y Sistemas de Riego con sus Canales Revestidos de Concreto. (Octubre 1962).
Análisis de los factores que intervienen en el costo para operar canales de tierra y la diferencia con los resultados que se obtienen en la operación con canales revestidos de concreto.
198. Análisis Económico de Dieciocho Productos Agrícolas Importantes del País. (Junio 1963). (Agotado).
200. Productividad Económica Bruta de las Tierras de Riego, Dentro de los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1959-60. (Agosto 1963). (Agotado).
207. Evaluación de Inversiones para la Recuperación de Tierras desde el punto de Vista de la Economía Nacional. (Marzo 1964). (Agotado).
213. Cuantificación de los Factores del Desarrollo Agrícola de México. (Septiembre 1964). (Agotado).
214. Modelo de Programación Inter-regional para la Planificación del Desarrollo Agrícola. (Octubre 1964). (Agotado).
215. Postulados, Fundamentos y Posibilidades de la Planificación. (Noviembre 1964). (Agotado).
232. Dinámica del Desarrollo Agrícola de México. (Abril 1966). (Agotado).
241. Estudio Estadístico sobre los Rendimientos del Maíz en los Distritos de Riego de México. (Enero 1967). (Agotado).
271. Plan de Rehabilitación del Distrito de Riego de la Región Lagunera. (Julio 1969). (Agotado).
280. Algunas Aplicaciones de los Métodos Estadísticos a la Operación de los Distritos de Riego. (Abril 1970). (Agotado).
294. El Valle de Mexicali. (Junio 1971). (Agotado).
297. Administración por Objetivos. (Septiembre 1971).
Se explica el significado y alcance de la administración por objetivos y se describen las relaciones entre jefes y subordinados, el concepto de dirección y la organización de las estructuras, analizando los conceptos de planeación, programación, comunicación, coordinación, control, responsabilidad y autoridad.
300. El Ejido Piloto de "Presa de Pastores" en El Bajío. (Diciembre 1971). (Agotado).
309. Hacia un Programa Nacional de Organizaciones Agropecuarias. (Septiembre 1972).

Se justifica la necesidad de organizar a los productores de los distritos de riego y se delinea un programa para tal fin, señalando las ventajas del mismo y sus principales objetivos. Se indica cuales serían la participación institucional y las medidas iniciales y se dan normas para la selección de unidades piloto.

312. La Administración del Agua Base de la Agricultura Moderna. (Diciembre - 1972).
Se estudian los problemas de una buena administración de agua y se señalan los principios básicos para lograrla. Se indica la necesidad de adoptar nuevas técnicas, así como las cuestiones fundamentales a que tienen que atender los gobiernos para lograr cambios de importancia en la administración del agua.
343. Los Distritos de Riego en México fundamentos legales para su creación y Operación. (Julio 1975). (Agotado).
344. Los Distritos de Riego de México - Evolución - Operación - Conservación - Administración - Tecnificación. (Agosto 1975).
Se describe la historia de los Distritos de Riego en México, su organización actual y su marco legal, los logros obtenidos con su operación, los problemas de su conservación y administración, las actividades desarrolladas para la tecnificación del riego y el mejoramiento a nivel parcelario, y el impacto de la obra hidráulica en la economía nacional.
347. Relaciones entre la Agricultura y las Carreteras en los Países en Vías de Desarrollo. (Noviembre 1975).
Se estudia la influencia que puede tener un camino sobre el desarrollo socio-económico y agrícola de su área de influencia. Se analizan algunos de los problemas que surgen para la determinación de los beneficios inducidos por un nuevo camino y los reflejos de éste sobre el empleo de la mano de obra agrícola utilizada anteriormente para los transportes.
353. Las Cooperativas y el Desarrollo Económico en los Países Tropicales. (Mayo 1976).
Se estudian las carencias estructurales en el proceso del desarrollo en lo que se refiere al fenómeno de la asociación. Se analiza la situación económica de los países en desarrollo de las regiones tropicales, y se muestra el papel que pueden tener las cooperativas en el citado proceso.
356. Un Nuevo Enfoque de la Aplicación de la Ingeniería Civil en los Distritos de Riego. (Agosto 1976).
Ante la necesidad de aprovechar al máximo los recursos hidráulicos disponibles en el país, debido al excesivo crecimiento demográfico, se plantea un enfoque que permitiría dotar a los proyectos de los Distritos de Riego de un sentido realista, enmarcándolos en condiciones de obtener resultados óptimos a partir de hipótesis fundamentadas y con la menor recurrencia posible a técnicas y coeficientes empíricos.

360. La Operación de un Distrito de Riego del Sur de Italia. (Diciembre 1976)
Se describen las condiciones ambientales del área del distrito de riego estudiado, así como los problemas que ofrece el funcionamiento de la red de riego y el cálculo de las necesidades hídricas, las dotaciones, los volúmenes de riego y los turnos para el uso del agua.
363. Monografía de un Distrito de Riego. El Río Colorado. (Marzo 1977).
En este trabajo se presenta una Reseña Histórica de la Cuenca del Río Colorado, las obras que se han realizado, los problemas de salinidad, sus soluciones, obras de rehabilitación; así como, las características generales de El Río Colorado y el Distrito de Riego NO. 14.
367. Guía para la Operación de Distritos de Riego. (Julio 1977).
En el presente trabajo se hace una explicación de las labores, normas y procedimientos que a juicio del autor, constituyen la Operación de un Distrito de Riego en la parte relativa a la Distribución y Manejo del Agua. Considera, entre otros, los siguientes aspectos: análisis y manejo de la información necesaria para la operación del Distrito, elaboración de Plan de Riegos, proceso de distribución del agua de riego, factores que interfieren la operación y procedimientos especiales a seguir en casos de emergencia (lluvia, escasez y avenidas).

IX. OTROS

19. El Abastecimiento de Agua a la Ciudad de México. (Julio 1948). (Agotado)
29. Postes para Comunicación Telefónica y Conducción Eléctrica. (Mayo 1949). Se describen las variedades de postes; cómo conservarlos, dónde y en qué forma colocarlos, así como la diversidad de usos que se les da.
75. La Revolución Causada por la Ingeniería en la Agricultura de los E. U. A. (Marzo 1953). (Agotado).
93. Selección de Motores Eléctricos. (Septiembre 1954). (Agotado).
110. Polución, Contaminación Industrial, Agrícola y Doméstica de las Aguas. - (Febrero 1956). (Agotado).
114. El Problema de la Escasez de Agua en los Estados Unidos. (Junio 1956). - (Agotado).
125. Perspectivas de las Disponibilidades Futuras de Agua en los Estados Unidos. (Mayo 1957). (Agotado).
152. Signos Convencionales y Especificaciones para Dibujo de Planos. (Agosto 1959). (Agotado).
212. El Problema de la Alimentación en América Latina. (Agosto 1964). (Agotado)
301. Fundamentos y Alcance de la Ley Federal de Aguas de 30 de Diciembre 1971. (Enero 1972). (Agotado).
325. La Divulgación de la Tecnología Favorece a los Agricultores. (Enero 1974) Se indica la conveniencia de divulgar la nueva tecnología, clasificando al efecto los tipos de sociedades desde el punto económico y señalando su grado de progreso. Se analizan los diferentes métodos de divulgación en relación con los aspectos técnicos y sociales. Se describen los sistemas de comunicación de los resultados de las investigaciones.

INSTRUCTIVOS TECNICOS

1. Instalación y Manejo del Limnógrafo Stevens Tipo F. (Junio 1948) (Agotado)
2. Instructivo para el Manejo de la Forma Destinada al Registro del Régimen de Almacenamientos en los Vasos (Julio 1948).
3. Instructivo para el Manejo de las Formas de Conservación de Obras que - Usarán los Distritos de Riego (Agosto 1948) (Agotado).
4. Instructivo para el Manejo de las Formas que servirán para Rendir la Información Mensual sobre Distribución de Aguas en los Distritos Nacionales de Riego (Septiembre 1948).
5. Instructivo para el Manejo de las Formas que servirán para Rendir los Informes Mensuales sobre Distribución de Aguas de Bombeo, en los Distritos Nacionales de Riego (Octubre 1948)
6. Reglamento para las Visitas de Inspección de Auditoría de las Dependencias de la Dirección General de Distritos de Riego (Noviembre 1948) (Cancelado y Agotado).
7. Instructivo sobre Datos que se Acompañarán a las Solicitudes de Perforación de Pozos e Información que debe Rendirse hasta poner en Operación - Las Plantas de Bombeo (Diciembre 1948) (Agotado).
8. Instructivo para Formular los Presupuestos Anuales de los Distritos de Riego (Enero 1949) (Cancelado y Agotado).
9. Instructivo sobre el Contenido Esencial de las Normas Reglamentarias Económicas para la Distribución de Aguas en un Distrito de Riego (Febrero 1949) (Agotado).
10. Instructivo para la Nomenclatura de Canales y Estructuras en los Distritos Nacionales de Riego (Marzo 1949) (Agotado).
11. Instructivo para el Manejo de las Formas E.A.1 a E.A.9 destinadas al Envío de los Datos de Producción Agrícola en los Distritos de Riego (Abril 1949) (Agotado).
12. Instructivo para la Formulación de Planes de Riego en los Distritos. 2a. Edición (Diciembre 1958).
13. Instructivo para la Observación y Registro de las Temperaturas en las Estaciones Meteorológicas de los Distritos Nacionales de Riego (Junio 1949) (Agotado).
14. Instructivo para la Observación y Registro de la Precipitación en las Estaciones Meteorológicas en los Distritos Nacionales de Riego (Julio 1949)

15. Instructivo para la Observación y Registro de la Evaporación en las Estaciones Meteorológicas de los Distritos Nacionales de Riego (Agosto 1949)
16. Instructivo para Hacer los Cargos Fijos en la Operación de la Maquinaria (Septiembre 1949) (Agotado).
17. Instrucciones Generales para la Formulación de los Presupuestos Anuales en los Distritos de Riego (Diciembre 1951) (Agotado):
18. Instructivo para llenar las Formas C-1 y C-3 relativas a la Distribución de la Posesión de la Tierra y la Forma de Asociación de los Usuarios de los Distritos de Riego (Junio 1952). (Agotado).
19. Instrucciones Generales para la Rendición de Informes Mensuales del Ejercicio del Presupuesto (Cancelado y Agotado).
20. Instrucciones sobre Contabilidad de los Distritos de Riego en Operación (Primera Parte) (Enero 1954) (Agotado).
21. Instructivo para Determinar la Superficie que puede Regar cada Usuario en Función del Volumen de agua Disponible (Enero 1954) (Agotado).
22. Instrucciones para la Rendición de la Cuenta a la Secretaría de Hacienda y Crédito Público por el Movimiento de Fondos entre los Distritos de Riego en Operación (Agosto 1955) (Agotado).
23. Instructivo de Contabilidad sobre los Distritos de Riego en Operación -- (Segunda Parte) (Agotado).
24. Instructivo para la Operación y Conservación de los Distritos de Riego -- (Noviembre 1958).
25. Instructivo para el Control en el Ejercicio de los Planes de Riego (Noviembre 1962).
26. Instructivo para el Manejo de las Formas EM-1 y EM-2 Relativas a la Mecanización de la Agricultura en los Distritos de Riego (Diciembre 1962).
27. Instructivo para el Manejo de las Formas E.F.1 y E.F.2 relativas al Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego (Septiembre 1965).
28. Instructivo para el Manejo de la Forma Modelo 7, relativa a Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos (Octubre 1971) (Agotado).
29. Instructivo para el Manejo de las Formas E.V.M.-1, E.V.M.-2 relativas al Uso de Semillas de Variedades Mejoradas en los Distritos de Riego (Octubre 1971) (Agotado).
30. Normas para la Aplicación del Artículo 60 de la Ley Federal de Aguas (Julio 1973).

31. Instructivo para la obtención y Envío de los Datos Destinados a Elaborar - el Avance Mensual del Desarrollo del Ciclo Agrícola (Agosto 1974).
32. Instructivo para el Manejo de las Formas E.A.4, E.A.5 y E.A.6, relativas a la Producción Pecuaria, a la Producción Industrial Agrícola y a la Producción de Semillas Mejoradas Respectivamente. (Agosto 1975).

Instrucciones Generales para la Localización y Diseño de Canales y sus Estructuras Menores (2a. Edición 1961).

PUBLICACIONES LEGALES

1. Normas Reglamentarias Económicas y Provisionales para la Distribución de las Aguas y Conservación de las Obras en los Distritos de Riego del Bajo Río San Juan, Tamps. (Marzo 1949) (Agotado).
2. Ley de Riegos (Abril 1949).
3. Ley Federal de Colonización (Mayo 1949) (Agotado).
4. Ley de Aguas de Propiedad Nacional y su Reglamento (Junio 1951) (Quinta Edición) (Cancelada).
5. Ley Reglamentaria del Párrafo V y del Artículo 27 Constitucional en Materia de Aguas del Subsuelo (Diciembre 1951) (Agotado).
6. Acuerdo Presidencial que Crea Consejos Consultivos en los Distritos de Riego (Junio 1952) (Cancelado y Agotado).
7. Tabulador para el Personal de Lista de Raya y Reglamento para su Aplicación (Septiembre 1952) (Agotado).
8. Disposiciones Legales sobre los Comités Directivos de los Distritos de Riego (Mayo 1956).
9. Ley Reglamentaria del Párrafo V del Artículo 27 Constitucional en Materia de Aguas del Subsuelo (Segunda Edición) (Enero 1957) (Agotado).
Ley Reglamentaria del Párrafo V del Artículo 27 Constitucional en Materia de Aguas del Subsuelo de 29 de diciembre de 1956 y su Reglamento de 27 de Febrero de 1958 (Mayo 1969).
11. Disposiciones relativas a los Distritos y Unidades de Riego supervisados -- (Octubre 1966)
12. Ley Federal de Reforma Agraria (Agosto 1971) (Agotado).
13. Ley Federal de Aguas de 31 de diciembre de 1971 (Enero 1972).

INFORMES ESTADISTICOS

1. Estadística Agrícola del Ciclo 1945-1946
2. Estadística Agrícola del Ciclo 1946-1947
3. Estadística Agrícola del Ciclo 1947-1948
4. Estadística Agrícola del Ciclo 1948-1949
5. Estadística Agrícola del Ciclo 1949-1950
6. Estadística Agrícola del Ciclo 1950-1951
7. Estadística Agrícola del Ciclo 1951-1952
8. Estadística Agrícola del Ciclo 1952-1953
9. La Distribución de la Propiedad y la Forma de Asociación de los Usuarios en los Distritos de Riego (Septiembre 1955).
10. Estadística Agrícola del Ciclo 1953-1954.
11. Estadística Agrícola del Ciclo 1954-1955
12. Estadística Agrícola del Ciclo 1955-1956 (Agotado).
13. Estadística Agrícola del Ciclo 1956-1957
14. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1957-1958
15. La Distribución de la Propiedad y la Forma de Asociación de los Usuarios en los Distritos de Riego en el año 1958-59 (Octubre 1959)
16. Estadística Agrícola del Ciclo 1957-1958
17. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1958-1959.
18. Estadística Agrícola del Ciclo 1958-1959
19. Superficies Regadas, Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1959-1960 (Julio 1961)

20. Estadística Agrícola del Ciclo Agrícola 1959-1960 (Diciembre 1961) (Agotado)
21. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1960-1961 (Octubre 1962) (Agotado).
22. Estadística Agrícola del Ciclo 1960-1961 (Diciembre 1962).
23. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1961-1962 (Septiembre 1963) (Agotado).
24. Estadística Agrícola del Ciclo 1961-1962 (Septiembre 1963) (Agotado).
25. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1962-1963 (Junio 1964)
26. Estadística Agrícola del Ciclo 1962-1963)
27. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1962-1963 (Septiembre 1964)
28. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1963-1964 (Agosto 1965)
29. Estadística Agrícola del Ciclo 1963-1964 (Octubre 1965)
30. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1963-1964 (Septiembre 1965)
31. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo 1964-1965
32. Estadística Agrícola del Ciclo 1964-1965 (Octubre 1966) (Agotado).
33. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1964-1965 (Septiembre 1966)
34. El Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1965-1966 (Agosto 1967)
35. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua en los Distritos de Riego Ciclo Agrícola 1965-1966 (Septiembre 1967)
36. Estadística Agrícola del Ciclo 1965-1966 (Octubre 1967)
37. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego, Ciclo 1965-1966 (Noviembre 1967)
38. El Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1966-1967 (Agosto 1968) (Agotado)

39. Estadística Agrícola del Ciclo 1966-1967 (Septiembre 1968) (Agotado)
40. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1966-1967 (Agosto 1968)
41. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1966-1967 (Octubre 1968)
42. El Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola - 1967-1968 (Julio 1969)
43. Estadística Agrícola del Ciclo 1967-1968 (Septiembre 1969)
44. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1967-1968 (Agosto 1969)
45. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1967-1968 (Octubre 1969)
46. Costos de Producción de los principales Cultivos en los Distritos de Riego (Octubre 1969) (Agotado)
47. El Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola - 1968-1969 (Julio 1970)
48. Estadística Agrícola del Ciclo 1968-1969 (Agosto 1970)
49. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1968 (Julio 1970) (Agotado).
50. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1968-1969 (Octubre 1970)
51. Producción de la Ganadería de las Industrias y de las Semillas Mejoradas en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1968-1969 (Diciembre 1970)
52. El Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola -- 1969-1970 (Julio 1971) (Agotado)
53. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1969-1970 (Julio 1971) (Agotado)
54. Estadística Agrícola del Ciclo 1969-1970 (Octubre 1971) (Agotado)
55. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1969-1970 (Octubre 1971) (Agotado).
56. Producción de la Ganadería, de las Industrias y de Semillas Mejoradas en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1969-1970 (Diciembre 1971)

57. Estadística Agrícola del Ciclo 1970-1971 (Agosto 1972)
58. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1970-1971 (Noviembre 1972)
59. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1970-1971 (Octubre 1972).
60. El Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1970-1971 (Noviembre 1972) (Agotado)
61. Producción de la Ganadería, de las Industrias y de Semillas Mejoradas en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1970-1971 (Diciembre 1972)
62. Estadística Agrícola del Ciclo 1971-1972 (Julio 1973)
63. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1971-1972 (Octubre 1973)
64. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1971-1972 (Octubre 1973)
65. Costos de Producción de los Cultivos en los Distritos de Riego de la Zona Centro (Diciembre 1973)
66. El Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1971-1972 (Noviembre 1973)
67. Producción de la Ganadería de las Industrias y de Semillas Mejoradas en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1971-1972 (Diciembre 1973)
68. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego, Ciclo 1972-1973 (Octubre 1974)
69. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1972-1973 (Octubre 1974) (Agotado)
70. El Uso de los Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1972-1973 (Noviembre 1974)
71. Estadística Agrícola 1972-1973 (Diciembre 1974) (Agotado).
72. Producción de la Ganadería, de las Industrias y de Semillas Mejoradas en los Distritos de Riego, en el Ciclo Agrícola 1972-1973 (Diciembre 1974).
73. Costos de Producción de los Cultivos en los Distritos de Riego de las Zonas Golfo de México y Sur (Agosto 1975).
74. Estadística Agrícola del Ciclo 1973-1974 (Octubre 1975)
75. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1973-1974 (Octubre 1975)

76. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego, Ciclo 1973-1974 (Octubre 1975)
77. El Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo 1973-1974 - (Noviembre 1975)
78. Producción de la Ganadería, de las Industrias y de Semillas Mejoradas en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1973-1974 (Diciembre 1975)
79. Estadística Agrícola del Ciclo 1974-1975 (Octubre 1976)
80. El Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola -- 1974-1975 (Noviembre 1976).
81. Costos de Producción de los Cultivos en los Distritos de Riego de la Zona Norte Centro.
82. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego, Ciclo 1974-1975 (Noviembre 1976)
83. Producción de la Ganadería de las Industrias y de Semillas Mejoradas en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1974-1975 (Diciembre 1976)
84. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1974-1975 (Noviembre 1976).
85. Estadística Agrícola de los Distritos de Riego en el Ciclo 1975-1976 (Agosto 1977)

INFORMES BIBLIOGRAFICOS

1. Publicaciones Recibidas de marzo a junio de 1962 (Octubre 1962)
2. Publicaciones Recibidas de julio a diciembre de 1962 (Enero 1963)
3. Publicaciones Recibidas de enero a marzo de 1963 (Abril 1963)
4. Publicaciones Recibidas de abril a junio de 1963 (Julio 1963)
5. Bibliografía parcial sobre los Principales Temas relacionados con la Irrigación (Septiembre 1963)
6. Publicaciones Recibidas de julio a septiembre de 1963 (Noviembre 1963)
7. Publicaciones Recibidas de octubre a diciembre de 1963 (Enero 1964)
8. Publicaciones Recibidas de enero a marzo de 1964 (Junio 1964)
9. Publicaciones Recibidas durante el trimestre abril-mayo-junio de 1964 (Septiembre 1964)
10. Publicaciones Recibidas durante el trimestre julio-agosto-septiembre de 1964 (Noviembre 1964)
11. Publicaciones Recibidas durante el trimestre octubre-noviembre-diciembre de 1964 (Enero 1965)
12. Publicaciones Recibidas durante el semestre enero a junio de 1965 (Julio 1965)
13. Publicaciones recibidas durante el semestre julio a diciembre 1965 (Enero 1966).
14. Publicaciones Recibidas durante el semestre enero a junio de 1966 (Julio 1966)
15. Publicaciones Recibidas durante el semestre de agosto a diciembre de 1966 (Enero 1967)
16. Publicaciones Recibidas durante el semestre de enero a junio de 1967 (Julio 1967)
17. Publicaciones Recibidas durante el semestre de julio a diciembre de 1967 (Enero 1968)
18. Publicaciones Recibidas durante el semestre de enero a junio de 1968 (Julio 1968)

19. Publicaciones Recibidas durante el semestre de julio a diciembre de 1968 (Enero 1968)
20. Publicaciones Recibidas durante el semestre de enero a junio de 1969 (Julio 1969)
21. Publicaciones Recibidas durante el semestre de julio a diciembre de 1969 (Enero 1970)
22. Publicaciones Recibidas durante el semestre de enero a junio de 1970 (Julio 1970)
23. Publicaciones Recibidas durante el semestre julio a diciembre de 1970 (Diciembre 1970)
24. Publicaciones Recibidas durante el semestre enero a junio de 1971. (Julio 1971)
25. Publicaciones Recibidas durante el semestre de julio a diciembre de 1971 (Diciembre 1971)

MEMORIA DEL TERCER SEMINARIO LATINOAMERICANO DE IRRIGACION

- Tomo I. Generalidades del Seminario, Grandes Proyectos e Investigaciones.
- Tomo II. Hidrología, Azolves, Geología.
- Tomo III. Suelos
- Tomo IV. Estudios Geohidrológicos
- Tomo V. Diseño y Construcción
- Tomo VI. Pequeña Irrigación
- Tomo VII. Organización de los Distritos de Riego
- Tomo VIII. Cuotas
- Tomo X. Conservación
- Tomo XI. Ingeniería de Riego y Drenaje
- Tomo XII. Agricultura (Agotado)
- Tomo XIII. Legislación
- Tomo XIV. Discursos, Informes y Resoluciones. (Agotado).

MEMORIA DEL SEMINARIO SOBRE EL MEJOR APROVECHAMIENTO DEL AGUA DE RIEGO, OAXTEPEC, MOR., 1969.

Tomo Unico (Agotado).

CARACTERISTICAS DE LOS DISTRITOS DE RIEGO

Primera Edición, 1967, Tomos I, II y III (Agotadas).

Segunda Edición, 1969, Tomos I, II y III (Agotadas).

Tercera Edición, 1970, Tomos I, II y III (Agotadas).

Cuarta Edición, 1973, Tomos I, II y III

Quinta Edición, 1976, Tomos I, II y III

MEMORANDUM TECNICO 1978

- NUM. 373 (ENERO) METODOS PARA ESTIMAR LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA "K"
- NUM. 374 (FEBRERO) DISEÑO, PROYECTO Y ESTABLECIMIENTO DE EQUIPOS DE RIEGO POR GOTEO.
- NUM. 375 (MARZO) ANALISIS Y DISEÑO DE SISTEMAS DE RIEGO POR ASPERSION
- NUM. 376 (ABRIL) CALCULO DE NECESIDADES DE MAQUINARIA AGRICOLA Y VALORACION DE COSTOS.
- NUM. 377 (MAYO) EL SEGURO AGRICOLA. ORGANIZACION ACTUAL Y OBJETIVOS.
- NUM. 378 (JUNIO) MANUAL DE CONSTRUCCION Y OPERACION DE INVERNADEROS FAMILIARES PARA LA PRODUCCION DE HORTALIZAS CON RIEGO POR GOTEO.
- NUM. 379 (JULIO) RIEGO POR ASPERSION EN EL CULTIVO DEL CARTAMO EN PARCERLAS EJIDALES.
- NUM. 380 INSTRUCTIVO PARA EL MANEJO Y REPORTE DE EXPERIMENTOS AGRICOLAS BAJO CONDICIONES DE RIEGO (AGOSTO).
- NUM. 381 PLANEACION Y DISEÑO DE RIEGO (SEPTIEMBRE)
- NUM. 382 COMO, CUANDO Y CUANTO PASTOREAR (OCTUBRE).
- NUM. 383 RECOMENDACIONES PRACTICAS SOBRE RIEGO POR GOTEO (NOVIEMBRE).
- NUM. 384 EVALUACION DEL METODO DE RIEGO POR ASPERSION BASADA EN PATRONES DE APLICACION. (DICIEMBRE).
- NUM. 385 PROYECTO DE DRENAJE SUPERFICIAL (ENERO-1979)





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

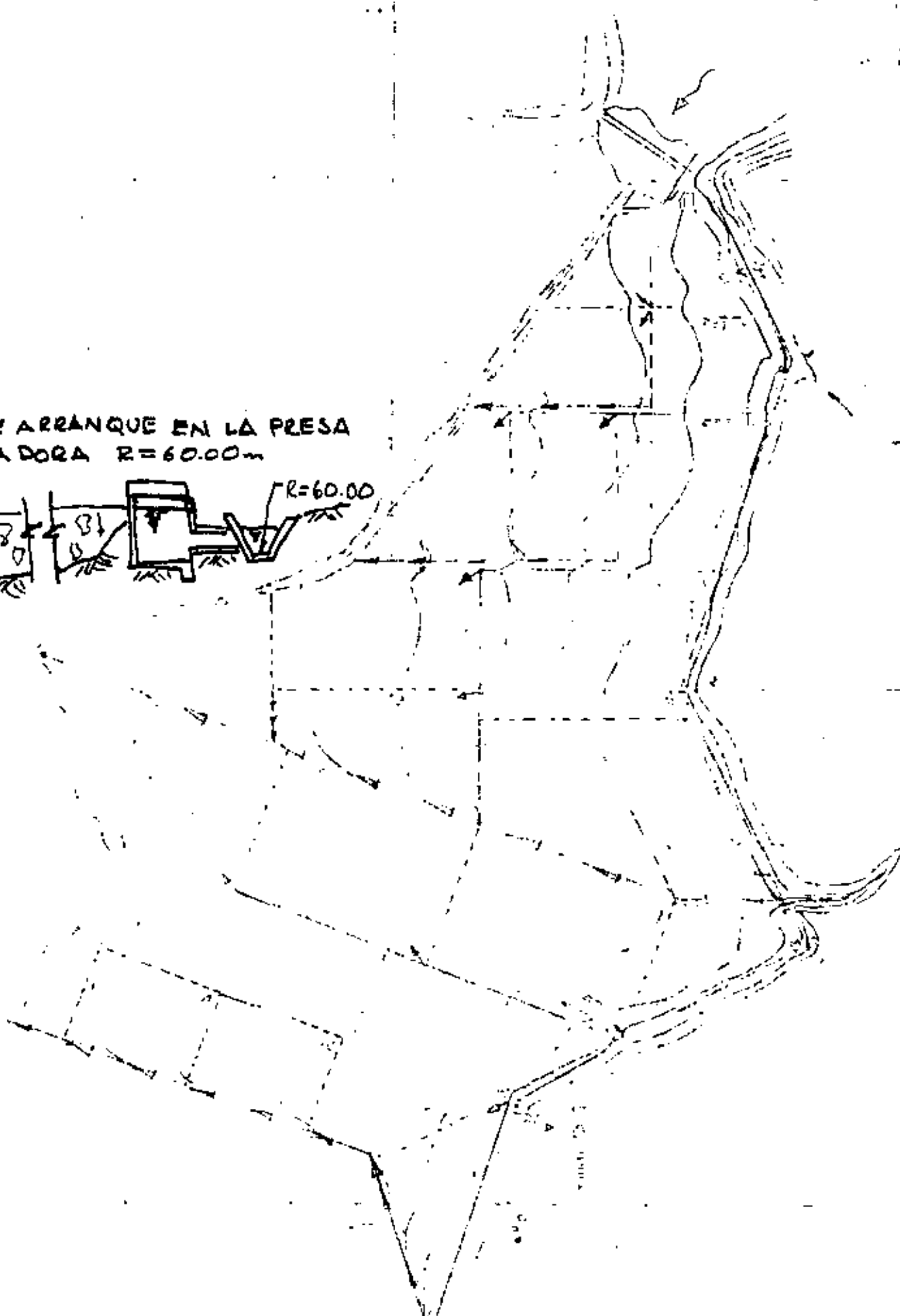


II CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE
ZONAS DE RIEGO

PLANEACION DE ZONAS DE RIEGO

ING. RODOLFO ORTEGA ARMENDARIZ
ING. OSCAR PLAISANT WONG
JUNIO DE 1979

COTA DE ARRANQUE EN LA PRESA
DERIVADORA R=60.00m



SARH

GERENCIA GENERAL EN EL ESTADO, RESIDENCIA GENERAL DE REHABILITACION

DISTRITO DE RIEGO 05, CD. DELICIAS, CHIH.

PRELIMINAR

TABLAS DE AREAS-CAPACIDADES CANAL

HOJA No. 1/1

| ESTACION | LOTE N° | TOMA | AREA BRUTA (Ha) | AREA NETA (Ha) | AREA NETA ACUMULADA (Ha) | COEFUNIT DE RIEGO (lts/seg/ha) | GASTO NECESARIO (lts/seg) | GASTO ADAPTADO (m³/seg) | VELOCIDAD (m/seg) | PENDIENTE | SECCION TIPO | NIVEL S L A (mts) | NOTAS |
|--|---------|-------------------------|-----------------|----------------|--------------------------|--------------------------------|---------------------------|-------------------------|-------------------|-----------|--------------|-------------------|-------|
| CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA | | | | | | | | | | | | | |
| Aguas abajo de 4+700 c.p. | 1 | RIFÓN N° 2 setienen TGD | 21.6 | 19.4 | 5100 ha
5119.4 | 2 | 10200
10238.8 | | | | | | |
| CANAL LATERAL DER K≈ 4+000 | | | | | | | | | | | | | |
| | 2 | TGF | 20.0 | 18 | 18 | 2 | 36 | | | | | | |
| | 3 | TGI | 20.0 | 18 | 36 | 2 | 72 | | | | | | |
| CANAL SUB-LATERAL DER K≈ 1+000 DEL C. LAT. DER K≈ 4+000 | | | | | | | | | | | | | |
| | 4 | TGF | 44.4 | 40.0 | 40.0 | 2 | 80 | | | | | | |
| CANAL LAT. DER K≈ 4+000 (Area neta = 26 + 40 + 43.2 = 119.2 ha) | | | | | | | | | | | | | |
| | 5 | TGD | 48 | 43.2 | 119.2 | 2 | 238.4 | | | | | | |
| CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA (Area neta = 5119.4 + 19.2 + 43.2 = 5281.8) | | | | | | | | | | | | | |
| | 6 | TGD | 48 | 43.2 | 5281.8 | 2 | 10536.6 | | | | | | |
| | 7 | TGD | 20 | 18.0 | 5299.8 | 2 | 10599.6 | | | | | | |
| | 8 | TGD | 28.9 | 26.0 | 5325.8 | 2 | 10651.6 | | | | | | |
| | 9 | TGD | 49.5 | 44.6 | 5370.4 | 2 | 10740.8 | | | | | | |
| CANAL LAT. DER K≈ 1+600 | | | | | | | | | | | | | |
| | 10 | TGF | 28.0 | 25.2 | 25.2 | 2 | 50.4 | | | | | | |
| | 11 | TGD | 39.9 | 35.9 | 61.1 | 2 | 122.2 | | | | | | |
| CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA (Area neta = 5370.4 + 61.1 + 27 = 5458.5) | | | | | | | | | | | | | |
| | 12 | TGD | 30 | 27 | 5458.5 | 2 | 10917 | 11711 | | | | | |
| CANAL LAT. DER K≈ 0+980 | | | | | | | | | | | | | |
| | 13 | TGF | 22.8 | 20.5 | 20.5 | 2 | 41.0 | | | | | | |
| | 14 | TGI | 24.0 | 21.6 | 42.1 | 2 | 84.2 | | | | | | |
| CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA (Area neta = 5458.5 + 42.1 + 16.6 = 5517.2) | | | | | | | | | | | | | |
| | 15 | TGD | 18.4 | 16.6 | 5517.2 | 2 | 11034.4 | | | | | | |
| CANAL LAT. DER K≈ 0+560 | | | | | | | | | | | | | |
| | 16 | TGED | 20 | 18 | 18 | 2 | 36 | | | | | | |
| | 17 | TGEI | 9.4 | 8.5 | 26.5 | 2 | 53 | | | | | | |
| CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA (Area neta = 5517.2 + 26.5 = 5543.7) | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | 5543.7 | 2 | 11087.4 | | | | | | |

GERENCIA GENERAL EN EL ESTADO, RESIDENCIA GENERAL DE REHABILITACION

SARH

* DEFINITIVO *

DISTRITO DE RIEGO 05, CD. DELICIAS, CHIH.

TABLAS DE AREAS-CAPACIDADES CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA

HOJA No. 1/1

| ESTACION | LOTE N° | TOMA | AREA BRUTA (Ha) | AREA NETA (Ha) | AREA NETA ACUMULADA (Ha) | COEFUNIT DE RIEGO (lts/seg/ha) | GASTO NECESARIO (lts/seg) | GASTO ADAPTADO (m³/seg) | VELOCIDAD (m/seg) | PENDIENTE | SECCION TIPO | NIVEL S L A (msl) | NOTA: |
|--|---------|----------|-----------------|----------------|--------------------------|--------------------------------|---------------------------|-------------------------|-------------------|-----------|--------------|-------------------|-------|
| CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA | | | | | | | | | | | | | |
| Aguas abajo del sifón N° 2 se tienen | | | | | 5100 ha | 2 | 10200 | | | | | | |
| 4+700 | 1 | T.G.D. | 21.6 | 19.4 | 5119.4 | 2 | 10238.8 | | | | | | |
| CANAL LATERAL DER. K-4+050 DEL C. PPAL. M. IZQ. | | | | | | | | | | | | | |
| 1+900 | 2 | T.G.F. | 20.0 | 18 | 18 | 2 | 36 | | | | | | |
| 1+400 | 3 | T.G.I. | 20.0 | 18 | 36 | 2 | 72 | | | | | | |
| CANAL SUB LATERAL DER K-1+000 DEL C. LAT. DER. K-4+050 | | | | | | | | | | | | | |
| 0+600 | 4 | T.G.P. | 44.4 | 40.0 | 40.0 | 2 | 80 | | | | | | |
| CANAL LATERAL DER. K-4+050 (Area neta = 36+40+43.2 = 119.2 ha.) | | | | | | | | | | | | | |
| 0+800 | 5 | T.G.D. | 48.0 | 43.2 | 119.2 | 2 | 238.4 | | | | | | |
| CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA (Area neta = 5119.4 + 119.2 + 43.2 = 5281.8 ha) | | | | | | | | | | | | | |
| 4+030 | 6 | T.G.D. | 48 | 43.2 | 5281.8 | 2 | 10563.6 | | | | | | |
| 3+400 | 7 | T.G.D. | 20 | 18.0 | 5299.8 | 2 | 10599.6 | | | | | | |
| 2+600 | 8 | T.G.D. | 28.9 | 26.0 | 5325.8 | 2 | 10651.6 | | | | | | |
| 1+650 | 9 | T.G.D. | 49.5 | 44.6 | 5370.4 | | 10740.8 | | | | | | |
| CANAL LATERAL DER. K-1+630 DEL C. PPAL. M. IZQ. | | | | | | | | | | | | | |
| 1+397.43 | 10 | T.G.F. | 28 | 25.2 | 25.2 | 2 | 50.4 | | | | | | |
| 0+940 | 11 | T.G.D. | 39.9 | 35.9 | 61.1 | 2 | 122.2 | | | | | | |
| CANAL PRINCIPAL MAR. IZQ. (Area neta = 5370.4 + 61.1 + 27 = 5458.5) | | | | | | | | | | | | | |
| 1+020 | 12 | T.G.D. | 30 | 27 | 5458.5 | 2 | 10917 | | | | | | |
| CANAL LATERAL DER. K-0+985 | | | | | | | | | | | | | |
| 1+000 | 13 | T.G.P. | 22.8 | 20.5 | 20.5 | 2 | 41.0 | | | | | | |
| 0+600 | 14 | T.G.I. | 24.0 | 21.6 | 42.1 | 2 | 84.2 | | | | | | |
| CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA (Area neta = 5458.5 + 42.1 + 16.6 = 5517.2) | | | | | | | | | | | | | |
| 0+580 | 15 | T.G.D. | 18.4 | 16.6 | 5517.2 | 2 | 11034.4 | | | | | | |
| CANAL LATERAL DER. K-0+560 | | | | | | | | | | | | | |
| 0+460 | 16 | T.G.F.D. | 20.0 | 18 | 18 | 2 | 36 | | | | | | |
| 0+460 | 17 | T.G.F.I. | 9.4 | 8.5 | 26.5 | 2 | 53 | | | | | | |
| CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA (Area neta = 5517.2 + 26.5 = 5543.7) | | | | | | | | | | | | | |
| 150+560
A-0+000 | | | | | 5543.7 | 2 | 11087.4 | | | | | | UN |
| Area neta total = 5543.7 ha Gasto necesario total = 11087.4 m³/s | | | | | | | | | | | | | |

CALCULO DE LAS CURVAS DEL CANAL PRINCIPAL

$$PI \text{ N}^{\circ} 1 = \Delta = 45^{\circ} \quad \overbrace{PI \text{ N}^{\circ} 1 = PI \text{ N}^{\circ} 2}^{\text{CURVA}} =$$

$$R = 4T \text{ a } 7T$$

$T =$ Espejo libre del agua

$R =$ Radio de curvatura

$$1^{\circ} R = 7T = 7 \times 7.7 = 53.90 \quad \text{Se deja } R = 60m$$

2^o Calculo de la sub tangente

$$ST = R \operatorname{tg} \frac{\Delta}{2} = 60 \operatorname{tg} \left(\frac{45}{2} \right) = 24.85$$

$$LC = \frac{20 \Delta}{G} = \frac{20 \times 45}{12.0913} = 74.42 \text{ m}$$

$$G = \frac{1145.48}{R} = 19.0913^{\circ} \quad R = \frac{10}{\operatorname{sen}(\frac{1}{2}G)} \approx 60.30 \approx 60 \text{ ok}$$

SE PROPONE:

$$R = 12T \approx 12 \times 7.7 = 92.4 \text{ m} \quad \text{Se adopta } R = 100$$

$$ST = R \operatorname{tg} \frac{\Delta}{2} = 41.42 \text{ m}$$

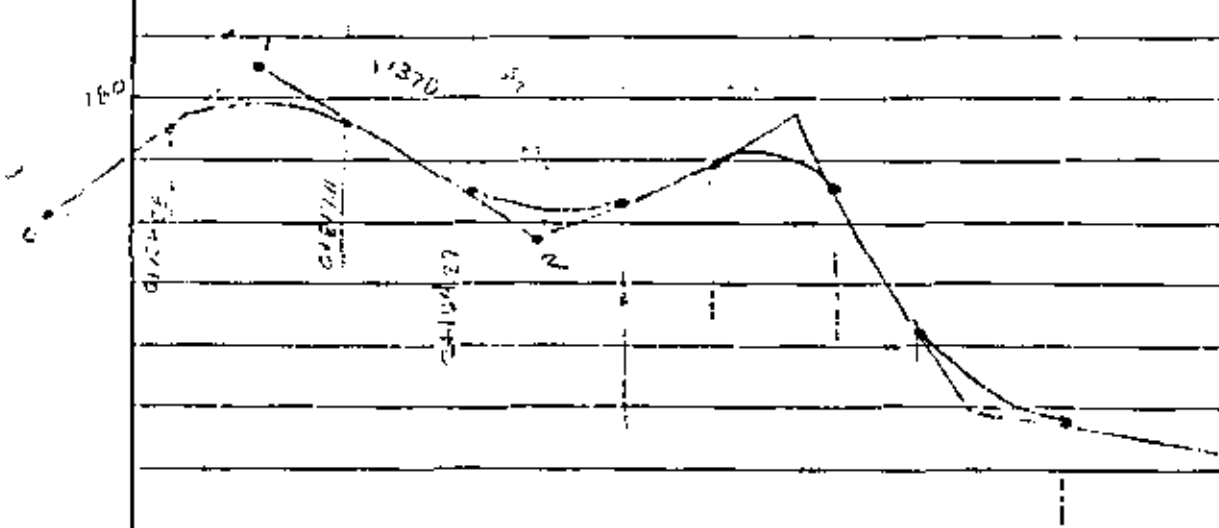
$$LC = \frac{20 \Delta}{G} = \frac{20 \times 45}{11.46} = 78.53$$

$$G = \frac{1145.48}{100} = 11.46^{\circ}$$

②

CURVA

| Estac. | Dist. a P.I. | PI - ST = PC | PT = PC + LC |
|--------|----------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| 0+000 | 0 | (1) | = 73 |
| | 780 | $0 + 780 - 0 + 0.41.42 = 738.58$ | $738.58 + 78.53 = 0.817.11 = PT$ |
| | $d(1) + d(2) = 1370$ | $PC = PT + 311.5 = 1128.61$ | $PT = PC + LC$ |



PI N° 3 Δ = 90°

1° R = 7T = 53.9 ; Se deja R = 60m ;

2° Cálculo de la Subtangente -

$$ST = R \operatorname{tg} \frac{\Delta}{2} = 60 \operatorname{tg} \frac{90}{2} = 60 \text{ m}$$

3° Cálculo de la long. de curva :-

$$LC = \frac{20 \Delta}{G} = \frac{20 \times 90}{19.0913} = 94.28$$

$$G = \frac{1145.48}{R} = \frac{1145.48}{60} = 19.0913$$

PI N° 4 Δ = 45°

R = 7T R = 7 x 7.7 = 53.9 SE ADOPTA R = 60

ESTA CURVA ES IGUAL A LA DEL PI N° 1



sobre elevación del tirante por efecto de la curva en el canal

$$\Delta y = C \frac{V^2}{g} \frac{W}{r}$$

$$V = \text{m/s} ; W = b + 2td$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2 \quad r = \text{radio de la curva}$$

C = coeficiente según el tipo de sección y el tipo de régimen ver pag. 159

Δy = sobre elevación en metros:

$$V = 1.27 \text{ m/s} ; W = 2 + 2 \times 1.5 \times 1.9 = 7.7$$

$$\Delta y = C \frac{1.27^2}{9.81} \times \frac{7.7}{60} = 0.011 \text{ m}$$

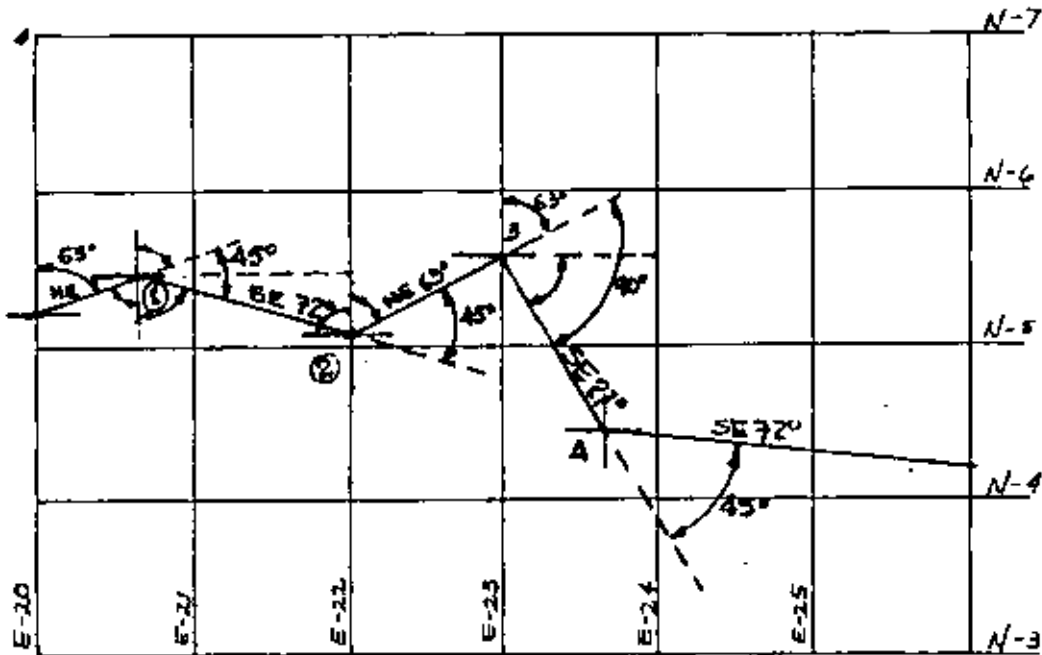
Datos de los curvos

| Nº | ESTACIONES | | | DIMENSIONES EN M | | | ANGULOS ° | | COORDENADAS (P.I.) | | | |
|----|------------|----------|----------|------------------|-------|-----|-----------|--------|--------------------|----|----|----|
| | PI | PC | PT | ST | LC | R | Δ | G | Ex | Wy | Ny | Sy |
| 1 | 0+780 | 0+738.58 | 0+817.11 | 41.42 | 78.53 | 100 | 45° | 11.46° | | | | |
| 2 | 2+145.69 | 2+104.27 | 2+182.8 | 41.42 | 78.53 | 100 | 45° | 11.46° | | | | |
| 3 | 3+261.38 | 3+201.38 | 3+295.66 | 60.00 | 94.28 | 60 | 90° | 19.09° | | | | |
| 4 | 4+505.66 | 4+464.24 | 4+542.77 | 41.42 | 78.53 | 100 | 45° | 11.46° | | | | |

| Nº | (L)
LONG.
ENTRE
P.I. | Estación
Preliminar
del
P.I. | CURVA
Nº | ST _i | LC | CADENAMIENTO REAL | | |
|----|-------------------------------|---------------------------------------|-------------|-----------------|-------|-------------------------------|--|--|
| | | | | | | PC _i = PI - ST | PT _i = PC _i + LC | PC _i = PT + L - ST _i - ST _(i-1) |
| 0 | | 0+000 | | | | | | |
| 1 | 780 | 0+780 | 1 | 41.42 | 78.53 | 0+780 - 41.42 =
= 0+738.58 | 0+738.58 + 78.53 =
= 0+817.11 | |
| 2 | 1370 | 2+150 | 2 | 41.42 | 78.53 | | 2+150 + 78.53 =
= 2+182.8 | 0+817.11 + 1370 - 41.42 - 41.42 =
= 2+104.27 |
| 3 | 1120 | 3+270 | 3 | 60.00 | 94.28 | | 3+270 + 94.28 =
= 3+295.66 | 2+182.8 + 1120 - 41.42 - 60 =
= 3+201.38 |
| 4 | 1270 | 4+540 | 4 | 41.42 | 78.53 | | 4+540 + 78.53 =
= 4+542.77 | 3+295.66 + 1270 - 60 - 41.42 =
= 4+464.24 |

CÁLCULO DE LA POLIGONAL

| LADO | LONG. | R. CAL. | SEN R | COS R | PROYECCIONES ORIGINALES | | | |
|-------------|----------|---------|---------|---------|-------------------------|---------|--------|---------|
| | | | | | Ex | Wy | Ny | Sy |
| 0 | 0 | - | - | - | 20.000 | | 5.200 | |
| 01 | 780 | N 63° E | 0.891 | 0.454 | 694.98 | | 354.12 | |
| 12 | 1370 | S 72° E | 0.951 | 0.309 | 1302.87 | | | 423.93 |
| 23 | 1120 | N 63° E | 0.891 | 0.454 | 997.92 | | 508.48 | |
| 34 | 1270 | S 27° E | 0.454 | 0.891 | 576.58 | | | 1131.57 |
| 45 | | S 72° E | 0.951 | 0.309 | | | | |
| COORDENADAS | | | | | COORDENADAS (P) | | | |
| LADO | E | W | N | S | X | Y | | |
| 0 | 20000 | | 5200 | | 20000 | 5200 | | |
| 01 | 20694.98 | | 5884.12 | | 20694.98 | 6554.12 | | |
| 12 | 21997.85 | | | 5130.79 | 21997.85 | 6130.79 | | |
| 23 | 22995.77 | | 5639.27 | | 22995.77 | 5639.27 | | |
| 34 | 23572.35 | | | 4507.7 | 23572.35 | 4507.7 | | |
| 45 | | | | | | | | |



$$0 \quad R = 63^\circ$$

$$1 \quad = -(90 - 63) + 45 = 18; \quad R = 90 - 18 = 72^\circ$$

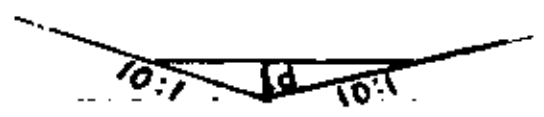
$$2 \quad = -(90 - 72) + 45 = 27; \quad R = 90 - 27 = 63^\circ$$

$$3 \quad = -(90 - 63) + 90 = 63; \quad R = 90 - 63 = 27^\circ$$

$$4 \quad 27 + 45 = \underline{72^\circ} \quad R = 72^\circ$$

CÁLCULO HIDRÁULICO DEL ARROYO

Q arroyo = 14.0 m³/s



Suponiendo un tirante de 1m.

A = 10 x 1/2 + 10 x 1/2 = 10 m²

Área hidráulica

A = 10 x 1/2 + 10 x 1/2 = 10 m²

Perímetro mojado

P = 2√10² + 1² = 20.1 m

Radio hidráulico

R = A/P = 10/20.1 = 0.4975 m.; R^{2/3} = 0.6279 m.

Área de la cuenca del arroyo = 933 ha = 9.33 Km²

Coefficiente unitario de drenaje = 15 lts/seg/ha.

Q = 933 x 15 = 13995 lts/seg.

Pendiente del arroyo S = 1/120

S ≈ 0.00833

V = 1/n R^{2/3} S^{1/2} = 1/0.04 (0.6279) x (0.00833)^{1/2} = 1.43 m/s

Q = AV = 10 x 1.43 = 14.3 m³/s

Cálculo hidráulico del sifón Q sifón = 11.711 m³/seg.

Suponiendo una V = 2.5 m/s

A = π d²/4; A = Q/V = 11.711/2.5 = 4.684 m²

d = √(4A/π) = √(4 x 4.684/π) = 2.44 mts.

Se dejará d_r = 2.5 m ∴ A_{REAL} = π d_r²/4 = 4.9087 m²

V = Q/A_r = 11.711/4.9087 = 2.385 m/seg. 2 < V < 3 OK

R_s = d/4 = 2.5/4 = 0.625 m ∴ R_s^{2/3} = 0.731

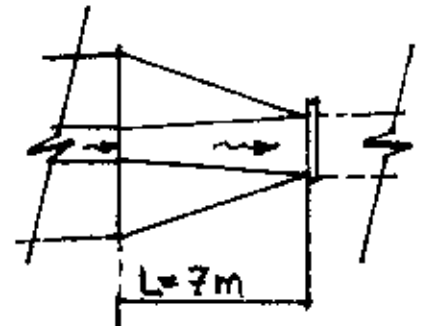
Longitud de transición $\alpha = 22.5^\circ$

$$L = \frac{T-t}{2} \cot \alpha = \frac{7.7-2.5}{2} \cot 22.5^\circ = 6.28 \text{ m}$$

Se adopta $L = 7 \text{ mts.}$

$$T = b + 2td = 2 + 1.5 \times 1.90 = 7.70$$

Para conocer la elevación aproximada de la rasante del canal a la salida del sifón se supone una pérdida de carga q es aproximadamente igual a $h_T \approx 1.5 h_f$



$$h_f = \left(\frac{V_s n}{R^{2/3}} \right)^2 L$$

$$h_f = \left(\frac{2.39 \times 0.04}{0.731} \right)^2 \times 50 = 0.105$$

donde $V_s = 2.55 \text{ m/s}$

$$h = 0.014$$

$$R^{2/3} = 0.731$$

$$L \approx 50 \text{ mts}$$

$$h_T = 1.5 \times 0.105 \approx 0.16 \quad \text{se adopta } \approx 0.20$$

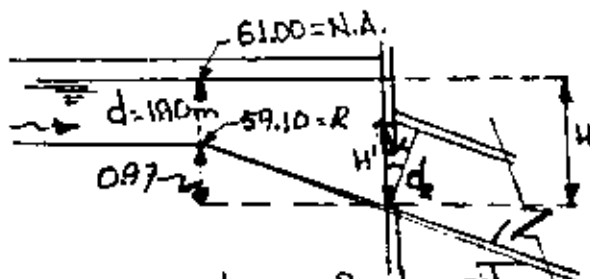
\therefore Elevación de la rasante a la salida del sifón (en el canal)

$$R = 59.1 - 0.20 = 58.90 \text{ m}$$

"Ahogamiento en el Sifón"

$$\alpha \approx 10^\circ \quad \cos \alpha = \frac{d}{H'} \quad \therefore H' = \frac{2.5}{\cos 10^\circ}$$

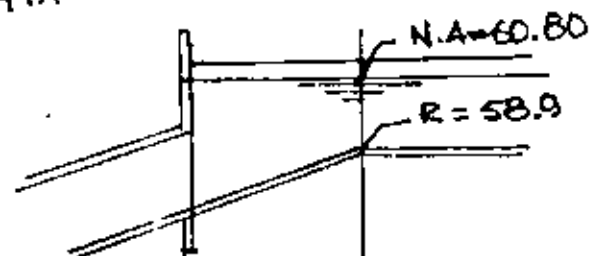
$$H' = 2.54 \text{ m}$$



dando un ahogamiento $\approx 13\%$

$$H = 2.54 (1.13) = 2.87 \text{ m}$$

$$2.87 - 1.90 = 0.97 \text{ m}$$



Ver croquis del sifón.

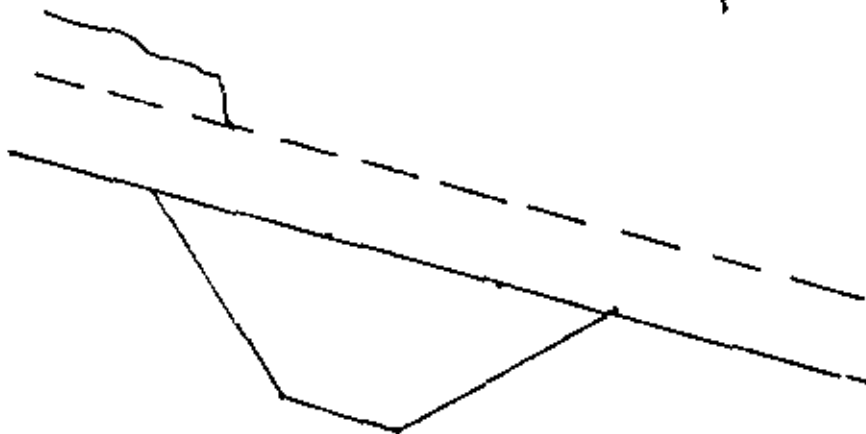
TIPO 21

$$\begin{aligned} \varphi &= 11.711 \text{ m}^3/\text{s} \\ A &= 9.21 \text{ m}^2 \\ v &= 1.271 \text{ m/s} \\ d &= 1.9 \\ b &= 2.0 \\ R &= 1.04 \\ h &= 0.014 \\ t &= 1.5:1 \\ s &= 0.0003 \end{aligned}$$

TIPO 20

$$\begin{aligned} \varphi &= 10.615 \text{ m}^3/\text{s} \\ A &= 8.560 \text{ m}^2 \\ v &= 1.241 \text{ m/s} \\ d &= 1.85 \text{ m.} \\ b &= 1.85 \text{ m.} \\ R &= 1.004 \\ n &= 0.014 \\ t &= 1.5:1 \\ s &= 0.0003 \end{aligned}$$

NOTA. - EN EL SIFÓN LA RASANTE PUEDE QUEDAR IGUAL; COMO SI NO EXISTIERA EL SIFÓN, solo que habría sobre elevación a la entrada y solo habría que chequear que la sobre elevación no sobrepase el borde libre



CÁLCULO DE LA LONGITUD DE REPRESAS EN EL CANAL PRINCIPAL

$$L_{\text{máx.}} = d - \frac{(0.25d + \Delta h)}{s} - 0.50$$

$$L_{\text{mín}} = d - \frac{(0.25d + \Delta h)}{s} - 0.4d$$

$$L_{\text{máx por subpresión}} \rightarrow L_{\text{máx}_s} = \frac{d}{3s}$$

Se tomará $\Delta h \approx 0.15$ (Tomas laterales)
 $\Delta h \approx 0.10$ (Tomas Granja)


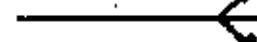














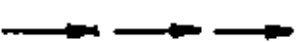


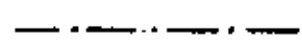



DATOS: para $d = 1.90 \text{ m}$; $\Delta h = 0.15 \text{ m}$; $s = 0.0003$

$$L_{\text{máx}} = 1.90 - \frac{(0.25 \times 1.90 + 0.15)}{0.0003} - 0.50 = 2178 \text{ mts}$$

$$L_{\text{mín}} = \frac{1.90 - (0.25 \times 1.90 + 0.15)}{0.0003} - 0.4 \times 1.90 = 1717.0 \text{ m}$$

$$L_{\text{máx}_s} = \frac{1.90}{3 \times 0.0003} = 2111$$

Rigen como $L_{\text{máx}} = 2178$ y $L_{\text{mín}} = 1717 \text{ m}$
 (Ver planta y su Ubicación)

| SIMBOLOGÍA | DEFINICIÓN |
|--|--|
| 7  | TOMA GRANJA |
| 8  | DOBLE TOMA GRANJA |
| 9  | REPRESA |
| 10  | CAIDA |
| 12  | ENTRADA DE AGUA AL CANAL |
| 11  | SIFÓN |
| 13  | ENTRADA DE AGUA DE PISO SUPERIOR |
| 14  | DESAGUE DE EXCEDENCIAS |
| 15  | DESAGUE TOTAL |
| 19  | PUENTE PARA VEHÍCULOS |
| 20  | ALCANTARILLA EN CANALES Ó DRENES |
| 16  | ENTRADA DE AGUA A DREN TIPO ALCANTARILLA |
| 17  | REMATE FINAL |
| 18  | ENTRADA DE AGUA DE DREN A DREN |
| 4  | CANAL |
| 5  | DREN NUEVO |
| 6  | ARROYO RECTIFICADO |
| 1  | CAMINO PAVIMENTADO |
| 2  | CAMINO REVESTIDO |
| 3  | LINDERO DE LOTE |
| 23  | CASETA PARA CANALERO |
| 21  | PUENTE PARA PEATONES |
| 22  | VADO |

CÁLCULO DE LA LONGITUD DE REPRESAS EN EL CANAL PRINCIPAL

$$L_{\text{máx.}} = d - \frac{(0.25d + \Delta h)}{s} - 0.50$$

$$L_{\text{mín}} = d - \frac{(0.25d + \Delta h)}{s} - 0.4d$$

$$L_{\text{máx por subpresión}} \rightarrow L_{\text{máx}_s} = \frac{d}{3s}$$

Se tomará $\Delta h \approx 0.15$ (Tomas laterales)
 $\Delta h \approx 0.10$ (Tomas Granja)


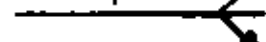

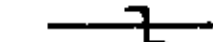















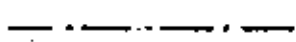



DATOS: para $d = 1.90 \text{ m}$; $\Delta h = 0.15 \text{ m}$; $s = 0.0003$

$$L_{\text{máx}} = 1.90 - \frac{(0.25 \times 1.90 + 0.15)}{0.0003} - 0.50 = 2583.0 \text{ mts}$$

$$L_{\text{mín}} = \frac{1.90 - (0.25 \times 1.90 + 0.15)}{0.0003} - 0.4 \times 1.90 = 1717.0 \text{ m}$$

$$L_{\text{máx}_s} = \frac{1.90}{3 \times 0.0003} = 2111$$

Rigen como $L_{\text{máx}} = 2178$ y $L_{\text{mín}} = 1717 \text{ m}$
 (Ver planta y su Ubicación)

| SIMBOLOGÍA | DEFINICIÓN |
|--|--|
| 7  | TOMA GRANJA |
| 8  | DOBLE TOMA GRANJA |
| 9  | REPRESA |
| 10  | CAJDA |
| 12  | ENTRADA DE AGUA AL CANAL |
| 11  | SIFÓN |
| 13  | ENTRADA DE AGUA DE BORDO SUPERIOR |
| 14  | DESAGUE DE EXCEDENCIAS |
| 15  | DESAGUE TOTAL |
| 19  | PUENTE PARA VEHÍCULOS |
| 20  | ALCANTARILLA EN CANALES O DRENES |
| 16  | ENTRADA DE AGUA A DREN TIPO ALCANTARILLA |
| 17  | REMATE FINAL |
| 18  | ENTRADA DE AGUA DE DREN A DREN |
| 4  | CANAL |
| 5  | DREN NUEVO |
| 6  | ARROYO RECTIFICADO |
| 1  | CAMINO PAVIMENTADO |
| 2  | CAMINO REVESTIDO |
| 3  | LINDERO DE LOTE |
| 23  | CASETA PARA CAVALERO |
| 21  | PUENTE PARA PEATONES |
| 22  | VADO |

CÁLCULO DE LA CURVA EN EL LATERAL DER. 1+630 (PI = 0+910)

$$\Delta = 90^\circ$$

$$R = 4T \text{ a } 7T$$

$$\text{Se tomará } R = 5T$$

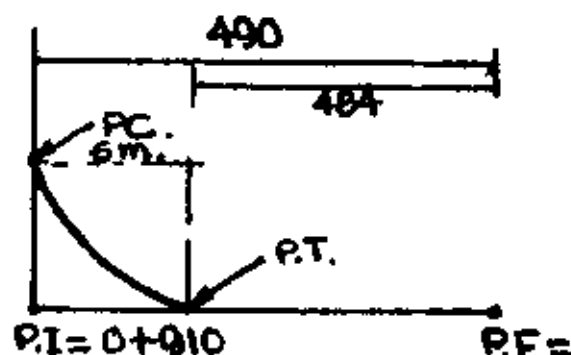
$$\text{Sección tipo - 1 } \Rightarrow T = b + 2td = 0.3 + 1.5 \times 2 \times 0.3 = 1.2$$

$$R = 5T = 5 \times 1.2 = 6 \text{ m ; } \Delta = 90^\circ$$

$$S.T. = R \tan \frac{\Delta}{2} = 6 \text{ m}$$

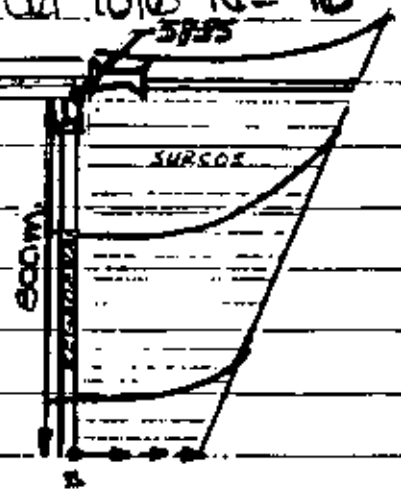
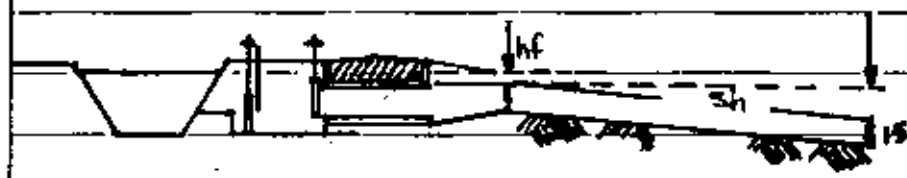
$$G = \frac{1145.48}{R} = \frac{1145.48}{6} = 190.91333$$

$$L.C. = 20 \frac{\Delta}{G} = \frac{20 \times 90}{190.91333} = 9.43 \text{ m.}$$



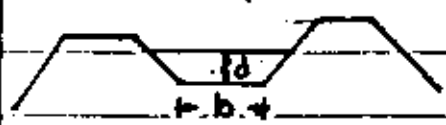
$$\begin{aligned} PC &= 0+910 - 6 = 0+904 \\ PT &= 0+904 + 9.43 = 0+913.43 \\ PF &= 0+913.43 + 484 = 1+397.43 \end{aligned}$$

Cálculo de la superficie libre del agua.
 en las tomas Granta (Estos casos es el TG del lote No 10
 1º. Toma Granta / 7180)



$\Phi \text{ aprox} = 50.4 \text{ Hts/seg} = 0.0504 \text{ m}^3/\text{s}$
 Sección aprox. de Regadera.

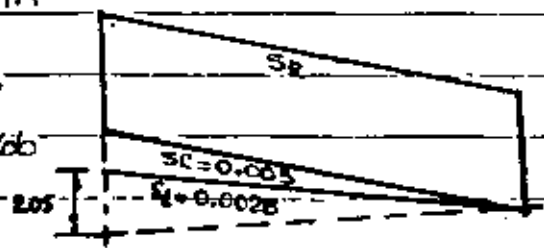
$S_f = \frac{57.85 - 55.80}{800} = 0.0026$
 SURCOS



Proponemos $S_f = 0.003 = S_n$ y $b = 0.30 \text{ m}$

$$\frac{\Phi n}{S^{5/2}} = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} = \frac{(0.3d + 1.5d^2)^{1.666}}{(0.3 + 3.606d)^{0.666}}$$

$$\frac{0.0504 \times 0.003}{(0.003)^{5/2}} = 0.0276$$



Se cumple para $d = 0.196 \therefore \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} = 0.0276$

Comprobación $A = 0.3 \times 0.196 + 1.5(0.196)^2 = 0.1164 \text{ m}^2$

$P = 0.3 + 3.606(0.196) = 1.0068$ $R = \frac{A}{P} = \frac{0.1164}{1.0068} = 0.1156$
 $R^{2/3} = 0.2373$

$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.03} (0.2373)(0.003)^{1/2} = 0.433 \text{ m/s}$

$\Phi = vA = 0.433 \times 0.1164 = 0.0505 \approx 0.0504 \text{ OK}$

$hf = \left(\frac{vn}{R^{2/3}}\right)^2 L = \left(\frac{0.433 \times 0.03}{0.2373}\right)^2 800 = 2.40$

$hf = SL \approx 0.003 \times 800 = 2.4 \text{ OK}$

Riego en Fajas con caballones (MELGAS)

B de 90 cm. L. de 100 a 400 m.

la superficie debe ser horizontal para q' el agua la cubra en toda su anchura

la pendiente de 2 a 4% (1% hasta 7.5% dependiendo del tipo de suelo pendientes muy fuertes no son recomendables.

son muy erosionadas las tierras

Q por melga de 14 a 280 ltz/seg.

Esto es apropiado para suelos de textura heterogénea los suelos bastante impermeables (suelos francos y compactos) permiten la construcción de franjas muy largas

los suelos porosos y abiertos con subsuela de grava exigen fajas cortas y estrechas.

DIMENSIONES DE CABALLOS.

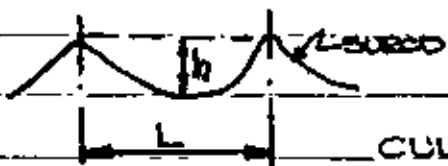


RIEGO POR SURCOS

Pendientes de 0.5 a 3% son las mejores pendientes

de 3 a 6% (para algunos tipos de suelos

de 10 a 15% para pequeños caudales solo y habrá q' vigilar la erosión.



CULTIVOS

Huertos

0.9 a 1.8 m

0.2 a 0.3 m

Para suelos de condiciones capilares

muy buenos o de subs. impermeable... 3 a 3.6 m

Remolacha:

0.07 a 0.13 m

EN BASE AL PLANO G-C (para determinar la carga mínima en la toma y a suaves en el canal alimentador se tiene..



$$0.196 + s_p L = 0.196 + 0.003 \times 100 = 2.596 \text{ m.}$$

Dependiendo del tipo de aforadora.

$$\Delta h \approx 0.10 \text{ cm.} \therefore \text{SLA} = \text{Elev. } 55.8 + 2.596 + 0.10 = 58.496$$

$$\text{SLA} \approx 58.5 *$$

Aplicando el criterio de Roseta que al T.N. se le agregue de 40 a 60 cms. se tiene.

$$\therefore \text{Elev. del T.N.} = 57.85 \quad \text{Elev. de SLA} = 57.85 + 0.6 =$$

$$\text{SLA} = 58.45 \text{ m (60 cm)} \quad \left. \right\} *$$

$$\text{SLA} = 58.25 \text{ m (40 cm)} \quad \left. \right\} *$$

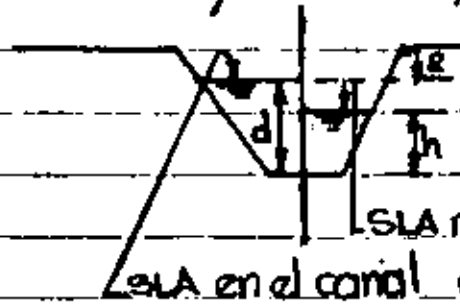
se tomará 58.50

Para la toma granja N° 11 se tomará.

$$\text{Elev. SLA} = \text{Elev. T.N.} + 0.40 \text{ m} = 58.30 + 0.4 = 58.70 \text{ m.}$$

CÁLCULO DE EL NIVEL DE OPERACIÓN

Nivel de operación (pag. 19-23 y 164 plano TC-C-248)



SLA mínimo para alimentar al canal q distribuye
SLA en el canal alimentador.

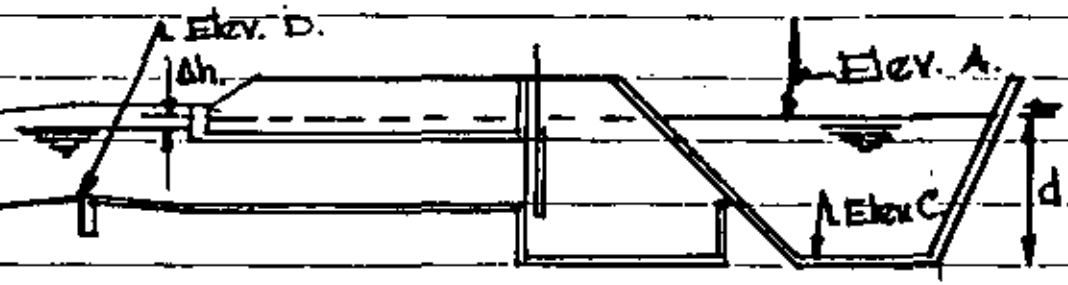
Valores de R mínimos

Si $d \leq 50\text{cm}$; $R = 15\text{cm}$ $\therefore h = d - 15$

$50 < d < 200\text{cm}$; $30 > R > 15$ $\therefore h = d - 15$ o $h = d - 30$

$d > 200\text{cm}$; $R = 0.15d$ $h = 0.85d$

En nuestro caso $d = 1.96\text{m}$ $\therefore R$ es de 30 a 15 cm
se toma $h = 1.96 - 30 = 1.66$

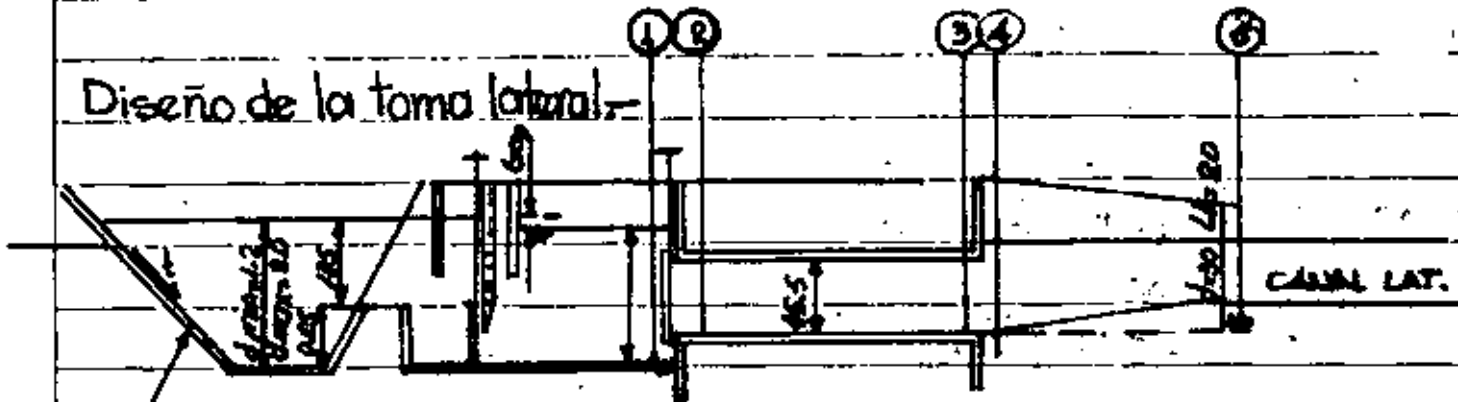


$\text{Elev. D} - \text{Elev. C} = 0.4d$ máximo ó 50 cm. mínimo

$\text{Elev. A} - \text{Elev. B} = (0.25d + \Delta h)$ mínimo

de acuerdo a nuestro caso $0.4(1.96) = 0.784$ máx.
0.5 mín.

Diseño de la toma lateral.-



Canal Principal

Datos hidráulicos del canal principal

$$Q = 11.711 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = 9.21 \text{ m}^2$$

$$v = 1.271 \text{ m/s}$$

$$b = 2.0$$

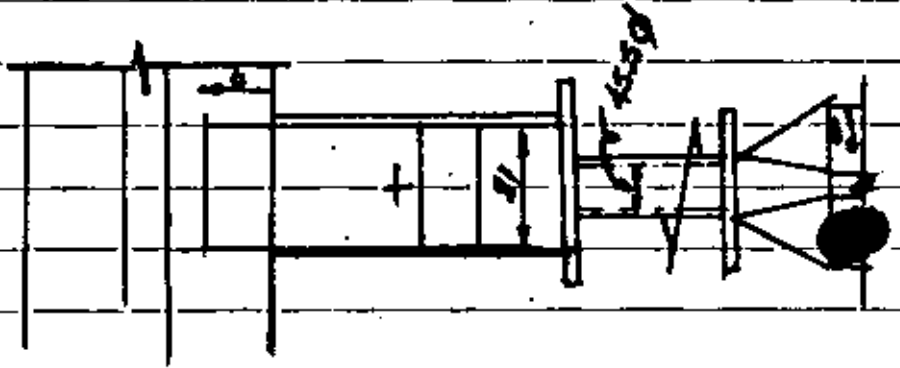
$$d_{\text{normal}} = 1.90$$

$$f = 1.5:1$$

$$S = 0.0003$$

$$n = 0.014$$

$$R = 1.004$$



Datos hidráulicos del canal lateral

$$Q_{\text{necesario}} = 122.2 \text{ lts/seg.}$$

$$Q_{\text{adaptado}} = 0.144 \text{ lts/seg. } v = 0.64 \text{ m/s.}$$

$$A = 0.220$$

$$b = 0.3$$

$$d = 0.3$$

$$S = 0.0009$$

$$n = 0.014$$

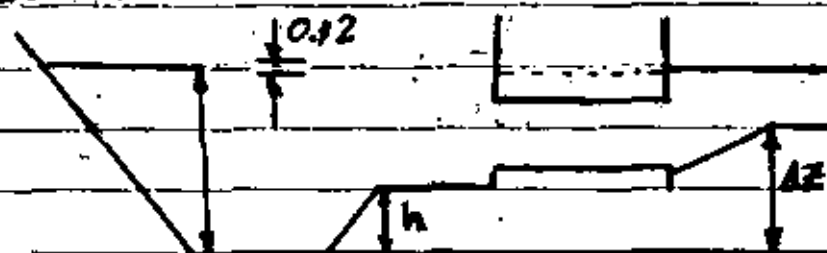
$$f = 1.5:1$$

$$e = 0.05$$

$$Lb = 0.2$$

Nivel de operación como el frente normal del canal principal es 1.9 m y la toma lateral requiere 144 lts/seg. adoptamos la Estructura a tipo TC-G-563
 1º Nivel mín. de operación =

De acuerdo al plano.
 TC-C-248 (pág. 164)



Se tiene

$$\text{Elev. A. - Elev. B} = (0.25d + \Delta h)_{\text{mín}} = 0.25(1.9) + 0.12$$

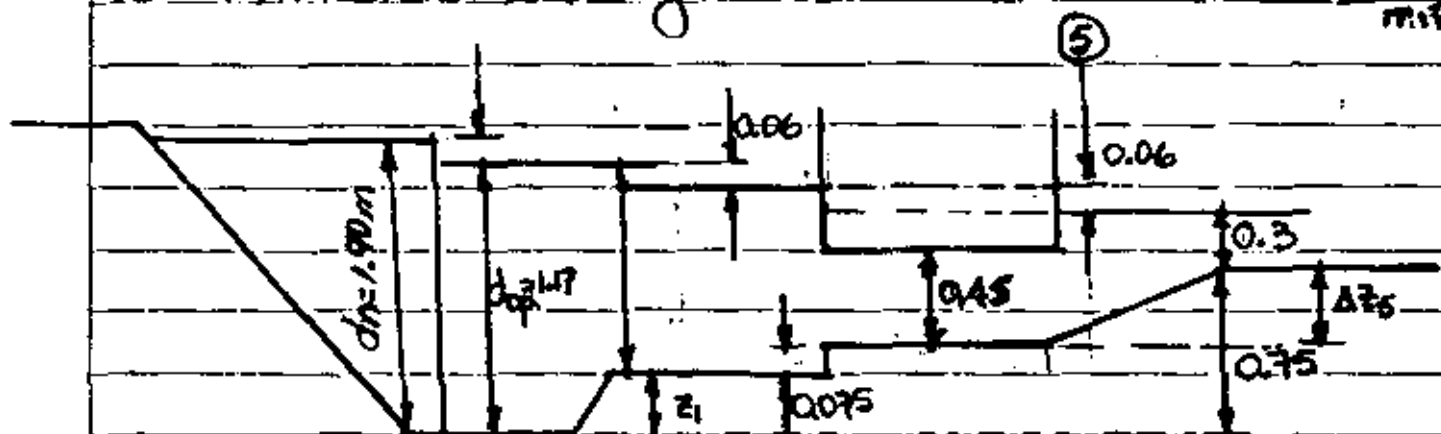
0.12 (se presta 6 en la Estructura tipo y consideramos 6 de pérdida total al Bernoulli) $\therefore 0.25(1.9) + 0.12 = 0.595 \text{ m. mín.}$

2º Escalón = 0.4 d max y 50 cm. mín.

$$\therefore \Delta z = 0.4 \times 1.9 = 0.76 \text{ max y } 0.5 \text{ m. mín.}$$

Se tomará $\Delta z = 0.75 \text{ m.}$

3º Considerando la regla de $-0.5 < d < 2 \therefore R = 150 \frac{\text{cm}}{\text{mín.}}$



Como el lateral es ST-1 $\therefore d = 0.3$ calcularemos que el escalón \bar{x}_1 , 1º Consideramos un chogamiento en ⑤ \therefore de 30% \therefore

$$0.45 \times 1.3 = 0.59; \Delta z_5 = 0.59 - 0.3 \cong 0.29; \bar{x}_1 = 0.75 - 0.29 - 0.075 = 0.385$$

Se tomará $\bar{x}_1 = 0.4$ cumpliendo con las restricciones anteriores tendremos $d_{op} = 0.75 + 0.3 + 0.12 = 1.17$.

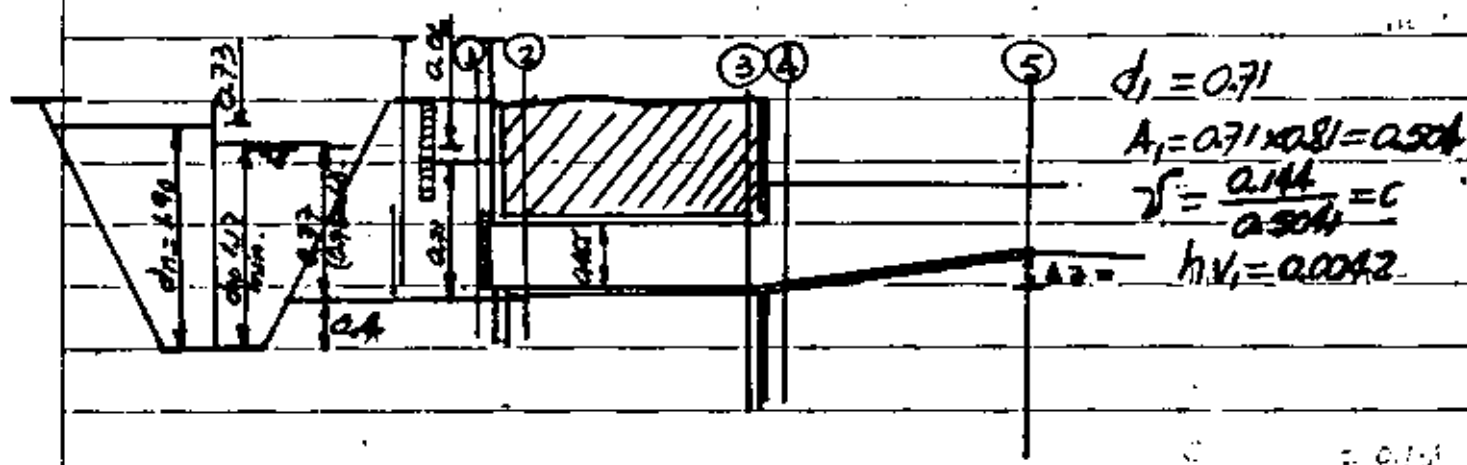
$$d_{op} = 1.17 \therefore d_n = 1.90 \quad R = 1.9 - 1.17 = 0.73$$

y R como mínimo fue 0.595 OK ✓

además de acuerdo al plano TC-C-563 se tiene 75 min y en esa zona tendremos

$$d = 1.17 - 0.4 = 0.77 > 0.75 \text{ OK ✓}$$

En base a lo anterior se llevará el diseño hidráulico de esa toma. —



Bernoulli entre ① y ②

$$d_1 + h_{v1} = d_2 + h_{v2} + \epsilon P_{1,2} + \frac{P_2}{\rho} + z_2$$

$$d_2 = 0.455; \epsilon P_{1,2} = 0.2(h_{v2} - h_{v1}); z_2 = 0.075 \text{ m}$$

$$A_2 = \pi d^2 = 0.1626 \text{ m}^2; 0.2(0.0398 - 0.0042) = 0.00712$$

$$v_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{0.144}{0.163} = 0.8834 \text{ m/s}; h_{v2} = 0.0398 \text{ m}$$

$$0.71 + 0.0042 = 0.455 + 0.0398 + 0.00712 + \frac{P_2}{\rho} + 0.075 =$$

$$\frac{P_2}{\rho} = 0.1393$$

3 - ② y ③

$$d/2 + hv/2 + \frac{P_2}{w} = d/3 + hv/3 + \frac{P_3}{w} + hf$$

$$\frac{P_3}{w} = \frac{P_2}{w} - hf \quad \therefore hf = \left(\frac{2kn}{r^3}\right)^2 L$$

$$hf = \left(\frac{0.8834 \times 0.012}{(0.11375)^3}\right)^2 \times 7 = 0.043 \text{ m}$$

n = en este tipo de tubos

n = de 0.009 a 0.012

se toma n = 0.012 debido a

juntos.

$$\frac{P_3}{w} = \frac{P_2}{w} - hf = 0.1373 - 0.043$$

$$R = \frac{d}{4} = \frac{0.455}{4} = 0.11375$$

$$L = 7 \text{ m}$$

$$\frac{P_3}{w} = 0.123 \text{ m}$$

B - ③ - ④

$$d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{w} = d_4 + hv_4 + \epsilon P_{3-4}$$

$$d_3 = 0.455 \text{ m}; hv_3 = hv_2 = 0.0398 \text{ m}; \frac{P_3}{w} = 0.123 \text{ m}$$

$$\epsilon P_{3-4} = 0.4(hv_3 - hv_4) = 0.4(0.0398 - 0.0145) = 0.0101$$

$$d_3 + 0.6hv_3 + \frac{P_3}{w} = d_4 + 0.6hv_4$$

$$0.455 + 0.6(0.0398) + 0.123 = d_4 + 0.6hv_4$$

$$0.6019 = d_4 + 0.6hv_4$$

Se cumple para $d_4 = 0.594$ ∴

$$A_4 = 0.455 \times 0.594 = 0.2703$$

$$\sqrt{A} = \frac{Q}{A} = \frac{0.144}{0.2703} = 0.5328$$

$$hv_4 = 0.0145$$

$$0.6019 = 0.594 + 0.6(0.0145) = 0.602 \text{ OK}$$

B 1-5

$$d_4 + h_{v4} = d_5 + h_{v5} + \Delta z_5 + \epsilon P_{4-5}$$

$$d_4 = 0.594; h_{v4} = 0.0145$$

$$d_5 = 0.3 \quad v_5 = 0.64 \text{ m/s} \quad h_{v5} = 0.0209 \checkmark$$

$$\epsilon P_{4-5} = 0.2(h_{v5} - h_{v4}) = 0.2(0.0209 - 0.0145) = 0.00128$$

$$0.594 + 0.0145 - 0.3 - 0.0209 - 0.00128 = \Delta z_5 = 0.286$$

Resumen de Pérdidas

$$1) \text{ Por entrada} = 0.00712$$

$$2) \text{ Por Fricción} = 0.0143$$

$$3) \text{ Por Salida} = 0.0101$$

$$4) \text{ Por trans. de Salida} = 0.00128$$

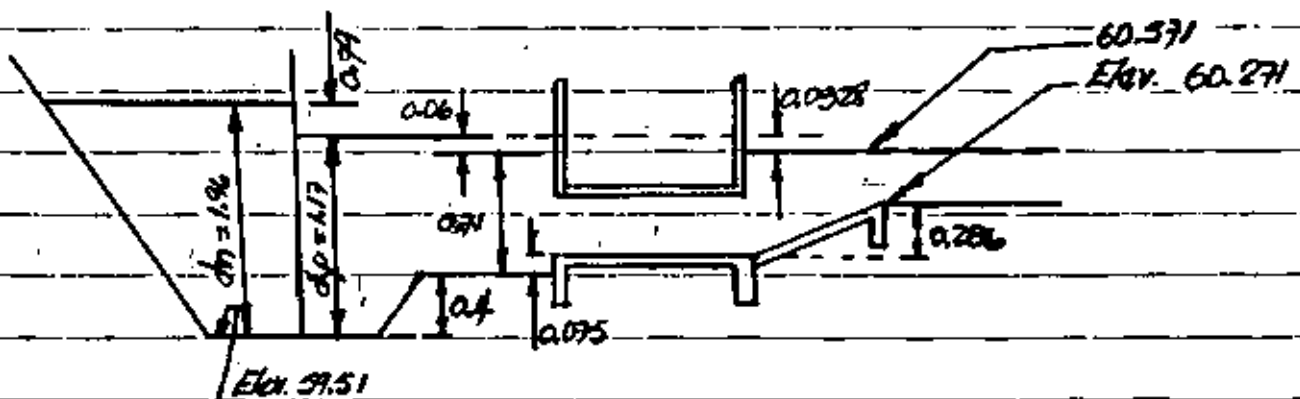
$$0.0328$$

Comprobación B ①-⑤ N.R. por la rozante del tubo

$$h_{v1} + d_1 - \Delta z_2 = d_5 + h_{v5} + \Delta z_5 + \epsilon P_{1-5}$$

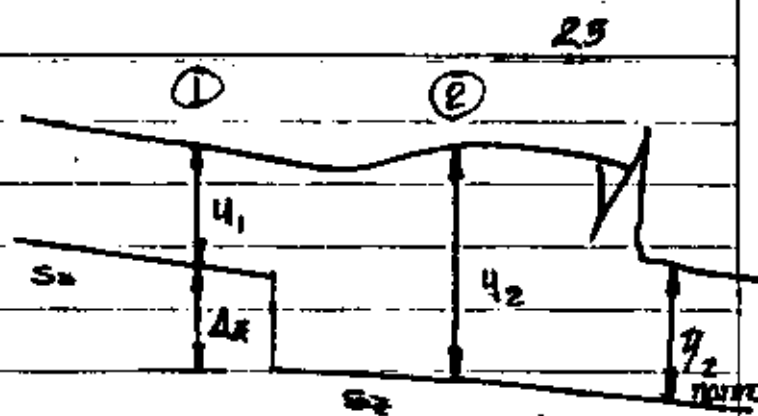
$$0.0042 + 0.71 - 0.075 = 0.3 + 0.0209 + 0.286 + 0.0328$$

$$0.6392 \approx 0.6397 \quad \text{OK} \quad \checkmark$$

se deja $\Delta z = 0$.

Escalón de 20 cms

$$Q = 0.068 \text{ m}^3/\text{s}$$



$$h_{f-2} \approx 0$$

$$E_1 = E_2 - \Delta z$$

$$E_1 = y_1 + \frac{v_1^2}{2g}; \quad y_1 = 0.30 \text{ m}; \quad v_1 = 0.64 \text{ m/s} \quad h_{v1} = 0.0209 \text{ m}$$

$$E_2 = y_2 + \frac{v_2^2}{2g}$$

$$y_1 + \frac{v_1^2}{2g} + \Delta z = y_2 + \frac{v_2^2}{2g}$$

$$0.3 + 0.0209 + 0.2 = y_2 + h_{v2}$$

$$0.5209 = y_2 + h_{v2}$$

tantos se cumple para $y_2 = 0.52$ $\Delta z = 0.3 \times 0.52 + 1.5 \times 0.52^2 = 0.5616$

$$\frac{v_2^2}{2g} = \frac{0.068^2}{0.5616} = 0.121 \quad h_{v2} = 0.0008 \therefore y_2 + h_{v2} = 0.52 + 0.0008$$

$$y_2 + h_{v2} = 0.5208 \approx 0.5209 \text{ OK.}$$

y_2 se incrementa en este caso para $Q = 0.068$

y para $sr=1$ $d=0.3$ y $Lb=0.2$ m $\therefore d+Lb=0.5 < 0.52$

El agua se desbordaría, no conviene hacer los escalones

a menos q' se justifiquen.

calculo de la longitud de Represas
CANAL LAT. DEE, K-14630

$$L_{\text{máx}} = \frac{d - (0.15d + \Delta h) - 0.20}{S}$$

$$L_{\text{mín}} = \frac{d - (0.15d + \Delta h) - 0.4d}{S}$$

$$L_{\text{máx}} = \frac{d}{3S}$$

1º para $S = 0.0002$ y $d = 0.3$ $\Delta h \approx 0.05 \text{ cm}$.

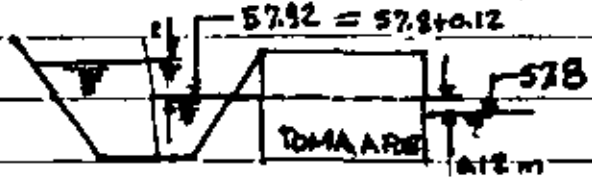
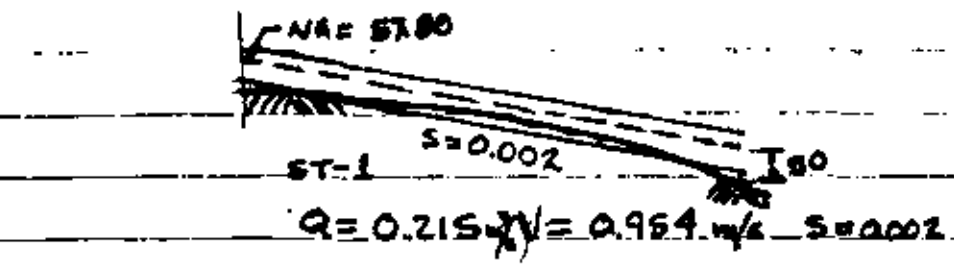
$$L_{\text{máx}} = \frac{0.3 - (0.15(0.3) + 0.05) - 0.20}{0.0002} = \frac{0.005}{0.0002} = 25 \text{ m}$$

$$L_{\text{mín}} = \frac{0.3 - (0.15(0.3) + 0.05) - 0.4d}{0.0002} = \frac{0.085}{0.0002} = 425 \text{ m}$$

$$L_{\text{máx SP}} = \frac{0.3}{3 \times 0.0002} = 500 \text{ m} \Rightarrow ?$$

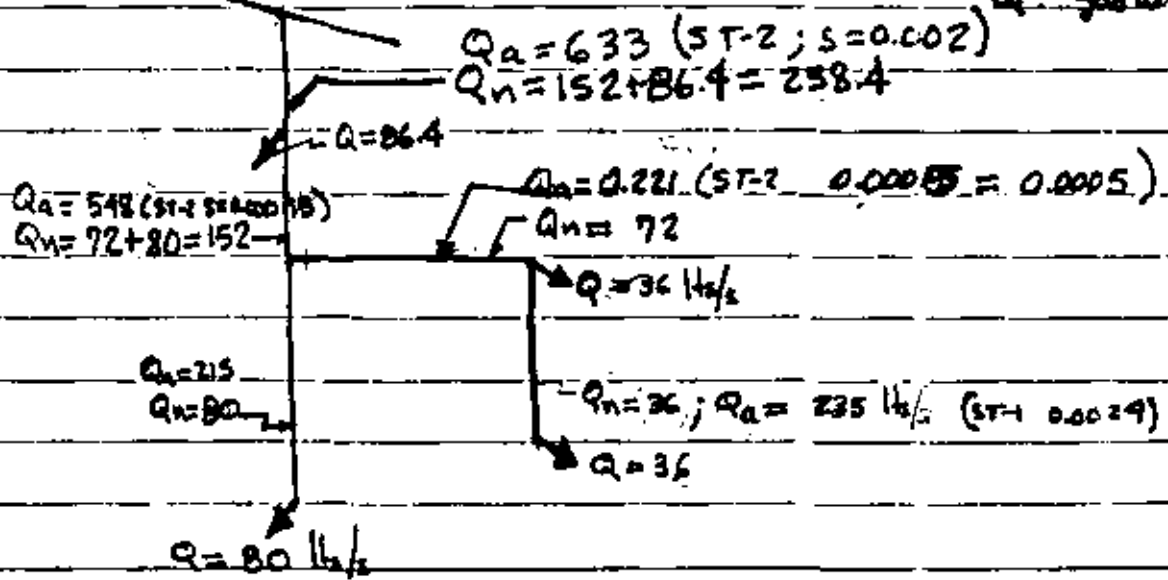
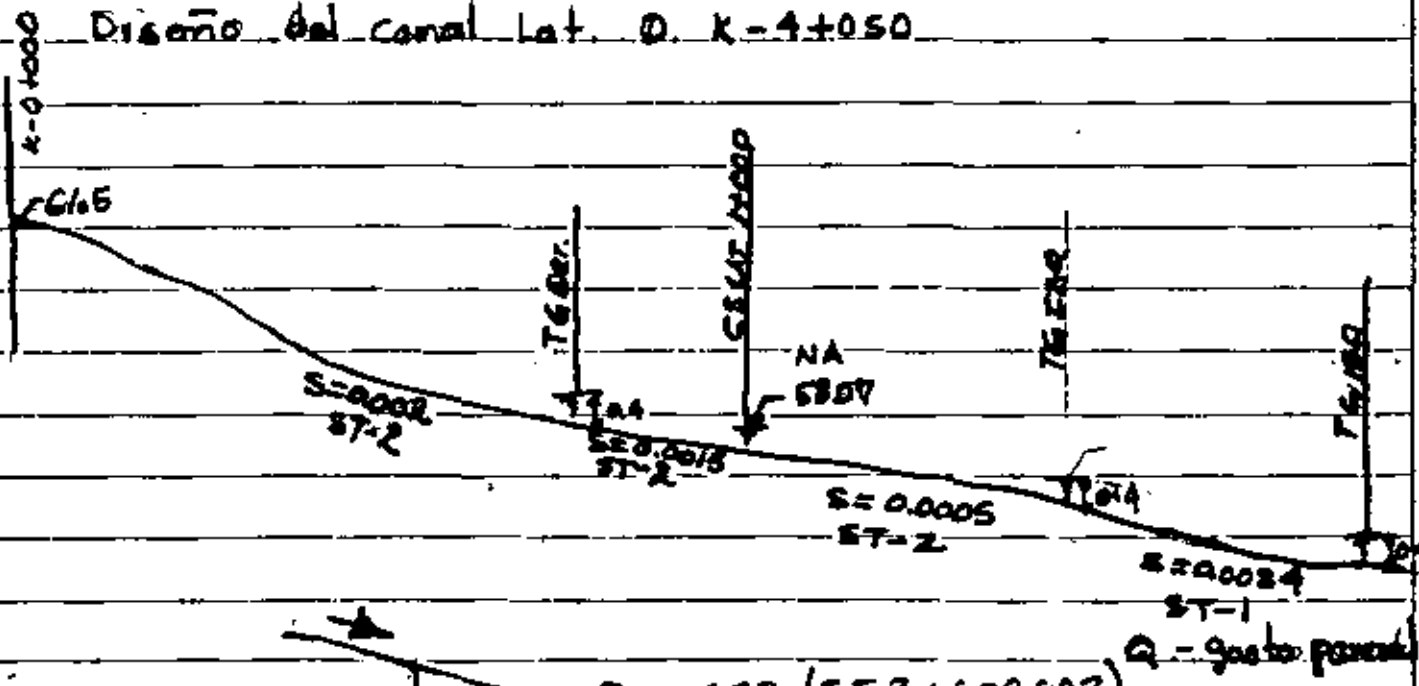
NOTA: Estas fórmulas no son válidas en canales pequeños
pues se dará represa por cada toma granja o
toma lateral de acuerdo al criterio que se adapte.

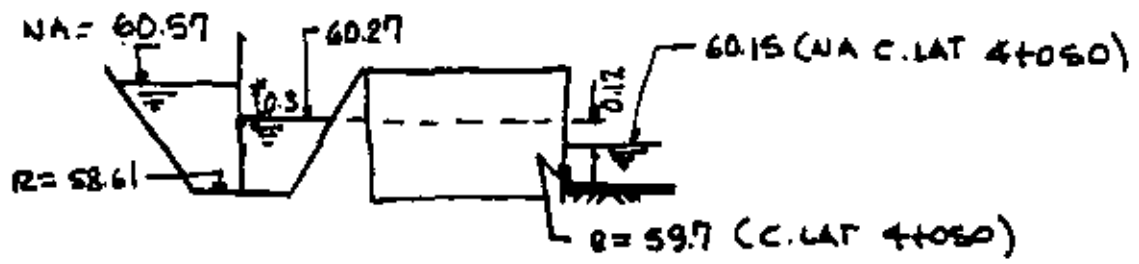
Diseño del canal sub-lat-Per K-1+000



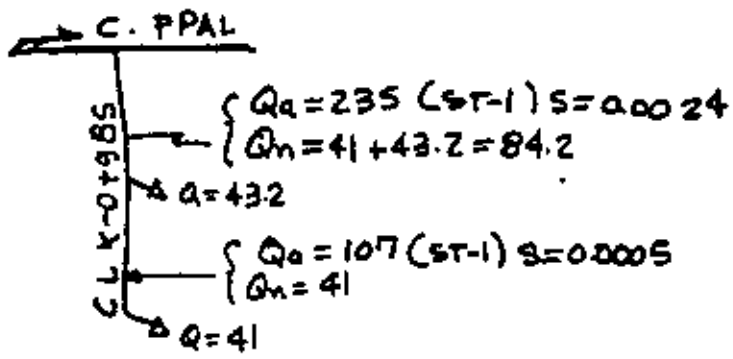
$NA_{min} = 57.92 = 57.92$
 $NA_{normal} = 57.92 + 0.15 = 58.07 \text{ OK}$

Diseño del canal lat. @ K-4+050

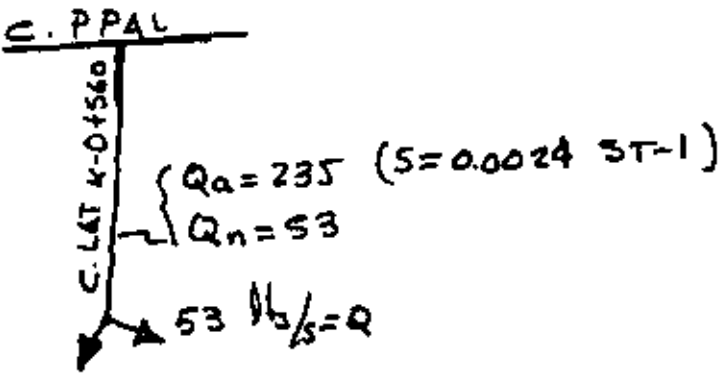




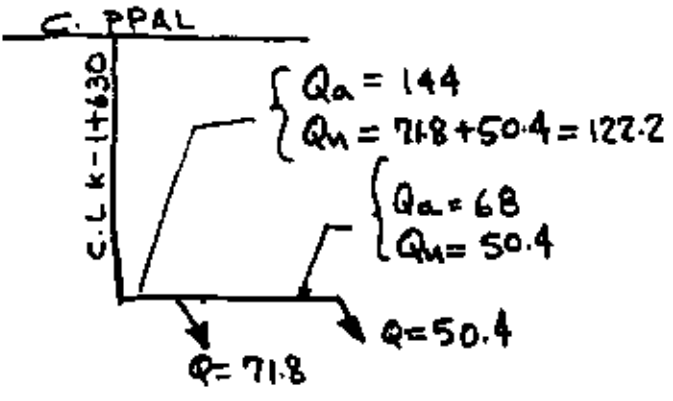
GASTOS del canal lat. Der. k-0+985

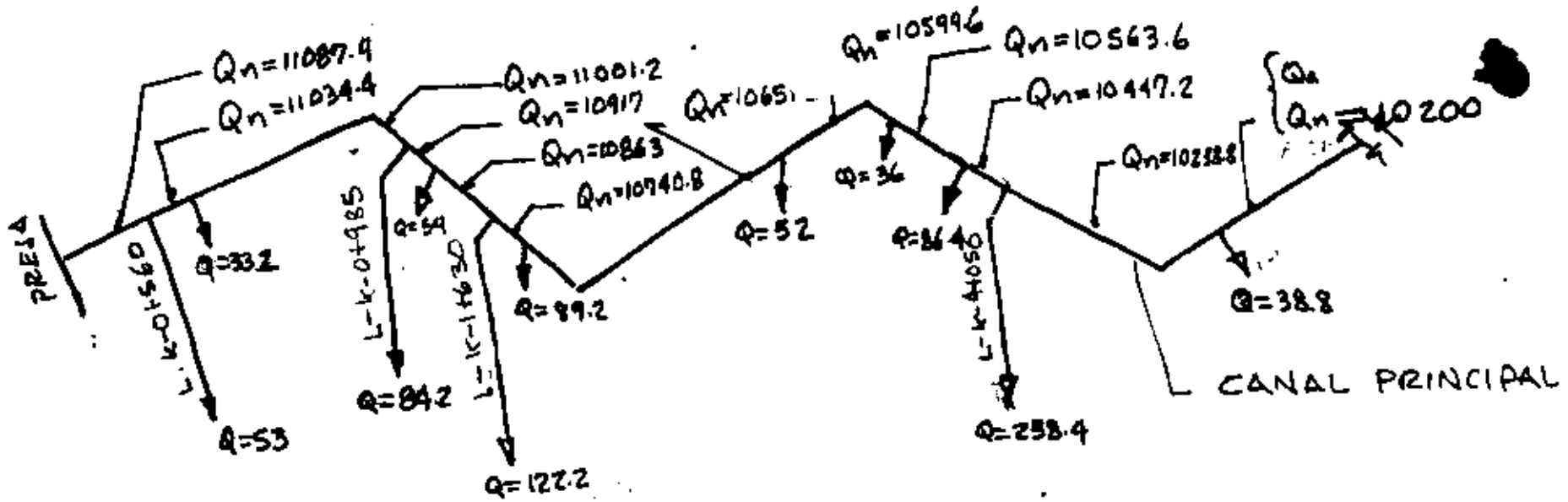


Gastos del canal lat. 0+560



Gastos del canal lat. 1+630





| ESTACION | Q_n m ³ /s | Q_a m ³ /s |
|----------------|-------------------------|-------------------------|
| 0+000 AL 4+700 | 11.087 | 11.711 |
| 4+700 AL — | 10.200 | 10.615 |

| ESTACION TOMA | | (lts/s) | (m^3/s) | (m^3/s) | AREA ha | |
|---------------|----------------|-----------------------|------------------------|----------------|---------|-----------|
| | | $Q_{TOMA\ necesaria}$ | $Q_{necesario\ acum.}$ | $Q_{adaptado}$ | Parcial | Acomulada |
| 0+000 | | | | | | |
| 0+560 | L.D. | 53 | 11.087 | 11.711 | 26.5 | 5543.7 |
| 0+580 | TGD | 33.2 | 11.034 | " | 16.6 | 5517.2 |
| 0+985 | LD | 84.2 | 11.001 | " | 42.1 | 5500.6 |
| 1+020 | TGD | 54.0 | 10.917 | " | 27.0 | 5458.5 |
| 1+630 | LD | 122.2 | 10.863 | " | 61.1 | 5431.5 |
| 1+650 | TGD | 83.2 | 10.741 | " | 44.6 | 5370.4 |
| 2+600 | TGD | 52.0 | 10.652 | " | 26.0 | 5325.8 |
| 3+400 | TGD | 36.0 | 10.600 | " | 18.0 | 5299.8 |
| 4+030 | TGD | 86.4 | 10.564 | " | 43.2 | 5281.8 |
| 4+050 | LD | 238.4 | 10.447 | " | 119.2 | 5238.6 |
| 4+700 | TGD | 38.8 | 10.239 | " | 19.4 | 5119.4 |
| 4+700 | EN
ADELANTE | 10200.0 | 10.200 | 10.615 \leq | 5100.0 | 5100 |

| CANAL | $Q_n (m^3/s)$ | $Q_a (m^3/s)$ | ST | S | b | d |
|-------------------------------------|---------------|---------------|----|--------|---|---|
| SUB-LAT 1+000 { OTORRAL
PF. 1000 | 80 | 215 | 1 | 0.002 | | |
| LAT 4+050 { 1+900
1+900 | 36 | 235 | 1 | 0.0024 | | |
| " { 1+400
1+900 | 72 | 316 | 2 | 0.0005 | | |
| " { 1+000
0+800 | 152 | 548 | 2 | 0.0015 | | |
| " { 0+800
0+000 | 238.4 | 633 | 2 | 0.002 | | |
| LAT-1+630 { 1+3725
0+900 | 584 | 680 | 1 | 0.0002 | | |
| " { 0+900
0+000 | 122.2 | 144 | 1 | 0.0009 | | |
| LAT-0+985 { 1+000
0+600 | 41 | 107 | 1 | 0.0005 | | |
| " { 0+600
0+000 | 89.2 | 235 | 1 | 0.0024 | | |
| LAT-0+560 { 0+460
0+000 | 53 | 235 | 1 | 0.0024 | | |

DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL PRINCIPAL

| ESTACION | $Q_n (m^3/s)$ | $Q_a (m^3/s)$ | A m ² | V m/s | b m | d m | R m | n | t | S | ST- | c |
|--------------------|---------------|---------------|------------------|-------|------|------|--------|-------|-------|--------|-----|----|
| DEL 0+000 AL 0+560 | 11.0874 | 11.711 | 9.21 | 1.271 | 2.00 | 1.90 | 1.04 | 0.014 | 1.5:1 | 0.0003 | 21 | |
| DEL 0+560 AL 0+580 | 11.0344 | 11.711 | 9.21 | 1.271 | 2.00 | 1.90 | 1.0400 | 0.014 | 1.5:1 | 0.0003 | 21 | |
| DEL 0+580 AL 0+985 | 11.0012 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| DEL 0+985 AL 1+020 | 10.917 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| DEL 1+020 AL 1+630 | 10.863 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| DEL 1+630 AL 1+650 | 10.741 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| DEL 1+650 AL 2+600 | 10.652 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| DEL 2+600 AL 3+400 | 10.600 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| DEL 3+400 AL 4+050 | 10.564 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| DEL 4+050 AL 4+050 | 10.447 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| DEL 4+050 AL 4+700 | 10.239 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| DEL 4+700 AL - | 10.200 | 10.615 | 8.556 | 1.241 | 1.85 | 1.85 | 1.004 | 0.014 | 1.5:1 | 0.0003 | 20 | 15 |



Selección de un equipo de Bombeo para pozo profundo =

$Q = 100 \text{ lts/s} = 1585 \text{ GPM}$; se supone $v = 2.5 \text{ m/s}$
 Carga estática $\approx 70 \text{ m} = H_0$

$$Q = vA = v \frac{d^2 \pi}{4} \therefore d = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}} = 0.22 \text{ m}$$

Se tomara un diametro de columna = $10'' = 25.4 \text{ cm}$
 calculo de la -

- Pérdida de fricción en la columna sin flecha

Para un diametro $\phi = 10''$ y $Q = 1585 \text{ GPM}$
 y de acuerdo a la tabla de la pag 32 se tiene

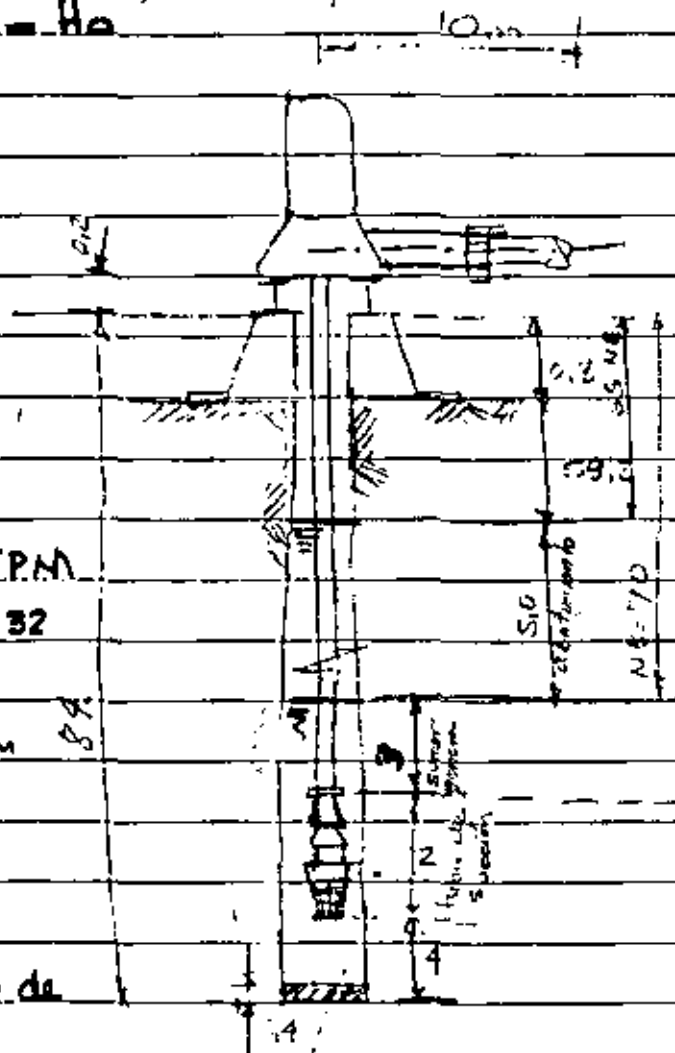
| | | | | | | | |
|------|---|-------|--------------|--------|---|-------------------------|-----|
| 1500 | — | 1.07' | \therefore | 100 am | = | 85 am | 84% |
| 1600 | — | 1.21' | | 0.14' | | x | |
| 100 | | 0.14 | | | | $\therefore x = 0.119'$ | |

$h_f = \frac{1.07' + 0.119'}{100'} = \frac{1.189'}{100'}$ como factor de seguridad se toma

$h_f = \frac{1.21'}{100'} = 0.0121$; (pérdida por fricción por cada pie o cada metro de tubería de succión y de descarga; (NOTA = $\frac{1.21'}{100'} = \frac{1.21 \text{ m}}{100 \text{ m}}$)

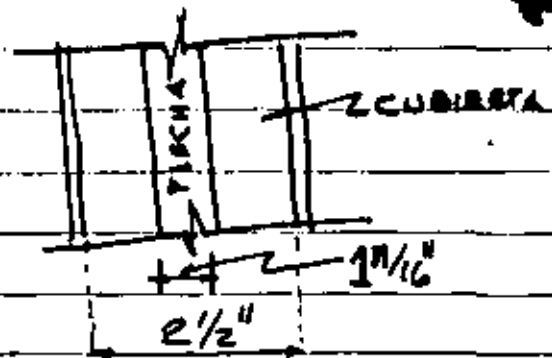
CALCULO DE LA POTENCIA; $P = \frac{\gamma Q H_0}{76 \eta} = \frac{1000(0.1 \times 70)}{76 \times 0.74} \approx 125 \text{ HP}$

CALCULO DE LA FLECHA. - Para $P = 125 \text{ HP}$ y 1760 RPM y de acuerdo a la tabla pag. 80 se escoge un flecha $\approx 1 \frac{7}{16}''$.
 De acuerdo a la tabla pag. 82 el ϕ flecha mas proximo al antes calculado es de $1 \frac{7}{16}''$ para una cubierta de $2 \frac{1}{2}''$ de ϕ



Perdida de carga en la columna con flecha Ver pag. 60

se entra con $\phi_{\text{columna}} = 10''$
 y $\phi_{\text{flecha}} = 1\frac{7}{16}''$ y $Q = 1585 \text{ @ P.M.}$



$$\begin{array}{r} \text{para } 1600 \quad - \quad 2.3 \\ 1500 \quad - \quad 2.00 \quad \Rightarrow \quad 1585 \approx 2.2' \\ 100 \quad \quad \quad 0.30 \end{array}$$

Se toma $2.3' / 100'$ de columna o $\frac{2.3 \text{ m}}{100 \text{ m}}$

$$\Delta f = 2.3 \times 10^{-2} = 0.023$$

$$h_f = \Delta f \times L = 0.023 \times 79.3$$

$$\begin{aligned} * 79.3 &= \text{Altura de Viguetas} + \text{N.B} + \text{sumergencia} + \text{abatimiento} \\ &= 0.20 + \quad \quad 70 + 3.00 \quad + 5 = 78.20 \end{aligned}$$

se colocaran piezas de $10' = 3.05 \text{ m}$:

$$\text{N}^\circ \text{ de Tramos} = \frac{78.20}{3.05} = 25.7 \text{ tramos se redondea a } 26$$

$$L_0 = 26 \times 3.05 = 79.30 \text{ m} * \text{ OK}$$

longitud Real del tubo de columna = 79.30 m ✓

longitud del tubo de succión es 2 m se toma 2.5 m ✓

" " " " Descarga \approx 10 m

L Tubo de descarga $\approx 9.15 + 0.85 = 10m$.

Perdida en el cabezal de descarga (Codo) pag 78
 para $Q = 100 \text{ lts/s} = 1600 \text{ gpm}$ y $D = 10'$

Se tiene $h = 0.45' = 0.13m$ ok



Perdidas por fricción Hidráulica = P.F.H

- 1º long. de columna $A_f = 79.30 \times 0.023 = 1.82m$
- 2º " Tubo de succión $A_f = 2.5 \times 0.012 = 0.03m$
- 3º " " de descarga $= 10 \times 0.012 = 0.12$
- 4º Cabezal de descarga $= 0.13$

SUMA $2.10m$

Carga Dinamica H

Sobre elevación en mts 0.0

Altura del eje sobre la base 0.25

Altura de viguetas 0.20

Nivel de Bombeo 70.00

Perdidas por f. H. 2.10

Carga de velocidad (pag 32 $= 0.650' \approx 0.20m = 0.20$)

$72.75m$

$H = 72.75m = 238'$ (Para un tazón No hay capacidad)
 se meteran 5 Tazones \Rightarrow

$\frac{238'}{5} = 47.6' / \text{tazon}$ y con 1585 gpm
 en la pag 87 obtenemos $\xi = 79\%$

TABLA PARA % de EFICIENCIA segun el N° de TAZONES

| Número de Tazones | % de Eficiencia q' se leo quita a las curvas. |
|-------------------|---|
| 1 | 4 |
| 2 | 2 |
| 3 | 1 |
| 4 | 0 |
| 5 | 0 |
| 10 | 0 |

(10 TAZONES COMO MAXIMO)

Para nuestro caso el % de E = 0

| | |
|------------------------------------|--------|
| Curva A abatimiento por año aprox. | 0 - 30 |
| B | 0 - 80 |
| C | 80 → |

la perdida $\Delta f = \frac{x \text{ pies}}{100 \text{ pies}}$ ya sea en tubo de descarga o de columna siempre debe de ser $< 5\%$ en caso de ser mayor de 5% se seleccionara otro diametro

4ª Potencia del Motor

Gasto en lts/seg — 100 lts/seg

" G.P.M. 1585

Carga Dinamica 72.75 m

Eficiencia en % 80 %

Potencia Hidraulica en HP = $\frac{\gamma Q H}{76 \eta} = \frac{1000 \times 0.1 \times 72.75}{76 \times 0.8} = 119.6$

En pag. 80 se checa para 1760 RPM y HP = 119.6

Para esta tabla el ϕ de flecha da $1\frac{1}{16}$ "

luego en pag. 76 la tabla da valores de fricción
Mecánica en las flechas o las pérdidas de HP
Para 1 1/2" que está entre 1 7/16" y 1 11/16" se tiene que para
aproximadamente 83.80 m de flecha se pierden 3.16 HP
también en la pag. 79 hay una gráfica para tabular dicho valor
de acuerdo a esta gráfica es 1.15 HP/100' de columna.

$$HP_{TOTAL} = 119.6 + 3.16 = 122.76 \text{ (POTENCIA REQUERIDA)}$$

$$79.3 \text{ m} = 260'$$

$$\frac{100'}{1.15} = \frac{260'}{x} \quad x = 3.16 \text{ HP}$$

SE SELECCIONA UNA POTENCIA

DEL MOTOR = 150 HP.

luego en pag. 87 se tiene

Equipo de Bombeo

Marca = JACUETI

Modelo = 12 HS

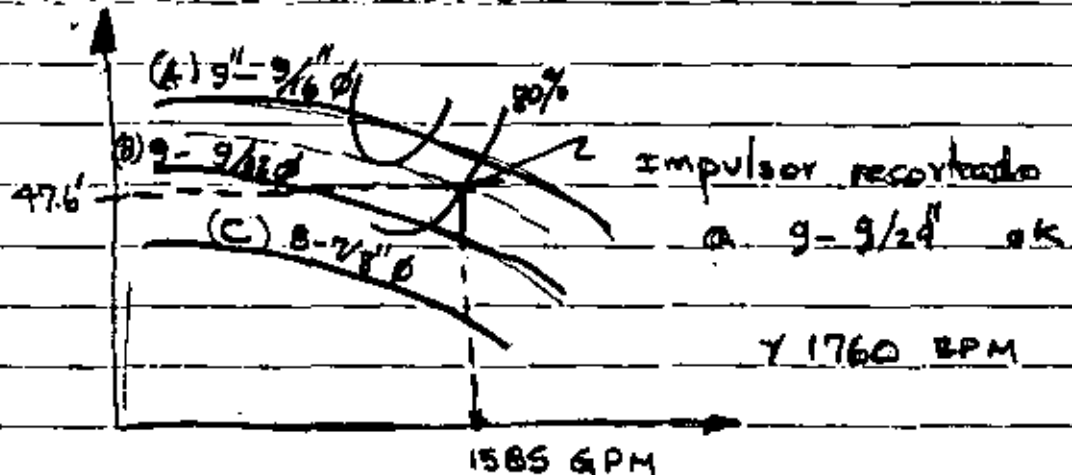
Curva N° = 12 H-64

IMPELENTE N° = 2953

CURVA DEL IMPULSOR = A RECORTADO

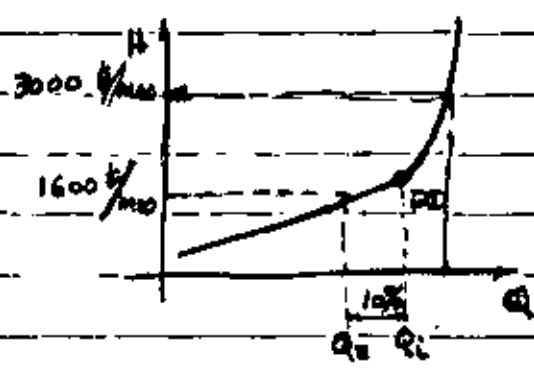
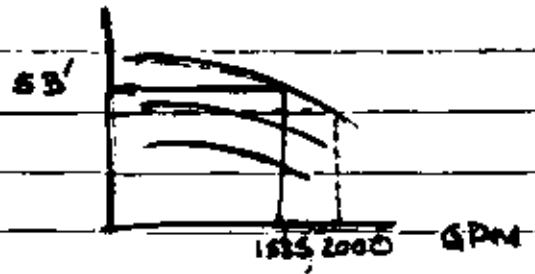
N° DE IMPULSORES = 5

TIPO DE IMPULSOR = SEMIALIBRO



si no recortamos el impulsor se tendria $53' \times 5 = 265$

y como se necesita 47.6 en realidad
 daria 2000 G.P.M esto quiere decir:

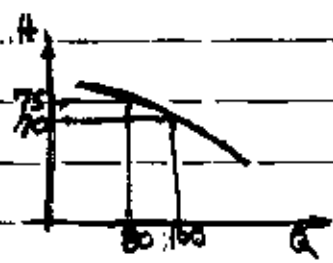


Gasto de explotación = $100 \text{ lb/seg} = 1585$

Gasto de inflexión = $1585 \times 1.1 = 1745$

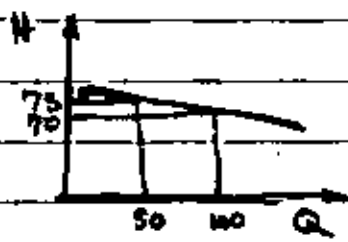
y estaríamos bombeando 2000 y esto incrementa fuertemente la altura q' se traduce en costo y arrastrará mucha arena.

El modelo mas eficiente seria aquel q' para un Q y H dados
 tendríamos una mayor eficiencia % ϵ y un menor H.P.
 si en nuestro caso existieran fuertes abutamientos nos ^{interesa} ~~interesa~~
 curvas de $Q-H$ lo mas inclinada posible ~~posible~~



\$ = 110,000

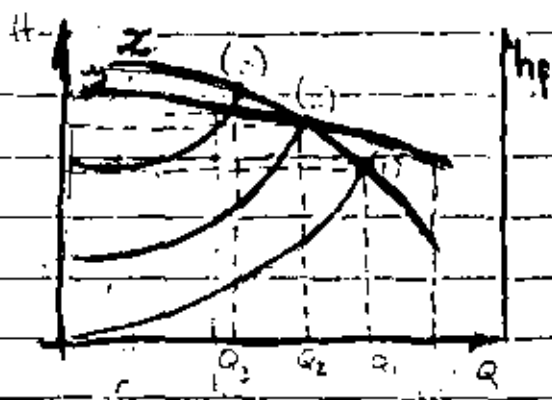
buena Selección



100,000

mala Selección

se tiene aproximadamente 50 cm/ano

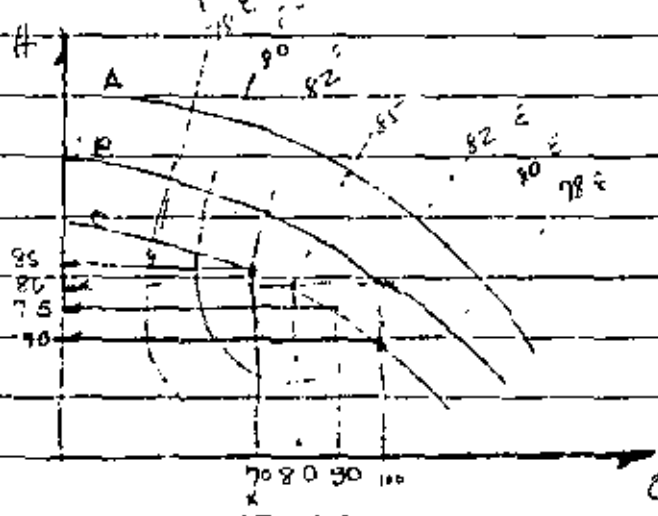


curvas de perdidas debido al C_v , ϵ , β
 estrangulamiento de la Valvula
 (1) Valvula abierta
 (2) Valvula poco cerrada
 (3) " cerrada

← Si escogemos x se tienen gastos casi iguales sin embargo la carga se reduce mucho

* Si escogemos y se tienen Q muy diferentes para cargas casi iguales

En pozos el criterio es ejim $\epsilon = 80\%$ $Q_{min} = 80 \text{ lts}$



| Selección | Q | H | ϵ |
|-----------|-----|----|------------|
| 1º TAZÓN | 100 | 70 | 80 |
| 2º " " | 90 | 75 | 82 |
| 3º " " | 80 | 80 | 85 |
| x 4º " " | 70 | 85 | 82 |
| 5º TAZÓN | 100 | 80 | 82 |
| 6º " " | 95 | 85 | 83 |
| 7º " " | | | |

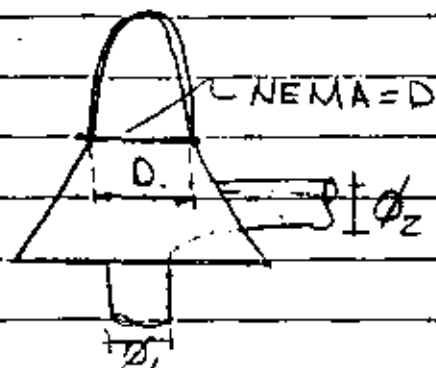
hasta no dar me el Q deseado ∴
 xº TAZÓN

ó sea la bomba trabajo 3.33 años cada tipo de tazon.
 total 10 años
 si me otro tipo de tazon tengo que quitar la flecha

los tramos de columnas se venden por 10 pies (3.05m) o
5 pies (1.525m)

| HP. | DEM
D. Pulg. | U.S.
Ø. pulg. |
|------|-----------------|------------------|
| 1.1 | 10 | 10 |
| 1.5 | / | / |
| 2 | / | / |
| 3 | / | / |
| 5 | / | / |
| 7.5 | / | / |
| 10 | 16 1/2 | / |
| 15 | / | 12 |
| 20 | / | 12 |
| 25 | / | 16 1/2 |
| 30 | / | / |
| 40 | / | / |
| 50 | / | / |
| 60 | / | / |
| 75 | / | / |
| 100 | / | / |
| 125 | 24 1/2 | 20 |
| 150 | / | / |
| 200 | / | / |
| 250 | / | / |
| 300 | / | / |
| ! | | |
| 1500 | | |

Para 60 cps. \Rightarrow 1750 R.P.M.
y para 50 cps. \Rightarrow 1450 R.P.M.



| Φ_1 | Φ_2 | D. |
|----------|----------|-------------------|
| 8" x 8" | | 16 1/2" |
| 10 x 10 | | 16 1/2" |
| 10 x 10 | | 20" \Rightarrow |
| 10 x 10 | | 24 1/2" |

ejem $Q=200$ } 75 HP
 $h=25$ m

$Q=200$ } 150 HP
 $h=50$

$Q=200$ } 250 HP
 $h=75$

6. MOTOR ELÉCTRICO.-

MARCA U.S.

POTENCIA EN HP. 150

SERIE

VELOCIDAD, R.P.M. 1760

EJE

Vertical

FLECHA

horizontal

7. CABEZAL DE DESCARGA

MARCA JACUZZI

→ MODELO TAMAÑO 10" x 10" x 20" -

SERIE

→ NEMA 20" -

COLUMNA Ø EN CMS. 25.4 (10")

TUBO DE DESCARGA 25.4 (10")

8. COLUMNA

LUBRICACIÓN ACEITE

LONG. EN. M. 79.30

Ø TUBO EN. CM. 25.4

→ Ø CAMISA EN CM. 6.35 (2 1/2")

Ø FLECHA " " 3.81 (1 1/2")

9.- CUERPO BOMBA

GASTO L.P.S. 100

CARGA TOTAL M. 72.75

TAZON MODELO 12 HS

DIAMETRO EXTERIOR CMS. 28.58 1 1/4"

" IMPULSOR 24.28 9 9/16"

EFICIENCIA EN % 80

10.- TUBOS

| | | |
|------------------------|-------|------------|
| Long. tubo de succión | en m. | 3.05 |
| ∅ tubo " " | cm. | 25.4 (10") |
| Long. tubo de Descarga | en m. | 10 |
| ∅ tubo " " | en cm | 25.4 (10") |

11).- COLADOR CÓNICO GALVANIZADO. (pag. 84)

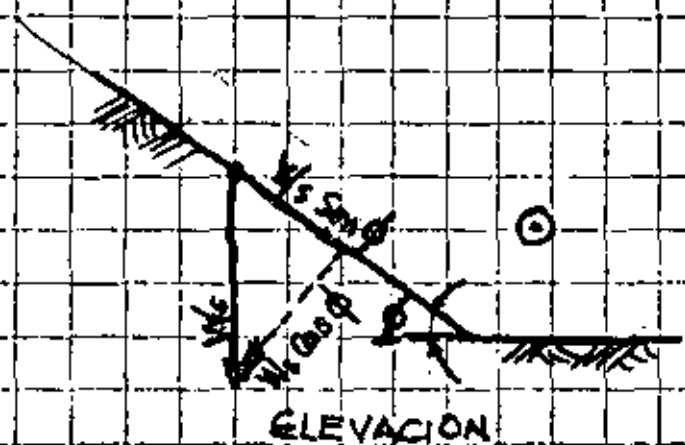
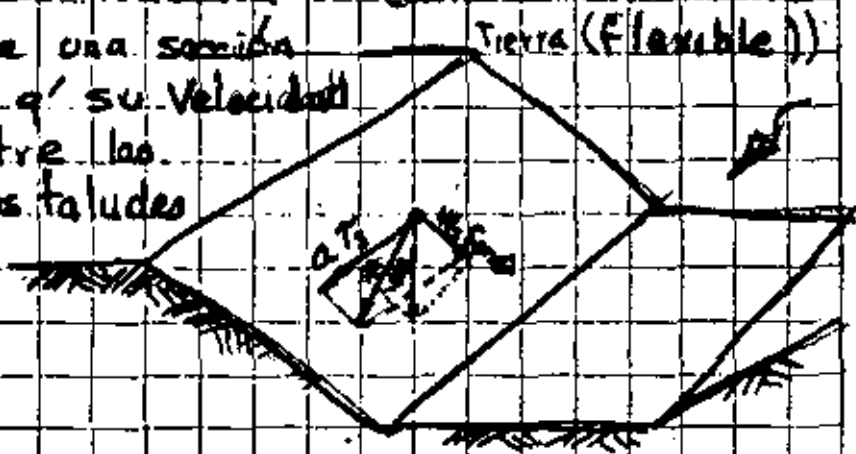
| | |
|--------------|-----------------|
| LONG. en cm. | 74.93 (29 1/2") |
| ∅ en cm. | 25.4 (10") |

12).- TUBO PARA SONDA.

| | |
|--------------|------------|
| TUBO DE | P.V.C. |
| LONGITUD. m. | 80 |
| ∅ en cm. | 1.9 (3/4") |

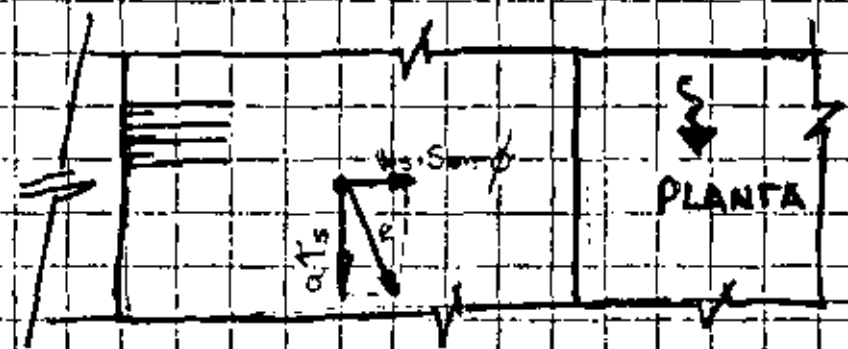
Método de Fuerza Tractiva

funciona para materiales granulares no cohesivos
 El Método de la fuerza tractiva = (canales en material de
 obtiene datos hidráulicos de una sección
 de un canal de tal manera q' su velocidad
 máxima no erosione o arrastre las
 partículas del fondo ni la de los taludes
 (LANE 1953)
 partícula en un talud =



θ - ángulo de reposo del material
 ϕ - ángulo del talud del canal respecto a la horizontal

aTs - fuerza tractiva
 Ws - fuerza gravitacional debido al peso de una partícula sumergida en agua en el talud
 a - área efectiva de la partícula



$$R = \sqrt{aTs^2 + Ws^2 \text{Sen}^2 \phi}$$

Tc - fuerza tractiva unitaria en el talud

la fuerza q' se opone al mov. de la partícula debido al principio de "fricción en movimiento de partículas en mecánica" es $Ws \text{Cos} \phi \text{tg} \theta$

$$\begin{aligned} Ws \text{Cos} \phi \text{tg} \theta &= \sqrt{aTs^2 + Ws^2 \text{Sen}^2 \phi} \\ \rightarrow Ws^2 \text{Cos}^2 \phi \text{tg}^2 \theta &= aTs^2 + Ws^2 \text{Sen}^2 \phi \\ aTs^2 &= Ws^2 \text{Cos}^2 \phi \text{tg}^2 \theta - Ws^2 \text{Sen}^2 \phi \end{aligned}$$

$$a^2 T_s^2 = W_s^2 \cos^2 \phi \operatorname{tg}^2 \theta - W_s^2 \operatorname{Sen}^2 \phi$$

$$= W_s^2 (\cos^2 \phi \operatorname{tg}^2 \theta - \operatorname{Sen}^2 \phi)$$

$$\operatorname{Sen}^2 \phi = \operatorname{tg}^2 \phi \cos^2 \phi$$

$$\therefore W_s^2 (\cos^2 \phi \operatorname{tg}^2 \theta - \operatorname{tg}^2 \phi \cos^2 \phi)$$

Sacando como factor comun $\cos^2 \phi$ ∴

$$a^2 T_s^2 = W_s^2 \cos^2 \phi (\operatorname{tg}^2 \theta - \operatorname{tg}^2 \phi)$$

Dividiendo todo entre $\operatorname{tg}^2 \theta$

$$\frac{a^2 T_s^2}{\operatorname{tg}^2 \theta} = W_s^2 \cos^2 \phi \left(\frac{\operatorname{tg}^2 \theta}{\operatorname{tg}^2 \theta} - \frac{\operatorname{tg}^2 \phi}{\operatorname{tg}^2 \theta} \right) = W_s^2 \cos^2 \phi \left(1 - \frac{\operatorname{tg}^2 \phi}{\operatorname{tg}^2 \theta} \right)$$

$$\therefore T_s^2 = \frac{W_s^2 \cos^2 \phi \operatorname{tg}^2 \theta \left(1 - \frac{\operatorname{tg}^2 \phi}{\operatorname{tg}^2 \theta} \right)}{a^2}$$

$$T_s = \frac{W_s}{a} \cos \phi \operatorname{tg} \theta \sqrt{1 - \frac{\operatorname{tg}^2 \phi}{\operatorname{tg}^2 \theta}}$$

⇒ FUERZA TRACTIVA EN EL TALUD

En la plan tilla será la misma ecuación solo que

$$T_s = T_L \quad \text{y} \quad \phi = 0 \quad \therefore \quad \cos \phi = 1; \quad (\operatorname{tg} \phi)^2 = 0$$

$$T_L = \frac{W_s}{a} \operatorname{tg} \theta \sqrt{1 - 0} = \quad \therefore \quad \frac{\operatorname{tg}^2 \phi}{\operatorname{tg}^2 \theta} = \frac{0}{\operatorname{tg}^2 \theta} = 0$$

$$T_L = \frac{W_s}{a} \operatorname{tg} \theta$$

⇒ FUERZA TRACTIVA EN RELACION A LA PLANTILLA

LA RELACION DE FUERZA TRACTIVA EN TALUD PLANTILLASERA:

$$T = \frac{T_s}{T_L} = \frac{W_s \cos \phi \cdot \frac{1}{\sin \theta} \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \phi}{\tan^2 \theta}}}{\frac{W_s}{a} \cdot \frac{1}{\sin \theta}} = \cos \phi \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \phi}{\tan^2 \theta}}$$

$$\text{es } k = \cos \phi \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \phi}{\tan^2 \theta}} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \phi}{\sin^2 \theta}}$$

$$k = \frac{T_s}{T_L} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \phi}{\sin^2 \theta}}$$

Es decir de

Fuerza tractiva permisible. (libro de Ven Te Chow. pag. 175). 4 T.

Ejemplo.- Diseñar un canal trapecial sobre una pendiente de 0,0016 y acarrea una descarga de 400 pies³/seg ($Q = 11.35 \text{ m}^3/\text{seg}$). - canal está excavado en tierra contiene material no cohesivo, gravas, toscas y piedrecillas, del cual 25% tiene un diámetro mayor de 1.25 pulg (0.032 m). $n = 0.025$

Solución.- Para canales trapeciales, la máxima fuerza tractiva unitaria en el talud es usualmente menor que el de la plantilla (Fig 7-7) por tanto, el todo fuerte es el valor que interviene en el análisis. El diseño del canal incluye por tanto:

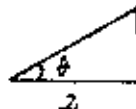
- proporcionando las dimensiones de la sección para la máxima fuerza tractiva unitaria en los taludes y b). - examinando las dimensiones proporcionales para la máxima fuerza tractiva unitaria en la plantilla.
- Proporcionando las dimensiones de la sección. Dando el talud 2:1 (ver tabla 7-1) sea $t=2$ y una relación base tirante $b=5$. la máxima fuerza tractiva unitaria en el talud (Fig 7-7, pag 169) es 0.775 wys .

$$0.775 wys = 0.775 \times 62.4 \times 0.0016 y = 0.0774 y \text{ lb/pie}^2$$

para convertirlo en kg/m^2 se multiplica por 4.882

$$0.0774 y \times 4.882 = 0.378 \text{ kg/m}^2$$

Considerando un material muy redondeado 1.25 pulg (0.032 m) de diámetro, el ángulo de reposo (Fig 7-9, pag 172) es $\theta = 33.5^\circ$ con $\theta = 33.5^\circ$ y $t=2$, sea $\phi = 26.5^\circ$; la fuerza tractiva del radio con la ec. (7-11 pag 171)


$$k = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi}} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 33.5^\circ}{\sin^2 26.5^\circ}} = \sqrt{1 - \frac{0.1991}{0.3046}} = 0.589$$

$$\phi = \arctan\left(\frac{1}{2}\right)$$

Para un tamaño de 1.25 pulg. (0.032 m), la fuerza tractiva permisible en la plantilla es $T_L = 0.4 \times 1.25 = 0.5 \text{ lb/pie}^2$

$$T_L = 0.5 \times 4.882 = 2.441 \text{ kg/m}^2$$

La fuerza tractiva permisible en los taludes es:

$$T_s = k T_L = 0.589 \times 0.5 = 0.295 \text{ lb/pie}^2$$

$$T_s = 0.295 \times 4.882 = 1.44 \text{ kg/m}^2$$

Una condición para impedir movimiento de las partículas en los taludes es $0.0774 y = 0.295$, donde $y = \frac{0.295}{0.0774} = 3.81 \text{ pies}$

$$y = 3.81 \times 0.305 = 1.16 \text{ m.}$$

Por tanto, el ancho de plantilla es $b = 3.81 \times 5 = 19.05$ pies

$$b = 19.05 \times 0.305 = 5.81 \text{ m}$$

Para esta sección trapezoidal

$$A = (b + ty)y = (19.05 + 2 \times 3.81) 3.81 = 101.61 \text{ pies}^2$$

$$A = 101.61 \times 0.305^2 = 9.45 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2y\sqrt{1+t^2} = 19.05 + 2 \times 3.81 \sqrt{1+2^2} = 36.09 \text{ pies}$$

$$P = 36.09 \times 0.305 = 11.01 \text{ m}$$

$$R = \frac{101.61}{36.09} = 2.82 \text{ pies} \quad R = 0.86 \text{ m}$$

con $n = 0.025$ y $s = 0.0016$, la descarga para la fórmula de Manning es $Q = AV = \frac{A^{1.49} R}{n} s^k$

$$Q = \frac{101.61}{0.025} \frac{2.82 \times 0.0016^k \times 1.49}{n} = 483 \text{ pies}^3/\text{seg}$$

$$Q = 483 \times 0.02837 = 13.70 \text{ m}^3/\text{seg}$$

resulta mayor que el dado

Disponiendo de cálculos adelantados, mostrando que para $t = 2$ y $\frac{b}{y} = 4.1$, las dimensiones de la sección son:

$y = 3.02 \text{ pies} = 1.17 \text{ m}$ y $b = 15.66 \text{ pies} = 4.78 \text{ m}$ y la
descarga es $414 \text{ pies}^3/\text{seg} = 414 \times 0.02837 = 11.75 \text{ m}^3/\text{seg}$, lo cual
se cierra el diseño de descarga

Las alternativas de las dimensiones de la sección puede
ser obtenida por tanto, con otros valores de z de t de l de lud

b) Examinando las dimensiones de la sección con $z = 2$ y $\frac{b}{y} = 4.1$
la máxima fuerza tractiva unitaria en el fondo del canal
(Fig 7-7, pág 169) es $0.97 \text{ wgs} = 0.97 \times 624 \times 0.882 \times 0.0016 = 0.370 \text{ lb/pies}^2$

$$0.370 \times 4.882 = 1.81 \text{ Kg/m}^2$$

menor que $0.5 \text{ lb/pies}^2 = 2.44 \text{ Kg/m}^2$

lo cual es la fuerza tractiva permisible en la plantilla

Ejemplo.- Calcular el ancho de plantilla y el tirante del agua de un canal trapecial sobre una pendiente 0.0016 y acarrea una carga de diseño de 400 pies³/seg. El canal está excavado en tierra, contiene material no coloidal, gravas toscas y piedrecillas.

Solución.- Para las condiciones dadas, cantidades estimadas son: $n = 0.025$, $t = 2$ y la máxima velocidad permisible = 4.5 pie/seg

Usando la fórmula de Manning resolver para R .

$$v = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$4.5 = \frac{1.49}{0.025} R^{2/3} 0.0016^{1/2}$$

$$R^{2/3} = \frac{4.5 \times 0.025}{1.49 \times 0.0016^{1/2}} = 1.89$$

$$R = 2.60 \text{ pies} = 0.793 \text{ m}$$

Donde $A = \frac{400}{4.5} = 88.89 \text{ pies}^2 = 8.27 \text{ m}^2$

$$P = \frac{A}{R} = \frac{88.89}{2.60} = 34.20 \text{ pies} = 10.43 \text{ m}$$

Ahora: $A = (b + 2y)y = 88.89 \text{ pies}^2$

$$P = b + 2y\sqrt{5} = 34.20 \text{ pies}$$

Resolviendo estas dos ecuaciones simultáneamente se obtiene $b = 18.7 \text{ pies} = 5.70 \text{ m}$ y $y = 3.46 \text{ pies} = 1.06 \text{ m}$

$$\rho = b + 2y\sqrt{1+z^2} = b + 2\sqrt{5}y = 3420 \text{ pies}$$

Resolviendo estas ecuac. Simultaneas)

87

$$-1 \quad by + 2y^2 = 88.89$$

$$y \quad b + 4.47y = 34.20$$

$$\hline -by - 2y^2 = -88.89$$

$$by + 4.47y^2 = 34.20y$$

$$\hline + 2.47y^2 = 34.20y - 88.89$$

$$2.47y^2 - 34.20y + 88.89 = 0$$

$$y = \frac{34.20 \pm \sqrt{34.2^2 - 4(2.47 \times 88.89)}}{2 \times 2.47} = 3.47 \text{ pies} = 1.06 \text{ m}$$

$$b + 4.47(3.47) = 34.20$$

$$b = 18.69 \text{ pies} = 5.70 \text{ m}$$

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

| DATOS | SECCIONES TIPO | | | | | | | | | | |
|---------|----------------|--------|--------|-------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|---|
| | 1 | | 2 | | 3 | | 4 | | 5 | | |
| | b | d | A | P | r | n | s | V | Q | V | Q |
| b | 0.40 | 0.40 | 0.50 | 0.50 | 0.60 | | | | | | |
| d | 0.35 | 0.40 | 0.45 | 0.50 | 0.55 | | | | | | |
| A | 0.324 | 0.40 | 0.529 | 0.625 | 0.784 | | | | | | |
| P | 1.662 | 1.042 | 2.123 | 2.303 | 2.583 | | | | | | |
| r | 0.195 | 0.2172 | 0.2492 | 0.274 | 0.3035 | | | | | | |
| n | 0.018 | 0.018 | 0.018 | 0.018 | 0.018 | | | | | | |
| s | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | |
| 0.00010 | 0.187 | 0.061 | 0.201 | 0.080 | 0.220 | 0.116 | 0.233 | 0.146 | 0.251 | 0.197 | |
| 0.00015 | 0.229 | 0.074 | 0.246 | 0.098 | 0.269 | 0.142 | 0.285 | 0.178 | 0.307 | 0.241 | |
| 0.00020 | 0.264 | 0.086 | 0.284 | 0.114 | 0.311 | 0.165 | 0.329 | 0.206 | 0.355 | 0.278 | |
| 0.00025 | 0.295 | 0.096 | 0.317 | 0.127 | 0.348 | 0.184 | 0.368 | 0.230 | 0.397 | 0.311 | |
| 0.00030 | 0.324 | 0.105 | 0.348 | 0.139 | 0.381 | 0.202 | 0.403 | 0.252 | 0.435 | 0.341 | |
| 0.00035 | 0.350 | 0.113 | 0.376 | 0.150 | 0.412 | 0.218 | 0.436 | 0.273 | 0.469 | 0.368 | |
| 0.00040 | 0.374 | 0.121 | 0.401 | 0.160 | 0.440 | 0.233 | 0.466 | 0.291 | 0.502 | 0.394 | |
| 0.00045 | 0.396 | 0.128 | 0.426 | 0.170 | 0.467 | 0.247 | 0.494 | 0.309 | 0.532 | 0.417 | |
| 0.00050 | 0.418 | 0.135 | 0.449 | 0.180 | 0.492 | 0.250 | 0.521 | 0.326 | 0.561 | 0.440 | |
| 0.00055 | 0.438 | 0.142 | 0.471 | 0.188 | 0.516 | 0.273 | 0.546 | 0.341 | 0.588 | 0.461 | |
| 0.00060 | 0.453 | 0.148 | 0.492 | 0.197 | 0.539 | 0.285 | 0.571 | 0.357 | 0.615 | 0.482 | |
| 0.00065 | 0.476 | 0.154 | 0.512 | 0.205 | 0.561 | 0.297 | 0.594 | 0.371 | 0.640 | 0.502 | |
| 0.00070 | 0.494 | 0.160 | 0.531 | 0.212 | 0.582 | 0.308 | 0.616 | 0.385 | 0.664 | 0.521 | |
| 0.00075 | 0.512 | 0.166 | 0.550 | 0.220 | 0.603 | 0.319 | 0.638 | 0.399 | 0.687 | 0.539 | |
| 0.00080 | 0.529 | 0.171 | 0.568 | 0.227 | 0.622 | 0.329 | 0.659 | 0.412 | 0.710 | 0.557 | |
| 0.00085 | 0.545 | 0.177 | 0.585 | 0.224 | 0.642 | 0.340 | 0.679 | 0.424 | 0.732 | 0.574 | |
| 0.00090 | 0.560 | 0.181 | 0.602 | 0.241 | 0.660 | 0.349 | 0.699 | 0.437 | 0.753 | 0.590 | |
| 0.00095 | 0.576 | 0.187 | 0.619 | 0.248 | 0.678 | 0.359 | 0.718 | 0.449 | 0.773 | 0.606 | |
| 0.00100 | 0.591 | 0.191 | 0.635 | 0.254 | 0.696 | 0.368 | 0.734 | 0.459 | 0.794 | 0.622 | |
| 0.00110 | 0.620 | 0.201 | 0.666 | 0.266 | 0.730 | 0.386 | 0.772 | 0.482 | 0.832 | 0.652 | |
| 0.00120 | 0.647 | 0.210 | 0.696 | 0.278 | 0.762 | 0.403 | 0.807 | 0.504 | 0.869 | 0.681 | |
| 0.00130 | 0.674 | 0.218 | 0.724 | 0.290 | 0.793 | 0.419 | 0.840 | 0.525 | 0.905 | 0.709 | |
| 0.00140 | 0.699 | 0.226 | 0.751 | 0.300 | 0.823 | 0.435 | 0.871 | 0.544 | 0.939 | 0.736 | |
| 0.00150 | 0.724 | 0.236 | 0.777 | 0.311 | 0.852 | 0.451 | 0.902 | 0.564 | 0.972 | 0.762 | |
| 0.00160 | 0.747 | 0.242 | 0.803 | 0.321 | 0.880 | 0.466 | 0.932 | 0.582 | 1.004 | 0.787 | |
| 0.00170 | 0.770 | 0.249 | 0.828 | 0.331 | 0.907 | 0.480 | 0.960 | 0.600 | 1.034 | 0.811 | |
| 0.00180 | 0.793 | 0.257 | 0.852 | 0.341 | 0.933 | 0.494 | 0.988 | 0.618 | 1.065 | 0.835 | |
| 0.00190 | 0.814 | 0.263 | 0.875 | 0.350 | 0.959 | 0.507 | 1.015 | 0.634 | 1.094 | 0.858 | |
| 0.00200 | 0.836 | 0.271 | 0.898 | 0.359 | 0.984 | 0.521 | 1.041 | 0.651 | 1.122 | 0.880 | |
| 0.00220 | 0.875 | 0.284 | 0.942 | 0.377 | 1.032 | 0.546 | 1.092 | 0.683 | 1.177 | 0.923 | |
| 0.00240 | 0.915 | 0.296 | 0.983 | 0.393 | 1.078 | 0.570 | 1.141 | 0.713 | 1.229 | 0.964 | |
| 0.00260 | 0.953 | 0.309 | 1.023 | 0.409 | 1.122 | 0.593 | 1.188 | 0.743 | 1.279 | 1.003 | |
| 0.00280 | 0.989 | 0.320 | 1.062 | 0.425 | 1.164 | 0.616 | 1.232 | 0.770 | 1.328 | 1.041 | |
| 0.00300 | 1.023 | 0.331 | 1.099 | 0.440 | 1.205 | 0.637 | 1.276 | 0.798 | 1.374 | 1.077 | |
| 0.00320 | 1.057 | 0.342 | 1.135 | 0.454 | 1.244 | 0.652 | 1.317 | 0.823 | 1.419 | 1.112 | |
| 0.00340 | 1.089 | 0.353 | 1.170 | 0.468 | 1.283 | 0.679 | 1.358 | 0.849 | 1.463 | 1.147 | |

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

| DATOS | SECCIONES TIPO | | | | | | | | | |
|---------|----------------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|
| | 6 | | 7 | | 8 | | 9 | | 10 | |
| | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| b | 0.60 | 0.237 | 0.75 | 0.271 | 0.75 | 0.283 | 0.75 | 0.370 | 0.75 | 0.422 |
| d | 0.60 | 0.290 | 0.60 | 0.331 | 0.65 | 0.346 | 0.70 | 0.454 | 0.75 | 0.526 |
| A | 0.90 | 0.335 | 0.99 | 0.379 | 1.122 | 0.443 | 1.260 | 0.524 | 1.407 | 0.608 |
| P | 2.763 | 0.374 | 2.913 | 0.428 | 3.094 | 0.502 | 3.274 | 0.586 | 3.454 | 0.680 |
| r | 0.3297 | 0.410 | 0.3399 | 0.469 | 0.3626 | 0.549 | 0.3848 | 0.641 | 0.4073 | 0.744 |
| n | 0.018 | 0.443 | 0.018 | 0.506 | 0.018 | 0.529 | 0.018 | 0.693 | 0.018 | 0.803 |
| s | | | | | | | | | | |
| 0.00010 | 0.263 | 0.237 | 0.271 | 0.268 | 0.283 | 0.318 | 0.294 | 0.370 | 0.305 | 0.422 |
| 0.00015 | 0.322 | 0.290 | 0.331 | 0.328 | 0.346 | 0.388 | 0.360 | 0.454 | 0.374 | 0.526 |
| 0.00020 | 0.372 | 0.335 | 0.383 | 0.379 | 0.399 | 0.443 | 0.416 | 0.524 | 0.432 | 0.608 |
| 0.00025 | 0.416 | 0.374 | 0.428 | 0.424 | 0.447 | 0.502 | 0.465 | 0.586 | 0.483 | 0.680 |
| 0.00030 | 0.456 | 0.410 | 0.469 | 0.464 | 0.489 | 0.549 | 0.509 | 0.641 | 0.529 | 0.744 |
| 0.00035 | 0.492 | 0.443 | 0.506 | 0.501 | 0.529 | 0.594 | 0.550 | 0.693 | 0.571 | 0.803 |
| 0.00040 | 0.526 | 0.473 | 0.541 | 0.536 | 0.565 | 0.634 | 0.588 | 0.741 | 0.611 | 0.860 |
| 0.00045 | 0.558 | 0.502 | 0.574 | 0.568 | 0.599 | 0.672 | 0.624 | 0.786 | 0.648 | 0.912 |
| 0.00050 | 0.588 | 0.529 | 0.605 | 0.599 | 0.632 | 0.709 | 0.657 | 0.828 | 0.683 | 0.961 |
| 0.00055 | 0.617 | 0.555 | 0.634 | 0.628 | 0.662 | 0.743 | 0.689 | 0.868 | 0.716 | 1.007 |
| 0.00060 | 0.644 | 0.580 | 0.663 | 0.656 | 0.692 | 0.776 | 0.720 | 0.907 | 0.748 | 1.052 |
| 0.00065 | 0.671 | 0.604 | 0.690 | 0.683 | 0.720 | 0.808 | 0.749 | 0.943 | 0.778 | 1.095 |
| 0.00070 | 0.696 | 0.626 | 0.716 | 0.709 | 0.747 | 0.838 | 0.778 | 0.980 | 0.808 | 1.137 |
| 0.00075 | 0.720 | 0.648 | 0.741 | 0.734 | 0.774 | 0.863 | 0.805 | 1.014 | 0.836 | 1.176 |
| 0.00080 | 0.744 | 0.670 | 0.765 | 0.757 | 0.799 | 0.896 | 0.831 | 1.047 | 0.864 | 1.216 |
| 0.00085 | 0.767 | 0.690 | 0.789 | 0.781 | 0.824 | 0.925 | 0.857 | 1.080 | 0.890 | 1.252 |
| 0.00090 | 0.789 | 0.710 | 0.812 | 0.804 | 0.848 | 0.951 | 0.892 | 1.111 | 0.916 | 1.289 |
| 0.00095 | 0.811 | 0.730 | 0.834 | 0.826 | 0.871 | 0.977 | 0.906 | 1.142 | 0.941 | 1.324 |
| 0.00100 | 0.833 | 0.749 | 0.856 | 0.847 | 0.894 | 1.003 | 0.930 | 1.172 | 0.966 | 1.359 |
| 0.00110 | 0.872 | 0.785 | 0.897 | 0.888 | 0.937 | 1.051 | 0.975 | 1.229 | 1.013 | 1.425 |
| 0.00120 | 0.911 | 0.820 | 0.937 | 0.928 | 0.979 | 1.098 | 1.018 | 1.283 | 1.058 | 1.489 |
| 0.00130 | 0.948 | 0.853 | 0.976 | 0.966 | 1.019 | 1.143 | 1.050 | 1.336 | 1.101 | 1.549 |
| 0.00140 | 0.984 | 0.886 | 1.012 | 1.002 | 1.057 | 1.186 | 1.100 | 1.386 | 1.142 | 1.607 |
| 0.00150 | 1.019 | 0.917 | 1.048 | 1.038 | 1.096 | 1.227 | 1.138 | 1.444 | 1.182 | 1.663 |
| 0.00160 | 1.052 | 0.947 | 1.082 | 1.071 | 1.130 | 1.268 | 1.176 | 1.482 | 1.221 | 1.718 |
| 0.00170 | 1.084 | 0.976 | 1.116 | 1.105 | 1.165 | 1.307 | 1.212 | 1.527 | 1.259 | 1.771 |
| 0.00180 | 1.116 | 1.004 | 1.148 | 1.137 | 1.199 | 1.345 | 1.247 | 1.571 | 1.295 | 1.822 |
| 0.00190 | 1.146 | 1.031 | 1.179 | 1.167 | 1.231 | 1.381 | 1.281 | 1.614 | 1.331 | 1.878 |
| 0.00200 | 1.176 | 1.058 | 1.210 | 1.198 | 1.263 | 1.417 | 1.314 | 1.656 | 1.365 | 1.921 |
| 0.00220 | 1.234 | 1.111 | 1.263 | 1.256 | 1.325 | 1.487 | 1.379 | 1.738 | 1.432 | 2.015 |
| 0.00240 | 1.282 | 1.159 | 1.325 | 1.312 | 1.384 | 1.553 | 1.440 | 1.814 | 1.496 | 2.105 |
| 0.00260 | 1.341 | 1.207 | 1.380 | 1.366 | 1.440 | 1.616 | 1.500 | 1.890 | 1.557 | 2.191 |
| 0.00280 | 1.392 | 1.253 | 1.432 | 1.419 | 1.495 | 1.677 | 1.555 | 1.959 | 1.616 | 2.274 |
| 0.00300 | 1.441 | 1.267 | 1.482 | 1.467 | 1.548 | 1.737 | 1.610 | 2.029 | 1.672 | 2.353 |
| 0.00320 | 1.488 | 1.339 | 1.531 | 1.516 | 1.598 | 1.793 | 1.663 | 2.095 | 1.727 | 2.430 |
| 0.00340 | 1.534 | 1.381 | | | | | | | | |

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

| DATOS | SECCIONES TIPO | | | | | | | | | |
|---------|----------------|-------|-------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|
| | 11 | | 12 | | 13 | | 14 | | 15 | |
| b | 0.90 | | 0.90 | | 0.90 | | 0.90 | | 1.05 | |
| d | 0.75 | | 0.80 | | 0.85 | | 0.90 | | 0.90 | |
| A | 1.519 | | 1.680 | | 1.849 | | 2.025 | | 2.160 | |
| F | 3.604 | | 3.784 | | 3.965 | | 4.145 | | 4.295 | |
| F' | 0.425 | | 0.444 | | 0.4663 | | 0.4885 | | 0.5029 | |
| n | 0.018 | | 0.018 | | 0.017 | | 0.017 | | 0.017 | |
| s | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00010 | 0.312 | 0.474 | 0.323 | 0.543 | 0.354 | 0.695 | 0.365 | 0.739 | 0.372 | 0.804 |
| 0.00015 | 0.383 | 0.582 | 0.396 | 0.665 | 0.433 | 0.801 | 0.447 | 0.905 | 0.456 | 0.985 |
| 0.00020 | 0.442 | 0.671 | 0.457 | 0.768 | 0.500 | 0.925 | 0.516 | 1.045 | 0.526 | 1.136 |
| 0.00025 | 0.494 | 0.750 | 0.511 | 0.858 | 0.559 | 1.034 | 0.577 | 1.168 | 0.588 | 1.270 |
| 0.00030 | 0.541 | 0.822 | 0.560 | 0.941 | 0.613 | 1.133 | 0.632 | 1.280 | 0.644 | 1.391 |
| 0.00035 | 0.584 | 0.887 | 0.605 | 1.016 | 0.662 | 1.224 | 0.683 | 1.383 | 0.696 | 1.503 |
| 0.00040 | 0.625 | 0.949 | 0.647 | 1.087 | 0.707 | 1.307 | 0.730 | 1.478 | 0.744 | 1.607 |
| 0.00045 | 0.663 | 1.007 | 0.686 | 1.152 | 0.751 | 1.389 | 0.774 | 1.567 | 0.789 | 1.704 |
| 0.00050 | 0.698 | 1.060 | 0.723 | 1.215 | 0.791 | 1.463 | 0.816 | 1.652 | 0.832 | 1.797 |
| 0.00055 | 0.732 | 1.112 | 0.758 | 1.273 | 0.829 | 1.533 | 0.856 | 1.733 | 0.872 | 1.885 |
| 0.00060 | 0.765 | 1.152 | 0.792 | 1.331 | 0.867 | 1.603 | 0.894 | 1.810 | 0.911 | 1.965 |
| 0.00065 | 0.796 | 1.209 | 0.824 | 1.384 | 0.902 | 1.665 | 0.930 | 1.883 | 0.949 | 2.050 |
| 0.00070 | 0.826 | 1.255 | 0.856 | 1.438 | 0.936 | 1.731 | 0.965 | 1.954 | 0.984 | 2.125 |
| 0.00075 | 0.855 | 1.299 | 0.886 | 1.488 | 0.969 | 1.792 | 0.999 | 2.023 | 1.019 | 2.201 |
| 0.00080 | 0.884 | 1.343 | 0.915 | 1.537 | 1.001 | 1.851 | 1.032 | 2.090 | 1.052 | 2.272 |
| 0.00085 | 0.911 | 1.384 | 0.943 | 1.584 | 1.031 | 1.906 | 1.064 | 2.155 | 1.085 | 2.344 |
| 0.00090 | 0.937 | 1.423 | 0.970 | 1.630 | 1.061 | 1.962 | 1.095 | 2.217 | 1.116 | 2.411 |
| 0.00095 | 0.963 | 1.463 | 0.997 | 1.675 | 1.090 | 2.015 | 1.125 | 2.278 | 1.147 | 2.478 |
| 0.00100 | 0.988 | 1.501 | 1.023 | 1.719 | 1.119 | 2.069 | 1.154 | 2.337 | 1.177 | 2.542 |
| 0.00110 | 1.036 | 1.574 | 1.072 | 1.801 | 1.173 | 2.169 | 1.210 | 2.450 | 1.234 | 2.665 |
| 0.00120 | 1.082 | 1.644 | 1.120 | 1.882 | 1.226 | 2.267 | 1.264 | 2.560 | 1.289 | 2.784 |
| 0.00130 | 1.126 | 1.710 | 1.160 | 1.959 | 1.275 | 2.357 | 1.316 | 2.665 | 1.341 | 2.897 |
| 0.00140 | 1.169 | 1.776 | 1.210 | 2.033 | 1.324 | 2.448 | 1.365 | 2.764 | 1.392 | 3.007 |
| 0.00150 | 1.210 | 1.838 | 1.253 | 2.103 | 1.370 | 2.533 | 1.413 | 2.861 | 1.441 | 3.113 |
| 0.00160 | 1.249 | 1.897 | 1.293 | 2.172 | 1.415 | 2.616 | 1.460 | 2.956 | 1.488 | 3.214 |
| 0.00170 | 1.288 | 1.956 | 1.333 | 2.239 | 1.458 | 2.696 | 1.504 | 3.046 | 1.534 | 3.313 |
| 0.00180 | 1.325 | 2.013 | 1.372 | 2.305 | 1.501 | 2.775 | 1.548 | 3.135 | 1.578 | 3.403 |
| 0.00190 | 1.361 | 2.067 | 1.409 | 2.367 | 1.542 | 2.851 | 1.591 | 3.222 | 1.622 | 3.504 |
| 0.00200 | 1.397 | 2.122 | 1.446 | 2.429 | 1.582 | 2.925 | 1.632 | 3.305 | 1.664 | 3.594 |
| 0.00220 | 1.465 | 2.225 | 1.517 | 2.549 | 1.659 | 3.067 | 1.712 | 3.467 | 1.745 | 3.769 |
| 0.00240 | 1.530 | 2.324 | 1.584 | 2.661 | 1.773 | 3.204 | 1.788 | 3.621 | 1.822 | 3.935 |
| 0.00260 | 1.593 | 2.420 | 1.649 | 2.770 | 1.804 | 3.336 | 1.861 | 3.769 | 1.897 | 4.05 |
| 0.00280 | 1.653 | 2.511 | | | | | | | | |
| 0.00300 | | | | | | | | | | |
| 0.00320 | | | | | | | | | | |
| 0.00340 | | | | | | | | | | |

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

| DATOS | SECCIONES TIPO | | | | | | | | | |
|---------|----------------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|
| | 16 | | 17 | | 18 | | 19 | | 20 | |
| | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| b | 1.05 | | 1.05 | | 1.05 | | 1.20 | | 1.20 | |
| d | 0.95 | | 1.00 | | 1.05 | | 1.05 | | 1.10 | |
| A | 2.352 | | 2.55 | | 2.757 | | 2.914 | | 3.135 | |
| P | 4.475 | | 4.696 | | 4.836 | | 4.986 | | 5.166 | |
| r | 0.5256 | | 0.5477 | | 0.5701 | | 0.5844 | | 0.6069 | |
| n | 0.017 | | 0.017 | | 0.017 | | 0.017 | | 0.017 | |
| s | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00010 | 0.383 | 0.901 | 0.394 | 1.005 | 0.404 | 1.114 | 0.411 | 1.198 | 0.422 | 1.323 |
| 0.00015 | 0.469 | 1.103 | 0.482 | 1.229 | 0.495 | 1.365 | 0.504 | 1.469 | 0.517 | 1.621 |
| 0.00020 | 0.542 | 1.275 | 0.557 | 1.420 | 0.572 | 1.577 | 0.581 | 1.693 | 0.596 | 1.868 |
| 0.00025 | 0.606 | 1.425 | 0.623 | 1.589 | 0.639 | 1.762 | 0.650 | 1.894 | 0.667 | 2.091 |
| 0.00030 | 0.664 | 1.562 | 0.678 | 1.729 | 0.700 | 1.930 | 0.712 | 2.075 | 0.730 | 2.289 |
| 0.00035 | 0.717 | 1.686 | 0.737 | 1.879 | 0.757 | 2.007 | 0.769 | 2.241 | 0.789 | 2.474 |
| 0.00040 | 0.766 | 1.802 | 0.788 | 2.009 | 0.809 | 2.230 | 0.822 | 2.395 | 0.843 | 2.643 |
| 0.00045 | 0.813 | 0.912 | 0.836 | 2.132 | 0.858 | 2.366 | 0.873 | 2.544 | 0.895 | 2.806 |
| 0.00050 | 0.857 | 2.016 | 0.880 | 2.244 | 0.904 | 2.492 | 0.919 | 2.678 | 0.943 | 2.956 |
| 0.00055 | 0.898 | 2.112 | 0.923 | 2.354 | 0.948 | 2.614 | 0.964 | 2.809 | 0.989 | 3.101 |
| 0.00060 | 0.939 | 2.209 | 0.965 | 2.461 | 0.991 | 2.732 | 1.007 | 2.934 | 1.033 | 3.238 |
| 0.00065 | 0.977 | 2.298 | 1.004 | 2.560 | 1.031 | 2.842 | 1.048 | 3.054 | 1.075 | 3.370 |
| 0.00070 | 1.014 | 2.385 | 1.042 | 2.657 | 1.070 | 2.950 | 1.088 | 3.170 | 1.116 | 3.499 |
| 0.00075 | 1.049 | 2.467 | 1.079 | 2.751 | 1.108 | 3.055 | 1.126 | 3.281 | 1.155 | 3.621 |
| 0.00080 | 1.084 | 2.550 | 1.114 | 2.841 | 1.144 | 3.154 | 1.163 | 3.389 | 1.193 | 3.740 |
| 0.00085 | 1.117 | 2.627 | 1.148 | 2.927 | 1.179 | 3.251 | 1.199 | 3.494 | 1.229 | 3.853 |
| 0.00090 | 1.149 | 2.702 | 1.181 | 3.012 | 1.213 | 3.344 | 1.234 | 3.596 | 1.265 | 3.966 |
| 0.00095 | 1.181 | 2.778 | 1.214 | 3.096 | 1.247 | 3.438 | 1.268 | 3.695 | 1.300 | 4.076 |
| 0.00100 | 1.212 | 2.851 | 1.246 | 3.177 | 1.280 | 3.529 | 1.301 | 3.791 | 1.334 | 4.182 |
| 0.00110 | 1.271 | 2.989 | 1.306 | 3.330 | 1.341 | 3.697 | 1.364 | 3.975 | 1.399 | 4.386 |
| 0.00120 | 1.328 | 3.123 | 1.364 | 3.478 | 1.401 | 3.863 | 1.425 | 4.152 | 1.461 | 4.580 |
| 0.00130 | 1.382 | 3.250 | 1.420 | 3.621 | 1.458 | 4.020 | 1.483 | 4.321 | 1.520 | 4.765 |
| 0.00140 | 1.434 | 3.373 | 1.473 | 3.756 | 1.513 | 4.171 | 1.539 | 4.485 | 1.578 | 4.947 |
| 0.00150 | 1.484 | 3.490 | 1.525 | 3.889 | 1.566 | 4.317 | 1.592 | 4.639 | 1.633 | 5.119 |
| 0.00160 | 1.532 | 3.603 | 1.575 | 4.016 | 1.618 | 4.461 | 1.645 | 4.794 | 1.687 | 5.289 |
| 0.00170 | 1.579 | 3.714 | 1.623 | 4.139 | 1.667 | 4.590 | 1.695 | 4.939 | 1.738 | 5.449 |
| 0.00180 | 1.626 | 3.824 | 1.671 | 4.261 | 1.716 | 4.731 | 1.745 | 5.085 | 1.789 | 5.609 |
| 0.00190 | 1.670 | 3.928 | 1.716 | 4.376 | 1.763 | 4.861 | 1.793 | 5.225 | 1.838 | 5.762 |
| 0.00200 | 1.713 | 4.029 | 1.761 | 4.491 | 1.809 | 4.987 | 1.839 | 5.359 | 1.886 | 5.913 |
| 0.00220 | 1.797 | 4.226 | 1.847 | 4.710 | 1.897 | 5.230 | 1.929 | 5.621 | 1.978 | 6.201 |
| 0.00240 | 1.877 | 4.415 | 1.929 | 4.919 | 1.981 | 5.462 | 2.014 | 5.869 | 2.066 | 6.477 |
| 0.00260 | 1.954 | 4.596 | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

| DATOS | SECCIONES TIPO | | | | | | | | | |
|---------|----------------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|
| | 21 | | 22 | | 23 | | 24 | | 25 | |
| b | 1.20 | | 1.20 | | 1.35 | | 1.35 | | 1.35 | |
| d | 1.15 | | 1.20 | | 1.20 | | 1.25 | | 1.30 | |
| A | 3.364 | | 3.600 | | 3.780 | | 4.032 | | 4.290 | |
| P | 5.346 | | 5.527 | | 5.677 | | 5.857 | | 6.037 | |
| r | 0.6293 | | 0.6513 | | 0.6658 | | 0.6884 | | 0.7106 | |
| n | 0.017 | | 0.017 | | 0.017 | | 0.017 | | 0.017 | |
| s | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00010 | 0.432 | 1.453 | 0.442 | 1.591 | 0.449 | 1.697 | 0.459 | 1.851 | 0.468 | 2.008 |
| 0.00015 | 0.529 | 1.779 | 0.541 | 1.948 | 0.549 | 2.075 | 0.562 | 2.266 | 0.574 | 2.462 |
| 0.00020 | 0.611 | 2.055 | 0.625 | 2.250 | 0.634 | 2.397 | 0.649 | 2.617 | 0.662 | 2.840 |
| 0.00025 | 0.683 | 2.298 | 0.699 | 2.516 | 0.709 | 2.680 | 0.725 | 2.923 | 0.741 | 3.179 |
| 0.00030 | 0.748 | 2.516 | 0.766 | 2.758 | 0.777 | 2.937 | 0.794 | 3.201 | 0.811 | 3.479 |
| 0.00035 | 0.808 | 2.718 | 0.827 | 2.977 | 0.839 | 3.171 | 0.858 | 3.459 | 0.876 | 3.758 |
| 0.00040 | 0.864 | 2.906 | 0.884 | 3.182 | 0.897 | 3.391 | 0.917 | 3.697 | 0.937 | 4.020 |
| 0.00045 | 0.917 | 3.085 | 0.938 | 3.377 | 0.952 | 3.599 | 0.973 | 4.023 | 0.994 | 4.264 |
| 0.00050 | 0.966 | 3.250 | 0.988 | 3.557 | 1.003 | 3.791 | 1.025 | 4.133 | 1.047 | 4.492 |
| 0.00055 | 1.013 | 3.408 | 1.036 | 3.730 | 1.052 | 3.977 | 1.075 | 4.334 | 1.098 | 4.710 |
| 0.00060 | 1.058 | 3.559 | 1.083 | 3.899 | 1.099 | 4.154 | 1.124 | 4.532 | 1.148 | 4.925 |
| 0.00065 | 1.102 | 3.707 | 1.127 | 4.057 | 1.144 | 4.324 | 1.169 | 4.713 | 1.194 | 5.122 |
| 0.00070 | 1.143 | 3.845 | 1.169 | 4.208 | 1.187 | 4.487 | 1.213 | 4.891 | 1.239 | 5.315 |
| 0.00075 | 1.183 | 3.980 | 1.211 | 4.360 | 1.229 | 4.646 | 1.256 | 5.064 | 1.283 | 5.504 |
| 0.00080 | 1.222 | 4.111 | 1.250 | 4.500 | 1.269 | 4.797 | 1.297 | 5.229 | 1.325 | 5.684 |
| 0.00085 | 1.260 | 4.239 | 1.289 | 4.640 | 1.308 | 4.944 | 1.337 | 5.391 | 1.366 | 5.860 |
| 0.00090 | 1.296 | 4.360 | 1.326 | 4.774 | 1.346 | 5.088 | 1.376 | 5.548 | 1.405 | 6.027 |
| 0.00095 | 1.332 | 4.481 | 1.363 | 4.907 | 1.383 | 5.228 | 1.414 | 5.701 | 1.444 | 6.195 |
| 0.00100 | 1.367 | 4.599 | 1.398 | 5.033 | 1.419 | 5.364 | 1.451 | 5.850 | 1.482 | 6.358 |
| 0.00110 | 1.433 | 4.821 | 1.466 | 5.278 | 1.408 | 5.625 | 1.521 | 6.133 | 1.554 | 6.667 |
| 0.00120 | 1.497 | 5.036 | 1.532 | 5.515 | 1.554 | 5.874 | 1.589 | 6.407 | 1.623 | 6.963 |
| 0.00130 | 1.558 | 5.241 | 1.594 | 5.738 | 1.617 | 6.112 | 1.654 | 6.669 | 1.689 | 7.246 |
| 0.00140 | 1.617 | 5.440 | 1.654 | 5.954 | 1.678 | 6.343 | 1.716 | 6.919 | 1.753 | 7.520 |
| 0.00150 | 1.673 | 5.628 | 1.712 | 6.163 | 1.737 | 6.566 | 1.776 | 7.161 | 1.814 | 7.782 |
| 0.00160 | 1.728 | 5.813 | 1.768 | 6.369 | 1.794 | 6.781 | 1.834 | 7.395 | 1.874 | 8.039 |
| 0.00170 | 1.781 | 5.991 | 1.822 | 6.559 | 1.849 | 6.989 | 1.891 | 7.625 | 1.931 | 8.284 |
| 0.00180 | 1.833 | 6.166 | 1.875 | 6.750 | 1.903 | 7.193 | 1.946 | 7.846 | 1.987 | 8.524 |
| 0.00190 | 1.883 | 6.334 | 1.927 | 6.937 | 1.955 | 7.390 | 1.999 | 8.060 | 2.042 | 8.760 |
| 0.00200 | 1.932 | 6.499 | 1.977 | 7.117 | 2.006 | 7.583 | 2.051 | 8.270 | 2.095 | 8.988 |
| 0.00220 | 2.027 | 6.819 | 2.073 | 7.463 | 2.104 | 7.953 | 2.151 | 8.673 | 2.197 | 9.425 |
| 0.00240 | 2.116 | 7.116 | 2.165 | 7.794 | 2.197 | 8.305 | 2.247 | 9.060 | | |
| r | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

| DATOS | SECCIONES TIPO | | | | | | | | | | | |
|---------|----------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 26 | | 27 | | 28 | | 29 | | 30 | | | |
| | b | d | A | P | r | n | s | V | Q | V | Q | |
| b | 1.35 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | |
| d | 1.35 | 1.35 | 1.40 | 1.40 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | |
| A | 4.557 | 4.764 | 5.040 | 5.040 | 5.329 | 5.329 | 5.625 | 5.625 | 5.625 | 5.625 | 5.625 | |
| P | 6.218 | 6.368 | 6.548 | 6.548 | 6.728 | 6.728 | 6.908 | 6.908 | 6.908 | 6.908 | 6.908 | |
| r | 0.7329 | 0.7481 | 0.7697 | 0.7697 | 0.7921 | 0.7921 | 0.8143 | 0.8143 | 0.8143 | 0.8143 | 0.8143 | |
| n | 0.017 | 0.016 | 0.016 | 0.016 | 0.016 | 0.016 | 0.016 | 0.016 | 0.016 | 0.016 | 0.016 | |
| s | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00010 | 0.478 | 2.178 | 0.515 | 2.453 | 0.525 | 2.646 | 0.535 | 2.851 | 0.545 | 3.066 | 0.545 | 3.066 |
| 0.00015 | 0.586 | 2.670 | 0.631 | 3.006 | 0.643 | 3.241 | 0.655 | 3.490 | 0.668 | 3.758 | 0.668 | 3.758 |
| 0.00020 | 0.676 | 3.081 | 0.728 | 3.468 | 0.742 | 3.740 | 0.757 | 4.034 | 0.771 | 4.327 | 0.771 | 4.327 |
| 0.00025 | 0.756 | 3.445 | 0.814 | 3.878 | 0.830 | 4.183 | 0.845 | 4.508 | 0.862 | 4.849 | 0.862 | 4.849 |
| 0.00030 | 0.828 | 3.773 | 0.892 | 4.249 | 0.909 | 4.581 | 0.927 | 4.940 | 0.944 | 5.310 | 0.944 | 5.310 |
| 0.00035 | 0.895 | 4.079 | 0.964 | 4.592 | 0.982 | 4.949 | 1.001 | 5.334 | 1.020 | 5.738 | 1.020 | 5.738 |
| 0.00040 | 0.956 | 4.356 | 1.030 | 4.907 | 1.050 | 5.292 | 1.070 | 5.702 | 1.090 | 6.131 | 1.090 | 6.131 |
| 0.00045 | 1.015 | 4.627 | 1.093 | 5.207 | 1.114 | 5.615 | 1.135 | 6.048 | 1.156 | 6.503 | 1.156 | 6.503 |
| 0.00050 | 1.069 | 4.871 | 1.152 | 5.488 | 1.174 | 5.917 | 1.196 | 6.373 | 1.219 | 6.857 | 1.219 | 6.857 |
| 0.00055 | 1.121 | 5.108 | 1.208 | 5.755 | 1.231 | 6.204 | 1.255 | 6.688 | 1.278 | 7.189 | 1.278 | 7.189 |
| 0.00060 | 1.172 | 5.341 | 1.262 | 6.012 | 1.286 | 6.481 | 1.311 | 6.986 | 1.335 | 7.509 | 1.335 | 7.509 |
| 0.00065 | 1.219 | 5.555 | 1.313 | 6.255 | 1.339 | 6.749 | 1.364 | 7.269 | 1.390 | 7.819 | 1.390 | 7.819 |
| 0.00070 | 1.265 | 5.765 | 1.363 | 6.493 | 1.389 | 7.001 | 1.416 | 7.546 | 1.442 | 8.111 | 1.442 | 8.111 |
| 0.00075 | 1.310 | 5.970 | 1.411 | 6.722 | 1.438 | 7.248 | 1.466 | 7.812 | 1.493 | 8.398 | 1.493 | 8.398 |
| 0.00080 | 1.353 | 6.166 | 1.457 | 6.941 | 1.465 | 7.484 | 1.514 | 8.068 | 1.542 | 8.674 | 1.542 | 8.674 |
| 0.00085 | 1.394 | 6.352 | 1.502 | 7.156 | 1.531 | 7.716 | 1.560 | 8.313 | 1.589 | 8.938 | 1.589 | 8.938 |
| 0.00090 | 1.435 | 6.539 | 1.545 | 7.360 | 1.575 | 7.933 | 1.605 | 8.553 | 1.635 | 9.197 | 1.635 | 9.197 |
| 0.00095 | 1.474 | 6.717 | 1.588 | 7.565 | 1.618 | 8.155 | 1.650 | 8.793 | 1.680 | 9.450 | 1.680 | 9.450 |
| 0.00100 | 1.513 | 6.895 | 1.630 | 7.765 | 1.661 | 8.371 | 1.693 | 9.022 | 1.714 | 9.693 | 1.714 | 9.693 |
| 0.00110 | 1.586 | 7.227 | 1.708 | 8.137 | 1.741 | 8.775 | 1.775 | 9.459 | 1.808 | 10.170 | 1.808 | 10.170 |
| 0.00120 | 1.657 | 7.551 | 1.785 | 8.504 | 1.819 | 9.168 | 1.854 | 9.880 | 1.888 | 10.620 | 1.888 | 10.620 |
| 0.00130 | 1.724 | 7.856 | 1.857 | 8.847 | 1.893 | 9.541 | 1.929 | 10.280 | 1.965 | 11.053 | 1.965 | 11.053 |
| 0.00140 | 1.789 | 8.152 | 1.927 | 9.180 | 1.964 | 9.899 | 2.002 | 10.669 | 2.039 | 11.469 | 2.039 | 11.469 |
| 0.00150 | 1.852 | 8.440 | 1.995 | 9.504 | 2.033 | 10.246 | 2.072 | 11.042 | 2.110 | 11.869 | 2.110 | 11.869 |
| 0.00160 | 1.913 | 8.718 | 2.060 | 9.814 | 2.100 | 10.584 | 2.140 | 11.404 | 2.180 | 12.263 | 2.180 | 12.263 |
| 0.00170 | 1.972 | 8.986 | 2.124 | 10.119 | 2.164 | 10.907 | 2.206 | 11.756 | 2.247 | 12.639 | 2.247 | 12.639 |
| 0.00180 | 2.029 | 9.246 | 2.185 | 10.409 | 2.227 | 11.224 | 2.270 | 12.097 | 2.312 | 13.005 | 2.312 | 13.005 |
| 0.00190 | 2.084 | 9.497 | 2.245 | 10.695 | 2.288 | 11.532 | 2.332 | 12.427 | 2.376 | 13.365 | 2.376 | 13.365 |
| 0.00200 | 2.138 | 9.743 | | | 2.348 | 11.834 | 2.393 | 12.752 | 2.437 | 13.708 | | |
| 0.00220 | 2.243 | 10.221 | | | | | | | | | | |
| 0.00240 | | | | | | | | | | | | |
| 0.00260 | | | | | | | | | | | | |
| 0.00280 | | | | | | | | | | | | |
| 0.00300 | | | | | | | | | | | | |
| 0.00320 | | | | | | | | | | | | |
| 0.00340 | | | | | | | | | | | | |

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

| DATOS | SECCIONES TIPO | | | | | | | | | |
|---------|----------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|--------|
| | 31 | | 32 | | 33 | | 34 | | 35 | |
| b | 1.70 | | 1.70 | | 1.70 | | 1.85 | | 1.85 | |
| d | 1.50 | | 1.60 | | 1.70 | | 1.70 | | 1.85 | |
| A | 5.925 | | 6.560 | | 7.225 | | 7.480 | | 8.557 | |
| P | 7.108 | | 7.469 | | 7.829 | | 7.979 | | 8.520 | |
| r | 0.8336 | | 0.8783 | | 0.9229 | | 0.9375 | | 1.004 | |
| n | 0.016 | | 0.016 | | 0.016 | | 0.016 | | 0.016 | |
| s | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00010 | 0.554 | 3.282 | 0.573 | 3.759 | 0.592 | 4.277 | 0.599 | 4.481 | 0.627 | 5.365 |
| 0.00015 | 0.678 | 4.017 | 0.702 | 4.605 | 0.726 | 5.245 | 0.733 | 5.483 | 0.768 | 6.572 |
| 0.00020 | 0.783 | 4.639 | 0.811 | 5.320 | 0.838 | 6.055 | 0.847 | 6.336 | 0.887 | 7.590 |
| 0.00025 | 0.875 | 5.184 | 0.906 | 5.943 | 0.937 | 6.770 | 0.947 | 7.084 | 0.991 | 8.480 |
| 0.00030 | 0.959 | 5.682 | 0.993 | 6.514 | 1.026 | 7.413 | 1.037 | 7.757 | 1.086 | 9.293 |
| 0.00035 | 1.036 | 6.138 | 1.072 | 7.032 | 1.108 | 8.005 | 1.120 | 8.378 | 1.173 | 10.037 |
| 0.00040 | 1.107 | 6.559 | 1.146 | 7.518 | 1.185 | 8.562 | 1.197 | 8.954 | 1.254 | 10.730 |
| 0.00045 | 1.175 | 6.962 | 1.216 | 7.977 | 1.257 | 9.082 | 1.270 | 9.500 | 1.330 | 11.381 |
| 0.00050 | 1.238 | 7.335 | 1.282 | 8.410 | 1.325 | 9.573 | 1.339 | 10.016 | 1.402 | 11.997 |
| 0.00055 | 1.298 | 7.691 | 1.344 | 8.817 | 1.389 | 10.036 | 1.404 | 10.502 | 1.470 | 12.57 |
| 0.00060 | 1.356 | 8.034 | 1.404 | 9.210 | 1.451 | 10.483 | 1.467 | 10.973 | 1.536 | 13.11 |
| 0.00065 | 1.412 | 8.366 | 1.462 | 9.591 | 1.511 | 10.917 | 1.527 | 11.422 | 1.599 | 13.683 |
| 0.00070 | 1.465 | 8.680 | 1.517 | 9.952 | 1.568 | 11.329 | 1.584 | 11.848 | 1.659 | 14.196 |
| 0.00075 | 1.516 | 8.982 | 1.570 | 10.299 | 1.623 | 11.726 | 1.640 | 12.267 | 1.717 | 14.692 |
| 0.00080 | 1.566 | 9.279 | 1.622 | 10.640 | 1.676 | 12.109 | 1.694 | 12.671 | 1.773 | 15.172 |
| 0.00085 | 1.614 | 9.563 | 1.671 | 10.962 | 1.728 | 12.485 | 1.746 | 13.060 | 1.828 | 15.642 |
| 0.00090 | 1.661 | 9.841 | 1.720 | 11.283 | 1.777 | 12.839 | 1.796 | 13.434 | 1.881 | 16.096 |
| 0.00095 | 1.707 | 10.114 | 1.767 | 11.592 | 1.826 | 13.193 | 1.846 | 13.803 | 1.933 | 16.541 |
| 0.00100 | 1.751 | 10.375 | 1.814 | 11.900 | 1.874 | 13.540 | 1.894 | 14.167 | 1.983 | 16.968 |
| 0.00110 | 1.836 | 10.878 | 1.901 | 12.471 | 1.965 | 14.197 | 1.986 | 14.855 | 2.079 | 17.790 |
| 0.00120 | 1.918 | 11.364 | 1.986 | 13.028 | 2.053 | 14.833 | 2.074 | 15.514 | 2.172 | 18.586 |
| 0.00130 | 1.996 | 11.826 | 2.067 | 13.559 | 2.136 | 15.433 | 2.159 | 16.149 | 2.261 | 19.347 |
| 0.00140 | 2.071 | 12.271 | 2.145 | 14.071 | 2.217 | 16.018 | 2.240 | 16.755 | 2.346 | 20.075 |
| 0.00150 | 2.144 | 12.703 | 2.220 | 14.563 | 2.295 | 16.581 | 2.319 | 17.346 | 2.428 | 20.776 |
| 0.00160 | 2.214 | 13.118 | 2.293 | 15.042 | 2.370 | 17.123 | 2.395 | 17.915 | 2.508 | 21.461 |
| 0.00170 | 2.282 | 13.521 | 2.363 | 15.501 | 2.443 | 17.651 | 2.468 | 18.461 | 2.585 | 22.120 |
| 0.00180 | 2.349 | 13.918 | 2.432 | 15.954 | 2.514 | 18.164 | 2.540 | 18.999 | 2.660 | 22.762 |
| 0.00190 | 2.413 | 14.297 | 2.499 | 16.393 | 2.582 | 18.655 | 2.610 | 19.523 | | |
| 0.00200 | 2.476 | 14.670 | | | | | | | | |

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

| DATOS | SECCIONES TIPO | | | | | | | | | |
|---------|----------------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|--------|--------|--------|
| | 36 | | 37 | | 38 | | 39 | | 40 | |
| | b | d | b | d | b | d | b | d | b | d |
| b | 1.85 | | 2.00 | | 2.00 | | 2.50 | | 2.50 | |
| d | 2.00 | | 1.50 | | 1.60 | | 1.50 | | 1.60 | |
| A | 9.700 | | 6.375 | | 7.040 | | 7.125 | | 7.840 | |
| P | 9.061 | | 7.403 | | 7.769 | | 7.908 | | 8.269 | |
| r | 1.071 | | 0.8606 | | 0.9062 | | 0.901 | | 0.9131 | |
| n | 0.016 | | 0.016 | | 0.016 | | 0.016 | | 0.016 | |
| s | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00010 | 0.654 | 6.344 | 0.566 | 3.600 | 0.585 | 4.118 | 0.583 | 4.154 | 0.603 | 4.728 |
| 0.00015 | 0.802 | 7.779 | 0.693 | 4.418 | 0.717 | 5.048 | 0.714 | 5.087 | 0.739 | 5.794 |
| 0.00020 | 0.925 | 8.973 | 0.800 | 5.100 | 0.828 | 5.829 | 0.825 | 5.878 | 0.853 | 6.688 |
| 0.00025 | 1.035 | 10.039 | 0.894 | 5.699 | 0.925 | 6.512 | 0.922 | 6.569 | 0.954 | 7.479 |
| 0.00030 | 1.133 | 10.990 | 0.979 | 6.241 | 1.014 | 7.139 | 1.010 | 7.196 | 1.045 | 8.193 |
| 0.00035 | 1.224 | 11.873 | 1.058 | 6.745 | 1.095 | 7.709 | 1.091 | 7.773 | 1.129 | 8.851 |
| 0.00040 | 1.309 | 12.697 | 1.131 | 7.210 | 1.171 | 8.244 | 1.166 | 8.308 | 1.206 | 9.454 |
| 0.00045 | 1.389 | 13.473 | 1.200 | 7.650 | 1.242 | 8.744 | 1.237 | 8.814 | 1.280 | 10.035 |
| 0.00050 | 1.463 | 14.191 | 1.264 | 8.058 | 1.309 | 9.215 | 1.304 | 9.291 | 1.349 | 10.576 |
| 0.00055 | 1.535 | 14.889 | 1.326 | 8.453 | 1.372 | 9.659 | 1.367 | 9.740 | 1.414 | 11.086 |
| 0.00060 | 1.603 | 15.549 | 1.385 | 8.829 | 1.434 | 10.095 | 1.429 | 10.182 | 1.478 | 11.568 |
| 0.00065 | 1.669 | 16.189 | 1.442 | 9.193 | 1.492 | 10.504 | 1.487 | 10.595 | 1.530 | 12.058 |
| 0.00070 | 1.731 | 16.791 | 1.496 | 9.537 | 1.549 | 10.905 | 1.543 | 10.994 | 1.596 | 12.513 |
| 0.00075 | 1.792 | 17.382 | 1.549 | 9.875 | 1.603 | 11.235 | 1.597 | 11.379 | 1.652 | 12.952 |
| 0.00080 | 1.851 | 17.955 | 1.600 | 10.200 | 1.656 | 11.658 | 1.649 | 11.749 | 1.706 | 13.375 |
| 0.00085 | 1.908 | 18.508 | 1.649 | 10.512 | 1.707 | 12.017 | 1.700 | 12.113 | 1.759 | 13.791 |
| 0.00090 | 1.963 | 19.041 | 1.697 | 10.818 | 1.756 | 12.362 | 1.749 | 12.462 | 1.809 | 14.189 |
| 0.00095 | 2.017 | 19.565 | 1.743 | 11.112 | 1.804 | 12.700 | 1.798 | 12.811 | 1.860 | 14.582 |
| 0.00100 | 2.070 | 20.079 | 1.789 | 11.405 | 1.852 | 13.033 | 1.845 | 13.143 | 1.908 | 14.959 |
| 0.00110 | 2.171 | 21.059 | 1.876 | 11.960 | 1.941 | 13.665 | 1.934 | 13.780 | 2.000 | 15.680 |
| 0.00120 | 2.267 | 21.990 | 1.959 | 12.489 | 2.028 | 14.277 | 2.020 | 14.393 | 2.090 | 16.390 |
| 0.00130 | 2.360 | 22.892 | 2.039 | 12.999 | 2.110 | 14.854 | 2.103 | 14.984 | 2.175 | 17.052 |
| 0.00140 | 2.449 | 23.755 | 2.116 | 13.489 | 2.190 | 15.418 | 2.182 | 15.547 | 2.257 | 17.692 |
| 0.00150 | 2.535 | 24.589 | 2.190 | 13.961 | 2.267 | 15.960 | 2.258 | 16.080 | 2.336 | 18.314 |
| 0.00160 | 2.618 | 25.395 | 2.262 | 14.420 | 2.341 | 16.481 | 2.332 | 16.616 | 2.413 | 18.918 |
| 0.00170 | 2.698 | 26.171 | 2.332 | 14.867 | 2.413 | 16.988 | 2.404 | 17.129 | 2.487 | 19.498 |
| 0.00180 | 2.777 | 26.937 | 2.399 | 15.294 | 2.483 | 17.480 | 2.474 | 17.627 | 2.559 | 20.065 |
| 0.00190 | | | 2.465 | 15.714 | 2.551 | 17.959 | 2.542 | 18.112 | | |

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

| D A T O S | S E C C I O N E S T I P O | | | | | | | | | |
|-----------|---------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---|---|
| | 41 | | 42 | | 43 | | 44 | | | |
| b | 3.00 | | 3.00 | | 3.50 | | 3.50 | | | |
| d | 1.50 | | 1.60 | | 1.50 | | 1.60 | | | |
| A | 7.875 | | 8.64 | | 8.625 | | 9.44 | | | |
| p | 8.408 | | 8.769 | | 8.908 | | 9.269 | | | |
| r | 0.9366 | | 0.9853 | | 0.9682 | | 1.0184 | | | |
| n | 0.016 | | 0.016 | | 0.016 | | 0.016 | | | |
| s | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 0.00010 | 0.598 | 4.709 | 0.619 | 5.348 | 0.612 | 5.279 | 0.633 | 5.976 | | |
| 0.00015 | 0.733 | 5.772 | 0.758 | 6.549 | 0.749 | 6.460 | 0.775 | 7.316 | | |
| 0.00020 | 0.846 | 6.662 | 0.875 | 7.560 | 0.865 | 7.461 | 0.895 | 8.449 | | |
| 0.00025 | 0.946 | 7.450 | 0.978 | 8.450 | 0.967 | 8.340 | 1.000 | 9.440 | | |
| 0.00030 | 1.036 | 8.159 | 1.072 | 9.262 | 1.059 | 9.134 | 1.096 | 10.346 | | |
| 0.00035 | 1.119 | 8.812 | 1.158 | 10.005 | 1.144 | 9.867 | 1.184 | 11.177 | | |
| 0.00040 | 1.197 | 9.426 | 1.238 | 10.695 | 1.223 | 10.548 | 1.265 | 11.912 | | |
| 0.00045 | 1.270 | 10.001 | 1.313 | 11.344 | 1.298 | 11.195 | 1.342 | 12.668 | | |
| 0.00050 | 1.338 | 10.537 | 1.383 | 11.919 | 1.368 | 11.799 | 1.415 | 13.358 | | |
| 0.00055 | 1.403 | 11.049 | 1.451 | 12.537 | 1.434 | 12.368 | 1.484 | 14.009 | | |
| 0.00060 | 1.466 | 11.545 | 1.516 | 13.098 | 1.499 | 12.929 | 1.550 | 14.632 | | |
| 0.00065 | 1.526 | 12.017 | 1.578 | 13.634 | 1.560 | 13.455 | 1.613 | 15.227 | | |
| 0.00070 | 1.583 | 12.466 | 1.619 | 14.152 | 1.619 | 13.964 | 1.674 | 15.803 | | |
| 0.00075 | 1.639 | 12.903 | 1.695 | 14.649 | 1.675 | 14.447 | 1.733 | 16.360 | | |
| 0.00080 | 1.693 | 13.332 | 1.751 | 15.129 | 1.730 | 14.921 | 1.790 | 16.898 | | |
| 0.00085 | 1.745 | 13.742 | 1.805 | 15.595 | 1.784 | 15.387 | 1.845 | 17.417 | | |
| 0.00090 | 1.795 | 14.136 | 1.857 | 16.044 | 1.835 | 15.827 | 1.898 | 17.917 | | |
| 0.00095 | 1.845 | 14.529 | 1.908 | 16.485 | 1.886 | 16.267 | 1.950 | 18.403 | | |
| 0.00100 | 1.893 | 14.907 | 1.958 | 16.917 | 1.935 | 16.689 | 2.002 | 18.899 | | |
| 0.00110 | 1.995 | 15.632 | 2.053 | 17.738 | 2.029 | 17.500 | 2.094 | 19.767 | | |
| 0.00120 | 2.073 | 16.325 | 2.144 | 18.524 | 2.119 | 18.276 | 2.192 | 20.692 | | |
| 0.00130 | 2.158 | 16.994 | 2.232 | 19.284 | 2.206 | 19.027 | 2.281 | 21.533 | | |
| 0.00140 | 2.239 | 17.632 | 2.316 | 20.010 | 2.289 | 19.743 | 2.367 | 22.344 | | |
| 0.00150 | 2.317 | 18.245 | 2.397 | 20.710 | 2.369 | 20.433 | 2.450 | 23.128 | | |
| 0.00160 | 2.393 | 18.845 | 2.476 | 21.393 | 2.447 | 21.109 | 2.531 | 23.893 | | |
| 0.00170 | 2.467 | 19.423 | 2.552 | 22.049 | 2.522 | 21.752 | 2.608 | 24.620 | | |
| 0.00180 | 2.539 | 19.995 | 2.626 | 22.689 | 2.595 | 22.382 | 2.684 | 25.337 | | |
| 0.00190 | | | | | | | | | | |

| DATOS | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| b | 0.40 | 0.40 | 0.50 | 0.50 | 0.60 | 0.60 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 |
| d | 0.35 | 0.40 | 0.45 | 0.50 | 0.55 | 0.60 | 0.60 | 0.65 | 0.70 | 0.75 |
| b.l | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 |
| h.t | 0.50 | 0.55 | 0.60 | 0.65 | 0.70 | 0.75 | 0.75 | 0.80 | 0.85 | 0.90 |
| e | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.05 |
| a | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.15 |
| H | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 |
| h | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 |
| h ₁ | 0.05 | 0.00 | 0.05 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.20 | 0.25 | 0.30 | 0.35 |
| C | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 |
| C ₁ | 4.00 | 4.00 | 4.00 | 4.00 | 4.00 | 4.00 | 4.00 | 4.00 | 4.00 | 4.00 |
| C ₂ | 2.00 | 2.00 | 2.00 | 2.00 | 2.00 | 2.00 | 2.00 | 2.00 | 2.00 | 2.00 |
| L | 1.90 | 2.05 | 2.30 | 2.45 | 2.70 | 2.85 | 3.00 | 3.15 | 3.30 | 3.45 |
| n | 0.018 | 0.018 | 0.018 | 0.018 | 0.018 | 0.018 | 0.018 | 0.018 | 0.018 | 0.018 |

| DATOS | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 |
|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| b | 0.90 | 0.90 | 0.90 | 0.90 | 1.05 | 1.05 | 1.05 | 1.05 | 1.20 | 1.20 |
| d | 0.75 | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 0.90 | 0.95 | 1.00 | 1.05 | 1.05 | 1.10 |
| b.l | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 |
| h.t | 0.90 | 0.95 | 1.00 | 1.10 | 1.10 | 1.15 | 1.20 | 1.25 | 1.25 | 1.30 |
| e | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.05 | 0.06 | 0.06 | 0.06 |
| a | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 |
| H | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.65 | 0.65 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 |
| h | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.50 | 0.50 | 0.50 | 0.50 | 0.50 |
| h ₁ | 0.35 | 0.40 | 0.45 | 0.50 | 0.50 | 0.45 | 0.50 | 0.56 | 0.56 | 0.61 |
| C | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 | 4.60 |
| C ₁ | 4.00 | 4.00 | 4.00 | 4.00 | 4.00 | 4.00 | 4.00 | 4.00 | 4.00 | 4.00 |
| C ₂ | 2.00 | 2.00 | 2.00 | 2.00 | 2.00 | 2.00 | 2.00 | 2.00 | 2.00 | 2.00 |
| L | 3.60 | 3.75 | 3.90 | 4.20 | 4.35 | 4.50 | 4.65 | 4.80 | 4.95 | 5.10 |
| n | 0.018 | 0.018 | 0.017 | 0.017 | 0.017 | 0.017 | 0.017 | 0.017 | 0.017 | 0.017 |

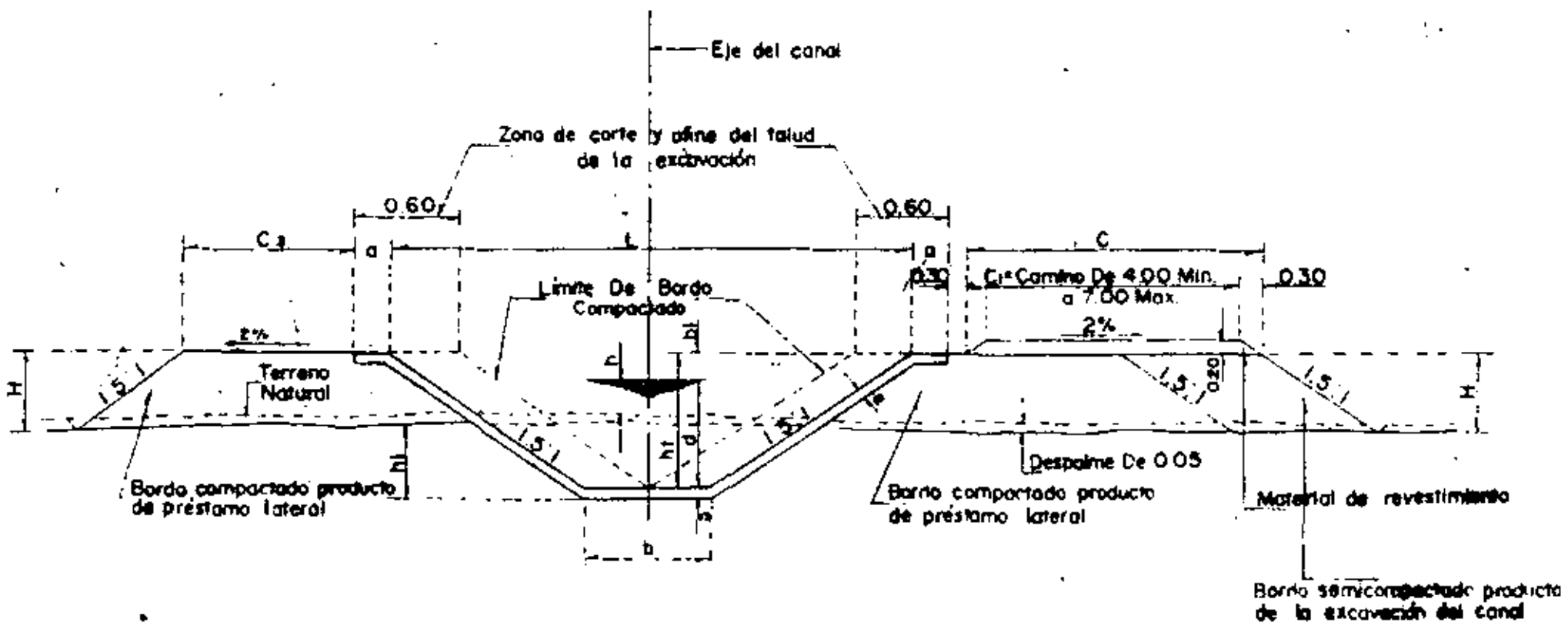
| DATOS | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 |
|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| b | 1.20 | 1.20 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| d | 1.15 | 1.20 | 1.20 | 1.25 | 1.30 | 1.35 | 1.35 | 1.40 | 1.45 | 1.50 |
| b.l | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.25 | 0.25 | 0.25 | 0.25 | 0.25 | 0.30 | 0.30 |
| h.t | 1.35 | 1.40 | 1.40 | 1.50 | 1.55 | 1.60 | 1.60 | 1.65 | 1.75 | 1.80 |
| e | 0.06 | 0.06 | 0.06 | 0.06 | 0.06 | 0.06 | 0.06 | 0.07 | 0.07 | 0.07 |
| a | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 |
| H | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.80 | 0.80 | 0.80 | 0.80 | 0.80 | 0.90 | 0.90 |
| h | 0.50 | 0.50 | 0.50 | 0.50 | 0.50 | 0.50 | 0.50 | 0.50 | 0.55 | 0.55 |
| h ₁ | 0.66 | 0.71 | 0.71 | 0.76 | 0.81 | 0.86 | 0.86 | 0.92 | 0.92 | 0.97 |
| C | 4.60 | 6.60 | 6.60 | 6.60 | 6.60 | 6.60 | 6.60 | 6.60 | 6.60 | 6.60 |
| C ₁ | 4.00 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 6.00 |
| C ₂ | 2.00 | 2.00 | 2.00 | 2.00 | 2.00 | 2.00 | 2.00 | 2.00 | 2.50 | 2.50 |
| L | 5.25 | 5.40 | 5.55 | 5.85 | 6.00 | 6.15 | 6.30 | 6.45 | 6.75 | 6.90 |
| n | 0.017 | 0.017 | 0.017 | 0.017 | 0.017 | 0.017 | 0.016 | 0.016 | 0.016 | 0.016 |

SARH

SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA
 DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION
 SUBDIRECCION DE PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE ZONAS DE RIEGO

Proyecto: ...
 Revisó: ING RODOLFO ...

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO
 SECCIONES TIPO



SECCION TIPO

NOTAS- Todos los datos de las tablas y anotaciones del dibujo están anotados en metros.
 Todas las secciones se construirán con dos bordos compactados de altura "H" hasta las líneas de corte y afine de la excavación que se indican dentro de la cubeta del canal.
 Para la compactación de los bordos, véase las normas particulares de diseño en el proyecto correspondiente de los canales que se elijan. La velocidad máxima será V, y deberá cumplir la siguiente especificación: $2.5 \leq V \leq 0.8 V_c$.
 (Vc = Velocidad crítica.)





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



II. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

HIDRAULICA
(COMPLEMENTO)

ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

1 9 7 9

H = Altura interior del conducto
 B = Ancho de la plantilla del conducto

$$H = 1.25 B \quad (1)$$

$$A = B H \quad (2)$$

A = Area de la sección del conducto.

Sustituyendo "1" en "2"

$$A = 1.25 B^2$$

Despejando "B"

$$B = \sqrt{\frac{A}{1.25}}$$

En función de la carga hidráulica disponible se propusieron varias secciones, suponiendo diferentes velocidades y se escogió la que dió una suma de pérdidas más o menos igual a la carga disponible.

Suponiendo una velocidad igual a 1.60 m/seg

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{6.11}{1.60} = 3.819 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{\frac{3.819}{1.25}} = 1.75$$

$$H = 1.75 \times 1.25 = 2.18$$

Se adopta H = 2.15 m

Datos hidráulicos del conducto.

$$Q = 6.11 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$B = 1.75 \text{ m}$$

$$H = 2.15 \text{ m}$$

Carteles de 15 x 15 cm

$$n = 0.014$$

$$A = 2.15 \times 1.75 - \left(\frac{0.15 \times 0.15}{2}\right) 4 = 3.7175 \text{ m}^2$$

$$P = (1.75 - 0.30)^2 + (2.15 - 0.30)^2 + 4 \sqrt{0.15^2 + 0.15^2} = 7.448528 \text{ m}$$

$$r = \frac{3.7175}{7.448528} = 0.499091 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.629198 \quad V = \frac{6.11}{3.7175} = 1.644 \text{ m/seg}$$

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS.
DEPARTAMENTO DE CANALES

DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL.

$$Q = 6.11 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$b = 1.35 \text{ m}$$

$$S = 0.0005$$

$$n = 0.014$$

$$m = 1.5:1$$

$$V_1 = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.014} R^{2/3} (0.0005)^{1/2} = 1.59714 R^{2/3}$$

$$V_2 = \frac{Q}{A} = \frac{6.11}{A}$$

Suponiendo $d = 1.37 \text{ m}$

$$A = d (b + md) = 1.37 (1.35 + 1.5 \times 1.37) = 4.66485 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2d \sqrt{1 + m^2} = 1.35 + 2 \times 1.37 \sqrt{1 + 1.5^2} = 6.289604 \text{ m}$$

$$r = \frac{A}{P} = \frac{4.66485}{6.289604} = 0.741676 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.819364$$

Sustituyendo

$$V_1 = 1.59714 \times 0.819364 = 1.309 \text{ m/seg}$$

$$V_2 = \frac{6.11}{4.66485} = 1.309 \text{ m/seg}$$

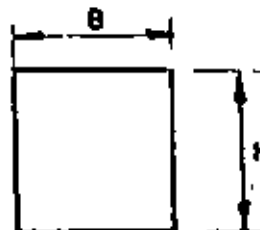
$$V_1 = V_2 \text{ (tirante supuesto es el correcto)}$$

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{1.309^2}{2 \times 9.81} = 0.087 \text{ m}$$

Diseño de la sección del conducto.

Proponiendo una sección rectangular ésta debe de cumplir la siguiente relación:

$$\frac{H}{B} = 1.25$$



bio de secciones de la transición sea brusco y con el cual se reduce ligeramente el costo de los mismos. Por lo tanto nuestra longitud queda dada por la fórmula:

$$L = \left(\frac{T - t}{2} \right) \cot 22^{\circ} 30'$$

Si al resolver la expresión anterior se encuentra un valor fraccionario, es recomendable redondearlo.

$$T = b + 2 \text{ md} = 1.35 + 2 \times 1.37 \times 1.5 = 5.46 \text{ m}$$

$$t = 1.75 \text{ m}$$

$$L = \left[\frac{5.46 - 1.75}{2} \right] \frac{2.414}{1} = 4.46 \text{ m}$$

Se adopta $L = 5.00 \text{ m}$

Funcionamiento hidráulico del sifón.

Una vez escogida la sección del conducto y determinadas la longitud de transición; con la topografía detallada del cruce se traza el perfil del terreno y sobre éste dibujamos el perfil longitudinal del sifón.

Se dejó un relleno de 2.00 m de la rasante del arroyo a la parte superior del conducto en la zona del cauce; en las laderas se dejó un colchón mínimo de 1.00 m. Las transiciones se localizaron fuera de las laderas del arroyo, quedando totalmente enterradas en el terreno natural.

Trazado el sifón procedemos a calcular la geometría del mismo; hecho esto se tendrán los lugares en los cuales puede haber pérdidas de carga.

El desnivel entre los gradientes de energía de entrada y de salida de la estructura tendrá que ser igual a la suma de todas las pérdidas de carga que se presentan en el sifón.

Así pues, las pérdidas de carga que se tienen son:

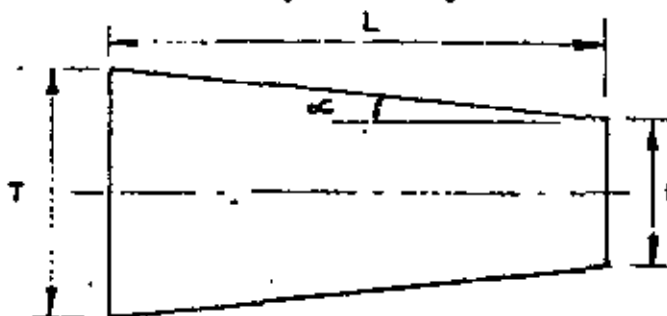
$$h_v = \frac{1.644^2}{19.62} = 0.138 \text{ m}$$

$$h_f = \left(\frac{v_n}{2.73}\right)^2 \quad h_f = \left(\frac{1.644 \times 0.014}{0.629198}\right)^2 \quad h_f = 0.001338 \text{ L}$$

Longitud de transición.

Las transiciones tienen su justificación cuando el canal en su localización tenga que intercalarse una estructura que nos obliga a cambiar de sección, ya que este cambio no debe de hacerse bruscamente, sino por medio de transiciones con la finalidad de reducir al mínimo las pérdidas de carga y obtener por ende, la mayor eficiencia hidráulica posible.

La longitud de la transición se determina de acuerdo con el criterio de Hinds, que consiste en considerar que el ángulo que deba formar la intersección de la superficie del agua y la pared, en el principio y fin de la transición, con el eje de la estructura sea $12^\circ 30'$



Siendo:

T = ancho de la superficie libre del agua en el canal.

t = ancho de la superficie libre del agua a la entrada del conducto.

L = longitud de transición.

$$\cot \alpha = \frac{L}{\left(\frac{T-t}{2}\right)}$$

despejando L

$$L = \left(\frac{T-t}{2}\right) \cot \alpha \quad \alpha = 12^\circ 30'$$

Según experiencias de la antigua Comisión Nacional de Irrigación, el ángulo puede ser aumentado hasta $22^\circ 30'$ sin que el cam-

hv = Diferencia de cargas de velocidad entre los puntos 1 y 2

z₁ = 1980.72 - 1978.83 = 1.89 m

d₁ = 1.37 m

hv₁ = 0.087 m

d₂ + hv₂ = ht_s = 1.89 + 1.37 + 0.087

d₂ + hv₂ = ht_s = 3.347 m (1)

Suponiendo d₂ = 3.296 m

A₂ = 1.75 x 3.296 = 5.768 m²

v₂ = $\frac{6.11}{5.768}$ = 1.059 m/seg

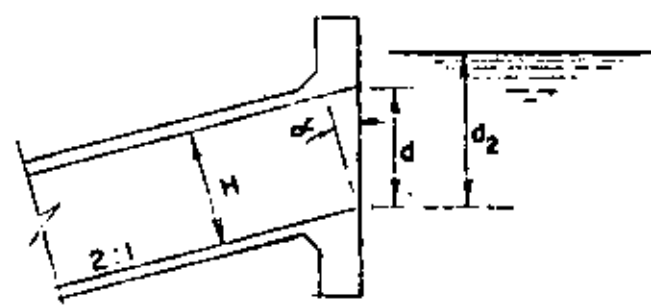
hv₂ = $\frac{1.059^2}{19.62}$ = 0.057

ht_s = 0.2 (0.087 - 0.057) = 0.006 m

Sustituyendo en (1)

3.296 + 0.057 - 0.006 = 3.347

El tirante supuesto es el correcto.



Cot α = 2
 α = 26° 34'
 Cos α = $\frac{d}{H}$

d = $\frac{H}{\cos \alpha} = \frac{2.15}{0.89442} = 2.40$

X de ahogamiento = $\frac{3.296 - 2.40}{2.40} = 0.373$

X ahogamiento = 37.3 % > 10%

Bernoulli entre 2 y 3

d₃ + hv₃ + $\frac{P_3}{\gamma}$ = d₂ + hv₂ + h_s (II)

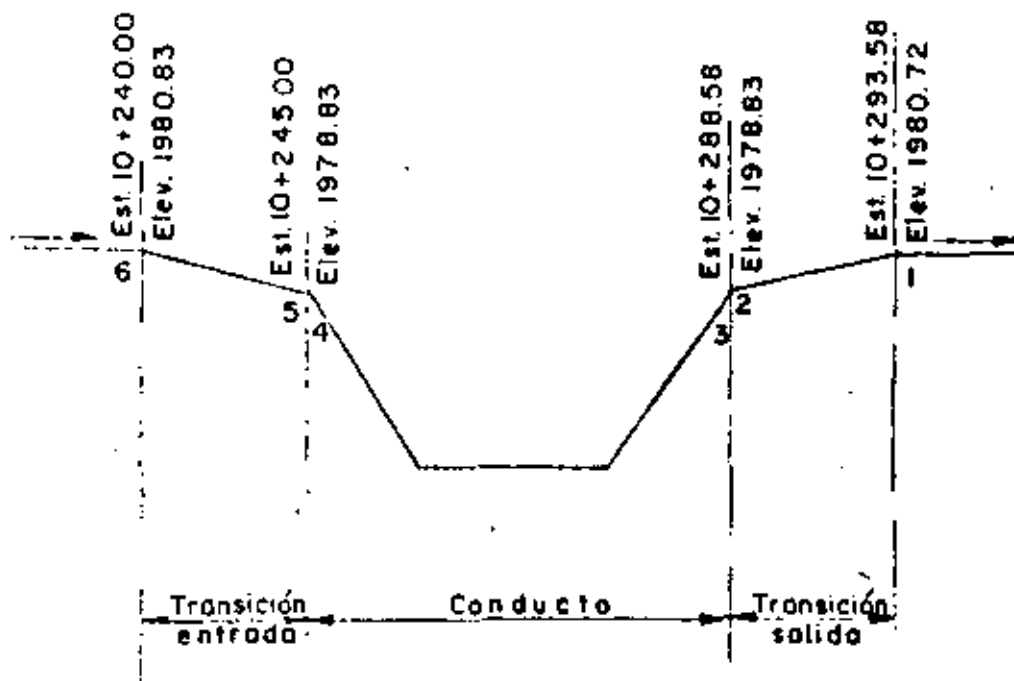
h_s = pérdida de carga por salida = 0.2 Δhv

d₃ = altura interior del conducto

hv₃ = carga de velocidad en el conducto

$\frac{P_3}{\gamma}$ = presión interior del agua en el punto 3

- 1.- Transición exterior de entrada
- 2.- Entrada al conducto
- 3.- Fricción en los conductos
- 4.- Codos o cambios de dirección
- 5.- Salida del conducto
- 6.- Transición exterior de salida.



Aplicando el Teorema de Bernoulli de aguas abajo hacia aguas arriba, por tratarse de un régimen tranquilo.

Bernoulli entre 1 y 2

$$d_2 + hv_2 = Z_1 + d_1 + hv_1 + ht_s$$

Z_1 = desnivel entre los puntos 1 y 2

d_1 = tirante normal del canal

hv_1 = carga de velocidad en el canal

d_2 = tirante a la salida del conducto

hv_2 = carga de velocidad a la salida del conducto

ht_s = pérdida de carga por transición exterior de salida

$$ht_s = 0.2 \Delta hv$$

$$d_3 = 2.15 \text{ m} \qquad d_2 = 3.296 \text{ m}$$

$$hv_3 = 0.138 \text{ m} \qquad hv_2 = 0.057 \text{ m}$$

$$h_s = 0.2 (0.138 - 0.057) = 0.016 \text{ m}$$

Sustituyendo en II

$$2.15 + 0.138 + \frac{P_3}{v} = 3.296 + 0.057 + 0.016$$

$$\frac{P_3}{v} = 1.081 \text{ m}$$

Bernoulli entre 3 y 4

$$z_4 + d_4 + hv_e + \frac{P_4}{v} = d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{v} + h_f + h_c$$

$$z_4 = \text{desnivel entre los puntos 3 y 4} = 0$$

$$d_4 = d_3$$

$$hv_e = hv_3$$

$$\frac{P_4}{v} = \frac{P_3}{v} + hf + hc \quad (\text{III})$$

hf = pérdida de carga por fricción en el interior del conducto.

$$h_f = 0.001338 L \qquad L = 48.10 \text{ m}$$

$$h_f = 0.001338 \times 48.10 = 0.064 \text{ m}$$

h_c = pérdida de carga por cambio de dirección del conducto.

$$h_c = C \sqrt{\frac{\Delta}{90^\circ}} \quad hv_c$$

números de codos = 2

C = Coeficiente que está en función de la deflexión cuyo valor comúnmente se adopta de 0.25 (según Hinds).

$$\text{Angulo de la deflexión} = 26^\circ 34' = 26.57^\circ$$

$$hv_c = \text{Carga de velocidad en el conducto} = 0.138 \text{ m}$$

$$h_c = 2 \times 0.25 \sqrt{\frac{26.57^\circ}{90^\circ}} (0.138) = 0.037 \text{ m}$$

$$\frac{P_3}{v} = 1.001 \text{ m}$$

Sustituyendo en (III)

$$\frac{P_4}{\gamma} = 1.081 + 0.064 + 0.037 = 1.182 \text{ m}$$

Bernoulli entre 4 y 5

$$d_5 + hv_5 = d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{\gamma} + h_e$$

d_5 = tirante a la entrada del conducto

hv_5 = carga de velocidad a la entrada del conducto

h_e = pérdida de carga por entrada = $0.1 \Delta v$

$$d_4 = 2.15 \text{ m}$$

$$hv_4 = 0.138 \text{ m}$$

$$\frac{P_4}{\gamma} = 1.182 \text{ m}$$

$$d_5 + hv_5 - h_e = 2.15 + 0.138 + 1.182$$

$$d_5 + hv_5 - h_e = 3.47 \text{ m}$$

Suponiendo $d_5 = 3.426 \text{ m}$

$$A_5 = 1.75 \times 3.426 = 5.986 \text{ m}^2$$

$$v_5 = \frac{6.11}{5.986} = 1.019 \text{ m/seg}$$

$$hv_5 = \frac{1.019^2}{19.62} = 0.053 \text{ m}$$

$$h_e = 0.1 (0.138 - 0.053) = 0.009 \text{ m}$$

Sustituyendo en IV

$$3.426 + 0.053 - 0.009 = 3.47$$

Bernoulli entre 5 y 6

$$Z_6 + d_6 + hv_6 = d_5 + hv_5 + h_{te}$$

d_6 = tirante en el canal

hv_6 = carga de velocidad en el canal

$$Z_6 = \text{desnivel entre los puntos 5 y 6} = 1980.83 - 1978.83 = 2.00 \text{ m}$$

$ht_e = \text{pérdida de carga por transición exterior de entrada} = 0.1 \Delta hv$

$$d_5 = 3.426 \text{ m}$$

$$hv_5 = 0.053 \text{ m}$$

$$d_6 + hv_6 - ht_e = 1.479 \text{ m} \dots\dots\dots(V)$$

Suponiendo $d_6 = 1.40 \text{ m}$

$$A_6 = 1.40 (1.35 + 1.5 \times 1.40) = 4.83 \text{ m}^2$$

$$V_6 = \frac{6.11}{4.83} = 1.265 \text{ m/seg}$$

$$hv_6 = \frac{1.265^2}{19.62} = 0.082$$

$$ht_e = 0.1 (0.082 - 0.053) = 0.003$$

Sustituyendo en (V)

$$1.40 + 0.082 - 0.003 = 1.479$$

Resumen de pérdidas:

| | | |
|-----------------------|------------|----------------|
| Transición de entrada | = | 0.003 m |
| entrada | = | 0.009 m |
| fricción | = | 0.064 m |
| codos | = | 0.037 m |
| salida | = | 0.016 m |
| Transición de salida | = | 0.006 m |
| | Σh | <u>0.135 m</u> |

Bernoulli entre 1 y 6

$$Z_6 + d_6 + hv_6 = d_1 + hv_1 + \Sigma h$$

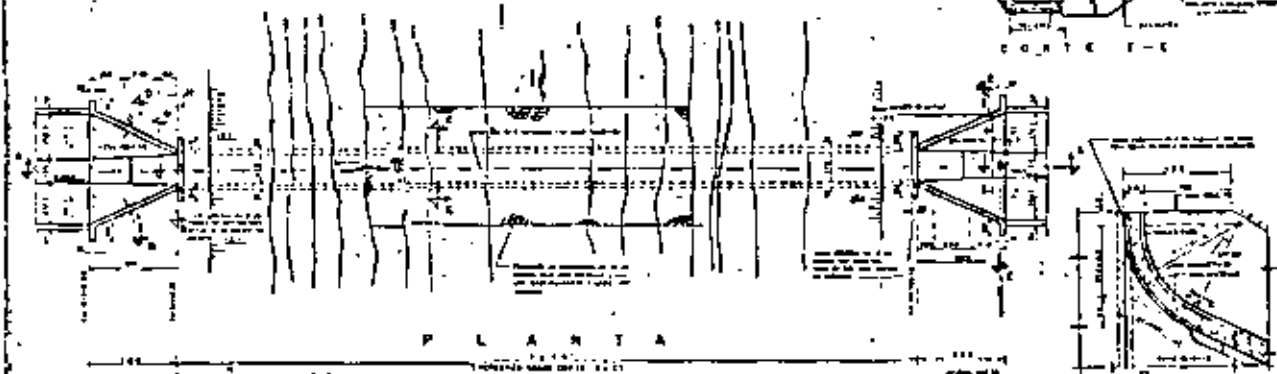
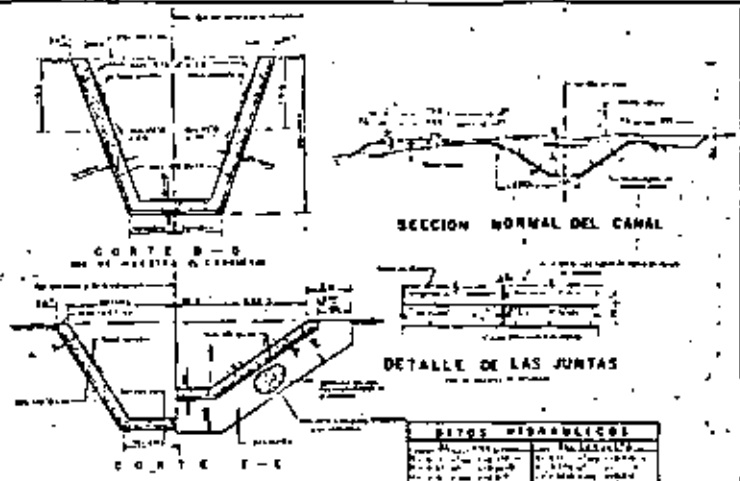
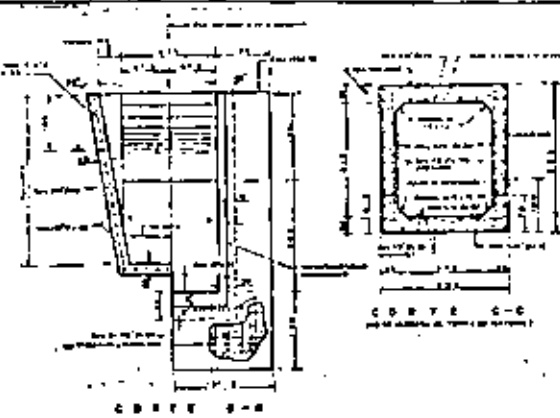
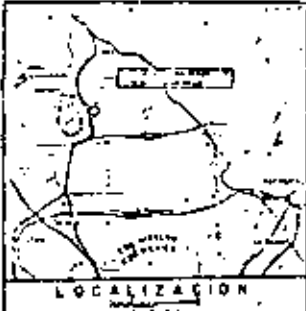
$$Z_6 = 1980.83 - 1980.72 = 0.11 \text{ m}$$

$$0.11 + 1.40 + 0.082 = 1.37 + 0.087 + 0.135$$

Carga disponible = 0.110 m

Suma de pérdidas = 0.135 m

Hay un resancho de 2.5 cm aguas arriba del conducto.



NIVELES HIDRAULICOS

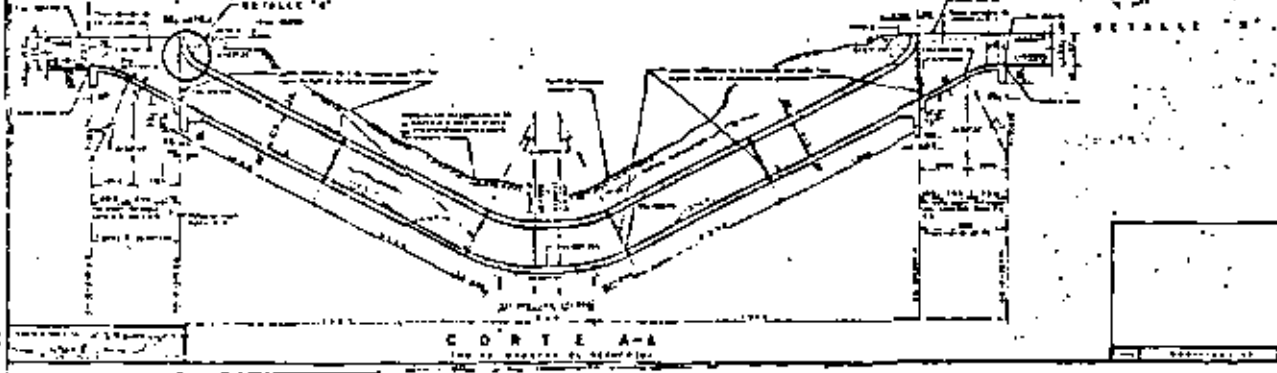
| NOMBRE | ALCANTARILLA | SECCION | ALCANTARILLA |
|--------|--------------|---------|--------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| 5 | 6 | 7 | 8 |
| 9 | 10 | 11 | 12 |
| 13 | 14 | 15 | 16 |
| 17 | 18 | 19 | 20 |
| 21 | 22 | 23 | 24 |
| 25 | 26 | 27 | 28 |
| 29 | 30 | 31 | 32 |
| 33 | 34 | 35 | 36 |
| 37 | 38 | 39 | 40 |
| 41 | 42 | 43 | 44 |
| 45 | 46 | 47 | 48 |
| 49 | 50 | 51 | 52 |
| 53 | 54 | 55 | 56 |
| 57 | 58 | 59 | 60 |
| 61 | 62 | 63 | 64 |
| 65 | 66 | 67 | 68 |
| 69 | 70 | 71 | 72 |
| 73 | 74 | 75 | 76 |
| 77 | 78 | 79 | 80 |
| 81 | 82 | 83 | 84 |
| 85 | 86 | 87 | 88 |
| 89 | 90 | 91 | 92 |
| 93 | 94 | 95 | 96 |
| 97 | 98 | 99 | 100 |

CANTIDADES ESTIMADAS

| DESCRIPCION | CANTIDAD | UNIDAD |
|-------------|----------|--------|
| 1 | 2 | 3 |
| 4 | 5 | 6 |
| 7 | 8 | 9 |
| 10 | 11 | 12 |
| 13 | 14 | 15 |
| 16 | 17 | 18 |
| 19 | 20 | 21 |
| 22 | 23 | 24 |
| 25 | 26 | 27 |
| 28 | 29 | 30 |
| 31 | 32 | 33 |
| 34 | 35 | 36 |
| 37 | 38 | 39 |
| 39 | 40 | 41 |
| 41 | 42 | 43 |
| 43 | 44 | 45 |
| 45 | 46 | 47 |
| 47 | 48 | 49 |
| 49 | 50 | 51 |
| 51 | 52 | 53 |
| 53 | 54 | 55 |
| 55 | 56 | 57 |
| 57 | 58 | 59 |
| 59 | 60 | 61 |
| 61 | 62 | 63 |
| 63 | 64 | 65 |
| 65 | 66 | 67 |
| 67 | 68 | 69 |
| 69 | 70 | 71 |
| 71 | 72 | 73 |
| 73 | 74 | 75 |
| 75 | 76 | 77 |
| 77 | 78 | 79 |
| 79 | 80 | 81 |
| 81 | 82 | 83 |
| 83 | 84 | 85 |
| 85 | 86 | 87 |
| 87 | 88 | 89 |
| 89 | 90 | 91 |
| 91 | 92 | 93 |
| 93 | 94 | 95 |
| 95 | 96 | 97 |
| 97 | 98 | 99 |
| 99 | 100 | 101 |

HIDROLOGIA DE CUENCA

| DESCRIPCION | VALOR | UNIDAD |
|-------------|-------|--------|
| 1 | 2 | 3 |
| 4 | 5 | 6 |
| 7 | 8 | 9 |
| 10 | 11 | 12 |
| 13 | 14 | 15 |
| 16 | 17 | 18 |
| 19 | 20 | 21 |
| 22 | 23 | 24 |
| 25 | 26 | 27 |
| 28 | 29 | 30 |
| 31 | 32 | 33 |
| 34 | 35 | 36 |
| 36 | 37 | 38 |
| 38 | 39 | 40 |
| 40 | 41 | 42 |
| 42 | 43 | 44 |
| 44 | 45 | 46 |
| 46 | 47 | 48 |
| 48 | 49 | 50 |
| 50 | 51 | 52 |
| 52 | 53 | 54 |
| 54 | 55 | 56 |
| 56 | 57 | 58 |
| 58 | 59 | 60 |
| 60 | 61 | 62 |
| 62 | 63 | 64 |
| 64 | 65 | 66 |
| 66 | 67 | 68 |
| 68 | 69 | 70 |
| 70 | 71 | 72 |
| 72 | 73 | 74 |
| 74 | 75 | 76 |
| 76 | 77 | 78 |
| 78 | 79 | 80 |
| 80 | 81 | 82 |
| 82 | 83 | 84 |
| 84 | 85 | 86 |
| 86 | 87 | 88 |
| 88 | 89 | 90 |
| 90 | 91 | 92 |
| 92 | 93 | 94 |
| 94 | 95 | 96 |
| 96 | 97 | 98 |
| 98 | 99 | 100 |



NOTAS

1. Este plano muestra el perfil longitudinal del canal y su ubicación en el terreno. 2. Se han considerado los datos de nivelación y topografía. 3. Se han considerado los datos de flujo y velocidad. 4. Se han considerado los datos de erosión y sedimentación. 5. Se han considerado los datos de mantenimiento y operación. 6. Se han considerado los datos de costo y beneficio. 7. Se han considerado los datos de impacto ambiental. 8. Se han considerado los datos de seguridad y salud. 9. Se han considerado los datos de eficiencia y productividad. 10. Se han considerado los datos de sostenibilidad y resiliencia.

ESTE PLANO ANULA AL 1020-R-74

EXPRE PARA DE PROYECTO DE CANAL

CANAL VOLUNTARIO DE LA CUENCA DE

TRONCALVA, GUATEMALA

MADEIRA

INSTRUCTIVO PARA EL CALCULO HIDRAULICO DE UN SIFON INVERTIDO.

Una vez elegida la sección del conducto y conociendo el perfil longitudinal del terreno en el cruce, se procederá a un trazo geométrico preliminar para cuantificar las pérdidas de carga que se presentan en el sifón.

El funcionamiento hidráulico correcto será aquél en que el desnivel entre los gradientes de energía de entrada y salida de la estructura, sea igual a la suma de todas las pérdidas de carga que se presenten en el sifón.

Se puede presentar el caso en que se tenga obligado el desnivel entre las plantillas de los canales de llegada y salida; cuando se tenga esta condición se manifestarán los siguientes efectos:

- 1o.- Cuando la suma de las pérdidas de carga en el sifón sean mayores que el desnivel entre las plantillas de los canales, se tendrá un remanso a la entrada de la estructura, que puede ser tolerable siempre y cuando no ponga en peligro un desbordamiento en el canal.
- 2o.- Cuando el desnivel entre las plantillas de los canales es mayor que la suma de las pérdidas de cargas en el sifón, se formará un abatimiento del nivel del agua ocasionando un aumento en la velocidad en la entrada a la estructura que puede llegar a ser perjudicial en el canal de llegada, cuando éste no se encuentre protegido con revestimiento.

La forma de los conductos puede ser cuadrada, rectangular, circular, herradura, etc. Desde el punto de vista hidráulico, lo aconsejable sería la sección circular y para fines de construcción se recomienda la rectangular guardando siempre la relación que la altura sea de 1.25 del ancho del conducto, dándole como mínimo un ancho de un metro.

Las principales pérdidas de carga en un sifón invertido — que llegan a presentarse son las siguientes:

- 1.- Por transición exterior de entrada.
- 2.- Por entrada (s) a (el)(los) conducto (s).
- 3.- Por transición interior de entrada.
- 4.- Por fricción en el (los) conducto (s).
- 5.- Por cambios de dirección.
- 6.- Por Transición interior de salida
- 7.- Por salida del conducto.
- 8.- Por transición exterior de salida.

I.- PÉRDIDA POR TRANSICIÓN EXTERIOR DE ENTRADA.

La pérdida de carga por cambio de sección por transición de entrada se considerará igual a un coeficiente de la forma de la misma y a la diferencia de las cargas de velocidad producidas en las dos secciones extremas de la transición.

$$h_{t_{ee}} = K_t \left(\frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g} \right) \dots\dots\dots(A)$$

- donde: V_2 = Velocidad del agua en el canal.
 V_1 = Velocidad del agua al término de la transición.
 K_t = Coeficiente que depende de la forma de la misma.
 g = Aceleración de la gravedad (9.8 m/seg²)

En transiciones alabeadas $K_t = 0.1$

En Transiciones con aristas vivas $K_t = 0.2$

II.- PÉRDIDA POR ENTRADA AL CONDUCTO.

Esta pérdida de carga es tanto menor cuanto menos dificultad (menor cambio de dirección) tengan los filetes al penetrar al conducto y además es proporcional a la carga de velocidad del conducto. Está dada por la fórmula:

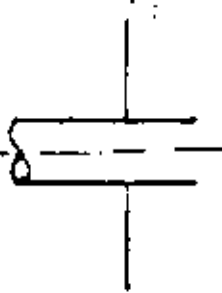
$$h_{eo} = K_e \cdot \frac{v_c^2}{2g} \dots\dots\dots(B)$$

Donde: K_e = Coeficiente que depende del grado de abocinamiento de la entrada.

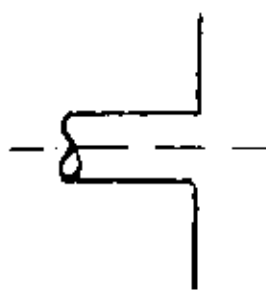
V a l o r e s d e K_e

| | |
|---|------|
| Tubo entrente | 0.75 |
| Entrada con aristas rectas | 0.50 |
| Entrada con aristas ligeramente redondeadas | 0.25 |
| Entrada Abocinada | 0.05 |

AA



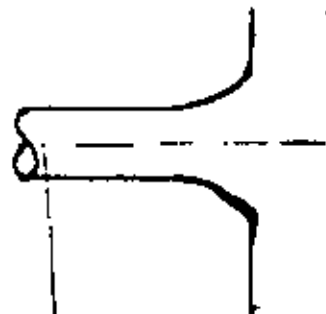
$K_e = 0.75$



$K_e = 0.50$



$K_e = 0.25$



$K_e = 0.0$

III.- PÉRDIDA POR TRANSICIÓN INTERIOR DE ENTRADA.

La pérdida de carga por transición interior de entrada es la debida al cambio de una sección ^{rectangular a una sección} circular o herradura, efectuando dicho cambio de sección en forma gradual para tratar de lograr la menor pérdida de carga posible.

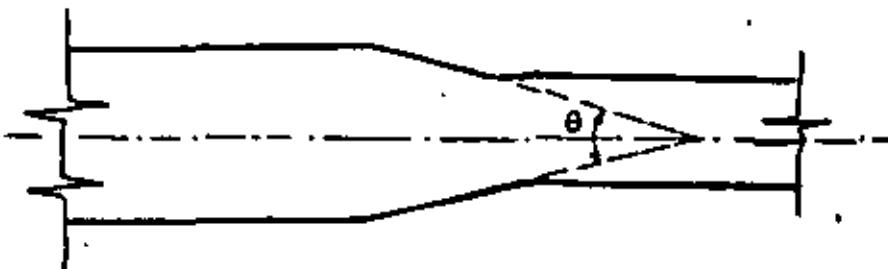
La fórmula usada es la siguiente:

$$h_{t1e} = K_T \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(C)$$

donde:

V = Velocidad de la sección mayor.

K_T = Coeficiente que depende del ángulo de reducción, dado por la siguiente tabla:



| θ° | K_T |
|----------------|-------|
| 5 | 0.06 |
| 15 | 0.18 |
| 20 | 0.20 |
| 25 | 0.22 |
| 30 | 0.24 |
| 45 | 0.30 |
| 60 | 0.32 |
| 75 | 0.34 |

IV.- PERDIDA POR FRICCION EN LOS CONDUCTOS.

Esta pérdida es proporcional a la longitud y velocidad del conducto, y es además, la de mayor importancia en la generalidad de los casos.

En el cálculo para cualquier forma de conducto se usará la fórmula de Chezy con el coef. de Manning.

$$V = C\sqrt{RS} = C(RS)^{1/2} \dots\dots\dots (1)$$

donde $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$

Sustituyendo el valor de C en la fórmula de Chezy (1) se tiene:

$$V = \frac{1}{n} R^{1/6} R^{1/2} S^{1/2} = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Sabiendo que la pendiente hidráulica es de:

$$S = \frac{h_f}{L} \dots\dots$$

$$h_f = \left(\frac{n \cdot V_c}{R^{2/3}} \right)^2 L \dots\dots\dots (D)$$

- Donde: V_c = Velocidad del agua en el conducto.
 R = Radio hidráulico del conducto.
 n = Coeficiente de rugosidad.
 L = Longitud del conducto.

Cuando el conducto es circular, también puede valuarse la pérdida por fricción por medio de las siguientes fórmulas:

-Josef. Kozeny-

$$h_f = \left(\frac{4.427}{8.86 \text{ Log}.d + K} \right)^2 \cdot \frac{L}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

-Darcy-Weisbach-

$$h_f = f \cdot \frac{L}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

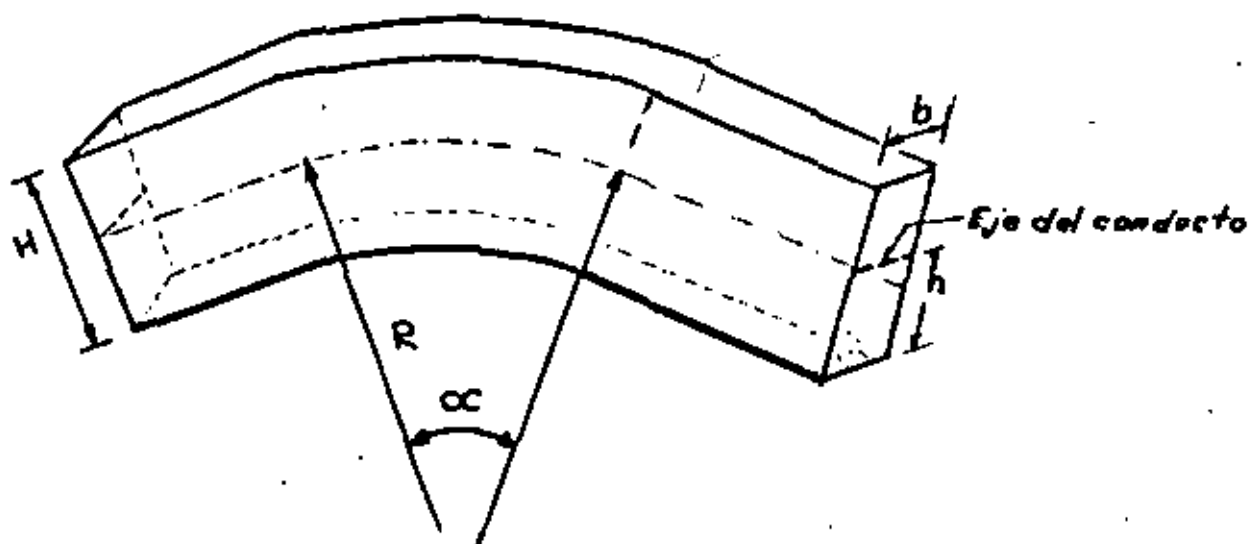
-Hazen-Williams-

$$h_f = \frac{L \cdot Q^{1.851}}{(0.2785 C)^{1.851} d^{4.868}}$$

Como el perfil del conducto no es recto sino una línea quebrada, formada por tramos rectos unidos por medio de codos, cada cambio de dirección en la circulación es motivo de una pérdida de carga. Esta pérdida de carga se obtiene aplicando la fórmula de Weishbach para conducto rectangular.

$$h_c = \sum \frac{\alpha}{90} \frac{v^2}{2g} = K_c \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (E)$$

Valor de $\sum = 0.124 + 3.098 (n/R)^{3.5}$

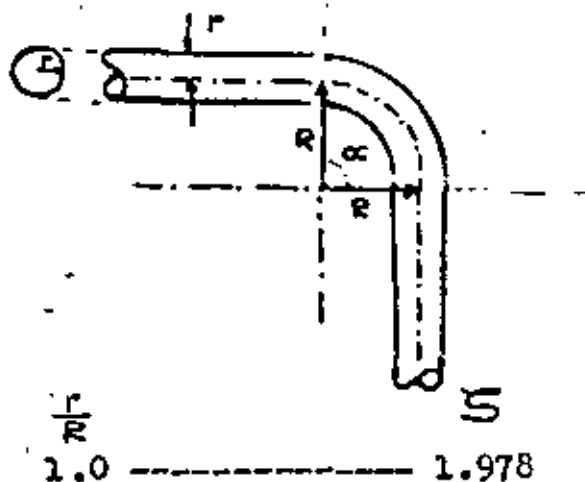


Para conducto circular la fórmula de Weishbach es la siguiente:

$$h_c = \sum \frac{\alpha}{90} \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (E - 1)$$

$$\sum = 0.131 + 1.847 \left(\frac{r}{R} \right)^{7/2}$$

Para :



| $\frac{r}{R}$ | \sum |
|---------------|--------|
| 0.1 | 0.131 |
| 0.2 | 0.138 |
| 0.3 | 0.158 |
| 0.4 | 0.206 |
| 0.5 | 0.294 |
| 0.6 | 0.440 |
| 0.7 | 0.661 |
| 0.8 | 0.977 |
| 0.9 | 1.408 |
| 1.0 | 1.978 |

VI.-

PÉRDIDA POR TRANSICIÓN INTERIOR DE SALIDA.

La pérdida de carga por transición interior de salida, al igual que la de transición interior de entrada, es tanto menor cuanto menos dificultad haya en el cambio de sección. La fórmula empleada es la de Gibson.

$$h_{t_{is}} = \left(\frac{a_2}{a_1} - 1 \right)^2 K_w \frac{V_2^2}{2g} \dots\dots\dots (F)$$

donde: a_2 = Area del conducto de mayor dimensión.

a_1 = Area del conducto de menor dimensión

K_w = Coeficiente que depende del ángulo con que se efectuará la ampliación.

V_2 = Velocidad en el conducto de mayor dimensión.

| Valores de K_w | |
|------------------|-------|
| ω° | K_w |
| 6 | 0.14 |
| 10 | 0.20 |
| 15 | 0.30 |
| 20 | 0.40 |
| 30 | 0.70 |
| 40 | 0.90 |
| 50 | 1.00 |
| 60-90 | 1.10 |

VII.-

PÉRDIDA POR SALIDA DEL CONDUCTO.

Si la descarga se hace a un recipiente que contenga una gran masa líquida, al operarse el mecanismo de difusión la carga de velocidad se pierde en lo que podría llamarse pérdida por desaceleración.

$$h_B = \frac{V_S^2}{2g}$$

Siendo V_S la velocidad en la sección inmediatamente anterior a la salida, y si la descarga se hace a un canal, la pérdida se valda de acuerdo con la fórmula de Borda:

$$h_B = \frac{(V_B - V_C)^2}{2g}$$

Siendo V_C la velocidad en el canal

VIII.- PERDIDA POR TRANSICIÓN EXTERIOR DE SALIDA.

Esta pérdida depende de la forma de esta misma salida y del incremento de cargas de velocidad producidas entre la dos secciones extremas de la transición.

$$h_{tes} = K_t \left(\frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} \right)$$

donde: v_1 = Velocidad del agua al principio de la transición.

v_2 = Velocidad del agua en el canal.

K_t = Coeficiente que depende de la forma de la misma

g = Aceleración de la gravedad (9.8 m/seg²)

Valores de K_t

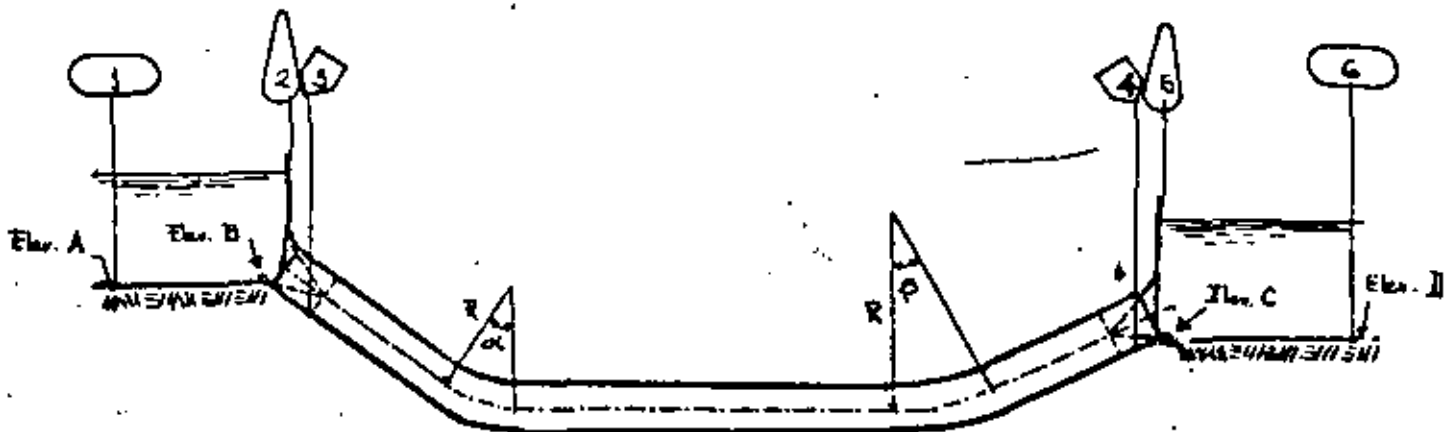
Para transición alabeada 0.2

Transición con aristas vivas 0.3

DETERMINACION DE LAS ELEVACIONES DE LAS DISTINTAS SECCIONES DEL SIFON

Partiendo de la elevación de la plantilla del canal en la salida se pueden determinar las siguientes elevaciones.

Aplicando la ecuación de Energías de Daniel Bernoulli:



77

De la observación de la anterior figura y por la ecuación de Bernoulli:

Para las secciones 5 y 6:

$$d_5 + h_{v_5} = (Z_6 - Z_5) + d_6 + h_{v_6} + \underbrace{0.3(h_{v_5} - h_{v_6})}_{ht_{es}}$$

Para las secciones 5 y 4

$$d_4 + h_{v_4} + \frac{P_4}{W} = d_5 + h_{v_5} + h_s$$

Para las secciones 4 y 3

$$d_3 + h_{v_3} + (Z_3 - Z_4) + \frac{P_3}{W} = d_4 + h_{v_4} + h_f + h_c + \frac{P_4}{W}$$

Para las secciones 3 y 2

$$d_2 + h_{v_2} = d_3 + h_{v_3} + \frac{P_3}{W} + h_e$$

Para las secciones 2 y 1

$$d_1 + h_{v_1} + (Z_1 - Z_2) = d_2 + h_{v_2} + \underbrace{0.2(h_{v_2} - h_{v_1})}_{ht_{ee}}$$

Para comprobación se puede aplicar entre la transición 1 a 6:

$$d_1 + h_{v_1} + (Z_1 - Z_6) = d_6 + h_{v_6} + (\text{Suma de pérdidas de 1 a 6})$$

$$d_1 + h_{v_1} + (\text{Elev. A} - \text{Elev. D}) = d_6 + h_{v_6} + \sum h$$

El sifón invertido es una estructura empleada con mucha frecuencia para salvar ríos, arroyos, barrancas, vías férreas, carreteras, etc.

En el sifón invertido el escurrimiento se produce por efecto de la acción de la gravedad debido al desnivel que existe entre la entrada y la salida (Diferencia de cargas) y su explicación se justifica en el principio de los vasos comunicantes.

VELOCIDAD EN EL CONDUCTO.

Se fijará una velocidad que no provoque erosión en el material de que está construida la obra, o que evite azolves que obstruya el paso del agua; también que no ocasione grandes pérdidas de caudal quedando entonces comprendida entre los límites:

$$2 \text{ m/seg} \quad \text{-----} \quad \text{y} \quad \text{-----} \quad 3 \text{ m/seg.}$$

Para fijar las elevaciones de la clave y de la plantilla — del conducto para lo cual se dejará un ahogamiento que aminore la po- sible reducción de la capacidad del conducto, motivada por la intro- ducción de aire.

Se seguirán en este caso, las especificaciones del libro: "OPEN CHANNEL HYDRAULICS" que indican: El valor recomendado del aho- gamiento en la entrada se encuentra entre un mínimo de 1.1 Δhv y un máximo de 18 pulgs. (46 cm.) o 1.5 Δhv eligiéndose el mayor para- este segundo caso. Para la salida se deja un ahogamiento igual a — Δhv .

Δhv = Diferencia de cargas de velocidad en-tre el conducto y el canal.

LONGITUD DE LAS TRANSICIONES.

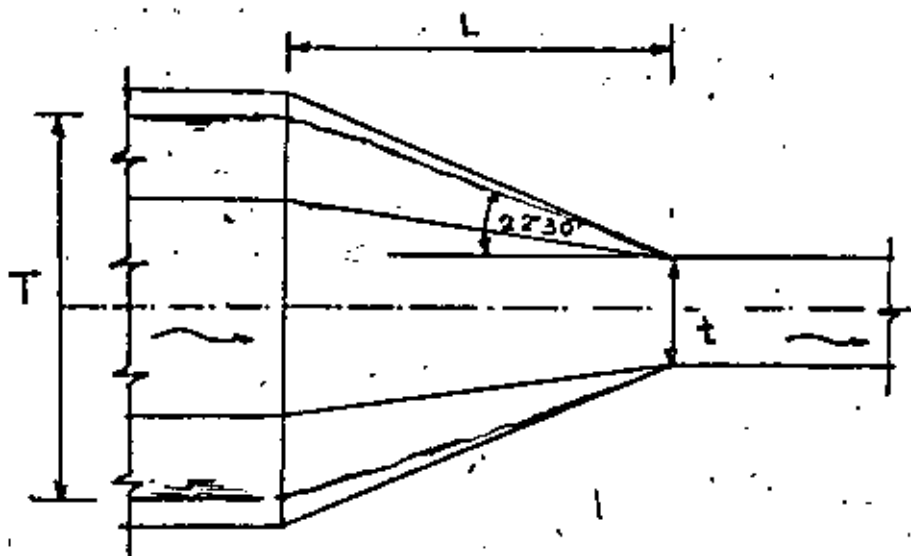
Una regla adoptada por la oficina de tierras y aguas de los Estados Unidos consiste en hacer la longitud de la estructura de — transición, en la sección longitudinal de ésta; de tal magnitud que- la recta que une los extremos de las líneas superiores de los cana- les formen un ángulo de $12^{\circ} 30'$. Según las experiencias de la an- tigua "Comisión Nacional de Irrigación", el ángulo puede ser aumenta- do a $22^{\circ} 30'$ sin que el cambio de secciones en la transición sea — brusca; según ésto:

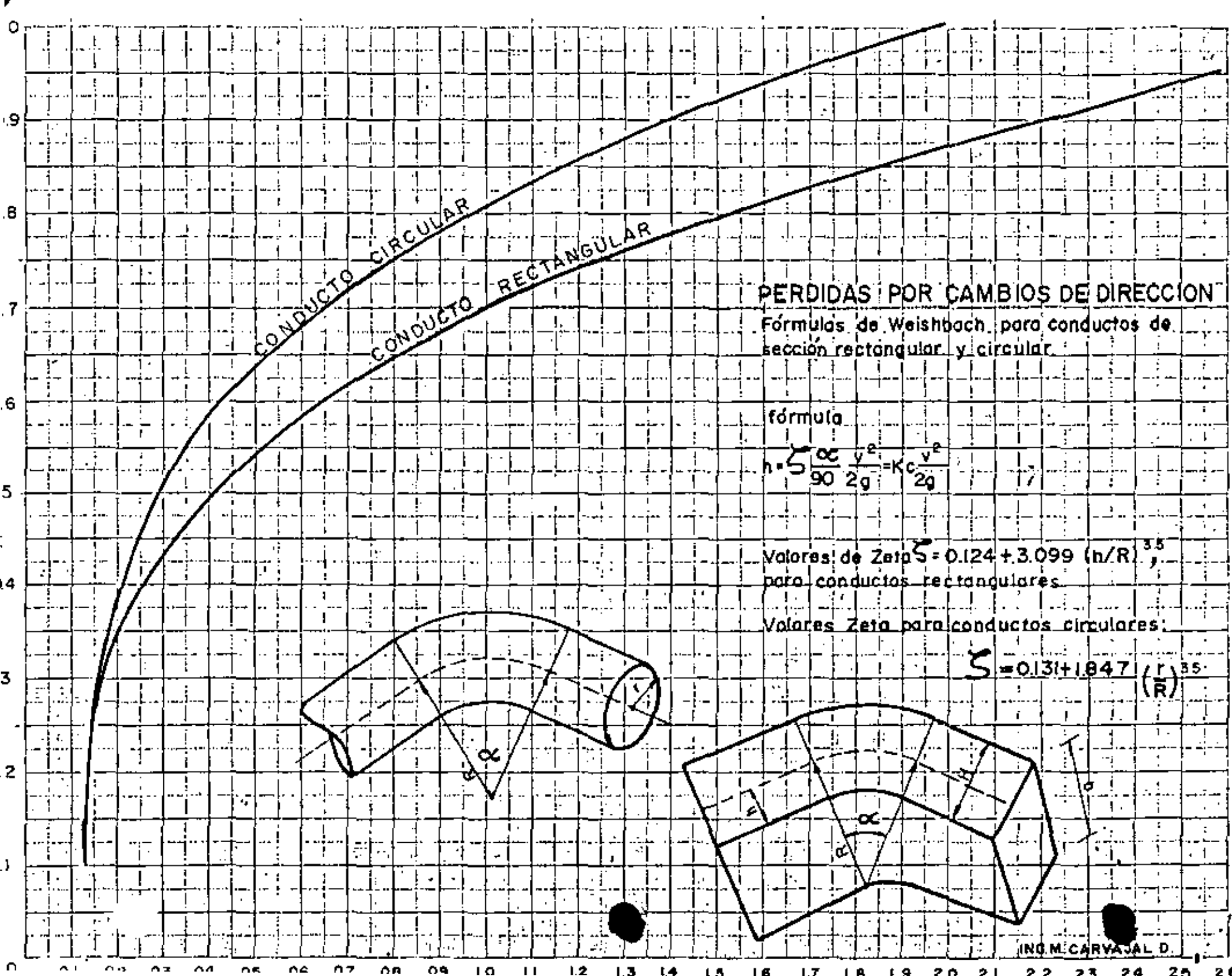
$$L = \frac{T - t}{2} \text{ Cot. } 22^{\circ} 30' = (T - t) \times 1.2071$$

$$L = 1.2071 (T - t)$$

Donde:

T y t = Ancho de la superficie libre del agua en las secciones extremas de la transición.





PERDIDAS POR CAMBIOS DE DIRECCION

Fórmulas de Weishbach para conductos de sección rectangular y circular.

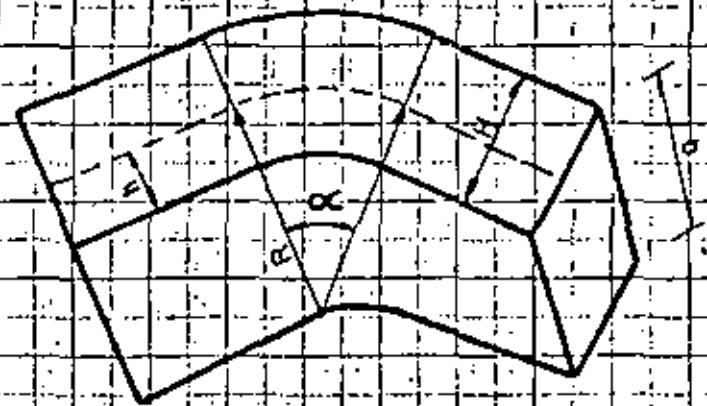
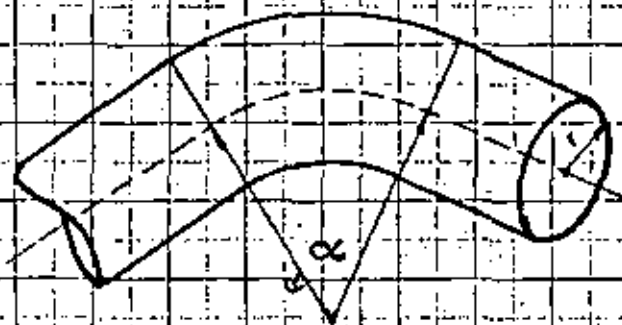
fórmula

$$h = \sum \frac{\alpha}{90} \frac{v^2}{2g} = K_c \frac{v^2}{2g}$$

Valores de Zeta $\zeta = 0.124 + 3.099 (h/R)^{3.5}$ para conductos rectangulares.

Valores Zeta para conductos circulares:

$$\zeta = 0.131 + 1.847 \left(\frac{r}{R}\right)^{3.5}$$





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



II. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

MECANICA DE SUELOS

ING. MIGUEL ANGEL DEL TORNO

1 9 7 9



PROBLEMAS DE CIMENTACIONES.

1.- Calcular la capacidad de carga admisible para una zapata corrida de planta toda en la superficie. A partir de las pruebas obtenidas en el subsuelo en las pruebas de carga de columna sin confinamiento dando los siguientes valores: 4.0 T/m^2 , 4.4 T/m^2 , 3.8 T/m^2 , 4.5 T/m^2 , 4.9 T/m^2 , 4.3 T/m^2 y 4.1 T/m^2 .

$$F_{0, \text{prom}} = \frac{\sum F_u}{7} = \frac{30}{7} = 4.28 \text{ T/m}^2$$

$$c = \frac{4.28}{2} = 2.14 \text{ T/m}^2$$

El suelo es predominantemente cohesionado, por lo que se considera un $\phi = 0^\circ$.

a) Empleando Terzaghi:

$$F_c = 2.05 q_0 \left(1 + 0.3 \frac{B}{L}\right) + 8D_f$$

como es una zapata corrida $\frac{B}{L} \approx 0$
se implanta en la superficie $D_f = 0$

$$\therefore F_c = 2.05 \times 4.28 = 12.2 \text{ T/m}^2$$

$$q_{ad} = \frac{12.2}{3} = \underline{\underline{4.1 \text{ T/m}^2}}$$

b) Empleando Skempton, que es el más indicado para suelo predominantemente cohesionado.

$$F_c = c N_c + 8D_f \quad D_f = 0 \quad \phi = 0^\circ \quad N_c = 5.14$$

El valor N_c se determina con la gráfica VIII-11 del libro de Terzaghi - Bechtel. Tomo II. pag. 257

$$F_c = 2.14 \times 5.14 = 11.0 \text{ T/m}^2$$

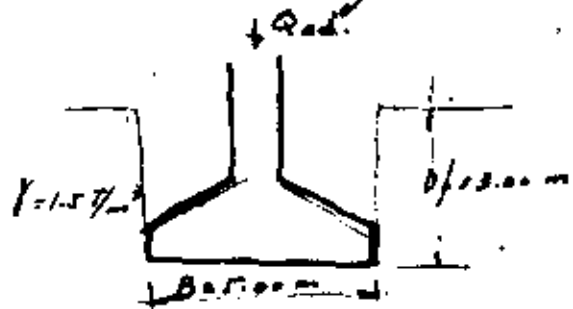
$$q_{ad} = \frac{11.0}{3} = \underline{\underline{3.7 \text{ T/m}^2}}$$

2.-

Encontrar la carga total admisible (Q_{ad}) de una zapata aislada según su geometría en la figura, cuando:

a) Terreno seco

b) NAF en la superficie

c) $\phi = 35^\circ$, $c = 0$
(Terreno seco)d) $\phi = 0$, $c = 27 \text{ T/m}^2$
(Terreno seco) $\phi = 35^\circ$, $c = 2 \text{ T/m}^2$

Empleamos a Terzaghi, como si una zapata aislada por encima de una falla local, por lo que se tomara la línea que rodea a la fig. IV-8 de Libro Javier-Bedilla, Tomo II pag. 253

a) Terreno seco. $B \cdot L = 5.00 \text{ Area} = 25.0 \text{ m}^2$ Para $\phi = 35^\circ$ $N_c = 24$ $N_q = 13$ $N_f = 10$

$$F_c = \frac{2}{3} c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_f$$

$$F_c = 0.67 \cdot 2 \cdot 24 + 1.5 \cdot 13 + 0.4 \cdot 1.5 \cdot 25 \cdot 10 =$$

$$32.16 + 19.5 + 30 = 81.66$$

$$F_{ad} = \frac{81.66}{3} = 27.22 \text{ T/m}^2 \quad Q_{ad} = 27.22 \cdot 25 \text{ m}^2 =$$

$$680.5 \text{ Ton.}$$

b) NAF en la superficie

lo que varía con $\gamma D_f = (1.5 - 1.0) \cdot 3 = 1.5 \text{ T/m}^2$

$$\gamma = 1.5 - 1.0 = 0.5 \text{ T/m}^2$$

$$F_c = 0.67 \cdot 2 \cdot 24 + 1.5 \cdot 13 + 0.4 \cdot 0.5 \cdot 25 \cdot 10 =$$

$$32.16 + 19.5 + 10 = 61.66 \text{ T/m}^2$$

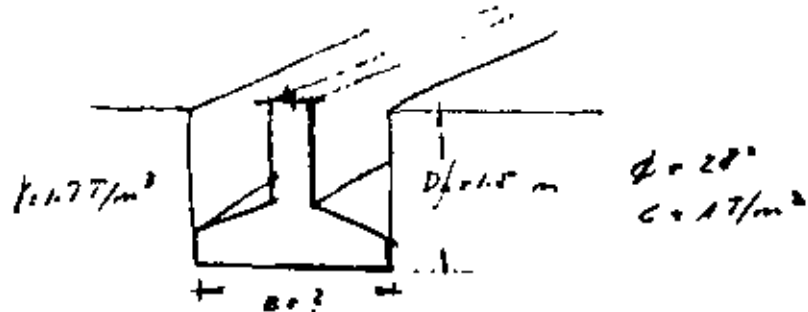
$$F_{ad} = 20.6 \text{ T/m}^2 \quad Q_{ad} = 20.6 \cdot 25 = 515.5 \text{ Ton.}$$

c) $\phi = 35^\circ$, $c = 0$, simplemente adimensional al terreno, $\frac{2}{3} c N_c$, por lo que nos queda:

$$F_c = \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_f = 19.5 + 30 = 49.5 \text{ T/m}^2$$

$$F_{ad} = \frac{49.5}{3} = 16.5 \text{ T/m}^2 \quad Q_{ad} = 16.5 \cdot 25 = 412.5 \text{ Ton.}$$

3. Qual é o ancho de uma cunha de terra considerada na carga total admissível (Q_{ad}) de 10 T/m^2 e está situada a 1.50 m por debaixo da superfície do terreno. Considere a seguinte geometria:



Solução: $Q_{ad} = 10 \text{ T/m}^2$ $q_0 = \frac{3Q_{ad}}{B} = \frac{3 \times 10}{B} = \frac{30}{B}$

Terzaghi:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma$$

de la figura FH-1 $N_c = 31, N_q = 18, N_\gamma = 17$

$$\frac{30}{B} = c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma$$

$$30 = B (c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma)$$

$$30 = B (1 \times 31 + 17 \cdot 1.5 \cdot 18 + 0.5 B \cdot 17 \cdot 17)$$

$$30 = 31 B + 45.9 B + 14.45 B^2$$

$$14.45 B^2 + 76.9 B - 30 = 0$$

$$B^2 + 5.32 B - 2.08 = 0 \text{ --- ecuación de 2º grado}$$

$$B = \frac{-5.32 \pm \sqrt{5.32^2 + 4 \cdot 2.08}}{2} = \frac{-5.32 \pm 6.05}{2}$$

$$\frac{-5.32 + 6.05}{2} = 0.365 \text{ m.}$$

$B = 36.5 \text{ cms.}$ significamente que el ancho real será mayor.

d) $\alpha = 0^\circ$ y $C = 2 \text{ T/m}^2$, por esta data se considera como un punto perteneciente a la columna, por lo que podemos simplificar a 5 kN/m.
-

$$F_c = C N_c + \gamma D$$

$$D_f = D = 3.00 \quad B = 5.00$$

$$D/b = 0.6$$

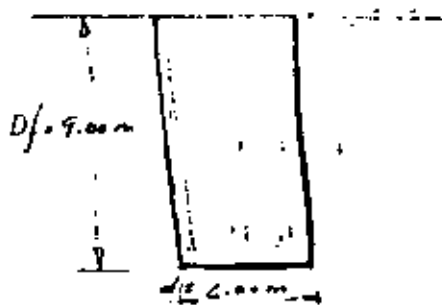
con la figura VII.11 se tiene para una zapata aislada $N_c = 7.1$

$$F_c = 2 \cdot 7.1 + 1.5 \cdot 3 = 14.2 + 4.5 = 18.7 \text{ T/m}^2$$

$$F_{ed} = \frac{14.2}{2} + 0.5 = 7.2 \text{ T/m}^2$$

$$Q_{ed} = 230.8 \text{ Ton.}$$

4. Calcular la carga total admisible de una grúa circular de 6.00m ϕ y 9.00m de largo, desplazada toda su punta oculta con resistencia (S) al corte de 1.95 T/m² y $\delta = 1.95$ T/m². Usar con F.S. = 2



Por ser punta oculta simplemente se usará el S de Skempton para pilas y pilotes

$$q_c = 5.64 S + \frac{AL f_s}{A} + \delta D_f$$

S = resistencia al corte

AL = área perimetral

A = área de la pila

f_s = resistencia por el fondo que se puede tomar = 0.75 S

$$AL = \pi \phi D_f = 3.1416 \times 6 \times 9 = 169.65 \text{ m}^2$$

$$A = 0.785 \phi^2 = 0.785 \times 6^2 = 28.27 \text{ m}^2$$

$$f_s = 0.75 \times 1.95 = 1.46 \text{ T/m}^2$$

$$q_c = 5.64 \times 1.95 + \frac{169.65 \times 1.46}{28.27} + 1.9 \times 9 =$$

$$= 11.00 + 8.78 + 17.1 = 36.88 \text{ T/m}^2$$

$$q_{ad} = \frac{36.88}{2} = 18.44 \text{ Ton/m}^2$$

carga total admisible

$$Q_{ad} = 18.44 \times 28.27 = \underline{\underline{521.3 \text{ Ton.}}}$$

Si la grúa se desplazara a nivel de la superficie, también sería:

$$q_c = 5.64 S = 5.64 \times 1.95 = 11.00 \text{ T/m}^2$$

$$q_{ad} = \frac{11}{2} = 5.5 \text{ T/m}^2$$

$$Q_{ad} = 5.5 \times 28.27 = \underline{\underline{155.5 \text{ Ton.}}}$$

o podríamos emplear la otra ecuación de Skempton para pilas

La figure 2

$$f_c = c N_c + \gamma D_f \quad D_f = 0 \quad c = 5 = 1.95 \text{ T/m}^2$$

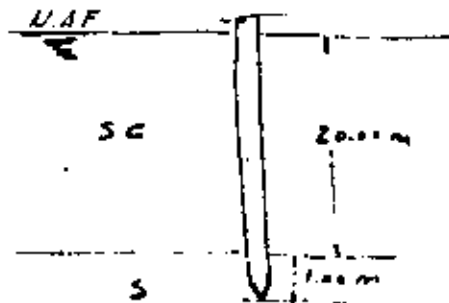
$$N_c \text{ de la figure VIII-11 } \mu \text{ limite} = 6.2$$

$$f_c = 6.2 \times 1.95 = 12.09 \quad f_{ed} = 6.05 \text{ T/m}^2$$

$$Q_{ed} = 6.05 \times 28.27 = 170.97 \text{ Tm}$$

5.

Un pilote de ciment reforzado de sección cuadrada de 0.40 m por lado se haca a través de un suelo consistente en un depósito de arena-arcilla pulita con un espesor de 20.00 m y queda empotrado 1.00 m dentro de un suelo de arena muy compacta. Si la arena arcillosa tiene un peso volumétrico de 1.7 T/m^3 y el ángulo de fricción interna de la arena muy compacta es de 35° , calcular la capacidad de carga por punta.



La capacidad de carga por punta se calcula con la siguiente expresión

$$Q_p = q_p A_p$$

$q_p = q_c$ de la fórmula de Terzaghi para cimentación cuadrada, A_p es el área del pilote.

(Verifica a que la arena arcillosa se encuentra en estado líquido, se considera que el mecanismo de falla es del tipo de Terzaghi Pág. 249 Tomo II Mecánica de Suelos de Juver - Baid.)

$$\text{Para } \phi = 35^\circ \quad N_q = 42 \quad N_\gamma = 42$$

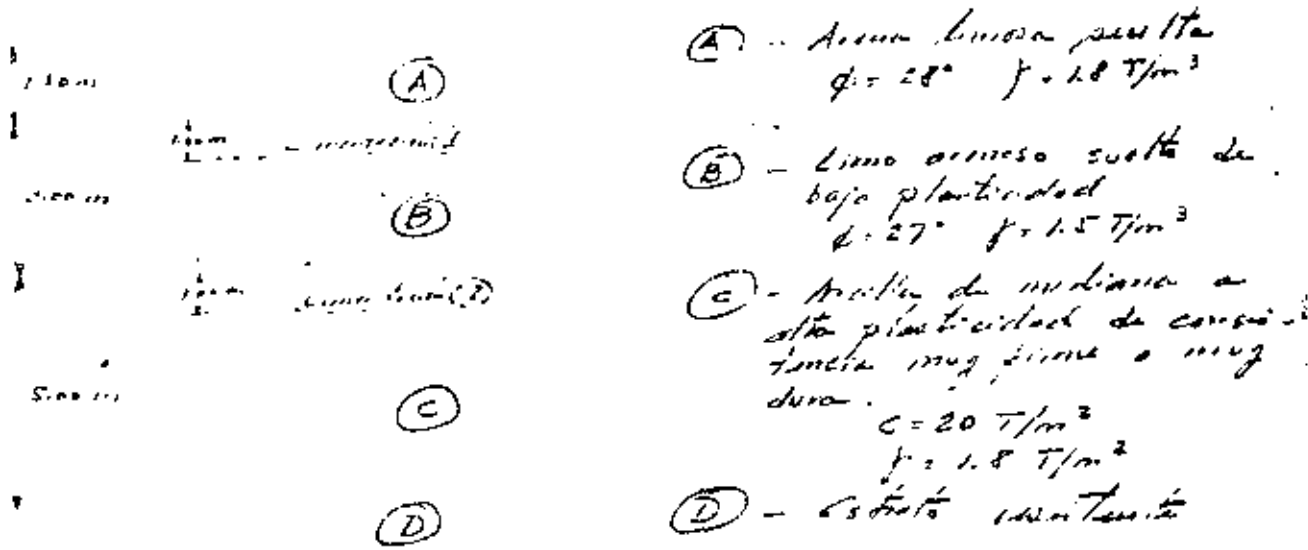
$$\begin{aligned} q_p = q_c &= \gamma D (N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma) \\ &= 0.7 \times 20 \times 42 + 0.4 \times 0.7 \times 0.4 \times 42 = \\ &= 588 + 4.7 = 592.7 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

$$Q_p = q_p A_p$$

$$Q_p = 592.7 \times 0.4 \times 0.4 = 94.8 \text{ Ton.}$$

6

con los datos de la siguiente figura calcular la capacidad de carga a los 2.50 m de profundidad y a los 5.50 m, en cada estrato calcular el asentamiento separado. Supóngase espanta corrida de 2.00 m de ancho.



Se, solución:

Cimentación 1 - Empujamiento Terzaghi:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma$$

$$f = 27^\circ \quad N_c = 27 \quad N_q = 15, \quad N_\gamma = 13$$

$$\gamma D_f = 1.8 \times 1.5 + 1.5 \times 1 = 4.2 \text{ T/m}^2$$

Se con el promedio de los dos (A) y (B)

$$q_c = 4.2 \times 15 + 0.5 \times 2 \times 1.7 \times 13 = 85.1 \text{ T/m}^2$$

$$q_{ad} = 21.4 \text{ T/m}^2$$

$$Q_{ad} = 21.4 \times 2 = 56.8 \text{ T/ml.}$$

Cimentación 2 - Empujamiento Skempton por peso el desplazamiento en punto de cimiento

$$q_c = c N_c + \gamma D_f$$

$$\gamma D_f = 1.8 \times 1.5 + 1.5 \times 1 + 1.8 \times 1 = 4 \text{ T/m}^2$$

$$D_f/B = \frac{1}{2} = 0.5 \quad N_c = 5.7$$

$$q_{ad} = \frac{2 \times 5.7}{3} + 4 = 9.8 \text{ T/m}^2$$

$$Q_{ad} = 9.8 \text{ T/ml.}$$

Calcular el asentamiento para la cimentación 2

Consideramos la carga concentrada para el problema, aunque de otro modo se solía por la espanta corrida

1. Cálculo del asentamiento de punta. Empleamos la fórmula de Terzaghi:

$$\Delta p = \frac{1}{2} \times \frac{2Q}{\pi} \times \frac{1}{z^2}$$

$$\Delta \bar{p} = \frac{3 \times 9.8}{2 \times 3.14} \cdot \frac{1}{4^2} = \frac{280}{100.53} = 2.86 \text{ T/m}^2$$

$\Delta \bar{p} \cdot \bar{V}_2 = 0.29 \text{ kg/cm}^2$

2. Calcular la presión efectiva a la profundidad donde se calculó el incremento de presión



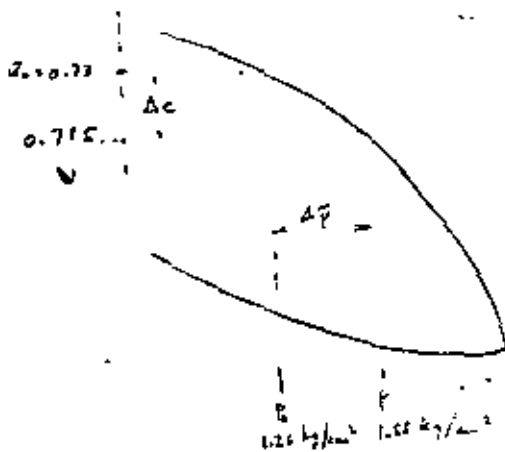
$$p_0 = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 =$$

$$= 1.8 \times 1.5 + 1.8 \times 3 + 1.8 \times 5 = 12.6 \text{ T/m}^2$$

$$p_0 = 1.26 \text{ kg/cm}^2$$

3. El nivel fánimo lo calcularemos con la ecuación de presión

$$\Delta H = m_V \Delta \bar{p} H \quad m_V = \frac{a_V}{1 + a_V} \quad a_V = \frac{\Delta c}{\Delta p}$$



$$a_V = \frac{0.015}{0.27} = 0.056$$

$$m_V = \frac{0.056}{1.73} = 0.032$$

$$\Delta H = 0.032 \times 0.29 \times 400 = \underline{\underline{3.72 \text{ cm}}}$$





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam.



II. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO

ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ

1 9 7 9

C.3. SECUELA A SEGUIR PARA DISEÑAR UN SISTEMA DE DRENAJE.

Los problemas de drenaje que se pueden presentar en las zonas agrícolas son muy variados y de diverso grado de complejidad. Sin embargo nosotros haremos una división general de dichos problemas, tomando como base si corresponden a zonas de nueva apertura a las prácticas de riego o bien a zonas que ya han estado funcionando bajo riego durante un tiempo.

Esta división adoptada corresponde a los dos tipos de problemas de drenaje que se tienen en las dos clases de obras encomendadas a la Dirección General de Grande Irrigación y que son: LA APERTURA DE NUEVAS ZONAS DE RIEGO Y LA REHABILITACION DE LOS DISTritos DE RIEGO.

A continuación se hará una breve descripción de los pasos más importantes que se deben seguir para lograr el diseño de las redes de drenaje o bien el mejoramiento de la red ya existente, en las ZONAS DE RIEGO NUEVAS Y ZONAS DE RIEGO YA EN OPERACION.

I.- SECUELA PARA DISEÑAR EL SISTEMA DE DRENAJE EN UNA ZONA DE RIEGO NUEVA.

Para estos casos generalmente el problema principal a resolver es el de proporcionar una evacuación de los excedentes de agua superficial que se presentan en la zona, de tal forma que garantice la producción agrícola planeada y que el costo de las obras necesarias sea el más bajo posible.

En virtud de que regularmente las fuentes del agua superficial en exceso, en estos casos suelen ser la precipitación pluvial y los excedentes de riego, tanto los estudios como la solución del drenaje son sencillos.

Para diseñar el sistema de drenaje de cualquier zona, es conveniente tener siempre la respuesta a cada una de las siguientes cuestiones:

1. ¿Existen o podrán presentarse excesos de agua?
2. ¿Se cuenta con una salida adecuada para hacer la descarga del sistema de drenaje?
3. ¿Cuál es la fuente que origina el exceso de agua?
4. ¿Es factible realizar adecuadamente el drenaje de la zona en estudio?
5. ¿Qué cantidad de agua será drenada?
6. ¿Cuál será el tipo de sistema que resuelva el problema al más bajo costo?

La secuela a seguir para llegar a la elección y diseño del sistema de drenaje que resuelva los problemas que se tengan, es la siguiente:

1. Revisión de información existente.- Primamente se deberá proceder a recopilar, revisar y analizar todos los datos existentes sobre: geología, suelos, topografía, registros de pozos, niveles de agua subterránea y fluctuaciones, precipitación y escurrimiento superficial y conceptos parecidos que nos sean útiles para la solución del problema por resolver.

De esta revisión se establecerán los datos faltantes que se deberán obtener, así como los estudios faltantes por realizar.

2. Reconocimiento de campo.- El reconocimiento de campo es uno de los pasos más importantes. La información y las impresiones que se obtengan serán valiosas para programar los estudios adicionales. Si es posible, al hacer el reconocimiento de campo el ingeniero debe estar acompañado por alguien familiarizado con el área, y la investigación debe ser suficientemente completa, para obtener la información de los siguientes conceptos:

- a).- Localización y capacidad de los cauces naturales.
- b).- Localización y condición de las salidas para eliminación.
- c).- Localización y características de canales, laterales, pozos, manantiales, estanques, vasos, u otras posibles -- fuentes de origen del agua subterránea.
- d).- Estimación del nivel presente de la superficie freática e información con respecto a la fluctuación y dirección del movimiento del agua subterránea.
- e).- Prácticas presentes para cultivo y condiciones de los cultivos, anotando -- cualquier tendencia hacia cambios futuros en esas prácticas.
- f).- Tipo, localización, espaciamiento, profundidad y efectividad de todos los drenes que existen en el área o áreas adyacentes. Este es uno de los conceptos más importantes de cualquier investigación, porque los drenes existentes en áreas semejantes, constituyen el -- apoyo más firme para determinar los requisitos adicionales de drenaje en el área bajo estudio, o los requisitos de drenaje de una área similar.
- g).- Condiciones de la salida para eliminación. -- Una de las primeras consideraciones en la planeación de todo drenaje, es determinar la adecuación de la salida de los drenes para la eliminación del caudal. Si la salida no es -- adecuada, se debe hacer lo que sea, o se debe planear el bombeo de la descarga. Cualquiera de estas medidas puede afectar la factibilidad del drenaje.

Las investigaciones necesarias para de terminar la adecuación de la salida, -- dependen de las características de la corriente o del área, que van a recibir el gasto de drenaje para su elimina -- ción.

Cuando los sistemas de drenaje descargan en ríos, arroyos, lagos u otras masas de agua que tienen fluctuaciones y altas aguas, es necesario determinar la elevación, frecuencia y duración de las altas aguas, con tanta aproximación como sea posible y analizar su efecto en el sistema de drenaje. Estas fluctuaciones determinan la elevación del extremo inferior del gradiente hidráulico del sistema. La superficie del agua en las obras de salida de un drenaje por gravedad, debe coincidir con la superficie normal del agua de estanques, lagos o vasos inferiores, a menos que los estudios demuestren que las altas aguas tendrán suficiente frecuencia y duración para ser perjudiciales al drenaje, en cuyo caso, la elevación de la plantilla del dren debe subir. En las circunstancias usuales esto significa que las tierras drenadas deben quedar de 2.50 a 3.00 metros o más arriba de la elevación de la salida si las tierras han de ser drenadas económicamente.

Las condiciones de altas aguas se pueden obtener estudiando los registros de las escalas, si existen; por observaciones de huellas en las márgenes de las corrientes o lagos, y por investigaciones con la gente de la localidad. La adecuación de las salidas naturales se puede encontrar calculando el escurrimiento estimado para toda la cuenca a la que dan servicio y comprobando su capacidad.

Puede haber casos excepcionales, en los cuales el efluente del escurrimiento superficial puede ser eliminado en sumideros, donde percola hacia dentro del terreno y se une a la masa de agua subterránea. Esto es posible sólo en aquellos casos donde la propia masa de a

subterránea tiene salida hacia una corriente o hacia otro sistema de drenaje, o cuando la salida es hacia una área donde no - - creará problemas que requieran la construcción de drenes subsuperficiales. La rapidéz de infiltración en estos sumideros debe ser suficientemente grande para absorber los -- gastos de drenaje necesarios, y debe permanecer con esa capacidad el tiempo necesario para que el desarrollo constituya un método económico.

- h).- Marcas altas que haya dejado el agua en el terreno o cualquier otro dato que pueda ayudar a valorar los escurrimientos de avenidas.
- i).- Detalles topográficos que pueden afectar la localización de los drenes.
- j).- Indicamos sobre la existencia de salinidad y alcalinidad en los suelos.
- k).- Comentarios de las personas de la región sobre problemas que hayan observado sobre encharcamiento de algunas zona, sitios de desbordamiento de las corrientes existentes, - magnitud y frecuencia de avenidas, etc.

3. DELIMITACION DE CUENCAS EXTERNAS.-

En un plano topográfico de la suficiente amplitud, se localizará la zona por drenar, a fin de investigar si existen áreas externas, que por la topografía existente, aporten escurrimientos a la misma.

Esto es de suma importancia, ya que en la mayoría de los casos, los principales escurrimientos superficiales que causan problema de drenaje en las zonas de riego, provienen de cuencas externas.

Asimismo, este dato servirá para localizar los sitios en los cuales las aportaciones de estas cuencas cruzan los canales principales de la zona de riego, ya que generalmente estos la delimitan perimetralmente. Esta información nos servirá para planear la estructura de cruce necesaria para proteger dichos canales.

Otra aplicación de esta delimitación de cuencas externas, consiste en determinar si dentro de zona en estudio existen los cauces necesarios para que, los escurrimientos que se aportan, transiten sin ocasionar problemas.

4. VALUACION DE GASTOS DE CUENCAS EXTERNAS.-

Se procederá a localizar las estaciones hidrométricas y climatológicas que existan en las cuencas externas, afin de obtener la información de gastos de escurrimientos en las corrientes, registros pluviográficos y pluviométricos, que nos permitan hacer la determinación de los escurrimientos superficiales que llegarán a la zona en estudio.

Para esto se aplicarán los métodos adecuados a la información que se obtenga, de acuerdo con lo ya visto en la parte correspondiente a Hidrología.

5. CONTROL DE GASTOS DE CUENCAS EXTERNAS.-

En base a la información obtenida en los párrafos anteriores, se sabrá la magnitud de los escurrimientos que aportan las cuencas externas, la existencia y características de los cauces naturales que conducen estos escurrimientos, la magnitud y tipo de problemas que ocasionan o pueden ocasionar los mismos -- dentro de la zona de riego, con lo cual se podrá tomar la decisión de como manejar dichos gastos, es decir: si conviene desviarlos, a fin de evitar su entrada a la zona de riego; o bien si cruzaran la misma, en qué forma y qué obras se requerirán para esto.

6. PLANEACION DE LA RED DE DRENAJE.-

Teniendo los planes topográficos y la localización de los cauces naturales y artificiales existentes dentro de la zona en estudio, así como la lotificación y localización de canales de riego, se procederá a definir la localización de los drenes necesarios para completar la red de drenaje, teniendo presente que cada lote debe tener acceso para descargar a un dren.

7. OBTENCION DE LA GRAFICA DE COEFICIENTES UNITARIOS DE DRENAJE.-

Con la planeación de la red de drenaje adoptada se procede a elaborar la gráfica de coeficientes unitarios de drenaje, en la forma siguiente.

- a).- Dentro de la red adoptada, se seleccionan drenes representativos con áreas de influencia -- grandes, chicas y medias. Como mínimo se deberán elegir 3 drenes, uno con una área de cada -- tipo.
- b).- Se obtienen para cada uno los datos fisiográficos de sus respectivas cuencas.
- c).- Se obtienen los gastos máximos de escurrimiento con el período de retorno elegido, para cada -- uno de los drenes seleccionados, mediante la -- aplicación de los métodos de cálculo ya vistos anteriormente.

Es recomendable, cuando haya datos sufi -- cientes, aplicar como mínimo dos métodos, a fin de poder seleccionar mejor el gasto máximo.

- d).- Con los gastos máximos elegidos para cada dren analizado, se obtiene un coeficiente unitario -- de drenaje, dividiendo estos valores entre el -- área de influencia de cada uno.
- e).- Teniendo como coordenadas el área y el coeficien -- te unitario de drenaje, se grafican los puntos -- obtenidos en una escala semilogarítmica (absci -- sas en escala logarítmica y ordenadas en escala aritmética) y se unen mediante una línea recta).
- f).- Se limita la gráfica en sus dos extremos, con -- los siguientes criterios:
 - Hasta la máxima área de drenaje que se tenga en la zona.
 - Hasta la lámina de inundación elegida o bien capacidad del dren mínimo.

8. DISEÑO DE LAS SECCIONES HIDRAULICAS DE LA RED DE DRENAJE.-

Teniendo como datos el área drenada y el correspondiente coeficiente unitario, obtenido en la gráfica, se obtiene el gasto de diseño en cualquier punto de un dren, en base al cual se fija una sección transversal y una pendiente longitudinal.

9. REVISION DE FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DE TODO EL SISTEMA.-

Con el diseño de las secciones y gastos de la red de drenaje, se procede a efectuar la revisión del funcionamiento hidráulico de toda la red, verificando niveles de agua y razantes en las conexiones entre drenes y en todos los trayectos de la misma!

10. LOCALIZACION DE ESTRUCTURAS DE CRUCE.-

En la planeación general, se localizan todos los sitios donde se requieran estructuras de cruce de drenes, con canales o con caminos, las cuales se diseñarán con el gasto correspondiente.

La gráfica de coeficientes unitarios de drenaje para los períodos de retorno de 5 y 10 años, comúnmente empleados en el diseño de redes de drenaje, podrán ser utilizados para determinar los gastos de diseño para estructuras de cruce de poca importancia dentro de la zona de riego, pero hay que hacer cálculos especiales para la determinación de gastos de diseño para cruces importantes como son: rios con caminos de importancia y cruces de canales principales con escurrimientos de cuencas externas, ya que en estos casos el período de retorno que se considera es mayor y además es conveniente analizar las condiciones particulares de la cuenca drenada hasta el sitio de cruce.

11. REVISION DE LAS CONDICIONES DE DESCARGA DEL DRENAJE.

Con las secciones transversales, gastos, tirante y pendientes longitudinales adoptadas en el sistema - se verifica que la descarga de toda la red sea eficiente, en caso contrario se harán los ajustes de diseño - necesarios para lograr una buena descarga.

FLM/Lstm.

19/X/78.

6

II.- SECUELA PARA DISEÑAR EL SISTEMA DE DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO EN OPERACION

En estos casos los problemas de drenaje son - difíciles ya que se tienen relaciones complicadas - de suelos, agua, cultivos y prácticas de riego que se deben valorar a fondo.

Para este caso es necesario hacer una revi- sión del funcionamiento del sistema existente para verificar la evacuación eficiente de los excedentes de agua superficial en la zona, a fin de primeramen- te corregir la deficiencias que haya en este aspek- to.

Pero generalmente los problemas de drenaje y salinidad que se presentan en los Distritos de Riego son complejos, por lo cual es necesario llevar a cabo un estudio mucho mas complicado y extenso que el descrito en el anterior caso.

La secuela a seguir para diseñar el sistema o adecuar el existente, en un Distrito de Riego, de tal modo que elimine los problemas de drenaje, ad- más de incluir prácticamente todos los puntos indi- cados en el caso anterior, comprende los siguientes pasos:

1) ESTUDIO DE LAS CONDICIONES.- La información - sobre las condiciones subsuperficiales es básica en este tipo de problemas. La información requerida in- cluye: (1) características del suelo en lo que se - refiere a permeabilidad, textura y estructura; y -- (2) espesor, posición y continuidad de los distin- tos estratos. Cuando hay pocos datos disponibles, - será necesario localizar e instalar perforaciones - de observación. El número y espaciamento de las -- perforaciones dependerá del alcance de la investiga- ción, forma y tamaño del área, etc.; de modo que el espaciamento puede variar desde algunas decenas de metros en un área pequeña que tiene problemas, a -- centenares de metros en una investigación para cong- trucción, o a kilómetros en una investigación de re- conocimiento.

Para hacer el análisis matemático de las co- diciones subsuperficiales para investigar el flujo natural, los requisitos de drenaje, o la localiza--

ción de los drenes, se requiere conocer el valor de la profundidad hasta la barrera, o conocer que la profundidad de la barrera es proporcionalmente tan grande, que su efecto es insignificante en el análisis. En áreas donde existen pozos domésticos u otra clase de pozos, la información se puede obtener revisando los registros de perforación, pero si esa información no existe, se deben hacer perforaciones de exploración e instalar dispositivos de observación para obtener la información que se necesita.

Cuando las barreras son muy profundas, la profundidad que se emplea en el método de espaciamiento queda limitada por un valor máximo de la cuarta parte del espaciamiento entre drenes; este dato suministra un valor límite para la profundidad de las perforaciones. En algunos casos se ha encontrado -- que el efecto de la profundidad de la barrera más allá de unos 10 a 12 m, tiene poco efecto en el espaciamiento de los drenes, de modo que sólo algunas perforaciones se deben hacer hasta esa profundidad. Como los drenes se instalan frecuentemente a profundidades de unos 3 m, todas las perforaciones para un estudio de drenaje subsuperficial se deben llevar hasta dicha profundidad por lo menos. Como punto de arranque para una investigación de condiciones subsuperficiales en un área para la cual existen pocos datos disponibles, los planes se pueden basar razonablemente en la siguiente distribución de profundidades:

Una perforación en 10 se profundiza hasta la barrera.

3 perforaciones en 10 se profundizan de 9 a 12 metros.

6 perforaciones en 10 se profundizan -- hasta 3 metros.

Cuando ya existe información adicional, que permite hacer cálculos preliminares del efecto de la profundidad a la barrera en el espaciamiento de los drenes, se debe reexaminar si es adecuada la distribución que se ha indicado.

Para analizar el efecto de las características subsuperficiales en la localización, profundidad y espaciamiento de los drenes, se debe dibujar

una serie de perfiles que muestren la localización, extensión y declives de los distintos estratos.

2) IDENTIFICACION DE LA ZONA DE BARRERA.- Por definición, como se usa en el Bureau of Reclamation, una zona de barrera es un estrato que tiene una permeabilidad de una quinta parte o menor, que el promedio pesado de permeabilidad de los estratos que están encima de dicha barrera. Aun cuando esta norma es arbitraria, ha resultado satisfactoria en la práctica y se puede usar hasta que exista mayor conocimiento sobre el movimiento del agua subterránea en suelos heterogéneos.

La permeabilidad pesada de los estratos de suelo se obtiene por la fórmula siguiente:

$$k_w = \frac{t_1 k_1 + t_2 k_2 + \dots + t_n k_n}{t_1 + t_2 + \dots + t_n}$$

Donde:

t = espesor de cada estrato individual

k = permeabilidad de cada estrato in situ (en el terreno).

3) ZONAS DE CONTACTO DISCONFORME.- En la formación de la corteza terrestre, hay muchos lugares en donde la erosión del viento y del agua dejó ondulada la superficie del terreno. Esto se debe, entre otras cosas, a que las áreas más densas, comunmente más duras, son más resistentes a la erosión que las áreas menos densas. Las áreas más densas son también más resistentes al movimiento interno del agua y tienen permeabilidades comparativamente más bajas. Posteriormente, en tiempos geológicos, algunas de estas áreas quedaron cubiertas con aluviones y en la época presente pueden tener una topografía superficial bastante regular y ser adaptables al riego. Bajo riego, cualquier agua en exceso se percola hacia abajo a través del material superficial, pero queda contenida detrás de los diques formados por la formación ondulada subsuperficial. Este fenómeno crea muchas veces manchas o zonas húmedas que no se pueden explicar de otra forma.

Es muy posible que el sistema normal de perforaciones de observación no revele la presencia de esta condición subsuperficial desfavorable. En áreas en donde se sabe que hay lutita subyacente y en lugares en donde los cortes profundos pueden revelar estratos ondulados de material impermeable, se debe hacer una investigación más detallada. En estas áreas, es necesario localizar y mapear estas barreras por medio de perforaciones más cercanas y proporcionar un sistema de drenaje que corte a través de los diques y que pueda drenar las masas de agua colgadas detrás de ellos.

4) ESTUDIOS DE LAS FUENTES DE ORIGEN DEL AGUA.- La presencia de agua en exceso, que crea problemas de drenaje, se puede deber a (1) precipitación, (2) aplicación del riego, (3) infiltración de masas de agua superficiales (4) presión hidrostática de un acuífero artesiano, o a una combinación de estas fuentes de origen. La fuente de origen del agua perjudicial debe ser conocida, para tomar las medidas de protección adecuadas. Si la fuente de origen del agua que causa problema de drenaje es la precipitación, la solución puede ser proporcionar drenes superficiales más adecuados; si es exceso de agua de riego, la solución puede ser la educación de los usuarios del agua, además de proporcionar drenes (pero se debe recordar, que prácticamente todos los suelos áridos requieren algo de agua de riego en exceso a la del uso consuntivo, para control de salinidad); si el exceso es trasminación, la solución puede ser el revestimiento de canales; si es presión hidrostática, la solución puede comprender la construcción de pozos de alivio. Todas estas soluciones generalmente se combinan con drenes de alivio o interceptores.

A.- PRECIPITACION.- Los registros de precipitación que se consiguen para estudiar la relación de precipitación a escurrimiento, se deben analizar también desde el punto de vista de su efecto en el escurrimiento superficial y de su efecto en el nivel de la superficie freática. La distribución de la precipitación se debe relacionar a las fluctuaciones de las elevaciones de la superficie freática, y los registros de un largo período de precipitación, se deben relacionar a los hidrógrafos de los niveles del agua para el mismo período, en donde sea posible. La coincidencia de las fluctuaciones de estos factores,

indicaría que la precipitación es dominante como fuente de agua de origen.

- B.- RIEGO.- Debido a la práctica común de aplicar cantidades de agua de riego excesivas, el problema de drenaje de una cierta área se puede rastrear frecuentemente a las prácticas de riego. Para determinar si el agua de riego en exceso es la fuente de origen de los problemas de drenaje, se deben investigar los siguientes puntos: (1) el efecto de los riegos individuales en la superficie freática, (2) la fluctuación del nivel de la superficie freática durante toda la estación de riego y durante el tiempo en que no hay riego, y (3) los cambios en las elevaciones de la superficie freática durante un período de varios años, y si es posible, antes y después de la aplicación del riego. Las prácticas de riego se deben relacionar a los tipos de suelo y a las necesidades de los cultivos; y en forma ideal, sólo se debería aplicar agua suficiente para satisfacer las necesidades del cultivo y para mantener un balance salino.
- C.- INFILTRACION.- La infiltración es la fuente de origen más importante de agua freática en muchas áreas con problemas de drenaje. La mayor parte de la infiltración se origina en las obras construídas para riego, como canales, laterales o vasos; o se origina por el riego de terrenos a niveles superiores; aun cuando en algunos casos, la infiltración puede provenir de la lluvia o del deshielo en áreas a mayor altura. La comparación de las fluctuaciones del nivel del agua subterránea, con los niveles del agua en canales y en vasos, o con la aplicación del agua de riego en terrenos a niveles superiores, puede indicar la fuente de origen del agua de infiltración. El crecimiento de tuiles, sauces y de otras plantas freatofitas, abajo de posibles fuentes de origen, es indicación de un alto nivel del agua freática y de posible infiltración superficial. Otros métodos para rastrear la infiltración comprenden el uso de colorantes, sales, (isótopos algunas veces), perforaciones de observación y piezómetros.
- D.- Presión hidrostática.- En ciertas áreas, se puede encontrar que la presión hidrostática de los acuíferos subyacentes es una fuente de agua perjudicial. Las --

presiones hidrostáticas, o artesianas, se presentan - cuando una capa de lenta permeabilidad cubre una capa permeable saturada, cuya fuente de alimentación se encuentra a elevación superior. La presión hidrostática puede forzar el agua hacia arriba, a través de la capa de permeabilidad lenta, o a través de fracturas o fallas en dicha capa. Cantidades perjudiciales de --- agua artesianas pueden existir y estar presentes, en - áreas donde viejos pozos artesianos tienen fugas debajo del terreno o cuando se permite que fluyan libremente a la superficie sin obras adecuadas que eliminen el escurrimiento superficial.

5) ESTUDIOS DEL AGUA FREÁTICA.- Los estudios de la superficie freática proporcionan mucha información interesante y necesaria respecto al problema de drenaje. En áreas donde ya existe un alto nivel de la superficie freática, esa información es esencial para entender el problema; y en áreas en donde se espera - tal cosa, es necesaria para tomar medidas preventivas. La investigación proporciona datos: de la posición, - extensión y de las fluctuaciones de la superficie --- freática; de la dirección y movimiento del agua freática; y de la indicación de las fuentes de origen del agua y de las áreas de descarga. La investigación se efectúa por medio de la instalación de perforaciones de observación y de piezómetros y por el análisis de las lecturas de medidas periódicas.

La medida de la profundidad del agua con respecto a la superficie del terreno, o al nivel del mar -- (Isobatas e Isohypsas) por medio de perforaciones de observación y de piezómetros, se efectúa con la frecuencia dictada por el problema particular bajo estudio. La frecuencia puede variar desde lecturas diarias hasta trimestrales, pero en general, las lecturas deben ser mensuales, por lo menos. Las lecturas tienen por objeto establecer un registro de las fluctuaciones del nivel de la superficie freática a través del tiempo, que refleje todos los factores que -- afectan a la superficie freática. Se necesita por lo menos un ciclo anual completo, para que se reflejen - todos los factores; de modo que éste es el mínimo registro que debe estar disponible antes de emprender - la localización y el diseño de un sistema de drenaje.

Los datos con respecto a las observaciones de la

superficie freática no tienen sentido y son inútiles, si no existe un análisis que interprete su significado. La simple recolección de datos es un gasto innecesario, a menos que le siga el dibujo de todos los datos en forma adecuada para estudio e interpretación = de los resultados.

Los dibujos, que son útiles para analizar los -- problemas del agua subterránea son: mapas de la superficie freática, (isobatas e Isohypsas) mapas de profundidad al agua, perfiles de la superficie freática, perfiles piezométricos e hidrógrafos.

- 6.- APORTACION DEL AGUA SUBTERRANEA A LOS DRENES.- En estado natural, el agua freática sigue el ciclo hidrológico, donde una parte de la precipitación que cae sobre la superficie del terreno se percola hacia abajo, para unirse a la masa existente de agua freática, y la masa en conjunto se mueve lentamente desde una elevación superior a otra inferior. En el curso de varios siglos, los vasos subterráneos se llenan con --- agua hasta que derraman por una salida natural, como manantial o corriente superficial. En la repetición del ciclo hidrológico, la superficie freática sube durante los períodos de alta precipitación y alta percolación profunda, con el aumento consiguiente de la corriente en la salida natural. Un período de baja precipitación causa una condición inversa. Se llega a alcanzar estabilidad donde el agua subterránea y la descarga natural fluctúan dentro de una pauta establecida.

Cuando se aplica agua de riego a la superficie del terreno, aumenta la percolación y la pauta se --- trastorna. La superficie freática sube y la descarga por la salida natural aumenta. Si el agua freática se alimenta con mayor rapidez que la rapidez de viaje a dicha salida, el agua freática sube y puede alcanzar nuevas salidas que aumentan su descarga. Si la descarga no es suficiente, el agua continúa subiendo en busca de otras salidas. Cuando la continuación de este proceso, hace subir a la superficie freática muy cerca de la superficie del terreno, la producción agrícola que se inició por el riego, se afecta adversamente y entonces se deben instalar salidas artificiales en la forma de drenes. El dren desempeña la función de impedir que la superficie freática invada la zona de raíces, en la medida que sea necesaria para que no se reduzca la producción de las cosechas. Una profundi--

dad aerada de 1.20 a 1.50 m. hasta la superficie freática, se considera generalmente satisfactoria, y el valor exacto de la profundidad de diseño depende de las condiciones locales, incluyendo los tipos de cultivos. Después que se instalan los drenes y que continúa el riego, la salida natural del agua subterránea continúa funcionando y sigue descargando agua con mayor rapidez que durante el período de su estabilidad original. En consecuencia, los drenes no tienen por objeto retirar toda la percolación profunda, porque una porción de ella, sale a través de la salida natural.

Los datos obtenidos por la observación de la operación de un sistema de drenaje, son los mejores para uso en la determinación de la capacidad de diseño de un nuevo sistema, siempre que, suelos, sistemas de cultivo, clima, manejo del agua y otras condiciones, sean relativamente semejantes. Se debe hacer todo el esfuerzo posible, para obtener información de esa clase, antes de decidir el valor de la capacidad de diseño. La medición de los gastos en drenes, en distintos lugares, proporciona información muy valiosa en lo que se refiere a los límites generales de la capacidad de diseño, para drenes que sólo conducen el exceso de agua subterránea y que no llevan escurrimiento superficial de las parcelas regadas. Los datos de drenes de un proyecto cercano, que tenga condiciones similares, probablemente son los mejores para efectuar una comparación, pero también es posible usar datos de otros proyectos, analizando la diferencia de condiciones. Incidentalmente, los datos que se refieren al gasto de agua subsuperficial que se elimina por drenes, son relativamente escasos. Los ingenieros de drenaje deben hacer todo el esfuerzo posible para obtener datos adicionales; junto con información relativa del área servida por el dren, del programa de riego, de la percolación profunda probable y de las características del suelo, y dichos datos se debieran publicar o diseminar en alguna otra forma. Medidas reales hechas en lugares diferentes, indican que una capacidad media de diseño de 17.6 litros por segundo por kilómetro de dren, o una capacidad de 0.233 litros por segundo por hectárea (1 metro cúbico por segundo por cada 4,287 hectáreas) sería suficiente en condiciones normales. Las mediciones de gasto varían sin embargo, desde 9 hasta 53 litros por kilómetro de dren y desde 2,144 hasta 7,146 hectáreas por m^3/s .

Donde no existen datos de experiencia, se puede usar la siguiente fórmula, para obtener el valor aproximado de la cantidad de agua que entra a drenes espaciados de alivio, proveniente de percolación profunda, cuando los drenes están arriba de la barrera:

$$q_p = 0.0000727 \frac{y k D}{L}$$

donde:

q_p = gasto en metros cúbicos por segundo por metro de longitud de dren, proveniente de percolación profunda.

y = ascenso máximo permisible de la superficie freática arriba de la plantilla del dren, metros,

k = permeabilidad media pesada del perfil del suelo entre la máxima superficie freática y la barrera, metros por día,

D = suma de la altura del dren sobre la barrera más $\frac{y}{2}$, metros, y

L = espaciamiento entre los drenes, metros.

Las literales de esta ecuación se relacionan a las literales y croquis mostrados en la Figura 1 del capítulo C.5.1.

Para el caso en que el dren descansa justamente encima de la barrera, la fórmula aplicable es:

$$q_p = 0.0000463 \frac{k H^2}{L}$$

donde:

q_p = gasto en metros cúbicos por segundo por metro de dren, proveniente de percolación profunda,

k = permeabilidad media pesada del perfil del suelo comprendido entre la elevación máxima de la superficie freática y el dren, metros por día.

H = altura máxima permisible de la superficie --

freática, arriba de la plantilla del dren, -
metros, y

L = espaciamiento de los drenes, metros.

Las literales de esta ecuación corresponden a --
las literales y croquis que se muestran en la Figura
2 del capítulo C.5.1.

C.4.- CRITERIOS DE DISEÑO PARA DRENES ABIERTOS

Existen dos tipos generales de drenes abiertos; drenes someros y drenes profundos. Los drenes someros se usan normalmente para retirar el escurrimiento superficial que proviene de los desperdicios de riego y de las aguas pluviales. Este tipo de dren proporciona muy poco drenaje subsuperficial y se considera simplemente como una zanja para conducir agua de desperdicio o como un cauce para las aguas pluviales. Los drenes profundos se usan no sólo para proporcionar drenaje subsuperficial, sino también para los sistemas de drenaje cubierto como para los sistemas de drenaje superficial somero. Los criterios de diseño son aproximadamente los mismos para ambos tipos de drenes.

La teoría y los detalles de diseño hidráulico de los canales abiertos se presentan en forma completa en muchos libros de texto de hidráulica, de modo que sólo los criterios que pertenecen al diseño de drenes se presentan aquí.

1) Coefficiente de rugosidad.-Se recomienda utilizar para el coeficiente de rugosidad a un valor de $n = 0.030$ a 0.035 para el empleo de la fórmula de Manning, en drenes nuevos de sección trapezoidal.

2) Velocidades.- En el diseño de drenes abiertos es necesario adoptar velocidades que por un lado no produzcan erosión y pongan en peligro la estabilidad de la sección del dren, y que por el otro no produzcan el azolvamiento de los mismos.

Por lo que respecta a las velocidades máximas permisibles, se ha observado que los valores siguientes han dado resultados satisfactorios en cada uno de los tipos de materiales indicados:

| tipo de suelo | velocidad max.
m/seg. |
|--------------------|--------------------------|
| 1. Arcilla | 1.2 |
| 2.- Limo Arcilloso | 1.0 |
| 3.- Limo Arenoso | 0.80 |
| 4.- Arenoso Ligero | 0.40 |

En cuanto a la velocidad mínima que se recomienda adoptar para evitar azolvamiento excesivo en un dren se propone : el valor de 0.40 m/seg.

En suelos de textura dudosa puede ser necesario - hacer análisis de fuerza tractiva para determinar la - probable estabilidad del cauce de drenaje. El objetivo que se persigue, es construir un cauce relativamente - estable, que no se erosione ni tampoco esté sujeto a - depósito de cantidades objetables de sedimento.

La mayor parte de las áreas que están propensas a problemas de drenaje son relativamente planas, y tienen elevación muy limitada, arriba de la superficie -- del agua en los cauces de salida, en donde se debe descargar el agua de drenaje. Entonces, normalmente, los gradientes mínimos, más bien que los máximos, son el - factor de control. En algunos casos, aún con los gradientes mínimos en todo el sistema de drenaje, es necesario proporcionar plantas de bombeo, para elevar el - agua de drenaje hacia el río, hacia un cauce de salida o hacia un lago. La pendiente máxima posible bajo las condiciones topográficas es la deseable, siempre que - la velocidad se conserve debajo de aquella que resultaría en erosión significante. Cuando las pendientes superficiales son escarpadas, es necesario construir estructuras para controlar las velocidades.

3) Profundidad del dren.-La profundidad de un dren - somero que conduce aguas superficiales, está controlada sólo por la cantidad de agua que se tiene que conducir; en tanto que la profundidad de un dren subsuperficial, para controlar el nivel de la superficie freática, queda afectada, además de la cantidad de agua que tiene - que conducir, por el espaciamiento de los drenes y por las limitaciones del equipo de construcción. El caso - de diseño más difícil, es aquel en que se requiere que el dren reciba agua de drenes tributarios, que conduzca agua de avenidas y de desperdicios de granjas; y -- que además reciba aportaciones de agua subterránea en toda su longitud. En primer lugar, debe ser suficientemente profundo para que la superficie del agua que fluye por él, quede abajo de la superficie freática. Esto permite que el dren capture agua subterránea, y mientras mayor es la profundidad del dren, mayor es su área de influencia. En segundo lugar, la profundidad debe - ser suficientemente grande para que los drenes tributarios puedan descargar en él. La elevación de la superficie del agua en el dren colector, no debe ser mayor que la elevación que tiene el agua en el dren tributario. En tercer lugar, se debe dar un margen adicional de capacidad, para poder conducir las aguas de avenida. Normalmente este último problema no es serio en un sis

tema completo que consiste de drenes abiertos, porque cuando se satisfacen los dos primeros requisitos, la capacidad en exceso, que usualmente acomoda la mayoría de los gastos de avenida. Puede ser que los gastos de avenida eleven el nivel del agua en el dren a un nivel más alto que la elevación del agua freática, lo cual impide que el dren recoja agua subterránea, pero esta condición es temporal y no es perjudicial. En ciertas áreas, en donde las avenidas repentinas pueden ser frecuentes donde existen problemas de niveles en la descarga, o bien cuando los suelos son altamente erosionables, puede ser económico proporcionar sistemas separados para drenaje subsuperficial y para drenaje de agua de avenidas.

Cuando los drenes tributarios son drenes cubiertos, la plantilla del dren colector abierto, debe estar abajo de la plantilla de los drenes cubiertos, como ya se indicó anteriormente, a profundidad suficiente para proporcionar el tirante normal de flujo (agua subsuperficial más desperdicios de granjas) en el dren abierto, más una profundidad adicional, que permite el manejo de algo de agua de avenidas en el dren abierto, sin remansar en el sistema de drenes cubiertos, y que compense por algunos resbalamientos u obstrucciones en los bancos de la zanja, entre los períodos de limpieza, nuevamente en este caso, un ascenso ocasional del nivel del agua debido a avenidas mayores poco frecuentes no es perjudicial. Esta profundidad adicional debe ser de unos 45 cm. si es económica y físicamente posible; pero puede ser tan baja como 15 cm. si los bancos son estables, o si la profundidad adicional del dren abierto resulta inaceptable por otras razones.

En general, los drenes abiertos que se diseñan para evacuar aguas subsuperficiales tienen una profundidad, mínima como ya se dijo, dentro del intervalo de 2.50 a 2.80 m. para proporcionar el mejor balance entre el costo de los drenes y su espaciamiento. Ocasionalmente, pueden ser o menos profundos o más profundos, dependiendo de las condiciones locales; la más importante es la localización de los estratos permeables e impermeables subyacentes.

4) Sección de los drenes. - sección transversal del dren se debe aproximar tanto como sea posible, a una sección trapecial.

Los taludes de los cortes dependen del tipo de ma

terial a través del cual se excava el dren. Los taludes laterales deben ser mayores que el ángulo de reposo del material saturado, por lo menos hasta la altura del talud que quedará mojada cuando el dren esté funcionando. Arriba de la línea de saturación los taludes pueden ser iguales al ángulo de reposo del material seco. En los materiales en los que se excavan los drenes usualmente, los taludes laterales se conservan ordinariamente entre 1.5:1 y 2:1; pero en algunos materiales pueden ser mayores o menores, en cuyo caso debe fijarse un valor de acuerdo a los estudios de Geotecnia que se hayan realizado.

En general, se proporciona banquetas entre la orilla del corte y el camino o el bordo de desperdicio, debido a que proporcionan capacidad adicional al dren y proporcionan estabilidad en la sección al alejar la carga del bordo de desperdicio. El ancho mínimo del fondo de los drenes queda influenciado por el tipo del equipo de excavación y de mantenimiento disponible que se usa. Si se usa draga de arrastre, no hay ventaja en escoger un ancho inferior al ancho del bote, usualmente se adopta un ancho de plantilla mínimo de 1.00 m.

En los casos en que se necesitan anchos de fondo muy grandes, para fines de control de avenidas, se debe considerar el uso de cauces pilotos en el fondo del dren. Un cauce piloto, que se puede considerar como "un dren dentro de un dren", es una pequeña zanja de capacidad suficiente para acomodar solamente el escurrimiento normal del drenaje subsuperficial. Esos cauces sirven para estabilizar el fondo de los grandes drenes, conservándolo seco y confinando al dren piloto el crecimiento de plantas acuáticas y los derrumbes; disminuyendo de este modo en forma apreciable, los costos de mantenimiento.

5) Intersecciones con drenes tributarios.- Los drenes tributarios abiertos deben entrar al dren más grande con la superficie del agua, cuando menos, a la misma elevación. Si el dren tributario conduce más de 400 litros por segundo, su alineamiento se debe curvar hacia aguas abajo en su extremo inferior, para hacer que las líneas de flujo de ambas corrientes sean casi paralelas en el punto de confluencia. Esto no es necesario para los tributarios inferiores a 400 litros por segundo, pero de todos modos mejora las características de escurrimiento y reduce los costos de mantenimiento, aún para pequeñas corrientes.

6) Entradas de agua superficial.- Nunca se debe permitir que el agua superficial que entra a un dren produzca derrame por los taludes laterales. Los bordos de desperdicio se deben construir de modo de impedirlo, y se deben proporcionar entradas con tubo para controlar el ingreso del agua superficial. Es recomendable que en la entrada de estas estructuras se dejen ranuras para agujas de madera que permitan un control en el funcionamiento de las mismas.

En los drenes principales, generalmente no se construyen entradas de agua, ya que los lotes descargan a los drenes secundarios y estos a su vez al principal. Sin embargo en ocasiones llega a ser necesaria su construcción.

Las entradas de agua deben construirse en todos sitios que se requieran, de acuerdo con la topografía, es decir en todos los puntos bajos donde haya concentración de escurrimientos. Así mismo cada lote deberá tener su respectiva entrada de agua, para la descarga de excedentes de riego y agua pluvial al sistema de drenaje.

Es recomendable tener cuando menos una entrada de agua por km. de dren.

7) Bermas o banquetas.- El producto de la excavación de la cubeta del dren, como ya se dijo en párrafos anteriores, se debe colocar a una distancia mínima de 5 m. a cada lado, en drenes grandes, formando un bordo continuo, quedando en esta forma las bermas o banquetas que son necesarias para los trabajos de conservación y para alojar escurrimientos mayores de menor frecuencia.

8) Secciones de transición.- Cuando se cambia la profundidad del cauce o el ancho del fondo, los cambios no se deben hacer en forma abrupta, sino graduales, en una distancia de unos 5 metros o más, dependiendo de la magnitud del cambio. Donde cambia la profundidad, la pendiente de la transición debe ser suave, para evitar socavación. Las secciones de transición se deben localizar arriba de la entrada de los drenes laterales. Es más sencillo cambiar, o el ancho del fondo, o la profundidad, en lugar de cambiar ambas cosas; sin embargo, en algunos diseños de transiciones, ambos cambios son necesarios.

9) Capacidades de diseño.- Los cauces de los drenes de

superficie se deben diseñar para el escurrimiento pluvial solamente y no se necesita dar ninguna capacidad adicional para el desperdicio de riego. La razón es -- que normalmente, el valor del escurrimiento pluvial es tan grande en comparación con el gasto del desperdicio de riego, que la adición de la cantidad más pequeña a la más grande, sería un refinamiento innecesario. En general, el escurrimiento pluvial para dimensionar la cubeta, debe ser el que se obtiene para la tormenta de frecuencia de 1 en 5 años, a menos que haya informa---ción disponible que justifique apartarse de este valor, y de 1 en 10 años para que quede alojado dentro de las bermas. La capacidad mínima de los drenes superficia--les queda terminada principalmente por el tamaño del - equipo de construcción disponible. La regularización - del escurrimiento pluvial que resulta de la inundación de los campos, se debe tomar en cuenta para estimar la capacidad de los drenes superficiales, pero no se debe permitir encharcamiento de tierras arables por perío--dos que excedan de 48 horas.

Las capacidades para los drenes abiertos colectores deben ser suficientes para conducir el escurrimiento normal de las aportaciones el agua fréatica y del - desperdicio superficial de riego, más el gasto pluvial estimado, más las cantidades entregadas por los drenes de alivio y los interceptores a dichos drenes colectores.

Las capacidades para los drenes abiertos de salida, deben ser suficientes para conducir los gastos de los drenes colectores.

Los cauces para el desagué del desperdicio de los canales, generalmente se convierten en drenes, y conducen juntamente las aguas de desperdicio y de drenaje - al punto de eliminación. En este caso, la capacidad -- del dren se debe diseñar para que incluya el gasto de desperdicio que se espera.

10) Descargas. - Los drenes principales descargan a un río, lago, zona baja de inundación o al mar directamente, conservándose la misma sección típica hasta su punto de descarga.

Tratándose de descarga de los drenes a los ríos, lagos o zonas bajas de inundación se procura que el -- desnivel mínimo entre los suelos agrícolas y el nivel

normal del río, sea de 2.50 a 3.00 m. mínimo, el que se ha considerado necesario para una eficiente operación de sistema de drenaje. Cuando esto no es posible, hay necesidad de instalar un equipo de bombeo para mantener en el sistema de drenaje los 2.50 a 3.00 m. mínimos requeridos.

Tratándose de las descargas de los drenes principales al mar, se procura que el nivel normal de las aguas del dren en su punto de descarga al mar estén sobre el nivel medio de las mareas, con lo cual se evita el bombeo para descargar las aguas del drenaje al mar.

Para lograr esta condición se limita el área del distrito a una elevación de 5 m. ó más sobre el nivel del mar con la que se cuenta con desnivel suficiente para dar los 2.5 a 3.0 m. mínimos que requiere el drenaje dentro del distrito y además con 2.0 a 2.5 m. para dar pendiente al cauce del dren en su tramo muerto fuera del distrito.

Esta solución obliga a dejar una franja sin riego entre el mar y el Distrito, lo que no crea problemas por falta de tierra debido a que generalmente en las Zonas donde se construye la mayoría de los distritos de Riego en México, hay tierra de sobra y lo que falta es agua para irrigarlas.

En los casos excepcionales en los que las tierras del riego llegan prácticamente a la orilla del mar, --descarga de las aguas de drenaje tienen que hacerse --por medio de Bombeo, con el grave inconveniente, que no solo se tiene que bombear el agua correspondiente al distrito sino además el agua de mar que se filtra a los suelos colindantes con el mar, lo que aumenta los costos de operación y mantenimiento del Distrito.

11).-Estructuras.- Las estructuras de los drenes abiertos consisten de: entradas al dren; caídas y rápidas; y cruces con caminos, ferrocarriles y canales. El diseño estructural real, se debe hacer de acuerdo con las directivas y normas que la Secretaría tiene establecidas para estos casos.

Las entradas pueden ser de tubería de concreto, metal corrugado, asbesto, etc. El tubo metálico puede ser galvanizado, bañado en asfalto, o con asbesto adherido, dependiendo de la corrosividad del suelo. Esta -

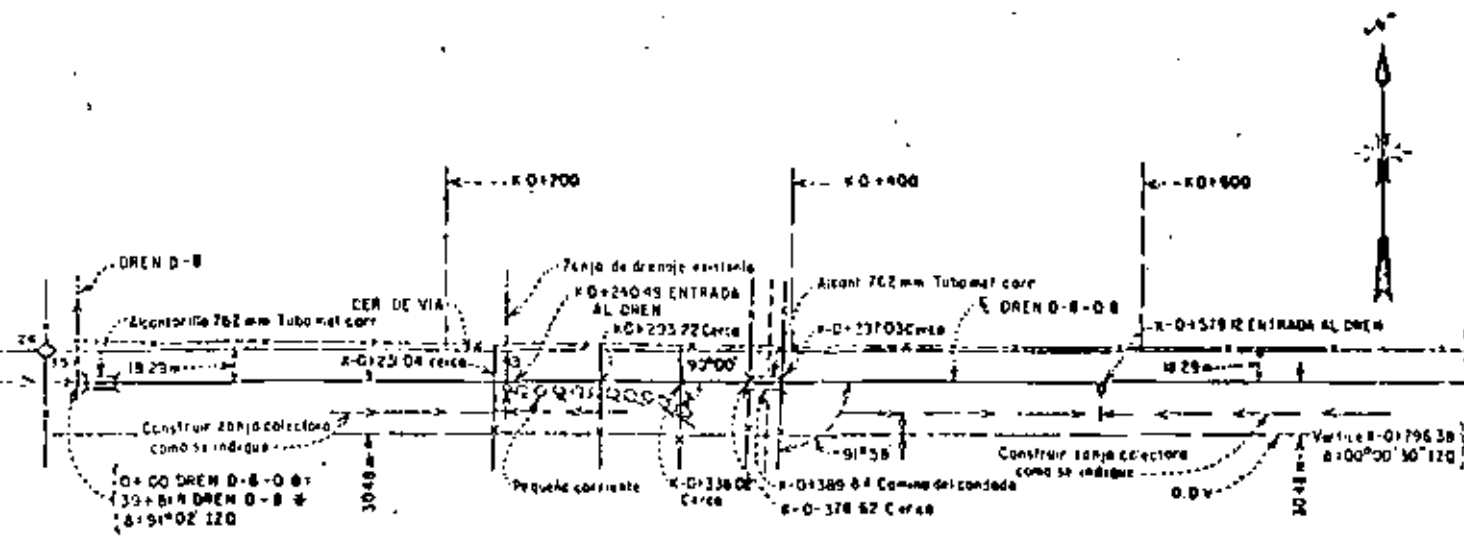
se puede determinar mejor por la experiencia que exista en el área con alcantarillas de caminos, estructuras de drenaje existentes y otras estructuras. El tamaño mínimo de las tuberías debe de ser de 457 mm, para aminorar los costos de operación y mantenimiento; la velocidad en el tubo no debe exceder de 3 m. por segundo, y la pendiente mínima del tubo debe ser 0.01. El extremo de salida se debe prolongar 30 cm. más allá de la orilla de la superficie normal del agua en el drén, de modo que el agua del tubo no caiga en el banco ni lo erosione y este extremo debe quedar como 45 cm. --- arriba de la superficie normal del agua (ver Figura 4). Se pueden usar tubos múltiples si se requiere. No se necesita construir muros de cabeza, aun cuando se puede requerir protección con roca en las estructuras --- más grandes. El relleno de tierra alrededor de los tubos debe ser compactado, en toda su longitud y 30 cm. encima del tubo. No se necesitan collares.

Las estructuras convencionales de rápida se deben usar cuando sean apropiadas. Las estructuras de caída se deben usar cuando por la pendiente del terreno y tipo de suelo, sea necesario controlar la velocidad del agua dentro de los límites de seguridad, se recomienda que la altura mínima de caída sea de 2.00 m. para que se justifique la construcción de la estructura.

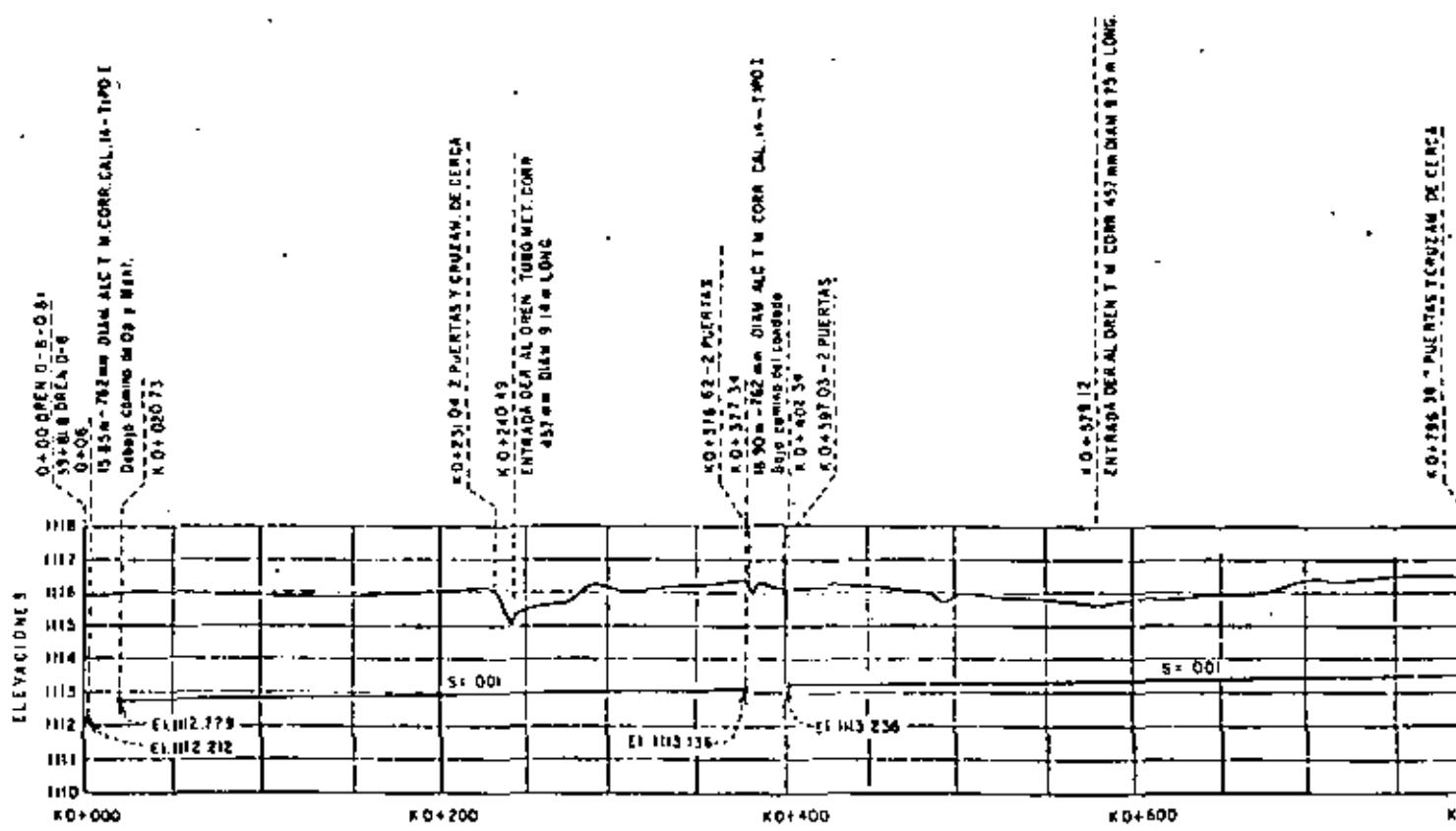
Los cruzamientos pueden ser de tubería de metal o de concreto, dependiendo de la importancia del cruzamiento, que se mide por la magnitud de la pérdida que resultaría de su fracaso. Si los suelos son agresivos o el agua es agresiva, el tubo debe estar protegido -- para alcanzar una vida económica. Los cruzamientos de caminos, ferrocarriles y canales importantes, se deben diseñar para avenidas que correspondan a la tormenta de frecuencia de 1 en 25 años; para los cruzamientos de menor importancia se pueden usar las avenidas que resultan de tormentas de 1 en 10 años; y las avenidas que corresponden a tormentas de frecuencia de 1 en 5 años, se pueden usar para los cruzamientos de los caminos secundarios o de las zanjias de granja dentro de -- los campos.

12) Bordos camino.-- Si los bordos formados con el producto de la excavación son continuos y se les da una corona de 5 m. y una rasante apropiada para el tránsito de vehículos, se puede obtener en camino de acceso a las parcelas la mayor parte del año, por estar alojado en terraplén, requiriendo un mínimo de trabajos de conservación. Se recomienda dar al camino una pendien

te transversal hacia afuera del dren de un 2% mínimo, para evitar que la lluvia arrastre material hacia el cauce del dren.



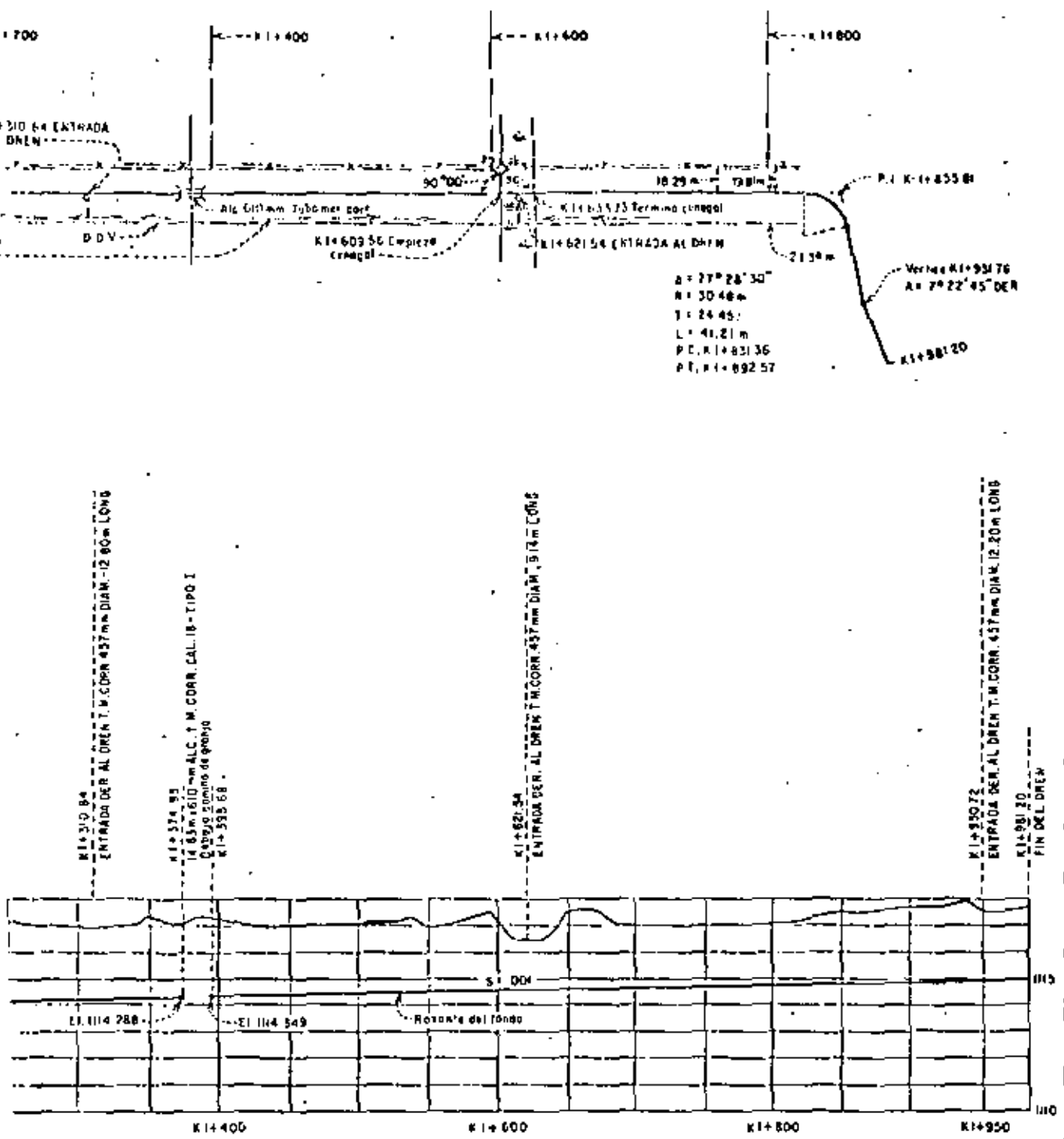
1. Esquema original del DREN en el plano U.S.B.R.



PROPIEDADES HIDRAULICAS

n = 0.030

| TRAMO | b(m) | s | Q - m ³ /s | | d (m) | A (m ²) |
|---------------------|-------|------|-----------------------|----------|-------|---------------------|
| | | | NORMAL | TORRENTE | | |
| 0+020.73 a 0+402.54 | 1.219 | .001 | 0.155 | 0.936 | 0.274 | 0.448 |
| 0+402.54 a 0+938.17 | 1.219 | .001 | 0.113 | 0.653 | 0.215 | 0.310 |
| 0+938.17 a 1+621.54 | 1.219 | .001 | 0.071 | 0.509 | 0.183 | 0.273 |
| 1+621.54 a 2+006.19 | 1.219 | .001 | 0.028 | 0.311 | 0.091 | 0.124 |

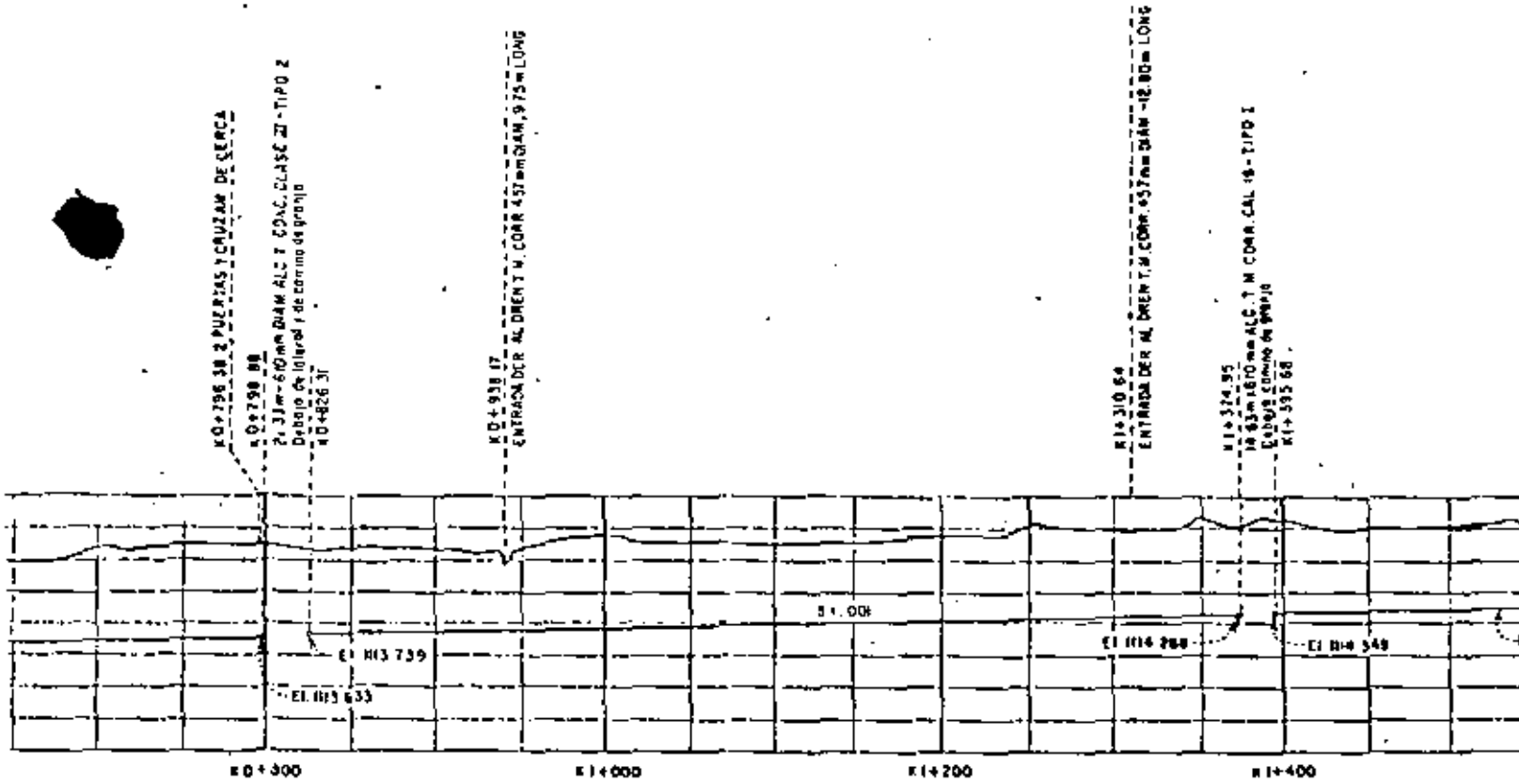
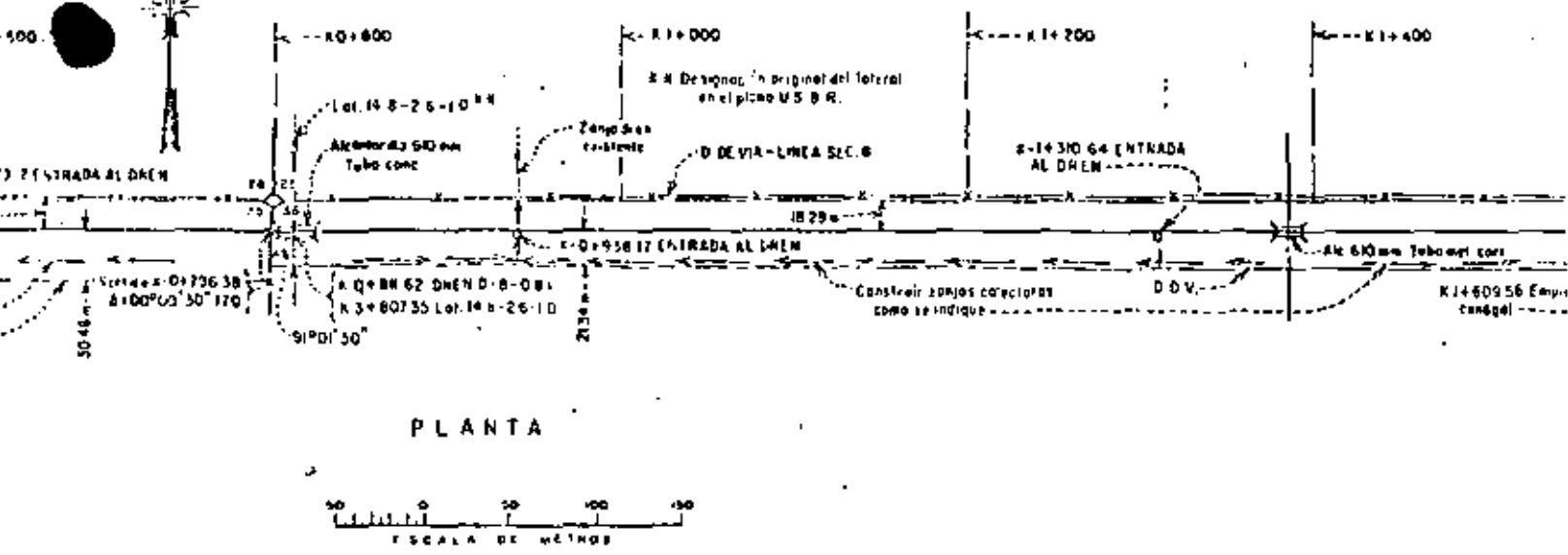


CONDICIONES GENERALES PARA DRENES

- elios.
- su origen en el punto más bajo.
- en plano 103-D-664 (Fig 3-Parr. 526.15)
- y entradas a drenes ver plano 103-D-683 (Fig 4-Parr. 526.17)
- datos hidráulicos normales de la tabla corresponden a las aplicaciones de riego de riego.
- condiciones hidráulicas correspondientes de la tabla, sea para el Qvar.
- vertical estimado para una tormenta de frecuencia uno en 5 años aproximadamente.
- a planta, acomodar en el alineamiento una curva de 15m de radio,

DATOS DE DISEÑO
DREN ABIERTO TÍPICO
PLANTA Y PERFIL

modificada dentro del derecho de vía según se indique.
 en los planos del dren. El espacio para (1)º) para 2 de 45º



AULICAS

| ENTRADA | d (m) | A (m ²) | Y (m) | V (m/s) |
|---------|-------|---------------------|-------|---------|
| | 0.274 | 0.448 | 0.201 | 0.547 |
| 36 | 0.304 | 1.593 | 0.427 | 0.588 |
| | 0.330 | 0.165 | 0.344 | |
| 53 | 0.379 | 1.211 | 0.366 | 0.559 |
| | 0.183 | 0.273 | 0.146 | 0.759 |
| 09 | 0.518 | 1.036 | 0.555 | 0.491 |
| | 0.091 | 0.124 | 0.079 | 0.229 |
| 17 | 0.396 | 0.719 | 0.271 | 0.435 |

NOTAS GENERALES PARA DRENES

Dimensiones y elevaciones en metros.
 El codenamiento del dren tiene su origen en el punto mas bajo.
 Para secciones típicas de dren ver plano 103-D-664 (Fig 3-Parr. 525.15)
 Para detalles de alcantarillas y entradas a drenes ver plano 103-D-683 (Fig 4-Parr. 5)
 El gasto Q normal y las propiedades hidráulicas normales de la tabla corresponden a las condiciones de flujo subsuperficiales mas el flujo de retorno de riego.
 El gasto Q para tormenta y las propiedades hidráulicas correspondientes de la tabla, son para flujo superficial mas el escurrimiento superficial estimado para una tormenta de frecuencia uno en 5 años.
 En donde se indican vertices en la planta, acomodar en el alineamiento una curva de 15m de radio si es factible.
 El trazo de los drenes puede ser modificado dentro del derecho de via segun se indique.
 Cuando se indique se pondra grava en los taludes del dren. El espesor sera 0.15 para taludes con pendientes menores y 0.30 para pendientes mayores de 45°.

C.5.- CRITERIOS DE DISEÑO PARA DRENES CUBIERTOS

Los drenes cubiertos se usan cuando su costo anual calculado es inferior al de los drenes abiertos. El cálculo de los gastos anuales debe incluir, además de los costos de construcción y mantenimiento, los costos de derechos de vía y la pérdida de ingresos al proyecto por la tierra quitada en los drenes abiertos. Existe también un cierto valor estético entre drenes abiertos y cubiertos, pero el valor monetario de esto es difícil de establecer.

En general, los drenes cubiertos se deben usar sólo para coleccionar y remover agua freática; pero en ciertos casos especiales, se usan para conducir además aguas pluviales o del exceso de agua de riego. Las desventajas de descargar agua superficial en un dren cubierto son que: (1) los drenes cubiertos de tamaño pequeño se tapan fácilmente y (2) los tamaños son obligadamente grandes y costosos para conducir en forma adecuada el escurrimiento pluvial.

1) Los drenes cubiertos consisten de tubería enterrada provista de aberturas a través de las cuales puede entrar el agua. El agua recibida se conduce entonces por la tubería hasta el punto de eliminación. El tubo se fabrica generalmente de barro o de concreto, pero puede ser de material plástico o de cualquier otro material que desempeñe la función y resista el deterioro.

Algunos tipos de tubería se fabrican con agujeros o con dispositivos especiales similares para permitir la entrada de agua, pero estos tubos generalmente son demasiado costosos para uso general. El tubo ordinario de drenaje, de barro o de concreto, se instala dejando aberturas de 3 mm entre secciones de tubo, y esto permite que entre agua a la línea por dichas aberturas. Cuando las líneas de drenaje se instalan debajo de canales, y algunas veces debajo de ferrocarriles o de caminos, la abertura se cierra y se sella, por los métodos que se usan en la construcción de tubos de albañal, para evitar posible tubificación hacia la línea de drenaje y el daño que resultaría para la estructura que queda encima. La tubería de drenaje se fabrica con extremos lisos, o de macho y campana. En los dos últimos tipos, las secciones adyacentes se enchufan, de modo que son más fáciles de colocar y de conservar en línea y en pendiente que las se

cciones que tienen extremos lisos.

2) Las especificaciones adecuadas para tubos de concreto simple (sin refuerzo) para un dren cubierto, -- pueden ser algunas de las designadas ASTM C14, C412, C118, o C444, de publicación más reciente que comprendan las últimas modificaciones. Además de los requisitos de estas especificaciones, se deben satisfacer -- los siguientes:

- A.- Se debe usar un mínimo de 419 kg. de cemento resistente al sulfato (tipo V USBR) por metro cúbico de concreto.
- B.- Se debe curar el concreto un mínimo de 72 horas al vapor entre 43° y 60°C, o se debe curar con humedad continua durante 7 días, con toda la superficie del concreto continuamente humedecida durante los periodos mencionados, para cada tipo de curado.
- C.- La máxima absorción del concreto que se admite es 6.5 por ciento en la prueba de ebullición de 5 horas.
- D.- Los tubos se deben secar al aire por no menos de 30 días antes de su colocación en el terreno.
- E.- No se debe usar cloruro de calcio en el concreto que se emplee para los tubos.

Estos requisitos adicionales se consideran necesarios, para producir tubo que tenga larga vida cuando se coloca en el terreno, en continuo contacto con el agua. Cuando el tubo de concreto se usa para pozos para hombre, o cuando se usa concreto reforzado debajo de ferrocarriles o en otras localizaciones especiales, se debe usar cemento resistente al sulfato para fabricar el concreto.

Las especificaciones para tubo de barro para drenes cubiertos pueden ser algunas de las ASTM C4, C13, o C200, que sean adecuadas.

3) Salidas para eliminación. Los drenes abiertos -- profundos, o los cauces de drenaje natural, comunmente proporcionan la salida para los sistemas de drenes cubiertos; sin embargo, a veces es necesario descargar los drenes cubiertos hacia un sumidero o cárcamo, para eliminar el agua de drenaje por bombeo, hacia --

drenes superficiales someros. Una consideración muy portante al planear un sistema de drenaje cubierto, estudiar completamente las condiciones y requisitos de la salida para eliminación, la que debe funcionar en forma satisfactoria.

4) Profundidad de los drenes cubiertos.

La profundidad de los drenes cubiertos es un asunto fundamental, porque el éxito o el fracaso de todo el sistema de drenaje puede depender de este factor. La profundidad depende usualmente de la elevación de la salida de descarga, de la topografía general de la superficie del terreno y de la posición en el perfil del suelo del acuífero, o estrato conductor del agua subterránea, todo en relación con la elevación que se requiere para la superficie freática. Como la función principal de una línea de drenaje es coleccionar y remover el agua subterránea, la tubería se debe colocar, si es posible, en un estrato de textura relativamente gruesa. Si la línea de drenaje se debe colocar obligadamente en un estrato de baja permeabilidad, en tramos cortos, es doblemente importante que la envoltura de grava sea de espesor completo y de graduación apropiada, para favorecer la entrada del agua de drenaje hacia el tubo (ver párrafo). Generalmente, 1.50 m es la profundidad mínima a la que se debe colocar la tubería, y una profundidad de 2.40 m o mayor es preferible.

5) Pendiente y alineamiento.

La instalación y funcionamiento apropiado de una línea de drenaje requiere un rígido control de líneas y pendientes. La pendiente mínima para una línea de dren cubierto debe ser alrededor de 1 m de caída por kilómetro. Son preferibles pendientes más escarpadas. Mientras más escarpada es la pendiente, hay menor probabilidad de que el sedimento tape al dren y los requisitos de control para su instalación son menos rigurosos.

6) Envoltura de grava.

Como los drenes cubiertos pueden estar localizados en materiales de todas clases, es buena práctica instalar la tubería dentro de una envoltura de grava. Esa envoltura sirve para estabilizar el material de base y proporciona una vía permeable para que el agua se

encamine hacia las uniones abiertas de las tuberías, - desde el material de base. Además de la envoltura de - grava, las uniones abiertas entre las secciones de tuberías de extremos lisos, se deben cubrir en la parte superior y a los lados con papel asfaltado, del que se usa en edificios, para impedir que las partículas más - finas del material de la envoltura caigan por la ranura bajo la acción de la gravedad. Una envoltura de grava de espesor inferior a 10 cm alrededor del tubo probablemente sería suficiente, pero la dificultad física de colocar una envoltura uniforme de material de espesor delgado, hace que resulte más económico especificar un espesor de 10 cm como mínimo.

La grava de mejor clase para envoltura de drenes agrícolas, es la que está bien graduada en el intervalo de sus partículas más finas a sus partículas más -- gruesas. No debe contener material de diámetro mayor - de 38 mm, porque los tamaños más grandes podrían rajar el tubo durante las operaciones de relleno, y no debe tener cantidades significantes de material más fino -- del tamiz número 30, porque los tamaños más finos tienden a obstruir el paso del agua.

- 7) Ranura entre uniones, longitudes de las secciones de tubería y permeabilidad de la envoltura de grava.

Al diseñar un dren cubierto, se supone que la tubería acepta el agua de drenaje tan pronto llega a la línea del dren y que la transporta por el tubo en escurrimiento libre sin presión. Si no se satisfacen estas condiciones, las líneas no funcionarán adecuadamente y el terreno no quedará drenado con efectividad. Para satisfacer la primera hipótesis, se necesita que se estudie la relación que existe entre la permeabilidad de - la envoltura de grava, la longitud de las secciones de tubo y la dimensión de la ranura entre secciones; y para satisfacer la segunda, el diámetro de la tubería y su pendiente deben ser suficientes para conducir y alejar el agua tan pronto entre a la tubería.

Las relaciones teóricas que existen entre el gasto, la permeabilidad de la envoltura de grava, y la -- pérdida de carga durante la convergencia del flujo hacia las ranuras entre las secciones de tubo, ha sido - desarrollada por el Sr. W. T. Moody del Bureau of Re-- clamation. La relación es válida bajo todas las condi-

ciones de una tubería de un dren cubierto, desde vacía hasta completamente llena, pero no es válida si la tubería está bajo presión. Moody concluyó, que el aumento del ancho de la ranura es una manera muy poco efectiva de aumentar la rapidez de aportación de agua al dren. El examen de sus resultados demuestra que es mucho más efectivo el aumento de la permeabilidad de la envoltura de grava en el aumento de la rapidez de aportación.

Las curvas y las ecuaciones que se presentan en la Figura 2, proporcionan un medio para calcular las relaciones para cualquier grupo particular de condiciones. Las curvas de la Figura 3 a la 9 se calcularon para cumplir con ciertas condiciones y se recomiendan para su uso en diseño. Hay una figura para cada diámetro de tubo y hay una curva para cada sección de instalación de tubo. Las curvas están dibujadas con el gasto de diseño de aportación a la tubería como abscisas, y con la permeabilidad de la envoltura de grava como ordenadas. Las condiciones son: la ranura es de 3 mm de ancho (1/8 de pulgada), que se considera amplio para dejar pasar la cantidad de agua que se requiere y suficientemente pequeño para impedir que cualquier cantidad significativa de grava entre a la tubería a través de la ranura; el valor de H en la figura 2 es igual a $b+nb$, lo que significa que la superficie libre del agua coincide con la parte superior de la envoltura de grava (este valor de H es la carga máxima permisible para la entrada de agua hacia el interior del tubo); y la envoltura de grava tiene 102 mm de grueso (es decir $nb = 102$ mm). En la Figura 3 se muestra una curva que fué calculada para una ranura de 6 mm. La comparación de las curvas ilustra sobre el valor relativo de duplicar el ancho de la ranura es una forma inefectiva de aumentar la rapidez de aportación.

Para el diseño, las curvas se pueden usar de varios modos. El gasto de entrada de diseño siempre es un dato y se puede considerar como punto de partida. Además, si una cierta longitud de tramo de tubo se puede conseguir más fácilmente que otra, la permeabilidad mínima requerida de la envoltura de grava se puede obtener de las gráficas. O bien, si se conoce qué grava se va a usar, y su permeabilidad ha sido determinada, la longitud máxima permisible de los tramos de tubo se puede encontrar. Cuando se conocen el

gasto de entrada de diseño y la permeabilidad de la en voltura de grava, se puede fijar el punto que corres-- ponde a esas coordenadas en una o más de las figuras, y cualquier condición representada por las curvas que están a la derecha de dicho punto, satisfará el requi-- sito. Se debe hacer notar que hay casos donde se cons-- truye una línea de drenaje a través de un estrato de - material base permeable. En estos casos, el material - base se debe probar, para ver si su permeabilidad sa-- tisface los requisitos. Si los cumple, no hay necesi-- dad de importar material para envoltura de grava, por-- que entonces el material excavado puede servir para es-- te fin.

Como ejemplo, supongamos que se va a instalar una línea de drenaje cubierto de 102 mm de diámetro, donde el gasto de entrada de diseño es de $13 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$ por metro o sea aproximadamente 13 litros/s por kilómetro. Una muestra de material de arena y grava tomada de un banco de préstamo en la vecindad de la obra tiene una variación de tamaños desde el tamiz número 200 hasta - el de 76 mm. Los tamaños superiores a 51 mm se deben - separar antes de la construcción porque podrían rajar el tubo al cubrirlo durante la instalación y por lo -- mismo, deben ser retirados antes de efectuar la prueba de permeabilidad del material.

La permeabilidad de laboratorio del material alte-- rado, de una muestra representativa de los tamaños de 51 mm para abajo resultó de 812 mm por hora. Se obser-- va en la Figura 3, que para tubo de 102 mm de diámetro y tramos de 61 cm de tubo, con envoltura de grava de - 102 mm, se satisface el requisito de capacidad; y en - la Figura 4 se observa que para tubos de 152 mm de diá-- metro y tramos de tubo de 914 mm, o más cortos, con -- una envoltura de grava de 102 mm, también se satisface el requisito.

Si en el ejemplo anterior, la permeabilidad de la grava tal como se obtiene del banco, colocada como ma-- terial de envoltura, hubiera sido sólo de 508 mm por - hora, se observaría en la Figura 3 que para tubería de 102 mm, se necesitarían tramos de una longitud inferior a 61 cm. Una tubería de 152 mm de diámetro, colocada en tramos de 61 cm, sería satisfactoria, según se muestra en la Figura 4. Como las longitudes cortas de tubo son difíciles de obtener en algunas fábricas de tubo, salvo a mayor costo, se podría usar entonces la tubería de --

152 mm. para cumplir con los requisitos de diseño. Si embargo, existe otra posibilidad que se debe investigar, puesto que también satisfaría los requisitos y el costo podría ser inferior al de la tubería de 152 mm. Esta posibilidad consiste en aumentar la permeabilidad del material de la envoltura de grava cribando y separando algunas de las fracciones más finas. Si la permeabilidad se puede aumentar a 609 mm por hora, una tubería de 102 mm de diámetro en tramos de 61 cm llenaría los requisitos. La permeabilidad del material de envoltura de grava sin cribar, tal como se obtiene del banco, se debe comprobar en el laboratorio eliminando tamaños finos sucesivos por medio de las cribas, para determinar los tamaños que se deben eliminar para obtener la permeabilidad requerida, y compensar el costo del cernido en contra de la diferencia de costo de instalación de la tubería de 102 y de 152 mm, más el costo del material adicional de envoltura que se necesita para la tubería de 152 mm.

Se puede apreciar que existen muchas combinaciones posibles de diámetros de tubos, longitudes de tramos, y permeabilidades de la envoltura de grava, que satisfacen el requisito del gasto de entrada al tubo. Todas las posibilidades razonables se deben investigar, para determinar la combinación más satisfactoria y menos costosa.

8) Estabilidad del lecho de la tubería.

La condición ideal, altamente deseable, para instalar una línea de tubería, sería la de tener una trinchera estable y seca para tender la tubería. En la mayoría de los casos esto no es factible, porque la necesidad de instalar las obras de drenaje no resulta aparente sino hasta que el nivel del agua subterránea se ha elevado arriba del fondo del dren por construir. Muchas veces, la saturación hace tan inestable al material que la tubería de drenaje no se puede colocar sin tomar precauciones especiales para asegurar que se mantengan la línea y la pendiente. Es importante lograr la estabilidad, porque si una sola línea de drenaje resulta ostensiblemente fuera de la línea y de nivel, todo el sistema aguas arriba de esa tubería, pierde su efectividad.

El modo más sencillo y económico de lograr la estabilización, es agregar grava a la subrasante. Para -

ello se puede necesitar sobreexcavación en algunos casos, en otros, la grava gruesa se hunde por si sola en el material fino inestable. Usualmente es suficiente - excavar hasta la profundidad que se requiere para colocar la envoltura de grava. Cualquier mezcla de arena y grava, incluyendo la grava del material de envoltura, es adecuada para material de estabilización.

Si por alguna razón la adición de grava no estabiliza el lecho de la trinchera, puede ser necesario usar "silletas" continuas, que consisten de largueros de madera sobre los cuales se coloca la tubería. En condiciones extremas las silletas tienen que estar soportadas en pilotes o en largas estacas clavadas hasta una zona de apoyo. Las Figuras 10 y 11 muestran los diseños normales de silletas de madera para tubería de extremos lisos o con extremos de macho y campana.

9) Pozos de visita. (Pozos para hombre).

Los pozos de visita se deben colocar en los puntos de unión de dos o más líneas de la tubería de drenaje, y a intervalos convenientes como de 500 metros en las tangentes. Se deben colocar también en todos los puntos donde hay cambio de alineamiento, pero este requisito no es esencial en circunstancias especiales. Cuando los cambios de alineamiento exigen varios pozos a intervalos cercanos, por ejemplo cuando la línea debe circundar un lomo topográfico, la línea se puede trazar en una curva, o se pueden usar codos normales de tubo a intervalos apropiados. Este procedimiento es permisible sólo cuando existe certeza razonable de que los problemas de operación y mantenimiento no se aumentarán y que la posición de la línea se puede referir con seguridad para localización futura. Las reducciones de los diámetros de los tubos se deben efectuar en un pozo de visita si es conveniente, aun cuando se pueden hacer a lo largo de la línea utilizando piezas de reducción normales. No se necesita pozo de visita en los puntos donde cambia la pendiente.

Los pozos de visita deben sobresalir como 60 cm encima de la superficie del terreno natural, para que se puedan encontrar fácilmente en el campo, y se deben colocar a lo largo de las cercas, o en otros lugares donde no estorben, si es posible. No se necesita ni pozo de visita ni salida para limpieza, en el extremo superior de una línea, pero dicho extremo debe quedar tapa-

do. La localización del extremo tapado debe quedar registrada, tanto en los libros de campo, como en los planos de registro de la obra como fué efectuada.

Ha sido práctica general proporcionar un escalón dentro de todos los pozos de visita, entre las plantillas de las tuberías de entrada y de salida. El propósito del escalón es compensar las pérdidas de carga -- dentro del pozo. Esta práctica es satisfactoria, pero no necesaria, y en ocasiones crea una situación crítica y costosa en terreno plano, donde la pendiente se tiene que obtener mediante el aumento de la profundidad. Un método más racional es colocar la parte superior de los tubos de entrada y de salida en la misma elevación, porque (1) si los datos de diseño muestran que la tubería de entrada funciona a toda su capacidad al llegar al pozo de visita, la tubería de salida necesita ser de mayor diámetro y entonces, resulta inmediatamente la caída necesaria; o (2) si los datos de diseño no requieren cambio de diámetro en la tubería en el pozo de visita, ninguna tubería estará funcionando a plena capacidad, y el requisito de compensar la pequeña pérdida de carga queda satisfecho por la capacidad no usada.

La base del pozo de visita debe quedar como 45 cm del fondo del tubo de salida, para formar una trampa para el material de arrastre que pueda entrar a la tubería. El trabajo final, al término de la construcción de una nueva línea de drenaje, debe ser la limpieza de todas las trampas y la colocación de todas las tapas de los pozos. Las trampas se deben limpiar también periódicamente dentro del programa de conservación.

La Figura 12 muestra un diseño normal de pozo de visita construido con tubería de concreto. Los pozos de visita se pueden construir también con tubos de metal corrugado bañado en asfalto o con asbesto adherido, cuando esto resulta en ahorro de costo, y donde son bajas la salinidad del suelo y del agua.

10) Entradas de superficie.

En general, no se considera buena práctica admitir agua superficial a un dren cubierto y esto se debe evitar en lo posible. Sin embargo, en algunos casos, puede ser necesario eliminar pequeñas cantidades de agua superficial de esta manera.

La topografía puede obligar que una zanja abierta descargue directamente a un dren cubierto, pero más -- frecuentemente la zanja descarga en la parte superior de un pozo de visita enterrado. En cualquier caso, se deben tomar todas las precauciones posibles, para evitar que entre material al dren cubierto, que podría -- obstruir la tubería. La mínima precaución consiste en la instalación de una reja o coladera, que impida la -- entrada de grandes rocas, ramas, zacate, etc.

11) Estructuras de salida.

El extremo de salida de un dren cubierto, si no -- se protege en forma apropiada, queda expuesto a ser so -- cavado por efecto del agua que descarga. Si la socava -- ción progresara, los tramos cortos de tubería se desa -- lojarían fuera de línea y de nivel y crearían proble -- mas costosos de mantenimiento, o podrían bloquear com -- pletamente la salida del dren. La protección en contra de socavación y de derrumbe de las secciones de tube -- ría, en el extremo de salida de un dren cubierto, es -- colocar un tramo largo de 4 a 5 m de tubo de metal co -- rrugado de grueso calibre, bañado de asfalto o con as -- besto adherido, o tubo de asbesto cemento.

12) Resistencia de la tubería de drenaje.

Como los drenes cubiertos en las áreas de riego -- se colocan usualmente a profundidad considerable deba --ajo de la superficie del terreno, el tubo debe tener su -- ficiente resistencia para soportar la carga del relle -- no. Los tubos de concreto, y los de barro, se propor -- cionan para diferentes resistencias al aplastamiento; -- de modo que en el diseño es preciso tomar en cuenta la -- resistencia adecuada para el tubo, lo que es necesario -- no sólo para asegurar la línea, sino también para per -- mitir el uso del tubo más económico.

La Figura 13 da las cargas sobre tubos por metro -- lineal, que resultan del relleno con varias clases de -- material para distintas profundidades y para distintos -- anchos de trinchera. Las cargas que se dan no son exac -- tas, porque varían ligeramente con el diámetro del tubo, -- pero quedan dentro de los límites de precisión de otros -- conceptos que también afectan la carga y por lo tanto -- son satisfactorias para diseño. Están basadas en la fó -- mula de Marston, la que se puede usar si se considera -- que se necesita mayor precisión. Obsérvese que los an --

chos de la trinchera que se dan, se deben medir a la altura de la parte superior del tubo. Este valor es que se debe usar, sin importar que las paredes de la trinchera sean verticales o que tengan talud. En la Figura 14 se presenta un nomograma para resolver la fórmula de Marston.

La Figura 15 da la resistencia permisible al aplastamiento, para tubos que se colocan con envoltura de grava. Si no se coloca envoltura de grava, se debe usar sólo el 75 por ciento de estos valores como valor permisible de resistencia al aplastamiento. Los valores de la tabla suponen que con la envoltura de grava se puede alcanzar una cimentación de clase C (plantilla ordinaria, en forma de segmento circular) en tanto que se supone que la cimentación es de clase D (plantilla "impermissible") si no existe envoltura de grava. Si se proporciona otra clase de cimentación, los valores de la tabla se deben modificar en forma correspondiente. Se puede usar el siguiente procedimiento para determinar la resistencia del tubo que se requiere para una instalación particular.

- A.- Si se conocen el peso volumétrico del suelo, la profundidad de la trinchera y el ancho de la trinchera en cima del tubo, use las Figuras 13 ó 14 para determinar la carga por metro lineal que se puede esperar que obrará sobre el tubo.
- B.- Conociendo el diámetro y el tipo de tubo que se va a usar, use la Figura 15 para determinar la calidad del tubo requerido, para que sostenga la carga que se le va a imponer.

Por ejemplo, suponga que los diseños preliminares indican que se necesita un tubo de 254 mm, y que el relleno sobre el tubo tiene una profundidad de 2.59 m. Para un tubo de 254 mm con envoltura de 102 mm de grava un ancho de trinchera de 61 cm sería satisfactorio; pero se cree que el terreno no será suficientemente estable, de modo que se considera una trinchera con ancho de 76 cm a la altura de la cima del tubo.

El material para relleno será suelo superficial saturado que pesa $1,762 \text{ kg/m}^3$.

De la figura 13 se obtiene:

| | | |
|----------------|--------------------------------------|------------|
| | 2.44 m de cubierta de tierra | 1,927 kg/m |
| | 2.74 m de cubierta de tierra | 2,054 kg/m |
| entonces, para | 2.59 m de cubierta de tierra | 1,991 kg/m |
| | $1,991 \times \frac{1,762}{1,602} =$ | 2,190 kg/m |

Examinando la Figura 15, se encuentra que la resistencia al aplastamiento permisible de cualquiera de los conductos indicados en la lista, excepto las tuberías de barro o las de dren de concreto normales, exceden la resistencia requerida.

13) Diámetro de los tubos.

La tubería de drenaje se diseña para que funcione completamente llena, usando las fórmulas para aportación de agua subterránea conocidas. No se permite que ningún tubo tenga diámetro interior inferior a 102 mm, y este diámetro se puede usar sólo en los extremos superiores de una línea, que se supone no llegará a tener ningún aumento posible por extensiones o ramales, y sólo si la línea está envuelta con un manto de grava; de otro modo, 152 mm es el diámetro mínimo que se debe usar.

Los diámetros de los tubos se determinan por medio de cálculos en los cuales se toma en cuenta el gasto requerido y el gradiente hidráulico de la línea de drenaje. Usando el gasto que se ha aceptado y conociendo el gradiente de la línea, los diámetros de los tubos se pueden determinar con las curvas que se muestran en la Figura 16. Estas curvas están basadas en la fórmula de Manning.

La Figura 17 muestra un perfil típico y también es una muestra de los datos de diseño para un dren cubierto.

14) Capacidad de los drenes cubiertos.

La capacidad de los drenes cubiertos ordinariamente necesita ser sólo suficiente para conducir las aportaciones de agua subterránea. Los colectores cubiertos y los drenes cubiertos emisores, deben conducir también, desde luego, los gastos que reciben de los drenes cubiertos de niveles superiores. En los casos ra-

ros donde los drenes abiertos descargan a drenes cubiertos, los drenes cubiertos también deben tener capacidad para conducir el escurrimiento superficial y superficial que corresponde al dren abierto. En estudios que comprenden capacidades, áreas y velocidades, la información que se presenta en la Figura 18 es útil para drenes cubiertos que funcionan completamente llenos y también, para comparación, cuando funcionan parcialmente llenos.

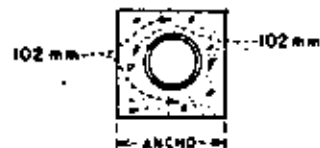
VOLUMENES DE EXCAVACION EN ZANJAS EN METROS CUBICOS
PARA VARIAS PROFUNDIDADES Y VARIOS ANCHOS

| PROFUNDIDAD | | METROS CUBICOS POR METRO PARA LOS SIGUIENTES ANCHOS | | | |
|-------------|------|---|-------|-------|-------|
| | | METROS | | | |
| Pies | m | 0.61 | 0.69 | 0.76 | 0.91 |
| 0.1 | 0.01 | 0.018 | 0.021 | 0.023 | 0.027 |
| 0.2 | 0.06 | 0.036 | 0.041 | 0.046 | 0.055 |
| 0.3 | 0.09 | 0.055 | 0.062 | 0.068 | 0.082 |
| 0.4 | 0.12 | 0.073 | 0.083 | 0.091 | 0.109 |
| 0.5 | 0.15 | 0.092 | 0.104 | 0.114 | 0.137 |
| 0.6 | 0.18 | 0.110 | 0.125 | 0.137 | 0.164 |
| 0.7 | 0.21 | 0.128 | 0.145 | 0.160 | 0.191 |
| 0.8 | 0.24 | 0.146 | 0.166 | 0.182 | 0.218 |
| 0.9 | 0.27 | 0.165 | 0.186 | 0.205 | 0.246 |
| 1.0 | 0.30 | 0.183 | 0.209 | 0.228 | 0.273 |
| 2.0 | 0.61 | 0.372 | 0.421 | 0.464 | 0.555 |
| 3.0 | 0.91 | 0.555 | 0.628 | 0.692 | 0.828 |
| 4.0 | 1.22 | 0.744 | 0.852 | 0.927 | 1.119 |
| 5.0 | 1.52 | 0.927 | 1.069 | 1.155 | 1.393 |
| 6.0 | 1.83 | 1.116 | 1.263 | 1.391 | 1.665 |
| 7.0 | 2.13 | 1.299 | 1.470 | 1.619 | 1.938 |
| 8.0 | 2.44 | 1.488 | 1.684 | 1.85 | 2.220 |
| 9.0 | 2.74 | 1.671 | 1.891 | 2.082 | 2.493 |
| 10.0 | 3.05 | 1.861 | 2.103 | 2.318 | 2.776 |
| 11.0 | 3.35 | 2.044 | 2.312 | 2.556 | 3.059 |
| 12.0 | 3.66 | 2.233 | 2.525 | 2.782 | 3.331 |
| 13.0 | 3.96 | 2.416 | 2.732 | 3.010 | 3.604 |
| 14.0 | 4.27 | 2.605 | 2.946 | 3.241 | 3.886 |
| 15.0 | 4.57 | 2.788 | 3.153 | 3.473 | 4.158 |

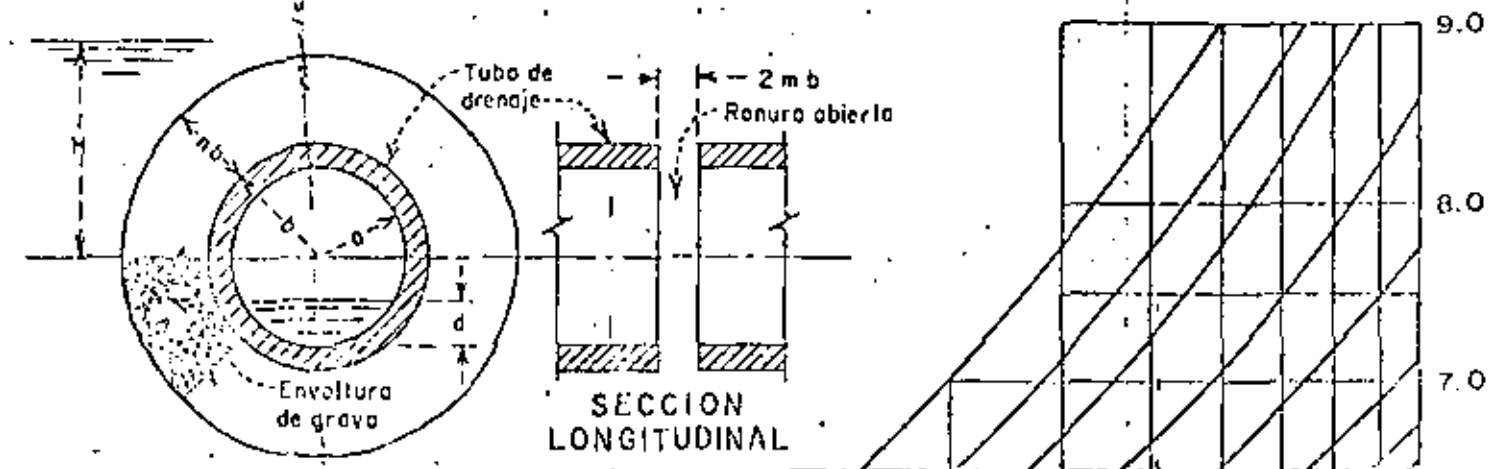
VOLUMENES DE CRAVA PARA RECUBRIR LA TUBERIA *

| METROS CUBICOS POR METRO PARA VARIOS DIAMETROS DE TUBERIA. | | | | | | | | |
|--|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 102 mm | 152 mm | 203 mm | 254 mm | 305 mm | 381 mm | 457 mm | 533 mm | 610 mm |
| (4") | (6") | (8") | (10") | (12") | (15") | (18") | (21") | (24") |
| 0.095 | 0.123 | 0.153 | 0.181 | 0.213 | 0.263 | 0.318 | 0.376 | 0.439 |

* Estos volúmenes son aproximados, pero son satisfactorios para fines de estimación.

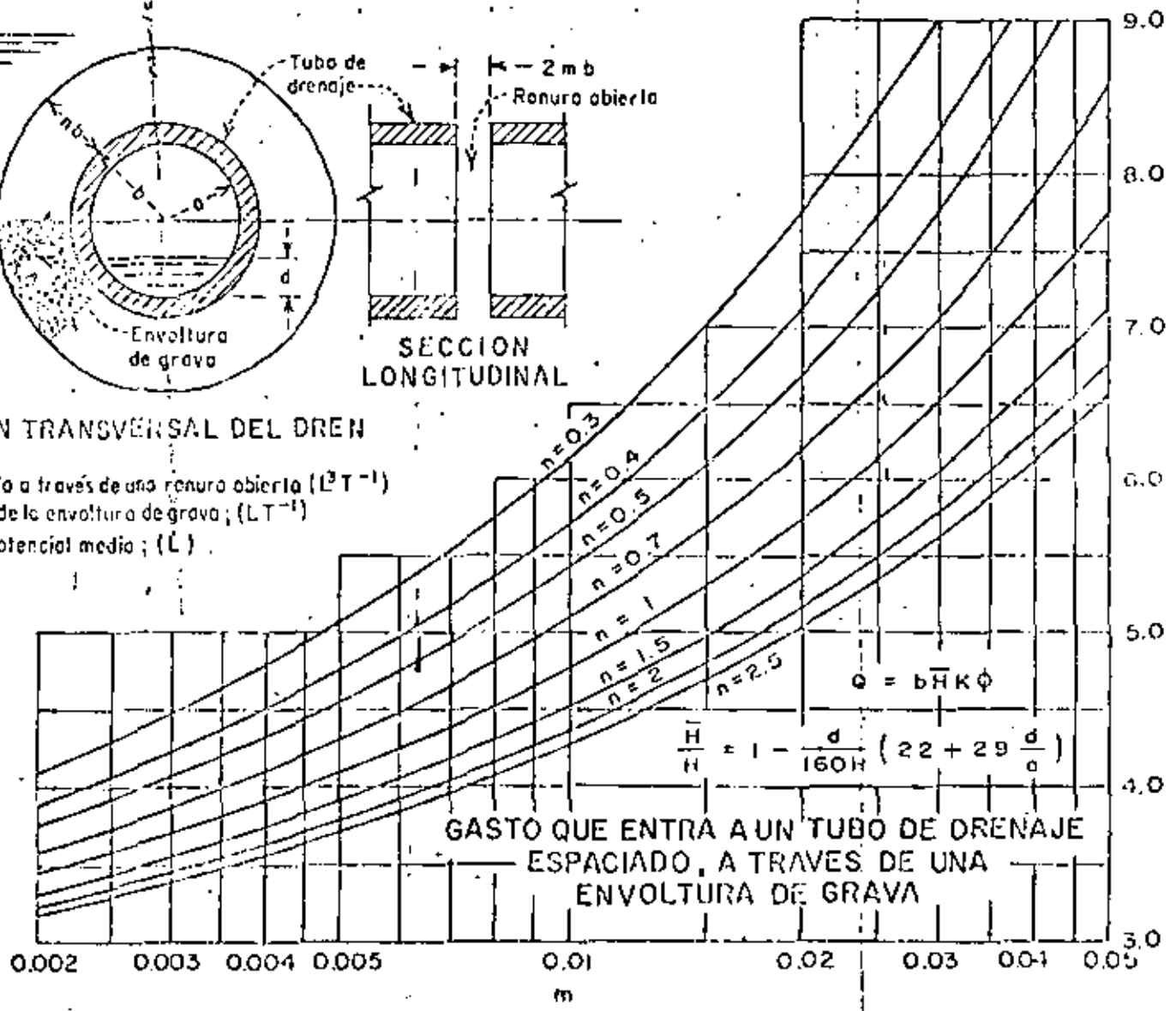


SECCION BASE PARA EL CALCULO DE LOS VOLUMENES DE CRAVA
VOLUMENES DE EXCAVACION Y DE CRAVA PARA DRENES CUBIERTOS

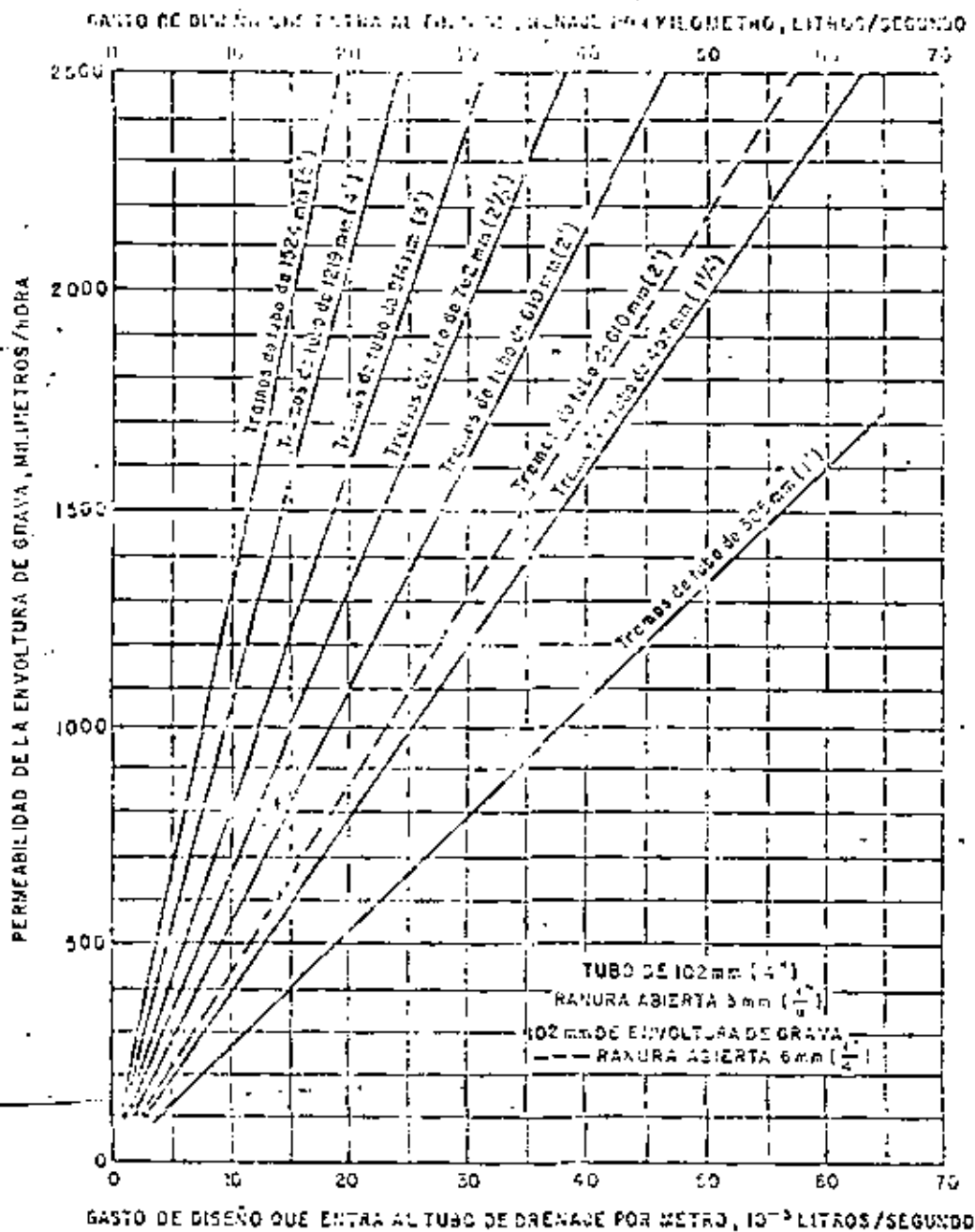


SECCION TRANSVERSAL DEL DREN

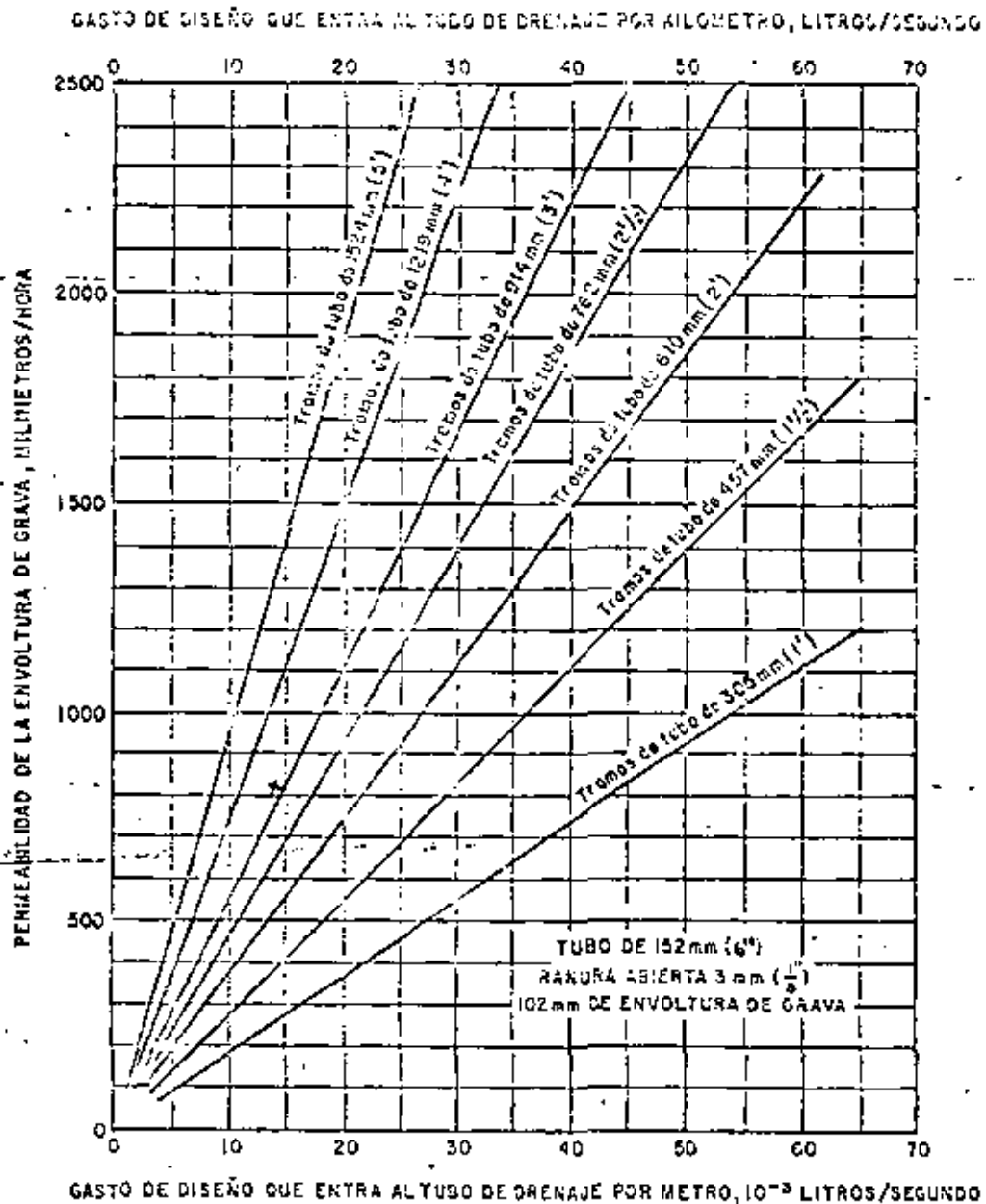
- Q = Gasto de entrada a través de una ranura abierta ($L^3 T^{-1}$)
- K = Permeabilidad de la envoltura de grava; (LT^{-1})
- \bar{H} = Diferencia de potencial media; (L)



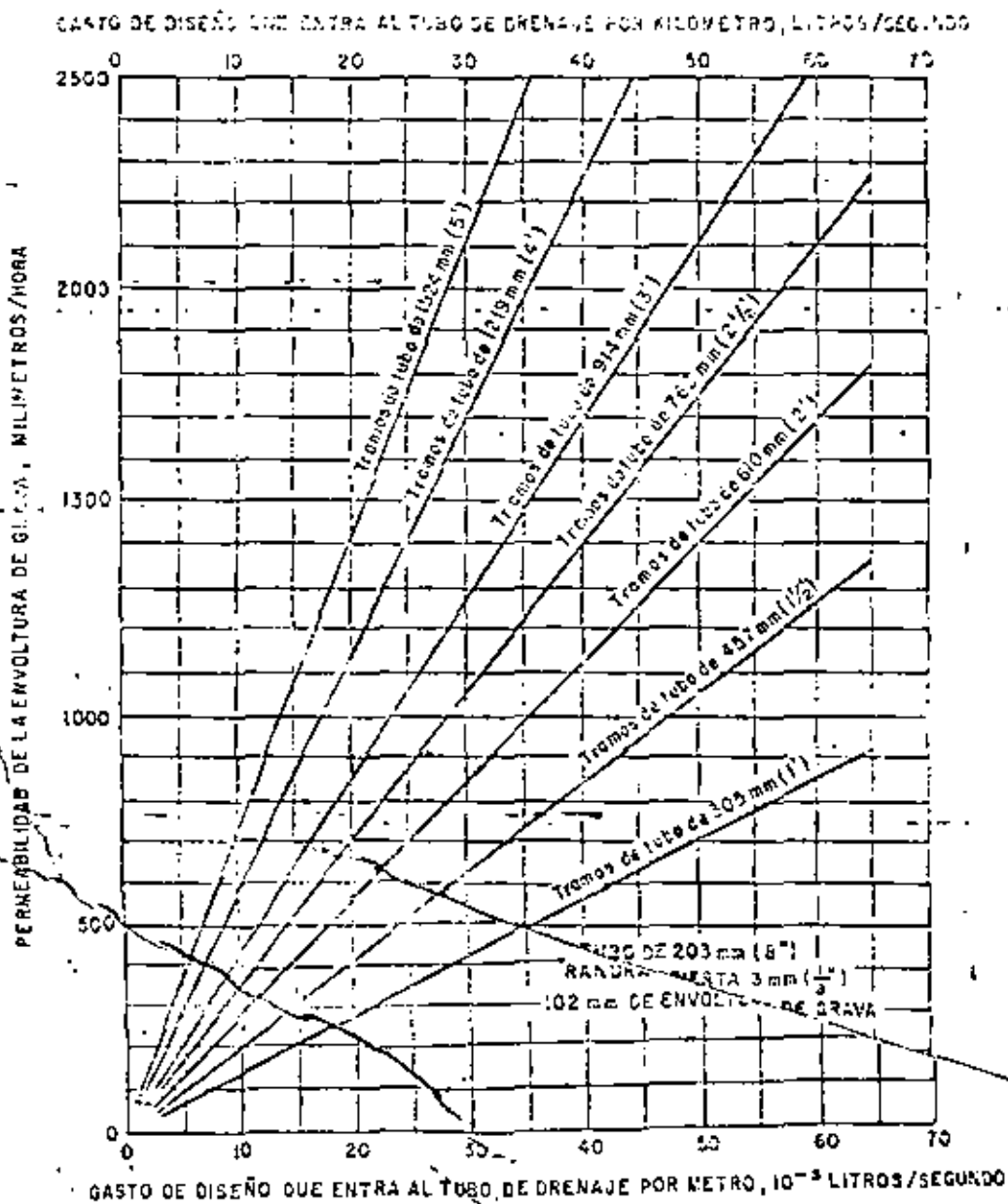
GASTO QUE ENTRA A UN TUBO DE DRENADAJE ESPACIADO, A TRAVES DE UNA ENVOLTURA DE GRAVA



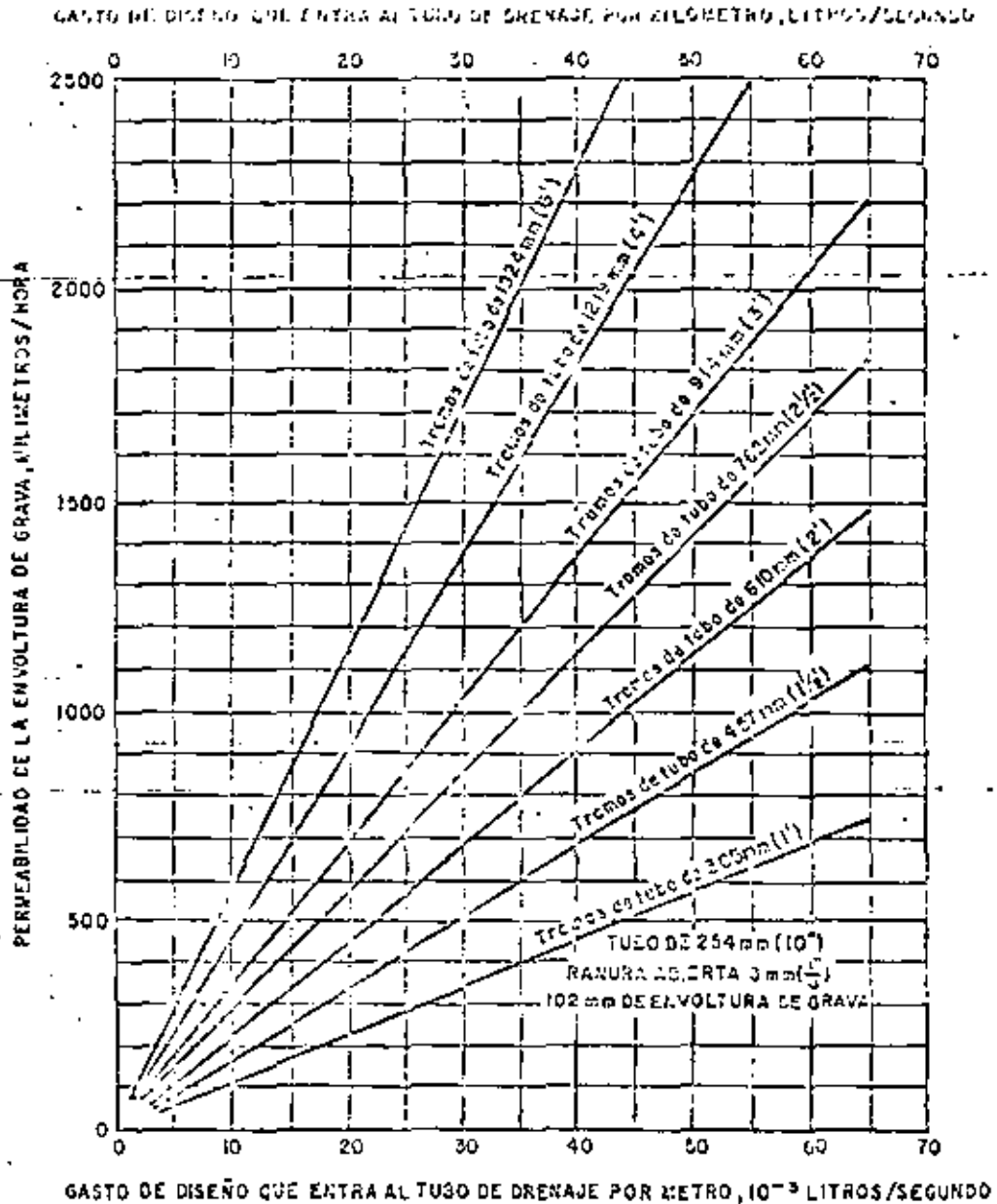
RELACIONES PARA TUBERIA DE DRENAJE AGRICOLA CON ENVOLTURA DE GRAVA



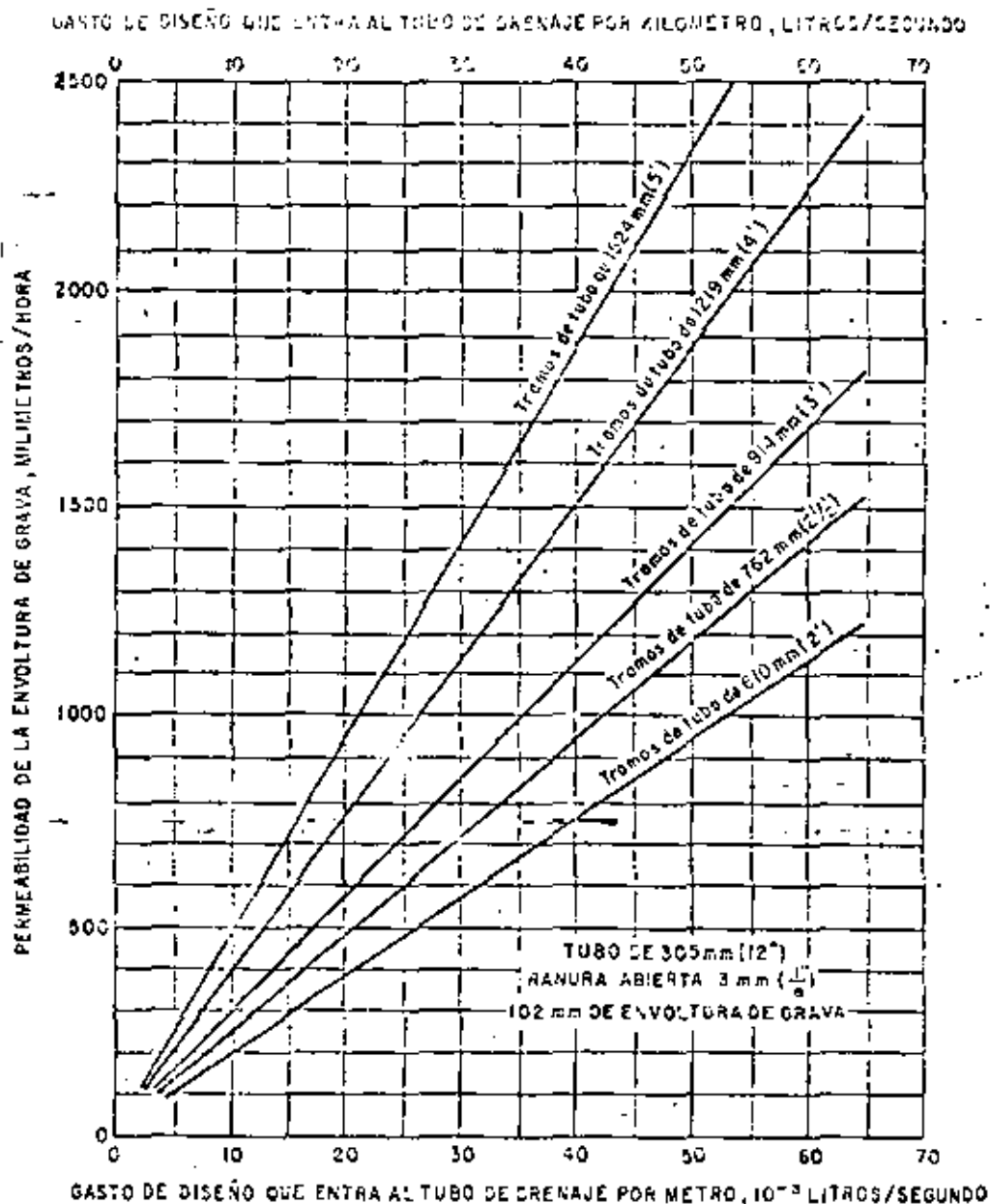
RELACIONES PARA TUBERIA DE DRENAJE AGRICOLA
CON ENVOLTURA DE GRAVA



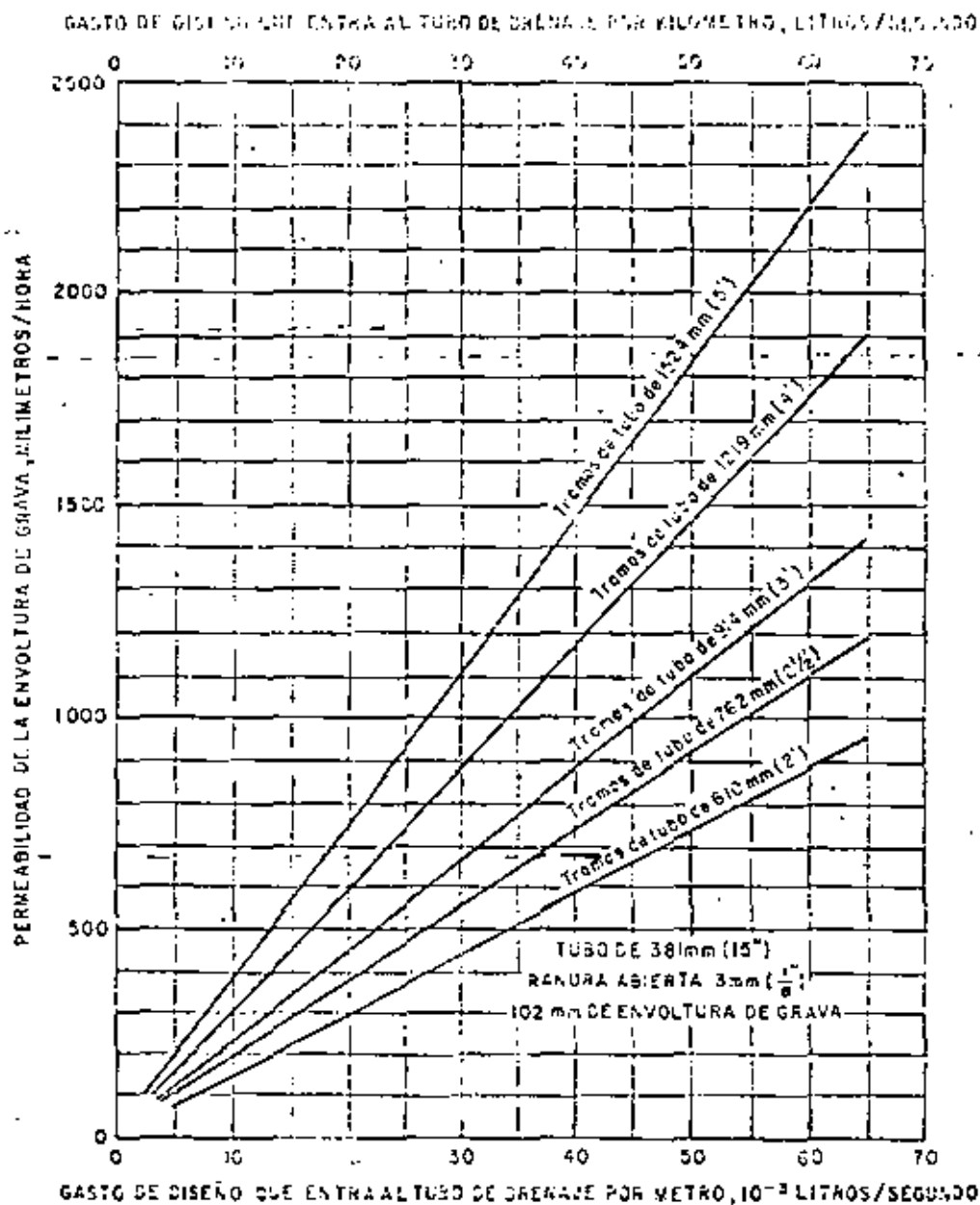
RELACIONES PARA TUBERIA DE DRENAJE AGRICOLA
CON ENVOLTURA DE GRAVA



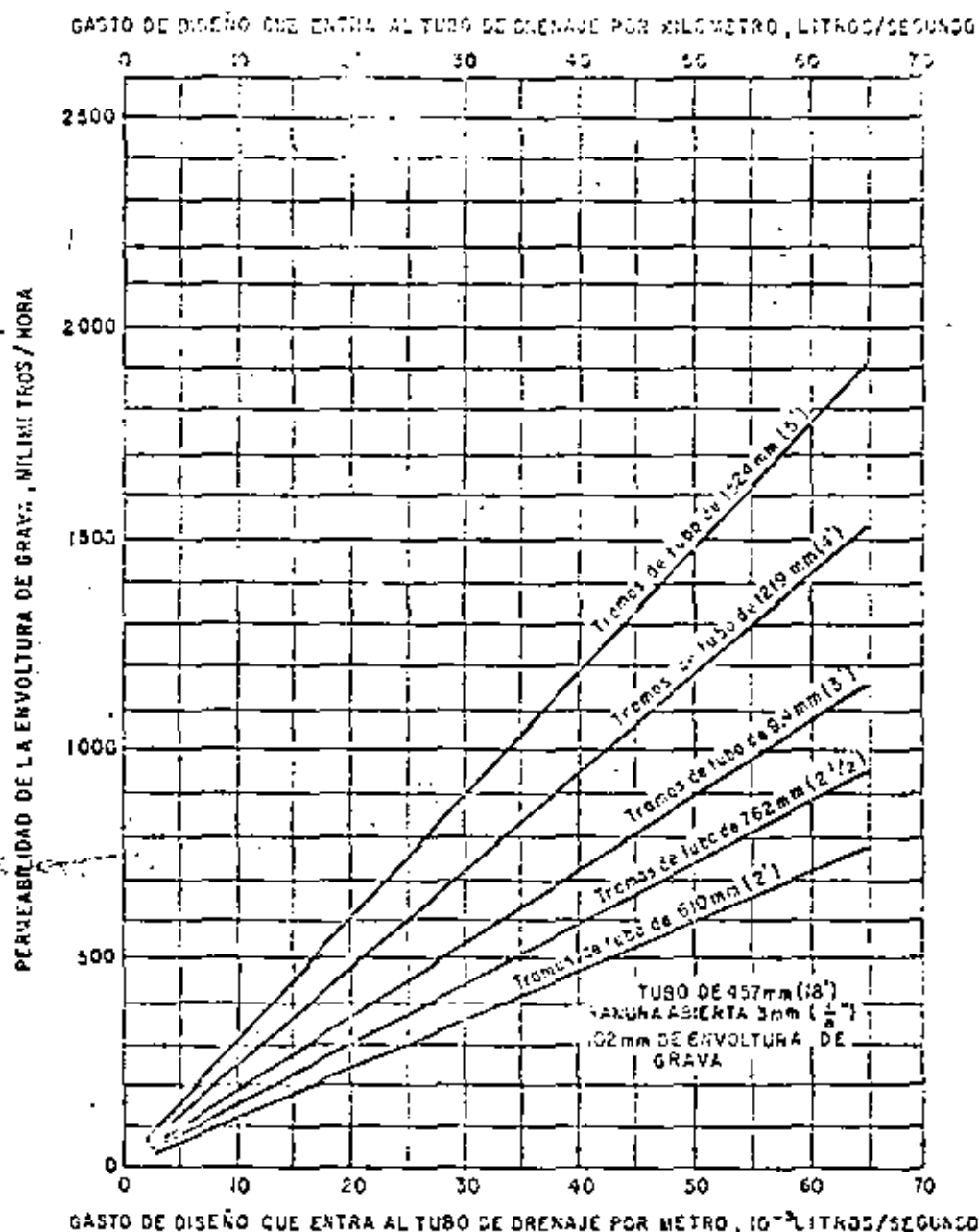
RELACIONES PARA TUBERIA DE DRENAJE AGRICOLA
CON ENVOLTURA DE GRAVA



RELACIONES PARA TUBERIA DE DRENAJE AGRICOLA
CON ENVOLTURA DE GRAVA



**RELACIONES PARA TUBERIA DE DRENAJE AGRICOLA
CON ENVOLTURA DE GRAVA**



RELACIONES PARA TUBERIA DE DRENAJE AGRICOLA
 CON ENVOLTURA DE GRAVA

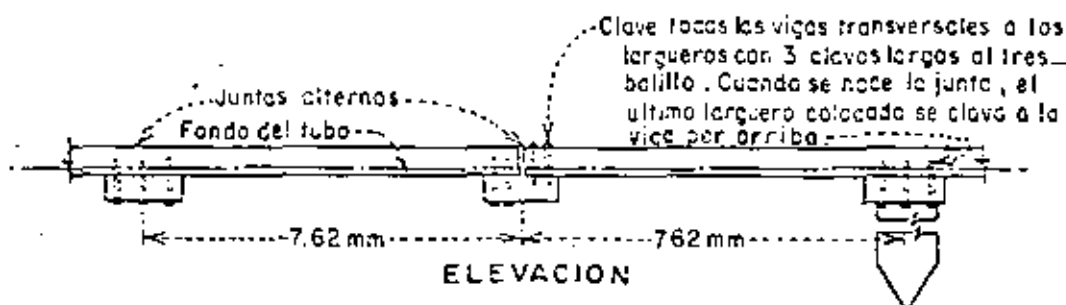
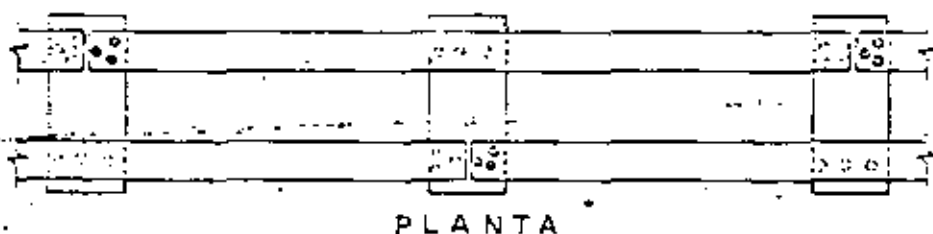
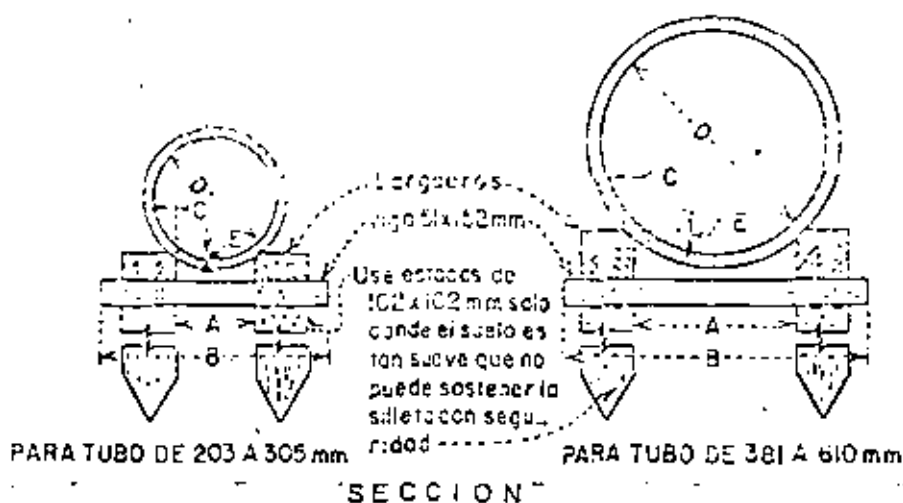
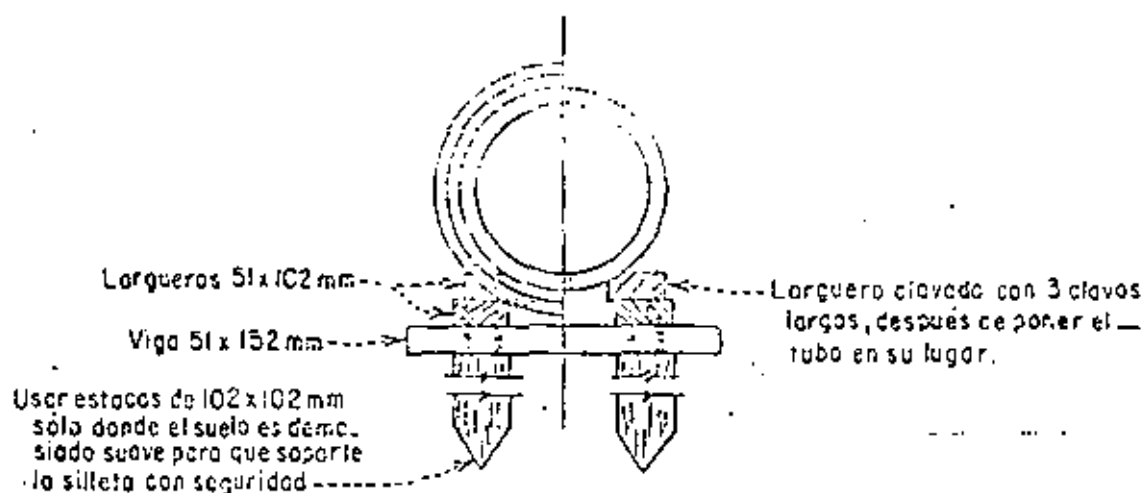


TABLA DE DIMENSIONES (En mm)

| DIAMETRO DEL TUBO D | ESCUADRIA DEL LARGUERO | LARGUEROS SIN CEPILLAR | | | | LARGUEROS CEPILLADOS (UNA CARA) | | | |
|---------------------|------------------------|------------------------|-----|----|----|---------------------------------|-----|----|----|
| | | A | B | C | E | A | B | C | E |
| 203 | 51x102 | 133 | 405 | 19 | 19 | 102 | 381 | 22 | 13 |
| 254 | 51x102 | 109 | 457 | 19 | 16 | 127 | 406 | 22 | 13 |
| 305 | 51x102 | 159 | 457 | 20 | 10 | 133 | 406 | 29 | 16 |
| 381 | 102x102 | 305 | 610 | 22 | 25 | 281 | 559 | 22 | 22 |
| 457 | 102x102 | 340 | 660 | 22 | 22 | 320 | 610 | 22 | 22 |
| 506 | 102x102 | 356 | 660 | 29 | 25 | 333 | 610 | 29 | 25 |
| 610 | 102x102 | 397 | 711 | 29 | 25 | 375 | 660 | 29 | 22 |

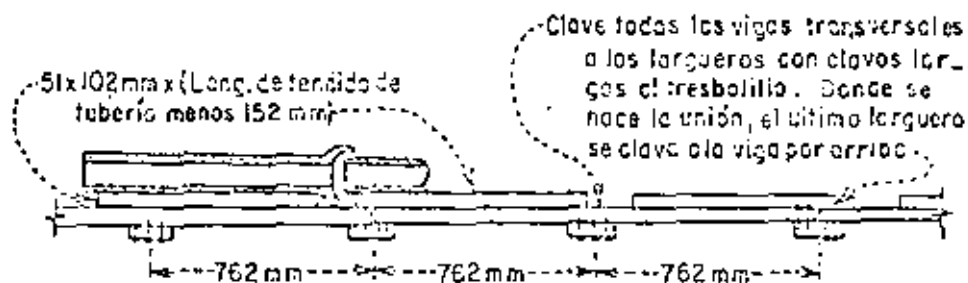
SILLETA DE MADERA TIPICA PARA TUBOS DE DEFAJE DE EXTENSIONES EN TUBOS DE LENCUETA Y MANGERA



SECCION

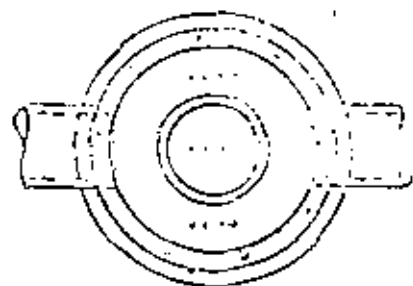


PLANTA



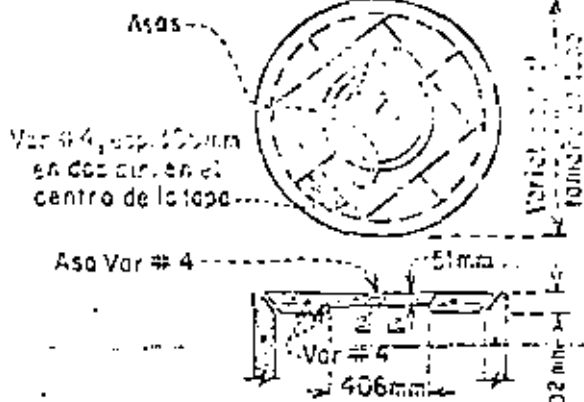
ELEVACION

SILLETA DE MADERA TIPICA PARA TUBERIA
DE MACHO Y CAMPANA

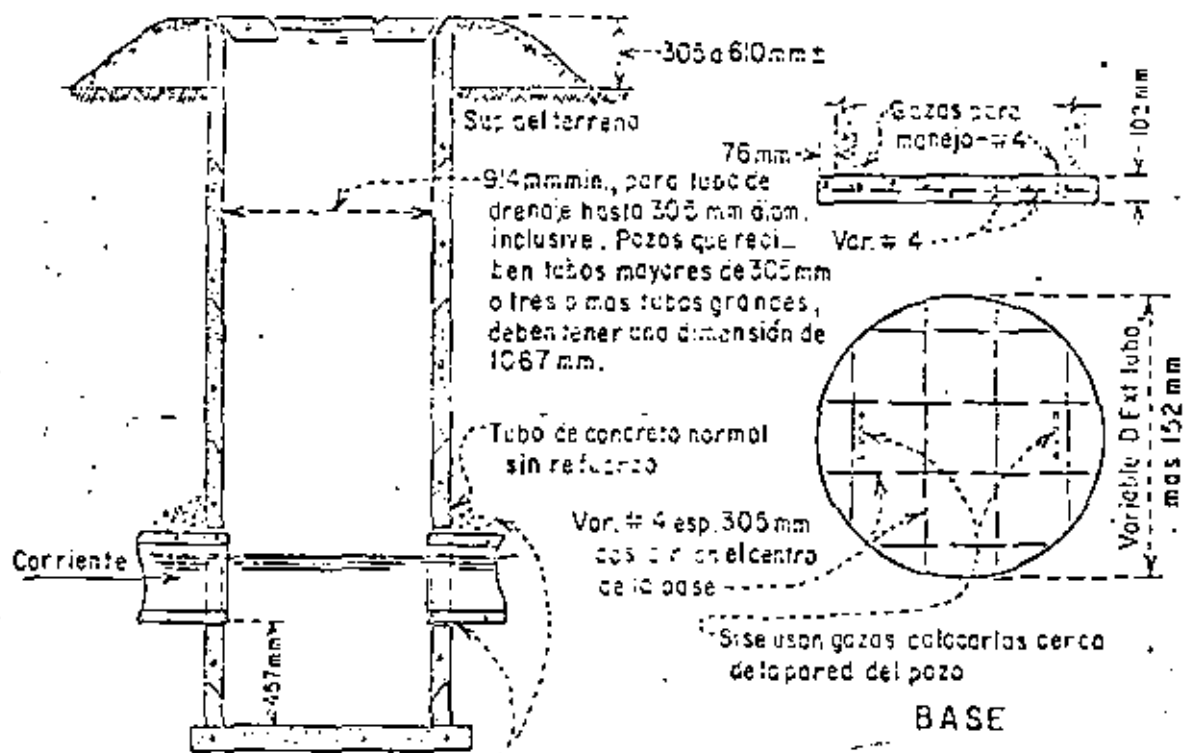


Nota: Use cadena u otro dispositivo con candado a través de las asas

PLANTA



TAPA



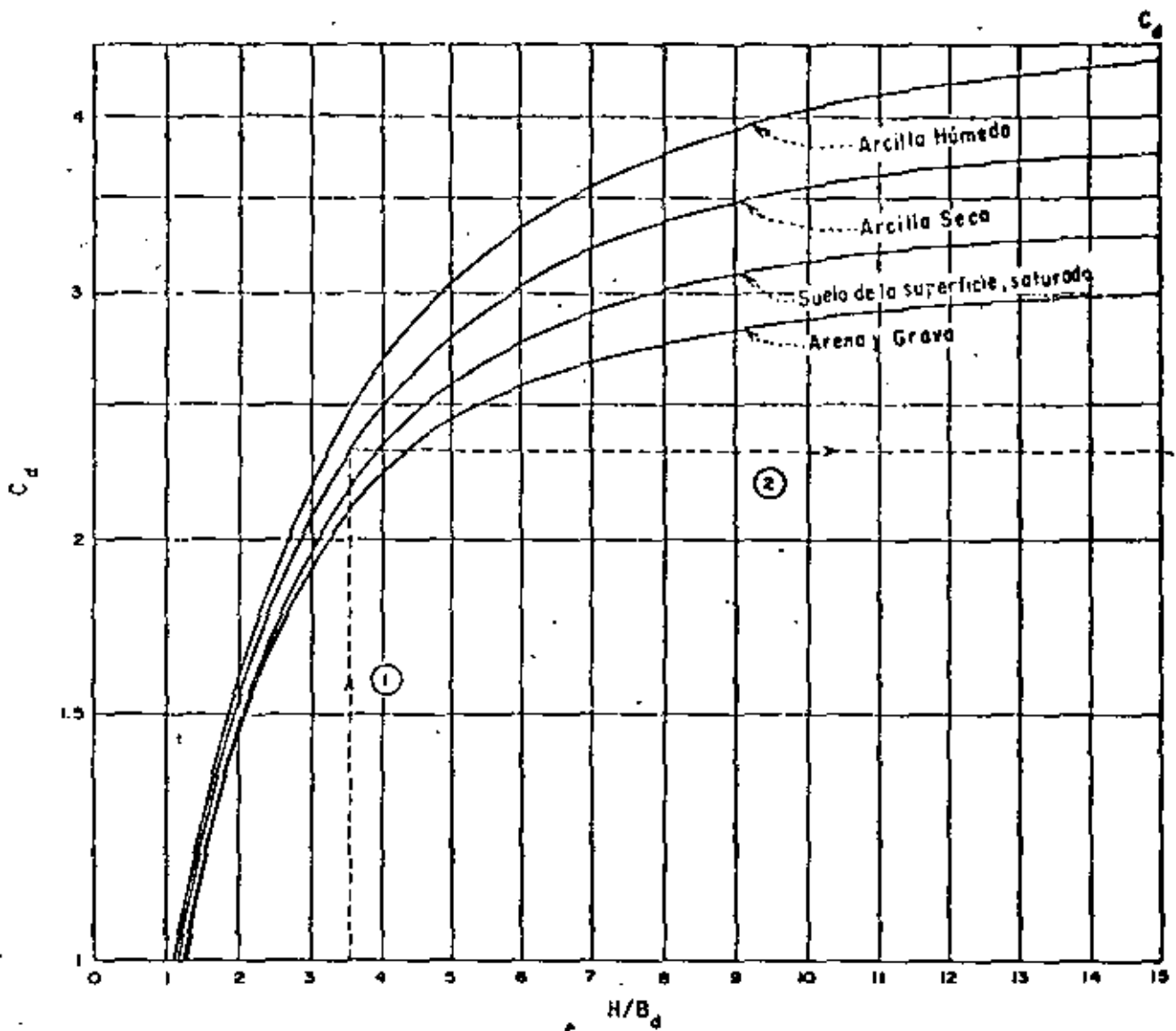
BASE

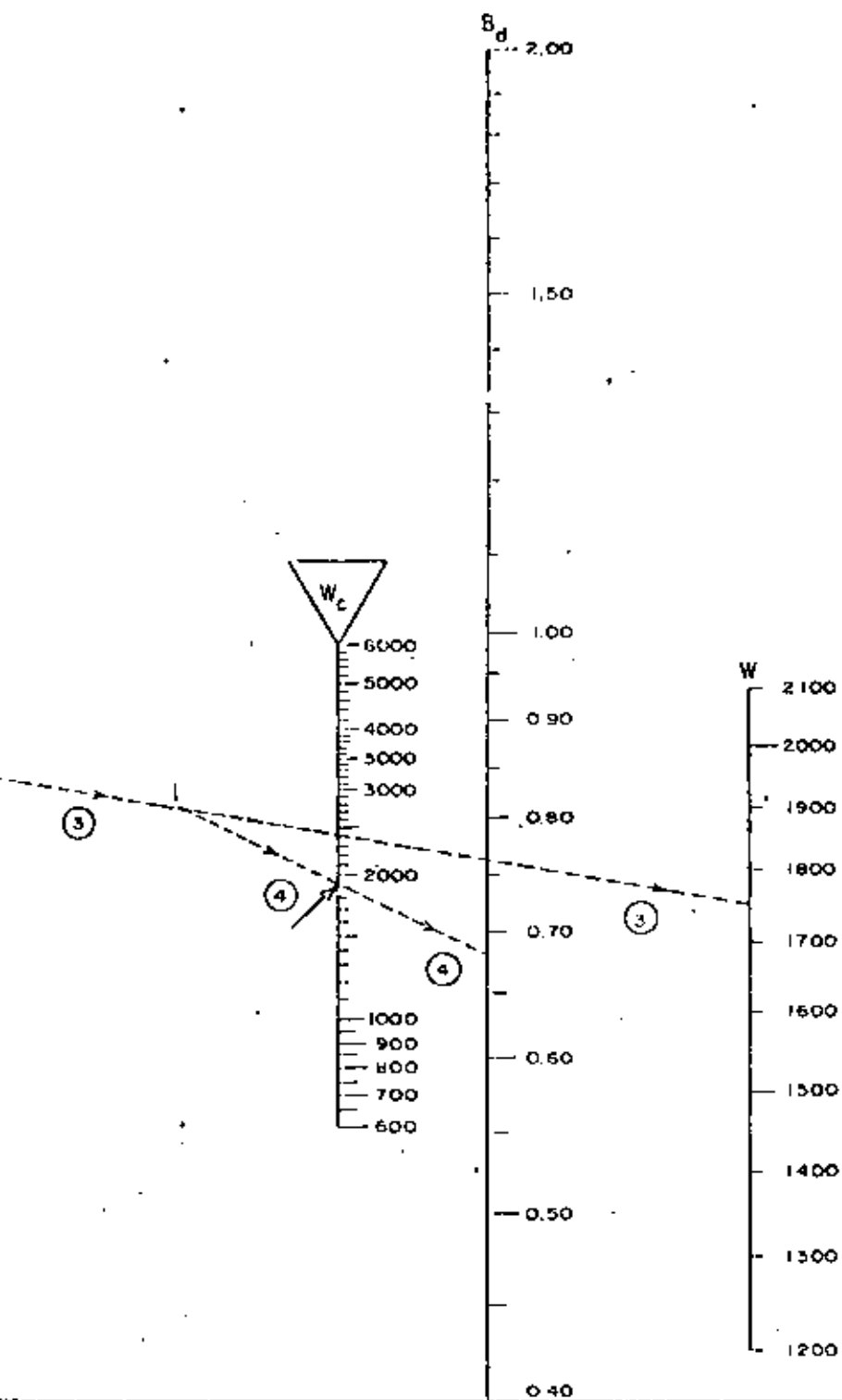
Recorte en el campo en la sección inferior del pozo, una abertura aprox. circular para recibir el tubo. Después de ajustar, con mortero forme cuidadosamente el asiento del tubo a la elevación correcta y empaque con grava alrededor del tubo como se lo indiquen.

POZO TIPO PARA HOMBRE EN DREN CUBIERTO (POZO DE VISITA)

EJEMPLO

Una tubería de drenaje se va a colocar en una trinchera que tiene 0.68 m de ancho en la altura superior del tubo ($B_d = 0.68$ m); y quedará cubierta 2.44 metros, medidos desde la parte superior del tubo ($H = 2.44$ m). El material es arcilla seca, con peso unitario de 1760 Kg/m^3 ($W = 1760$).
 $H/B_d = 2.44 / 0.68 = 3.58$. $W_c = 1940 \text{ Kg/m}$.





EXPLICACION

$W_c = C_d \cdot w \cdot B_d^2$

- Donde W_c = Carga vertical externa sobre un conducto cubierto, debido al material de relleno, en kilogramos por metro lineal.
- C_d = Coeficiente de carga, que depende de la clase de material de relleno.
- W = Peso unitario del material de relleno, kilogramos por metro cúbico
- B_d = Ancho horizontal de la trinchera al nivel de la parte superior del tubo, metros.
- H = Altura del relleno, medido desde la parte superior del tubo, metros.

CARGAS EN TUBOS COLOCADOS EN TRINCHERAS BASADAS EN LA FORMULA DE MARSTON

Adaptado del plano U.S.B.R. 103-0-775

VF

CARGAS DE APLASTAMIENTO PERMISIBLES USADAS EN TUBOS PARA DRENTES CON ENVOLTURA DE GRAVA
EN KILOGRAMOS POR METRO LINEAL DE TUBERIA

| DIAMETRO
PULO | TUBO DE BARRO
PARA ALBAÑAL | | TUBO DE CONCRETO
PARA ALBAÑAL /3 | | TUBO DE BARRO
PARA DRENT /4 | | | TUBO DE CONCRETO
PARA DRENT /5 | | TUBO DE
CONC. PARA
PERFORACION
Y DRENAJE | |
|------------------|-------------------------------|-------------------------|-------------------------------------|----------------------|--------------------------------|----------------|-----------------------|-----------------------------------|------------------|---|-------|
| | RESISTENCIA
NORMAL /1 | RESISTENCIA
EXTRA /2 | RESISTENCIA
NORMAL ** | RESISTENCIA
EXTRA | RESISTENCIA
NORMAL /4 | CLASE
EXTRA | TRABAJO
PERMISIBLE | CLASE
NORMAL | CLASE
EXTRA * | | |
| 4 | 152 | 2 212 | - | 2 232 | 4 464 | 1 786 | 2 455 | 3 125 | 1 786 | 2 455 | 2 679 |
| 5 | 127 | - | - | - | - | 1 786 | 2 455 | 3 125 | 1 786 | 2 455 | 2 790 |
| 6 | 152 | 2 455 | 4 454 | 2 455 | 4 464 | 1 786 | 2 455 | 3 125 | 1 786 | 2 455 | 2 902 |
| 8 | 203 | 2 902 | 4 464 | 2 902 | 4 464 | 1 786 | 2 455 | 3 348 | 1 786 | 2 455 | 3 014 |
| 10 | 254 | 3 125 | 4 464 | 3 125 | 4 464 | 1 786 | 2 455 | 3 400 | 1 786 | 2 455 | 3 125 |
| 12 | 305 | 3 348 | 5 023 | 3 348 | 5 023 | 1 786 | 2 455 | 3 795 | 1 786 | 2 455 | 3 348 |
| 14 | 336 | - | - | - | - | 1 875 | 2 455 | 4 130 | - | 2 455 | 3 572 |
| 15 | 381 | 3 906 | 6 139 | 3 899 | 6 213 | 1 942 | 2 567 | 4 420 | - | 2 455 | 3 683 |
| 16 | 406 | - | - | - | - | - | 2 679 | 4 609 | - | 2 455 | 3 795 |
| 18 | 437 | 4 464 | 7 366 | 4 464 | 7 366 | - | 2 502 | 5 223 | - | 2 679 | 4 618 |
| 20 | 508 | - | - | - | - | - | - | - | - | 2 902 | 4 130 |
| 21 | 513 | 4 911 | 8 594 | 4 911 | 8 594 | - | 3 237 | 5 992 | - | 3 125 | 4 241 |
| 24 | 610 | 5 357 | 9 872 | 5 357 | 8 929 | - | 3 720 | 6 597 | - | - | 4 464 |
| 27 | 686 | 6 139 | 10 492 | - | - | - | 4 018 | 7 461 | - | - | - |
| 30 | 782 | 7 143 | 11 161 | - | - | - | 4 464 | 8 014 | - | - | - |
| 33 | 838 | 7 813 | 12 277 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| 36 | 914 | 8 706 | 13 393 | - | - | - | - | - | - | - | - |

NUM. DE ESPECIFICACION

- /1 ASTM C 13-57 T
 /2 ASTM C 200-57T
 /3 ASTM C 14-59
 /4 ASTM C 4-59 T
 /5 ASTM C 412-58T
 /6 ASTM C 444-59T
 /7 ASTM C 118-59

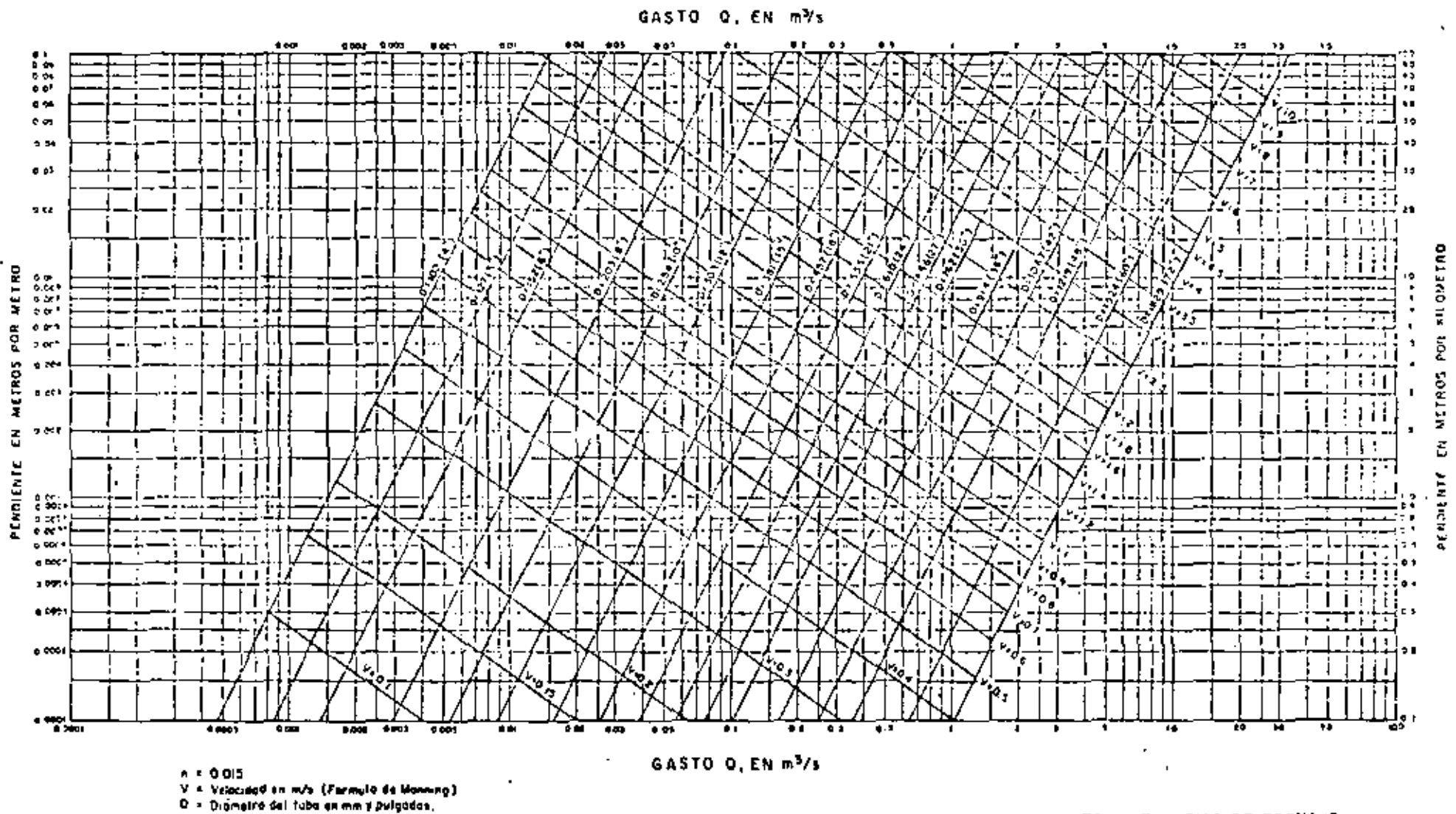
* También clase especial

** También tubo de concreto perforado /6

NOTA: Cuando los valores para cargas de aplastamiento permisibles, consignados en la tabla anterior no cubran algún caso, debido a condiciones de carga desusadas, entonces debe considerarse el uso de tubo de concreto reforzado para albañal o para alcantarilla. Véanse las especificaciones Federales (U. S. Federal Specifications) No. 55-P-371, Tipo II; y ASTM C 76-57T.

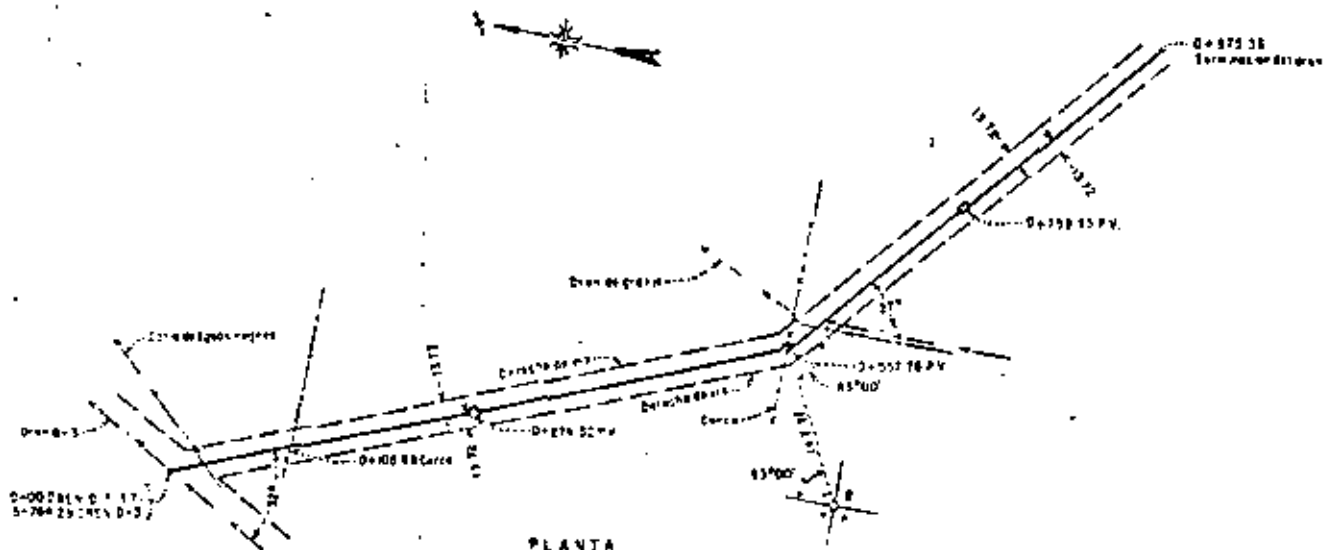
Cuando se use tubo de concreto, debe emplearse cemento tipo V (resistente al sulfato) en su fabricación.

Los valores de la tabla son 150% de los valores de la prueba de tres aristas.

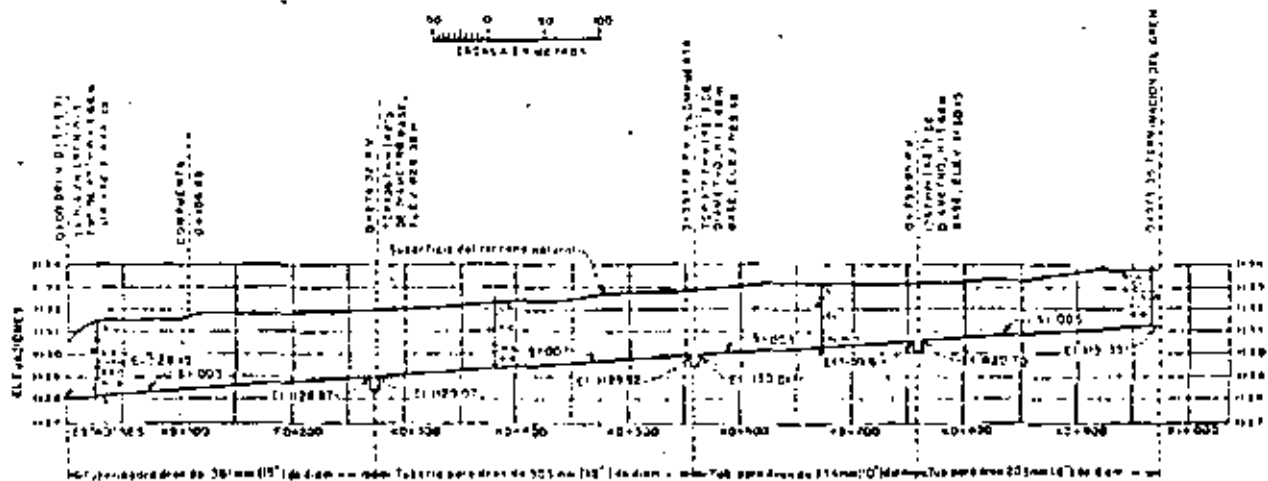


GASTO EN TUBERIAS DE DRENAJE

Adaptado del plano U.S.B.R. 103-D-666



PLANTA



PERFIL

NOTAS

Para detalles de peldaños de asfalto, véase el modelo 2, Anexo de este manual.

| DIBUJO | FOLIO | PERFIL |
|-----------|-------|-----------|
| 103-D-654 | 3 | 103-D-654 |
| 103-D-655 | 11 | 103-D-655 |
| 103-D-656 | 10 | 103-D-656 |
| 103-D-657 | 12 | 103-D-657 |

Los peldaños de los drenajes para drenar, se hacen dejando una separación de 3mm. entre ellos.

- SÍMBOLOS**
- IMULES (50045, 50046)
 - S - 100 5-548 (módulo)
 - C - 100 8-800 (módulo)
 - L - 100 8-800 (módulo)
 - S - 100 8-800 (módulo)
 - C - 100 8-800 (módulo)
 - W - 100 8-800 (módulo)

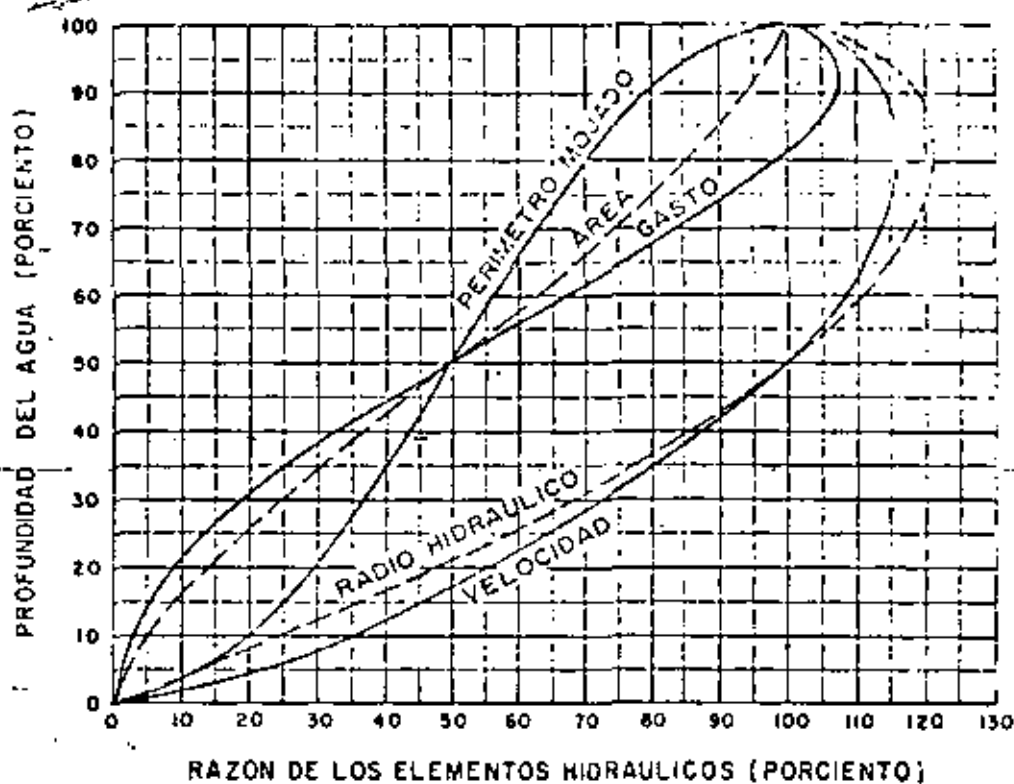
PROPIEDADES HIDRÁULICAS

| FOLIO | PERFIL | Q | V | W | W ₀ | W ₁ | W ₂ | W ₃ | W ₄ | W ₅ | W ₆ | W ₇ | W ₈ | W ₉ |
|---------------------|--------|-----|------|-----|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 0+000.00 a 0+274.36 | 10 | 1.0 | 0.01 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 |
| 0+274.36 a 0+557.72 | 12 | 1.0 | 0.01 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 |
| 0+557.72 a 0+875.36 | 14 | 1.0 | 0.01 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 |

- EXPLICACION**
- OV - Peldaños de asfalto (para drenar)
 - W - Peldaños de asfalto
 - TPC - Tapa de peldaños de asfalto
 - TPC - Tapa de peldaños de asfalto
 - TPC - Tapa de peldaños de asfalto
 - TPC - Tapa de peldaños de asfalto

BREN CUBIERTO TÍPICO
PLANTA Y PERFIL

Adaptación del plano U.S.B.R. 103-D-667



| DIAMETRO DEL TUBO | | AREA
m ² | RADIO HIDRAULICO
(TUBO LLENO)
MEDIO LLENO) m |
|-------------------|------------|------------------------|--|
| PULGADAS | MILIMETROS | | |
| 8 | 203.2 | 0.03243 | 50.8 |
| 10 | 254.0 | 0.05067 | 63.5 |
| 12 | 304.8 | 0.07297 | 76.2 |
| 15 | 381.0 | 0.11401 | 95.3 |
| 18 | 457.2 | 0.16417 | 114.3 |
| 21 | 533.4 | 0.22346 | 133.4 |
| 24 | 609.6 | 0.29186 | 152.4 |
| 27 | 685.8 | 0.36939 | 171.5 |
| 30 | 762.0 | 0.45604 | 190.5 |
| 33 | 838.2 | 0.55181 | 209.6 |
| 36 | 914.4 | 0.65669 | 228.6 |

PROPIEDADES HIDRAULICAS DE TUBOS DE DRENAJE

C.5.1. ESPACIAMIENTO DE DRENES.-

En regiones extensas, casi planas, en donde la superficie freática del área está en posición elevada, o se espera que llegue a estarlo, las medidas necesarias para controlar su elevación dentro de límites aceptables, requieren la instalación de una serie de drenes de alivio paralelos. La determinación del espaciamiento apropiado de estos drenes es muy importante y sin embargo, bastante nebulosa; particularmente en áreas nuevas, que no han sido regadas y donde no se han construido drenes. El espaciamiento apropiado de los drenes depende de numerosas condiciones estrechamente relacionadas, cuya interacción puede ser sumamente variable. El espaciamiento de los drenes queda afectado por: la profundidad del dren; la profundidad hasta una barrera -- lentamente permeable; la permeabilidad del suelo; -- rendimiento específico; la profundidad requerida de aeración del suelo para el crecimiento de las plantas; la aplicación del riego y la percolación profunda resultante; la duración de la temporada de -- riego; el número de riegos; las condiciones climáticas; y en algunos casos por la calidad del agua de

riego. Al precedir el espaciamiento apropiado de los drenes, para estimación de los requisitos de drenaje y de los costos de los drenes para fines de planeación; se debe hacer todo el esfuerzo posible para obtener información de sistemas que operan satisfactoriamente en las cercanías, o en áreas de suelo, topografía, clima y otras características similares. A falta de esa información, es necesario acudir al uso de fórmulas matemáticas, que sirvan de apoyo al criterio, para predecir los requisitos del espaciamiento.

Se han desarrollado varios métodos para estimar el espaciamiento de drenes. La mayoría son métodos empíricos desarrollados para satisfacer las características específicas de un área particular, o están basados en hipótesis de condiciones de flujo en estado permanente. La propia naturaleza de la precipitación en áreas húmedas, o el programa de riegos en una zona bajo riego, tiene como consecuencia que el almacenamiento y la descarga del agua subterránea siga un régimen en estado no permanente, o estado transitorio. El Bureau of Reclamation ha desarrollado fórmulas y gráficas (Figura 1 y 2) basadas

las condiciones de flujo transitorio que relacionan el comportamiento de la superficie freática, para varias características físicas del suelo, con el tiempo y el espaciamiento de los drenes. La verificación de la aplicabilidad de estas fórmulas y gráficas está demostrada por la correlación estrecha obtenida entre el espaciamiento real y los valores de abatimiento de drenes construídos, con las predicciones de los valores correspondientes, hechas por medio de las gráficas y de las características medidas del suelo.

Se ha desarrollado un método que sirve para determinar el espaciamiento de los drenes por medio de estas gráficas en unión con las características medidas del suelo y del régimen de riego en cualquier área específica. Aún cuando este método se desarrolló para ser usado en áreas relativamente planas, se ha determinado que también es aplicable en áreas que tienen pendientes adaptables al riego normal de superficie.

1. FUNDAMENTOS DEL METODO.- El estudio de los hidrógrafos del agua subterránea en una área de riego, muestra que en general el agua freática asciende du

rante la estación de riego, alcanzando su máxima elevación después del último riego de la temporada, o en una área donde se cultiva todo el año, al final de la parte culminante de la temporada de riego. El agua freática posteriormente desciende en la temporada del año cuando afloja el riego, o cuando no se riega, y vuelve a subir otra vez al principio de la estación de riego del año siguiente. Además de esta fluctuación general durante el año, existe un ascenso definido inmediatamente después de cada recarga al agua subterránea, debido a la precipitación o al riego, con un descenso correspondiente de la superficie freática en el intervalo de tiempo que precede a la siguiente recarga.

Si la descarga anual de una área no iguala o excede a la recarga anual, la tendencia de esta fluctuación cíclica general de la superficie freática será progresivamente ascendente año con año. Cuando la descarga y la recarga anuales son iguales, el nivel más alto y la amplitud de la fluctuación cíclica anual de la superficie freática, queda razonablemente constante año con año. Esta condición define como "equilibrio dinámico".

Las Figuras 3A y 3B son hidrógrafos del agua subterránea que muestran cómo se desarrollaron estas condiciones bajo riego en dos áreas específicas. La Figura 3A, muestra la tendencia cíclica ascendente y la culminación y estabilización de la fluctuación cíclica, cuando sobre una base anual, el flujo hacia el exterior es igual al influjo, o sea cuando ha sido alcanzado el equilibrio dinámico. En este lugar particular, se alcanzó el equilibrio dinámico cuando la máxima elevación de la superficie freática quedó en un punto suficientemente abajo del nivel del terreno para excluir la necesidad de drenaje artificial. En otras palabras, en esta región las características del suelo son tales que el drenaje natural proporciona protección adecuada bajo las prácticas de riego de dicha área. La Figura 3B, muestra una tendencia similar ascendente del agua freática en otra área. Sin embargo, en esta localización la elevación máxima de la superficie freática en 1956 y la continua tendencia ascendente, indicaron la aproximación inminente de una condición perjudicial de superficie freática para el año siguiente. Sobre la base de esta información se construyó un dren en esta área en la primavera de 1957.

El efecto del dren que resultó en producir un equilibrio dinámico y un nivel de la superficie freática seguro, es muy notable.

El método de determinar el espaciamento de los drenes que aquí se indica, toma en cuenta el régimen transitorio de la recarga y la descarga del agua subterránea. Está diseñado para dar un espaciamento que produce condiciones de equilibrio dinámico, en una altura específica de la superficie freática, bajo las características específicas de suelo, riego, cultivos y condiciones climáticas del área bajo consideración.

2. DATOS REQUERIDOS.- Las curvas de las Figuras 1 y 2 muestran gráficamente la relación entre los parámetros adimensionales y/y_0 contra $\frac{k D t}{SL^2}$ y $\frac{z}{H}$ contra $\frac{k H t}{SL^2}$ basadas en la teoría del flujo transitorio.

Representan la solución, en el punto central entre drenes, para los casos en que los drenes están localizados arriba de una barrera, o justamente encima de una barrera, respectivamente.

Las definiciones de los distintos conceptos de los parámetros, se muestran en forma gráfica en -- los croquis a la izquierda de las figuras 1 y 2, y cada concepto se discute en los siguientes párrafos.

A. y_0, H Estos conceptos representan la altura de la superficie freática arriba del dren al principio de cada período individual de drenaje, o sea el - - tiempo cero o inicial, para cada período de drenaje. Como se usa en el método de espaciamiento de drenes, representa la altura de la superficie freática inmediatamente después de una elevación instantánea de - la superficie, causada por la percolación profunda resultante de riego o de precipitación, o la elevación al principio de cada nuevo período de drenado - durante el proceso de descenso en la temporada de ausencia de riego. Su valor máximo se basa en los requerimientos de la zona de raíces aerada, para cultivos y condiciones climáticas de cada área específica.

B. y, Z Estos conceptos representan la altura de - la superficie freática arriba del dren, al término de cada período individual de drenado. Representan la altura hasta la cual la elevación central de la

superficie freática ha descendido durante los períodos de tiempo específicos, debido a las características específicas del suelo y del espaciamiento de drenes.

C. Permeabilidad, k . Este concepto representa la permeabilidad, promedio pesado, en la zona de flujo entre el punto central comprendido entre la altura de la superficie freática y la de una zona lentamente permeable, que se considera la barrera, en lo que se refiere al flujo del agua subterránea hacia los drenes. El modelo matemático en el que se basa la solución de la teoría del flujo transitorio, supone un material de suelo isotrópico homogéneo en esta zona. Se sabe bien que esa condición rara vez existe, si acaso. Sin embargo, el uso de un valor, k , que representa un promedio de varias localizaciones individuales dentro del área bajo consideración, ha dado correlación bastante buena entre espaciamientos medidos y calculados y entre fluctuaciones de la superficie freática, que se considera satisfactoria para usarla en los cálculos de espaciamiento de drenes.

D. Rendimiento específico, S . El rendimiento espe

cífico de un material de suelo, es la cantidad de agua subterránea que drena fuera de un suelo saturado bajo la acción de la fuerza de la gravedad. Es aproximadamente la cantidad de agua contenida por un material de suelo, sobre la base de por ciento en volumen, comprendida entre la saturación y la capacidad de campo. Por lo tanto, el rendimiento específico relaciona la cantidad de fluctuación de la superficie freática, a la cantidad de agua subterránea recargada o descargada fuera del sistema. Sobre la base de numerosos datos, se ha podido desarrollar una relación general entre la permeabilidad y el rendimiento específico.

Como la fluctuación de la superficie freática en una área regada y drenada, tiene lugar en la zona -- que está comprendida entre los drenes y la máxima altura permisible de la superficie freática (y_0 ó H), es razonable suponer que el rendimiento específico promedio en esta zona, refleja en forma adecuada -- las fluctuaciones de la superficie freática.

El valor del rendimiento específico, cuando se usa en los parámetros adimensionales de las Figuras 1 y 2, toma en cuenta la cantidad del drenado representado por el descenso de la superficie freática. Para determinar la acumulación en la profundidad de

la superficie freática que se obtiene por cada incremento de recarga, la profundidad de cada recarga, se divide entre el rendimiento específico.

E. Tiempo, t. Este concepto representa los períodos de tiempo de drenado entre riegos, o el drenado a intervalos especificados, durante la temporada de ausencia de riego, durante la cual la superficie freática se hace descender por efecto de drenes. En una área regada, estos períodos de tiempo entre riegos han quedado establecidos. Si esta información no existe disponible, o si se requiere para una área propuesta para riego, se puede derivar de la manera descrita en el párrafo 3. Se ha determinado que en el cálculo del espaciamiento, se debe dividir la larga temporada de ausencia de riego, en dos períodos de tiempo aproximadamente iguales.

F. Profundidad de flujo, D. Este concepto representa la profundidad media de la corriente subterránea que transmite agua hacia el dren. Como se muestra en la Figura 1, $D = d + y_0/2$, o sea que la profundidad es igual a la distancia vertical del dren al punto medio de la superficie freática, para el tiempo especificado.

Se debe notar que las curvas de las Figuras 1 y 2, son para los casos en que los drenes están localizados arriba de una barrera, o justamente encima de ella, respectivamente. La derivación teórica para el caso donde los drenes están localizados arriba de la barrera, se basó en la hipótesis de que los drenes están a una profundidad somera, comparada con la profundidad hasta la barrera; es decir $d > y_0$ máxima. Esto plantea una cuestión en relación a los casos donde los drenes están arriba de la barrera, pero d no es grande en comparación con y_0 máxima. Un estudio de los resultados de verificaciones de aplicabilidad de las Figuras 1 y 2, indicó que donde $d/y_0 = 0.10$, el cálculo del espaciamiento se debe efectuar con base en el caso donde los drenes están localizados justamente encima de la barrera. El estudio demostró también que para las condiciones en donde $d/y_0 = 0.80$, los cálculos de espaciamiento se deben efectuar con base en el caso donde los drenes están localizados arriba de una barrera. Infortunadamente, ninguno de los datos disponibles para estas comparaciones, dió un valor d/y_0 comprendido en el intervalo entre 0.10 y 0.80. Por lo tanto, todavía

7

existe duda con respecto a cuál de los dos casos se debe usar cuando el valor d/y_0 queda dentro de este intervalo. Sin embargo, debe ser posible predecir un espaciamiento de drenes satisfactorio para este intervalo, mediante un uso juicioso de los resultados de ambos casos.

Los resultados de la investigación indicaron que una barrera que se encuentra a una profundidad mayor de $L/4$, no afecta apreciablemente el espaciamiento de los drenes. Por lo tanto, valores d mayores que $L/4$ no se deben usar.

G. Espaciamiento de los drenes, L. Este concepto representa la distancia entre drenes paralelos. El espaciamiento no se calcula en forma directa en este método, sino que se deben suponer valores y obtener una solución, la cual se examina para determinar si con las condiciones físicas prescritas, los valores intermitentes sucesivos de elevación y descenso de la superficie freática se compensan unos a otros en una base anual, es decir si se produce un estado de equilibrio dinámico.

Convergencia.- Cuando el agua subterránea fluye hacia un dren, el área de flujo debe escurrir y

en consecuencia, el área se reduce a medida que el agua se acerca al dren. Esto origina una pérdida de carga en el sistema, que se debe tomar en cuenta en los cálculos del espaciamiento.

La curva de la Figura 1, no toma en cuenta ésta pérdida por convergencia, y el espaciamiento que resulta por el uso de esta curva es algo mayor que el espaciamiento correcto. La siguiente fórmula que se puede usar para estimar la cantidad en que se debe reducir el espaciamiento que fué obtenido en la Figura 1:

$$\text{Corrección} = D \log_e \frac{D}{4r}$$

donde:

D = profundidad media del flujo (metros), y
 r = radio exterior del tubo de drenaje más el espesor de la envoltura de grava, o en el caso de drenes abiertos la mitad del ancho del fondo (metros).

La curva de la Figura 2 está basada en una solución en la cual se toma en cuenta la convergencia en el perfil inicial de la superficie freática. Por lo tanto, no se necesita corrección por convergencia si el espaciamiento de los drenes se obtiene mediante el uso de la Figura 2.

3. METODO DE USO.- En este párrafo se describe brevemente el método que se sigue para usar los datos descritos en el párrafo anterior, para producir las condiciones de equilibrio dinámico. En el párrafo 4 se dá una descripción más detallada en los cálculos del ejemplo.

Empezando con un espaciamiento supuesto para los drenes, L , en la hipótesis de que la superficie freática alcanza la altura máxima permisible, y_0 , arriba del dren, inmediatamente después de la aplicación del último riego de cada temporada, la posición de la superficie freática en el punto central entre los drenes se calcula: (1) por medio del proceso de descenso en la temporada en que no hay riegos (aún en las áreas en donde hay cultivos durante todo el año, se presenta un período de inactividad en alguna época del año); y (2), por el proceso de elevación de la superficie freática y drenado de cada aplicación de riego, durante la siguiente temporada de riego. Si se han llegado a producir las condiciones de equilibrio dinámico, debidas al espaciamiento supuesto de los drenes, la superficie freática al terminar la temporada de riego regresa otra vez a la altura máxima permisible, y_0 . En

dentamente, este es un proceso de ensayo de aproximaciones sucesivas, en el cual se supone un cierto espaciamento de drenes y se obtiene una solución - para examinar si con las condiciones físicas prescritas, la elevación intermitente sucesiva de la superficie freática y el drenado consiguiente, se compensan el uno al otro sobre una base anual.

Normalmente, sólo es necesario hacer unas dos hipótesis de espaciamento de drenes, antes de llegar a comprobar que el espaciamento produce el equilibrio dinámico. Si se supone una relación lineal entre los dos espaciamentos obtenidos y sus valores resultantes de y_0 , después de un ciclo anual completo, y si las hipótesis originales dan resultados razonablemente cercanos al espaciamento correcto, se logra su determinación.

4. DREN ARRIBA DE LA CAPA DE BARRERA.- Enseguida se --
 presenta un ejemplo que ilustra los métodos de cálculo para este caso. Se suponen las siguientes condiciones:

A. La profundidad desde el dren hasta la barrera, d , es de 6.706 m.

- B. La profundidad del dren es de 2.438 m.
- C. Se requiere una zona de raíces de 1.219 m. Este dato fija la altura máxima permisible de la superficie freática arriba del dren en 1.219 m.
- D. La permeabilidad, promedio pesado, en la zona entre la barrera y la altura máxima permisible de la superficie freática es 127mm por hora, o sea 3.048 metros por día.
- E. La permeabilidad es uniforme en toda la profundidad. Por lo tanto, la permeabilidad en la zona entre la altura máxima permisible de la superficie freática y los drenes, también es 127 mm . hora. De la Figura 4 del capítulo 523.0 se obtiene el valor correspondiente del rendimiento específico que resulta 18 por ciento.
- F. La percolación profunda que resulta de la aplicación de cada riego (que se supone que es la misma de un deshielo de primavera) es 25.4 mm. El ascenso de la superficie freática que se obtiene de cada incremento de recarga es la percolación profunda dividida entre el rendimiento específico, o sea $25.4/0.18 = 141$ mm.
- G. Las fechas aproximadas del deshielo y de las aplicaciones de cada riego son como sigue:

| | FECHA | PERIODO DE TIEMPO ENTRE RIEGOS, DIAS. |
|---------------|--------------|---------------------------------------|
| Deshielo | Abril 22 | |
| Primer riego | Junio 6 | 45 |
| Segundo riego | Julio 1 | 25 |
| Tercer riego | Julio 21 | 20 |
| Cuarto riego | Agosto 4 | 14 |
| Quinto riego | Agosto 18 | 14 |
| Sexto riego | Septiembre 1 | <u>14</u> |
| | | 132 |

Por lo tanto, el período de ausencia de riego, cuando no se agrega agua adicional es de 233 días ($365 - 132 = 233$).

H. Resultó un espaciamento de 442 m de la relación del espaciamento supuesto y de la altura de las superficies freáticas finales, obtenido de dos cálculos previos. Con la hipótesis de que la superficie freática alcanza la altura máxima permisible inmediatamente después de la aplicación con el tiempo que corresponde a ese instante. El primer paso para aplicar el método, es calcular el valor $\frac{k D t}{SL^2}$ para el primer intervalo de tiempo. Con este valor y con la curva de la Figura 1, es posible encontrar el valor de y/y_0 .

Conociendo el valor inicial y_0 , podemos calcular y , o sea la altura hasta la cual desciende el punto central de la superficie freática durante este período de tiempo. Este proceso se repite para cada intervalo de tiempo sucesivo, obteniendo para cada uno la altura alcanzada de la superficie freática, como resultado neto de cada recarga y drenado sucesivo.

La tabla siguiente muestra los cálculos que verifican el espaciamiento:

CALCULO DE LA FLUCTUACION DE LA SUPERFICIE FREATICA CON DREN ARRIBA DE
LA CAPA DE BARRERA Y CON ESPACIAMIENTO DE DRENES DE 442 metros.

| RIEGO
NUM. | t
DIAS | ASCENSO EN
CADA RIEGO.
m | y_0
m | D
m | $\frac{k D t}{S L^2}$ | $\frac{y}{y}$
y | y
m |
|---------------|-----------|--------------------------------|------------|--------|-----------------------|--------------------|--------|
| (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) | (8) |
| 6 | 117 | | 1.219 | 7.315 | 0.0742 | 0.566 | 0.690 |
| | 116 | | 0.690 | 7.051 | 0.0709 | 0.580 | 0.400 |
| Deshielo | | 0.141 | | | | | |
| | 45 | | 0.541 | 6.976 | 0.0272 | 0.877 | 0.474 |
| 1 | | 0.141 | | | | | |
| | 25 | | 0.615 | 7.014 | 0.0152 | 0.958 | 0.589 |
| 2 | | 0.141 | | | | | |
| | 20 | | 0.730 | 7.071 | 0.0123 | 0.978 | 0.714 |
| 3 | | 0.141 | | | | | |
| | 14 | | 0.855 | 7.133 | 0.0087 | 0.985 | 0.842 |
| 4 | | 0.141 | | | | | |
| | 14 | | 0.983 | 7.197 | 0.0087 | 0.985 | 0.968 |
| 5 | | 0.141 | | | | | |
| | 14 | | 1.109 | 7.260 | .0088 | .985 | 1.092 |
| 6 | | 0.141 | | | | | |
| | | | 1.233 | | | | |

Explicación de cada columna:

Columna (1). Número de cada incremento sucesivo de recarga. por ejemplo; deshielo, lluvia o riego.

Columna (2). Duración del período de drenado - (tiempo entre dos incrementos sucesivos de recarga o entre períodos incrementales de drenado).

Columna (3). Elevación instantánea debida a cada incremento de recarga (percolación profunda dividida por rendimiento específico).

Columna (4). Altura de la superficie freática - arriba de los drenes en el punto central entre drenes inmediatamente después de cada elevación, o al principio de los períodos de tiempo incrementales durante el drenado que sucede en la temporada de ausencia de riego (columna (8) del período precedente más columna (3) del período corriente).

Columna (5). Profundidad del flujo, $d + y_0/2$ -- (d debe estar limitada a $L/4$).

Columna (6). Un valor calculado que representa las condiciones de flujo durante cualquier período particular de drenado $(\frac{K}{SL^2} \times (\text{columna (2)} \times (\text{columna (5)}))$.

Columna (7). Tomada de la curva de la Figura

Columna (8). Punto central de la altura de la -

superficie freática entre drenes al final de cada período de drenado (columna 4) x (columna 7) .

El espaciamiento de 442 metros resulta en una elevación máxima de la superficie freática de 1.233 metros que es satisfactorio. Como se indicó anteriormente, esta solución no toma en cuenta la convergencia. La reducción en espaciamiento debida a la convergencia se obtiene usando la ecuación ya indicada, en la forma siguiente:

D = profundidad media del flujo; en este ejem.

$$D = \frac{7.315 + 6.976}{2} = 7.146 \text{ metros, y}$$

r = radio exterior del dren más envoltura de grava; en este ejemplo, el radio exterior del tubo de 152 mm DI, más 102 mm, igual a 192 mm.

La corrección es por lo tanto:

$$\begin{aligned} C &= D \log_e \frac{D}{4r} \\ &= 7.146 \log_e \frac{7.146}{4 \times 0.192} = 7.146 \times 2.231 = \\ &= 15.940 \text{ metros.} \end{aligned}$$

El espaciamiento corregido sería entonces $442.00 - 15.94 = 426.06$ metros. La Figura 4 ilustra la fluctuación de la superficie freática que resulta de las condiciones de este ejemplo y del espaciamiento correspondiente a los drenes.

6.

DREN JUSTAMENTE ENCIMA DE LA CAPA DE BARRERA.- El siguiente ejemplo se presenta para ilustrar el método de cálculo en este caso. Se supone que todas las condiciones son las mismas que las del ejemplo precedente, excepto la que se refiere a la profundidad de la barrera.

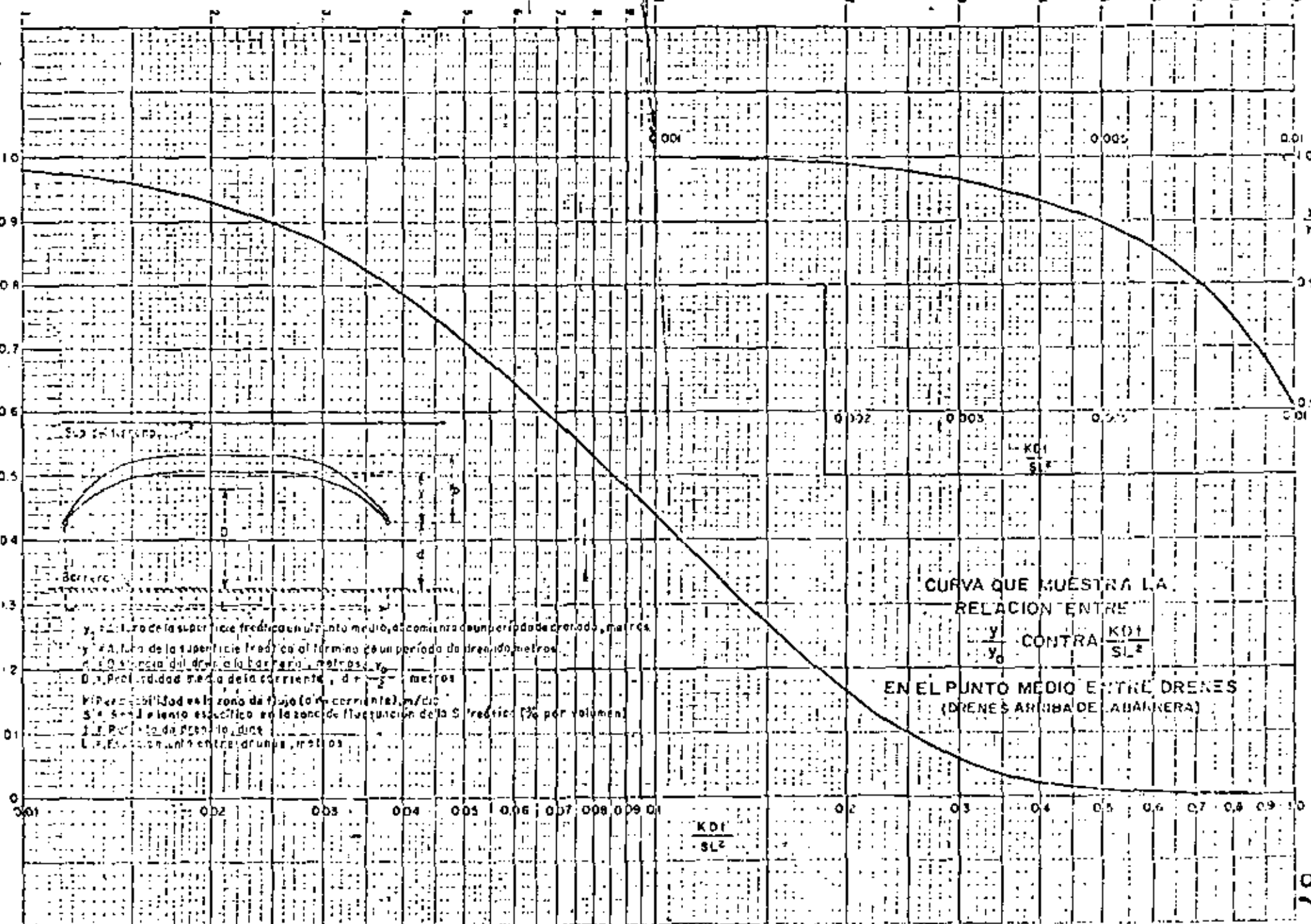
Las hipótesis del espaciamiento entre los drenes y los cálculos subsiguientes de la altura de la superficie freática, son similares a los del ejemplo previo, con la excepción de que se usa la curva de la Figura 2, con un modelo de cálculo ligeramente modificado. Se necesita también el proceso de ensayo de aproximaciones sucesivas, pero como sucedió en el ejemplo precedente, el espaciamiento correcto se puede determinar después de dos cálculos de prueba.

La siguiente tabla muestra los cálculos que verifican el espaciamiento:

CALCULO DE LA FLUCTUACION DE LA SUPERFICIE FREATICA CON EL DREN
JUSTAMENTE ENCIMA DE LA CAPA DE BARRERA Y CON ESPACIAMIENTO DE
DRENES DE 143.256 METROS (470 PIES)

| RIEGO
NUM. | t
DIAS | ASCENSO DE
S.F. POR -
CADA RIEGO
m | H
m | $\frac{k H t}{S L^2}$ | $\frac{Z}{H}$ | Z
m |
|---------------|-----------|---|--------|-----------------------|---------------|--------|
| 6 | | | | | | |
| | 117 | | 1.219 | 0.117 7 | 0.655 | 0.798 |
| | 116 | | 0.799 | 0.076 5 | 0.745 | 0.595 |
| Deshielo | | 0.141 | | | | |
| | 45 | | 0.735 | 0.027 3 | 0.890 | 0.654 |
| 1 | | 0.141 | | | | |
| | 25 | | 0.792 | 0.016 3 | 0.932 | 0.738 |
| 2 | | 0.141 | | | | |
| | 20 | | 0.878 | 0.014 5 | 0.940 | 0.825 |
| 3 | | 0.141 | | | | |
| | 14 | | 0.966 | 0.011 2 | 0.953 | 0.921 |
| 4 | | 0.141 | | | | |
| | 14 | | 1.061 | 0.012 3 | 0.949 | 1.007 |
| 5 | | 0.141 | | | | |
| | 14 | | 1.146 | 0.013 2 | 0.945 | 1.083 |
| 6 | | | | | | |
| | | | 1.222 | | | |

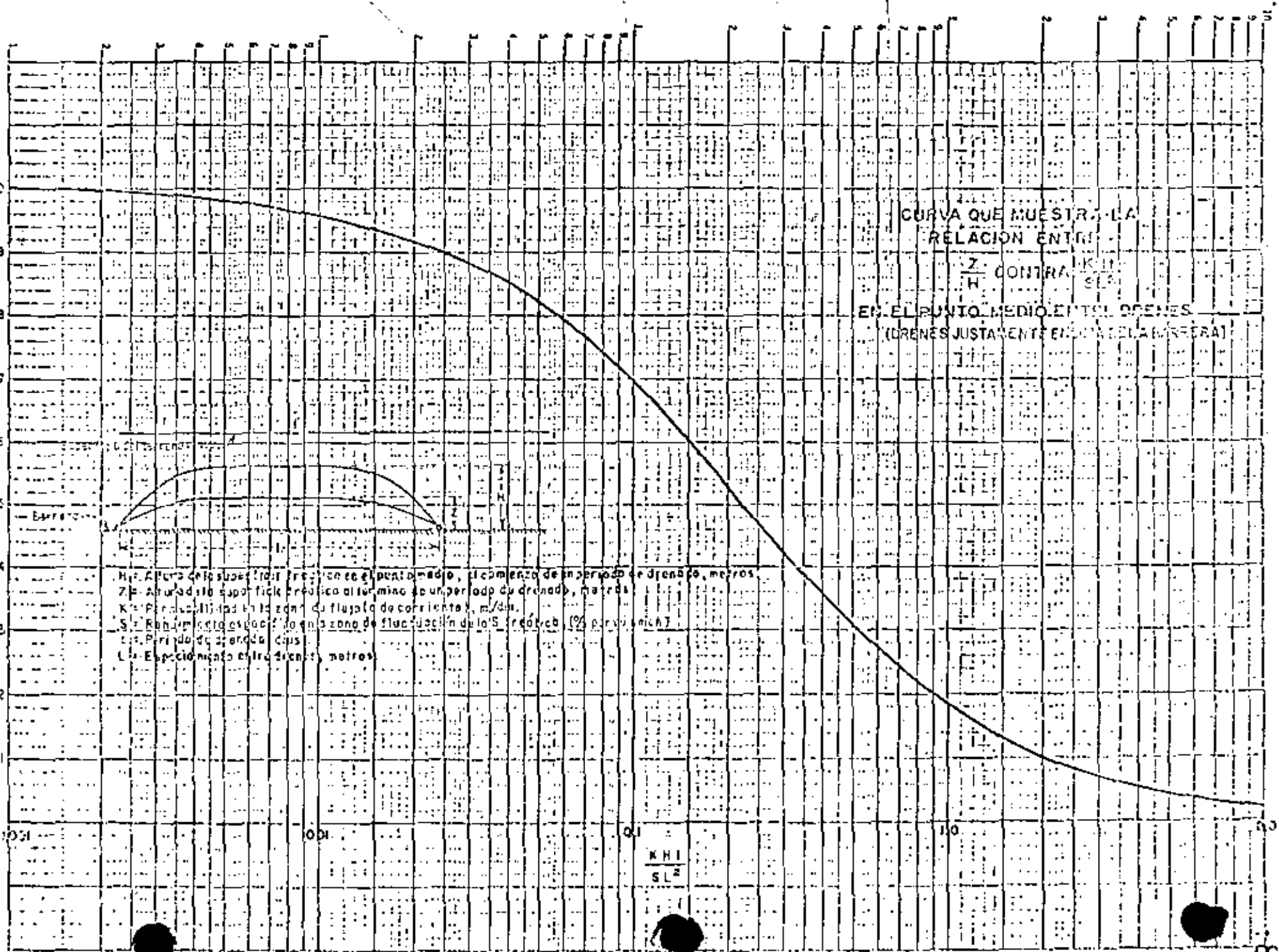
Como ya se estableció anteriormente, no es necesario hacer corrección por convergencia. El espaciamiento correcto sería entonces el indicado, de 143 m.

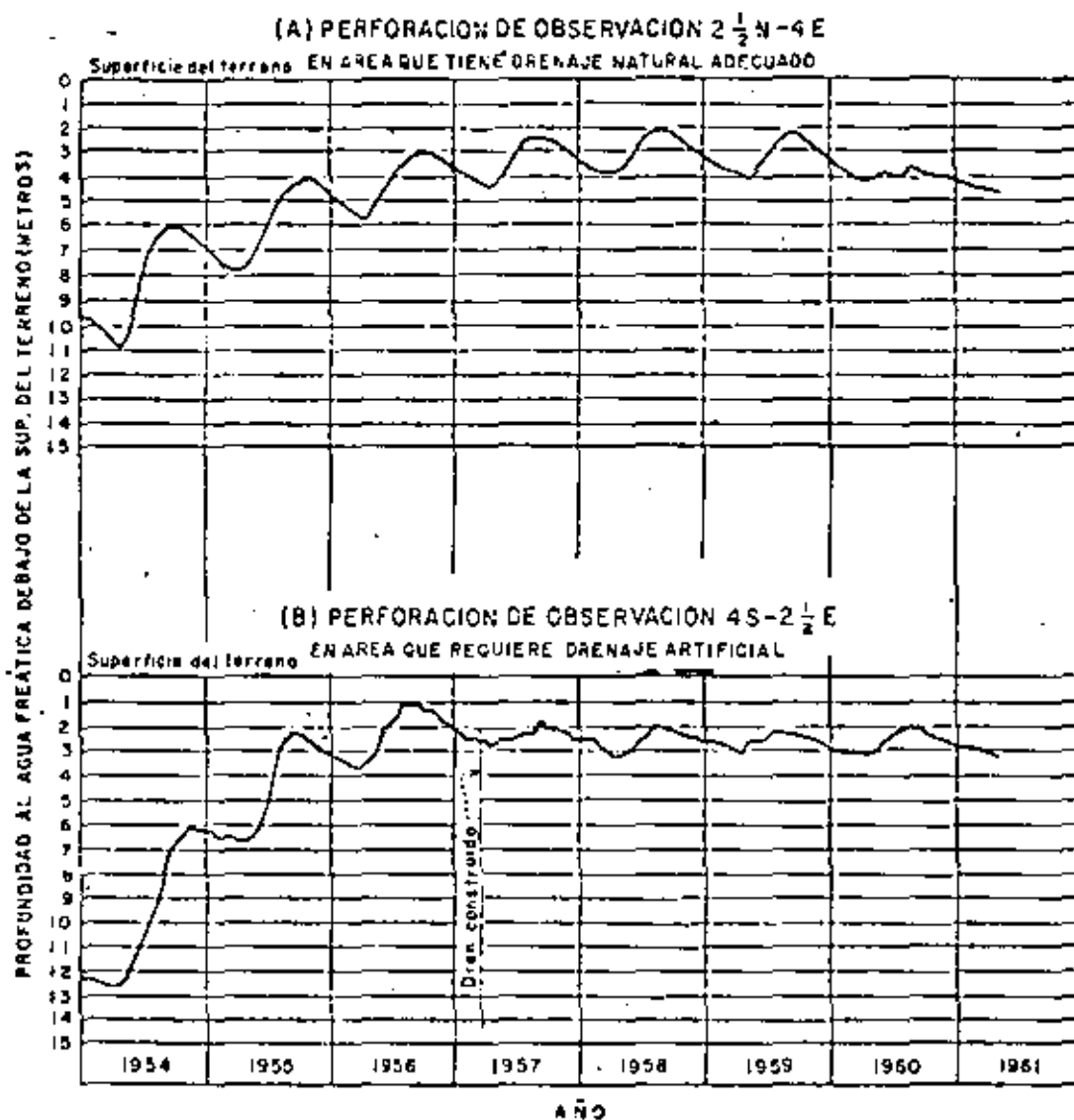


CURVA QUE MUESTRA LA
 RELACION ENTRE
 $\frac{y}{y_0}$ CONTRA $\frac{KD}{SL^2}$
 EN EL PUNTO MEDIO ENTRE DRENES
 (DRENES ARRIBA DE BARRERA)

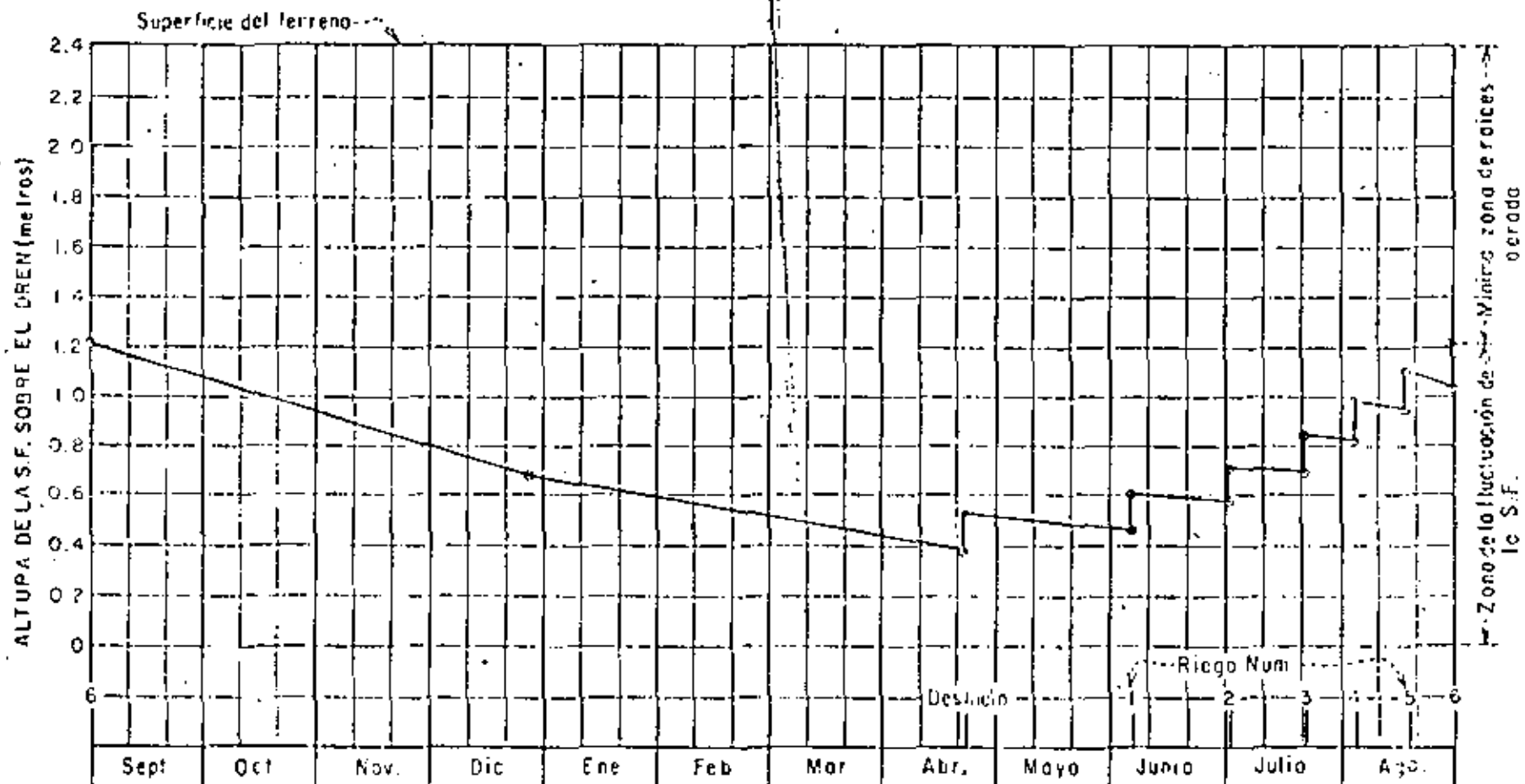
- y_0 : Profundidad de la superficie freatica en un punto medio, es comienza de un periodo de drenado, metros.
- y : Profundidad de la superficie freatica al termino de un periodo de drenado, metros.
- L : Distancia del dren a la barrera, metros.
- d : Profundidad media de la corriente, $d = \frac{L}{2}$ metros.
- K : Permeabilidad en la zona de flujo (o en corriente), m/dia.
- S : Porosidad efectiva en la zona de fluctuacion de la S freatica (% por volumen).
- L^2 : Producto de drenado, d^2 .
- L : Distancia entre drenes, metros.

Adaptación del plano U. S. R. 101 p. CEB





HIDROGRAFOS DEL AGUA FREATICA



FLUCTUACION DEL NIVEL DE LA SUPERFICIE FREATICA EN UN DREN INSTALADO ARRIBA DE LA CAPA DE BARRERA

CARGAS SOBRE TUBERIAS DE DRENES, CAUSADAS POR RELLENOS CON DIVERSOS MATERIALES, EN KILOGRAMOS POR METRO DE TUBERIA 17

| ESPESOR DEL RELLENO SOBRE LA PARTE SUPERIOR DEL TUBO | | TIERRA SUPERFICIAL SATURADA | | | | | | | | | ESPESOR DEL RELLENO SOBRE LA PARTE SUPERIOR DEL TUBO | | ARCILLA HUMEDA | | | | | | | | | |
|--|--------|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--|--------|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 0.46 | 0.53 | 0.61 | 0.69 | 0.76 | 0.84 | 0.91 | 1.07 | 1.22 | | | 0.46 | 0.53 | 0.61 | 0.69 | 0.76 | 0.84 | 0.91 | 1.07 | 1.22 | |
| Pies | Metros | | | | | | | | | | Pies | Metros | | | | | | | | | | |
| 5 | 1.52 | 707 | 828 | 1 057 | 1 235 | 1 426 | 1 577 | 1 741 | 2 113 | 2 455 | 5 | 1.52 | 788 | 940 | 1 138 | 1 310 | 1 510 | 1 676 | 1 838 | 2 225 | 2 575 | |
| 6 | 1.83 | 769 | 887 | 1 113 | 1 291 | 1 486 | 1 601 | 1 724 | 2 141 | 2 472 | 6 | 1.83 | 855 | 1 024 | 1 207 | 1 376 | 1 576 | 1 720 | 1 870 | 2 273 | 2 567 | 3 021 |
| 7 | 2.13 | 848 | 1 021 | 1 295 | 1 511 | 1 771 | 2 016 | 2 247 | 2 753 | 3 244 | 7 | 2.13 | 925 | 1 205 | 1 451 | 1 689 | 1 935 | 2 180 | 2 326 | 2 826 | 3 254 | 3 809 |
| 8 | 2.44 | 900 | 1 146 | 1 399 | 1 652 | 1 927 | 2 195 | 2 455 | 3 028 | 3 601 | 8 | 2.44 | 1 049 | 1 310 | 1 577 | 1 853 | 2 136 | 2 396 | 2 664 | 3 207 | 3 834 | 4 494 |
| 9 | 2.74 | 945 | 1 235 | 1 481 | 1 771 | 2 084 | 2 351 | 2 664 | 3 281 | 3 906 | 9 | 2.74 | 1 103 | 1 399 | 1 677 | 1 994 | 2 307 | 2 612 | 2 882 | 3 557 | 4 267 | 4 967 |
| 10 | 3.05 | 925 | 1 237 | 1 555 | 1 868 | 2 188 | 2 507 | 2 842 | 3 492 | 4 217 | 10 | 3.05 | 1 163 | 1 481 | 1 801 | 2 128 | 2 470 | 2 813 | 3 133 | 3 847 | 4 594 | 5 334 |
| 11 | 3.35 | 1 094 | 1 397 | 1 622 | 1 942 | 2 294 | 2 641 | 3 006 | 3 720 | 4 479 | 11 | 3.35 | 1 213 | 1 570 | 1 897 | 2 247 | 2 612 | 2 984 | 3 363 | 4 122 | 4 859 | 5 659 |
| 12 | 3.66 | 1 027 | 1 339 | 1 674 | 2 016 | 2 396 | 2 768 | 3 155 | 3 936 | 4 740 | 12 | 3.66 | 1 250 | 1 607 | 1 929 | 2 286 | 2 753 | 3 140 | 3 549 | 4 320 | 5 216 | 6 072 |
| 13 | 3.96 | 1 049 | 1 369 | 1 726 | 2 080 | 2 476 | 2 872 | 3 281 | 4 122 | 4 970 | 13 | 3.96 | 1 287 | 1 652 | 2 045 | 2 448 | 2 870 | 3 296 | 3 743 | 4 622 | 5 506 | 6 406 |
| 14 | 4.27 | 1 064 | 1 397 | 1 754 | 2 136 | 2 543 | 2 961 | 3 400 | 4 286 | 5 194 | 14 | 4.27 | 1 317 | 1 704 | 2 113 | 2 537 | 2 991 | 3 430 | 3 899 | 4 836 | 5 769 | 6 729 |
| 15 | 4.57 | 1 071 | 1 414 | 1 772 | 2 168 | 2 617 | 3 051 | 3 497 | 4 415 | 5 380 | 15 | 4.57 | 1 347 | 1 741 | 2 173 | 2 612 | 3 088 | 3 564 | 4 048 | 5 022 | 6 022 | 7 047 |

* Para materiales de otro peso multiplíquense las cargas por el cociente del peso del material entre 1 602.

17 Basadas en la fórmula de Marston para cargas en zanjas: $W = CwB^2$

Donde:

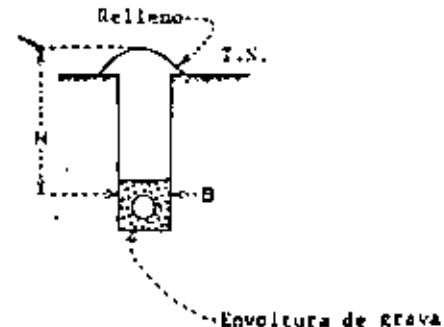
W = Carga sobre el tubo en kg/m^2

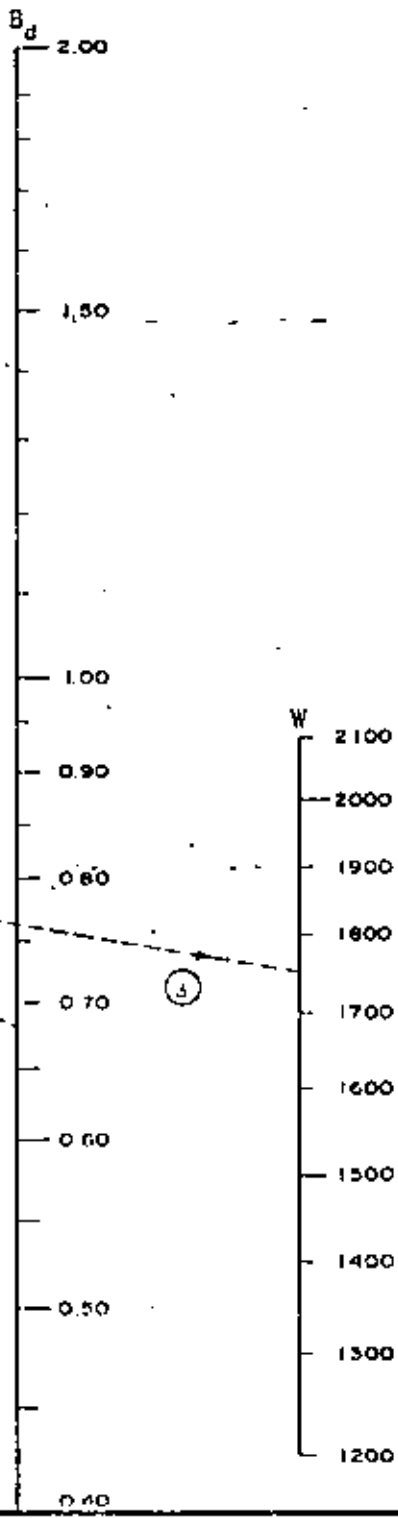
C = Coeficiente de carga sobre el tubo

w = Peso del relleno en kg/m^3

B = Ancho de la zanja medido en la parte superior del tubo, en m

H = Espesor del relleno sobre la parte superior del tubo, en m





EXPLICACION

$W_c = C_d \cdot w \cdot B_d^2$

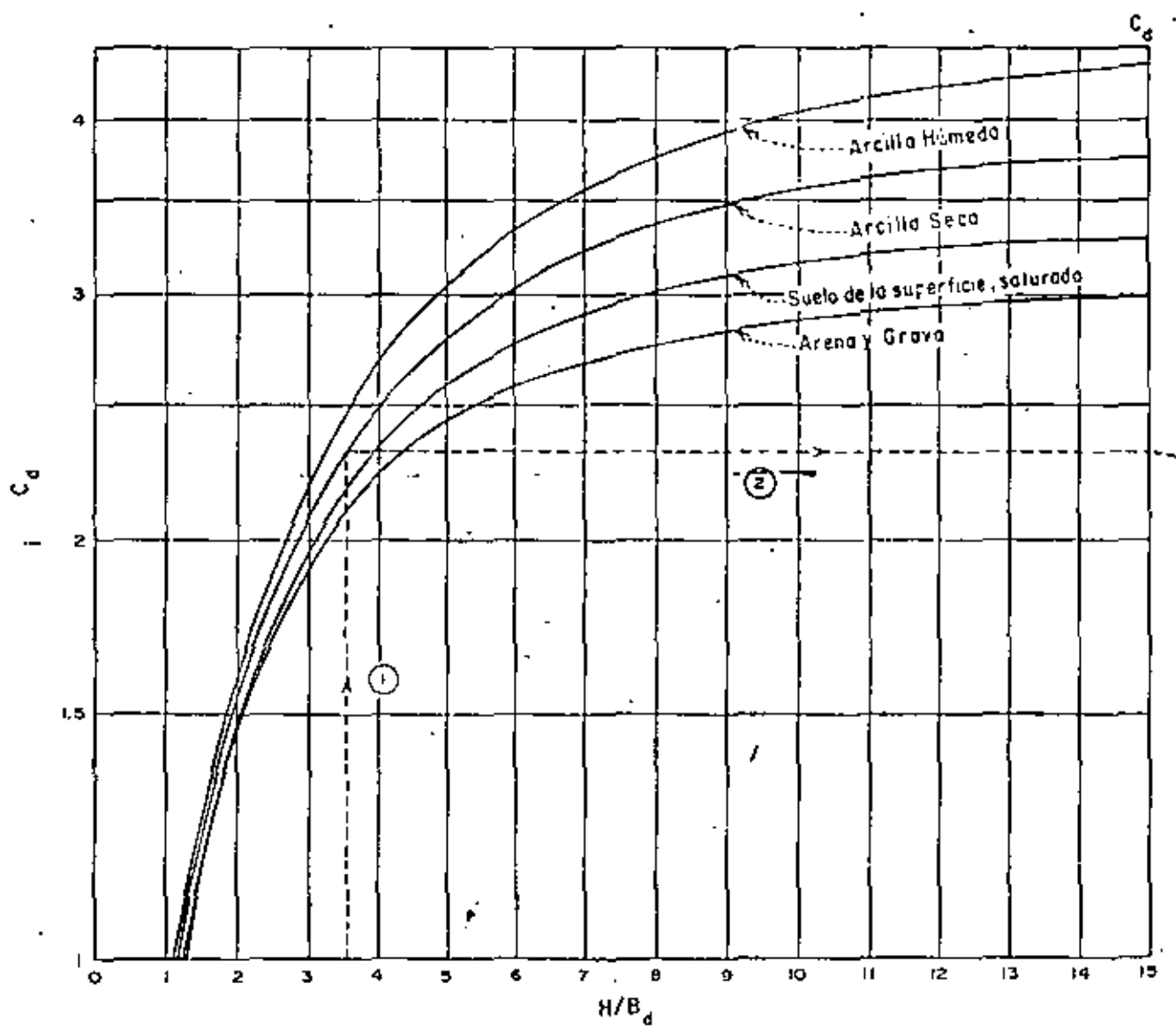
- Donde W_c = Carga vertical externa sobre un conducto cubierto, debido al material de relleno, en kilogramos por metro lineal.
- C_d = Coeficiente de carga, que depende de la clase de material de relleno.
- w = Peso unitario del material de relleno, kilogramos por metro cúbico
- B_d = Ancho horizontal de la trinchera al nivel de la parte superior del tubo, metros.
- H = Altura del relleno, medida desde la parte superior del tubo, metros.

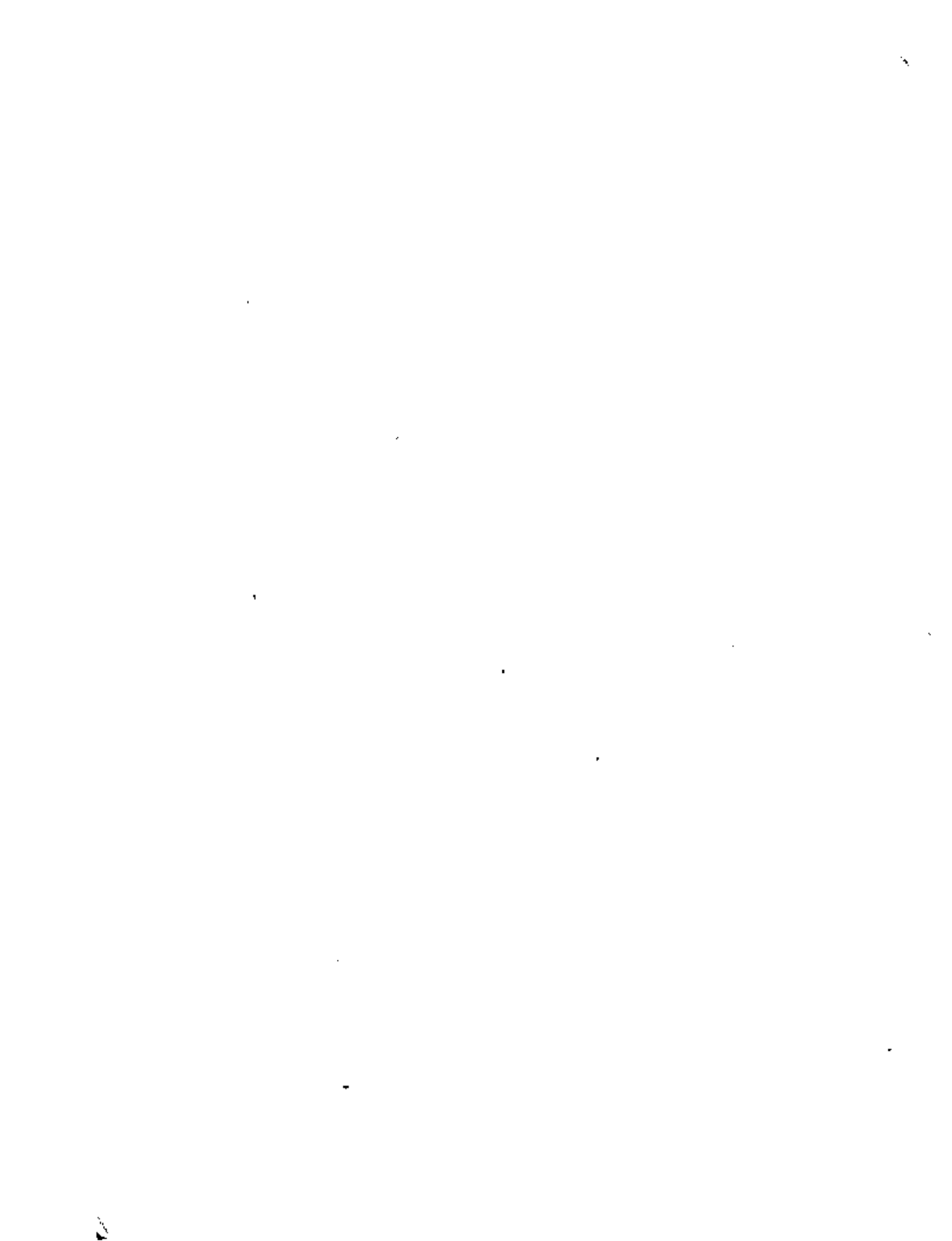
CARGAS EN TUBOS COLOCADOS EN TRINCHERAS BASADAS EN LA FORMULA DE MARSTON

Adaptado del plano U.S. B. R. 103 - D - 775

EJEMPLO

Una tubería de drenaje se va a colocar en una trinchera que tiene 0.68 m de ancho en la altura superior del tubo ($B_d = 0.68$ m); y quedará cubierta 2.44 metros, medidos desde la parte superior del tubo ($H = 2.44$ m). El material es arcilla seca, con peso unitario de 1760 Kg/m^3 ($W = 1760$).
 $H/B_d = 2.44 / 0.68 = 3.58$. $W_c = 1940 \text{ Kg/m}$.







centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE
ZONAS DE RIEGO

DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO

ING. FERNANDO LOZANO
Julio, 1979



La ecuación resultante una vez hecha la regresión es:

$$Y = 0.758 X^{1.071}$$

$$y \quad r = 0.984$$

Asimismo, hacemos la regresión para la curva Elevación Corrales - Gasto Corrales (Y = Elevación; X = gasto) con el siguiente resultado:

$$Y = 65.256 X^{0.0343}$$

$$y \quad r = 0.980$$

3.3 Hectáreas inundadas

Con los datos de los gastos máximos (no tomando en cuenta el intervalo de confianza) para diferente Tr y por medio de las regresiones obtenidas podemos definir la ecuación en Corrales y con ésta la de Angamacutiro y finalmente las hectáreas inundadas en la gráfica áreas-elevaciones, del Valle de Angamacutiro.

| Tr | Q | Elev. Corrales | Elev. Angamacutiro | Hectáreas inundadas |
|----|-----|----------------|--------------------|---------------------|
| 1 | 185 | 78.05 | 80.61 | 1 650 |
| 5 | 396 | 80.12 | 82.90 | 4 850 |
| 10 | 487 | 80.69 | 83.54 | 5 950 |
| 15 | 540 | 80.97 | 83.85 | 6 600 |
| 20 | 578 | 81.16 | 84.06 | 7 200 |

La precipitación media con el primer método se obtiene dividiendo la suma de las alturas de lluvia registradas en todas las estaciones de la cuenca entre el número de estaciones. Cuanto más uniforme sea la distribución de las estaciones sobre la cuenca, más aproximado será el resultado al aplicar este método. Para aplicar el segundo método se calcula el área tributaria de cada estación, delimitando la zona de influencia de cada una de ellas para posteriormente formar polígonos que son el área tributaria, para determinar los polígonos se ligan las estaciones considerando las más próximas, luego se trazan normales que corten el punto medio de las líneas de liga, las interrupciones entre estas normales son los vértices de los polígonos, si se multiplica el área de un polígono por la precipitación registrada en su estación correspondiente se obtiene el volumen llovido sobre el área tributaria durante todo el período de registro. La precipitación media sobre toda la cuenca se obtiene dividiendo el volumen llovido sobre toda la cuenca (que es igual a la suma de los volúmenes llovidos sobre cada polígono) entre el área de la cuenca. Para emplear el último método, es necesario conocer las isoyetas de la tormenta, además, requiere del buen juicio de la persona que hace el cálculo. Con este método se puede obtener mayor aproximación, pero depende directamente de la persona que lo aplica. Una vez trazadas las isoyetas, la precipitación media se calcula empleando la fórmula $p = \frac{\sum A_i P_i}{\sum A_i}$, donde A_i es el área entre dos isoyetas consecutivas y P_i la precipitación media de las isoyetas que limitan a cada área.

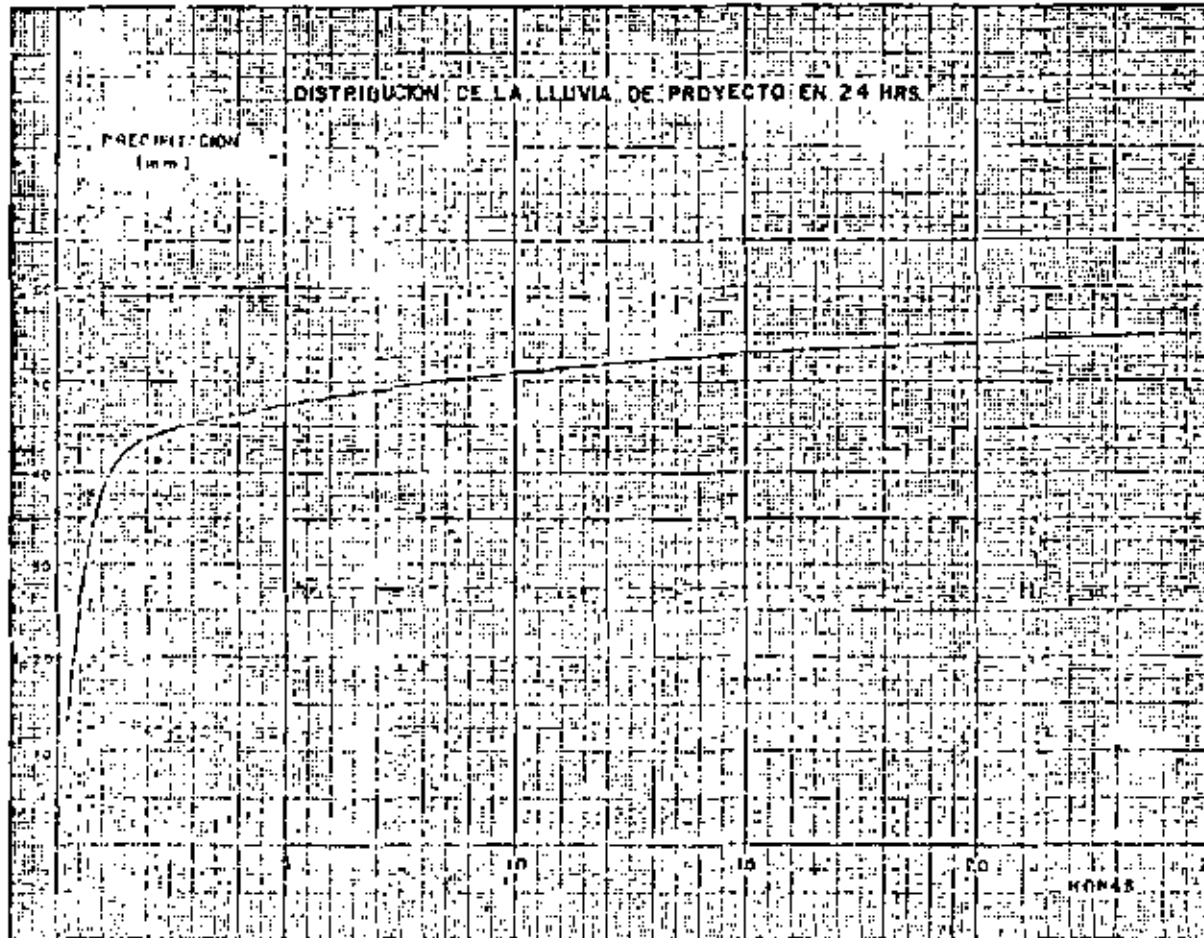
El cálculo de las precipitaciones probables para diferentes TR, se hizo en la Oficina de Procesamiento Electrónico de la Secretaría de Recursos Hidráulicos utilizándose el método estadístico de Cumbel, obteniéndose los siguientes resultados:

| Tiempo de retorno
en años. | Precipitación probable
en 24 hrs. |
|-------------------------------|--------------------------------------|
| 1 | 45.00 mm. |
| 5 | 58.94 " |
| 10 | 67.46 " |
| 15 | 72.44 " |
| 20 | 75.98 " |

nuestro caso nos basaremos en la lluvia registrada en la estación "Los Corrales", Mich., el 8 de julio de 1965 por ser esta una de las más intensas ya que consideramos que se trata de una cuenca chica. Su duración fue de 12 hr. 25 min. con una precipitación total de 52.15 mm. y una distribución de la misma como se muestra en la página siguiente. Extrapolando con la misma pendiente la curva de precipitación para una duración de 24 hr. obtenemos la precipitación para esta duración. La curva se trazó con los siguientes puntos:

| | | | | | | | | | | |
|------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Tiempo mín. | 5 | 10 | 15 | 20 | 30 | 45 | 60 | 80 | 100 | 120 |
| Intensidad
mm/hr. | 90.0 | 63.0 | 62.0 | 58.5 | 51.0 | 44.0 | 39.0 | 31.5 | 25.9 | 21.9 |
| Precipita-
ción mm. | 7.5 | 10.5 | 15.5 | 19.5 | 25.5 | 33 | 39 | 42 | 43.1 | 43.8 |

En la curva, se calculó la precipitación para 1, 2, 3, 4, 5, 6, 12 y 24 hr. representándola en porcentaje, se obtiene el por ciento de precipitación para las horas antes mencionadas y multiplicándolas por la precipitación de la lluvia de proyecto, obtenemos las precipitaciones para diferentes horas.



| Tiempo
Horas | Precip.
Lluvia
Corrales | % de
Precip. | Precipitación de la lluvia de proyecto | | | | |
|-----------------|-------------------------------|-----------------|--|-------------|------------|-----------|------------|
| | | | tr = 1 año | tr = 5 años | tr=10 años | tr=15años | tr=20 años |
| 0 - 1 | 39.00 | 70.9 | 31.91 | 41.79 | 47.83 | 51.36 | 53.87 |
| 1 - 2 | 43.80 | 79.6 | 35.82 | 46.92 | 53.70 | 57.66 | 60.48 |
| 2 - 3 | 45.25 | 82.3 | 37.04 | 48.51 | 55.52 | 59.62 | 62.53 |
| 3 - 4 | 46.50 | 84.5 | 38.03 | 49.80 | 57.00 | 61.21 | 64.20 |
| 4 - 5 | 47.50 | 86.4 | 38.88 | 50.92 | 58.29 | 62.59 | 65.65 |
| 5 - 6 | 48.30 | 87.8 | 39.51 | 51.75 | 59.23 | 63.60 | 66.71 |
| 6 - 12 | 51.80 | 94.2 | 42.39 | 55.52 | 63.55 | 68.24 | 71.57 |
| 12 - 24 | 55.00 | 100.0 | 45.00 | 58.94 | 67.46 | 72.44 | 75.98 |

4.2.1. Avenida con un Tr - 1 año.

La precipitación de la lluvia de proyecto, la transformaremos a pulgadas, sacaremos los incrementos, los ordenaremos en la forma 6, 4, 3, 1, 2, 5 y posteriormente calcularemos la nueva lluvia acumulada, todo esto se indica en la tabla siguiente:

| Tiempo Horas | Lluvia Acumulada | Incremento de la lluvia | Incr. de la lluvia ordenada | Nueva lluvia acumulada |
|--------------|------------------|-------------------------|-----------------------------|------------------------|
| 0 - 1 | 1.256 | 1.256 | 0.025 | 0.025 |
| 1 - 2 | 1.410 | 0.154 | 0.039 | 0.064 |
| 2 - 3 | 1.458 | 0.048 | 0.048 | 0.112 |
| 3 - 4 | 1.497 | 0.039 | 1.256 | 1.368 |
| 4 - 5 | 1.531 | 0.034 | 0.154 | 1.522 |
| 5 - 6 | 1.556 | 0.025 | 0.034 | 1.556 |
| 6 - 12 | 1.669 | 0.113 | 0.113 | 1.669 |
| 12 - 24 | 1.772 | 0.103 | 0.103 | 1.772 |

Para determinar el número N que representa al complejo suelo-cubierta vegetal, es necesario conocer el grupo hidrológico del suelo, la condición para la infiltración y el tipo de cubierta vegetal de la cuenca. Con los datos anteriores en la pág. 457 del libro "Diseño de Presas Pequeñas" se determinó $N = 81$.

$$S = \frac{1000}{N} - 10 = 2.0182$$

El escurrimiento acumulado se calcula con la fórmula

$$Q = \frac{(P - 0.2 S)^2}{P + 0.8 S} \frac{(P - 0.40964)^2}{P - 1.63858}$$

| Tiempo Horas | Incremento Lluvia | Lluvia Acumulada | Escurri - miento acumulado | Incremento | Incremento de las pérdidas |
|--------------|-------------------|------------------|----------------------------|------------|----------------------------|
| 0 - 1 | 0.025 | 0.025 | --- | --- | 0.025 |
| 1 - 2 | 0.039 | 0.064 | --- | --- | 0.039 |
| 2 - 3 | 0.048 | 0.112 | --- | --- | 0.048 |
| 3 - 4 | 1.256 | 1.368 | 0.305 | 0.305 | 0.951 |
| 4 - 5 | 0.154 | 1.522 | 0.391 | 0.086 | 0.068 |
| 5 - 6 | 0.034 | 1.556 | 0.411 | 0.020 | 0.014 |
| 6 - 12 | 0.113 | 1.669 | 0.480 | 0.069 | 0.044 |
| 12 - 24 | 0.103 | 1.772 | 0.544 | 0.064 | 0.039 |

No se tomó en cuenta lo descrito en el inciso Vc, por considerarse la arcilla totalmente saturada, ya que las máximas avenidas se presentan a mediados de las épocas de lluvia.

De un mapa de la Comisión Cartográfica Militar se determinó la cuenca del Villachuato, teniendo ésta una superficie de 303 Km² una longitud de 73.6 km y un desnivel máximo de 365 m.

$$A = 303 \text{ km}^2 = 116.99 \text{ millas}^2$$

$$L = 73.6 \text{ km} = 45.733 \text{ millas}$$

$$H = 365 \text{ m.} = 1197.5 \text{ pies}$$

$$T_c = \left(\frac{11.9 \times 45.733^3}{1197.5} \right)^{0.385} = 14.012$$

$$T_c = 14 \text{ hr.}$$

Para D = 1 hr

$$T_p = \frac{1}{2} + 0.6 (14) = 8.9 \text{ hr.}$$

$$T_b = 2.67 \times 8.9 = 23.76 \text{ hr.}$$

$$q_p = \frac{484 \times 116.99 \times 1}{8.9} = 6362 \text{ pies}^3/\text{seg.}$$

Para D = 6 hr

$$T_p = \frac{6}{2} + 0.6 (14) = 11.4$$

$$T_b = 2.67 \times 11.4 = 30.44 \text{ hr.}$$

$$q_p = \frac{484 \times 116.99 \times 1}{11.4} = 4967 \text{ pies}^3/\text{seg.}$$

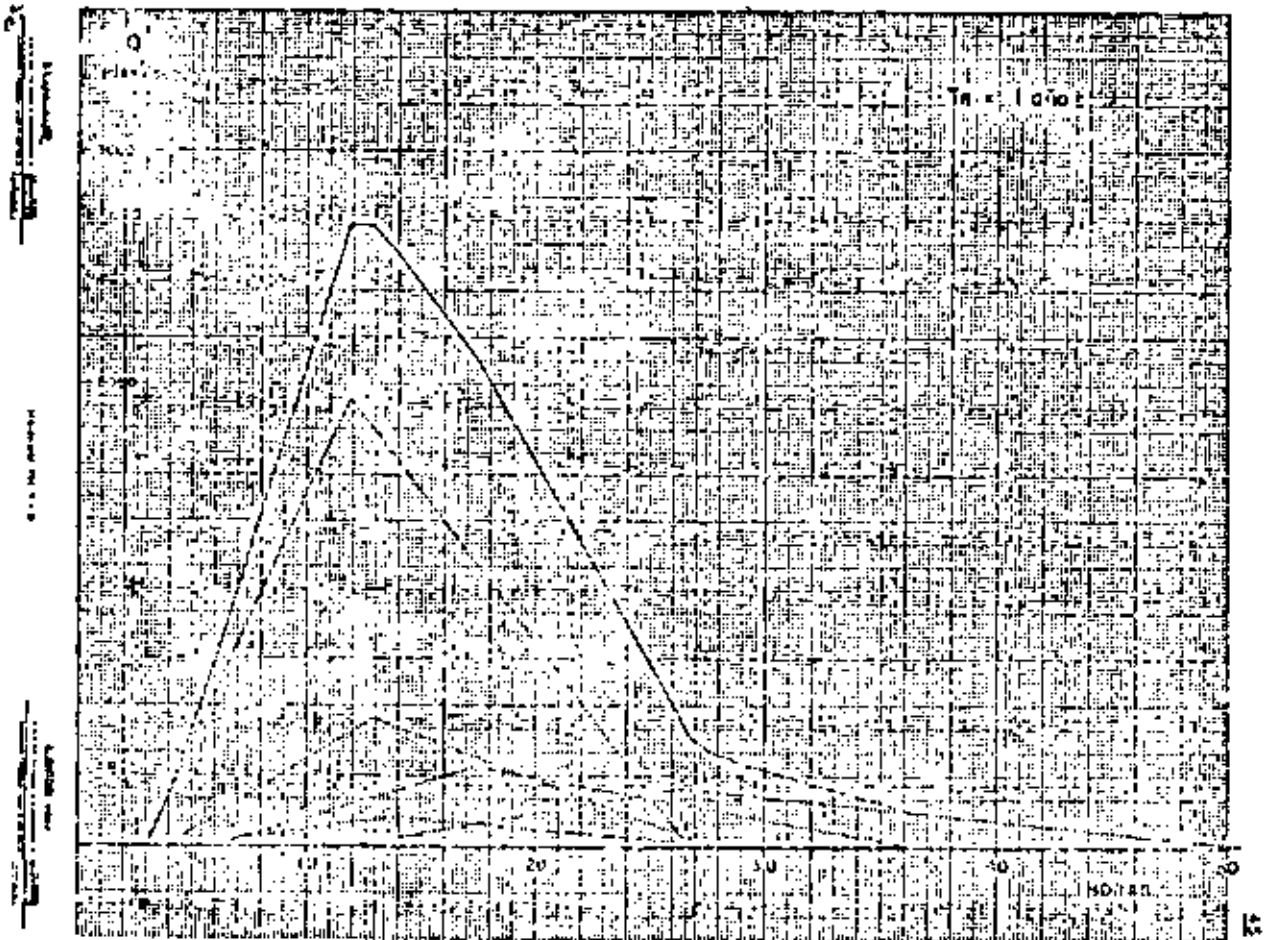
Para D = 12 hr

$$T_p = \frac{12}{2} + 0.6 (14) = 14.4 \text{ hr.}$$

$$T_b = 2.67 \times 14.4 = 38.45$$

$$q_p = \frac{484 \times 116.99 \times 1}{14.4} = 3\,932 \text{ pies}^3/\text{seg.}$$

| Tiempo
Horas | Incremento de
escurr. plg. | q_p para
1 plg. | q_p para los in-
crementos de -
escurrimiento | Hidrograma de los incremen. | | |
|-----------------|-------------------------------|----------------------|---|-----------------------------|--------------------|-------------------|
| | | | | Hora del
Princip. | Hora del
Máximo | Hora del
Final |
| 0 - 1 | --- | 6 362 | --- | 0 | 8.9 | 23.76 |
| 1 - 2 | --- | 6 362 | --- | 1 | 9.9 | 24.76 |
| 2 - 3 | --- | 6 362 | --- | 2 | 10.9 | 25.76 |
| 3 - 4 | 0.305 | 6 362 | 1 940 | 3 | 11.9 | 26.76 |
| 4 - 5 | 0.086 | 6 362 | 547 | 4 | 12.9 | 27.76 |
| 5 - 6 | 0.020 | 6 362 | 127 | 5 | 13.9 | 28.76 |
| 6 - 12 | 0.069 | 4 967 | 343 | 6 | 17.4 | 36.44 |
| 12 - 24 | 0.064 | 3 932 | 252 | 12 | 26.4 | 50.45 |

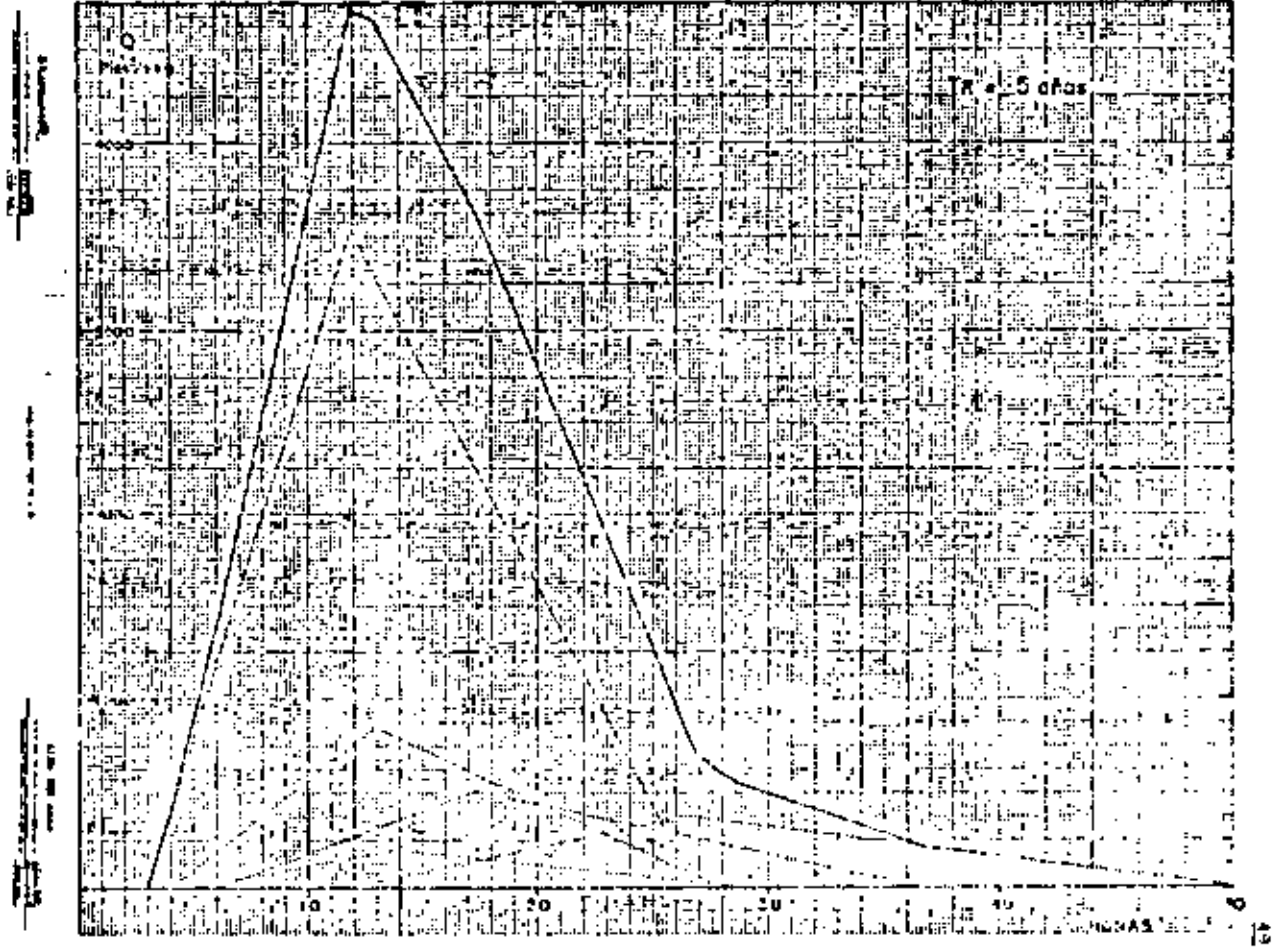


4.2.2 Avenida con un Tr = 5 años

| Tiempo Horas | Lluvia Acumulada | Incremento de la lluvia | Incremento de la lluvia ordenada | Nueva lluvia acumulada |
|--------------|------------------|-------------------------|----------------------------------|------------------------|
| 0 - 1 | 1.645 | 1.645 | 0.032 | 0.032 |
| 1 - 2 | 1.847 | 0.202 | 0.051 | 0.083 |
| 2 - 3 | 1.910 | 0.063 | 0.063 | 0.146 |
| 3 - 4 | 1.961 | 0.051 | 1.645 | 1.791 |
| 4 - 5 | 2.005 | 0.044 | 0.202 | 1.993 |
| 5 - 6 | 2.037 | 0.032 | 0.044 | 2.037 |
| 6 - 12 | 2.186 | 0.149 | 0.149 | 2.186 |
| 12 - 24 | 2.320 | 0.134 | 0.134 | 2.320 |

| Tiempo
Horas | Incremento
lluvia | Lluvia
Acumulada | ESCURRIMIENTO | | Incremento de
Pérdidas |
|-----------------|----------------------|---------------------|---------------|------------|---------------------------|
| | | | Acumulado | Incremento | |
| 0 - 1 | 0.032 | 0.032 | --- | --- | 0.032 |
| 1 - 2 | 0.051 | 0.083 | --- | --- | 0.051 |
| 2 - 3 | 0.063 | 0.146 | --- | --- | 0.063 |
| 3 - 4 | 1.645 | 1.791 | 0.556 | 0.556 | 1.089 |
| 4 - 5 | 0.202 | 1.993 | 0.690 | 0.134 | 0.068 |
| 5 - 6 | 0.044 | 2.037 | 0.721 | 0.031 | 0.013 |
| 6 - 12 | 0.149 | 2.186 | 0.825 | 0.104 | 0.045 |
| 12 - 24 | 0.134 | 2.320 | 0.922 | 0.097 | 0.037 |

| Tiempo Horas | Incremento de escurr. plg. | qp para 1 plg. | qp para los incrementos de escurr. | Hora del Principio | Hora del máximo | Hora del final |
|--------------|----------------------------|----------------|------------------------------------|--------------------|-----------------|----------------|
| 0 - 1 | --- | 6 362 | --- | 0 | 8.9 | 23.76 |
| 1 - 2 | --- | 6 362 | --- | 1 | 9.9 | 24.76 |
| 2 - 3 | --- | 6 362 | --- | 2 | 10.9 | 25.76 |
| 3 - 4 | 0.556 | 6 362 | 3 537 | 3 | 11.9 | 26.76 |
| 4 - 5 | 0.134 | 6 362 | 853 | 4 | 12.9 | 27.76 |
| 5 - 6 | 0.031 | 6 362 | 197 | 5 | 13.9 | 28.76 |
| 6 - 12 | 0.104 | 4 967 | 517 | 6 | 17.4 | 36.44 |
| 12 - 24 | 0.097 | 3 932 | 381 | 12 | 26.4 | 50.45 |



4.2.3 Avenida con un $T_r = 10$ años

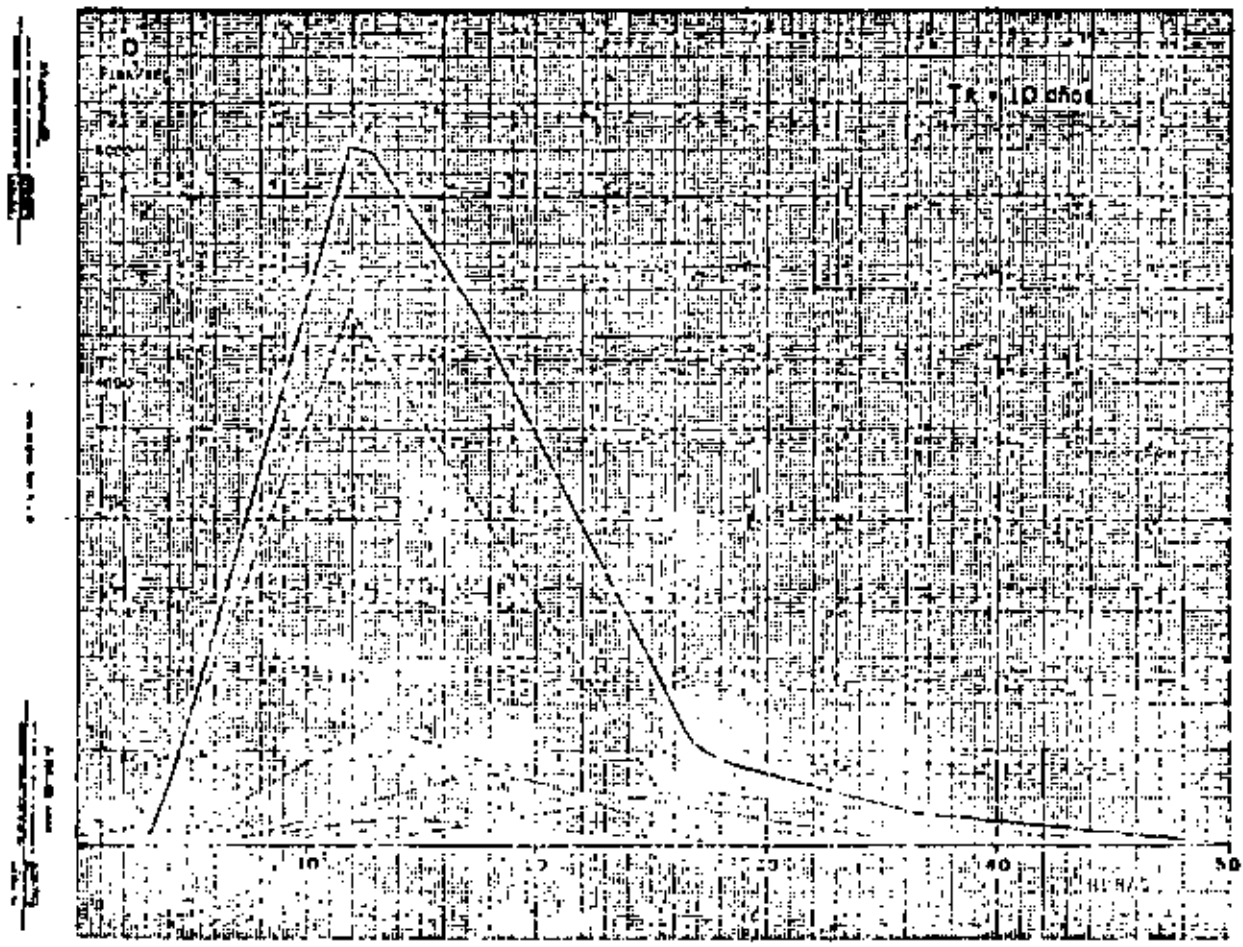
| Tiempo | Lluvia Acumulada | Incremento De la lluvia | Incremento De la lluvia ordenada | Nueva lluvia acumulada |
|---------|------------------|-------------------------|----------------------------------|------------------------|
| 0 - 1 | 1.883 | 1.883 | 0.037 | 0.037 |
| 1 - 2 | 2.114 | 0.231 | 0.055 | 0.092 |
| 2 - 3 | 2.189 | 0.075 | 0.075 | 0.167 |
| 3 - 4 | 2.244 | 0.055 | 1.883 | 2.050 |
| 4 - 5 | 2.295 | 0.051 | 0.231 | 2.281 |
| 5 - 6 | 2.332 | 0.037 | 0.051 | 2.332 |
| 6 - 12 | 2.502 | 0.170 | 0.170 | 2.502 |
| 12 - 24 | 2.656 | 0.154 | 0.154 | 2.656 |

| Tiempo | Incremento
lluvia | Lluvia
acumulada | ESCURRIMIENTO | | Incremento
De pérdidas |
|---------|----------------------|---------------------|---------------|------------|---------------------------|
| | | | acumulado | incremento | |
| 0 - 1 | 0.037 | 0.037 | --- | --- | 0.037 |
| 1 - 2 | 0.055 | 0.092 | --- | --- | 0.055 |
| 2 - 3 | 0.075 | 0.167 | --- | --- | 0.075 |
| 3 - 4 | 1.883 | 2.050 | 0.729 | 0.729 | 1.154 |
| 4 - 5 | 0.231 | 2.281 | 0.893 | 0.164 | 0.067 |
| 5 - 6 | 0.051 | 2.332 | 0.931 | 0.038 | 0.013 |
| 6 - 12 | 0.170 | 2.502 | 1.057 | 0.126 | 0.044 |
| 12 - 24 | 0.154 | 2.656 | 1.175 | 0.118 | 0.036 |

16

| Tiempo
Horas | Incremento de
escurrimiento
plg. | qp para
1 plg | qp para los
Incrementos
de escurr. | Hora del
principio | Hora del
máximo | Hora del
final |
|-----------------|--|------------------|--|-----------------------|--------------------|-------------------|
| 0 - 1 | --- | 6 362 | --- | 0 | 8.9 | 23.76 |
| 1 - 2 | --- | 6 362 | --- | 1 | 9.9 | 24.76 |
| 2 - 3 | --- | 6 362 | --- | 2 | 10.9 | 25.76 |
| 3 - 4 | 0.729 | 6 362 | 4 638 | 3 | 11.9 | 26.76 |
| 4 - 5 | 0.164 | 6 362 | 1 043 | 4 | 12.9 | 27.76 |
| 5 - 6 | 0.038 | 6 362 | 242 | 5 | 13.9 | 28.76 |
| 6 - 12 | 0.126 | 4 967 | 626 | 6 | 17.4 | 36.44 |
| 12 - 24 | 0.118 | 3 932 | 464 | 12 | 26.4 | 50.45 |

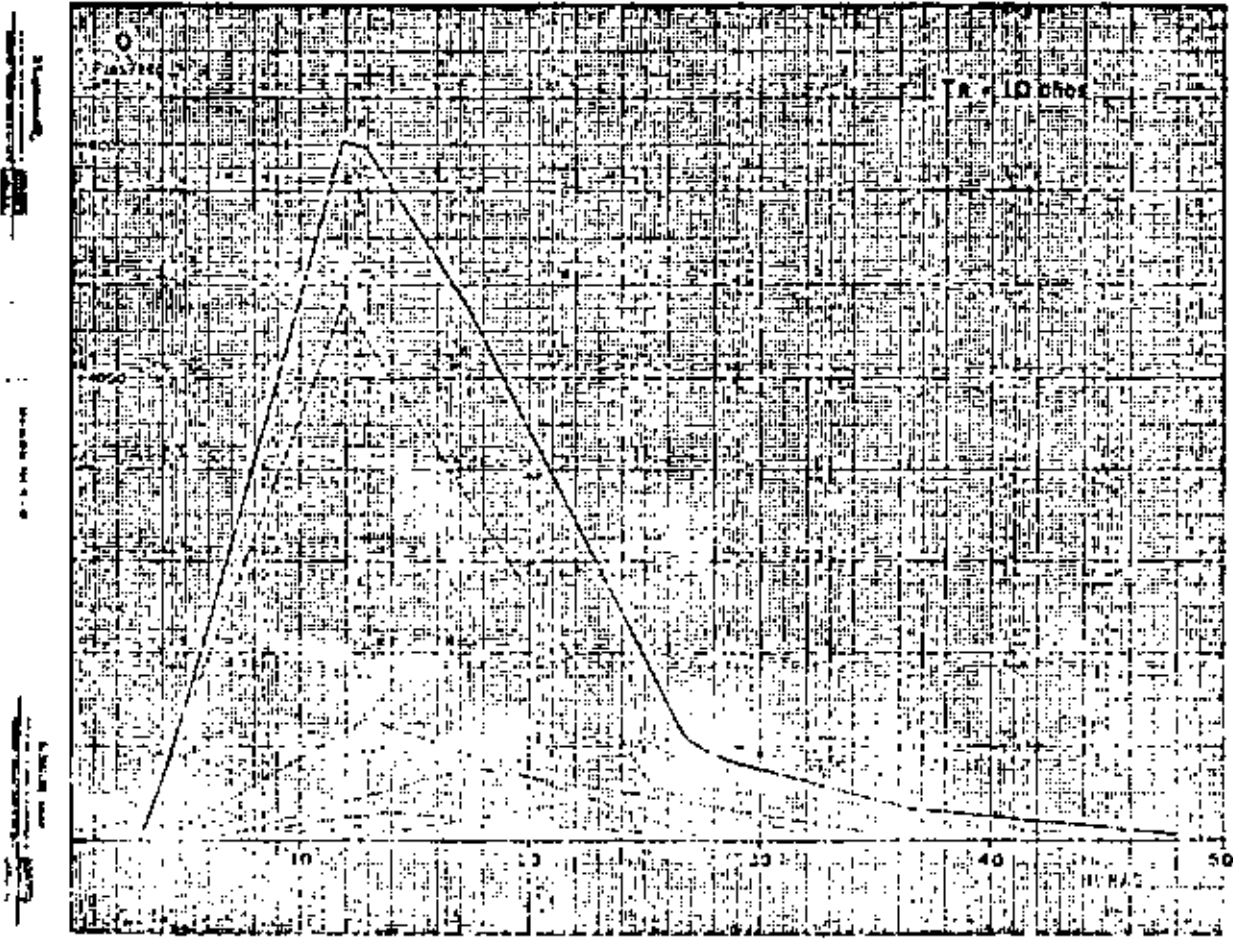
17



Vertical Axis
Scale

Horizontal Axis
Scale

| Tiempo
Horas | Incremento de
escurrimiento
plg. | qp para
1 plg | qp para los
Incrementos
de escurr. | Hora del
principio | Hora del
máximo | Hora del
final |
|-----------------|--|------------------|--|-----------------------|--------------------|-------------------|
| 0 - 1 | --- | 6 362 | --- | 0 | 8.9 | 23.76 |
| 1 - 2 | --- | 6 362 | --- | 1 | 9.9 | 24.76 |
| 2 - 3 | --- | 6 362 | --- | 2 | 10.9 | 25.76 |
| 3 - 4 | 0.729 | 6 362 | 4 638 | 3 | 11.9 | 26.76 |
| 4 - 5 | 0.164 | 6 362 | 1 043 | 4 | 12.9 | 27.76 |
| 5 - 6 | 0.038 | 6 362 | 242 | 5 | 13.9 | 28.76 |
| 6 - 12 | 0.126 | 4 967 | 626 | 6 | 17.4 | 36.44 |
| 12 - 24 | 0.118 | 3 932 | 464 | 12 | 26.4 | 50.45 |



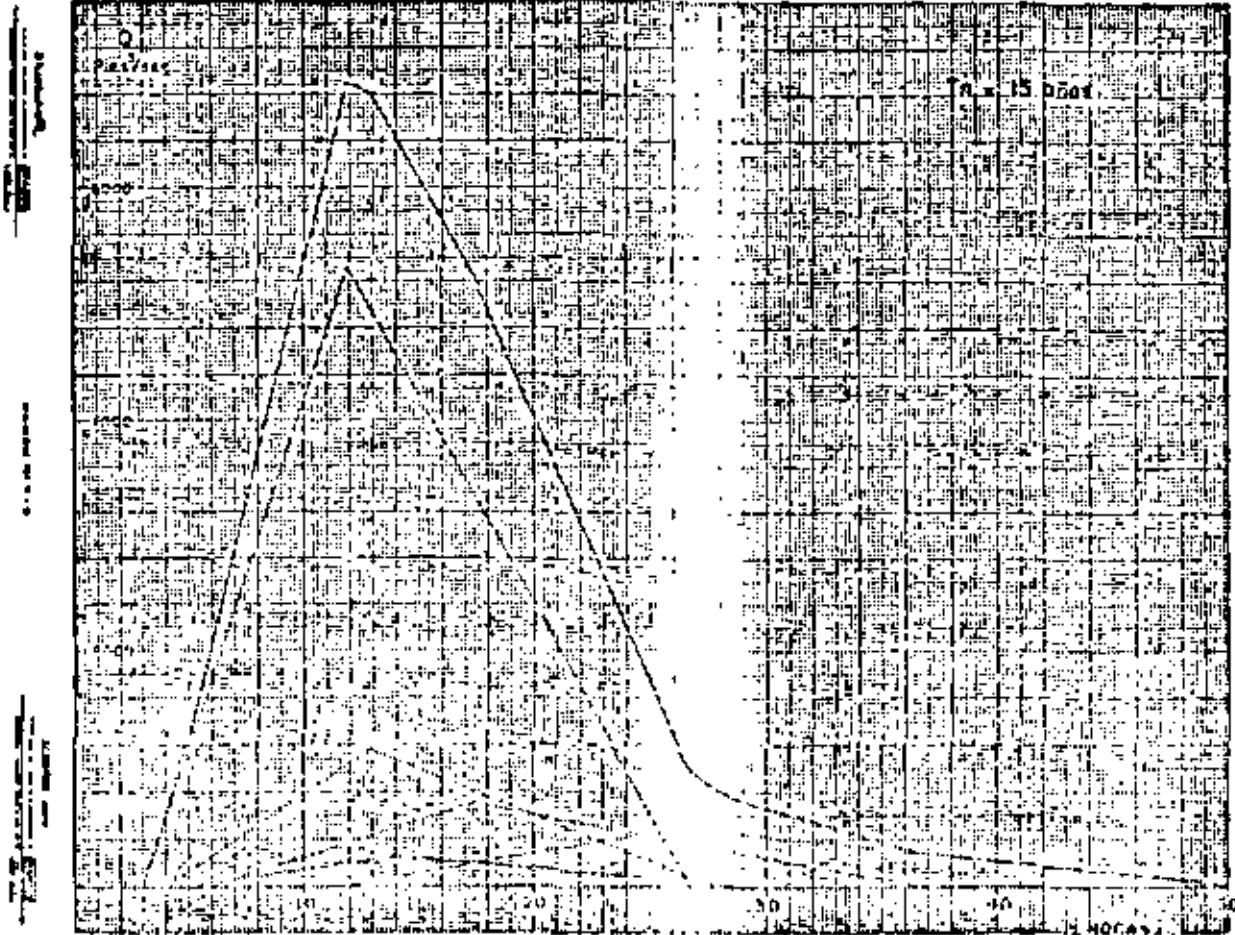
11

4.2.4 Avenida con un $T_r = 15$ años

| Tiempo horas | Lluvia Acumulada | Incremento De la lluvia | Incremento lluvia ordenada | Nueva lluvia acumulada |
|--------------|------------------|-------------------------|----------------------------|------------------------|
| 0 - 1 | 2.022 | 2.022 | 0.040 | 0.040 |
| 1 - 2 | 2.270 | 0.248 | 0.063 | 0.103 |
| 2 - 3 | 2.347 | 0.077 | 0.077 | 0.180 |
| 3 - 4 | 2.410 | 0.063 | 2.022 | 2.202 |
| 4 - 5 | 2.464 | 0.054 | 0.248 | 2.450 |
| 5 - 6 | 2.504 | 0.040 | 0.054 | 2.504 |
| 6 - 12 | 2.687 | 0.183 | 0.183 | 2.687 |
| 12 - 24 | 2.852 | 0.165 | 0.165 | 2.852 |

| Tiempo
Horas | Incremento
lluvia | Lluvia
Acumulada | ESCURRIMIENTO | | Incremento de
pérdidas |
|-----------------|----------------------|---------------------|---------------|------------|---------------------------|
| | | | Acumulado | Incremento | |
| 0 - 1 | 0.040 | 0.040 | --- | --- | 0.040 |
| 1 - 2 | 0.063 | 0.103 | --- | --- | 0.063 |
| 2 - 3 | 0.077 | 0.180 | --- | --- | 0.077 |
| 3 - 4 | 2.022 | 2.202 | 0.836 | 0.836 | 1.186 |
| 4 - 5 | 0.240 | 2.450 | 1.018 | 0.182 | 0.066 |
| 5 - 6 | 0.054 | 2.504 | 1.059 | 0.041 | 0.013 |
| 6 - 12 | 0.183 | 2.687 | 1.199 | 0.140 | 0.043 |
| 12 - 24 | 0.165 | 2.852 | 1.320 | 0.129 | 0.016 |

| Tiempo | Incremento de
escurr. plg. | q _p para
1 plg. | q _p para los --
Incr. de escurr. | Hidrograma de los increm. | | |
|---------|-------------------------------|-------------------------------|--|---------------------------|--------------------|-------------------|
| | | | | Hora del
Principio | Hora del
Máximo | Hora del
Final |
| 0 - 1 | --- | 6 362 | --- | 0 | 8.9 | 23.76 |
| 1 - 2 | --- | 6 362 | --- | 1 | 9.9 | 24.76 |
| 2 - 3 | --- | 6 362 | --- | 2 | 10.9 | 25.76 |
| 3 - 4 | 0.836 | 6 362 | 5 319 | 3 | 11.9 | 26.76 |
| 4 - 5 | 0.182 | 6 362 | 1 158 | 4 | 12.9 | 27.76 |
| 5 - 6 | 0.041 | 6 362 | 261 | 5 | 13.9 | 28.76 |
| 6 - 12 | 0.140 | 4 967 | 695 | 6 | 17.4 | 6.44 |
| 12 - 24 | 0.129 | 3 932 | 507 | 12 | 26.4 | 0.45 |



4.2.5 Avenida con un $T_r = 20$ años

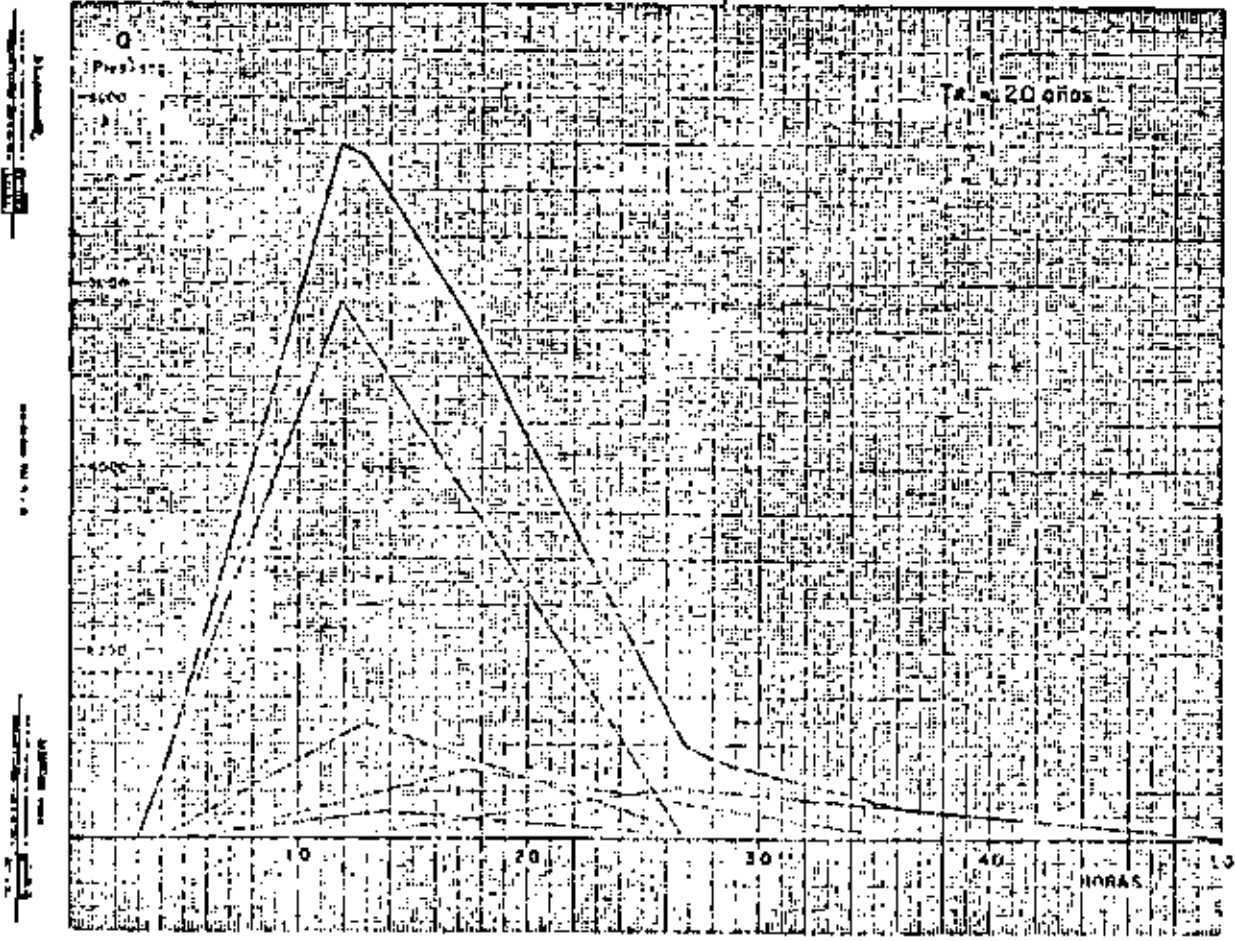
| Tiempo | Lluvia Acumulada | Incremento De la lluvia | Incremento de la lluvia ordenada | Nueva lluvia acumulada |
|---------|------------------|-------------------------|----------------------------------|------------------------|
| 0 - 1 | 2.121 | 2.121 | 0.041 | 0.041 |
| 1 - 2 | 2.381 | 0.260 | 0.066 | 0.107 |
| 2 - 3 | 2.462 | 0.081 | 0.081 | 0.188 |
| 3 - 4 | 2.528 | 0.066 | 2.121 | 2.309 |
| 4 - 5 | 2.585 | 0.057 | 0.260 | 2.569 |
| 5 - 6 | 2.626 | 0.041 | 0.057 | 2.626 |
| 6 - 12 | 2.818 | 0.192 | 0.192 | 2.818 |
| 12 - 24 | 2.991 | 0.173 | 0.173 | 2.919 |

23

| Tiempo
Horas | Incremento
lluvia | Lluvia
Acumulada | ESCURRIMIENTO | | Incremento
De pérdidas |
|-----------------|----------------------|---------------------|---------------|------------|---------------------------|
| | | | Acumulado | Incremento | |
| 0 - 1 | 0.041 | 0.041 | --- | --- | 0.041 |
| 1 - 2 | 0.066 | 0.107 | --- | --- | 0.066 |
| 2 - 3 | 0.081 | 0.188 | --- | --- | 0.081 |
| 3 - 4 | 2.121 | 2.309 | 0.914 | 0.914 | 1.207 |
| 4 - 5 | 0.260 | 2.569 | 1.108 | 0.194 | 0.066 |
| 5 - 6 | 0.057 | 2.626 | 1.152 | 0.044 | 0.013 |
| 6 - 12 | 0.192 | 2.818 | 1.301 | 0.149 | 0.043 |
| 12 - 24 | 0.173 | 2.991 | 1.439 | 0.138 | 0.035 |

| tiempo
Horas | Incremento de
escurr.plg. | q _p para
1 plg. | q _p para los
Incr.de escurr. | Hora del
principio | Hora del
Máximo | Hora del
Final |
|-----------------|------------------------------|-------------------------------|--|-----------------------|--------------------|-------------------|
| 0 - 1 | --- | 6 362 | --- | 0 | 8.9 | 23.76 |
| 1 - 2 | --- | 6 362 | --- | 1 | 9.9 | 24.76 |
| 2 - 3 | --- | 6 362 | --- | 2 | 10.9 | 25.76 |
| 3 - 4 | 0.914 | 6 362 | 5 015 | 3 | 11.9 | 26.76 |
| 4 - 5 | 0.194 | 6 362 | 1 234 | 4 | 12.9 | 27.76 |
| 5 - 6 | 0.044 | 6 362 | 280 | 5 | 13.9 | 28.76 |
| 6 - 12 | 0.149 | 4 967 | 740 | 6 | 17.4 | 36.44 |
| 12 - 24 | 0.138 | 3 932 | 543 | 12 | 26.4 | 50.45 |

25



5. Protección contra inundaciones provocadas por precipitaciones ocurridas en el propio Valle.

Este problema se resuelve únicamente con la estación de bombeo en coordinación con las compuertas, ya que éstas dan libre paso a las aguas hacia el río Lerma, cuando éste lo permite, es sea, cuando el nivel de la SLA del río tiene una cota menor que la SLA retenida en el Valle.

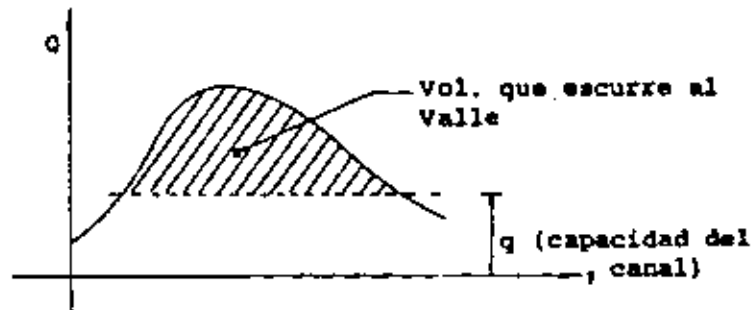
Se cuenta con las precipitaciones máximas diarias de mayo a septiembre de 1945 a 1974 (30 años) registradas en la estación climatológica de Angamacutiro, Mich. proporcionadas por la Oficina de Geografía y Meteorología de la S.A.G. Se tomaron los datos de esta estación, ya que la estación controlada por la S.R.H. en la actualidad se encuentra clausurada y tenía registros en un período de tiempo de escasos dos años, cabe mencionar que a una estación climatológica se le considera representativa de un área de 25 km², pero a falta de éstas, los datos los consideraremos representativos del Valle.

De los datos disponibles, se hicieron trenes de 10 días de lluvia máximos anuales, para en el capítulo posterior calcular los daños que ocasionan en el Valle estos trenes, para diferentes tiempos de retorno juntamente con las avenidas del Villachuato. Los trenes se muestran a continuación y la precipitación de estos está en forma decreciente.

| Número de orden | Precipitación mm. | Fecha del inicio | T _r | |
|-----------------|-------------------|------------------|----------------|------|
| 1 | 179.0 | 21 julio | 1959 | 30 |
| 2 | 178.7 | 22 agosto | 1967 | 15 |
| 3 | 171.3 | 8 sept. | 1947 | 10 |
| 4 | 168.6 | 24 junio | 1958 | 7.5 |
| 5 | 163.9 | 30 junio | 1961 | 6 |
| 6 | 155.0 | 24 julio | 1963 | 5 |
| 7 | 153.9 | 19 junio | 1971 | 4.29 |
| 8 | 151.6 | 30 agosto | 1962 | 3.75 |
| 9 | 148.6 | 13 julio | 1948 | 3.33 |
| 10 | 143.7 | 1 julio | 1950 | 3 |
| 11 | 139.4 | 17 julio | 1966 | 2.73 |

| Número
de orden | Precipitación
mm | Fecha del inicio | T _r |
|--------------------|---------------------|------------------|----------------|
| 12 | 137.8 | 22 sept. 1970 | 2.5 |
| 13 | 137.2 | 5 julio 1965 | 2.31 |
| 14 | 134.1 | 19 junio 1968 | 2.14 |
| 15 | 131.7 | 12 sept. 1952 | 2 |
| 16 | 125.1 | 27 junio 1953 | 1.87 |
| 17 | 122.0 | 7 julio 1969 | 1.76 |
| 18 | 121.9 | 29 junio 1974 | 1.67 |
| 19 | 120.4 | 29 junio 1945 | 1.58 |
| 20 | 119.9 | 26 julio 1955 | 1.5 |
| 21 | 119.8 | 24 julio 1923 | 1.43 |
| 22 | 118.2 | 20 sept. 1957 | 1.36 |
| 23 | 116.3 | 18 julio 1972 | 1.3 |
| 24 | 107.3 | 16 junio 1954 | 1.25 |
| 25 | 106.2 | 26 agosto 1964 | 1.2 |
| 26 | 105.9 | 25 junio 1951 | 1.15 |
| 27 | 105.8 | 7 agosto 1946 | 1.11 |
| 28 | 101.4 | 13 julio 1949 | 1.07 |
| 29 | 93.8 | 2 julio 1960 | 1.03 |
| 30 | 91.4 | 9 julio 1956 | 1 |

bles para diferentes T_r , para esto basta restar la capacidad del Canal Alto a los hidrogramas de las avenidas tal como se muestra en la siguiente figura.



Capacidad del Canal Alto 0 m³/seg.

| T_r | Area | Esc. Q | Esc. Tiempo | Vol. 10 ⁶ pies ³ | Vol. m ³ . |
|-------|-------|--------|-------------|--|-----------------------|
| 1 | 102.8 | 200 | 7 200 | 148.032 | 4 191.8 |
| 5 | 139.4 | 250 | 7 200 | 250.092 | 7 081.8 |
| 10 | 111.0 | 400 | 7 200 | 319.680 | 9 052.4 |
| 15 | 125.4 | 400 | 7 200 | 361.152 | 10.226.7 |
| 20 | 108.7 | 500 | 7 200 | 391.132 | 11.075.7 |

Capacidad del Canal Alto 40 m³/seg. (1 413 pies³/seg)

| | | | | | |
|----|------|-----|-------|---------|---------|
| 1 | 23.8 | 200 | 7 200 | 34.272 | 970.5 |
| 5 | 66.0 | 250 | 7 200 | 118.800 | 3 364.1 |
| 10 | 62.3 | 400 | 7 200 | 179.424 | 5 080.7 |
| 15 | 75.9 | 400 | 7 200 | 218.592 | 6 189.9 |
| 20 | 67.7 | 500 | 7 200 | 243.720 | 6 901.4 |

Capacidad del Canal Alto 120 m³/seg. (4 238 pies³/seg).

| Tr | Area | Esc.C | Esc.tiempo | Vol.10 ⁶ pies ³ | Vol. m ³ x 10 ³ |
|----|------|-------|------------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | 0 | 200 | 7 200 | 0 | 0 |
| 5 | 2.2 | 250 | 7 200 | 3.960 | 112.1 |
| 10 | 10.8 | 400 | 7 200 | 31.104 | 880.8 |
| 15 | 19.8 | 400 | 7 200 | 57.024 | 1 614.7 |
| 20 | 21.0 | 500 | 7 200 | 75.600 | 2 140.8 |

Las precipitaciones diarias las multiplicaremos por el área del Valle (7 500 Ha) y obtendremos los volúmenes de agua diarios que se presentan en el Valle debido a la lluvia, éstos volúmenes juntamente con los volúmenes aportados por el Arroyo Villachuato deben ser evacuados del Valle por la planta de bombeo. Las capacidades de 8, 12 y 16 m³/seg. de las plantas de bombeo, pueden bombearse volúmenes de 691.2, 1036.6 y 1382.4 miles de m³ diarios respectivamente. El volumen almacenado dentro del Valle será el volumen que capta por las lluvias más el volumen aportado por el Villachuato menos el volumen que puede extraerse con el equipo de bombeo.

El volumen que nos interesa es el máximo que puede llegar a almacenarse durante 72 hr. Todos estos cálculos se muestran en las siguientes tablas, para diferentes alternativas con diferentes Tr.

Capacidad Canal Alto 40 m³/seg.

7% = 1 m

| Julio 1957 | Altura de lluvia en m. | Volumen de lluvia en m ³ . | Aportación del Villahueca a las m ³ . | Capacidad bomba 40 m ³ /s | | Capacidad bomba 120 m ³ /s | | Capacidad bomba 16 m ³ /s | |
|------------|------------------------|---------------------------------------|--|--------------------------------------|--------------------|---------------------------------------|--------------------|--------------------------------------|--------------------|
| | | | | Volumen Extracción | Volumen Almacenado | Volumen Extracción | Volumen Almacenado | Volumen Extracción | Volumen Almacenado |
| 9 | 11.0 | 967.5 | | 967.5 | 276.5 | 967.5 | 0 | 967.5 | 0 |
| 10 | 14.6 | 1 093.0 | | 967.5 | 600.1 | 1 036.6 | 56.2 | 1 093.0 | 0 |
| 11 | 1.7 | 377.5 | | 967.5 | 266.4 | 339.7 | 0 | 377.5 | 0 |
| 12 | 3.3 | 412.5 | | 678.0 | 0 | 412.5 | 0 | 412.5 | 0 |
| 13 | 21.1 | 1 427.5 | 970.3 | 967.5 | 1 306.0 | 1 036.0 | 1 301.3 | 1 301.6 | 1 313.6 |
| 14 | Emp. | 0 | | 967.5 | 1 313.6* | 1 036.0 | 136.4 | 1 313.6 | 0 |
| 15 | 10.0 | 786.0 | | 967.5 | 1 274.6 | 1 036.0 | 237.6* | 786.0 | 0 |
| 16 | 6.0 | 600.0 | | 967.5 | 1 201.2 | 277.1 | 0 | 600.0 | 0 |
| 17 | 6.2 | 437.5 | | 967.5 | 966.5 | 437.5 | 0 | 437.0 | 0 |
| 18* | 8.4 | 667.5 | | 967.5 | 915.8 | 667.5 | 0 | 667.5 | 0 |

Capacidad de bomba

0

12

16

* Algunas voluemes de agua que puede llegar a almacenarse en el valle durante 72 hr.

1 313.6

337.4

0

151

18

0

* Las precipitaciones de los días siguientes a la fecha en que termina el trayecto llegan a almacenarse en el valle un volumen mayor que el que está en la tabla con anterioridad (*). Lo mismo ocurrirá con las demás lluvias de diferentes tiempos de retardo.

Capacidad Canal Alto 60 m³/seg.

Tr = 10 días

| Septiembre 1967
Día | Altura de
lluvia
cm. | Volumen de
lluvia
ml/m ² . | Aportación del
Tillamook
ml/m ² . | Cap. de bombeo 8 m ³ /seg. | | Cap. de bombeo 12 m ³ /seg. | | Cap. de bombeo 16 m ³ /seg. | |
|------------------------|----------------------------|---|--|---------------------------------------|-----------------------|--|-----------------------|--|-----------------------|
| | | | | Volumen
Extracción | Volumen
Almacenado | Volumen
Extracción | Volumen
Almacenado | Volumen
Extracción | Volumen
Almacenado |
| 6 | 20.5 | 1 537.8 | | 661.2 | 644.8 | 1 034.8 | 306.7 | 1 382.4 | 135.1 |
| 7 | 5.3 | 393.3 | | 661.2 | 352.6 | 804.7 | 0 | 552.6 | 0 |
| 10 | 40.4 | 3 020.0 | | 661.2 | 1 091.4 | 1 028.8 | 1 991.2 | 1 362.4 | 1 647.4 |
| 11 | 5.1 | 412.5 | | 661.2 | 1 422.7 | 1 028.8 | 1 340.8 | 1 362.4 | 477.7 |
| 12 | 43.5 | 3 262.5 | 5 000.7 | 661.2 | 20 264.7 | 1 028.8 | 6 673.3 | 1 362.4 | 7 630.5 |
| 21 | 11.9 | 892.5 | | 661.2 | 10 486.0 | 1 028.8 | 6 452.0 | 1 362.4 | 7 180.8 |
| 24 | 2.1 | 252.8 | | 661.2 | 9 832.3 | 1 028.8 | 7 412.7 | 1 362.4 | 8 022.7 |
| 25 | 14.7 | 1 277.5 | | 661.2 | 10 418.4 | 1 028.8 | 7 792.4 | 1 362.4 | 8 128.8 |
| 26 | 2.2 | 377.5 | | 661.2 | 10 306.9 | 1 028.8 | 7 352.1 | 1 362.4 | 8 912.9 |
| 27 | 18.7 | 1 492.5 | | 661.2 | 12 016.3 | 1 028.8 | 7 698.8 | 1 362.4 | 8 934.9 |
| | | | | 661.2 | 20 325.0 | | 8 642.0 | 1 362.4 | 1 551.4 |

| Capacidad de bombeo | 8 | 12 | 16 |
|---|----------|---------|---------|
| Ignorando volumen de agua que puede
llegar a almacenarse en el valle
durante 72 hr. | 10 306.9 | 7 451.7 | 5 932.7 |
| Considerando almacenaje | 1 690 | 1 220 | 786 |

Capacidad Canal Alto 40 m³/seg.

vr = 15 días

| Aguata 1967
día | Altura de
Lluvia
mm. | Volumen de
Lluvia
milos de m ³ . | Aportación del
Sillabombó
Altura de m ³ | Cap. de bombeo 8 m ³ /seg. | | Cap. de bombeo 12 m ³ /seg. | | Cap. de bombeo 16 m ³ /seg. | |
|--------------------|----------------------------|---|--|---------------------------------------|-----------------------|--|-----------------------|--|-----------------------|
| | | | | Volumen
Extracción | Volumen
Almacenado | Volumen
Extracción | Volumen
Almacenado | Volumen
Extracción | Volumen
Almacenado |
| 23 | 1.7 | 437.5 | | 437.5 | 0 | 437.5 | 0 | 437.5 | 0 |
| 24 | 0 | 0 | | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 25 | 1.9 | 143.5 | | 143.5 | 0 | 143.5 | 0 | 143.5 | 0 |
| 25 | 13.5 | 1 437.5 | | 693.3 | 1 744.3 | 1 036.8 | 1 400.7 | 1 383.4 | 1 055.1 |
| 26 | Emp. | 0 | | 693.3 | 1 055.1 | 1 036.8 | 383.9 | 1 055.1 | 0 |
| 27 | 62.3 | 4 673.4 | 5 389.8 | 693.3 | 11 326.3 | 1 036.8 | 10 189.5 | 1 383.4 | 9 488.0 |
| 28 | 32.7 | 1 703.4 | | 693.3 | 12 137.6 | 1 036.8 | 10 053.3 | 1 383.4 | 9 000.1 |
| 29 | 30.1 | 1 357.4 | | 693.3 | 12 832.0 | 1 036.8 | 12 075.9 | 1 383.4 | 10 672.2 |
| 30 | Emp. | 0 | | 693.3 | 12 132.7 | 1 036.8 | 11 039.1 | 1 383.4 | 9 292.8 |
| 31 | 32.3 | 1 762.3 | | 693.3 | 14 184.0 | 1 036.8 | 11 764.8 | 1 383.4 | 10 472.4 |
| | | | | 693.3 | 13 492.8 | 1 036.8 | 10 730.8 | 1 383.4 | 9 390.3 |

| | | | |
|--|----------|----------|---------|
| Capacidad de bombeo | 8 | 12 | 16 |
| Máximo volumen de agua que puede
llegar a almacenarse en el valle
durante 24 hr. | 12 132.7 | 12 039.1 | 9 488.0 |
| Superficie afectada | 1 036 | 1 036 | 1 383 |

33

Capacidad Canal Alto 40 m³/seg.

T₁ = 20 años

| Julio 1954 | Altura de lluvia en. | Volumen de lluvia miles m ³ . | Aportación del Villaherato miles m ³ | Cap. de bombeo 8 m ³ /seg. | | Cap. de bombeo 12 m ³ /seg. | | Cap. de bombeo 16 m ³ /seg. | |
|---|----------------------|--|---|---------------------------------------|--------------------|--|--------------------|--|--------------------|
| | | | | Volumen Extracción | Volumen Almacenado | Volumen Extracción | Volumen Almacenado | Volumen Extracción | Volumen Almacenado |
| 21 | 9.0 | 718.0 | | 602.0 | 43.0 | 735.0 | 0 | 735.0 | 0 |
| 22 | 0 | 0 | | 43.0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 23 | 62.1 | 4 857.5 | | 602.2 | 3 966.3 | 1 038.8 | 3 620.7 | 1 302.4 | 1 276.1 |
| 24 | 18.5 | 1 307.5 | | 602.2 | 4 682.6 | 1 038.8 | 3 971.4 | 1 302.4 | 3 290.7 |
| 25 | 1.4 | 105.0 | | 602.2 | 4 078.4 | 1 038.8 | 3 029.6 | 1 302.4 | 1 002.0 |
| 26 | 72.5 | 5 612.3 | 6 321.4 | 602.2 | 16 098.3 | 1 038.8 | 16 726.7 | 1 302.4 | 13 394.3 |
| 27 | 1.2 | 90.0 | | 602.2 | 15 497.9 | 1 038.8 | 13 760.9 | 1 302.4 | 13 061.0 |
| 28 | 0 | 0 | | 602.2 | 14 804.7* | 1 038.8 | 12 723.1* | 1 302.4 | 10 618.2* |
| 29 | 2.2 | 165.0 | | 602.2 | 14 240.5 | 1 038.8 | 13 661.3 | 1 302.4 | 9 442.1 |
| 30 | 4.3 | 472.5 | | 602.2 | 14 061.8 | 1 038.8 | 13 297.0 | 1 302.4 | 8 552.2 |
| Capacidad de bombeo | | | | | 8 | 12 | 16 | | |
| * Máxim volumen de agua que puede llegar a almacenarse en el valle durante 72 hr. | | | | | 14 806.7 | 12 711.1 | 10 659.3 | | |
| Múltiples afectadas | | | | | 3 140 | 3 070 | 1 780 | | |

Capacidad Canal Alto 120 m³/seg.
y dep. bombas 12 m³/seg.

| V _c = 1 día | Volumen de | | Volumen de | Volumen | V _c = 3 días | Volumen de | | Volumen de | Volumen |
|------------------------|----------------|----------------------|----------------|----------------|-------------------------|----------------|----------------------|----------------|----------------------|
| | lluvia | Apertura del | | | | lluvia | Apertura del | | |
| m ³ /seg | m ³ | Watts m ³ | m ³ | m ³ | día | m ³ | Watts m ³ | m ³ | m ³ |
| 9 | 947.1 | | 947.1 | 2 | 34 | 795.0 | | 795.0 | 0 |
| 10 | 1 095.0 | | 1 095.0 | 30.3 | 23 | 1 042.1 | | 1 026.0 | 606.7 |
| 11 | 377.3 | | 333.7 | 0 | 26 | 633.0 | | 1 026.0 | 309.9 |
| 12 | 412.3 | | 412.3 | 0 | 27 | 785.0 | | 1 026.0 | 83.1 |
| 12 | 1 827.3 | 0 | 1 026.0 | 200.7 | 28 | 327.0 | | 789.0 | 0 |
| 14 | 0 | | 300.7 | 0 | 29 | 3 348.0 | 112.1 | 1 026.0 | 1 640.1 |
| 15 | 750.0 | | 750.0 | 0 | 30 | 100.0 | | 1 026.0 | 703.6 |
| 16 | 600.0 | | 600.0 | 0 | 31 | 657.0 | | 1 026.0 | 206.2 |
| 17 | 657.0 | | 657.0 | 0 | 1 | 1 007.5 | | 1 026.0 | 1 154.9 ^a |
| 18 | 657.0 | | 657.0 | 0 | 0 | 3 120.0 | | 1 026.0 | 3 040.1 |
| | | | | | | | | | 1 212.3 |

35

Capacidad Canal Alto 130 m³/seg.

y capacidad bombeo 12 m³/seg.

| $T_r = 10$ años
día | Volumen de
lluvia
Miles m ³ | Aportación del
Villavieja
Miles m ³ | Volumen de
satisfacción
Miles m ³ | Volumen
almacenado
Miles m ³ | $T_r = 15$ años
día | Volumen de
lluvia
Miles m ³ | Aportación del
Villavieja
Miles m ³ | Volumen de
Extracción
Miles m ³ | Volumen
Almacenado
Miles m ³ |
|------------------------|--|--|--|---|------------------------|--|--|--|---|
| 8 | 1 297.5 | | 1 096.8 | 300.7 | 23 | 422.8 | | 422.8 | 0 |
| 9 | 297.5 | | 096.8 | 0 | 23 | 0 | | 0 | 0 |
| 10 | 1 010.0 | | 1 096.0 | 1 992.3 | 24 | 162.8 | | 162.8 | 0 |
| 11 | 412.0 | | 1 096.8 | 1 368.9 | 25 | 2 422.5 | | 1 096.0 | 1 400.7 |
| 12 | 1 262.5 | 060.0 | 1 096.0 | 4 475.4 | 26 | 0 | | 1 096.0 | 261.9 |
| 13 | 892.5 | | 1 096.0 | 4 311.3 | 27 | 4 672.5 | 1 616.7 | 1 096.0 | 5 614.1 |
| 14 | 137.5 | | 1 096.0 | 1 411.0 | 28 | 1 762.5 | | | 6 260.0 |
| 15 | 1 137.5 | | 1 096.0 | 2 592.1 | 29 | 2 257.5 | | 1 096.0 | 2 500.7 |
| 16 | 877.5 | | 1 096.0 | 2 131.2 | 30 | 0 | | 1 096.0 | 4 452.9 |
| 17 | 1 462.5 | | 1 096.0 | 1 496.0 | 31 | 1 368.5 | | 1 096.0 | 1 189.6 |

Capacidad Canal Alto 120 m³/seg.
y capacidad bombeo 12 m³/seg.

Tr = 20 años

| día | Volumen de
lluvia
miles M ³ . | Aportación del
Villachuato
miles M ³ . | Volumen de
Extracción
miles M ³ . | Volumen
Almacenado
miles M ³ . |
|-----|--|---|--|---|
| 21 | 735.0 | | 735.0 | 0 |
| 22 | 0 | | 0 | 0 |
| 23 | 4 657.5 | | 1 036.8 | 3 020.7 |
| 24 | 1 387.5 | | 1 036.8 | 3 971.4 |
| 25 | 105.0 | | 1 036.8 | 3 039.6 |
| 26 | 5 812.5 | 2 140.8 | 1 036.8 | 9 956.1 |
| 27 | 90.0 | | 1 036.8 | 9 009.3 |
| 28 | 0 | | 1 036.8 | 7 972.5* |
| 29 | 165.0 | | 1 036.8 | 7 100.7 |
| 30 | 472.5 | | 1 036.8 | 6 536.4 |

Tiempo de retorno

1 5 10 15 20

* máximo volumen de agua que puede
llegar a almacenarse en el valle
durante 72 hr.

0 1 154.9 3 451.8 6 463.9 7 972.5

Hectáreas afectadas.

0 158 432 904 1 300

37

Consideraremos ahora que no existe planta de bombeo ni Canal Alto de Derivación, únicamente el bordo de protección contra inundaciones del río Lerma y calcularemos las hectáreas dañadas por los frentes de lluvia y avenidas del Villachusto, con diferentes Ti.

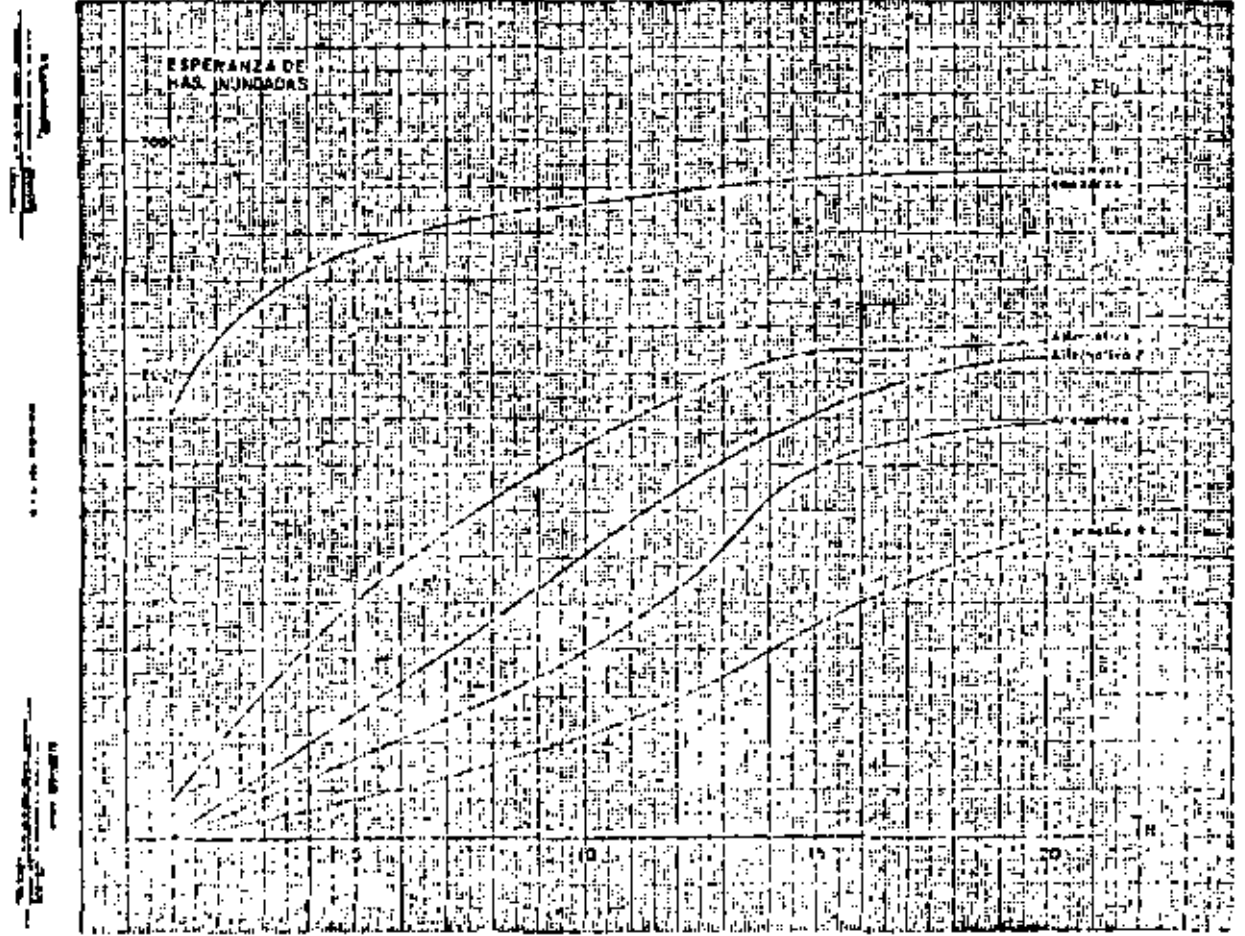
| Tiempo de retorno | 1 | 5 | 10 | 15 | 20 |
|--|----------|----------|----------|----------|----------|
| Volumen de lluvia (miles m ³) | 6 855 | 11 625 | 12 847.5 | 13 402.5 | 13 425 |
| Volumen Villachusto(miles m ³) | 4 191.0 | 7 081.8 | 9 052.4 | 10 226.7 | 11 075.7 |
| Volumen total (miles m ³) | 11 046.0 | 18 706.8 | 21 899.9 | 23 629.2 | 24 500.7 |
| Hectáreas afectadas | 1 820 | 2 540 | 2 730 | 2 840 | 2 880 |

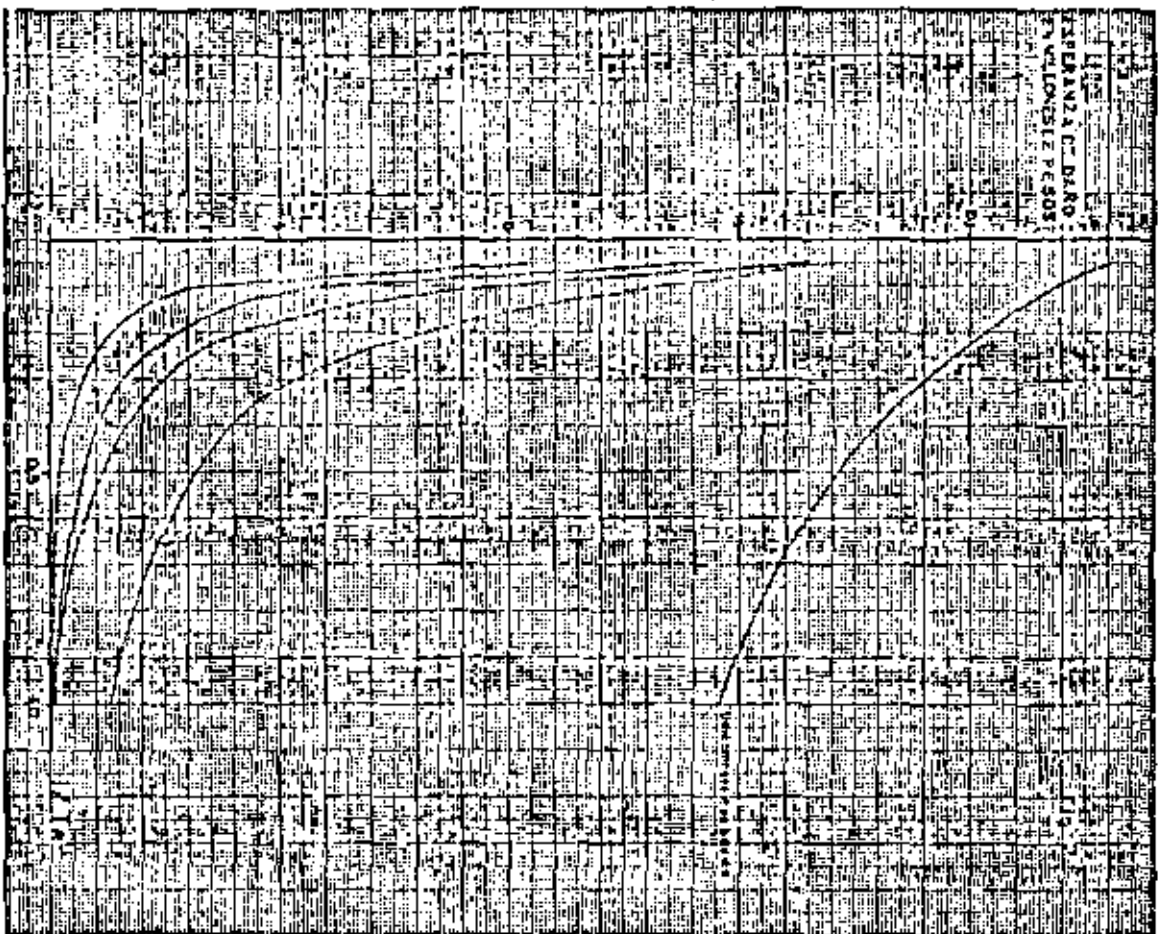
De acuerdo con los diferentes tipos de cultivo que se realizan actualmente en el Va-
 llo y sus respectivos costos, se estimó el costo promedio por hectárea en --
 \$ 200.00. El daño se obtiene al multiplicar las hectáreas afectadas por ---
 \$ 200.00. En la siguiente tabla están resumidos todos los daños para las dife --
 rentes alternativas.

| Tr | Concepto | Inundaciones del -
Lerma sin-
bordo. | Con bordo | | Con bordo | | Con bordo | |
|---|--------------------------|--|---------------------|---------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|--|
| | | | C.C.A. 0
C.B. 0 | C.C.A. 40
C.B. 8 | C.C.A. 40
C.B. 22 | C.C.A. 40
C.B. 16 | C.C.A. 120
C.B. 12 | |
| 1 | Mas. inundadas
& daño | 1 650
13 200 000 | 1 820
14 560 000 | 162
1 296 000 | 10
80 000 | 0
0 | 0
0 | |
| 5 | Mas. inundadas
& daño | 4 850
33 800 000 | 2 540
20 320 000 | 1 000
8 000 000 | 522
4 176 000 | 340
2 720 000 | 158
1 264 000 | |
| 10 | Mas. inundadas
& daño | 5 950
47 600 000 | 2 730
21 840 000 | 1 490
13 520 000 | 1 320
9 760 000 | 786
6 288 000 | 432
3 456 000 | |
| 15 | Mas. inundadas
& daño | 6 500
52 000 000 | 2 840
22 720 000 | 2 090
16 720 000 | 1 820
14 560 000 | 1 580
12 640 000 | 904
7 232 000 | |
| 20 | Mas. inundadas
& daño | 6 500
52 000 000 | 2 880
23 040 000 | 2 140
17 120 000 | 2 070
16 560 000 | 1 780
14 240 000 | 1 300
10 400 000 | |
| Costo del Canal Alto y Planta de Bombeo | | | | 16 000 000 | 22 000 000 | 28 000 000 | 68 000 000 | |

Costo de la primera planta de bombeo de 6 m³/seg. 8 10 000 000
 Costo del Canal Alto 40 m³/seg. 6 000 000
 Costo de la ampliación de la planta en 4 m³/seg. 6 000 000
 Costo de la ampliación de la planta en 6 m³/seg. 12 000 000
 Revestimiento del canal y ampliación de la planta en 4 m³/seg. 52 000 000

CC





Alonso
1900

1900

1900





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de Ingeniería, unam



II. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

H I D R O L O G I A

ING. HECTOR GOMEZ MONDRAGON
1 9 7 9



INTRODUCCION

La planeación y el diseño de ciertas obras de ingeniería que se relacionan con el manejo o control de escurrimientos fluviales o pluviales, tales como puentes, alcantarillas, presas, vertedores, desagües pluviales, etc., requieren como dato básico del conocimiento de los caudales que podrán presentarse.

La principal dificultad en la selección de un valor de diseño adecuado y acorde con la realidad, radica en el carácter aleatorio del fenómeno. Por otra parte, la magnitud de los caudales de escurrimiento depende de una gran cantidad de factores cuya influencia muchas veces solo puede tomarse en cuenta cualitativamente; por eso, los métodos empleados para predecir un caudal no son completamente objetivos, sino que su aplicación correcta depende en gran parte del criterio y de la experiencia del proyectista.

Dentro de los objetivos principales del presente curso están la recopilación y exposición de métodos para estimar caudales máximos, y la obtención de

algunas conclusiones derivadas de la comparación entre las diferentes técnicas expuestas así como algunas recomendaciones de interés.

El valor de diseño estimado debe ser "suficientemente seguro" y también "suficientemente económico" para cumplir con las dos restricciones fundamentales de cualquier proyecto de ingeniería, en el proceso de búsqueda de la solución óptima.

Iniciaremos el curso haciendo un breve recordatorio de la Hidrología, con objeto de situar el problema del drenaje dentro del campo de esta ciencia. Mencionaremos algunos principios fundamentales así como conceptos y definiciones auxiliares que serán necesarias. Se expondrán las bases de los métodos -- mas usuales para estimar caudales máximos y se indicarán procedimientos de cálculo para la aplicación -- práctica de los criterios presentados. Se tratará el problema de la selección de la magnitud del caudal -- de diseño en función de un equilibrio adecuado entre los conceptos de economía y seguridad.

A.- ALGUNOS CONCEPTOS BASICOS DE LA HIDROLOGIA

GENERALIDADES

Antecedentes

El agua cubre las tres cuartas partes de la superficie terrestre. Es el compuesto químico más abundante en la naturaleza. Todos los organismos vivos están formados fundamentalmente por agua y el origen mismo de la vida en la tierra puede localizarse en el medio acuático.

Por otra parte, también la distribución de la población sobre nuestro planeta es función de la mayor o menor abundancia de agua en determinadas regiones. Prueba de esto, es que las grandes civilizaciones antiguas se desarrollaron a orillas de lagos y ríos, que les proporcionaban alimento, defensa y medio de comunicación. Así, el Nilo en Egipto, el Tigris y el Eufrates en Mesopotamia, el Indo y el Ganges en la India fueron cuna de notables culturas.

En la actualidad el agua, convenientemente utilizada mediante obras de aprovechamiento, no solamente nos

proporciona alimentos de origen vegetal y animal, -- energía eléctrica y vías de comunicación. El agua se aprovecha en múltiples aspectos. Entre otras cosas, aunque indirectamente, el agua también proporciona al hombre casa y vestido, Baste para ello decir, que en el proceso de fabricación de las telas, en la fabricación de los materiales de construcción para tener viviendas estables y seguras, y en la industria en general, se necesitan grandes cantidades de agua.

El agua constituye un factor fundamental de progreso, ya que su disponibilidad, grado de control y utilización, son en gran parte una medida del desarrollo económico y del estándar de vida de un país o una región dada.

La ingeniería Hidráulica es la rama de la Ingeniería Civil que trata de la utilización y control de las aguas naturales en la tierra.

El aumento de la población terrestre, se ha reflejado en un incremento cada vez mayor en la demanda de agua. Para satisfacer esa demanda y para prevenir los efectos destructivos que las grandes crecien

tes de los ríos puedan producir en las poblaciones cercanas, es necesario un mejor entendimiento de la existencia y distribución del agua en la tierra.

La parte de la Ingeniería Hidráulica que proporciona los métodos necesarios para resolver los problemas anteriores es la Hidrología Aplicada.

DEFINICION DE HIDROLOGIA

Se han propuesto varias definiciones para explicar el concepto de Hidrología.

Webster, describe a la Hidrología como "La ciencia que trata de las propiedades, distribución y circulación del agua; específicamente el estudio del agua en la superficie de la tierra, en el subsuelo y en la atmósfera, en particular los fenómenos de evaporación y precipitación".

Wisler y Brater (Hydrology, 1958) dan la siguiente definición: "Hidrología es la ciencia que trata de los procesos que gobiernan la pérdida y el reemplazo de los recursos hidráulicos de las regiones de la tierra".

Es difícil establecer fronteras rígidas entre -
la Hidrología y otras ciencias como la Meteorología,
la Oceanografía, la Agrología, etc. Sin embargo, co-
mo desde el punto de vista de la Ingeniería Civil, -
lo que fundamentalmente nos interesa de la Hidrolo-
gía son sus aplicaciones, se ha llegado al concepto
de "Hidrología Aplicada"

Podemos definir a la Hidrología Aplicada como -
la rama del conocimiento que trata de la variación -
de los recursos hidráulicos de una región, de las le-
yes que rigen esa variación y de las técnicas que --
permiten aprovechar esos recursos y protegerse con-
tra los daños que su variación pueda ocasionar.

La Hidrología Aplicada proporciona al Ingeniero
los métodos para resolver los problemas prácticos -
que se presentan en el diseño, la planeación y la --
operación de las estructuras Hidráulicas. Entre es-
tos problemas, podemos mencionar, por ejemplo, el --
determinar si el volumen aportado por una cierta co-
rriente es suficiente para el abastecimiento de agua
potable a una población o industria, para satisfacer

la demanda de un proyecto de irrigación o de generación de energía eléctrica, para permitir la navegación fluvial en determinado tramo de una corriente, el establecimiento de un centro recreativo, etc. En el caso de un aprovechamiento hidráulico la Hidrología nos dirá si es necesaria una obra de almacenamiento o de derivación, nos definirá la capacidad de la misma y su funcionamiento futuro. También en base a estudios hidrológicos, podremos definir la capacidad de diseño para obras como alcantarillas, obras de protección contra inundaciones, etc.; este último problema es el objetivo del presente curso.

A.1.- EL CICLO HIDROLOGICO

Generalidades

Se ha dicho que el trabajo de la Hidrología --- consiste en la medición de cada fase de la porción terrestre del llamado "ciclo hidrológico" y en el entendimiento de los procesos físicos por los que pasa el agua durante este ciclo.

La precipitación, el almacenamiento, la infiltración y la evaporación del agua de la tierra, siguen una secuencia perenne conocida como "ciclo hidrológico". La representación esquemática de este ciclo se encuentra en la figura anexa y una explicación detallada del mismo se anexa a continuación.

La lluvia que cae sobre la superficie terrestre sigue diferentes caminos. Una parte de ella es interceptada momentáneamente por la vegetación, las construcciones y en general todo tipo de obstáculos que le impiden alcanzar la superficie del suelo. Este fenómeno es conocido como "retención del agua de lluvia"

El agua que logra alcanzar la superficie del suelo se infiltra hasta satisfacer la capacidad de absorción del mismo.

A continuación, el resto del agua escurre superficialmente y se almacena en las depresiones naturales del terreno. Cuando rebasa la capacidad de éstas se presenta nuevamente el proceso de escurrimiento superficial hacia las partes bajas del terreno por gravedad, hasta desembocar en los grandes almacenamientos naturales o artificiales, y finalmente en el mar.

Durante los procesos anteriores, de precipitación, retención, infiltración, almacenamiento en depresiones y escurrimiento superficial, el agua está sujeta también a evaporación, tanto directamente de las superficies expuestas y capas superiores del suelo, como indirectamente mediante la transpiración de las plantas.

Un intento por valuar la cantidad de agua en cada uno de los procesos anteriores es la llamada "ecuación del balance hidrológico", que establece lo siguiente:

Precipitación = Esgurrimiento + Infiltración + Evaporación

A pesar de la relativa simplicidad de la expresión anterior, su aplicación correcta presenta muchas dificultades, debido a la gran cantidad de factores inherentes en la valuación de cada uno de los términos de la ecuación, pues un error pequeño en la estimación de alguno de estos términos puede llevar a resultados muy alejados de la realidad. Podemos concluir, en resumen, que la ecuación del balance hidrológico nos es útil, muchas veces, sólo desde el punto de vista cualitativo.

CUENCA

La cuenca de captación de una corriente hasta un sitio es la superficie que contribuye con escurrimientos a integrar el caudal de la corriente en ese sitio.

Una cuenca grande puede dividirse en cuencas más pequeñas o subcuencas de cada uno de los arroyos afluentes a la corriente principal.

A la frontera de una cuenca se le llama partea--

guas. Podemos distinguir entre parteaguas superficial y subterráneo. El superficial depende únicamente de la topografía del terreno y el parteaguas subterráneo de la distribución y permeabilidad de las capas del subsuelo.

En la figura anexa se muestra un esquema de una cuenca, donde se aprecian en planta y en corte los detalles de la misma.

De acuerdo a su extensión y características principales, la Hidrología distingue dos "tamaños" de cuencas.

Desde el punto de vista hidrológico, una cuenca pequeña es aquella en que predominan las características físicas del suelo respecto a las del cauce, -- por lo que es muy sensible a lluvias cortas e intensas y al tipo y uso del suelo. En una cuenca pequeña el efecto del escurrimiento superficial sobre el terreno supera al efecto de almacenamiento y regulación en los cauces naturales. Por el contrario, en áreas grandes el efecto del almacenamiento en el cauce es muy pronunciado, lo que disminuye la sensibilidad

dad de la cuenca.

Por lo expresado anteriormente se observa la dificultad de distinguir entre áreas de drenaje grandes y pequeñas tomando en cuenta solamente el tamaño del área; para fines prácticos, de acuerdo a estudios , Chow propone como límite máximo de extensión de cuencas pequeñas unos 250 km². Hay que hacer notar sin embargo, que el criterio de los hidrólogos difiere notablemente sobre este aspecto.

El escurrimiento del agua en una cuenca depende de diversos factores, siendo uno de los mas importantes las características fisiográficas de la cuenca. Son principalmente su área, pendiente, características del cauce principal, como son su longitud y pendientes, elevación de la cuenca y red de drenaje.

A continuación se describirán algunas técnicas para estimar cuantitativamente las características fisiográficas, según su uso.

AREA.

El área drenada de una cuenca, es el área en pro

yección horizontal encerrada por el parteaguas. Su valor se determina generalmente con el apoyo del planimetro y se expresa en kilómetros cuadrados o hectáreas.

PENDIENTE

Existen varios criterios, dependiendo del uso - posterior que se le vaya a dar al resultado, su elección.

CRITERIO DE ALVORD.

La pendiente de la cuenca, es el promedio pesado de la pendiente de cada faja en relación con su área.

$$S_c = \frac{D L}{A}$$

S_c pendiente de la cuenca

D desnivel constante entre curvas de nivel, km

L longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca, km

A área de la cuenca, km²

ELEVACION

La variación en elevación de una cuenca, así como su elevación media, puede obtenerse con el método de las intersecciones. El plano topográfico de la cuenca, se divide en cuadros de igual tamaño, considerando mínimo 100 intersecciones dentro de la cuenca. La elevación media es igual a la suma de todas las elevaciones entre el número total de intersecciones.

$$E_M = \frac{\sum \text{Elev. Inters.}}{\text{Núm. Inters.}} \quad (\text{msnm})$$

E_M Elevación media de la cuenca, msnm

RED DE DRENAJE

Otras características importantes de una cuenca, son las trayectorias o el arreglo de los cauces de las corrientes naturales dentro de ella. La razón de su importancia se manifiesta en la eficiencia del sistema de drenaje en el escurrimiento resultante. Por otra parte, la forma de drenaje proporciona indicios de las condiciones del suelo y de la superficie de la cuenca.

Las corrientes dependiendo del tipo de escurrimiento pueden ser efímeras, intermitente o perenne.

Las efímeras son las que llevan agua cuando llueve o después de ella.

Intermitente, lleva agua casi siempre, pero principalmente en época de lluvias; su aportación cesa cuando el nivel freático desciende por debajo del fondo del cauce.

Perenne, contiene agua todo el tiempo; el nivel freático se conserva por arriba del fondo del cauce.

Dependiendo del número de tributarios pueden ordenarse las corrientes. Así, aquella que no tenga ningún tributario, será orden 1; etc. El orden de la corriente principal indicará la extensión de la red de corrientes dentro de la cuenca. Se requiere de un plano de la cuenca que contenga todas las corrientes para hacer esta clasificación.

En cuanto a la longitud de los tributarios, esta es una indicación de la pendiente de la cuenca. Gene

ralmente las áreas escarpadas y bien drenadas tienen varios tributarios pequeños; las regiones planas, -- donde los suelos son profundos y permeables, tienen tributarios largos.

La longitud de las corrientes, en general, se mide a lo largo del eje del valle sin tomar en cuenta meandros.

PENDIENTE DEL CAUCE.

El perfil de un cauce puede graficarse, llevando distancias horizontales medidas sobre el cauce, contra sus elevaciones correspondientes. La pendiente del tramo será el desnivel entre sus extremos dividido por la longitud de dicho tramo.

$$S = \frac{H}{L}$$

Su aproximación dependerá de que la longitud del tramo analizado se vaya disminuyendo.

Una forma recomendable de determinar la pendiente, es compensando la gráfica, apoyando la línea en el extremo final del tramo por estudiar.

Mediante la fórmula de Taylor y Schwars, puede obtenerse un valor real de la pendiente de un río, - considerándolo formado por una serie de canales con pendiente uniforme, cuyo tiempo de recorrido es igual al del río.

$$S = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \frac{1}{\sqrt{S_3}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_M}}} \right]^2$$

m número de segmentos iguales, en los cuales se -- subdivide el tramo en estudio.

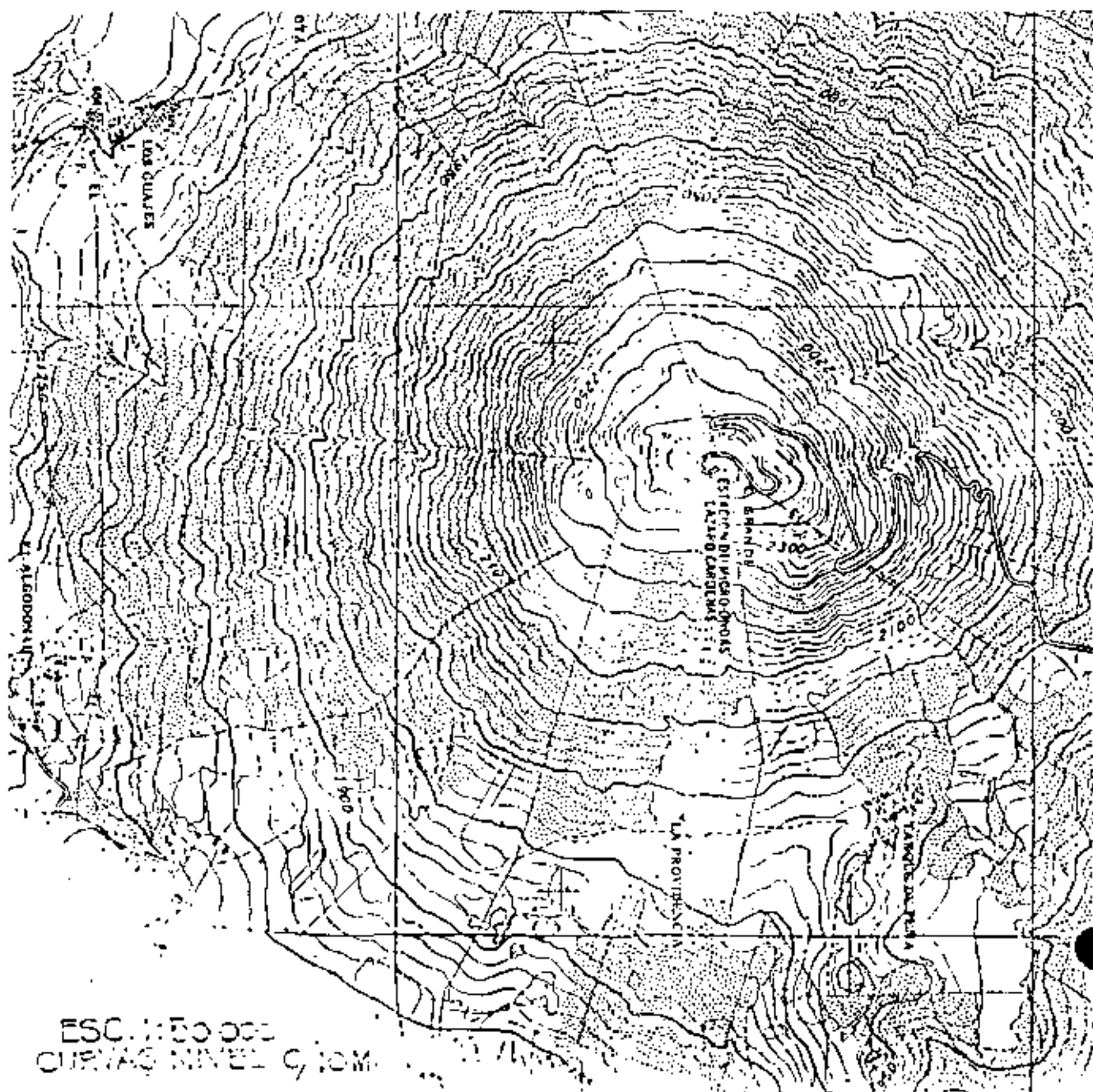
S_1, S_2, \dots, S_m pendiente de cada segmento

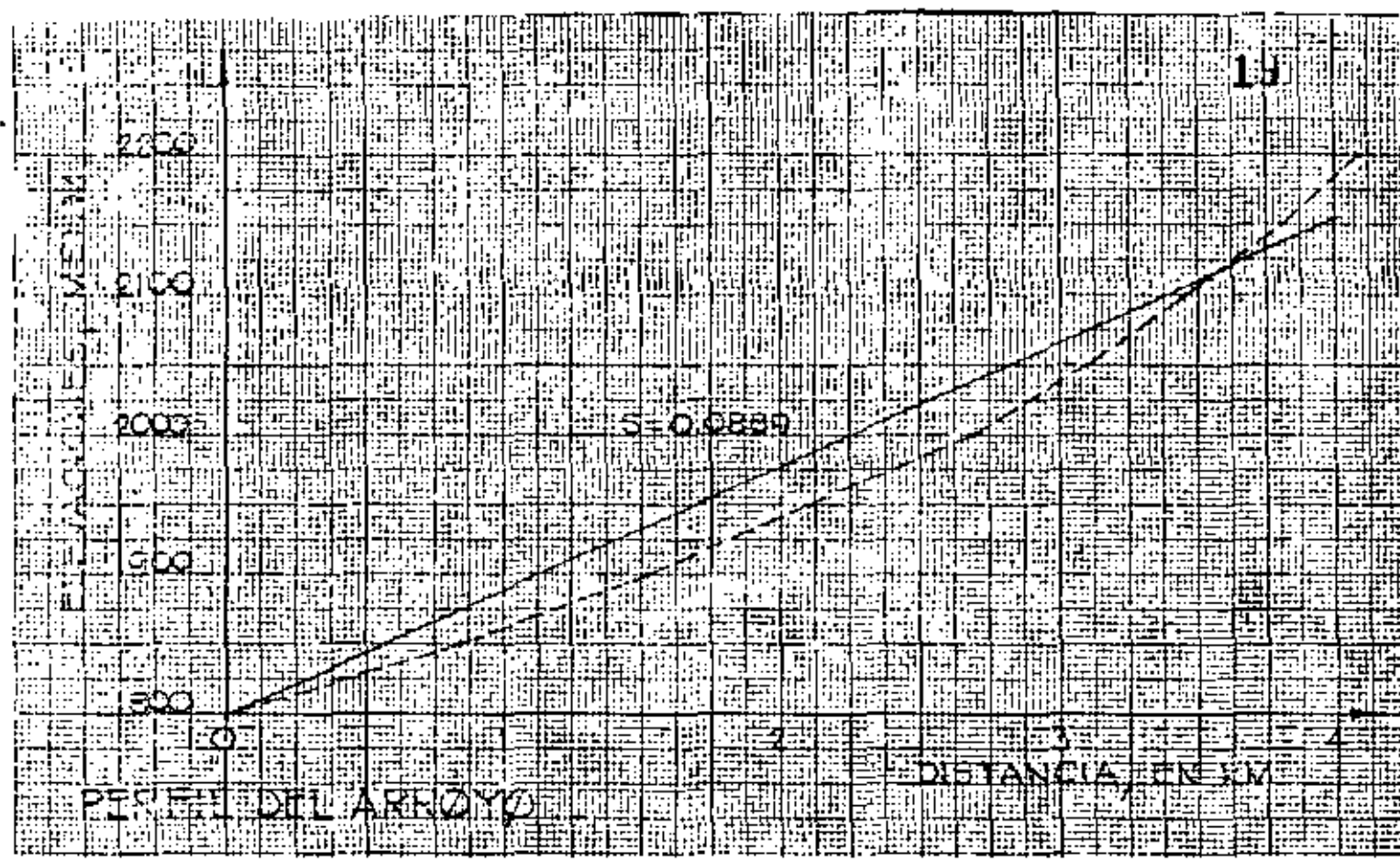
S pendiente media del tramo en estudio.

CALCULO DE LA PENDIENTE DEL CAUCE INDICADO EN LA FIGURA, USANDO LA FORMULA DE TAYLOR - S.

$$S = \left[\frac{M}{\frac{1}{fS_1} + \frac{1}{fS_2} + \dots + \frac{1}{fS_M}} \right]^2$$

CON LA TOPOGRAFIA ESC. 1:50 000 Y LAS CURVAS DE NIVEL CADA 10M, SE DIBUJA EL PERFIL DEL CAUCE (FIGURA ANEXA) Y ESTE SE SUBDIVIDE EN TRAMOS IGUALES DE 500M PARA DETERMINAR SUS PENDIENTES. ESTOS VALORES APARECEN TABULADOS





PENDIENTE DE LOS TRAMOS DE 500 M, EN QUE SE SUBDIVIÓ

| TRAMO
L
500 M | DESDE EL
H
M | PENDIENTE #
C_i | $\frac{1}{C_i}$ | $\frac{1}{C_i^2}$ |
|---------------------|--------------------|----------------------|-----------------|-------------------|
| 1 | 30 | 0.06 | 0.2449 | 4.088 |
| 2 | 67.5 | 0.065 | 0.2547 | 3.923 |
| 3 | 97.5 | 0.07 | 0.2645 | 3.720 |
| 4 | 140 | 0.085 | 0.1175 | 3.480 |
| 5 | 175 | 0.09 | 0.8 | 3.333 |
| 6 | 240 | 0.11 | 0.3916 | 3.013 |
| 7 | 297.5 | 0.122 | 0.3674 | 2.721 |
| 8 | 335 | 0.155 | 0.3937 | 2.540 |
| SUMA | | | | 26.923 |

APLICANDO LA EXPRESION, SE OBTIENE LA PENDIENTE

$$C = \left(\frac{2}{26.923} \right)^2 = 0.0889$$

A.2.- PRECIPITACION

El término precipitación, desde el punto de vista hidrológico, agrupa todas las formas de agua que se deposita en la superficie terrestre, proveniente del vapor atmosférico. Las formas de precipitación principales son rocío, llovizna, lluvia, granizo, escarcha y nieve, de las cuales la más común es la lluvia.

La precipitación es el producto del enfriamiento y condensación del vapor atmosférico. Por la manera en que ascienden las masas de aire caliente, se enfrían y su humedad se condensa, podemos distinguir tres tipos de precipitación: convectiva, orográfica y ciclónica.

a) Precipitación por convección

Se manifiesta por el levantamiento de masas de aire ligero y caliente que ocurre cuando se encuentran rodeadas por masas de aire más densas y frías, o bien, debido a la diferencia de temperaturas entre la superficie terrestre y el aire en contacto con ella. Conforme se van elevando, las masas de aire

se enfrían y su humedad se condensa dando origen a la precipitación.

b) Precipitación orográfica.

En este caso, la elevación de la masa de aire caliente se debe al choque de la misma con las barreras montañosas. La precipitación tiene lugar, - - igual que en el caso anterior, al enfriarse y condensarse la masa de aire ascendente.

c) Precipitación ciclónica

Ocurre cuando masas de aire en movimiento, con diferentes condiciones de temperatura y humedad, se encuentran en contacto. El levantamiento se origina por convergencia horizontal al entrar la masa de aire en una zona de baja presión.

Se han desarrollado muchas técnicas y existe una gran variedad de instrumentos para medir las características de la precipitación. Toda forma de precipitación se mide en base a la altura de agua acumulada -- (o lámina de agua) sobre una superficie horizontal, - generalmente en milímetros.

Los aparatos más comúnmente usados para medir la lluvia son el pluviómetro y el pluviógrafo.

El pluviómetro consta esencialmente de un recipiente cilíndrico con un embudo en la parte superior que descarga a un vaso colector de menor diámetro que el recipiente. Midiendo la altura alcanzada por el agua en el colector y multiplicándola por la relación de áreas transversales de colector y receptor, se obtendrá la altura de precipitación.

Existen pluviógrafos de muchos tipos. Por medio de este aparato se lleva un registro de altura de lluvia contra tiempo. Uno de los más sencillos consiste en un recipiente que descansa sobre un resorte. Conforme se acumula el agua en el recipiente, el resorte se contrae. Un estilete acoplado al resorte, gráfica las contracciones del mismo sobre un tambor de eje vertical que gira mediante un mecanismo de relojería. Las gráficas así obtenidas, muestran la relación de la altura de lluvia acumulada con respecto al tiempo. En una gráfica de este tipo, el incremento de altura de lluvia en un intervalo de tiempo da-

do, nos dará la rapidez media de precipitación; asimismo, la pendiente de la gráfica para un tiempo dado representará la rapidez instantánea de precipitación.

Utilizando el pluviógrafo se conoce la intensidad de precipitación, que se define como la altura de precipitación entre el tiempo en que se originó.

Se mide generalmente en mm/hora y la designaremos con la letra i .

Una gráfica que indica la variación de la altura de lluvia o de su intensidad con respecto a un intervalo de tiempo, el cual se escoge arbitrariamente, se llama Hietograma. Generalmente se trabaja con alturas de lluvia en cada uno de los intervalos de tiempo en que se divide la duración de la precipitación, de ahí que el hietograma resulte un diagrama de barras, tal como se muestra en la figura anexa.

El área bajo un hietograma representa la altura de lluvia acumulada durante la precipitación.

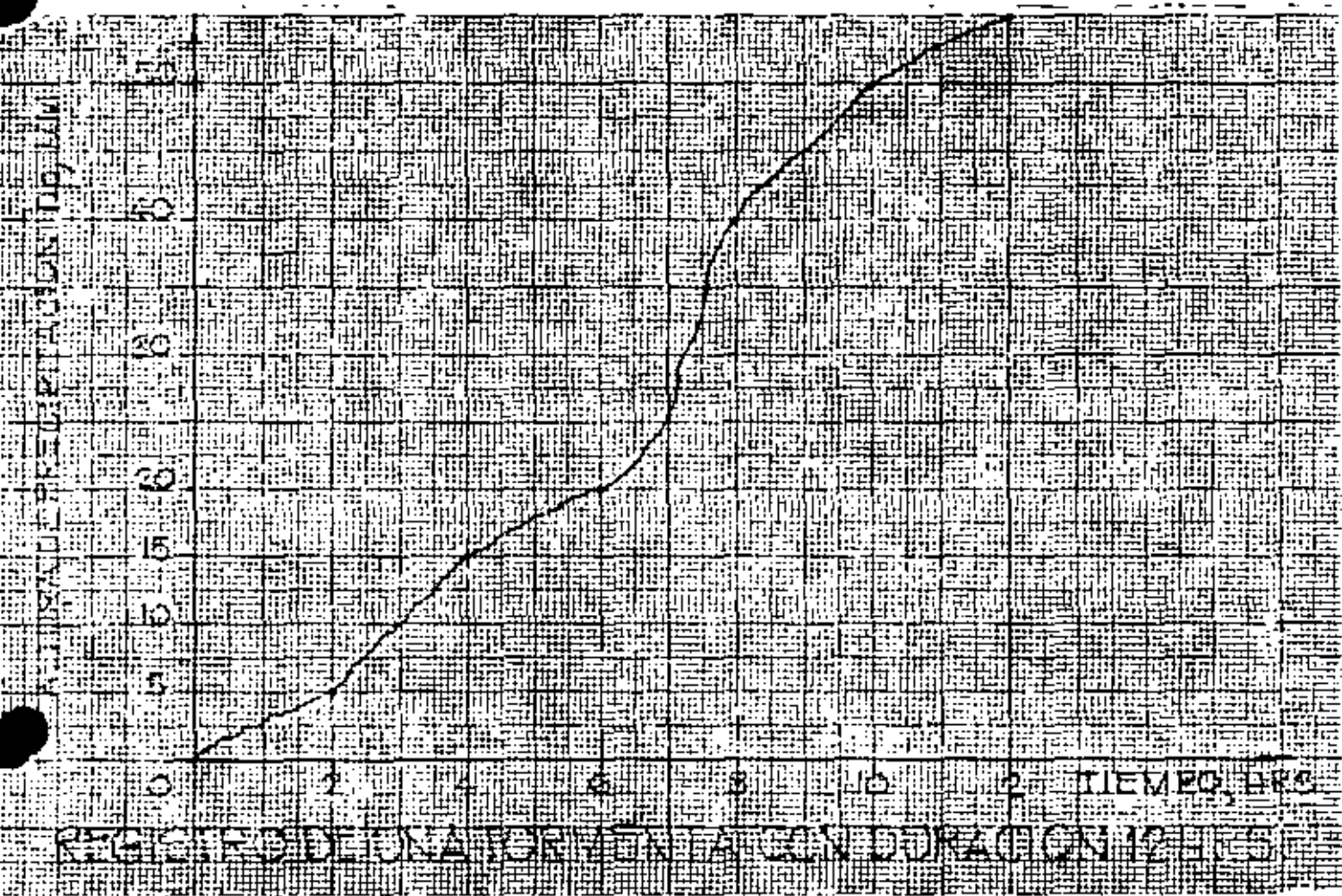
Los registros de pluviógrafos se pueden trans-

formar y obtener el hietograma de la diversas tormentas medidas.

Existen técnicas para estimar la precipitación media sobre una zóna, dato necesario en la solución de algunos problemas hidrológicos. Se tratará posteriormente en detalle todo lo referente a estos métodos.

CALCULO DEL HIETOGRAMA DE UNA TORMENTA . .

| HORA | ALTURA DE LLUVIA
h
(mm) | VARIACION DE LA h PARA | | | |
|------|-------------------------------|------------------------|-----------------|-----------------|------------------|
| | | $\Delta t = 2H$ | $\Delta t = 4H$ | $\Delta t = 6H$ | $\Delta t = 12H$ |
| 0 | 0 | | | | |
| 2 | 5 | 5 | | | |
| 4 | 15 | 10 | 15 | | |
| 6 | 25 | 5 | 25 | 20 | |
| 8 | 40 | 20 | | | 55 |
| 10 | 50 | 10 | 15 | 35 | |
| 12 | 55 | 5 | | | |



np, MM

20

10

0

2 4 6 8 10 12 HRS

HIETORAMA DELER

35

np, MM

25

np, MM

15

20

0

2 4 6 8 10 12 HRS

HIETORAMA DELER

0

2 4 6 8 10 12 HRS

HIETORAMA DELER

55

np, MM

0

HIETORAMA DELER 2 4 6 8 10 12 HRS

A.2.1.- PROCESAMIENTO DE LOS DATOS DE PRECIPITACION

Precipitación media sobre una zona.

El análisis de los registros de precipitación - requiere de algunas técnicas auxiliares en la solución de problemas hidrológicos. El cálculo de la precipitación media sobre una zona para un determinado tiempo, ha dado origen a varias técnicas de este tipo.

La lámina de precipitación media en una zona, - que generalmente es una cuenca o un grupo de ellas, puede estimarse en función de los datos de altura de lluvia registrada en estaciones pluviométricas de la zona y vecinas. La exactitud de la estimación dependerá fundamentalmente de la cantidad de estaciones utilizadas para el cálculo.

Existen tres criterios principales para resolver el problema:

a) Promedio aritmético

Se utiliza cuando se desconoce la localiza--

ción de las estaciones en la zona de estudio, o bien, cuando se quiere tener únicamente una idea del orden de magnitud de la precipitación media. Es el criterio más rápido y al mismo tiempo el más impreciso. La lámina de precipitación media se calcula sumando la altura de lluvia registrada en las estaciones de la zona para el tiempo considerando y dividiendo entre el número de estaciones. El método da resultados aceptables cuando la distribución de la lluvia es -- más o menos uniforme y las estaciones cubren toda el área de la zona en estudio.

b) Criterio de Thiessen

Para la aplicación de este método se requiere un plano de localización de la zona en estudio que muestre la posición de las estaciones utilizadas en el análisis.

El método supone que cada estación tiene influencia en un área determinada, cuyas dimensiones dependen de la posición relativa entre las estaciones. Dentro del área de influencia de una estación dada se -- considera una altura de precipitación uniforme e --

igual a la registrada en la estación. La lámina de precipitación media sobre toda la zona se calcula -- efectuando la suma de productos de las alturas de -- lluvia registradas por sus respectivas áreas de in-- fluencia y dividiendo entre el área total considera-- da, es decir:

$$h_M = \frac{\sum h_i A_i}{A} = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n h_i \cdot A_i$$

h_M altura de precipitación media en la zona

h_i altura de precipitación en la estación i

A_i área de influencia de la estación i

A área total de la zona en estudio

n número de estaciones consideradas

El área de influencia de cada estación se determina -- geoméricamente sobre un plano de la zona. Primero se unen con rectas las estaciones más próximas hasta lo-- gar una red de triángulos; trazando las mediatrices de los triángulos se obtendrán los polígonos de in-- fluencia de cada estación.

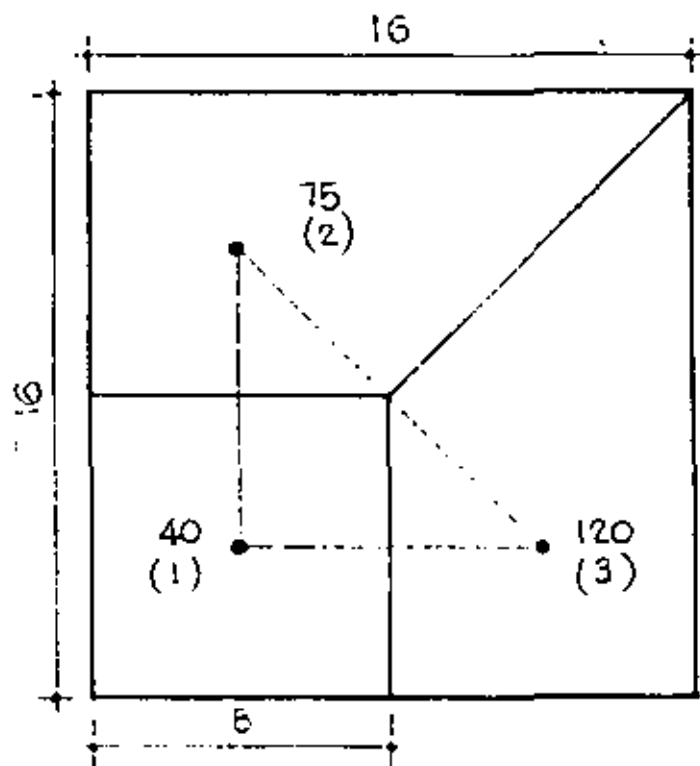
c) Método de las isoyetas

Para la aplicación de este criterio también se requiere un plano donde se muestre la posición relativa de las estaciones de la zona.

Se llaman isoyetas las curvas que unen puntos con igual altura de precipitación. Este método es más racional que los anteriores, pues toma en cuenta la distribución de la precipitación dentro de la zona en estudio, sin embargo, su aplicación correcta depende de un cierto criterio en la interpretación de los datos para configurar el plano de isoyetas. Deben tenerse en cuenta las características topográficas de la zona, sobre todo cuando la precipitación es orográfica en donde generalmente el patrón de isoyetas se adapta a las curvas de nivel del terreno.

Para calcular la altura de precipitación media sobre la zona en estudio se aplica la anterior ecuación con la salvedad de que en este caso A_i es el área entre dos isoyetas contiguas, h_i es la altura de precipitación media entre ellas y n el número de zonas entre isoyetas.

APLICANDO POLIGONOS DE THIESSEN, DETERMINAR LA ALTURA DE PRECIPITACION MÉDIA PARA LA CUENCA INDICADA.



| ESTACION | ALTURA DE PRECIPITACION
h_{pi}
MM | AREA DEL POLIGONO
A_i
KM ² | % AREA TOTAL
A_i/A | $\frac{A_i}{A} \cdot h_{pi}$
MM |
|----------|---|---|-------------------------|------------------------------------|
| 1 | 40 | 64 | 25.0 | 10 |
| 2 | 75 | 96 | 37.5 | 28.1 |
| 3 | 120 | 94 | 37.5 | 45 |
| SUMA | 235 | 254 | 100.0 | 83.1 |

THIESSEN. - $h_{p_{mT}} = 83.1$ MM

PROMEDIO ARITMETICO. - $h_{p_{mA}} = \frac{235}{3} = 78.3$ MM.

APLICANDO EL METODO DE THIESSEN, OBTENER LA ALTURA DE PRECIPITACION MEDIA, PARA UNA TORMENTA QUE DURO 24 HORAS, DE LA CUENCA INDICADA EN LA FIGURA ANEXA.

EN DICHA FIGURA SE MUESTRA EL TRAZO DE LOS POLIGONOS DE THIESSEN PARA LA CUENCA EN ESTUDIO. TAMBIEN SE INDICAN LA ALTURA DE PRECIPITACION REGISTRADA EN LAS DIVERSAS ESTACIONES DURANTE LA TORMENTA.

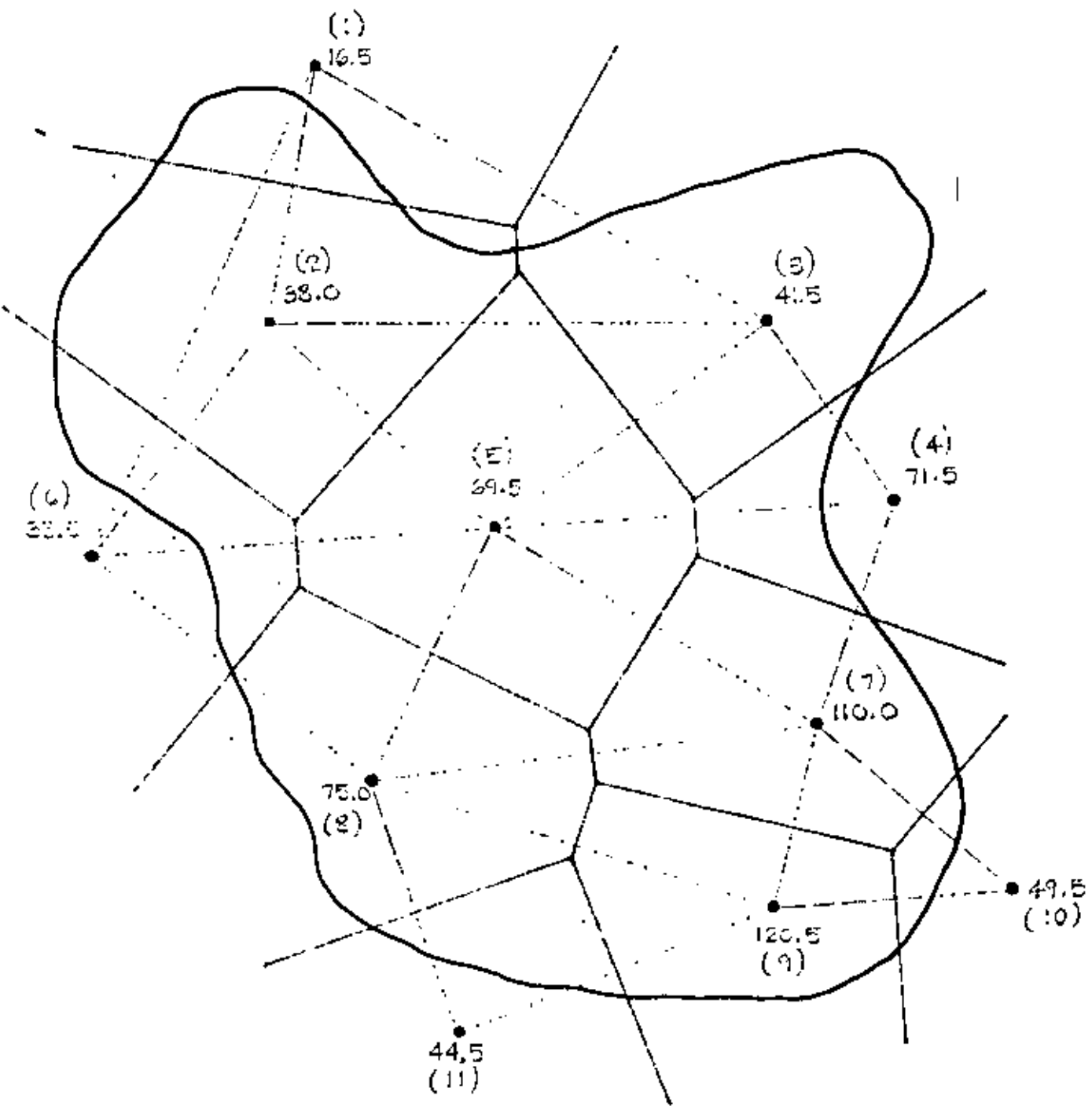
LOS DATOS DISPONIBLES SE ORDENARON EN LA TABLA SIGUIENTE.

| ESTACION | ALTURA DE PRECIPITACION
h_{pi}
MM | AREA DEL POLIGONO
A_i
KM ² | % AREA TOTAL
$\frac{A_i}{A}$ | $\frac{A_i}{A} \cdot h_{pi}$
MM |
|----------|---|---|---------------------------------|------------------------------------|
| 1 | 16.5 | 17 | 0.6 | 0.10 |
| 2 | 38.0 | 530 | 20.4 | 7.75 |
| 3 | 41.5 | 475 | 18.0 | 7.50 |
| 4 | 71.5 | 15 | 0.5 | 0.36 |
| 5 | 68.5 | 460 | 17.6 | 12.30 |
| 6 | 33.5 | 83 | 0.9 | 3.50 |
| 7 | 110.0 | 342 | 13.0 | 16.50 |
| 8 | 75.0 | 370 | 14.0 | 10.50 |
| 9 | 120.5 | 310 | 12.2 | 14.70 |
| 10 | 49.5 | 8 | 0.3 | 0.15 |
| 11 | 44.5 | 14 | 0.5 | 0.22 |
| SUMA | 675.0 | 2619 | 100.0 | 73.58 |

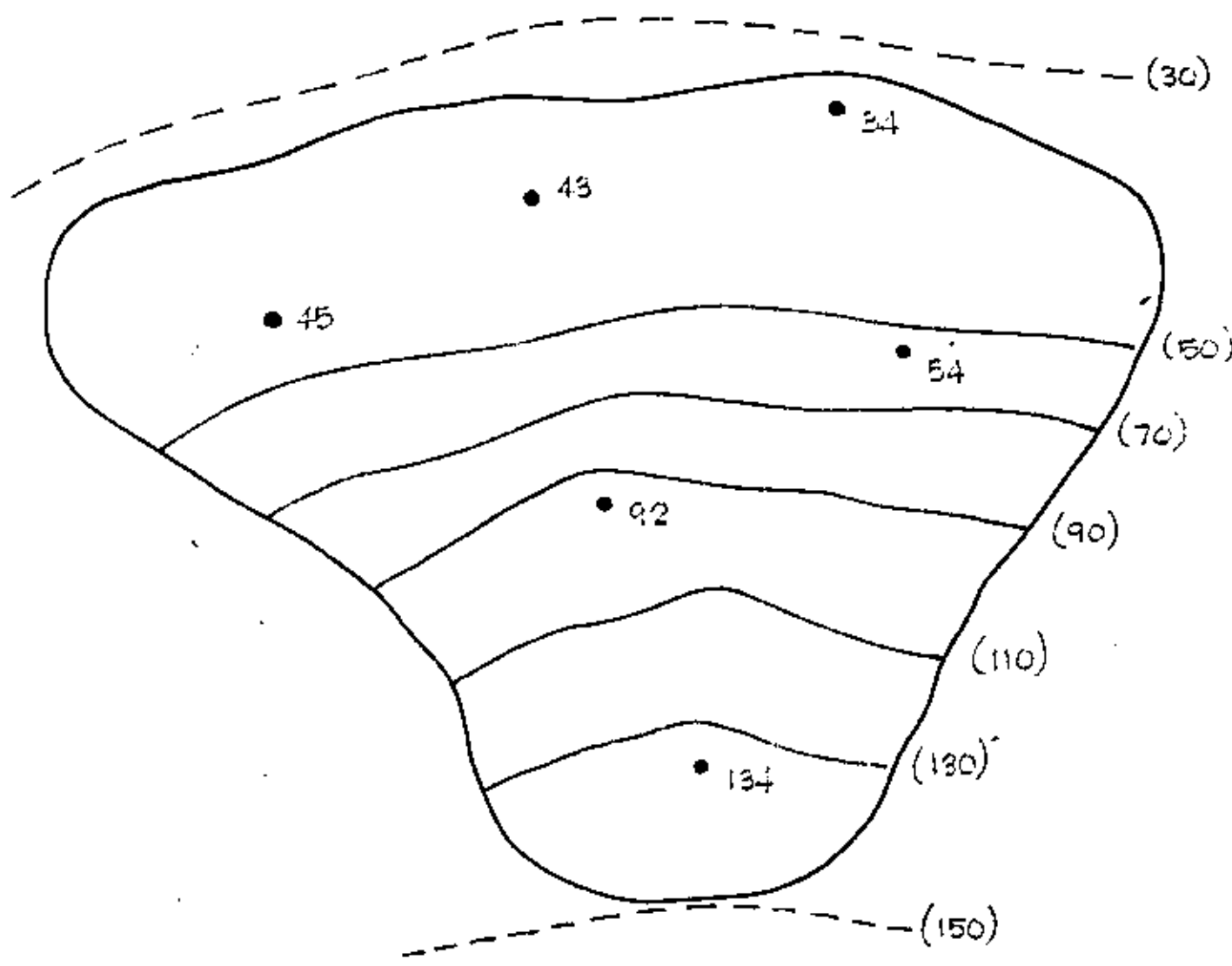
$$\text{PRECIPITACION MEDIA} = \sum_{i=1}^n \frac{A_i}{A} h_{pi} = 73.58 \text{ MM}$$

APLICANDO EL METODO DEL PROMEDIO ARITMETICO, TENDREMOS

$$\text{PRECIPITACION MEDIA} = \frac{\sum_{i=1}^n h_{pi}}{n} = \frac{675.0}{11} = 61.4 \text{ MM.}$$



POR EL METODO DE LAS ISOYETAS, DETERMINAR LA ALTURA DE PRECIPITACION MEDIA DE LA CUENCA MOSTRADA, PARA UNA TORMENTA DE 24 HORAS.



| ISOYETAL | ALTURA DE PRECIPITACION
hp_i MM. | AREA ENTRE ISOYETAS
A_i KM ² | $hp_i \cdot A_i$
MM·KM ² |
|----------|---------------------------------------|--|--|
| 130-110 | 120 | 120 | 14 400 |
| 110-90 | 100 | 190 | 19 000 |
| 90-70 | 80 | 150 | 14 400 |
| 70-50 | 60 | 200 | 12 000 |
| 50-30 | 40 | 600 | 24 000 |
| SUMA | | 1550 | 120 500 |

$$\text{PRECIPITACION MEDIA} = \frac{\sum_{i=1}^N hp_i \cdot A_i}{A} = \frac{120 500}{1550} = 77.8 \text{ MM}$$

ESTIMACION DE DATOS FALTANTES

El procesamiento de los datos pluviométricos para su aplicación a problemas hidrológicos requiere registros continuos de precipitación a lo largo de todo el período de análisis. Se describen a continuación unos métodos para completar los registros.

Método de las estaciones auxiliares

Para estimar los datos faltantes en una estación pluviométrica en base a registros simultáneos continuos de tres estaciones circundantes a la estación en estudio, cercanas y distribuidas lo más uniformemente posible, pueden prorratearse los valores de la precipitación anual normal como se indica en la siguiente ecuación:

$$P_X = \frac{1}{3} \left(\frac{N_X}{N_A} \cdot P_A + \frac{N_X}{N_B} \cdot P_B + \frac{N_X}{N_C} \cdot P_C \right)$$

en donde:

P_X precipitación faltante en la estación en estudio

| | | | |
|-------|-------|-------|---|
| P_A | P_B | P_C | precipitación en las estaciones auxiliares A, B y C |
| N_X | | | precipitación normal anual en la estación en estudio |
| N_A | N_B | N_C | precipitación normal anual de las estaciones auxiliares A, B y C. |

Algunos autores generalizan la aplicación del criterio para cualquier número de estaciones auxiliares recomendando, solamente, que las distancias a la estación en estudio sean del mismo orden.

Otro criterio sería, si la precipitación anual normal en cada una de las estaciones auxiliares difiere en menos del 10% de la registrada en la estación en estudio, para estimar el o los valores faltantes, se hace un promedio aritmético con los valores registrados en esa fecha en las estaciones auxiliares.

SUPERFICIE REPRESENTATIVA DE UNA ESTACION PLUVIOMETRICA.

Existen numerosas ecuaciones para relacionar la lluvia registrada en una estación con el tamaño del área circundante que puede considerarse representativa de los datos de dicha estación. De acuerdo a las

observaciones, para propósitos prácticos, el área representativa promedio puede considerarse de unos 25 km² de extensión.

CURVAS DE ALTURA DE PRECIPITACION - AREA-DURACION.

Para muchos problemas hidrológicos es importante conocer la máxima cantidad de precipitación que ocurre sobre diversas áreas debido a tormentas de diferentes duraciones. Para obtener estos datos se deben analizar las tormentas mas desfavorables.

Para hacer el análisis de una tormenta, se debe calcular primero el plano de isoyetas debido a ella, a continuación se calcula la precipitación media para las áreas entre isoyetas. Con lo anterior tendremos la precipitación media para cada área, pero para la duración total de la tormenta.

Para obtener los valores altura de lluvia áreas para otras duraciones de tormenta, se calcula la curva masa pesada valorando la influencia de cada estación dentro del área de la cuenca en estudio, con base en los polígonos de Thiessen.

La curva masa es la valoración de la altura de precipitación respecto al tiempo y se obtiene de las estaciones pluviográficas. Las precipitaciones máxi--

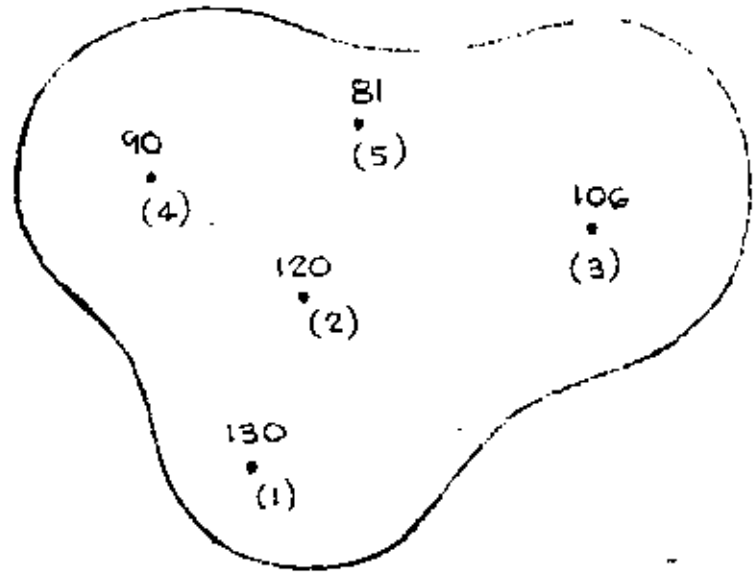
mas en las diversas estaciones, para distintas duraciones, se determinan a partir de los datos de registro. Todas las estaciones dentro del área en estudio deberán tener pluviógrafo, o en su defecto, se conocerá la distribución de la tormenta por medio de otras estaciones, y de ahí hacer inferencias para las demás.

Como el análisis requerido es para los valores máximos, ya conocida la curva masa pesada para cada área, se podrán obtener esos máximos valores de precipitación para cada período diferente de duración, haciendo las máximas combinaciones con los incrementos de precipitación resultantes.

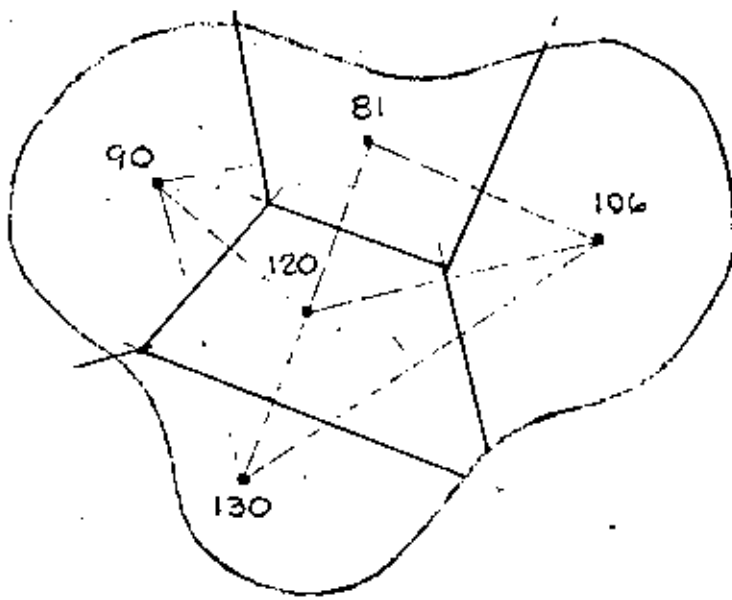
Para propósitos prácticos se considera que las máximas combinaciones de registro de precipitación obtenida en una estación pueden considerarse representativas de una área, circunvecina a dicha estación de 25 km^2 .

CURVAS DE ALTURA DE PRECIPITACION - AREA - DURACION. -

SE HARA EL ANALISIS DE LA TORMENTA QUE SE CONSIDERE MAS DESFAVORABLE Y CON UNA DURACION DE 24 HR.

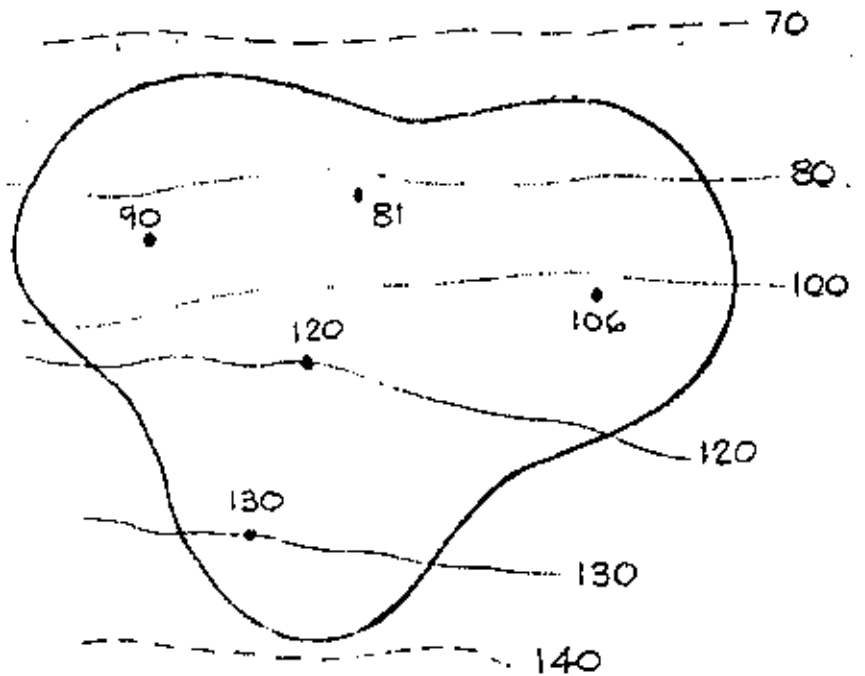


SE TUVIERON ESTOS DATOS:



SE TRAZAN LOS POLIGONOS DE THIESSEN

SE TRAZAN LAS ISOYETAS DE LAS TORMENTAS



CALCULO DE LA PRECIPITACION MEDIA -- (TABLA I)

| ISÓPETA | ALTURA DE PRECIPITACION
P_i (MM) | AREA ENTRE ISÓPETAS
A_i (KM ²) | $P_i \cdot A_i$ |
|---------|---------------------------------------|---|-----------------|
| 140-120 | 130 | 200 | 26 000 |
| 120-100 | 110 | 306 | 33 600 |
| 100-80 | 90 | 298 | 26 900 |
| 80-70 | 75 | 138 | 10 400 |
| SUMA | | 942 | 96 900 |

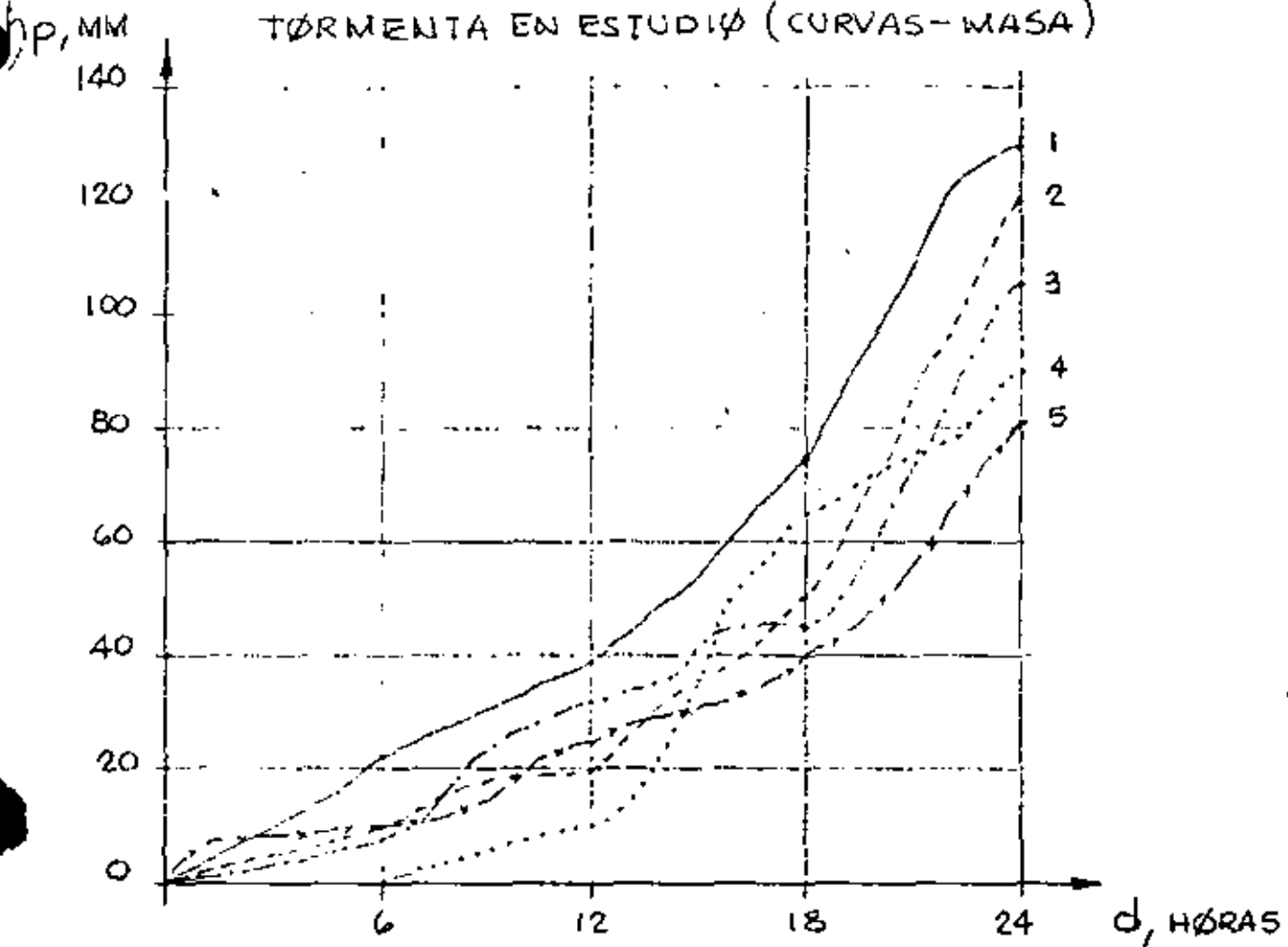
PRECIPITACION MEDIA $h_{p_M} = \frac{96900}{942} = 102$ MM

CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN MEDIA PARA
LAS ÁREAS DENTRO DE LAS ISÓPETAS. — (TABLA 2)

| (1)
ISÓPETA | (2)
ÁREA
ENCERRADA
(KM ²) | (3)
ÁREA
NETA
(KM ²) | (4)
PRECIP.
MEDIA
(MM) | (5) , (6)
VOLUMEN DE PRECIP.
(KM ² .MM) | | (7)
PRECIP.
MEDIA
(MM) |
|----------------|--|---|---------------------------------|--|--------|---------------------------------|
| | | | | INCTØ. | ACUM. | |
| 120 | 200 | 200 | 130 | 26 000 | 26 000 | 130 |
| 100 | 506 | 306 | 110 | 33 600 | 59 600 | 118 |
| 80 | 804 | 298 | 90 | 26 900 | 86 500 | 107 |
| 70 | 942 | 138 | 75 | 10 400 | 96 900 | 102 |

- (1) ISÓPETAS DE LA CUENCA
- (2) ÁREA TOTAL ENTRE LAS ISÓPETAS Y EL PARTEAGUAS
- (3) ÁREA ENTRE LAS ISÓPETAS
- (4) PRECIPITACIÓN MEDIA ENTRE CADA DOS ISÓPETAS Y
CÓRRESPONDE A LOS VALORES P_i DE LA TABLA ANTERIOR
- (5) SE OBTIENE DE MULTIPLICAR (3) POR (4)
- (6) ES LA SUMA ACUMULADA DE LOS VALORES ANTERIORES
- (7) SE OBTIENE DE DIVIDIR (6) ENTRE (2), Y SON LOS
VALORES DE LA h_{pM} PARA LAS ÁREAS ENTRE ISÓPETAS

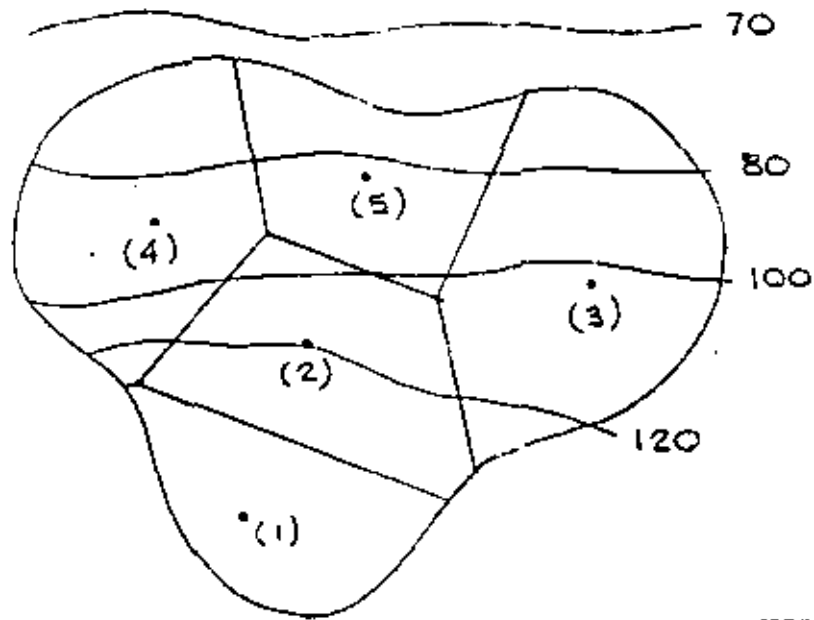
REGISTROS DE PLUYIÓGRAFOS PARA LA
TORMENTA EN ESTUDIO (CURVAS-MASA)



CON LOS DATOS DE LLUVIA TOMADOS DE LA CURVA MASA,
SE FORMA EL SIGUIENTE CUADRO. (TABLA 3)

| ESTACION | PRECIPITACION
ACUMULADA (MM) | | | | PRECIPITACION MAXIMA
ABSOLUTA (MM) | | | |
|----------|---------------------------------|----|----|-----|---------------------------------------|-----|-----|-----|
| | 6 | 12 | 18 | 24 | 6 | 12 | 18 | 24 |
| 1 | 22 | 39 | 75 | 130 | 55 | 80 | 110 | 130 |
| 2 | 10 | 20 | 50 | 120 | 71 | 100 | 111 | 120 |
| 3 | 8 | 32 | 45 | 106 | 62 | 74 | 99 | 106 |
| 4 | 0 | 10 | 65 | 90 | 56 | 81 | 90 | 90 |
| 5 | 10 | 25 | 40 | 81 | 21 | 56 | 71 | 81 |

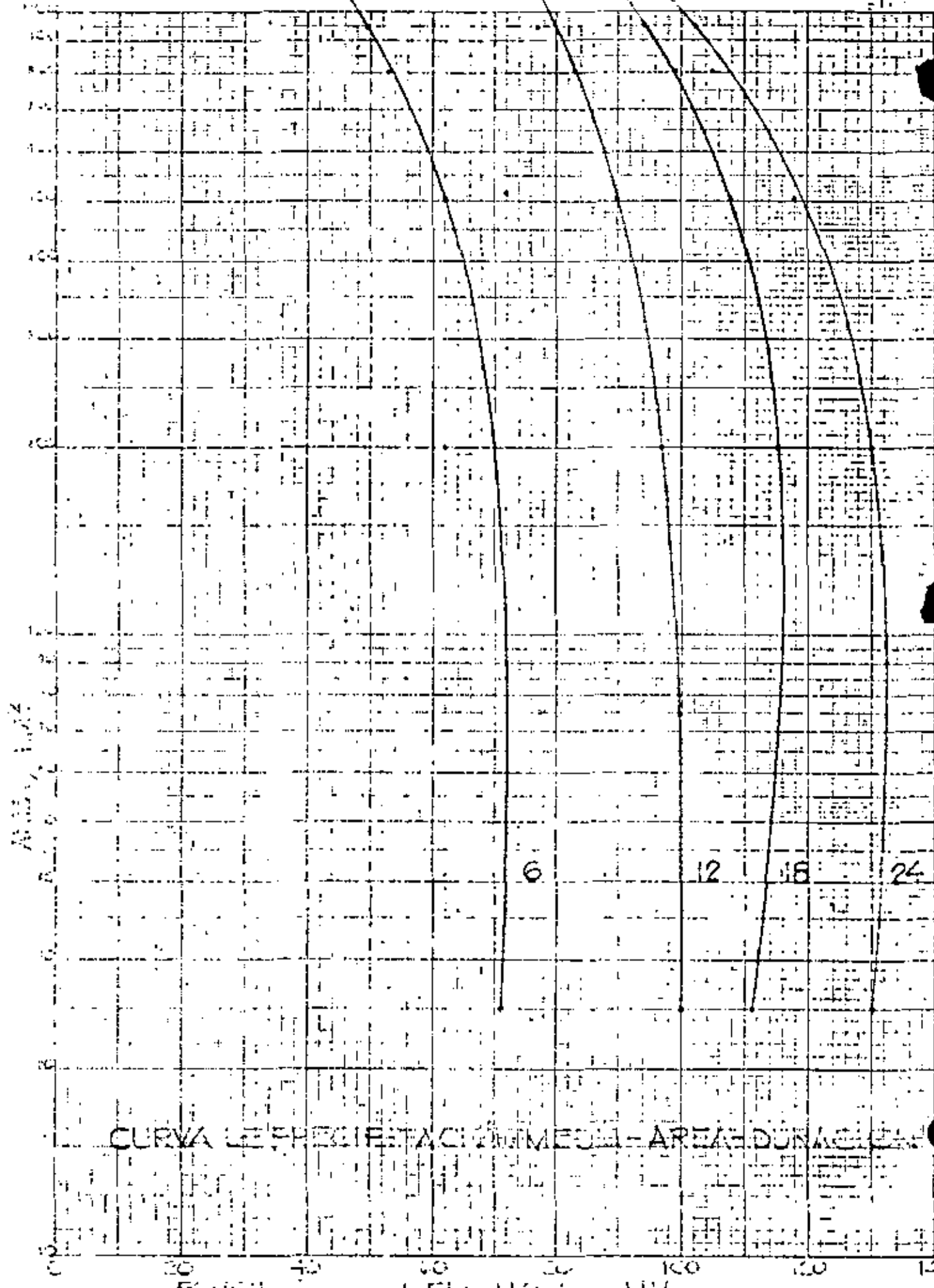
SE ELABORA LA FIGURA RESULTANTE DE LA SUPERPOSICIÓN DE LOS POLÍGONOS DE THIESSEN Y DE LAS ISOTETAS DE LA TORMENTA, DE LAS ESTACIONES CONSIDERADAS.



PARA CALCULAR LAS ALTURAS DE PRECIPITACIÓN - AREA PARA DIFERENTES TIEMPOS, TODOS SUB - MULTIPLOS DE LA DURACIÓN TOTAL, SE PROCEDE A ELABORAR UN CUADRO QUE CONTENGA LA INFORMACIÓN PROCESADA.

COMBINACION MAXIMA ENTRE ALTURA DE PRECIPITACION MEDIA Y DURACIONES . -

| ISOTETA ENVOLVENTE | | | DESCRIPCION | AREA EFEC. THIESS. % | DURACION EN HORAS | | | |
|--------------------|--------------------|-------------------------------|----------------------|----------------------|---|----|-----|-----|
| MM | PRECIP. MEDIA (MM) | AREA TOTAL (KM ²) | | | 6 | 12 | 18 | 24 |
| 120 | 130 | 200 | ESTACION 1 | 60 | 13 | 23 | 45 | 78 |
| | | | ESTACION 2 | 30 | 3 | 6 | 15 | 34 |
| | | | ESTACION 3 | 10 | 1 | 3 | 5 | 11 |
| | | | CURVA MASA MEDIA | 100 | 17 | 32 | 65 | 125 |
| | | | C.M. AJUSTADA | | 18 | 33 | 68 | 130 |
| | | | INCREMENTO AJUST. | | 18 | 15 | 35 | 62 |
| | | | PRECIP. MAX.- DURAC. | | 62 | 97 | 115 | 130 |
| 100 | 110 | 506 | ESTACION 1 | 20 | 4 | 8 | 15 | 26 |
| | | | ESTACION 2 | 40 | 4 | 8 | 20 | 48 |
| | | | ESTACION 3 | 30 | 2 | 9 | 13 | 32 |
| | | | ESTACION 4 | 7 | 0 | 1 | 5 | 6 |
| | | | ESTACION 5 | 3 | 0 | 1 | 1 | 2 |
| | | | CURVA MASA MEDIA | 100 | 10 | 27 | 54 | 114 |
| | | | C.M. AJUSTADA | | 10 | 28 | 56 | 118 |
| | | | INCREMENTO AJUST. | | 10 | 18 | 28 | 62 |
| | | | PRECIP. MAX.- DURAC. | | 62 | 90 | 108 | 118 |
| 80 | 107 | 804 | ESTACION 1 | 12 | 3 | 5 | 9 | 16 |
| | | | ESTACION 2 | 20 | 2 | 4 | 10 | 24 |
| | | | ESTACION 3 | 30 | 2 | 9 | 13 | 32 |
| | | | ESTACION 4 | 25 | 0 | 3 | 16 | 23 |
| | | | ESTACION 5 | 13 | 1 | 3 | 5 | 10 |
| | | | CURVA MASA MEDIA | 100 | 8 | 24 | 53 | 105 |
| | | | C.M. AJUSTADA | | 8 | 24 | 54 | 107 |
| | | | INCREMENTO AJUST. | | 8 | 16 | 30 | 53 |
| | | | PRECIP. MAX.- DURAC. | | 53 | 83 | 99 | 105 |
| 70 | 102 | 942 | ESTACION 1 | 10 | 2 | 4 | 7 | 13 |
| | | | ESTACION 2 | 18 | 2 | 4 | 9 | 21 |
| | | | ESTACION 3 | 32 | 3 | 10 | 14 | 34 |
| | | | ESTACION 4 | 24 | 0 | 3 | 17 | 23 |
| | | | ESTACION 5 | 14 | 1 | 4 | 6 | 11 |
| | | | CURVA MASA MEDIA | 100 | 8 | 25 | 53 | 102 |
| | | | C.M. AJUSTADA | | 8 | 25 | 53 | 102 |
| | | | INCREMENTO AJUST. | | 8 | 17 | 28 | 49 |
| | | | PRECIP. MAX.- DURAC. | | 49 | 77 | 94 | 102 |
| | | | | 25 | REGISTRO MAS DESFAVORABLE EN UNA ESTAC. | 71 | 100 | 111 |



CURVA LE FRENTE TACI EN MEDIO - AREA DUNACION

DESCRIPCION DEL CUADRO ANTERIOR.

- (1) ISOYETA, que se estudia o analiza.
- (2) PRECIPITACION MEDIA, este valor se tiene en el cuadro del cálculo de la Precipitación Media para las áreas dentro de las isoyetas, columna (7).
- (3) AREA TOTAL, es el área entre la isoyeta y el parteaguas. Este dato aparece en el cuadro del Cálculo de la Precipitación media para las áreas dentro de las isoyetas, columna (2).
- (4) DESCRIPCION, indica las estaciones que estan dentro del área comprendida entre la isoyeta y el parteaguas. Además se indica el cálculo de la Curva Masa Media, Curva Masa Ajustada, Incremento Ajustado y Precipitación Máxima-Dura.
- (5) AREA EFECTIVA, es el % del área del polígono de Thiessen de cada estación al área de la isoyeta.

Procedimiento: se planimetrea la porción del polígono y su área se divide entre el área total de la isoyeta, expresandose en %. Esto mismo se hace para cada porción de polígono que esta dentro de la isoyeta y el parteaguas.

- (6) En estas columnas se indican los valores de la precipitación para 6, 12, 18 y 24 horas para cada una de las estaciones indicadas. Estos valores son el producto de la Precipitación Acumulada (Tabla 3) por su % de área efectiva.
- (7) Por ejemplo: Estación 1.- 60% 6 hrs. $22 \times 0.60 = 13$
- (8) 12 hrs. $39 \times 0.60 = 23$
- (9)

CURVA MASA MEDIA, es la suma de cada uno de los valores que estan en las columnas (5), (6), (7), (8) y (9).

CURVA MASA AJUSTADA, son los valores corregidos de la Curva Masa Media que se obtienen de la aplicación del factor que resulta de dividir la Precipitación Media dentro de las Isoyetas (tabla 2) entre la correspondiente a las 24 hr. de la Curva Masa Media. Este factor multiplica a los valores de la C. M. M. para las duraciones indicadas, teniendo de esta manera el ajuste.

Por ejemplo: $130 / 125 \times 17 = 18$ $118 / 114 \times 10 = 10$
 $130 / 125 \times 32 = 33$ $118 / 114 \times 27 = 28$

INCREMENTO AJUSTADO, son los incrementos de precipitación para cada intervalo de tiempo (6 horas), valores tomados de la Curva Masa Ajustada.

Por ejemplo: $18 - 0 = 18$, $33 - 18 = 35$, etc.

PRECIPITACION MAXIMA - DURACION, es el valor que se obtiene de maximizar los Incrementos Ajustados o sea se trata de encontrar la máxima relación entre las lluvias y el tiempo. Para el primer intervalo de tiempo, se escoge el mayor Incremento Ajustado, por ejemplo 62 mm; para una duración de dos intervalos, se busca la combinación de dos Incrementos Ajustados que den una altura mayor, por ejemplo $62 + 35 = 97$ mm, etc.

REGISTRO MAS DESFAVORABLE EN UNA ESTACION, para hacerlo, se considera que los datos de una estación pluviografica son representativos de una área de 25 km². Estos datos, se toman de la Tabla , escogiendose los valores mayores de la Precipitación Máxima Absoluta para 6, 12, 18 y 24 hrs.

CON LOS VALORES DE LA PRECIPITACION MAXIMA - DURACION Y LOS DE SU AREA TOTAL CORRESPONDIENTE, se procede a trazar las CURVAS DE ALTURA DE PRECIPITACION - AREA - DURACION.

ANALISIS DE LOS REGISTROS DIARIOS DE LLUVIA.

Debido a los pocos pluviógrafos de que se dispone, generalmente se desconocen las características de las lluvias en una zona, aunque se disponga de pluviómetros. En realidad, el problema que se tiene es que como las lecturas del pluviómetro se hacen cada 24 horas, no se puede conocer, al anotar una altura de lluvia registrada en ese período, si corresponde a una sola tormenta o a una sucesión de ellas y cual es la duración real de cada una de ellas.

En el caso de disponer de un pluviógrafo dentro de la zona por analizar, los registros de los pluviómetros se pueden ajustar e inferir la curva masa de la tormenta correspondiente a cada pluviómetro con base en una relación lineal con el registro de pluviógrafo. La precisión de esta relación depende de la exactitud de la correlación entre cada estación pluviométrica con la estación pluviográfica. Además, es necesario considerar la distancia entre las estaciones y si estas se encuentran en una zona meteorológicamente homogénea.

Una zona es homogénea meteorológicamente, si la posibilidad de ocurrencia de una tormenta de cualquier intensidad es la misma en todos los puntos de la zona. Esto implica que si la zona es homogénea, la curva masa de la lluvia registrada por un pluviógrafo es representativa de la distribución de la tormenta en dicha zona.

PRECIPITACION MAXIMA PROBABLE.-

Para algunos problemas de diseño, por ejemplo, vertedores, conviene conocer la precipitación máxima que se puede presentar en la cuenca por drenar. Se puede pensar que exista un límite superior de esta, la cual se designa como PMP.

Puede determinarse-

- a) Preparando curvas de PMP-Area-duración representativas de la región donde esté situada la cuenca.
- b) Selección, a partir de esas curvas, de la tormenta por usar en la cuenca estudiada.

Para preparar las curvas, se calculan las correspondientes a todas las tormentas que puedan transportarse a la región y se seleccionan las más desfavorables. Algunas veces se corrigen, usando un factor de humedad.

Existe otro método, que consiste en maximizar -- las lluvias que se presenten en montañas.

Se basa en la trasposición de tormenta, denominando al método como isoporcentaje.

Se debe contar con isoyetas de tormentas de 24 - hrs. y con isoyetas medias anuales de la cuenca en estudio.

Las isoyetas de tormentas, son las que se transportan.

Se deducen los puntos de intersección que representan la relación entre las isoyetas media. anual y las isoyetas de una cierta tormenta.

Posteriormente se trazan curvas con igual relación, las cuales se denominan curvas de isoporcentaje.

A.3.- INFILTRACION.-

Es el proceso mediante el cual el agua penetra en las capas superiores del suelo. La máxima lámina de agua que puede absorber un suelo bajo unas condiciones dadas, en un intervalo de tiempo, se llama ---
CAPACIDAD DE INFILTRACION (F).

La capacidad de infiltración depende de muchos factores, como son tipo de suelo, tipo de vegetación, temperatura, humedad del suelo, profundidad del nivel freático, intensidad de lluvia, etc.

La capacidad de infiltración puede medirse usando los infiltrómetros, de preferencia en pequeñas -- áreas cerradas, aplicando artificialmente agua al suelo. Su aplicación más favorable es en cuencas experimentales.

Estos aparatos son los de carga constante, que consiste en un molde enterrado en el suelo, sobre el que se vierte agua. El caudal de agua necesario para mantener una lámina de agua constante dividido entre

el área transversal del molde nos dará el valor de la f . Estos aparatos solo consideran la influencia del uso del suelo, vegetación y algunas variables físicas. Desde luego que los valores obtenidos de esta manera pueden cambiar con respecto a la real, por el hecho de no tomar en cuenta el efecto de las gotas de lluvia sobre el suelo (compactación y lavado de finos), la alteración de las condiciones del suelo al hincar el molde, en virtud de que el área afectada puede ser un porcentaje apreciable del área de prueba, ya que esta es pequeña.

La precipitación en exceso que es la que produce escurrimiento superficial, se define como la diferencia entre la intensidad de lluvia (i) y la capacidad de infiltración (f).

La capacidad de infiltración disminuye durante la precipitación debido, entre otras causas, el incremento en la humedad del suelo.

Para obtener la variación de la infiltración -- respecto al tiempo en una cuenca para una lluvia determinada, es necesario conocer el hietograma de la

tormenta, así como la distribución en el tiempo de los caudales de la corriente (hidrograma). Se podrán hacer análisis horarios, si la cuenca dispone de pluviógrafo y estación de aforos en la salida. En caso de disponer de pluviómetro, solo se harán análisis diarios.

Se han desarrollado criterios para obtener la infiltración producida por una tormenta, una vez que ha terminado el escurrimiento directo. Puede considerarse que:

$$P = Q + F$$

Donde: P = volumen de precipitación

Q = volumen de escurrimiento directo

F = volumen de infiltración

En el valor de F se está considerando el valor de intercepción y almacenaje por depresión; ya que no es factible de medirlos.

INDICE DE INFILTRACION MEDIA.-

La diferencia entre la precipitación total y el

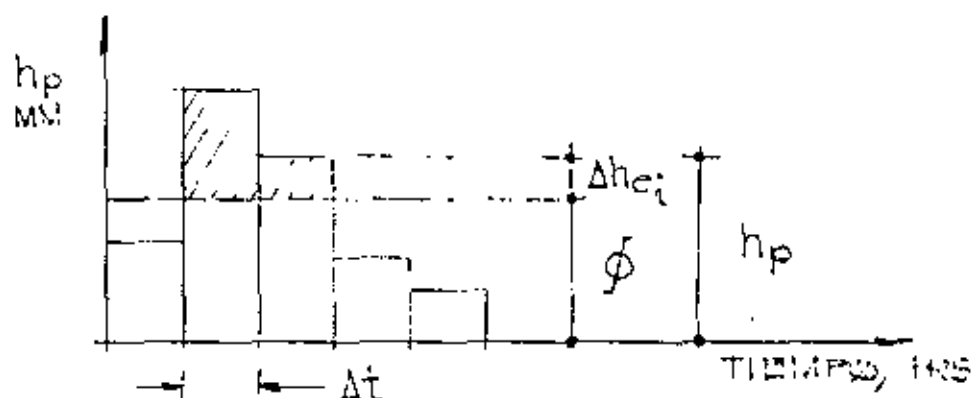
escurrimiento directo nos proporciona el valor medio de la infiltración y las pérdidas.

Este índice está basado en la hipótesis de que, para una tormenta con determinadas condiciones iniciales, la cantidad de recarga en la cuenca permanece constante a través de toda la duración de la tormenta. Así, si se conoce el hietograma de la tormenta, el índice de infiltración medida, que designaremos como ϕ , es la intensidad de lluvia media sobre la cual el volumen de lluvia en exceso es igual al del escurrimiento directo observado.

Cabe recordar que el hietograma es la representación de la variación de la intensidad de lluvia a intervalos de tiempo constante. Su área proporciona la altura de lluvia total durante toda la tormenta. Se supone que esta altura está distribuida uniformemente en toda el área drenada. Pueden emplearse, alturas de lluvias si no se cuentan con intensidades, para construir el hietograma.

La hipótesis presentada corresponde al criterio propuesto por Horner y Lloyd, el cual puede quedar

representado de la siguiente manera.



El valor de ϕ , lo obtendremos por tanteos y se tendrá cuando se cumpla que:

$$\sum \Delta h e_i = h e$$

$h e$ = Lluvia en exceso, que resulta de dividir el volumen de escurrimiento directo, V_e , entre el área de la cuenca, A .

$\Delta h e_i$ = Lluvia en exceso en el intervalo de tiempo, Δt .

Desde luego que cuando la variación de lluvia en el intervalo de tiempo resulte menor que el valor de ϕ supuesto, se aceptará que todo lo llovido se infiltró.

Con base en lo anterior, podemos valuar el volumen de infiltración, a partir de:

$$F = (h p - h e) A$$

F = volumen de infiltración

he = altura de lluvia en exceso

hp = altura de lluvia debida a la tormenta, la
cual es el valor de la $\sum h_{p_i}$

Desarrollaremos un ejemplo para la aplicación --
del presente criterio.

DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE INFILTRACION (ϕ).

DE UNA CUENCA SE OBTUVO EL HIDROGRAMA PARA UNA TORMENTA DE 3 HORAS DE DURACION, OBTENIENDOSE AL SEPARAR EL GASTO DIRECTO Y DIVIDIRLO ENTRE EL AREA, UNA LLUVIA EN EXCESO $h_e = 3.0$ CM

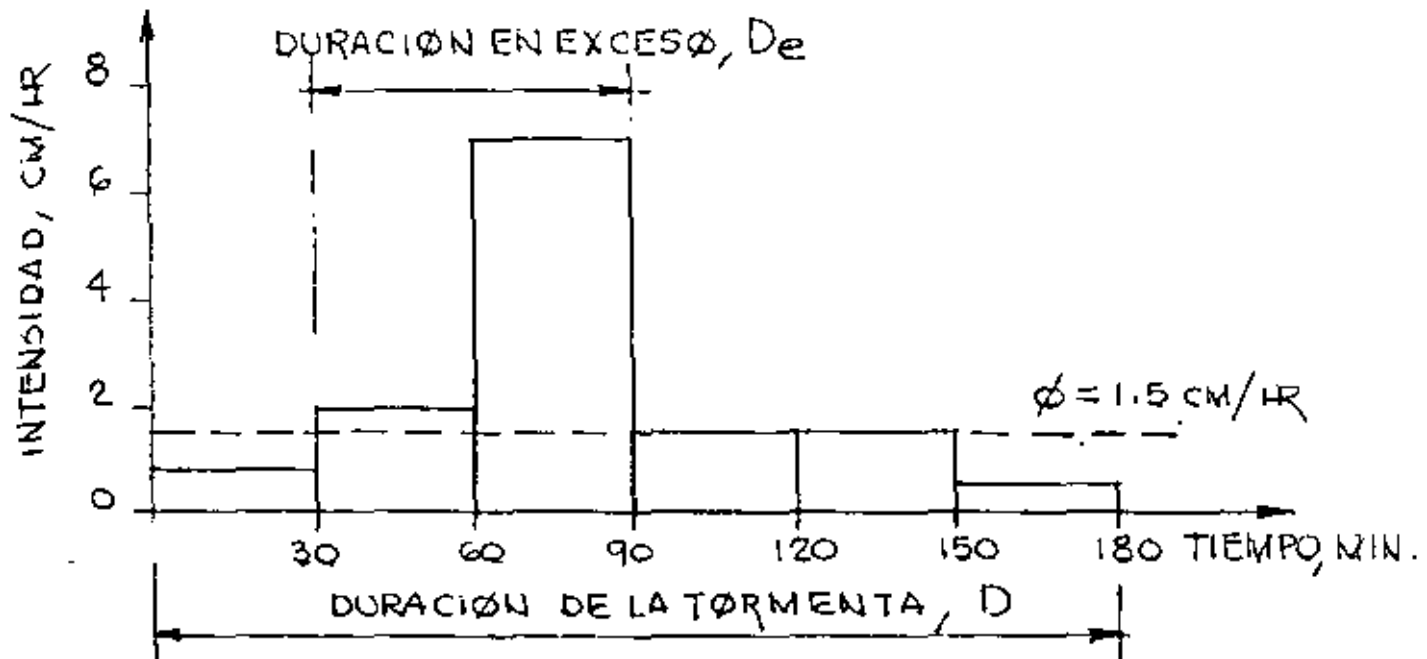
LA ALTURA TOTAL DE LLUVIA REGISTRADA FUE DE 6.6 CM Y SU DISTRIBUCION SE MUESTRA A CONTINUACION.

| (1)
DURACION
MIN-HR | (2)
INTENSIDAD
(i)
CM/LR | (3)
PRECIP.
ACUM.
(hp)
CM | (4)
INCR.
TIEMPO
(Δt)
MIN | (5)
PRECIP.
EN EL
Δt
CM | (6)
INTENSIDAD
EN EL
Δt
CM/LR | (7)
ORDEN
ADAPT.
DE LA
i |
|---------------------------|-----------------------------------|---------------------------------------|---|---|---|--------------------------------------|
| 0 | | | 30 | 3.5 | 7.0 | 0.7 |
| 30 | 0.5 | 3.5 | 30 | 1.0 | 2.0 | 2.0 |
| 60 | 1 | 4.5 | 30 | 0.75 | 1.5 | 7.0 |
| 90 | 1.5 | 5.25 | 30 | 0.75 | 1.5 | 1.5 |
| 120 | 2 | 6.0 | 30 | 0.25 | 0.5 | 1.5 |
| 150 | 2.5 | 6.25 | 30 | 0.35 | 0.7 | 0.5 |
| 180 | 3 | 6.6 | | | | |

- (1) Y (2) A PARTIR DE LOS DATOS DEL PLOVIÓGRAFO
- (3) EL PRODUCTO DE (1) POR (2)
- (5) RESTANDO A CADA VALOR DE (3) EL VALOR ANTERIOR
- (6) EL COEFICIENTE DE (5) ENTRE (4)

CON ESTOS DATOS, COLUMNA (6), SE TRAZA EL HIETÓGRAMA CORRESPONDIENTE, ORDENANDO LOS VALORES, SUPONIENDO QUE LA MAXIMA ALTURA DE LLUVIA SE PRESENTA A LA TERCERA PARTE O MITAD DE LA DURACION DE LA TORMENTA, COLUMNA (7).

HIETÓGRAMA



PARA DETERMINAR EL VALOR DE ϕ , SE HACEN TANTEOS:

$$\text{SEA } \phi = 3.0 \text{ CM/HR}$$

$$h_e = (7 - 3) 0.5 = 2.0 \text{ CM/HR} < 3.0 \text{ CM/HR}$$

$$\text{SEA } \phi = 1.5 \text{ CM/HR}$$

$$h_e = (7 - 1.5) 0.5 + (2 - 1.5) 0.5 = 2.75 + 0.25 = 3.0 \text{ CM/HR}$$

POR LO TANTO EL INDICE DE INFILTRACION MEDIA ES

$$\phi = 1.5 \text{ CM/HR}$$

COMO PUEDE VERSE EN EL HIETÓGRAMA, LA DURACION EN EXCESO D_e DE LA LLUVIA ES DE 60 MINUTOS.

CURVAS DE INFILTRACION MEDIA ...

DATOS DE TORMENTAS REGISTRADAS

| TORMENTA | DURACION
t
HRS | INTENSIDAD
i
MM/HR | ALTURA DE
PRECIPITACION
h_i
MM | ALTURA DE
LLUVIA TOTAL
h_p
MM |
|----------|------------------------|----------------------------|---|--|
| A | 0 | | | |
| | 1 | 20 | 20 | |
| | 2 | 57 | 57 | |
| | 3 | 30 | 30 | 107 |
| B | 3 | | | |
| | 4 | 38 | 38 | |
| | 5 | 16 | 16 | 54 |
| C | 9-18' | | | |
| | 10-18' | 53 | 53 | |
| | 11-18' | 23 | 23 | |
| | 12-18' | 7 | 7 | |
| | 13-18' | 4 | 4 | 87 |

| TORRENTA | ALTURA DE | | | DURACIÓN EN EXCESO D_e HRS. | PERÍODO DE TIEMPO Δt HRS. | DURACIÓN INFILTR. t HRS. | CAPACIDAD DE INFILTR. MEDIA f MM/HR |
|----------|-----------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------------------|-----------------------------------|----------------------------|---------------------------------------|
| | LLUVIA TOTAL h_p MM | LLUVIA EN EXCESO h_e MM | INFILTRAC. MEDIA h_f MM | | | | |
| A | 107 | 24.5 | 82.5 | 2 | 0.2 | 2.06 | 39.9 |
| B | 54 | 19.0 | 35.0 | 1 | 0.6 | 1.2 | 29.2 |
| C | 87 | 47.5 | 39.5 | 2 | 0 | 2 | 19.8 |

PROCESO DE CÁLCULO . .

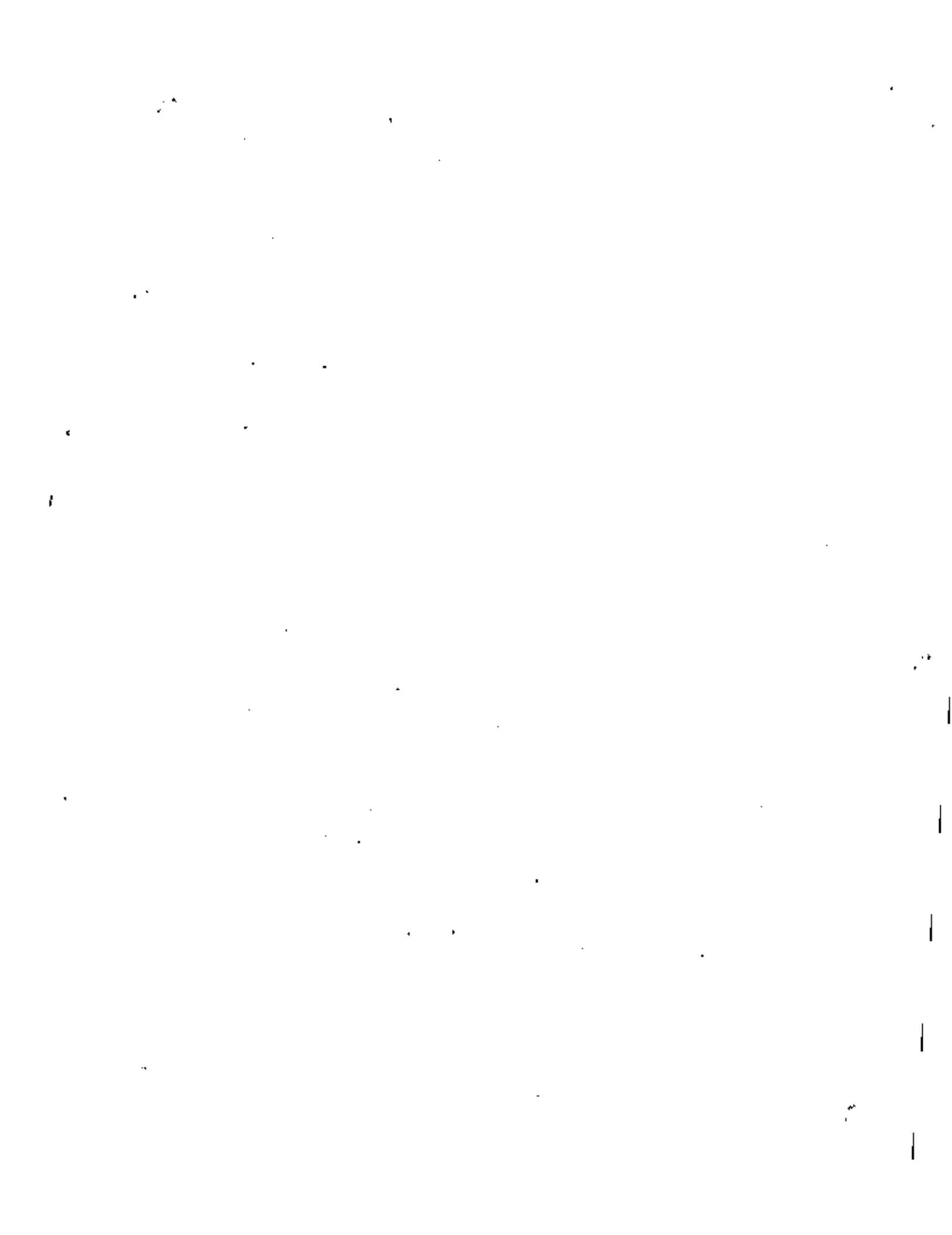
ÁREA DE LA CUENCA, $A = 10 \text{ km}^2$

SE CALCULA LA LLUVIA EN EXCESO, $h_e = \frac{V_e}{A}$

EL VOLUMEN DE ESCURRIMIENTO DIRECTO V_e , SE OBTIENE DEL HIDROGRAMA, O BIEN SE SUMAN TODAS LAS ORDENADAS DEL HIDROGRAMA, ES DECIR LOS GASTOS DIRECTOS; Y SI LOS REGISTROS SON PARA UN INTERVALO DE TIEMPO CONSTANTE, LA SUMA DE LOS GASTOS SE MULTIPLICARÁN POR DICHO INTERVALO EXPRESADO EN SEGUNDOS.

ALTURA DE INFILTRACIÓN MEDIA, $h_f = h_p - h_e$

DURACIÓN EN EXCESO, D_e .- COMO UNA BUENA APROXIMACIÓN DE SU VALOR, PODEMOS TOMAR AL VALOR DE h_f COMO VALOR DEL ÍNDICE DE INFILTRACIÓN f , PARA CON ÉL, TRABAJAR EN EL HIETÓGRAMA DE LA TORMENTA CORRESPONDIENTE, PARA DETERMINAR EL VALOR DE D_e .



DURACION DE LA INFILTRACION, t .- LA CALCULAMOS CON LA EXPRESION DE HORTON.

$$t = D_e + \frac{\Delta t}{3}$$

$$t_A = 2 + \frac{0.2}{3} = 2 + 0.06 = 2.06 \text{ HRS.}$$

$$t_B = 1 + \frac{0.6}{3} = 1 + 0.2 = 1.20 \text{ HRS.}$$

$$t_C = 2 + 0 = 2.0 \text{ HRS.}$$

CAPACIDAD DE INFILTRACION MEDIA, f .-

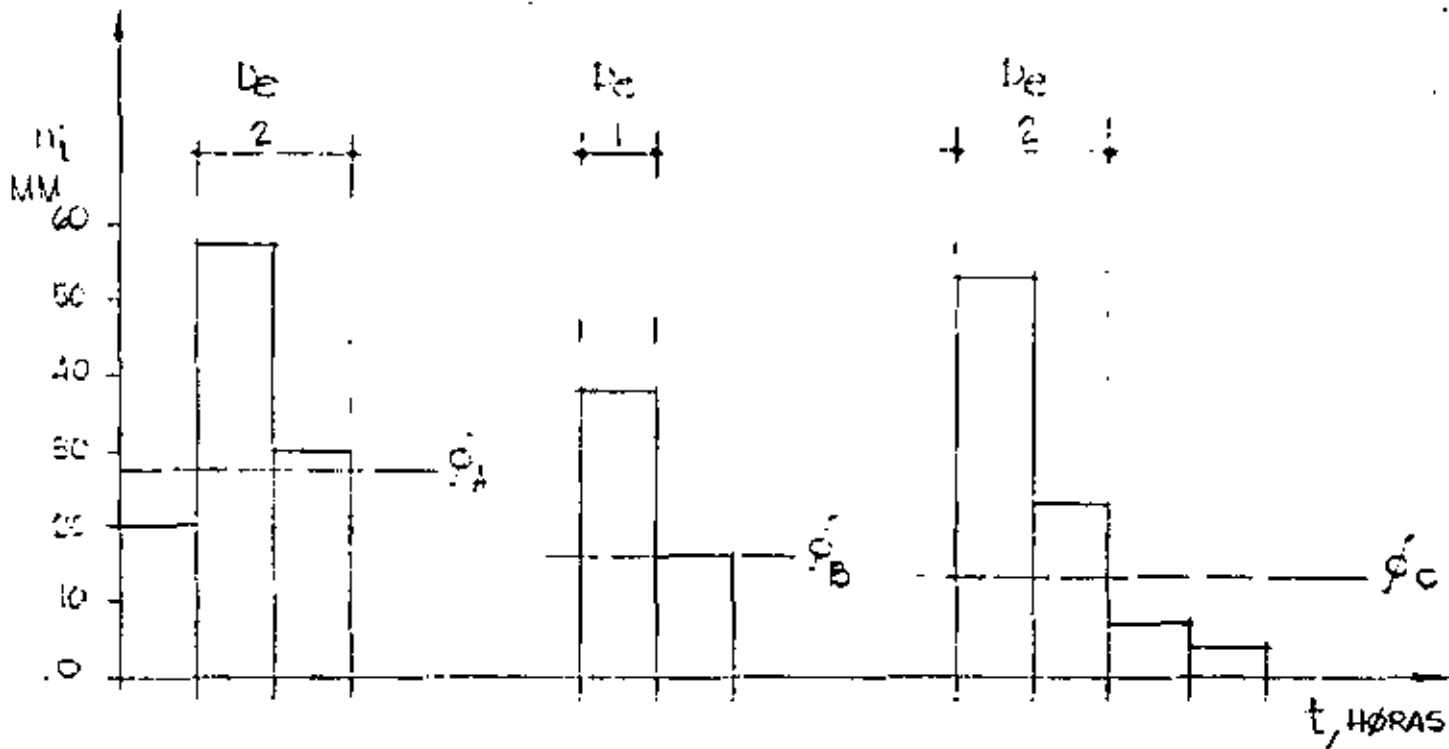
$$f = \frac{hf}{t}$$

$$f_A = \frac{82.5}{2.06} = 39.9 \text{ MM/LR}$$

$$f_B = \frac{35.0}{1.2} = 29.2 \text{ MM/LR}$$

$$f_C = \frac{39.2}{2} = 19.8 \text{ MM/LR}$$

ESTOS VALORES DE f_A , f_B , f_C , LOS LOCALIZAMOS EN EL PUNTO MEDIO DE LOS INTERVALOS DE DURACION DE LA INFILTRACION t , Y UNIENDO ESTOS PUNTOS TENDREMOS LA CURVA DE INFILTRACION MEDIA.

HIDROGRAMAS PARA EL CALCULO DE D_e .

$$\phi_A = 82.5 \text{ MM}/3 \text{ HORAS} = \frac{82.5}{3} = 27.5 \text{ MM/HR}$$

$$\phi_B = 35.0 \text{ MM}/2 \text{ HORAS} = \frac{35.0}{2} = 17.5 \text{ MM/HR}$$

$$\phi_C = 39.5 \text{ MM}/4 \text{ HORAS} = \frac{39.5}{4} = 9.9 \text{ MM/HR}$$

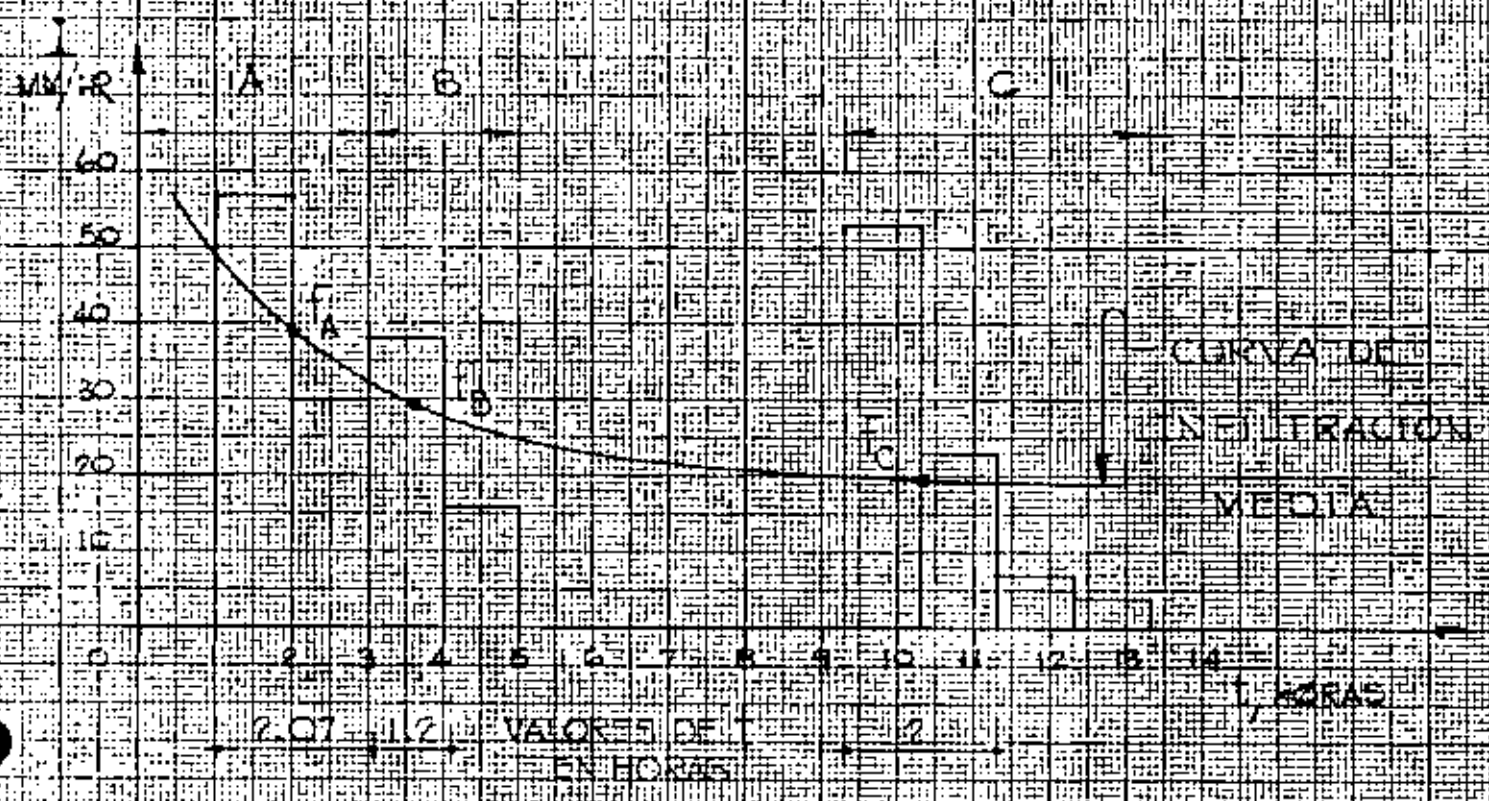
$$h_{eA} = (5.7 - 2.75) + (3.0 - 2.75) = 2.95 + 0.25 = 3.2 > 2.45 \text{ CM.}$$

$$h_{eB} = (3.3 - 1.75)1 = 2.05 > 1.9 \text{ CM.}$$

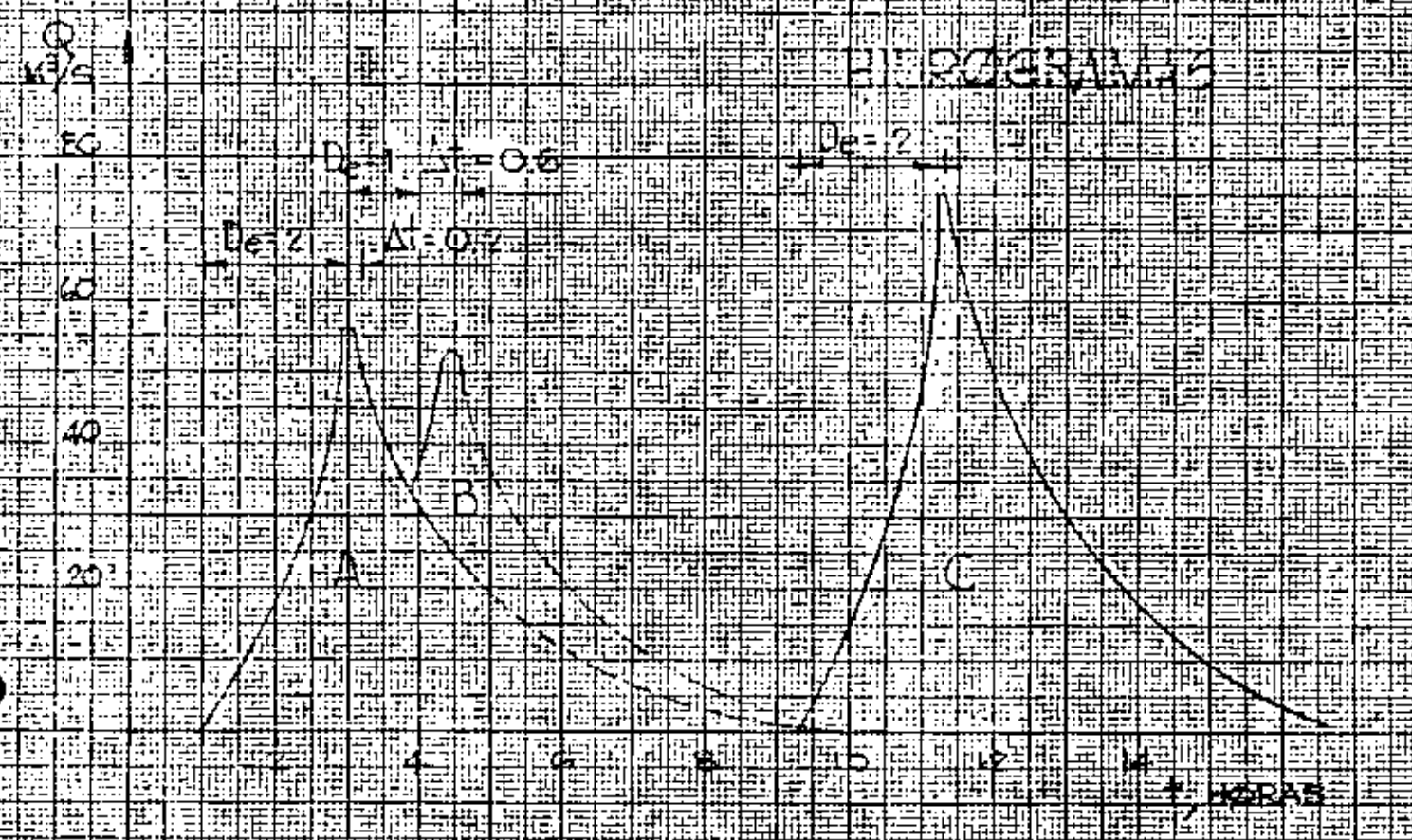
$$h_{eC} = (5.3 - 0.99)1 + (2.3 - 0.99)1 = 4.32 + 1.32 = 5.64 > 4.75 \text{ CM}$$

EN EL HIDROGRAMA SE INDICA EL VALOR DE D_e OBTENIDOS Y RECORDANDO QUE EN EL MISMO EXISTE UN PUNTO DE INFLEXION MUY PROXIMO A SU PICO, DONDE APROXIMADAMENTE CESA EL FLUJO POR TIERRA, PODREMOS DETERMINAR EL VALOR Δt .

HIETOGRAMAS



HIETOGRAMAS



A.4.- ESCURRIMIENTO

El escurrimiento es la parte de la precipitación drenada por las corrientes de las cuencas hasta su salida. El agua que fluye por las corrientes proviene de diversas fuentes, y, con base en ellas, se considera el escurrimiento como superficial, subsuperficial o subterráneo.

El superficial es aquel que proviene de la precipitación no infiltrada y que escurre sobre la superficie del suelo y la red de drenaje hasta salir de la cuenca. Se puede decir que su efecto sobre el escurrimiento total es directo y solo existirá durante una tormenta o inmediatamente después de que esta termine. La parte de la precipitación que contribuye a este escurrimiento es la precipitación en exceso.

El subsuperficial se debe a la precipitación infiltrada en la superficie del suelo, pero que se mueve lateralmente sobre el horizonte inferior del mismo. Esto puede ocurrir cuando exista un estrato impermeable paralelo a la superficie del suelo. Su efecto pue

de ser inmediato o retardado, dependiendo de las características del suelo. Si es inmediato, en general, se puede considerar como superficial y en caso de que no lo sea, se tratará como subterráneo.

El subterráneo es el que proviene del agua subterránea, la cual es formada por la precipitación que se infiltra, una vez saturado el suelo.

Para analizar el escurrimiento total, puede considerarse compuesto por los escurrimientos directo y base. Este último proviene del agua subterránea, y el directo es el originado por el escurrimiento superficial.

El esquema anexo indica las diferentes fases entre la precipitación y el escurrimiento totales.

Dicho esquema tiene la finalidad de interpretar la participación de cada escurrimiento. Por ejemplo, a la salida de una cuenca, teniendo una corriente perenne, mientras no se presente una tormenta, únicamente se tendrá escurrimiento base debido al agua subterránea; al presentarse una tormenta, si la cuenca es

pequeña, casi inmediatamente se tendrá también escurrimiento directo. El efecto de la tormenta se manifiesta directamente sobre el escurrimiento total y puede suceder que se requiera bastante tiempo para que el escurrimiento base, sea drenado.

PROCESO DEL ESCURRIMIENTO.

Cuando se presenta una lluvia en cierta zona, hay un período inicial en que el agua es interceptada por objetos que impiden que llegue al suelo; después se infiltra en el suelo o llena depresiones superficiales.

A la primera cantidad se la denomina lluvia interceptada, y en caso de presentarse una lluvia ligera, la mayor parte de ella puede ser interceptada.

La segunda cantidad se le llama infiltración, quedando representada la capacidad de infiltración del suelo, por el volumen máximo de agua que puede absorber en ciertas condiciones.

La última cantidad se denomina almacenaje por depresión, la cual se evapora o se infiltra o es apro

vechada por la vegetación.

Después de que han sido cubiertas todas las depresiones del suelo, se tiene la lluvia en exceso, -- h_{pe} , que representa la diferencia entre la intensidad de lluvia y la capacidad de infiltración. Esta lluvia en exceso se acumula sobre el terreno y posteriormente fluye hacia los cauces.

A ese movimiento, se le denomina flujo por tierra, siendo este flujo el escurrimiento superficial.

El límite superior de un manto de agua subterránea se le denomina nivel freático.

La humedad del suelo, es el agua que hay arriba del nivel freático, siendo la capacidad de campo la cantidad de agua que puede retener un suelo.

La deficiencia de humedad de un suelo queda representado por la diferencia entre la capacidad de campo de un suelo y la humedad contenida en determinado instante. Esta deficiencia puede originar en ciertas tormentas, que no haya recarga del acuífero a pesar de que se tengan infiltraciones.

MEDICION DEL ESCURRIMIENTO

La hidrometría es la rama de la Hidrología que estudia la medición de los escurrimientos. Desde el punto de vista hidrométrico nos interesa el escurrimiento cuando ya ha sido encauzado en corrientes donde es factible medirlo.

Los datos hidrométricos o de escurrimiento en una corriente pueden obtenerse por medio de escalas que señalen los niveles alcanzados por el agua. Contando con una "curva de gastos" de la corriente en el sitio, podremos conocer el gasto o caudal del río. Esta curva se obtiene con anterioridad y relaciona los niveles del agua con los gastos del río.

Mucho más confiables que los datos de lecturas de escala son los datos de estaciones hidrométricas o de aforos, instaladas sobre las corrientes más importantes.

Existen muchos tipos de estaciones de aforos. Entre las más comunes se tienen las que utilizan secciones de control artificiales y las llamadas "de cable

y canastilla".

Para la medición del caudal en las estaciones -- con sección de control artificial se dispone, generalmente, de un vertedor de longitud de cresta y coeficiente de descarga conocidos; midiendo la carga sobre la cresta por medio de una escala vertical se completan los datos necesarios para la obtención del gasto mediante la aplicación de una ecuación sencilla de la Hidráulica General.

Una estación "de cable y canastilla" consiste en una plataforma móvil suspendida de un cable atracado firmemente en ambas márgenes de la corriente. Desde la plataforma o canastilla se mide la velocidad del agua en varios sitios y a diferentes alturas. Con las diferentes velocidades obtenidas y el área de influencia de cada una de ellas se estima la velocidad media de la corriente. Teniendo la sección topográfica del cauce y midiendo el nivel alcanzado por el agua puede obtenerse el área hidráulica correspondiente. Con el área y la velocidad, multiplicando, se obtiene el gasto.

Las velocidades pueden obtenerse por medio de un medidor de molinete, el que también se utiliza para construir o comprobar una curva de gastos. Los niveles del agua pueden medirse a partir de una escala vertical simple, o bien mediante limnómetros o limnógrafos.

Es obvio decir que tanto en las estaciones a base de escalas, como en las hidrométricas más complejas, deben hacerse lecturas varias veces al día, para tener una mejor idea del escurrimiento medio diario de la corriente.

A.4.1.- EL HIDROGRAMA.

A la representación gráfica del regimen de una corriente se le llama Hidrograma. El Hidrograma relaciona los gastos de la corriente con el tiempo de ocurrencia de los mismos. El área bajo un Hidrograma representa el volumen escurrido por la corriente.

En un Hidrograma que comprenda un período de varios años se puede observar la existencia de ciclos bien marcados que se repiten cada año. Dentro de un mismo año, en la generalidad de los casos pueden apreciarse dos períodos, uno de gasto mas o menos constante (o nulo si se trata de una corriente efímera) llamado período de estiaje y otro, con grandes incrementos en el caudal, llamado período de avenidas.

Una o más precipitaciones concentradas en una zona durante un cierto tiempo o el deshielo provocado por la elevación de la temperatura en primavera, producen un aumento notable del caudal que transporta una corriente formando una creciente, que puede llegar a ser de muy grandes proporciones, originando lo

que se llama una avenida.

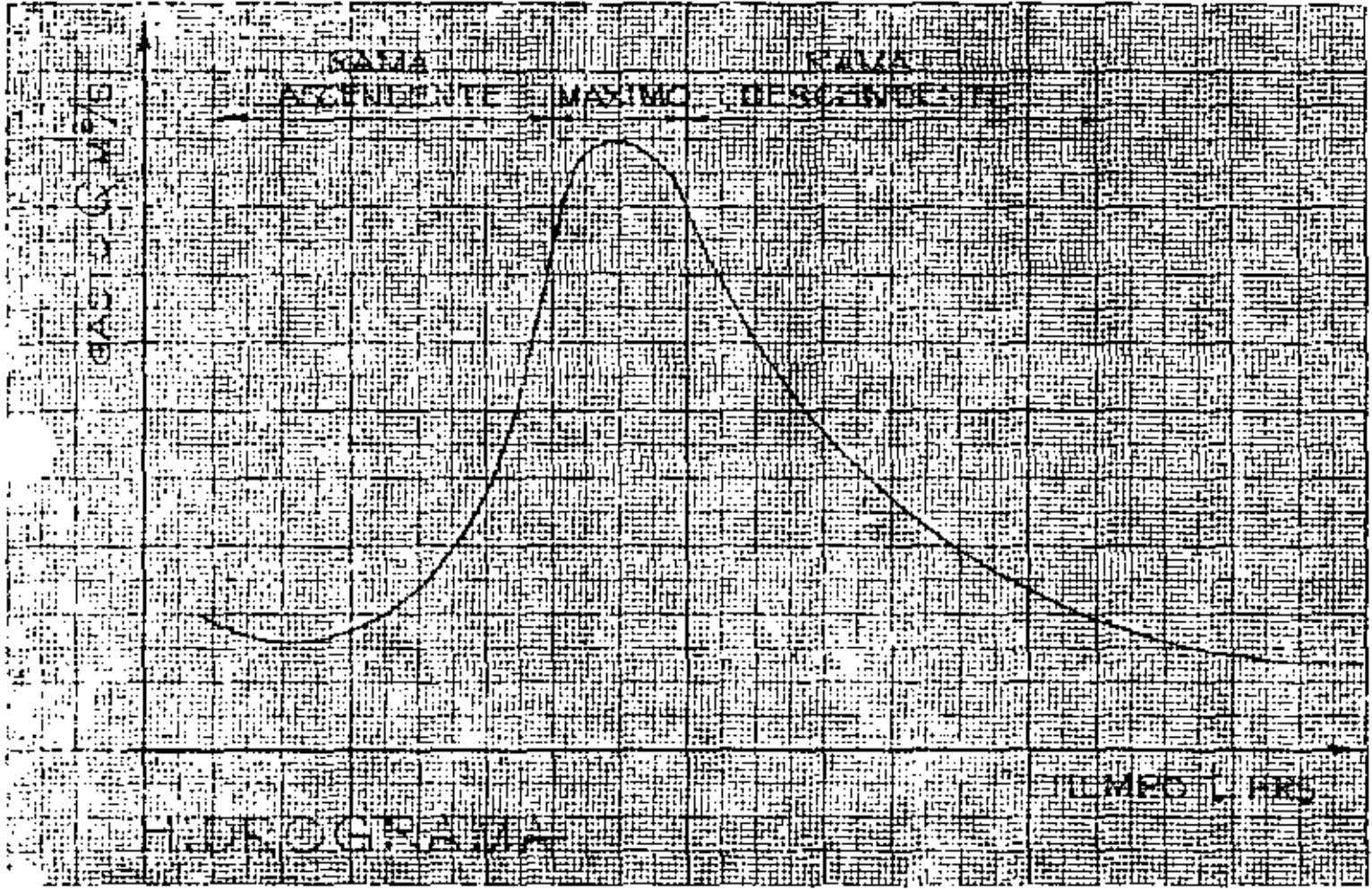
Cuando la avenida es producida por una sola tormenta, su Hidrograma se llama simple.

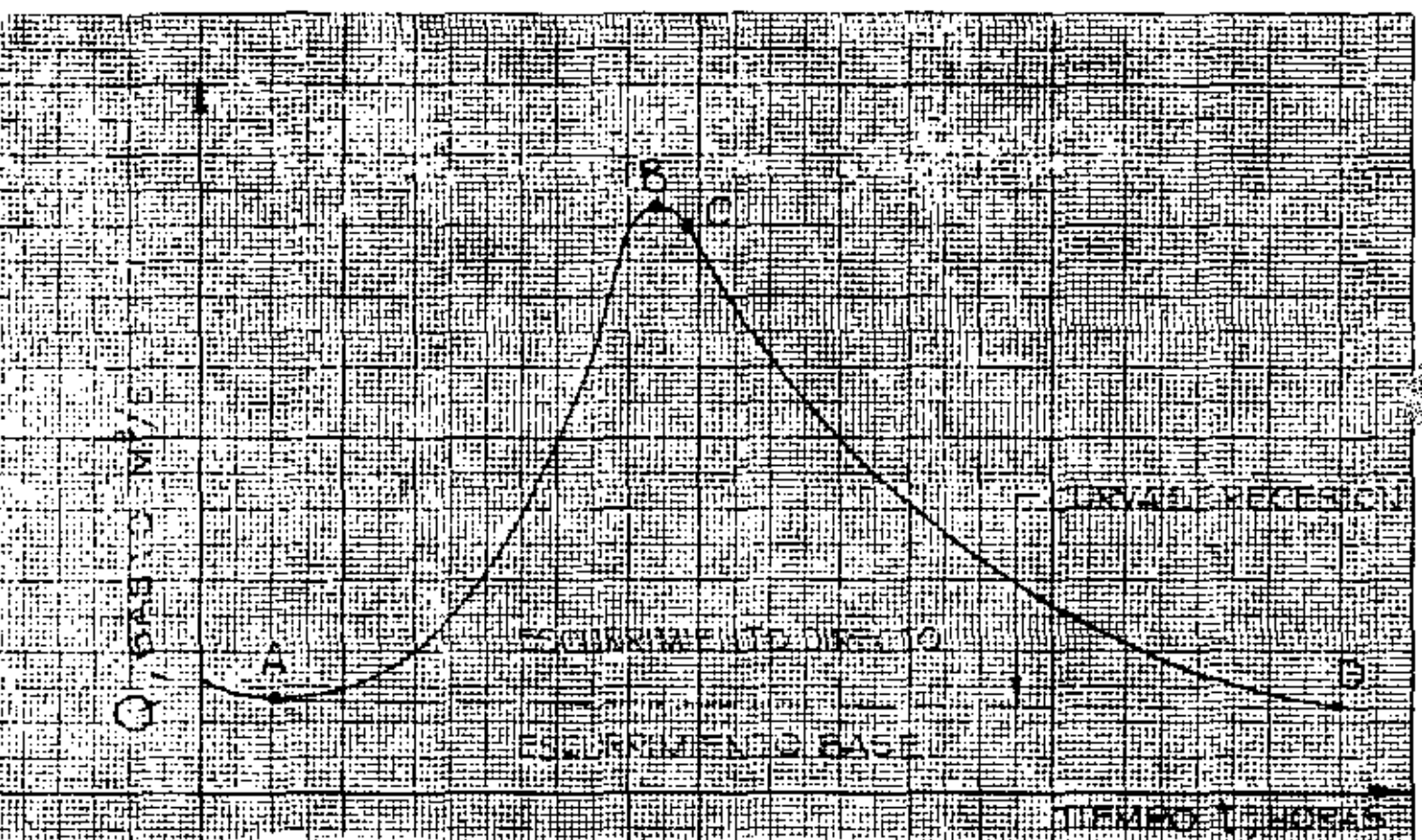
Un hidrograma típico de una avenida consta de -- las siguientes partes: una rama ascendente, un máximo o pico y una rama descendente. Las características de las tormentas determinan la forma de la rama ascendente, pero no influye en la determinación de la forma -- que adopta la rama descendente.

En la figura anexa, se muestran las partes del -- hidrograma, que mencionamos.

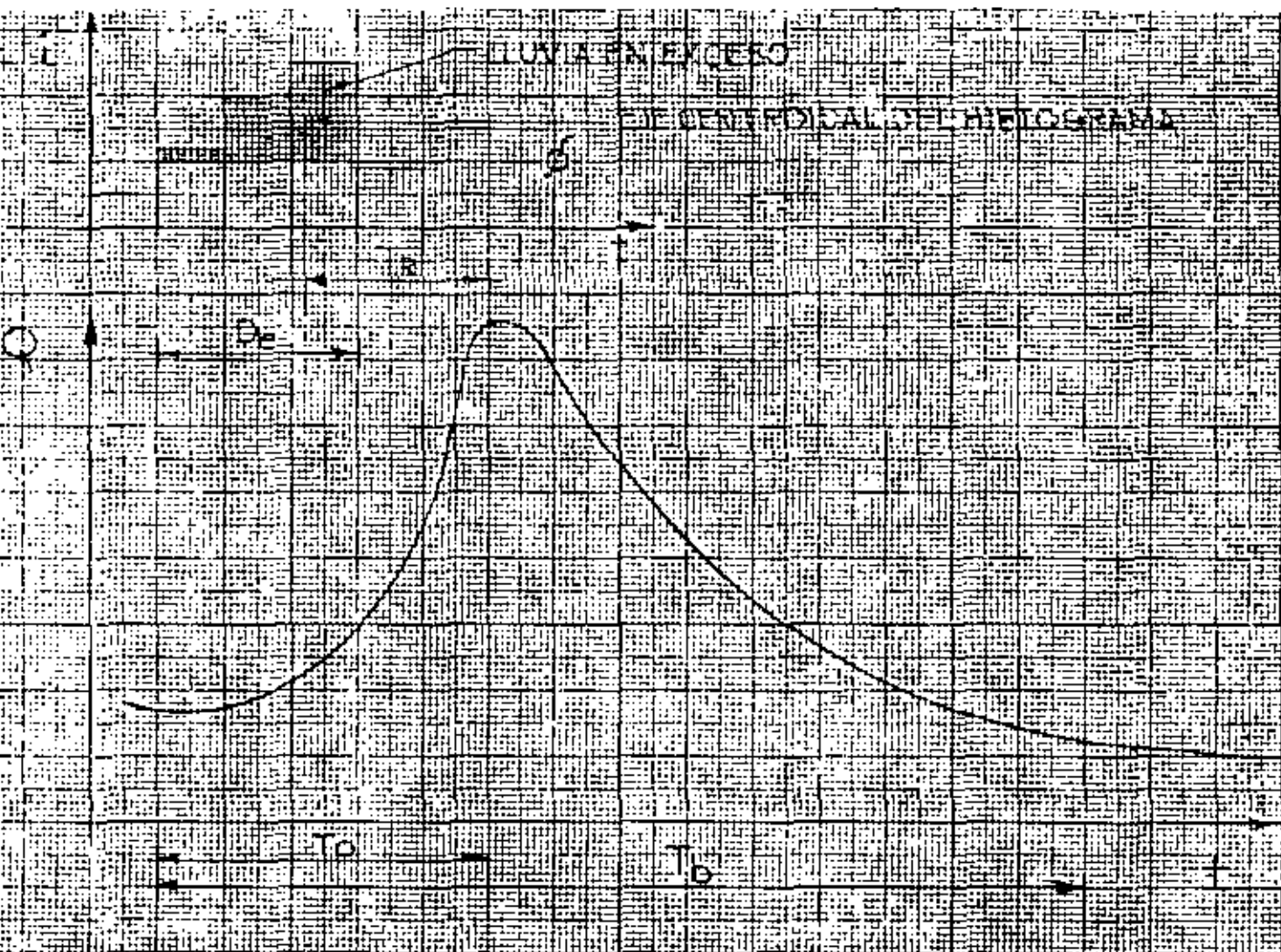
Analizando un hidrograma, este se puede descomponer en dos partes: escurrimiento base y escurrimiento directo. Como las definiciones de estos escurri--- mientos son relativamente arbitrarias, resulta de -- ello que también los métodos utilizados en Hidrología, para separarlos también serán arbitrarios.

En la figura se advierte que a partir del punto A . (punto de levantamiento), se inicia el escurrimiento directo producto de una tormenta, alcanzando su --





HIDROGRAMA



gasto máximo en el punto B (punto de pico). El punto C es un punto de inflexión donde aproximadamente cesa el flujo por tierra, ya definido. El tramo CD es la curva de vaciado del escurrimiento directo producido por la tormenta. El tiempo que transcurre entre los puntos A y B se llama tiempo de pico, y el lapso entre los puntos A y D, tiempo base del hidrograma. El tiempo de retraso es aquel que transcurre desde el centro de masa de la lluvia al pico del hidrograma.

El escurrimiento directo esta limitado por una curva a la que se ha llamado "curva de recesión del flujo base"

ANALISIS DE HIDROGRAMAS.

Consiste esencialmente en la separación de los escurrimientos directo y base, dependiendo de la información de que se disponga y empleando algunos criterios desarrollados.

Un criterio usual para hacer la separación, consiste en extender el descenso existente antes de la barranca del hidrograma hasta un punto por debajo de

La curva de vaciado de la cuenca puede obtenerse por superposición de hidrogramas de la corriente en época de estiaje, promediando los hidrogramas si el rango de variación no es demasiado amplio.

El análisis de un hidrograma se complica cuando se presenta otra tormenta antes de que la anterior ha ya sido desalojada de la cuenca. Para este caso además de separar el escurrimiento base del directo hay que separar el escurrimiento individual de cada tormenta.

Un método sencillo aplicable al caso en el cual el hidrograma presente el máximo de dos tormentas, de finidos por un corto tramo de descenso después del -- primer máximo, consiste en separar las tormentas por medio de un pequeño tramo de descenso del escurrimiento total, línea DC en la figura anexa, y separando el caudal base del directo por cualquiera de los procedimientos vistos anteriormente, líneas ABC y EF.

RELACION ENTRE PRECIPITACION Y ESCURRIMIENTO.

La obtención de la relación entre la precipita-

ción y el escurrimiento constituye uno de los principales problemas de la Hidrología.

A la relación entre el volumen escurrido y el volumen llovido se le llama coeficiente de escurrimiento. Este coeficiente depende de muchos factores, como son la intensidad y duración de la precipitación, el tipo y uso del suelo, vegetación y pendientes del terreno, humedad del suelo, profundidad del nivel freático, etc., lo que lo hace de difícil valuación.

En función de la extensión del período de tiempo utilizado para analizar la precipitación y el escurrimiento, se distinguen dos tipos diferentes de relación.

- a) Relación con períodos grandes de tiempo, -- que utiliza registros anuales o mensuales -- para buscar la posible ampliación del registro de escurrimientos, ya que en la generalidad de los casos es menos extenso que el de precipitaciones.
- b) Relación con períodos cortos de tiempo, a --

base de datos diarios y horarios de precipitación y escurrimiento, que puede ser útil, por ejemplo, para la predicción inmediata de la magnitud de una avenida y el diseño adecuado de sistemas de alarma.

Se han estudiado correlaciones estadísticas entre datos de precipitación y escurrimiento, considerando para ello varios parámetros, de los cuales el de mayor influencia, según Butler que utilizó registros anuales y Kohler y Linsley que analizan tormentas individuales, es la condición de humedad del suelo antes de la precipitación, expresada mediante un coeficiente llamada índice de precipitación antecedente.

En el estudio del proceso lluvia-escurrimiento, para el análisis del mismo, se acostumbra poner el hidetograma de la tormenta que origina el escurrimiento y el hidrograma obtenido con sus ejes coordinados paralelos y coincidentes en el tiempo, como se muestra en la figura anexa.

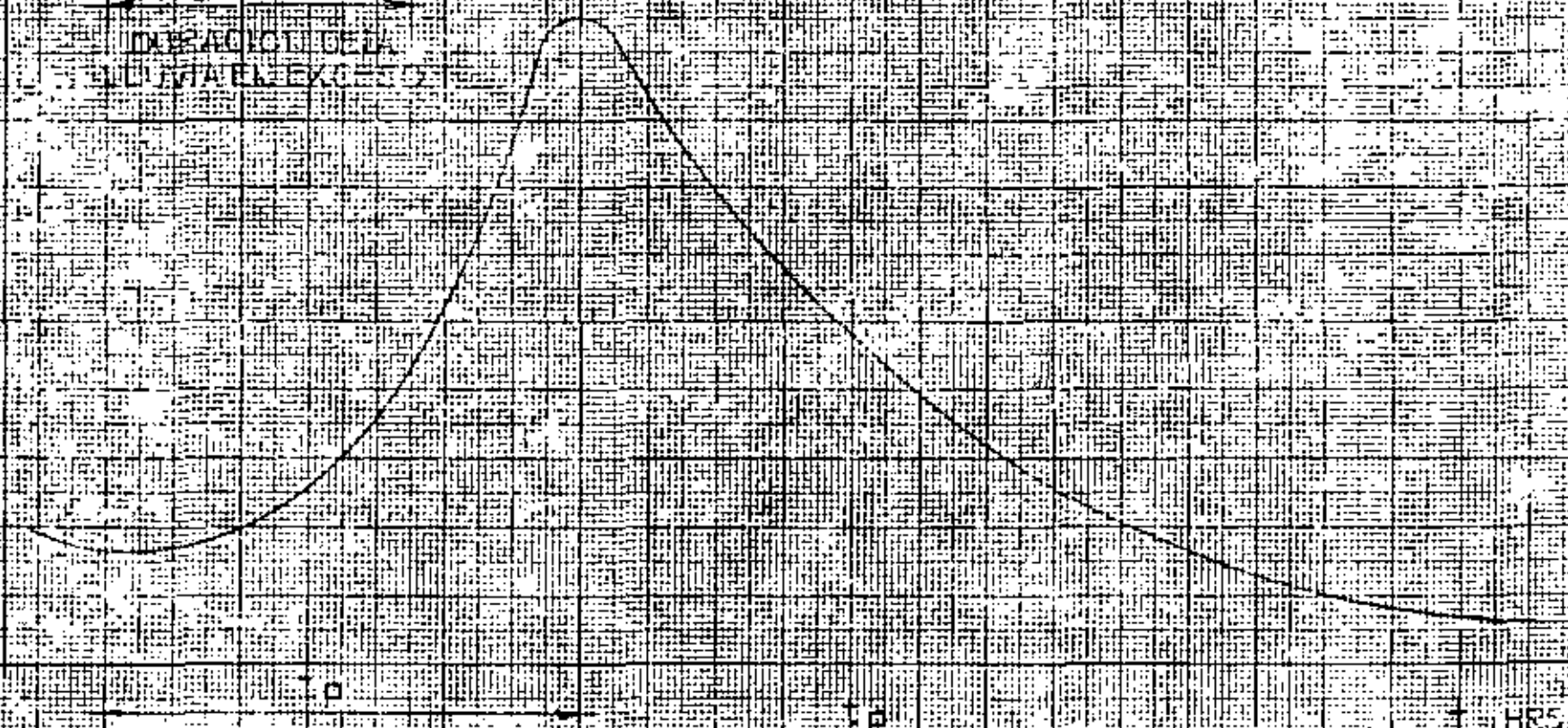
En dicha figura se indican algunos tiempos carac

ELECCION DEL CENTRO GRAVITACIONAL DEL EXCESO DE LUBRIFICACION

UNIDAD DE LUBRIFICACION



INTERACCION DEL EXCESO DE LUBRIFICACION



0
M/A

PROCESO DE LUBRIFICACION Y SU INTERACCION

terísticos para el análisis del proceso lluvia escurrimiento, los que se comentan a continuación.

El tiempo base (t_b) indica la duración del escurrimiento directo debido a la tormenta. Al tiempo transcurrido desde que se inicia el escurrimiento superficial hasta que se presenta el gasto máximo se le llama tiempo de pico (t_p). El tiempo de retraso (t_r) indica el lapso desde el centroide de la precipitación en exceso hasta el instante en que ocurre el tiempo de pico.

Al tiempo de recorrido empleado por el agua en escurrir desde el extremo de la cuenca hasta la descarga se le conoce como "máximo tiempo de recorrido", o tiempo de concentración. Se le designa generalmente con t_c .

A.5.- METODOS PARA ESTIMAR CAUDALES MAXIMOS

Introducción

Se exponen y comentan algunos de los criterios - más utilizados para estudiar la magnitud de avenidas extraordinarias en un cauce.

Un método para determinar los probables caudales que pueden presentarse en una cuenca, debe reunir las siguientes características principales, para que se considere aceptable

- a) que permita hacer un buen uso de los datos disponibles y de los conocimientos actuales de la hidrología.
- b) que indique el grado de confianza de los -- caudales estimados.
- c) que sea sencillo y de fácil aplicación.

La magnitud de una avenida máxima probable, es - de importancia para todos los proyectos que son diseñados para el futuro y es función directa del período

de retorno o frecuencia que se le asigne, el cual a su vez dependerá de la importancia de la obra y de su vida útil.

FRECUENCIA.

Es la perioricidad media estadística en años con que suele presentarse un evento de características semejantes. Por ejemplo si decimos que la frecuencia es de 10 años para un registro de 100 años, se espera -- que la magnitud del evento sea igualada o superada 10 veces en 100 años, sin que signifique que los eventos se vayan a suceder con intervalos precisos del orden de 10 años, pues es mas probable que 2 o más de ellos tengan lugar en un año o en un mes.

El período de frecuencia de una tormenta de diseño o gasto es elegido tomando en cuenta la importancia económica de los daños que pueden producir si ocurren simultaneamente o sucesivamente, provocando daños o inundaciones a la estructura en su vida útil, debido a una estimación errónea.

La frecuencia se determina ordenando en forma de -

creciente los datos disponibles, asignándole el número 1 al de mayor magnitud, el número 2 al siguiente en magnitud y así sucesivamente.

La frecuencia, se obtiene de usar la formula

$$T_R = \frac{N}{m}$$

T_R período de retorno en años o frecuencia

N número de años registrados

M número de orden de la lluvia o gasto, cuya frecuencia se trata de obtener.

Por ejemplo, si en una estación se tienen registros durante 50 años, el valor del gasto que tenga en la lista, por ejemplo, el número de orden 2, es de esperarse que sea igualada o rebasada 2 veces en 50 años, por lo que su período de retorno o frecuencia será $50 \div 2 = 25$ años.

Los diferentes métodos que se han desarrollado para estimar avenidas máximas pueden clasificarse en cuatro grandes grupos, de acuerdo a los fundamentos y

consideraciones en que se basan, así como al tipo de datos que requieren para su aplicación. Estos grupos son los siguientes:

- 1) Fórmulas y métodos empíricos
- 2) Envolventes de gastos máximos
- 3) Métodos probabilísticos
- 4) Métodos basados en el hidrograma unitario

CURVAS INTENSIDAD - DURACION - TIEMPO DE RETORNO ($i - d - T_R$)

El trazo de estas curvas se hará tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

De los datos pluviográficos de la estación base, se seleccionarán los valores de las lluvias máximas anuales, de duraciones que se escojan y se calculará la media de cada una.

Se escriben en orden decreciente de magnitud las intensidades medias de las lluvias máximas anuales de una determinada duración, asignándole a cada intensidad - un número de orden. Así tendremos que a la mayor intensidad le corresponderá el número 1 y a la menor el número m .

Si llamamos " n " al número de años de que consta el período de registros -- pluviográficos se podrá calcular, para cada intensidad de lluvia de duración " d ", el tiempo de retorno:
$$t_r = \frac{n}{m}$$

Los pasos anteriores se harán con todas las lluvias de las duraciones elegidas.

A continuación se podrán agrupar todas las lluvias que tengan igual tiempo de retorno, obteniéndose así un conjunto de pares de valores (duración, intensidad) - que se podrán representar en un sistema de coordenadas; uniendo estos puntos mediante una línea continua, se tendrá una curva de Intensidad - Duración para ese tiempo de retorno. En igual forma se podrán obtener las curvas correspondientes a los períodos de retorno que se quieran, en esta forma se tendrá una familia de curvas intensidad - duración - frecuencia ($i - d - t_r$) .

Pero como sucede comunmente el período de registros pluviográficos es muy corto y por lo cual el mayor tiempo de retorno obtenido no es el indicado para el riesgo permisible adecuado para una obra, siendo entonces necesario encontrar la curva

intensidad - duración para un tiempo de retorno mayor, que nos de una menor frecuencia o menor probabilidad de ocurrencia. Por ejemplo se se tienen datos de lluvias para un período de 15 años, el mayor período de retorno que se podrá obtener, con ellos, será: $t_r = \frac{15}{1} = 15$ años que corresponderá a la mayor intensidad registrada: pero se para un proyecto se requiere un tiempo de retorno mayor, entonces se seguirá el procedimiento siguiente, que es recomendable por los resultados obtenidos:

El método consiste en suponer una distribución teórica de probabilidades, según Gumbel, y aproximar sus parámetros (media, desviación estándar) a partir de los correspondientes parámetros de la muestra:

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} \quad S = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{n-1}}$$

siendo:

\bar{X} = media

S = desviación estándar

X = variable de que se trate (en este caso será la intensidad de la lluvia)

La distribución de las intensidades de lluvias máximas anuales, de acuerdo con la distribución de Gumbel, se expresa en la forma siguiente:

$$X = \bar{X} + KS \dots\dots(A)$$

Siendo K un factor de frecuencia, que se determina mediante la fórmula siguiente:

$$K = - [0.779 (0.577 + \frac{L}{n} \frac{L}{n} \frac{t_r}{t_r - 1})$$

en la que L_n representa el logaritmo natural.

La secuencia que se sigue para trazar la curva intensidad - duración, correspondiente al tiempo de retorno de diseño, es la que sigue:

- 1).- Se determina el factor de frecuencia K , para el t_r de diseño
 - 2).- Se elige una duración "d", de cualquiera de las que se tienen en los registros pluviográficos.
 - 3).- Se calcula la media y la desviación estándar de las intensidades de lluvias máximas anuales registradas de la duración "d" que se eligió.
 - 4).- Se valúa la intensidad I de la lluvia anual de duración "d" y tiempo de retorno al de diseño, por medio de la ecuación (A)
 - 5).- Los valores (d, i) serán las coordenadas de un punto de la curva buscada.
 - 6).- Haciendo variar el valor de "d" se procede a repetir los pasos 2, 3, 4- y 5 obteniéndose así más puntos de la curva.
 - 7).- Se traza toda la curva que une todos los puntos obtenidos.
- De esa curva, intensidad - duración, encontrada para el tiempo de retorno de diseño se obtienen las características de la lluvia que se empleará en la determinación de el gáso máximo probable.

CRITERIO DE RIESGO

En la realización de un diseño siempre se considera un determinado riesgo o probabilidad de que el gasto considerado sea sobrepasado en un determinado número de años, que generalmente es el número de años de vida útil que se le asigne. Este grado de riesgo depende de la importancia de la obra y de los daños que puede causar su falla, según sea este grado de riesgo asignado así se escogerá el tiempo de retorno correspondiente a ese diseño.

La relación entre el riesgo permisible, el período de análisis y el tiempo de retorno se pueden observar en la tabla anexa, la cual se formó empleando las siguientes fórmulas:

$$p = \frac{1}{T_R} \quad q = 1 - p \quad J = 1 - q^n$$

p probabilidad de que el gasto máximo sea igualado o rebasado de retorno

T_R período de retorno

q probabilidad de que no será rebasado o igualado el gasto máximo en cualquier año

J probabilidad de que el gasto máximo sea igualado o superado en un período de "n" años

Un ejemplo, será suponiendo $n = 25$ años $J = 0.5$

$$0.5 = 1 - q^{25} \quad , \quad q = 0.5^{0.04} = 0.973$$

$$0.973 = 1 - p \quad , \quad p = 0.027$$

$$0.027 = \frac{1}{T_R} \quad , \quad T_R = \frac{1}{0.027} = 37 \text{ años}$$

TIEMPO DE RETORNO CORRESPONDIENTE AL VALOR DE UNA
VARIABLE ALEATORIA QUE TIENE UN RIESGO "p" DE SER EXCE-
DIDA EN n AÑOS

Las variables riesgo r, periodo de análisis n y tiempo de retorno T_r se relacionan con las siguientes expresiones:

$$r = 1 - q^n$$

$$q = 1 - p$$

$$p = \frac{1}{T_r}$$

| TIEMPOS DE RETORNO REQUERIDO PARA DISEÑO, EN AÑOS | | | | | | | |
|---|---------------------------------|------|------|-----|-----|-----|-----|
| Riesgo permitido de fallar | Periodo de análisis n (en años) | | | | | | |
| | 1 | 3 | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 |
| 0.10 | 10 | 29 | 48 | 95 | 143 | 190 | 238 |
| 0.25 | 4 | 11 | 18 | 35 | 53 | 70 | 87 |
| 0.50 | 2 | 4.9 | 7.7 | 15 | 22 | 29 | 37 |
| 0.75 | 1.33 | 2.7 | 4.1 | 8 | 11 | 15 | 18 |
| 0.90 | 1.11 | 1.9 | 2.7 | 4.9 | 7 | 9 | 11 |
| 0.95 | 1.05 | 1.6 | 2.2 | 3.9 | 5.5 | 7 | 9 |
| 0.99 | 1.01 | 1.28 | 1.66 | 2.7 | 3.8 | 4.9 | 6 |

A.5.1.- FORMULAS Y METODOS EMPIRICOS

Comentarios generales

La aplicación de una fórmula basada en experiencias anteriores es, sin duda, el procedimiento más simple y rápido para estimar el caudal máximo probable que puede ocurrir en una cuenca dada. Las fórmulas empíricas generalmente establecen la relación entre el gasto máximo y alguna o algunas de las variables más importantes que influyen en él. Anteriormente se mencionaron los parámetros que intervienen, de manera notable, en el escurrimiento y por lo tanto en el gasto. No parece lógico suponer que solamente considerando uno o dos de estos factores, pueda llegarse a un valor del caudal máximo probable, acorde con la realidad.

De lo anterior se desprende que, en general, las fórmulas empíricas sirvan únicamente para tener una idea aproximada del orden de magnitud del caudal esperado, por lo que su utilización, en general, no es recomendable. Pueden utilizarse cuando los facto--

res que no aparecen en ellas se conservan, y se mantienen las condiciones para las que fueron deducidas.

Existe una gran variedad de métodos empíricos; en general, simplemente se necesita conocer el área, de la cuenca y su coeficiente de escurrimiento, para valorar el gasto máximo instantáneo.

Una de las fórmulas más antiguas y extensamente utilizada es la llamada "fórmula racional americana", de la cual se han derivado la mayoría de los métodos empíricos existentes. Esta fórmula puede escribirse como

$$Q = C i A$$

en donde Q es el gasto máximo instantáneo en m³/s, C es el coeficiente de escurrimiento, que depende de las características físicas de la cuenca, i es la intensidad máxima de precipitación en m/s y A es el área de la cuenca en m².

Para escribir la fórmula racional de una manera lógica y fácil de aplicar es más conveniente expresar la intensidad de precipitación en mm/h y el área de

la cuenca en km^2 . Las modificaciones anteriores implican la introducción en la fórmula de un factor proveniente del cambio de unidades, que resulta igual a -- 0.2778. Así pues, la fórmula racional queda

$$Q = 0.2778 \ C i A$$

Los valores del coeficiente de escurrimiento C -- que se muestran en la tabla anexa son aplicables para tormentas con períodos de retorno comprendidos entre 5 y 10 años. Para analizar tormentas de menor probabilidad de ocurrencia deben incrementarse los valores -- de C, debido al efecto de la infiltración y algunos -- otros factores de menor importancia en la magnitud -- del gasto máximo.

La selección de un valor adecuado del coeficiente de escurrimiento presenta serios problemas que radican, principalmente, en la estimación de la influencia relativa que muchas variables relacionadas entre sí, tienen en el valor de C.

Método racional de Gregory y Arnold

En 1932 Gregory y Arnold desarrollaron en base a

FORMULA RACIONAL
VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C

| Características del área de drenaje | Valores de C |
|-------------------------------------|--------------|
| Prados | |
| Suelo arenoso, plano, 2% | 0.05 - 0.10 |
| Suelo arenoso, medio, 2-7% | 0.10 - 0.15 |
| Suelo arenoso, inclinado, 7% | 0.15 - 0.20 |
| Suelo pesado, plano, 2% | 0.13 - 0.17 |
| Suelo pesado, medio, 2 - 7% | 0.16 - 0.22 |
| Suelo pesado, inclinado, 7% | 0.25 - 0.35 |
| Zonas comerciales | |
| Áreas del centro | 0.70 - 0.95 |
| Áreas de los alrededores | 0.50 - 0.70 |
| Zonas residenciales | |
| Casas solas | 0.30 - 0.50 |
| Edificios separados | 0.40 - 0.60 |
| Edificios juntos | 0.60 - 0.75 |
| Suburbios | 0.25 - 0.40 |
| Áreas de departamentos | 0.50 - 0.70 |
| Zonas industriales | |
| Construcciones esparcidas | 0.50 - 0.80 |
| Áreas densamente construidas | 0.60 - 0.90 |
| Parques, cementerios | 0.10 - 0.25 |
| Campos deportivos | 0.20 - 0.35 |
| Patios de ferrocarril | 0.20 - 0.40 |
| Terrenos baldíos | 0.10 - 0.30 |
| Calles | |
| de asfalto | 0.70 - 0.95 |
| de concreto | 0.80 - 0.95 |
| de ladrillo | 0.70 - 0.85 |
| Calzadas y paseos | 0.75 - 0.85 |
| Techos | 0.75 - 0.95 |

la fórmula racional un método para tomar en cuenta -- factores como forma y pendiente de la cuenca, la configuración del sistema hidrográfico y las características hidráulicas del cauce.

El método ha sufrido múltiples modificaciones para adaptarlo a regiones de características hidrológicas diferentes. En 1941 la Comisión Nacional de Irrigación publicó la expresión general del método, ilustrada con ejemplos, tablas y gráficas para facilitar su aplicabilidad a las condiciones locales. La expresión es la siguiente:

$$Q = 0.2086 (CAR_H^{1.1429} FB)^{0.5714} S^{0.2143}$$

donde

- Q gasto máximo en m³/s
- C coeficiente de escurrimiento
- A área de la cuenca en ha
- R_H intensidad de lluvia en cm/hora correspondiente a una duración de lluvia de H horas
- H duración de la lluvia en horas
- F factor del cauce; toma en cuenta el ancho -

del fondo, tirante, taludes laterales y la rugosidad definida en base a los estudios de Gangillet y Kutter.

B se define como $\sqrt{\frac{P}{L}}$, siendo P el factor de forma de la cuenca y L la distancia máxima que recorre el agua en metros.

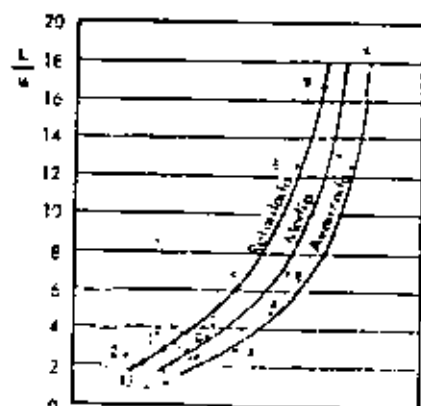
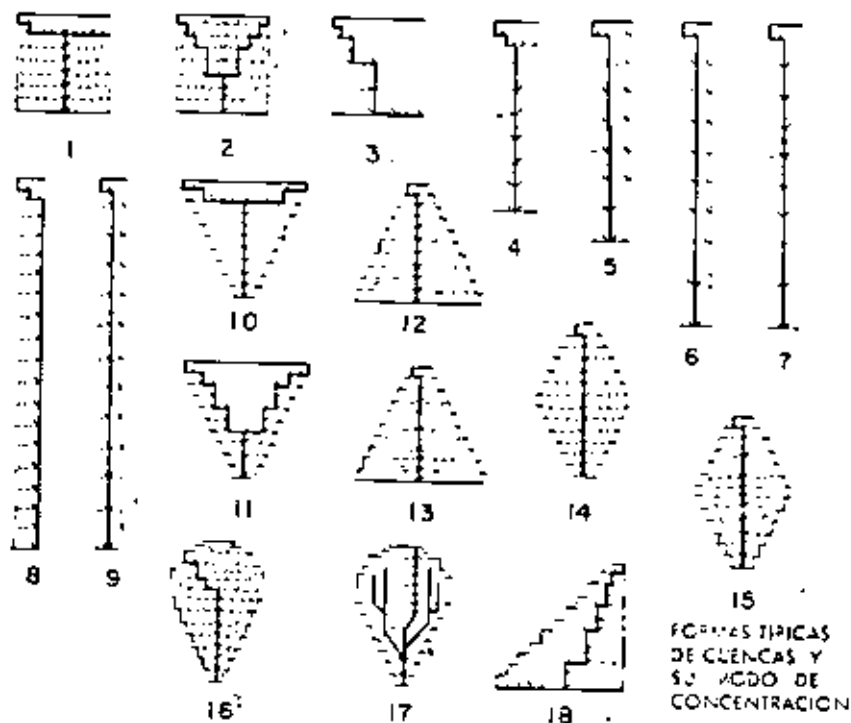
S pendiente media del cauce en m/km.

Este método a pesar de su laboriosidad ha sido y aún hoy en día es profusamente utilizado en nuestro país. La Dirección de Hidrología de la S.A.R.H., emplea frecuentemente este criterio para predecir avenidas máximas, pues el método con las modificaciones, y adaptaciones realizadas en esa dependencia proporciona no solamente el valor del gasto máximo, sino también la forma del hidrograma.

Las tablas anexas proporcionan el valor de los coeficientes necesarios para la aplicación del método

METODO DE GREGORY Y ARNOLD

TABLA
Hoja 1 de 2



| P | Valores del factor P | | | | | |
|----|----------------------|------|-------|-------|------|-------|
| | CONCENTRACION | | | | | |
| | Intensidad | | | Medio | | |
| | Res. | Med. | Avan. | Res. | Med. | Avan. |
| 2 | 0.42 | 0.41 | 0.47 | 0.47 | 0.49 | 0.52 |
| 3 | 0.44 | 0.47 | 0.49 | 0.50 | 0.53 | 0.56 |
| 4 | 0.46 | 0.49 | 0.51 | 0.53 | 0.55 | 0.58 |
| 6 | 0.50 | 0.53 | 0.57 | 0.58 | 0.61 | 0.64 |
| 10 | 0.55 | 0.59 | 0.63 | 0.64 | 0.67 | 0.71 |

FORMA DE LA CONCENTRACION

TABLA

Hoja 2 de 2

METODO DE GREGORY Y ARNOLD

VALORES DEL FACTOR F
PARA SECCIONES ABIERTAS CON PAREDES INCLINADAS

| Talud | Ancho del fondo por la altura | Coeficiente de rugosidad de Kutter | | | | |
|-----------|-------------------------------|------------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| | | 0.011 | 0.015 | 0.020 | 0.030 | 0.100 |
| 0.5:1 | Forma en V | 7.31 | 6.40 | 5.72 | 5.00 | 3.19 |
| | 1 por 1 | 7.64 | 6.68 | 5.99 | 5.23 | 3.34 |
| | 2 por 1 | 7.61 | 6.66 | 5.96 | 5.20 | 3.33 |
| | 4 por 1 | 7.45 | 6.52 | 5.83 | 5.09 | 3.26 |
| | 8 por 1 | 7.12 | 6.23 | 5.58 | 4.87 | 3.11 |
| | 16 por 1 | 6.68 | 5.85 | 5.24 | 4.57 | 2.92 |
| | 30 por 1 | 6.23 | 5.50 | 4.91 | 4.29 | 2.75 |
| 100 por 1 | 5.45 | 4.77 | 4.25 | 3.72 | 2.38 | |
| 1:1 | Forma en V | 7.51 | 6.38 | 5.87 | 5.13 | 3.28 |
| | 1 por 1 | 7.60 | 6.64 | 5.95 | 5.19 | 3.32 |
| | 2 por 1 | 7.54 | 6.60 | 5.90 | 5.15 | 3.30 |
| | 4 por 1 | 7.37 | 6.45 | 5.76 | 5.04 | 3.22 |
| | 8 por 1 | 7.07 | 6.17 | 5.53 | 4.83 | 3.08 |
| | 16 por 1 | 6.68 | 5.83 | 5.23 | 4.55 | 2.91 |
| | 30 por 1 | 6.25 | 5.47 | 4.89 | 4.27 | 2.72 |
| 100 por 1 | 5.45 | 4.76 | 4.25 | 3.73 | 2.38 | |
| 2:1 | Forma en V | 7.31 | 6.40 | 5.72 | 5.00 | 3.19 |
| | 1 por 1 | 7.31 | 6.40 | 5.72 | 5.00 | 3.19 |
| | 2 por 1 | 7.27 | 6.36 | 5.70 | 4.97 | 3.18 |
| | 4 por 1 | 7.14 | 6.25 | 5.59 | 4.88 | 3.12 |
| | 8 por 1 | 6.90 | 6.05 | 5.40 | 4.71 | 3.03 |
| | 16 por 1 | 6.58 | 5.75 | 5.14 | 4.49 | 2.88 |
| | 30 por 1 | 6.20 | 5.41 | 4.85 | 4.23 | 2.70 |
| 100 por 1 | 5.42 | 4.75 | 4.24 | 3.70 | 2.37 | |
| 3:1 | Forma en V | 7.04 | 6.17 | 5.51 | 4.83 | 3.08 |
| | 1 por 1 | 7.04 | 6.17 | 5.51 | 4.83 | 3.08 |
| | 2 por 1 | 7.01 | 6.14 | 5.49 | 4.79 | 3.06 |
| | 4 por 1 | 6.95 | 6.07 | 5.42 | 4.74 | 3.03 |
| | 8 por 1 | 6.75 | 5.90 | 5.28 | 4.61 | 2.96 |
| | 16 por 1 | 6.49 | 5.67 | 5.07 | 4.43 | 2.83 |
| | 30 por 1 | 6.14 | 5.38 | 4.81 | 4.20 | 2.68 |
| 100 por 1 | 5.40 | 4.72 | 4.22 | 3.69 | 2.36 | |

A.5.2.- ENVOLVENTES DE GASTOS MAXIMOS

La utilización de las llamadas "curvas envolventes de gastos máximos", constituye otro procedimiento empírico para estimar el máximo valor del caudal que puede presentarse en una cuenca determinada.

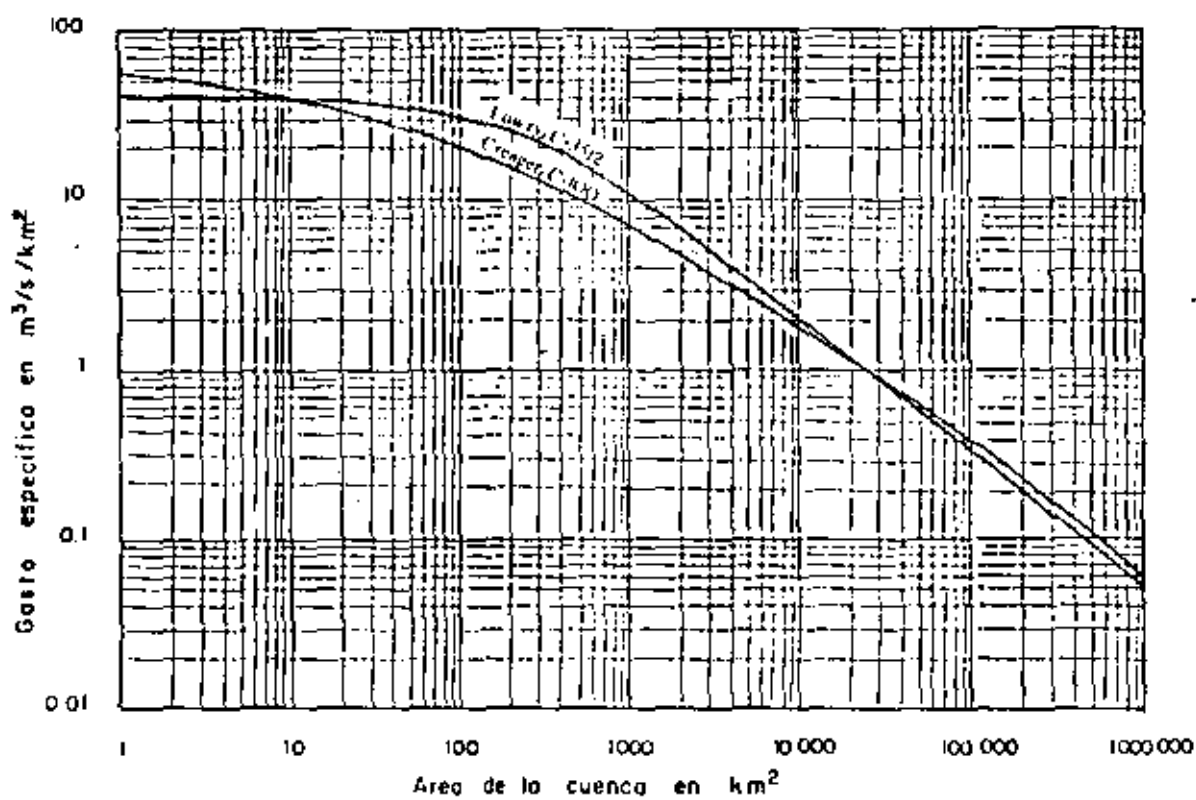
Debido a la amplia difusión que ha tenido esta técnica, se ha considerado conveniente tratarla separadamente de las fórmulas empíricas anteriormente expuestas.

El análisis está enfocado a calcular la relación existente entre el caudal específico máximo (relación entre el gasto de pico y el área de la cuenca) ocurrido en diversas cuencas y sus áreas correspondientes, con objeto de establecer la ley de variación del límite superior de los gastos registrados. Llevando los resultados a un plano coordinado, se obtiene una serie de puntos, uno para cada caso estudiado. Puede entonces adaptarse una curva continua al sistema de puntos, que constituya la frontera superior del mismo. Esta curva es la envolvente de los gastos máximos.

Se utilizan fundamentalmente dos tipos de curvas envolventes. Si las curvas se elaboran en base a datos de una zona hidrológica determinada, se obtienen las llamadas envolventes regionales. Un análisis de carácter más general de las avenidas máximas ocurridas en diversas corrientes del mundo, conduce a las envolventes mundiales.

A continuación se muestran las envolventes de Creager y Lowry, desarrolladas en base a los principios anteriores, que se utilizan en la determinación práctica del gasto máximo que puede ocurrir en una cuenca.

ENVOLVENTES DE GASTOS MAXIMOS



A.5.3.- METODOS ESTADISTICOS.

Un conjunto de datos hidrológicos, pertenecientes a la misma población estadística, puede ser analizada mediante métodos matemáticos basados en la teoría de las probabilidades.

Todos los métodos estadísticos se basan en considerar que el gasto máximo es una variable aleatoria que tiene una cierta distribución.

En general se cuenta con pocos registros, por lo que la curva de distribución de probabilidades de los datos se tiene que prolongar en su extremo, si se quiere inferir un gasto mayor a los registrados.

Existen muchos criterios al respecto. En base a ellos se han desarrollado una serie de métodos que utilizan diferentes funciones de distribución.

Para poder aplicarlos se requiere en este caso, gastos máximos anuales. Cuanto mas datos se tengan, mayor será la aproximación.

Entre las distribuciones estadísticas mas usuales

tenemos la de Pearson, la de valores extremos y las -
logaritmicas.

A continuación se exponen los métodos probabilis-
ticos mas comunes para predecir caudales máximos y se
sugieren procedimientos de cálculo para la aplicación
ordenada de los métodos expuestos.

METODO DE GUMBEL

Este método permite obtener el gasto máximo que
puede presentarse en una cuenca para un determinado -
periodo de retorno, a partir de la serie de gastos má-
ximos anuales.

El gasto máximo para el periodo de retorno T_r , -
mas conveniente asignado al proyecto en estudio, esta
dado por la formula:

$$Q_{MAX} = Q_M + \frac{\sigma_Q}{\sigma_M} (\bar{Y}_M - U_{T_r})$$

La secuela de cálculo se enumera a continuación

- 1.- Se tabulan los datos
- 2.- Cálculo del gasto medio Q_M
- 3.- Se calcula la desviación estandar σ_Q .

| N | y_n | σ_n | N | y_n | σ_n |
|----|--------|------------|------|--------|------------|
| 3 | .4843 | .9043 | 49 | .5481 | 1.1590 |
| 9 | .4902 | .9288 | 50 | .54854 | 1.16066 |
| 10 | .4952 | .9497 | 51 | .5489 | 1.1623 |
| 11 | .4996 | .9676 | 52 | .5493 | 1.1638 |
| 12 | .5035 | .9833 | 53 | .5497 | 1.1653 |
| 13 | .5070 | .9972 | 54 | .5501 | 1.1667 |
| 14 | .5100 | 1.0095 | 55 | .5504 | 1.1681 |
| 15 | .5128 | 1.02057 | 56 | .5508 | 1.1696 |
| 16 | .5157 | 1.0316 | 57 | .5511 | 1.1708 |
| 17 | .5181 | 1.0411 | 58 | .5515 | 1.1721 |
| 18 | .5202 | 1.0493 | 59 | .5518 | 1.1734 |
| 19 | .5220 | 1.0566 | 60 | .55208 | 1.17467 |
| 20 | .52355 | 1.06283 | 62 | .5527 | 1.1770 |
| 21 | .5252 | 1.0696 | 64 | .5533 | 1.1793 |
| 22 | .5268 | 1.0754 | 66 | .5538 | 1.1814 |
| 23 | .5283 | 1.0811 | 68 | .5543 | 1.1834 |
| 24 | .5296 | 1.0864 | 70 | .55477 | 1.18536 |
| 25 | .53086 | 1.09145 | 72 | .5552 | 1.1873 |
| 26 | .5320 | 1.0961 | 74 | .5557 | 1.1890 |
| 27 | .5332 | 1.1004 | 76 | .5561 | 1.1906 |
| 28 | .5343 | 1.1047 | 78 | .5565 | 1.1923 |
| 29 | .5353 | 1.1086 | 80 | .55688 | 1.19382 |
| 30 | .53622 | 1.11238 | 82 | .5572 | 1.1953 |
| 31 | .5371 | 1.1159 | 84 | .5576 | 1.1967 |
| 32 | .5380 | 1.1193 | 86 | .5580 | 1.1980 |
| 33 | .5388 | 1.1226 | 88 | .5583 | 1.1994 |
| 34 | .5396 | 1.1255 | 90 | .55860 | 1.20073 |
| 35 | .54034 | 1.12847 | 92 | .5589 | 1.2020 |
| 36 | .5410 | 1.1313 | 94 | .5592 | 1.2032 |
| 37 | .5418 | 1.1339 | 96 | .5595 | 1.2044 |
| 38 | .5424 | 1.1363 | 98 | .5598 | 1.2055 |
| 39 | .5430 | 1.1388 | 100 | .56002 | 1.20649 |
| 40 | .54362 | 1.14132 | 150 | .56461 | 1.22534 |
| 41 | .5442 | 1.1436 | 200 | .56715 | 1.23598 |
| 42 | .5448 | 1.1458 | 250 | .56878 | 1.24292 |
| 43 | .5453 | 1.1480 | 300 | .56993 | 1.24786 |
| 44 | .5458 | 1.1499 | 400 | .57144 | 1.25450 |
| 45 | .54630 | 1.15185 | 500 | .57240 | 1.25880 |
| 46 | .5468 | 1.1538 | 750 | .57377 | 1.26506 |
| 47 | .5473 | 1.1557 | 1000 | .57450 | 1.26851 |
| 48 | .5477 | 1.1574 | | .57722 | 1.28255 |

| ϕ | $\sqrt{N\sigma_m}$ |
|--------|--------------------|
| .01 | (2.1607) |
| .02 | (1.7694) |
| .05 | (1.4550) |
| .10 | (1.3028) |
| .15 | 1.2548 |
| .20 | 1.2427 |
| .25 | 1.2494 |
| .30 | 1.2687 |
| .35 | 1.2981 |
| .40 | 1.3366 |
| .45 | 1.3845 |
| .50 | 1.4427 |
| .55 | 1.5130 |
| .60 | 1.5984 |
| .65 | 1.7034 |
| .70 | 1.8355 |
| .75 | 2.0069 |
| .80 | 2.2408 |
| .85 | 2.5849 |
| .90 | (3.1639) |
| .95 | (4.4721) |
| .98 | (7.0710) |
| .99 | (10.000) |

- 4.- Se determinan los coeficientes \bar{Y}_N y $\bar{\sigma}_N$
- 5.- Se calcula el gasto máximo Q_{MAX} , aplicando la expresión del método.
- 6.- Se determina el intervalo de confianza ΔQ , que es la variación del gasto máximo que depende del número de datos.
- 7.- Finalmente se calcula el gasto de diseño -- Q_D , que será:

$$Q_D = Q_{MAX} + \Delta Q$$

METODO DE LEVEDIEV

Este método, al igual que el de Gumbel, es estadístico pero la diferencia entre los dos consiste en que Levediev supone que el gasto tiene una distribución estadística del tipo III de Pearson y además --- ajusta esta distribución por medio de los valores experimentales obtenidos en rios de la Unión Soviética.

Mediante la aplicación de esta técnica, puede de terminarse el gasto máximo probable para un período - de retorno, a partir del registro de gastos máximos - anuales. Dicho gasto, esta dado por la formula.

MÉTODØ DE GUMBEL

CØRRIENTE : RIØ TAMAZOLA

ESTACION HIDROMETRICA : PUENTE CAÑEDØ

PERIØDØ REGISTRADØ : 1932 A 1946

| AÑO DE OBSERVACION | GASTØ MAXIMØ ANUAL
Q_i (M ³ /S) | $Q_i^2 \times 10^6$ |
|--------------------|---|---------------------|
| 1932 | 1695 | 2.860 |
| 1933 | 488 | 0.238 |
| 1934 | 978 | 0.959 |
| 1935 | 1486 | 2.210 |
| 1936 | 845 | 0.713 |
| 1937 | 692 | 0.480 |
| 1938 | 868 | 0.751 |
| 1939 | 1991 | 3.990 |
| 1940 | 1426 | 2.040 |
| 1941 | 1904 | 3.620 |
| 1942 | 939 | 0.880 |
| 1943 | 1790 | 3.200 |
| 1944 | 2276 | 5.190 |
| 1945 | 3232 | 10.400 |
| 1946 | 429 | 0.184 |
| SUMA | 21 039 | 37.715 |

$$\text{GASTO MEDIO} \quad Q_M = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N} = \frac{21039}{15} = 1402.60 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{DESVIACIÓN ESTÁNDAR} \quad \sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - N Q_M^2}{N-1}}$$

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{37.715 \times 10^6 - 15 (1402)^2}{15-1}} = 770$$

VALORES DE \bar{Y}_N Y \bar{G}_N

EN LA TABLA G-1, CON EL VALOR DE $N=15$, TENEMOS:

$$\bar{Y}_N = 0.5128 \quad \bar{G}_N = 1.02057$$

$$\text{GASTO MÁXIMO} \quad Q_{\text{MAX}} = Q_M - \frac{\sigma_Q}{\bar{G}_N} (\bar{Y}_N - L_{TR})$$

$$Q_{\text{MAX}} = 1402.60 - \frac{770}{1.02057} (0.5128 - L_{TR})$$

| | | | |
|------------------|-----------------------|------|------|
| T_R | AÑOS | 25 | 75 |
| Q_{MAX} | m^3/s | 3452 | 4272 |

INTERVALO DE CONFIANZA $\Delta Q = \pm \sqrt{N} \alpha \sigma_M \cdot \frac{\sigma_Q}{\sigma_N \cdot \sqrt{N}}$

PREVIAMENTE SE CALCULA $\phi = 1 - \frac{1}{T_R}$

PARA $T_R = 25$ $\phi = 0.96$

PARA $T_R = 75$ $\phi = 0.987$

PARA VALORES COMPREDIDOS DE 0.2 A 0.8 DE ϕ
EL INTERVALO DE CONFIANZA SE CALCULA
CON LA EXPRESION ANTERIOR, APOYANDOSE
EN LA TABLA

SI EL VALOR DE ϕ RESULTA MAYOR DE 0.9, ENTONCES
EL INTERVALO DE CONFIANZA SE CALCULA CON:

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \sigma_Q}{\sigma_N}$$

EN NUESTRO PROBLEMA : $\Delta Q = \pm \frac{1.14 \times 770}{1.02051} = \pm 860 \text{ M}^3/\text{S}$

GASTO DE DISEÑO $Q_D = Q_{\text{MAX}} \pm \Delta Q$

| | | |
|-----------------------------|------|------|
| T_R AÑOS | 25 | 75 |
| Q_D M^3/S | 4312 | 5132 |

$$Q_{MAX} = Q_M (KC_V + 1)$$

El procedimiento a seguir para la aplicación del método, es el siguiente:

- 1.- Se tabulan los datos de los gastos máximos anuales, del período de registros con que se cuenta.
- 2.- Se calcula el gasto medio Q_M , de la muestra.
- 3.- Se calcula el coeficiente de variación C_v
- 4.- Se determina el coeficiente de asimetría C_s
- 5.- De la tabla L-1, se obtiene el valor del -- coeficiente K , que depende de la probabilidad p , de que el gasto máximo de diseño sea igualado y del coeficiente de asimetría C_s
- 6.- Cálculo del gasto máximo probable Q_{MAX} , con la aplicación de la ecuación dada.
- 7.- En función del tamaño de la muestra de datos, se estima el valor del coeficiente A
- 8.- De la grafica L-1 y en función del coefi---

ciente de variación C_v y de la probabilidad P , se determina el coeficiente E_R

9.- Con los datos anteriores se calcula el intervalo de confianza ΔQ

10.- Se obtiene el gasto de diseño Q_D , sumando - al máximo probable el intervalo de confianza.

$$Q_D = Q_{MAX} + \Delta Q$$

METODO DE LEVEDIEV.

CORRIENTE : RIO COLIACANI

ESTACION HIDROMETRICA : PUENTE SUD-PACIFICO

PERIODO REGISTRADO : 1933 A 1953

| AÑO DE OBSERVACION | GASTO MAXIMO Q_i | $\frac{Q_i}{Q_M}$ | $\left(\frac{Q_i}{Q_M} - 1\right)$ | $\left(\frac{Q_i}{Q_M} - 1\right)^2$ | $\left(\frac{Q_i}{Q_M} - 1\right)^3$ |
|--------------------|--------------------|-------------------|------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 1933 | 1780 | 0.590 | -0.410 | 0.168 | -0.069 |
| 1934 | 2407 | 0.803 | -0.197 | 0.039 | -0.008 |
| 1935 | 3735 | 1.240 | 0.240 | 0.057 | 0.014 |
| 1936 | 1690 | 0.561 | -0.439 | 0.192 | -0.084 |
| 1937 | 2676 | 0.889 | -0.111 | 0.012 | -0.001 |
| 1938 | 2412 | 0.800 | -0.200 | 0.040 | -0.008 |
| 1939 | 5100 | 1.690 | 0.690 | 0.476 | 0.328 |
| 1940 | 2371 | 0.790 | -0.210 | 0.044 | -0.009 |
| 1941 | 4003 | 1.350 | 0.350 | 0.123 | 0.043 |
| 1942 | 4320 | 1.450 | 0.450 | 0.203 | 0.091 |
| 1943 | 11000 | 3.650 | 2.650 | 7.020 | 18.600 |
| 1944 | 2024 | 0.870 | -0.130 | 0.017 | -0.002 |
| 1945 | 4705 | 1.590 | 0.590 | 0.348 | 0.196 |
| 1946 | 699 | 0.232 | -0.768 | 0.595 | -0.456 |
| 1947 | 781 | 0.261 | -0.739 | 0.546 | -0.402 |
| 1948 | 737 | 0.244 | -0.756 | 0.570 | -0.430 |
| 1949 | 2760 | 0.916 | -0.084 | 0.007 | -0.006 |
| 1950 | 5228 | 1.740 | 0.740 | 0.548 | 0.406 |
| 1951 | 307 | 0.102 | -0.898 | 0.806 | -0.721 |
| 1952 | 399 | 0.132 | -0.868 | 0.750 | -0.650 |
| 1953 | 3254 | 1.080 | 0.080 | 0.006 | 0.0005 |
| SUMA | 63145 | 20.945 | | 12.540 | 16.789 |

GASTO MEDIO $Q_M = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N} = \frac{63145}{21} = 3010 \text{ M}^3/\text{S}$

COEFICIENTE DE VARIACION $C_V = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_M} - 1\right)^2}{N}}$

$$C_V = \sqrt{\frac{12.540}{21}} = 0.77$$

COEFICIENTE DE ASIMETRIA $C_S = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_M} - 1\right)^3}{N C_V^3}$

$$C_S = \frac{16.789}{21 (0.77)^3} = 1.75$$

EL METODO RECOMIENDA TOMAR PARA AVENIDAS PROVOCADAS POR TORMENTAS EL VALOR DE C_S SIGUIENTE :

$$C_S = 3 C_V \quad \therefore C_S = 3 (0.77) = 2.21$$

DE ESTOS DOS VALORES DE C_S , SE TOMARA EL MAYOR

$$\therefore C_S = 2.21$$

COEFICIENTE K .-

ESTE VALOR K SE DETERMINA CON LA TABLA L-1, EN FUNCION DE LOS VALORES DE C_S Y DE LA PROBA-

BILIDAD p PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO.

PARA $T_R = 50$ $p = \frac{1}{T_R} = \frac{1}{50} = 0.02 = 2\%$

SI $p = 2\%$ Y $C_S = 2.21$ ENTONCES $K = 2.95$

PARA $T_R = 100$ $p = \frac{1}{T_R} = \frac{1}{100} = 0.01 = 1\%$

SI $p = 1\%$ Y $C_S = 2.21$ ENTONCES $K = 3.68$

COEFICIENTE E_R .. COEFICIENTE QUE DEPENDE DE LOS VALORES DE C_V Y DE p .

ESTE COEFICIENTE SE OBTIENE DE LA GRAFICA L-2

PARA $C_V = 0.77$ Y $p = 2\%$ ENTONCES $E_R = 1.1$

PARA $C_V = 0.77$ Y $p = 1\%$ ENTONCES $E_R = 1.12$

GASTO MAXIMO $Q_{MAX} = Q_M (K C_V + 1)$

$Q_{MAX-50} = 3010 (2.95 \times 0.77 + 1) = 9842 \text{ M}^3/\text{S}$

$Q_{MAX-100} = 3010 (3.68 \times 0.77 + 1) = 11528 \text{ M}^3/\text{S}$

| | | | |
|-----------|-----------------------|------|-------|
| T_R | AÑOS | 50- | 100 |
| Q_{MAX} | M^3/S | 9842 | 11528 |

INTERVALO DE CONFIANZA

$$\Delta Q = \pm \frac{A E_R Q_{MAX}}{\sqrt{N}}$$

A , ES UN COEFICIENTE QUE VARIA DE 0.7 A 1.5 Y QUE DEPENDE DEL NUMERO DE AÑOS REGISTRADOS. A MAYOR NUMERO DE DATOS, EL VALOR DE A , DISMINUYE.
POR EJEMPLO PARA $N = 40$, $A = 0.7$

PARA NUESTRO EJEMPLO: $A = 1.1$

SUSTITUYENDO LOS VALORES CONOCIDOS DE A Y E_R , CALCULAMOS LOS ΔQ PARA LOS PERIODOS DE RETORNO CORRESPONDIENTES.

$$\text{PARA } T_R = 50 \quad \Delta Q = \frac{(1.1)(1.1)(9842)}{\sqrt{21}} = 2598 \text{ M}^3/\text{s}$$

$$\text{PARA } T_R = 100 \quad \Delta Q = \frac{(1.1)(1.12)(11528)}{\sqrt{21}} = 3099 \text{ M}^3/\text{s}$$

GASTO DE DISEÑO

$$Q_D = Q_{MAX} + \Delta Q$$

$$Q_{D/50} = 9842 + 2598 = 12440 \text{ M}^3/\text{s}$$

$$Q_{D/100} = 11528 + 3099 = 14627 \text{ M}^3/\text{s}$$

| | | |
|---------------------------------|-------|-------|
| T_R AÑOS | 50 | 100 |
| Q_{MAX} M^3/s | 12440 | 14627 |

METODO DE LEVEDIEV .- TABLA L-1

DISTRIBUCION PEARSON TIPO III .- VALORES DEL COEFICIENTE DE FRECUENCIA K

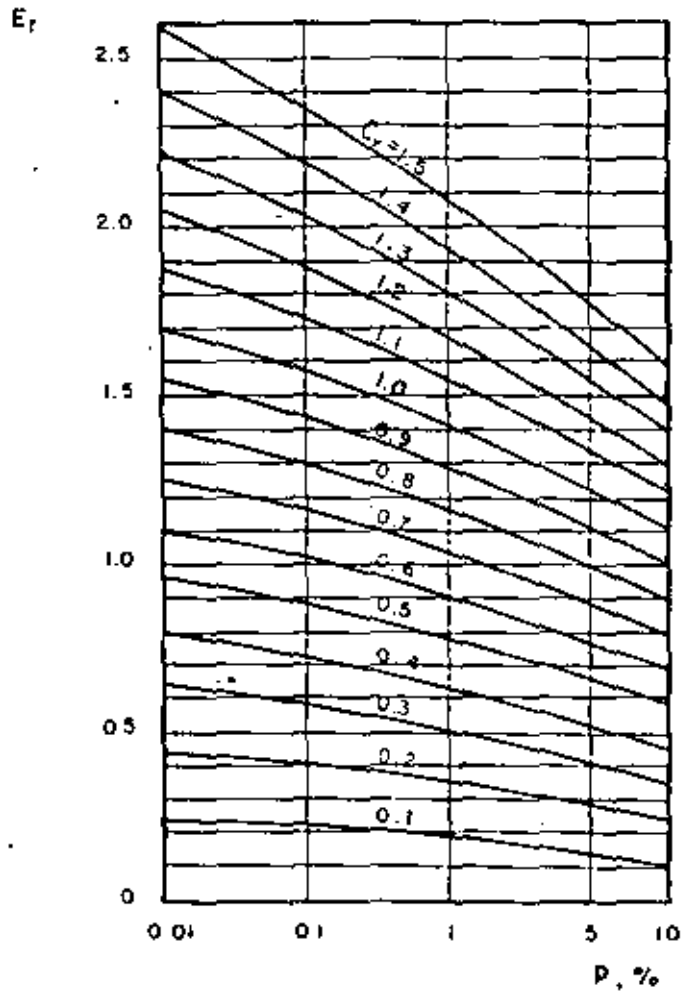
| C ₁ | p, en porcentaje | | | | | | | | | |
|----------------|------------------|------|------|------|------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 0,5 | 1 | 2 | 10 | 20 | 50 | 80 | 90 | 95 | 99 |
| - 3.0 | 0,67 | 0,67 | 0,66 | 0,64 | 0,61 | 0,40 | - 0,42 | - 1,18 | - 2,00 | - 4,05 |
| - 2.8 | 0,71 | 0,71 | 0,71 | 0,70 | 0,67 | 0,38 | - 0,46 | - 1,21 | - 2,01 | - 3,97 |
| - 2.6 | 0,77 | 0,77 | 0,77 | 0,75 | 0,70 | 0,37 | - 0,50 | - 1,24 | - 2,01 | - 3,89 |
| - 2.4 | 0,83 | 0,83 | 0,83 | 0,80 | 0,73 | 0,35 | - 0,54 | - 1,26 | - 2,01 | - 3,80 |
| - 2.2 | 0,91 | 0,91 | 0,90 | 0,84 | 0,75 | 0,33 | - 0,57 | - 1,28 | - 2,01 | - 3,71 |
| - 2.0 | 1,00 | 0,99 | 0,98 | 0,90 | 0,78 | 0,31 | - 0,61 | - 1,30 | - 2,00 | - 3,61 |
| - 1.8 | 1,10 | 1,09 | 1,07 | 0,95 | 0,80 | 0,28 | - 0,64 | - 1,32 | - 1,98 | - 3,50 |
| - 1.6 | 1,22 | 1,20 | 1,17 | 0,99 | 0,82 | 0,25 | - 0,68 | - 1,33 | - 1,96 | - 3,39 |
| - 1.4 | 1,35 | 1,32 | 1,27 | 1,04 | 0,83 | 0,23 | - 0,71 | - 1,34 | - 1,94 | - 3,27 |
| - 1.2 | 1,50 | 1,45 | 1,38 | 1,09 | 0,84 | 0,20 | - 0,73 | - 1,34 | - 1,91 | - 3,15 |
| - 1.0 | 1,66 | 1,59 | 1,49 | 1,13 | 0,85 | 0,16 | - 0,76 | - 1,34 | - 1,88 | - 3,02 |
| - 0.8 | 1,84 | 1,73 | 1,61 | 1,17 | 0,86 | 0,13 | - 0,78 | - 1,34 | - 1,84 | - 2,89 |
| - 0.6 | 2,02 | 1,88 | 1,72 | 1,20 | 0,86 | 0,10 | - 0,80 | - 1,33 | - 1,80 | - 2,76 |
| - 0.4 | 2,20 | 2,03 | 1,83 | 1,23 | 0,86 | 0,07 | - 0,82 | - 1,32 | - 1,75 | - 2,62 |
| - 0.2 | 2,39 | 2,18 | 1,95 | 1,26 | 0,85 | 0,03 | - 0,83 | - 1,30 | - 1,70 | - 2,47 |
| 0.0 | 2,58 | 2,33 | 2,02 | 1,28 | 0,84 | 0,00 | - 0,84 | - 1,28 | - 1,64 | - 2,33 |
| 0.2 | 2,76 | 2,47 | 2,14 | 1,30 | 0,83 | - 0,03 | - 0,85 | - 1,26 | - 1,58 | - 2,18 |
| 0.4 | 2,95 | 2,61 | 2,26 | 1,32 | 0,82 | - 0,07 | - 0,85 | - 1,23 | - 1,52 | - 2,03 |
| 0.6 | 3,13 | 2,75 | 2,35 | 1,33 | 0,80 | - 0,10 | - 0,85 | - 1,20 | - 1,45 | - 1,88 |
| 0.8 | 3,31 | 2,89 | 2,45 | 1,34 | 0,78 | - 0,13 | - 0,86 | - 1,17 | - 1,38 | - 1,74 |
| 1.0 | 3,49 | 3,02 | 2,54 | 1,34 | 0,76 | - 0,16 | - 0,85 | - 1,13 | - 1,32 | - 1,59 |
| 1.2 | 3,66 | 3,15 | 2,62 | 1,34 | 0,73 | - 0,19 | - 0,84 | - 1,08 | - 1,24 | - 1,45 |
| 1.4 | 3,83 | 3,27 | 2,71 | 1,34 | 0,71 | - 0,22 | - 0,83 | - 1,04 | - 1,17 | - 1,32 |
| 1.6 | 3,99 | 3,39 | 2,78 | 1,33 | 0,68 | - 0,25 | - 0,81 | - 0,99 | - 1,10 | - 1,20 |
| 1.8 | 4,15 | 3,50 | 2,85 | 1,32 | 0,64 | - 0,28 | - 0,80 | - 0,94 | - 1,02 | - 1,09 |
| 2.0 | 4,30 | 3,60 | 2,91 | 1,30 | 0,61 | - 0,31 | - 0,78 | - 0,90 | - 0,95 | - 0,99 |
| 2.2 | 4,45 | 3,68 | 2,95 | 1,27 | 0,57 | - 0,33 | - 0,75 | - 0,84 | - 0,88 | - 0,91 |
| 2.4 | 4,59 | 3,78 | 3,02 | 1,25 | 0,52 | - 0,35 | - 0,72 | - 0,79 | - 0,82 | - 0,83 |
| 2.6 | 4,71 | 3,86 | 3,08 | 1,21 | 0,48 | - 0,37 | - 0,70 | - 0,75 | - 0,76 | - 0,77 |

DISTRIBUCION PEARSON TIPO III. - VALORES DEL COEFICIENTE FRECUENCIA K

| C ₁ | p, en porcentaje | | | | | | | | | |
|----------------|------------------|------|------|------|------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 0,5 | 1 | 2 | 10 | 20 | 50 | 80 | 90 | 95 | 99 |
| 2.8 | 4,86 | 3,96 | 3,12 | 1,18 | 0,44 | - 0,39 | - 0,67 | - 0,70 | - 0,71 | - 0,72 |
| 3.0 | 4,95 | 4,05 | 3,14 | 1,13 | 0,39 | - 0,40 | - 0,64 | - 0,66 | - 0,67 | - 0,67 |
| 3.2 | 5,08 | 4,11 | 3,14 | 1,09 | 0,35 | - 0,41 | - 0,61 | - 0,62 | - 0,63 | - 0,63 |
| 3.4 | 5,19 | 4,18 | 3,15 | 1,06 | 0,31 | - 0,41 | - 0,57 | - 0,59 | - 0,59 | - 0,59 |
| 3.6 | 5,30 | 4,24 | 3,17 | 1,03 | 0,28 | - 0,42 | - 0,55 | - 0,56 | - 0,56 | - 0,56 |
| 3.8 | 5,40 | 4,29 | 3,18 | 1,00 | 0,24 | - 0,42 | - 0,52 | - 0,53 | - 0,53 | - 0,53 |
| 4.0 | 5,50 | 4,34 | 3,20 | 0,96 | 0,21 | - 0,41 | - 0,50 | - 0,50 | - 0,50 | - 0,50 |
| 4.2 | 5,60 | 4,39 | 3,24 | 0,93 | 0,19 | - 0,41 | - 0,48 | - 0,48 | - 0,48 | - 0,48 |
| 4.4 | 5,69 | 4,42 | 3,25 | 0,91 | 0,15 | - 0,40 | - 0,46 | - 0,46 | - 0,46 | - 0,46 |
| 4.6 | 5,79 | 4,46 | 3,27 | 0,87 | 0,13 | - 0,40 | - 0,44 | - 0,44 | - 0,44 | - 0,44 |
| 4.8 | 5,89 | 4,50 | 3,29 | 0,82 | 0,10 | - 0,39 | - 0,42 | - 0,42 | - 0,42 | - 0,42 |
| 5.0 | 5,94 | 4,54 | 3,32 | 0,78 | 0,07 | - 0,38 | - 0,40 | - 0,40 | - 0,40 | - 0,40 |

METODO DE LEVEDIEV - GRAFICA L- 2

METODO DE LEVEDIOF - VALORES DE E_r





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam.



II CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

DISEÑO ESTRUCTURAL

PUENTE VADO SOBRE EL RIO SOTO LA MARINA

ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ
JUNIO DE 1979

1

1

1

1

1

**GENERALIDADES Y
CALCULOS HIDRAULICOS**

GENERALIDADES. -

En el Distrito de Riego del Río Soto la Morina, en el Estado de Tamaulipas se hizo necesaria la construcción de un Puente-Vado para comunicar la Población de Abasolo - con un Ejido llamado "Morelos" que en la actualidad cuenta con una población de 407 familias (Ejidatarios).

Este ejido quedaba siempre aislado en época de avenidas y con la grave consecuencia de que el producto de sus cosechas en varias ocasiones se les echaba a perder. Esto - aunado a las necesidades que por enfermedad ó alguna otra causa impedía a los habitantes del mencionado ejido atravesar el citado río, agravaba más la situación de éstas personas.

Las autoridades de ésta Secretaría de Recursos Hidráulicos convinieron pues en la - construcción del citado Puente-Vado.

SITIO DEL CRUCE. -

Se estudiaron cuatro (4) alternativas probables para el puente, quedando en definitiva la sección estudiada a 200m aguas arriba del vado actual que no es más que una serie de 6 tubos de 76 cm de ϕ con un colchón de tierra de aproximadamente 1.50m , con 6.00m de ancho de corona.

PORQUE SE PENSO EN PUENTE - VADO:

Haciendo esta Secretaría un estudio hidrológico detallado se llegó a la conclusión de que construir un puente requería de una altura de aproximadamente 26.00 metros desde el lecho del río hasta la rasante ya que había que considerar el gasto que en algún caso dado vertiera la "Presa La Patria es Primero" (Tiene capacidad para verter 5 000 m³/seg), más el gasto por cuenca propia de la zona estudiada (540 m³/seg aproxima

damente, para un período de retorno de 5 a 10 años).

Por otra parte, pensar en un Vado sería inútil pues el vado actual es suficiente para el gasto de estiaje (12 a 20 m³/seg).

Lo razonable entonces sería la construcción del Puente-Vado para que la población del Ejido Morelos estuviera aislada el mínimo tiempo (3 a 5 días en época de avenidas).

TIPO DE PUENTE. - ALTERNATIVAS. -

Se procedió a estudiar el tipo de puente adecuado para el cruce y tras algunas alternativas y consultando con las autoridades correspondientes de la S. R. H. se concluyó lo siguiente:

a). - SUPERESTRUCTURA. -

Esto debería ser lo menos peraltada posible para evitar un mayor empuje dinámico del agua. Además, como los claros son de 20 m se pensó en que éste debería ser a base de losos de concreto reforzado, aligerados con tubo de cartón comprimido. (peralte de 1.00m).

b). - SUBESTRUCTURA. -

La solución a este caso fué a base de pilas de concreto reforzado con cabezal en doble voladizo; con el cuerpo de la columna con tajamares redondeados y desplazados en el manto de lutito.

En los apoyos extremos se pensó en caballetes de concreto reforzado y desplazados por superficie (zapatas). -

CALCULOS HIDRAULICOS Y LOCALIZACION DE LA RASANTE. -

En relación a los cálculos hidráulicos y de acuerdo con el estudio hidrológico proporcionado (copia) por la S. R. H. vamos a verificar sus características tanto en la sección original como en la sección modificada, es decir, bajo el puente.

Para esto de acuerdo con el anteproyecto definitivo, calcularemos el Area Hidráulica, contando para esto con un planímetro calibrado, marca OTT, y tomando - - áreas parciales según se muestra.

Se efectuaron en cada caso 4 (cuatro) lecturas al promedio de ellas se le afectó - del factor 4 por estar el dibujo a escala 1:200

$$A_I = \left\{ \begin{array}{l} 715.3 \\ 707.2 \\ 699.6 \\ 691.7 \end{array} \right\} = 7.87 \text{ (promedio)} = 7.87 \times 4 = 31.47 \text{ m}^2$$

$$A_{II} = \left\{ \begin{array}{l} 691.6 \\ 667.4 \\ 643.3 \\ 619.2 \end{array} \right\} = 24.13 \text{ (promedio)} = 24.13 \times 4 = 96.53 \text{ m}^2$$

$$A_{III} = \left\{ \begin{array}{l} 699.8 \\ 661.4 \\ 622.8 \\ 584.2 \end{array} \right\} = 38.53 \text{ (promedio)} = 38.53 \times 4 = 154.13 \text{ m}^2$$

$$A_{IV} = \left\{ \begin{array}{l} 600.7 \\ 576.5 \\ 553.6 \\ 530.3 \end{array} \right\} = 23.47 \text{ (promedio)} = 23.47 \times 4 = 93.87 \text{ m}^2$$

$$A_V = \left\{ \begin{array}{l} 724.5 \\ 714.1 \\ 703.8 \\ 693.0 \end{array} \right\} = 10.50 \text{ (promedio)} = 10.50 \times 4 = 42.00 \text{ m}^2$$

Area hidráulica total en la sección: $A_o = 418.00 \text{ m}^2$

PERIMETRO MOJADO. - (P_o)

Esta lectura se obtuvo con curvímetero y se efectuó varias veces para obtener una mayor aproximación.

$$P_o = 102.90 \text{ m}$$

RADIO HIDRAULICO. - (r_o)

$$r_o = \frac{A_o}{P_o} = \frac{418.00}{102.90} = 4.062 \text{ m}$$

$$r_o^{2/3} = 2.546 \text{ m}^{2/3}$$

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD. - (n)

Se consideró $n = 0.045$ por ser un cauce natural.

GASTO DE LA CORRIENTE. - (Q_o)

Según estudio hidrológico: $Q_o = 540 \text{ m}^3/\text{seg}$

VELOCIDAD DE LA CORRIENTE. - (V_o)

$$V_o = \frac{540}{418} = 1.292 \text{ m/seg}$$

PENDIENTE HIDRAULICA. - (S_o)

$$S_o = \left(\frac{V_o n}{r_o^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{1.292 \times 0.045}{2.246} \right)^2 = 0.00052$$

La Residencia de Construcción en Abasolo, Tams. reporta una pendiente hidráulica de $S=0.00051$ por lo tanto podemos asegurar que los cálculos anteriores están dentro de la realidad.

CALCULOS HIDRAULICOS BAJO EL PUENTE. -

AREA BAJO EL PUENTE. - (A_{bp})

De acuerdo con el plano del anteproyecto calcularemos el área obstruída por los caballetes y las pilas del puente:

$$\begin{aligned}
 A1 &= 3.10 \times 1.00 = 3.10 \text{ m}^2 \\
 A2 &= 6.40 \times 1.00 = 6.40 \text{ " } \\
 A3 &= 6.35 \times 1.00 = 4.35 \text{ " } \\
 A4 &= \frac{2.30 \times 0.40}{2} = 0.46 \text{ " } \\
 & \qquad \qquad \qquad \underline{\qquad \qquad \qquad} \\
 & \qquad \qquad \qquad 20.66 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Entonces el área bajo el puente es:

$$A_{bp} = 418 - 20.66 = 397.34 \text{ m}^2$$

VELOCIDAD BAJO EL PUENTE. - (V_{bp})

$$V_{bp} = \frac{Q_o}{A_{bp}} = \frac{540.00}{397.34} = 1.359 \text{ m/seg}$$

SOBREELEVACION. -

$$h = \frac{V_{bp}^2 - V_o^2}{2g} = \frac{1.359^2 - 1.292^2}{2 \times 9.81} = 0.009 \text{ m}$$

Podemos decir que la sobre elevación bajo el puente es nula.

CALCULO DE LA RASANTE. -

| | |
|------------------------------------|---------|
| N. A. para 540 m ³ /seg | 39.90 m |
| Sobreelevación | 0.00 " |
| Espacio libre vertical | 1.07 " |
| Espesor de la superestructura | 1.00 " |
| Espesor de la carpeta asfáltica | 0.03 " |
| | <hr/> |

$$\text{RASANTE} = 42.00 \text{ m}$$

ANTEPROYECTO

(Vóse el Plano General)

CALCULO ESTRUCTURAL DE LA
SUPERESTRUCTURA

DESCRIPCION. -

Este cálculo corresponde a una losa plana, de concreto reforzado de 20m de claro, aligerada con tubos de cartón comprimido de 72 cm de ϕ

DATOS DEL PROYECTO. -

Claro de la losa = 20.00 m

Longitud total = 20.50 m

Ancho de carpeta asfáltica = 6.50 m

Ancho de la calzada = 7.50 m

Ancho total del puente = 8.00 m

Espesor de la losa aligerada = 1.00 m

Espesor de la carpeta asfáltica = 0.03 cm

Bombeo = 0.08 m (El perfil es recto con pendiente de 2%)

Esviajamiento = 0° (El puente es normal)

Parapeto de tubo de fierro fundido de 2 1/2" ϕ

Carga móvil: Camión tipo HS -20, en dos fajas de circulación

CONSTANTES DE CALCULO PARA CONCRETO REFORZADO. -

$f_s = 2\ 000\ \text{Kg/cm}^2$ ($LE \geq 4\ 000\ \text{Kg/cm}^2$)

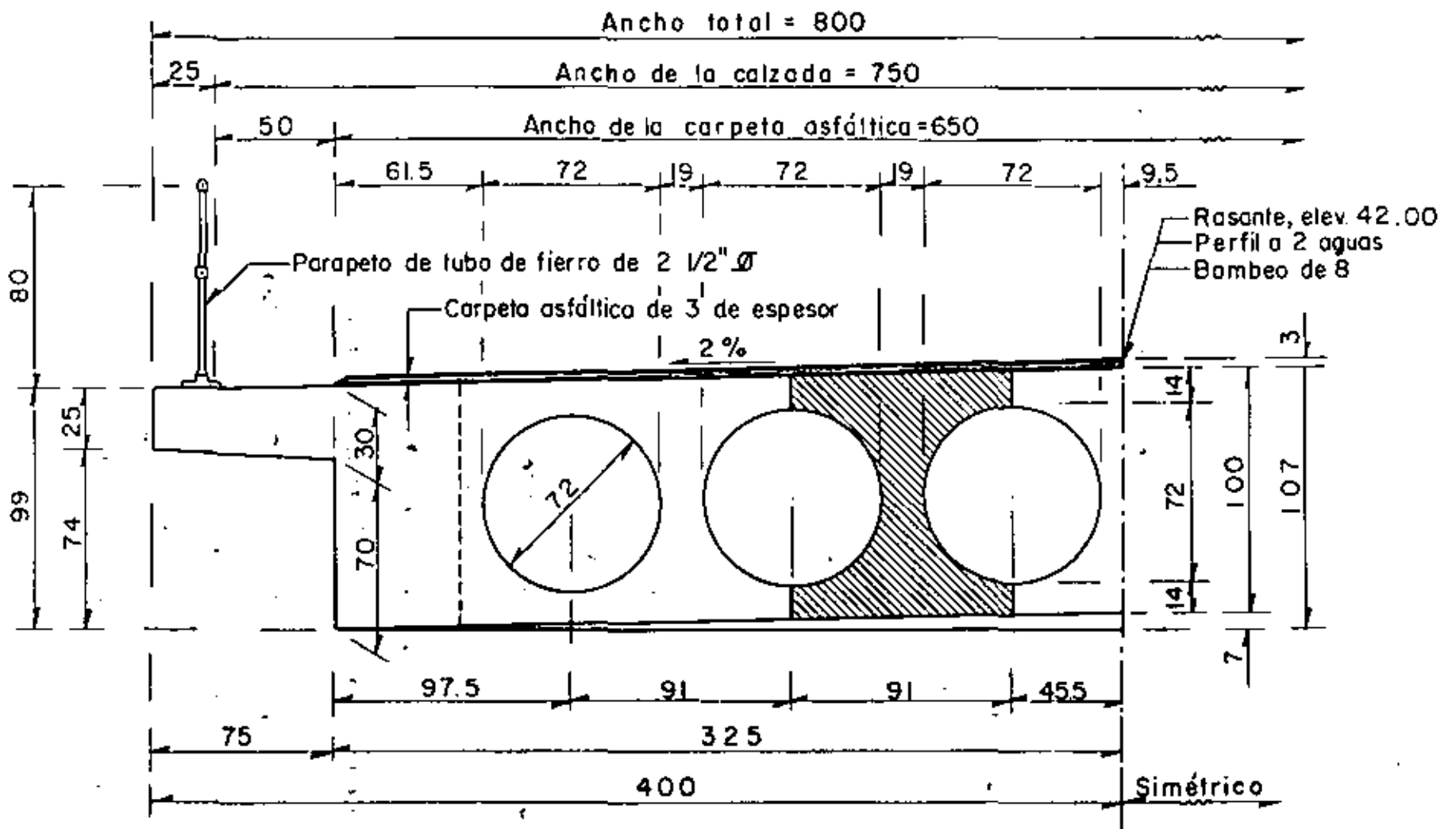
$f_c = 250\ \text{Kg/cm}^2$ $K = 13.69\ \text{Kg/cm}^2$

$f_c = 0.40\ f_c = 100\ \text{Kg/cm}^2$ $c = 0.270$

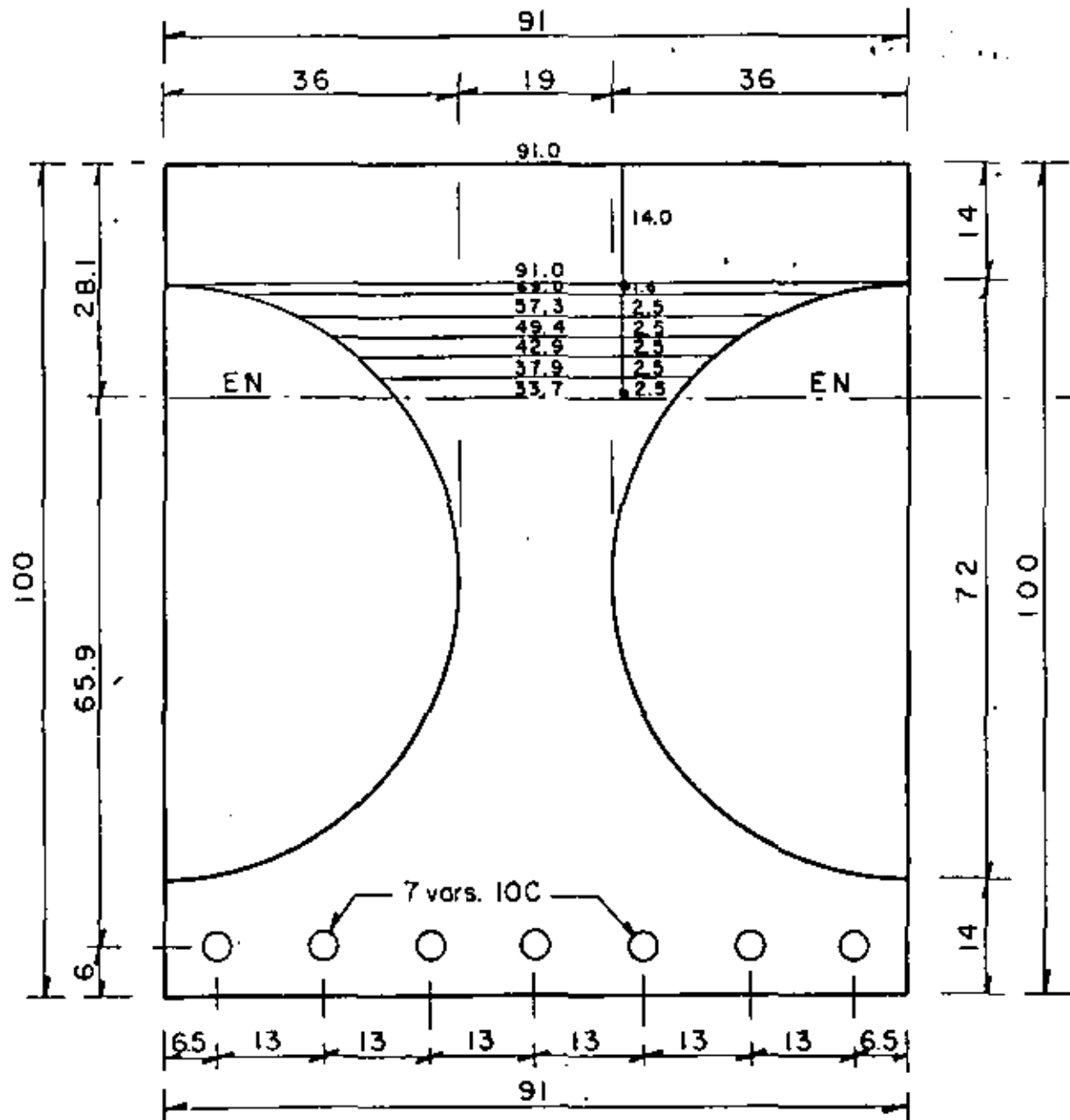
$n = 9$

$h = 0.30$

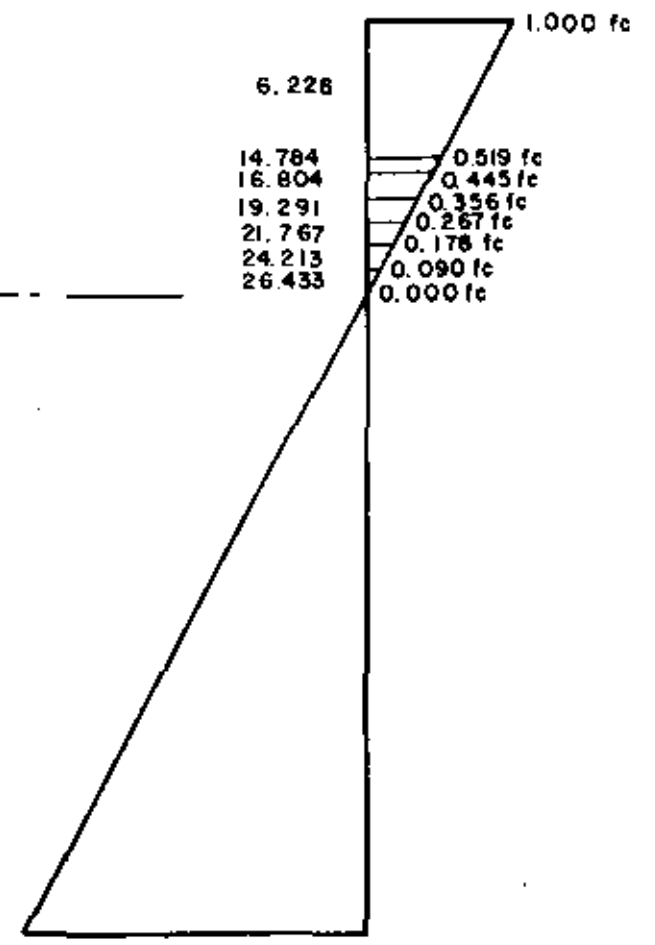
$j = 0.90$



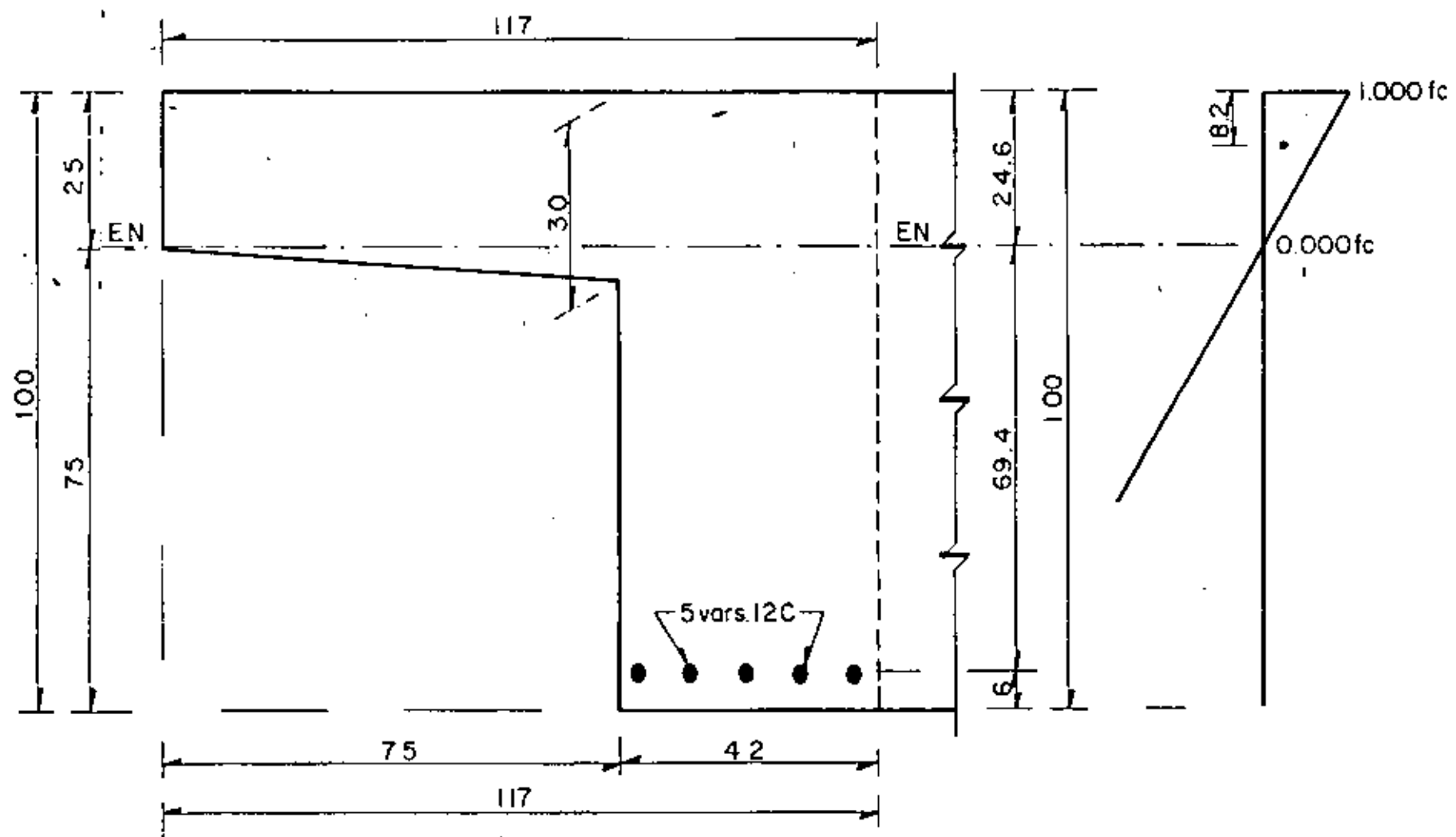
MEDIA SECCION NORMAL



DOVELA



II



VIGA MARGINAL Y VOLADIZO

12/12

SECCION PROPUESTA. -

Las tres hojas anteriores muestran el tipo de superestructura que deseamos calcular, mostrando media sección normal, detalle de la viga y Dovela.

DISEÑO ESTRUCTURAL. -

CARGAS QUE ACTUAN SOBRE UNA DOVELA:

a). - Paso propio

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Peso del tubo de cartón comprimido} & = & 22 \text{ Kg/m} \\
 \text{Asfalto} = 0.91 \times 0.03 \times 2200 & = & 60 \text{ " } \\
 \text{Concreto} = (0.91 \times 1.00 - 0.7854 \times 0.72^2) \times 2400 & = & 1207 \text{ " } \\
 & & \hline
 & & 1289 \text{ Kg/m}
 \end{array}$$

b). - Carga móvil con impacto. -

$$I = \frac{15.24}{20 + 38.10} = 0.262$$

$E = 0.06S + 1.22 = 0.06 \times 20 + 1.22 = 2.42 \text{ m} > 2.13 \text{ m}$ se limita este valor a $E=2.13\text{m}$

Del apéndice "A" pág 164 de las especificaciones de puentes para Caminos, de la S. O. P., en su edición de noviembre de 1964, e interpolando para 20.00m de claro, tenemos:

$$M_{cv} = 125390 \text{ Kg-m/foja de circulación}$$

c). - Momento total por metro. -

$$M_{total} = \frac{1289 \times 20^2}{8} + \frac{125390 \times 1.262}{2 \times 2.13} = 101596 \text{ Kg-m}$$

d). - Momento total por Davela. -

$$M_{total} = 101596 \times 0.91 = 92452 \text{ Kg-m}$$

REVISION DE LOS ESFUERZOS POR FLEXION. -

De acuerdo con la hoja núm. 11 supondremos el eje neutro (EN) a 28.1 cm por debajo de la parte superior de la davela.

Suponemos además que el acero principal de refuerzo por davela lo formen 7 var. 10C.

$$\text{es decir } A_s = 7 \times 7.92 = 55.44 \text{ cm}^2$$

a). - El momento estático del concreto vale:

$$V_1 = 91 \times 14 \times 21.1 = 26881 \text{ cm}^3$$

$$V_2 = (91 + 69) 0.5 \times 1.6 \times 13.3367 = 1707 \text{ cm}^3$$

$$V_3 = (69 + 57.3) 0.5 \times 2.5 \times 11.2886 = 1782 \text{ cm}^3$$

$$V_4 = (57.3 + 49.4) 0.5 \times 2.5 \times 8.7808 = 1171 \text{ cm}^3$$

$$V_5 = (49.4 + 42.9) 0.5 \times 2.5 \times 6.2793 = 724 \text{ cm}^3$$

$$V_6 = (42.9 + 37.9) 0.5 \times 2.5 \times 3.7759 = 381 \text{ cm}^3$$

$$V7 = (37.9 + 33.7) 0.5 \times 2.5 \times 1.2744 = 114 \frac{\text{cm}^3}{\text{Mc} = 32760 \text{ cm}^3}$$

$$\text{Como } M_s = 55.44 \times 9 \times 65.9 = 32881 \text{ Cm}^3 \approx$$

$M_c = 32760 \text{ cm}^3$, entonces la suposición del eje neutro es aceptable.

c). - La compresión se define con:

$$\text{Fuerza}_1 = (1.000 + 0.5018) 0.50 \times 14 \times 91 \times f_c = 956.647 f_c$$

$$\text{Brazo}_1 = 6.226 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_1 = 5956.082 f_c$$

$$\text{Fuerza}_2 = (0.5018 + 0.4448) 0.50 \times 1.6 \times 80 \times f_c = 60.582 f_c$$

$$\text{Brazo}_2 = 14.7839 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_2 = 895.644 f_c$$

$$\text{Fuerza}_3 = (0.4448 + 0.3559) 0.50 \times 2.5 \times 63.15 \times f_c = 63.205 f_c$$

$$\text{Brazo}_3 = 16.8037 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_3 = 1062.082 f_c$$

$$\text{Fuerza}_4 = (0.3559 + 0.2669) 0.50 \times 2.5 \times 53.35 \times f_c = 41 f_c$$

$$\text{Brazo}_4 = 19.2905 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_4 = 801.192 f_c$$

$$\text{Fuerza}_5 = (0.2669 + 0.1779) 0.50 \times 2.5 \times 46.15 \times f_c = 25.659 f_c$$

$$\text{Brazo}_5 = 21.7666 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_5 = 558.518 f_c$$

$$A_{sd} = 0.1235 \times 55.44 = 6.85 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 18 cm c.a.c.

f). - Refuerzo por temperatura. -

$$A_{st} = 0.00125 \times 91 \times 100 = 11.375 \text{ cm}^2 \quad 6.00 \text{ cm}^2$$

Se colocará el máximo refuerzo especificado para temperatura que es de 6.00 cm^2 ; por lo tanto colocaremos varillas 4C a cada 21 cm c.a.c.

REVISION DE LOS ESFUERZOS CORTANTES. -

En las zonas próximas a los apoyos, la losa será de sección macizo, para soportar la fuerza cortante, con un esfuerzo máximo de $v = 1.33 \sqrt{f'c} = 21.03 \text{ Kg/cm}^2$, en atención a lo especificado por A.C.I.

a). - Cortante por peso propio:

Suponiendo que los tubos lleguen hasta la sección a 1.30m del eje de apoyos, la fuerza cortante tendrá el siguiente valor máximo:

| | | | | | |
|---------|---|--|--|-------|-----------|
| Asfalto | = | 0.03 x 0.91 x 20 x 0.50 x 2200 = | | 601 | Kg |
| Macizo | = | 1.30 x 1.00 x 0.91 x 2400 = | | 2839 | " |
| Dovela | = | $(1.00 \times 0.91 - 0.7854 \times 0.72^2) 8.70 \times 2400 =$ | | 10499 | " |
| | | | | Vpp = | 13939 Kg. |

b). - Cortante por carga móvil en apoyo:

Con las concentraciones que se indican, tendremos:

$$\text{Fuerza}_6 = (0.1779 + 0.0897) 0.50 \times 2.5 \times 40.40 \times f_c = 13.514 f_c$$

$$\text{Brazo}_6 = 24.2127 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_6 = 327.206 f_c$$

$$\text{Fuerza}_7 = 0.0897 \times 2.5 \times 0.50 \times 35.8 \times f_c = 4.014 f_c$$

$$\text{Brazo}_7 = 26.4333 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_7 = 106.105 f_c$$

$$\Sigma F = 1165 f_c$$

$$\Sigma M = 9706 f_c$$

$$\text{Por lo tanto } Z = \frac{9706.829 f_c}{1165.154 f_c} = 8.331 \text{ cm}$$

$$\text{Entonces } Jd = 100 - 6 - 8.331 = 85.669 \text{ cm}$$

Los esfuerzos de trabajo resultarán:

$$f_c = \frac{9706.829}{1165.154 \times 85.669} = 97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$97 \text{ Kg/cm}^2 < 100 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

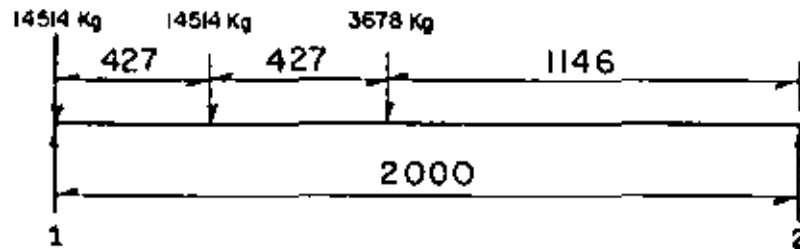
$$f_s = \frac{9706.829}{55.44 \times 85.669} = 2044 \text{ Kg/cm}^2 \quad 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\% \text{ que sobrepasa} = \left(\frac{2044 - 2000}{2000} \right) 100 = 2.2 \% < 3\% \text{ A.C.I.}$$

En conclusión, los esfuerzos de trabajo son aceptables

e). - Refuerzo por distribución. -

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 20}} = 12.35 \% < 50 \%$$



$$R_f = \frac{14514 + 14514 \times 15.73 + 3678 \times 11.46}{20.00} = 28,008 \text{ Kg}$$

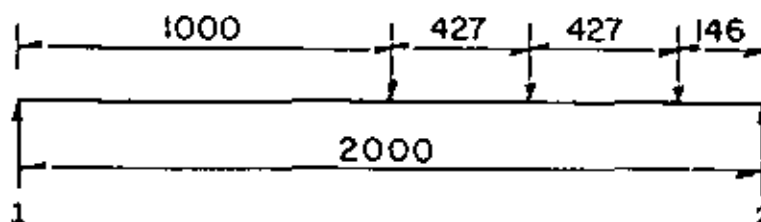
$$V_{cv} = \frac{28,008 \times 1.262}{2 \times 2.13} = 8297 \text{ Kg}$$

El cortante total en el apoyo vale:

$$V_{total} = 22236 \text{ Kg}$$

c). - Cortante por carga móvil, en el centro del claro. -

Con las concentraciones indicadas se tiene:



$$R_f = \frac{14514 \times 10.00 + 14514 \times 5.73 + 3628 \times 1.46}{20.0} = 11680 \text{ Kg}$$

$$\text{Entonces } V_{\text{c}} = \frac{11680 \times 1.262}{2 \times 2.13} = 3460 \text{ Kg}$$

Teniendo en cuenta que la variación de la fuerza cortante es muy aproximadamente lineal, la intensidad en la sección a 1.30m del eje de apoyos será:

$$V_{1.30} = \frac{3460 + 22236 - 3460 \times 18.70}{20} = 21016 \text{ Kg}$$

y el esfuerzo cortante será:

$$v_{1.30} = \frac{21016}{19 \times 85.669} = 12.91 \text{ Kg/cm}^2$$

$$12.91 \text{ Kg/cm}^2 < 21.03 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

d). - Distancia, a partir del centro del claro, a la cual puede doblarse la mitad del acero principal de refuerzo.

$$d = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{A_d}{A_f}} + 0.30 = 10 \sqrt{0.5} + 0.30 = 7.37 \text{ m}$$

Se doblará la mitad del acero principal del refuerzo a 8.70m a partir del claro para no recortar la longitud de los tubos de cartón comprimido.

e). - Para reforzar la parte central de la losa, aligerada con tubos de cartón comprimido, se usarán varillas 4C de dos ramas, cuyo espaciamento se determina considerando que el concreto puede absorber.

$$v_{\text{perm}} = 0.292 f'_c = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = 4.62 \times 19 \times 85.669 = 7520 \text{ Kg}$$

$$\text{Vestribos} = 21016 - 7520 = 13496 \text{ Kg}$$

Entonces la separación para estos estribos será de:

$$s = \frac{2 \times 1.27 \times 2000 \times 85.669}{13496} = 32.3 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 4C de dos ramas a cada 30 cm.

DISEÑO DE LA GUARNICION. -

Conservadoramente y sin error apreciable podemos considerar que la sección en estudio es la sección formada por el voladizo más 42cm de losa pues es la sección donde termina media davela extrema.

a). - Por peso propio:

$$M_{pp} = \frac{(0.175 \times 0.75 + 0.42 \times 1.00) 2400 \times 20.00^2}{8} = 66,150 \text{ Kg - m}$$

b). - Par carga móvil. -

Esta carga, según las Especificaciones ASSHO, se determina como el 20% del producido por el camión tipo, es decir:

$$M_{cv} = 0.20 \times 125390 \times 1.262 = 31648 \text{ Kg - m}$$

Entonces el momento total vale: $M_{tot.} = 97,798 \text{ Kg - m}$

En la sección resistente que estamos estudiando, si suponemos que la profundidad del eje neutro es de 24.6 cm bajo el piso de losa, y que el acero de refuerzo lo constituyen 5 varillas 12C ($A_s = 57.00 \text{ cm}^2$), tendremos:

1º Momento estático del acero

$$M_s = 57 \times 9 \times (100 - 24.6 - 6) = 35602 \text{ cm}^3$$

2º Momento estático del concreto:

$$M_c = 24.6 \times (75 + 42) \times 12.30 = 35402 \text{ cm}^3$$

Como $35602 \text{ cm}^3 \approx 35402 \text{ cm}^3$, la suposición es aceptable.

c). - Para encontrar la profundidad de la compresión se tendrá:

$$\Sigma \text{ Fuerza} = 1.00 \times 24.6 \times 0.5 \times 117 \times f_c = 1439.1 f_c$$

$$\Sigma \text{ Brazo} = \frac{24.6}{3} = 8.2 \text{ cm}$$

$$\text{Momento} = 1439.1 \times 8.2 = 11800.62 f_c$$

$$F = 1439.1 f_c$$

$$M = 11800.62 f_c$$

$$Z = \frac{11800.62}{1439.1} = 8.2 \text{ cm}$$

$$\text{Por lo tanto } Jd = 100 - 6 - 8.2 = 85.8 \text{ cm}$$

d). - Los esfuerzos de trabajo resultarán de:

$$f_c = \frac{9'779\ 800}{1439.10 \times 85.80} = 79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$79 \text{ Kg/cm}^2 < 100 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ bien}$$

$$f_s = \frac{9'779\ 800}{57.00 \times 85.80} = 2000 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ bien}$$

Los esfuerzos resultán aceptables.

e). - La fuerza cortante en el apoyo se obtiene con:

$$\text{Peso propio: } V_{pp} = (0.275 \times 0.75 + 0.42 \times 1.00) 2400 \times 10.00 = 15030 \text{ Kg}$$

$$\text{Por camión: } V_{cv} = 0.20 \times 1.262 \times 28008 = 7069 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{total apoyos}} = 22099 \text{ Kg}$$

f). - La fuerza cortante total en el centro del claro se obtiene también con las concentraciones del camión y vale:

$$V_c = 0.20 \times 1.262 \times 11680 = 2948 \text{ Kg}$$

Para cubrir el diagrama de cortantes se pondrán estribos 4C, de ramas cuya separación

será de:

$$s = \frac{2 \times 1.27 \times 2000 \times 85.80}{22099} = 19.7 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 4C, de dos ramas o cada 20 Cm y esta separación será la que se utilice en todo el claro, pues se estima que es el refuerzo mínimo, para esfuerzos de fraguado y temperatura.

CALCULO ESTRUCTURAL DEL VOLADIZO. -

Se tomarán los momentos al paño exterior de la losa

a). - Por carga muerta:

$$\text{Parapeto de tubo de } 2 \frac{1}{2}'' \phi = 40 \text{ Kg - m}$$

$$\text{Brazo} = 0.55 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 40 \times 0.55 = 22 \text{ Kg - m/m}$$

$$\text{Voladizo} = (0.25 + 0.30) 0.5 \times 0.75 \times 2400 = 495 \text{ Kg - m}$$

$$\text{Brazo} = \frac{0.75}{3} \left(\frac{2 \times 0.25 + 0.30}{0.25 + 0.30} \right) = 0.364 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 495 \times 0.364 = 180 \text{ Kg - m/m}$$

b). - Por carga viva. - (Rueda a 1 pie de la guarnición

$$P = 7257 \text{ Kg}$$

$$X = 0.75 - 0.305 = 0.445 \text{ cm}$$

$$E = 0.40 \times 1.143 = 0.40 \times 0.445 + 1.143 = 1.321 \text{ m}$$

$$I = 0.262$$

$$M_{cv + l} = \frac{1.262 \times 7257 \times 0.445}{1.321} = 3085 \text{ Kg - m/m}$$

Momento total en el voladizo: $M_{total} = 3287 \text{ Kg - m/m}$

$$\text{Peralte necesario: } d = 0.270 \sqrt{3287} = 15.48 \text{ cm}$$

$$\text{Adoptamos } d = 26 \text{ cm, } r = 4 \text{ cm, } h = 30 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{328700}{2000 \times 0.90 \times 26} = 7.02 \text{ cm}^2$$

Vars 5C a cada 28 cm, pero se colocarán a cada 21 para traslaparlas con el acero calculado por temperatura. -

$$(A_s = 9.43 \text{ cm}^2)$$

$$\text{LONGITUD DE ANCLAJE. - } L_o = \frac{A_s f_s J_d}{V}$$

$$A_s = 9.43 \text{ cm}^2$$

$$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$J_d = 0.90 \times 26 = 23.4 \text{ cm}$$

$$V = 40 + \frac{495 + 7257 \times 1.262}{1.321} = 7468 \text{ Kg/m}$$

$$\therefore L_o = \frac{9.43 \times 2000 \times 23.4}{7468} = 59 \text{ cm}$$

Esta longitud se verá afectada de los siguientes factores:

1^º Por 1.4, ya que son varillas del lecho superior.

(Véase aspectos fundamentales del concreto reforzado, Tabla 9.2, pág. 183. - Oscar M. Glez. C.).

2^º Por 1.25 por traslaparse más de la mitad del acero principal del refuerzo (Recomendaciónes (S. O. P.).

$$\text{Entonces: } L_o = 59 \times 1.4 \times 1.25 = 103 \text{ cm}$$

REVISION POR ESFUERZO CORTANTE. -

$$\sqrt{f_{perm}} = 0.292 \sqrt{f'_c} = 0.292 \sqrt{250} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{\text{calc.}} = \frac{V}{bd} = \frac{7468}{100 \times 26} = 2.87 \text{ Kg/cm}^2$$

Como $2.87 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2$, la sección no falla por cortante

REVISION POR ADHERENCIA. - (D = 1.59 cm, varillas 5C)

$$\mu_{\text{perm}} = \frac{2.3 \sqrt{f_c}}{D} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.59} = 22.87 \text{ Kg/cm}$$

$$\Sigma o_{\text{calc}} = \frac{4 A_s}{D} = \frac{4 \times 9.43}{1.59} = 23.72 \text{ cm}$$

$$\mu_{\text{calc}} = \frac{V}{\Sigma o J_d} = \frac{7468}{23.72 \times 0.90 \times 26} = 13.45 \text{ Kg/cm}^2$$

Como $13.45 \text{ Kg/cm}^2 < 22.87 \text{ Kg/cm}^2$, la sección no falla por adherencia

CALCULO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO. -

Se usará Neopreno de dureza Shore 60, para fines de cálculo, pero se colocarán placas de dureza Shore 70.

ESFUERZOS PERMISIBLES. -

Par carga muerta 35 Kg/cm²

Por carga muerta + carga vivo + impacto 56 Kg/cm²

CARGA POR DOVELA Y POR APOYOS. -

Carga muerta = $1289 \times 20.00 \times 0.50 =$ 12890 Kg

Carga móvil con impacto = $28008 \times 0.50 =$ 1400 "
26894 Kg

DIMENSIONES DE LAS PLACAS. -

Supondremos placas de 20 cm de ancho por 24 cm de longitud y de 1.27 cm de espesor

ESFUERZOS DE TRABAJO. -

$$f_1 = \frac{12890}{20 \times 24} = 26.85 \text{ Kg/cm}^2 < 35/\text{cm}^2 \therefore \text{bién}$$

$$f_2 = \frac{26894}{20 \times 24} = 56.02 \text{ Kg/cm}^2 \approx 56 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

ESPESOR DEL APOYO MOVIL. -

La deformación máxima por compresión, según especificaciones es del 15%

La deformación por dilatación es:

$$Ad = 0.000011 \times 2000 \times 15\% = 0.33 \text{ cm}$$

La deformación por esfuerzo vale:

$$E = \frac{1800 \times 2000}{2100000} = 1.71 \text{ cm}$$

Entonces la deformación total será:

$$\text{total} = 2.04 \text{ cm}$$

El espesor en placas, mínimo recomendable es dos veces el movimiento previsto de

la superestructura, es decir:

$$Emín. = 2 \times 2.04 = 4.08 \text{ cm}$$

Se proponen tres placas de 1.27 cm de espesor, separados por dos láminas de acero de 0.16 cm cada una.

$$\text{Factor de forma: } FF = \frac{20 \times 24}{2(20 + 24) 1.27} = 4.29$$

Con este valor, para obtener una deformación del 15% bastará usar Neopreno de menor dureza, pero por recomendaciones del Departamento de Puentes de la S. O. P., deberá usarse dureza Shore 60, para el cálculo.

La fuerza horizontal, necesaria para deformar el apoyo es:

$$F_h = \frac{E_v A \Delta}{T} = \frac{7.75 (20 \times 24) 2.04}{3 \times 1.27} = 1992 \text{ Kg}$$

y en los 7 apoyos $F_h = 13944 \text{ Kg}$.

La deformación límite sin que se produzca resbalamiento en el apoyo vale:

$$\Delta_r = \frac{CM \times T \times 1.9}{5 \times A \times E_v} = \frac{12890 \times 3 \times 1.27 \times 1.9}{5 \times 20 \times 24 \times 7.75} = \frac{93310.71}{18600}$$

$$\Delta_r = 5.02 \text{ cm} > 2.04 \text{ cm} \therefore \text{bién}$$

ESPESOR DEL APOYO FIJO. -

Se propone una placa de neopreno de $20 \times 24 \times 1.27 \text{ cm}$, y ésta placa deberá tener capacidad para equilibrar las fuerzas horizontales del tramo en cuestión, es decir:

$$\text{Frenaje} = \frac{0.05 (8165 + 952 \times 20) 2}{10} = 272 \text{ Kg}$$

$$\text{Fricción } 0.05 \times 12890 = \frac{645}{917} \text{ Kg}$$

Por fricción el apoyo puede soportar:

$$\text{Carga muerta : } F_h = 0.40 \times 12890 = 5156 \text{ Kg}$$

$$\text{Por carga muerta + carga viva : } F_h = 0.40 \times 26894 = 10758 \text{ Kg}$$

Ambos valores son mayores que $917 \text{ Kg} \therefore \text{bién}$

CUBICACIONES. -

1. - Acero de refuerzo $LE \cong 4000 \text{ Kg/cm}^2$, según la tabla de varillas, se consignan 12058 Kg/tramo .

2. - Concreto de $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$. De la figura de la hora número 2, se tiene:

$$W = 2.00 \times 2.40 \times 0.016 \times 7.85 \times 14 = 8.44 \text{ Kg}$$

$$A_1 = (0.25 + 0.30) 0.50 \times 0.75 = \frac{\quad}{\quad} 0.20625 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 1.00 \times 3.25 = \frac{\quad}{\quad} 3.25000 \text{ m}^2$$

$$0.5 A_{\uparrow} = \frac{\quad}{\quad} 3.45625 \text{ m}^3$$

$$A_{\uparrow} = \frac{\quad}{\quad} 6.9125 \text{ m}^3$$

Por los zoclos tendremos:

$$V_e = 0.07 \times 3.25 \times 0.5 \times 0.90 \times 4 = 0.4095 \text{ m}^3$$

El volúmen total del concreto será:

$$V_{\text{total}} = 6.9125 \times 20.50 + 0.4095 = 142.116 \text{ m}^3$$

El volúmen de huecos, por los tubos de cartón vale:

$$V = 0.7854 \times 0.72^2 \times 6 \times 17.40 = 42.507 \text{ m}^3$$

∴ El volúmen neto del concreto será:

$$V_n = 142.116 - 42.507 = 99.609 \text{ m}^3$$

3. - Concreto asfáltico. -

$$V = 0.03 \times 6.50 \times 20.50 = 4.00 \text{ m}^3$$

4. - Tubo de cartón comprimido (72 ϕ) .-

$$L = 17.40 \times 6 = 104.40 \text{ m}$$

5. - Compribond ó similar, en junta de dilatación (por junta)

$$A = 0.07 \times 8.00 = 0.56 \text{ m}^2$$

6. - Acero estructural en junta de dilatación, (por junta)

$$W = 1.5 \times 0.095 \times 80 \times 7.85 \times 2 = 178.98 \text{ Kg}$$

7. - Neopreno, dureza Shore 70, en apoyos, (por tramo)

$$V = 2.0 \times 2.4 \times 0.27 \times 28 = 17.07 \text{ dm}^3$$

8. - Acero estructural, en apoyos, (por tramo)

CALCULO ESTRUCTURAL DE LOS
CABALLETES NUMS. 1 y 6.

CABALLETES NUMS. 1 y 6 .-

El presente cálculo corresponde al de un caballete de concreto reforzado, con cabzal apoyado sobre dos machonas (columnas), y estas a su vez desplantados sobre una zapata.

Las características del caballete mencionada, así como sus dimensiones propuestas ver- se en las hojas siguientes:

(hojas núms 31, 32 y 33)

DATOS PARA EL PROYECTO. -

Estación del caballete núm. 1 = 1 + 188.92

Estación del caballete núm. 2 = 1 + 291.08

Elevación de la rasante = 42.00 m

Elevación de la corona = 40.80 m

Elevación del desplante = 36.00 m

CONSIDERACIONES. -

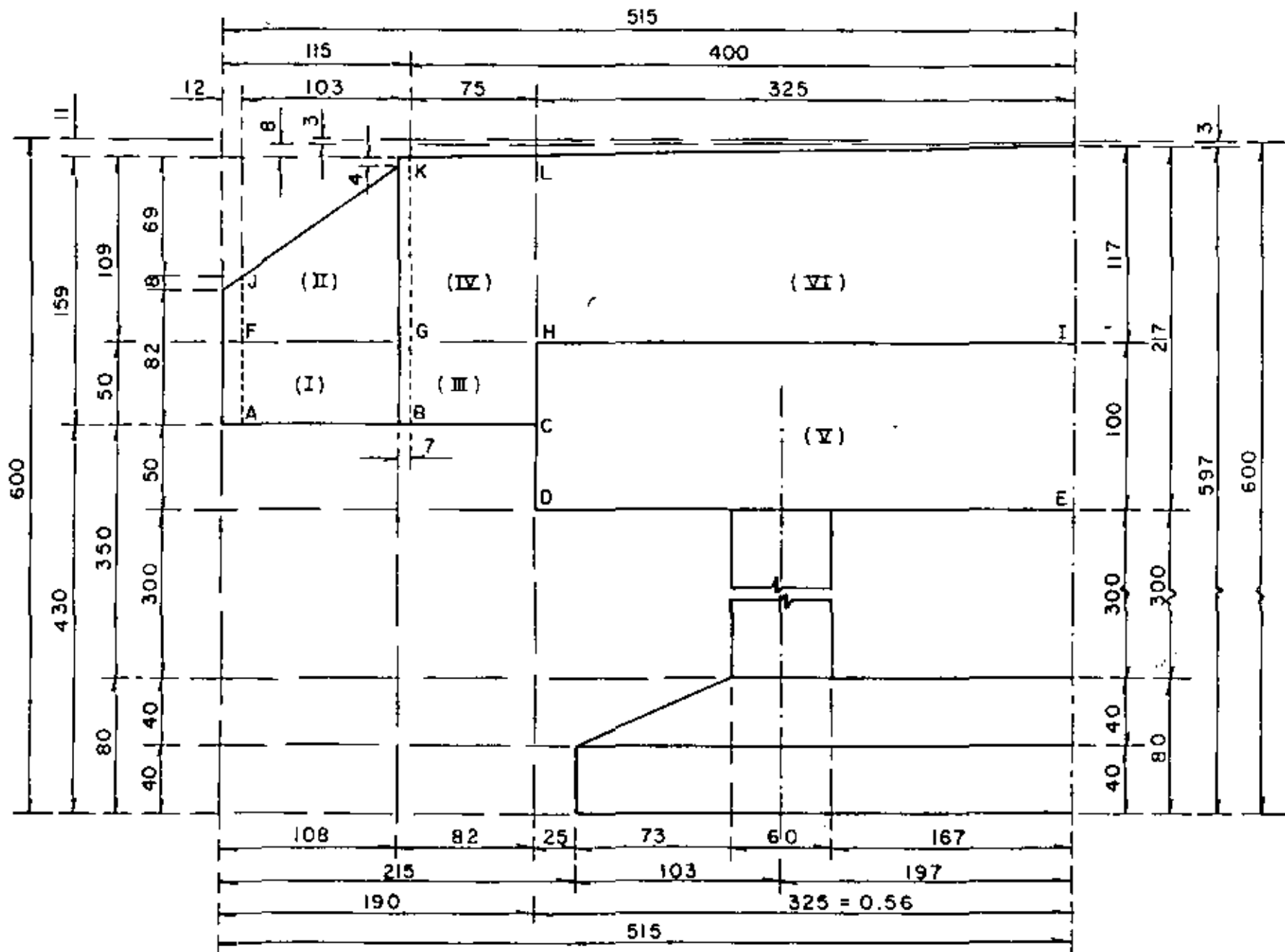
1. - El peso volumétrico de la tierra se considerará de:

$$\gamma = 1600 \text{ Kg/cm}^3$$

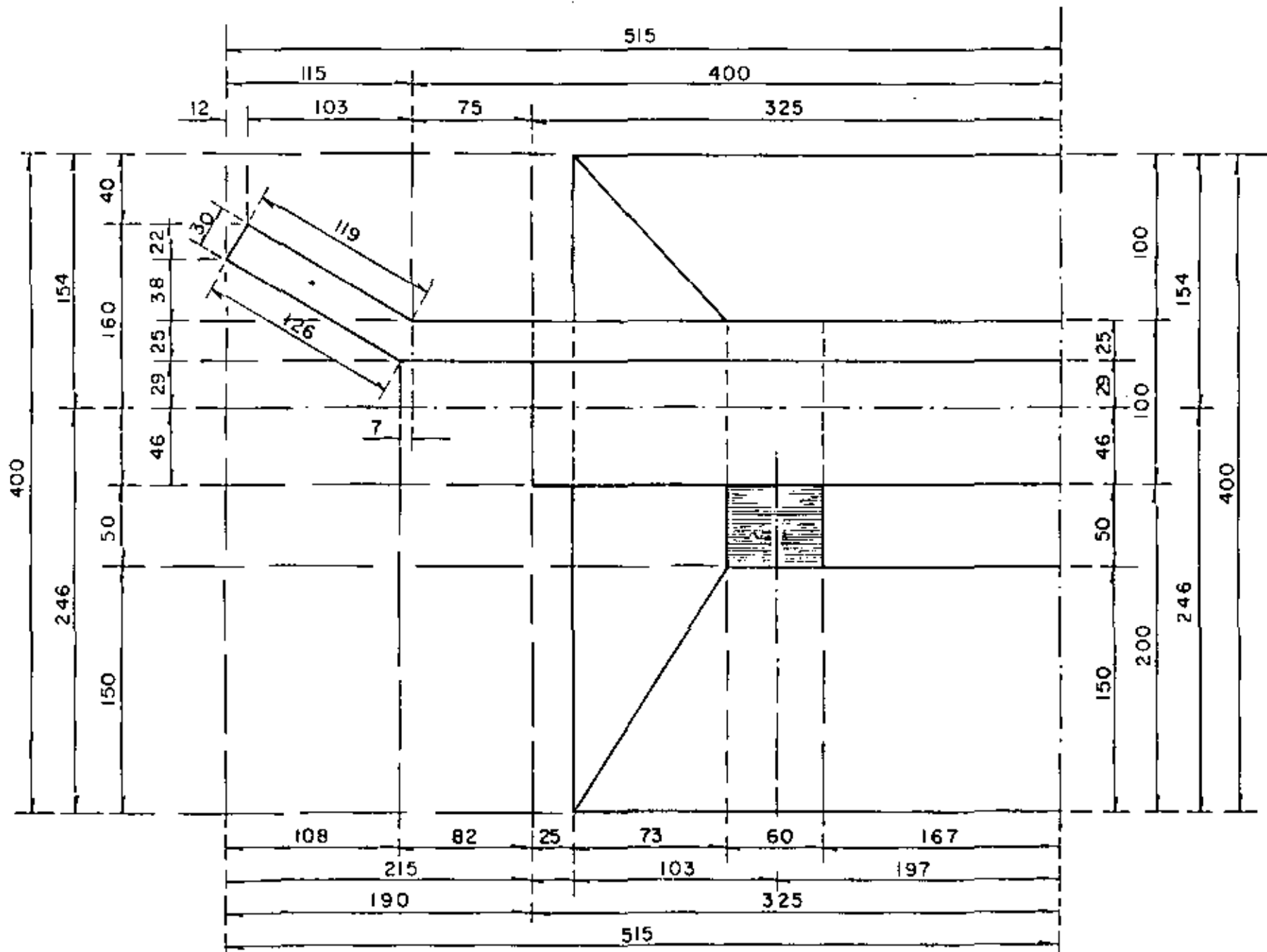
2. - Para el empuje de tierras se utilizará la fórmula de Rankine, con sobre carga, es decir: $E = 0.5 K_0 h (h + 2h_1)$

3. - El factor k_0 , tendrá un valor de 0.268 γ que equivale a considerar un talud de - reposo de tierra de 1.5 : 1, pero este valor no será menor de 480 Kg/cm^3 , según las - recomendaciones AASHO.

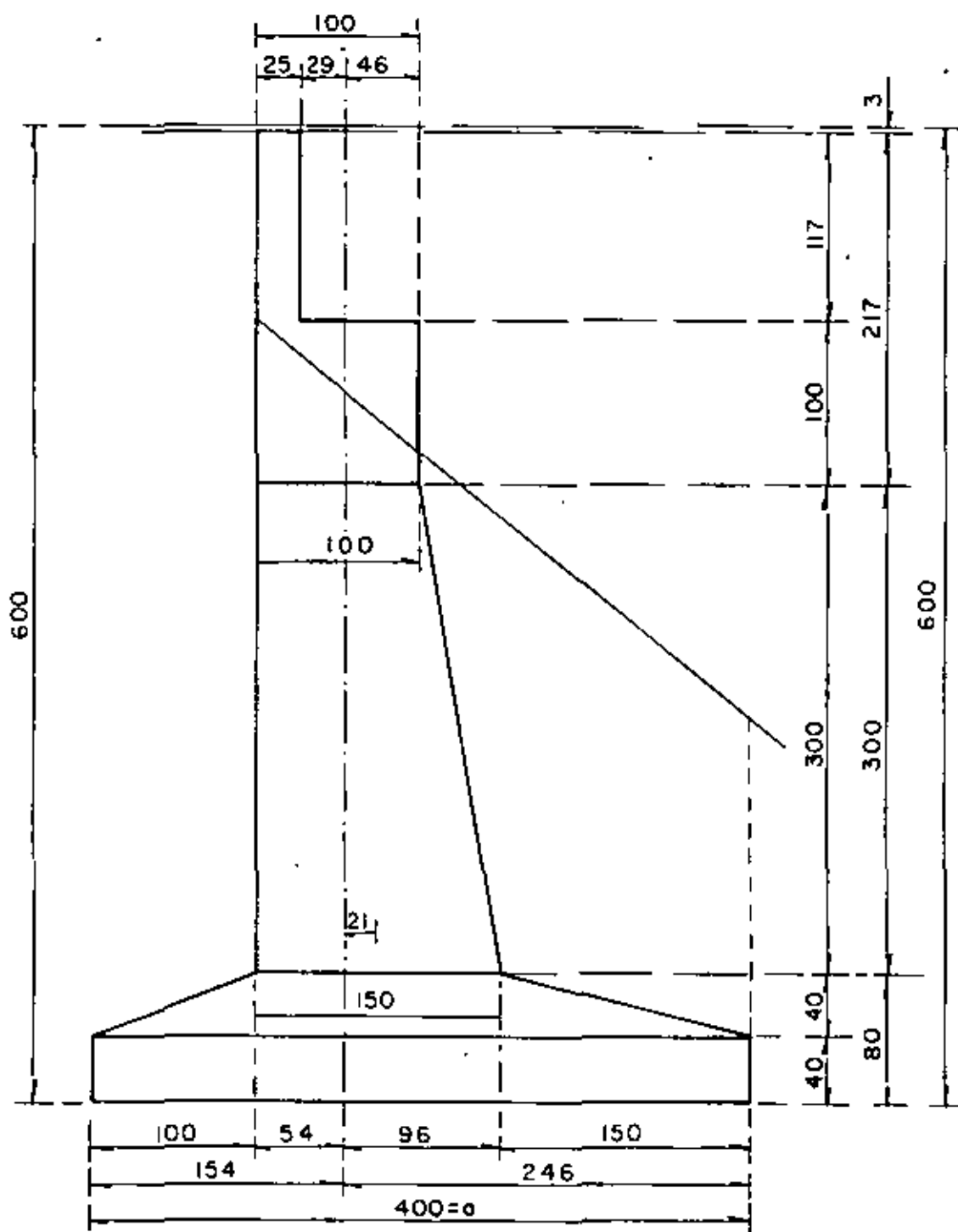
4. - La sobrecarga viva se considerará de 1.20 m, según recomendaciones del Depar- tamento de Puentes de la S. O. P.



MEDIA ELEVACION



MEDIA PLANTA



CORTE

CONSTANTES DE CÁLCULO PARA EL CONCRETO REFORZADO. -

$$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2 \quad K = 13.69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad \alpha = 0.270$$

$$f_c = 0.40, f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$K = 0.30$$

$$J = 0.90$$

DISEÑO DEL DIAFRAGMA Y LOS ALEROS. -

EMPUJE DE TIERRAS. -

$$k_o = 0.268 \times 1600 = 429 \text{ Kg/cm}^3 \quad 480 \text{ Kg/cm}^3, \text{ se adoptará}$$

$$k_o = 480 \text{ Kg/cm}^3$$

De acuerdo con figura de la hoja núm. 2, tendremos:

| | | |
|-------|-------------------------------|------------------|
| P_a | $= 480 (0.90 + 0.00) = 432$ | Kg/cm^2 |
| P_b | $= 480 (1.59 + 1.20) = 1339$ | " |
| P_c | $= 480 (1.605 + 1.20) = 1346$ | " |
| P_d | $= 480 (2.105 + 1.20) = 1586$ | " |
| P_e | $= 480 (2.17 + 0.00) = 1618$ | " |
| P_f | $= 480 (0.40 + 1.20) = 192$ | " |
| P_g | $= 480 (1.09 + 1.20) = 1099$ | " |
| P_h | $= 480 (1.105 + 1.20) = 1106$ | " |
| P_i | $= 480 (1.17 + 1.20) = 1138$ | " |
| P_j | $= 480 (0.00 + 0.00) = 0$ | " |
| P_k | $= 480 (0.00 + 1.20) = 576$ | " |
| P_l | $= 480 (0.00 + 1.20) = 576$ | " |
| P_m | $= 480 (0.00 + 1.20) = 576$ | " |

MOMENTOS RESPECTO AL EJE \overline{DCHL} . -

ZONA .- (1)

$$W_{af} = (432 + 192) 0.50 \times 0.50 = 156 \text{ Kg/m}$$

$$W_{bg} = (1339 + 1099) 0.50 \times 0.50 = \frac{610}{766} \text{ Kg/m}$$

$$E_1 = 766 \times 0.5 \times 1.19 = 456 \text{ Kg}$$

$$E_{1x} = 456 \text{ sen } 30^\circ = 228 \text{ Kg}$$

$$E_{1y} = 456 \text{ cos } 30^\circ = 395 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo al eje X : } B_{1x} = 1.19 \times 0.5 \times \text{sen } 30^\circ = 0.298 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al eje Y : } B_{1y} = 1.19 \times 0.5 \times \text{cos } 30^\circ = 0.515 \text{ m}$$

$$M_{1x} = 228 \times 0.298 = 68 \text{ Kg - m}$$

$$M_{1y} = 395 \times 0.515 = 203 \text{ Kg - m}$$

ZONA (II). -

$$W_{fj} = (192 + 0.00) 0.5 \times 0.40 = 38 \text{ Kg/m}$$

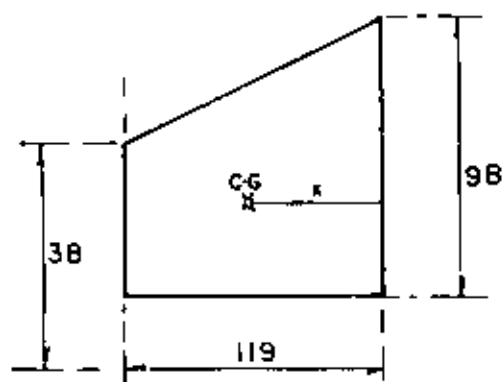
$$W_{gk} = (1099 + 576) 0.50 \times 1.09 = \frac{913}{951} \text{ Kg/m}$$

$$E_{II} = 951 \times 0.50 \times 1.19 = 566 \text{ Kg}$$

$$E_{IIx} = 566 \text{ sen } 30^\circ = 283 \text{ Kg}$$

$$E_{IIy} = 566 \text{ cos } 30^\circ = 490 \text{ Kg}$$

Cálculo de los brazos para esta zona:



$$\bar{X} = \frac{1.19}{3} \left(\frac{913 + 2 \times 38}{913 + 38} \right) = 0.413 \text{ m}$$

$$\therefore B_{IIx} = 0.413 \times \sin 30^\circ = 0.207 \text{ m}$$

$$B_{IIy} = 0.413 \times \cos 30^\circ = 0.358 \text{ m}$$

$$\therefore M_{IIx} = 283 \times 0.207 = 59 \text{ Kg - m}$$

$$M_{IIy} = 490 \times 0.358 = 175 \text{ Kg - m}$$

ZONA (III). -

$$W_{bg} = (1339 + 1099) \times 0.50 \times 0.50 = 610 \text{ Kg/m}$$

$$W_{ch} = (1346 + 1106) \times 0.50 \times 0.50 = \frac{613 \text{ Kg/m}}{1223 \text{ Kg/m}}$$

$$E_{IIIy} = 1223 \times 0.50 \times 0.75 = 459 \text{ Kg}$$

$$B_{IIIy} = 0.75 \times 0.50 = 0.375 \text{ m}$$

$$M_{IIIy} = 459 \times 0.375 = 172 \text{ Kg - m}$$

ZONA (IV). -

$$W_{gk} = (1099 + 576) \times 0.50 \times 1.09 = 913 \text{ Kg/m}$$

$$W_{hl} = (1106 + 576) \times 0.50 \times 1.105 = \frac{929 \text{ "}}{1842 \text{ Kg/m}}$$

$$E_{II}y = 1842 \times 0.50 \times 0.75 = 691 \text{ Kg}$$

$$B_{II}y = 0.75 \times 0.50 = 0.375 \text{ m}$$

$$M_{II}y = 691 \times 0.375 = 259 \text{ Kg - m}$$

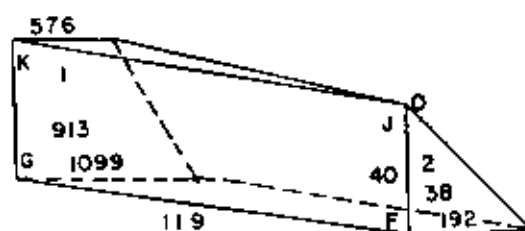
MOMENTOS RESPECTO AL EJE \overline{FGHT} .-

ZONA (II). -

$$E_{II} = 566 \text{ Kg}$$

$$E_{II}x = 283 \text{ Kg}$$

$$E_{II}y = 490 \text{ Kg}$$



$$X_1 = \frac{1.09}{3} \left(\frac{1099 + 2 \times 576}{1099 + 576} \right) = 0.488 \text{ m}$$

$$X_2 = \frac{0.40}{3} = 0.133 \text{ m}$$

$$M_1 = 913 \times 0.488 = 446 \text{ Kg}$$

$$M_2 = 38 \times 0.133 = \frac{5}{451} \text{ Kg}$$

$$\therefore \bar{Y} = \frac{451}{913+38} = 0.474 \text{ m (arriba de la corona)}$$

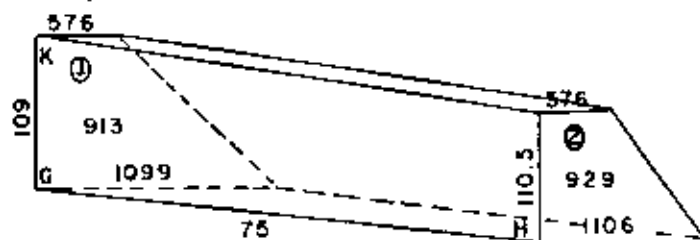
$$M_{II}y = 490 \times 0.474 = 232 \text{ Kg - m}$$

ZONA (IV). -

$$E_{IIIY} = 691 \text{ Kg.}$$

$$Y_1 = \frac{1.09}{3} \left(\frac{1099 + 2 \times 576}{1099 + 576} \right) = 0.488 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{1.105}{3} \left(\frac{1106 + 2 \times 576}{1106 + 576} \right) = 0.494 \text{ m}$$



$$M_1 = 913 \times 0.488 = 446 \text{ Kg}$$

$$M_2 = 929 \times 0.494 = 459 \text{ "}$$

$$905 \text{ Kg}$$

$$\therefore \bar{Y} = \frac{905}{913 + 929} = 0.491 \text{ m}$$

$$M_{IVY} = 691 \times 0.491 = 339 \text{ Kg - m}$$

ZONA (VI). -

$$W_{hI} = (1106 + 576) \cdot 0.50 \times 1.105 = 929 \text{ Kg/m}$$

$$W_{im} = (1138 + 576) \cdot 0.50 \times 1.170 = 1003 \text{ "}$$

$$1932 \text{ Kg/m}$$

$$E_{Vly} = 1932 \times 0.50 \times 3.25 = 3140 \text{ Kg}$$

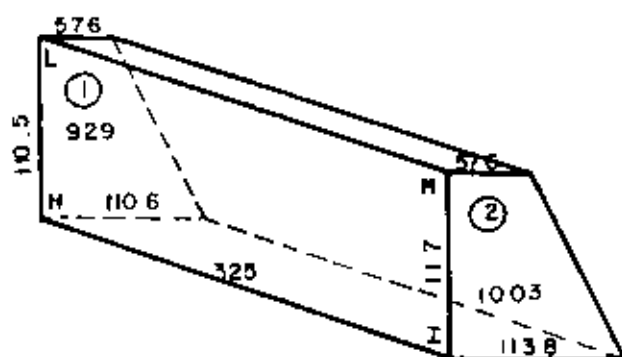
Braço:

$$Y_1 = \frac{1.105}{3} \left(\frac{1106 + 2 \times 576}{1106 + 576} \right) = 0.494 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{1.17}{3} \left(\frac{1138 + 2 \times 576}{1138 + 576} \right) = 0.521 \text{ m}$$

$$M_1 = 929 \times 0.494 = 459 \text{ Kg}$$

$$M_2 = 1003 \times 0.521 = \frac{523}{982} \text{ Kg}$$



$$\therefore \bar{Y} = \frac{982}{929 + 1003} = 0.508 \text{ m}$$

$$M_{Vly} = 3140 \times 0.508 = 1595 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

RESUMEN DE LOS EMPUJES DE TIERRA. -

a). - RESPECTO AL EJE \overline{DCHL} . - (b = 159 cm, d = 19 cm).

c-c-9 sup.

| ZONA | E (Kg) | Ex (Kg) | Ey (Kg) | Mx (Kg - m) | My (Kg - m) |
|----------|--------|---------|---------|-------------|-------------|
| I | 456 | 228 | 395 | 68 | 203 |
| II | 566 | 283 | 490 | 59 | 175 |
| III | 459 | 0 | 459 | 0 | 172 |
| IV | 691 | 0 | 691 | 0 | 259 |
| Σ | 2172 | 511 | 2035 | 127 | 809 |

b). - RESPECTO AL EJE \overline{FGHI} . - (b = 400 cm, d = 19 cm).

c-c-9 inf.

| ZONA | E | Ex (Kg) | Ey (Kg) | Mx (Kg - m) | (My Kg-m) |
|----------|------|---------|---------|-------------|-----------|
| II | 566 | 283 | 490 | 0 | 232 |
| IV | 691 | 0 | 691 | 0 | 339 |
| VI | 3140 | 0 | 3140 | 0 | 1595 |
| Σ | 4397 | 283 | 4321 | 0 | 2166 |

PERALTE NECESARIO. -

$$b). - \leq M = 80900 \text{ Kg} - \text{cm}, \quad b = 159 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{80900}{13.69 \times 159}} = 6.10 \text{ cm} < 19 \text{ cm} \quad \therefore$$

$$\text{Se adopta } d = 19 \text{ cm}; \quad r = 6 \text{ cm}; \quad h = 25 \text{ cm}$$

REFUERZO HORIZONTAL EN EL DIAFRAGMA Y LOS ALEROS. -

Se tomarán los momentos que giran alrededor del eje \overline{DCHL}

a). - Zonas (I) y (III):

$$\leq M = 203 + 172 = 375 \text{ Kg} - \text{m} = 37500 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{37500}{2000 \times 0.9 \times 19} = 1.10 \text{ cm}^2/0.50 \text{ m} = 2.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El acero mínimo especificado es de $6 \text{ cm}^2/\text{m}$, por lo tanto en las zonas (I) y (III), colocaremos 3 varillas 4C.

b). - Zonas (II) y (IV). -

$$\leq M = 175 + 259 = 434 \text{ Kg} - \text{m} = 43400 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$b = 109 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{43400}{2000 \times 0.90 \times 19} = 1.27 \text{ cm}^2/1.09 \text{ m} = 1.17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s1} = \frac{0.667 \times 1.27}{0.545} = 1.55 \text{ cm}^2/\text{m} < 6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s2} = \frac{0.333 \times 1.27}{0.545} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{m} < 6 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \therefore$$

1.55 y 0.78 cm² < 6.00 cm², por lo tanto colocaremos varillas 4C a cada 20 cm, en toda la altura de las zonas (II) y (IV), prolongándose de lado de los aleros, es decir, pasando por el diafragma.

REFUERZO VERTICAL EN EL DIAFRAGMA. -

Se tomarán los momentos que giran alrededor del eje \overline{FGHI}

Zonas (II), (IV), y (VI). -

$$\leq M = 216600 \text{ Kg-cm}, \quad b = 400 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{216600}{2000 \times 0.90 \times 19} = 6.33 \text{ cm}^2/4.00 \text{ m} = 1.58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En el tercio inferior:

$$A_{s1} = \frac{0.20 \times 6.33}{1.33} = 0.95 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 6.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En los dos tercios siguientes:

$$A_{s2} = \frac{0.80 \times 6.33}{2.67} = 1.90 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 6.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se colocarán varillas 4C a cada 20 cm, a todo lo largo del diafragma, dentro del cobezal.

REFUERZO VERTICAL EN LA PROLONGACION DEL DIAFRAGMA Y ALEROS. -

a). - Momento torsionante debido al empuje de tierras. -

Respecto al eje \overline{DCHL}

Zona (I):

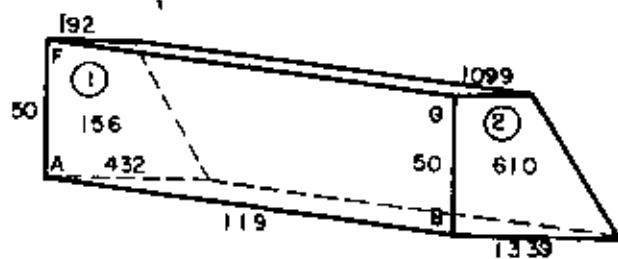
$$Ely = 395 \text{ Kg}$$

$$Y_1 = \frac{0.50}{3} \left(\frac{2 \times 432 + 192}{432 + 192} \right) = 0.282 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{0,50}{3} \left(\frac{2 \times 1339 + 1099}{1339 + 1099} \right) = 0,258 \text{ m}$$

$$M_1 = 156 \times 0,282 = 444 \text{ Kg}$$

$$M_2 = 610 \times 0,258 = \frac{157}{201} \text{ Kg}$$



$$\bar{Y} = \frac{201}{156+610} = 0,262 \text{ m (Abajo del eje)}$$

Sin error apreciable supondremos que el alero es rectangular, de altura $h = 1,59\text{m}$, siendo el semiperalte igual a $0,795\text{ m}$, por donde pasará el eje de giro, según las siguientes figuras.



$$\text{Brazo para la zona (I)} = 0.262 + 0.295 = 0.557 \text{ m}$$

$$\therefore M_{Iy} = 395 \times 0.557 = 220 \text{ Kg} \quad \rightarrow$$

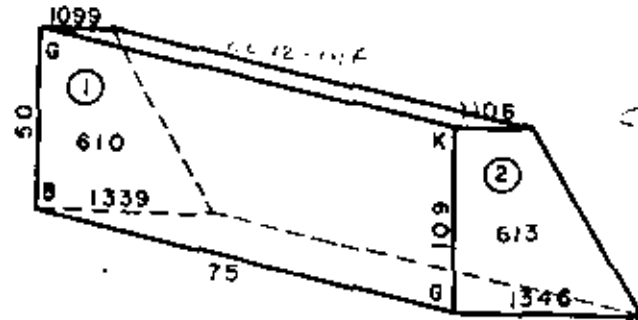
Zona (III). -

$$E_{IIIy} = 459 \text{ Kg}$$

$$Y_1 = \frac{0.50}{3} \left(\frac{2 \times 1339 + 1099}{1339 + 1099} \right) = 0.258 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{0.50}{3} \left(\frac{2 \times 1346 + 1106}{1346 + 1106} \right) = 0.258 \text{ m}$$

$$\therefore \bar{Y} = 0.258 \text{ m}$$



Brozo para la zona III = $0.258 + 0.295 = 0.553\text{m}$ abajo del eje . .

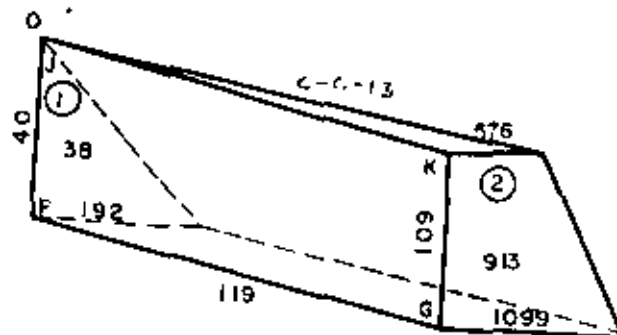
$$M_{IIIY} = 459 \times 0.553 = 254 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Zona (II). -

$$E_{IIY} = 490 \text{ Kg}$$

$$Y_1 = \frac{0.40}{3} = 0.133 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{1.09}{3} \left(\frac{1099 + 2 \times 576}{1099 + 576} \right) = 0.488 \text{ m}$$



$$M_1 = 38 \times 0.133 = 5 \text{ Kg}$$

$$M_2 = 913 \times 0.488 = \frac{446 \text{ Kg}}{451 \text{ Kg}}$$

$$\bar{Y} = \frac{451}{38 + 913} = 0.474 \text{ m (Arriba del eje)}$$

$$\text{Brazo para la zona (II)} = 0.474 - 0.295 \text{ m (arriba del eje)}$$

$$M_{IIy} = 490 \times 0.179 = 88 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad +)$$

Zona IV .-

$$E_{IVy} = 691 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo para la zona IV} = 0.491 - 0.295 - 0.295 = 0.196 \text{ m (arriba del eje)}$$

$$M_{IVy} = 691 \times 0.196 = 135 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad +)$$

Resumen del inciso a). -

c-c-14

| CONCEPTO | FUERZA (Kg) | BRAZO (m) | MOMENTO (Kg-m) |
|----------|-------------|-----------|----------------|
| EI | 395 | - 0.577 | - 220 |
| EII | 490 | + 0.179 | + 88 |
| EIII | 459 | - 0.553 | - 254 |
| EIV | 691 | + 0.196 | + 135 |
| Σ | 2035 | | - 251 |

Posición de la fuerza de todo el alero:

$$Y = \frac{-251}{2035} = -0.123 \text{ m (abajo del eje giro)}$$

b). - Momento torsionante debido al peso propio del alero. -

Se tomarán los giros que produzcan a través del eje que pasa por el centro y a todo lo largo del diafragma, por lo tanto los brazos se tomarán gráficamente.

Zona (I). -

$$pp_I = (1.19 + 1.26) \cdot 0.50 \times 0.25 \times 0.50 \times 2400 = 368 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 0.30 \text{ m}$$

$$M_{ppI} = 110 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Zona (II). -

$$M_{ppII} = (0.36 + 1.09) \cdot 0.5 \times 0.25 \times 1.225 \times 2400 = 533 \text{ Kg}$$

$$\text{Posición} = \frac{1.225}{3} \left(\frac{0.36 + 2 \times 1.09}{0.36 + 1.09} \right) = 0.715 \text{ m (desde la orilla)}$$

$$\text{Brazo} = 0.257 \text{ m}$$

$$M_{ppII} = 533 \times 0.257 = 137 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Zona (III). -

$$PP_{III} = 0.785 \times 0.50 \times 0.25 \times 2400 = 236 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 0.000 \text{ m}$$

$$M_{ppIII} = 0$$

Zona (IV). -

$$PP_{IV} = 0.785 \times 1.105 \times 0.25 \times 2400 = 520 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 0.000 \text{ m}$$

$$M_{ppIV} = 0$$

Resumen del Inciso "b" .-

c-c-15 SUP

| CONCEPTO | FUERZA (Kg) | BRAZO (m) | MOMENTO (Kg-m) |
|-------------------|-------------|-----------|----------------|
| PP _I | 368 | 0.300 | 110 |
| PP _{II} | 533 | 0.257 | 137 |
| PP _{III} | 236 | 0. | 0 |
| PP _{IV} | 520 | 0. | 0 |
| Σ | 1657 | | 247 |

El brazo de apoyos vale: $\frac{247}{1657} + 0.415 = 0.564 \text{ m}$

Como puede observarse, éstos momentos también resultan negativos, entonces para obtener el momento torsionante total, sumaremos los dos resultados, es decir:

$$M_{\text{total}} = 251 + 247 = 498 \text{ Kg - m}$$

c). - Momento por flexión vertical, debido al peso propio. -

Se tomarán los giros que se producen sobre el eje D C H L

(Los brazos son gráficos)

c-c-15 inf

| CONCEPTO | FUERZA (Kg) | BRAZO (m) | MOMENTO (Kg - m) |
|-------------------|-------------|-----------|------------------|
| PP _I | 368 | 1.400 | 515 |
| PP _{II} | 533 | 1.325 | 706 |
| PP _{III} | 236 | 0.785 | 185 |
| PP _{IV} | 520 | 0.785 | 408 |
| Σ | 1657 | | 1814 |

$$X = \frac{1814}{1657} = 1.095 \text{ m del eje } \overline{D C H L}$$

Peralte Necesario ($d = 160.5 - 6 = 154.5 \text{ cm}$)

$$d = \sqrt{\frac{181400}{13.69 \times 25}} = 23.02 \text{ cm} \quad 154.5 \text{ cm}$$

Se adopta $d = 154.5 \text{ cm}$, $r = 6 \text{ cm}$, $h = 160.5 \text{ cm}$

REFUERZO. -

$$A_s = \frac{181400}{2000 \times 0.90 \times 154.5} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Colocaremos dos varillas 4C, en el hombro del alero.

ESFUERZO CORTANTE POR TORSION. -

De acuerdo con el "Reinforced Concrete". - DUNHAM, se tendrá:

$$\sqrt{v_{\text{tor}}} = k \left(\frac{M_{\text{tor}}}{b^2 h} \right), \text{ en donde } k = 3 + \frac{2.6}{0.45 \frac{h}{b}}$$

$$k = 3 + \frac{2.6}{0.45 \left(\frac{160.5}{25} \right)} = 3.90$$

$$\therefore \sqrt{v}_{\text{tor}} = \frac{3.90 \times 49800}{25^2 \times 160.5} = 1.936 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE POR FLEXION VERTICAL. -

$$\sqrt{v}_{\text{fv}} = \frac{V}{b d} = \frac{1657}{25 \times 154.5} = 0.429 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE VERTICAL MAXIMO. -

$$\sqrt{v}_{\text{máx.}} = \sqrt{v}_{\text{tor}} + \sqrt{v}_{\text{fv}} = 1.936 + 0.429 = 2.365 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE DEBIDO AL EMPUJE DE TIERRAS. -

$$\sqrt{v}_h = \frac{\sum E}{b d} = \frac{2035}{25 \times 154.5} = 0.527 \text{ Kg/cm}^2$$

TENSION DIAGONAL DEBIDO AL ESFUERZO COMBINADO DE FLEXION Y TORSION. -

$$TD = \sqrt{(\sqrt{v}_{\text{máx.}})^2 + (\sqrt{v}_h)^2} = \sqrt{2.365^2 + 0.527^2} = 2.423 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo permisible, según el apartado 6.15.3 del "Reglamento Australiano", para la tensión diagonal, vale:

$$\sqrt{v}_{\text{perm}} = 0.08 f'_c + 5.6 = 0.08 \times 250 + 5.6 = 25.60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2.423 \text{ Kg/cm}^2 < 25.60 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

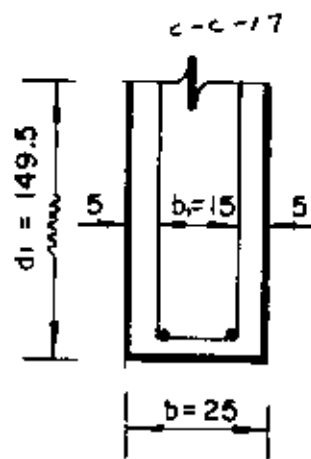
Por otra, de acuerdo con el Departamento de Puentes de la S.O.P., en el sentido de que el concreto no puede absorber tensión alguna, entonces el esfuerzo cortante por torsión y por flexión vertical, serán tomadas con estribos.

a). - Por torsión. - (Según Cowan)

$$A_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{0.8 f_{sb} d_l}$$

$$A_{tor} = \frac{49800}{0.8 \times 2000 \times 15 \times 149.5} = 0.014$$

$$A_{tor} = 0.014 \text{ cm}^2/\text{cm} = 1.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$



b). - Por flexión vertical. -

$$A_{fv} = \frac{\sqrt{s}}{f_{sd}} \quad \text{donde: } V = \sqrt{bd}, \quad s = 1$$

$$\therefore A_{fv} = \frac{b}{f_s} = \frac{0.429 \times 25}{2000} = 0.0054 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{fv} = 0.54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

c). - Area total

$A_{tot} = A_{tor} + A_{fu} = 1.40 + 0.54 = 1.94 \text{ cm}^2/\text{m}$. Considerando estribos 4C de dos ramas, la separación es:

$$s = \frac{2 \times 1.27 \times 100}{1.94} = 131 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 4C de dos ramas a cada 20 cm, c. a. c.

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CABEZAL. -

CARGAS QUE ACTUAN SOBRE EL CABEZAL. - (REACCIONES)

1. - CARGA MUERTA. -

$$\text{Parapeto} = 40 \times 20.50 = 820 \text{ Kg}$$

$$\text{Superestructura} = 99.609 \times 2400 \times 0.50 = 119531 \text{ "}$$

$$\text{CM} = 120351 \text{ Kg}$$

2. - CARGA VIVA

$$cv = 28008 \times 1.262 = 35346 \text{ Kg}$$

3. - PESO PROPIO. -

a). - Por el diafragma

$$Pa = 6.50 \times 1.13 \times 0.25 \times 2400 = 4407 \text{ Kg}$$

b). - Por los aleros. -

Consideramos este peso como carga concentrada a 1.095 m de la orilla del cabezal.

$$Pb = 1657 \text{ Kg}$$

c). - Por el cabezal.

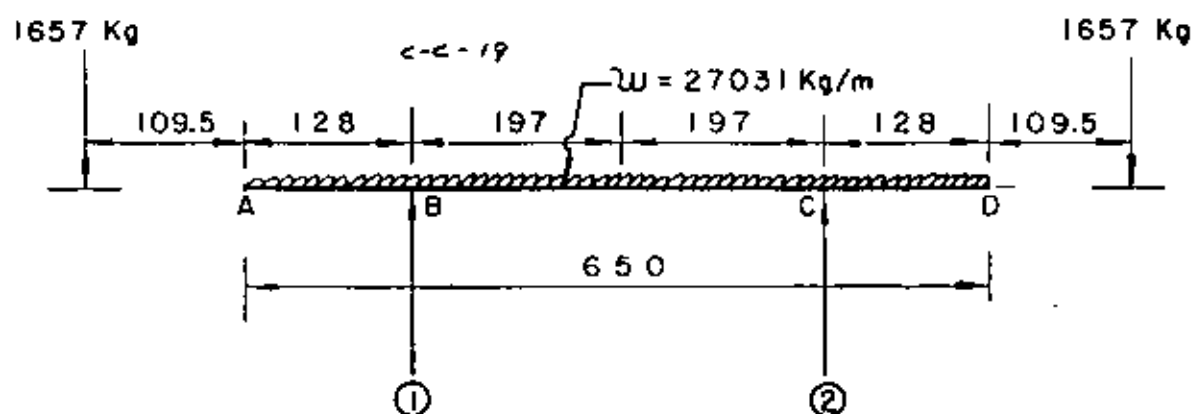
$$Pc = 1.00 \times 1.00 \times 6.50 \times 2400 = 15600 \text{ Kg}$$

La carga uniformemente repartida vale:

$$W = \frac{120351 + 35346 + 4407 + 15600}{6.50} = 27031 \text{ Kg/m}$$

La carga concentrada vale:

$$P = 1657 \text{ Kg}$$



$$R_1 = R_2 = \frac{2 \times 1657 + 27031 \times 6.50}{2} = 89508 \text{ Kg}$$

Momento negativo:

$$M_b = 1657 \times 2.375 + \frac{27031 \times 1.28^2}{2} = 26079 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Momento positivo o flexionante:

$$M_{\text{flex}} = \frac{WL^2}{8} - M_b = \frac{27032 \times 3.94^2}{8} - 26079 = 26373$$

DIGRAMA DE CORTANTES

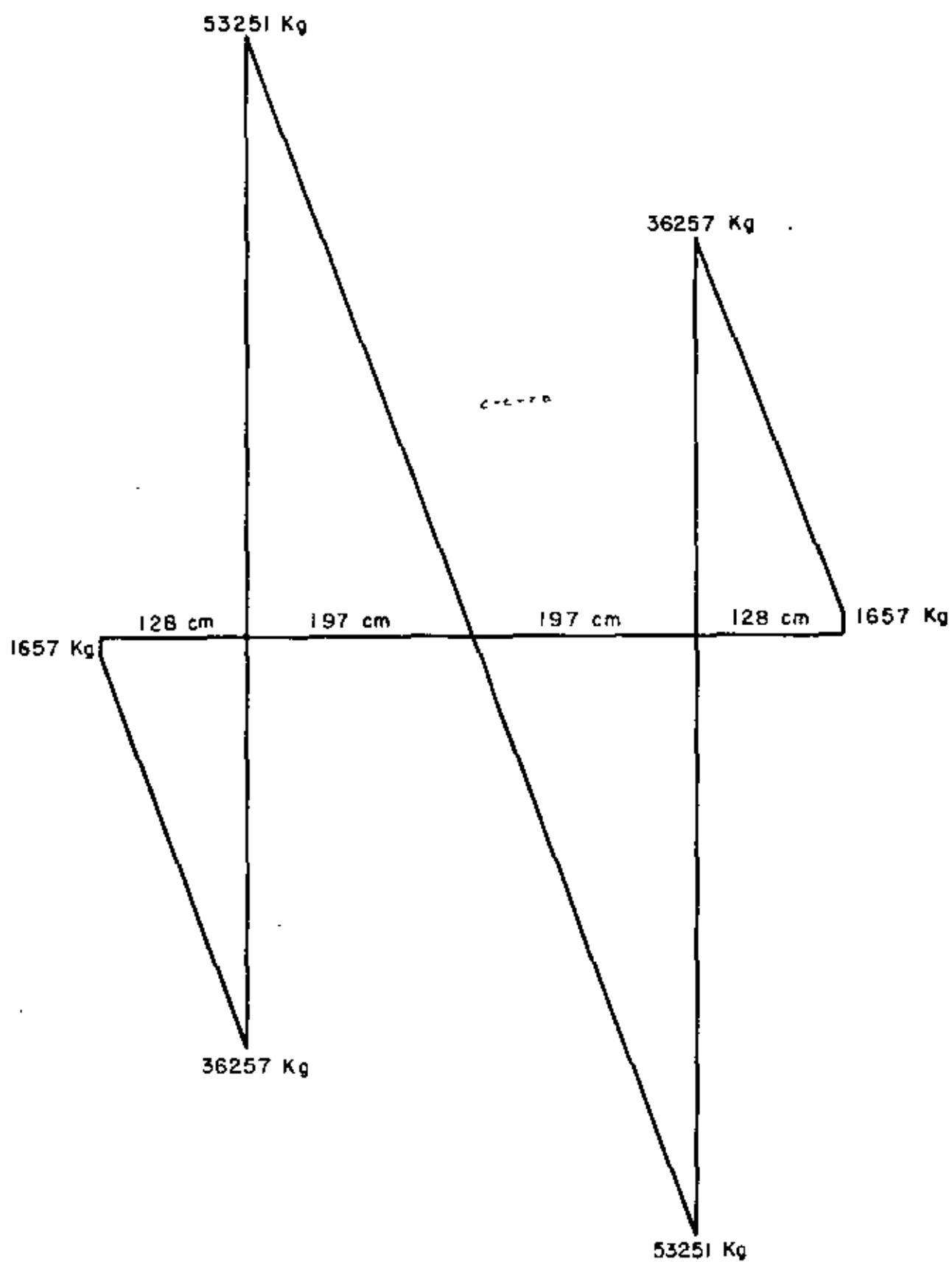
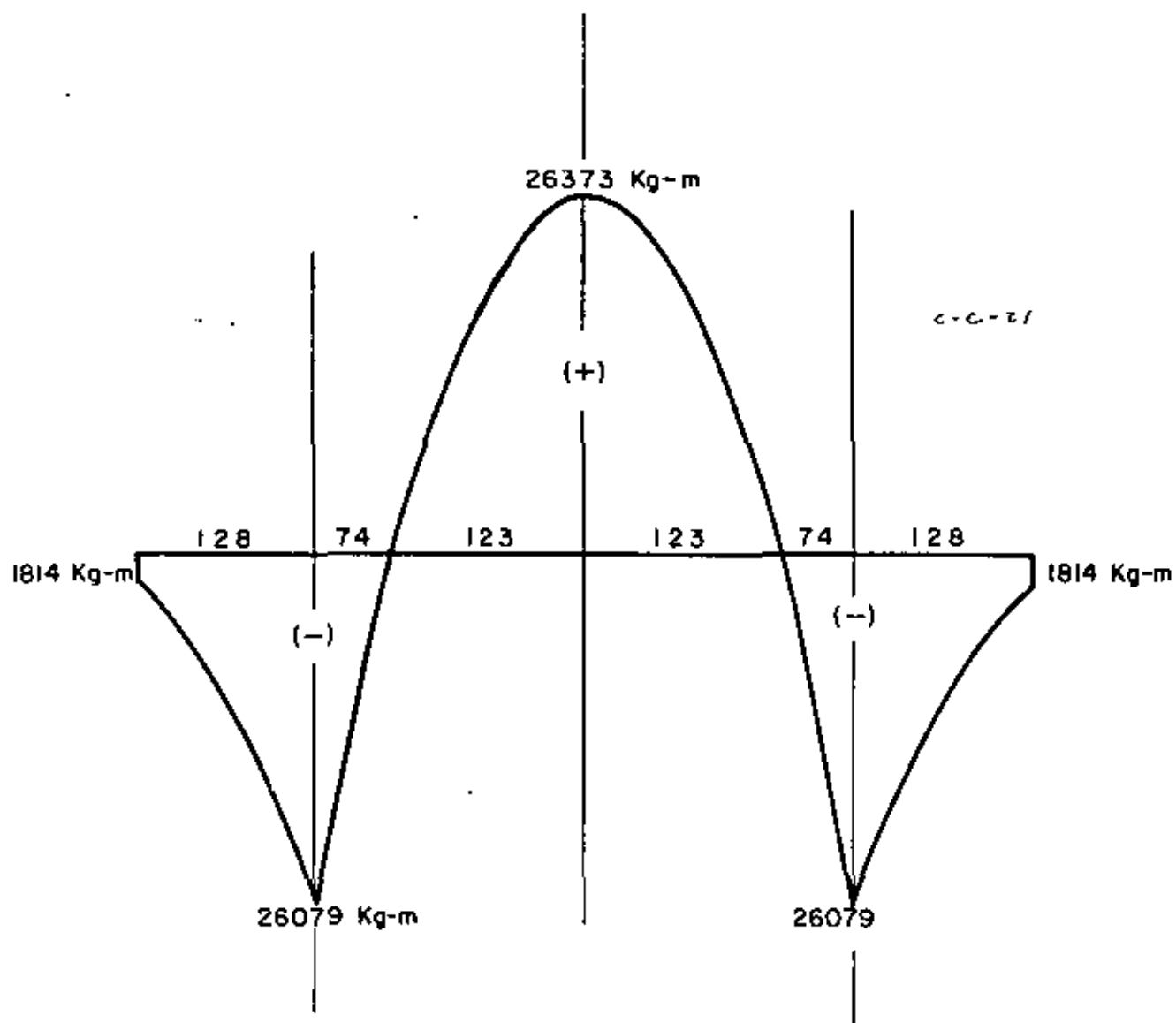


DIAGRAMA DE MOMENTOS



Observamos que el valor del momento negativo, es aproximadamente igual al momento positivo ó flexionante, por lo cual podemos asegurar que la separación entre columnas supuesta fué correcta.

DIAGRAMA DE MOMENTOS Y CORTANTES. -

El esfuerzo máximo permisible, para miembros con refuerzo en el alma, según A. C. I., es:

$$\sqrt{f_{perm}} = \frac{1.32 \sqrt{f'_c}}{D} = \frac{36.366}{D} \leq 25 \text{ Kg/cm}^2$$

Peralte del cabezal, por momento:

$$d_m = \sqrt{\frac{2\,637\,300}{13.69 \times 100}} = 43.9 \text{ cm}$$

Peralte del cabezal, por cortante:

$$d_v = \frac{53251}{20.87 \times 100} = 25.5 \text{ cm}$$

Se adoptará, $d = 92 \text{ cm}$, $r = 8 \text{ cm}$, $h = 100 \text{ cm}$

Acero de refuerzo:

$$A_s = \frac{+2\,637\,300}{2000 \times 0.90 \times 92} = 15.93 \text{ cm}^2$$

Pero según A. C. I. -911, el mínimo acero de refuerzo, tanto positivo, como negativo, deberá ser:

$$A_s \text{ mín} = \frac{14}{f_y} A_g = \frac{14}{4200} \times 100 \times 100 = 33.33 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 7 varillas 8C, tanto en la parte superior como en la parte inferior del cabezal

($A_s = 35.49 \text{ cm}^2$)

REVISION POR ADHERENCIA. -

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{D} = 14.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Sigma \sigma_{calcul} = \frac{4A_s}{D} = \frac{4 \times 35.49}{2.54} = 55.89 \text{ cm}$$

$$\mu_{calc.} = \frac{V}{\Sigma \sigma_{jd}} = \frac{53251}{55.89 \times 0.90 \times 92} = 11.51 \text{ Kg/cm}^2$$

Como $11.51 \text{ Kg/cm}^2 < 14.32 \text{ Kg/cm}^2$, la sección no falla por adherencia

REVISION POR CORTANTE. -

$$\tau_{calc} = \frac{V}{bd} = \frac{53251}{100 \times 92} = 5.79 \text{ Kg/cm}^2$$

$5.79 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2$, la sección no falla por cortante.

ESTRIBOS. -

Utilizando estribos 5C de 4 ramas, la capacidad valdrá:

$$C = 4 \times 1.98 \times 2000 \times 0.90 \times 92 = 1311552 \text{ Kg - cm}$$

$$\text{Por tanto la separación será: } S = \frac{1311552}{53251} = 24.6 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 5C de 4 ramas a cada 24 cm

ACERO DE REFUERZO POR FLEXION LATERAL. -

De acuerdo con la experiencia en otros cálculos similares se ha observado que domina el acero de refuerzo mínimo especificada, es decir, $A_s = 6.00 \text{ cm}^2/\text{m}$, por lo tanto colocaremos en las caras laterales del cabezal, 5 varillas 4C ó 3 varillas 5C a cada lado.

DISEÑO DE LA ZAPATA. -

CARGAS QUE ACTUAN SOBRE EL CABALLETE. -

1. - Carga muerta (CM)

$$CM = 120351 \text{ Kg}$$

2. - Carga viva + impacto .- (CV + I)

$$CV + I = 35346 \text{ Kg}$$

3. - Frenaje. - (FR)

$$FR = 0.05 \times 35346 = 1767 \text{ Kg}$$

4. - Fricción (Fr). -

$$Fr = 0.05 \times 120351 = 6018 \text{ Kg}$$

5. - Viento normal en la superestructura. - (VNS)

$$VNS = 1.00 \times 20.50 \times 0.5 \times 244 = 2501 \text{ Kg}$$

6. - Viento tangencial en la superestructura. (VTS)

$$VTS = 1.00 \times 20.50 \times 60 = 1230 \text{ Kg.}$$

7. - Viento normal sobre la carga viva .- (VNCV)

$$VNCV = 20.50 \times 149 = 3055 \text{ Kg}$$

8. - Viento tangencial sobre la carga viva. - (VTCV)

$$VTCV = 20.50 \times 60 = 1230 \text{ Kg}$$

NOTA. - Con excepción del VNS y el VNCV, todas las demás cargas las consideraremos aplicadas en la corona. -

9. - Empuje de tierras. - (ET)

(Los brazos están referidos al desplante del caballete)

a). - Sobre diafragma, aleros y cabezal:

El empuje de tierras en el cabezal vale: (1/2 cabezal)

$$W_{dh} = (1586 + 1106) 0.5 \times 1.105 = 1487 \text{ Kg/m}$$

$$W_{e1} = (1618 + 1138) 0.5 \times 1.170 = \frac{1612}{3099} \text{ Kg/m}$$

$$E_V = 3099 \times 0.5 \times 3.25 = 5036 \text{ Kg}$$

Cálculo de \bar{Y} .-

$$Y_1 = \frac{1.105}{3} \left(\frac{2 \times 1106 + 1586}{1106 + 1586} \right) = 0.520 \text{ m}$$

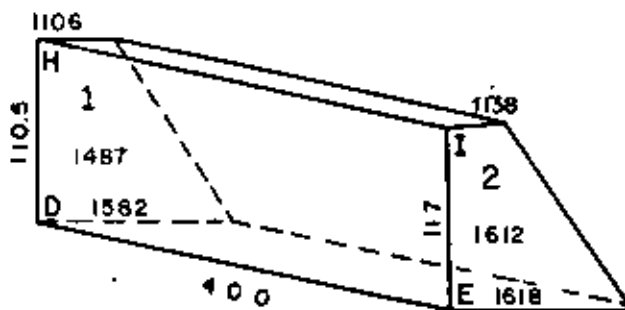
$$Y_2 = \frac{1.17}{3} \left(\frac{2 \times 1138 + 1618}{1138 + 1618} \right) = 0.551 \text{ m}$$

$$\bar{Y} = (0.520 + 0.551) 0.5 = 0.536 \text{ m}$$

Entonces el brazo de desplante será:

$$YD = 3.80 + 0.536 = 4.336 \text{ m}$$

C.G. - 25



...-c-23

| | FUERZA (Kg) | BRAZO (m) | MOMENTO(Kg-m) |
|----------|-------------|-----------|---------------|
| EI | 790 | 4.538 | 3585 |
| EII | 980 | 5.274 | 5169 |
| EIII | 918 | 4.542 | 4170 |
| EIV | 1382 | 5.291 | 7312 |
| EV | 18072 | 4.336 | 43672 |
| EVI | 6280 | 5.308 | 33334 |
| Σ | 20422 | | 97242 |

$$Y = \frac{97242}{20422} = 4.762 \text{ m (brazo al desplante)}$$

b). - Sobre el respaldo de las columnas. -

La S.O.P., recomienda se triplique el área expuesta.

$$P_{inf.} = 480 (5.17 + 0.60) = 2770 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{sup} = 480 (2.17 + 0.60) = \frac{1329 \text{ Kg/m}^2}{4099 \text{ Kg/m}^2}$$

$$Et = (4099 \times 0.50 \times 3.00 \times 0.60 \times 2) \times 3 = 32135 \text{ Kg}$$

$$Y = \frac{3.00}{3} \left(\frac{2770 + 2 \times 1329}{2770 + 1329} \right) = 1.324 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al desplante} = 0.80 + 1.324 = 2.124 \text{ m}$$

c). - Sobre el respaldo de la zapata:

$$P_{inf} = 480 (5.97 + 0.60) \times 0.80 = 2523 \text{ Kg/m}$$

$$P_{sup} = 480 (5.17 + 0.60) \times 0.80 = \frac{2216 \text{ "}}{4739 \text{ Kg/m}}$$

$$ET = 4739 \times 0.5 \times 6.00 = 14217 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo al desplante} = \frac{0.80}{3} \left(\frac{2 \times 2216 + 2523}{2216+2523} \right) = 0.391 \text{ m}$$

RESUMEN DE LOS EMPUJES DE TIERRA. -

| CONCEPTO | FUERZA (Kg) | BRAZO (m) | MOMENTO (Kg-m) |
|----------|-------------|-----------|----------------|
| E1 | 20422 | 4.762 | 97242 |
| E2 | 22135 | 2.124 | 47015 |
| E3 | 14217 | 0.391 | 5559 |
| Σ | 56774 | | 149816 |

$$\bar{Y} = \frac{149816}{56774} = 2.639 \text{ m}$$

10. - Peso propio del caballete. -

El brazo es el punto "X" del desplante, mostrando en la fig. de la hoja Núm. 4)

a). - Por los aleros

$$PP_1 = 1657 \times 2 = 3314 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo al punto "X"} = 0.564 + 2.46 = 3.024 \text{ m}$$

b). - Por el diafragma

$$PP_2 = 6.50 \times 1.1375 \times 0.25 \times 2400 = 4436 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo al punto "X"} = 3.00 - 0.125 = 2.875 \text{ m}$$

c). - Por el cabezal

$$PP_3 = 6.50 \times 1.00 \times 1.00 \times 2400 = 15600 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo al punto "X"} = 2.50 \text{ m}$$

d). - Por las columnas

$$PP_4 = \left[(1.00 + 1.50) 0.5 \times 3.00 \times 0.60 \right] \times 2 \times 2400 = 10800 \text{ Kg}$$

$$\bar{x} = \frac{1.00 \times 3.00 \times 0.50 + 0.50 \times 3.00 \times 0.5 \times 1.1667}{1.00 \times 3.00 + 0.50 \times 3.00 \times 0.5} = \frac{2.375}{3.750} =$$

$$= 0.633 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al punto "X"} = 3.00 - 0.633 = 2.367 \text{ m}$$

e). - Por la zapata. -

$$V_1 = 4.00 \times 6.00 \times 0.40 = 9.60 \text{ m}^3$$

Para calcular V_2 se tiene:

$$A_{\text{Inf}} = 4.00 \times 6.00 = 24.00 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{Sup}} = 1.50 \times 4.54 = 6.81 \text{ m}^2$$

$$\therefore V_2 = \left(24.00 + 6.81 + \sqrt{24.00 \times 6.81} \right) \frac{0.40}{3} = 5.813 \text{ m}^3$$

$$\text{Volúmen total} = 15.413 \text{ m}^3$$

$$PP_3 = 15.413 \times 2400 = 36991 \text{ Kg}$$

Cálculo del centroide de gravedad

| AREA | BRAZO | VOLUMEN |
|---|---------|---------------------|
| $0.40 \times 4.00 = 1.600 \text{ m}^2$ | 2.000 m | 3.200 m^3 |
| $0.40 \times 1.00 \times 0.5 = 0.200 \text{ "}$ | 0.667 " | 0.133 m^3 |
| $0.40 \times 1.50 = 0.600 \text{ "}$ | 1.750 " | 1.050 m^3 |
| $0.40 \times 1.50 \times 0.5 = 0.300 \text{ "}$ | 3.000 " | 0.900 m^3 |
| 2.700 m^2 | | 5.283 m^3 |

$$\bar{x} = 1.957 \text{ m} = \frac{5.283}{2.700}$$

$$\therefore \text{Brazo al punto x} = 4.00 - 1.957 = 2.043 \text{ m}$$

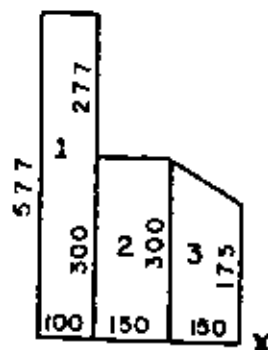
RESUMEN DEL PESO PROPIO. -

c-c-20

| CONCEPTO | FUERZA (Kg) | BRAZO (m) | MOMENTO (Kg-m) |
|-----------------|-------------|-----------|----------------|
| PP ₁ | 3314 | 3.024 | 10022 |
| PP ₂ | 4436 | 2.875 | 12754 |
| PP ₃ | 15600 | 2.500 | 39000 |
| PP ₄ | 10800 | 2.367 | 25560 |
| PP ₅ | 36991 | 2.043 | 75572 |
| Σ | 71141 | | 162908 |

$$\bar{X} = \frac{162908}{71141} = 2.290 \text{ m}$$

ii. - Peso de la tierra que gravita sobre la zapata. -



$$Pt_1 = 1.00 \times 5.77 \times 6.00 \times 1600 = 55392 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo al punto } x = 5.50 \text{ m}$$

$$Pt_2 = 1.50 \times 3.00 \times 3.34 \times 1600 = 24048 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo al punto } x = 2.25$$

$$Pt_3 = 2.375 \times 1.50 \times 6.00 \times 1600 = 34200$$

$$\text{Brazo al punto } x = \frac{150}{3} \left(\frac{2 \times 3.00 + 1.75}{3.00 + 1.75} \right) = 0.816 \text{ m}$$

RESUMEN DE PESO DE TIERRA. -

C-C-29 SUP

| CONCEPTO | FUERZA (Kg) | BRAZO (m) | MOMENTO (Kg-m) |
|----------|-------------|-----------|----------------|
| Pt1 | 55392 | 5.50 | 304656 |
| Pt2 | 24048 | 2.25 | 54108 |
| Pt3 | 34200 | 0.816 | 27907 |
| Σ | 113640 | | 386671 |

$$\bar{X} = \frac{386671}{113640} = 3.403 \text{ m}$$

RESUMEN GENERAL DE FUERZAS. -

a). - Por cargas verticales:

C-C-29 MED

| CONCEPTO : | FUERZA (Kg) | BRAZO (m) | MOMENTO (Kg-m) |
|------------|-------------|-----------|----------------|
| CM | 120351 | 2.460 | 296063 |
| CV + 1 | 35346 | 2.460 | 86951 |
| PP | 71141 | 2.290 | 162908 |
| PT | 11640 | 3.403 | 386671 |
| Σ | 340478 | | 932593 |

Posición del total de fuerzas verticales: (Al punto x)

$$\bar{X} = \frac{932593}{340478} = 2.739 \text{ m}$$

b). - Por cargas horizontales. -

NOTA. - No consignaremos las fuerzas normales al eje del camino, por tener un efecto muy pequeño.

c-c-29 inf

| CONCEPTO | FUERZA (Kg) | BRAZO (m) | MOMENTO (Kg-m) |
|----------|-------------|-----------|----------------|
| FR | 1767 | 4.800 | 8482 |
| Fr | 6018 | 4.800 | 28886 |
| VTS | 1230 | 4.800 | 5904 |
| VTCV | 1230 | 4.800 | 5904 |
| ET | 56774 | 2.639 | 149816 |
| Σ | 67019 | | 193088 |

Posición del total de fuerzas horizontales: (Al desplante)

$$\bar{Y} = \frac{193\ 088}{67\ 019} = 2.881\ m$$

COMBINACIONES DE CARGA -

Analizaremos unicamente los grupos (I) y (III), por considerar que puedan ser los más desfavorables.

a). - Grupo (I). - (100%) (CM + CV + PP + PT)

$$\Sigma FV = 340\ 478\ Kg$$

$$\Sigma MV = 932\ 593\ Kg - m$$

$$\Sigma FH = 76\ 019\ Kg$$

$$\Sigma MH = 193\ 088\ Kg - m$$

$$e = \frac{\sigma}{2} \left(\frac{\Sigma MV - \Sigma MH}{\Sigma FV} \right) = \frac{400}{2} - \left(\frac{932\ 593 - 193\ 088}{340\ 478} \right)$$

$$e) . - 2.00 - 2.172 = - 0.172 \text{ m}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{4.00}{6} = 0.667 \text{ m} > -0.172 \text{ m} \therefore \text{bién}$$

$$\text{Los esfuerzos valen: } f = \frac{\Sigma FV}{ab} \left(1 \pm \frac{6e}{a} \right)$$

$$f_{\text{máx}} = \frac{340\,478}{4 \times 6} \left(1 + \frac{6(-0.172)}{4} \right) = 10526 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_{\text{máx}} = 1.0526 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{mín}} = \frac{340\,478}{4 \times 6} \left(1 - \frac{6(-0.172)}{4} \right) = 17\,847 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 1.7847 \text{ Kg/cm}^2$$

COEFICIENTES DE SEGURIDAD AL VOLTEAMIENTO. -

$$CS_V = \frac{\sum MV}{\sum MH} = \frac{932593}{193088} = 4.83 > 2.00 \therefore \text{bién}$$

COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO. -

$$CS_D = \frac{0.52 \sum FV}{\sum FH} = \frac{0.52 \times 340478}{67019} = 2.642 > 1.00 \therefore \text{bién}$$

b). - Grupo (III). - (125%). - (ET+FR+Fr+0.30 VTS+VTCV)

$$\sum FV = 340478 \text{ Kg}$$

$$\sum MV = 932593 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\sum FH = 67019 - 1230 + 0.30 \times 1230 = 66158 \text{ Kg}$$

$$\sum MH = 193088 - 5904 + 0.30 \times 5904 = 188955 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$e = \frac{4.00}{2} - \left(\frac{932593 - 188955}{340478} \right) = -0.184 \text{ m}$$

$$\frac{4.00}{6} = 0.667 > -0.184 \therefore \text{bién}$$

$$f_{\text{máx}} = \frac{340478}{24} \left[1 + \frac{6(-0.184)}{4} \right] = 10271 \text{ Kg/m}$$

$$f_{\text{máx}} = 1.0271 \text{ Kg/cm}^2$$

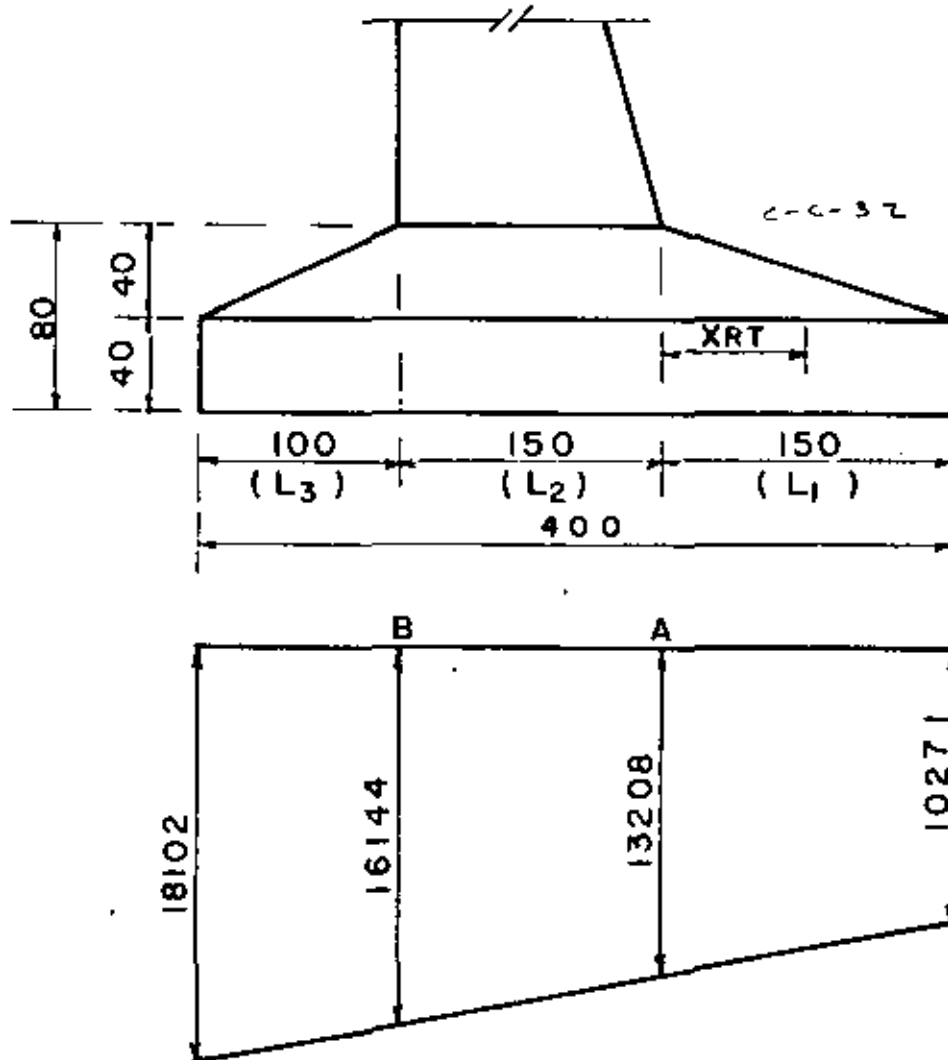
$$f_{\text{mín}} = \frac{340478}{24} \left[1 - \frac{6(-0.184)}{4} \right] = 18102 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 1.8102 \text{ Kg/cm}^2$$

$$CS_V = \frac{932593}{188955} = 4.94 > 2.00 \therefore \text{bién}$$

$$CS_D = \frac{0.52 \times 340478}{66158} = 2.68 > 1.00 \therefore \text{bién}$$

DISEÑO DE LA ZAPATA. - (UTILIZAREMOS EL GRUPO IH.)



$$F_b = 10271 + \frac{7831 \times 3.00}{4.00} = 16144 \text{ Kg/m}^2$$

$$F_a = 10271 + \frac{7831 \times 1.50}{4.00} = 13208 \text{ Kg/m}^2$$

ANÁLISIS DE LA SECCIÓN "A" . - .

Reacción del terreno:

$$R_t = \frac{f_{\text{máx}} + f_{\sigma}}{2} \times L_1 = \frac{10271 + 13208}{2} \times 1.50 = 17609 \text{ Kg/m}^2$$

$$\bar{X}_{rt} = \frac{1.50}{3} \left(\frac{13208 + 2 \times 10271}{13208 + 10271} \right) = 0.719 \text{ m}$$

$$M_{rt} = 17609 \times 0.719 = 12661 \text{ Kg} \cdot \text{m/m}$$

Peso propio. - (Parte de la zapata en estudio)

$$PP_z = (0.40 \times 1.50 + 0.40 \times 1.50 \times 0.5) \times 2400 = 2160 \text{ Kg/m}^2$$

$$X_{pp} = \frac{1.50}{3} \left(\frac{0.80 + 2 \times 0.40}{0.80 + 0.40} \right) = 0.667 \text{ m}$$

$$M_{ppz} = 2160 \times 0.667 = 1440 \text{ Kg} \cdot \text{m/m}$$

Peso de la tierra sobre la zapata. -

$$PT = (3.00 + 1.75) \times 0.5 \times 1.50 \times 1600 = 5700 \text{ Kg/m}$$

$$X_{pt} = \frac{1.50}{3} \left(\frac{3.00 + 2 \times 1.75}{3.00 + 1.75} \right) = 0.684 \text{ m}$$

$$M_{pt} = 5700 \times 0.684 = 3900 \text{ Kg} \cdot \text{m/m}$$

Resumen. -

$$\leq V_a = 17609 - 2160 - 5700 = 9749 \text{ Kg}$$

$$\leq M_a = 12661 - 1440 - 3900 = 7321 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Peralte. -

$$d = \sqrt{\frac{732100}{13.69 \times 100}} = 23.13 \text{ cm}$$

Se adopta: $d = 72 \text{ cm}$, $r = 8 \text{ cm}$, $h = 80 \text{ cm}$

Acero de refuerzo. -

$$A_s = \frac{732100}{2000 \times 0.90 \times 72} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m} < 10.00 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (Temperatura)}$$

Se colocarán varillas 5C a cada 20 cm ($A_s = 9.90 \text{ cm}^2$)

Revisión por adherencia. -

$$\xi_o \text{ calc} = \frac{4A_s}{D} = \frac{4 \times 9.90}{1.59} = 24.91 \text{ cm}$$

$$\mu \text{ calc} = \frac{9749}{24.91 \times 0.9 \times 72} = 6.04 \text{ Kg/cm}^2$$

$$6.04 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ bien}$$

Revisión por cortante. -

$$\sqrt{f_{\text{perm}}} = 0.53 \sqrt{250} = 8.38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{f} \text{ calc} = \frac{9749}{100 \times 72} = 1.35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1.35 \text{ Kg/cm}^2 < 8.38 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ bien}$$

Acero por Temperatura. -

$A_{s_T} = 0.00125 \times 80 \times 100 = 10 \text{ cm}^2/\text{m}$, en cada cara. Colocaremos varillas 5C, a cada 20 cm, en dos direcciones, tanto para la parrilla superior, como para la parrilla inferior.

ANÁLISIS DE LA SECCIÓN "B" .-

De igual forma en que calculamos la sección "A", debemos calcular la sección "B", sin embargo, y en este único caso, no la calcularemos, pues podemos asegurar que también dominaría el acero por temperatura.

DISEÑO DE LAS COLUMNAS. -

Para la revisión de esfuerzos en la columna y puesto que ya se tienen valuados todas las cargas que intervienen en su diseño, encontraremos únicamente los brazos de palanca, referidos a la parte inferior (Lecho superior de la contratrabe), de la columna ya que -

esta sección será la que estudiaremos.

CARGAS QUE ACTUAN EN CADA COLUMNA. -

(Los brazos se referirán a los ejes centroidales de la sección inferior de la columna.

1. - CARGA MUERTA. -

$$CM = 120351 \times 0.5 = 60176 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } X_{cm} = -0.21 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 60176 (-0.21) = -12637 \text{ Kg} - \text{m} \quad \left(\begin{array}{l} \curvearrowright \\ \downarrow \end{array} \right)$$

2. - .

$$CV = 35346 \times 0.5 = 17673 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } X_{cv} = -0.21 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 17673 (-0.21) = -3711 \text{ Kg} - \text{m} \quad \left(\begin{array}{l} \curvearrowright \\ \downarrow \end{array} \right)$$

3. - FRENAJE. -

$$Fr = 1767 \times 0.5 = 884 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } Y_{fr} = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 884 \times 3.50 = 3094 \text{ Kg} - \text{m} \quad \left(\begin{array}{l} \curvearrowright \\ \uparrow \end{array} \right)$$

4. - FRICCIÓN. -

$$Fr = 6018 \times 0.5 = 3009 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } Y_{ff} = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 3009 \times 3.50 = 10532 \text{ Kg} - \text{m} \quad \left(\begin{array}{l} \curvearrowright \\ \uparrow \end{array} \right)$$

5. - VIENTO TANGENCIAL EN LA SUPERESTRUCTURA. -

$$- \text{VTS} = 1230 \times 0.50 = 615 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = Y_{vts} = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 615 \times 3.50 = 2153 \text{ Kg} - \text{m} \quad \left(\begin{array}{l} \curvearrowright \\ \uparrow \end{array} \right)$$

6. - VIENTO TANGENCIAL SOBRE LA CARGA VIVA. -

$$VTCV. = 1230 \times 0.5 = 615 \text{ Kg.}$$

$$\text{Brazo } Y_{vtcv} = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 615 \times 3.50 = 2153 \text{ Kg - m } \left(+ \right)$$

7. - EMPUJE DE TIERRAS. -

a). - Sobre diafragma, aleros y cabzal

$$E_{ta} = 20422 \times 0.50 = 10211 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } Y_{ET} = 4.762 - 1.30 = 3.462 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 10211 \times 3.462 = 35350 \text{ Kg - m } \left(+ \right)$$

b). - Sobre el respaldo de las columnas

$$E_{tb} = 22135 \times 0.5 = 11068 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } Y_{ET} = 2.124 - 1.30 = 0.824 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 11068 \times 0.824 = 9120 \text{ Kg - m } \left(+ \right)$$

$$\Sigma F = 21278 \text{ Kg}$$

$$\Sigma M = 44470 \text{ Kg - m } \left(+ \right) \quad Y_{ET} = \frac{44470}{21278} = 2.09 \text{ m}$$

8. - PESO: PROPIO DEL CABALLETE . -

a). - Por los aleros:

$$PPa. = 1657 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } X = -3.024 + 2.25 = -0.774 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 1657 (-0.774) = -1283 \text{ Kg - m}$$

b). - Por el diafragma. -

$$PPb = 4436 \times 0.50 = 2218 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } X = -2.875 + 2.25 = -0.625 \text{ m}$$

Momento = 2218 (-0.625) = - 1386 Kg - m

c). - Por el cabezal

PPc = 7800 Kg

Braza: = - 0.21 - 0.04 = - 0.25 m

Momento = 7800 (- 0.25) = - 1950 Kg - m

d). - Por las columnas.

PPd = 10800 x 0.5 = 5400 Kg

Braza: = - 2.367 + 2.25 = - 0.117 m

Momento = 5400 (- 0.117) = - 632 Kg - m

Σ F = 17075 Kg

Σ M = - 5251 Kg - m +)

X̄ = -5251 / 17075 = - 0.308 m (a la izq. del eje centroidal y - y)

RESUMEN TOTAL DE FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANDO SOBRE UNA COLUMNA. -

a). - Por fuerzas verticales.

C-C-37 SUP

| CONCEPTO | FUERZA (Kg.) | BRAZO (m.) | MOMENTO (Kg-m.) |
|----------|--------------|------------|-----------------|
| CM | 60176 | -0.210 | - 12637 |
| CV+I | 17673 | -0.210 | - 3711 |
| PP | 17075 | -0.308 | - 5251 |
| Σ | 94924 | | - 21599 |

Posición de la resultante: $X = \frac{-21599}{94924} = -0.228 \text{ m}$ (a la izquierda del eje centroidal y - y)

b). - Por fuerzas horizontales. -

c-c-37-11f

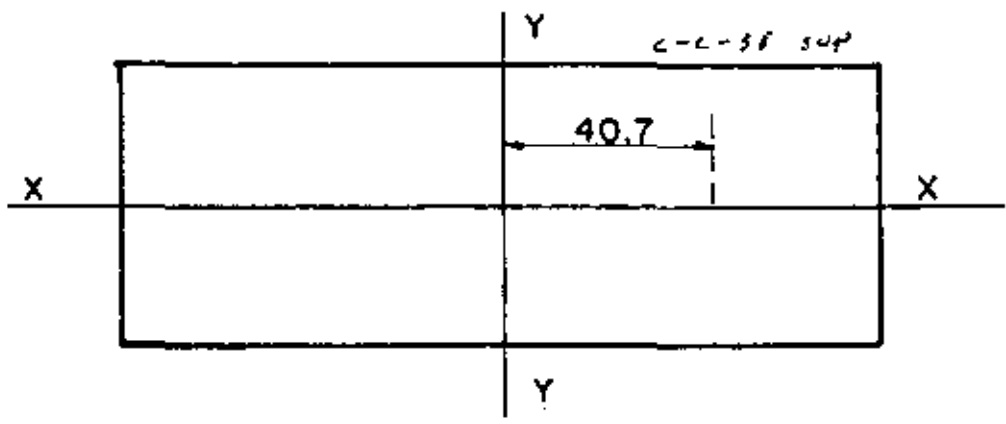
| CONCEPTO | FUERZA (Kg) | BRAZO (m.) | MOMENTO (Kg.-m.) |
|----------|-------------|------------|------------------|
| FR | 884 | 3.500 | 3094 |
| Fr | 3009 | 3.500 | 10532 |
| VTS | 615 | 3.500 | 2153 |
| VTCV | 615 | 3.500 | 2153 |
| ET | 21278 | 2.090 | 44470 |
| Σ | 26401 | | 60249 |

Posición de la resultante: $Z = \frac{60249}{26401} = 2.282 \text{ m}$

La excentricidad sobre el eje X - X , será

$$e = \frac{\Sigma MV + \Sigma MH}{\Sigma FV} = \frac{-21599 + 60249}{94924} = 0.407 \text{ m}$$

e = 0.407 m (A la derecha y sobre el eje X - X)



NOTA. - Una forma simplificada, para calcular el refuerzo en las columnas nos la proporciona el Departamento de Puentes de la S. O. P., y es la siguiente:

CALCULO DEL REFUERZO PRINCIPAL EN LAS COLUMNAS

SEGUN DIN - 1045 (CODIGO 27 DEL BETON KALENDER)

Porcentajes mínimos y máximos del refuerzo.

c-c-38 14f

| Hs/d | P. mínimo | f'c (Kg/cm.) | P. máximo |
|-----------|-----------|--------------|-----------|
| ≤ 5 | 0.5 % | 100-140 | 3 % |
| ≥ 10 | 0.8 % | 180-250 | 6 % |

Hs = Altura total de la columna

d = dimensión mínima de la sección

Considerando, como caso mas desfavorable, que la columna está empotrada en su parte inferior, y libre también en su parte superior, tendremos entonces una longitud de pandeo cuyo valor es:

$$H_s = 2H = 2 \times 3.00 = 6.00 \text{ m}$$

$$\text{Entonces } \frac{H_s}{d} = \frac{6.00}{0.60} = 10$$

Ensayaremos entonces con $p = 0.912\%$, como mínimo requerido y para fines de cálculo tomaremos el promedio de las secciones, de la columna, es decir:

$$A_{\text{prom}} = \frac{100 + 150 \times 60}{2} = 7500 \text{ cm}^2$$

$$A_s =, 0.00912 \times 7500 = 68.4 \text{ cm}^2,$$

$$\text{Colocaremos 6 varillas 12C } (A_s = 6 \times 11.40 = 68.4 \text{ cm}^2)$$

REVISION POR PANDEO. -

Según el Beton Kalender, se deberá cumplir que:

$$\frac{P_{\text{ruptura}}}{\omega + \text{pactuante}} \geq 3$$

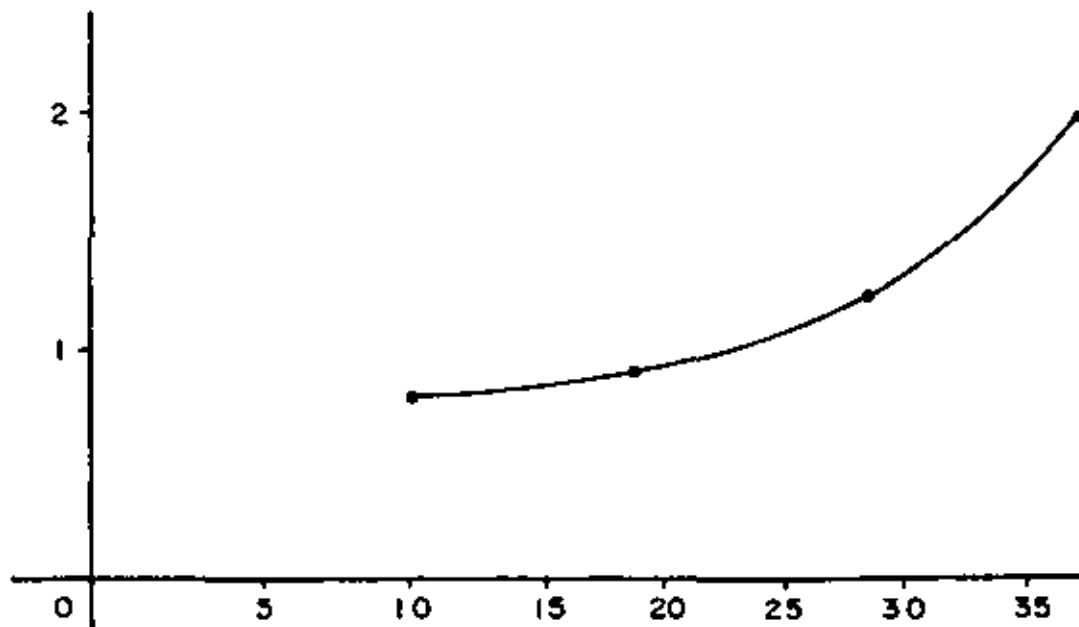
Donde:

$$P_{\text{rupt}} = 94924$$

El valor de " ω " lo obtendremos de la siguiente tabla:

C-C-39

| Hs l d | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 |
|----------|------|------|------|------|------|------|
| ω | 1.00 | 1.08 | 1.32 | 1.72 | 2.28 | 3.00 |



Interpolando, según la gráfica anterior, tenemos que el valor de " ", es aproximadamente la unidad, es decir, = 0.98

Entonces: Pandeo = $\frac{279910}{94924 \times 0.98} = 3.01 \hat{=} 3.00 \therefore$ bien

REVISION POR CARGA EXCENTRICA. -

Según DIN - 1045, la revisión para carga axial, será igual a la revisión por pandeo.

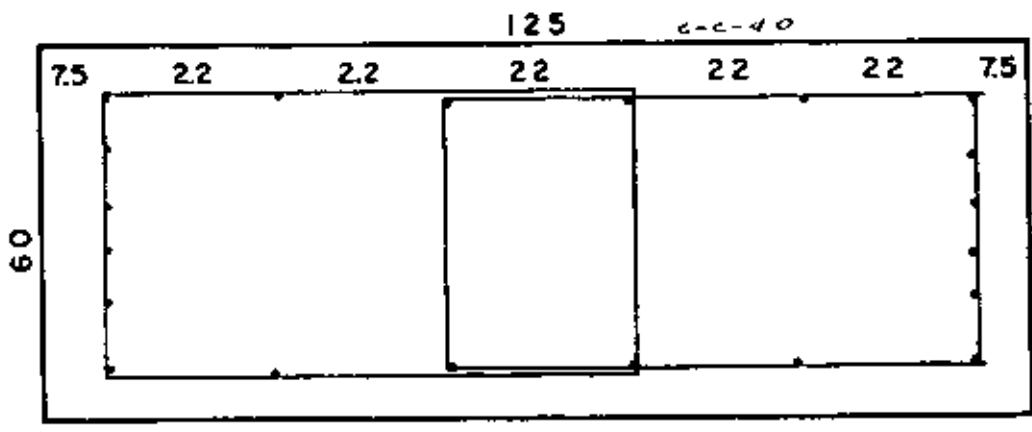
ACERO ADICIONAL EN LAS CARAS ANCHAS DE LA COLUMNA. -

Se colocarán 4 varillas 12C, para facilitar el armado de los estribos.

ESTRIBOS SEGUN DIN . -

Por especificación deberá ser al 0.25%, del volumen de concreto. -

V = 0.0025 x 7500 x 100 = 1875 cm³



La longitud de un estribo promedio 4C de 4 ramas, según se muestra en la figura, es

L = 2 (2 x 50 + 2 x 71) = 484 cm.

En un metro de columna se requiere:

$$A_s = \frac{1875}{484} = 3.874 \text{ cm}^2$$

$$\text{y la separación será: } s = \frac{1.27 \times 100}{3.874} = 32 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 4C de 4 ramas a cada 30 Cm.

CUBICACIONES DE UN CABALLETE. -

1). - CONCRETO

a). - Diafragma y aleros

$$V_1 = [(0.86 + 1.59) \times 0.5 \times 0.25 \times 1.225] \times 2 = 0.7503 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 1.5975 \times 0.785 \times 0.25 \times 2 = 0.6270 \text{ m}^3$$

$$V_3 = 1.1375 \times 6.50 \times 0.25 = 1.8484 \text{ m}^3$$

$$\text{por lo tanto } V_a = 3.2257 \text{ m}^3$$

b). - Cabezal y zoclos

$$V_1 = 1.00 \times 1.00 \times 6.50 = 6.50 \text{ m}^3$$

$$V_2 = (0.5935 \times 0.587 \times 0.087) \times 7 = 0.2122 \text{ m}^3$$

$$\text{Por lo tanto: } V_b = 6.7122 \text{ m}^3$$

c). - Columnas. -

$$V_c = (1.50 + 1.00) \times 2.40 \times 0.60 \times 2 = 3.600 \text{ m}^3$$

d). - Contratrabe. -

$$V_d = 1.50 \times 0.60 \times 6.50 = 5.850 \text{ m}^3$$

e). - Zepata. -

$$\text{Parte constante: } V_1 = 6.00 \times 4.00 \times 0.40 = 9.600 \text{ m}^3$$

Parte variable:

$$A_{inf.} = 4.00 \times 6.00 = 24.00 \text{ m}^2$$

$$A_{sup} = 1.50 \times 4.54 = 6.81 \text{ m}^2$$

$$V_2 = \left(24 + 6.81 + 24 \times 6.81 \right) \frac{0.40}{3} = 5.8126 \text{ m}^3$$

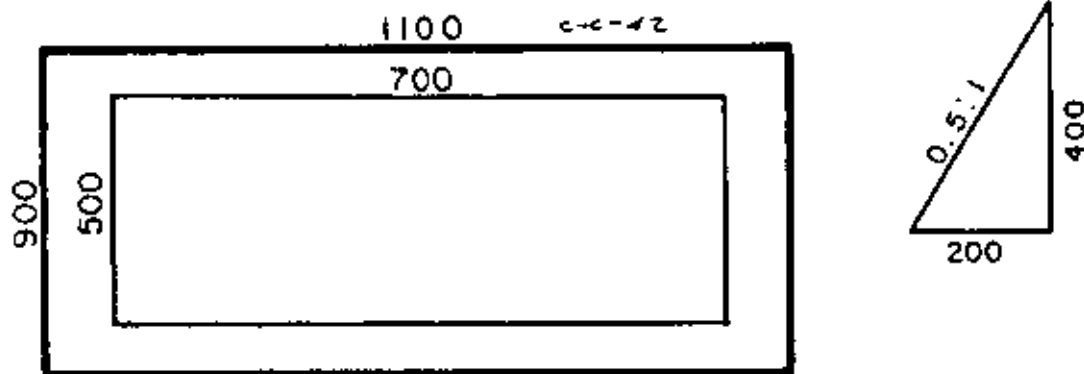
Por lo tanto $V_e = 15.4126 \text{ m}^3$

II). - ACERO ESTRUCTURAL EN JUNTA DE DILATACION. -

$$= 1.5 \times 0.095 \times 80 \times 7.85 = 89.5 \text{ Kg}$$

III). - EXCAVACIONES (APROXIMADAS)

Consideramos: Altura promedio $h = 4.00 \text{ m}$
 Talud de excavación 0.5: 1
 Banquetes en el piso, de 0.50 m



$$\text{Area inf: } A_i = 7.00 \times 5.00 = 35.00 \text{ m}^2$$

$$A_{sup} : A_s = 9.00 \times 11.00 = 99.00 \text{ m}^2$$

$$V = \left(35 + 99 + \sqrt{35 \times 99} \right) \frac{4.00}{3} = 257 \text{ m}^3$$

IV. - RELLENOS COMPACTADOS (APROXIMADOS)

A la altura de 4.00 m, el volumen de concreto es aproximadamente las dos terceras

partes, por lo tanto el volumen de relleno será

$$V_r = 257 - \frac{2 \times 35}{3} = 234 \text{ m}^3$$

CALCULO ESTRUCTURAL DE LAS
PILAS NUMS. 2,3,4 y 5

CALCULO DE LAS PILAS 2, 3, 4 y 5

El presente cálculo corresponde al de una pila de concreto reforzado, con cabezal en doble voladizo empotrado en una columna de 4.00 m de ancho por 1.00 m de espesor, con tajamares circulares y descansando sobre una zapata de 6.00 x 4.00 m.

Las características antes mencionadas pueden verse en las tres hojas siguientes.

DATOS PARA EL PROYECTO. -

Por acuerdo de las autoridades de la S. R. H., calcularemos la pila de mayor altura y con esto reforzaremos las demás pilas, por lo cual ensayaremos con la núm. 2.

Estación de la pila núm. 2: 1 + 209.19

Elevación de la corona : 40.80

Elevación del desplante: 29.80

Espesor del cabezal = 1.60 m (sobre la columna)

Espesor de la zapata = 0.80 m (bajo la columna)

Altura efectiva de la columna = 8.60 m

Carga viva considerada: Camión Tipo HS-20

CONSTANTES DE CALCULO PARA EL CONCRETO REFORZADO

$$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.40 f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$k = 0.30$$

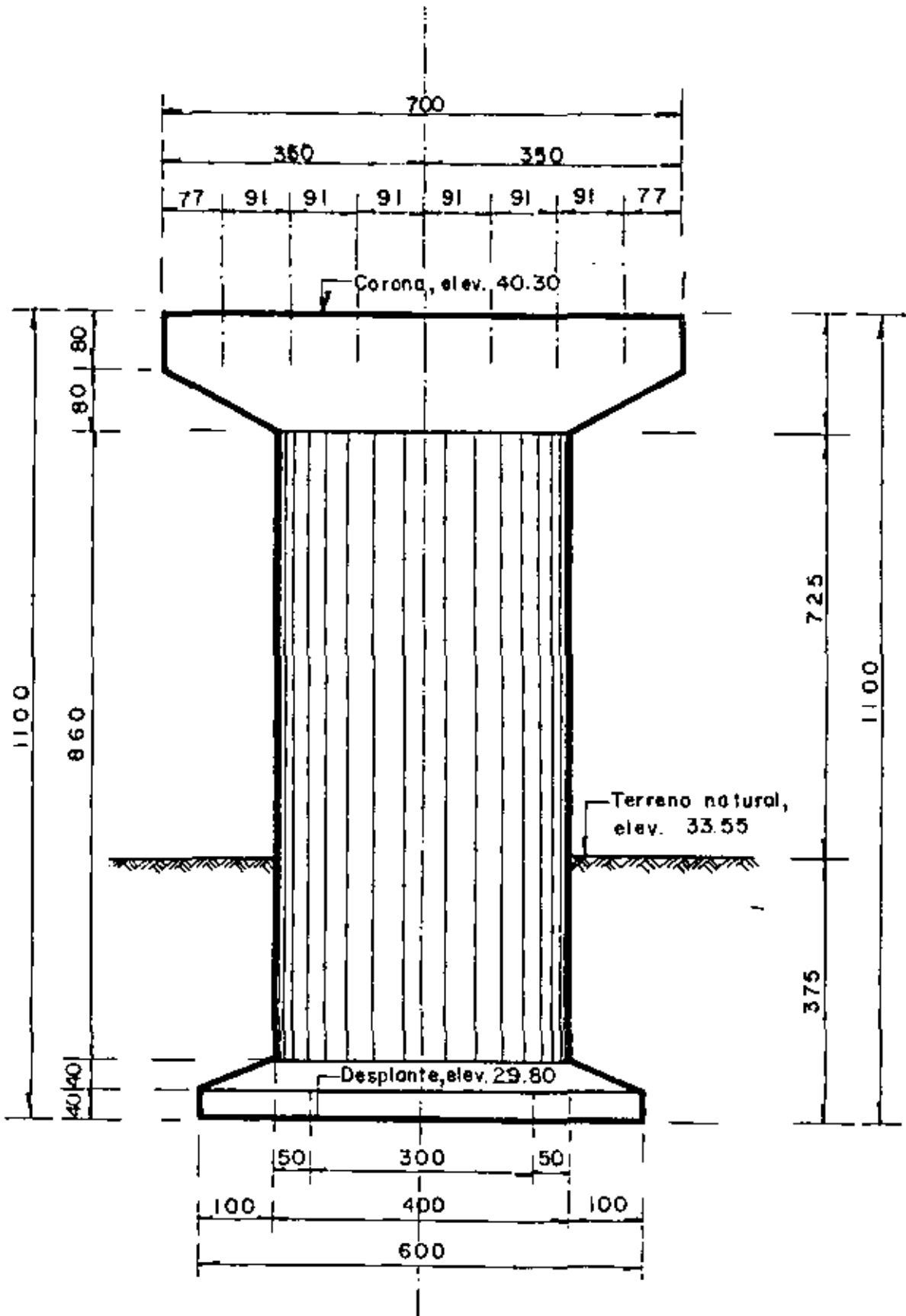
$$J = 0.90$$

$$K = 13.69 \text{ Kg/cm}^2$$

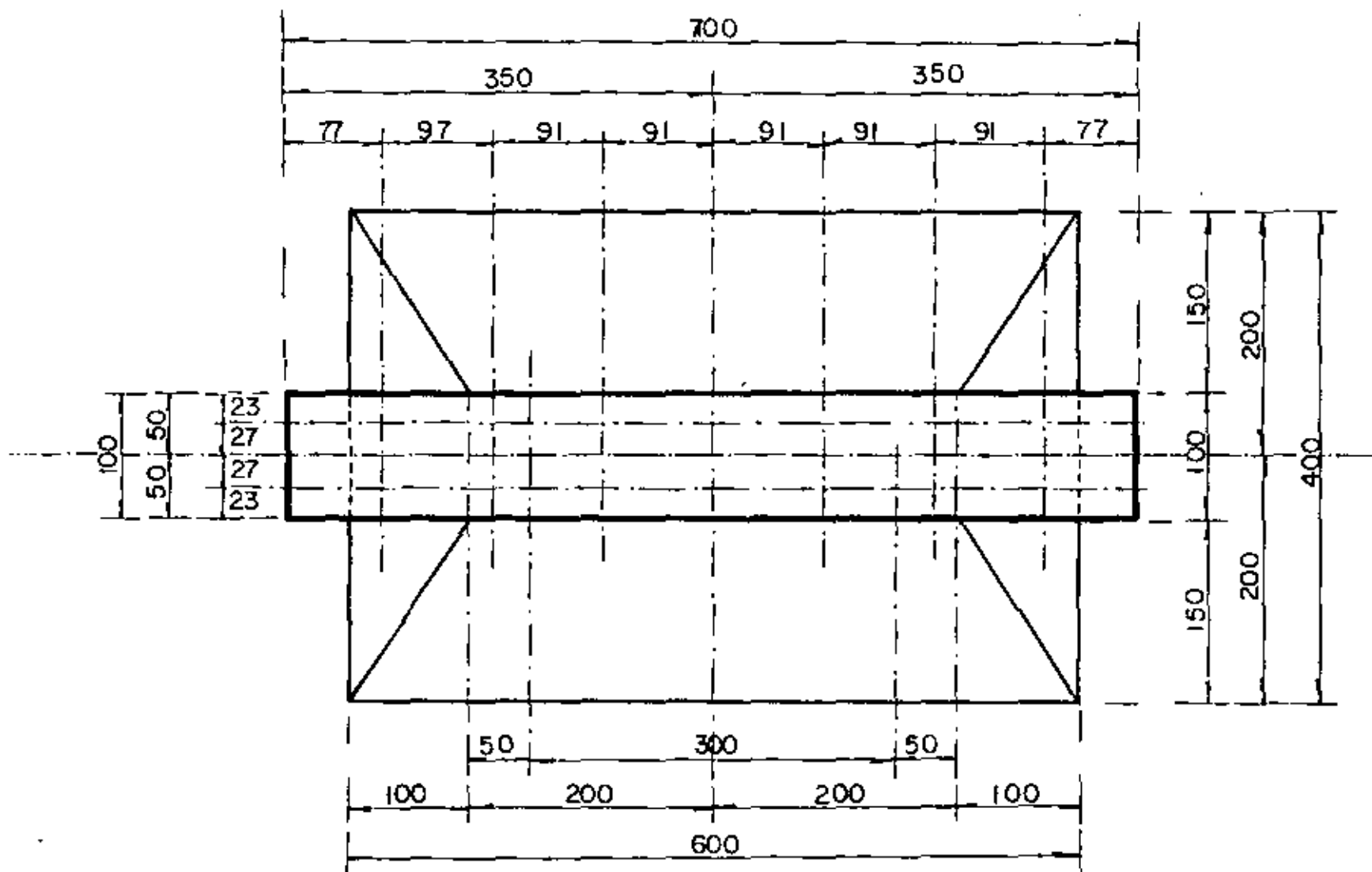
$$\alpha = 0.270$$

DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA PROPUESTA. -

El tipo de estructura propuesta puede verse en las hojas siguientes:

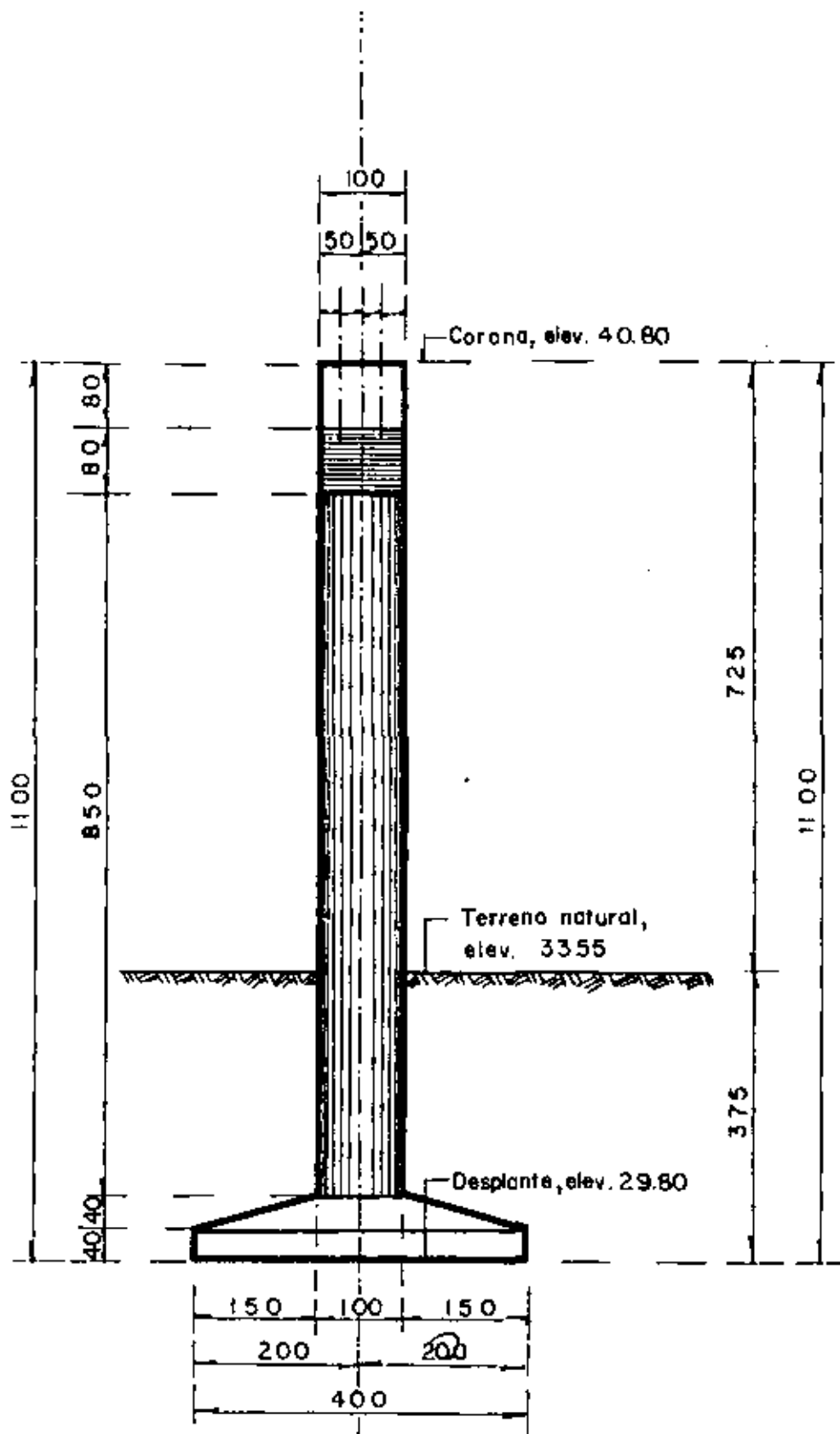


E L E V A C I O N
(ESCALA 1:80)



P L A N T A

(ESCALA 1:50)



PERFIL

(ESCALA 1:80)

P I L A

CALCULO ESTRUCTURAL DEL CABEZAL

I. - FUERZAS QUE ACTUAN EN EL CABEZAL

1. - CARGA MUERTA.

a. - Peso de la superestructura incluyendo parapeto:

$$P = 99.60 \times 2400 = 239040 \text{ Kg}$$

b. - Peso de la carpeta asfáltica:

$$P = 6.50 \times 0.03 \times 20.52 \times 2200 = 8803 \text{ Kg}$$

$$P_t = 247843 \text{ Kg}$$

2. - CARGA VIVA.

Se considerará un camión HS-20 en dos fajas de circulación.

Considerando carga equivalente:

$$\text{Carga viva} = (11973 + 952 \times 20.52) \cdot 2 = 63016 \text{ Kg}$$

3. - IMPACTO.

$$I = \frac{15.24}{20.00 + 38.10} = 0.26 = 26\%$$

Por lo tanto la carga viva en el cabezal (En cada voladizo) será:

$$R_{cv} = (63016 \times 1.26) \cdot 0.5 = 39700 \text{ Kg}$$

4. - PESO PROPIO DEL CABEZAL.

$$P_{pc} = (7.00 \times 0.80 + \frac{7.00 + 4.00}{2} \times 0.80) \cdot 1.00 \times 2400$$

$$P_{pc} = 24000 \text{ Kg}$$

II. - DESCARGA DE CADA LADO DEL CABEZAL

Para estar dentro de la seguridad, el voladizo del cabezal lo consideraremos empotra-

do en el C. G. del medio círculo que forma el tajamar de la columna esto es:

$$d = 0.50 - \frac{4r}{3\pi} = 0.50 - \frac{4 \times 0.50}{3 \times 3.1416} = 0.29 \text{ m}$$

1. - CARGA MUERTA DE LA SUPERESTRUCTURA.

$$CM = 247843 \times 0.5 = 123922 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 1.50 + 0.29 = 1.79 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 123922 \times 1.79 = 221820 \text{ Kg - m}$$

2. - CARGA VIVA

$$Cv = 39700 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 1.50 + 0.29 = 1.79 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 39700 \times 1.79 = 71063 \text{ Kg - m}$$

3. - PESO PROPIO DEL CABEZAL (UN VOLADIZO)

Se considerará el peso de un voladizo hasta el C. G. del medio círculo que forma el tajamar de la columna.

$$Ppc = (1.60 \times 0.28 + \frac{1.60 + 0.80}{2} \times 1.50) 1.00 \times 2400$$

$$Ppc = 5434 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 0.89 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 5434 \times 0.89 = 4836 \text{ Kg - m}$$

suma de fuerzas y momentos en cada voladizo:

$$\Sigma F = 123922 + 39700 + 5434 = 169056 \text{ Kg}$$

$$\Sigma M = 221820 + 71063 + 4836 = 297719 \text{ Kg - m}$$

CONSTANTES DE CALCULO PARA EL CONCRETO REFORZADO.

$$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 0.9$$

$$k = 0.30$$

$$j = 0.90$$

$$K = 13.69$$

$$\alpha = 0.27$$

PERALTE NECESARIO Y ACERO PRINCIPAL DE REFUERZO.

$$d = \sqrt{\frac{297719}{100 \times 13.69}} = 147 \text{ cm}$$

Se adopta:

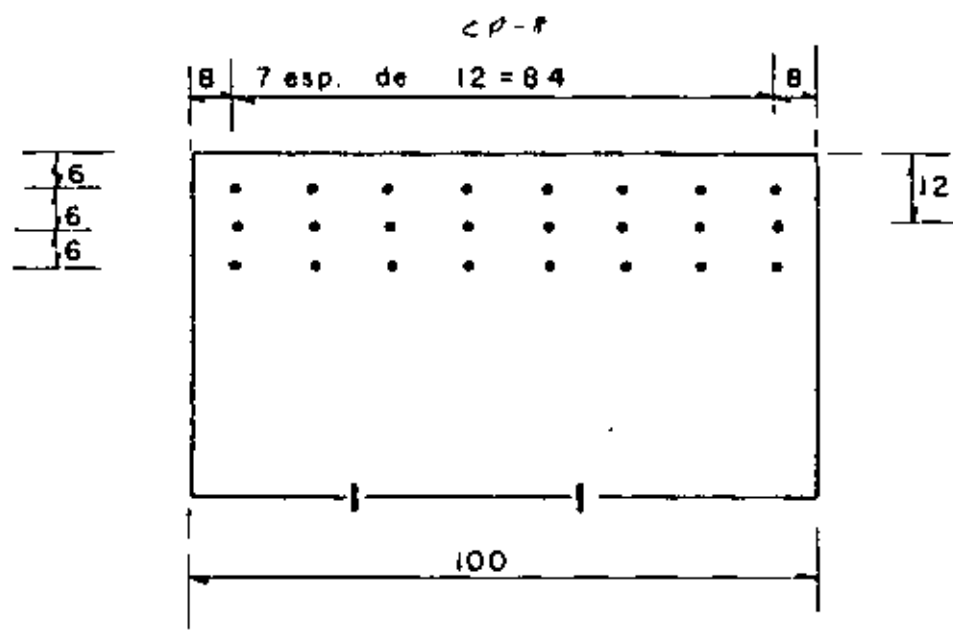
$$d = 148 \text{ cm}$$

$$r = 12 \text{ cm}$$

$$h = 160 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{29771900}{2000 \times 0.9 \times 148} = 111.76 \text{ cm}^2$$

Se pondrán 24 varillas de 8C ($A_s = 122 \text{ cm}^2$) en tres lechos de 8 varillas cada uno, según la figura siguiente.



REVISION POR CORTANTE.

a). En el empotramiento.

$$\sqrt{v}_{perm.} = 1.32 \sqrt{f_c} = 20.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_a = 169056 \text{ Kg}$$

$$\sqrt{v}_a = \frac{169056}{100 \times 0.9 \times 148} = 12.69 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

REVISION POR ADHERENCIA

a). En el empotramiento.

$$\sum \sigma_o = \frac{4A_s}{D} = \frac{4 \times 122}{2.54} = 192 \text{ cm}$$

$$\Sigma o_{perm} = \frac{V}{4id}$$

$$4_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{2.54} = 14.32 \text{ Kg/cm}^2 \leq 25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore \Sigma o_{perm} = \frac{169056}{14.32 \times 0.9 \times 148} = 89 \text{ cm} < 192 \text{ cm} \therefore \text{bién}$$

ESTRIBOS

$$v_{perm} = 0.29 \sqrt{f_c} = 4.585 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{odm} = \frac{V}{b'd} = \frac{169056}{100 \times 148 \times 0.9} = 12.69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v' = 12.69 - 4.585 = 8.105 \text{ Kg/cm}^2$$

Usando estribos de 2 ramas y de 8C

$$A_s = 5.07 \times 2 = 10.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separación} = \frac{10.14 \times 2000}{8.105 \times 100} = 25 \text{ cm}$$

Se usarán estribos de 8C de 2 ramas, a cada 25 cm c.a.c.

CALCULO ESTRUCTURAL DE LA COLUMNA

CARGAS. -

a. - Viento normal en la superestructura (VNS)

El área expuesta del parapeto se desprecia por ser de tubo, dicho parapeto.

Área expuesta total de la Superestructura (un tramo)

$$A_t = 1.10 \times 20.52 = 22.572 \text{ m}^2$$

$$VNS = 244 \times 22.572 = 5508 \text{ Kg}$$

$$A \text{ por metro} = 1.10 \times 1.00 = 1.10 \text{ m}^2$$

$$VNS \text{ por metro} = 244 \times 1.10 = 268 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo a la corona} = 0.55 \text{ m}$$

$$\text{Brazo a la parte inferior de la columna} = 10.75 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al desplante de la zapata} = 11.55 \text{ m}$$

b. - Viento tangencial en la superestructura (V.T.S.)

$$VTS = 59 \times 22.572 = 1332 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo a la corona} = 0.00 \text{ m (Se considera aplicado en la corona)}$$

$$\text{Brazo a la parte inferior de la columna} = 10.20 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al desplante de la zapata} = 11.00 \text{ m}$$

c. - Viento normal en la subestructura (VNSB)

$$\text{Área expuesta} = 5.56 \times 1.00 = 5.56 \text{ m}^2$$

$$VNSB = 5.56 \times 195 = 1084 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo a la parte inferior de la columna} = 5.10 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al desplante de la zapata} = 5.50 \text{ m}$$

d. - Viento tangencial en la subestructura (VTSB)

Área expuesta:

$$A_1 = 7.00 \times 0.80 = 5.60 \text{ m}^2$$

$$A_2 = (7.00 + 4.00) \times 0.5 \times 0.80 = 4.40 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 4.00 \times 3.96 = 15.84 \text{ m}^2$$

$$A_t = 25.84 \text{ m}^2$$

$$\therefore \text{VTSB} = 195 \times 25.84 = 5039 \text{ Kg}$$

$$\bar{Y} = \frac{5.16 \times 5.60 + 4.40 \times 4.36 + 15.84 \times 1.98}{25.84} = 3.074 \text{ m}$$

$$\text{Brazo a la parte inferior de la columna} = 7.714 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al desplante de la zapata} = 8.514 \text{ m}$$

e. - Frenaje (FR)

$$\text{FR} = 0.05 \times 39700 = 1985 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo a la corona} = 0.00 \text{ m (Se considera aplicado en la corona)}$$

$$\text{Brazo a la parte inferior de la columna} = 10.20 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al desplante de la zapata} = 11.00 \text{ m}$$

f. - Fricción (Fr)

$$\text{Fr} = 0.05 \times \frac{247843}{2} = 6196 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo a la corona} = 0.00 \text{ m (Se considera aplicada en la corona)}$$

$$\text{Brazo a la parte inferior de la columna} = 10.20 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al desplante de la zapata} = 11.00 \text{ m}$$

g). - Viento normal sobre la carga viva (VNCV)

$$\text{VNCV} = 20.52 \times 149 = 3068 \text{ Kg}$$

Brazo a la corona = 2.93 m

Brazo a la parte inferior de la columna = 13.13 m

Brazo al desplante de la zapata = 13.93 m

h. - Viento tangencial sobre la carga viva (VTCV)

VTCV = $20.52 \times 60 = 1231$ Kg

Brazo a la corona = 0.00 m (Se considera aplicado en la corona)

Brazo a la parte inferior de la columna = 10.20 m

Brazo al desplante de la zapata = 11.00 m

COMBINACION DE CARGAS

1. - Combinación I (En seco)

CM = 247843 Kg

CV = 63016 Kg

Cabezal = 24000 Kg

Columna = 78122 Kg

$\Sigma F = 412981$ Kg

2. - Combinación II (En seco)

CM = 247843 Kg

Cabezal = 24000Kg

Columna = 78122 Kg

$\Sigma F = 349965$ Kg

Momentos por fuerzas normales.

Mvns = $5508 \times 11.55 = 63617$ Kg - m

Mvnbs = $1084 \times 5.50 = 5962$ Kg - m

$\Sigma = 69579$ Kg - m

Momentos por fuerzas longitudinales.

$$M_{vts} = 1332 \times 11.00 = 14652 \text{ Kg - m}$$

$$M_{vtsb} = 5039 \times 8.514 = 42902 \text{ Kg - m}$$

$$= 57554 \text{ Kg - m}$$

3. - Combinación III (En seco)

$$F = 412981 \text{ Kg}$$

Momentos por fuerzas normales.

$$M_{0.30ve} = 0.30 \times 69579 = 20874 \text{ Kg - m}$$

$$M_{vncv} = 3068 \times 13.93 = 42737 \text{ Kg - m}$$

$$= 63611 \text{ Kg - m}$$

Momentos por fuerzas longitudinales.

$$M_{0.30ve} = 0.30 \times 57554 = 17266 \text{ Kg - m}$$

$$M_{vtcv} = 1231 \times 11.00 = 13541 \text{ "}$$

$$M_{f_R} = 1985 \times 11.00 = 21835 \text{ "}$$

$$M_{f_R} = 6196 \times 11.00 = 68156 \text{ "}$$

$$= 120798 \text{ Kg - m}$$

Si consideramos flotación, se omitirá el viento en la Subestructura y la superestructura, hasta el NAME y se considerará empuje dinámico debido a la corriente. (Este puente - trabajará en algunas épocas como vado o sea que se considera toda la estructura semergida).

CALCULO DEL EMPUJE DE LA CORRIENTE:

AREA EXPUESTA A LA CORRIENTE:

$$A = (20.52 \times 1.00) + (7.25 \times 1.00) = 27.77 \text{ m}^2$$

$$P = 52.55 \times 1.00 \times 1.36^2 = 97.20 \text{ Kg/m}^2$$

$$E = 97.20 \times 27.77 = 2699 \text{ Kg}$$

$$\bar{Y} = \frac{20.52 \times 7.75 + 7.25 \times 3.625}{27.77} = 6.673 \text{ m}$$

$$\text{Brazo a la parte inferior de la columna} = 6.673 + 2.95 = 9.623 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al desplante de la zapata} = 6.673 + 3.75 = 10.423 \text{ m}$$

$$\text{Mal. desp.} = 2699 \times 10.423 = 28132 \text{ Kg - m}$$

Por esta parte veremos la diferencia de pesos, cuando la estructura esta sumergida y cuando no la está.

a) En seco

$$\text{Cms} = 247 \ 843$$

$$\text{Cabezal} = 24 \ 000$$

$$\text{Columna} = 78 \ 122$$

$$349 \ 965 \text{ Kg.}$$

b). Con Agua:

$$CM = \frac{247\,843 \times 1400}{2400} = 144\,575 \text{ Kg}$$

$$\text{Cabezal} = \frac{24000 \times 14000}{2400} = 14000 \text{ Kg}$$

$$\text{Columna} = \frac{78122 \times 1400}{2400} = \frac{45571}{204146} \text{ Kg}$$

Diferencias de pesos:

$$\text{Dif.} = 349965 - 204146 = 145\,819 \text{ Kg}$$

Combinación II (con agua)

$$\sum F_v = 349965 - 145\,819 = 204\,146 \text{ Kg}$$

Momentos por fuerzas normales

(Considerando que la estructura está sumergida pero que aún puede pasar un Convoy)

$$M_{vns} = 63617 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$ME = 28132 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\hline 91749 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Momentos por fuerzas longitudinales

No hay

Combinación I .- (con agua)

$$\sum F_v = 412\,981 - 145\,819 = 267\,162$$

Momentos por fuerzas normales

$$ME = 28132 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Momentos por fuerzas longitudinales

$$M = 0$$

RESUMEN. -

$$e_N = \frac{\sum M_n}{\sum F_v} \quad ; \quad e_L = \frac{\sum ML}{\sum F_v} \quad ; \quad e = \sqrt{e_N^2 + e_L^2}$$

c P-17

| Concreto | Combinación I | | Combinación II | | Combinación III |
|------------|---------------|----------|----------------|----------|-----------------|
| | En seco | Con agua | En seco | Con agua | |
| $\sum F_v$ | 412 981 | 267 162 | 349965 | 204 146 | 412 981 |
| $\sum M_n$ | 0 | 28 132 | 69579 | 917 49 | 63 611 |
| $\sum ML$ | 0 | 0 | 57554 | 0 | 120 798 |
| e_n | 0 | 0.105 | 0.1988 | 0.4494 | 0.154 |
| e_L | 0 | 0 | 0.1644 | 0 | 0.2925 |
| e | 0 | 0.105 | 0.2578 | 0.4494 | 0.3304 |

la combinación .II Con agua es la que analizaremos, por tener una mayor excentricidad.

DETERMINACION DE LOS PORCENTAJES MÍNIMOS DE REFUERZOS PARA LAS COLUMNAS:

(Análisis según DIN - 1045. - Capítulo 27 Beton Kalender)

Para estar dentro de la seguridad consideramos la columna empotrada en su poste inferior y libre en la parte superior.

$d =$ menor dimensión de la columna $= 1.00 \text{ m}$

$$\text{Area} = 3.785 \text{ m}^2 = 37850 \text{ cm}^2$$

Entonces, según las recomendaciones del Depto. de Puentes tenemos que el mínimo es de 0.8% y el máximo es 6% para concreto de f'_c entre 180 y 250 Kg/cm^2 .

Adoptaremos para un primer ensayo, $P = 1\%$

$$A_s = 0.01 \times 37850 = 378.5 \text{ cm}^2$$

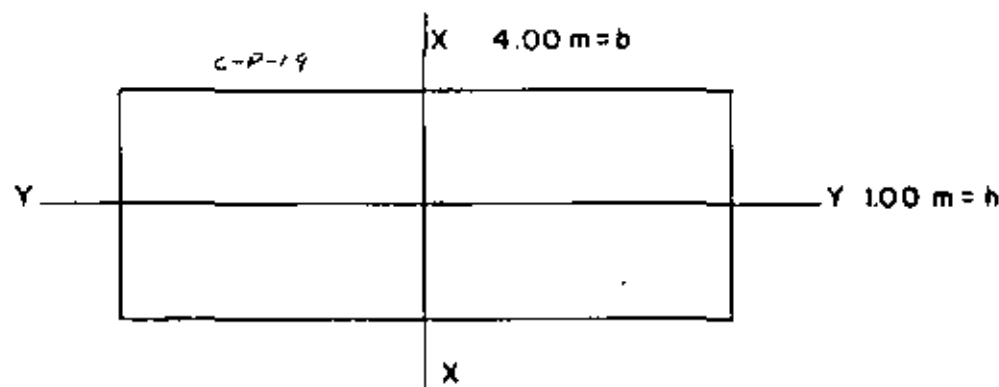
$$\text{Vars } 1 \frac{1}{2}'' \phi ; A_s = 11.40 \text{ cm}^2$$

$$\text{N}^\circ \text{ Varis.} = \frac{378.5}{11.4} \hat{=} 34 \text{ Varillas}$$

$$\text{Perímetro} = 407 \text{ cm}$$

REVISIÓN: POR PANDEO.

$$\text{Se cumplirá que: } \frac{Prup}{\omega \times \text{Factante}} \geq 3$$



$$I_{xx} = \frac{hb^3}{12} = \frac{1 \times 4^3}{12} = 5.333 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{4 \times 1^3}{12} = 0.3333 \text{ m}^4$$

$$\begin{aligned} P_{rup} &= A_c \times f'_c + A_s \times f_y \\ &= 40000 \times 250 + 200 \times 4200 \\ &= 10\,840\,000 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$\omega = 1.09$ (Ver libro nuevo de puentes de S. R. H. "En Caballetes").

$$P_{actuante} = \leq F_v = 204\,146 \text{ Kg}$$

$$\therefore \frac{10\,840\,000}{204\,146 \times 1.09} = 48.7 > 3 \quad \therefore \text{bién}$$

ESTRIBOS: (SEGUN DIN)

Estribos 0.25% del Volúmen de Concreto

$$E = 0.0025 \times 37850 \times 100 = 9463 \text{ cm}^2$$

El perímetro de un estribo 4C de 6 ramas es de 1386 cm

$$\text{En un metro se requiere } \frac{9463}{1386} = 6.877 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separación} = \frac{1.27 \times 100}{6.827} = 18 \text{ cm}$$

Estribos de 6 ramas de 4C o 18 cm

CALCULOS ESTRUCTURALES DE LA ZAPATA

$$\leq F_v = 204\,164 \text{ Kg}$$

$$M_x = 91\,749 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 0$$

$$\text{Capacidad del terreno} = 2.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\omega_1 = (4 \times 6 \times 0.40) + 200 = 23040 \text{ Kg}$$

Para ω_2

$$A_i = 24 \text{ m}^2$$

$$A_s = 4 \text{ m}^2$$

$$:h = 0.80 \text{ m}$$

$$\omega_2 = \left[(24 + 4 + \sqrt{24 \times 4}) \right] \frac{0.40}{3} \times 2400 = 10653 \text{ Kg}$$

$$\omega_t = 33693 \text{ Kg}$$

PESO DE LA TIERRA SOBRE LA ZAPATA

$$\omega_t = (24.00 - 4.00) \times 3.15 \times 1800 = 113400 \text{ Kg}$$

PESO DEL AGUA SOBRE LA ZAPATA

$$\omega_a = (24.00 - 4.00) \times 7.25 \times 1000 = 145000 \text{ Kg}$$

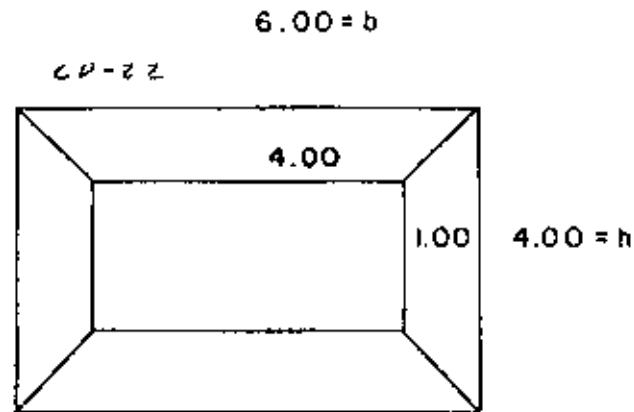
$$\text{Peso total del conjunto} = \sum F_v + \omega_{zap} + \omega_t + \omega_a$$

$$P_{tc} = 204146 + 33693 + 113400 + 145000 = 496239 \text{ Kg}$$

$$A = 24.00 \text{ m}^2$$

$$f = \frac{Pror}{A} \pm \frac{Mx}{Sx} \pm \frac{My}{Sy}$$

$$Sx = \frac{hb^2}{6} = \frac{4.00 \times 6.00^2}{6} = 24.00 \text{ m}^2$$



$$f = \frac{496\,239}{24} \pm \frac{91\,749}{24}$$

$$F_{\text{máx}} = 2.0676 + 0.38228 = 2.4489 \text{ Kg} - \text{cm}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 2.0676 - 0.38228 = 1.6854 \text{ Kg} - \text{cm}^2$$

Reacción del terreno:

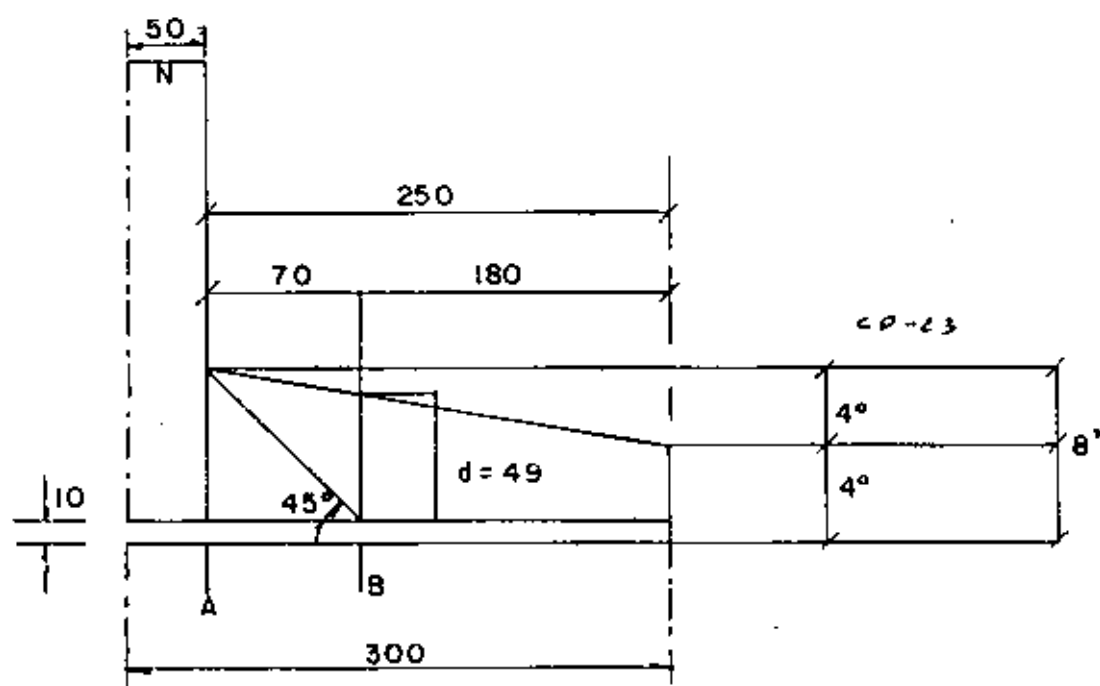
$$f_{\text{máx}} = 2.4489 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{mín}} = \underline{1.6854} \text{ Kg/cm}^2$$

∴ la reacción del terreno será:

$$R_z = \frac{0.8501}{2} - \frac{3369 + 113400 + 145000}{240000} = 8501 \text{ Kg/m}^2$$

$$R_t = 0.8501 \text{ Kg/cm}^2$$



$$M_a = 8501 \times 2.50 \times 1.00 \times 1.25 = 26566 \text{ Kg-cm}$$

$$V_a = 8501 \times 2.50 \times 1.00 = 21253 \text{ Kg.}$$

$$V_B = 8501 \times 1.80 \times 1.00 = 15.302 \text{ Kg}$$

REVISION DEL PERALTE:

$$d_M = \sqrt{\frac{26566}{13.69}} = 44 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte en A} = 70 \text{ cm}$$

Se adopta:

$$d = 70 \text{ cm}$$

$$r = 10 \text{ cm}$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{26\,56\,600}{2000 \times 0.9 \times 70} = 21.08 \text{ cm}^2$$

Varillas de 1" ϕ a 24 cm

ACERO POR TEMPERATURA

$$A_{st} = 0.00125 \times 100 \times 80 = 10 \text{ cm}^2$$

Varillas de 5/8" a 19 cm

REVISION POR CORTANTE

Peralte en B = 49 cm

$$\sqrt{v}_{perm} = 0.29 \sqrt{f_c} = 4.585 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{v}_a = \frac{21253}{500 \times 0.9 \times 70} = 0.69 \text{ Kg/cm}^2 \quad 4.58 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (bien)}$$

REVISION POR ADHERENCIA

$$\xi_o = \frac{4A_s}{D} = \frac{21.08 \times 4}{2.54} = 33 \text{ cm}$$

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{f_c}}{D} = 14.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\xi_o_{perm} = \frac{21253}{14.32 \times 0.90 \times 80} = 20 \text{ cm} \quad 33 \text{ cm} \quad \therefore \text{ Bien.}$$

CUBICACIONES

CONCRETO. -

a). - Cabezal. -

$$V_a = [7.00 \times 0.80 + (7.00 + 4.00) \times 0.50 \times 0.80] \times 1.00 = \underline{10.00 \text{ m}^3}$$

b). - Columna de 8.60 m de altura. -

$$V_b = (3.00 \times 1.00 + 0.7854 \times 1.00^2) \times 8.60 = \underline{32.55 \text{ m}^3}$$

c). - Columna de 5.60 m de altura. -

$$V_c = (3.00 \times 1.00 + 0.7854 \times 1.00^2) \times 5.60 = \underline{21.20 \text{ m}^3}$$

d). - Zapata

Cálculo de V_1 :

$$V_1 = 6.00 \times 4.00 \times 0.40 = 9.60 \text{ m}^3$$

Cálculo de V_2

$$\text{Area inferior: } A_i = 6.00 \times 4.00 = 24.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Area Superior: } A_s = 4.00 \times 1.00 = 4.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Entonces: } V_2 = \left(\frac{24 + 4 + \sqrt{24 \times 4}}{3} \right) \times 0.40 = 5.04 \text{ m}^3$$

$$\text{Por tanto el volúmen de la zapata vale: } V_d = \underline{14.64 \text{ m}^3}$$

e). - Zoclos. -

Volúmen por 7 zoclos de 5.9 cm de altura: (Un eje de apoyos)

$$V_1 = 0.50 \times 0.50 \times 0.059 \times 7 = 0.10325 \text{ m}^3$$

Volúmen por 7 zoclos de 8.7 cm de altura: (Un eje de apoyos)

$$V_2 = 0.50 \times 0.50 \times 0.087 \times 7 = 0.15225 \text{ m}^3$$

Cada pila 2, 3 ó 4 tienen zoclos por:

$$V = 0.1035 + 0.15225 = 0.26 \text{ m}^3$$

La pila 5 tiene zoclos por:

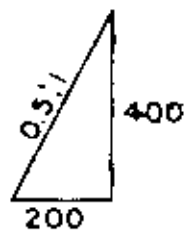
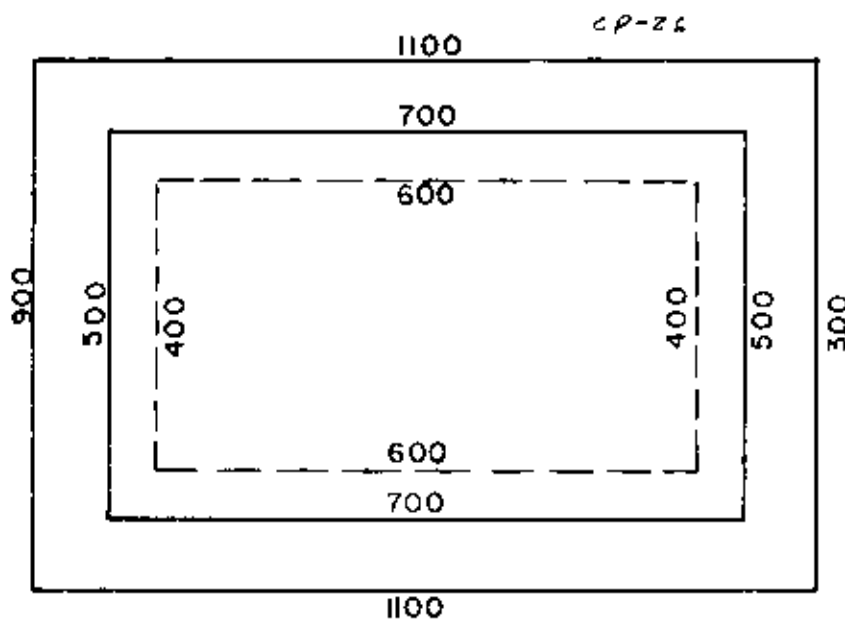
$$V = 0.15225 \times 2 = 0.30 \text{ m}^3$$

EXCAVACIONES. - (Aproximadas)

Consideramos: Altura promedio: $h = 4.00 \text{ m}$

Talud de excavación: $t = 0.5:1$

Banquetas en el desplante de: 0.50 m



$$\text{Area inferior: } A_i = 5.00 \times 7.00 = 35.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Area Superior: } A_s = 9.00 \times 11.00 = 99.00 \text{ m}^2$$

$$V = \left(35 + 99 + \sqrt{35 \times 99} \right) \frac{4.00}{3} = 257.15 \text{ m}^3$$

RELLENOS COMPACTADOS. - (Aproximadas)

Para este caso observamos que queda bajo el relleno la zapata y 3.20 m de altura de columna, entonces:

$$\text{Volúmen de la zapata: } Vz = 14.64 \text{ m}^3$$

$$\text{Volúmen de columna: } Vc = \frac{12.11 \text{ m}^3}{26.75 \text{ m}^3}$$

El relleno sera entonces:

$$Vr = 275.15 - 26.75 = 248.4 \text{ m}^3$$

10

1

2

3

4

5

6



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam.



II CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

DISEÑO ESTRUCTURAL

REPRESA - PUENTE - CAIDA
PLANTA DE BOMBEO

ING. RAFAEL ORDOÑO PEREZ
JUNIO, 1979



Recomendaciones para soldar varillas de refuerzo en estructuras de concreto*

RESUMEN

La soldadura al arco eléctrico constituye uno de los procedimientos más usados en nuestro medio para efectuar empalmes de varillas de refuerzo en estructuras de concreto reforzado, pero en general existen dudas sobre los procedimientos, mano de obra y métodos de supervisión necesarios para obtener resultados satisfactorios. En este trabajo se presentan recomendaciones para lograr empalmes soldados correctos efectuados en varillas laminadas en caliente.

ABSTRACT

Arc welding is one of the more popular methods for joining bars in reinforced concrete structures, but the procedures and supervision methods required to obtain good results are not generally known. This paper contains recommendations for making correct welded joints in hot-rolled reinforcing steel for concrete construction.

Oscar de Buen**

1. CONTENIDO

Estas recomendaciones se refieren exclusivamente a la soldadura al arco eléctrico de varillas de refuerzo, utilizadas en estructuras de concreto, que hayan obtenido las características mecánicas mediante su composición química y el proceso de laminación en caliente, sin recurrir a ninguna operación posterior a su enfriamiento.

Se tratan las diferentes clases de varillas del tipo mencionado en el párrafo anterior, que están incluidas en las normas actuales de la Sociedad Americana de Ensayes y Materiales (ASTM), y se indican las características de las juntas que pueden emplearse en cada caso, así como los electrodos que deben usarse y los procedimientos más adecuados para depositar la soldadura. Se describen también métodos para supervisión y comprobación de la calidad del producto final.

BIBLIOTECA DE LAS DIVISIONES DE INVESTIGACION Y DE ESTUDIOS

AGO. 27 1973

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

Receivida por CAMARA NACIONAL DE LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION

Profesor investigador, Facultad de Ingeniería, UNAM

TABLA 1. TIPOS DE VARILLAS DE REFUERZO Y ELECTRODOS QUE DEBEN USARSE CON CADA UNO

| ACERO DE REFUERZO | | | | | | | ELECTRODO | | |
|-------------------|---|--|-------|---------------------------------|---------------------------|--|------------|---|---|
| Designación | Título de la norma | Composición química, % máx. de P | Grado | Resistencia mínima a la tensión | Límite de fluencia mínimo | Elongación mínima en 200 mm, en porcentaje | | Para desarrollar el 125% del esfuerzo de fluencia de la varilla | Para desarrollar el 100% de la resistencia a la tensión de la varilla |
| | | | | kg/cm ² | kg/cm ² | No de la varilla | Elongación | | |
| ASTM A615-68 | Varillas corrugadas para refuerzo de concreto, producidas en billetas | 0.06 en análisis de carbonó; 28% más en análisis de producción | 40 | 4920 | 2810 | 3 | 11 | E80 | E70 |
| | | | | | | 4,5,8 | 12 | | |
| | | | | | | 7 | 11 | | |
| ASTM A616-68 | Varillas corrugadas de acero de alto para refuerzo de concreto | | 80 | 6330 | 4270 | 3,4,5,6 | 9 | E80 | E90 |
| | | | | | | 7,8 | 8 | | |
| | | | | | | 8,10,11 | 7 | | |
| ASTM A617-68 | Varillas corrugadas para refuerzo de concreto, producidas en el tipo | | 40 | 4920 | 2810 | 3 | 11 | E80 | E70 |
| | | | | | | 4,5,8 | 12 | | |
| | | | | | | 7 | 11 | | |
| ASTM A617-68 | Varillas corrugadas para refuerzo de concreto, producidas en el tipo | | 80 | 6330 | 4270 | 3 | 8 | E80 | E90 |
| | | | | | | 4,5,8 | 8 | | |
| | | | | | | 7 | 8 | | |

1. En juntas a tope de penetración completa debe utilizarse el electrodo correspondiente a la resistencia que se desea obtener; en juntas con soldaduras de filete se utilizará cualquiera de los dos electrodos indicados por cada tipo de varilla.

2. TIPOS DE VARILLAS Y ESPECIFICACIONES CORRESPONDIENTES

En la tabla 1 se indican las características principales de los diferentes tipos de varillas de refuerzo que pueden soldarse de acuerdo con estas recomendaciones.

2.1 Análisis químico

Para aplicar algunas de las instrucciones contenidas en estas recomendaciones es necesario conocer la composición química de las varillas que se vayan a soldar, ya sea que la proporcione el fabricante o que se obtenga por medio de análisis efectuados posteriormente. El análisis químico es necesario, independientemente de las características mecánicas de las varillas.

3. ELECTRODOS

3.1 Clasificación

Los electrodos recubiertos empleados en soldadura manual se designan con la letra E seguida por cuatro o cinco números, en la forma Eabde o Eabcde; los dos o tres primeros dígitos indican la resistencia mínima a la ruptura por tensión del material depositado por el electrodo, en miles de libras por pulgada cuadrada; el penúltimo indica la posición o posiciones en que el electrodo puede producir soldaduras satisfactorias, y el último se refiere al tipo y características de la corriente que se debe emplear y a la naturaleza del recubrimiento del electrodo.

Por ejemplo, un electrodo E6010 produce soldadura con una resistencia mínima a la tensión de 60 000 libras por pulgada

cuadrada (4 200 kg/cm², aproximadamente), puede utilizarse en todas las posiciones (el 1 corresponde a electrodos adecuados para ser empleados en cualquier posición, plana, horizontal, vertical o sobre cabeza), y requiere el uso de corriente continua con polaridad invertida, es decir, el electrodo debe ser el polo positivo en el circuito, y el metal base el negativo.

Los electrodos Exx15, Exx16, Exx18 y Exx28 (así como los Exxx15, Exxx16, etc.) son de bajo contenido de hidrógeno, ya que su recubrimiento tiene muy pocos componentes que contengan ese elemento, lo que ocasiona que en la atmósfera del arco existan solo trazas de hidrógeno o de humedad.

3.2 Elección del tipo de electrodo

Los electrodos que se utilicen en empalmes de varillas deben proporcionar un metal de aportación que tenga propiedades físicas semejantes a las de la varilla; debe ponerse especial atención en los esfuerzos de fluencia y de ruptura en tensión y en la ductilidad, expresada en porcentaje de alargamiento.

El primer paso en la elección del tipo de electrodo se basa en la resistencia que debe tener el empalme, la que es función de la resistencia de la varilla y de los requisitos del código que se esté empleando.

De acuerdo con las normas del Instituto Americano del Concreto (ACI), se considera que un empalme soldado es ciento por ciento eficiente cuando resiste, antes de romperse, una tensión igual o mayor que la correspondiente al 125 por ciento del esfuerzo de fluencia especificado para la varilla; en cambio, otras normas (por ejemplo, las contenidas en el Manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad) exigen que los empalmes hechos con soldadura resistan, en tensión, por lo menos el ciento por ciento de la resistencia a la tensión mínima especificada para el tipo de varilla utilizado.

Por ejemplo, si se van a empalmar varillas ASTM A815-68 grado 80, con límite de fluencia mínimo de 4 220 kg/cm² y resistencia a la ruptura, en tensión, no menor de 6 330 kg/cm², por medio de una soldadura a tope de penetración completa, debe usarse un electrodo de alguno de los tipos siguientes:

Normas ACI. El metal depositado debe tener una resistencia mínima de $4\ 220 \times 1.25 = 5\ 275$ kg/cm², de manera que se utilizará un electrodo E 80xx, que proporciona una soldadura con resistencia de $80\text{ksi} \pm 5\ 600$ kg/cm², o mayor.

Manual de diseño de obras civiles de la CFE. Se debe utilizar

un electrodo E90xx, con el que se obtiene metal de aportación que resiste, a la ruptura, no menos de 6 300 kg/cm², aproximadamente.

En general, se recomienda el empleo de electrodos de bajo contenido de hidrógeno (series Exx15, 16, 18 y 28, y Exxx15, 16, 18 y 28); entre ellos, son especialmente convenientes los de las clases Exx18-28 y Exxx18-28, ya que el hierro en polvo contenido en su recubrimiento facilita la ejecución de la junta y aumenta la velocidad de relleno.

Las características del electrodo deben ser las apropiadas al tipo de máquina de soldar que se vaya a emplear.

3.3 Tipos de varillas y electrodos aplicables

En la tabla 1 se indican los electrodos que deben usarse para soldar, en uniones a tope con penetración completa, los diversos tipos de varillas contenidos en las normas de la ASTM. En su elección se han seguido los dos criterios mencionados en 3.2.

4. ALMACENAMIENTO, MANEJO, CONDICIONES DE USO Y CONTROL DE LOS ELECTRODOS

a) Se deben almacenar los electrodos en las cajas en que los entrega el fabricante, y deben conservarse en un lugar seco y limpio.

b) Se deben manejar con el cuidado necesario para evitar que se maltraten o se contaminen con basura, aceite, agua u otras materias extrañas. Deben tomarse las precauciones necesarias para ello, tanto cuando aún están en sus envases originales como cuando se han sacado de los mismos.

c) En el momento en que se usa un electrodo, su recubrimiento debe estar completamente seco. Los electrodos que se saquen de envases sellados herméticamente deben utilizarse dentro de un periodo no mayor de cuatro horas, contadas a partir del instante en que se abre el paquete. Los electrodos que no se usen dentro de ese lapso de tiempo, los que estén almacenados en paquetes no sellados herméticamente, o los que hayan estado expuestos durante más de una hora a una atmósfera con humedad relativa de 75 por ciento o mayor, deberán secarse en hornos adecuados durante una a tres horas, a temperaturas comprendidas entre 230 y 260° C, antes de ser utilizados. Si un electrodo que ha sido secado como se indica en el párrafo anterior no se usa dentro de las cuatro horas siguientes, debe volverse a secar antes de usarse.

TABLA 2. TEMPERATURAS MÍNIMAS DE PRECALENTAMIENTO⁽¹⁾

| CONTENIDO DE C y Mn, en porcentaje | ELECTRODO ⁽²⁾ | TRATAMIENTO TERMICO REQUERIDO |
|-------------------------------------|--------------------------------|---|
| C, hasta 0.30
Mn, hasta 0.60 | Cualquiera | No se requiere precalentamiento, excepto cuando la temperatura de las varillas es menor de -10°C; en ese caso, se precalentarán a 40°C. |
| C de 0.31 a 0.35
Mn, hasta 0.90 | Cualquiera | Las varillas se precalentarán a 40°C. |
| | De bajo contenido de hidrógeno | No se requiere precalentamiento, excepto cuando la temperatura de las varillas es menor de -10°C; en ese caso, se precalentarán a 40°C. |
| C, de 0.36 a 0.40
Mn, hasta 1.30 | De bajo contenido de hidrógeno | Las varillas se precalentarán a 95°C. |
| C, de 0.41 a 0.50
Mn, hasta 1.30 | De bajo contenido de hidrógeno | Las varillas se precalentarán a 200°C. |

(1) Estas temperaturas mínimas deben conservarse durante todo el proceso de colocación de la soldadura, es decir, el metal de aportación ya depositado y el metal base adyacente deben estar a una temperatura no menor que la indicada al iniciar la colocación de cordones sucesivos.

(2) La resistencia del electrodo se fijará de acuerdo con la tabla 1.
La longitud de la zona precalentada será de tres (3) diámetros a cada lado de la junta, como mínimo.

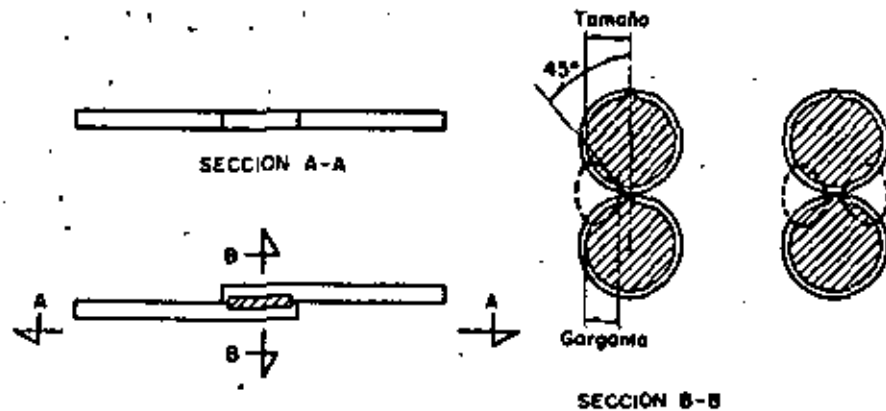


Fig 1

Se desecharán los electrodos cuyo recubrimiento se haya mojado.

d) La entrega de los electrodos a los soldadores debe hacerla únicamente personal autorizado que lleve un control cuidadoso de las condiciones de almacenamiento, manejo y uso.

5. PRECALENTAMIENTO

El precalentamiento es la aplicación de calor para elevar la

temperatura de las varillas en la vecindad de la zona donde se depositará la soldadura; tiene por objeto reducir la diferencia de temperatura entre el metal de aportación y el metal base adyacente, para disminuir la velocidad de enfriamiento de la junta; de esta manera se reduce la magnitud de los esfuerzos localizados que pueden ocasionar grietas en las soldaduras o en el metal base inmediato a ellas, y se ayuda a evitar la formación de áreas duras y frágiles.

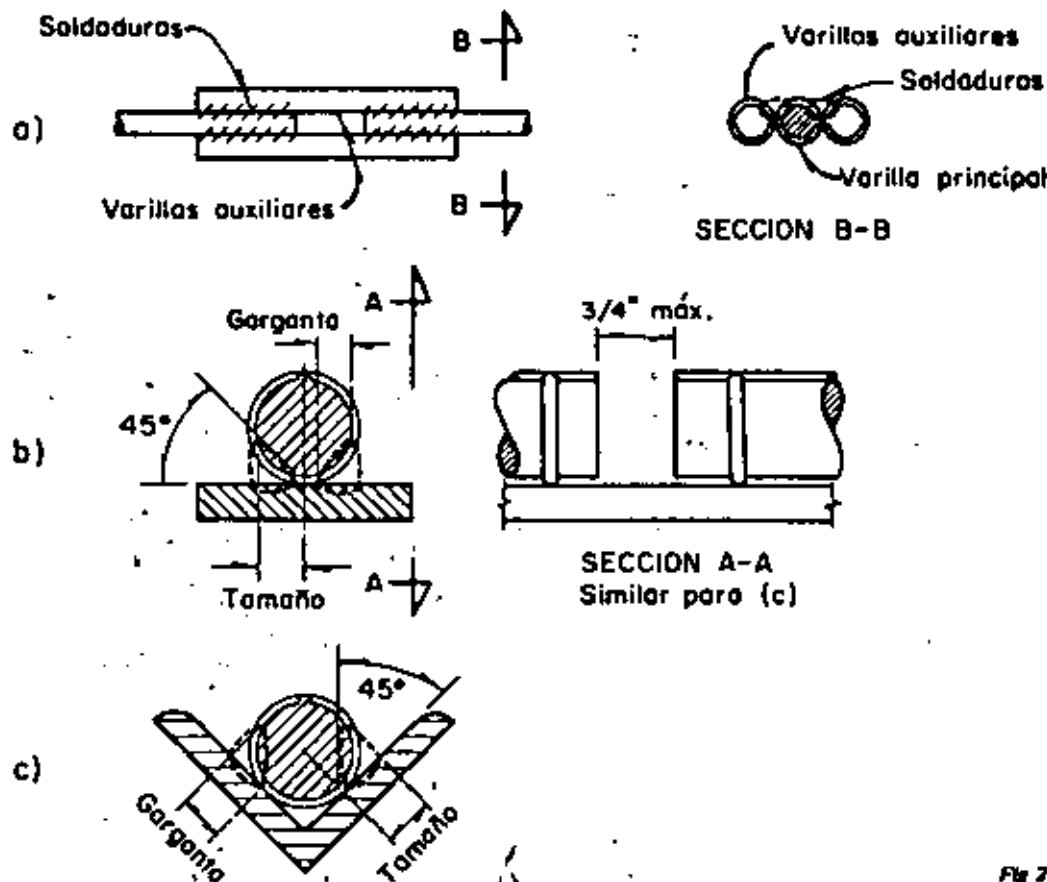


Fig 7

5.1 Temperatura de precalentamiento

Se fija de acuerdo con la tabla 2, en función de la composición química de las varillas y del tipo de electrodo.

5.2 Métodos de aplicación del calor

El calor puede aplicarse utilizando un soplete oxiacetilénico provisto de una boquilla especial o por resistencia al paso de una corriente eléctrica.

5.3 Amplitud de la zona que debe precalentarse en soldaduras a tope

Se precalentarán los extremos de las dos varillas que se vayan a soldar, en una longitud no menor de tres diámetros a cada lado de la junta.

5.4 Medición de la temperatura

Las temperaturas se miden por medio de crayones indicadores de pirómetros de contacto.

6. CONTROL DEL ENFRIAMIENTO

No debe acelerarse el enfriamiento de las soldaduras por ningún método, por lo que quedan terminantemente prohibidas las operaciones de cualquier tipo tendientes a esa fin. Además, las juntas terminadas deben protegerse contra factores no intencionales que puedan ocasionar un enfriamiento acelerado (por ejemplo, deben recubrirse con asbesto u otro material semejante cuando existe la posibilidad de que llueva antes de que las juntas se hayan enfriado por completo, o cuando quedan sometidas a vientos de alguna importancia).

7. TIPOS DE JUNTAS

Pueden empalmarse las varillas de refuerzo por medio de soldaduras de filete o de soldaduras a tope, de penetración completa.

7.1 Uniones con soldaduras de filete

Este tipo de uniones puede hacerse traslapando las dos varillas y soldándolas entre sí, o colocando una frente a la otra y utilizando un elemento adicional para transmitir los esfuerzos.

a) Cuando la unión se efectúa traslapando las varillas, la soldadura debe depositarse, de ser posible, por ambos lados de la arista de contacto, pero se aceptan las uniones con soldadura de un solo lado, cuando el otro no es accesible. Este tipo de unión es adecuado únicamente para varillas de pequeño diámetro, no mayores del No 5 (fig 1).

b) El elemento auxiliar utilizado para unir dos varillas no traslapadas puede ser otra varilla o un par de varillas, una placa o un ángulo (fig 2). Su resistencia debe ser igual o mayor que la de las varillas que se están empalmando.

c) Las juntas excéntricas (como la de la fig 1 soldada por un solo lado, la de la fig 2a con una sola varilla lateral, o la de la fig 2b) deben evitarse siempre que sea posible y, en caso de utilizarse, debe tenerse en cuenta en el diseño el efecto desfavorable de la excentricidad. Se prohíbe su uso en estructuras que vayan a quedar sometidas a un número grande de ciclos de carga, en las que la falla por fatiga sea una posibilidad.

d) Cuando se unen dos varillas del mismo diámetro, de alguna de las maneras mostradas en las figs 1 y 2a, el tamaño nominal de la soldadura es el radio de la varilla; si las dos varillas tienen diámetros diferentes, el tamaño nominal es el menor de los dos radios.

Si se emplean las uniones de las figs 2b o 2c, el tamaño nominal de la soldadura es también el radio de la varilla.

e) En cualquiera de los casos anteriores, la dimensión real de la garganta del filete de soldadura debe ser igual o mayor que 3/4 del tamaño nominal.

f) Se utilizarán los electrodos indicados en la tabla 1, y los esfuerzos de diseño serán los especificados para soldaduras de filete.

7.2 Uniones a tope con soldaduras de penetración

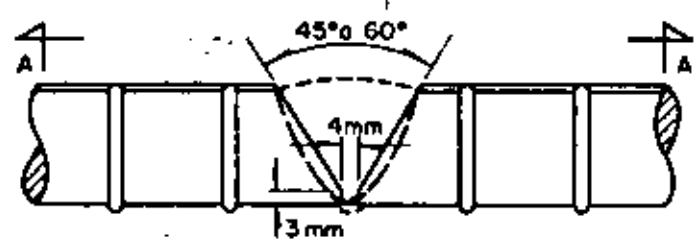
Se prefiere este tipo de uniones a las realizadas con soldadura de filete, excepto en varillas de diámetro muy pequeño. Se recomienda su empleo para varillas del No 8 o mayores, y en todos los casos en que determinados requisitos de colocación impidan o dificulten el uso de traslapes.

7.2.1 Preparaciones de los extremos de las varillas

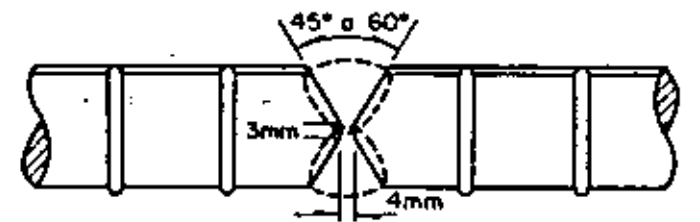
Para permitir una colocación adecuada del metal de aportación, que debe rellenar totalmente la sección transversal de la



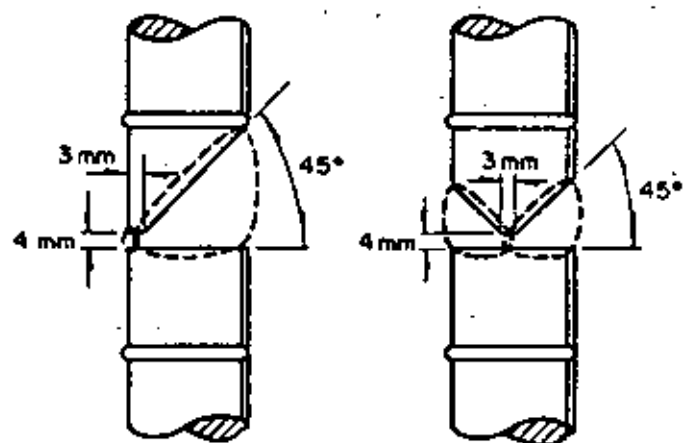
SECCION A-A



a) Bisel en V sencillo¹



b) Bisel en V doble¹



c) Bisel en V sencillo²

d) Bisel en V doble²

¹ Preparación empleada normalmente para varillas en posición horizontal
² Preparación empleada normalmente para varillas en posición vertical

Fig 3

Junta, es necesario biselar los extremos de las varillas de alguna de las maneras indicadas en la fig 3.

Las preparaciones a) y b) se emplean normalmente en varillas que se sueldan en posición horizontal, y las c) y d) para varillas en posición vertical.

Las preparaciones mostradas en la fig 3 pueden utilizarse sin emplear placas u otros elementos de respaldo, únicamente en los casos en que el soldador tenga acceso cómodo a todo el perímetro de la varilla; cuando deba depositarse el metal de aportación por un solo lado de la junta, se empleará alguno de los elementos de respaldo indicados en la fig 2.

8. MANO DE OBRA

8.1 Soldadores

Todos los soldadores que se utilicen para soldar varillas deberán haber sido calificados previamente en exámenes que reproduzcan, con la mayor fidelidad posible, las condiciones en las que se efectuará el trabajo.

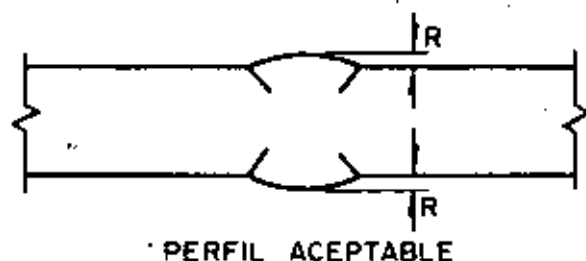
8.2 Condiciones en las que no debe soldarse

No se efectuará ningún trabajo de soldadura cuando la temperatura ambiente sea menor de -10°C , cuando las superficies por soldar estén húmedas o expuestas a lluvia, granizo, nieve o vientos intensos, ni cuando los soldadores tengan que trabajar en condiciones inclementes.

8.3 Preparación y limpieza del material

a) Las superficies por soldar y las adyacentes a ellas, hasta 5 cm a uno y otro lado de la junta, deben estar limpias, sin escamas de laminado y libres de óxido, pintura, grasa, cemento o cualquier otro material extraño. Se permite la presencia de escamas de laminado que resistan un cepillado vigoroso con cepillo de alambre, así como una ligera capa de aceite secador o de recubrimiento antioxidante.

b) Las superficies en las que se vaya a depositar la soldadura, en juntas a tope con penetración completa, deben ser lisas y uniformes, sin irregularidades, rebabas, desgarraduras, grietas u



El refuerzo R no debe ser mayor de 3 mm

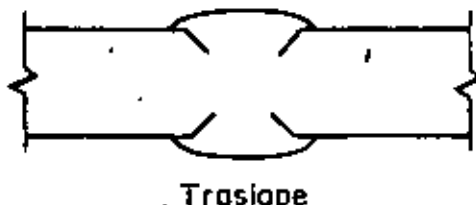
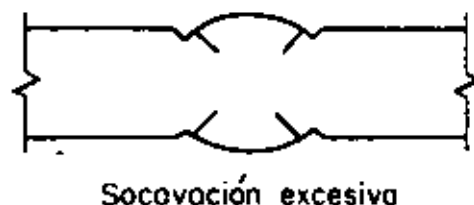
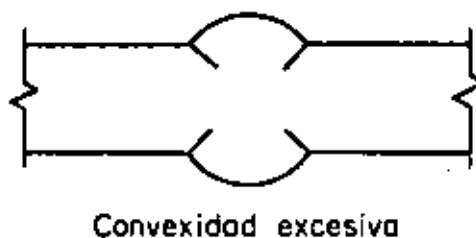
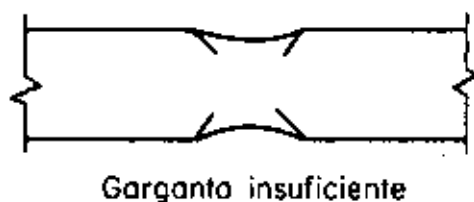


Fig 4. Perfiles inaceptables

otros defectos que afecten desfavorablemente la calidad o resistencia de la soldadura.

c) Los cortes necesarios para preparar los biseles pueden hacerse con soplete oxiacetilénico o con segueta; cuando se utilice soplete debe eliminarse la escoria producida por el corte, y el acabado final de las superficies en las que se vaya a depositar la soldadura debe ser semejante al que se obtiene en cortes con segueta. En caso de ser necesario, los cortes con soplete se corregirán con segueta, esmeril o maquinándolos.

8.4 Colocación de las partes por soldar

a) Los detalles y la secuela de elaboración de las juntas se planearán de manera que se tenga siempre acceso cómodo a las superficies en las que se depositará la soldadura, y que esta pueda colocarse en todos los casos en la posición más favorable posible.

b) Las partes por unir y los elementos auxiliares, cuando estos existan deben alinearse adecuadamente para reducir las excentricidades a un mínimo.

c) Cuando se utilicen soldaduras de filete, las dos varillas o la varilla y la placa de empalme deben colocarse en un contacto tan completo como sea posible. La separación entre las dos partes que van a recibir el cordón no debe ser mayor de 5 mm ni de un cuarto del diámetro de la varilla; si la separación es de 1.5 mm o mayor, el tamaño de la soldadura debe aumentarse en esa misma cantidad.

d) En uniones a tope las varillas deben alinearse perfectamente, antes de empezar a depositar la soldadura, de manera que coincidan los ejes de los tramos por unir. Es muy importante que las aristas de los biseles coincidan exactamente, tanto en tamaño como en alineamiento.

e) El desalineamiento máximo permisible es la décima parte del diámetro de la menor de las varillas, sin exceder 3 mm. Al corregir faltas de alineamiento que estén fuera de ese límite, las varillas se torcerán de manera que su pendiente no sea mayor de 1/24.

f) Una vez presentadas las varillas que se van a soldar, las dimensiones de los biseles y las separaciones entre ellas no deben diferir de las indicadas en las figs 3 y 7 en cantidades mayores que las siguientes:

| | Juntas no trabajadas por la raíz | Juntas trabajadas por la raíz |
|---|----------------------------------|-------------------------------|
| 1. Cara de la raíz | ± 1.5 mm | sin limitación |
| 2. Abertura de la raíz en juntas sin placa de respaldo | - | + 1.5 mm, - 3 mm |
| 3. Abertura de la raíz en juntas con placa de respaldo | + 6 mm, - 1.5 mm | - |
| 4. Angulo que forman las superficies entre las que se colocará la soldadura | ± 5° | + 10°, - 5° |

9. PERFILES DE LAS SOLDADURAS

Las soldaduras de penetración deben hacerse con un pequeño refuerzo, excepto cuando se especifique lo contrario. La altura del refuerzo no debe ser mayor de 3 mm, y la transición entre la superficie de las varillas y la zona de diámetro máximo de la soldadura debe ser gradual.

En la fig 4 se muestran los perfiles de juntas aceptables e inaceptables.

10. CALIDAD DE LAS SOLDADURAS

a) Debe haber fusión completa entre el metal de aportación y el metal base, así como entre los diferentes cordones de soldadura.

b) Los cráteres se rellenarán hasta completar la sección transversal especificada de la soldadura.

c) La profundidad de una socavación no será nunca mayor de 0.25 mm cuando su dirección sea transversal a la de los esfuerzos primarios en la parte socavada, ni mayor de 0.8 mm cuando su dirección sea paralela a la de esos esfuerzos primarios.

d) No se aceptarán uniones en las que la soldadura esté traspada sobre la varilla.

e) La suma de los diámetros de los poros visibles en la superficie de la soldadura no debe ser mayor de 9 mm en cada 2.5 cm lineales de soldadura.

f) Las uniones no deben presentar grietas en el metal base ni en el depositado; la presencia de grietas de cualquier tipo es motivo suficiente para que la unión sea rechazada.

g) Las soldaduras serán inaceptables si tienen porosidad (es decir, bolsas de gases u otros vacíos similares, de tipo globular) o defectos de fusión (inclusiones de escoria, fusión incompleta, penetración inadecuada u otros defectos semejantes), si:

1. Existen defectos individuales cuya dimensión máxima es de 19 mm o mayor.

2. Existen defectos individuales, con dimensión máxima de 2.5 mm o más, que es mayor de 2/3 de la garganta efectiva de la soldadura, o que están situados a una distancia del extremo de la soldadura menor de tres veces su dimensión mayor.

3. En cualquier longitud de seis veces el tamaño del cordón hay un grupo de defectos en línea, con dimensiones máximas de 2.5 mm o mayores, y la suma de las dimensiones máximas de todos ellos es mayor que el grueso efectivo de la junta o que el tamaño de la soldadura. Si la longitud que se examina es menor de seis veces el tamaño de la soldadura, la suma permisible de las dimensiones máximas de los defectos disminuirá proporcionalmente.

4. El espacio entre dos defectos consecutivos que tengan una dimensión máxima de 2.5 mm o mayor es menor de tres veces la dimensión más grande del mayor de los dos.

5. Existen defectos individuales con dimensión máxima menor de 2.5 mm, pero la suma de sus dimensiones máximas excede 1 cm en cualquier tramo de soldadura de 2.5 cm de longitud.

11. CORRECCIONES

Con autorización, por escrito, del director de la obra, pueden corregirse uniones que contengan soldaduras no satisfactorias, o que indiquen mano de obra de poca calidad; se utilizará para ello alguno de los procedimientos que se enumeran a continuación.

a) Las soldaduras o el metal base defectuosos, se corregirán sustituyendo la soldadura completa, o como sigue:

1. Traslape o convexidad excesiva, suprimiendo el exceso de metal de aportación.

2. Concavidad excesiva, cráteres, soldaduras de tamaño menor de lo especificado y socavación, limpiando y depositando metal de aportación adicional.

3. Porosidad o inclusiones de escoria excesivas y fusión incompleta, quitando las porciones defectuosas y volviendo a soldar.

4. Grietas en la soldadura o en el metal base, determinando la extensión de la grieta, quitando el metal agrietado y 2.5 cm de metal sano más allá de cada extremo de la grieta, y volviendo a soldar.

b) La remoción del metal de aportación, o de porciones del metal base, puede hacerse con esmeril o ranurando con arco-aire; en cualquier caso, deben tomarse las precauciones necesarias para no dañar la soldadura restante o el metal base adyacente. Las zonas defectuosas de soldadura se removerán con cuidado para no quitar porciones importantes de metal base.

c) El metal de aportación adicional necesario para compensar deficiencias en tamaño, se depositará con un electrodo de menor diámetro que el empleado al hacer la soldadura original, y de no más de 5/32 pulg. Las superficies se limpiarán cuidadosamente antes de soldar.

d) Las varillas que hayan quedado ensambladas inadecuadamente, se cortarán y se volverán a soldar.

e) Los elementos que se deformen durante la colocación de la soldadura, se enderezarán por medios mecánicos sin impacto o mediante la aplicación, cuidadosamente supervisada, de una cantidad limitada de calor localizado. La temperatura de las áreas calentadas no pasará de seiscientos (600) grados centígrados, y las partes que se calienten estarán prácticamente libres de esfuerzos y de cargas exteriores; se exceptúan los producidos por medios mecánicos utilizados en conjunción con el calor.

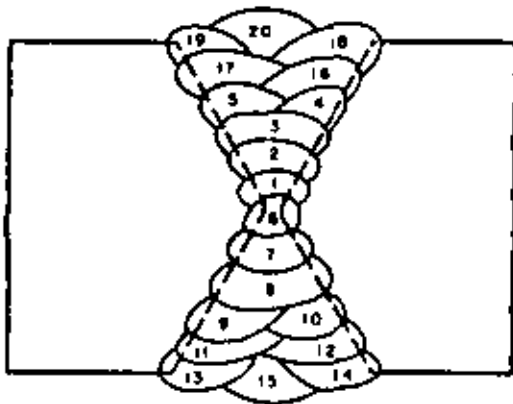
12. PROCEDIMIENTOS PARA LA EJECUCION DE SOLDADURAS A TOPE, DE PENETRACION COMPLETA

En las uniones a tope debe lograrse penetración completa en la sección soldada, es decir, el metal de aportación debe fundirse perfectamente con las caras de las varillas que se están empalmado en la totalidad del área de su sección transversal.

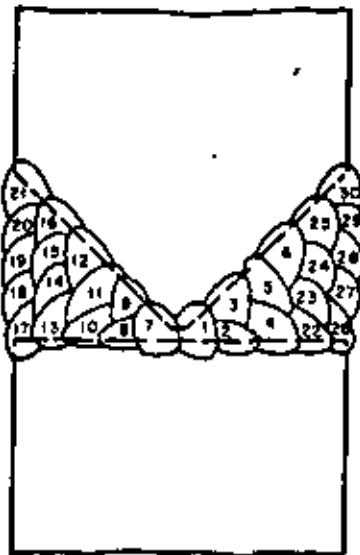
La penetración completa puede lograrse de alguna de las dos maneras siguientes:

12.1 Soldaduras sin respaldo

Este tipo de uniones puede hacerse únicamente cuando se tie-



a) Varillas en posición horizontal



b) Varillas en posición vertical

Fig 5,

ne acceso libre a todo el perímetro de las varillas, lo que con frecuencia sucede solo en las mesas de armado. Cuando se emplea este procedimiento, deben utilizarse elementos de enlace provisionales que permitan alinear las varillas y conservarlas alineadas durante la colocación del metal de aportación; los elementos de enlace serán mecánicos, y se prohíbe el empleo de puntos de soldadura para fijarlos a las varillas.

En la ejecución de las soldaduras de penetración completa sin respaldo se satisfarán los siguientes requisitos:

a) La secuela de colocación de los cordones necesarios para rellenar por completo la junta, será similar a la indicada en el detalle correspondiente de la fig 5.

b) Antes de colocar cada nuevo cordón de soldadura, se limpiarán cuidadosamente los cordones anteriores suprimiendo toda la escoria y cualquier otro material extraño.

c) En todas las soldaduras de penetración debe ranurarse la raíz de la soldadura que se depositó primero, antes de empezar a soldar por el segundo lado; la ranura, que debe tener la profundidad necesaria para descubrir metal sano y limpio, y el ancho adecuado para permitir la colocación correcta del nuevo metal de aportación, puede hacerse con esmeril o con arco-aire (fig 6).

d) En uniones con preparación en V, la secuela de colocación de los cordones será similar a la de un lado de las uniones en doble V.

e) Las secuelas indicadas son aplicables a juntas en varillas de cualquier diámetro; el número total de cordones será el apropiado en cada caso.

f) Siempre que sea posible, al soldar juntas que requieran más de cuatro cordones en cada lado, se rellenarán primero de tres cuartos a siete octavos del primer lado, se hará después la soldadura completa del segundo lado y, por último, se terminará el primero.

g) Es conveniente soldar varias varillas al mismo tiempo (de seis a ocho, como máximo) con objeto de permitir que cada cordón se enfríe antes de depositar el siguiente, para evitar un calentamiento excesivo de las juntas, que podría provocar una disminución indeseable de su ductilidad; desde luego, deben respetarse las temperaturas indicadas en la tabla 2.

h) Los tres o cuatro primeros cordones se depositarán con electrodo de 1/8 o 3/16 pulg de diámetro; en los cordones siguientes del primer lado pueden utilizarse electrodos más

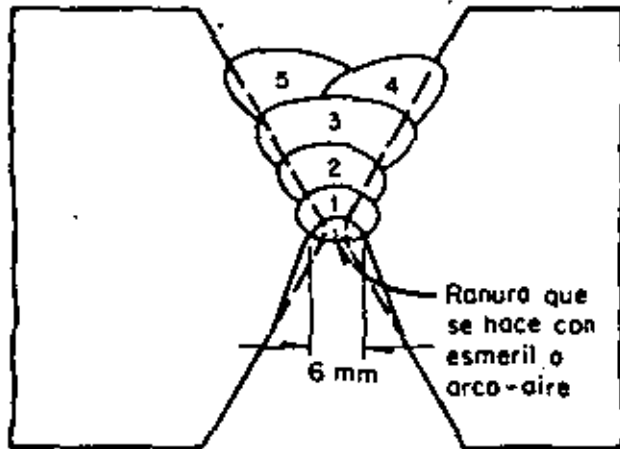


Fig. 6. Preparación de la raíz de la junta antes de empezar a soldar por el mismo lado.

grosos, pero en los tres o cuatro primeros cordones del segundo lado se volverán a usar electrodos de 1/8 o 3/16 pulg; la soldadura se completará con electrodos de mayor diámetro.

12.2 Soldaduras con respaldo

En las obras se presentan con frecuencia casos en los que únicamente se tiene acceso a un lado de la junta por el que debe depositarse, por consiguiente, todo el metal de aportación; cuando esto sucede no se pueden emplear los procedimientos descritos anteriormente.

Este problema se presenta en columnas muy armadas, en las que el gran número de varillas impide la colocación de soldadura por el lado interior de la junta, en contratraves de cimentación, donde solo se puede trabajar por arriba y, con menos frecuencia, en traves de superestructura. En todos estos casos hay que emplear un elemento de respaldo que evite la necesidad de soldar por el lado posterior de las varillas.

Cuando se efectúen soldaduras de penetración completa con respaldo, deben cumplirse las condiciones siguientes:

a) Como elemento de respaldo se puede utilizar una placa de acero o de cobre, doblada en "media caña", de 6 mm de espesor mínimo, o un ángulo de acero estructural, también de espesor mínimo de 6 mm (fig 7). La placa doblada puede sustituirse por medio tubo de diámetro adecuado.

b) Cuando se emplee como respaldo una placa doblada de acero, el primer cordón se depositará de manera que se obtenga fusión completa entre la soldadura y la placa en toda la zona en que ambas estén en contacto.

c) Si se emplea ángulo de respaldo es necesario rellenar con metal de aportación el hueco que queda entre la raíz de la junta y el borde interior del ángulo; la dificultad en obtener un relleno correcto hace que sea más recomendable el empleo de la placa doblada en media caña.

d) Si el respaldo es de placa de cobre, puede quitarse después de colocar los primeros cordones, para utilizarlo en otra junta.

e) El respaldo se utiliza también para fijar y alinear correctamente las varillas que se van a soldar, lo que se logra con la ayuda de medios mecánicos de sujeción, y no utilizando puntos o cordones de soldadura.

f) No es necesario quitar los respaldos de acero, pero puede hacerse si se desea, siempre que se utilicen procedimientos que no ocasionen ningún daño en la junta. Si se dejan las placas o ángulos de respaldo, debe considerarse que no contribuyen a aumentar la resistencia de la junta, pues su finalidad es permitir la colocación correcta de la soldadura y no reforzar el empalme.

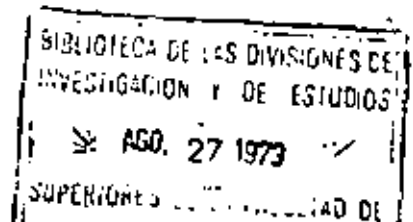
g) La secuela de colocación de los cordones necesarios para rellenar la junta será análoga a la que se emplea en empalmes sin respaldo con preparación en V sencilla, y se tomarán las mismas medidas relativas a la limpieza de la junta.

h) Es también recomendable soldar varias varillas simultáneamente, por las razones indicadas en 12.1.g.

i) Los tres o cuatro primeros cordones se depositarán con electrodos de 1/8 o 3/16 pulg de diámetro, excepto en el caso descrito en 13.d.3; en los restantes pueden usarse electrodos más gruesos.

13. RECOMENDACIONES GENERALES

a) La soldadura debe depositarse en posición plana siempre que esto sea posible.



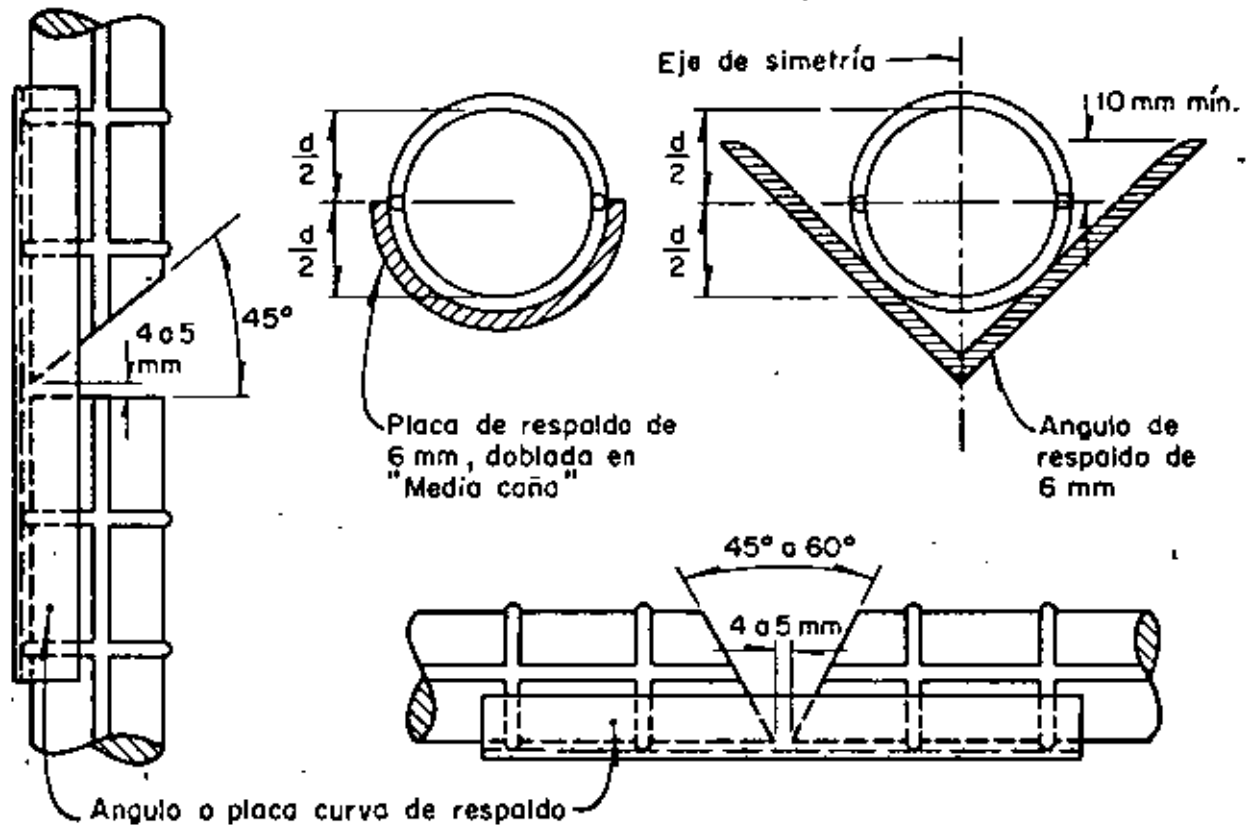


Fig 7. Juntas con placa o ángulo de respaldo

b) La clasificación y el tamaño del electrodo, la longitud del arco, el voltaje y el amperaje deben ser los adecuados al grueso de las varillas, tipo de preparación, posición en que se depositará la soldadura y demás circunstancias relativas al trabajo que se esté efectuando.

c) Se admiten las tolerancias siguientes con respecto a los valores teóricos correspondientes al tipo de electrodo y junta que se esté efectuando:

| | |
|---------------------|-------------|
| Amperaje | $\pm 10 \%$ |
| Voltaje | $\pm 7 \%$ |
| Velocidad de avance | $\pm 10 \%$ |

d) Los diámetros máximos de los electrodos serán los siguientes:

1. 5/16 pulg para todas las soldaduras hechas en posición plana, a excepción de los cordones depositados en la raíz de la junta (cordones de fondeo).
2. 1/4 pulg para soldaduras de filete depositadas en posición horizontal.
3. 1/4 pulg para cordones de raíz de soldaduras de filete he-

chas en posición plana y de soldaduras de penetración hechas en posición plana con respaldo y abertura de raíz de 6 mm o más.

4. 5/32 pulg para soldaduras hechas con electrodos Exx14, Exxx14 y de bajo contenido de hidrógeno, en posiciones vertical o sobre cabeza.

5. 3/16 pulg para cordones de fondeo en soldaduras de penetración y para todas las soldaduras no incluidas en los puntos 1 a 4.

d) El grueso máximo de los cordones colocados después del de raíz en soldaduras de filete, y el de todos los cordones en soldaduras de penetración, será:

1. 1/4 pulg para cordones de fondeo de soldaduras de penetración.
2. 1/8 pulg para los cordones restantes de soldaduras hechas en posición plana.
3. 3/16 pulg para los cordones restantes de soldaduras hechas en posición horizontal, vertical o sobre cabeza.

El tamaño mínimo de los cordones de fondeo será el necesario para evitar que se agrieten al enfriarse.

e) Los tamaños máximos de soldaduras de fileta que pueden depositarse en un solo paso son:

- 1. 3/8 pulg en posición plana.
- 2. 5/16 pulg en posiciones horizontal y sobre cabeza.
- 3. 1/2 pulg en posición vertical.

f) En ningún caso se permite encender el arco contra las varillas que se van a soldar.

g) Queda prohibido el empleo de la soldadura para mantener en posición correcta las varillas, ya sean longitudinales o estribos.

14. INSPECCION Y CONTROL DE CALIDAD

14.1 Aspectos generales

La inspección constituye una parte importante del programa de operaciones requerido para la obtención de soldaduras satisfactorias. Su objeto es asegurarse de que se están cumpliendo todos los requisitos aplicables a un trabajo, y que las soldaduras satisfacen las condiciones establecidas en las especificaciones y en los planos constructivos; el método más efectivo y adecuado para lograr ese objetivo consiste en establecer desde un principio condiciones que aseguren una supervisión conveniente por parte del constructor, y una inspección suficiente para comprobar si esa supervisión se mantiene durante todo el trabajo y si a través de ella se logra una mano de obra satisfactoria que produzca los resultados deseados.

En ningún caso se debe esperar a que las soldaduras estén terminadas para revisarlas y reparar las incorrectas, ya que es mejor evitar la aparición de defectos que dejar que estos se presenten y tratar de descubrirlos y corregirlos después, lo que además puede ser difícil o aun imposible, en algunos casos.

Por consiguiente, la inspección se debe iniciar antes de comenzarse los empalmes entre varillas, proseguirse durante todo el tiempo que dure el trabajo, y concluirse cuando este esté terminado.

En primer término se debe comprobar si el acero de refuerzo que se va a emplear en la estructura es el indicado en los planos y especificaciones de proyecto, y si sus características de soldabilidad permiten obtener juntas correctas; para esto se necesita conocer la composición química de las varillas, como se menciona en 2.1. Además, se debe comprobar también que todos los soldadores que van a intervenir en el trabajo estén califi-

cados para desarrollar correctamente las actividades que les han sido asignadas, y que el equipo que utilizarán es el adecuado y está en condiciones correctas de operación.

Antes de empezar a soldar se deben revisar las caras y bordes de las partes en que se va a colocar soldadura, para determinar si no existen defectos inaceptables, y si las preparaciones de las juntas son correctas en ángulo de inclinación de los biseltes, abertura de la raíz, etc (esta parte de la supervisión es básica, sobre todo en soldaduras a tope en varillas gruesas, ya que no se puede lograr la penetración completa deseada, independientemente de la habilidad del soldador, electrodo empleado, etc, si existen deficiencias en las preparaciones que impidan el acceso del metal de aportación a todo el espesor de la junta); se revisará también la limpieza de las zonas en que se depositará la soldadura y el alineamiento de las varillas que se van a empalmar, así como los dispositivos empleados para mantenerlas en posición.

Los procesos que se van a utilizar en los diferentes tipos de juntas serán también objeto de una revisión antes de iniciar el trabajo, para comprobar que están de acuerdo con estas recomendaciones; se vigilará continuamente que los electrodos empleados sean los correctos (teniendo en cuenta su diámetro, la resistencia deseada de la junta, la posición en que deberá depositarse la soldadura, etc), y que las características de la corriente (temperaje, voltaje, polaridad) y la velocidad de colocación de los cordones sean las adecuadas.

Evidentemente no es posible, ni necesario, que el inspector revise personalmente cada uno de los cordones de todas las juntas; deberá limitarse a determinado porcentaje de ellas, representativo de todas las demás y realizadas por diversos operarios, con objeto de comprobar su habilidad; la responsabilidad final de la calidad de todas las uniones es del constructor, quien deberá contar con una supervisión adecuada dentro de su organización.

Terminadas las juntas de una zona, y antes de que se coloque el concreto en ella, debe hacerse una inspección final, la que se lleva a cabo visualmente y se completa con otros métodos, destructivos y no destructivos.

Durante la inspección visual final se determinan los factores siguientes:

- 1. Alineamiento de las varillas en que se hayan efectuado empalmes soldados.
- 2. Conformidad con los requisitos de las recomendaciones y planos de construcción referentes a dimensiones, distribución, tamaño, contorno y continuidad de las soldaduras.

3. Apariencia de las soldaduras.

4. Defectos superficiales, tales como grietas, poros, cráteres, socavación, etc. (Aunque una soldadura con defectos internos de importancia puede, en algunas ocasiones, presentar una apariencia exterior aceptable, esta es, en la mayor parte de los casos, una buena indicación de que la soldadura se ha hecho correctamente.)

El objetivo final de todos los métodos de inspección es descubrir errores o defectos que puedan afectar desfavorablemente el comportamiento de las juntas; por consiguiente, la inspección debe ser precedida por una limpieza adecuada que elimine la escoria y cualquier otro material que oculte, total o parcialmente, la superficie de la soldadura (esto es aplicable no solamente a la soldadura terminada, sino a todas las etapas del proceso que se deseen inspeccionar). La limpieza debe efectuarse de manera que no oculte información que puede ser vital, ya que si se hace sin cuidado pueden taparse pequeñas grietas y otros defectos similares, haciéndolos invisibles desde el exterior.

La inspección radiográfica y las pruebas destructivas de tensión se emplean con éxito en el control de la calidad de los empalmes soldados de varillas, pero no constituyen un sustituto aceptable de la supervisión e inspección visuales durante la colocación de la soldadura y demás operaciones relacionadas con ella, efectuadas a través de todo el proceso.

Esos métodos son especialmente convenientes para determinar la calidad final de algunos empalmes, escogidos de manera que sean representativos del resto, lo que permite comprobar si por medio de la inspección visual se han obtenido los resultados deseados. Por consiguiente, la radiografía y las pruebas destructivas no deben emplearse nunca aisladamente, sino como un complemento de la inspección visual y del control mantenidos a través de todas las etapas.

Para que la utilidad de la supervisión sea máxima, debe llevarse un control de las uniones efectuadas por cada operario, de manera que sea posible señalarle a cada uno de ellos los errores que haya cometido.

14.2 Secuela detallada del proceso de inspección

14.2.1 Aspectos generales

El inspector debe asegurarse de que todos los pasos necesarios para la obtención de los empalmes soldados se lleven a cabo de

acuerdo con estas recomendaciones. Para ello se le proporcionarán planos en los que se muestre el tamaño, longitud, tipo y colocación de todas las soldaduras, y se le notificará, por adelantado y con tiempo suficiente, cuándo se piensa iniciar cada una de las etapas del armado de la estructura.

14.2.2 Inspección de materiales

El inspector debe asegurarse de que todos los materiales utilizados (varillas, electrodos, placas de respaldo, etc) cumplan los requisitos impuestos por estas recomendaciones y por los planos y especificaciones de construcción.

14.2.3 Inspección del equipo y de los procedimientos de soldado

El inspector revisará el equipo que se va a utilizar para hacer las soldaduras de la obra, con objeto de cerciorarse de que está en condiciones adecuadas de operación. Revisará también los tipos de juntas que se van a emplear y los procedimientos para efectuarlas, los que deberán estar de acuerdo con estas recomendaciones.

14.2.4 Inspección de las calificaciones de los operarios

Las operaciones de soldado serán desempeñadas únicamente por personal calificado. El inspector presenciara las pruebas de calificación de cada uno de los operarios, o comprobará que cada uno de ellos ha demostrado su capacidad previamente, bajo otra supervisión aceptable.

El inspector puede pedir la recalificación de un operario cualquiera si su trabajo es de calidad inferior a la requerida por estas recomendaciones, o si ha dejado de trabajar durante más de tres meses en el proceso para el que está calificado.

14.2.5 Inspección del trabajo

Durante la colocación y soldado de las varillas de refuerzo de la estructura, y antes de que se autorice el colado del concreto, el inspector debe asegurarse de que se satisfacen los puntos siguientes:

- a) Las holguras, biseles, alineaciones, etc, son los indicados en estas recomendaciones para cada tipo de junta.
- b) Los tamaños, longitudes y posiciones de todas las soldaduras cumplen las condiciones impuestas por estas recomendaciones y por las especificaciones y planos de construcción.

c) No se ha suprimido ni añadido ninguna soldadura, sin la debida aprobación.

d) Solamente se están empleando procedimientos aceptados por estas recomendaciones.

e) Los electrodos se están utilizando únicamente en las posiciones y con el tipo de corriente y polaridad para los que están especificados.

f) Los operarios utilizan las técnicas adecuadas.

g) Todas las soldaduras terminadas tienen características correctas; para cerciorarse de que se cumple este punto, el inspector debe medir el tamaño y el contorno de las soldaduras con dispositivos adecuados, y llevar a cabo una inspección visual cuidadosa, con ayuda de lentes de aumento, iluminación poderosa o cualquier otro elemento que le pueda ser útil.

h) Durante los trabajos de supervisión, el inspector identificará con marcas fácilmente visibles todas las partes o juntas que requieran correcciones o sustitución, y volverá a marcarlas cuando las haya aceptado.

14.2.6 Obligaciones del contratista

El contratista satisfará todas las indicaciones que le haga el inspector para corregir una mano de obra inadecuada, y reparar y sustituir todas las soldaduras que no cumplan los requisitos de estas recomendaciones o de los planos y especificaciones de construcción.

Si una soldadura defectuosa o las operaciones llevadas a cabo para removerla dañan las varillas de tal manera que dejen de ser capaces de desempeñar eficientemente su papel dentro de la estructura, el contratista deberá sustituir el material dañado o compensar sus deficiencias siguiendo algún procedimiento autorizado.

14.2.7 Inspección radiográfica

Cuando se desee complementar la inspección visual por medio de radiografías, en los planos y especificaciones de construcción se indicará el número o porcentaje de juntas que deberán radiografiarse, pero no se señalará su posición; el inspector escogerá las uniones en las que se tomarán las radiografías.

En estructuras especiales, o en zonas críticas de estructuras ordinarias, puede especificarse que se radiografie un porcentaje elevado, o aun la totalidad, de las uniones soldadas a tope,

pero en general no se tomarán radiografías de más de un diez o quince por ciento de las juntas.

14.2.8 Pruebas destructivas

Las radiografías sancionan en general la sanidad de las juntas a tope entre varillas, pero no garantizan que su comportamiento bajo carga será satisfactorio, ya que no proporcionan ninguna información sobre posibles cambios desfavorables en la estructura cristalina del acero debidos, fundamentalmente, a ciclos térmicos inadecuados originados por el proceso de colocación de la soldadura o por el enfriamiento posterior hasta la temperatura ambiente; además, con cierta frecuencia se forman microfisuras en planos paralelos a la superficie de los biselados, las que no quedan registradas en las placas radiográficas, a causa de su orientación.

Todo esto ocasiona que, para terminar la inspección de las uniones soldadas en las varillas de refuerzo de una obra, y para llevar un control de calidad completo, sea necesario remover de la obra un cierto número de juntas y someterlas a pruebas de tensión, hasta la ruptura, en una máquina de ensaye; estas pruebas puedan complementarse con estudios metalográficos.

La obtención de los especímenes para las pruebas destructivas de tensión debe llevarse a cabo en forma continua, durante todo el proceso de construcción, y no debe autorizarse ningún colado sin que se conozcan previamente los resultados obtenidos en las pruebas efectuadas en juntas de la zona que se desea colar.

Se considerarán inaceptables todas las uniones en las que la fractura se presente en la soldadura, o en la zona inmediata a ella, bajo una carga menor que la correspondiente al 125 por ciento del esfuerzo de fluencia de la varilla o al ciento por ciento de su resistencia a la tensión, según las especificaciones generales que se estén utilizando, o cuando la fractura se presente bajo una carga mayor, pero la ductilidad del espécimen, medida en porcentaje de la longitud inicial y correspondiente a la fractura, disminuya a menos de los dos tercios de la especificada para la varilla, o a menos del cuatro por ciento.

Los especímenes deben ser representativos de la totalidad de las juntas efectuadas en la obra, y se escogen de las uniones que, de acuerdo con la inspección visual, tienen más probabilidades de resultar defectuosas. En esas condiciones suele ser suficiente un número de pruebas destructivas comprendido entre el cinco y diez por ciento del total de las uniones, aunque en casos especiales puede ser recomendable ensayar un porcentaje más elevado.

1.- ANALISIS DE MUROS DE CONTENCIÓN.

El análisis estructural de los muros de contención consiste en pasos:

- 1) En la proposición tentativa de las dimensiones del muro.
- 2) El cálculo de la estabilidad del mismo.

Si el análisis indica que la estructura no cumple determinadas condiciones, se proponen nuevas dimensiones y se vuelve a analizar hasta obtener los resultados deseados.

La selección de las dimensiones del muro se hace utilizando hipótesis sencillas que nos lleven a fórmulas de fácil aplicación y de suficiente aproximación para un primer tanteo.

Los requisitos que debe llenar el diseño del muro son:

- 1) Que los esfuerzos calculados en el terreno no sean mayores que los esfuerzos permisibles del mismo.
- 2) Que el muro no se deslice.
- 3) Que el muro no se voltee.
- 4) No sufrirá asentamientos excesivos. Esta condición no se revisará por haber sido tratada en las clases correspondientes a Mecánica de Suelos.
- 5) No sufrirá deformaciones excesivas.

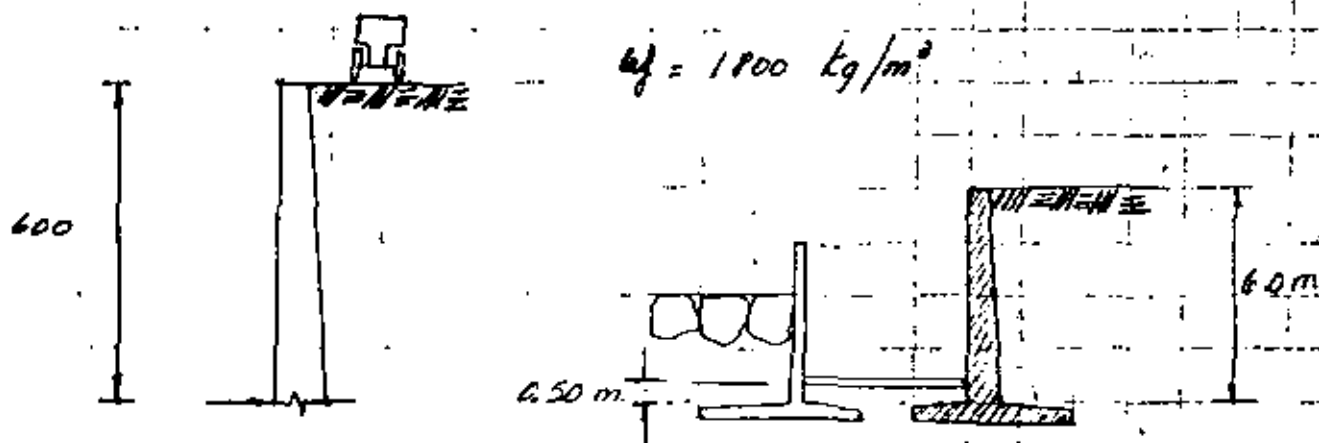
Cuando se proyecta un muro de sostenimiento es más importante considerar el drenaje adecuado del material de relleno, para evitar el aumento del empuje sobre el muro a niveles inadecuados, que aplicar el procedimiento de cálculo con una exactitud innecesaria.

Para la mejor comprensión de lo expuesto se darán ejemplos de diseño de muros.

EJEMPLO 1.

Diseñar un muro de sostenimiento vertical, de 6.0 m de altura, considerando que paralelo a la corona del muro hay tránsito de vehículos y el material no está saturado. La capacidad de carga del terreno es de 18.0 tn/m^2 .

FIGURA 1



DIMENSIONAMIENTO.

En la generalidad de los casos el proyecto de un muro de contención necesita algunos tanteos.

El espesor de la pantalla debe tener un mínimo de 20 cm en la parte superior, por razones prácticas y debe ser mayor cuando sea necesario.

El espesor en la base de la pantalla es de un 7 a 10% de la altura total del muro, el espesor de la losa de cimentación es igual o un poco mayor. Ninguno de los dos debe ser menor de 20 cm.

El muro que se utilizará tendrá forma de T invertida, (usado en la mayoría de los casos, o sea cuando no existen limitaciones de espacio por la vecindad de otras estructuras para el cual utilizando hipótesis simplistas la longitud de la base puede estimarse con bastante aproximación con las fórmulas siguientes, basadas en la teoría de Rankine para calcular el valor del empuje de tierras:

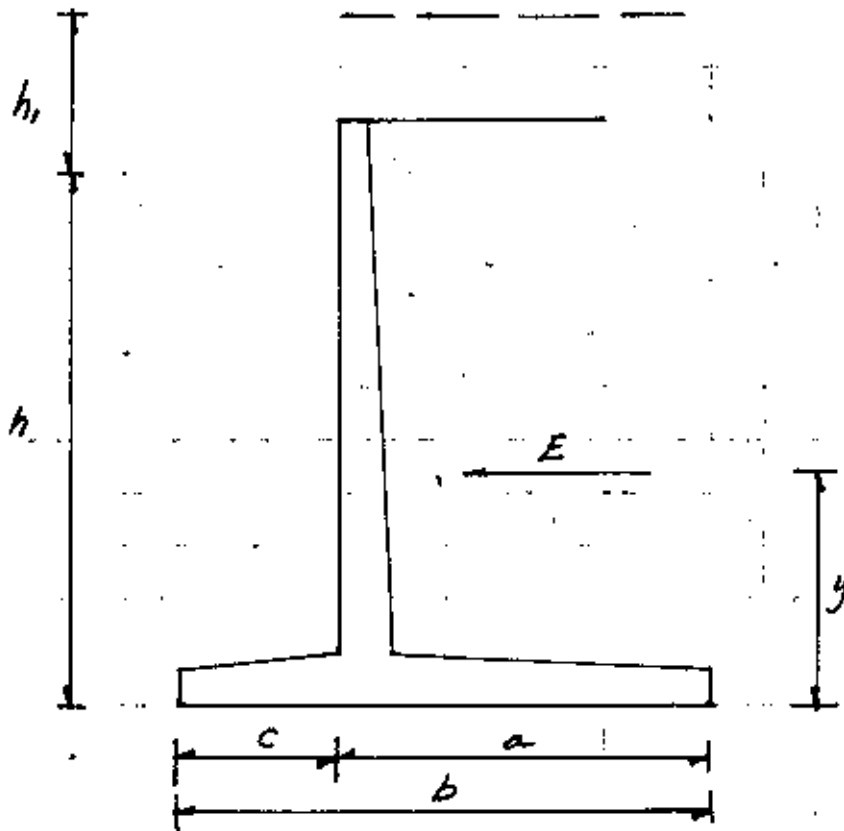


Fig. 2

Muros sin sobrecarga.

$$E = \frac{1}{2} k_0 w h^2$$

$$y = \frac{h}{3}$$

$$b = \sqrt{\frac{3}{4} k_0 h} = \alpha h \quad a = \frac{2}{3} b$$

$$c = \frac{1}{3} b$$

Muros con sobrecarga horizontal

$$E = \frac{1}{2} k_0 w h (h + 2h_1)$$

$$y = \frac{b^2 + 3hh_1}{3(h + 2h_1)}$$

$$b = \alpha h \sqrt{\frac{h + 3h_1}{h + h_1}} \quad a = \frac{2}{3} b$$

$$c = \frac{1}{3} b$$

En las que:

E = empuje total sobre el muro según la teoría de Rankine

k_0 = coeficiente que depende de la inclinación del paramento del muro en contacto con el terreno y el ángulo de reposo de éste.

h = altura del muro.

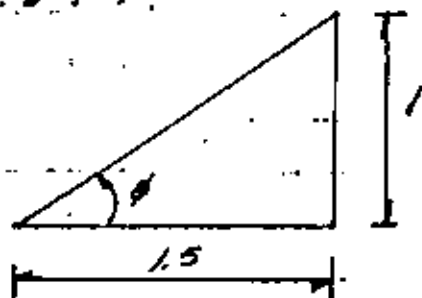
h_1 = altura equivalente al efecto de la carga viva.

En este caso el valor de k_0 está dado por:

$$k_0 = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

donde:

ϕ = ángulo de fricción interna del material de relleno, el cual para fines prácticos se considera igual al talud recomendado por el laboratorio de mecánica de suelos para el material en cuestión, en este ejemplo es de 1.5 : 1.



$$\operatorname{tg} \phi = \frac{1}{1.5} \quad \phi = 33.69^\circ = 33^\circ 41' 24''$$

$$k_0 = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} = \frac{1 - 0.5547}{1 + 0.5547} = 0.286$$

Considerando el espesor de la losa de cimentación igual a un décimo de la altura : $h = 6.0 + 0.6 = 6.6 \text{ m}$

$$L = \sqrt{\frac{3 \times 0.216}{4}} = 0.463$$

$$b = 0.463 \times 6.6 \sqrt{\frac{6.6 + 3 \times 0.6}{6.6 + 0.6}} = 3.30 \text{ m}$$

$$a = 2.20 \text{ m}$$

$$c = 1.10 \text{ m}$$

De conformidad con lo anterior la sección del muro será tal como se muestra en la figura :

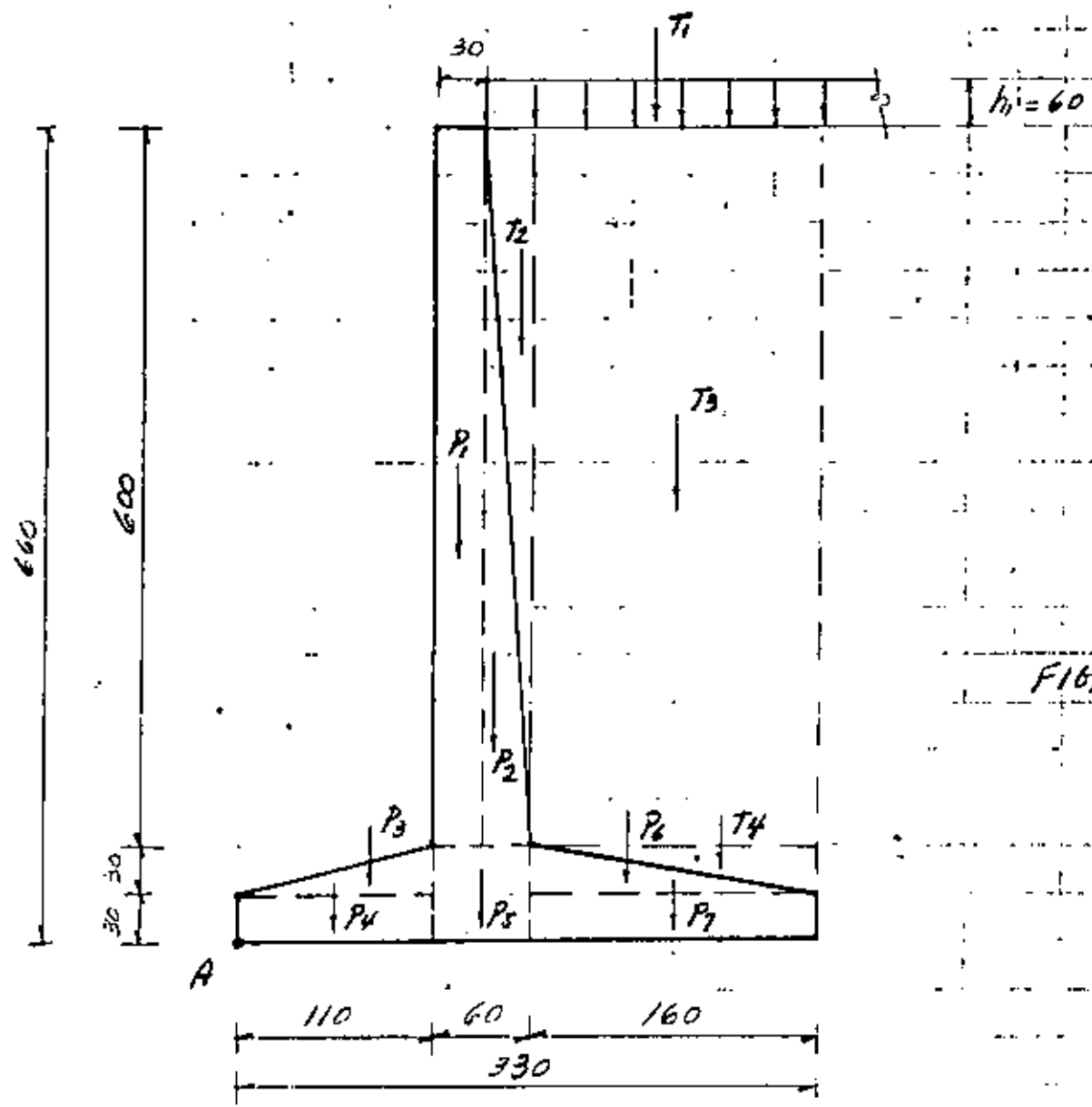


Fig. 3

ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DEL MURO.

El valor del empuje de tierras para el análisis de la estabilidad del muro es:

$$E = 0.5 \times 0.286 \times 1800 \times 6.60 (6.60 + 2 \times 0.60)$$

$$E = 13\ 250 \text{ kg}$$

y su punto de aplicación estará en:

$$g = \frac{6.60^2 + 3 \times 6.60 \times 0.60}{3(6.60 + 2 \times 0.60)} = 2.37 \text{ m}$$

Tomando momentos con respecto al punto A tendremos:

| FUERZA (kg) | BRAZO (m) | MOMENTO (kg-m) |
|---|-----------------------------|----------------|
| $E = 13\ 250$ | 2.37 | - 31 402 |
| $T_1 = 0.60 \times 1.90 \times 1800 = 2\ 052$ | $1.10 + 0.30 + 0.75 = 2.15$ | 4 822 |
| $T_2 = 0.5 \times 0.30 \times 6.0 \times 1800 = 1\ 620$ | $1.10 + 0.30 + 1.20 = 1.60$ | 2 592 |
| $T_3 = 1.60 \times 6.00 \times 1800 = 17\ 280$ | $1.10 + 0.60 + 0.80 = 2.50$ | 43 200 |
| $T_4 = 0.5 \times 1.60 \times 0.30 \times 1800 = 432$ | $1.10 + 0.60 + 1.07 = 2.77$ | 1 197 |
| $P_1 = 0.30 \times 6.0 \times 2400 = 432$ | $1.10 + 0.15 = 1.25$ | 540 |
| $P_2 = 0.5 \times 0.30 \times 6.0 \times 2400 = 2\ 160$ | $1.10 + 0.30 + 0.10 = 1.50$ | 3 240 |
| $P_3 = 0.5 \times 1.10 \times 0.30 \times 2400 = 396$ | 0.73 | 289 |
| $P_4 = 1.10 \times 0.30 \times 2400 = 792$ | 0.55 | 436 |
| $P_5 = 0.60 \times 0.60 \times 2400 = 864$ | $1.10 + 0.30 = 1.40$ | 1 210 |
| $P_6 = 0.5 \times 1.60 \times 0.30 \times 2400 = 576$ | $1.10 + 0.60 + 0.53 = 2.23$ | 1 284 |
| $P_7 = 1.60 \times 0.30 \times 2400 = 1152$ | $1.10 + 0.60 + 0.80 = 2.50$ | 2 880 |

$$\sum F_H = 13\ 250 \text{ kg}$$

$$\sum F_V = 27\ 756 \text{ kg}$$

$$\sum M = 30\ 288 \text{ kg-m}$$

SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO.

El deslizamiento del muro sobre su base es resistido, la fricción entre el suelo y la base y por el empuje positivo del suelo en contacto con la cara exterior de la cimentación.

La fricción entre la base y un suelo en ausencia de datos experimentales se puede tomar como:

Para suelos de material granular grueso, sin limo, $f = 0.55$

Para suelos de material granular grueso, con limo, $f = 0.45$

Para limo, $f = 0.35$

La fricción total en la base de la cimentación es:

$$F = N f$$

N = fuerza normal que actúa en el cimiento.

f = coeficiente de fricción.

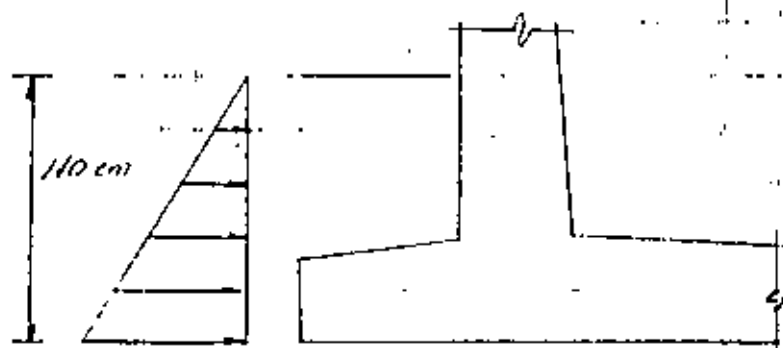
Si el muro descansa sobre limo o arcilla se debe colocar una plantilla de arena compactada de aproximadamente 10 cm de espesor en toda el área de la cimentación. El coeficiente de fricción entre la arena y el suelo cohesivo puede tomarse igual a 0.35.

Para cualquier tipo de muro de contención, el factor de seguridad al deslizamiento no debe ser menor de 1.5 y preferiblemente 2.0 o más.

$$F = 0.55 \times 27\,756 = 15\,266 \text{ kg}$$

$$C. S. = \frac{15\,266}{13\,250} = 1.15 < 1.5$$

En este caso será necesario tomar en cuenta el empuje positivo del suelo a la izquierda del muro, ver figura 1



$$E = \frac{1}{2} k_p w h^2$$

k_p = coeficiente de empuje pasivo del suelo.

$$k_p = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} = \frac{1.5547}{0.4453} = 3.49$$

$$E = 0.5 \times 3.49 \times 1800 \times 1.1^2 = 3801 \text{ Kg}$$

$$C.S. = \frac{15266 + 3801}{13250} = 1.44 \doteq 1.5$$

VOLCAMIENTO.

La forma más grave de falla de los muros de contención es el volcamiento. Si vemos la figura 2 observamos que el muro tiende a volcarse por la acción del empuje, girando al rededor del punto A. El momento de volcamiento es entonces:

$$M_v = 13250 \times 2.37 = 31402 \text{ Kg-m}$$

El peso del muro, del relleno y de la losa de cimentación se oponen al volcamiento del muro. Tomando momentos en respecto a "A" se obtiene el momento resistente:

$$M_R = 61690 \text{ Kg-m}$$

El factor de seguridad al volcamiento es:

$$C = \frac{M_R}{M_D} = \frac{61\ 630}{31\ 402} = 1.96$$

El cual nunca debe ser menor de 1.5 y preferiblemente 2.0.

PASO DE LA RESULTANTE

Cuando la resultante pasa por el tercio medio de la base del muro no se producen tensiones en el terreno, (que no pueden ser tomadas por éste) en la mayoría de los casos.

$$x = \frac{\sum H}{\sum F_v} = \frac{30\ 288}{27\ 756} = 1.09\ m$$

Se considera correcto por pasar la resultante y fuera del tercio medio.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS ZAPATAS

$$P = 27\ 756\ kg$$

$$e = 1.65 - 1.09 = 0.56\ m$$

$$b = 3.30\ m$$

$$x = 1.09\ m$$

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_y}{I_x}$$

Cómo citamos analizando para una longitud unitaria:

$$f = \frac{P}{1 \times b} \pm \frac{P e}{2 \times b^3} = \frac{P}{b} \pm \frac{6Pe}{b^2}$$

$$f = \frac{P}{b} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

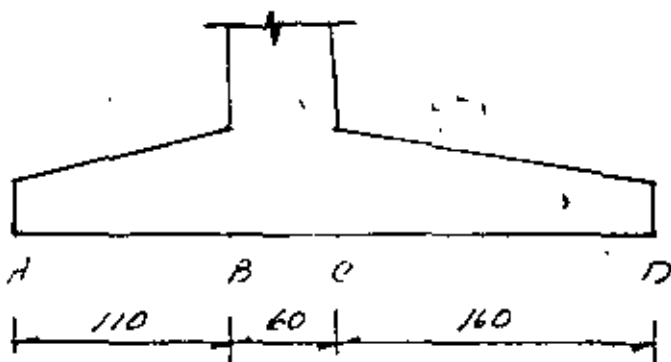
1.02

$$f = \frac{27\,756}{3.30} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.56}{3.30} \right)$$

$$f_{\text{máx}} = 16\,975 \text{ kg/m}^2 = 1.7 \text{ kg/cm}^2 < 1.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{mín}} = -163 \text{ kg/m}^2 = -0.02 \text{ kg/cm}^2 \approx 0$$

Diagrama de esfuerzos:



$$f_1 = 1.7 \text{ kg/cm}^2$$

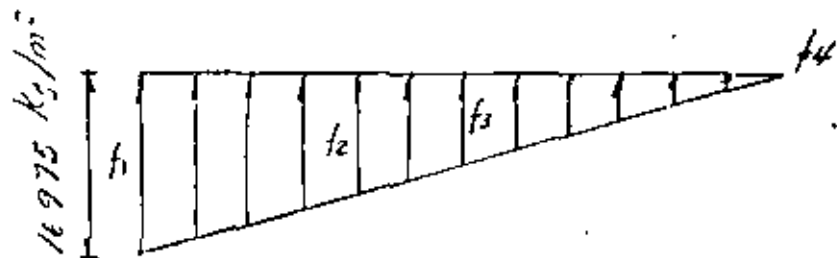
$$f_2 = 1.7 - \frac{110 \times 1.7}{330}$$

$$f_2 = 1.13 \text{ kg/cm}^2$$

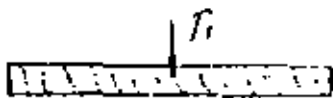
$$f_3 = 1.7 - \frac{170 \times 1.7}{330}$$

$$f_3 = 0.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_4 = 0$$



ZAPATA EN LA ZONA DEL RELLENO.



$$T_1' = 0.6 \times 1800 = 1\,080 \text{ kg/m}^2$$

$$T_3' = 6.0 \times 1800 = 10\,800$$

$$T_4' = 0.15 \times 1800 = 270$$

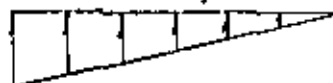
$$P_6' = 0.15 \times 2400 = 360$$

$$P_7' = 0.30 \times 2400 = 720$$

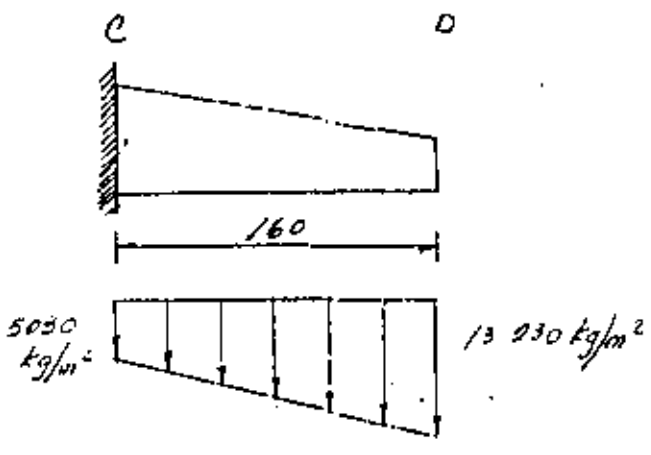
$$13\,230 \text{ kg/m}^2$$



8200 kg/m²



Carga sobre la zapata:



$$V_c = w \cdot l + \frac{\Delta w \cdot l}{2}$$

$$V_c = 5030 \times 1.60 + \frac{8200 \times 1.60}{2}$$

$$V_c = 14608 \text{ kg}$$

$$M_c = \frac{w \cdot l^2}{2} + \frac{\Delta w \cdot l^2}{3} = \frac{5030 \times 1.6^2}{2} + \frac{8200 \times 1.6^2}{3}$$

$$M_c = 6438 + 6997 = 13435 \text{ kg-m}$$

CONSTANTES DE LOS MATERIALES.

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{2000}{9 \times 112.5}} = 0.336 \approx 0.3$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 0.888 \approx 0.9$$

$$K' = \frac{1}{2} f_c k j = 0.5 \times 112.5 \times 0.336 \times 0.888 = 16.78 \text{ kg/cm}^2 \approx 16.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$c = 0.3 \sqrt{f'_c} = 0.3 \sqrt{250} = 4.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{13\,435}{16.8}} = 28 \text{ cm}$$

27

$$d = \frac{V}{r_b} = \frac{14\,608}{4.7 \times 100} = 31 \text{ cm}$$

Utilizaremos $d = 52 \text{ cm}$ $H = 60 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{13\,435\,00}{2000 \times 0.9 \times 52} = 14.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.002 b h = 0.002 \times 100 \times 45 = 9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vars. $5/8" \phi$

Vars. $3/4" \phi$

$$S = \frac{200}{14.4} = 14 \text{ cm}$$

$$S = \frac{285}{14.4} = 20 \text{ cm}$$

$$U_{adm} = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D}$$

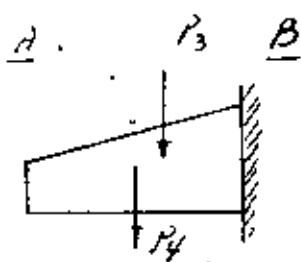
$$U_{5/8" \phi} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.59} = 22.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$U_{3/4" \phi} = 19.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$U = \frac{V}{E_o j d} = \frac{14\,608}{35.7 \times 0.9 \times 52} = 8.7 \text{ kg/cm}^2 \quad (5/8" \phi)$$

$$U = \frac{14\,608}{30 \times 0.9 \times 52} = 10.4 \text{ kg/cm}^2 \quad (3/4" \phi)$$

ZAPATA EN LA ZONA CON AGUA.



$$P_3' = 0.15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$P_4' = 0.30 \times 2400 = 720 \text{ kg/m}^2$$

$$1080 \text{ kg/m}^2$$

$$17000 \text{ kg/m}^2$$

$$11300 \text{ kg/m}^2$$

110 cm

$$15920 \text{ kg/m}^2$$

$$10220 \text{ kg/m}^2$$

$$V_D = w_1 l + \frac{\Delta w l}{2}$$

$$V_D = 10220 \times 1.10 + \frac{5700 \times 1.1}{2}$$

$$V_D = 14377 \text{ kg}$$

$$M_D = \frac{w_1 l^2}{2} + \frac{\Delta w l^2}{3} = \frac{10220 \times 1.1^2}{2} + \frac{5700 \times 1.1^2}{3}$$

$$M_D = 8482 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{848200}{93600} = 9.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s \text{ min}} = 9 \text{ cm}^2/\text{ml} = \text{Vars. } 5/8" \phi \text{ a } 22$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO.

El valor del empuje de tierras para el análisis estructural del muro es:

$$E = 0.5 \times 0.286 \times 1800 \times 6.0 (6.0 + 2 \times 0.6)$$

$$E = 11\ 120 \text{ kg}$$

y su punto de aplicación está en:

$$y = \frac{6.0^2 + 3 \times 6.0 \times 0.6}{3(6.0 + 2 \times 0.6)} = 2.17 \text{ m}$$

$$M = 11\ 120 \times 2.17 = 24\ 130 \text{ kg-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}} = \sqrt{\frac{24\ 130}{16.8}} = 38 \text{ cm}$$

$$d = \frac{V}{rb} = \frac{11\ 120}{4.7 \times 100} = 24 \text{ cm}$$

Utilizaremos $d = 52 \text{ cm}$ $H = 60 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{24\ 130\ 00}{93\ 600} = 25.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vars. $3/4" \phi$

Vars. $1" \phi$

$$s = \frac{285}{25.8} = 11 \text{ cm}$$

$$s = \frac{506}{25.8} = 20 \text{ cm}$$

$$u_{r\phi} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.54} = 14.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$u = \frac{11\ 120}{54.5 \times 0.9 \times 52} = 4.4 \text{ kg/cm}^2 \quad (3/4" \phi)$$

$$u = \frac{11\ 120}{40 \times 0.9 \times 52} = 5.9 \text{ kg/cm}^2 \quad (1" \phi)$$

Ahora calcularemos las alturas a las que podrán recortarse el refuerzo obtenido, considerando que éste puede reducirse, por construcción, a la mitad y a la cuarta parte, para lo cual se calcularán los empujes y sus momentos respectivos, así como los correspondientes momentos resistentes. En esta forma tendremos:

$$E = 0.143 \times 1800 h (h + 1.20) = 257.4 h (h + 1.20)$$

$$y = \frac{h^2 + 3 h h_1}{3 (h + 2 h_1)} = \frac{h^2 + 1.2 h}{3 (h + 1.20)} = \frac{h (h + 1.8)}{3 (h + 1.20)}$$

Momentos resistentes:

Para 50% A_s $M = 0.5 \times 25.8 \times 2000 \times 0.9 d = 23\ 220 d$

Para 25% A_s $M = 0.25 \times 25.8 \times 2000 \times 0.9 d = 11\ 610 d$

El valor del parafte será:

$$d \dot{=} \frac{0.30}{6.00} h + 0.23$$

En la tabla siguiente se determinan los momentos flexionantes y resistentes para diversas alturas:

| h | EMPUJES | | | MOMENTOS RESISTENTES | | |
|------|---------|------|--------|----------------------|--------|--------|
| | E | y | M | d | M 50% | M 25% |
| | (kg) | (m) | (kg-m) | (m) | (kg-m) | (kg-m) |
| 0.50 | 219 | 0.22 | 48 | 0.255 | 5921 | 2961 |
| 0.75 | 376 | 0.33 | 124 | 0.268 | 6223 | 3111 |
| 1.00 | 566 | 0.42 | 238 | 0.280 | 6502 | 3251 |
| 1.25 | 788 | 0.52 | 410 | 0.293 | 6803 | 3402 |
| 1.50 | 1042 | 0.61 | 636 | 0.305 | 7082 | 3541 |
| 1.75 | 1329 | 0.70 | 930 | 0.318 | 7384 | 3692 |
| 2.00 | 1647 | 0.79 | 1301 | 0.330 | 7663 | 3831 |
| 2.25 | 1998 | 0.88 | 1788 | 0.343 | 7964 | 3982 |
| 2.50 | 2381 | 0.97 | 2310 | 0.355 | 8243 | 4122 |
| 2.75 | 2796 | 1.06 | 2964 | 0.368 | 8545 | 4272 |
| 3.00 | 3243 | 1.14 | 3677 | 0.380 | 8824 | 4412 |
| 3.25 | 3723 | 1.23 | 4579 | 0.393 | 9125 | 4563 |
| 3.50 | 4234 | 1.32 | 5589 | 0.405 | 9404 | 4702 |
| 3.75 | 4778 | 1.40 | 6689 | 0.418 | 9706 | 4853 |
| 4.00 | 5354 | 1.49 | 7977 | 0.430 | 9985 | 4992 |
| 4.25 | 5962 | 1.57 | 9360 | 0.443 | 10286 | 5143 |
| 4.50 | 6602 | 1.66 | 10959 | 0.455 | 10565 | 5283 |
| 4.75 | 7275 | 1.74 | 12659 | 0.468 | 10867 | 5433 |
| 5.00 | 7979 | 1.83 | 14602 | 0.480 | 11146 | 5573 |
| 5.25 | 8716 | 1.91 | 16648 | 0.493 | 11447 | 5724 |
| 5.50 | 9485 | 2.00 | 18970 | 0.505 | 11726 | 5863 |
| 5.75 | 10286 | 2.08 | 21395 | 0.518 | 12028 | 6014 |
| 6.00 | 11120 | 2.17 | 24130 | 0.530 | 12307 | 6153 |

La representación gráfica de los anteriores valores se muestra en la hoja siguiente

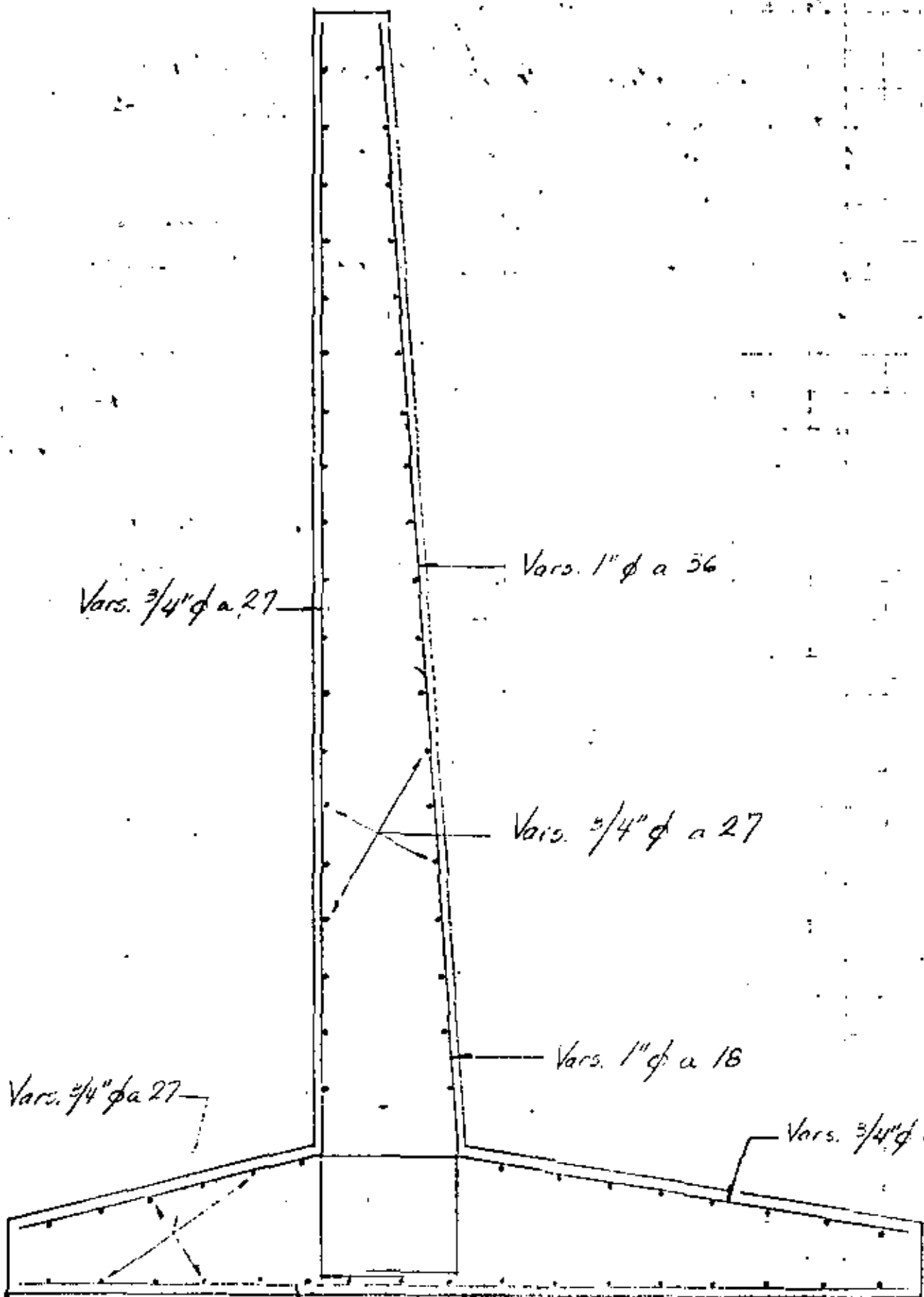
Am 1988...
Director of...

| Serial No. | Date | Particulars | Debit | Credit | Balance |
|------------|------|-------------|-------|--------|---------|
| 1 | 1988 | | | | |
| 2 | 1988 | | | | |
| 3 | 1988 | | | | |
| 4 | 1988 | | | | |
| 5 | 1988 | | | | |
| 6 | 1988 | | | | |
| 7 | 1988 | | | | |
| 8 | 1988 | | | | |
| 9 | 1988 | | | | |
| 10 | 1988 | | | | |

Total...
1988

110 30 30 160 30

66.0
60
350
30
30



Vars. 3/4" ϕ a 27

Vars. 1" ϕ a 56

Vars. 3/4" ϕ a 27

Vars. 1" ϕ a 18

Vars. 3/4" ϕ a 20

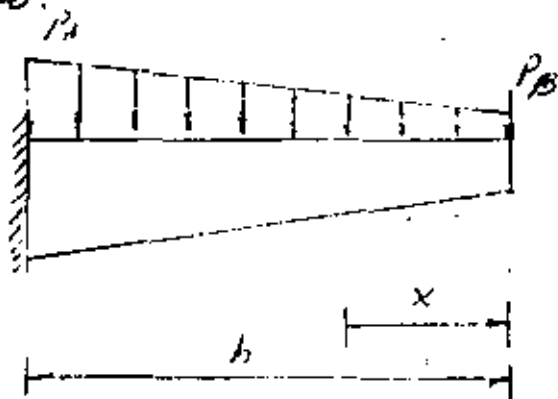
Vars. 3/4" ϕ a 27

Vars. 3/4" ϕ a 27

Cálculo de las deflexiones.

El cálculo de los efectos de flexión en toda longitud de un miembro no prismático puede hacerse de dos maneras, por integración directa o por división del miembro en un número de segmentos.

El primer camino en general lleva a integrales muy la borrosas, por este motivo utilizaremos el segundo.



$$P_A = K_0 w (h + h_1)$$

$$= 0.286 \times 1800 \times 6.60$$

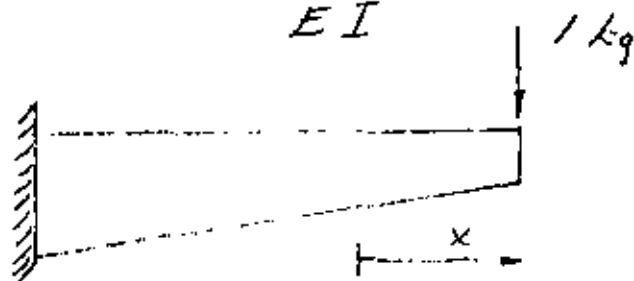
$$P_A = 3398 \text{ Kg/m}$$

$$P_B = K_0 w h_1$$

$$= 0.286 \times 1800 \times 0.6$$

$$P_B = 309 \text{ Kg/m}$$

$$\Delta = \sum \frac{m M \Delta x}{EI}$$



$$m = x$$

$$M = \frac{P_B x^2}{2} + \frac{(P_A - P_B) x^3}{6}$$

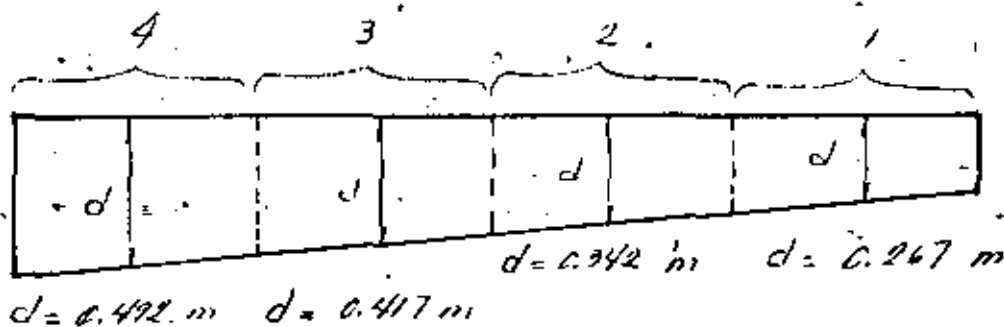
$$M = \frac{309}{2} x^2 + \frac{3398 - 309}{6 \times 6} x^3$$

$$M = 154.5 x^2 + 15.8 x^3$$

$$\Delta x = 1.50 \text{ m}$$

$$E = \frac{2.1 \times 10^6}{9} = 233.333 \text{ kg/cm}^2 = 2.33 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$$

$$I = \frac{bd^3}{12} \quad d = 0.23 + 0.05 x$$



| SEG-
MEN-
TO | x
(m) | M
(kg-m) | I
(m ⁴) | $\frac{mM}{I}$ |
|--------------------|------------|---------------|--------------------------|----------------------|
| 1 | 0.75 | 123.1 | 1.57×10^{-3} | 53.67×10^3 |
| 2 | 2.25 | 1759.5 | 3.33×10^{-3} | 1.118×10^6 |
| 3 | 3.75 | 6691.3 | 6.04×10^{-3} | 4.158×10^6 |
| 4 | 5.25 | 16673.9 | 9.92×10^{-3} | 8.824×10^6 |
| | | | | 14.228×10^6 |

$$\Delta = \frac{14.228 \times 10^6 \times 1.5}{2.33 \times 10^9} = 0.009 \text{ m}$$

$$\Delta = 0.9 \text{ cm}$$

$$\Delta_{perm.} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm}$$

Las represas son estructuras de control que se construyen en el lecho de un canal; éste es la obra de conducción para un cierto caudal de agua que se inicia en la estructura de toma de una presa, ya sea de almacenamiento o de derivación, o bien, como en el caso que a continuación expondremos, de otro canal que conduce un gasto mayor.

El gasto que ocurre en el tramo "muerto" de un canal (es decir, el tramo en el cual el gasto se conserva aproximadamente constante por no existir tomas), será como máximo-igual a la suma de los gastos de todas las tomas laterales que de él se derivan. A pesar de que el canal se proyecta para conducir dicho gasto máximo, éste sólo ocurrirá cuando por las demandas de riego sea necesario hacer trabajar todas las tomas laterales simultáneamente. En la generalidad de los casos, las tomas se proyectan para que funcionen con una carga que está dada por el tirante correspondiente al gasto máximo. Cuando el riego no es necesario que se lleve a cabo en todos los terrenos sino sólo en una parte de ellos, el canal de conducción llevará un gasto menor que el gasto máximo y, por lo tanto, el agua escurrirá con un tirante menor; en estas condiciones, la toma lateral no podrá derivar el gasto para el que ha sido proyectada por no disponer de carga suficiente, entonces, se utiliza la represa, la cual, por medio de sus compuertas, obstruye total o parcialmente la sección del canal, obligando a que el agua se remanse y el tirante aumente hasta dar la carga necesaria en las tomas.

En ocasiones, con objeto de realizar reparaciones o modificaciones, se hace necesario dejar sin agua un tramo del canal; en este caso, la obstrucción del área hidráulica deberá ser completa y es otro uso a que destinan las represas, que deberán funcionar conjuntamente con las estructuras de desagüe de excedencias.

La represa que se proyectará, tendrá compuertas radiales y su izaje se efectuará mediante mecanismos manuales. Las compuertas radiales proporcionan un control más exacto y rápido del caudal; sin embargo, también se construirán ranuras que servirán de guías para compuertas de agujas que se colocarán en caso de reparación de las radiales.

El proyecto del canal sobre el cual se encuentra localizada la represa, exigen en ese punto un cambio en la elevación de la rasante a una elevación menor; este desnivel se salvará por medio de una caída y la energía cinética adquirida por el agua se disipará en un tanque amortiguador, a fin de que el régimen del escurrimiento en el canal aguas abajo, vuelva a la condición de tranquilo y uniforme.

Es frecuente aprovechar la estructura principal de las represas para apoyar sobre ella la superestructura de un puente carretero que permita el acceso desde una a otra margen a través del canal, al equipo de construcción, mantenimiento y demás servicios así como a la maquinaria agrícola; no obstante, puede decirse que el mencionado puente no es una parte fundamental de la represa.

Con el fin de tener fácil acceso a los mecanismos elevadores de las compuertas radiales y/o a las ranuras de colocación de las agujas, se construyen pequeñas islas planas, paralelamente al puente carretero y, por lo general, de un metro de ancho, que constituyen el puente de maniobras.

CALCULOS HIDRAULICOS.

El cálculo de las capacidades así como el estudio general previamente realizado nos ha proporcionado los siguientes datos del canal principal.

CANAL PRINCIPAL

Datos hidráulicos:

$$Q = 14.709 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$A = 20.734 \text{ m}^2$$

$$b = 3.00 \text{ m}$$

$$d = 2.85 \text{ m}$$

$$t = 1.5:1$$

$$v = 0.709 \text{ m/seg}$$

$$s = 0.00025$$

$$n = 0.030$$

$$bl = 0.85 \text{ m}$$

Verificación de los datos hidráulicos:

Área hidráulica.

$$A = bd + td^2 = 3.00 \times 2.85 + 1.5 \times 2.85^2$$

$$A = 20.7338 \text{ m}^2$$

Perímetro mojado.

$$P = b + 2d\sqrt{1+t^2} = 3.00 + 2 \times 2.85\sqrt{1+1.5^2}$$

$$P = 13.276 \text{ m}$$

Radio hidráulico.

$$R = \frac{A}{P} = \frac{20.7338}{13.276} = 1.5618 \text{ m}$$

$$R^{2/3} = 1.3461$$

Velocidad.

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} s^{1/2} = \frac{1}{0.030} 1.3461 \times 0.00025^{1/2}$$

$$v = 0.709 \text{ m/seg}$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{14.709}{20.7338} = 0.709 \text{ m/seg.}$$

Carga de velocidad.

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{0.709^2}{2 \times 9.81} = 0.0256 \text{ m}$$

CALCULOS HIDRÁULICOS DE LA REPRESA

El diseño hidráulico de una represa consiste en determinar el tamaño de la sección transversal necesaria y el tipo y número de compuertas.

La sección transversal de la represa deberá tener un área hidráulica suficientemente grande para no aumentar considerablemente la velocidad del agua dentro de la estructura, con respecto a la velocidad en el canal, ya que las velocidades mayores de 1.5 m/seg dificultan la operación de las compuertas.

Por lo tanto, si tenemos un gasto de $Q = 14.7 \text{ m}^3/\text{seg}$ y fijamos la velocidad de 1.5 m/seg, requerimos un área hidráulica mínima de:

$$A_{\min} = \frac{14.7}{1.5} = 9.8 \text{ m}^2$$

Se utilizarán en el proyecto dos compuertas radiales de 2.00 m de ancho por 3.00 m de altura, para dos conductos separados por una pila central.

Las condiciones hidráulicas en que funcionará normalmente son:

$$Q = 14.709 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$n = 0.015 \text{ (para concreto)}$$

$$A = 2 \times 2.00 \times 2.85 = 11.40 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{14.709}{11.40} = 1.290 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$P = 2(2d + b) = 2(2 \times 2.85 + 2.00)$$

$$P = 15.40 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{11.40}{15.40} = 0.740 \text{ m}$$

$$R^{2/3} = 0.8183$$

$$S = \left(\frac{2n}{R^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{1.290 \times 0.015}{0.8183} \right)^2 = 0.000559$$

LONGITUD DE TRANSICION.

El cambio de sección trapezoidal a rectangular debe ser gradual, con objeto de evitar turbulencias que perjudican tanto al régimen del flujo como a la estructura.

La longitud de transición se determina de acuerdo con el criterio de Hinds, que consiste en considerar que el ángulo que debe formar la intersección de la superficie del agua la pared, en el principio y el fin de la transición, con el de la estructura, sea de $22^\circ 30'$.

La expresión que permite el cálculo de la longitud mínima será entonces:

$$L_{\min} = \frac{T - t}{2} \cot 22^\circ 30'$$

donde:

L = longitud mínima de la transición.

T = Ancho de la superficie del agua en el canal.

t = Ancho de la superficie del agua en los conductos.

$$T = b + 2td = 3.00 + 2 \times 1.5 \times 2.85 = 11.55 \text{ m}$$

$$t = 2 \times 2.00 + 0.40 = 4.40 \text{ m}$$

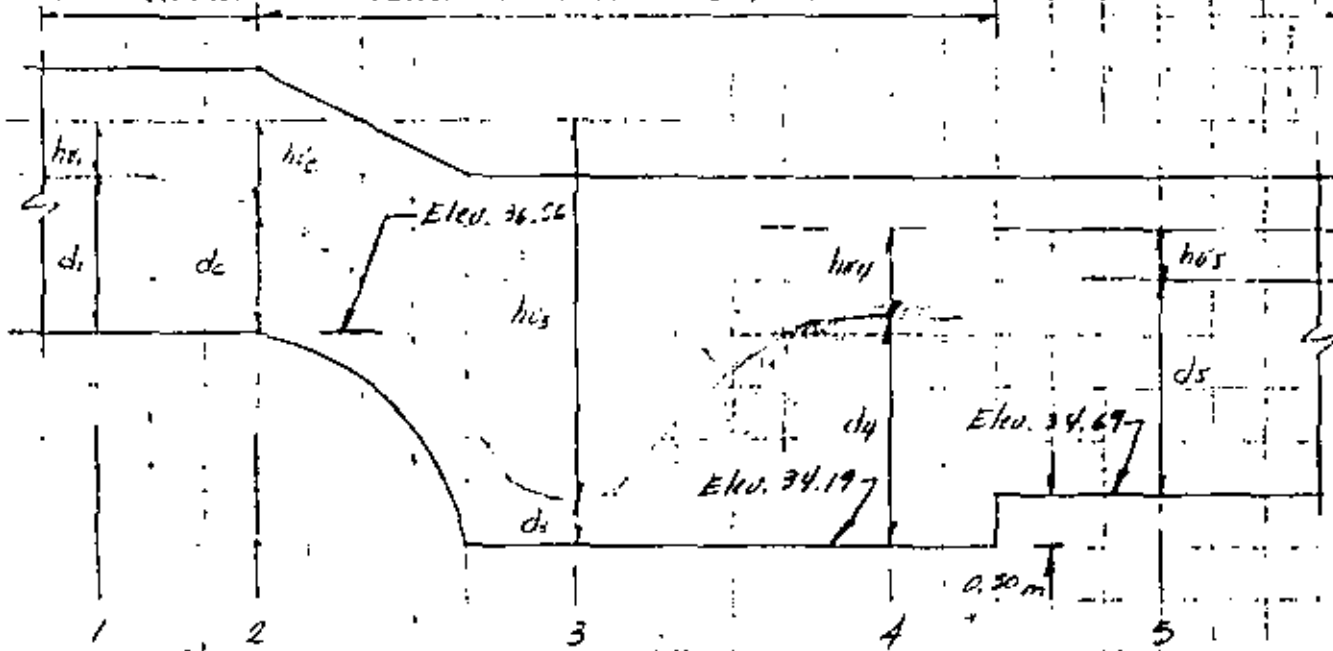
$$\cot 22^\circ 30' = 2.4142$$

$$L_{\min} = \frac{11.55 - 4.40}{2} \times 2.4142 = 8.63 \text{ m}$$

Se adoptará: $L = 9.00 \text{ m}$

CALCULO DEL RESALTO Y DEL TANQUE AMORTIGUADOR

Pared vertical Pared en talud de 1.5:1



Datos hidráulicos del canal, que deberán mantenerse en las secciones 1 y 5, antes de la caída y aguas abajo del tanque amortiguador respectivamente.

- $Q = 14.709 \text{ m}^3/\text{seg}$
- $A = 20.734 \text{ m}^2$
- $r = 1.562 \text{ m}$
- $b = 3.00 \text{ m}$
- $\tau = 0.709 \text{ m/seg}$
- $S = 0.00025$
- $d = 2.85 \text{ m}$
- $\mu = 13.276 \text{ m}$
- $\eta = 0.030$

10.- Características de la sección crítica. La sección crítica se encuentra al empezar la caída.

Calcularemos el tirante crítico usando la expresión general de régimen crítico.

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$$

$$A = b d_c \quad A^3 = b^3 d_c^3 = 4^3 d_c^3 = 64 d_c^3$$

$$T = 2 \times 2.00 = 4.00 \text{ m}$$

$$\frac{14.709^2}{9.81} = \frac{64 d_c^3}{4.00} \quad d_c = \sqrt[3]{1.3784} = 1.113 \text{ m}$$

$$A_c = 1.113 \times 4.0 = 4.452 \text{ m}^2$$

$$v_c = \frac{Q}{A_c} = \frac{14.709}{4.452} = 3.304 \text{ m/sec}$$

$$h_{vc} = \frac{v_c^2}{2g} = \frac{3.304^2}{2 \times 9.81} = 0.556 \text{ m}$$

2.- Características de la sección del tirante conjugado menor. (sección 3).

La caída es de sección trapezoidal con taludes de 1.5:1. Aplicando el teorema de Bernoulli entre las secciones 2 y 3:

$$z_2 + d_c + h_{vc} = z_3 + d_3 + h_{v3} + h_{f2-3}$$

$$36.56 + 1.113 + 0.556 = 34.19 + d_3 + h_{v3} + h_{f2-3}$$

Como las pérdidas h_{f2-3} son comparativamente pequeñas podemos despreciarlas.

$$d_3 + h_{v3} = 4.037 \quad h_{v3} = \frac{v_3^2}{2g}$$

$$A_3 = b d_3 + z d_3^2$$

$$A_3 = 1.5 d_3 + 1.5 d_3^2 = 1.5 (d_3 + d_3^2)$$

$$v_3 = \frac{Q}{A_3} = \frac{14.709}{A_3}$$

Resolviendo por tanteos:

| d_3
(m) | A_3
(m ²) | v_3
(m/seg) | h_{v3}
(m) | $d_3 + b_{v3}$
(m) | | |
|--------------|----------------------------|------------------|-----------------|-----------------------|---|---------|
| 0.80 | 2.160 | 6.810 | 2.364 | 3.164 | < | 4.039 m |
| 0.75 | 1.969 | 7.471 | 2.845 | 3.595 | < | 4.039 m |
| → 0.7096 | 1.820 | 8.083 | 3.330 | 4.0398 | ≈ | 4.039 m |

30. Cálculo del tirante conjugado mayor. Utilizaremos las fórmulas de Belanger, que fueron obtenidas estableciendo la igualdad del impulso con la cantidad de movimiento antes y después del salto.

La expresión que nos da el conjugado mayor es:

$$d_4 = \sqrt{\frac{K}{3b + 2td_4}}$$

en donde:

$$K = G \left[\frac{Q}{g} (v_3 - v_4) + M_3 \right]$$

M_3 = Momento estático, en respecto a la superficie libre del agua, del área de la sección donde se presenta el tirante conjugado menor.

En este caso como la sección del tanque es trapezoidal:

$$M_3 = \frac{b d_3^2}{2} + \frac{t d_3^3}{3} = \frac{1.5 \times 0.7096^2}{2} + \frac{1.5 \times 0.7096^3}{3}$$

$$M_3 = 0.5563 \text{ m}^3$$

Encontraremos d_4 (tirante conjugado mayor) por tanteo.

$$A_4 = b d_4 + t d_4^2 = 1.5 (d_4 + d_4^2)$$

$$v_4 = \frac{Q}{A_4} = \frac{14.709}{A_4}$$

$$K = 6 \left[\frac{14.709}{9.81} (8.083 - v_4) + 0.5563 \right]$$

$$K = 8.996 (8.083 - v_4) + 3.3378$$

| d_4
(m) | A_4
(m ²) | v_4
(m/seg) | K | d_4
(m) |
|--------------|----------------------------|------------------|--------|--------------|
| 2.50 | 13.125 | 1.1207 | 65.973 | 2.345 |
| 2.40 | 12.240 | 1.2017 | 65.247 | 2.361 |
| → 2.3668 | 11.953 | 1.2306 | 64.984 | 2.3668 ← |

$$h_{v4} = \frac{v_4^2}{2g} = \frac{1.2306^2}{19.62} = 0.0772 \text{ m}$$

4.- Tipo de resalto. Aplicando Bernoulli entre las secciones 4 y 5.

$$d_4 + h_{v4} = P_1 d_5 + h_{v5}$$

$$2.3668 + 0.0772 = 0.5 + 2.85 + h_{v5}$$

$$h_{v5} = 2.444 \neq 3.316$$

$$C_1 = 3.316 - 2.444 = 0.872 \text{ m}$$

6) es el "abogamiento" del tirante conjugado mayor, que nos indica que la energía en la sección 5 es mayor

que en la sección 4 y nos garantiza que el tirante enjugado mayor se forme en la sección 4 si la longitud del tanque amortiguador es adecuada.

Número de Froude en la sección del tirante enjugado menor:

$$Fr_3 = \frac{v_3}{\sqrt{g d_3}} = \frac{8.083}{\sqrt{9.81 \times 0.7076}} = 3.06$$

El resalto es ahogado, y para el rango de valores de Fr entre 2.5 y 4.5 es de tipo ondulante y oscilante.

5. Longitud del tanque amortiguador. La longitud necesaria para que el tirante enjugado mayor se forme se calcula con la fórmula:

$$L = K (d_1 - d_3)$$

En donde K es un coeficiente que varía según el autor, en general se puede tomar como:

$K = 5$ para sección rectangular

$K = 7$ para sección trapezoidal.

$$L = 7(2.5668 - 0.7076) = 11.60 \text{ m}$$

Coordinadas del perfil de caída. Para calcular las coordenadas del perfil de la caída utilizaremos la siguiente fórmula

$$y = 0.0025x + \frac{9(1+5^2)}{4.5 \times 3.304^2} x^2$$

en donde:

- x, y = coordenadas de un punto.
- 5 = pendiente en el canal
- v = velocidad máxima.
- g = aceleración de la gravedad.

Substituyendo:

$$y = 0.0025x + \frac{7.81(1+0.0025^2)}{4.5 \times 3.304^2} x^2$$

$$y = 0.0025x + 0.1997x^2$$

COORDENADAS DEL PERFIL PARABOLICO

| PUNTO | X
(m) | y
(m) |
|-------|----------|----------|
| 0 | 0.000 | 0.000 |
| 1 | 0.100 | 0.002 |
| 2 | 0.200 | 0.008 |
| 3 | 0.300 | 0.018 |
| 4 | 0.400 | 0.033 |
| 5 | 0.500 | 0.050 |
| 6 | 0.750 | 0.113 |
| 7 | 1.000 | 0.200 |
| 8 | 1.500 | 0.450 |
| 9 | 2.000 | 0.799 |
| 10 | 2.500 | 1.249 |
| 11 | 3.000 | 1.797 |
| 12 | 3.450 | 2.370 |

CONDICIONES ESTRUCTURALES.

Constantes de cálculo.

Todos los miembros estructurales se diseñarán por el criterio elástico, de acuerdo con las normas del A.C.I.

$$\begin{aligned} \text{Concreto} \quad f_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Acero} \quad f_s &= 1400 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$n = 9$$

$$k = 0.978$$

$$j = 0.874$$

$$k_c = 15.6 \text{ kg/cm}^2$$

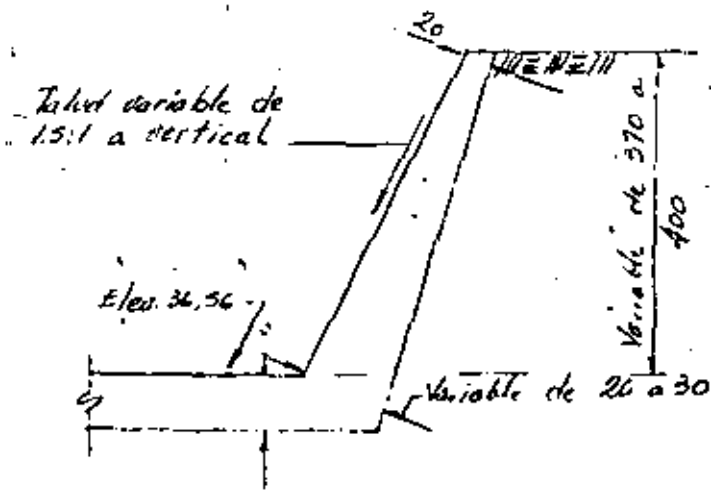
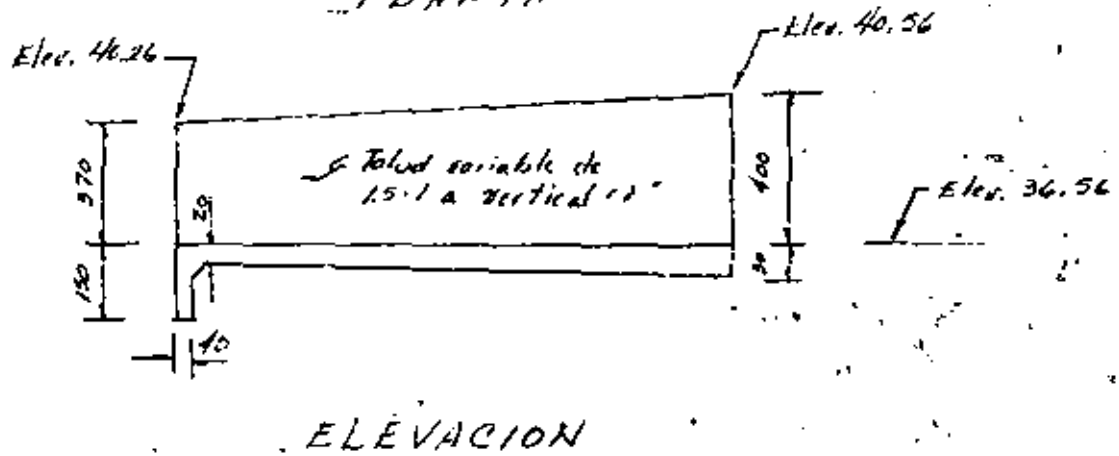
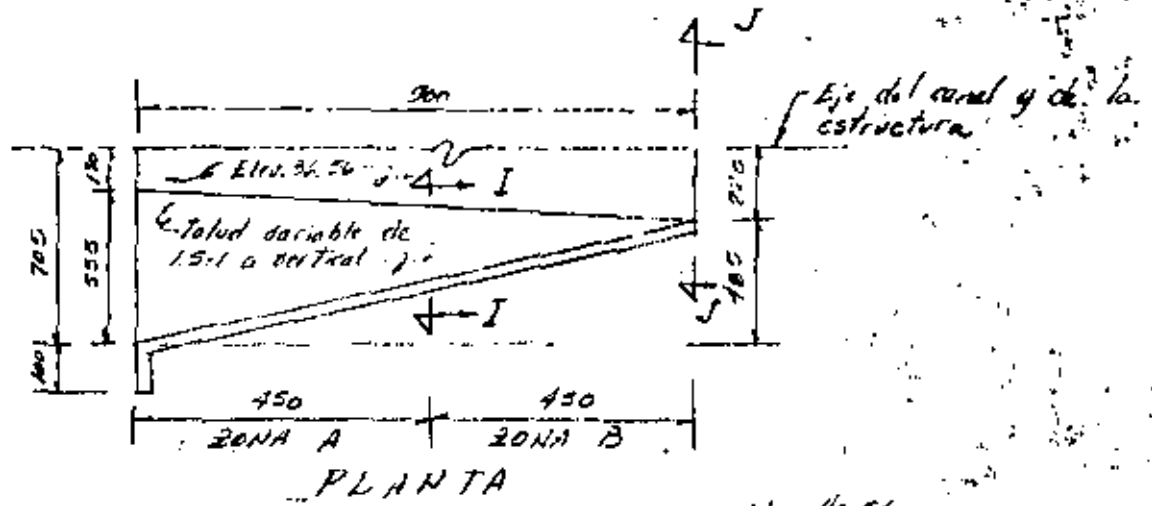
$$c_c = 0.37 f_c = 4.2 \text{ kg/cm}^2$$

Transición de entrada.

La transición será de sección variable y estará compuesta de plantilla y muros laterales en talud variable de 1.5 a vertical; será estada monolíticamente con el objeto de anular los efectos de volteamiento que producirán los empujes de tierra actuantes en los muros laterales; en el caso de existir alguna discontinuidad longitudinal en la base de la plantilla.

Con el propósito de disminuir en lo posible la subpresión y proporcionar un anclaje contra deslizamientos, se dotará de un dante llón de 1.54 m de profundidad.

Se analizarán dos secciones, la J-I y la J-II, en la primera los muros son verticales y en la segunda los muros tienen un talud de 1:1.36%.



CORTE I-I

Aplicando la teoría de Rankine para calcular el empuje de tierras en el estado activo:

49

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H (H + 2H_1)$$

$$y = \frac{H^2 + 3HH_1}{3(H + 2H_1)}$$

En donde:

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi + \omega)}{\cos^3 \omega \left(1 + \frac{\sin \phi}{\cos \omega}\right)^2} \quad (\text{coeficiente de empuje activo})$$

ϕ = ángulo de fricción interna del material

ω = ángulo formado entre el respaldar del muro y la vertical.

ANÁLISIS DE LA SECCION J-J.

Si se toma la sección J-J inmediata a la entrada de la represa, adopta su misma forma, tenemos entonces:

$$\phi = \text{ang. tg } \frac{1}{1.5} = 33^\circ 41' 25'' \quad \cos \phi = 0.8321$$

$$\sin \phi = 0.5547$$

$$\omega = 0^\circ$$

$$H = 4.00 \text{ m}$$

$$H_1 = 0.60 \text{ m}$$

Sustituyendo:

$$K_A = \frac{0.8321^2}{(1 + 0.5547)^2} = 0.286$$

$$E_A = 0.5 \times 0.286 \times 1800 \times 4.0 (4.0 + 2 \times 0.6)$$

$$E_A = 5354 \text{ kg}$$

$$y = \frac{4.0^2 + 3 \times 4.0 \times 0.6}{3(4.0 + 1.2)} = 1.49 \text{ m}$$

$$M = 5304 \times 1.49 = 7977 \text{ Kg-m}$$

Peralte por momento:

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{797700}{15.6 \times 100}} = 23 \text{ cm}$$

Peralte por cortante:

$$d = \frac{V}{u_b} = \frac{5354}{4.2 \times 100} = 13 \text{ cm}$$

Se utilizará:

$$d = 25 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$H = 30 \text{ cm}$$

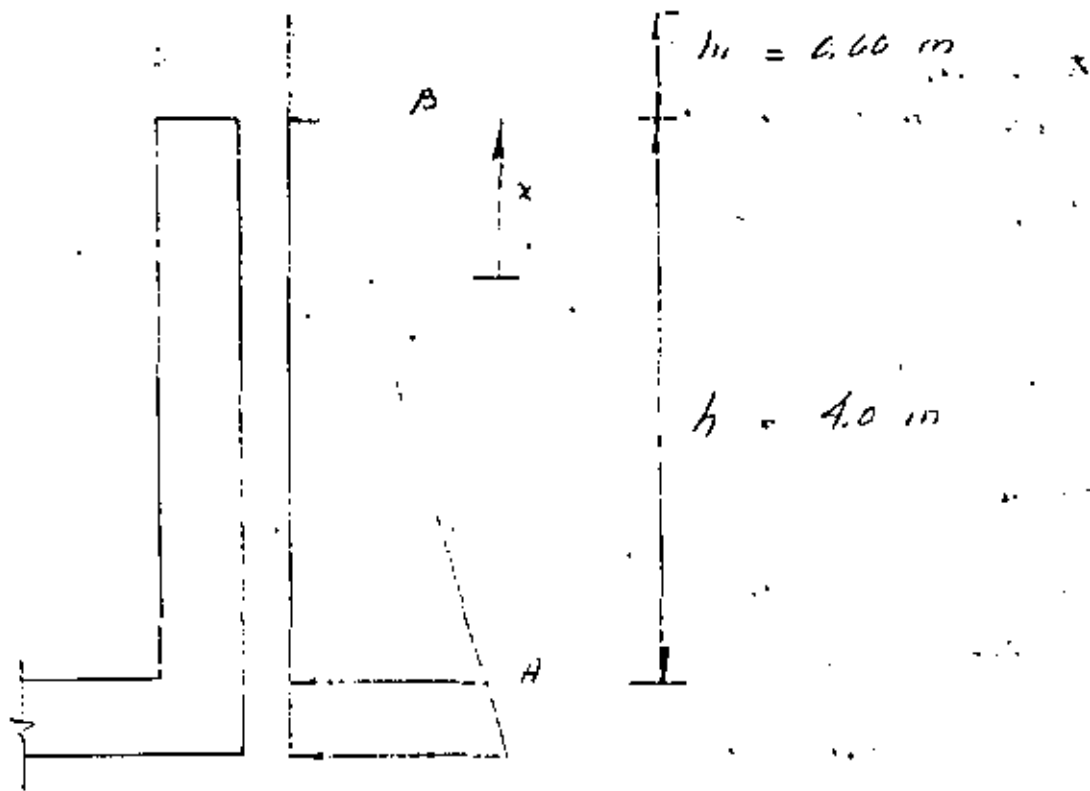
Refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{797700}{1400 \times 0.874 \times 25} = 26.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si utilizamos varillas de $3/4" \phi$

$$s = \frac{100 \times 2.64}{26.1} = 11 \text{ cm}$$

Como el empuje debido al relleno de tierra es proporcional a la profundidad, a medida que ésta disminuye, disminuirá también el área de acero requerida; a continuación se calculará la profundidad a que se recortarán las varillas, tratando de que queden a una separación múltiple de la calculada para las de la sección crítica.



$$P_A = k_0 w (h + h_1) = 0.286 \times 1800 \times (4.0 + 0.6)$$

$$P_A = 2368 \text{ kg/m}$$

$$P_B = k_0 w h_1 = 0.286 \times 1800 \times 0.6$$

$$P_B = 309 \text{ kg/m}$$

$$M = \frac{P_A x^2}{2} + \frac{P_A - P_B}{h} \frac{x^3}{6} = \frac{2368 x^2}{2} + \frac{2368 - 309}{4.0} \frac{x^3}{6}$$

$$M = 154.5 x^2 + 55.8 x^3 \text{ (momento actuante)}$$

Se desea cortar la mitad del acero de refuerzo $\phi 20$, así que el momento resistente en la sección será:

$$Y_{ars.} \frac{3/4''}{\alpha} \approx 22 = \frac{100}{22} 2.84 = 12.9 \text{ cm}^2$$

$$M_R = A_s f_s j d = 12.9 \times 1400 \times 0.874 \times 25$$

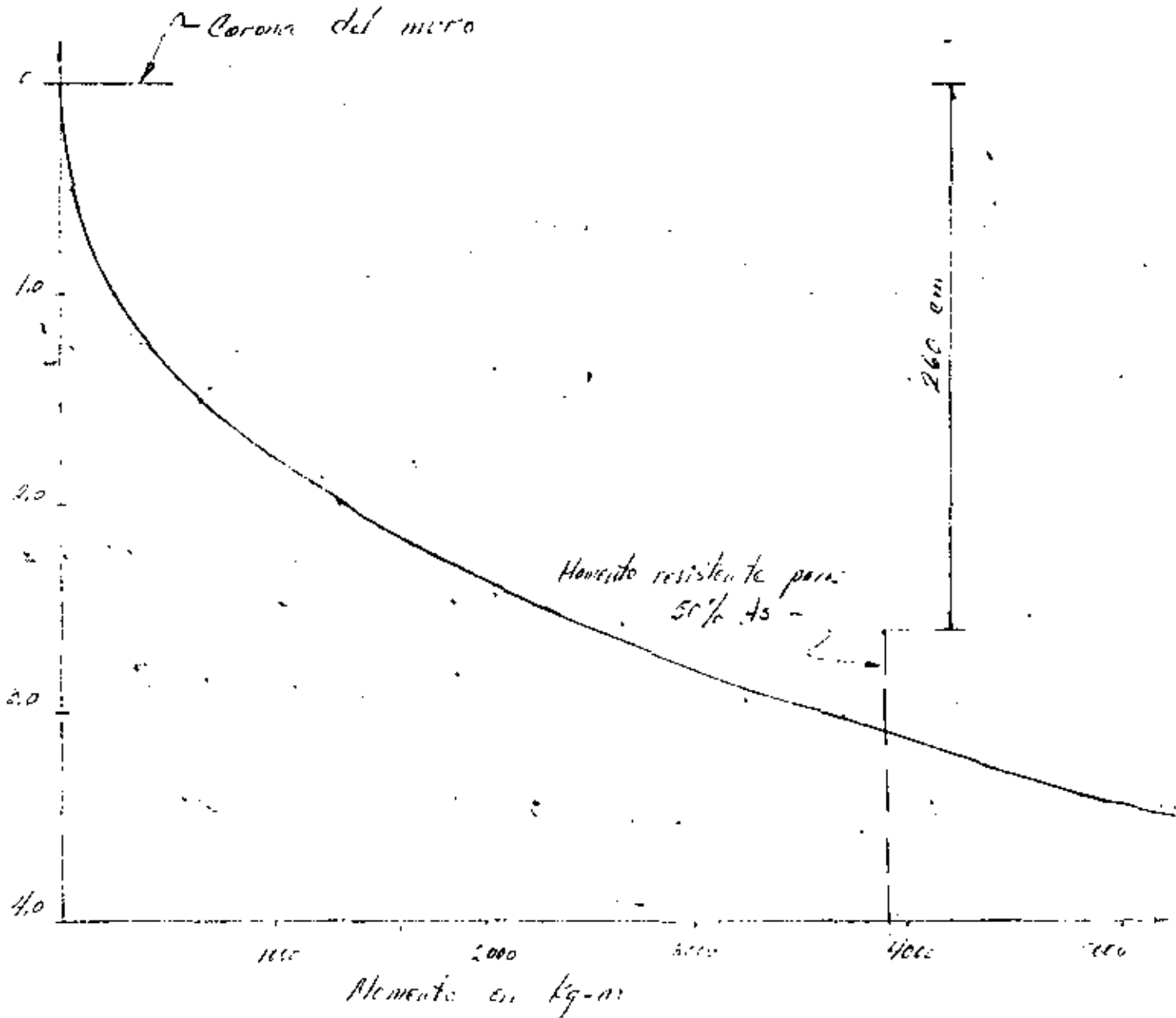
$$M_R = 3746 \text{ kg-m}$$

En la tabla siguiente se determinan los momentos flexionantes y resistentes para diversas alturas:

| x (m) | M _l (kg-m) | M _r (kg-m) |
|-------|-----------------------|-----------------------|
| 0.50 | 49 | 7 892 |
| 1.00 | 240 | 7 892 |
| 1.50 | 631 | 7 892 |
| 2.00 | 1 304 | 7 892 |
| 2.50 | 2 306 | 3 946 |
| 3.00 | 3 707 | 3 946 |
| 3.50 | 5 571 | 3 946 |
| 4.00 | 7 963 | 3 946 |

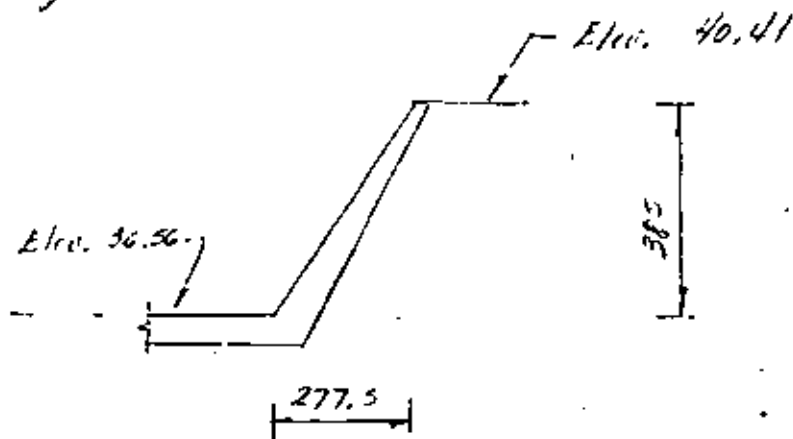
Vars. 7/4" d a 11

Vars. 3/4" d a 22



ANÁLISIS DE LA SECCIÓN I-I.

La sección I-I se encuentra a la mitad de la transición; por consiguiente sus dimensiones son:



$$H = 3.85 \text{ m}$$

$$H_1 = 0.60 \text{ m}$$

$$\phi = 33^\circ 41' 25''$$

$$\omega = \arctg \frac{277.5}{385.0} = 35^\circ 41'$$

$$\phi + \omega = 69^\circ 28' 25''$$

$$\sin \phi = 0.5547$$

$$\cos \omega = 0.8112$$

$$\cos(\phi + \omega) = 0.3506$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi + \omega)}{\cos^2 \omega \left(1 + \frac{\sin \phi}{\cos \omega}\right)^2} = \frac{0.3506^2}{0.8112^2 \left(1 + \frac{0.5547}{0.8112}\right)^2} = 0.081$$

$$E_A = 0.5 \times 0.081 \times 1800 \times 3.85 (3.85 + 1.20)$$

$$E_A = 1417 \text{ kg}$$

$$y = \frac{3.85^2 + 3 \times 3.85 \times 0.60}{3(3.85 + 1.20)} = 1.44 \text{ m}$$

$$M = 1417 \times 1.44 = 2040 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Peralte por momento:

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{204000}{15.6 \times 100}} = 11 \text{ cm}$$

Per certante:

$$d = \frac{V}{ab} = \frac{1417}{4.2 \times 100} = 3 \text{ cm}$$

Se acceptaria

| |
|---------------------|
| $d = 15 \text{ cm}$ |
| $i = 5 \text{ cm}$ |
| $H = 20 \text{ cm}$ |

Refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{204000}{1400 \times 0.874 \times 15} = 11.1 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$s = \frac{284}{11.1} = 25 \text{ cm} \quad \text{Vars. } 3/4" \phi \text{ a } 25$$

Refuerzo per temperatura:

Para un espesor promedio de 25 cm, en un solo techo:

$$A_{st} = 0.0025 bh = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Si utilizamos varillas de $1/2" \phi$

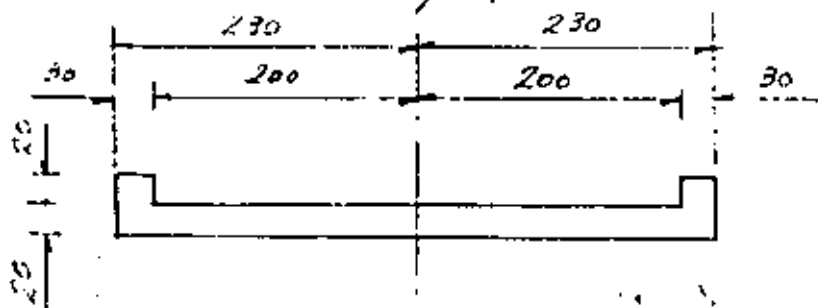
$$s = \frac{127}{6.25} = 20 \text{ cm}$$

El puente estará formado por dos lasas planas de concreto armado con un claro de 2,00 m cada una.

Datos de proyecto:

- Carga viva HS-20 en una sola banda de circulación.
- Ancho de calzada: 4,00 m
- Guarnición: 0,20 m x 0,30 m
- Ancho total: 4,60 m
- Se utilizarán pernos de anclaje en los apoyos fijos.
- Se colocará parapeto fabricado en horizontal de tubo de fierro de 2 1/2" ϕ .
- Se diseñará elásticamente y de acuerdo con las especificaciones de la A.A.S.H.O., A.C.I. y S.O.P.

Sección transversal propuesta:



Determinación de cargas:

1. Carga móvil. La fórmula para calcular el momento flexionante máximo debido al tránsito de vehículos, según las normas A.A.S.H.O. es:

$$M_{max} = \frac{M I_c}{2 E}$$

en donde:

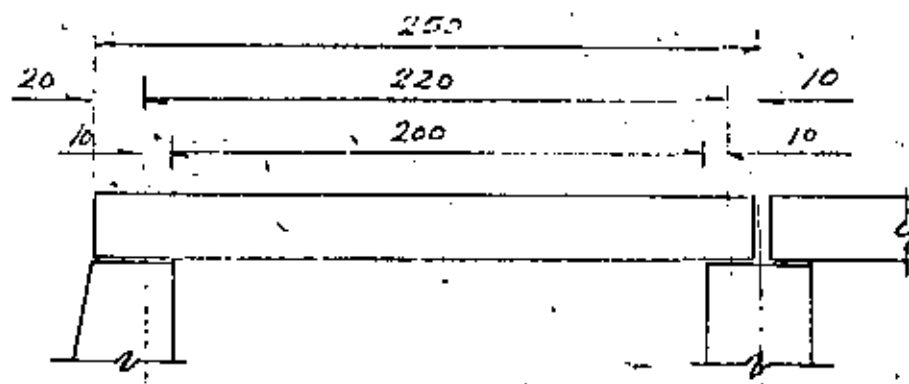
M = momento ocasionado por la carga viva uniforme equivalente en un carril de circulación por metro.

$$I = \frac{15.24}{L + 38.1} \leq 30\% \text{ , porcentaje de incremento por impacto.}$$

L = claro de cálculo (entre ejes de apoyos)

c = coeficiente de reducción por número de carriles.

E = ancho de la losa sobre el que se distribuye la carga de una rueda.



CORTE LONGITUDINAL

Longitud del claro efectiva : $S = 2.20 \text{ m}$

$$E = 0.06 S + 1.22 = 0.06 \times 2.20 + 1.22 = 1.35 \text{ m}$$

El ancho de distribución debe limitarse a 2.13 m , según las normas de A. S. H. C., como el valor obtenido es menor será el que se empleará.

De las especificaciones para puentes de la S. O. P., obtenemos para un claro de 2.20 m :

$$M = 7993 \text{ Kg-m}$$

$c = 100\%$ para un solo carril de circulación

APENDICE "A"
CARGA TIPO H 20-S 16-44

TABLA DE MOMENTOS FLEXIONANTES, ESFUERZOS CORTANTES Y REACCIONES
MAXIMOS.- CLAROS SIMPLES, UN CARRIL

Estos valores quedan sujetos a la especificación de reducción que se aplica al caso de varios carriles cargados simultáneamente.- No está incluido el impacto.

| Claro
en m | Momento
en Kg.m | E.C. y R.
en Kg(a) | Claro
en m | Momento
en Kg.m | E.C. y R.
en Kg (a) |
|---------------|--------------------|-----------------------|---------------|--------------------|------------------------|
| 0.30 | 1106 (b) | 14515 (b) | 11.89 | 59742 (b) | 24857 (b) |
| 0.61 | 2212 (b) | 14515 (b) | 12.19 | 62189 (b) | 25038 (b) |
| 0.91 | 3318 (b) | 14515 (b) | 12.80 | 67098 (b) | 25401 (b) |
| 1.22 | 4424 (b) | 14515 (b) | 13.41 | 72020 (b) | 25719 (b) |
| 1.52 | 5530 (b) | 14515 (b) | 14.02 | 76942 (b) | 25991 (b) |
| 1.83 | 6636 (b) | 14515 (b) | 14.63 | 81864 (b) | 26308 (b) |
| 2.13 | 7743 (b) | 14515 (b) | 15.24 | 86813 (b) | 26535 (b) |
| 2.44 | 8849 (b) | 14515 (b) | 15.85 | 91749 (b) | 26807 (b) |
| 2.74 | 9955 (b) | 14515 (b) | 16.46 | 96685 (b) | 27034 (b) |
| 3.05 | 11061 (b) | 14515 (b) | 17.07 | 101635 (b) | 27216 (b) |
| 3.35 | 12167 (b) | 14515 (b) | 17.68 | 106571 (b) | 27397 (b) |
| 3.66 | 13273 (b) | 14515 (b) | 18.29 | 111507 (b) | 27578 (b) |
| 3.96 | 14379 (b) | 14515 (b) | 18.90 | 116470 (b) | 27760 (b) |
| 4.27 | 15485 (b) | 14515 (b) | 19.51 | 121406 (b) | 27896 (b) |
| 4.57 | 16591 (b) | 15467 (b) | 20.12 | 126370 (b) | 28077 (b) |
| 4.88 | 17697 (b) | 16329 (b) | 20.73 | 131306 (b) | 28168 (b) |
| 5.18 | 18803 (b) | 17100 (b) | 21.34 | 136269 (b) | 28304 (b) |
| 5.49 | 19909 (b) | 17735 (b) | 22.86 | 148643 (b) | 28622 (b) |
| 5.79 | 21016 (b) | 18325 (b) | 24.38 | 161059 (b) | 28848 (b) |
| 6.10 | 22122 (b) | 18869 (b) | 25.91 | 173475 (b) | 29075 (b) |
| 6.40 | 23228 (b) | 19368 (b) | 27.43 | 185877 (b) | 29257 (b) |
| 6.71 | 24334 (b) | 19777 (b) | 28.96 | 198154 (b) | 29438 (b) |
| 7.01 | 25440 (b) | 20185 (b) | 30.48 | 210708 (b) | 29620 (b) |
| 7.32 | 26643 (b) | 20548 (b) | 33.53 | 235540 (b) | 29892 (b) |
| 7.62 | 28675 (b) | 20911 (b) | 36.58 | 260385 (b) | 30119 (b) |
| 7.92 | 30721 (b) | 21228 (b) | 39.62 | 285244 (b) | 30663 |
| 8.23 | 32768 (b) | 21500 (b) | 42.67 | 310090 (b) | 32114 |
| 8.53 | 34842 (b) | 21772 (b) | 45.72 | 342207 | 33566 |
| 8.84 | 36915 (b) | 22135 (b) | 48.77 | 382704 | 35017 |
| 9.14 | 39003 (b) | 22498 (b) | 51.82 | 425440 | 36469 |
| 9.45 | 41105 (b) | 22816 (b) | 54.86 | 470361 | 37920 |
| 9.75 | 43206 (b) | 23133 (b) | 57.91 | 517521 | 39372 |
| 10.06 | 45322 (b) | 23405 (b) | 60.96 | 566866 | 40823 |
| 10.36 | 47492 (b) | 23678 (b) | 67.06 | 622220 | 43726 |
| 10.67 | 49940 (b) | 23950 (b) | 73.15 | 786423 | 46629 |
| 10.97 | 52387 (b) | 24176 (b) | 79.25 | 909474 | 49532 |
| 11.28 | 54834 (b) | 24403 (b) | 85.34 | 1041374 | 52435 |
| 11.58 | 57281 (b) | 24630 (b) | 91.44 | 1182123 | 55338 |

(a) E.C. y R. = Esfuerzo cortante y reacción en el apoyo.- La carga concentrada se considera sobre el apoyo.- Las cargas usadas son las estipuladas para esfuerzo cortante.

(b) Valores máximos determinados usando las cargas de camión tipo.(H-S) Cuando no se especifique de otra manera, gobierna la carga tipo -- por carril.

TABLA DE MOMENTOS FLEXIONANTES, ESFUERZOS CORTANTES Y REACCIONES,
MAXIMOS.- CLAROS SIMPLES, UN CARRIL

Estos valores quedan sujetos a la especificación de reducción que se aplica al caso de varios carriles cargados simultáneamente.- No está incluido el impacto.

| Claro
en m | Momento
en Kg.m | E.C. y R.
en Kg (a) | Claro
en m | Momento
en Kg.m | E.C. y R.
en Kg (a) |
|---------------|--------------------|------------------------|---------------|--------------------|------------------------|
| 0.30 | 830 (b) | 10886 (b) | 11.89 | 44796 (b) | 18643 (b) |
| 0.61 | 1659 (b) | 10886 (b) | 12.19 | 46649 (b) | 18779 (b) |
| 0.91 | 2489 (b) | 10886 (b) | 12.80 | 50327 (b) | 19051 (b) |
| 1.22 | 3318 (b) | 10886 (b) | 13.41 | 54018 (b) | 19278 (b) |
| 1.52 | 4148 (b) | 10886 (b) | 14.02 | 57710 (b) | 19504 (b) |
| 1.83 | 4977 (b) | 10886 (b) | 14.63 | 61401 (b) | 19731 (b) |
| 2.13 | 5807 (b) | 10886 (b) | 15.24 | 65107 (b) | 19913 (b) |
| 2.44 | 6636 (b) | 10886 (b) | 15.85 | 68812 (b) | 20094 (b) |
| 2.74 | 7466 (b) | 10886 (b) | 16.46 | 72517 (b) | 20276 (b) |
| 3.05 | 8296 (b) | 10886 (b) | 17.07 | 76223 (b) | 20412 (b) |
| 3.35 | 9125 (b) | 10886 (b) | 17.68 | 79928 (b) | 20548 (b) |
| 3.66 | 9955 (b) | 10886 (b) | 18.29 | 83633 (b) | 20684 (b) |
| 3.96 | 10784 (b) | 10886 (b) | 18.90 | 87353 (b) | 20820 (b) |
| 4.27 | 11614 (b) | 10886 (b) | 19.51 | 91058 (b) | 20911 (b) |
| 4.57 | 12443 (b) | 11612 (b) | 20.12 | 94777 (b) | 21047 (b) |
| 4.88 | 13273 (b) | 12247 (b) | 20.73 | 98483 (b) | 21137 (b) |
| 5.18 | 14103 (b) | 12791 (b) | 21.34 | 102202 (b) | 21228 (b) |
| 5.49 | 14932 (b) | 13290 (b) | 22.86 | 111479 (b) | 21455 (b) |
| 5.79 | 15762 (b) | 13744 (b) | 24.38 | 120798 (b) | 21636 (b) |
| 6.10 | 16591 (b) | 14152 (b) | 25.91 | 130103 (b) | 21818 (b) |
| 6.40 | 17421 (b) | 14515 (b) | 27.43 | 139408 (b) | 21954 (b) |
| 6.71 | 18250 (b) | 14832 (b) | 28.96 | 148616 (b) | 22090 (b) |
| 7.01 | 19080 (b) | 15150 (b) | 30.48 | 158031 (b) | 22226 (b) |
| 7.32 | 19979 (b) | 15422 (b) | 33.53 | 176655 (b) | 22407 (b) |
| 7.62 | 21499 (b) | 15694 (b) | 36.58 | 195292 (b) | 22589 (b) |
| 7.92 | 23034 (b) | 15921 (b) | 39.62 | 213930 (b) | 22997 (b) |
| 8.23 | 24583 (b) | 16148 (b) | 42.67 | 232567 (b) | 24086 (b) |
| 8.53 | 26131 (b) | 16329 (b) | 45.72 | 256652 (b) | 25174 (b) |
| 8.84 | 27693 (b) | 16601 (b) | 48.77 | 287028 (b) | 26263 (b) |
| 9.14 | 29256 (b) | 16874 (b) | 51.82 | 319076 (b) | 27352 (b) |
| 9.45 | 30832 (b) | 17100 (b) | 54.86 | 352770 (b) | 28440 (b) |
| 9.75 | 32408 (b) | 17373 (b) | 57.91 | 388137 (b) | 29529 (b) |
| 10.06 | 33984 (b) | 17554 (b) | 60.96 | 425150 (b) | 30617 (b) |
| 10.36 | 35630 (b) | 17781 (b) | 67.06 | 504165 (b) | 32795 (b) |
| 10.67 | 37455 (b) | 17962 (b) | 73.15 | 589817 (b) | 34972 (b) |
| 10.97 | 39293 (b) | 18144 (b) | 79.25 | 582106 (b) | 37149 (b) |
| 11.28 | 41132 (b) | 18325 (b) | 85.34 | 781031 (b) | 39326 (b) |
| 11.58 | 42957 (b) | 18461 (b) | 91.44 | 886592 (b) | 41504 (b) |

(a) E.C. y R. = Esfuerzo cortante y reacción en el apoyo.- La carga concentrada se considera sobre el apoyo.- Las cargas usadas son las estipuladas para esfuerzo cortante.

(b) Valores máximos determinados usando las cargas de camión tip. Cuando no se especifique de otra manera, gobierna la carga tipo por carril.

Impacto:

59

$$I = \frac{15.24}{2.20 + 38.10} = 0.376 > 30\% \therefore I = 0.30$$

Momento por carga viva e impacto:

$$M_{cv+I} = \frac{11 I_c}{2E} = \frac{7993 \times 1.3 \times 1.0}{2 \times 1.35}$$

$$M_{cv+I} = 3848 \text{ kg-m}$$

2. Cargas permanentes.

| | | | |
|------------|---|---|-----------|
| Tasa | $0.25 \times 4.60 \times 2400$ | = | 2760 kg/m |
| Guarnición | $2 \times 1.20 \times 0.30 \times 2400$ | = | 288 |
| Bacardal | 2×25 | = | 50 |
| | | = | 3098 kg/m |

Carga permanente total por metro de puente = 3100 kg/m

$$\text{Carga en una franja unitaria} = \frac{3100}{4.60} = 674 \text{ kg/m}^2$$

$$\therefore w = 674 \text{ kg/m}$$

Momento por carga permanente:

$$M_{cu} = \frac{w l^2}{8} = \frac{674 \times 2.20^2}{8} = 408 \text{ kg-m}$$

Momento total por carga muerta y carga viva:

$$M_T = 3848 + 408 = 4256 \text{ kg-m}$$

Peralte por momento:

$$d = \sqrt{\frac{11}{2b}} = \sqrt{\frac{425600}{15.6 \times 100}} = 17 \text{ cm}$$

Verificar por cortante:

| | |
|----------------------------------|------------------|
| Cortante máximo por carga viva | 14 520 kg |
| Cortante máximo por carga muerta | 3 100 |
| Cortante máximo total | <u>17 620 kg</u> |

$$d = \frac{V}{\tau \cdot b} = \frac{17\,620}{4.2 \times 460} = 9 \text{ cm}$$

Utilizaremos: $d = 21.5 \text{ cm}$
 $r = 2.5 \text{ cm}$
 $H = 25 \text{ cm}$

Acero de refuerzo:

$$A_s = \frac{H}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{4\,250 \cdot 60}{1400 \times 0.874 \times 21.5} = 16.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utilizando varillas de $\frac{3}{4}'' \phi$

$$s = \frac{284}{16.2} = 17 \text{ cm}$$

Revisión por adherencia:

$$u = \frac{V}{E_0 \cdot j \cdot d} = \frac{17\,620}{162 \times 0.874 \times 21.5} = 5.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$u_{per} = \frac{2.3 \cdot f_c}{\phi} = \frac{2.3 \cdot 210}{1.7} = 28.8 \text{ kg/cm}^2 > u$$

Área de distribución.

De acuerdo con las especificaciones de la A.C.I. y S.C.P., para repetir el piso de cada rueda en su respectivo ancho de distribución, se necesita colocar acero en el lecho inferior de la losa, estimado como un porcentaje del refuerzo principal y colocándolo perpendicularmente al mismo; dicho porcentaje está dado por la expresión:

$$p = \frac{100}{\sqrt{3.285}} = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 2.20}} = 37.2 \%$$

$$A_{s1} = 16.2 \times 1.372 = 6.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

utilizando varillas de $\frac{1}{2}$ " ϕ .

$$s = \frac{127}{6} = 21 \text{ cm}$$

Acero por temperatura.

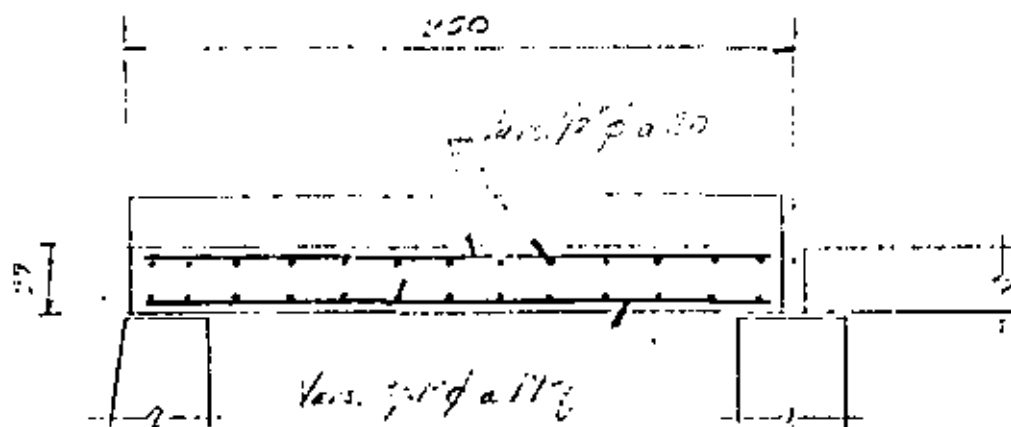
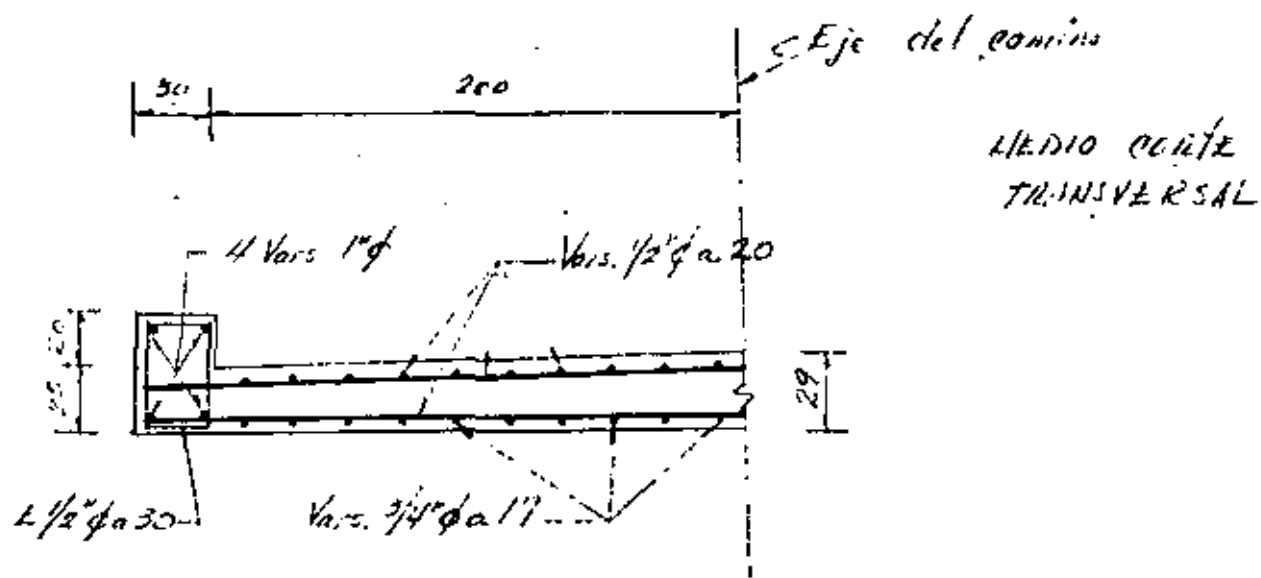
Las expansiones debidas a cambio de temperatura, afectan principalmente a la cara superior de la losa, por lo que se provisiona por medio de refuerzo colocado en dos direcciones en el lecho superior; el área por metro en cada dirección está dada por la fórmula:

$$A_{s2} = 0.0025 bh = 0.0025 \times 100 \times 95 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

utilizando varillas de $\frac{1}{2}$ " ϕ .

$$s = \frac{127}{6.25} = 20 \text{ cm}$$

La quilla del parapeto del puente será armada con 4 varillas del No. 8 (1" ϕ) y otros del No. 4 (1/2" ϕ) a cada 30 cm, según especificaciones de la S.O.P.



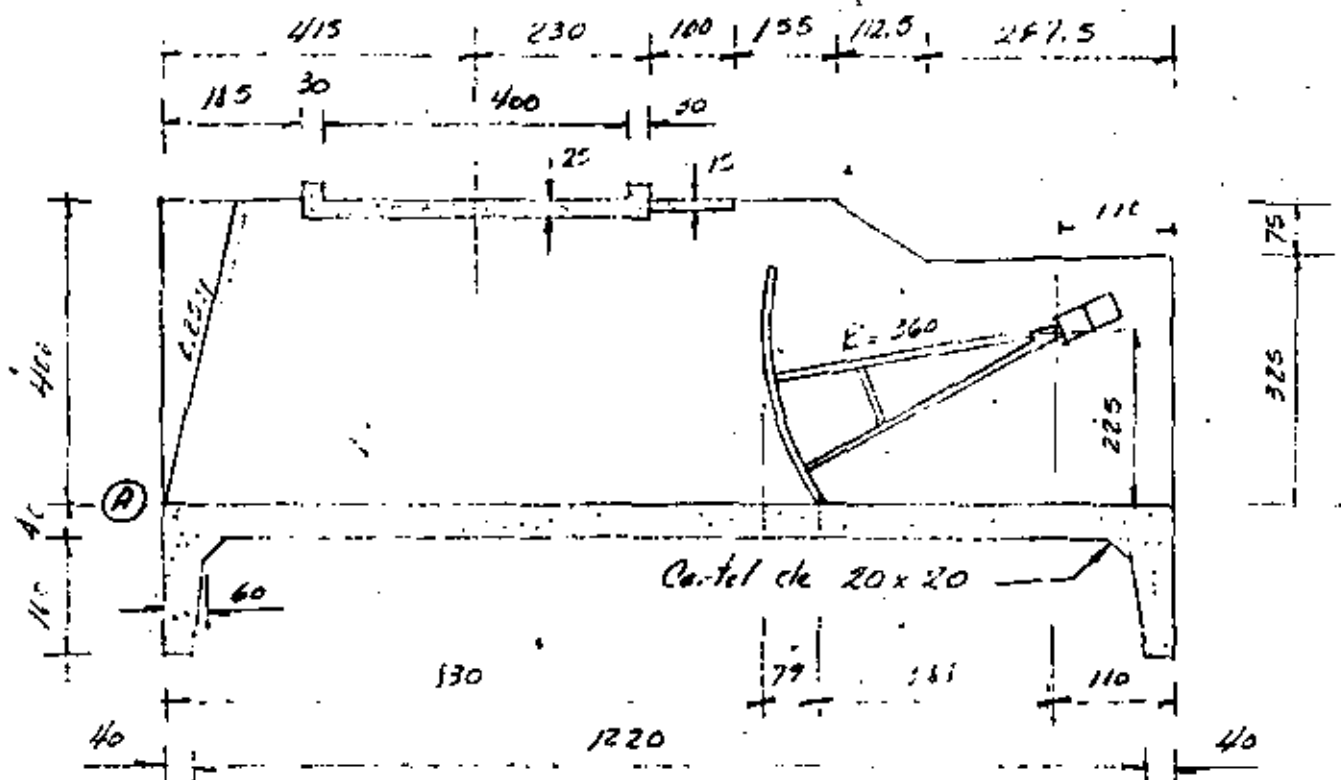
CORTE POR EL EJE DEL CAMINO.

1. ESTRUCTURA PRINCIPAL

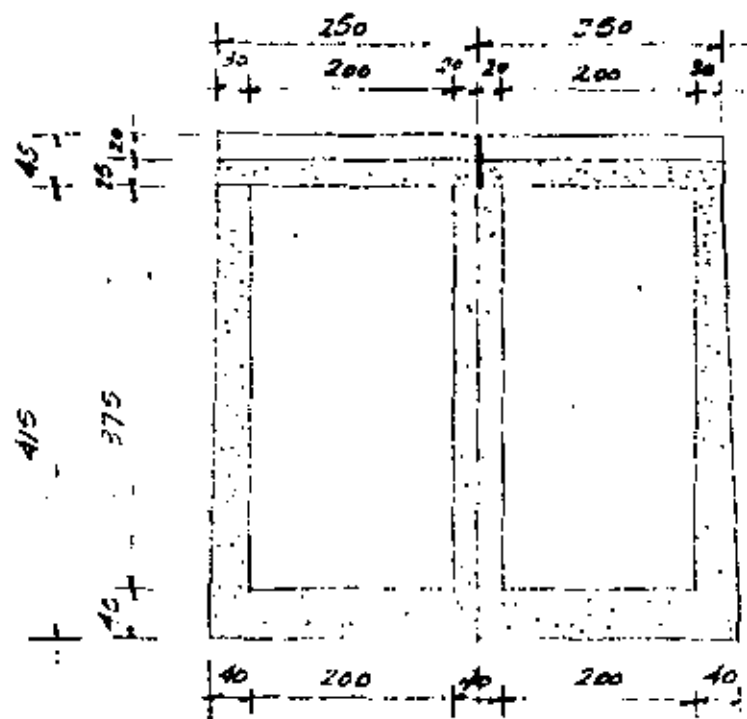
Se tomarán en cuenta cuatro condiciones de carga, consideradas como las más críticas.

- 1.- Estructura vacía, sin supresión y en carga viva sobre el puente.
- 2.- Estructura vacía, actuando la supresión y sin carga viva sobre el puente.
- 3.- Estructura llena hasta el nivel máximo de la carpintera real, estando ésta cerrada, en carga viva sobre el puente y actuando la supresión.
- 4.- Estructura llena, al tirante normal de operación, carpintera abierta, actuando la supresión y existe carga viva sobre el puente.

El diseño de los miembros estructurales se regirá teniendo en consideración la combinación de carga que produzca los efectos más desfavorables.



CORTE POR EL EJE DE LA ESTRUCTURA.



CORTE POR EL EJE DEL CAMINO.

RELACIONES EN LA ESTRUCTURA VACIA, SIN C.V.
(momentos respecto al punto A)

| CONCEPTO | SOLICITA (Kg) | ALCANTARADO (m) | ALCANTARADO (Kg/m) |
|---|---------------|-----------------|--------------------|
| 1.- Losa del puente corredizo
(4.60 x 4.00 x 0.25 + 2 x 5.00 x 1.20 x 0.30) x 2400 | 17 480 | 4.15 | 51 792 |
| 2.- Losa de manijas.
4.00 x 1.00 x 0.15 x 2400 | 1 440 | 6.95 | 10 005 |
| 3.- Losa del piso.
13.00 x 5.20 x 0.40 x 2400 | 64 896 | 6.50 | 421 824 |
| 4.- Denticiones.
5.20 x 0.50 x 1.60 x 2400 x 2 | 19 968 | 6.50 | 129 792 |
| 5.- Paredes laterales.
2 (4.00 x 13.00 - 2.375 x 0.75 - 1.125 x 0.75 x 0.5) x
x 2400 x 0.35 = | 83 029 | 6.25 | 518 931 |
| 6.- Pila central
(4.00 x 13.00 - 2.375 x 0.75 - 1.125 x 0.75 x 0.5 -
1.50 x 4.00 x 0.5) x 0.40 x 2400 | 45 525 | 6.50 | 295 713 |
| 7.- Computos, peso total en accesorios.
2 x 855 | 1 710 | 9.48 | 16 214 |
| 8.- Malacote, (OH-C-414)
2 x 213 | 426 | 8.00 | 5 008 |
| 9.- Mensula, (OH-C-303)
2 x 166 | 332 | 15.10 | 3 914 |

SUMAS.

130 016

1 453 423

Cálculo del centro de gravedad de los muros laterales.

$$\bar{y} = \frac{13.00 \times 4.00 \times 6.5 - 2.875 \times 1.75 \times 11.56 - 1.125 \times 0.75 \times 0.5 \times 9.75}{13.00 \times 4.00 - 2.875 \times 1.75 - 1.125 \times 0.75 \times 0.5}$$

$$\bar{y} = 6.25 \text{ m}$$

Cálculo del centro de gravedad de la pila central

$$\bar{y} = \frac{303.76 - 1.00 \times 4.00 \times 1.5 \times 0.33}{49.422 - 2.0} = \frac{303.30}{47.422} = 6.50 \text{ m}$$

PROB 1. Estructura vacía, sin superposición y sin carga viva sobre el puente.

| CONCEPTO | FUERZA (kg) | BRANZO (m) | MOMENTO (kg-m) |
|--|-------------|------------|----------------|
| I.- Peso propio de la estructura | 230 006 | | 1 453 46 |
| II.- Carga viva HS-20, los dos ejes
tránsito sobre el puente
H 520 x 2 | 27 140 | 4.15 | 120 516 |

$$\Sigma F = 257 146 \quad \Sigma M = 1 573 979$$

Peso de la resultante:

$$X = \frac{\Sigma M}{\Sigma F} = \frac{1 573 979}{257 146} = 6.08 \text{ m}$$

Excentricidad:

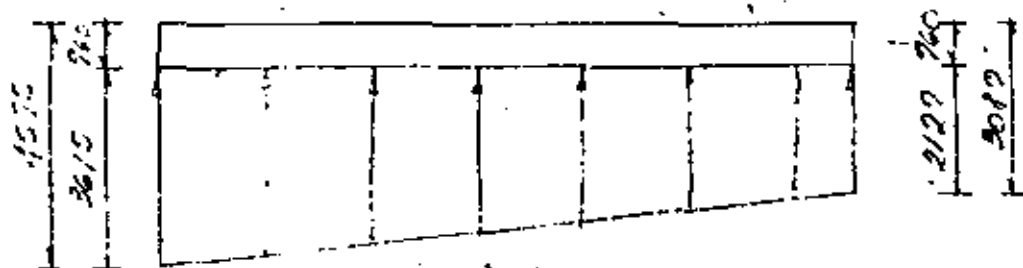
$$e = \frac{L}{2} - X = 6.50 - 6.08 = 0.42 \text{ m}$$

$$f = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{h} \right)$$

$$f = \frac{259 \text{ t/c}}{13.2 \times 5.2} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.42}{13.0} \right) = \begin{cases} f_A = 4.575 \text{ kg/m}^2 \\ f_F = 3.089 \text{ kg/m}^2 \end{cases}$$

Diagrama de esfuerzos.

$$\text{Peso propio mesa inferior} = 0.4 \times 2400 = 960 \text{ kg/m}^2$$



SUBPRESION.

Cuando la estructura se encuentra llena o en el instante de haber quedado vacía, el agua se filtra a través de los poros y espacios libres ejerciendo sobre la cimentación una presión de abajo hacia arriba, la cual es función de la carga hidrostática que se tenga y del coeficiente de permeabilidad del terreno.

Para calcular los valores de la subpresión que se produce en la estructura, utilizaremos un criterio muy generalizado que está basado en la teoría de Bligh...

Este criterio consiste en suponer que el agua corre como por un tubo entre la superficie de cimentación y el terreno, siguiendo una trayectoria de longitud igual al perímetro de contacto entre la estructura y el suelo.

El agua, a lo largo de su recorrido, deberá sufrir una pérdida por fricción igual al valor de la carga inicial para evitar que aflora aguas abajo por la consecuente aparición del fenómeno de turbulencia.

En la estructura, utilizaremos además un dispositivo que nos permitirá aliviar la subpresión que no se hubiera disipado a través del recorrido colocando un floradero al final de la represa. Como el flujo a través de los floraderos tenderá a arrastrar las partículas de suelo, esto se impedirá colocando filtros inertes de material graduado convenientemente.

El valor de la subpresión en un punto cualquiera de la cimentación se calcula con la fórmula siguiente:

$$S = \gamma_w \cdot c \cdot (H + h - k \cdot x)$$

en donde:

- S = subpresión
- γ_w = peso volumétrico del agua
- c = coeficiente de reducción del área de presiones que depende de la porosidad del terreno.
- H = carga hidrostática en el punto inicial
- h = desnivel entre el punto considerado y la superficie del terreno.
- $k = \frac{H}{L}$ = coeficiente de permeabilidad
- L = longitud total del recorrido.
- x = recorrido de filtración hasta el punto considerado.

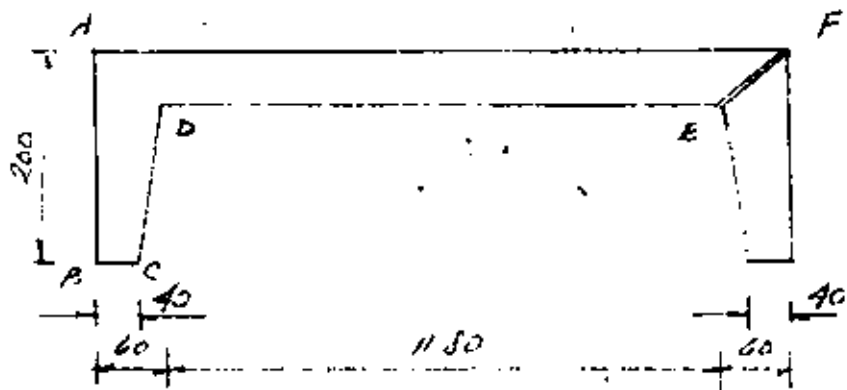
En este caso tenemos:

$$L = 2.00 + 0.45 + 1.60 + 11.50 + 0.96 = 16.51 \text{ m}$$

$$H = 2.00 \text{ m}$$

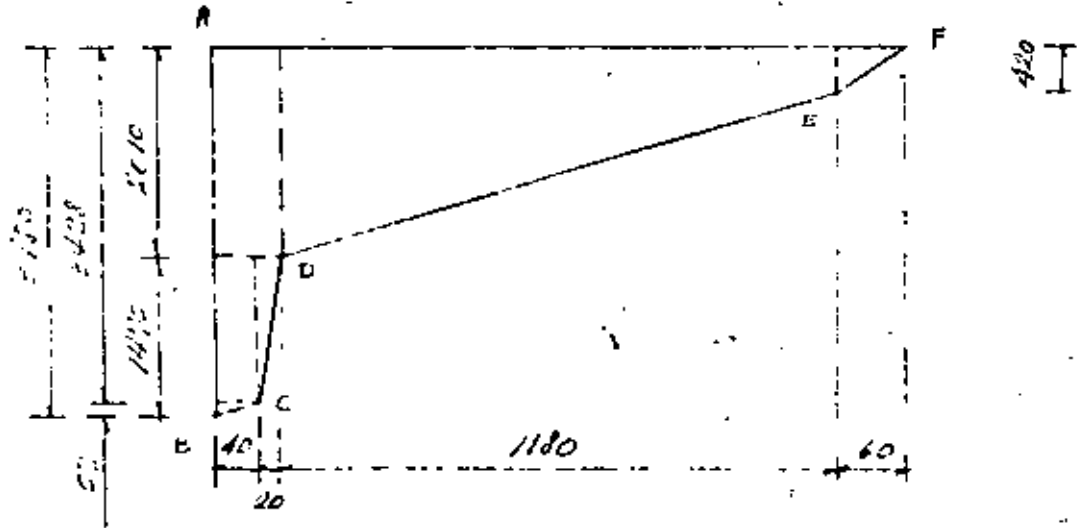
$$K = \frac{3.00}{16.56} = 0.18$$

$$C = 0.75$$



| PUNTOS | H (m) | h (m) | x (m) | Kx | Hh-Kx | je | s (kg/m ²) |
|--------|-------|-------|-------|------|-------|-----|------------------------|
| B | 3.00 | 2.00 | 2.00 | 0.36 | 4.64 | 750 | 3 450 |
| C | 3.00 | 2.00 | 2.40 | 0.43 | 4.57 | 750 | 3 428 |
| D | 3.00 | 1.40 | 4.00 | 0.72 | 2.68 | 750 | 2 010 |
| E | 3.00 | 1.40 | 15.80 | 2.54 | 0.56 | 750 | 120 |
| F | 3.00 | 0.00 | 16.56 | 3.00 | 0.0 | 750 | 0 |

DIRECCION DE COMPRESION.



| AREA | FUERZA (kg) | BRIZO (m) | MOMENTO (kg-m) |
|--------------------------|-------------|--------------|----------------|
| 52 x 0.40 x 0.5 | 11.4 | 0.13 | 1.35 |
| 1470 x 0.10 | 533.0 | 0.20 | 117.60 |
| 1470 x 0.20 x 1.5 | 147.0 | 1.47 | 61.07 |
| 2510 x 0.60 | 1262.0 | 1.30 | 361.80 |
| (2000 + 420) 11.40 x 0.5 | 14537.0 | 5.21 | 74695.74 |
| 4120 x 0.60 x 1.5 | 126.0 | 12.60 | 1587.60 |
| $\Sigma F =$ | 16414.4 | $\Sigma M =$ | 76833.21 |

$$X = \frac{76833.21}{16414.4} = 4.65 \text{ m.}$$

CASO 2. Estructura suelta, actuando la subpresión y sin carga viva sobre el puente.

| CONCEPTO | FUERZA (kg) | BRIZO (m) | MOMENTO (kg-m) |
|----------------------------------|-------------|--------------|----------------|
| 1.- Peso propio de la estructura | 230066 | | 1453463 |
| 2.- Subpresión | -16414 | | -76833 |
| $\Sigma F =$ | 213592 | $\Sigma M =$ | 1376630 |

Punto de la resultante:

$$X = \frac{\Sigma M}{\Sigma F} = \frac{1376630}{213592} = 6.45 \text{ m.}$$

1. excentricidad:

$$e = \frac{L}{2} - X = 6.50 - 6.45 = 0.05 \text{ m}$$

Cálculo de los esfuerzos en la cimentación. 71

$$f = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{e \cdot x}{h} \right)$$

$$f = \frac{246\,420}{61.60} \left(1 \pm \frac{6 \times 1.85}{13.0} \right) \begin{cases} f_1 = 3730 \text{ kg/m}^2 \\ f_2 = 3561 \text{ kg/m}^2 \end{cases}$$

Diagrama de esfuerzos

Peso propio de la losa de cimentación = 960 kg/m²



0.150 B. Estructura llena, compuesta, cerrada, con carga viva sobre el puente carretero y actuando la subpresión.

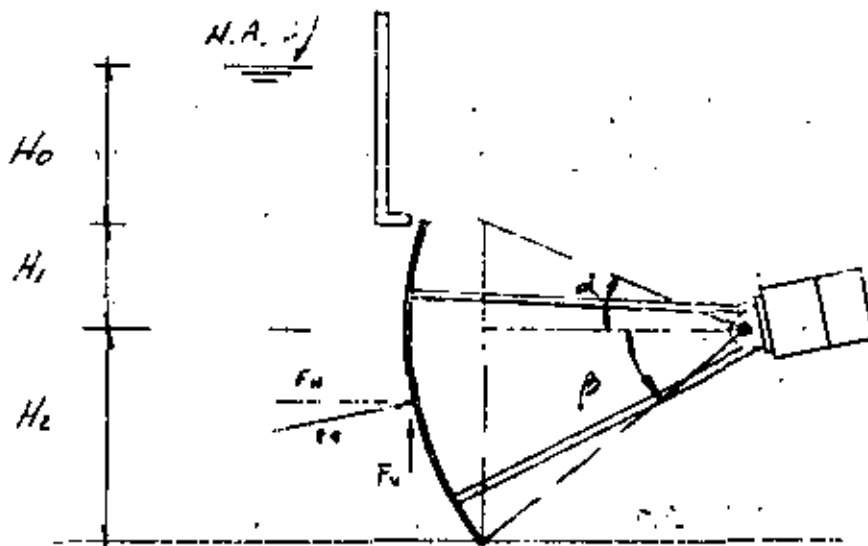
| CONCEPTO | FUERZA (kg) | ALCANTARADO (m) | MOMENTO (kg-m) |
|---|-------------|-----------------|----------------|
| I.- Peso propio de la estructura | 230 166 | | 1 453 463 |
| II.- Carga viva HS-20 | 27 640 | | 120 516 |
| III.- Subpresión | - 16 414 | | - 76 823 |
| IV.- Peso del agua al nivel mínimo de la compuerta.
3.00 x 4.00 x 5.70 x 1000. | 104 400 | 4.95 | 454 140 |
| V.- Reacción vertical de la compuerta sobre la chimacera | - 7 142 | 11.90 | 84 990 |

$$\Sigma F_v = 337\,890$$

| CONCEPTO | Fuerza (kg) | Braccio (m) | MOMENTO (kg-m) |
|---|----------------|--------------|----------------|
| 15.- Empuje hidrostático sobre la pila.
0.40 x 3.00 x 0.5 x 1000 | 1800 | 1.50 | 1800 |
| 16.- Reacción horizontal de la compuerta sobre la chimenea | 15000 | 2.25 | 40500 |
| | $\Sigma F_H =$ | $\Sigma M =$ | |
| | 17800 | 2078576 | |

17.- Reacción vertical de la compuerta sobre la chimenea.

$$F_{17} = wBR \left[(H_0 + H_1) (e_1 \beta - e_2 \alpha) + \frac{1}{2} (H_2 e_1 \beta + H_1 e_2 \alpha) - \frac{R}{2} (\alpha + \beta) \right]$$



En la estructura que nos ocupa.

$$w = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$H_0 = 0$$

$$H_1 = 0.75 \text{ m}$$

$$H_2 = 2.25 \text{ m}$$

$$\beta = \text{ang} \text{ sen } \frac{2.25}{3.60} = 35.6522^\circ$$

$$\alpha = \text{ang} \text{ sen } \frac{0.75}{3.60} = 12.0217^\circ$$

$$e_1 \beta = 0.7506$$

$$e_2 \alpha = 0.9781$$

$$\beta = 1.675 \text{ r}$$

$$\alpha = 1.210 \text{ r}$$

$$B = 4.00 \text{ m}$$

$$R = 3.60 \text{ m}$$

$$F_{14} = 1000 \times 4.00 \times 3.60 \left[0.75 (0.7806 - 0.9781) + 0.5 (2.25 \times 0.7806 + 0.75 \times 0.9781) - 1.50 (0.210 + 0.475) \right] \quad 73$$

$$F_{14} = 14400 \left[-0.148 + 1.245 - 1.593 \right]$$

$$F_{14} = -7142 \text{ Kg}$$

15.- Reacción horizontal de la empuesta sobre la chimenea.

$$F_{15} = \frac{w \cdot B}{2} \left[2 (H_0 + H_1) (H_1 + H_2) - (H_1^2 - H_2^2) \right]$$

$$F_{15} = \frac{1000 \times 4.00}{2} \left[2 \times 0.75 (0.75 + 2.25) - (0.75^2 - 2.25^2) \right]$$

$$F_{15} = 2000 \left[4.5 + 4.50 \right] = 18000 \text{ Kg}$$

Paso de la resultante:

$$X = \frac{\sum M}{\sum F_v} = \frac{2078576}{339890} = 6.12 \text{ m}$$

Excentricidad

$$e = \frac{L}{2} - X = 6.50 - 6.12 = 0.38 \text{ m}$$

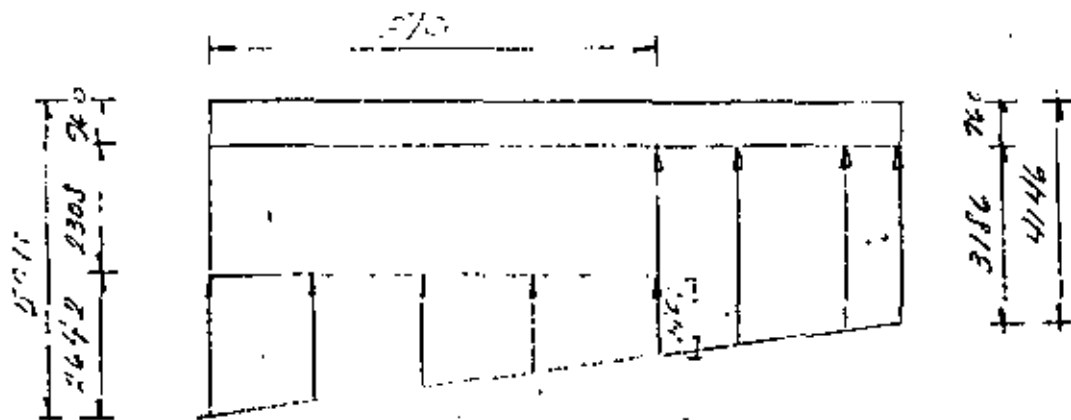
Cálculo de los esfuerzos en la cimentación.

$$f = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{h} \right)$$

$$f = \frac{339890}{67.60} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.38}{13.00} \right) = \begin{cases} f_A = 5910 \text{ kg/m}^2 \\ f_C = 4146 \text{ kg/m}^2 \end{cases}$$

Diagrama de copia 201

Peso propio de la losa de cimentación = 760 kg/m^2
 Peso del agua = $\frac{3.00 \times 4.00 \times 1000}{5.20} = 2308 \text{ kg/m}^2$



CASO 4. Estructura llena al tirante normal de operación, con puerta abierta, actuando la subpresión y con carga viva sobre el puente carretero.

| CONCEPTO | FUERZA (Kg) | BRUNDO (m) | MOMENTO (kg-m) |
|--|-----------------------|--------------|----------------|
| 10.- Peso propio de la estructura | 230 000 | | 1 453 463 |
| 11.- Carga viva H5-20 | 29 140 | | 120 516 |
| 12.- Subpresión | - 16 414 | | 76 533 |
| 14.- Empuje hidrostático sobre la
puerta
$0.40 \times 2.55^2 \times 0.0 \times 1000$ | (1 625) | 0.95 | 1 544 |
| 15.- Peso del agua
$2.55 \times 13.00 \times 4.00 \times 1000$ | 134 200 | 6.50 | 863 300 |
| | $\Sigma FV =$ 390 832 | $\Sigma M =$ | 2 461 990 |
| | $\Sigma FH =$ 1 625 | | |

Paso de la resultante:

75

$$x = \frac{\sum M}{\sum F_v} = \frac{2\ 461\ 770}{390\ 532} = 6.30\ m$$

Excentricidad:

$$e = \frac{l}{2} - x = 6.50 - 6.30 = 0.20\ m$$

Cálculo de los esfuerzos en la cimentación:

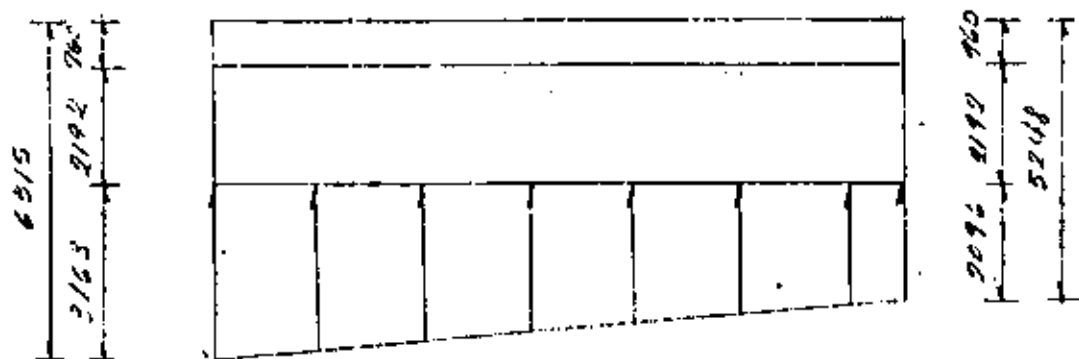
$$f = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{h} \right)$$

$$f = \frac{390\ 532}{67.60} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.20}{13.00} \right) = \begin{cases} f_A = 6\ 315\ \text{kg/m}^2 \\ f_F = 5\ 248\ \text{kg/m}^2 \end{cases}$$

Diagrama de esfuerzos

$$\text{Peso de la losa} = 960\ \text{kg/m}^2$$

$$\text{Peso del agua} = \frac{2.85 \times 4.00 \times 1000}{5.20} = 2\ 192\ \text{kg/m}^2$$



Análisis de cargas.

a) Empuje de tierra.

$$E = \frac{1}{2} k_a \gamma h (H + 2H_1) = 0.5 \times 0.286 \times 1800 \times 4.00 (4.0 + 2 \times 0.6)$$

$$E = 5354 \text{ Kg}$$

$$y = \frac{4.0^2 + 3 \times 4.0 \times 0.6}{3(4.0 + 1.2)} = 1.49 \text{ m}$$

$$M_F = 7977 \text{ Kg-m}$$

b) Empuje hidrostático (al nivel del tirante de operación).

$$E = \frac{1}{2} \gamma h^2 = 0.5 \times 1000 \times 2.85^2 = 4061 \text{ Kg}$$

$$y = \frac{2.85}{3} = 0.95 \text{ m}$$

$$M_A = 0.95 \times 4061 = 3858 \text{ Kg-m}$$

c) Frenaje: (especificación AISHO)

$$F = 0.65 \times 29040 = 1452 \text{ Kg}$$

Por metro de ancho.

$$F_m = \frac{1452}{4.60} = 316 \text{ Kg}$$

$$y = 4.00 + 1.20 = 5.20 \text{ m}$$

$$M_F = 316 \times 5.20 = 1643 \text{ Kg-m}$$

d) Fricción, debida a la dilatación

$$F_r = \frac{674 \times 2.20}{2} \times 0.25 = 155 \text{ Kg.}$$

$$l_f = 4.00 \text{ m}$$

$$M_{fr} = 4 \times 155 = 740 \text{ kg-m.}$$

Cuando la represa está vacía, los muros laterales trabajarán a su máximo momento flexionante; por esta razón, la combinación: empuje de tierra, frenaje y fricción será la que me determine el diseño.

| CONCEPTO | V (Kg) | l (m) | M (kg-m) |
|------------------|--------------------|-------|---------------------|
| Empuje de tierra | 5 354 | 1.49 | 7 977 |
| Frenaje | 316 | 5.20 | 1 643 |
| Fricción | 185 | 4.00 | 740 |
| | $\Sigma V = 5 855$ | | $\Sigma M = 10 360$ |

Peralte por momento:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}} = \sqrt{\frac{10360}{15.6}} = 26 \text{ cm}$$

Peralte por cortante:

$$d = \frac{V}{0.6} = \frac{5855}{4.2 \times 100} = 14 \text{ cm}$$

Utilizaremos:

$$d = 34 \text{ cm}$$

$$c = 6 \text{ cm}$$

$$H = 40 \text{ cm}$$

Figura 20.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{18,36000}{1400 \times 0.874 \times 34} = 24.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si utilizamos varillas de $3/4" \phi$:

$$S = \frac{100 \times 2.84}{24.9} = 11.4 \text{ cm}$$

$$C_{pr} = \frac{2.31210}{1.7} = 13.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = \frac{5855}{34.5 \times 0.87 \times 34} = 3.6 \text{ kg/cm}^2$$

Altura de corte del refuerzo.

$$E_T = 257.4 h (h + 1.20)$$

$$y = \frac{h (h + 1.8)}{5 (h + 1.2)}$$

$$M = E_T y + 316 (h + 1.20) + 185 h$$

Elementos resistentes:

$$\text{Para } 50\% A_s \quad M = 0.5 \times 24.9 \times 1400 \times 0.874 \times d = 15,234 d$$

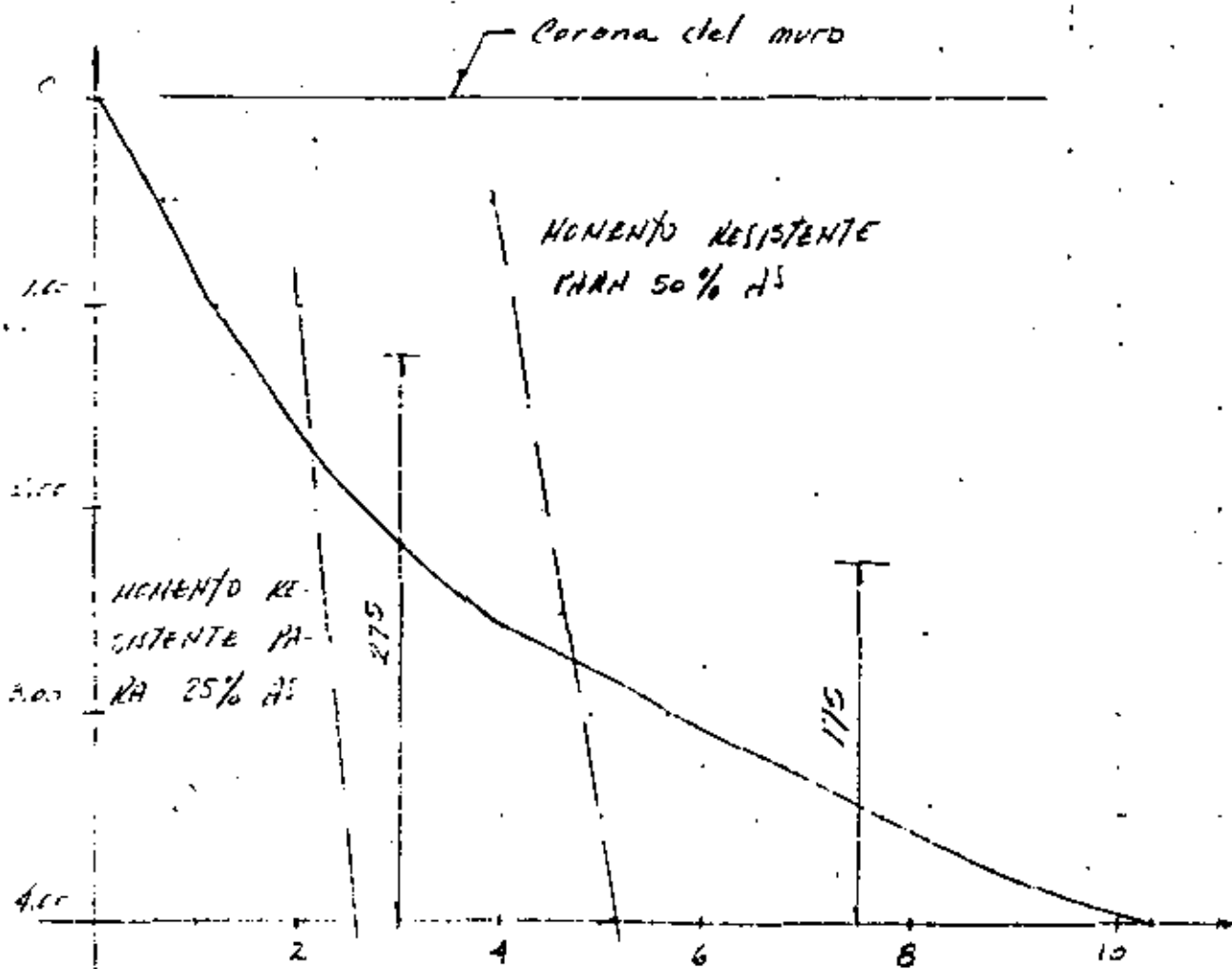
$$\text{Para } 25\% A_s \quad M = 7617 d$$

El valor del peralte será:

$$d = \frac{1.10}{1.00} h + 1.24$$

En la tabla siguiente se determinan los momentos flexionantes y resistentes, para diversas alturas.

| h
m | E II PUEJES | | | MOMENTOS RESISTENTES | | |
|--------|-------------|--------|-----------|----------------------|---------------|---------------|
| | E
Kg | y
m | M
Kg-m | d
m | M 50%
Kg-m | M 25%
Kg-m |
| 1.50 | 219 | 0.22 | 678 | 0.253 | 3 854 | 1 927 |
| 1.00 | 566 | 0.42 | 1 118 | 0.265 | 4 037 | 2 019 |
| 1.50 | 1042 | 0.61 | 1 766 | 0.278 | 4 935 | 2 118 |
| 2.00 | 1647 | 0.79 | 2 652 | 0.290 | 4 418 | 2 209 |
| 2.50 | 2381 | 0.97 | 3 941 | 0.303 | 4 616 | 2 308 |
| 3.00 | 3 243 | 1.14 | 5 579 | 0.315 | 4 799 | 2 399 |
| 3.50 | 4 234 | 1.32 | 7 722 | 0.328 | 4 997 | 2 498 |
| 4.00 | 5 354 | 1.49 | 10 360 | 0.340 | 5 180 | 2 590 |



$$I_{st} = 0.0015 \quad bh = 0.0015 \times 35 \times 100 = 5.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vers $1/2" \phi$ a 24 cm

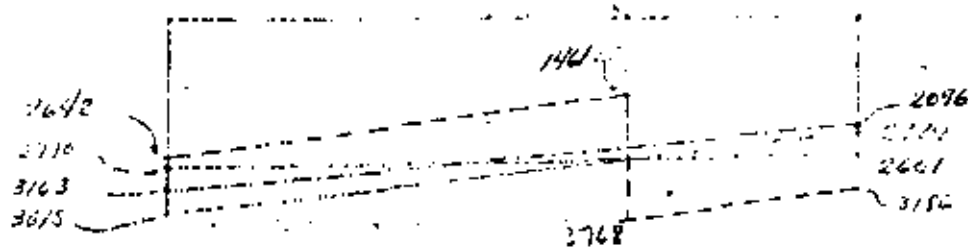
Para la pila central:

$$I_{st} = 0.0015 \times 100 \times 40 = 6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vers. $1/2" \phi$ a 20 en dos direcciones y en cada cara.

DISEÑO DE LA LOSA DE CIRCUNFERENCIA.

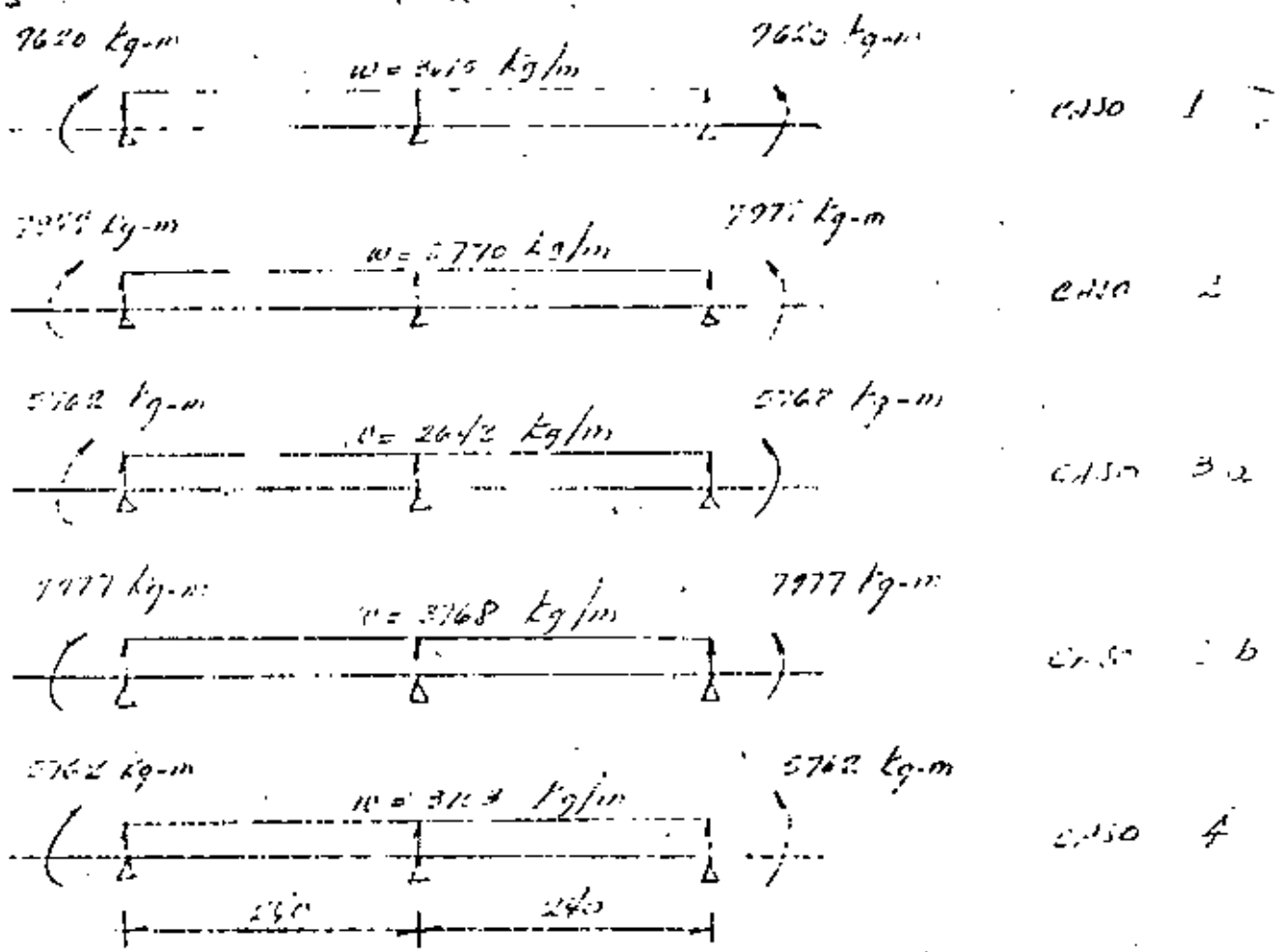
CASO 1 CASO 3
CASO 2 CASO 4



Los momentos transmitidos a la circunferencia, por los muros laterales en cada caso son:

| | | | |
|----------|---|------|------|
| CASO 1 | Empuje de tierra y fricaje. | 7620 | kg-m |
| CASO 2 | Empuje de tierra | 7977 | kg-m |
| CASO 3 a | Empuje de tierra, empuje hidrostático y fricaje | 5762 | kg-m |
| | Empuje de tierra | 7977 | kg-m |
| CASO 4 | Empuje de tierra, hidrostático y fricaje | 5762 | kg-m |

En consecuencia, las solicitaciones que se presentaran en la losa en estudio serian:



Al resolver las vigas anteriores resulta que:

$M_{e-\text{max}} = 9620 \text{ kg-m}$ (extremo)

$M_{(x)}_{\text{max}} = 513 \text{ kg-m}$ (a 1.039 m del extremo)

$V_{\text{max}} = 7266 \text{ kg}$

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{9620}{15.5}} = 25 \text{ cm}$$

$$d = \frac{V}{v_b} = \frac{7266}{420} = 22 \text{ cm}$$

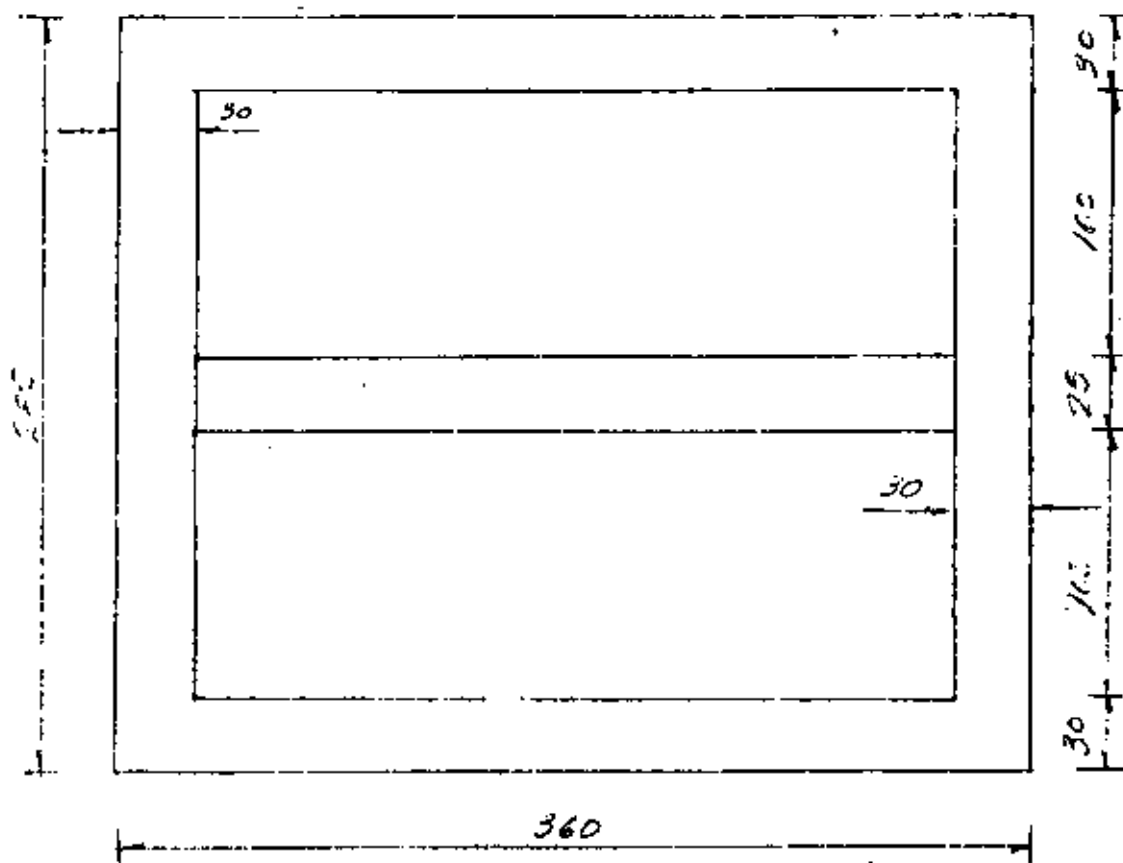
$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{9620 \cdot 100}{1400 \times 0.874 \times 34} = 22.10 \text{ cm}^2 = \text{Var. } 3/4" \text{ a } 12$$

$$A_{st} = 0.0015 b l_1 = 0.0015 \times 40 \times 100 = 6 \text{ cm}^2 = \text{Var. } 1/2" \text{ a } 20$$

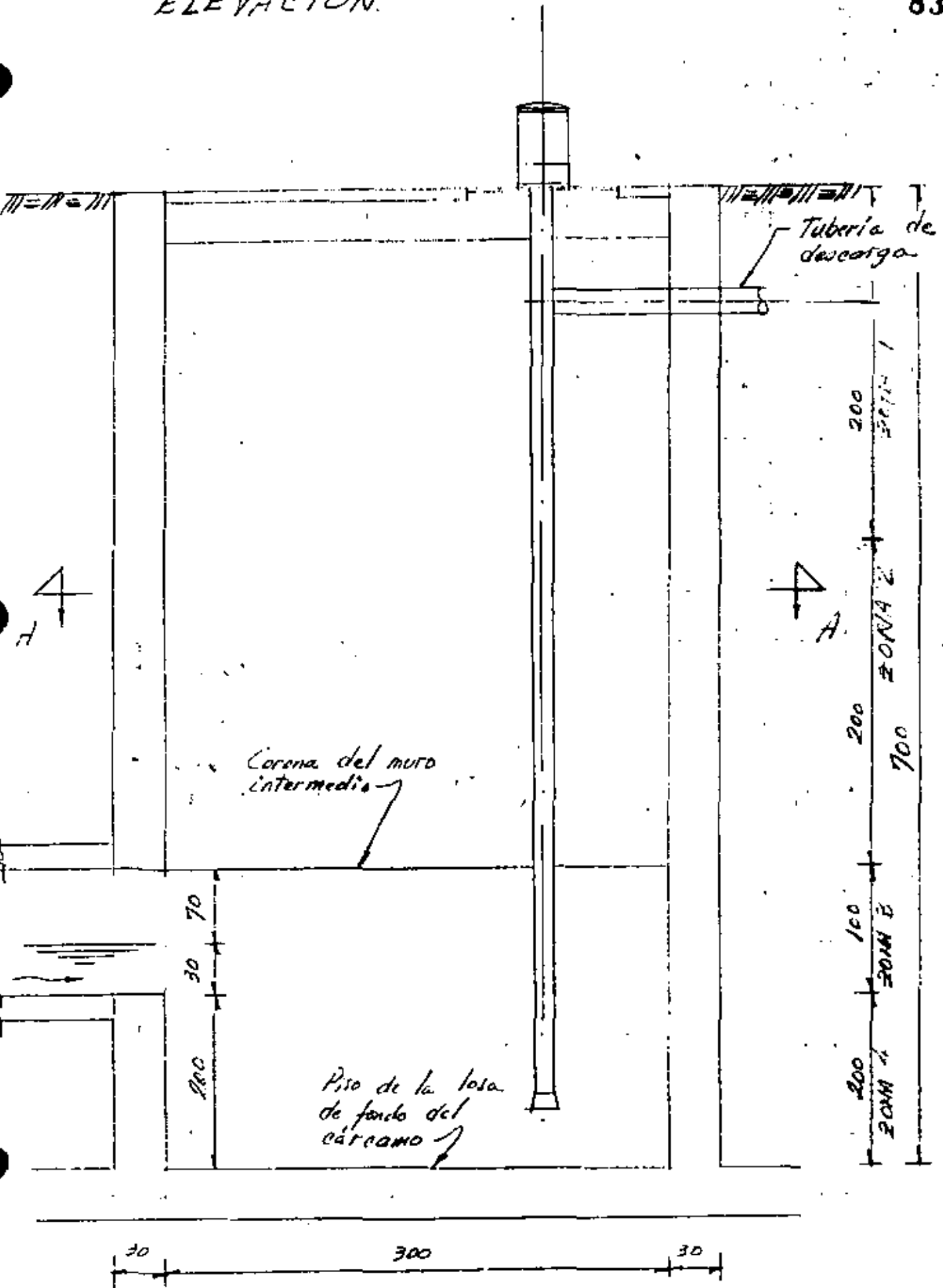
Las partes que generalmente integran una planta de bombeo para fines de riego son las siguientes:

- a) = Captación u obra de toma.
- b) = Obra de succión o sifonameo.
- c) = Equipo de bombeo.
- d) = Descarga.
- e) = Casita de controles.
- f) = Subestación eléctrica.
- g) = Almacenamiento de combustible.
- h) = Casa habitación del operador.

De todas las partes anteriores únicamente se diseñará el sifonameo, el cual será para dos unidades de bombeo con una altura de 7.00 m, de las dimensiones siguientes:



SECCION
H-H



Tuberia de descarga

Corona del muro intermedia

Piso de la losa de fondo del cárcamo

200

200

700

100

70

30

200

30

300

30

ZONA 1

ZONA 2

ZONA 3

ZONA 4

A

A

Constantes de diseño

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f'_c = 90 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 7$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = 0.288$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 0.904$$

$$R = \frac{1}{2} f_c k j = 11.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_c = 0.3 \sqrt{f'_c} = 4.2 \text{ kg/cm}^2$$

Adherencia

$$v_{pr} = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D}$$

BARRAS SUPERIORES.

$$v_{pr} = \frac{3.2 \sqrt{f'_c}}{D}$$

BARRAS NO SUPERIORES.

Coefficiente de empuje K_0 en muros verticales.

$$\phi = \text{ang } \text{tg } \frac{1}{1.5} = 33.69^\circ$$

$$K_0 = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} = 0.286$$

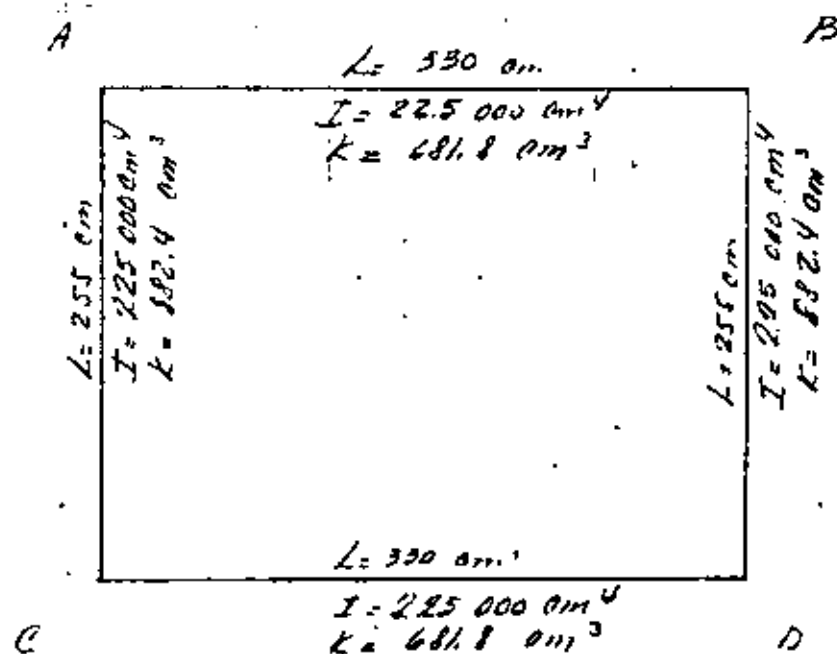
CARCANOS.

85

Se analizará una franja de 1.0 m de longitud, para facilidad en el cálculo se recibirá el marco en una carga unitaria; posteriormente los momentos y armaduras se multiplicarán por un factor que depende de la profundidad a la que se encuentre la sección de análisis.

$$I_x = \frac{100 \times 30^3}{12} = 225\,000 \text{ cm}^4 \quad I_y = 1$$

Tomando distancias a ejes tenemos:



NODO A, B, C, D

$$K_{AB} = 681.8 \quad f_{AB} = \frac{681.8}{1564.2} = 0.44$$

$$K_{AC} = 553.4$$

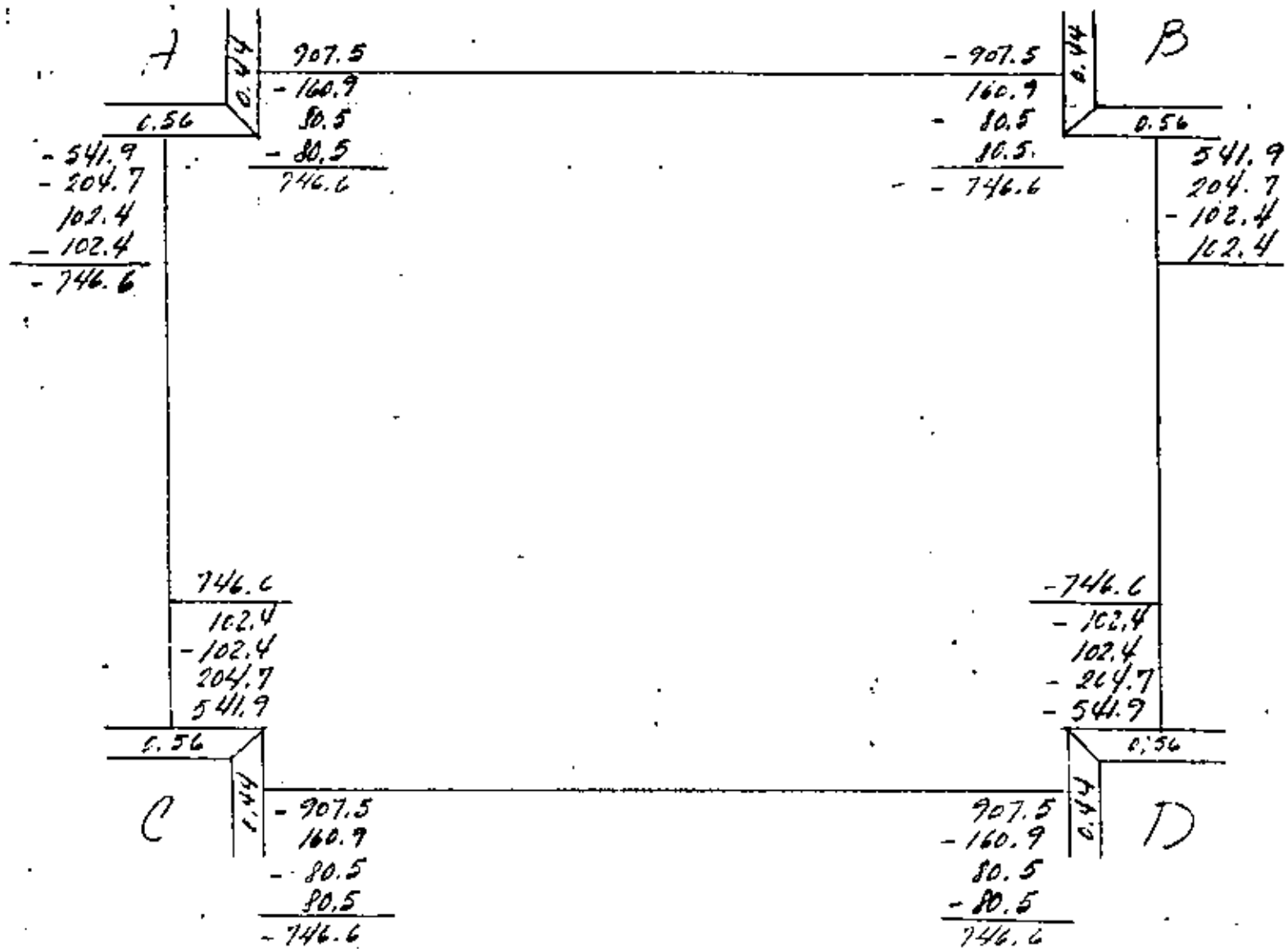
$$2K = 1564.2 \quad f_{AC} = \frac{553.4}{1564.2} = 0.56$$

1.00

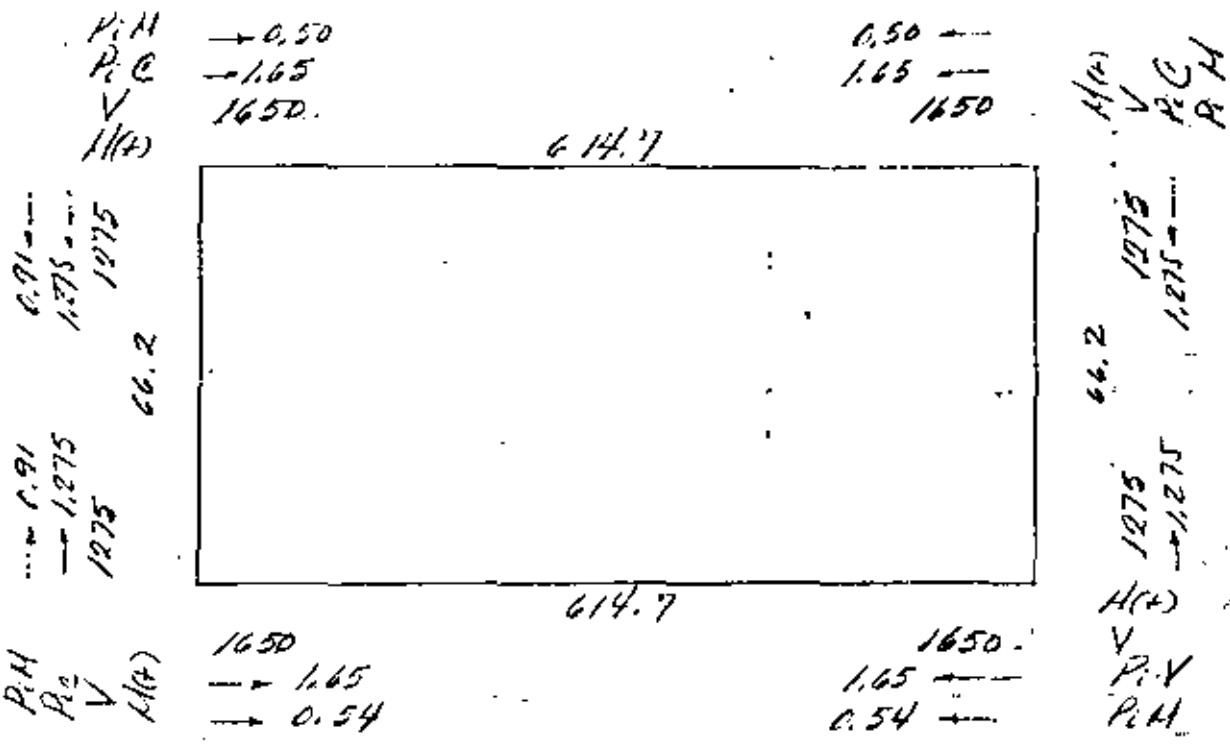
$$M_{AB} = \frac{wL^2}{12} = \frac{1000 \times 3.30^2}{12} = 907.5 \text{ Kg-m}$$

$$M_{AC} = \frac{wL^2}{12} = \frac{1000 \times 2.55^2}{12} = 541.9 \text{ Kg-m}$$

CROSS SECTION 192

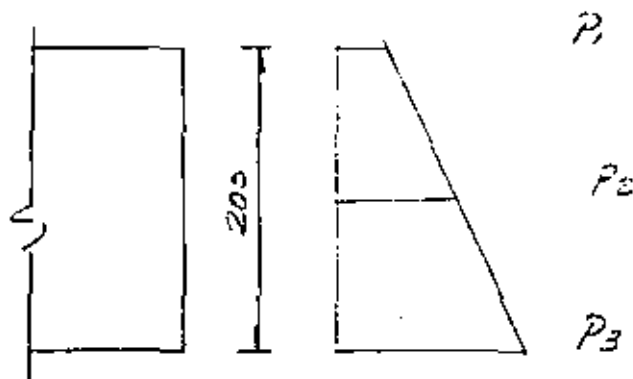


CORTANTES Y MOMENTOS POSITIVOS



$H (kg \cdot m)$
 $V (kg)$
 $P_i (m)$

ZONA 1.



$$P_2 = k_o j (H+h') = 0.286 \times 1800 (1.00 + 0.60) = 823.7 \text{ kg/m}^2$$

$$P_3 = k_o j (H+h') = 0.286 \times 1800 (2.00 + 0.60) = 1338.5 \text{ kg/m}^2$$

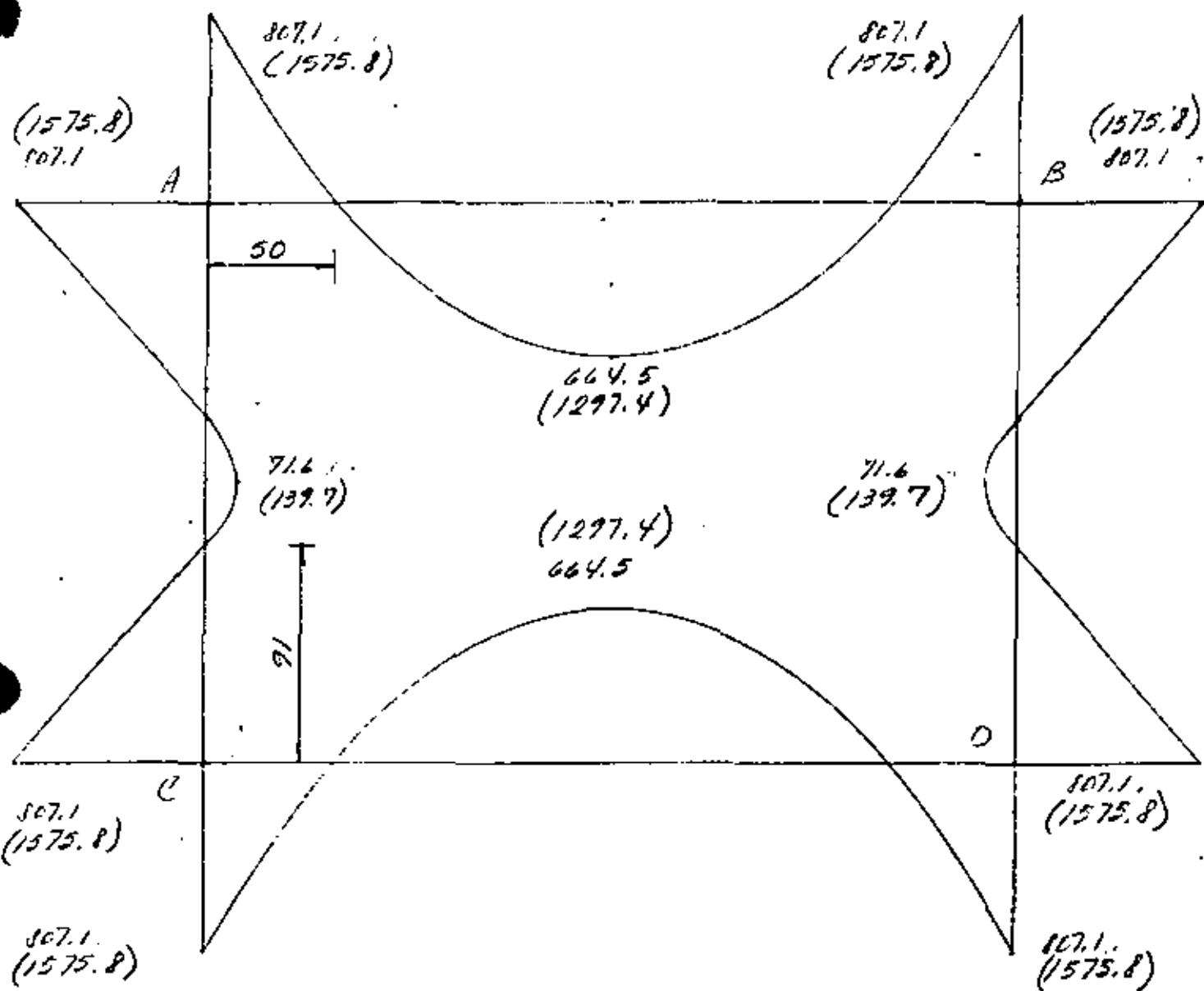
$$\bar{P} = \frac{823.7 + 1338.5}{2} = 1081 \text{ kg/m}^2$$

ZONA 2.

$$P_4 = 0.286 \times 1800 (3.0 + 0.6) = 1853.3 \text{ kg/m}^2$$

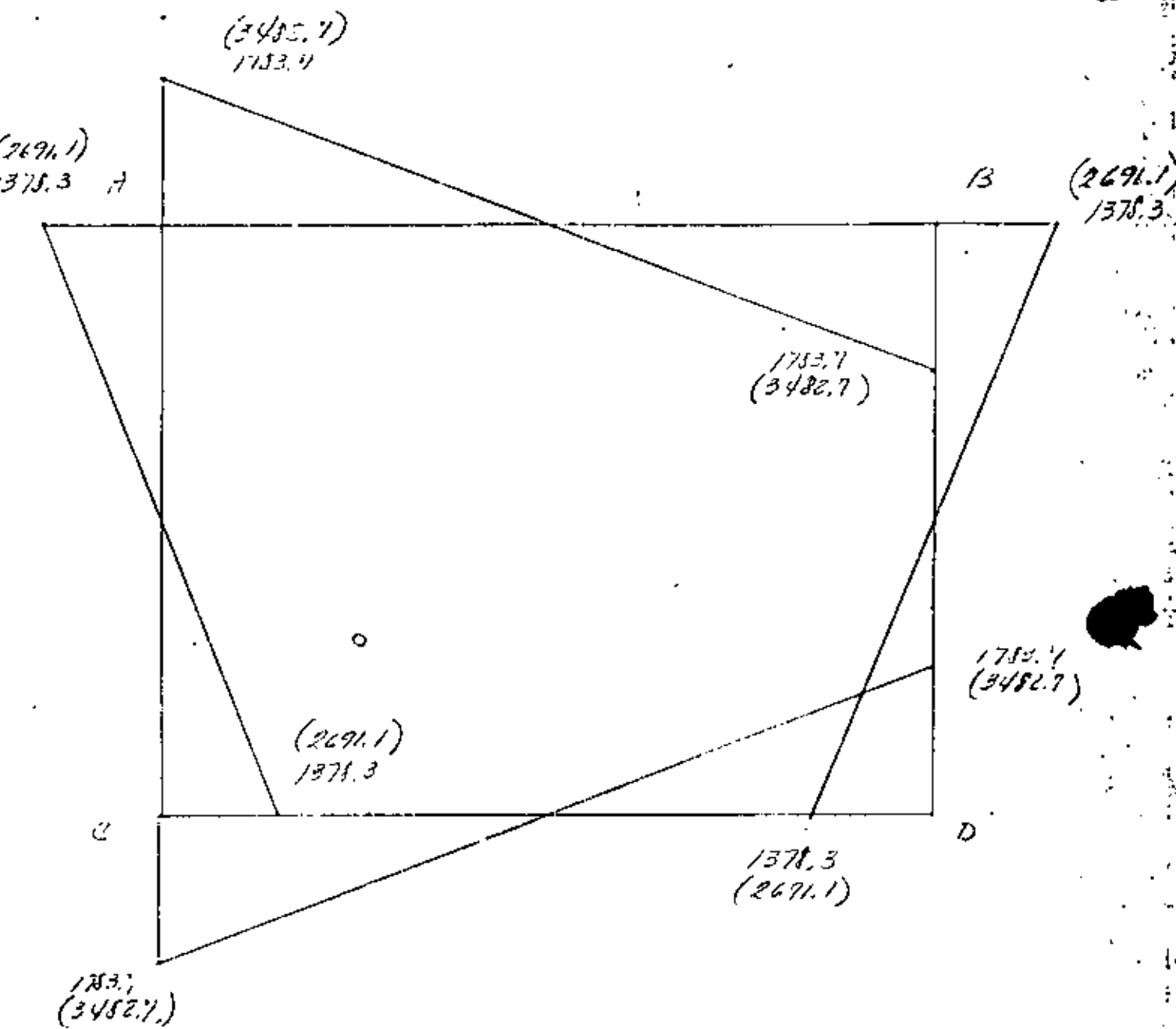
$$P_5 = 0.286 \times 1800 (4.0 + 0.6) = 2368.1 \text{ kg/m}^2$$

$$\bar{P} = \frac{1853.3 + 2368.1}{2} = 2110.7 \text{ kg/m}^2$$

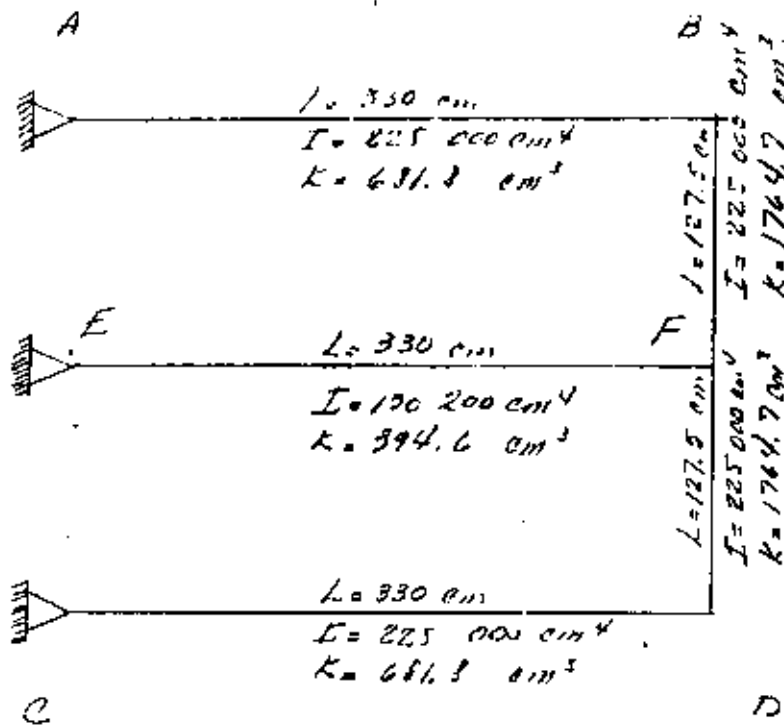


ZONA 1 n
 ZONA 2 (n)

DIAGRAMA DE CORTANTES (Kg)



ZONA 1 - (n)
 ZONA 2 - (n)



NODO B, D.

$$K_{BA} = 681.8$$

$$f_{BA} = 0.25$$

$$K_{BD} = 1764.7$$

$$f_{BD} = 0.72$$

$$\Sigma K = 2446.5$$

$$1.00$$

NODO F

$$K_{FB} = 1764.7$$

$$f_{FB} = 0.45$$

$$K_{FD} = 1764.7$$

$$f_{FD} = 0.45$$

$$K_{FE} = 394.6$$

$$f_{FE} = 0.10$$

$$\Sigma K = 3924.0$$

$$1.00$$

$$P_5 = 0.286 \times 1500 (4.0 + 0.6) = 2368.1 \text{ kg/m}^2$$

$$P_6 = 0.286 \times 1500 (5.0 + 0.6) = 2582.9 \text{ kg/m}^2$$

$$\bar{P} = \frac{2368.1 + 2582.9}{2} = 2425.5 \text{ kg/m}^2$$

$$M_{BA} = \frac{2425.5 \times 3.3^2}{12} = 2383 \text{ kg-m}$$

$$M_{BF} = 556 \text{ kg-m}$$

| | | | | | | | |
|---|--|-----|---------|----------|------|--------|-------|
| H | | 1.0 | 2 383 | - 2383 | 0.28 | B | |
| | | | - 2 383 | 567.6 | | 0.72 | |
| | | | 283.8 | - 1191.5 | | 356 | |
| | | | - 283.8 | 333.6 | | 1459.4 | |
| | | | 166.8 | - 141.9 | | 0 | |
| | | | - 166.8 | 39.7 | | 557.9 | 802.7 |
| | | | 0.0 | - 2775.5 | | 0 | 429.0 |
| | | | | | | 102.2 | 0 |
| | | | | | | 2775.5 | 729.7 |

| | | | | | | | |
|---|--|-----|---|---|------|---------|----------|
| E | | 1.0 | - | 0 | 0.10 | F | |
| | | | 0 | 0 | | 0.45 | - 356 |
| | | | | 0 | | 0.45 | |
| | | | | 0 | | 356 | |
| | | | | | | 0 | |
| | | | | | | - 729.7 | |
| | | | | | | 0 | - 2775.5 |
| | | | | | | - 429.0 | - 102.2 |
| | | | | | | - 507.7 | 0 |
| | | | | | | | - 857.9 |
| | | | | | | | 0 |
| | | | | | | | - 1459.4 |
| | | | | | | | - 356 |

| | | | | | | | |
|---|--|-----|---------|---------|------|---|--|
| C | | 1.0 | - 2383 | 2383 | 0.28 | D | |
| | | | 2383 | - 567.6 | | | |
| | | | - 283.8 | 1191.5 | | | |
| | | | 283.8 | - 333.6 | | | |
| | | | - 166.8 | 141.9 | | | |
| | | | 166.8 | - 39.7 | | | |
| | | | 0.0 | 2775.5 | | | |

$w = 2425.5 \text{ Kg/m}$
 $L = 330 \text{ cm}$

A B

| | | | |
|----------------|---------|--------|----|
| L _i | 4332.1 | 4332.1 | Kg |
| R _H | - 841.1 | 841.1 | - |
| K _T | 3491.0 | 5172.2 | - |
| P _C | → 1.33 | 1.97 | m |

H(x) 2321.5 Kg-m

$H = 3491x - \frac{wx^2}{2}$

P_H → 2.66 0.64 m

si H=0 $x \neq 0$, $x = 3.56 \text{ m}$

B F

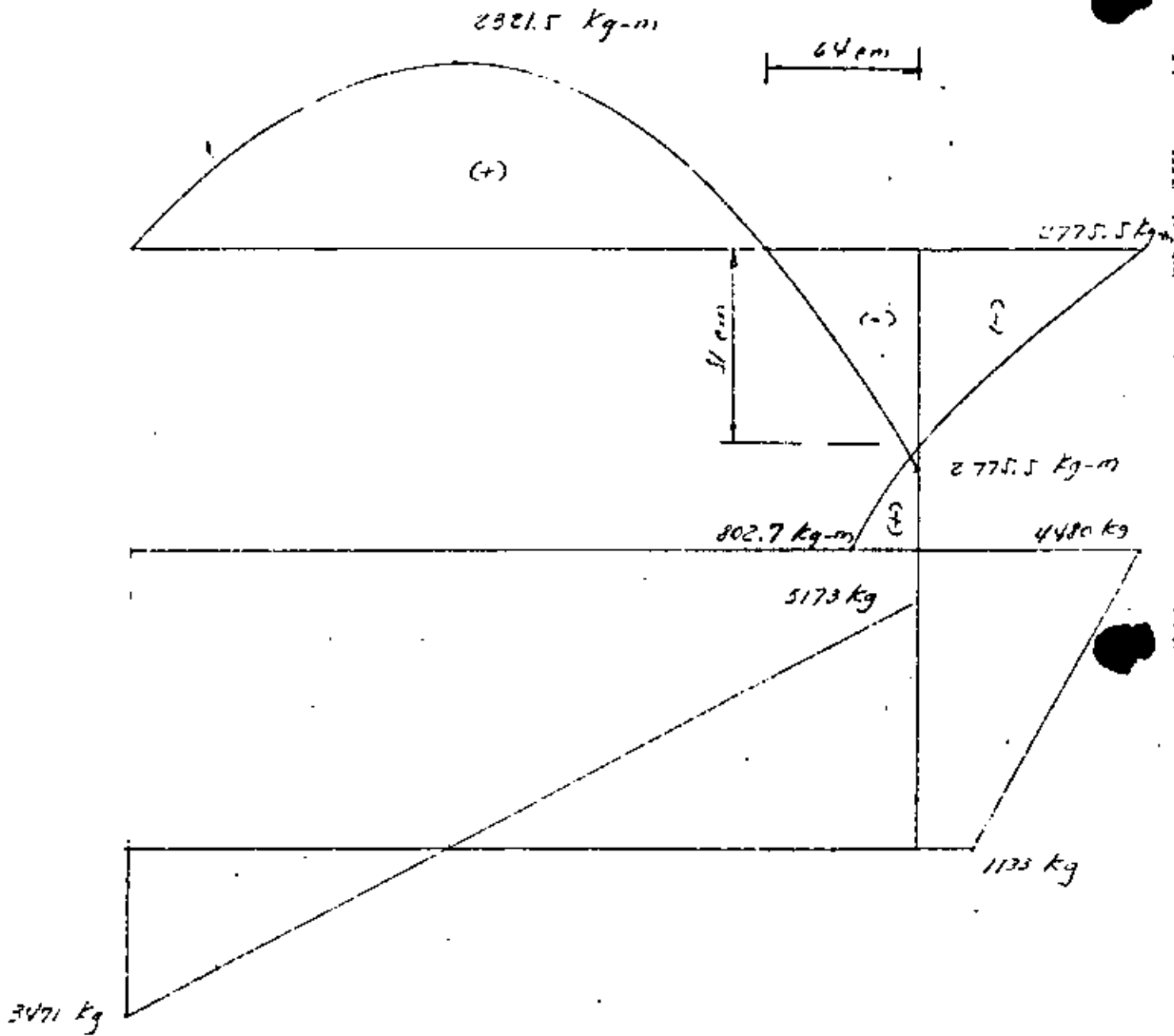
$w = 2425.5 \text{ Kg/m}$
 $L = 127.5 \text{ cm}$

| | | | |
|----------------|--------|----------|----|
| L _i | 1672.8 | - 1672.8 | Kg |
| R _H | 2806.4 | - 2806.4 | - |
| K _T | 4480.2 | - 1132.6 | - |
| P _C | → 0.81 | | m |

$H = 4480.2x - \frac{wx^2}{2} - 2775.5$

H(x) -

si H=0 $x = 2.60 \text{ m}$
 $x = 0.81 \text{ m}$



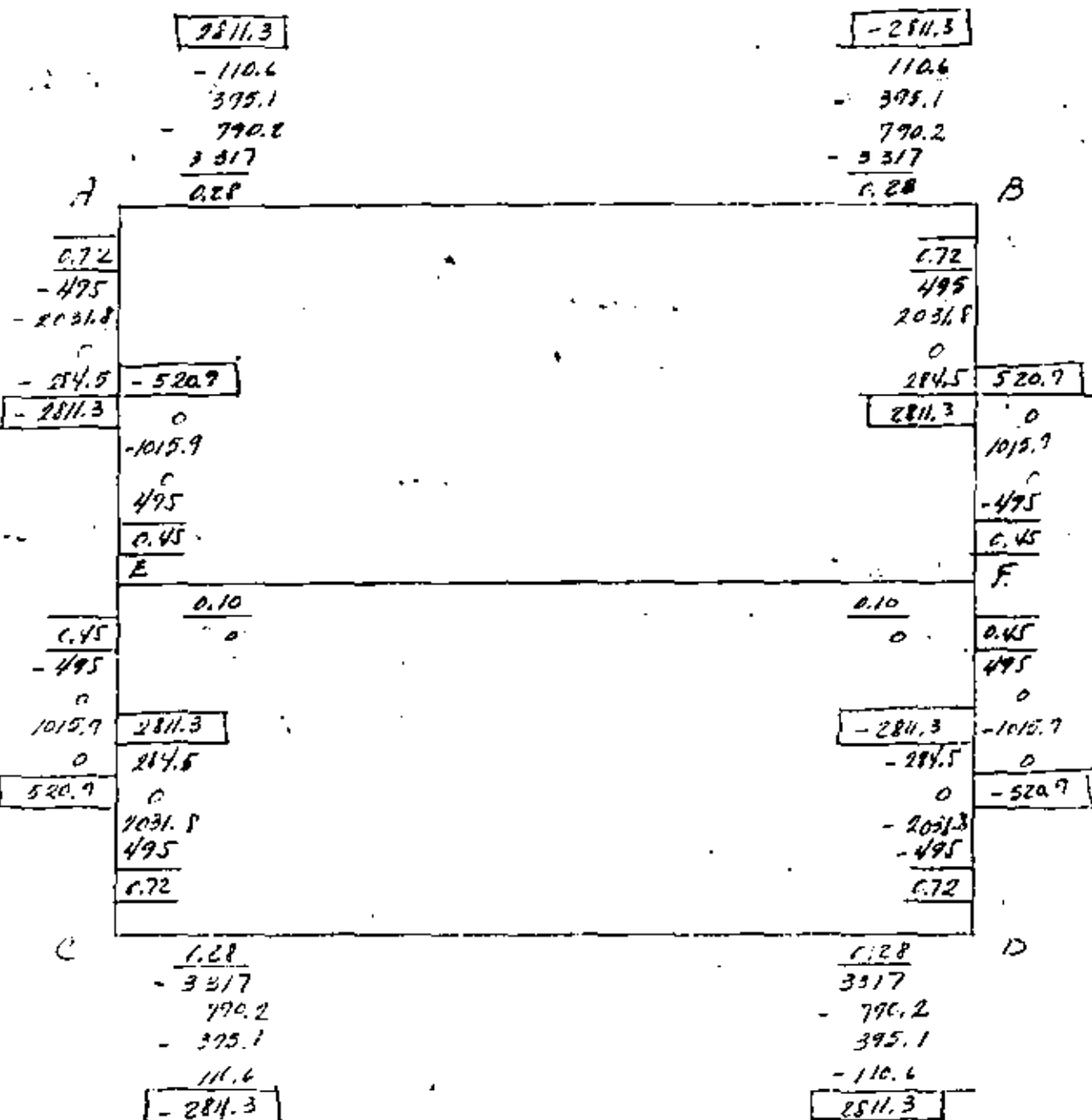
$$P_7 = 0.286 \times 1800 (6.0 + 0.6) = 3377.7 \text{ kg/m}^2$$

$$P_8 = 0.216 \times 1800 (7.0 + 0.6) = 5712.5 \text{ kg/m}^2$$

$$\bar{P} = \frac{3377.7 + 5712.5}{2} = 4545.1 \text{ kg/m}^2$$

$$M_{DH} = \frac{4545.1 \times 3.3^2}{12} = 3317 \text{ kg-m}$$

$$M_{DF} = \frac{4545.1 \times 1.215^2}{12} = 495 \text{ kg-m}$$



BARRA AB

90

$$w = 3655,1 \text{ kg/m}$$

$$L = 3,30 \text{ m}$$

$$V \quad 6030,9 \quad 6030,9 \quad \text{Kg}$$

$$M_C \quad \rightarrow 1,65 \quad \text{m}$$

$$M_G \quad 2164,2 \quad \text{Kg-m}$$

$$P_H \quad \rightarrow 0,56 \quad 0,56 \quad \text{m}$$

$$M = 6030,9 x - \frac{w x^2}{2} = 2811,3$$

$$\text{si } x = 0,15 \quad M = -1947,8 \text{ Kg-m}$$

BARRA BF

$$w = 3655,1 \text{ kg/m}$$

$$L = 1,275 \text{ m}$$

$$R_i \quad 2330,1 \quad 2330,1 \quad \text{Kg}$$

$$R_h \quad 2613,5 \quad - 2613,5 \quad \text{Kg}$$

$$K_T \quad 4943,6 \quad - 283,4 \quad \text{Kg}$$

$$P_C \quad \rightarrow 1,35 \quad \text{m}$$

$$M_G \quad - \quad \text{Kg-m}$$

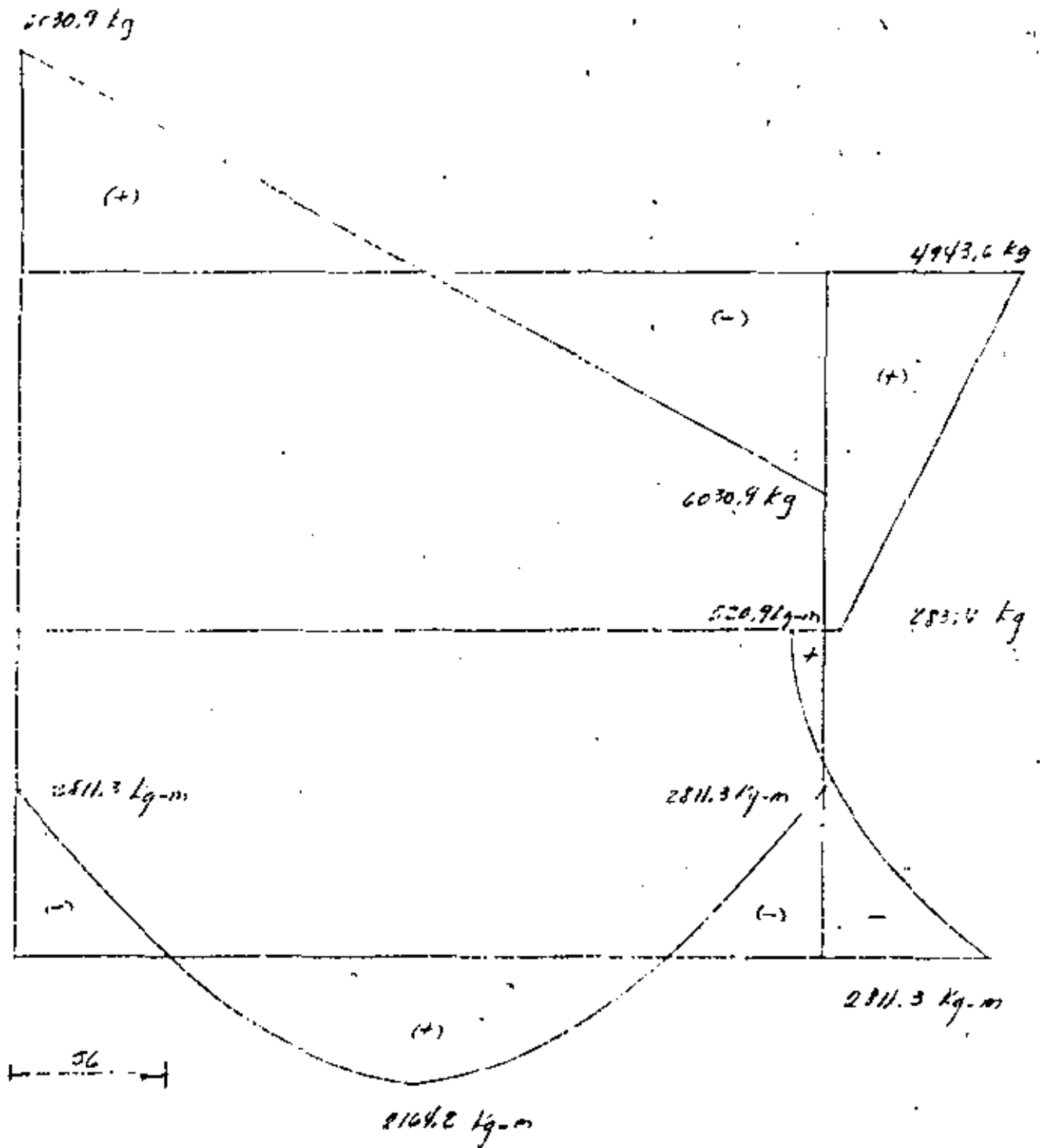
$$P_H \quad \rightarrow 0,31 \quad \text{m}$$

$$M = 4943,6 x - \frac{w x^2}{2} = 2811,3$$

$$\text{si } M = 0 \quad x = 0,81 \text{ m}$$

$$x = 1,89 \text{ m}$$

$$\text{si } x = 1,275 \quad M = 520,7$$



DISEÑO DE LA ZONA 4.

$$V_{\max} = 6030.9 - 5055.1 \times 0.15 = 5482.6 \text{ kg} \quad (\text{AL PAÑO})$$

$$M_{(s)} = -2811.3 \text{ kg-m}$$

$$M_{(d)} = +2164.2 \text{ kg-m}$$

Peralte por cortante

$$d = \frac{V}{\mu b} = \frac{5482.6}{4.2 \times 100} = 13 \text{ cm}$$

Peralte por flexión:

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{281130}{11.7 \times 100}} = 16 \text{ cm}$$

Utilizaremos: $d = 25 \text{ cm}$ $H = 30 \text{ cm}$

Acero de refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{281130}{2000 \times 0.904 \times 25} = 6.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

= Vars. $\frac{1}{2}''$ a 20

$$A_{s2} = \frac{216420}{15 \times 200} = 4.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

= Vars. $\frac{1}{2}''$ a 35

Resistencia por adherencia:

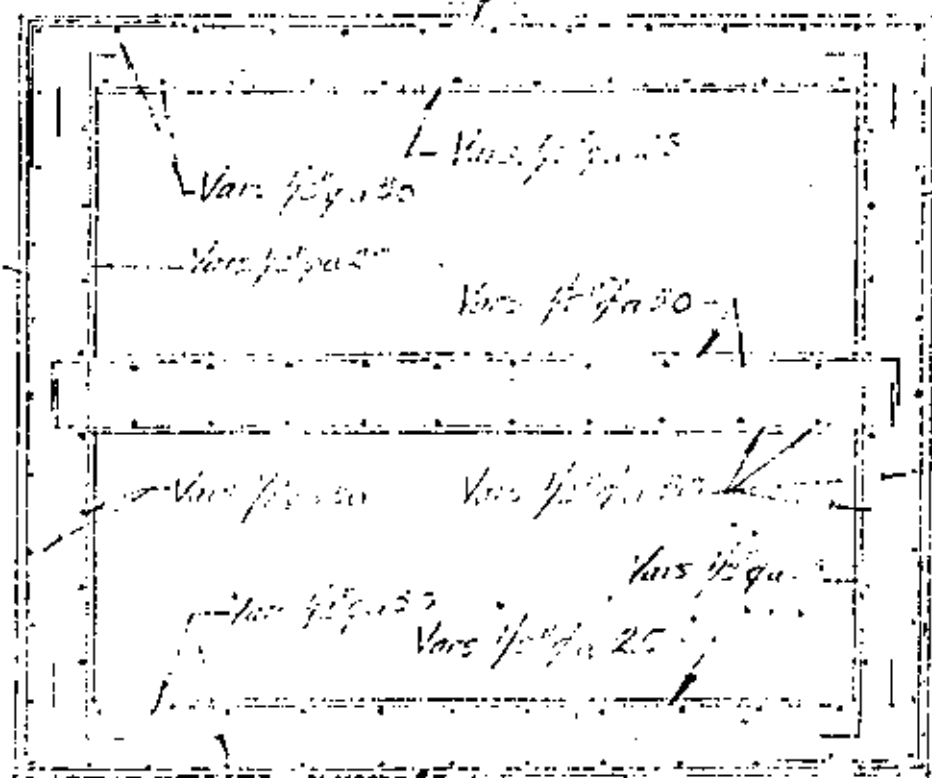
$$a_{pr} = \frac{2.3 \sqrt{f_{cs}}}{1.27} = 25.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_{tr} = \frac{V}{20 j d} = \frac{5482.6}{20 \times 0.904 \times 25} = 12.1 \text{ kg/cm}^2$$

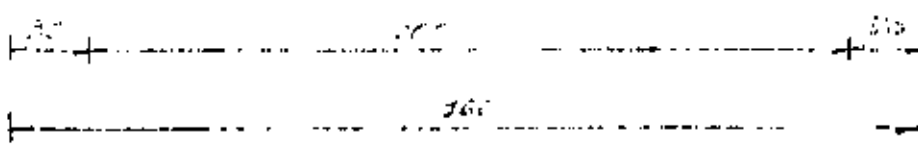
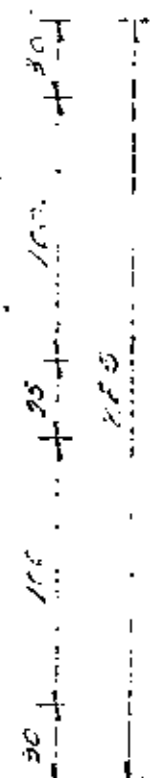
$\dot{V}_e = 0.10125 \times 110 \times 30 = 3.75 \text{ cu/in (per cycle)}$

$= \text{Vars. } \frac{1}{2}'' \text{ } \phi \text{ a. } 30$

$\text{Vars. } \frac{1}{2}'' \text{ } \phi \text{ a. } 20$



$\text{Vars. } \frac{1}{2}'' \text{ } \phi \text{ a. } 20$



$\text{Vars. } \frac{1}{2}'' \text{ } \phi \text{ a. } 20$

DISEÑO DE LA ZONA 3

No se revisará por cortante ya que el cortante máximo es menor que el cortante de diseño de la zona 4.

$$M(+)=2321.5 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

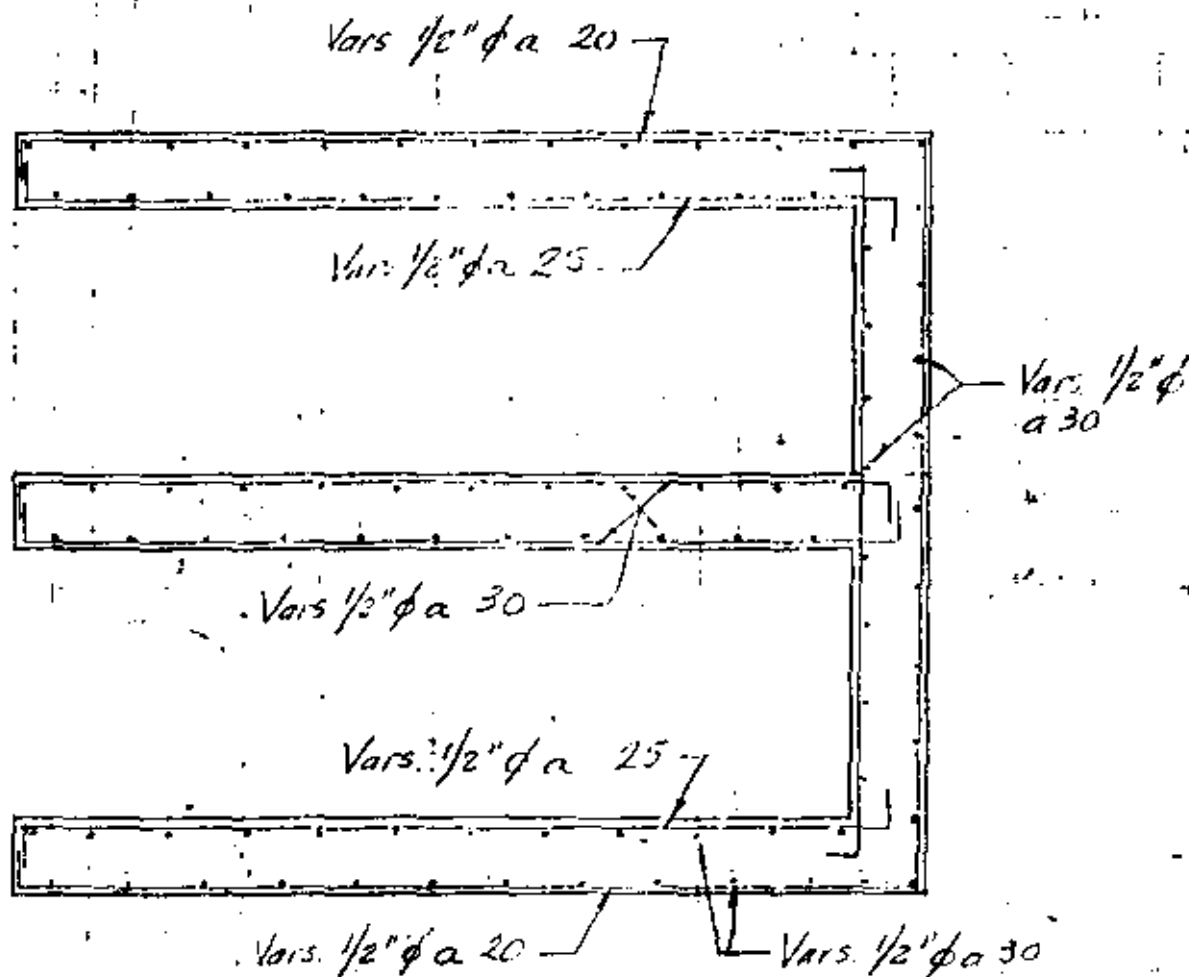
$$M(-)=2775.5 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Utilizaremos: $d=25 \text{ cm}$ $H=30 \text{ cm}$

Aero de refuerzo.

$$\begin{aligned} A_s(+) &= \frac{232150}{45200} = 5.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ &= \text{Vars } 1/2" \phi \text{ a } 25 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s(-) &= \frac{277550}{45200} = 6.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ &= \text{Vars } 1/2" \phi \text{ a } 20 \end{aligned}$$



... ZONA 3

DISEÑO DE LA ZONA 2

$$M_{(x)} = 1297.4 \text{ Kg-m.}$$

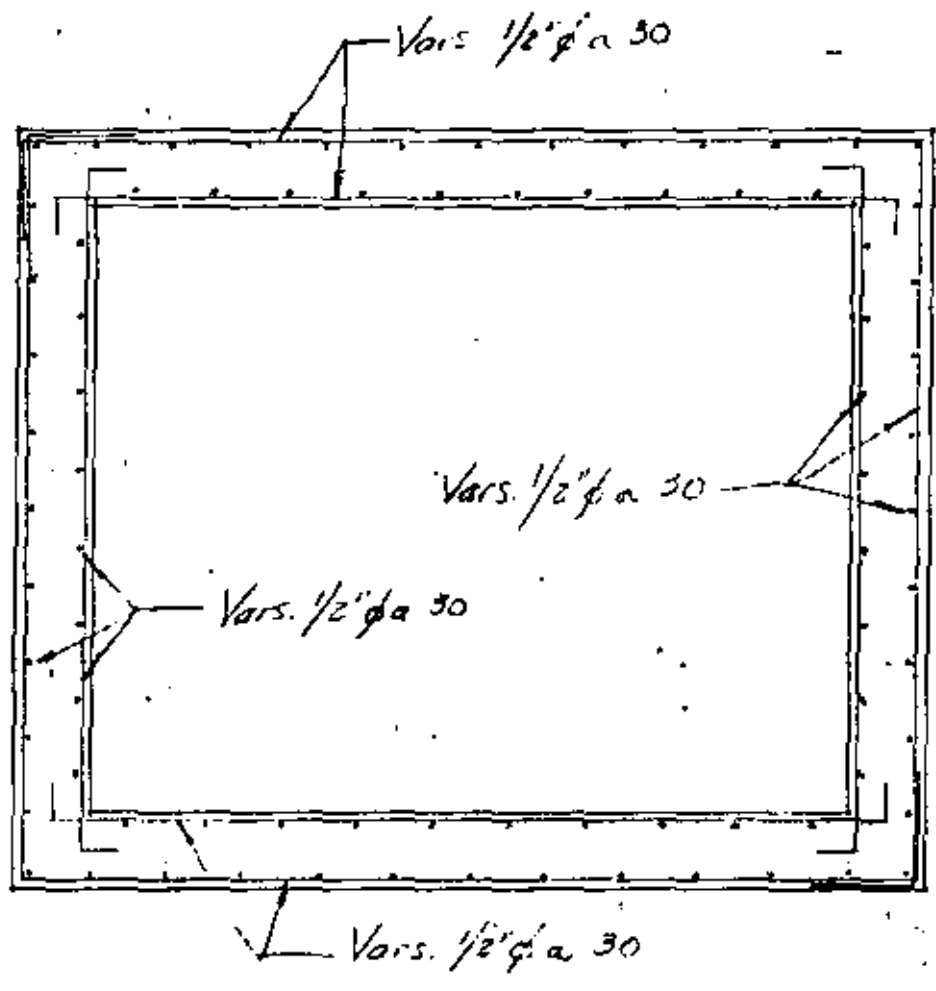
$$M_{(y)} = 1575.8 \text{ Kg-m.}$$

Utilizaremos: $d = 25 \text{ cm}$ $H = 30 \text{ cm}$

Acero de refuerzo.

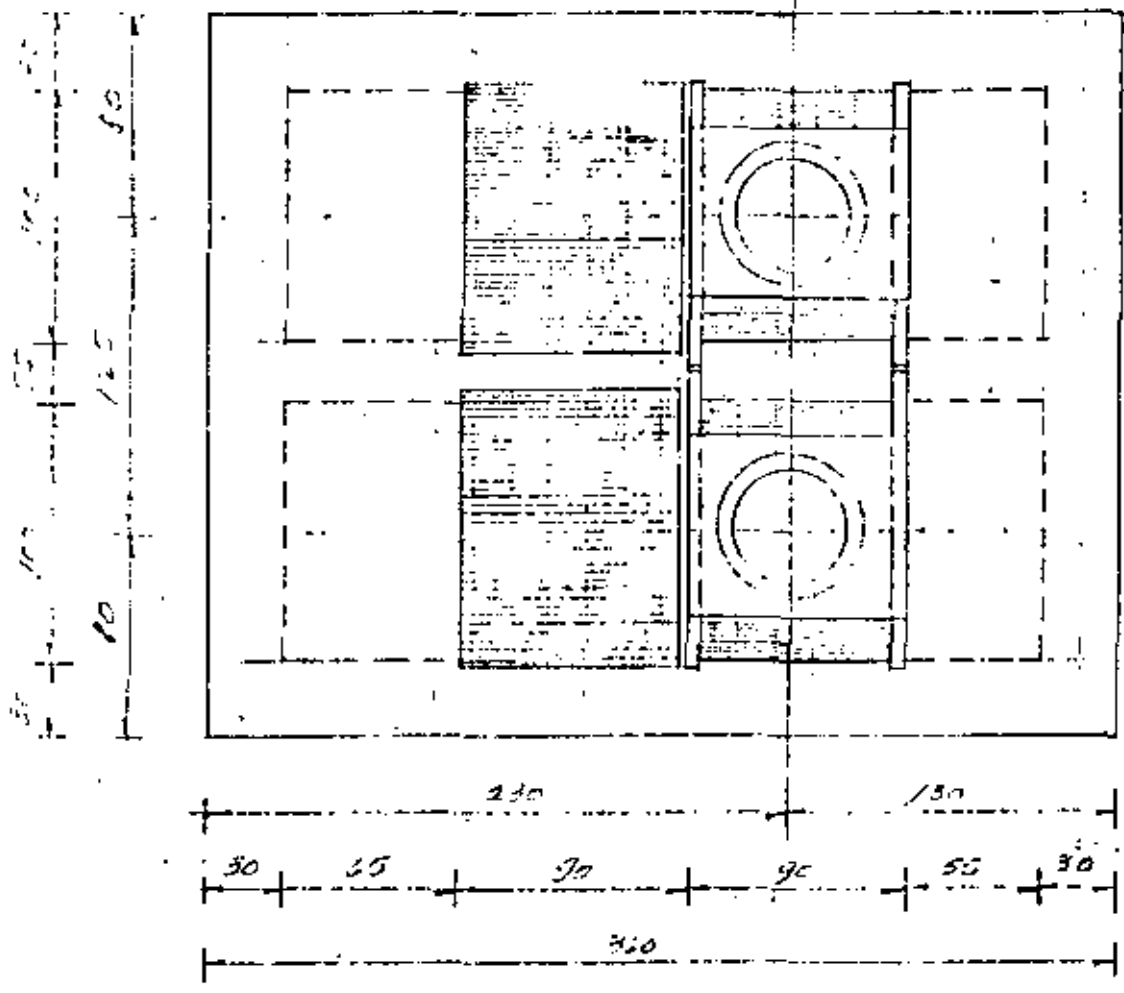
$$A_s(x) = \frac{129740}{45200} = 2.9 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{st}$$

$$A_s(y) = \frac{157580}{45200} = 3.5 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{st}$$

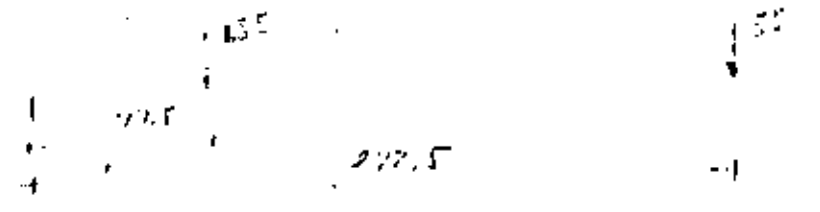


ZONA 2 y 1

LOSA DE CIMENTACION.



PLANTA.



DATOS:

Peso de la bomba + motor = 2 000 Kg.

Peso de la columna de agua = 1 500 Kg.

$P_T = 3 500$ Kg

Determinación de cargas verticales.

Peso del equipo

$P_1 = 3 500$ Kg

Carga viva sobre la cubierta

$3.40 \times 2.85 \times 700$

$P_2 = 7 182$ Kg

Losa superior

$5.12 \times 2.00 \times 0.10 \times 2400 \times 2$

$P_3 = 1 008$ Kg

Muro lateral

$3.60 \times 2.40 \times 2 \times 0.30 \times 2400$

$P_4 = 38 362$ Kg

Muro intermedio

$3.00 \times 2.40 \times 0.25 \times 2400$

$P_5 = 4 320$ Kg

Muro corto (dientes)

$6.40 \times 2.25 \times 0.10 \times 2400$

$P_6 = 10 365$ Kg

Muro corto

$2.40 \times 2.25 \times 0.30 \times 2400$

$P_7 = 11 788$ Kg

Losa de cimentación.

$3.00 \times 1.00 \times 0.40 \times 2 \times 2400$

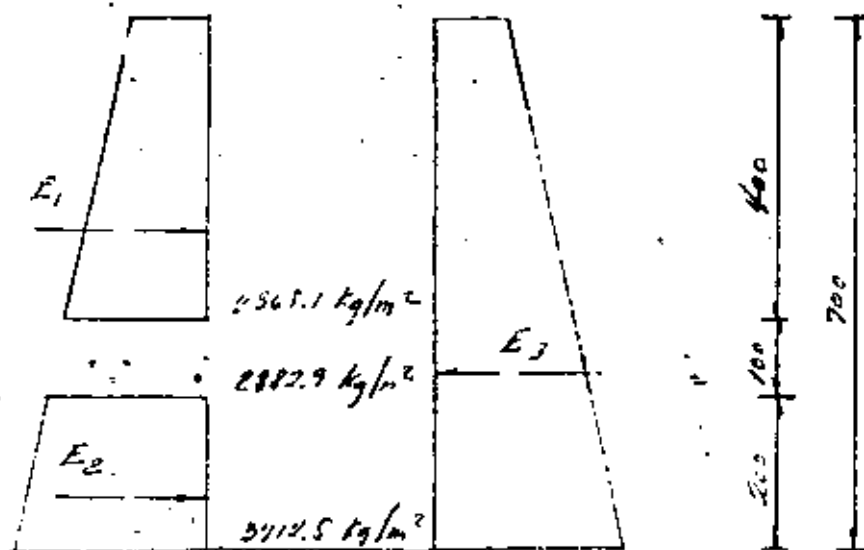
$P_8 = 5 760$ Kg

Peso del agua.

$3.00 \times 1.00 \times 2.30 \times 1000 \times 2$

$P_9 = 13 800$ Kg

Fuerzas horizontales.



$$E_1 = \frac{1}{2} k_0 \cdot h (b + 2h_1)$$

$$E_1 = 0.5 \times 0.286 \times 1800 \times 4.00 (4.00 + 1.20) = 5954 \text{ Kg}$$

$$y_1 = \frac{h^2 + 3hh_1}{3(h + 2h_1)} = \frac{4.00^2 + 3 \times 4.00 \times 0.60}{3 \times 5.20} = 1.49 \text{ m}$$

$$E_2 = 0.5 \times 0.286 \times 1800 \times 7.00 (7.00 + 1.20) = 14775 \text{ Kg}$$

$$y_2 = \frac{7.00^2 + 3 \times 7.00 \times 0.60}{3 \times 5.20} = 2.50 \text{ m}$$

$$E_2 = \frac{2882.9 + 3912.5}{2} \times 2.00 = 6795 \text{ Kg}$$

$$y_2 = \frac{h^2 + 3hh_1}{3(h + 2h_1)} = \frac{2.00^2 + 3 \times 2.00 \times 5.60}{3(2.00 + 11.20)} = 1.60 \text{ m}$$

| FUERZA (Kg) | BRUNO (m) | MOMENTO (Kg-m) |
|-----------------------------------|-----------|----------------|
| HORIZONTAL | | |
| $E_1 = 5354 \times 2.85 = 15259$ | 4.47 | 68513 |
| $E_2 = 6795 \times 2.85 = 19366$ | 0.10 | 11620 |
| $E_3 = 14775 \times 2.85 = 42109$ | 2.50 | -105273 |
| VERTICAL | | |
| $P_1 = 3500$ | 2.30 | 8050 |
| $P_2 = 7182$ | 1.50 | 12928 |
| $P_3 = 1008$ | 1.59 | 1663 |
| $P_4 = 31362$ | 1.80 | 69152 |
| $P_5 = 4320$ | 1.80 | 7776 |
| $P_6 = 10362$ | 0.15 | 1555 |
| $P_7 = 11938$ | 3.45 | 41309 |
| $P_8 = 5760$ | 1.80 | 10368 |
| P_9 (agua) = 13500 | 1.80 | 24300 |

$$\sum F_v = 76288 \text{ Kg} \quad \sum M = 152370 \text{ Kg-m}$$

$$\sum F_H = 7484 \text{ Kg}$$

Cálculo de fatiga.

$$z = 2.60 \times 2.85 = 10.26 \text{ m}^2$$

$$z = \frac{152370}{76288} = 1.98 \text{ m}$$

$$I = \frac{2.85 \times 3.60^3}{12} = 11.1 \text{ m}^4$$

$$e = 1.80 - 1.98 = 0.22 \text{ m}$$

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{I}$$

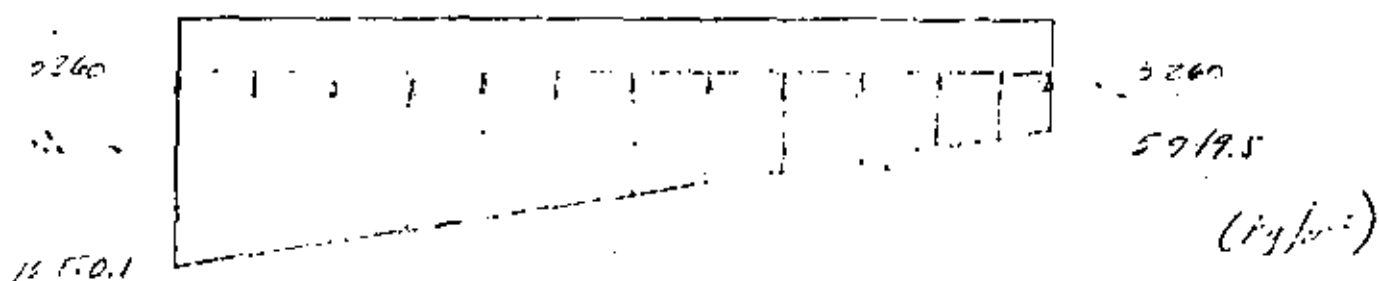
$$M = P_e = 76288 \times 0.22 = 21184.4 \text{ Kg-m}$$

$$f = \frac{76288}{10.26} \pm \frac{21184.4 \times 1.8}{11.1} = 7384.5 \pm 3435.3$$

$$f = \begin{cases} 12\ 320.1 \text{ kg/m}^2 \\ 5\ 949.5 \text{ kg/m}^2 \end{cases}$$

Diagrama de espesores

$$\begin{aligned} \text{Ep. base de circulación} & 0.40 \times 2400 = 960 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Ep. agua} & 2.30 \times 100 = 2300 \\ & 3260 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$



ESTRUCTURA VIGAS

$$E_{TV} = 52\ 488 \text{ kg}$$

$$E_{H} = 127\ 550 \text{ kg-m}$$

$$E_{FH} = -7\ 454 \text{ kg}$$

$$E = \frac{127\ 550}{82\ 488} = 1.55 \text{ m}$$

$$L = 1.80 - 1.55 = 0.25 \text{ m}$$

$$V = 52\ 488 \times 0.25 = 13\ 122 \text{ kg-m}$$

$$f = \frac{52\ 488}{10.26} + \frac{13\ 122 \times 1.5}{11.1} = 5\ 034.5 + 9\ 944.1$$

$$f = \begin{cases} 11\ 382.9 \text{ kg/m}^2 \\ 4\ 695.7 \text{ kg/m}^2 \end{cases}$$

Diagrama de espesores.



DISEÑO.

$W = 10\,424 \text{ kg/m}$ (análisis para una franja de 1.0m de ancho).

$n = \frac{1}{3} = 0.33$ la losa trabaja en una sola dirección.

$$M = \frac{w \cdot l^2}{8} = \frac{10\,424 \times 1.0}{8} = 1303 \text{ kg-m}$$

$$V = \frac{w \cdot l}{2} = \frac{10\,424 \times 1.0}{2} = 5212 \text{ kg}$$

Peralte por cortante.

$$J = \frac{V}{\phi \cdot b} = \frac{5212}{4.2 \times 100} = 12.4 \text{ cm}$$

Peralte por flexión

$$J = \sqrt{\frac{M}{\phi \cdot b}} = \sqrt{\frac{130360}{11.7 \times 100}} = 11 \text{ cm}$$

Utilizaremos

$$d = 34 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$A = \frac{H}{f_s j d} = \frac{150300}{8000 \times 0.904 \times 34} = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Delta_f = 0.00125 \text{ l/l} \cdot 5 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{Vara } 1/2" \phi \text{ a } 25$$

(en dos lecturas y en ambas direcciones)





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



II. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS
PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

DRENAJE MEDIANTE BOMBEO

ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ

JULIO, 1979



| <u>Contents</u> | <u>Page</u> |
|--|-------------|
| Scope | 7-1 |
| Nomenclature and Definitions | 7-2 |
| Need for Pumping | 7-5 |
| Location of the Pumping Plant | 7-5 |
| Incorporating the Pumping Plant in the Drainage System | 7-6 |
| Static Lift | 7-7 |
| Optimum stage | 7-7 |
| Maximum static lift | 7-8 |
| Minimum static lift | 7-8 |
| Average lift | 7-8 |
| Pumping Plant Capacity | 7-9 |
| Determining factors | 7-9 |
| Small surface areas | 7-10 |
| Large surface areas | 7-12 |
| Special areas | 7-12 |
| Upper Mississippi Valley | 7-12 |
| Florida | 7-13 |
| Subsurface drainage | 7-13 |
| Pumping Plant Design | 7-13 |
| Selection of pumps | 7-13 |
| Types of pumps | 7-14 |
| Axial flow or propeller pumps | 7-14 |
| Mixed flow pumps | 7-17 |
| Radial flow pumps | 7-17 |
| Number of pumps | 7-17 |
| Pumping requirements | 7-18 |
| Performance of pumps | 7-18 |
| Total dynamic head | 7-18 |
| Suction pipe head losses | 7-21 |
| Net positive suction head (NPSH) | 7-21 |
| Discharge pipe losses | 7-22 |
| Specific speed | 7-25 |
| Pump size | 7-31 |
| Power and drives | 7-33 |
| Electric motors | 7-33 |
| Internal combustion engines | 7-35 |
| Power drives | 7-35 |

Contents

| | <u>Page</u> |
|--|-------------|
| Power requirements | 7-35 |
| Operating controls | 7-36 |
| Safety controls | 7-39 |
| Recorders and signaling devices | 7-40 |
| Sump dimensions | 7-40 |
| Sump capacity | 7-44 |
| Stop logs | 7-45 |
| Trash racks | 7-45 |
| Discharge pipes | 7-46 |
| Housing | 7-47 |
| Field Tests of Drainage Pumping Plants | 7-48 |
| Procedure for field tests | 7-48 |
| Surveys and gages | 7-48 |
| Total head on pump | 7-48 |
| Discharge measurements | 7-49 |
| Discharge measurements with Tulane pitot tubes | 7-49 |
| Pump efficiency | 7-51 |
| Operation and Maintenance | 7-53 |
| References | 7-54 |

Figures

| | | |
|--------------|---|------|
| Figure 7-1 | Pumping plant layout | 7-3 |
| Figure 7-2* | Propeller or axial flow pump | 7-15 |
| Figure 7-3* | Classes of centrifugal pumps | 7-16 |
| Figure 7-4 | Pump type selection chart | 7-19 |
| Figure 7-5 | Pump characteristic performance curves | 7-20 |
| Figure 7-6 | Head losses in riveted steel pipe | 7-24 |
| Figure 7-7 | Head losses for light flap gates | 7-26 |
| Figure 7-8* | Relationship of impeller design and specific speeds | 7-27 |
| Figure 7-9* | Limits of specific speed, single suction, radial and mixed flow pumps | 7-28 |
| Figure 7-10* | Limits of specific speed, double suction, radial flow pumps | 7-29 |
| Figure 7-11* | Limits of specific speed, single suction, mixed and axial flow pumps | 7-30 |
| Figure 7-12 | Motor selection chart | 7-34 |
| Figure 7-13 | Types of automatic control | 7-38 |
| Figure 7-14* | Sump dimensions versus flow | 7-41 |
| Figure 7-15* | Sump dimensions and pump arrangement | 7-42 |
| Figure 7-16* | Sump dimensions and pump arrangement | 7-43 |
| Figure 7-17 | Suction and discharge gages for pumping plant field tests | 7-50 |
| Figure 7-18 | Tulane pitot tube and template for measuring water velocity in pipes | 7-52 |

*See Note page 4

Tables

| | | |
|-----------|---|------|
| Table 7-1 | Properties of water at various altitudes | 7-23 |
| Table 7-2 | Properties of water at various temperatures | 7-23 |
| Table 7-3 | Pump classification according to speed and pressure magnitude | 7-31 |
| Table 7-4 | Pump size according to capacity and discharge velocity | 7-32 |

APPENDIX A

| | |
|---|-------|
| Determining Pumping Plant Capacity Based on Hydrologic and Economic Factors | 7A-1 |
| Example | 7A-1 |
| Rainfall determination | 7A-1 |
| Runoff determination | 7A-1 |
| Runoff, pumping rate, storage relationships | 7A-5 |
| Stage-storage relationships | 7A-8 |
| Stage, damage area, benefit area relationships | 7A-8 |
| Pumping rate, storage, and damage area relationships | 7A-10 |
| Value of damages and benefits | 7A-10 |
| Operating costs | 7A-20 |
| Pumping rate at optimum cost-benefit ratio | 7A-20 |

Figures

| | | |
|--------------|--|-------|
| Figure 7A-1 | Pumping plant location | 7A-2 |
| Figure 7A-2 | Rainfall duration-frequency | 7A-4 |
| Figure 7A-3 | Mass runoff, frequency, duration, and pumping rate relationships | 7A-6 |
| Figure 7A-4 | Maximum required storage for various chances of occurrence and pumping rates | 7A-7 |
| Figure 7A-5 | Average annual storage at various pumping rates | 7A-9 |
| Figure 7A-6 | Relationships of stage, storage, and affected areas | 7A-11 |
| Figure 7A-7 | Acre-days impaired drainage at 1/2 inch pumping rate for various frequencies | 7A-14 |
| Figure 7A-8 | Impaired drainage damages with no pumping | 7A-16 |
| Figure 7A-9 | Value of damage by impaired drainage at 1/2 inch per day pumping rate | 7A-17 |
| Figure 7A-10 | Cost-benefit relationship at various pumping rates | 7A-19 |

Tables

| | | |
|-------------|---|-------|
| Table 7A-1 | Rainfall - runoff duration - frequency | 7A-3 |
| Table 7A-2 | Hydrograph base time length | 7A-5 |
| Table 7A-3 | Required maximum storage, inches | 7A-5 |
| Table 7A-4 | Average annual storage for various pumping rates | 7A-8 |
| Table 7A-5 | Stage, area, storage relationships | 7A-8 |
| Table 7A-6 | Relationships - stage to impaired drainage area | 7A-10 |
| Table 7A-7 | Relationships - stage, storage, pumping rate, and affected acres | 7A-10 |
| Table 7A-8 | Relationships - pumping rate to benefits | 7A-12 |
| Table 7A-9 | Relationships - impaired drainage and storage for various frequencies and pumping rates | 7A-13 |
| Table 7A-10 | Damages for various pumping rates and frequencies of occurrence | 7A-15 |
| Table 7A-11 | Average annual damages and benefits for various pumping rates | 7A-18 |
| Table 7A-12 | Cost-benefits at various pumping rates | 7A-20 |
| Table 7A-13 | Relationships - cost-benefit at various pumping rates | 7A-21 |

ContentsPage

APPENDIX B

| | |
|---------------------------------------|------|
| Design of Farm Drainage Pumping Plant | 7B-1 |
| Example | 7B-1 |
| Pump plant location | 7B-1 |
| Pump plant capacity | 7B-1 |
| Pump type and size | 7B-1 |
| Engine size | 7B-4 |
| Required power | 7B-7 |
| Sump dimensions | 7B-8 |

Figures

| | | |
|-------------|---|------|
| Figure 7B-1 | Pump drainage site layout | 7B-2 |
| Figure 7B-2 | Cross section of pumping plant layout | 7B-3 |
| Figure 7B-3 | Layout of principal dimensions - vertical
axial flow pumps | 7B-5 |
| Figure 7B-4 | Table of principal dimensions - vertical
axial flow pumps | 7B-6 |

Note: Figures 7-2, 7-3, 7-8, 7-9, 7-10, 7-11, 7-14, 7-15 and 7-16 reprinted from HYDRAULIC INSTITUTE STANDARDS, 12th Edition. Copyright 1969 by the Hydraulic Institute, 122 East 42nd Street, New York, New York 10017.

SECTION 16

DRAINAGE OF AGRICULTURAL LAND

CHAPTER 7. DRAINAGE PUMPING

Scope

Pumps may be used for disposal of water from drainage systems when discharge by gravity flow cannot be obtained because of inadequate outlets or because of backwater from storm or tidal flooding.

The complexity and requirements for planning, designing, and constructing pumping facilities vary substantially from site to site. A dependable and economical pumping plant requires detailed investigation and survey of site conditions for planning and design. Planning requires consideration of the entire drainage system served so that diversions, storage areas, channels and outlets are used to best advantage in determining capacity, size, and operation of the pumps. Design requires consideration of a combination of pumping plant components in regard to the type, size, and capacity of the pumps; the kind of power to be used; the shape, size and depth of the sump; and between one component and another, as between pumps and sump.

The essential items in both planning and design of pumping plants will include a determination of:

1. The location of the pumping plant for an effective outlet to the entire drainage system, with consideration of an adequate foundation for the plant structure, access for the operation and servicing of the facility, and economy of installation.
2. The required water removal rate, with due consideration of crop requirements, protection of associated realty improvements (as buildings, access roads, etc.), and the effects of watershed characteristics (as topography, size, surface storage, and surface and subsoil conditions).
3. Auxiliary drainage facilities (as diversions, dikes, reservoirs, sumps, and gates) for protecting the facility and minimizing the pumping requirements.
4. The kind, capacity, size and number of pumps (but excluding their design which is a manufacturer's responsibility).
5. The type of power and prime mover adaptable to the site conditions, and the power requirements, availability, and cost.
6. The arrangement and size of forebay, sump, and discharge bay for the efficient movement of water through the pumping facility.
7. Auxiliary equipment including the operating controls.
8. Housing and protection of the pumps and prime movers.

Other items also important in planning are:

1. Arrangements for plant construction.
2. Installation and testing of equipment.
3. Plant operation, including the facilities and procedures for operation, maintenance, repair, and protection.

Nomenclature and Definitions

The following is a selected list of terms and parts of a drainage pumping plant and their definitions. (See figure 7-1.) Reference should also be made to Hydraulic Institute Standards - 12th Edition (1).

- | | |
|-----------------------------|--|
| Drainage Pumping Plant | - A pumping facility, including one or more pumps, power units, and appurtenances for lifting collected drainage water to a gravity outlet. |
| Forebay | - Supply channel and open reservoir immediately adjoining the pumping plant for the collection and temporary storage of drainage water. |
| Trash Rack | - Bar grate between the forebay and sump for excluding large floating objects and debris that might plug, damage, or otherwise interfere with operation of the pumps. |
| Sump | - Pit, tank, or portion of reservoir within the pumping plant (the suction bay) from which collected water is withdrawn by the pumps. |
| Radial Flow Pump | - A centrifugal type pump in which the pressure for moving water is developed principally by action of centrifugal force. Water entering at the impeller hub flows radially to the impeller periphery. |
| Mixed Flow Pump | - A centrifugal type pump which develops pressure by both centrifugal force and the lifting action of the impeller on the water. |
| Axial Flow (Propeller) Pump | - A centrifugal type pump in which the pressure is developed primarily by the lifting action of the impeller (propeller blades) on the water. |
| Single-stage Pump | - Pump having a single impeller. |
| Multistage Pump | - Pump having more than one impeller mounted on a single shaft. |
| Pump Submergence | - Vertical distance between inlet of the pump and the water surface in the sump. |
| Bottom Clearance | - Vertical distance between inlet of pump and bottom of sump. |

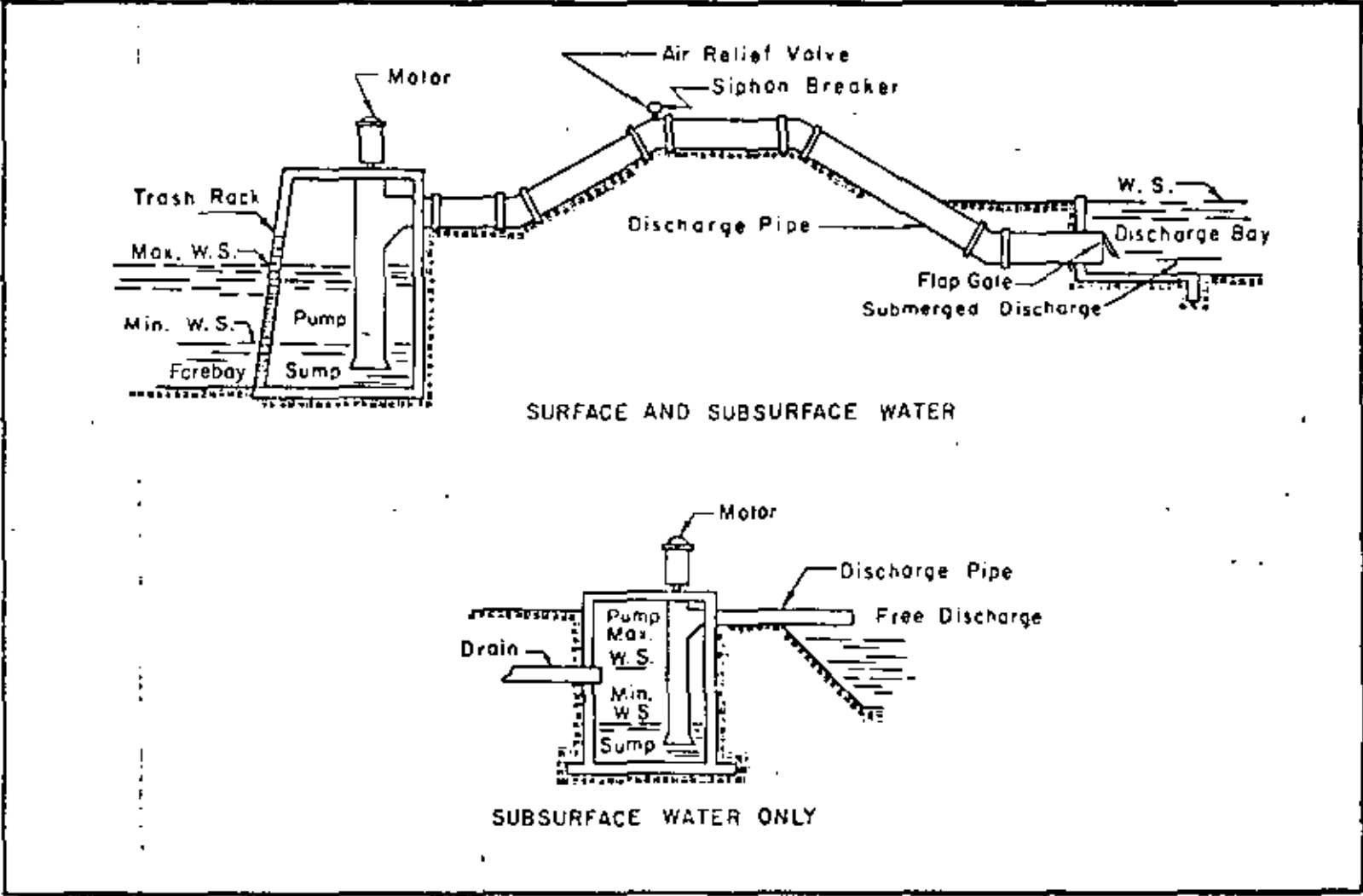


Figure 7-1, Pumping plant layout

| | |
|--------------------------|---|
| Side Clearance | - Horizontal distance between inlet of pump and nearest part of sump wall. |
| Suction Bowl | - Specially shaped section of pump which diverts water to the impeller. |
| Suction Bell (or Flange) | - Flared section at inlet end of pump either as a part of, or directly attached to, the suction bowl or attached to a suction pipe leading to the suction bowl. |
| Foot Valve | - Check valve installed at inlet end of suction pipe to retain water for pumps requiring priming. |
| Suction Umbrella | - A formed brim sometimes attached to the suction bowl to reduce disturbance at the inlet and reduce required submergence. |
| Suction Pipe | - Pipe leading from water supply to the suction bowl of the pump. |
| Discharge Pipe | - Pipe leading from discharge opening in pump to point of discharge. |
| Flap Gate | - Free swinging gate which prevents backflow of water into a submerged discharge pipe when the pump is not operating. |
| Discharge Bay | - Structure or pool into which pump discharge pipe empties. |
| Submerged Discharge | - Pump discharge through a submerged pipe. |
| Free Discharge | - Pump discharge through an unsubmerged pipe (pipe above water surface in drainage outlet). |
| Discharge Siphon | - Section of discharge pipe which may operate as siphon (at less than atmospheric pressure). |
| Air Relief Valve | - Device for releasing air from high point in discharge pipe to utilize siphon action. |
| Siphon Breaker | - Device to admit air at high point in discharge pipe for stopping siphon action. |
| Prime Mover | - Power unit to drive the pump, as an electric motor or an internal combustion engine. |
| Direct Drive | - Power transmission by direct connection between shafts of prime mover and pump without use of belts, gears, or chains. |
| Belt Drive | - Power transmission from prime mover to pump by belts and pulleys. |

| | |
|------------------------|--|
| Right-angle Gear Drive | Right angle beveled gears for transmission of power from horizontal drive shaft to a vertical pump shaft. |
| Automatic Control | System whereby starts and stops of pumping unit are regulated automatically as by a float switch, electrode switch, or bubbler unit. |
| Semiautomatic Control | System whereby pumping unit is started manually but stops automatically at a predetermined water level or set time interval. |
| Manual Control | System whereby pumping unit is started and stopped manually. |
| Float Control | Use of float to activate switch for starting and stopping pumping unit at predetermined water levels. |
| Electrode Control | Use of a pair of electrodes to activate switches for starting and stopping pumping unit at predetermined water levels. |

Need for Pumping

Sites that require pump drainage usually occupy flat lowlands adjoining oceans, bays, tidal estuaries, and lakes; bottom land of large rivers; and extensive glaciated areas where the outlets are inadequate or not available. Frequently, pumping is more practical than improvement of an existing watercourse to a gravity outlet because of difficulty in obtaining easements or funds to cover cost of construction or subsequent maintenance of an improved channel.

Usually, pumping is required only for short periods of time, such as during occurrence of a seasonal high water table, a seasonally high stage of river or lake, or at times of floodflow or backwater from storm runoff of irregular occurrence.

In some situations, need for pumping may develop gradually as in river bottoms where successive areas of land along reaches of channel are converted from hay or pasture to high valued crops and urban or industrial use and subsequently enclosed by dikes for protection from flooding. Pumping may become desirable or necessary as resulting reductions in river overflow areas cause increased frequency and duration of floodflows and corresponding increased periods of blockage and impeded drainage discharge.

Need for pumping inevitably develops in drained organic soils because of land subsidence. Pumping may be the most practical way of controlling the subsidence rate through regulation of the water table level. Pumping may also be used in irrigated areas to lower and control water table levels and provide for leaching of saline and alkali soils.

Location of the Pumping Plant

A wet area may be served by one or more pumping plants. Large areas with widely separated outlets may justify more than one plant. However, lower construction and maintenance costs, but not necessarily the best dependability,

usually are obtained when the drainage system is served by a single pumping plant.

Pumping plant locations are determined chiefly by topography and ground water conditions to which the drainage system layout must be tailored. Normally the site will be at the lowest elevation of the area served and at or as close as possible to the best outlet. However, other factors to be considered in arriving at the most advantageous site are:

1. Availability of forebay storage.
2. Required location of dikes.
3. Accessibility of powerlines and fuel supply roads and their adequacy for serving the plant. Cost of improvements to roads and connecting facilities for power supply and their maintenance.
4. Adequacy for structural foundations.
5. Ground water levels and their fluctuations.
6. Protection from vandalism.

Sites adjoining ditches or watercourses near an outlet often have unstable foundations. Better locations, requiring lower construction costs, may be found on higher, more stable ground. In such cases access channels can be constructed at the more desirable site to deliver the water to the pumps and from the pumps back to the stream.

Incorporating the Pumping Plant in the Drainage System

In order to minimize the amount of water to be pumped, the runoff from all areas that can be drained by gravity should be diverted from the area served by the pumps. Where direct diversion around the pumped area is not feasible, the surface runoff occurring at the low outlet stages should be discharged by gravity through gates in the protecting dike bordering the pumped area as long as the outlet stages will permit. In some cases it may be necessary to carry upland runoff directly to the outlet between dikes constructed through the pumped area.

The drainage system served by the pumping plant should be designed to meet drainage needs with as complete and uniform coverage of the area as practical. Mains and laterals should be established, as for gravity systems, through the natural depressions leading to the outlet. When practical, lower reaches of the main ditch should utilize available sloughs and ponds so as to increase forebay storage. Impoundment in such areas permit a reduction in the size of the pumping unit and may also provide more constant operating conditions because of less fluctuation in the water stage. Large storage capacity in such forebay areas and in the suction bay or sump of the pumping plant itself has other advantages such as reducing the need for night operation in the case of manually controlled pumps, or conversely, permitting an increase in night operation for electrically operated pumps when current can be obtained more cheaply at off-peak load rates, and in reducing seepage because of smaller head differentials.

The pattern of the drainage system served by the pumping plant should be planned so as to obtain a good hydraulic grade line and nonerosive velocities

between the sump and the most remote parts of the system during pump operation after drawdown is established. A split system of mains, leading to the pumping plant from different directions and having about equal lengths and collection areas, provides better water gradients to the sump than does a long single main. The mains should have ample depth and cross section area so that flow capacity can be maintained as uniform as possible between high and low water stages at the sump. The channel capacity must be adequate for pump requirements and flow must be within velocities sustaining channel stability when elevation of the hydraulic grade line at the sump is at low water (pump-stop level) stage.

Static Lift

Static lift is the height to which pumps must lift water under given conditions. It is the difference in elevation between water stages in the sump and the discharge bay or outlet when the discharge is submerged. When the discharge is not submerged, differences between water stages in the sump and the centerline of water in the discharge pipe at the high point of discharge determine the static lift.

Operating levels at the sump are determined by elevation of land to be drained or protected from overflow; by hydraulic grade and operating levels of water in the mains and laterals of the ditch system leading to the sump; and by the elevations of outlets to subsurface drains into the ditch system. Thus static lifts should be determined after the drainage system to be served by the pumping plant has been designed.

Data relating to forebay, sump and discharge bay should be studied in order to determine the maximum, minimum, and average static lifts for the pumps. These data are needed by pump manufacturers in order for them to select and supply equipment that will operate efficiently through the controlling ranges of lifts and also provide adequate capacity at maximum lift.

Optimum stage

Optimum stage is the sump elevation at which it is desired to hold the water level.

When pumping for subsurface drainage, optimum stage should be at the level that will give drainage to the lowest wet areas. Optimum stage may vary with the seasons of the year and with weather conditions. In humid regions this will be 4 or more feet below the land surface of most of the area served. In irrigated areas of semiarid and arid regions it will be in the range of 6 to 9 feet. In areas of organic soil, shallower depths to water table should be maintained in accord with recommendations in Chapter 8, Drainage of Organic Soils, and in local drainage guides.

When surface drainage is the primary consideration, optimum stage should be at the forebay elevation of the design hydraulic grade line of the drainage system served by the pumping plant. Although the actual hydraulic grade will fluctuate between start and stop elevations of the pump over the course of the pumping cycle, the design hydraulic grade line defines both the upstream areas to be protected and the amount of forebay storage available at design flow.

If the amount of storage for the planned protection is significant, pumps should be operated in such a manner as will keep storage available for whenever it may be needed. The stop level of the pump, or at least one of the

pumps in a multiple pump installation, should be at the lowest level of the planned storage basin for which a satisfactory pumping operation can be carried out. In setting such level, it should be kept in mind that pumping water too low may not only increase static lift but also result in suction of air into the pump and decreased pumping efficiency:

The pump-start level on automatically operated pumps should be set slightly lower than the design hydraulic grade line. In a manually controlled installation, the operator may need to anticipate weather conditions in determining pump start if an independent float-controlled or similar warning system is not used.

When both surface and subsurface drainage are to be handled by the same plant, a distinction between the two needs to be made. Generally, more than one pump would be required in draining large areas. In such case, a low volume pump would be used for subsurface flow and larger capacity pumps for surface flow, with optimum stage of each set accordingly. If a single pump is used to handle both surface and subsurface drainage, as is often the case in draining small areas, optimum stage for surface drainage would govern the pump selection and requirements for subsurface drainage would determine the pump-stop level.

Maximum static lift

Maximum static lift is the difference between the pump-stop stage in the sump and the maximum stage in the discharge bay or outlet when the discharge is submerged. If the discharge is not submerged, the high point in the centerline of the discharge pipe controls the maximum elevation of the lift. Maximum static lift should be determined with care to assure that adequate plant capacity is available during flood stages. Maximum stages in the discharge bay may be determined by establishing gaging stations or from records obtained from the Weather Bureau, Corps of Engineers, U.S. Geological Survey, municipalities, local newspaper files, and by inquiry of local residents.

Studies of operating conditions during flood periods have emphasized the importance of designing pumping plants for full capacity at maximum lift. Pumps discharging into large streams or rivers may need to operate for several days or longer at full capacity before maximum flood stages occur in the outlet and then continue operation until flood crests have passed.

Minimum static lift

Minimum static lift for pumps having a submerged discharge pipe can be estimated as the difference between the minimum stage of the discharge bay and the optimum stage of the sump. Where the minimum elevation of the discharge bay is above the controlling stage of a river or lake and also some distance removed, advantages of enlarging and deepening the connecting channel or removing obstructions should be considered.

Average lift

Pumping efficiency becomes an important factor in operating costs when plants are operated more or less continuously over an extended period of time (as much as 60 to 90 days for some facilities). In such cases, the average lift provides a better basis for establishing the most efficient pumping range. Where records of existing installations are available and the area and conditions are comparable, average lifts can be established from records of average

monthly lifts of operating plants weighted according to the amount of water pumped in respective months.

Pumping Plant Capacity

Determining factors

The required capacity of pumping plants may be determined from (a) drainage coefficients applied to the area served, (b) empirical formulas, (c) a study of existing installations, or (d) direct analysis using hydrologic procedures.

The capacity selected for the pumping plant should give consideration to such factors as size of the area served; the amount, rate and timing of rainfall and runoff; ground water conditions; and seepage rates.

For small areas of land ranging up to a square mile, complete and uniform benefits are usually necessary and obtainable. Thus the amount of water to be pumped should be about the same as would be required for a gravity drainage system with free outlet. Pumping plant capacity is usually determined on a daily rate basis so that for surface drainage systems the required capacity can be determined as the runoff from a 24-hour rainfall of a selected frequency of occurrence, plus base flow, less allowances for available surface and ground water storage. Rainfall periods exceeding 24 hours may need to be considered in evaluating available surface and ground water storage. Pumping plant capacity for removal of ground water only, as may apply in irrigated areas of the arid regions or areas of organic soils in humid regions, can be determined from the required capacity of subsurface drainage systems as covered in Chapter 4, Subsurface Drainage. However, experience in humid regions has shown the necessity of increasing this rate approximately 20 percent.

A number of interrelated factors need to be considered in arriving at an approximate pumping plant capacity for large land areas. These areas will contain small tracts where protection by pumping is neither necessary nor desired. An artificially depressed water table provides considerable temporary ground water storage. Also, numerous temporary surface pondages will occur which cannot readily drain to the pump. This permits reductions in pumping rates over runoff rates ordinarily provided for free gravity outlet.

Storage (as used in this text) includes runoff that moves freely into the voids of the soil profile above the normal or regulated ground water level plus the runoff in transit that temporarily fills up channels, sloughs, and other discernible pondages, including the innumerable minor depressions scattered over the ground surface. Any such storage which is not directly connected with the forebay of the pump will reduce pumping peaks but may prolong the flow to be handled by the pumps.

Pumping rates also may be influenced by correlations of occurrence, depth and duration of flood flows and ground water levels with crop management, growth, and tolerance to inundation. High water and overflow in winter and early spring usually present no problem in northern latitudes. Flooding of one or more days has less effect on hay and grass crops than on general field crops, whereas pondages of 4 to 6 hours may destroy truck crops.

Pumping plant size may be another consideration in determining pumping rates in that at some size an added increment of capacity will increase overall

construction, operation, and maintenance costs disproportionate to the increment in derived benefits.

While daily runoff provides the primary basis for determining pumping plant capacity, seasonal distribution of rainfall and runoff may have considerable effect in the final analysis and yearly runoff is often useful in estimating annual operating costs.

When design pumping rates for large areas have not been established locally, or comparable rates are not available for establishing local rates, estimates of runoff to be pumped can be developed through hydrologic procedures. Runoff so determined should be compared with drainage coefficients used for gravity discharge for their validity since storage in the ground and in the innumerable small surface depressions and the course and rates of water movement to and from such storage and depression areas on extensive flat lands are less clearly defined and accountable than on more sloping topography.

Base flow is derived from seepage into the pumped areas from uplands, irrigation, and adjoining bodies of water. In most situations the amount of seepage is difficult to evaluate. Significant amounts from uplands can be reduced at some sites by interception and diversion of surface and shallow subsurface flows and thus be eliminated from consideration. When upland waters occur as artesian flow within the protected area, amounts can be determined according to procedures indicated in Chapter 4, Subsurface Drainage. If significant, such flow should be included in the discharge to be handled by the pumps.

Large amounts of seepage may occur, even with installations of interceptors and diversion drains, if the pumped areas have extensive borders along irrigation canals, rivers, large creeks, or lakes. The amount of seepage depends upon differences in elevation of water surfaces within and without the pumped area, the extent and permeability of underlying water-bearing strata such as sand and gravel, and the length and location of drains in contact with such strata. Seepage is often a major source of water in pumped areas along large perennial streams where large and prolonged head differences may persist between regulated or flood flow stages of the channel and low lying lands within the pumped drainage area.

Normally head differences in pumped areas adjoining large lakes and some coastal shorelines are so small or of such short duration that seepage rates are not significant and need not be considered in the pumping rate determination. However, wind driven tides in some coastal streams, estuaries and shore areas frequently persist for several days. This may cause enough seepage into the area at a time when gravity outlets are blocked to require its consideration in design.

Small surface areas

Where local experience for establishing pumping rates is lacking, pumping plant capacity for drainage areas up to a square mile in extent may be determined from applicable drainage coefficients or may be computed by simplified hydrologic procedures. When such hydrologic procedures are used, a time interval should be selected for which protection from storm runoff can be justified economically. Usually a 2-year frequency of occurrence for a 1-day duration storm is ample for hay and pasture land, 3 to 5 years for rotated cropland (general field crops), and 10 to 20 years for special high value crops (truck crops). Precipitation for the 24-hour or longer duration storm

of the selected recurrence interval may be obtained from records of the nearest weather station or as determined from U.S. Weather Bureau Technical Papers 40 (4) and 49 (5). The required pumping capacity should then equal the optimum runoff obtained from such precipitation in a 24-hour period or

$$Q = P_1 - S_g - S_c - S_f + q \quad (\text{Eq. 7-1})$$

Where Q = inches of runoff to be removed in 24 hours

P_1 = inches of precipitation from the 24-hour storm for the selected frequency of occurrence

S_g = inches of precipitation in temporary ground storage

S_c = inches of precipitation in temporary ditch storage

S_f = inches of precipitation in temporary forebay storage

q = inches of base flow (when seepage is significant)

Since ground and ditch storage may not be available in a succeeding 24-hour pumping period if storm duration extends over several days, a check of two or more day storms needs to be made in determining the required 24-hour pumping rate.

For example, a 200-acre tract near Syracuse, New York is used to produce truck crops. Soils are sandy silt loams. The site lacks an adequate outlet and is without surface storage areas. It contains a system of parallel drainage ditches spaced 200 feet apart and averaging 4 feet in depth. What capacity pump should be provided?

| | |
|--|-------------|
| 10-year 24-hour rainfall
(from Weather Bureau TP 40) | 3.75 inches |
| Temporary ground storage
(2-foot profile estimated
at 1 inch per foot) | -2.00 |
| Ditch storage | -0.33 |
| Seepage | 0.00 |
| Runoff to be pumped in 24 hours | 1.42 inches |

Required pump capacity, Q_p , in gallons per minute, equals

$$Q_p = \frac{(\text{inches runoff}) (\text{acres drained})}{\text{hours pumped}} \times 448.8$$

where 448.8 gallons per minute equals 1 acre inch per hour

$$= \frac{1.42 \times 200}{24} \times 448.8 = 5330 \text{ or say } 5400 \text{ GPM}$$

As a check on runoff, Curve No. 75, Table 10.1, NEH Section 4 (2) is selected as applicable to the site. Then runoff for Curve No. 75 in Figure 10.1 (Standard Drawing ES-1001) NEH Section 4 (2) is determined to be 1.50 inches. This is approximately equal to the value of 1.42 inches previously determined.

As a check on effect of loss in storage of a second 24-hour period of pumping for a multiple-day storm, runoff distribution for Type I storm from NEH Section 4 is determined to be about 66 percent in first day and 34 percent in second day. Then:

| | <u>First Day</u> | <u>Second Day</u> |
|---|------------------|-------------------|
| 10-year 48-hour rainfall
(from Weather Bureau TP 49) | 2.71 inches | 1.39 inches |
| Temporary ground storage | -2.00 | 0.00 |
| Ditch storage | -0.33 | 0.00 |
| Seepage | <u>0.00</u> | <u>0.00</u> |
| Runoff to be pumped in 24 hours | 0.38 inches | 1.39 inches |

Thus required runoff to be pumped in second 24-hour period of a multiple-day storm does not exceed that to be pumped in the one day storm of the same frequency of occurrence.

Large surface areas

Where there are no established local pumping rates for large areas, hydrologic procedures may be used to develop the runoff to be handled by the pumps. Because high costs are involved when installing, operating, and maintaining large pumping plants, and also because less uniformity in the realization of full benefits is attained from large pumped areas, more specific economic evaluations need to be considered in such pumping rate determinations. A method for establishing such rates, through use of both hydrologic and economic factors, has been developed by Adams (6). This method relates, first, the pumping rates and storage to hydrologic factors of the area served by the pump. Next, it determines relationships of pumping rate to benefited acres and annual costs. Finally, pumping rates, annual pumping costs, and average duration of flooding are related to a prescribed sump elevation. See illustrated example in appendix A.

In developing the relationships of pumping rate and storage to hydrologic factors of the area served by the pumps, priority should be given to use of local stage, duration, and frequency records of runoff. If these are not available, then runoff may be determined from rainfall data such as the Weather Bureau papers TP 40 (4) and TP 49 (5).

Special areas

Formulas have been developed for determining the pumping plant capacity in a number of specified areas. These formulas are based on investigations and studies of installed facilities. Examples are:

Upper Mississippi Valley (as reported by Sutton) (3)

Maximum plant capacity may be determined as

$$C = 0.33 (G + 0.023r)$$

where C = plant capacity in inches per 24 hours

G = drainage coefficient for similar gravity drainage systems in inches per 24 hours

r = annual runoff to be pumped in inches

The value of r ranges from 5 to 12 inches per year for pumped areas having considerable gravity drainage, 13 to 16 inches per year for areas with moderate seepage and all runoff pumped, to 16 to 35 inches per year for areas with heavy seepage. The formula was developed empirically from observed data of pumped areas ranging between 6,000 and 52,000 acres and including both seepage and gravity flow. More precise values can be obtained from data compiled for individual pumping plants.

Florida. (South Florida and Everglades, as established by the Everglades Engineering Board of Review) (3)

$$Q = \frac{69.1}{M} + 9.6$$

where Q = runoff in cfs per square mile

M = drainage area in square miles

This anticipates overflow from occasional heavy storms. Experience with pumping in Florida has established the need for capacities per 24 hours of 3 inches for 1 square mile, 2 inches for 2 to 3 square miles, and 1 inch for 10 to 16 square miles for truck crops in organic soils. A capacity of 1 inch per 24 hours is considered adequate for sugarcane and pasture land.

Subsurface drainage

Small areas of 100 acres or less may have outlets adequate for disposal of surface water but inadequate in depth and capacity for lowering water table and disposal of ground water. When direct entry of surface water can be excluded from forebay and sump, pumping plant capacity can be determined as the design capacity of a subsurface gravity drainage system plus some allowance for flows that may occur in excess of the design rate. Experience has shown an allowance of 20 percent as ample. Thus

$$Q_p = 1.2 \times Q_g \quad (\text{Eq. 7-2})$$

where Q_p = pumped discharge capacity

Q_g = gravity discharge capacity

Design capacity of the drainage system should be based on drainage coefficients prescribed in Chapter 4, Subsurface Drainage, or by local drainage guides. Where prompt removal of surface water is not provided by surface drains, increased subsurface flow may take place and thus require consideration of a higher coefficient.

Pumping Plant Design

Selection of pumps

In selecting pumps, consideration must be given to the type, characteristics, capacity, head, and number. At the same time an accounting must be made of their relationship with the economy of the whole pumping unit, including the type and size of the power unit, sump, structure, and the plant operation.

Pumps suited to most agricultural drainage conditions must operate efficiently while moving comparatively large quantities of water at low heads and also may be required to handle substantial amounts of sediment and trash in the

effluent. For these reasons either axial flow (propeller), mixed flow, or radial flow pumps are commonly used. All are types of the centrifugal pump. A typical propeller pump is illustrated in figure 7-2. Information may also be obtained from Chapter 8, Section 15, NEH (7), USDA Technical Bulletin 1008 (3), various pump manufacturers catalogs, Engineering Society papers and standards, and textbooks.

Axial flow, mixed flow, or radial flow centrifugal pumps essentially consist of an impeller mounted on a power shaft within a casing. Liquid is energized by the impeller blade through pressure and increased velocity within the casing which serves as a guide for flow into and out of the impeller.

Types of pumps

Axial flow or propeller pumps

The axial flow or propeller pump may be vertical or horizontal, with fixed or adjustable blades and with one or more stages in the pumping lift. The impeller consists of comparatively flat open blades on a small hub, similar to a ship's propeller, but which is mounted on a shaft within a pipe or tubular housing. Flow is axial or parallel to the shaft and is developed by the lift or push of the water by the angular blades as they are rotated in the water column. (See figure 7-3.) The angular set of the blades on the shaft determines the head and speed. Propeller pumps are more sensitive than radial flow pumps and best efficiency is obtained within a relatively narrow range of head. Pumps must be operated in the range of good efficiency or noise and cavitation can occur with resulting high operating costs. Adjustable blades are provided by some manufacturers which permit greater flexibility in operation through variation in discharge at constant heads, variation in head under constant discharge, and variable combinations of both head and discharge. Adjustable blades are particularly advantageous on large pumps when the power supply for starting loads is limited, when internal combustion engines are used, and when water stages fluctuate rapidly, as may happen when sudden upland storm runoff occurs or where limited forebay storage is a factor.

Propeller pumps may be obtained for dynamic heads of 3 to 25 feet, speeds of 100 to 1850 RPM and capacities exceeding 100,000 gallons per minute. The vertical, fixed-blade single-stage pump is applicable to most drainage system requirements and is the most extensively used. (See figure 7-2.) In addition to satisfactory operation at heads of less than 10 feet and a wide range in capacity, propeller pumps require no priming, are simple in construction, and generally are low in cost. Propeller pumps require a minimum amount of floor space and housing, where housing is needed. Because of their high operating speed, propeller pumps can utilize less costly high speed motors and engines. A disadvantage of these pumps is that the discharge drops off rapidly at heads above design head and horsepower can increase significantly at and near shut-off head. Another disadvantage is that they are not readily accessible for cleaning and repair. Although small units can be hoisted readily above the waterline, large units usually require gates and other devices as stop-logs for closing the sump and auxiliary pumps for dewatering it. Large size vertical pumps also may necessitate unusually deep sumps to provide sufficient submergence for protection against suction and vortex action which cause mechanical vibration and blade deterioration. Use of horizontal or mixed flow pumps usually permit shallower, less costly excavations and sumps but are themselves more costly and require priming equipment.

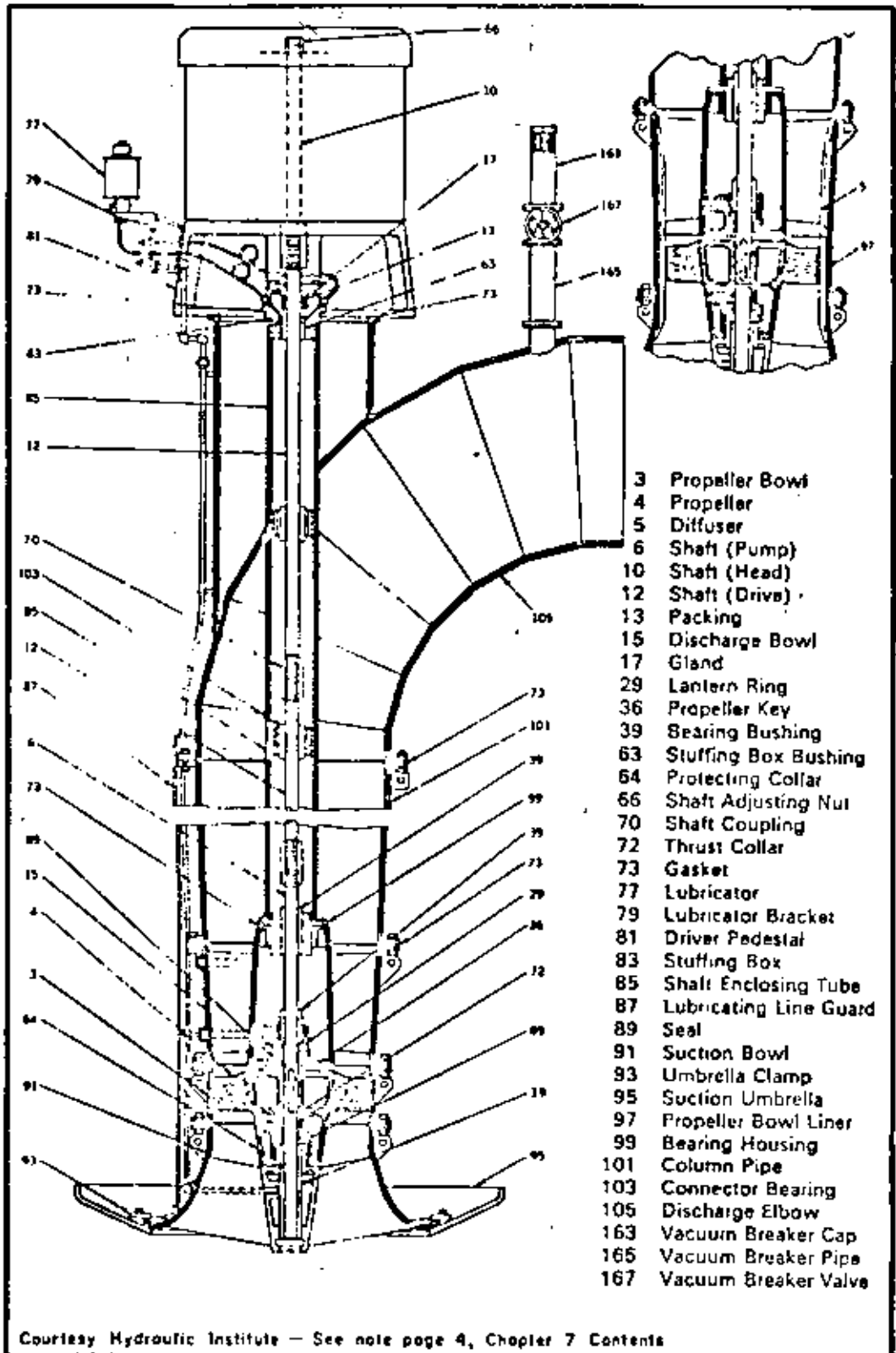
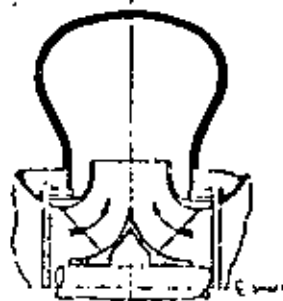


Figure 7-2, Propeller or axial flow pump

Radial Flow

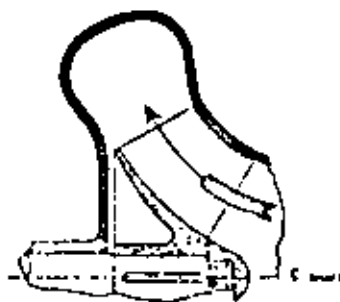
A pump in which the pressure is developed principally by the action of centrifugal force. Pumps in this class with single inlet impellers usually have a *specific speed below 4200, and with double suction impellers, a specific speed of below 6000. In pumps of this class the liquid normally enters the impeller at the hub and flows radially to the periphery.



Radial Flow Pump
(Double Suction)

Mixed Flow

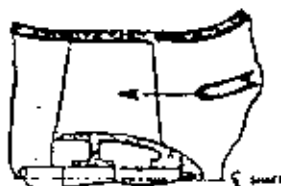
A pump in which the head is developed partly by centrifugal force and partly by the lift of the vanes on the liquid. This type of pump has a single inlet impeller with the flow entering axially and discharging in an axial and radial direction. Pumps of this type usually have a *specific speed from 4200 to 9000.



Mixed Flow Pump

Axial Flow

A pump of this type, sometimes called a propeller pump, develops most of its head by the propelling or lifting action of the vanes on the liquid. It has a single inlet impeller with the flow entering axially and discharging nearly axially. Pumps of this type usually have a *specific speed above 9000.



Axial Flow Pump

Courtesy Hydraulic Institute — See note page 4, Chapter 7 Contents

Figure 7-3, Classes of centrifugal pumps

Mixed flow pumps

Mixed flow pumps utilize both lift and centrifugal force to develop flow which is partially radial and partially axial. See figure 7-3. Some types of mixed flow pumps are quite similar to the propeller pump and the developed flow is largely axial. An open vaned propeller is used in which the blades are fixed radially around a conical hub and housed in a slightly enlarged bulbous section of the casing. These pumps will operate more efficiently over a wider range of head and at higher heads, 10 to 90 feet, than the straight propeller type. Mixed flow pumps are also constructed with volute type casings (spiral shaped with gradually enlarging cross section toward the discharge flange) and curved impeller blades in which flow at low heads is predominantly centrifugal. Mixed flow pumps have an advantage in starting over the axial flow pump when the power supply is limited. These pumps will also handle silt and the passage of small trash.

Radial flow pumps

Radial flow pumps operate efficiently at moderate to high heads (20 to 200+ feet) and in handling large amounts of sediment. See figure 7-3. Liquids enter the impeller by suction and with increasing velocity, move radially from the hub to the end of the blade and thence into the casing by centrifugal force. The thrust against the casing walls converts the developed energy into pressure head. Radial flow pumps are either volute or turbine. The volute pumps have the spirally expanded casing as previously explained. The turbine type contains fixed expanding vanes into which the liquid is first thrust on leaving the impeller for conversion of velocity to pressure head before moving into the discharge or last stage in the casing. Hazards of clogging make the turbine type undesirable for surface drainage but satisfactory in deep well drainage. Impellers of centrifugal pumps may be open, semiclosed, or closed. In the open type, the blades are exposed on all sides except where attached to the rotor. In the semiclosed type, blades are mounted on a shroud (disc wheel) attached to the rotor, leaving blades open on one side. Open and semiclosed impellers will pass sediment and small trash without clogging. In the closed type, blades are between twin shrouds leaving only the ends of blades open. This type may clog and wear excessively from sand and other fine materials in drainage water. However, the Francis impeller, a closed type used in mixed flow and some types of radial flow pumps, is well suited to drainage. In the Francis impeller the vanes are so shaped that as the blades cut into the column of entering water, the water is first moved axially before converting to radial movement.

Both single and double suction impellers may be cased in radial flow pumps. The double suction impeller is better suited for drainage because larger capacities can be handled for the same head, and end thrust on the pumps is opposed, thus dynamically balancing up the unit.

Figure 7-4 is a guide to selection of the type pump based on pumping head and quantity of water to be pumped.

Number of pumps

The size and number of pumps are determined from the required plant capacity. Many farm pumping plants will handle the total requirement with one pump. For large watersheds and where high value crops or farmstead improvements require flood protection, it is advantageous to have two or more pumps to provide efficient pumping over a wider range of pumping rates and so that a breakdown of one pump will not stop all pumping. Experience has shown that in a plant with two pumping units, the most desirable range in pumping rates

is obtained when one pump has about half the capacity of the other. When three or more pumps are used, equal capacity of all pumps usually is most satisfactory. When both subsurface and surface flow are to be pumped, one pump should be selected for efficient operation at the head and discharge required for pumping subsurface flow. In any case, it is desirable that the size of one pump is such that it can operate continuously over comparatively long periods without frequent starts and stops. Where pumps must operate over long periods of time, they should be selected for maximum operating efficiency. Optimum efficiency of pumps is not essential for the short periods of operation that usually occur at peak stage or discharge.

Pumping requirements

Performance of pumps

Performance of pumps varies with head, speed, discharge, and horsepower. The relationship and effect of these on efficiency of the pumping operation are established by actual tests or from tests of geometrically similar prototypes. These data are compiled as characteristic performance curves of the pump as illustrated in figure 7-5. The curves provide a basis for selecting the pump that will provide the most efficient performance for the required operating conditions. Usually such data are supplied by the manufacturer. Because of the difficulty of testing with large volumes of water, performance of most large pumps is forecast from tests on small models.

Total dynamic head

Total dynamic head on the pump is the static lift plus all the losses in the pump, suction pipe and discharge pipe. Total dynamic head can be expressed as:

$$H_t = (h_d + \frac{v_d^2}{2g} + d_1) - (h_s + \frac{v_s^2}{2g} + d_2) \quad (\text{Eq. 7-3})$$

in which

H_t is the net total dynamic head in feet of water.

h_d is the discharge pressure head in feet of water, measured near the discharge flange of the pump (gage pressure). It is positive if the pipe is under pressure and negative if under vacuum at the point of measurement.

v_d is the average velocity in feet per second in the pipe where h_d is measured.

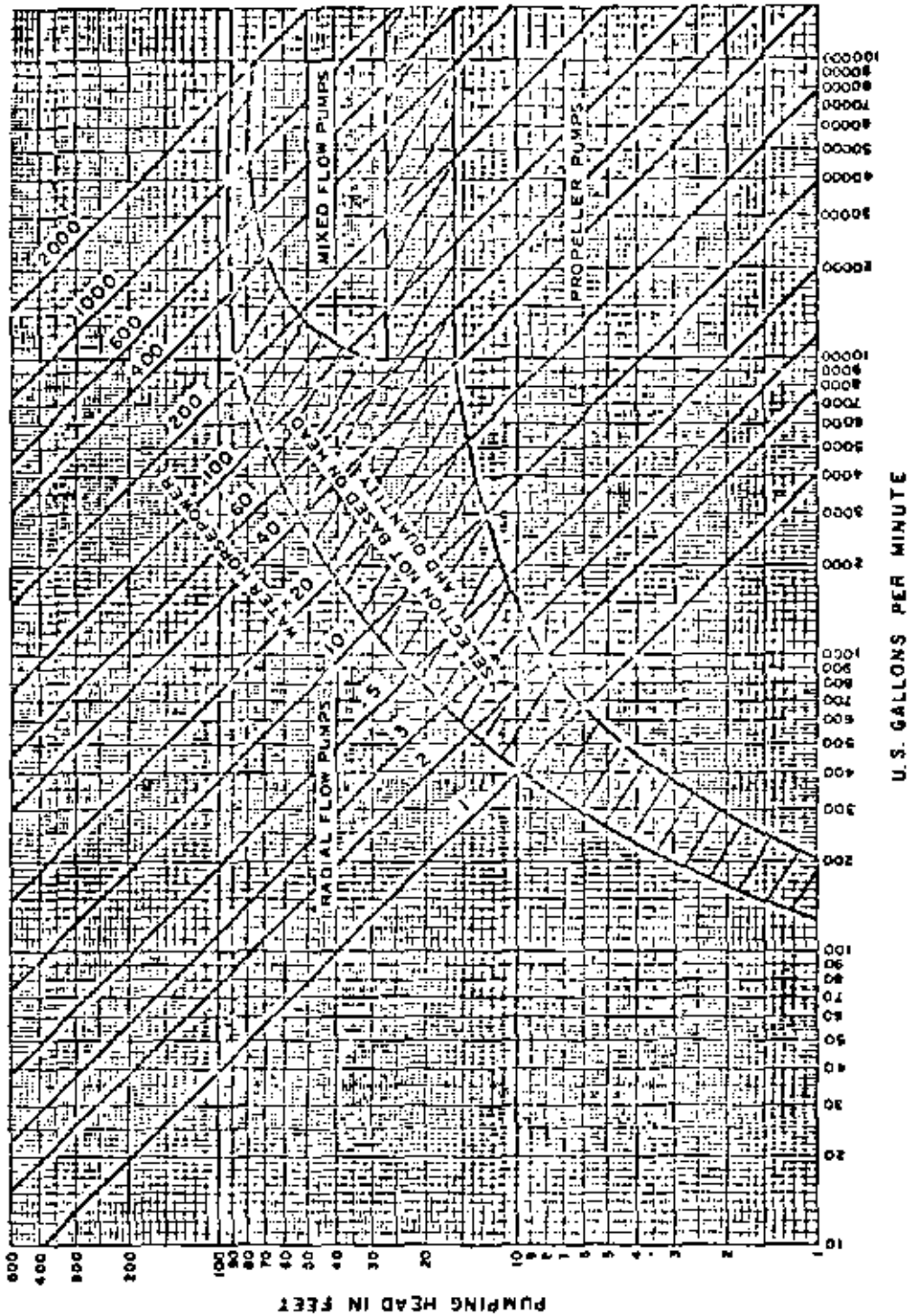
d_1 is the elevation of the gage measuring h_d in feet above some reference plane. It is positive or negative, depending upon whether the gage is above or below the reference plane.

h_s is the suction head, measured near the suction flange of the pumps (gage pressure). It is nearly always negative, since the suction pipe is usually under vacuum.

v_s is the average velocity in the pipe at the point where h_s is measured.

d_2 is the elevation of the gage measuring h_s above the same reference plane used to determine the elevation of the gage measuring h_d .

PUMP TYPE SELECTION CHART

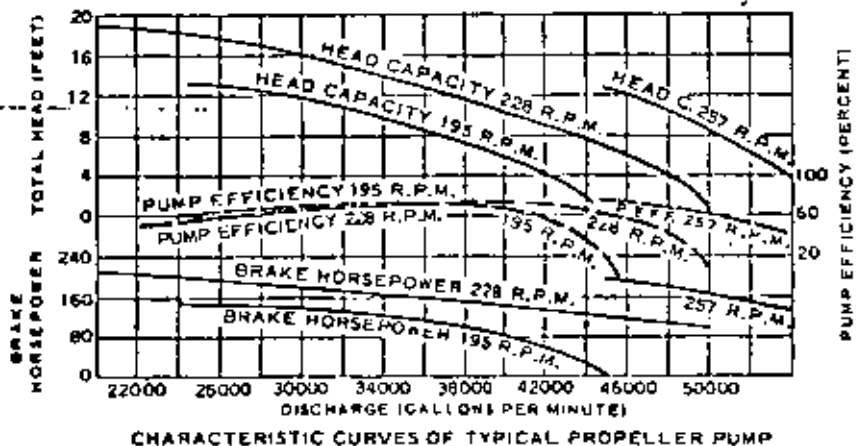
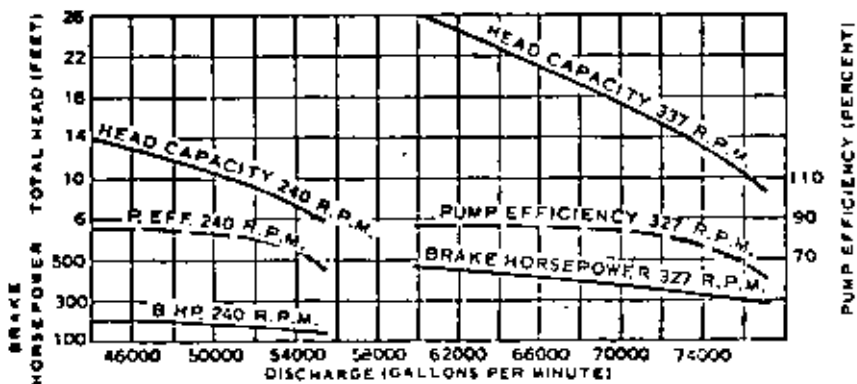
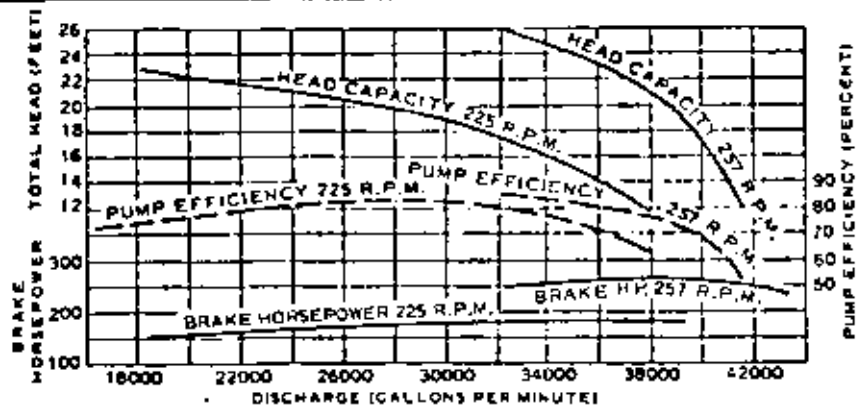


REFERENCE

U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE
 SOIL CONSERVATION SERVICE
 ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD DWG NO
 ES - 724
 SHEET 1 OF 1
 DATE February 1971

Figure 7-4, Pump type selection chart



Reference:
USDA Bulletin 1008

Figure 7-5, Pump characteristic performance curves

g is acceleration due to gravity, equal to 32.16 feet per second per second.

Expressions $\frac{v_s^2}{2g}$ and $\frac{v_d^2}{2g}$ are velocity heads in the suction and discharge heads, respectively.

Actual internal head losses within the pump are hydraulic losses between the suction and discharge flanges. In well designed pumps these are quite small. They include disc friction and water shear in the sealing ring spaces; friction or shock in the volute or diffusion vanes of the impeller; and mechanical losses such as friction in the wearing ring and mechanical seal. An accounting of the head losses within pumps is usually covered by pump manufacturers' ratings.

Entrance, friction, and exit losses in the suction and discharge pipes dissipate a substantial part of the total energy used by the pumping plant.

Suction pipe head losses

Suction pipe head losses may be large unless proper attention is given to the shape and size of the suction pipe and the approach velocity of water entering the pipe, which is affected by the sump geometry and the effect of other pumps in the plant, if there is more than one pump.

Entrance losses at the suction entrance may be kept low by progressively expanding the diameter of the pipe from the pump flange toward the suction entrance or by flaring out the end of the suction entrance. Approach velocities in the sump to the suction pipe entrance should be kept under 3 feet per second. Normally, manufacturers provide a short suction pipe with flared entrance or bell on the vertical type axial flow and mixed flow pumps. Some manufacturers also add an umbrella or brim to the inlet edge to reduce further any entrance disturbance. Bells are often omitted on small propeller pumps made by local machine shops.

In order to avoid vortex action, flow in the sump toward the suction flange should be without swirls and ripples and as direct as possible. This is controlled primarily by the sump design and the maintenance of sufficient submergence over the suction bell so that vortex action does not develop. See criteria included under Sump Dimensions.

Net positive suction head (NPSH)

Net positive suction head is the total suction head in feet of liquid determined at the suction intake, corrected for datum and vapor pressure. Incorrect determination of NPSH can reduce pump capacity and efficiency and lead to cavitation damage.

$$\text{NPSH}_{(\text{available})} = h_{sv} = P_a - P_v + E - h_f \quad (\text{Eq. 7-4})$$

where P_a is atmospheric pressure at pump site in feet

P_v is water vapor pressure at operating temperature in feet

E is submergence of the pump intake in feet

h_f is suction losses in the suction pipe

P_a may be determined from table 7-1; P_v from table 7-2; E preferably from a manufacturer's pump catalog but also from (H-C) in figures 7-14 and 7-15; and h_f from the manufacturer's pump catalog. When the suction bell is attached directly to the suction bowl, losses are included in the manufacturer's pump curve and h_f then is not included in the equation. Temperature of drainage water will usually range between 50° and 70° F. and 60° is commonly used for design purposes.

For example: Given a Peerless pump with attached suction bell, 22,000 GPM capacity, installed at altitude of 4,000 feet, for water temperature of 60° F., determine the required NPSH (h_{sv}).

Referring to figure 7-15 and using value of E obtained from (H-C) in figure 7-14 for 22,000 GPM,

$$\begin{aligned} E &= (H-C) \\ &= 125 - 17 \\ &= 108 \text{ inches or } 9.0 \text{ feet} \end{aligned}$$

Referring to table 7-1, P_a for 4,000 feet = 29.2 and table 7-2 where P_v for 60° F. = 0.59,

$$\begin{aligned} h_{sv} &= P_a - P_v + E - h_f \\ &= 29.2 - 0.6 + 9.0 - 0 \\ &= 37.6 \text{ feet} \end{aligned}$$

Peerless model studies show that submergence of 6 feet 1 inch is sufficient to prevent vortexing. Thus the calculated net positive suction head indicates E could be substantially less than that used.

Discharge pipe losses

Discharge pipe losses include friction and exit losses. Losses can be computed from data in NEH Section 5, Hydraulics (8) or King and Brater's Handbook of Hydraulics (9). Friction losses in the discharge pipe can be reduced greatly by use of larger diameter pipe, usually 2 to 6 inches larger than the pump discharge flange. The transition can be made through a short expanding section of pipe at the pump flange. Figure 7-6 can be used to determine friction losses in steel pipe generally used for discharge pipe from drainage pumps. Head loss values in the chart are for riveted pipe and should be reduced 30 percent for welded steel or sheet metal pipe.

For example: Given a 20,000 GPM discharge through a 36-inch diameter pipe, determine the velocity head, velocity, and head loss.

Establish a reference point by entering chart in figure 7-5 at 20,000 GPM on left-hand vertical scale and moving horizontally across to intercept the discharge curve for the 36-inch pipe. Next, move vertically upward from the reference point to the velocity head curve and thence horizontally to the upper right-hand vertical scale. The velocity head is shown as 0.6 foot. Next, from the reference point move vertically downward to the bottom horizontal scale. Velocity is shown as 6.25 fps. Again from the reference point move vertically downward to intercept the head loss curve for the 36-inch pipe and thence horizontally to the lower right-hand vertical scale. The head loss is shown as 0.5 foot per 100 feet.

Table 7-1, Properties of water at various altitudes

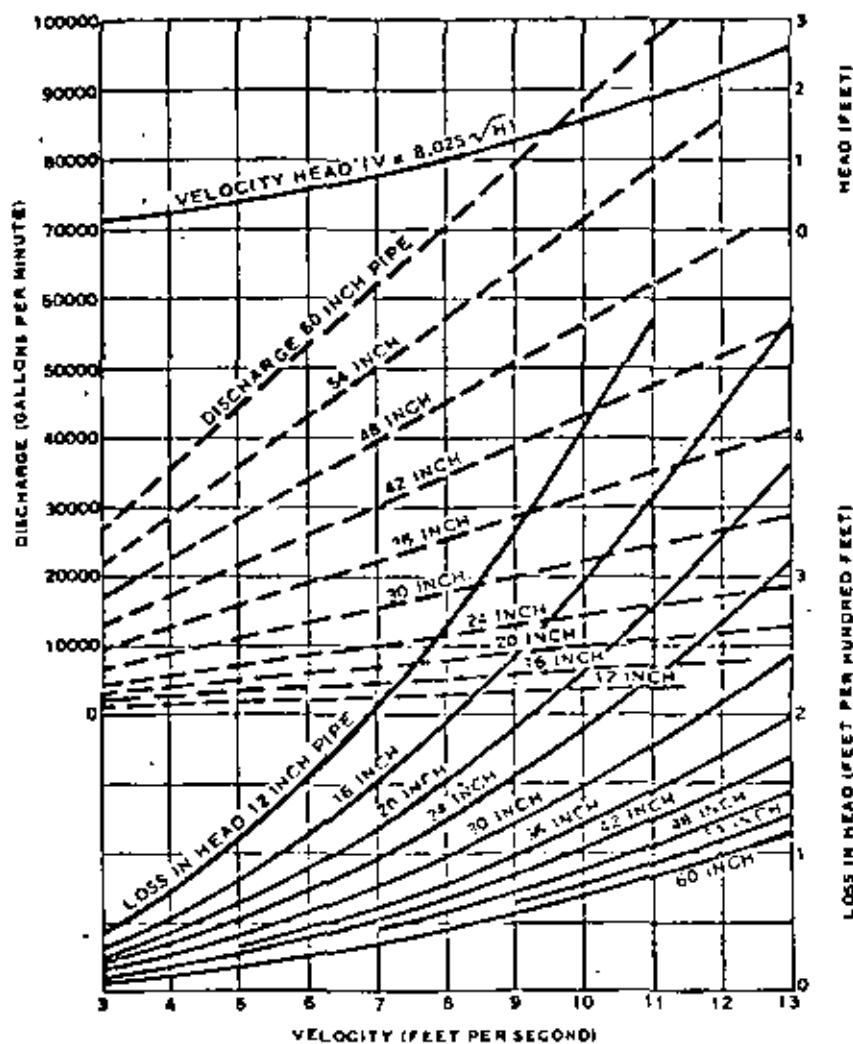
| Altitude
Feet | Barometric Pressure | | Atmospheric Pressure | |
|------------------|---------------------|--|----------------------|------------|
| | Inches Hg | | psia | Feet Water |
| -500 | 30.5 | | 15.0 | 34.6 |
| 0 (Seasional) | 29.9 | | 14.7 | 33.9 |
| 500 | 29.4 | | 14.5 | 33.4 |
| 1,000 | 28.9 | | 14.2 | 32.8 |
| 1,500 | 28.3 | | 13.9 | 32.1 |
| 2,000 | 27.8 | | 13.7 | 31.5 |
| 4,000 | 25.8 | | 12.7 | 29.2 |
| 6,000 | 24.0 | | 11.8 | 27.2 |
| 8,000 | 22.2 | | 10.9 | 25.2 |

Table 7-2, Properties of water at various temperatures

| Temperature
Degrees F. | Vapor Pressure | | Specific Weight
pcf | Specific Gravity |
|---------------------------|----------------|------------|------------------------|------------------|
| | psfa | Feet Water | | |
| 32.0 | 12.7 | 0.20 | 62.42 | .9999 |
| 39.2 ^{1/} | 16.9 | 0.27 | 62.427 | 1.0000 |
| 50.0 | 25.6 | 0.41 | 62.41 | .9997 |
| 60.0 | 36.8 | 0.59 | 62.37 | .9990 |
| 70.0 | 52.3 | 0.84 | 62.30 | .9980 |
| 80.0 | 73.0 | 1.17 | 62.22 | .9966 |
| 100.0 | 136.0 | 2.19 | 62.00 | .9931 |

^{1/} Temperature when specific gravity = 1.0000

VELOCITY HEAD, DISCHARGE, AND FRICTION-HEAD LOSS IN RIVETED STEEL PIPES



VELOCITY HEAD, DISCHARGE, AND FRICTION-HEAD LOSS IN RIVETED STEEL PIPES

Loss in head based on Scobey's formula

$$H = K_s \frac{V^{1.49}}{D^{4.75}} \quad \text{where } K_s = 0.51$$

For welded steel or for sheet metal pipe
3/16" or less thickness, reduce head loss
30 percent.

REFERENCE

U.S. D.A. Bulletin 100B

U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE
SOIL CONSERVATION SERVICE
ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD DWG. NO.

ES - 725

SHEET 1 OF 1

DATE February 1971

Figure 7-6, Head losses in riveted steel pipe

Head loss through a standard flap gate is quite low. Figure 7-7 contains values for various size gates and discharges based on tests carried out a number of years ago at the University of Iowa Hydraulics Laboratory by Floyd A. Nagler (10).

Specific speed

Specific speed expresses a relationship of head, capacity, and speed with respect to the suction lift. High speeds without proper suction conditions can cause serious trouble from vibrating noise and pitting. The maximum head in a single stage impeller is determined by the impeller diameter which establishes the peripheral speed and by the strength of the metal in the impeller casing to withstand such peripheral speed. Ordinarily, manufacturers limit peripheral speed to about 900 feet per minute to meet requirements of impeller castings normally used. By use of special high strength metals, impellers have been developed to withstand peripheral speeds beyond 14,000 feet per minute.

The Hydraulic Institute has defined specific speed and established standards which set upper limits of specific speed with respect to head, capacity, and suction lift as they apply to centrifugal pumps (1). Under normal circumstances, adherence to these standards assures freedom from cavitation. See figures 7-8, 7-9, 7-10, and 7-11. Figure 7-8 illustrates the characteristic profiles of several types of pump impellers ranging from the low specific speed radial flow designs to the high specific speed axial flow designs and their general location on the specific speed scales. Specific speed is defined as the revolutions per minute to which a geometrically similar impeller would run if it were of such size as to discharge 1 gallon per minute against 1 foot head. Specific speed, designated by the symbol N_s , can be determined from the following formula:

$$N_s = \frac{N\sqrt{Q}}{H^{3/4}} \quad \text{or} \quad N_s = \frac{N\sqrt{Q} H^{1/4}}{H} \quad (\text{Eq. 7-5})$$

where

- N = rotative speed in revolutions per minute
- Q = flow in gallons per minute at optimum efficiency
- H = total head in feet (total discharge head plus total suction lift)

and Suction Specific Speed, designated as S from

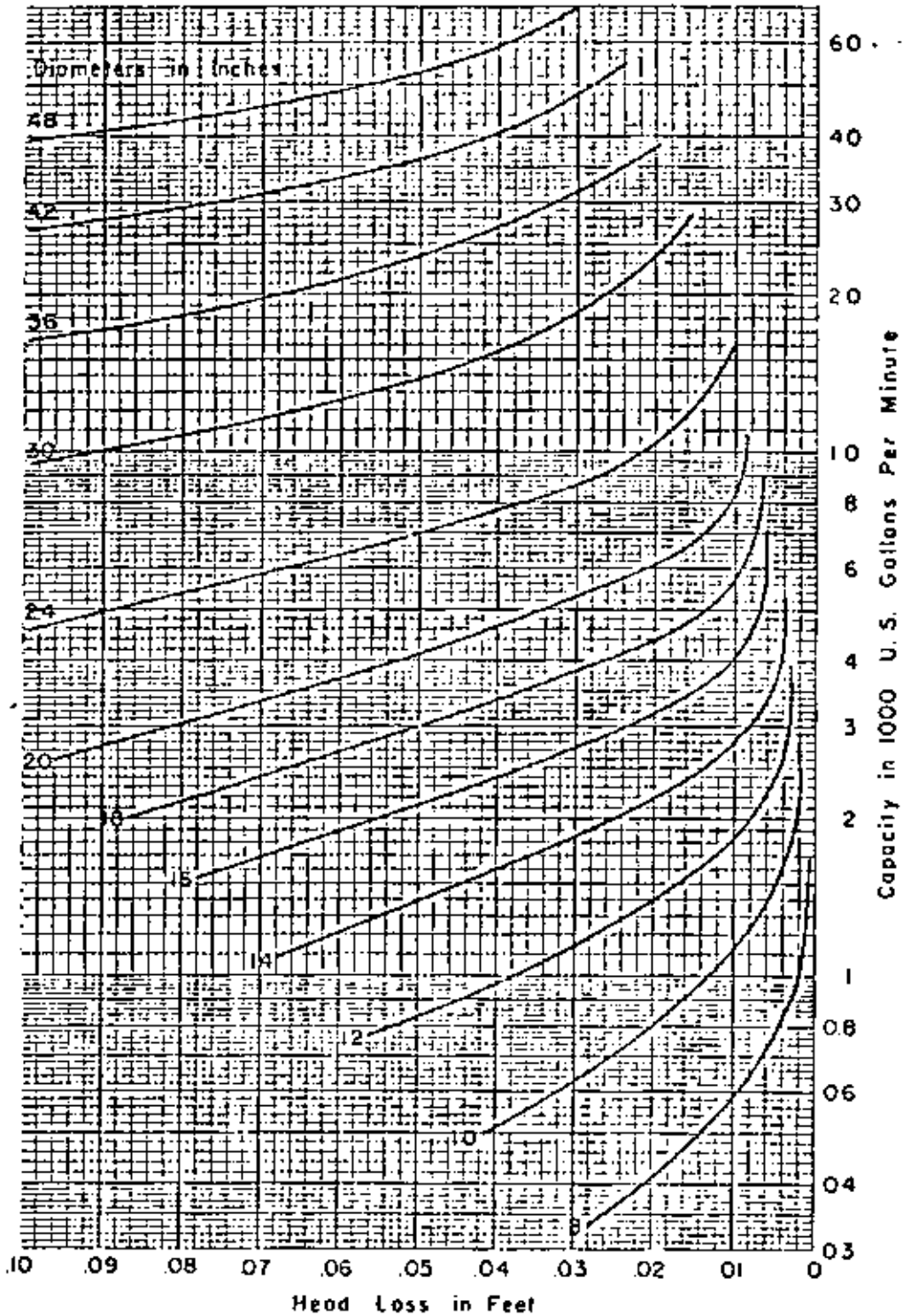
$$S = \frac{N\sqrt{Q}}{h_{sv}^{3/4}} \quad \text{or} \quad S = \frac{N\sqrt{Q} h_{sv}^{1/4}}{h_{sv}} \quad (\text{Eq. 7-6})$$

where N and Q are the same as above

$$h_{sv} = \text{required NPSH in feet.}$$

A pump with a high suction lift, say over 15 feet, requires special consideration in the pump design. This usually results in slow speeds and large pumps. If suction lifts can be reduced, smaller and cheaper pumps can be used.

HEAD LOSSES FOR LIGHT FLAP GATES



REFERENCE
 Handbook of Water Control
 1936 Edition
 W O O'Neal Co
 Chicago, Illinois

U S DEPARTMENT OF AGRICULTURE
 SOIL CONSERVATION SERVICE
 ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD DWG. NO.
 EA - 726
 SHEET 1 OF 1
 DATE February 1971

Figure 7-7, Head losses for light flap gates

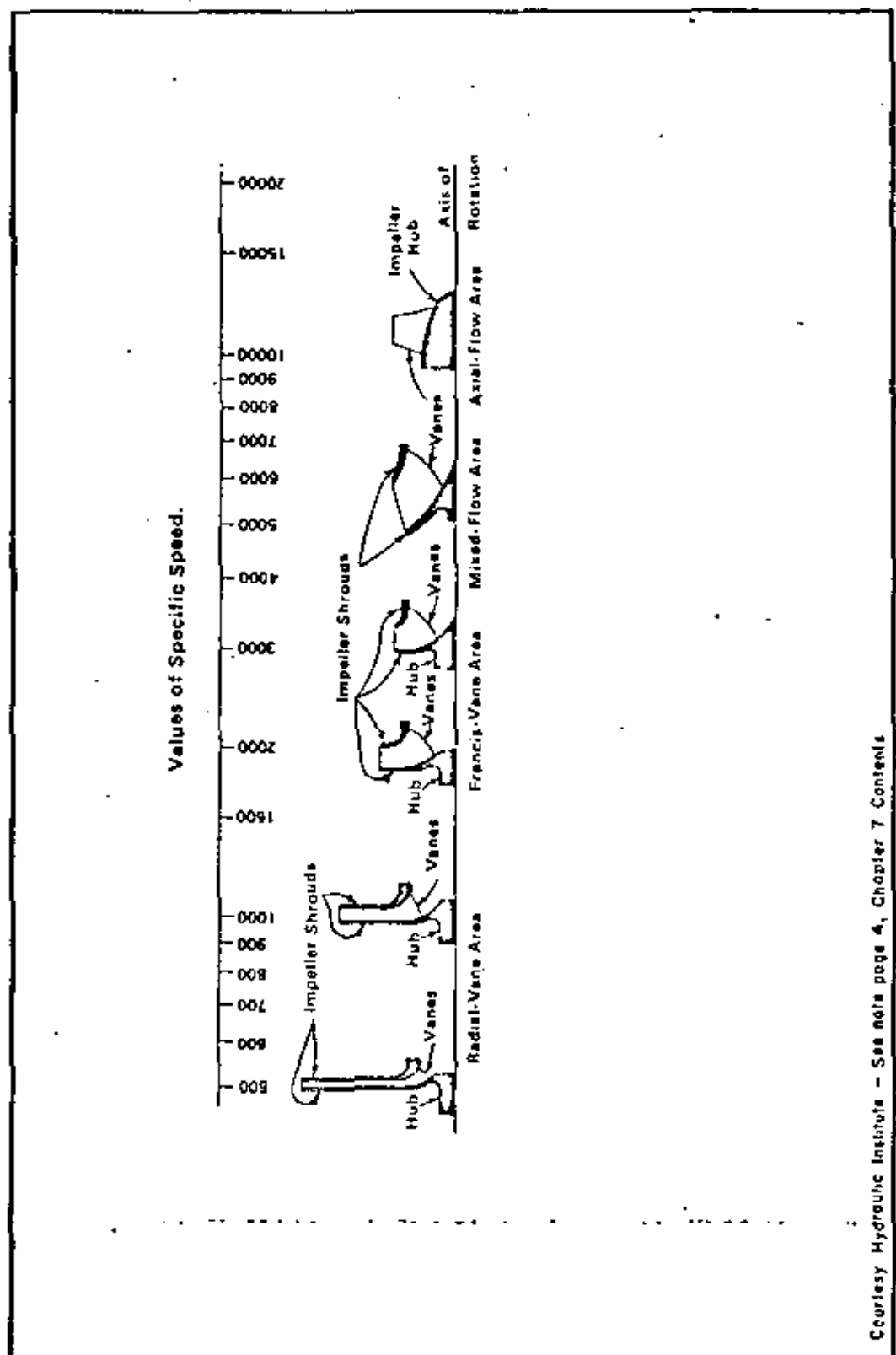
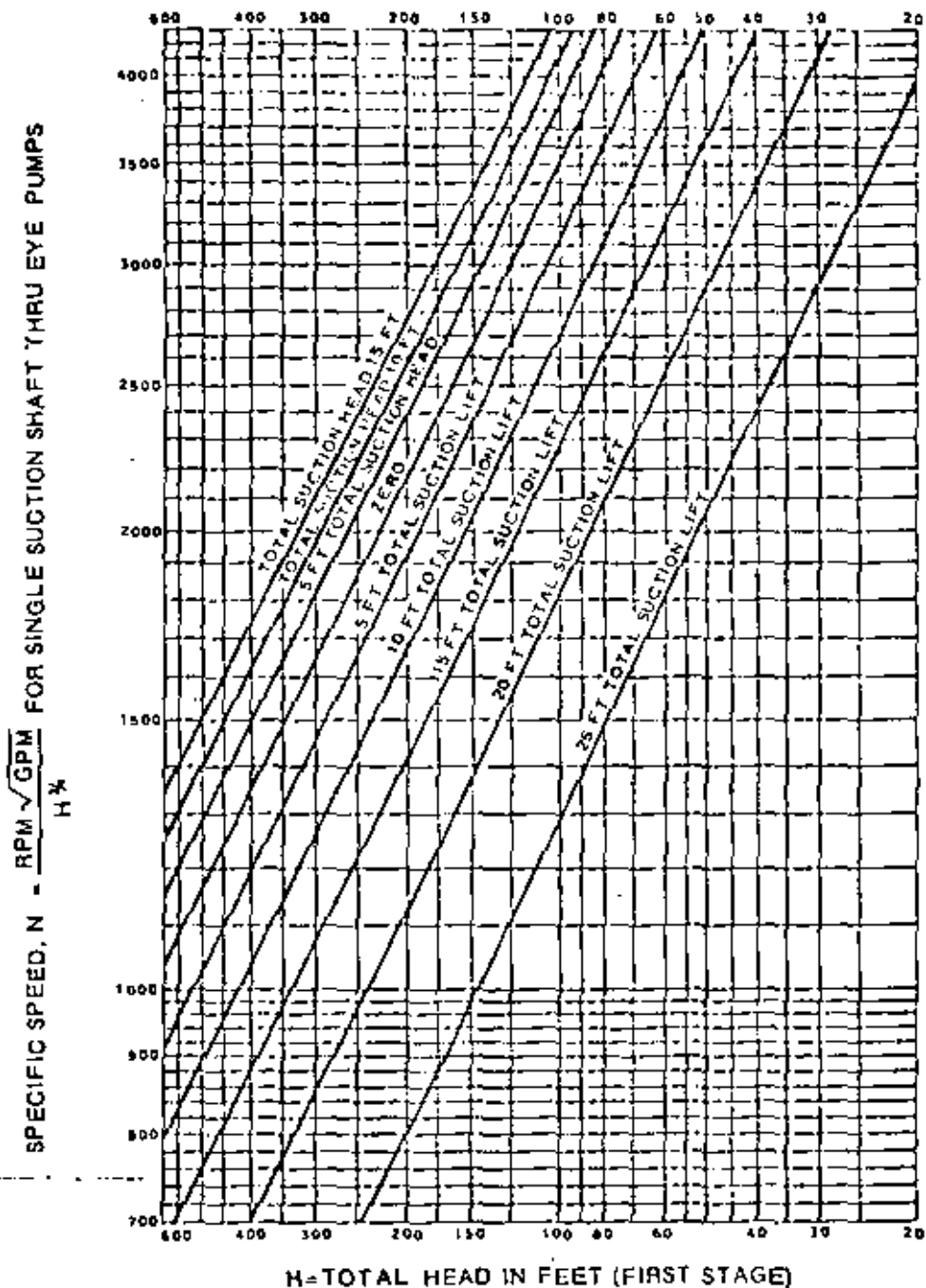


Figure 7-8, Relationship of impeller design and specific speeds

Courtesy Hydraulic Institute - See note page 4, Chapter 7 Contents

UPPER LIMITS OF SPECIFIC SPEEDS
SINGLE SUCTION SHAFT THRU EYE PUMPS
HANDLING CLEAR WATER AT 85° F AT SEA LEVEL



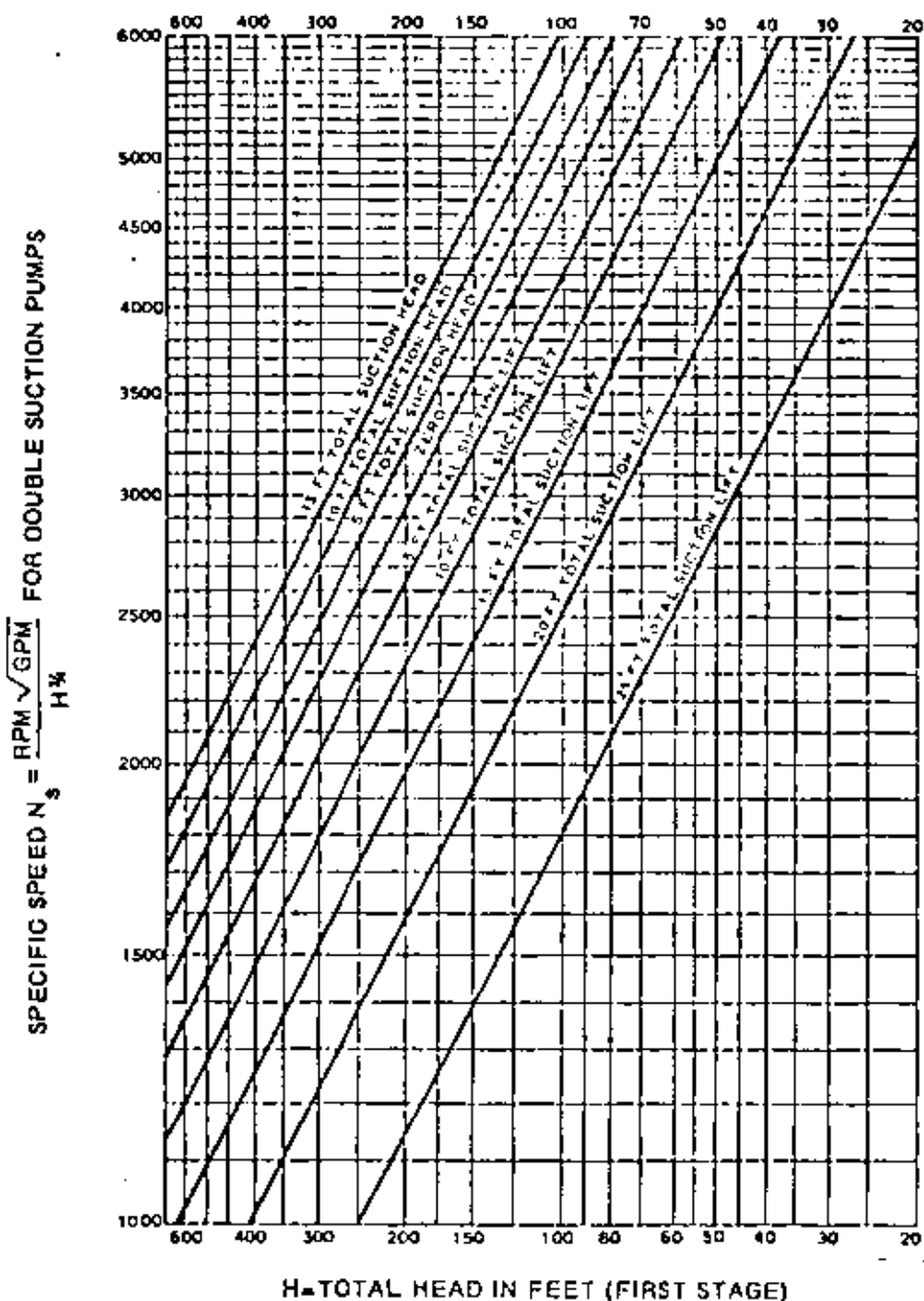
REFERENCE: Reprinted from
Hydraulic Institute Standards
12th Edition, Copyright 1969 by the
Hydraulic Institute, 122 East 42nd St
New York, New York 10017

U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE
SOIL CONSERVATION SERVICE
ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD Dwg. NO.
CS - 727
SHEET 1 OF 3
DATE February 1971

Figure 7-9, Limits of specific speed, single suction, radial and mixed flow pumps

UPPER LIMITS OF SPECIFIC SPEEDS
DOUBLE SUCTION PUMPS
HANDLING CLEAR WATER AT 85° F AT SEA LEVEL



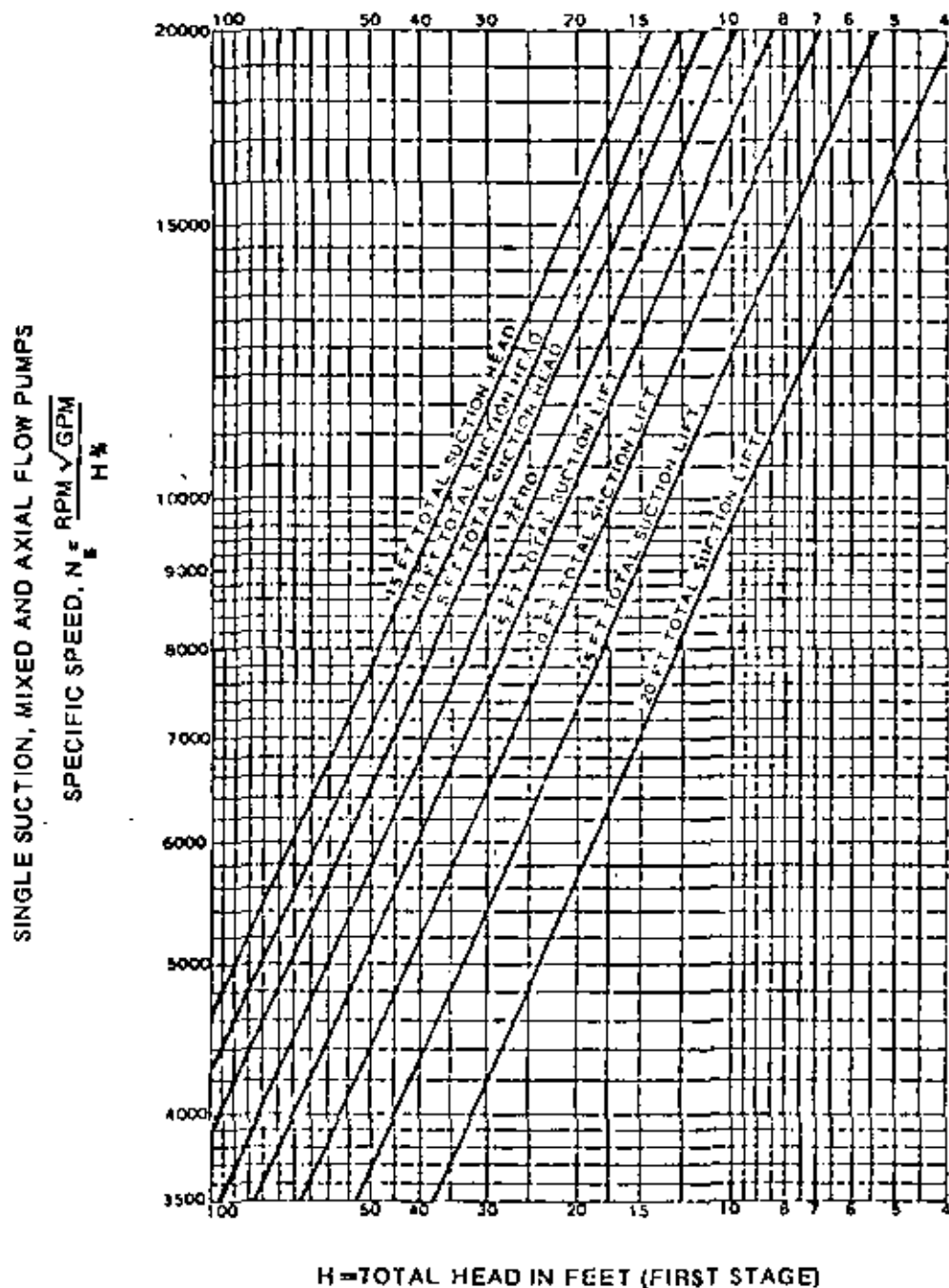
REFERENCE: Reprinted from
Hydraulic Institute Standards
12th Edition. Copyright 1969 by the
Hydraulic Institute, 122 East 42nd St
New York, New York 10017

U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE
SOIL CONSERVATION SERVICE
ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD Dwg. NO.
ES - 727
SHEET 2 OF 3
DATE February 1971

Figure 7-10, Limits of specific speed, double suction, radial flow pumps

UPPER LIMITS OF SPECIFIC SPEEDS SINGLE SECTION, MIXED AND AXIAL FLOW PUMPS HANDLING CLEAR WATER AT 85° F AT SEA LEVEL



REFERENCE: Reprinted from
Hydraulic Institute Standards
12th Edition. Copyright 1969 by the
Hydraulic Institute, 122 East 42nd St
New York, New York 10017

U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE
SOIL CONSERVATION SERVICE
ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD Dwg NO
ES - 727
SHEET 3 of 3
DATE February 1971

Figure 7-11. Limits of specific speed, single suction, mixed and axial flow pumps

Table 7-3 provides a useful guide for classifying pumps according to specific speed and the magnitude of pressure. 30

Table 7-3, Pump classification according to speed and pressure magnitude.

| N_s | Constant Speed and Capacity | Constant Speed and Pressure | Constant Capacity and Head | Head Range (in feet) | Type Pump |
|-----------------------|-----------------------------|-----------------------------|----------------------------|----------------------|--|
| Low
2,000 | high pressure | low capacity | low speed | 200+ | Radial or partial Francis type centrifugal |
| Medium
1,500-5,000 | medium pressure | medium capacity | medium speed | 20 to 200 | Radial and Francis type centrifugal |
| High
4,000-9,000 | low pressure | high capacity | high speed | 10 to 90 | Mixed flow or propeller |
| | | | | 3 to 20 | Propeller |

Pump size

Pump size should be based on heads and speeds when the pumps are operating at or near maximum efficiency. Discharge velocities under these conditions will range between 9 and 13 feet per second for a properly sized pump. For purposes of establishing approximate size in the preliminary design of drainage pumping plants, 10 feet per second can be taken as most commonly applicable. The required pump size can then be computed by dividing the required capacity by the average discharge velocity selected. Table 7-4 gives pump sizes for various capacities and discharge velocities. With the pump size and static lift established, approximate suction and discharge heads can be computed.

Pump size can be determined on the basis of specific speeds from performance curves of tested prototypes or prototype models. These should be available for various types and sizes from leading pump manufacturers, government agencies such as the Corps of Engineers, Bureau of Reclamation, Soil Conservation Service, and others. Additional tests of performance should not be necessary except in unusual circumstances.

In the case of small pumps tests may be made directly. In the case of large pumps tests on similar small models can be made. Then, based on specific speeds and performance of such prototypes, the characteristics of the large pumps can be established accurately from the characteristic curve of size, speed, and submergence of the model. In most cases these are more accurately determined from direct field tests of a prototype because of the difficulty of obtaining accurate field test measurements when large volumes of water are involved. Model tests must duplicate closely the flow conditions in both suction and discharge to provide reliable prototype characteristics.

The following are the basic equations given by the Hydraulic Institute to correlate model and prototype values.

PUMP SIZE, CAPACITY AND DISCHARGE RATES

| Pump Size
Inches | DISCHARGE VELOCITY IN FEET PER SECOND | | | | |
|---------------------------------------|---------------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 |
| PUMP CAPACITY - CUBIC FEET PER SECOND | | | | | |
| 10 | 5.0 | 5.5 | 6.1 | 6.6 | 7.2 |
| 12 | 7.1 | 7.9 | 8.7 | 9.5 | 10.3 |
| 14 | 9.6 | 10.7 | 11.8 | 12.8 | 13.9 |
| 16 | 12.6 | 14.0 | 15.4 | 16.8 | 18.2 |
| 18 | 15.9 | 17.7 | 19.5 | 21.2 | 23.0 |
| 20 | 19.6 | 21.8 | 24.0 | 26.2 | 28.3 |
| 22 | 23.8 | 26.4 | 29.0 | 31.7 | 34.3 |
| 24 | 28.3 | 31.4 | 34.5 | 37.7 | 40.8 |
| 26 | 33.2 | 36.9 | 40.6 | 44.3 | 48.0 |
| 28 | 38.5 | 42.8 | 47.1 | 51.4 | 55.6 |
| 30 | 44.2 | 49.1 | 54.0 | 58.9 | 63.8 |
| 36 | 63.6 | 70.7 | 77.8 | 84.8 | 91.9 |
| 42 | 86.6 | 96.2 | 105.8 | 115.4 | 125.1 |
| 48 | 113.1 | 125.7 | 138.3 | 150.8 | 163.4 |
| 54 | 143.1 | 159.0 | 174.9 | 190.8 | 206.7 |
| 60 | 176.7 | 196.3 | 215.9 | 235.6 | 255.2 |

| Pump Size
Inches | DISCHARGE VELOCITY IN FEET PER SECOND | | | | |
|------------------------------------|---------------------------------------|--------|--------|---------|---------|
| | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 |
| PUMP CAPACITY - GALLONS PER MINUTE | | | | | |
| 10 | 2,245 | 2,470 | 2,739 | 2,963 | 3,233 |
| 12 | 3,188 | 3,547 | 3,906 | 4,266 | 4,625 |
| 14 | 4,310 | 4,804 | 5,298 | 5,747 | 6,241 |
| 16 | 5,657 | 6,286 | 6,915 | 7,543 | 8,172 |
| 18 | 7,139 | 7,947 | 8,756 | 9,519 | 10,327 |
| 20 | 8,800 | 9,788 | 10,776 | 11,764 | 12,707 |
| 22 | 10,686 | 11,854 | 13,021 | 14,233 | 15,401 |
| 24 | 12,707 | 14,099 | 15,491 | 16,927 | 18,319 |
| 26 | 14,907 | 16,568 | 18,229 | 19,891 | 21,552 |
| 28 | 17,286 | 19,217 | 21,148 | 23,079 | 24,964 |
| 30 | 19,846 | 22,046 | 24,246 | 26,446 | 28,646 |
| 36 | 28,556 | 31,744 | 34,932 | 38,075 | 41,263 |
| 42 | 38,883 | 43,194 | 47,504 | 51,815 | 56,170 |
| 48 | 50,782 | 56,439 | 62,097 | 67,709 | 73,367 |
| 54 | 64,252 | 71,391 | 78,530 | 85,669 | 92,804 |
| 60 | 79,338 | 88,139 | 96,939 | 105,784 | 114,585 |

REFERENCE

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE
SOIL CONSERVATION SERVICE
ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD Dwg NO

ES - 728

SHEET 1 OF 1

DATE February 1971

Table 7-4. Pump size according to capacity and discharge velocity

If M represents the model and P the prototype then

$$\frac{\text{Specific Speed of M}}{\text{Specific Speed of P}} = \frac{\text{Diameter of P}}{\text{Diameter of M}} \sqrt{\frac{\text{Head of M in feet}}{\text{Head of P in feet}}}$$

and

$$\frac{\text{Capacity of M in GPM}}{\text{Capacity of P in GPM}} = \frac{\text{Diameter of M}}{\text{Diameter of P}} \sqrt{\frac{\text{Head of M}}{\text{Head of P}}}$$

Power and drives

Both electric motors and internal combustion engines are used as power units for drainage pumps. Primary considerations in selecting power equipment for drainage pumps are reliability of operation during times when pumps must be used, availability of power and fuel, initial and operation cost, annual use, and frequency and duration of pumping.

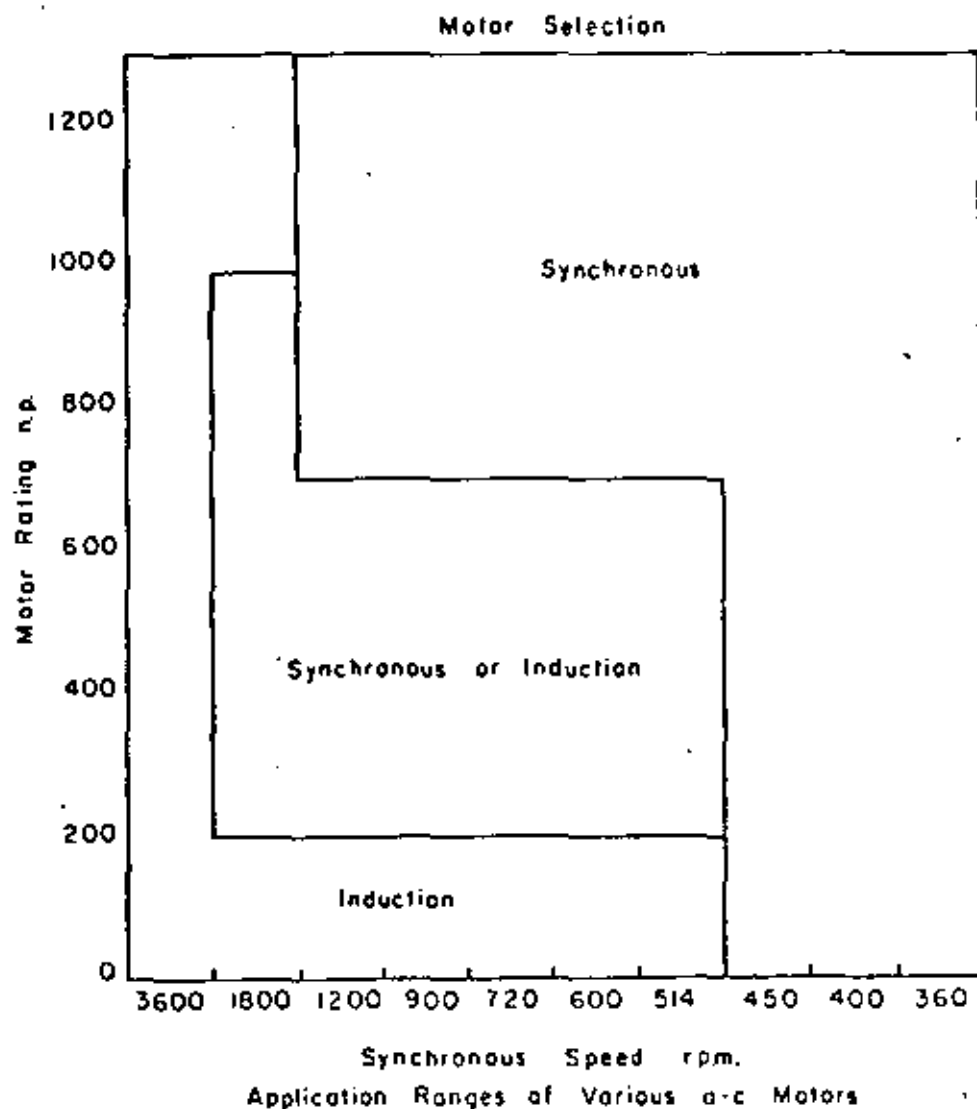
Electric motors

Electric motors are frequently preferred because of their simplicity and low upkeep. Vertical types are well suited to most drainage installations. Usually they can be connected directly to pumps without special transmission units and require little building space. Also, electric motors are easily adapted to automatic controls. However, consideration must be given to the possibility of discontinuance or interruption of power during severe storms. Also, power costs, both installation and operation, may be excessive, particularly in rural areas where high voltage lines are not readily available. Power costs may include both a primary charge based on capacity of the electric motors and a current charge based on the amount of current used. When the primary charge is the greater part of power costs, plant efficiency becomes less important than when a high kilowatt-hour charge is made.

Either a squirrel-cage (induction) or synchronous motor can be used for powering drainage pumps. These are obtainable in sizes and speed ranges meeting most needs. A squirrel-cage motor is the cheapest type of motor and is almost universally used on small to medium sized pumping installations using electric power. A synchronous motor is more costly but also slightly more efficient than the squirrel cage, requires less exact alignment on the shaft, and the power factor can be kept constant or varied. See figure 7-12 for generalized application ranges for two types of motors. Final selection should be based on a motor manufacturer's recommendations.

Starting torques are low on centrifugal pumps of the nonclog type. Starting torques are high on fixed blade propeller and mixed flow pumps and they are higher than the full load torque after the pumps are in operation. When limitations in starting current exist, or voltage regulation on incoming current is poor, squirrel cage motors, which have low starting torques cannot be used for the larger sizes of axial flow pumps except when such pumps have adjustable blades or when they are volute type pumps for which water can be depressed below the impeller during the pump start. In synchronous motors starting torques also depend upon a squirrel cage winding which is necessary in the initial stages of motor excitation and may cause high momentary loads in the powerline. Capacitors can be installed in the motors to adjust for incoming line voltage drops.

MOTOR SELECTION CHART



REFERENCE

Pump Selection and Application by T. G. Hicks, page 308, McGraw-Hill

U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE
SOIL CONSERVATION SERVICE
ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD CNO NO.

ES - 729
SHEET 1 OF 1
DATE February 1971

Figure 7-12, Motor selection chart

Internal combustion engines

Internal combustion engines may be gasoline, fuel gas, or diesel powered. Commercially available gasoline engines usually provide the lowest overall cost although operating cost is usually high. Diesel or fuel gas operation is usually more economical when annual operation exceeds 800 hours. Internal combustion engines are advantageous in that they can be operated at variable speeds, and with adequate fuel storage facilities are reasonably free from supply hazards of delivery failures during storms. Less deterioration occurs and less frequent engine check runs are necessary in diesel than gasoline units when long standby intervals occur between pump operations.

Power drives

Power drives for drainage pumps may be by direct connection, 90-degree gearbox, V or flat belt, and tractor power takeoff. Direct drive is limited to direct hookup of motor and pump with the same operating speeds. Hookup is by direct or flexible coupling and no loss in power is obtained. The gearbox is the most dependable and commonly used transmission for the vertical pumps and internal combustion engines. Combinations of gears are provided to permit both pump and engine to be operated at their most efficient speeds. Power loss through such connections is 5 percent or less. Multiple V belt drives, though less costly than the gearbox, are slightly less efficient with the power loss ranging from 5 to 10 percent. They are much more efficient than flat belts and can be operated satisfactorily in confined space with only short distances between pulleys. Flat belts are the least efficient, ranging from 20 to 30 percent power loss, depending upon the pulley type and size, slippage, and twist. They can be used with small pumps employing farm tractors for power. Tractor power takeoffs can be used in place of the flat belts but may require some gear or pulley type speed interchanging device to match the operating speed of the pump. There is usually a power loss of 10 to 15 percent in the gearing within the tractor.

Power requirements

The capacity of the power units is measured in horsepower. One horsepower is equal to 33,000 foot-pounds per minute, 2,545 BTU per hour, or 0.746 kilowatts.

Water horsepower (WHP) is the required output of the pumps.

$$WHP = \frac{Qwh_t}{33,000}$$

where Q is discharge in gallons per minute
w is the weight of water in pounds per gallon
and H_t is total head of water in feet

$$WHP = \frac{Q H_t}{3,960} = 0.0002526 Q H_t \quad (\text{Eq. 7-7})$$

when weight of water at 68° F. is 8.34 pounds per gallon

Brake horsepower (BHP) is the power input of the pumps or is the required output of engines or motors, including power losses in power units and pumps.

$$BHP = \frac{WHP}{e_p e_t e_m}$$

where e_p is the efficiency of the pump, e_t the efficiency of transmission of power between engine or motor and pump, and e_m the efficiency of the engine or motor

therefore

$$\text{BHP} = \frac{0.0002526 Q H_t}{e_p e_t e_m} \quad (\text{Eq. 7-8})$$

Performance curves indicating engine and motor characteristics are available from most manufacturers. Performance curves are determined from dynamometer tests. Tests on engines usually are based on stripped down units without mufflers, cooling fans, etc. Loss of power from these accessories plus effects of continuous application of loads may require an approximate 20 percent increase in horsepower requirements over that shown by the manufacturer.

In estimating required horsepower to be used by the pumping units, efficiency of the several unit components (when in good condition and operated at rated capacity) can be taken as 90 percent for electric motors, 80 percent for diesel engines, 70 percent for water-cooled gas engines, 60 percent for air-cooled gas engines, 100 percent for direct connected transmission, 95 percent for gearbox transmission, 90 percent for V belt transmission, 80 percent for flat belt transmission, and between 65 and 80 percent for pumps.

For example, determine the required horsepower of a water-cooled gas engine, gearbox connected to a 10,000 GPM propeller pump operated at a 10-foot total head. The manufacturer's rating curve for the pump indicates an efficiency of 79 percent.

$$\begin{aligned} \text{BHP} &= \frac{0.0002526 \times 10,000 \times 10}{0.79 \times 0.95 \times 0.70} \\ &= \frac{25.26}{0.525} = 50 \end{aligned}$$

Thus an engine of rated horsepower twice water horsepower is required.

Since the pumping unit should operate satisfactorily under all operating conditions, characteristics of both pump and power unit should be considered for starting load, load at shutoff, and load for total heads less than the maximum.

Operating controls

Both automatic and manual controls may be used in the operation of drainage pumping facilities. Alternate manual controls must be provided where automatic controls are used.

The use of automatic start and stop controls are well suited to installations where short operating cycles are necessary, where the installation is remote, and where there is a shortage of competent operators. Automatic controls may deteriorate due to long periods of disuse and thus require frequent inspections and maintenance to assure good operation.

Short cycling as the result of water surface drawdown or water oscillation in the sump can be prevented by at least two methods. In the first method, locate the water level sensing device far enough upstream from the pumps so

that it is unaffected by local drawdown. In the second method, set the on-off levels sufficiently far apart so that local drawdown will not turn pumps off. If a minimum water level fluctuation is required, the first method is most suitable. If some fluctuation is allowable, the second method may be used. 41

Many devices are available for sensing water depths for automatic control. Among the most common are float type switches, electrodes, bubbler tubes, bells, and diaphragms. There are other electric sensors available, but they have not been widely adopted for drainage work.

In some locations, openings to automatic controls require screening against entry of small rodents or insects such as "mud" wasps, whose construction of nests in the equipment may prevent the functioning of the controls.

In areas where low temperatures are experienced protection against freezing may be necessary, such as a hinged gate or curtain enclosure of the sump opening above the waterline and heated well housing for float controls.

Float activated switches are perhaps the most common type of control used. The basic operation is that a float is suspended by a stainless steel tape which travels over a sheave to a counterweight. The sheave is connected to the meter switches. A change in the water surface elevation changes the position of the sheave, thus activating the switch. See figure 7-13. Adjustment of the water level settings are made at the switch. The float, tape, and counterweight are vulnerable to damage by debris, ice, and vandalism, thus enclosure in a well is usually necessary. The tape, sheave, and float must be of stainless steel or other corrosion resistant material. Algae, moss, and scum can foul the float and tape and prevent proper operation of the pumps. There is a definite physical limitation on how remote the switch can be from the float.

Electrodes are now used widely as controls. The basic operation is that the changing level of water completes or breaks electrical circuits, thus activating relays controlling the pumps. See figure 7-13 for a simplified schematic diagram. When the water level contacts the start electrode a complete circuit will occur through the relay through the water to the ground. The relay will close both contacts, starting the pump and also completing a "lock-in" circuit through the relay, the relay contact, and the water to the ground. Pumping will continue when the water level drops below the start relay because of the "lock-in" circuit. When the water level drops below the stop electrode the "lock-in" circuit is broken and the relay contacts open, stopping the pump. The relay will not be energized when the water level reaches the stop electrode because the relay contact is open. The cycle described will repeat when the water level reaches the start electrode. There are no moving parts in the water, therefore the chance of damage is less than for a float system. The electrodes can be placed remotely from the relay. Systems are available using very low voltage thus eliminating any chance of accidental shock. To change water level settings it is necessary to move the electrodes. Experience to date indicates electrodes currently available may become defective after several years in use and should be tested periodically to determine need for replacement.

The bubbler tube system is widely used in sewage treatment applications because of the inherent nonclogging operation. See figure 7-13 for a simplified diagram of operation. Air, or other gas, is bubbled slowly at a constant rate of flow through a small tube and discharged freely into the water at a fixed elevation. The pressure within the tube is that due to the depth of water

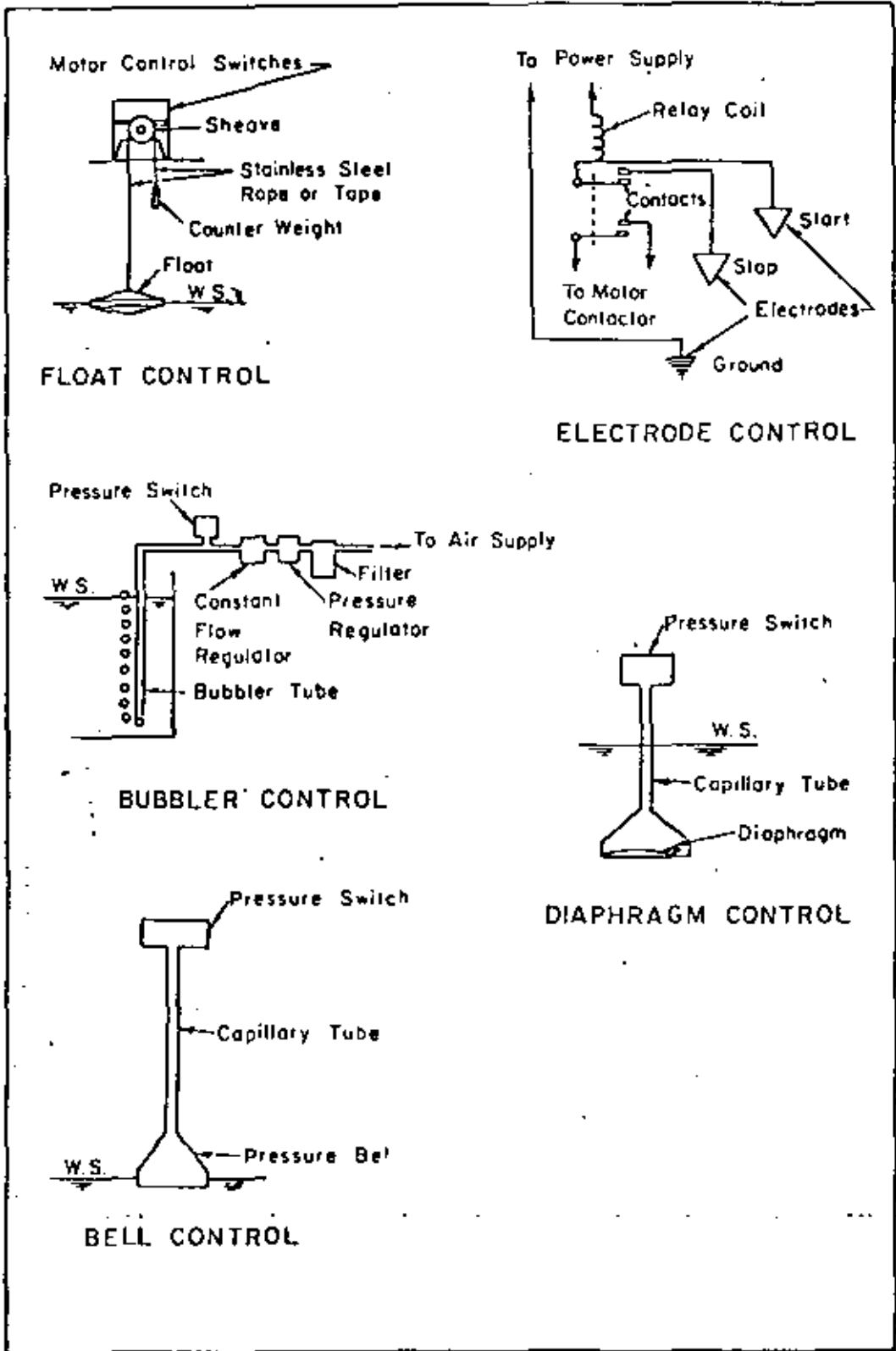


Figure 7-13, Types of automatic control

over the end of the bubble tube. The pressure in the tube can vary as the water depth above the orifice varies. The air is supplied by an air compressor to a pressure tank. From the pressure tank the air passes through filters to remove oil, dirt, and water. A pressure reducing valve lowers the air pressure to a value which is slightly greater than that required for air flow at the maximum water level. The air then passes through a flow regulator valve which maintains a constant bubble rate regardless of the back pressure from the river. The air then passes the pressure activated switch and bubbles from the end of the bubble tube to the surface of the water. The air pressure variations caused by water depth changes activate the pressure switch thus controlling the pump. A pressure tank of nitrogen gas may be used instead of an air compressor. Nitrogen gas is often used because it is cheap, readily available, inert, safe, dry, and about the same weight as air in the atmosphere. If the bubble rate is kept low a 116 cubic foot cylinder will last about 1 year. The air line should be of small diameter. Almost any material can be used for the air line, including standard water pipe, copper tubing, plastic tubing, or hose. Small leaks in the line can be compensated for and will not interfere with proper operation. The switch can be remote from the bubbler tube. Water level adjustment is done at the switch. The diaphragm type of sensing device consists of a neoprene diaphragm placed across the opening of an air chamber submerged in water. See figure 7-13. An air line, called a capillary tube, extends from the air chamber to a pressure activated switch. An increase of water depth over the diaphragm causes the diaphragm to move into the air chamber, which causes the air pressure within the air chamber to increase. The increase of air pressure is transmitted to the pressure activated switch, which in turn starts the pump. There are no moving parts in this system, no air compressor or gas cylinder is needed, and the switch can be located at a point remote from the diaphragm. The smallest air leak will disable the system. Water level settings may be adjusted at the switch.

A bell type of system resembles an inverted water glass submerged in the water, with the air-water interface acting as the diaphragm. See figure 7-13. In all other ways the bell type system is the same as the diaphragm type system.

In larger sized pumping units and where internal combustion engines are used, manual starting with automatic shutoff will often prove to be advantageous. The operator must be present at each start in order to service and check equipment at beginning of operation. This should assure that equipment is in good operating condition and is serviced and checked for possible damage to pumps, motors, or engines not protected by safety devices.

Safety controls

A low level cutoff must be installed in each suction bay to prevent the possibility of the pump operating with an insufficient depth of water over the suction bell. Low water can occur if the pump control malfunctions or if trash plugs the trash rack. A time delay relay should be included in the low level cutoff circuit so that the pump must remain off for some given time. This time delay will prevent the short cycling which would occur with a plugged trash rack. In a multiple pump installation time delay relays should be included in each starting circuit to prevent simultaneous starting of electric motors after a power failure.

When pressure lubrication is used on the pump, motor, or gearbox a safety switch should be installed which will stop the motor if low lubrication pressure occurs.

Overload protection must be provided for all motors. A well designed overload relay will protect the motor against overheating from any cause, including short cycling, overloading, locked rotor, single phasing, phase reversal, and unbalanced phase voltages. Short circuit protection must also be installed. Protection against lightning should also be installed.

Experience has shown that all engines should be provided with safety controls even if not planned for automatic operation. A governor should be installed to regulate engine speeds. Cutoff devices should be provided to stop the engine if low oil pressure develops, excessive engine temperature develops, or if excessive speeds develop due to governor failure. Such automatic and manual engine operating devices should be supplied by the engine manufacturers.

Recorders and signaling devices

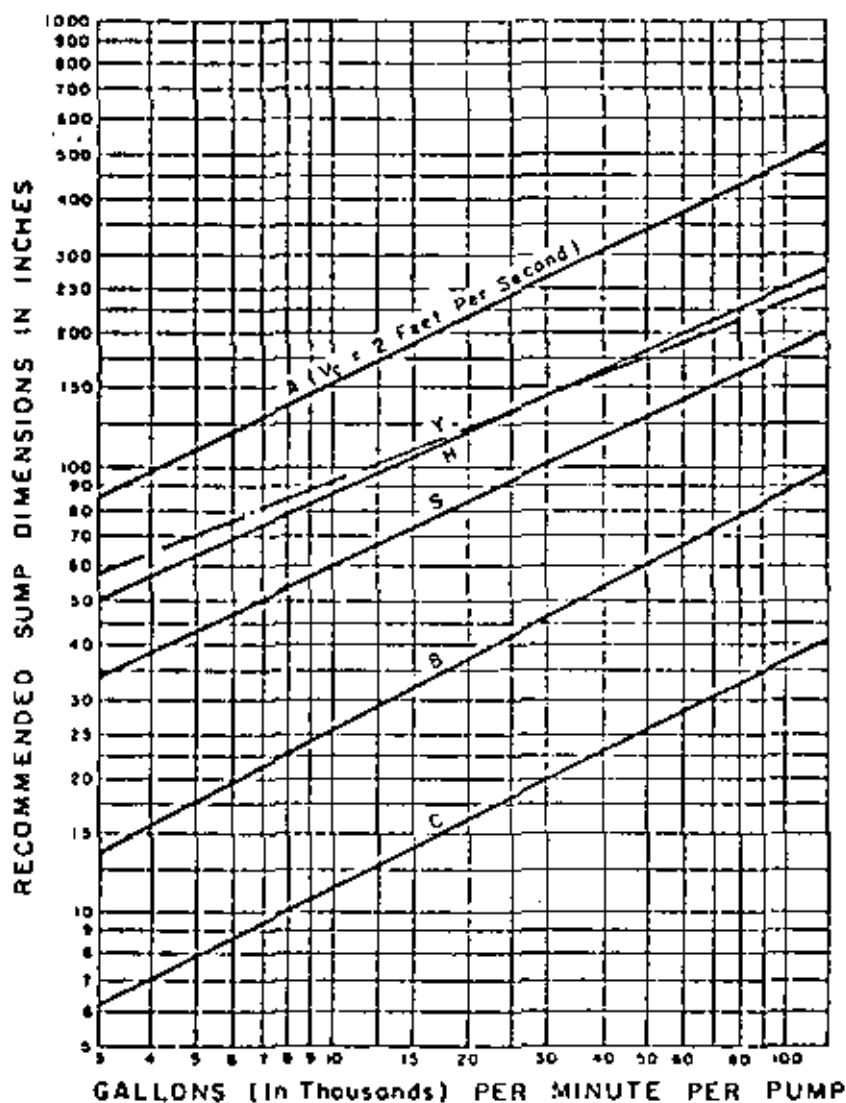
Automatically operated installations should have a signal device, such as a light, to show when pumps are operating. In a large installation with automatic operating controls a signal panel is desirable to show which safety control device stopped the pumps. This would save a great deal of time in locating the trouble. A recording indicator of running time of each pump could pinpoint short cycling, time of failure, and show which pumps are running at time of failure. Also, the record of running time would be useful in scheduling maintenance.

Sump dimensions

Sumps or suction bays for drainage pumping plants are contained in structures. Sumps may range from large open ended pits for handling large quantities of surface and subsurface water to small open or closed pits handling only the effluent from subsurface drains. The sump entrance must be large enough to pass the design discharge to the pumps without appreciable restriction. Maximum water level will be the optimum (design) stage in the sump. Level of the operating floor containing power units should be at high enough elevation above the optimum stage that inundation from all but extreme floods will not occur should pumps not be operating. The floor level also should be high enough above operating stage to provide protection against surge as might develop from sudden stoppage of the pumps and to provide clearance required for proper location and installation of suction and discharge pipes.

Minimum horizontal sump area will be that necessary for spacing pumps, installing suction and discharge lines, and controlling flow within the sump at velocities that will not cause appreciable turbulence or cross currents. The opening from the forebay storage area or channel should be aligned to avoid a change in direction of flow and be of sufficient size to keep the entrance velocity below 3 feet per second. The shape and dimensions of the sump should be such as to supply an even distribution of flow to the suction intake of pumps. This will avoid formation of large vortices or cause low submergence that would permit entry of air into the pumps. Figures 7-14, 7-15, and 7-16 provide layouts, spacings and dimensions of sump and pumps for design of drainage pumping facilities. These are based on analysis of many installations but may require some modification to meet manufacturer's recommendations for the particular pump used.

SUMP DIMENSIONS VERSUS FLOW



REFERENCE: Reprinted from
Hydraulic Institute Standards
12th Edition. Copyright 1969 by the
Hydraulic Institute, 122 East 42nd St
New York, New York 10017

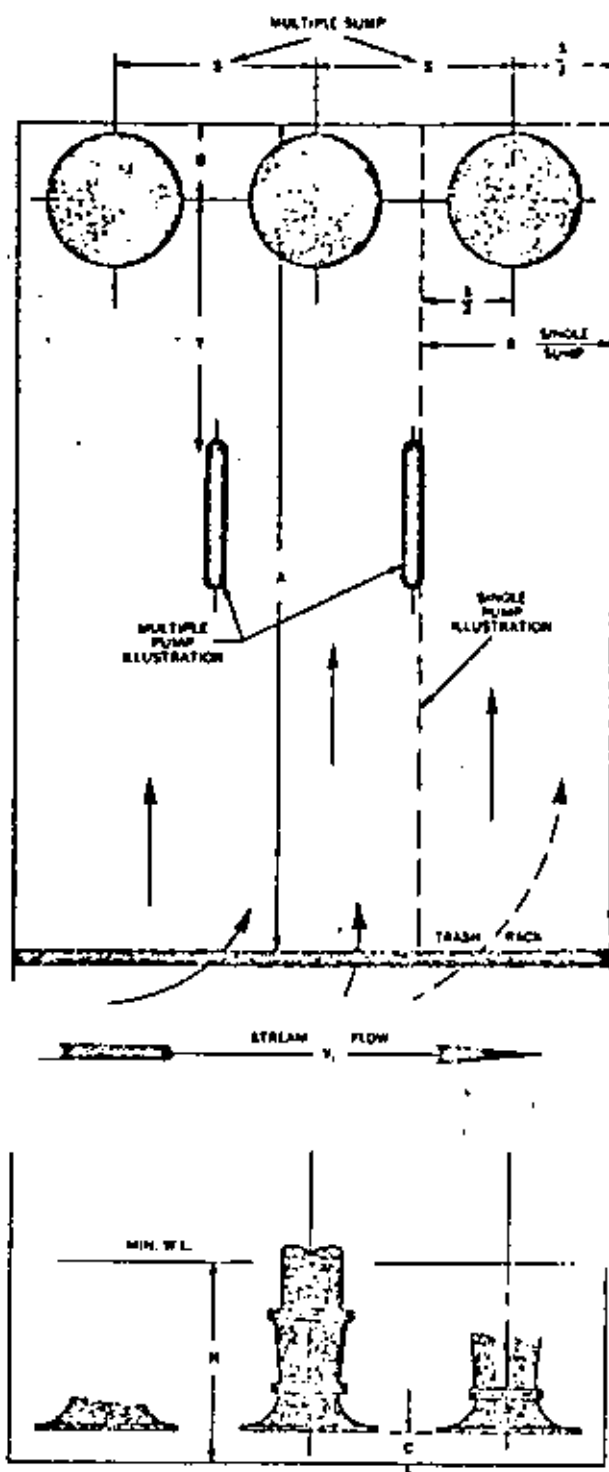
U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE
SOIL CONSERVATION SERVICE
ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD Dwg NO
ES - 730
SHEET 1 OF 3
DATE February 1971

Figure 7-14, Sump dimensions versus flow

SUMP DIMENSIONS VERSUS FLOW

MULTIPLE SUMP



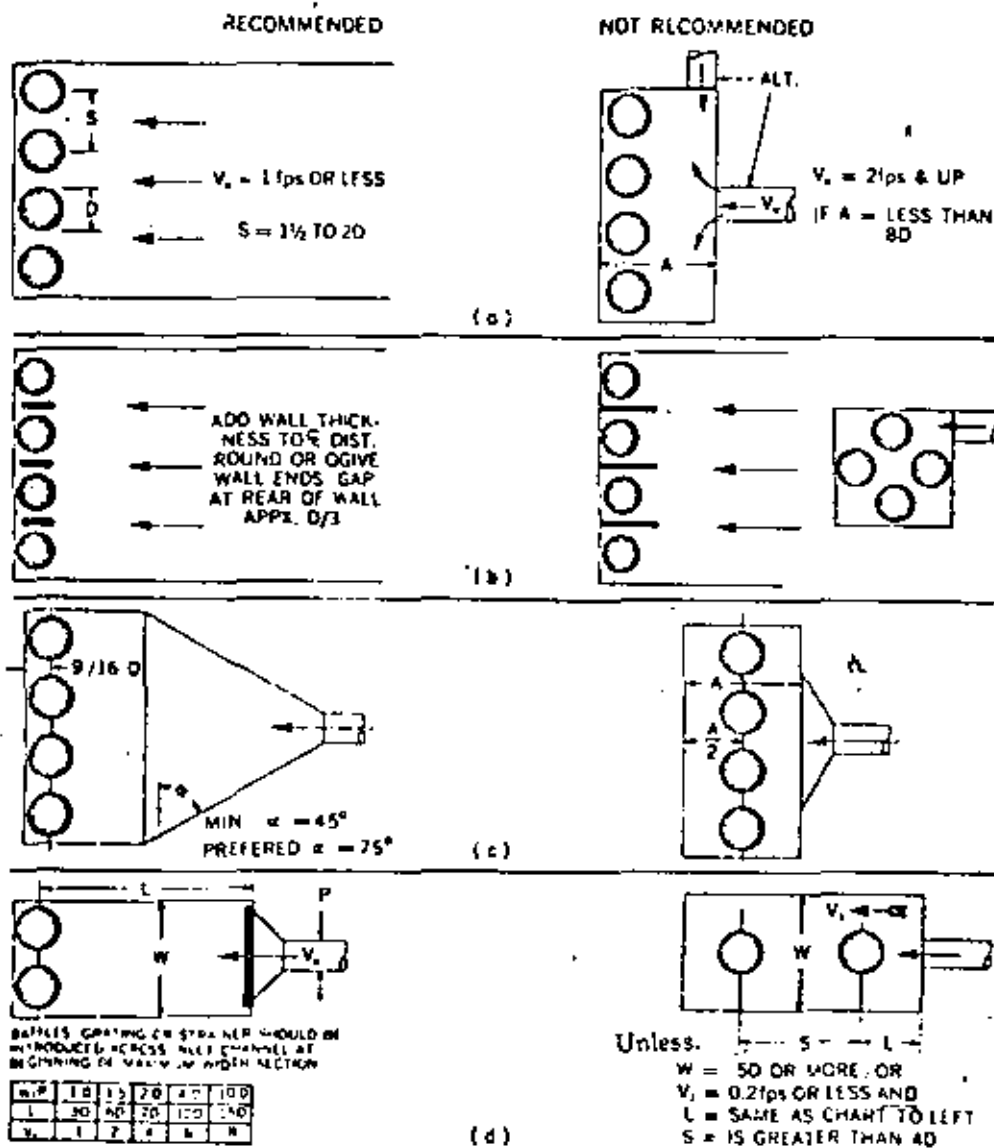
REFERENCE: Reprinted from
Hydraulic Institute Standards
12th Edition, Copyright 1969 by the
Hydraulic Institute, 122 East 42nd St.
New York, New York 10017

U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE
SOIL CONSERVATION SERVICE
ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD DWS NO
ES - 730
SHEET 2 OF 3
DATE February 1971

Figure 7-15, Sump dimensions and pump arrangement

SUMP DIMENSIONS VERSUS FLOW MULTIPLE PUMP PITS



The Dimension "D" is generally the diameter of the suction bell measured at the inlet. This dimension may vary depending upon pump design. Refer to the pump manufacturer for specific dimensions.

REFERENCE: Reprinted from
Hydraulic Institute Standards
12th Edition. Copyright 1969 by the
Hydraulic Institute, 122 East 42nd St.
New York, New York 10017

U S DEPARTMENT OF AGRICULTURE
SOIL CONSERVATION SERVICE
ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD Dwg NO
CS - 730
SHEET 3 OF 3
DATE February (97)

Figure 7-1b, Sump dimensions and pump arrangement

Recommendations in figures 7-14 and 7-15 apply to both single and multiple pump installations. Dimension C could be slightly smaller or larger depending upon the manufacturer's recommendation. Dimension B is a suggested maximum which may be less depending upon suction bell or bowl diameters used by the manufacturer. The edge of bell should be as close as possible to the sump backwall but may be determined by required motor spacing on the floor or discharge pipe spacing in the sump. If this spacing is excessive, a false backwall should be used. Dimension S is a minimum for a single pump installation but can be increased. Dimension H is a minimum based on normal low water level at the suction bell, taking into consideration friction losses of a suction screen. This dimension can be less without damage to the pump if occurrence is momentary or infrequent. H represents the physical height of water level above the bottom of the suction inlet and is not submergence which normally is considered as H minus C. Dimensions Y and A are minimums. If a screen is not used at the suction bell, A should be larger. Screen widths should not be less than S.

Figure 7-16 illustrates additional considerations for multiple pump installations. Velocity should be low and flow simultaneous to all units in a straight line as shown in figure 7-16 (a). A number of pumps in the same sump operate best without separating sidewalls unless all pumps are always operating at the same time. If sidewalls must be used for structural purposes and pumps are operated intermittently, flow space should be left behind each wall as shown in figure 7-16 (b). Changes in size of inlet pipe or channel should be gradual as illustrated in figure 7-16 (c). The taper should be at an angle of 45 degrees or more and pumps located close to backwall to prevent large vortex areas. Pumps in line are not recommended unless ratio of pit to pump size is quite large and pumps are widely separated longitudinally. If pit velocity can be kept below a foot per second, an abrupt change from inlet pipe to pit can be accommodated when lengths exceed values shown in figure 7-16 (d).

Sump capacity

Total forebay and sump storage for the pump should be sufficient to prevent excessive starting and stopping of the pumps. Such storage is the volume of runoff and ground water in forebay and sump that will be removed between the start and stop levels in the sump. In large pumped areas most of the available storage must be obtained outside the sump from natural areas in or beyond the forebay. For comparatively small areas up to a square mile, available storage may be increased by ditch enlargement in the forebay area. For small acreages where only subsurface drainage will be pumped, available storage may be limited to the constructed sump.

Storage requirements depend upon pumping rate and frequency of cycling. When the inflow rate is less than the pumping rate, cycling will occur. For manually operated pumps the number of stops and starts should not exceed two to three cycles per day in consideration of operator convenience. For automatically operated pumps the number of cycles per unit of time should not exceed the manufacturer's rating. Based on University of Minnesota Studies by Larson and Manbeck (11) on small sumps where cycling is frequent, efficient operation can be obtained for electrical motor driven pumps with 10 to 15 cycles per hour.

Time of one pumping cycle equals the time it takes to empty the storage in the sump and the inflow during the emptying process, plus the time it takes for inflow to refill the sump after the pump has stopped. This is expressed in the following equation.

$$\frac{60}{n} = \frac{7.5 S}{Q_p - Q_i} + \frac{7.5 S}{Q_i} \quad (\text{Eq. 7-9})$$

where

- n = number of cycles per hour
- S = storage volume in cubic feet
- Q_p = pumping rate in gallons per minute
- Q_i = inflow rate in gallons per minute
- 7.5 = conversion factor for gallons to cubic feet

At maximum storage

$$Q_i = \frac{Q_p}{2}$$

$$\text{and } S = \frac{2Q_p}{n}$$

Generally sump sizes should be such as to provide at least 1-foot depth in open pits and 2-foot depths in closed pits between starting and stopping levels of the pump.

Closed sumps may be constructed of concrete, concrete block, silo staves, corrugated metal or metal tanks. Rectangular shapes are recommended, although the circular shape is satisfactory for small systems and is more economically built. At higher velocities some rotation and turbulence can develop in the circular sump. The sump should be checked for uplift. Most serious conditions occur when the sump is pumped down and the surrounding soil is saturated. Structural design and construction of large sumps must be based on site conditions on an individual job basis and is not covered in this text.

Stop logs

Stop log gates should be provided for the sump openings so the sump can be dewatered for pump repairs or cleaning. Slots should be made in the end walls of the opening or passageway walls for placing the stop logs. Stop logs may be seasoned timber or wood faced I-beams with strength to withstand imposed fluid pressures and treated against rot, insect damage, and corrosion. Provision should be made for convenient handling and storage when not in use.

Trash racks

Trash racks should be provided to screen out trash and debris from surface flows entering sumps. Strainers or screens mounted on the bell or suction flange should be avoided since they tend to clog and are hard to clean. The trash rack should be located across the entrance of the sump and inclined toward the structure in such manner that flow moves evenly through the rack and collecting trash and debris tends to float up toward the water surface where it can be easily removed by rakes. Bar screens should be used in which the clear space between bars is within the range of 1 1/2 to 3 inches. The total clear flow area of the rack should be sufficient to keep the velocity through the rack under 2.5 feet per second. Trash racks should be located

outside of the pumping plant structures to facilitate removal of trash. Racks should be removable or hinged so that if it becomes necessary they can be raised above the floor and blocked open when pumps are not in operation. In most cases raking will be done by hand and a suitable platform with guardrail should be provided for safety in collecting and disposing of the trash and debris. A log boom or float, anchored upstream from the entrance, may be needed where timber or large floating debris is a problem.

Discharge pipes

Discharge pipes usually will be located under, through, or over a protecting structure, which is usually an earthen dike. Steel pipes, adequately protected from corrosion, are best suited and almost universally used for this purpose. Flexible couplings should be provided where the pipe passes through the sump or walls of the pump plant structure and where sharp bends are placed in the line. Thrust rods must be installed at the elbows of a vertical pump to prevent movement of the pump. Flexible couplings allow for structural settlement and expansion or contraction of the pipe. Sharp bends in the line should be avoided. Use of a separate pipe for each pump is desirable, with the pipe connected directly to the pump discharge flange. Thrust blocks may also be required at changes of alignment.

Discharge pipes may be installed through or over the wall or embankment. Pipes through the structure are advantageous in that sharp bends can be avoided but are subject to back pressure and possible backflow when the pumps are not in operation. When pipes are installed below the high water level on the discharge side of a dike, special precautions must be taken to prevent piping along the conduit. Flap gates of good quality must be provided to protect against backflow. A hydraulically cushioned flap gate should be used if the flap gate is within a few feet of the pump or the water depth is several feet above the flap gate. Gates should be so located that silt and debris will not accumulate, particularly during periods when the pumps are not in operation, and thus obstruct gate operation. Pipes ordinarily are supported by the dike embankment with projections on the discharge end, either in a headwall structure or on pile bents which should also support directly the weight of the flap gates. Unless a suitable headwall structure is used, the pipe should project a sufficient distance beyond the dike face to provide protection from erosion or eddy currents. Where amount of discharge is large, riprap protection of the embankment is necessary. All conduits through dikes below the maximum high waterline must be connected to the pump with a flexible coupling and provided with anti-seep collars designed to increase the seep line distance along the conduit by at least 15 percent.

Pipe backflow can be eliminated by placing the conduit over the top of the wall or dike. This is particularly applicable in the case of small pumping units or where pumping at higher heads is of such short duration that operating costs are not affected materially. Much of the pumping head can be recovered if such lines over the dike are extended and lowered on the water-side of the embankment so as to operate as a siphon. This is particularly advantageous where extensive pumping is done at high heads. Flap gates must be provided to protect against stoppage of the pump and backflow caused by reverse siphoning. Siphon breakers should be installed in the pipe to prevent backflow.

An air vent in the high point of discharge pipes is desirable in preventing excess back pressure when starting pumps. Mounding earth over pipe on dikes is desirable as protection against pipe displacement and erosion of the dike

surface when high flood stages occur. Such mounding also permits establishment of crossings for maintenance equipment and vehicular traffic.

Housing

Housing is usually needed for pumps, prime movers, and operating controls, to protect them against weather, moisture, and vandalism, and to provide suitable working area for manual operation, maintenance, and repair work. In some situations where sealed motors, enclosed engine and transmission units, etc. are used, such housing may be omitted. In any case, storage should be provided for tools, supplies, operation and maintenance manuals and records.

Housing usually consists of a superstructure or building over the operating floor above the sump. The structure should be fire resistant and conform to local building codes when these exist. Adequate ventilation is essential for internal combustion engines. In the case of large pump units sufficient floor clearance and special openings, such as doors or removable panels in sidewalls and roof, should be provided. Normally, gantry cranes are installed as permanent equipment for large pumping units. For small units hoisting equipment may be omitted where motor cranes can be obtained when needed for this purpose.

When engine-driven fan cooling systems are used, necessary ventilation of the building is provided through automatically controlled louvers. Air intake louvers should be installed with greater capacity than exhaust louvers to protect against reduction of air pressure within the structure below atmospheric pressure. Where feasible, radiators should be mounted so heat can be removed from the building directly through the wall or through exhaust ducts.

Particular attention should be given to protection of wiring and control equipment against corrosion from moisture and fumes. Wiring should be enclosed in corrosion-resistant conduits and control boxes.

Equipment such as switches, floats, and tapes should be of corrosion-resistant metal. Floats should be encased in wells with an opening near the bottom of the sump so as to minimize effect of surges. Temperature and moisture in the well may be controlled by means of an electric bulb.

When fuel storage tanks are used, National Board of Fire Underwriters and local jurisdictional codes should be followed in the installation and supply of the tanks. Tank size should be determined on the basis of storage required for maximum rates of operation over the anticipated pumping period and consideration of access of the source of supply to the pumping facility. Storage for a 3-day operating supply should be the minimum provided, and this should be increased to meet adverse delivery and operating conditions.

Pumping installations should be provided with fences and railing to protect operators and the public from hazards such as pits and dropoffs. Protection of operators from moving belts and drive shafts, engine exhaust pipes, and electric currents should be provided through use of guards, covers, and warning signs. Gates and doors with locks should be provided to prevent unauthorized operation and vandalism.

Since pumping plants are usually unmanned for a large part of the time and are often remote from habitations and roads, use of exterior lights and sound warning systems at the structure or remote monitoring station, activated by sump floats or the pump starting system, are a desirable feature in assuring timely attention of the responsible operator.

Field Tests of Drainage Pumping Plants

Field tests of new drainage pumping plants check performance of pumping units against design and specifications. Tests of operating plants are desirable at intervals to determine operating efficiencies.

The discharge of water in pipes may be measured with a probable accuracy of 5 percent by use of Tulane pitot tubes, discussed in the following section.

Procedure for field tests

Surveys and gages

Temporary staff gages in the suction and discharge bays should be established using assumed or sea level datum as zero on gages. However, legible gages which exist may be used with elevations checked to nearest 0.01 foot.

Elevations on the same datum as the staff gages should be obtained of the following:

1. Floor of suction bay.
2. Entrance lip of suction pipe.
3. Centerline of pump, motor, and engine shafts.
4. Elevations of each pump, engines, motors, suction and discharge pipes so that an accurate plan and profile may be drawn of each pumping unit. Manufacturers' catalogs may be consulted to obtain dimensions.
5. Elevation to nearest 0.01 foot of the centerline of each hole tapped in suction, discharge pipe, or pump.
6. Diameter of pipe to nearest 0.001 foot at each hole tapped in suction or discharge pipe or pump, including the hole where pitot tube or piezometer is inserted.
7. Diameters and lengths to nearest 0.01 foot of tangents and bends of the suction and discharge pipes.

Total head on pump

The total head on the pump is determined by measuring the discharge head close to the discharge flange of the pump, the suction head close to the entrance of the pump and correcting for differences in velocity head and elevation of points of measuring.

The total head on the pump is equal to the total energy in the water at the discharge flange minus the total energy at the suction flange of the pump. It is expressed by Equation 7-3 where total head equals static lift plus the losses in the suction pipe, the losses in the discharge pipe, and the velocity head. (See section on "Total dynamic head" under "Pumping Plant Design.")

Where the pump is submerged it may not be feasible to measure the suction pressure head, h_s . In such cases the total head may need to be estimated by measuring the discharge pressure head, h_d , and estimating the suction pressure head by taking into account the estimated entrance loss of the suction

pipe and the friction losses in the suction pipe. King and Brater's Handbook of Hydraulics (9) and NEH Section 5, Hydraulics (8) explains how these losses may be estimated.

Measurement of h_d and h_s in the field are accomplished by the following procedures:

Tap, ream and thread a hole in discharge pipe to take a standard 1/4 inch pipe nipple, which should be about 4 inches long. (See figure 7-17.) One hole should be located at centerline of pipe from 4 to 18 inches from the pump flange. A valve, rubber hose and glass tube are attached as shown in the figure. If flow is unusually turbulent at this point as indicated by the preliminary tests, it may be important to drill additional holes at top and both sides or on 45° diameters to obtain an average reading around pipe.

A standard globe valve screwed on the pipe is opened when readings of the pressure head are taken and closed after readings are made.

At least one more nipple is required to connect with a rubber hose which will fit over a piece of glass tubing. Glass tubing having an internal diameter of 1/8 to 3/16 inch is recommended. The rubber hose should fit over the glass tube. A 1/4 to 1/8 inch reducer between the valve and rubber hose permits one end of the hose to be fitted over a short 1/8 inch standard nipple.

Discharge measurements

In making field tests of drainage pumps a measurement of the discharge should be obtained within the required accuracy. Measurements may be accomplished by a Tulane pitot tube within 5 percent accuracy.

In order to obtain the most accurate results, the following test conditions are desirable:

1. A straight length of pipe in which uniform flow conditions exist. Tangents should be at least five times the diameter.
2. The pipe running full of water during test.
3. Pipes on horizontal tangent but sloping pipe may be used.
4. Approximate measurements by current meter which are adequate for determining operating efficiency of the pumping unit. Such measurements probably provide discharge readings within 10 percent accuracy. This may be used as a basis to determine if the efficiency is unusually low and whether the expense of the pitot tube measurements is justified.

In many farm pumping plants, a sufficient length of discharge pipe is not available to obtain accurate pitot tube measurements, the pipe does not run full of water, or the pipe is inaccessible. Under such conditions, measurements by weir, orifice, flume (Parshall), or channel water measuring device should be considered. Measurements of discharge by these methods are described in hydraulic texts and will not be discussed herein.

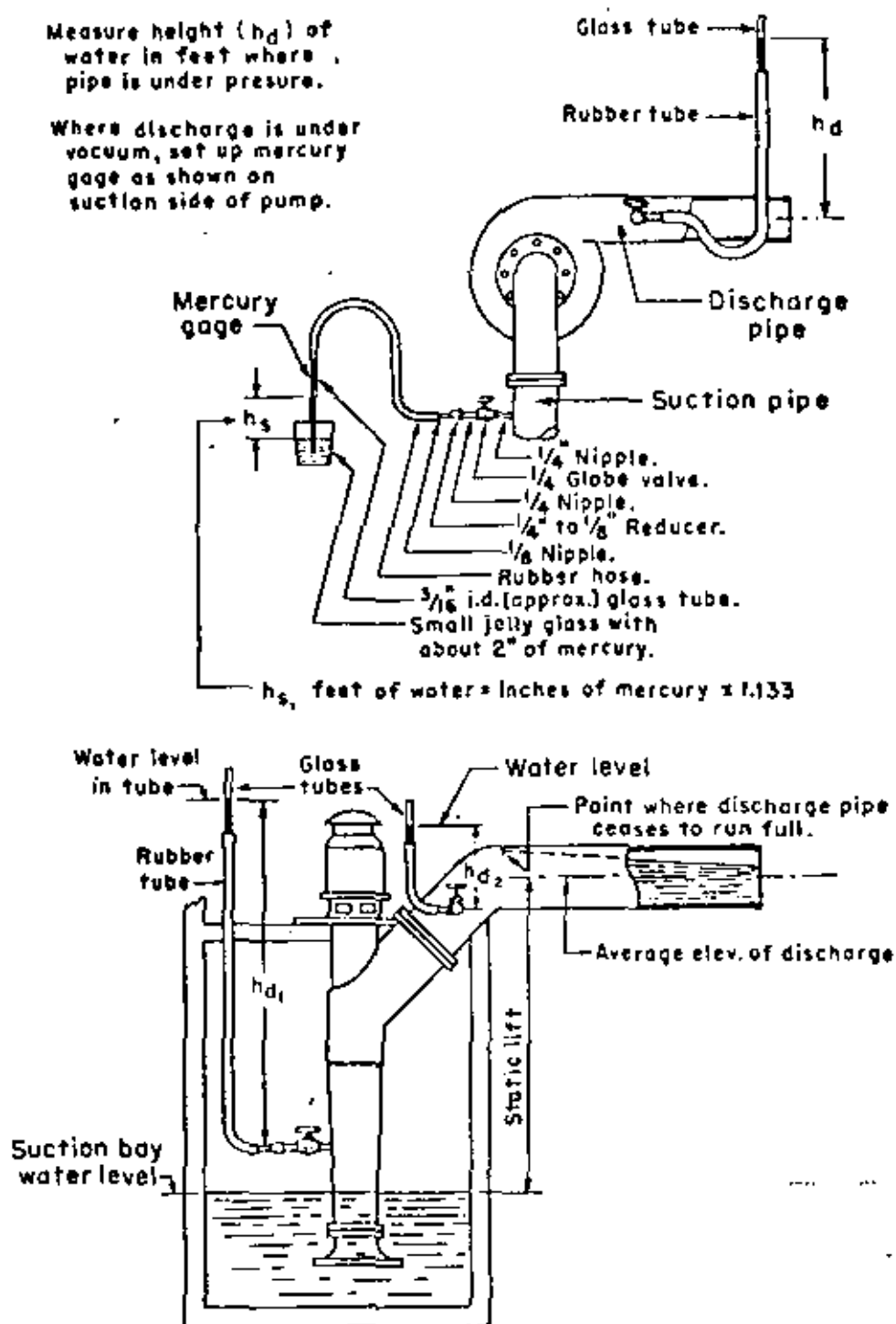
Discharge measurements with Tulane pitot tubes

After the point of measurement is selected as described above, the following procedure is used in making a discharge rating.

DRAINAGE PUMPING PLANT FIELD TESTS SUCTION AND DISCHARGE GAGES

Measure height (h_d) of water in feet where pipe is under pressure.

Where discharge is under vacuum, set up mercury gage as shown on suction side of pump.



REFERENCE

U S O. A. Technical Bulletin
No. 100B

U S DEPARTMENT OF AGRICULTURE
SOIL CONSERVATION SERVICE
ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD CWD NO.

ES - 731
SHEET 1 OF 1
DATE February 1971

Figure 7-17, Suction and discharge gages for pumping plant field tests

1. Drill vertical hole through discharge pipe at point selected. The hole should be drilled and threaded so that the stuffing box of the pitot tube may be screwed in. (See figure 7-18.)
2. Assemble and center the pitot tube in the pipe by measuring up from the bottom of the pipe. The stuffing box usually projects slightly into the pipe at the upper side and this prevents centering the pitot tube by measuring from the top of the pipe. Drill a hole in a 1- by 6-inch board as shown in figure 7-18 so that the point of the pitot tube is at the center of the pipe when the centerline hole of the board supports the handle.
3. Drill five additional holes above the centerline hole at distances as follows:
 - a. 0.949 r
 - b. 0.837 r
 - c. 0.707 r
 - d. 0.548 r
 - e. 0.316 r

Establish a similar set of holes below the centerline. These holes are set so that 5 and 6 are on the circumference of 0.1 the pipe area. Points 4 and 7 are on the circumference of 0.3 the area. Points 3 and 8, 0.5 area; 2 and 9, 0.7 area; and 1 and 10, 0.9 area.

4. Raise water from discharge pipe so that upper and lower water levels may be read on the gage. This is accomplished by a valve at the end of the pitot tube gage. A vacuum pump is required to draw water into the glass tubes if pipe is under vacuum.
5. Starting at top of pipe take velocity head readings at holes 1 to 10, inclusive, moving the pitot tube down the pipe. Take a second reading from each hole, starting at the bottom and moving the tube up.
6. Centerline readings are made but are not averaged in.
7. Compute average velocity in pipe by averaging all velocity head readings except the center reading and substitute in the formula

$$v = \sqrt{2gb}$$

Pump efficiency

Pump efficiency is computed by the following formula

$$e = \frac{\text{GPM} \times H_t}{\text{BHP} \times 3960}$$

where

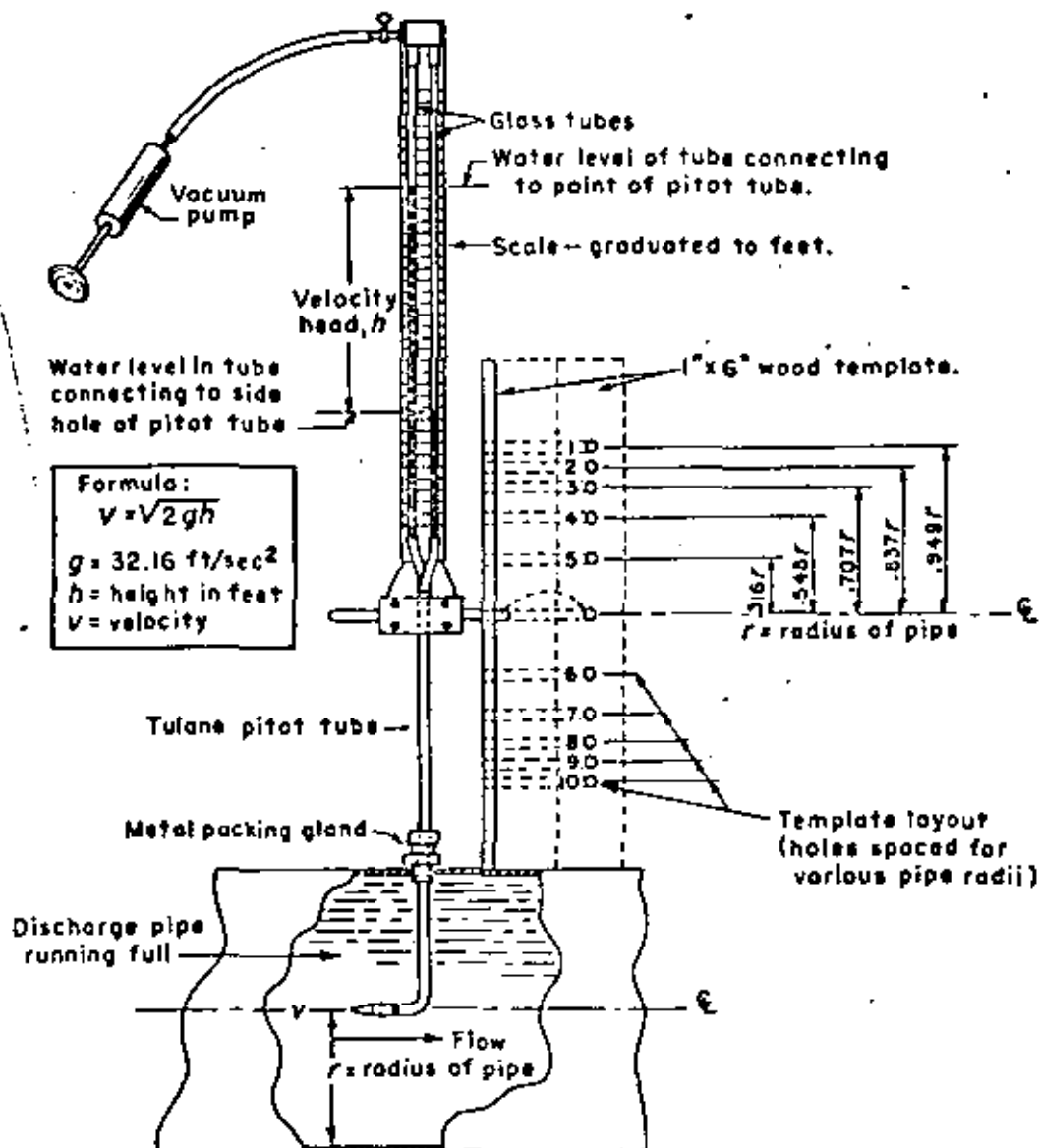
e = pump efficiency

GPM = gallons per minute

H_t = total head on pump

BHP = brake horsepower input into pump shaft

TULANE PITOT TUBE AND TEMPLATE FOR MEASURING WATER VELOCITY IN PIPES



REFERENCE

U. S. D. A. Technical Bulletin
No. 1008

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE
SOIL CONSERVATION SERVICE
ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD GWS NO

ES - 732
SHEET 1 OF 1
DATE February 1971

Figure 7-18, Tulane pitot tube and template for measuring water velocity in pipes

Operation and Maintenance

Operation and maintenance of a drainage pumping facility is more often in the hands of untrained people. Therefore, equipment should be as reliable, simple in construction and operation, and require the least amount of maintenance as can be obtained economically. Likewise, simple and explicit instructions on operation and maintenance should be made available to those responsible.

Operators should know the instructions on pumps, motors, engines, and control devices and should follow the best operating procedures. Pumps depending upon water lubrication should not operate empty. Where pumps depend upon priming, complete filling of water should be accomplished so pockets of air will not collect in the casing around the shaft and thus reduce discharge. Where prime movers are used such as engines that permit substantial variation in speed, pump operation should be regulated to provide the most efficient speed as determined from tests or characteristic curves. Where several units are included in the facility, the most efficient unit or combination of units should be used for most of the pumping. Each unit should be operated periodically to assure reliable operation when needed. Equipment should be kept in good repair. Equipment, plant, and grounds should be kept clean and orderly to minimize the hazard of fire, assure ready access and efficient operation and prevent accidents.

Thorough inspection of the facility should be made periodically during operation, at least monthly during periods of nonoperation, and just prior to the expected time of continuous or peak usage. Inspection; cleanup and oiling of engines, motors and pumps; flushing of sumps; and replenishing of fuel and lubricants should follow immediately after a major operation in readiness for the next period of use.

Occasional tests are desirable, particularly on the larger facilities, in order to detect poor operating efficiency as may result from wear and other less obvious causes that indicate need for such timely repairs as replacement of worn impellers, etc.

Inspections should indicate the condition of the plant forebay and discharge bay areas, and arrangements should be made for disposal of debris, drift, and trash accumulations that would interfere with gate operation and trash racks. The inspection should disclose any erosion, leaks, and displacement of riprap protection at foundations that should be repaired. At least seasonally, hinges and seats of flap gates and slide controls of valve gates should be lubricated and trial operated. Also, stop logs and other emergency equipment should be checked for adequacy.

Monthly inspections should include test runs of pumps and power equipment. Power units such as the gasoline engine should be operated to check battery units and prevent accumulation of condensation and sludge in fuel lines and carburetors. Automatic controls, particularly the solenoid type, are quite susceptible to deterioration after periods of disuse and should be checked regularly. These checks on their condition are important since workmen skilled in their repair and maintenance are not always readily available at times of emergency.

An operations and maintenance manual should be prepared which will include repair manuals, shop drawings, wiring diagrams, plumbing diagrams, periodic (as monthly) inspection sheets, directions for operation and "troubleshooting."

The manual should contain methods for testing operation of pumps, controls, and safety switches.

Accurate operation and cost records are necessary for adequate supervision and economical operation of a pumping plant. Preventive maintenance, proven least expensive in construction and industry, requires adequate records and maintenance schedules.

References

- (1) HYDRAULIC INSTITUTE STANDARDS, 12th Edition
1969. Hydraulic Institute, New York, N.Y.
- (2) UNITED STATES DEPARTMENT OF AGRICULTURE, SOIL CONSERVATION SERVICE
1971. National Engineering Handbook, Section 4, Hydrology.
- (3) SUTTON, JOHN G.
1950. Design and Operation of Drainage Pumping Plants, U.S. Dept. Agr.,
Soil Conservation Service Technical Bulletin 1008, U.S.
Government Printing Office.
- (4) UNITED STATES DEPARTMENT OF COMMERCE
1961. Weather Bureau Technical Paper 40, U.S. Government Printing
Office.
- (5) UNITED STATES DEPARTMENT OF COMMERCE
1964. Weather Bureau Technical Paper 49, U.S. Government Printing
Office.
- (6) ADAMS, H. W.
1957. Pumping Requirements for Levied Agricultural Areas, ASCE
Journal of Irrigation and Drainage Division, Vol. 83,
No. IRI, New York, N.Y.
- (7) UNITED STATES DEPARTMENT OF AGRICULTURE, SOIL CONSERVATION SERVICE
1959. National Engineering Handbook, Section 15, Irrigation,
Chapter 8.
- (8) UNITED STATES DEPARTMENT OF AGRICULTURE, SOIL CONSERVATION SERVICE
1951. National Engineering Handbook, Section 5, Hydraulics.
- (9) KING, H. W. and BRATER, E. F.
1963. Handbook of Hydraulics, 5th Edition, McGraw Hill, New York, N.Y..
- (10) W. Q. O'NEALL CO.
1936. Handbook of Water Control, Chicago, Illinois.
- (11) LARSON, C. L. and MANBECK, D. M.
1961. Factors in Drainage Pumping Efficiency, Agr. Eng. Vol. 42.
American Society of Agricultural Engineers, St. Joseph, Michigan.

APPENDIX A

Determining Pumping Plant Capacity Based on Hydrologic and Economic FactorsExample

A watershed project is proposed for the Upper Maple River in Gratiot, Clinton, and Shiawassee Counties, Michigan to provide flood protection and improved drainage necessary for the production of navy bean and sugar beet crops. Engineering studies* show (a) that water retarding structures will provide only a minor part of the needed flood protection, (b) that extensive diking and channel improvements are necessary, and (c) that several low laying areas behind dikes must be pumped at high river stages in order to avoid extensive (economically infeasible) channel enlargement and deepening downstream. One of the pumped areas would be located within Hamilton and Elba Townships in Gratiot County. (See figure 7A-1.) The dikes (extending along the east bank of Bear Creek from a reach west of the town of Ashley to a gated outlet into the Maple River and thence along the north bank of Maple River to a reach west of the town of Bannister) would enclose 24 square miles of land that at high flows in Maple River would be drained by pumps. The pumps are to be located near the junction of Bear Creek and Maple River. The pumping rate is to be determined within an acceptable cost-benefit ratio on the basis of an evaluation of various pumping rates and their effect upon the flooding and drainage impairment of the area.**

Rainfall determination

Soil conditions and land use under project objectives are estimated. Amounts of rainfall for various frequencies of occurrence ranging from 3 hours to 10 days' duration are obtained from U.S. Weather Bureau Publications TP 40 (4) and TP 49 (5). Values are plotted as shown in figure 7A-2.

Runoff determination

The amounts of runoff for various durations and frequencies of occurrence are determined as shown in table 7A-1. These values are obtained from figure 7A-2, soil cover complex number 77 selected from table 9.1 NEH Section 4 - Hydrology, and Standard Drawing ES-1001 (figure 10.1 NEH section 4 - Hydrology)

Watershed hydrograph bases (Chapter 16 - NEH Section 4 - Hydrology) are determined using a computed time of concentration (T_c) of 7.23 hours. The time of hydrograph peak (T_p) is based on equation

$$T_p = \frac{D}{2} + 0.6 T_c$$

where D is the storm duration and the time of hydrograph base (T_b) is determined from the equation

$$T_b = 2.67 T_p$$

* SCS Watershed Work Plan Investigations by Huson A. Mastierberg and Russel H. Bauerle, Hydraulic Engineers, and John L. Okay, Agricultural Economist.

** Pumping for Agricultural Areas by Guy B. Fasken, SCS, Lincoln, Nebraska, and Pumping Requirements for Levied Agricultural Areas by H. W. Adams (6).

PROJECT LOCATION MAP
UPPER MAPLE RIVER WATERSHED

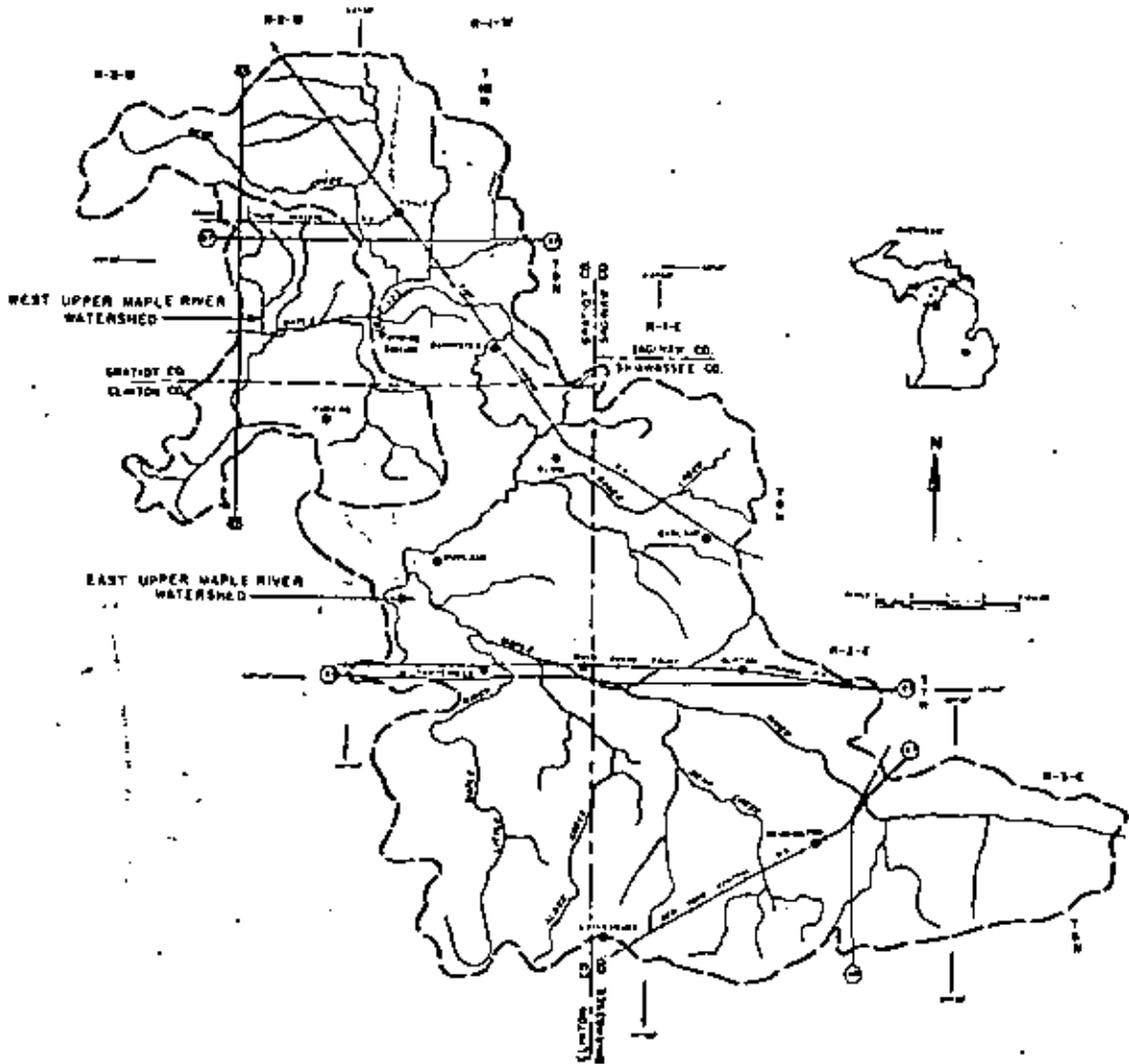


Figure 7A-1. Pumping plant location

Table 7A-1, Rainfall - runoff duration - frequency

| Rainfall
Duration
Days | 1-Year Frequency
Inches | | 2-Year Frequency
Inches | | 5-Year Frequency
Inches | | 10-Year Frequency
Inches | | 25-Year Frequency
Inches | |
|------------------------------|----------------------------|--------|----------------------------|--------|----------------------------|--------|-----------------------------|--------|-----------------------------|--------|
| | Rainfall | Runoff | Rainfall | Runoff | Rainfall | Runoff | Rainfall | Runoff | Rainfall | Runoff |
| 0.125 | 1.30 | 0.14 | 1.57 | 0.25 | 1.97 | 0.43 | 2.28 | 0.61 | 2.57 | 0.78 |
| 0.250 | 1.54 | 0.24 | 1.78 | 0.33 | 2.28 | 0.61 | 2.62 | 0.82 | 2.97 | 0.98 |
| 0.500 | 1.77 | 0.33 | 2.05 | 0.48 | 2.65 | 0.83 | 3.05 | 1.11 | 3.42 | 1.37 |
| 1.000 | 2.09 | 0.50 | 2.40 | 0.68 | 3.04 | 1.10 | 3.50 | 1.43 | 3.95 | 1.77 |
| 2.000 | 2.43 | 0.70 | 2.75 | 0.89 | 3.46 | 1.41 | 4.00 | 1.81 | 4.50 | 2.21 |
| 4.000 | 2.84 | 0.96 | 3.20 | 1.21 | 4.00 | 1.81 | 4.60 | 2.29 | 5.20 | 2.79 |
| 7.000 | 3.21 | 1.22 | 3.56 | 1.47 | 4.50 | 2.21 | 5.20 | 2.79 | 5.80 | 3.30 |
| 10.000 | 3.48 | 1.41 | 3.88 | 1.71 | 4.80 | 2.45 | 5.60 | 3.13 | 6.30 | 3.74 |

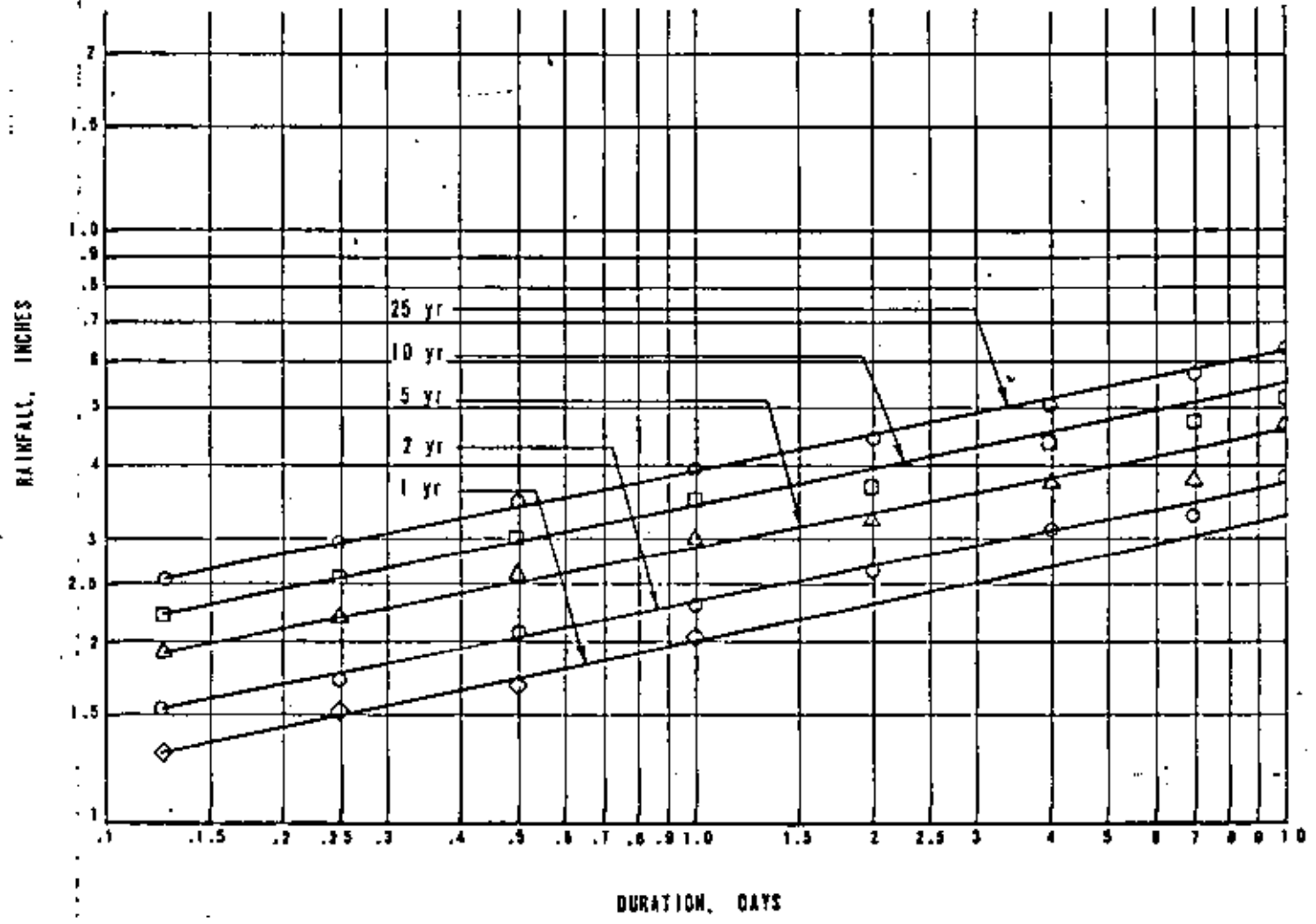


Figure 7A-2, Rainfall duration-frequency

The computed hydrograph base values are shown in table 7A-2.

Table 7A-2, Hydrograph base time length

| Duration,
Days | Hydrograph Base Time
T_b , Days |
|-------------------|--------------------------------------|
| 0.125 | 0.65 |
| 0.250 | 0.81 |
| 0.500 | 1.15 |
| 1.000 | 1.82 |
| 2.000 | 3.16 |
| 4.000 | 5.82 |
| 7.000 | 9.84 |
| 10.000 | 13.85 |

Mass runoff curves are prepared as shown in figure 7A-3 by plotting accumulated runoff for the various durations and frequencies against time of the hydrograph bases.

Runoff, pumping rate, storage relationships

By plotting pumping rates against time of the hydrograph base as shown in figure 7A-3, the maximum storage for each pumping rate and frequency can be determined by measurement of the maximum increment between the pumping rate line and the mass runoff curve. This is done by drawing a line representing the pumping rate tangent to the mass runoff line. Where this line intercepts the runoff on the vertical axis, the maximum required storage for the given frequency and pumping rate is indicated. These storage values are shown in table 7A-3 and are plotted against percent chance of occurrence for each pumping rate as shown in figure 7A-4.

Table 7A-3, Required maximum storage, inches

| Pumping Rate
Inches/Day | Frequency | | | | |
|----------------------------|-----------|--------|--------|---------|---------|
| | 1-Year | 2-Year | 5-Year | 10-Year | 25-Year |
| 0 | 1.42 | 1.72 | 2.46 | 3.13 | 3.75 |
| 0.1 | 0.41 | 0.64 | 1.27 | 1.83 | 2.40 |
| 0.2 | 0.12 | 0.30 | 0.76 | 1.17 | 1.62 |
| 0.3 | 0 | 0.14 | 0.53 | 0.89 | 1.27 |
| 0.5 | | 0 | 0.25 | 0.54 | 0.83 |
| 0.7 | | | 0 | 0.30 | 0.53 |
| 1.0 | | | | 0 | 0.17 |
| 1.5 | | | | | 0 |

The area under each curve, determined by planimeter measurement, gives the average annual storage requirement for each pumping rate as shown in table 7A-4 and from which the curve shown in figure 7A-5 is developed.

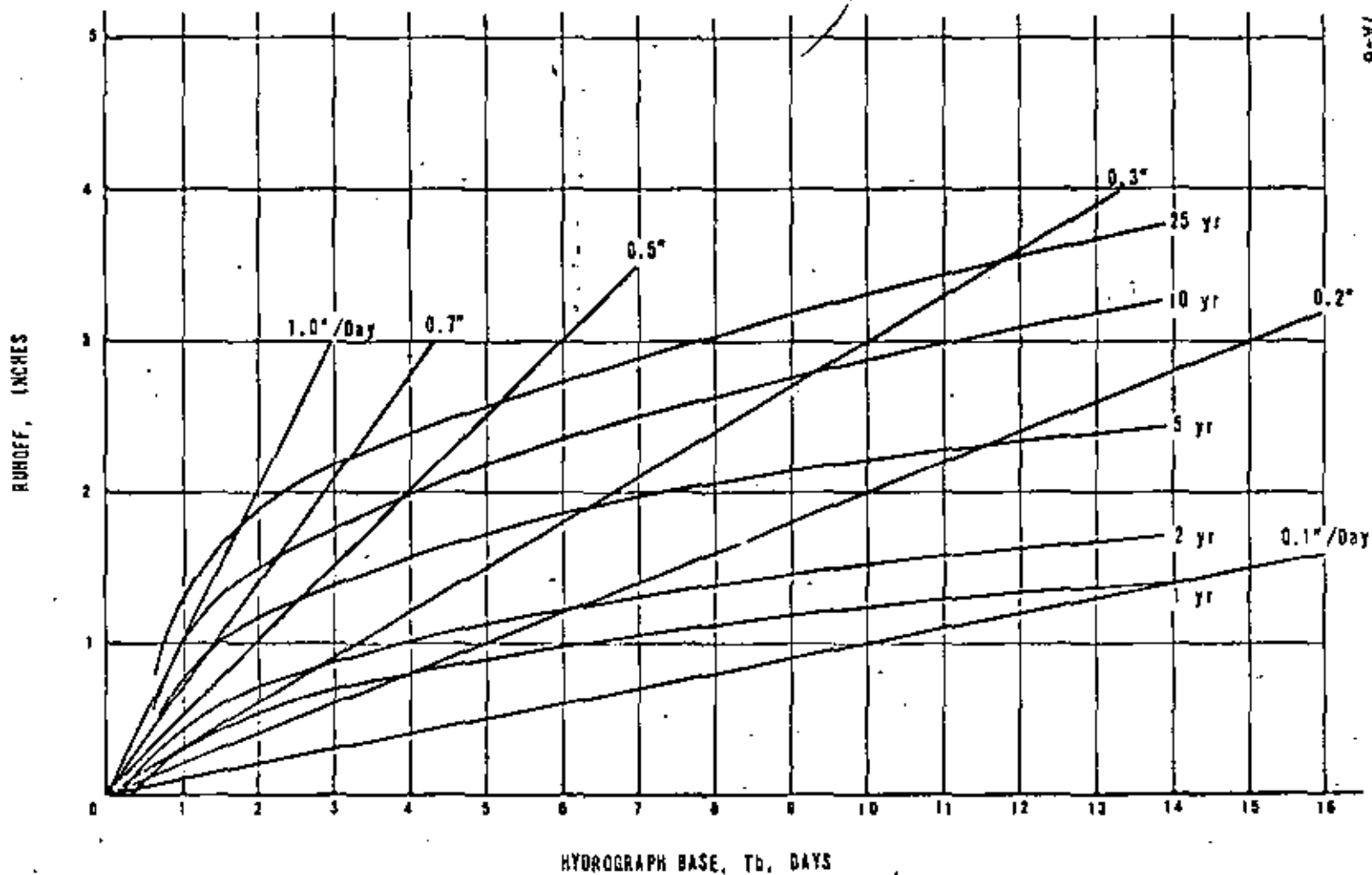


Figure 7A-3, Mass runoff, frequency, duration, and pumping rate relationships

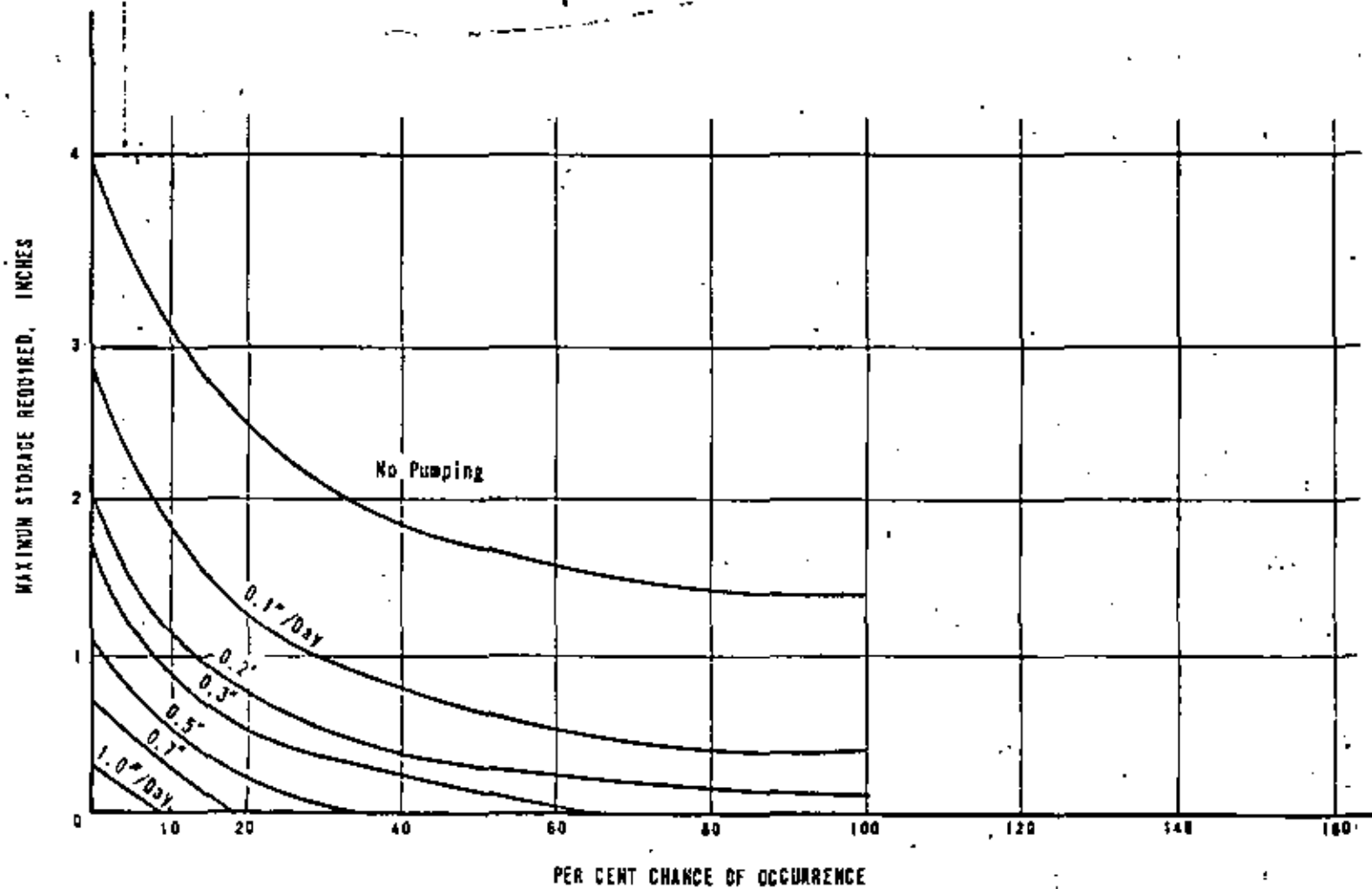


Figure 7A-4, Maximum required storage for various chances of occurrence and pumping rates

Table 7A-4, Average annual storage for various pumping rates

| Pumping Rate
Inches/Day | Area Under
Curve, Sq. In. | Value
Per Unit | Average Annual
Storage, Inches |
|----------------------------|------------------------------|-------------------|-----------------------------------|
| 0 | 10.09 | 1 x .2 = 0.2 | 2.02 |
| 0.1 | 4.48 | 1 x .2 = 0.2 | 0.90 |
| 0.2 | 2.45 | 1 x .2 = 0.2 | 0.49 |
| 0.3 | 1.46 | 1 x .2 = 0.2 | 0.29 |
| 0.5 | 0.68 | 1 x .2 = 0.2 | 0.14 |
| 0.7 | 0.35 | 1 x .2 = 0.2 | 0.07 |
| 1.0 | 0.08 | 1 x .2 = 0.2 | 0.02 |

Stage-storage relationships

A topographic survey of the area is made from which a topographic map is prepared for determining the stage-storage relationships. Two-foot contour intervals (preferably 1-foot) are established from which mapped surface areas at the several elevations are measured by planimeter. Stage, area, storage relationships are then determined as tabulated in table 7A-5.

Table 7A-5, Stage, area, storage relationships

| Elev.
MSL | Stage
Feet | Total
Area
Acres | Cultivated
Area - Acres | Storage
Acres Feet | Cumulative
Storage
Acres Feet | Cumulative
Storage
Inches |
|--------------|---------------|------------------------|----------------------------|-----------------------|-------------------------------------|---------------------------------|
| 651 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 652 | 1 | 10 | 0 | 5 | 5 | 0.004 |
| 653 | 2 | 29 | 0 | 20 | 25 | 0.020 |
| 654 | 3 | 62 | 0 | 46 | 71 | 0.060 |
| 655 | 4 | 229 | 0 | 146 | 217 | 0.170 |
| 656 | 5 | 1100 | 784 | 665 | 882 | 0.690 |
| 657 | 6 | 1536 | 1176 | 1318 | 2200 | 1.720 |
| 658 | 7 | 2010 | 1603 | 1773 | 3973 | 3.110 |
| 659 | 8 | 2545 | | 2278 | 6251 | 4.890 |
| 660 | 9 | 2997 | | | | |

Stage, damage area, benefit area relationships

Information in table 7A-5 is used to establish relationships between stage and the areas of flooding and areas of impaired drainage.

Area flooded is the total surface area at each elevation. Impaired drainage is determined on the basis of normal depth of tile below the surface (3 feet in Michigan) plus an added foot to allow for the tile slope toward the outlet. Drainage impairment is considered as occurring when the resulting elevation of tile is submerged. When the pump storage area is flooded to a specified elevation, the area at an elevation of 4 feet above the specified elevation, less the flood area at the specified elevation, then becomes the area of drainage impairment. Table 7A-6 gives these values. Relationships of elevation to storage, cultivated and flooded, and area of impaired drainage can then be determined as shown in figure 7A-6.

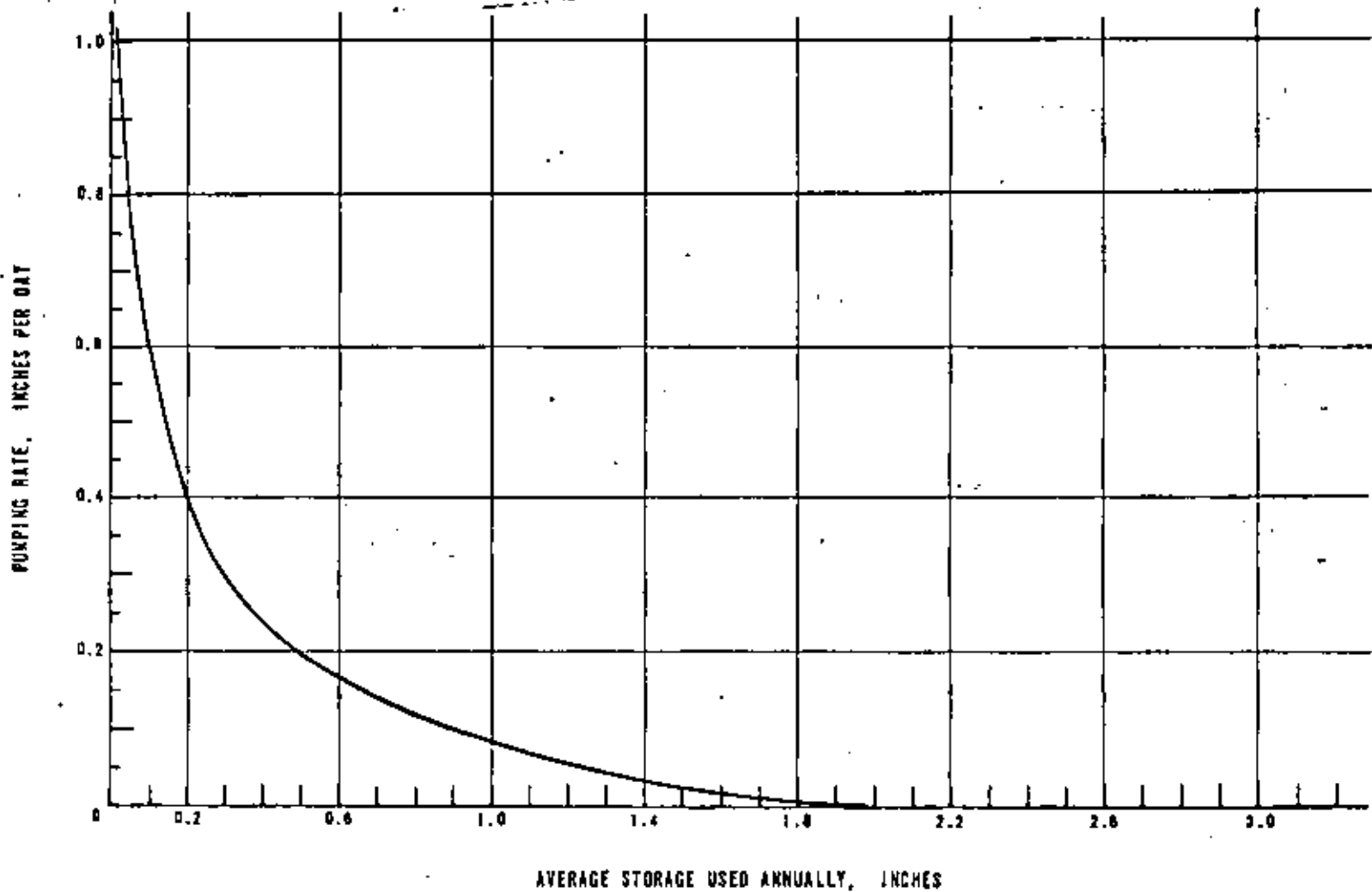


Figure 7A-5, Average annual storage at various pumping rates

Table 7A-6, Relationships - stage to impaired drainage area

| Elevation
MSL | Surface
Acres | Flooded
Acres | Total
Affected
Acres | Impaired
Drainage
Acres |
|------------------|------------------|------------------|----------------------------|-------------------------------|
| 651 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 652 | 10 | 10 | 1,100 | 1,090 |
| 653 | 29 | 29 | 1,536 | 1,507 |
| 654 | 62 | 62 | 2,010 | 1,948 |
| 655 | 229 | 229 | 2,545 | 2,316 |
| 656 | 1,100 | 1,100 | 2,997 | 1,897 |
| 657 | 1,536 | 1,536 | 3,560 | 2,024 |
| 658 | 2,010 | 2,010 | 4,120 | 2,110 |
| 659 | 2,545 | 2,545 | 4,685 | 2,140 |
| 660 | 2,997 | | | |
| 661 | 3,560 | | | |
| 662 | 4,120 | | | |
| 663 | 4,685 | | | |

Pumping rate, storage, and damage area relationships

From the established relationships of pumping rates, annual storage, storage elevations, and related area flooded, the area of benefit is determined. These relationships and their sources are shown in table 7A-7.

Table 7A-7, Relationships - stage, storage, pumping rate, and affected acres

| Pumping Rate
Inches/Day | Average
Annual
Storage Used
Inches
Fig. 7A-4 | Related Sump
Elevation
MSL
Fig. 7A-5 | Average
Annual
Area Flooded
Acres
Fig. 7A-5 | Average Annual
Area Benefited
by
Reduced Flooding
Acres |
|----------------------------|--|---|---|---|
| 0.00 | 2.02 | 657.25 | 1290 | 0 |
| 0.10 | 0.90 | 656.25 | 875 | 415 |
| 0.20 | 0.49 | 655.70 | 570 | 720 |
| 0.25 | 0.39 | 655.50 | 405 | 885 |
| 0.30 | 0.32 | 655.37 | 285 | 1005 |
| 0.35 | 0.25 | 655.20 | 160 | 1130 |
| 0.40 | 0.20 | 655.08 | 70 | 1220 |
| 0.45 | 0.16 | 654.90 | 0 | 1290 |
| 0.50 | 0.14 | 654.80 | 0 | 1290 |
| 0.60 | 0.09 | 654.30 | 0 | 1290 |
| 0.70 | 0.07 | 654.10 | 0 | 1290 |
| 0.80 | 0.04 | 653.60 | 0 | 1290 |
| 0.90 | 0.03 | 653.20 | 0 | 1290 |
| 1.00 | 0.02 | 652.80 | 0 | 1290 |

Value of damages and benefits

Flood damages occur through reduction in yields, increased production costs, and reduction in crop quality. From an economic study (based on a complex economic model evaluating such factors not explained herein), an average annual flood damage of \$22.57 per cultivated acre has been determined. This value also represents the benefits accruing to each acre for which flooding

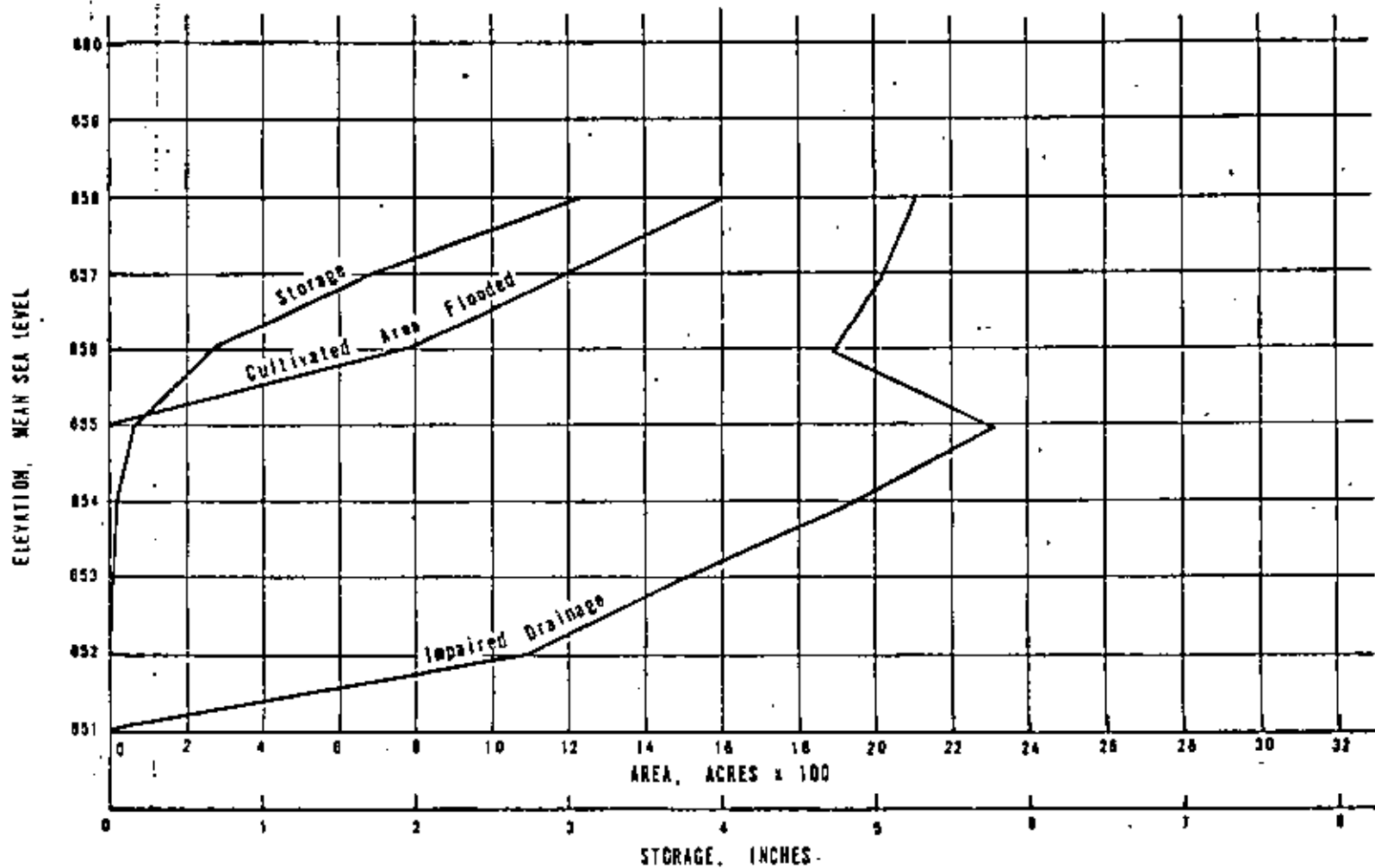


Figure 7A-6, Relationships of stage, storage, and affected areas

is prevented. Applying this value to the acres benefited, the average annual flood damage reduction for each pumping rate is determined as shown in table 7A-8.

Table 7A-8, Relationships - pumping rate to benefits

| Pumping Rate
Inches/Day | Area Benefited
Annually-Acres | Benefits
Dollars/Acres | Annual Benefits
Dollars |
|----------------------------|----------------------------------|---------------------------|----------------------------|
| 0 | 0 | 22.57 | 0 |
| 0.10 | 415 | 22.57 | 9,367 |
| 0.20 | 720 | 22.57 | 16,250 |
| 0.25 | 885 | 22.57 | 19,974 |
| 0.30 | 1,005 | 22.57 | 22,683 |
| 0.35 | 1,130 | 22.57 | 25,504 |
| 0.40 | 1,220 | 22.57 | 27,535 |
| 0.45 | 1,290 | 22.57 | 29,115 |
| 0.50 | 1,290 | 22.57 | 29,115 |
| 0.60 | 1,290 | 22.57 | 29,115 |
| 0.70 | 1,290 | 22.57 | 29,115 |
| 0.80 | 1,290 | 22.57 | 29,115 |
| 0.90 | 1,290 | 22.57 | 29,115 |
| 1.00 | 1,290 | 22.57 | 29,115 |

The effect of impaired drainage is evaluated. Plotted mass curves and pumping rates of figure 7A-3 are used to determine the storage required each day for various frequencies and pumping rates. Table 7A-9 shows the data for no pumping and for a pumping rate of one-half inch per day. Other pumping rates are evaluated (not shown herein). Figure 7A-6 is used to convert storage to acres of impaired drainage. Information for duration of impaired drainage at a pumping rate of one-half inch per day is shown in figure 7A-7.

From a crop budgetary model (not explained herein), the average annual damage from impaired drainage caused by reduced yields, increased production cost, and reduced crop quality is determined to be \$14.85 per cultivated acre. This also represents the net benefit obtained by drainage, allowing for the on-farm cost of drainage improvement.

It is assumed that drainage impairment for 3 days or less causes no measurable crop damage, that impairment during the growing season for 21 days or more causes damage equal to that on land without installed drains, and that a linear relationship exists between damage value and duration of impairment. Thus average damage per day of duration can be taken to be \$0.825.

From plottings of acres of impaired drainage and days duration for the various frequencies and pumping rates, the acre days of impaired drainage exceeding 3 days duration are measured. Since damage of impaired drainage is for more than 3 and less than 21 days, the acre days for no pumping are 18 times the acres effected. This information is shown in table 7A-10. Damage for various pumping rates and frequencies is then determined on the basis of \$0.825 per acre day. Total damages are determined by plotting damages against percent chance of occurrence and measuring the area under the curve as shown in figures 7A-8 and 7A-9 for no pumping and for pumping one-half inch a day, respectively. Other rates are measured next and then tabulated as shown in table 7A-11. This table shows flood and impaired drainage damages and corresponding weighted benefits by seasonal storm distribution. Total average annual benefits are plotted as shown in figure 7A-10.

Table 7A-9, Relationships - impaired drainage and storage for various frequencies and pumping rates

| Pumping Rate | Time After Runoff Begins Days | 1-Year Frequency | | 2-Year Frequency | | 5-Year Frequency | | 10-Year Frequency | | 25-Year Frequency | |
|--------------|-------------------------------|-------------------------|-------------------------|------------------|-------|------------------|-------|-------------------|-------|-------------------|-------|
| | | Storage Required Inches | Impaired Drainage Acres | Inches | Acres | Inches | Acres | Inches | Acres | Inches | Acres |
| No Pumping | Maximum | 1.41 | 1,990 | 1.71 | 2,025 | 2.45 | 2,070 | 3.13 | 2,110 | 3.74 | 2,120 |
| 0.5 In./Day | 1 | 0 | - | 0 | - | 0.24 | 2,210 | 0.50 | 2,020 | 0.72 | 1,900 |
| | 2 | | | | | 0.15 | 2,215 | 0.49 | 2,020 | 0.83 | 1,920 |
| | 3 | | | | | 0 | - | 0.28 | 2,180 | 0.65 | 1,920 |
| | 4 | | | | | | | 0 | - | 0.42 | 2,080 |
| | 5 | | | | | | | | | 0.12 | 2,110 |

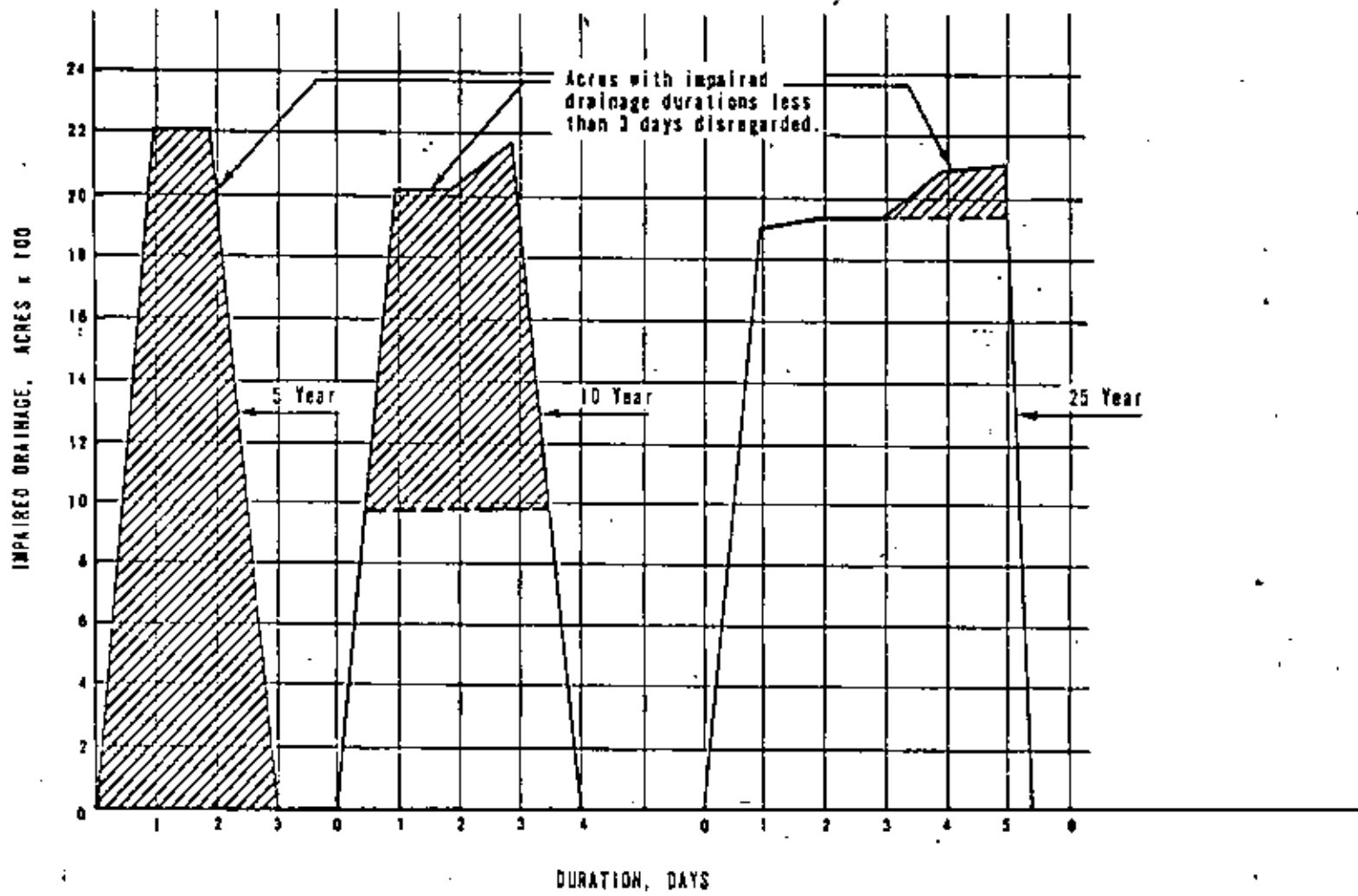
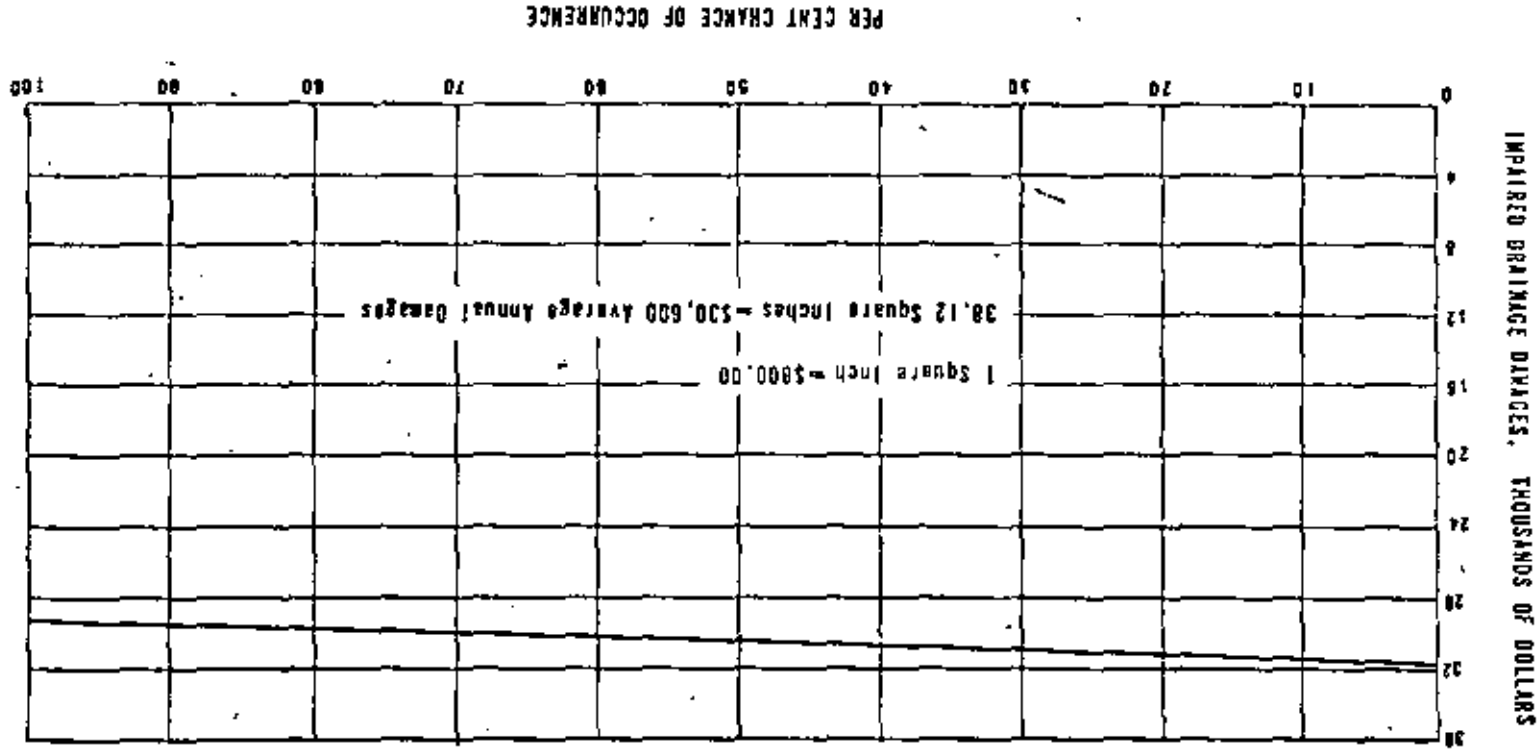


Figure 7A-7, Acre-days impaired drainage at 1/2 inch pumping rate for various frequencies

Table 7A-10, Damages for various pumping rates and frequencies of occurrence

| Pumping Rate
Inch/Day | Frequency of Occurrence
Year | Area Under Curve
Sq. In. | Value per Unit | Impaired Drainage
Acre-Day | Damages \$D.825
Per Acre-Day | Total Damage
Dollars |
|--------------------------|---------------------------------|-----------------------------|----------------|-------------------------------|---------------------------------|-------------------------|
| 0.6 | 1 | 0 | 400 x 2 | 0 | 0.825 | 0 |
| | 2 | 0 | = 800 | 0 | | 0 |
| | 5 | 0 | | 0 | | 0 |
| | 10 | 0 | | 0 | | 0 |
| | 25 | 4.55 | | 3,640 | | 3,000 |
| 0.5 | 1 | 0 | 400 x 2 | 0 | | 0 |
| | 2 | 0 | = 800 | 0 | | 0 |
| | 5 | 0 | | 0 | | 0 |
| | 10 | 4.24 | | 3,392 | | 2,800 |
| | 25 | 11.21 | | 8,975 | | 7,400 |
| 0.45 | 1 | 0 | 400 x 2 | 0 | | 0 |
| | 2 | 0 | = 800 | 0 | | 0 |
| | 5 | 0.60 | | 480 | | 396 |
| | 10 | 9.35 | | 7,480 | | 6,175 |
| | 25 | 13.45 | | 10,560 | | 8,720 |
| 0.4 | 1 | 0 | 400 x 2 | 0 | | 0 |
| | 2 | 0 | = 800 | 0 | | 0 |
| | 5 | 4.30 | | 3,440 | | 2,840 |
| | 10 | 12.70 | | 9,650 | | 7,960 |
| | 25 | 16.99 | | 13,600 | | 11,220 |
| 0.3 | 1 | 0 | 400 x 2 | 0 | | 0 |
| | 2 | 0 | = 800 | 0 | | 0 |
| | 5 | 14.80 | | 11,840 | | 9,770 |
| | 10 | 19.62 | | 15,700 | | 12,950 |
| | 25 | 26.89 | | 21,500 | | 17,730 |
| 0 | 1 | | 400 x 2 | 35,820 | | 29,550 |
| | 2 | | = 800 | 36,450 | | 30,100 |
| | 5 | | | 37,260 | | 30,700 |
| | 10 | | | 37,980 | | 31,350 |
| | 25 | | | 38,160 | | 31,500 |

Figure 7A-8, Impaired drainage damages with no pumping



IMPAIRED DRAINAGE DAMAGES, THOUSANDS OF DOLLARS

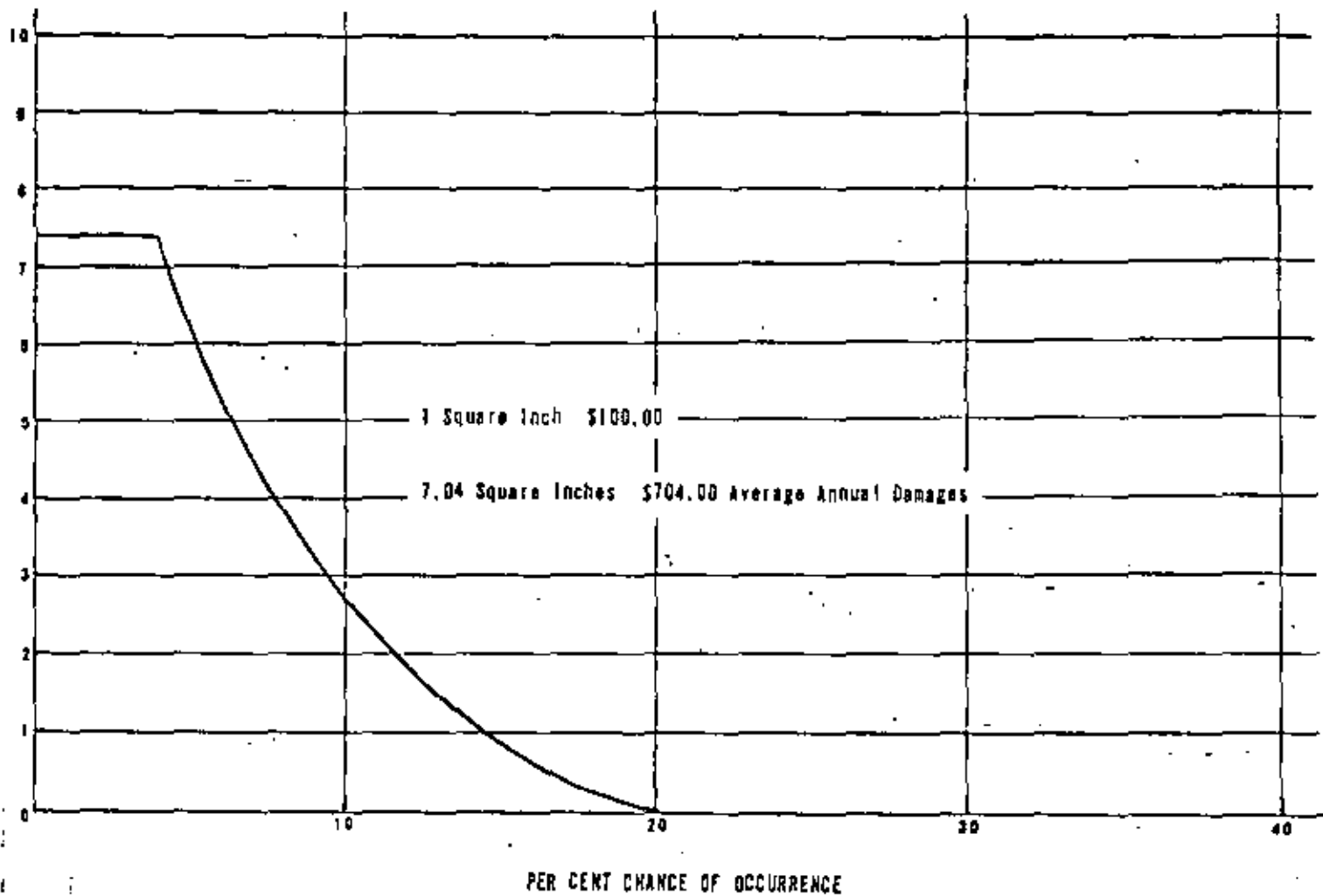


Figure 7A-9, Value of damage by impaired drainage at 1/2 inch per day pumping rate

Table 7A-11. Average annual damages and benefits for various pumping rates

| Pumping
Rate
Inches/
Day | Area Flooded | | | | Area With Impaired Drainage | | |
|-----------------------------------|--|--|--|--------------------------------------|---|--|--|
| | Average
Annual
Area
Flooded
Cult A | Average
Annual
Area
Benefited
Cult A | Damages
@ 22.57
Per Cult
A
Dollars | Benefits
Per Cult
A
Dollars | Average
Annual
Damages
Dollars | Average
Annual
Benefits
Dollars | Weighted
Average
Annual
Benefits ^{1/}
Dollars |
| 0 | 1290 | 0 | 29,115 | 0 | 30,600 | 0 | 0 |
| 0.1 | 875 | 415 | <u>2/</u> | <u>2/</u> | <u>2/</u> | <u>2/</u> | <u>2/</u> |
| 0.2 | 570 | 720 | <u>2/</u> | <u>2/</u> | <u>2/</u> | <u>2/</u> | <u>2/</u> |
| 0.3 | 285 | 1005 | 6,432 | 22,683 | 4,444 | 26,156 | 18,126 |
| 0.4 | 70 | 1220 | 1,580 | 27,535 | 1,906 | 28,694 | 19,885 |
| 0.5 | 0 | 1290 | 0 | 29,115 | 704 | 29,896 | 20,718 |
| 0.6 | 0 | 1290 | 0 | 29,115 | 200 | 30,400 | 21,067 |

^{1/} Weighted by 63.9 percent of excessive storms which occur during the growing season (April through November).

^{2/} Not evaluated because pumping rates less than 0.3 inch per day are usually considered inadequate.

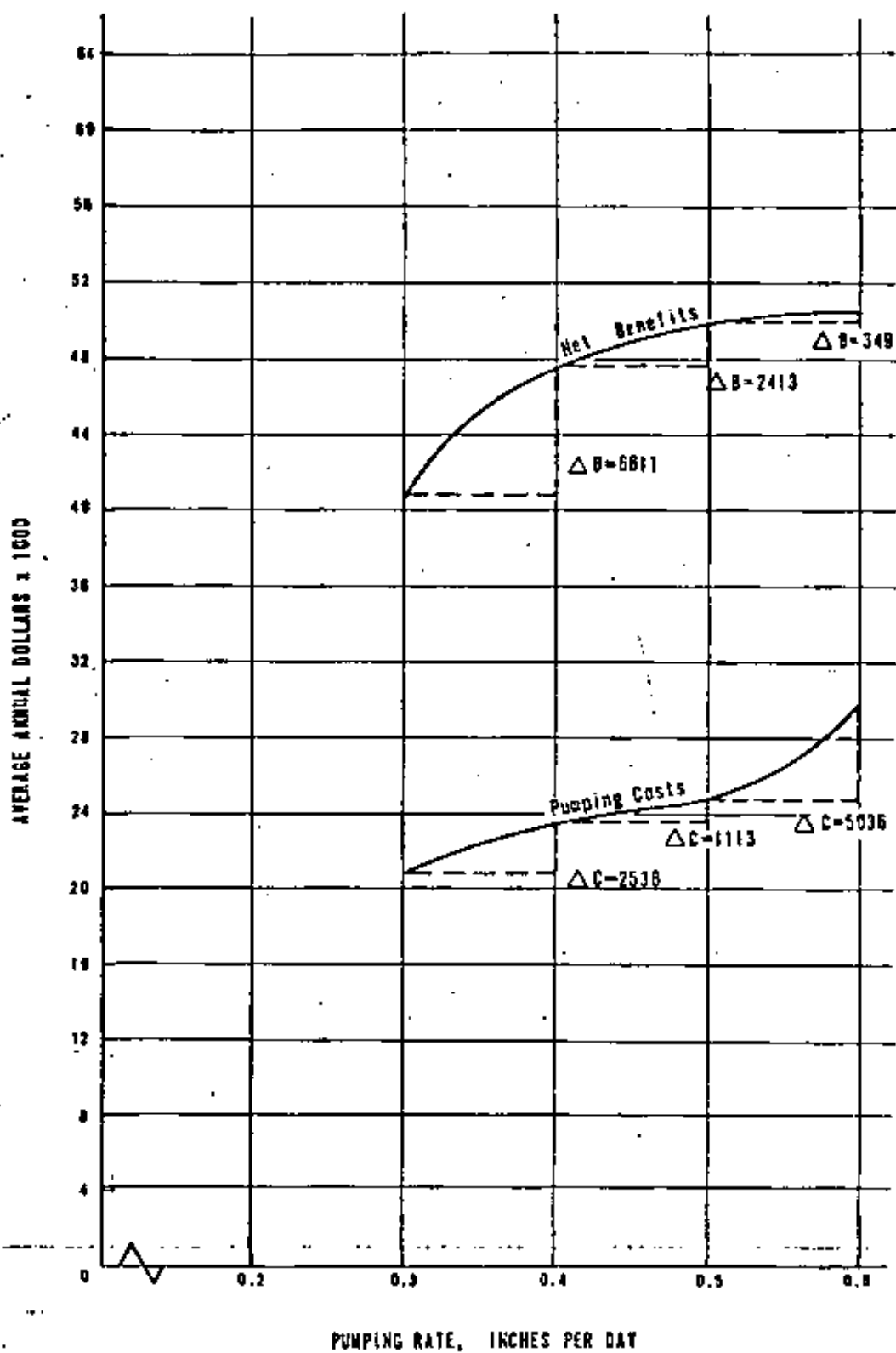


Figure 7A-10. Cost-benefit relationship at various pumping rates

Operating costs

To optimize benefits a relationship is needed between pumping rates and total costs. Costs fall into two categories. The first includes cost of the pumping plant installation, including the sump and housing, the pumps, power units, land rights, engineering, and installation. The second includes the cost of power, operation, maintenance, and equipment replacement.

Since gravity outlet will be obtained at low river flows, percent of total runoff pumped is determined as follows: The main channel discharge at which pumping must begin is computed in cubic feet per second and cubic feet per second per square mile. Since discharge records for Maple River watershed were not available, the cubic feet per second per square mile rate is applied as a base determined from the Red Cedar River at East Lansing, which is a nearby gaged watershed of similar size and characteristics. Dates when the discharge exceeded the estimated base flow are tabulated for 9 years of record. Deer Creek, a small gaged watershed within the Red River watershed, draining an area of 16.3 square miles, is used to determine the volume of runoff occurring when the Red Cedar was above base flow. The percent runoff above the base, as compared to total runoff, is then applied to the Maple River runoff to determine the volume of runoff that must be pumped. These data also provide a seasonal distribution for pumping by months, used in determining operating costs.

Installation costs and equipment replacement costs are amortized and added to annual operating costs to obtain a total average annual cost. These data are listed in table 7A-12 and plotted in figure 7A-10.

Table 7A-12, Cost-benefits at various pumping rates

| Pumping Rate
Inches/Day | Total
Average Annual
Damages ^{1/}
Dollars | Total
Average Annual
Benefits
Dollars | Total
Average Annual
Pump Costs
Dollars |
|----------------------------|---|--|--|
| 0 | 46,713 | 0 | 0 |
| 0.1 | ^{2/} | ^{2/} | ^{2/} |
| 0.2 | ^{2/} | ^{2/} | ^{2/} |
| 0.3 | 8,988 | 40,809 | 20,915 |
| 0.4 | 2,676 | 47,420 | 23,451 |
| 0.5 | 405 | 49,833 | 24,564 |
| 0.6 | 115 | 50,182 | 29,600 |

^{1/} Flood damages plus weighted drainage damages from table 7A-11.

^{2/} Not evaluated because pumping rates less than 0.3 inch per day are usually considered inadequate

Pumping rate at optimum cost-benefit ratio

Optimization criteria are based on an equimarginal principle in which additional units of input are added until cost of the last unit of input equals the value of the unit so produced. Thus optimum pumping rate occurs when an incremental increase in the pumping rate just equals the added benefits derived by removing water at the higher rate, or the slope of the cost curve equals

the slope of the benefit curve. As shown in figure 7A-10 and table 7A-13, moving from the 0.3-inch to the 0.4-inch rate, benefits increase \$6,611 whereas costs increase only \$2,536. In moving from the 0.4-inch to the 0.5-inch rate, benefits increase \$2,413 whereas costs increase \$1,113. However, in moving from the 0.5-inch to the 0.6-inch rate, benefits increase only \$349 whereas costs increase \$5,036. Then somewhere between the 0.5-inch and 0.6-inch rate is the appropriate pumping rate to use. Considering the accuracy of topographic coverage and the cost spread between increments, the 0.5-inch is selected.

Table 7A-13, Relationships - cost-benefit at various pumping rates

| Pumping Rate | Change in Benefits | Change in Costs |
|--------------|--------------------|-----------------|
| 0.3 | - | - |
| 0.4 | 6,611 | 2,536 |
| 0.5 | 2,413 | 1,113 |
| 0.6 | 349 | 5,036 |

APPENDIX B

Design of Farm Drainage Pumping PlantExample

A pumping plant is required to remove runoff from 236 acres of low land on a 440-acre farm near Bayou John, Louisiana in order to grow sugarcane. Drainage of higher land on the farm has been diverted from the low area to an adequate gravity outlet. The low land is protected from tidal overflow by a border dike constructed from materials excavated from adjoining ditches within the protected area. The land lacks sufficient elevation for adequate gravity drainage into the tidal outlet. Surveys show ground elevation in low areas at -1.0 mean sea level and near the proposed pump site at -1.5 msl. Elevation in bottom of ditch at the pump site is -5.5 msl. Average yearly high tide is El. 2.0 msl and a 10-year frequency high water is El. 3.0 msl. Soils are poorly drained Sharkey clay loam which permit little seepage into the area and provide no appreciable ground water storage or field ditch storage for runoff in the required surface drainage system. Some storage is available in the borrow ditches along the dikes. A gasoline engine will be used to supply power to the pump to be housed over a concrete sump. Pump discharge will be piped over the dikes.

Pump plant location

The pumping plant will be located within several hundred feet of Point A as shown in general layout figure 7B-1 and between the dike and borrow ditch.

Pump plant capacity

The pump capacity will be the required runoff removal rate for the 236 acres at 3 inches in 24 hours as determined from the local drainage guide, less the storage available in the borrow ditches which is equal to 0.43 inch, or a net rate of 2.57 inches in 24 hours.

$$\begin{aligned} \text{Pump capacity} &= \frac{236 \text{ (ac.)} \times 43,560 \text{ (sq.-ft./ac.)} \times 2.57 \text{ (in./day)}}{12 \text{ (in./ft)} \times 24 \text{ (hrs./day)} \times 60 \text{ (min./hr.)}} \\ &= 11,436 \text{ GPM} \end{aligned}$$

Pump type and size

Stage in the sump will fluctuate between -5.5 feet and -1.5 feet with an average stage of -3.5 feet. Minimum static head will be 4.5 feet (-1.5' msl to +3.0' msl). Maximum static head will occur when the sump is empty, equal to 8.5 feet (-5.5' msl to +3.0' msl), and is expected to be of short duration. (See figure 7B-2.) Pump selection, therefore, may be based on average static head, but the power supply on maximum static head to avoid possible engine overload when pumping at the maximum head.

Based on little seepage, moderate capacity, and low risk damage in case of temporary pump failure, only one pump will be used. Based on low pumping head and moderate capacity (also see selection chart figure 7-4) and

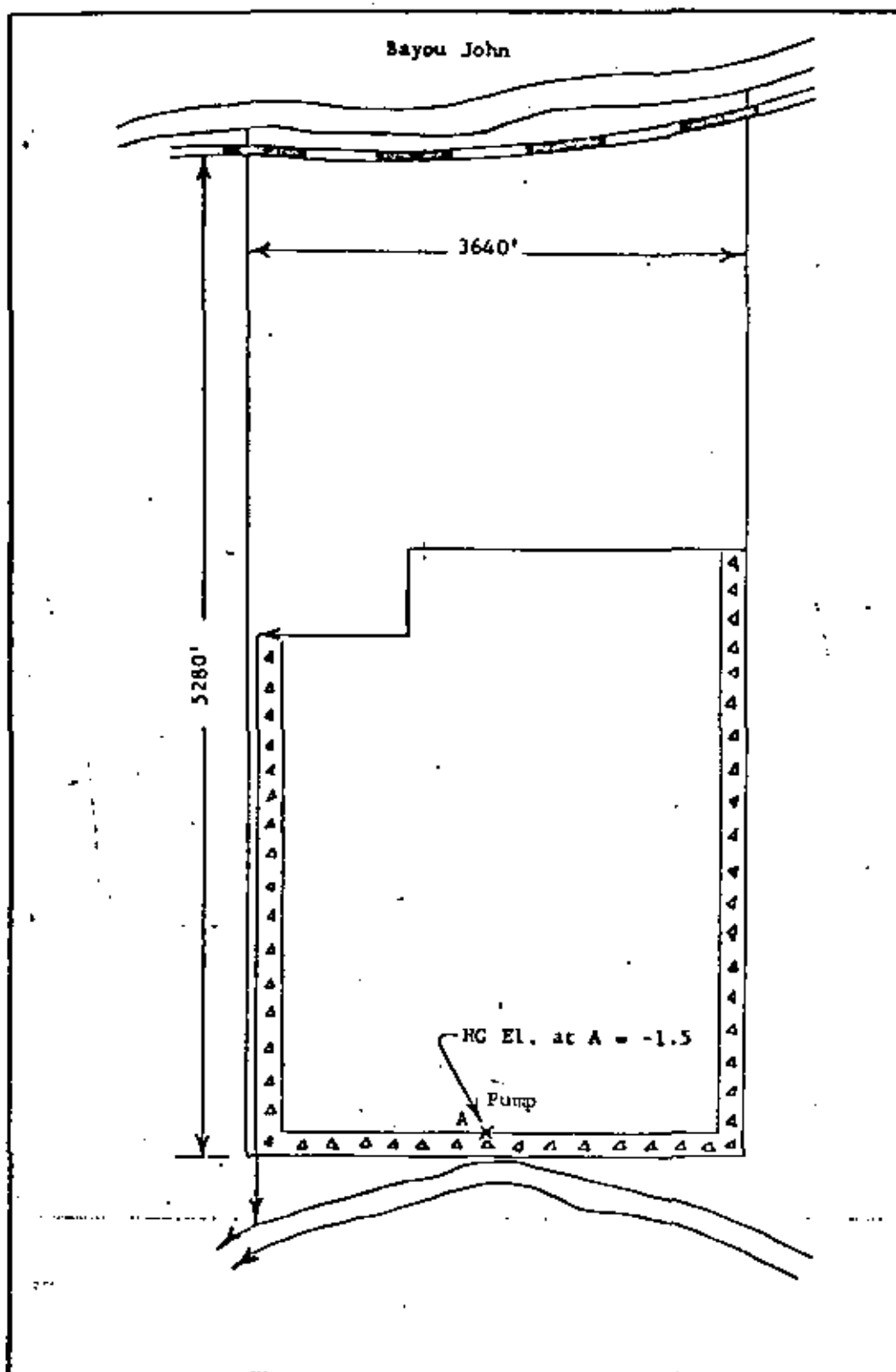


Figure 7B-1, Pump drainage site layout

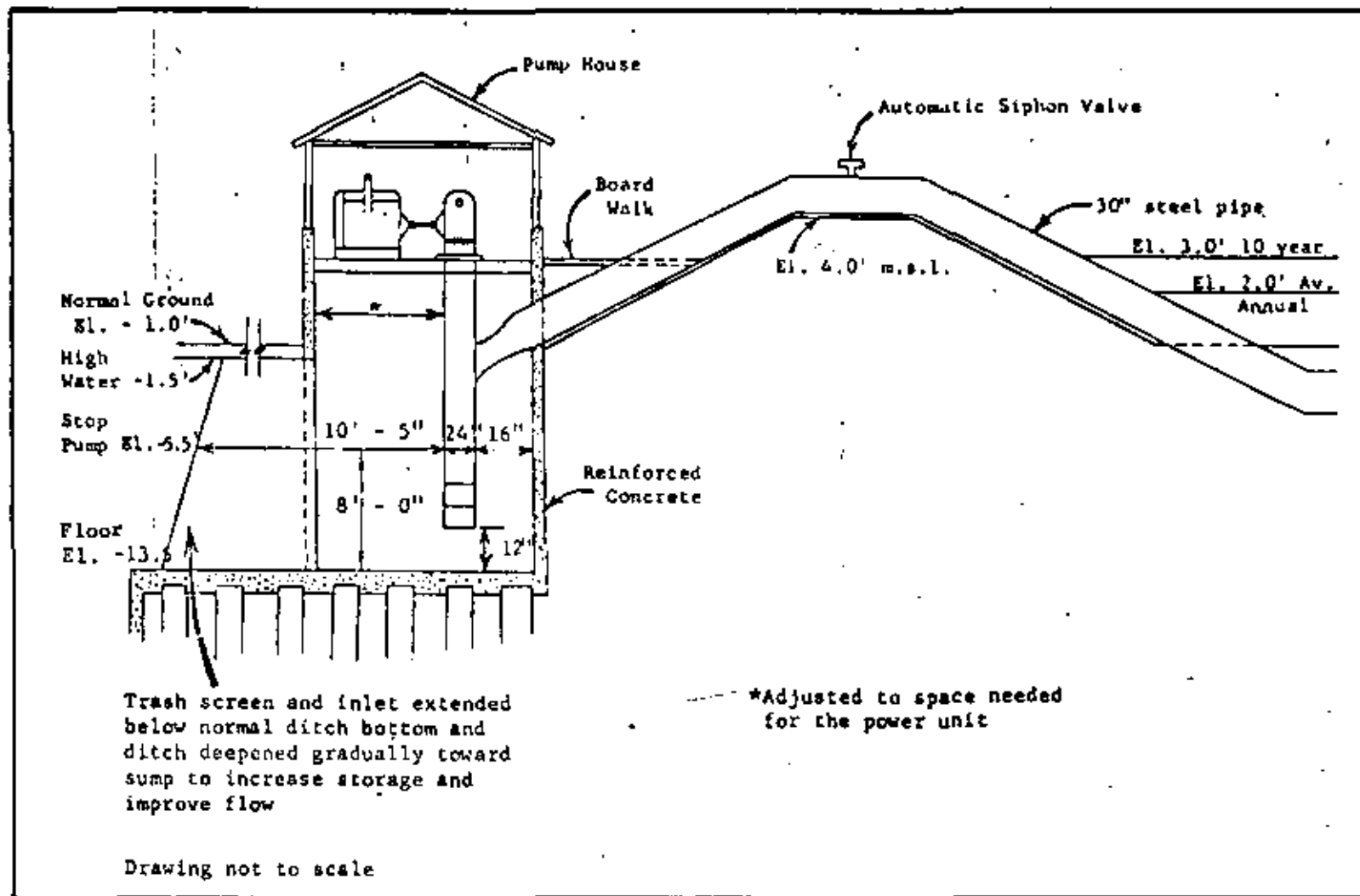


Figure 7B-2, Cross section of pumping plant layout

manufacturer's pump recommendations (figures 7B-3 and 7B-4), a propeller pump will be used. A 10 feet per second discharge velocity is used as in the range of efficient pump performance for a capacity of 11,436 GPM (equal to 25.5 cfs).

The required pump cross section area $A = \frac{Q}{V} = \frac{25.5}{10} = 2.55$ square feet

The required pump diameter = $\left(\frac{4A}{\pi}\right)^{1/2} = \left(\frac{4 \times 2.55}{3.1416}\right)^{1/2}$
 = 1.8 ft. = 21.6 in. or say 22 in.
 (also see table 7-4)

A 24-inch diameter pump will be used as nearest manufactured size readily available.

Engine size

A gasoline engine with drive through gearbox will be used.

24-inch pump velocity (V_1) at design discharge = $\frac{Q}{A} = \frac{25.5}{3.1416} = 8.12$ fps

Velocity head (h_{V_1}) = $\frac{V_1^2}{2g} = \frac{65.93}{64.4} = 1.02$ (also see figure 7-6)

Discharge pipe is to be enlarged from 24-inch diameter (d_1) at pump to 30-inch diameter (d_2) within distance of 2 feet. Loss in head (h_2) from gradual enlargement may be computed from formula 6-33 and values in table 6-8 of King and Brater Handbook of Hydraulics (9).

$$h_2 = K_2 \left(\frac{V_1^2}{2g}\right) = 0.09 \times 1.02 = 0.09 \text{ feet}$$

where:

V_1 = velocity in smaller pipe = 8.12

K_2 = value from table = 0.09 for $\frac{d_2}{d_1} = \frac{30}{24} = 1.25$ and

angle of cone = $14^\circ 20'$ (approx.)

$\tan 1/2 \text{ angle} = \frac{0.25}{2.0} = 0.125$ -- $1/2 \text{ angle} = 7^\circ 10'$ (approx.)

Velocity at discharge (V_2) = $\frac{25.5}{4.9} = 5.2$ fps where cross section area

of 30-inch steel pipe = 4.9 square feet

Velocity head (h_{V_2}) = $\frac{V_2^2}{2g} = \frac{27.0}{64.4} = 0.42$ foot

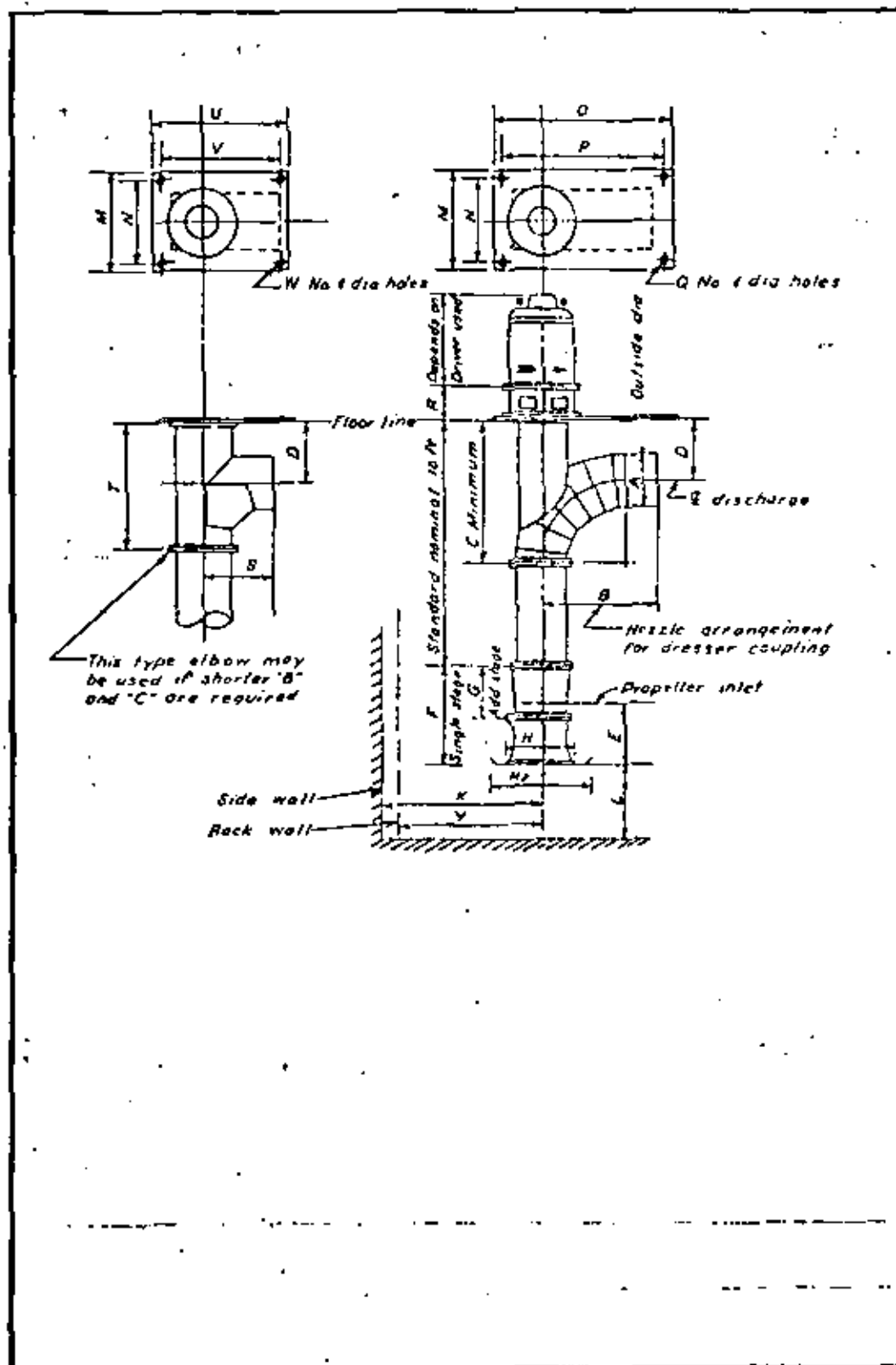


Figure 7B-3, Layout of principal dimensions - vertical axial flow pumps

PRINCIPAL DIMENSIONS IN INCHES (UNLESS OTHERWISE NOTED)

| SIZE OF PUMP | A | B | C | D | E | F | G | H | K | L | M | N | O | P | Q | R | S | T | U | V | W | H ₂ | Y |
|--------------|-----|--------|--------|-------|-----------|-----------|--------|--------|--------|----|---------|---------|---------|---------|-----------|----|--------|--------|--------|--------|----------|----------------|--------|
| 8 | 8 | 10 | 2'-5" | 18 | 4 3/4 | 13 | 8 | 12 3/4 | 15 | 3 | 20 | 16 | 2'-6" | 2'-5" | 4(1 1/2) | 8 | 14 | 2'-2" | 2'-2" | 22 | 4(1 1/2) | 24 | 11 |
| 10 | 10 | 21 | 2'-9" | 18 | 6 1/4 | 16 1/4 | 9 1/2 | 15 1/2 | 18 | 4 | 24 | 20 | 2'-10" | 2'-6" | 4(1 1/2) | 8 | 15 | 2'-3" | 3'-4" | 24 | 4(1 1/2) | 30 | 13 |
| 12 | 12 | 24 | 3'-0" | 18 | 9 1/4 | 19 | 10 3/4 | 18 | 21 | 7 | 2'-2" | 22 | 3'-2" | 2'-10" | 4(1) | 8 | 17 | 2'-5" | 2'-7" | 2'-5" | 4(1) | 35 | 14 |
| 14 | 14 | 2'-5" | 3'-0" | 24 | 10 | 21 | 12 1/2 | 21 | 24 | 8 | 2'-5" | 2'-5" | 3'-5" | 3'-8" | 4(1) | 8 | 18 | 3'-0" | 2'-9" | 2'-5" | 4(1) | 42 | 1'-3" |
| 16 | 16 | 2'-5" | 4'-0" | 24 | 12 | 2'-0 1/2 | 14 3/4 | 25 | 2'-6" | 9 | 3'-0" | 2'-5" | 4'-0" | 3'-6" | 4(1) | 8 | 20 | 3'-2" | 3'-0" | 2'-8" | 4(1) | 46 | 1'-5" |
| 18 | 18 | 2'-11" | 4'-5" | 24 | 12 | 2'-3 1/2 | 15 | 28 | 2'-9" | 10 | 3'-2" | 2'-8" | 4'-5" | 4'-0" | 4(1 1/2) | 8 | 22 | 3'-4" | 3'-5" | 2'-10" | 4(1) | 48 | 1'-5" |
| 20 | 20 | 3'-2" | 4'-6" | 24 | 13 1/2 | 2'-6 1/2 | 16 1/2 | 32 | 3'-0" | 11 | 3'-6" | 3'-0" | 4'-10" | 4'-4" | 4(1 1/2) | 8 | 24 | 3'-6" | 3'-8" | 3'-2" | 4(1) | 54 | 1'-9" |
| 24 | 24 | 3'-8" | 5'-6" | 2'-6" | 19 | 3'-2" | 18 1/2 | 36 | 3'-5" | 12 | 3'-10" | 3'-6" | 5'-6" | 5'-0" | 4(1 1/2) | 8 | 2'-3" | 4'-5" | 4'-11" | 3'-7" | 4(1 1/2) | 60 | 1'-11" |
| 30 | 30 | 4'-5" | 6'-3" | 2'-6" | 2'-10" | 4'-0" | 2'-1" | 42 | 4'-0" | 13 | 4'-4" | 5'-10" | 5'-6" | 5'-0" | 4(1 1/2) | 8 | 2'-8" | 4'-8" | 4'-7" | 4'-2" | 4(1 1/2) | 78 | 2'-0" |
| 36 | 36 | 5'-2" | 7'-6" | 3'-0" | 23 | 4'-6" | — | 54 | 5'-0" | 18 | 5'-4" | 4'-10" | 7'-6" | 7'-0" | 4(1 1/2) | 8 | 3'-0" | 5'-6" | 5'-0" | 4'-10" | 4(1 1/2) | 84 | 2'-6" |
| 42 | 42 | 5'-11" | 8'-3" | 3'-0" | 2'-8" | 5'-11" | — | 64 | 6'-0" | 22 | 6'-3" | 3'-9" | 8'-6" | 8'-0" | 4(1 1/2) | 12 | 3'-4" | 5'-10" | 6'-3" | 5'-0" | 4(1 1/2) | 96 | 3'-0" |
| 48 | 48 | 6'-8" | 9'-0" | 3'-0" | 2'-7 1/2 | 5'-11" | — | 74 1/2 | 7'-0" | 23 | 7'-2" | 6'-8" | 9'-6" | 9'-0" | 4(1 1/2) | 12 | 3'-10" | 6'-2" | 7'-2" | 6'-0" | 4(1 1/2) | 112 | 4'-3" |
| 54 | 54 | 6'-3" | 9'-6" | 3'-5" | 2'-11 1/2 | 6'-2" | — | 87 1/2 | 8'-0" | 29 | 8'-2" | 7'-0" | 9'-6" | 9'-0" | 4(1 1/2) | 12 | 4'-4" | 7'-2" | 8'-2" | 7'-8" | 4(1 1/2) | 128 | 4'-6" |
| 60 | 60 | 6'-9" | 10'-5" | 4'-0" | 3'-3" | 7'-11 1/2 | — | 96 | 9'-0" | 33 | 9'-0" | 8'-2" | 10'-1" | 9'-9" | 4(1 1/2) | 12 | 4'-10" | 8'-2" | 9'-0" | 8'-6" | 4(1 1/2) | 144 | 4'-9" |
| 72 | 72 | 6'-6" | 10'-6" | 4'-0" | 3'-6" | 8'-5" | — | 113 | 10'-0" | 39 | 10'-0" | 10'-0" | 10'-6" | 10'-0" | 16(1 1/2) | 18 | — | — | — | — | — | 172 | 5'-0" |
| 84 | 84 | 7'-6" | 12'-0" | 5'-0" | 3'-10" | 9'-8" | — | 134 | 12'-0" | 43 | 12'-4" | 11'-10" | 12'-8" | 11'-10" | 16(1 1/2) | 18 | — | — | — | — | — | 201 | 6'-0" |
| 96 | 96 | 8'-0" | 13'-6" | 5'-6" | 4'-6" | 11'-0" | — | 154 | 14'-0" | 51 | 13'-10" | 13'-4" | 13'-10" | 13'-4" | 16(1 1/2) | 18 | — | — | — | — | — | 231 | 6'-6" |
| 120 | 120 | 10'-6" | 15'-6" | 6'-0" | 4'-9" | 13'-6" | — | 189 | 16'-0" | 63 | 14'-9" | 14'-5" | 14'-9" | 14'-5" | 16(1 1/2) | 24 | — | — | — | — | — | 283 | 8'-4" |
| 144 | 144 | 12'-6" | 19'-6" | 7'-6" | 5'-9" | 16'-9" | — | 234 | 20'-0" | 75 | 20'-6" | 20'-0" | 20'-6" | 20'-0" | 16(1 1/2) | 24 | — | — | — | — | — | 351 | 10'-3" |

^aSplit base plate.

^bK—distance from pump vertical center line to side wall.

^c2K—distance between the vertical center lines of 2 pumps with separating wall.

^dY—distance from pump vertical center line to back wall but should be increased to H₂/2 when increased bell diameter (umbrella) is used.

Figure 7B-4, Table of principal dimensions - vertical axial flow pumps

Friction loss in 44 feet of 30-inch steel pipe over the dike using Manning equation, formula 6-26c King and Brater Handbook of Hydraulics (9) (also see figure 7-6) equals

$$h_f = \frac{2.87 n^2 L V_2^2}{d^{4/3}} = \frac{2.87 \times (0.015)^2 \times 44 \times (5.2)^2}{(2.5)^{4/3}} = 0.23 \text{ ft.}$$

where:

h_f = head loss in feet

n = friction factor = 0.015

L = length of pipe in feet = 44

V_2 = velocity in discharge pipe in fps = 5.2

d = diameter of pipe in feet = 2.5

Friction loss in bends (for long radii up to 45°) using formula 6-39 and figure 6-5 for 90° bends, and 25 percent reduction for 45° bends, from King and Brater Handbook of Hydraulics (9), loss in one 45° bend equals

$$\begin{aligned} h_b &= 0.75 K_b \left(\frac{V^2}{2g} \right) \\ &= 0.75 \times 0.20 \times 0.42 \\ &= 0.063 \text{ ft.} \end{aligned}$$

where the value of K_b in figure 6-5 for a bend radius (R) to pipe diameter (d) of $\frac{12.5}{2.5}$ or 5 is equal to 0.2.

Total h_d for 3 bends = $3 \times 0.063 = 0.19$ ft.

Total significant losses plus velocity head at discharge

$$\begin{aligned} &= h_2 + h_f + h_b + h_{V_2} \\ &= 0.09 + 0.23 + 0.19 + 0.42 = 0.93 \text{ ft.} \end{aligned}$$

Total head equals static head plus significant head losses plus velocity head

$$= 8.50 + 0.93 = 9.43 \text{ ft.}$$

Required power

Pending final selection of engine and pump, the following efficiencies are assumed in order to determine approximate engine size required: pump 70%, transmission 95%, and engine 70%.

Then required horsepower is

$$\begin{aligned} \text{BHP} &= \frac{\text{GPM} \times \text{Total Head}}{3,960 \times \text{Efficiency}} \\ &= \frac{11,436 \times 9.43}{3,960 \times 0.70 \times 0.95 \times 0.70} \\ &= \frac{107,841}{1,843} = 58.5 \end{aligned}$$

Use 60 horsepower engine.

Assuming the design specific speed of the pump in the required range of head and capacity of 17,500 (see figures 7-8 and 7-11 and the Hydraulic Institute Standards (1)), RPM of the pump at design capacity can be computed from equation 7-5 where

$$\begin{aligned} \text{RPM} &= \frac{\text{Specific Speed} \times (H)^{3/4}}{(\text{GPM})^{1/2}} \\ &= \frac{17,500 \times (9.43)^{3/4}}{(11,436)^{1/2}} = \frac{17,500 \times 5.4}{107} \\ &= 885 \end{aligned}$$

Using a standard heavy duty gasoline engine of an operating speed of 1,800 RPM, a 2 to 1 reduction gear transmission is required.

Sump dimensions

Using Hydraulic Institute recommendations (see figures 7-14 and 7-15) pending final design adjustments to meet manufacturer's requirements (see figures 7B-3 and 7B-4) of the selected pump, the following sump dimensions should be provided:

| | |
|---|------------|
| Bottom of pump bell to top of sump floor | 12 inches |
| Centerline of pump to backwall of sump | 28 inches |
| Centerline of pump to sidewall of sump | 32 inches |
| Sump floor below pump-stop level (El. -5.5) | 96 inches |
| Center of trash rack to back wall of sump | 165 inches |

Other dimensional requirements in determining final sump size (not covered herein) will include space necessary for housing the selected pump, power and transmission unit, weight against buoyant uplift, and flow entrance to limit velocity and provide capacity.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam.



II. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS
PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

DRENAJE A CIELO ABIERTO

ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ

JULIO, 1979



NATIONAL ENGINEERING HANDBOOK

SECTION 16

DRAINAGE OF AGRICULTURAL LAND

CHAPTER 5. OPEN DITCHES FOR DRAINAGE - DESIGN, CONSTRUCTION AND MAINTENANCE

| <u>Contents</u> | <u>Page</u> |
|--|-------------|
| General | 5-1 |
| Location | 5-1 |
| Channel location under nonerosive conditions | 5-2 |
| Channel location under erosive conditions | 5-2 |
| Location of diversion ditches | 5-3 |
| Layout of ditches in humid areas | 5-3 |
| Location of drainage ditches in western irrigated lands | 5-3 |
| Curves in ditches | 5-3 |
| Required Capacities | 5-4 |
| Drainage coefficients | 5-4 |
| General | 5-4 |
| Effect of outlet capacity on selection of drainage coefficients | 5-5 |
| Coefficients for subsurface drainage | 5-5 |
| Coefficients for surface drainage | 5-6 |
| Determination of coefficient "C" for use in surface drainage formula | 5-6 |
| Example for computing "C" values | 5-14 |
| Computation of design flow | 5-14 |
| Combining flows from areas on which different coefficients are used to compute design flow | 5-14 |
| Drainage coefficients for steep and other areas | 5-15 |
| Total storm runoff and peak flow | 5-15 |
| Volume of runoff | 5-15 |
| Peak runoff and hydrographs | 5-18 |
| Design Standards | 5-18 |
| Channel design | 5-18 |
| Value of "n" for design | 5-18 |
| Channel section | 5-19 |
| Depth | 5-19 |
| Bottom width | 5-19 |
| Side slopes | 5-19 |
| Ditch stability | 5-20 |
| Berms and spoil banks | 5-20 |
| Design Procedure | 5-21 |
| General | 5-21 |
| Establishing the hydraulic gradeline | 5-22 |
| Computing ditch sizes at junctions - 20-40 rule | 5-23 |
| Computing equivalent drainage area | 5-24 |
| Flow from reservoirs into drainage systems | 5-27 |

| | <u>Page</u> |
|--|-------------|
| Hydraulic design at culverts | 5-27 |
| Hydraulic design at bridges | 5-30 |
| Computing cross section of ditch | 5-30 |
| Allowance for initial sedimentation | 5-32 |
| Establishing bottom grade of ditch | 5-32 |
| Design of large open-ditch system | 5-33 |
| Auxiliary Structures and Practices | 5-39 |
| Junctions of lateral ditches | 5-40 |
| Overfall pipes and structures | 5-40 |
| Hydraulic design of "island-type construction" | 5-41 |
| Drop spillways | 5-41 |
| Chutes | 5-43 |
| Sod chutes | 5-43 |
| Grade-control structures | 5-43 |
| Culverts and bridges | 5-43 |
| Culvert depth | 5-44 |
| Watergates, cattle guards and ramps | 5-44 |
| Construction Plans | 5-44 |
| General | 5-44 |
| Drainage plan maps | 5-46 |
| Profiles | 5-46 |
| Cross sections | 5-47 |
| Soil borings | 5-47 |
| Ditch-design calculations | 5-47 |
| Structure details | 5-47 |
| Specifications | 5-48 |
| Maintenance of Open Ditches | 5-48 |
| Responsibility for maintenance | 5-49 |
| Working out a maintenance plan | 5-49 |
| Past history of maintenance | 5-50 |
| Economics of maintenance | 5-50 |
| Methods of maintenance | 5-50 |
| Using construction equipment for maintenance | 5-50 |
| Mowing | 5-51 |
| Pasturing | 5-51 |
| Burning undesirable vegetation | 5-51 |
| Chemical control of vegetation | 5-51 |
| References | 5-52 |

Figures

| | |
|---|------|
| Fig. 5-1 Key map showing drainage coefficients for use in drainage design | 5-8 |
| Fig. 5-2 Drainage runoff curves | 5-9 |
| Fig. 5-3 Drainage runoff curves | 5-11 |
| Fig. 5-4 Determination of coefficient, C, in the drainage formula: $Q = CM^{5/6}$ | 5-13 |
| Fig. 5-5 Drainage runoff curves for sample drainage ditch design | 5-25 |
| Fig. 5-6 Procedure for design of drainage ditches at culverts | 5-29 |
| Fig. 5-7 Sample--Condensed plan profile | 5-35 |

Tables

| | | |
|-----------|---|------|
| Table 5-1 | Suggested minimum radius of curvature in stable soil
without bank protection | 5-4 |
| Table 5-2 | Value of "n" for drainage ditch design | 5-18 |
| Table 5-3 | Ditch side slopes for use with various maintenance methods | 5-19 |
| Table 5-4 | Sample--Drainage ditch design | 5-37 |

DRAINAGE OF AGRICULTURAL LAND

CHAPTER 5. OPEN DITCHES FOR DRAINAGE - DESIGN, CONSTRUCTION AND MAINTENANCE

General

This chapter outlines procedures for designing, constructing, and maintaining open ditches for agricultural drainage. It covers ditches and reconstructed channels used primarily as outlets for drainage systems occupying broad river bottoms, deltas, coastal plains, lake plains and upland prairies where the general topography is flat to mildly sloping and where surface waters are diffused. Where channels extend from such areas into narrowing bottoms and steeper slopes adjoining or into uplands, additional guidance for design and stability checks as covered in SCS Technical Release No. 25 should be used to assure protection against degradation and bank erosion. The procedure and criteria also is applicable to the design of drainage ditches used for interception drainage. Chapter 3, Surface Drainage, deals with small field ditches. Chapter 4, Subsurface Drainage, contains criteria for planning ditches for use in subsurface drainage of agricultural land.

The design of drainage ditches must give due consideration to the equipment and methods to be used for construction, and to the needs for and methods to be used in maintaining the ditches. The design must be based on adequate consideration of the following interrelated factors:

1. The ditch must be designed to meet the project needs without aggradation or degradation of the channel bed or erosion of the channel banks.
2. It must be capable of being maintained to the size and condition required to continually meet the project needs.
3. The cost of construction and maintaining the ditch must be less than the benefits which it is expected to produce.
4. The construction, operation, and maintenance of the ditch must be carried out in a manner which will not contribute significantly to downstream sediment loads or on-site deterioration in quality of the environment.

Design and construction of ditches to meet these requirements are complex jobs. Positive consideration of all factors will result in an improvement to the environment and the agricultural economy of the area served. Inadequate consideration of any of the factors listed will result in disappointment and financial loss to the owners.

Location

Drainage ditches should be located to provide the most effective drainage of the agricultural wetland. Topography, existing ditches and drains, bridges,

farm boundaries and other physical features all influence ditch location. Natural outlets such as estuaries, rivers, lakes or swamps, or old ditches usually fix the general location of an open ditch, but the alignment and efficiency of the channel may be improved by the use of cutoffs, long tangents, and smooth curves.

Open ditches should terminate in an adequate outlet. The capacity of the outlet must be adequate to carry the design discharge from the project without it resulting in stage increases which would cause significant damage downstream. This may require extending the channel improvement further downstream. A comparison of alternate locations of the point of outlet may also be needed. The stage of a stream during the storm when the drainage system is discharging at the design rate determines the adequacy of the stream as an outlet. A study of the frequency of high water stage is needed for large streams, lakes, and tidal waters to determine their adequacy as an outlet and to establish the elevation of the design hydraulic gradeline for the open ditch at the outlet. See chapter 2 for more details regarding the requirements of outlets for agricultural drainage systems.

Channel location under nonerosive conditions

Where the topography is flat and soils and velocity are well within the range of conditions where channel stability will be no problem, alignment changes can be made to fit the area. Some factors to consider when changing alignment of a ditch are: (a) Straight ditches permit rectangular fields and efficient farming. (b) A shorter channel will have more slope, greater velocity and less cross-sectional area and will be less likely to accumulate sediment than a longer channel between the same terminal points. (c) Changing the existing location may require placing the ditch on higher land, crossing farm boundaries, isolating parts of fields from the rest of the farm, and installing new bridges and culverts not otherwise needed. (d) The location may result in placing the ditch in more or less stable soils.

Channel location under erosive conditions

Some drainage ditches may be needed where site conditions are likely to cause stability problems. Flow velocity, position of the water table, soil texture, soil structure, and vegetation are the principal factors influencing channel erosion. A careful study of these factors and the protection which may be needed should be made before constructing any channel. If significant erosion is probable, alternate solutions should be considered. It may be feasible to choose another location using a longer channel on a nonerosive grade; to locate the ditch in more stable soil; or to avoid cutoffs and straightening of natural channels. Use of a wider and shallower channel to decrease the hydraulic radius and the velocity is a possibility.

If these alternatives are not feasible, grade control structures or bank protection may be needed to protect the ditch. The principal practices and structures to control erosion in drainage ditches are: grade-control structures; bank protection by vegetation; riprap; jetties of piling or trees; tetrahedrons; brush mats; and continuous piling. The use of jetties, piling, and tetrahedrons applies only to large channels. These costly measures are not normally used on drainage ditches and when used in channels with unstable soils may have a high rate of failure.

Location of diversion ditches

Open ditches often serve as diversions to protect land from overflow. Most diversion ditches are located near the edges of hilly or sloping land, and need to be deep enough to intercept seepage as well as surface flow. Excavation from diversions is often placed to form a dike on the lower side for added protection. Where the safety of levees and dikes depends on adequate capacity of the diversion, it is essential to inspect the diversion ditch regularly and perform maintenance as required to keep down undesirable vegetation and remove sediment and other obstructions to flow. Diversion channels usually are designed to handle the peak flow storm of a frequency ranging from two to 10 years. Higher protection will be required when flood protection is a purpose. Economy in channel design results from designing the main diversion to carry part of the peak flow and to route the excess flow through spillways into other channels, sloughs or overflow areas. Often the spillway may be along sections of a channel having no dike, or with the top of a section of the dike below grade of the rest of the dike to provide a fuse plug. This type of construction reduces costs, but is applicable only where site conditions permit the lower level of protection.

Small surface water diversions are used frequently in farm drainage systems to prevent surface waters from adjoining lands from flooding fields to be drained. Deep diversions to intercept ground water are used to lower the water table in the area below the diversion ditch.

Layout of ditches in humid areas

Ditch systems in humid areas provide outlets for farm ditches, buried drains, interception ditches and irrigation return flows. The most common type of drainage system constructed by drainage enterprises in flatland areas consists of a network of laterals or sublaterals spaced at intervals which will provide each farm and ranch with a dependable outlet. Where farm units are small, it may not be feasible for a drainage enterprise to provide a lateral to reach each farm and small groups of farmers may need to construct a group lateral as an outlet for their farm laterals.

Location of drainage ditches in western irrigated lands

Drainage ditches in western irrigated areas serve primarily as disposal ditches for subsurface drains in irrigated areas. Ditches located perpendicular to the flow of ground water are installed to intercept subsurface flow and are called "interceptor ditches." Ditches located approximately parallel to the flow of ground water, or where the water table is relatively flat, and at a depth and spacing required for control of the water table, are called "relief ditches."

The location of ditches is usually fixed by the irrigation or canal system and the depth and location of permeable aquifers. In irrigated areas where high intensity rainfall occurs, channels are designed to serve as dual purpose ditches for the drainage of both surface and ground water.

Curves in ditches

Where feasible, smooth curves should be used for alignment rather than sharp bends in order to improve the hydraulic property and stability of the ditches.

Where this is applicable the recommended minimum radius of curvature may be established in a local drainage guide.

Often the best surface drainage is obtained by a ditch following low swales. To improve alignment, ditches may cut through minor rises in topography. Long tangents and gentle curves facilitate the cultivation of adjoining fields by eliminating odd-shaped areas. Where the design engineer plans to establish a minimum radius of curvature, table 5-1, may be of value. This table has been used widely in design of group drainage jobs.

Table 5-1. Suggested minimum radius of curvature in stable soil without bank protection

| Kind of ditches | Fall
per
mile | Minimum radius
of
curvature | Approximate
degree of
curve |
|---|---------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| | feet | feet | degrees |
| Small ditches maximum
top width 15 feet | Under 3 | 300 | 19 |
| | 3 to 6 | 400 | 14 |
| Medium-sized ditches
top width 15 to 35 | Under 3 | 500 | 11 |
| | 3 to 6 | 600 | 10 |
| Large ditches (more than
35 top width) | Under 3 | 600 | 10 |
| | 3 to 6 | 800 | 7 |

Problems outside the range of table 5-1, and in erodible soils, require special design. Sharp changes in alignment are needed in some locations to decrease waste area in fields. Where this is done, banks should be protected to prevent erosion.

Required Capacities

Drainage coefficients

General

The drainage coefficient is the rate of removal of excess water necessary to provide a certain degree of crop protection. Chapter 1 of this handbook includes a general discussion of drainage coefficients. Some drainage coefficients are for surface drainage, some for subsurface drainage, and some for a combination of the two. Subsurface flow is more uniform and extends over a longer period of time than surface runoff. In areas subject to both excess surface and subsurface water the subsurface drainage coefficient is usually the smaller of the two.

In order to give proper consideration to the characteristics of precipitation and runoff the drainage coefficient for surface drainage is usually expressed as a curve, where the rate of removal per unit of area varies according to the size of the drainage area. Drainage coefficients for subsurface drainage are usually expressed as a certain quantity of water removal from the drainage area per day. This may be expressed as inches per day from the watershed, or cubic feet per second per square mile. For large areas the rate may decrease. Where the need for both surface and subsurface drainage exists in a watershed, consideration must be given to the requirements of each in computing the design capacity for the ditch which serves as the common outlet.

In irrigated areas where the subsurface flow is continuous and generally uniform for extended periods, it should be considered as a base flow in computing the required capacity of the outlet ditch. In those areas where subsurface flow is the result of precipitation and is intermittent, the required capacity of the outlet ditch will be governed by the surface drainage flow. After a rainstorm the surface flow usually passes its peak before subsurface flow begins. In both situations the minimum depth of the outlet ditch will be determined by its required depth for subsurface drainage of its watershed. Any open ditch in an area subject to rainstorms will periodically be subjected to runoff from storms of abnormally high intensity. The type of agriculture and other improvements in the flood plain will determine the feasibility of constructing the ditch to the size required to carry the runoff from these abnormally large rainstorms within banks. Decisions are made on an evaluation of damages which would result from overbank flow and the cost of improvements which would prevent it.

Effect of outlet capacity on selection of drainage coefficient

In selecting criteria for design of drainage improvements, due consideration must be given to the capacity of the outlet into which the drainage ditches must empty. In determining the adequacy of outlets, the following basic requirements should be met.

1. The capacity of the outlet should be such that the discharge from the project watershed, after the installation of proposed improvements, will not result in stage increases that will cause significant damages below the termination of the project ditch.
2. The capacity of the outlet should be such that the design flow from its watershed can be discharged into it at an elevation equal to or less than that of the termination of the hydraulic gradeline used for design of the project ditch. The design flow from the watershed above the outlet should be determined in the same manner as the design discharge from the project. The probability of installing additional ditches in other watersheds which are served by the same outlet, in accordance with watershed or river basin needs, should be considered.
3. Where the outlet is a channel installed by the Corps of Engineers or other federal or state agency, the capacity of the project ditch will be governed by the capacity of the outlet. Criteria for design of the project ditch should be comparable to that of the outlet in such cases.
4. Where subsurface drainage is needed, the depth of the outlet needs to be such that subsurface drains may discharge freely into mains and laterals at normal low water flow.

Coefficients for subsurface drainage

The determination of coefficients for design of subsurface drains is discussed in Chapter 4 of this handbook. In using these coefficients for determining the required capacity of open ditches which serve as outlets for subsurface drains, consideration must be given to the amount of surface flow entering the ditches also.

In computing the subsurface flow from large watersheds the following points should be considered.

1. Percent of the watershed on which subsurface drains are installed, or which is contributing subsurface flow to open ditches.
2. Type of subsurface flow - continuous or intermittent.
3. Leaching requirement in irrigated areas.
4. Effects of precipitation on subsurface flow.

Studies of the yield of drains in arid and semiarid irrigated areas indicate an average flow from areas above one square mile in size to be in the range of 2 to 4 c.f.s. per square mile. Factors favoring use of the smaller figure would be larger areas, a substantial portion of the total area not being irrigated, low to moderate leaching requirement, and a diversity of crops which will result in a more uniform rate of irrigation and therefore of drainage. Experience in the area, observation of flow from existing drainage systems, consideration of the factors affecting flow from subsurface drains, and judgment are needed to develop criteria for required capacity of ditches for drainage of large areas of irrigated land in arid and semiarid areas.

Coefficients for surface drainage

Coefficients for surface drainage of flatland are usually determined by the general formula

$$Q = CM^{5/6} \qquad \text{Eq. 5-1}$$

Q = required capacity of ditch in c.f.s.

C = a coefficient related to the characteristics of the watershed and the magnitude of the storm against which the watershed is to be protected

M = drainage area in square miles

This formula applies to areas where the natural land slopes are about 1 percent or less. The formula may be used for minor portions of steeper land in a watershed which is predominantly flatland.

Stream gage records and studies made of the flow of excess rainfall from flatland watersheds show that the rate of flow, per unit of area, decreases as the total area of the contributing watershed increases. The rate of change, indicated by the exponent of M, varies somewhat between watersheds, and with the intensity and duration of the storm producing the excess rainfall. There is adequate data, however, to justify the use of the 5/6 exponent in the formula for determining surface drainage coefficients for all flatland watersheds in the United States.

Design flow from uplands in the watershed should be computed by procedures covered in Section 4, Hydrology, NEH, or from applicable hill land drainage curves. The design flow from the watershed can then be determined by adding to computed upland flow the flow of flatland increments computed from drainage curves.

Determination of coefficient "C" for use in surface drainage formula. - In many areas of the country the value of the coefficient for use in the general formula for surface drainage, $Q = CM^{5/6}$, has been determined by many years of experience. Values which are related to the kind of protection needed by different types of agriculture and kinds of crops have been determined for

specific climatic areas in the country. This experience data is invaluable and should continue to be used. Figure 5-1 indicates the area where these drainage coefficients which are shown in figures 5-2 and 5-3 are applicable. In cases where a drainage coefficient is needed in the area west of the north-south dividing line it should be based on the characteristics of the watershed and crops to be grown and somewhat lower than the coefficients in use for similar conditions to the east of the north-south line.

There are some areas, though, where the type of agriculture is changing, or improvements are being made in the watershed which indicate the need for a more precise determination of runoff than that provided by use of the applicable drainage coefficient. In other situations there may be a need to develop a coefficient which is adapted to the specific needs of a particular watershed and the experience with similar conditions is not adequate to indicate the best coefficient to use.

Where this is the case the coefficient "C" for the surface drainage formula may be determined by the following procedure which is a combination of the recommendations of Stephens and Mills (1)* and the procedures given in NEH 4, Hydrology, for determining runoff rates.

Values of the coefficient "C" for the flatland portion of the watershed may be determined from the relationship

$$C = 16.39 + 14.75 R_e \quad \text{Eq. 5-2}$$

Where " R_e " is the rainfall excess in inches. See figure 5-4 for solution of the above equation. " R_e " should be determined in accordance with procedures in NEH 4, Hydrology, Chapter 10. An example of determining " R_e " and "C" is given on page 5-14.

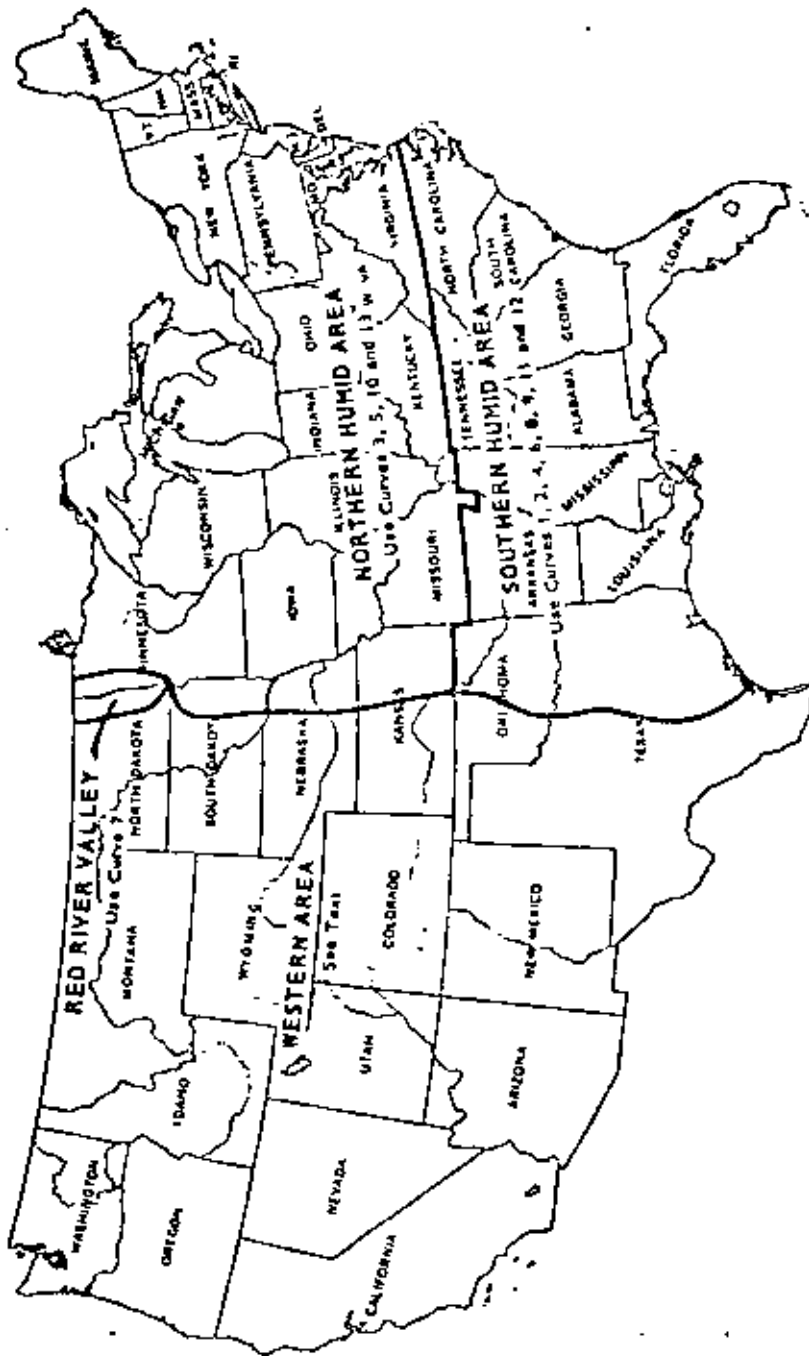
In determining " R_e " for flatland watersheds the following factors should be considered.

It is normal, and not necessarily damaging, for water to accumulate to shallow depths on flatland during intense or extended periods of rainfall. Such accumulations should extend to relatively short periods of time. It is not feasible to contain all runoff within ditchbanks on flatland except for extremely low intensity and short duration storms. The level of protection on flatland refers to the duration and frequency of storms against which protection is afforded, to the extent that flooding to the depth and duration which will cause significant crop loss will not occur. Drainage formulas, with coefficients ranging from 15 to 50, generally provide this kind of protection against storms of recurrence frequency of once in 2 to 5 years, depending on the kind of crop.

In determining the degree of protection to be provided, the topography and soils need to be investigated. Land which is a foot or two higher receives a much higher degree of protection than the land at general field level on which channel design is based. Lands at the lowest elevations adjoining channels frequently are classed as "heavy" soils and are best suited to pasture or water-tolerant crops. Often the "lighter" soils, best suited for row crops, lie slightly higher in elevation. This is usually true of land built up by stream overflow. In such situations, channels designed on drainage curves

* Numbers in parentheses refer to references listed at the end of the chapter.

KEY MAP SHOWING DRAINAGE COEFFICIENTS FOR
USE IN DRAINAGE DESIGN



REFERENCE

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE
SOIL CONSERVATION SERVICE
ENGINEERING DIVISION • DESIGN SECTION

STANDARD DWG. NO.

ES-700

SHEET 1 OF 3

DATE 3-71

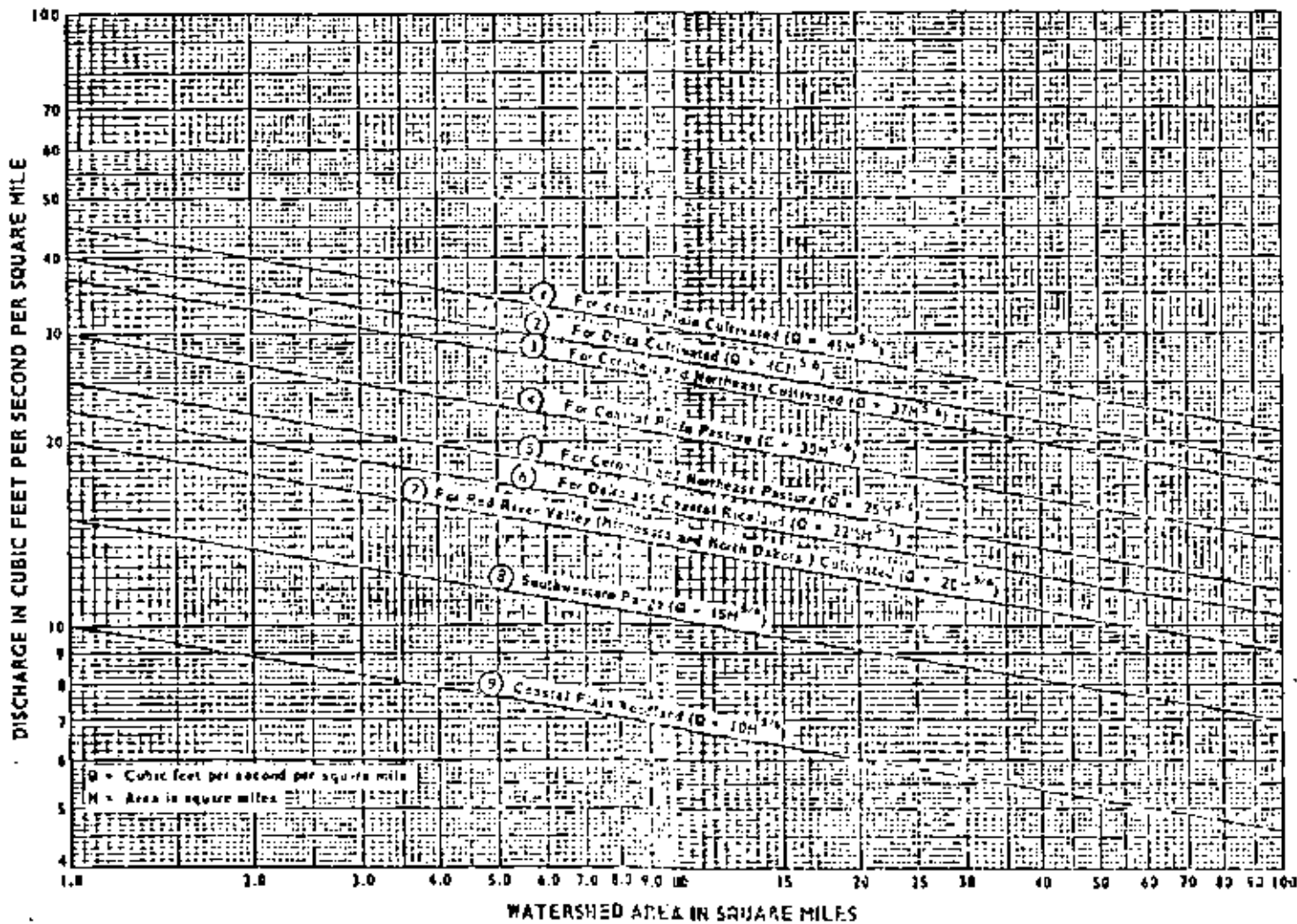
Figure 5-1, Key map showing drainage coefficients
for use in drainage design

Figure 5-2, Drainage runoff curves

ES-700 - sheet 2 of 3

DRAINAGE RUNOFF CURVES

13



REFERENCE
 Curves 1, 2, 4, 5, 8 and 9 - Fort Worth, Texas and Spartanburg, South Carolina
 Engineering and Watershed Planning Units
 Curves 3 and 6 - John G. Surrain, "Hydraulics of Open Ditches," Agr. Eng., Vol. 20,
 No. 5, May 1939
 Curve 7 - Minnesota Dept. of Drainage and Waters

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE
 SOIL CONSERVATION SERVICE
 ENGINEERING DIVISION - DESIGN SECTION

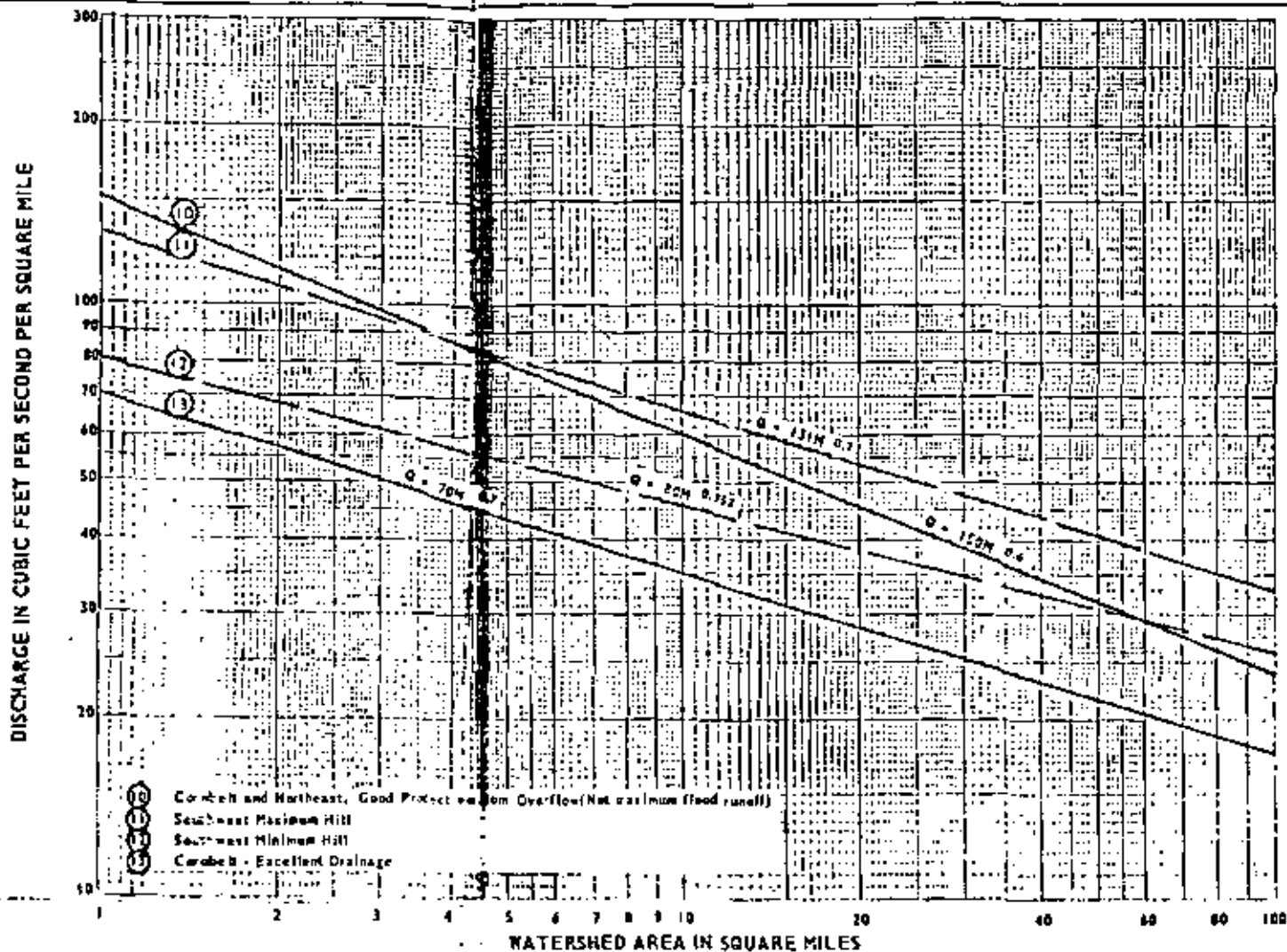
STANDARD NO.
 FS-200
 SHEET 2 OF 2
 DATE 1957

Figure 5-2, Drainage runoff curves

Figure 5-3, Drainage runoff curves

ES-700 - sheet 3 of 3

DRAINAGE RUNOFF CURVES



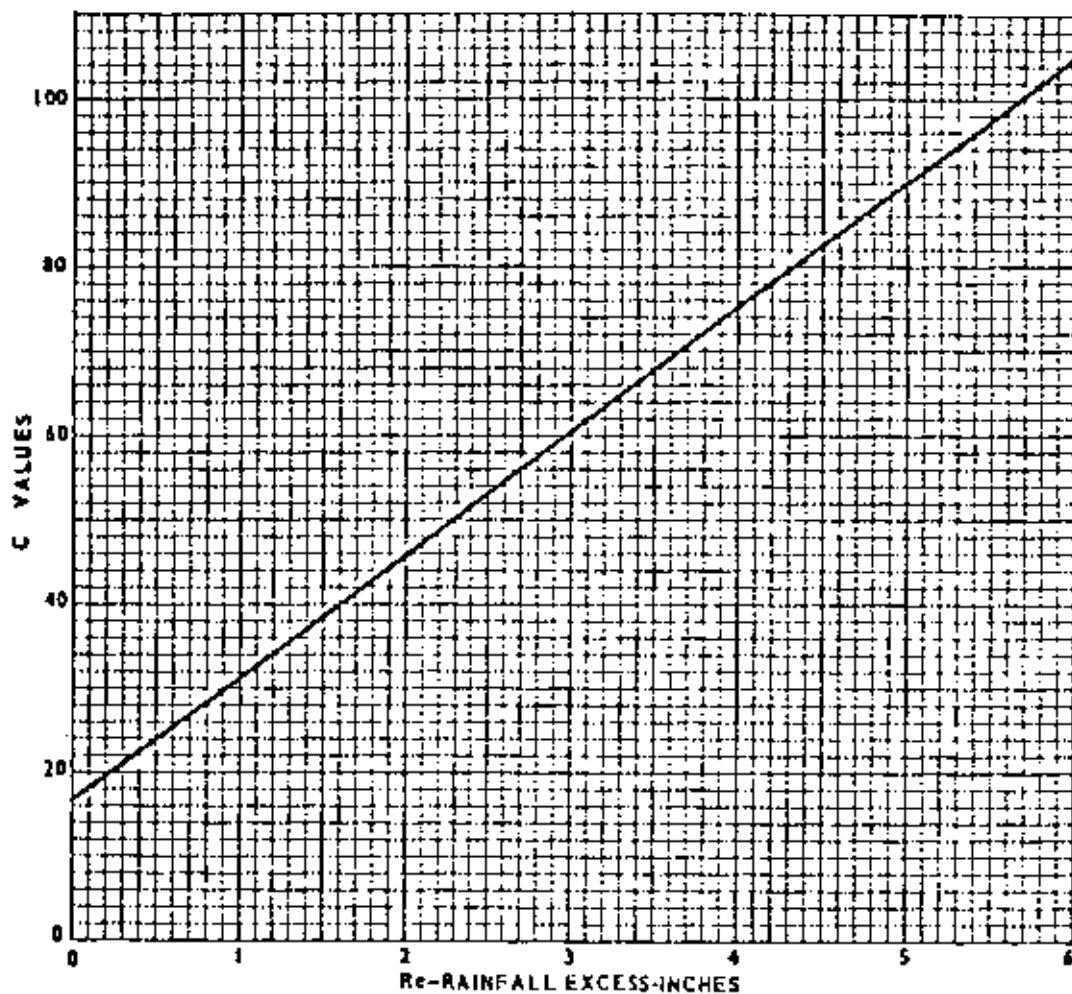
Curves 10 and 13 - John D. Sifton, "Hydraulics of Open Ditches," Agr. Eng., Vol. 20, No. 5, May 1939.
 Curves 11 and 12 - Fort Worth, Texas, Engineering and Watershed Planning Unit

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE
 SOIL CONSERVATION SERVICE
 ENGINEERING DIVISION - DESIGN SECTION

STANDARD DRG. NO.
 ES-700
 SHEET 1 OF 1
 DATE 2-21

Figure 5-3. Drainage runoff curves

DETERMINATION OF THE COEFFICIENT C IN THE
DRAINAGE FORMULA: $Q = CM^{5/6}$



REFERENCE

Stephens, J. C. and Mills, W.C.
A.R.S. 41-95, USDA-ARS
 $C = 16.39 + 14.75 R_e$

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE
SOIL CONSERVATION SERVICE
ENGINEERING DIVISION - DESIGN SECTION

STANDARD DWG. NO.

ES-733

SHEET 3 OF 1

DATE 3-71

Figure 5-4, Determination of coefficient, C, in the drainage formula: $Q = CM^{5/6}$

with coefficients in the range of 15 to 30 may provide adequate protection for the lower lying lands in a watershed and also provide a much higher degree of protection for lands which are a foot or two higher than the design hydraulic gradeline. In many watersheds, flood routing may be needed to determine the required channel size.

A common understanding of "24-hour removal" is that the rainfall excess from a particular storm is removed from the watershed within 24 hours after the cessation of rain. Actually, removal begins as soon as an excess develops. And since the critical storm for flatland areas may occur over an extended period of time - often 2 or 3 days - the analysis for determining the rainfall excess should be made by taking the maximum 48-hour rainfall for the recurrence frequency against which protection is desired, divide the excess from such a rain by two, and use this value in equation 5-2 to determine the coefficient for the surface drainage formula Eq. 5-1.

For general farm crops the level of protection normally planned is from a storm of 48 hours duration and with a frequency of occurrence of from 2 to 5 years. For high value crops with low tolerance to excess water, protection from the 10-year frequency storm may be desirable, or a special analysis may be warranted to remove, for example, the excess from a 24-hour rainfall in a 24- or 36-hour period. This will result in higher "C" values.

Example for computing "C" values. - Use of the above described procedure for computing a "C" value for the drainage formula first requires a decision on the level of protection to be provided the watershed. Then the characteristics of the specific watershed and the local climatic conditions must be considered. Assume that protection is to be provided against the maximum 48-hour storm of 5-year frequency. For example, U. S. Weather Bureau Technical Paper 49 shows that in southern Louisiana the 5-year, 2-day precipitation is about 8.0 inches. In this area the soil type places it in the D hydrologic soil group (see NEH 4, Chapter 7). Eighty percent of the area is in row crops having a runoff curve number 82 (contoured and terraced being used for flatland) and 20 percent is in permanent meadow having a runoff curve number of 78 (NEH 4, Chapter 9). This gives a weighted value of 81, which results in 5.74 inches of runoff for the 2-day storm (NEH 4, Figure 10.1). Use half of this or 2.87 inches in Equation 5-2 and obtain a value of 59 for "C" for use in the formula $Q = Cx^{5/6}$.

Computation of design flow

The computation of the total design flow at a particular point on a ditch may involve combining the flow from tributaries or combining the flow from areas in the watershed on which different coefficients were used to compute the drainage flow. Methods used to combine flows from the various parts of any watershed should be directed to the objective of providing the desired protection for each part and for the watershed as a whole.

Combining flows from areas on which different coefficients are used to compute design flow

Within a particular watershed there may be sloping upland, flat bottom land, forest land, highly developed general cropland, or even some urban land. The characteristics of each distinct type of land and land use within the watershed determines the coefficient to be used in design of improvements on that parcel of land and in computing the drainage flow from it. In order to comply with one of the principles of the surface drainage formula: that the rate

of removal per unit of area varies according to the size of the drainage area, it is necessary to maintain the same relation of total flow to total area as the formula specifies. This can be done within tolerable limits by the simple device of determining the acreage of one type of land which by use of its proper coefficient will produce the same flow as a different acreage of another type of land using its proper coefficient. Then as the addition of flow proceeds downstream in a watershed each subsequent determination is based on the addition of area as well as water.

Drainage coefficients for steep and other areas

Where established drainage coefficients do not directly apply to steep and other areas, the drainage coefficient should be estimated after studying the following:

1. Determine the water tolerance of the predominant crops in the area and arrive at a time factor within which drainage should be provided. Determine depth of flooding permissible during this time.
2. Determine volume of runoff for the time period, determined according to item one, for rainfall to be expected in accordance with the level of protection planned. This may be a 48-hour rain to be expected once in 5 years for the first trial for general crops. For procedures to be used in computations see section on total storm runoff and peak flow and NEH 4.
3. Estimate the drainage coefficient from data obtained under items 1 and 2 from comparison with established drainage curves which apply to conditions most nearly similar.
4. Determine the hydrograph of runoff for the selected storm. Use this hydrograph to determine if the limits of permissible depth and time of flooding are exceeded with the channel capacity as estimated under item 3.
5. Adjust the drainage coefficient if results appear out of line with drainage requirements.

Where flow from a stream or channel, which carries runoff from hill land, enters a ditch designed on a drainage curve, the equivalent watershed area is computed and used in design as described on page 5-24.

Where protection of urban or other valuable property is required, the design of channels and other facilities should be based on holding depths of flooding to the level which can be tolerated in accord with the level of protection selected.

Determination of drainage coefficients for subsurface drainage is described in Chapter 4 of this handbook.

Total storm runoff and peak flow

In computing flow from steep or other areas where drainage curves are not applicable, the total volume of runoff and the peak flow need to be determined.

Volume of runoff. - For approximate results, the volume of runoff may be computed by the following procedures. These procedures are based on the use of

(a) U. S. Weather Bureau Technical Papers 40, 42, 43, 47, and 49, and (b) United States Department of Agriculture, Soil Conservation Service Engineering Handbook, Section 4, Hydrology.

The procedures described in NEH Section 4 should be used for computing volume of runoff based on soil-cover groups or complexes defined in the guide. Table 9.1 in the handbook prescribes curve numbers for various soil-cover groups and figure 10.1 (ES-1001) is a solution of the runoff equation for various curve numbers and amounts of rainfall. Hydrologic groups for various soils are given in table 7-1.

These procedures can be used to determine the volume of runoff from a storm of a specified duration and a given frequency.

The approximate total runoff may be computed as follows:

- Step 1. Determine watershed area and areas of parts of watershed in various soil-cover groups.
- Step 2. Select runoff removal time for drainage based on local crops and area to be protected. Normally the 24-hour duration storm is used.
- Step 3. Select rainfall intensity-frequency chart. Rainfall intensity-frequency charts in Weather Bureau Technical Bulletins, Paper 40, 42, 43, 47 or 49, whichever is applicable, should be used.
- Step 4. Determine rainfall to be used from the selected rainfall intensity frequency chart, according to the location of the job.
- Step 5. Select curve number to be used for each soil-cover group. Use Table 9.1, NEH 4, with antecedent moisture condition II for usual design.
- Step 6. Tabulate data in columns and compute total runoff.

List and description of columns needed:

- | | |
|---|--------------------|
| a. Area of each soil-cover group--
square miles | (table 9.1, NEH 4) |
| b. Land, use or cover--row crops,
small grain, woods, etc. | (table 9.1, NEH 4) |
| c. Treatment of practice--straight
row, contoured, etc. | (table 9.1, NEH 4) |
| d. Hydrologic conditions, good
or poor | (table 9.1, NEH 4) |
| e. Hydrologic soil group, A,
B, C, or D | (table 7.1, NEH 4) |

- f. Curve No. (table 9.1 and figure 10.1, ES-1001), NEH 4, Hydrology
- g. Storm runoff in inches (from selected runoff curve number and rainfall as determined in step 4).
- h. Storm runoff from each soil-cover group obtained by multiplying column above by area square miles (result in inch-miles).

Step 7. Add column obtained in item h above to obtain total storm runoff from watershed in inch-miles.

Step 8. Divide by watershed area (square miles) to obtain volume of runoff in inches for watershed for storm period.

Example using the above procedure to determine the volume of runoff. -

Step 1. The area for which the volume is to be determined is 5 square miles of flatland located where Texas, Arkansas, and Louisiana join. The runoff curve numbers and the soil cover groups as classified in table 9.1 are:

| Land Use | COVER | | | Hydrologic Soil Group | | | |
|-----------|-------------|-----------------------|----------------------|-----------------------|----|----|---|
| | Area Sq.Mi. | Treatment or Practice | Hydrologic Condition | A | B | C | D |
| Row crops | 2.0 | Contoured | Good | | 75 | | |
| Row crops | 1.0 | Contoured | Good | | | 82 | |
| Pasture | 1.0 | | Fair | | | 79 | |
| Woods | 1.0 | | Poor | | 66 | | |

Step 2. The time established to drain the composite area is 24 hours.

Step 3. A 24-hour, 5-year storm is selected.

Step 4. Using Weather Bureau Technical Paper 40, the rainfall from a 5-year, 24-hour storm in the area is 5.8 inches.

Step 5. The curve numbers to be used for each soil cover group using hydrologic condition II are selected from table 9.1 and are shown in step 1 under Hydrologic Soil Groups.

Step 6. Using rainfall determined in step 4 the total runoff is determined from ES-1001 as follows:

| Curve No. | Runoff, inches | Area, sq.mi. | Inch Miles |
|-----------|----------------|--------------|------------|
| 75 | 3.11 | 2 | 6.22 |
| 82 | 3.80 | 1 | 3.80 |
| 79 | 3.50 | 1 | 3.50 |
| 66 | 2.29 | 1 | 2.29 |

Step 7. Total 5 15.81

Step 8. Inches per square mile $\frac{15.81}{5} = 3.16$ inches.

Peak runoff and hydrographs. - The peak runoff may be estimated by one of the methods described in NEH 4. The method to be used depends upon the accuracy and expense justified in making the required determination. NEH 4 discusses both approximate and detailed methods of estimating peak runoff and construction of hydrographs.

Design Standards

Requirements for side slopes, berm widths and maximum velocities of drainage ditches are based primarily on water table elevations, soil conditions and maintenance requirements. These and other design standards are established in most State handbooks and local drainage guides.

Channel design

Determination of required channel dimensions for a given rate of flow (Q), hydraulic gradient (s), and channel roughness (n) is usually made by a solution of the Manning equation to determine the mean velocity (v) and by use of the relation: $Q = Av$ where Q = rate of flow in cubic feet per second, A = cross-sectional area of the channel in square feet. The Manning equation is usually written:

$$v = \frac{1.486}{n} r^{2/3} s^{1/2} \quad \text{Eq. 5-3 (2)}$$

- v = mean velocity of water in feet per second
- r = mean hydraulic radius in feet - cross-sectional area of the channel divided by its wetted perimeter
- s = the energy loss per foot of length and for open channels with very small slopes it may also be defined as the slope of the energy gradient. For uniform flow, s is also the drop in the channel per foot of length, and for very small slopes it becomes nearly equal to the slope of the channel.
- n = coefficient of roughness for use in the Manning equation.

Value of "n" for design

The proper design of a ditch requires the selection of the value of "n", the coefficient of roughness that will exist after it is in use and well maintained. A useful guide for the selection of "n" for the design of drainage ditches is given in table 5-2.

Table 5-2.--Value of "n" for drainage ditch design

| Hydraulic radius | "n" |
|------------------|---------------|
| less than 2.5 | 0.040 - 0.045 |
| 2.5 to 4.0 | .035 - .040 |
| 4.0 to 5.0 | .030 - .035 |
| more than 5.0 | .025 - .030 |

These values are an interpretation of results reported in United States Department of Agriculture Technical Bulletin 129, Flow of Water in Drainage Channels, 1929. (Also refer to the U. S. Department of Agriculture, Soil

Conservation Service, Engineering Handbook, Section 5, Hydraulics, Supplement B.) Values here are based on the assumption that obstructing vegetation in channels will be kept down by maintenance. If vegetation is not kept down, the value of "n" may be 0.100 or higher.

In newly excavated channels the values of "n" are lower and velocities higher than design values. Where the design velocity is near an erosive value, this may need to be studied and corrective measures planned. The velocity may be lowered within narrow limits by making a ditch wider and shallower. Excavation may be planned during the growing season and banks may be seeded to avoid exposure of raw banks unnecessarily.

Channel section

The channel section selected should be (a) large enough to permit the required discharge, (b) as deep as required to provide a satisfactory outlet for both surface and subsurface drainage needs of the area served, and (c) of a width-depth ratio and side slopes which will result in a stable channel which can be maintained in a satisfactory condition at a reasonable cost.

Depth. - The minimum depth of ditches acting as disposal ditches for subsurface drains unless otherwise specified, should be about 5 feet in the humid area and 8 feet in western irrigated areas. Drainage guides should specify depth standards.

Bottom width. - Capacity required, soil materials, velocity and the type of construction equipment to be used are factors which affect the minimum bottom width which should be planned. Excessively wide and shallow ditches are not hydraulically efficient and are usually more difficult to maintain than are ditches with a more efficient hydraulic section.

Side slopes. - Side slopes to be recommended for local site conditions should be specified in drainage guides for the area. The side slope of old ditches should be examined to determine their stability in the usual soil types.

Maintenance requirements also should influence the selection of side slopes. Ditch side slopes which may be used with various maintenance methods are given in table 5-3.

Table 5-3.--Ditch side slopes for use with various maintenance methods

| Type of Maintenance | Usual Recommended Minimum Side Slopes | Remarks |
|---------------------|---------------------------------------|---|
| Mowing | 3:1 | Flatter slopes desirable for ordinary farm wheeled tractors. Special equipment may be used on steeper slopes (see p. 5-50). |
| Grazing | 2:1 or flatter
1/2:1 or flatter | For ditches greater than 4 feet deep, use ramps.
for ditches less than 4 feet deep, use ramps. |
| Dragline | 1:1 | Suitable for use in stable soils on ditches greater than 4 feet deep. |
| Blade equipment | 3:1 | Flatter slopes desirable. |

In locations, where field laterals are used for subsurface drainage, the deep ditches require so much right-of-way that ditchbanks need to be constructed with side slopes as steep as possible to conserve land. Such ditches may justify an on-site study to determine the natural angle of repose of the soil and to observe old ditches, so that stable side slopes can be determined. Water must not be allowed to run over the banks of the deep ditches.

Stability of bank slopes on noncohesive soils such as fine sands are usually not obtained immediately after initial excavation because of sloughing from seepage before the normal water table recedes to new levels. Construction procedure may require an early followup to reshape the banks. It may be desirable on some jobs to require initial excavation of a pilot channel of lesser width than the designed section and later completion of the excavation and the shaping of the banks. This will allow the water table to become adjusted to the deeper ditch before the final shaping.

Ditch stability. - The velocity selected for the ditch design may be acceptable for the depth of flow and the condition expected after the channel has aged but the velocity must be also satisfactory for bank-full flow and the conditions which will exist immediately after construction. Bank-full flow is the flow that will create a water surface at or near the normal ground elevation for a significant length of a reach of the ditch. Excess ditch depth resulting from a cut through high ground is not considered.

Recommended procedures for designing stable channels are given in SCS, Engineering Division, Technical Release No. 25, Planning and Design of Open Channels.

Berms and spoil banks. - Adequate berms are required to:

- 1, Prevent sloughing of ditchbanks caused by heavy soil loads too near the edge of the ditch.
2. Provide travelways for maintenance equipment.
3. Eliminate the need for moving spoil banks in future operations.
4. Provide for work areas to facilitate spoil bank spreading.
5. To prevent excavated material from washing or rolling back into ditches.

If the spoil banks are to be spread the berm required during construction and the method of spreading the spoil need to be specified in the construction contract. The best use of the spoil and how far it can be spread are determined by the type of excavated soil, the adjacent land use, the need for roads, and the method of maintenance to be employed. In some locations spoil can be shaped and used to good advantage for farm roads. In all cases a travelway should be established on the berm or on the spread spoil which is adequate for movement and operation of the type of equipment needed for maintenance of the ditch.

In humid areas, the spoil banks usually should be spread so they can be cultivated or kept in hay or pasture. The spoil should be spread to slope away from the ditch and left so ordinary farm equipment may operate over the spoil.

Spoil banks should not be spread where infertile soils, rock, gravel, or irrigation practices do not permit cultivation of spoil material, or where they will be covered with timber or brush. Where not spread, the spoil bank should be in as small a right-of-way as possible consistent with berm requirements, and side slopes should be as steep as the soil permits. Where unproductive soils occur at lower depths in large ditches, the good soil should be segregated during construction, and then spread to use it to better advantage. Fertile spoil may be used for land grading, smoothing, or land leveling in adjacent fields or as topsoil of the spoil banks.

Safe entry of surface water through the spoil into the ditch should be provided. In placing and spreading the spoil, points of entry and type of inlet structure to be used need to be determined.

Spoil material should be disposed of in a manner which will improve the esthetic appearance of the site to the extent feasible.

In areas where soils and climatic conditions are favorable, planting of hay or pasture crops on berms, travelways and spoil disposal areas is good practice. On suitable sites, plantings should be made for shelter and food for wildlife. When the plan provides for planting trees or shrubs along a ditch the plantings should be placed so that they will not interfere with channel flow, maintenance operations, or the maintenance travelway.

Local technical guides should recommend desirable types of vegetation and methods of establishment since vegetation is of primary importance in reducing maintenance and preservation of wildlife.

Design Procedure

General

The basic procedure for drainage ditch design includes the following:

1. Check all basic field information such as field elevations, control points, soil borings, bridge footing, etc. for completeness. Also check the elevation of the water in the outlet. A stage-frequency curve should be obtained wherever possible.
2. Establish control points and set hydraulic gradeline for design.
3. Determine watershed areas and equivalent watershed areas if required at the lower ends of selected design reaches.
4. Compute design discharge in c.f.s. for the lower end of each reach.
5. Select and record appropriate design criteria including values of "n", side slopes, minimum bottom width, and minimum depth below hydraulic gradeline.
6. Design ditch section below the established hydraulic gradeline.

In applying this procedure several problems arise such as combining flow from different types of watershed areas and at junctions of ditches, at culverts and bridges. This chapter discusses methods of handling these situations.

Drainage ditches should be designed to pass the design drainage flow throughout the length of the ditch with the hydraulic gradeline sufficiently below the elevations of land to provide good drainage. The hydraulic gradeline represents the surface of the water when the ditch is operating at design flow. Its slope "s" is used in the Manning formula to determine velocity. The grade of the ditch bottom may have a different value because the ditch bottom is not always parallel to the hydraulic gradeline.

Uniform flow is ordinarily assumed in the design of drainage channels except above culverts and at locations where the design requires backwater computations. With these exceptions the ditch bottom may be established parallel to the hydraulic gradeline and a uniform channel section used. Even though non-uniform flow results where minor obstructions occur or where minor local drainage enters it is of little practical significance and the general efficiency of the system is not impaired.

The Manning formula is recommended for open-ditch design because of its simplicity and range of tables available. The Corps of Engineers publication, *Hydraulic Tables*, permits an easy and rapid solution of the Manning formula for values of "n" from 0.010 to 0.175. These tables may be bought from the United States Government Printing Office, Washington, D. C. 20401.

Establishing the hydraulic gradeline

The hydraulic gradeline is established after determining land use, the elevation of control points along the ditch, and plotting the control points on the ditch profile. Usually control points are established below the elevation of principal fields so they can be adequately drained and at hydraulic gradelines of lateral ditches or streams entering the ditch. Where it is impractical to establish control points low enough to drain the land, the land use may need to be adjusted to more water-tolerant crops, such as pasture or trees. The control points are established low enough to allow for headloss by surface flows from the field through the bottom of the row furrows and surface drains to the outlet.

Additional control points are determined from culverts, bridges, buildings, roads, and other property within the area to be drained. The hydraulic gradeline is drawn through or below as many control points as possible based on their importance and after studying (a) the profile of the natural ground surface, (b) critical elevations established by surveys, and (c) channel obstructions such as culverts and bridges.

The hydraulic gradeline often is drawn above some control points to save excavation. The importance of control points depends on the agricultural area or property values they represent and on the extent and results of poor drainage if the hydraulic gradeline is above the control point. All control points representing the elevations of the hydraulic gradeline of lateral ditches must be established and used in drawing in the hydraulic gradeline of the main ditch. The hydraulic gradeline of the main and all laterals should coincide at points of intersection before the ditch sections are designed.

Where the hydraulic gradeline needs to be established above the levels of low-lying land, such land will not receive the same degree of drainage benefit as fields lying above the hydraulic gradeline. This may limit the land use of lowland to crops such as hay, pasture, or woodland. Lower drainage assessments may need to be placed because of the limitations in land use. Establishing the

best hydraulic gradeline for good economical drainage requires practical experience. Perfection in this should be a major goal of a drainage engineer. Drawing a line through the control points on the profile fixes the hydraulic gradeline. It will often need to be drawn more than once to obtain the best balanced results.

The design of a drainage system may begin at either the upstream or downstream end. The elevation of the hydraulic gradeline for the lowest design reach needs to be at the controlling elevation of the outlet. For many ditches, it makes little difference where the design commences. Where there is limited grade it may be necessary to use bridges in lieu of culverts to minimize head loss at structures.

Computing ditch sizes at junctions - 20-40 rule

One method of computing the required capacity of a ditch below a junction is to add the design flows (c.f.s.) of the two ditches above the junction. A second method is to add the tributary areas of the two ditches and compute the size based on the drainage coefficient for the total watershed area. The first method gives a higher discharge than the second method. Method 1 should be used where ditches draining almost equal areas join. Here the time of concentration is likely to be about the same if topography is the same and peak flows ordinarily will reach the junction at about the same time. Method 2 is used where the ditch draining a small area joins a ditch that is much larger. This is because the peak discharge from the small ditch passes before the peak flow of the larger ditch reaches the junction. For intermediate conditions a transition from one method to the other should be applied.

A recommended method for determining the design discharge below a junction is by use of the following empirical procedure termed the 20-40 rule:

1. Where the tributary area of one of the ditches is from 40 to 50 percent of the total tributary area, determine the required capacity of the channel below the junction by adding the required design capacities of the ditches above the junction.
2. Where the watershed area of a lateral is less than 20 percent of the total watershed area, determine the design capacity of the ditch below the junction from the drainage curve and for the total watershed area below the junction at the end of the design reach.
3. Where the watershed area of a lateral is in the range of 20 to 40 percent of the total watershed area, the discharge shall be proportioned from the smaller discharge obtained by use of method 2 at 20 percent to the larger discharge obtained by use of method 1 at 40 percent. In this range compute the discharges by both methods 1 and 2 above and obtain the difference in cfs by the two methods. Then interpolate to obtain the design discharge for the channel below the junction.

Illustrating this, assume that a lateral draining 3,200 acres joins an outlet draining 10,200 acres above the junction with 13,400 acres watershed area below the junction. A curve developed from the formula $Q = 45 M^{5/6}$ is to be used to calculate runoff. Since the watershed area of the lateral is between 20 and 40 percent of the total watershed, the flow will be computed as follows:

| | | |
|---------|---|-------------------|
| Step 1. | Runoff from 3,200 acres | 170 c.f.s. |
| | Runoff from 10,200 acres | <u>460 c.f.s.</u> |
| | Total discharge from the two watersheds | 630 c.f.s. |

Step 2. Runoff from total watershed 13,400 acres . . . 580 c.f.s.

Step 3. Subtract step 2 from step 1 50 c.f.s.

Step 4. Percent of small watershed (3,200 acres) of total watershed

$$(13,400 \text{ acres}) \text{ is } \frac{3200}{13400} \times 100 = 23.8 \text{ percent.}$$

Step 5. Difference between 23.8 and 20 = 3.8.

Step 6. $\frac{3.8}{20} \times 100 = 19 \text{ percent.}$

Step 7. From step 3, $50 \times 19 \text{ percent} = 9.5.$

Step 8. Add 580, from step 2, and 9.5, from step 7 . . . 589

This is the final interpolated discharge from this watershed below the junction.

NOTE: Computations in method 2 assume a short design reach below the junctions with no increase in watershed area below the junction. Often the design reach may be long enough to require an added discharge from the area below the junction.

If the 20-40 rule increases the ditch section above normal for the watershed, the enlarged section is carried downstream without changing size until additional watershed requires a larger ditch section based on total watershed area.

In the example of design, figure 5-9 and table 5-4, method 3 is illustrated at station 360+00 where lateral A has a watershed of 37.5 percent of the total and the design discharge is obtained by interpolation. Laterals B, C, D and E have watershed areas less than 20 percent of the total watershed area below the respective junctions. Here, method 2 with design Q based on watershed areas below the junction applies.

Computing equivalent drainage area

When runoff is removed at different rates on various parts of the watershed it will be necessary to find either equivalent areas or equivalent discharge so the correct design capacity can be carried downstream without confusion. This can best be done by compiling drainage coefficient curves based on total discharge for the area rather than by discharge per square mile. Such curves are shown in figure 5-5. Equivalents can be read directly from these curves.

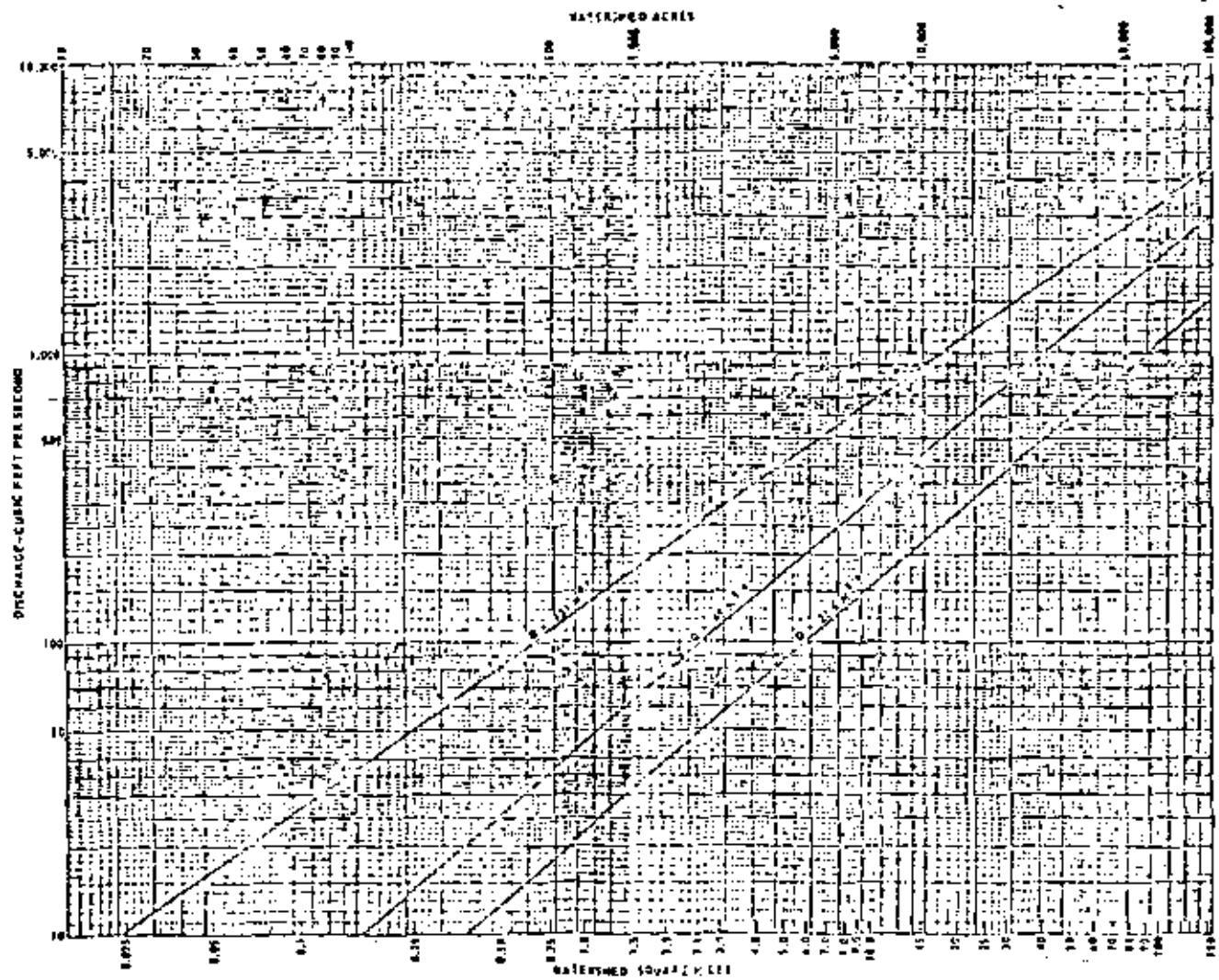
Example of use: (Based on figure 5-5)

2,000 acres of land requiring the curve developed from $Q = 45 M^{5/6}$ joins
1,000 acres of land requiring the curve developed from $Q = 22\frac{1}{2} M^{5/6}$

It will be necessary to convert to either $Q = 45 M^{5/6}$ or $Q = 22\frac{1}{2} M^{5/6}$

Figure 5-5, Drainage runoff curves
for sample drainage ditch design

DRAINAGE RUNOFF CURVES FOR SAMPLE DRAINAGE DITCH DESIGN



DRAINAGE DESIGN PROBLEM CHAP. 3, SEC. 16

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE
 SOIL CONSERVATION SERVICE
 ENGINEERING DIVISION - DESIGN SECTION

DATE _____
 DRAWN BY _____

Figure 3-5, Drainage runoff curves for simple drainage ditch design

depending on the use below the junction. This is found to be predominantly land use requiring runoff removal rate of $Q = 45 M^{5/6}$. The discharge from 1,000 acres on $Q = 22\frac{1}{2} M^{5/6}$ is 32.5 c.f.s. This is equivalent to 425 acres on the $Q = 45 M^{5/6}$ curve. Hence, we would assume a total watershed below the junction of 2,000 acres plus 425 acres which equals 2,425 acres. The total discharge from 2,425 acres on the $Q = 45 M^{5/6}$ curve (considering the 20-40 rule given on page 5-23) is found to be 140 c.f.s. Therefore, 140 c.f.s. is the design flow below the junction.

Flow from reservoirs into drainage systems

In most situations the flow from flood-prevention reservoirs may be handled in drainage design by subtracting the watershed area upstream from the dam from the total watershed area and adding the outflow through the principal spillway. The outflow should be added as a constant flow to the drainage flow computed from the watershed below the dam. The effect of weir-type dams may be disregarded under most conditions and the drainage design based on the entire watershed area contributing to the channel.

The effect of flood-prevention reservoirs may be disregarded, for drainage-design purposes, at some point downstream. This point may be determined by figuring the average outflow of the reservoir in c.f.s. per square mile of watershed area above the dam. If this rate of flow is below the minimum rate in the drainage curve applicable at the outlet and based on the entire watershed area, the reservoir affects the entire drainage system. If the rate of outflow from the reservoir intersects the drainage curve, the effect may be disregarded for drainage-design purposes below the point and watershed acreages considered as if no dam existed.

For example, the principle is illustrated by the following problem: Assume a reservoir with a single stage principal spillway has a drainage area of three square miles. The channel below the structure will be designed using drainage curve No. 5, figure 5-2. The average outflow from the reservoir during 24 hours is computed at 14 c.f.s. per square mile or 42 c.f.s. The average outflow is approximately 80 percent of the maximum principal spillway outflow. Drainage curve No. 5 at a watershed area of 30 square miles gives a flow of 14 c.f.s. per square mile.

Therefore, economy in drainage design is obtained by considering the reservoir effect in designing the drainage channel between the reservoir and the point where the total watershed area equals 30 square miles. In this stretch the watershed area above the reservoir equaling 3 square miles should be deducted and the flow of 42 c.f.s. should be added for the drainage channel design. Below this point where the total watershed reaches 30 square miles it would be economical here to disregard the reservoir effect and design the channel based on the total watershed area.

Hydraulic design at culverts

Culverts usually obstruct the flow of water in ditches and cause a loss in head. This must be accounted for in designing drainage ditches. Figure 5-6 gives the steps applicable for designing most drainage ditches at culverts. With this, the hydraulic gradeline is set low enough at the culvert to compensate for loss in head through the culvert unless local land use will permit flooding. If the permissible culvert loss (2-3) is computed correctly (NEH, Section 5, Hydraulics) and other steps are followed, the profile of the water

surface will be about the backwater curve (2-6) and well within bank capacity during the design-drainage flow.

Ordinarily precise computations of backwater curves at bridges and culverts need not be made where only agricultural drainage is considered.

In applying the method in figure 5-6, control point 1 should be established. This point should be far enough upstream from the culvert to make the difference in elevation between 1 and 8 at least twice the loss of head at the culvert (2-3).

For low gradient channels, less than 5 feet per mile, computations indicate the backwater curve may be as much as 0.2 or 0.3 foot above point 1 if distance 1-8 is twice the culvert loss 2-3 for typical drainage ditches. If there are bridges, culverts, or obstructions in the stretch 1-2 or if a hydraulic gradeline a few tenths above point 1 for design flows would be serious, then a backwater curve should be computed by the simplified method given in NEH, Section 5, Hydraulics, Supplement A.

Many highway departments have specified methods of computing their culvert capacities. Culvert capacities may be based on peak-flood flows determined for specific frequencies or by a designated method of estimating runoff. Where a peak flood for a 5- to 10-year, or longer, frequency is used as a basis for design of channel capacity without flooding and where the depth is adequate, the culvert will ordinarily be ample for agricultural drainage.

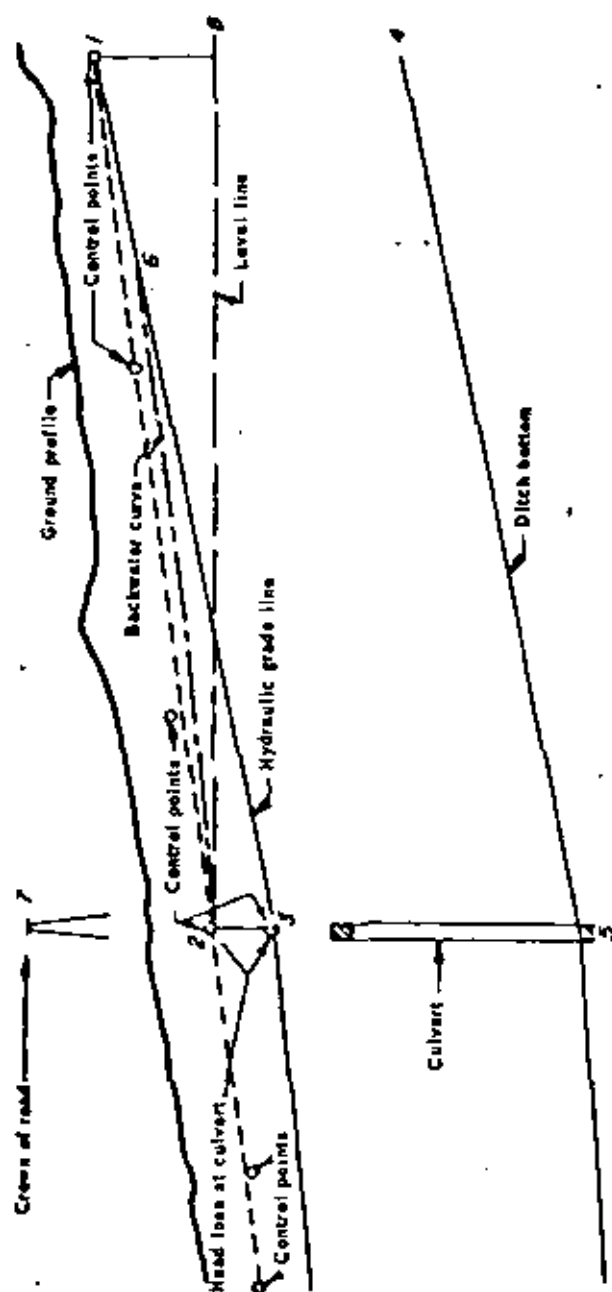
The permissible culvert head loss depends on grade of ditch, erosion, land use, and other local conditions. Culverts not governed by more exacting highway requirements should meet one of the following conditions:

1. In large outlet ditches on flat slopes, a culvert may obstruct flow seriously if not properly designed. Keep the hydraulic losses as low as possible. Generally such losses should not exceed 0.5 to 1.0 foot. Check for excessive velocities through the culvert. Excess velocity on the outlet end will cause serious erosion problems.
2. Where the ditch has excess grade, grade control may be incorporated in a culvert.

Allowable culvert losses may be increased depending on drainage requirements. However, avoid excessive velocities. Often culvert losses of as much as 2 feet are permissible but higher losses need to be studied with care. Where needed, provide downstream protection against erosion due to high velocities. A self-cleaning velocity also may be an advantage for culvert maintenance if protection is provided against erosion.

3. In important installations, make channel routing and determine hydrographs, amounts of storage, and estimates of height and duration of flooding caused by floodflows in excess of drainage flow. The importance of the highway, size and value of culvert, value of land, crops to be grown, flood damages incurred, and drainage-design factors all need to be accurately determined for design of important structures obstructing flow.

PROCEDURE FOR DESIGN OF DRAINAGE DITCHES AT CULVERTS



- a - Set "control points" 1, 2, etc. as though no culvert is to be installed. Compute head loss at culvert 2 to 3; measure down from upper "control point" 2 at culvert and set lower "control point" 3. Make distance 2 to 3 large enough so that 1 to 3 is two or more times greater than 2 to 3. Point 1 is approximately at limit of backwater curve which may be established by standard methods of computing backwater curves.
- b - Normal hydraulic gradient would be line 1 to 2.
- c - Draw hydraulic gradient for ditch section above culvert from "control point" at 1 to lower "control point" at 3.
- d - Compute ditch section required based on drainage flow and hydraulic gradeline 1 to 3 and set ditch bottom 4 to 5.
- e - Culvert will cause heading-up along typical backwater curve 2 to 6; generally close to line 1 to 2, provided 1 is far enough upstream.
- f - Check floodflows over crown of road depending on elevation at point 7.

REFERENCE

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE
SOIL CONSERVATION SERVICE
ENGINEERING DIVISION - DESIGN SECTION

STANDARD Dwg. NO.

ES-709

SHEET 1 OF 1

DATE 3-73

Figure 5-6, Procedure for design of drainage ditches at culverts

In installing culverts, carefully check the elevation of the crown of the road to be sure the road is well protected against overtopping. Bypassing flood-flows over low stretches of roadways serving as spillways may need to be provided for farm roads.

Flooding, caused by water impounding back of a culvert during excessive flows, frequently influences land use. Land use above a culvert may have to be restricted to water-tolerant crops or pasture. Cultivation of truck and other crops susceptible to large damage by flooding may need to be avoided. Here, installing a bridge instead of a culvert or enlarging a culvert to reduce flooding may be required.

The upstream end of the culvert should have a rounded entrance. This type of entrance greatly reduces the entrance losses and results in a much more efficient structure:

Principles of computing culvert losses are discussed in NEH, Section 5, Hydraulics, King and Brater's Handbook of Hydraulics (2), and the Bureau of Public Roads Hydraulic Engineering Circular No. 5 (3).

Hydraulic design at bridges

Bridge openings should have as near the required cross-sectional area of the ditch as possible. Center piers should be avoided if possible in preference to side abutments. Upstream faces of piers and foundation walls need to be rounded to reduce friction loss and obtain streamline flow. The stringers of the bridge should be set above the probable flood height to avoid collecting debris as well as for the safety of the bridge. (Photographs page 5-31.)

Significant losses in head at bridges are estimated and taken into account in design. Serious losses may occur if bridges are close together and restrict the flow. A ditch design that fails to take care of such losses may be inadequate.

The following references should be consulted in determining losses in head due to bridges and trestles in drainage channels and floodways:

- File Trestles as Channel Obstructions, D. L. Yarnell (4)
- Bridge Piers as Channel Obstructions, D. L. Yarnell (5).

Computing cross section of ditch

Where the cross section of the ditch is based on the required quantity of flow the cross-sectional area is determined from the formula:

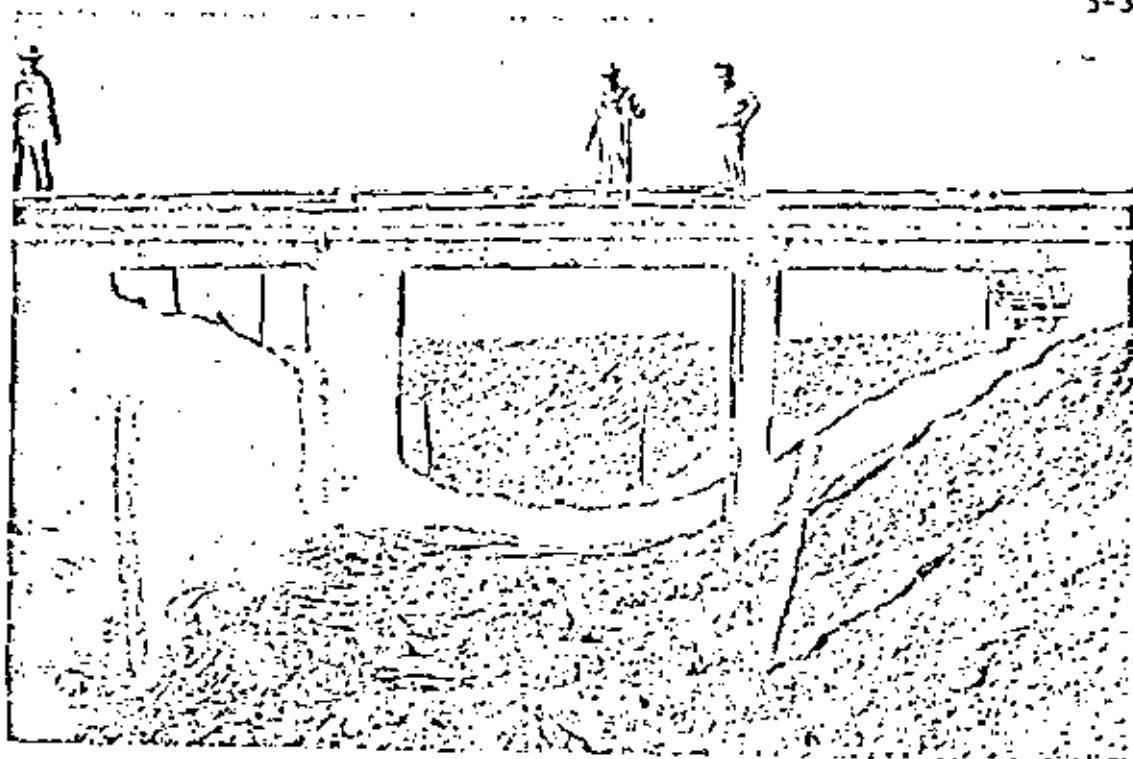
$$Q = av$$

where Q = design capacity in c.f.s.

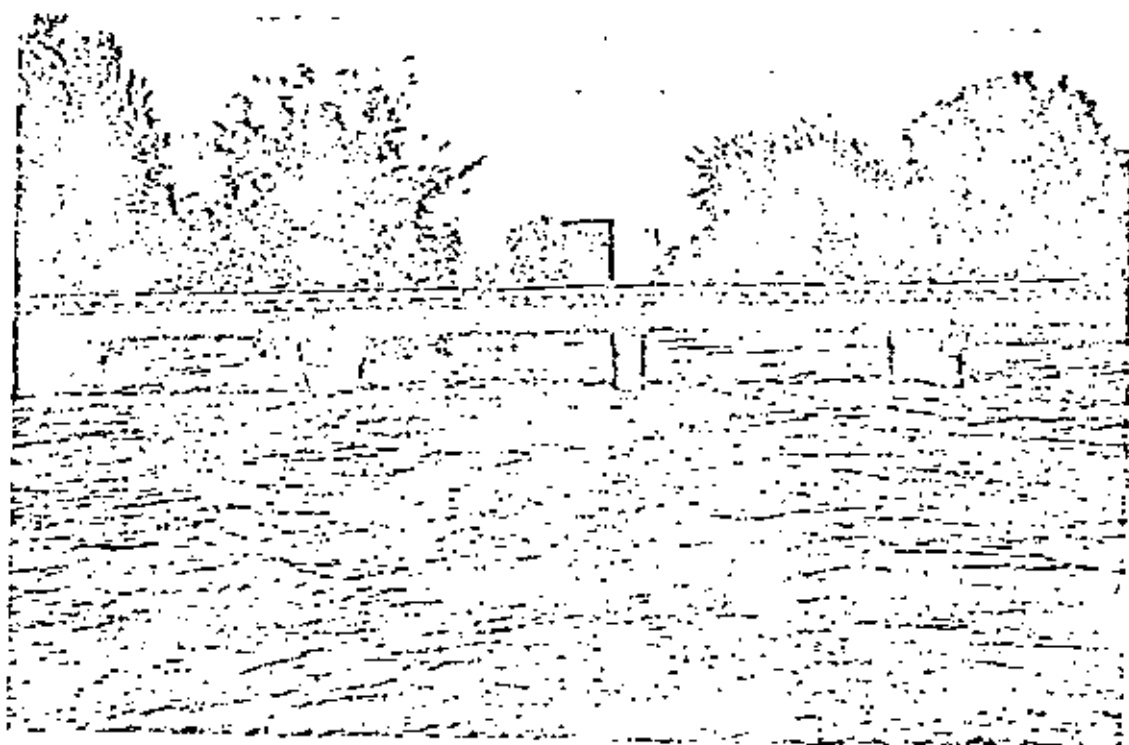
a = cross-sectional area of ditch below the established hydraulic gradeline in square feet.

v = mean velocity of flow, feet per second, usually computed by use of the Manning formula and the Corps of Engineers' Hydraulic Tables or King and Brater's Handbook of Hydraulics.

In addition to the factors discussed under channel section, page 5-19, the following factors should be considered by the designer in adjusting depth,



Piers are placed on each side of ditch bottom



Stringers are set above the probable flood height

bottom width, and side slopes to obtain the required cross-sectional area:

1. A deeper ditch gives a higher velocity than a shallow one.
2. A deeper ditch may provide a better opportunity for future subsurface drainage in the drainage area.
3. A deeper ditch requires less right-of-way than a shallow ditch.
4. A deeper ditch may uncover unstable layers of soil which a shallow one would not.
5. A shallow ditch may be more practical to maintain by pasturing or by mowing flat side slopes.

Allowance for initial sedimentation

It is good practice to allow for initial sedimentation in a ditch during the first 2 or 3 years after construction. This allowance is to obtain the designed capacity after the ditch stabilizes and is provided by increasing the design size. The amount of this allowance depends on the erosion from adjoining lands, the erosiveness of soils exposed in the ditch, and the sediment from laterals and tributaries. The principal sources of sediment usually are the raw ditchbanks containing sand and silt, cultivated fields, and silt-carrying tributaries. After ditchbanks are stabilized by vegetation, sedimentation decreases.

Various practices in use to take care of initial sediment include the following:

1. Provide increase in depth or bottom width but no increase in top width.
2. Overexcavate the ditch (in depth only) as a construction practice. In some locations this may average 6 to 12 inches and is included in the quantities paid for.

Establishing bottom grade of ditch

The following should be determined in establishing the bottom grade of the ditch:

1. Locate the ditch bottom deep enough so that buried drains can outlet above the expected low flow. The invert elevation of the drains should be at least 1 but preferable $1\frac{1}{2}$ feet above the ditch bottom. Where the bottom grade of the ditch will remain stable the local drainage guide may specify a clearance of less than 1 foot below the invert of the drain. Allow sufficient depth for sediment to accumulate so that a free outlet is possible for at least 10 to 15 years before reconstruction. Too often ditches are designed with little or no thought given to this. Frequently, during the first two years, the bottom grade is raised so much through accumulation of sediment that drains are adversely affected.
2. In arriving at the required depth to provide good drainage, determine the elevation of the distant low areas. Compare this with the

elevation of the hydraulic gradeline at the point where the low area will drain into the outlet. Then starting at the low area with sufficient depth below the hydraulic gradeline for drainage of that area, project a reasonable grade for an open ditch or drain to the outlet ditch. The required elevation of the bottom of a lateral needed to provide drainage for the distant low area can then be determined.

3. To obtain greater capacity at critical points, such as junctions, increase the depth and/or width of the ditch for design purposes. Avoid actual abrupt change in grade by constructing the ditch bottom upstream at a grade which will not result in erosion. A grade-control structure may be required to stabilize the grade if erosive soil, such as loess, is involved.
4. Show the bottom grade on the profile in percent and show the slope of the hydraulic gradeline on the profile as the tangent of the slope.

Design of large open-ditch system

An example of procedures used in the design of a large open ditch is shown in figure 5-7 and in table 5-4.

Figure 5-7 shows the schematic layout of the ditch system. The watershed areas at the upper and lower end of each section and at intermediate points as required are noted. These areas should be determined from maps or surveys.

On large drainage jobs of this kind it is desirable to plot a condensed profile (figure 5-7). For preliminary surveys, elevations of the ground level at 500 feet to half-mile intervals may be used. The low elevations of the fields to be drained and other points should be shown on the profile.

The design and numbering of the ditch may begin at either the upstream or downstream end. The practice used locally by private engineers or drainage districts for numbering sections should be followed since such plans may be used in legal proceedings. In the example (figure 5-7) the station numbering starts at the lower end. The computation of watershed areas and equivalent areas should proceed from the upper end toward the outlet. The elevation of the water in the outlet controls the elevation of the hydraulic gradeline of the ditch at its outlet. In the example, the average elevation for a 24-hour period for a flood of 2-year frequency is 23.7.

In the example, it is assumed the drainage engineer has examined the watershed area and determined the drainage coefficients as outlined previously. $Q = 131 M^7$ is used to calculate runoff from the hill land and $Q = 45 M^{5/6}$ is used to calculate runoff from flatland.

The required depth of the ditch is determined at control points for the discharges at these points. This assumes that the runoff throughout the reach enters uniformly. The depth at the beginning and end of the reach will differ. The depths are established below the hydraulic gradeline and the bottom normally will not be parallel to the hydraulic gradeline. At points where concentrated flows enter a change in either depth, width or both may be required.

Figure 5-7, Sample--Condensed plan profile

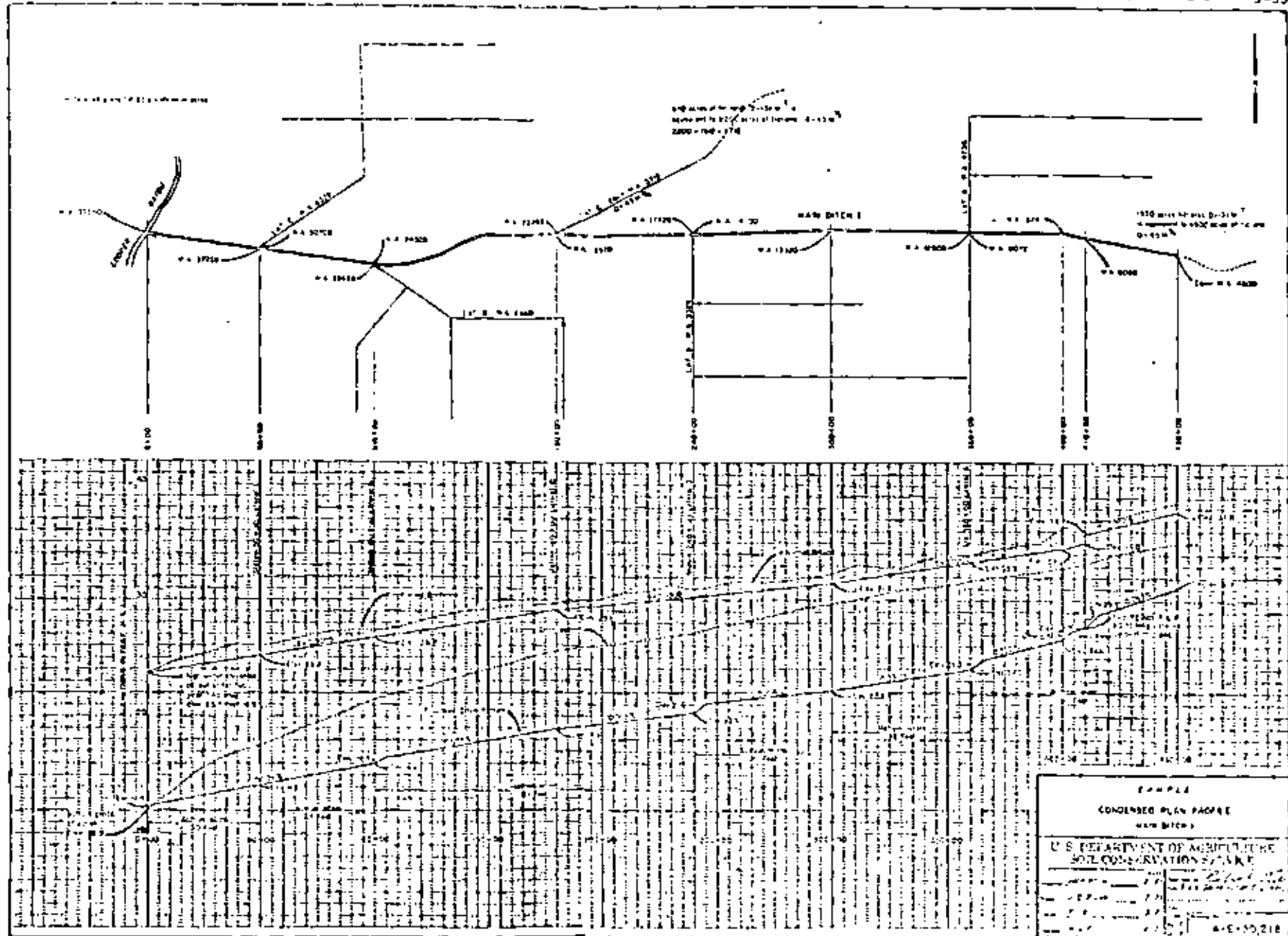


Figure 5-7, Sample--Condensed plan profile

EXAMPLE

CONDENSED PLAN PROFILE

MAIN DITCH 1

U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE

SOIL CONSERVATION SERVICE

DATE: 1/15/52

PROJECT: 100-100-100

SCALE: 1" = 100'

4-E-50,218

SAMPLE DRAINAGE DITCH DESIGN

SOIL CONSERVATION DISTRICT Middle Delta

WORK UNIT Magnolia, La.

COOPERATOR Cooper Drainage District

LOCATION Blue Lake

PAGE 1 OF 2

SCD AGREEMENT NO. _____

ACP NO. _____

FIELD NO. _____

DESIGNED BY John White DATE 2/10/71

CHECKED BY _____

DATE _____

APPRO'D BY _____

DATE _____

Table 5-4, sheet 1 of 2, Sample--Drainage ditch design

| Ditch No. | Sta. | Location | Area Acres | Ditch Curve | Reg. A. .42 Curve | Runoff Area | Base '0 | S | A | V ₁ | V ₂ | K | P | Q | V ₁ | V ₂ | Ditch Q | = C. E. vel. | Active Channel | | |
|-----------|--------|------------------------------------|------------|-------------|-------------------|-------------|---|-------------------|-------------------|----------------|----------------|--------|------|--------|----------------|----------------|---------|--------------|----------------|------|-------|
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | Depth | Flow | Width |
| 1 | 450+00 | Lipper end | 1530 | 131 | 4800 | 240 | 0.0005 | 0.040 | 11 | 14 | 5.6 | 125.44 | 3.67 | 1.97 | 247.1 | 37.8 | 6.7 | 31.1 | 11 | | |
| | | As built velocity at bankfull flow | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 410+00 | Above culvert | 1088 | 45 | 5888 | 285 | 0.0005 | 0.040 | 11 | 14 | 6.1 | 141.22 | 3.92 | 2.06 | 290.9 | 35.8 | 7.3 | 28.5 | 11 | | |
| | | culvert | | 0.25% | | 354 | 2-72 inch R.C.P. 50 feet long operating under 0.8 foot head will carry 361 c.f.s. | | | | | | | | | | | | | | |
| | 400+00 | Above grade change | 193 | 45 | 6081 | 295 | 0.0005 | 0.040 | 11 | 14 | 6.2 | 144.46 | 3.97 | 2.08 | 302.5 | 54.5 | 7.4 | 22.1 | 11 | | |
| | | Below grade change | | | | 295 | 0.0005 | 0.035 | 11 | 14 | 6.6 | 157.74 | 4.17 | 1.90 | 299.7 | 34.5 | 7.9 | 26.6 | 11 | | |
| | 360+00 | Above Lat. A | 1791 | 45 | 7872 | 365 | 0.0005 | 0.035 | 11 | 14 | 7.3 | 182.14 | 4.52 | 2.01 | 366.1 | 33.3 | 8.6 | 24.5 | 11 | | |
| | | Lat. A | | 4736 | 45 | 4736 | 240 | 0.025 | | | | | | | | | | | | | |
| | | Below Lat. A | | | | 12605(975) | 3 | 5.96 | 0.0005 | 0.050 | 11 | 19 | 7.8 | 239.46 | 5.08 | 2.53 | 605.8 | 33.3 | 9.3 | 24.0 | 15 |
| | 300+00 | Above grade change | 512 | 45 | 15120 | 560 | 0.0005 | 0.030 | use above section | | | | | | | | | | | | |
| | | Below grade change | | | | 560 | 0.0002 | 0.030 | 11 | 24 | 7.8 | 218.46 | 2.14 | 5.95 | 31.5 | 9.3 | 22.2 | 20 | | | |
| | | Lat. B | | 3328 | 45 | 3328(193) | (7) | 0.025 | | | | | | | | | | | | | |
| | 240+00 | Above Lat. B | 780 | 45 | 13900 | 580 | 0.0002 | use above section | | | | | | | | | | | | | |
| | | Lat. B | | 3328 | 45 | 3328(193) | (7) | 0.025 | | | | | | | | | | | | | |

SAMPLE DRAINAGE DITCH DESIGN

SOIL CONSERVATION DISTRICT Middle Delta WORK UNIT Magnolia, La

COOPERATOR Copper Drainage District LOCATION Blue Lake, La PAGE 2 OF 2

SEC. AGREEMENT NO. _____ ACR. NO. _____ FIELD NO. _____

DESIGNED BY J. White DATE 2/10/71 CHECKED BY _____ DATE _____ APPROVED BY _____ DATE _____

| Ditch No. | Sta. | Location | Area Above | Drain Curve | Slope
45°
Curve | Rough | | Field D | S | V | K | L | A | P | C | Ditch Q | H. D. Elev. | Actual | | | | |
|-----------|------|--------------|------------|-------------|-----------------------|-------|-------|---------|--------|-------|------|------|--------|--------|------|---------|-------------|--------|--------------|-------|------|----|
| | | | | | | Area | Width | | | | | | | | | | | Depth | Bottom Elev. | Width | | |
| 240+00 | | Below Lat. B | | | 17228 | | | 700 | 0.0002 | 0.030 | 18:1 | 26 | 8.3 | 319.15 | | 5.71 | 2.23 | 711.6 | 30.3 | 10.0 | 20.3 | 21 |
| | | | | | | | | | 0.025 | 18:1 | 21 | 10.5 | 401.75 | | 6.59 | 2.95 | | | | | | |
| 180+00 | | Above Lat. C | 1142 | 45 | 18370 | | | 740 | 0.0002 | 0.030 | 18:1 | 26 | 8.5 | 329.37 | | 5.81 | 2.26 | 744.3 | 29.1 | 10.2 | 18.9 | 21 |
| | | | | | | | | | 0.025 | 18:1 | 21 | 10.8 | 401.76 | | 6.59 | 2.95 | | | | | | |
| | | Lat. C | 3712 | 45 | 3712 (164) | 2 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | Below Lat. C | 22082 | | | | | 860 | 0.0003 | 0.030 | 18:1 | 26 | 8.5 | 329.37 | | 5.81 | 2.27 | 912.3 | 29.1 | 10.2 | 18.9 | 21 |
| | | | | | | | | | 0.025 | 18:1 | 21 | 10.8 | 401.76 | | 6.59 | 2.95 | | | | | | |
| 100+00 | | Above Lat. D | 2046 | 45 | 24128 | | | 940 | 0.0003 | 0.030 | 18:1 | 26 | 8.7 | 359.73 | | 5.92 | 2.80 | 951.7 | 26.7 | 10.4 | 16.3 | 21 |
| | | | | | | | | | 0.025 | 18:1 | 21 | 11.0 | 412.50 | | 6.80 | 3.70 | | | | | | |
| | | Lat. D | 4360 | 45 | 4360 (153) | 2 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | Below Lat. D | | | 28408 | | | 1070 | 0.0003 | 0.030 | 18:1 | 29 | 8.9 | 314.91 | | 6.13 | 2.87 | 1075 | 26.7 | 10.2 | 16.0 | 24 |
| | | | | | | | | | 0.025 | 24 | | 11.3 | 426.73 | | 7.14 | 3.81 | | | | | | |
| 50+00 | | Above Lat. E | 2040 | 45 | 30528 | | | 1130 | 0.0003 | 0.030 | 18:1 | 29 | 3.1 | 388.11 | | 6.28 | 2.92 | 1133 | 25.7 | 10.9 | 14.3 | 24 |
| | | | | | | | | | 0.025 | 18:1 | 24 | 11.2 | 486.13 | | 7.34 | 3.88 | | | | | | |
| | | Lat. E | 6528 | 45 | 6528 (126) | 2 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | Below Lat. E | | | 57056 | | | 1530 | 0.0003 | 0.030 | 18:1 | 35 | 9.2 | 448.90 | | 6.58 | 3.01 | 1551 | 25.2 | 11.0 | 14.2 | 30 |
| | | | | | | | | | 0.025 | 18:1 | 30 | 11.8 | 562.97 | | 7.76 | 4.03 | | | | | | |
| 0+00 | | Outlet | 2304 | 45 | 39360 | | | 1400 | 0.0003 | 0.030 | 18:1 | 35 | 9.4 | 461.54 | | 6.69 | 3.04 | 1403 | 23.7 | 11.3 | 12.4 | 30 |
| | | | | | | | | | 0.025 | 18:1 | 30 | 11.3 | 530.53 | | 7.49 | 3.93 | | | | | | |

Field examination indicates that ditch excavation will be in CL to CH material with plasticity indexes over 20.

Table 5-4, sheet 2 of 2, Sample-Drainage ditch design

Design sheet table 5-4 illustrates several points. At station 450+00 there is a contributing watershed area of 1,530 acres of hill land to which the curve developed from $Q = 131 M^{.7}$ applies: Since the majority of the watershed is flatland the ditch will be designed on the curve developed from $Q = 45 M^{5/6}$. This calls for an initial conversion to an equivalent area as follows: Enter figure 5-5 with 1,530 acres, intersect the runoff curve developed from $Q = 131 M^{.7}$ and read a discharge of 240 c.f.s. Using this discharge draw a horizontal line and intersect the curve developed from $Q = 45 M^{5/6}$; from this point draw a vertical line to the watershed in acres and read the equivalent area of 4,800 acres.

Above the culvert at station 410+00 we have 5,888 acres drainage area. This gives 285 cubic feet per second runoff on the curve developed from $Q = 45 M^{5/6}$. This is a farm road crossing and some flooding at the culvert can be tolerated. The culvert is given a safety factor of 25 percent and this applied to the runoff at the culvert gives a Q of 354 c.f.s. To pass this amount of runoff through two 72-inch reinforced concrete culverts 50 feet long will require a head loss of 0.8 foot. In the example figure 5-7, this head loss is shown by dropping the hydraulic gradient 0.8 foot on the lower side of the culvert. The culvert is planned to be installed on this bottom grade.

In combining the flow of laterals the 20-40 rule should be used. One example is station 360+00 where the watershed of the main ditch above the station is 7,872 acres and the watershed lateral is 4,736 acres. The watershed area of lateral A is 37.5 percent of the total watershed area. The application of the 20-40 rule gives 596 c.f.s. for design flow below station 360+00.

The drainage area above lateral B at station 240+00 is 13,900 acres and the watershed of lateral B is 3,328 acres. The watershed of lateral B is 19.3 percent of the total watershed. Since the watershed of lateral B is less than 20 percent of the total watershed, the design flow below station 240+00 is based on the total watershed area of 17,228 acres. Laterals C, D, and E all have watersheds less than 20 percent of the total area and are all handled similar to lateral B.

Auxiliary Structures and Practices

The hydraulics and design of structures are discussed in NEH, Sections 5, Hydraulics, and 6, Structural Design. The following covers application and use of structures for open-drainage ditches. State handbooks should include typical plans and standards for design and installation of auxiliary structures and practices.

Pipe drops, chutes, drop spillways, and other suitable structures need to be installed where necessary to prevent serious erosion where surface water enters a ditch or where a shallow lateral joins a deep main. Grade control structures sometimes are required to stabilize the bottom grade of drainage ditches.

On drainage ditches in cultivated or pasture land the spoil usually should be spread and suitable vegetation established on the banks, berm and spread spoil. Where the ditch is in or adjacent to land which has been graded or leveled, or is surface irrigated, the spoil should be used for roads or worked into the grading plan for the field. Local technical guides should cover the best ways to establish suitable vegetation in drainage ditches, and on berms and spoil area.

Riprap, revetment, and other measures for controlling ditchbank erosion are frequently required. Ramps are used to protect the ditchbanks where ditches are open to pastures and livestock. Watergates are needed where fences cross ditches.

Junctions of lateral ditches

Where there is a significant drop from a lateral to a main ditch or other outlet, the lateral should be cut back on a level grade as specified and then graded back on a slope. This recessed area is to store sediment and protect the outlet ditch until the lateral stabilizes. Satisfactory results may usually be obtained by excavating the lateral on a grade level with the bottom grade of the outlet for a distance of 50 to 300 feet; then use a bottom grade out of the recessed area of from 0.5 to 1.0 percent until it intersects the normal bottom grade of the lateral. Where the drop from the lateral to the main is too great to control by the above method, structural protection must be provided.

In many areas, where irrigation waste water flows into open ditches, the accumulation of waste water from several fields may constitute a small but steady flow for as much as 90 days or more. This flow is comparable to perennial flow. Where soils are erodible it is essential to provide proper surface water inlets at points where waste water flows into deep drains.

State drainage guides should cover dimensions of level grades, maximum grade, and vegetative or structural protection necessary for various ditches, drainage areas, and soils.

Overfall pipes and structures

Pipe drops, drop spillways, chutes, and sod flumes are the usual measures used to drop surface water and flow from shallow field ditches into deeper open ditches. Unless effective measures are installed, rapid erosion of ditchbanks and rapid sedimentation of the ditch are likely to occur. In installing any overfall structure a minimum amount of excavation should be done at the structure. This reduces the backfill. There must be no seepage along or under a pipe or other overfall structure.

Sometimes it is more economical to construct a lateral ditch to collect surface runoff from several fields or lateral ditches and to drop the water into an open ditch at one point instead of installing several overfall pipes or structures at each of the field or lateral ditches. Such collecting ditches may parallel the spoil bank and should not interfere with cultivation.

To drop surface water from the land side of spoil banks into drainage ditches or from small laterals into deeper ditches, pipe drops may be used advantageously. Where an open ditch passes through an area of flatland having poorly defined drainage, surface water from the adjacent land may usually be handled by standard pipe-drop inlets. These inlets should be placed at the low points along the ditch. This may require a half-dozen or more structures per mile of ditch.

Pipe-overfall structures need to empty into areas recessed in the banks of the open ditch. This is particularly important if the ditch periodically carries heavy debris or ice. When installed in this manner, the pipes will not likely

be damaged by the movement of floodwater, debris, or ice in the outlet ditch and will not retard the flow in the ditch. (Photographs page 5-42.)

The outlet end of a pipe-overfall structure may extend a short distance over the embankment without support (cantilever installation). The cantilever section should be a minimum where subject to the flow of ice or debris in the ditch. Where debris and ice are not likely to damage corrugated metal, this type of pipe may be cantilevered without support as much as 10 feet. Where the cantilever length is greater than the allowable span for the ultimate load at the end of the pipe, the pipe should be supported. This may be done with two posts and a cross member or on a post and cradle set beneath the pipe. When not supported, it is well to extend the pipe into the bank a minimum distance of twice the overhang. To prevent excessive undercutting, the cantilever section generally should be not less than 4 feet.

Pipe-overfall structures may be installed with standard inlet sections or with reinforced concrete headwalls and wingwalls to give more stability. Antiseep collars along the pipe should be used where needed. Installing pipe-overfall structures on fills should be avoided wherever possible. All joints should be watertight.

The pipe should be well bedded. The bottom part of the excavation should conform to the shape of the pipe. Accurate shaping of the trench should extend up the sides of the pipe to a point where the backfill can be easily reached with a hand or mechanical tamper.

Careful tamping of the backfill by hand or a mechanical tamper should be specified. The soil used for backfill should contain sufficient moisture to insure high density when compacted. The backfill should be mounded over the pipe in such a way as to prevent surface wash along the pipe.

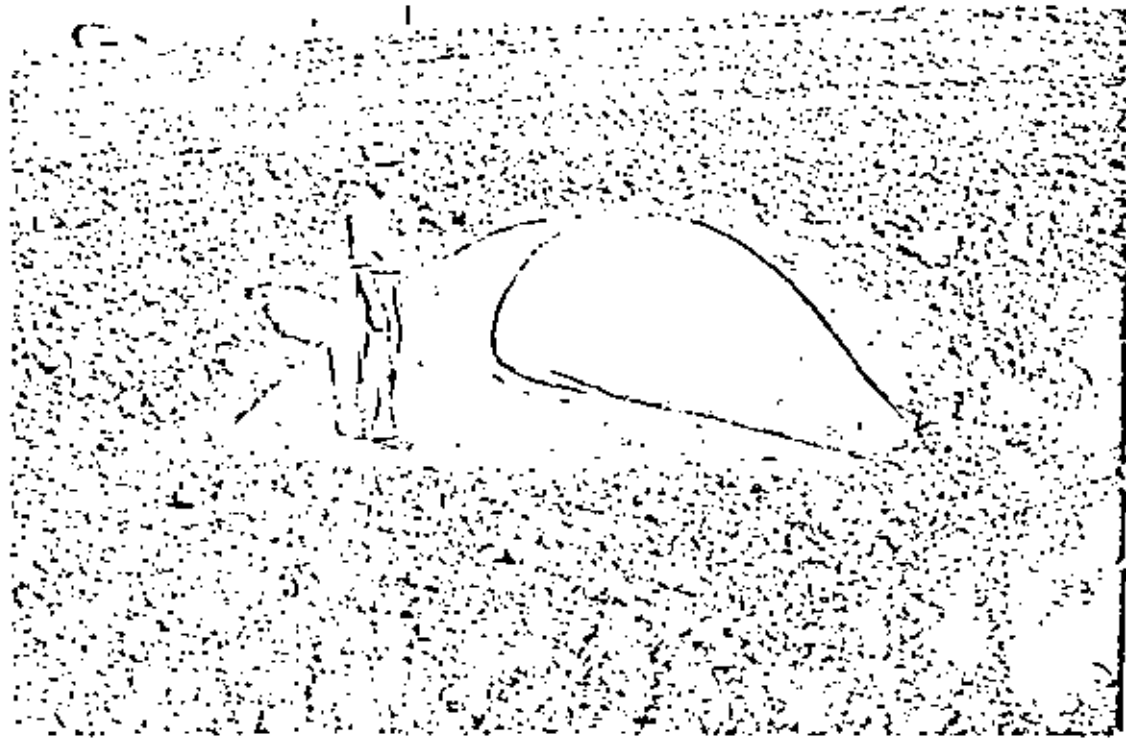
Hydraulic design of "island-type construction"

Pipe drops and overfall structures ordinarily should be of a capacity in excess of the design discharge of the drainage ditch. A capacity 25 percent greater than the design capacity of the drainage ditch is often used. Floodflows in excess of drainage flow may be bypassed over vegetated emergency spillways along the spoil bank. The spillway areas should be placed upstream and downstream from the drop at approximately 25 to 50 feet from the structure. Fill should be placed above the flood stage around the wingwalls of drop structures and pipe drops, and sodded to protect the structure. This installation is called the "island-type construction." Floodflows may need to be stored temporarily behind the spoil or dike when it is not possible to bring them safely back into the channel.

In some cases the island-type design is not applicable and the capacity of the structure may need to be large enough to pass the flow from a desired frequency storm.

Drop spillways

The design of drop spillways is covered in NEH, Section 11, Drop Spillways. Frequently drainage ditches fill with sediment, and the downstream toe of a spillway rests on a stable grade. Design requirements may be less exacting as a result of a stable or aggrading channel.



Prefabricated entrance suction on pipe drop



Recessed area at outlet of pipe drop

Concrete drop spillways usually are more costly for initial installation than pipe drops with vegetated spillways, and their use is limited in drainage work to exceptional conditions often involving a combination drop spillway and drain-outlet structure.

Chutes

Under some conditions reinforced concrete chutes may be more economical than drop spillways. Each chute requires a detailed plan. The design of chutes is covered in NEH, Section 14, Chutes.

Sod chutes

Under favorable conditions, sod chutes instead of a structure may be used to drop water into open ditches. Conditions favoring sod chutes include low drops, small drainage areas, ditchbanks having a fertile soil and subsoil, a climate and soil that support a dense grass and sod, and the absence of layers of soil that erode readily.

Grade-control structures

Where the velocity is excessive in open ditches, grade-control structures may be required. Occurrence of serious erosion after construction of drainage ditches cannot always be predicted. In large and important drainage work where serious erosion may occur, an on-site study is made of the factors affecting erosion and causing sedimentation. Similar drainage ditches should be studied to determine the probability of excessive erosion. Many drainage channels in loess and noncohesive or poorly graded soils have eroded and caused extensive damage.

Use of grade-control structures often may be avoided by adjusting the hydraulic gradeline or the bottom grade of the open ditch. On sections of the ditch having considerable slope, it may be possible to depress the hydraulic gradeline at the upper end of the reach and raise it at the lower end to obtain a nonerosive velocity. This usually involves added excavation, and any extra cost is balanced against cost of other means for grade control.

It should be remembered the velocity is influenced by three factors: (1) Grade of the ditch, (2) the value of "n", and (3) hydraulic radius. The designer has limited control over the grade of major channels except by adjusting the hydraulic gradeline. However, he may locate a longer meandering channel and reduce the average fall.

State and local guides should indicate the physiographic areas and soils subject to accelerated erosion that may require grade-control structures in open ditches. These guides should prescribe maximum velocity for specific soil types where there is information to substantiate velocities that exceed those allowable in T.R. 25.

Culverts and bridges

Wherever possible, bridges should be used in open ditches designed to capacity on low gradients in preference to culverts that offer serious resistance to the flow of water. However, culverts are economical near the upper ends of open ditches carrying a small flow. Culverts are generally used in many drains for western irrigated land where there is excess grade and small flow in deep

ditches. Culverts permit the installation of many economical farm-road crossings where more costly bridges could not be justified.

Culverts and bridges for state and county highways usually are constructed under the supervision and to the specifications of the state or county highway departments. Wherever appropriate, personnel of the Soil Conservation Service engaged in drainage design should explain the drainage requirements to state and county highway engineers responsible for such structures.

Failure to maintain ditches can cause culverts to fill rapidly with sediment. Where new road culverts are being installed, depth and capacity should be checked against drainage requirements. It is important to maintain the depth and capacity of these open ditches.

Culvert depth

The bottom grade of the upstream end of a culvert should be flush with the design bottom grade of the open ditch or possibly a few tenths lower. The upstream end of the culvert may be higher than the lower end or it may be level throughout its length.

If the bottom grade of the culvert is above the bottom grade of the ditch, it will back up water at low stages and cause rapid sedimentation in the ditch above the culvert. The bottom grade of the culvert should be based on future drainage requirements. A culvert set at the grade of a shallow ditch may be too high when the ditch is cleaned out or enlarged.

Watergates, cattle guards and ramps

Where applicable, plans for open ditches should include plans for watergates and ramps to be installed as aids in pasturing and to protect the ditches. (Photographs page 5-45.) Ramps should not be installed on the outside of curves or in low places where water will flow through them.

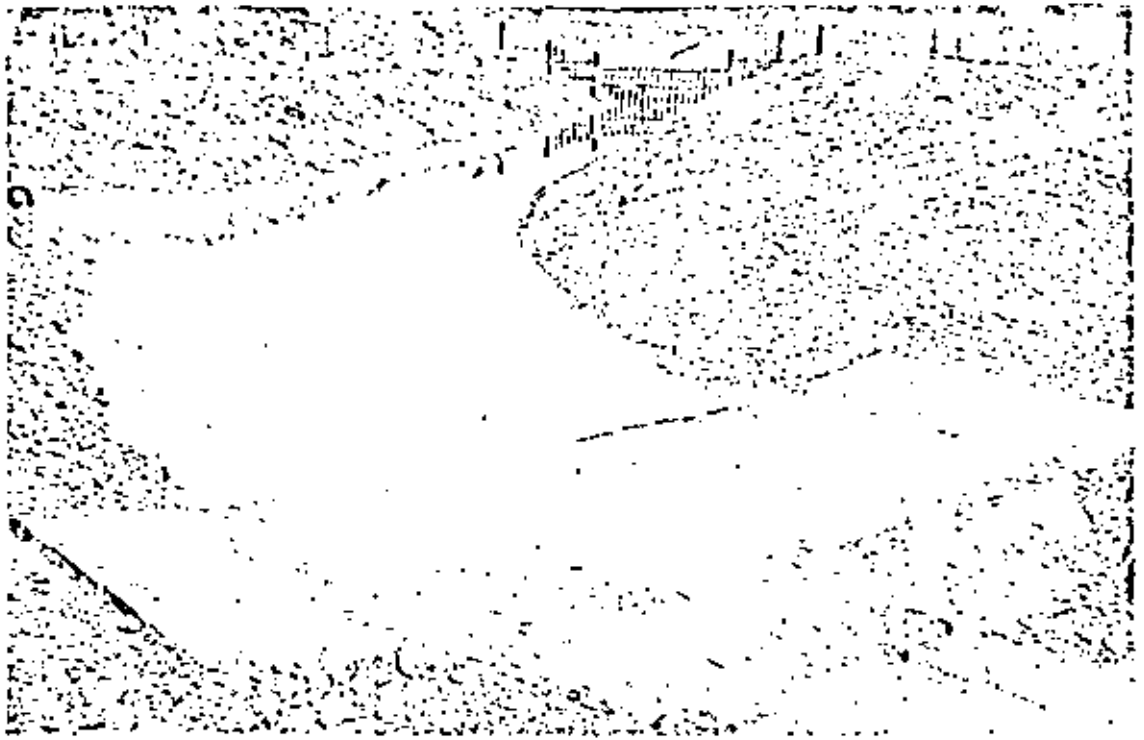
Construction Plans

General

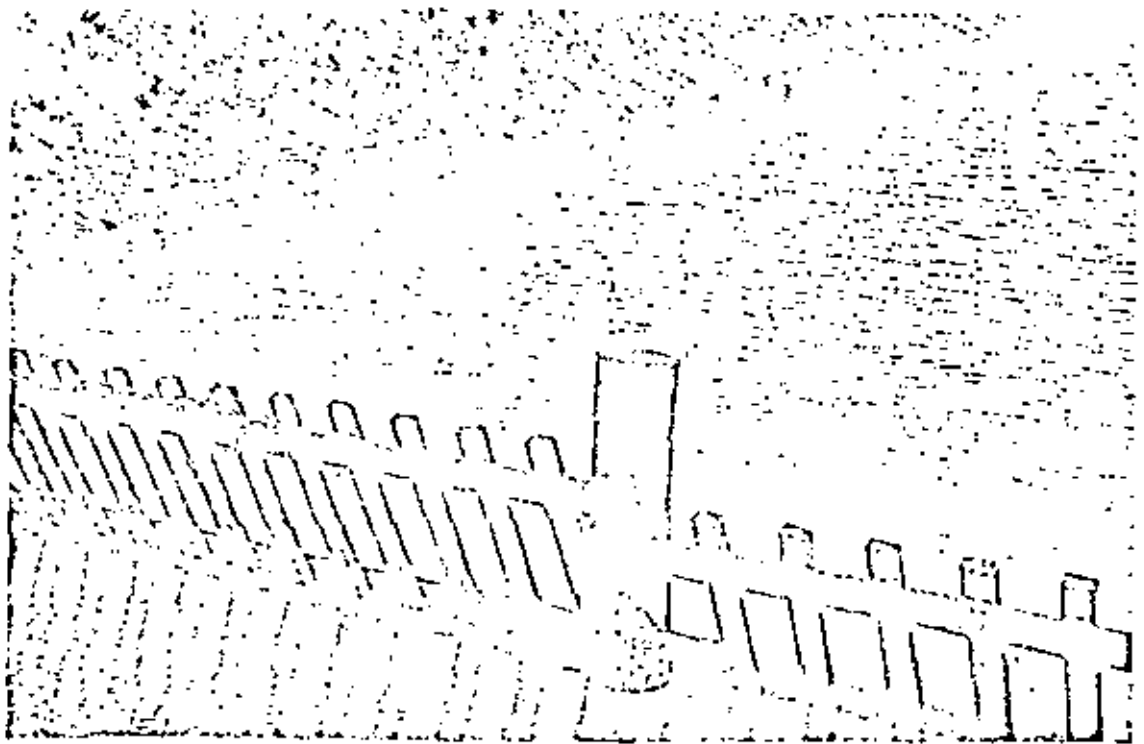
Construction plans for drainage work usually form the basis for a contract. They must be clear, complete, and specific. They are often used by other agencies, private engineers, and individuals long after construction. They should be neat, reflect sound design, and be a credit to the Soil Conservation Service. All separate items of the plan should be identified with the name of the job(s), landowner(s), and location of farm(s). The scale used should be shown. The signature of the designer and the approving engineer and the date of signature should appear on all drainage plans.

Construction plans for individual farm ditches usually include:

1. Drainage plan map
2. Profiles
3. Cross sections
4. Ditch designs



Low water crossing, watergate and pipe drop



Watergate showing hinged section

5. Structural details

6. Specifications

The plans should be discussed with the landowner or his representative to make sure he fully understands the proposed work. Cost estimates should be provided on request. Maintenance also should be discussed, and methods of maintenance and location of a travelway agreed upon.

The maintenance plan for group jobs should show an annual maintenance schedule and the practices to follow. It should cover details for carrying on maintenance operations and for periodic inspection. The method for payment of maintenance costs needs to be agreed upon and included in the group agreement when a group job is involved.

Drainage plan maps

Drainage construction plans for large jobs should include a map of the proposed improvement. The completed map should show the location of proposed ditches, bridges, culverts, farm boundaries, and names of owners where necessary, watershed boundaries and areas, existing land use, irrigation facilities, nearby towns, roads, railroads, township and section lines, and other features affecting the design, construction, and maintenance of the planned improvements.

On many jobs it is convenient to show the detailed plans on standard plan-profile sheets. Where this is done, the scale for the plan should be the same as horizontal scale used in plotting profiles. In such cases a general location map should be included to show the general layout of the system and to index plan-profile sheets. This map should show the entire watershed area within which the drainage-problem area is located.

Profiles

Plans for all ditches of the drainage system down to farm laterals should include profiles. The completed profiles should show the following:

1. Normal ground line and elevation of isolated low points in the field which the ditch will drain
2. Existing ditch bottom
3. Hydraulic gradeline
4. Proposed ditch bottom
5. Existing and proposed culverts, flumes, and other structures, and proper identification of each structure. Also note if an existing structure is to be removed
6. Points of entry of significant ditches
7. Elevation of high water for design storm at outlet
8. Width of ditch right-of-way to be cleared - notation by reaches
9. Datum used and description of important bench marks

10. Logs of soil borings

11. Elevations of water table and dates of reading if encountered in the soil borings.

Profiles should be plotted on standard-size, transparent, profile or plan-profile paper.

Cross sections

The number of cross sections required depends on the variations in cross section of existing ditches and on uniformity of topography along the proposed ditch location. The manner of payment also governs this.

Cross sections of proposed ditches are superimposed on original cross sections and the amount of excavation computed. At least one typical ditch cross section should be shown on construction plans.

Where the land surface is reasonably uniform the depth for new ditches may be obtained from the profile and excavation computed from yardage tables. Typical cross sections are plotted directly on the profile sheet when yardage is computed from tables or by computer from field notes. For others, cross sections should be plotted on standard-size transparent cross-section paper.

Soil borings

Sufficient soil profile information should be obtained through soil borings to locate any unstable soil conditions that may exist along the planned ditch route. It may be possible to reroute the ditch to bypass the unstable area.

Ditch-design calculations

The calculations made for the design of all ditches of the drainage system should be recorded on a standard ditch-design sheet and made a part of the plans. (Table 5-4.)

Structure details

Usually the structures for small to moderate-size drainage projects will be of standard size and design. For those, a copy of the detail design should be obtained and included in the plans. If a structure is to be designed by another agency, it may be so noted on the profile or plan map and the required elevation of the invert, or flow line, and the minimum capacity required should be specified.

If a structure is not standard and plans are prepared by the Soil Conservation Service, a set of plans and specifications should be included.

Plans for structures such as bridges, culverts, chutes, flumes, floodgates, drop structures, watergates, levees, dikes, and pumping plants, which are a required part of the drainage project, should be included. For bridges and culverts to be used for public roads, size, and the invert and road elevations are all that need to be shown.

Specifications

Written specifications are prepared for each item in a job proposal and standard specifications are desirable for the more common types of work.

On contract work along with the plans specifications become a part of the contract. On force account work they should be used by the person in charge of the job to insure that construction is in accord with the plan and required standards.

Specifications need to be detailed enough so there can be no reasonable misunderstanding as to the type of job desired. Nonessential details should be omitted.

Each work unit engaged in open ditch drainage work should have available standard specifications for the following items of construction.

1. Clearing
2. Clearing and grubbing
3. Channel excavation
4. Spoil bank spreading
5. Structure excavation
6. Concrete culvert pipe
7. Installation concrete pipe conduits and drains
8. Zinc-coated iron or steel corrugated pipe
9. Aluminum alloy corrugated pipe
10. Installation corrugated metal pipe conduit
11. Concrete
12. Steel reinforcement
13. Seeding ditchbanks

Maintenance of Open Ditches

Open ditches rapidly lose their effectiveness unless they are properly maintained. A good maintenance program is just as necessary as proper design and construction. Drainage systems often become clogged with uncontrolled growth of vegetation and partially fill with sediment soon after installation. Since maintenance is so important for successful drainage, every effort should be made to work out a maintenance program with the drainage enterprise, group, or landowner responsible for the system.

Responsibility for maintenance

The owners and elected officials of drainage projects must assume the responsibility for planning, financing, and execution of needed maintenance of the drainage improvements. Their investment in the improvements will be repaid by benefits from the project only if it is maintained over the years to function as planned. Training in maintenance requirements and methods should be provided to owners and sponsors of drainage projects.

Experience has shown that successful maintenance of group drainage projects requires:

1. An organization with authority to collect necessary funds.
2. Adequate funds on hand to start operations as soon as the project is accepted from the contractor.
3. A manager to direct maintenance operations.

The need for proper maintenance is especially important during the first two years after a ditch is constructed. It is desirable to establish adapted grass for erosion control on the ditchbanks as soon as possible. And during the first year or two the ditchbanks are especially susceptible to the growth of undesirable woody vegetation. Timely maintenance during this period will lessen the work needed later.

In cooperating with informal groups it is especially important to provide a written plan of maintenance, which covers maintenance requirements, methods of maintenance to be used and cost estimate. An adequate travelway supported by right-of-way easement should be provided.

In providing assistance to individual owners on open ditches a definite plan of maintenance is worked out and included in the conservation farm plan. Emphasis should be placed on practical and economical methods that maintain the effectiveness of open ditches.

Practices that reduce the need for maintenance should be given full consideration. A number of such points are included in the section on design. Others that have proved worthwhile include:

1. Developing farm conservation plans with landowners and operators to obtain best land use and erosion control practices on the area served by the system.
2. Installing erosion control measures in the watershed such as grade stabilization and critical area treatment.
3. Early establishment of erosion-controlling vegetation on ditch right of way.

Working out a maintenance plan

Maintenance work includes control of vegetation by mowing, pasturing, or chemicals, timely removal of sediment bars as they form, removing sediment after a few years accumulation, repairing structures, and doing such other work as necessary to retain the original effectiveness of the systems.

The following are some of the major considerations in working out a plan for maintenance:

Past history of maintenance

Knowledge of past maintenance efforts, or lack of them, should be available in the area. Maintenance methods which have been successful should be good guides in developing maintenance plans for similar work.

Economics of maintenance

A maintenance program must be effective or it cannot be justified economically. If ditches are allowed to be overgrown with brush and small trees they may have only one-half to two-thirds of the designed capacity. Land suffering from poor drainage produces poor crops and the cost/benefit ratio calculated to justify the drainage system will not be reached. Maintenance must be carried out effectively for the drainage system to operate as planned.



Channel with established vegetation and good maintenance

Methods of maintenance

Using construction equipment for maintenance. - Usually the same equipment used in construction can be employed economically for removal of sediment and re-shaping of spoil at intervals as needed after construction. The high cost of hand labor and difficulties in obtaining effective maintenance work by hand-tools emphasize the need for efficient equipment for maintenance work.

Mowing. - Mowing is effective in most locations in the humid areas for controlling brush and encouraging grass on ditchbanks, travelways and spoil disposal areas. Rotary mowers mounted on booms extending from tractors can handle 1½:1 side slopes with no particular hazard. Highway-type mowers on which the blade can be raised or dropped by 45 degrees are generally well adapted to ditch maintenance work. For maintenance by mowing with standard farm equipment 4:1 or flatter side slopes are preferable.

Pasturing. - Controlled pasturing is one of the most economical and effective methods of maintaining ditches. In some locations pasturing is not practical because of the type of farming adjoining the ditches. Pasturing should be controlled to keep cattle off ditchbanks during freezing and thawing and wet weather. Hogs should be kept out of ditches. A good pasture arrangement usually requires carefully placed gates and fences with watergates across ditches.

Burning undesirable vegetation. - In some locations controlled burning in the winter is useful to remove dead weeds, tall grass and small brush. This type of maintenance should be limited to channels through open areas and must comply with local antipollution regulations.

Chemical control of vegetation. - Chemicals to control undesirable vegetative growth have produced some excellent results. Caution should be used in their application to prevent damage from the drifting chemicals. Information on appropriate chemicals usually may be obtained from local dealers. Major chemical companies have prepared information relative to usage of specific products.

The most up-to-date information available, including data on new herbicides, should be followed.

Federal, State and local laws and regulations governing use of chemicals must be followed.

REFERENCES

- (1) STEPHENS, JOHN C., and MILLS, W. C.
1965. Using the Cypress Creek Formula to Estimate Run-off Rates in the Southern Coastal Plain and Adjacent Flatwoods Land Resource Areas. U. S. Dept. of Agriculture, ARS-41-95.
- (2) KING, HORACE WILLIAMS, and BRATER, ERNEST F.
1963. Handbook of Hydraulics, Fifth Edition. McGraw-Hill Book Company, Inc., New York.
- (3) BUREAU OF PUBLIC ROADS
1965. Hydraulic Charts for the Selection of Highway Culverts. Hydraulic Engineering Circular No. 5. U. S. Government Printing Office, Washington, D. C. 20402.
- (4) YARNELL, DAVID L.
1934. Pile Trestles as Channel Obstructions. U. S. Dept. of Agriculture, Tech. Bul. 429.
- (5)

1934. Bridge Piers as Channel Obstructions. U. S. Dept. of Agriculture, Tech. Bul. 442.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam.



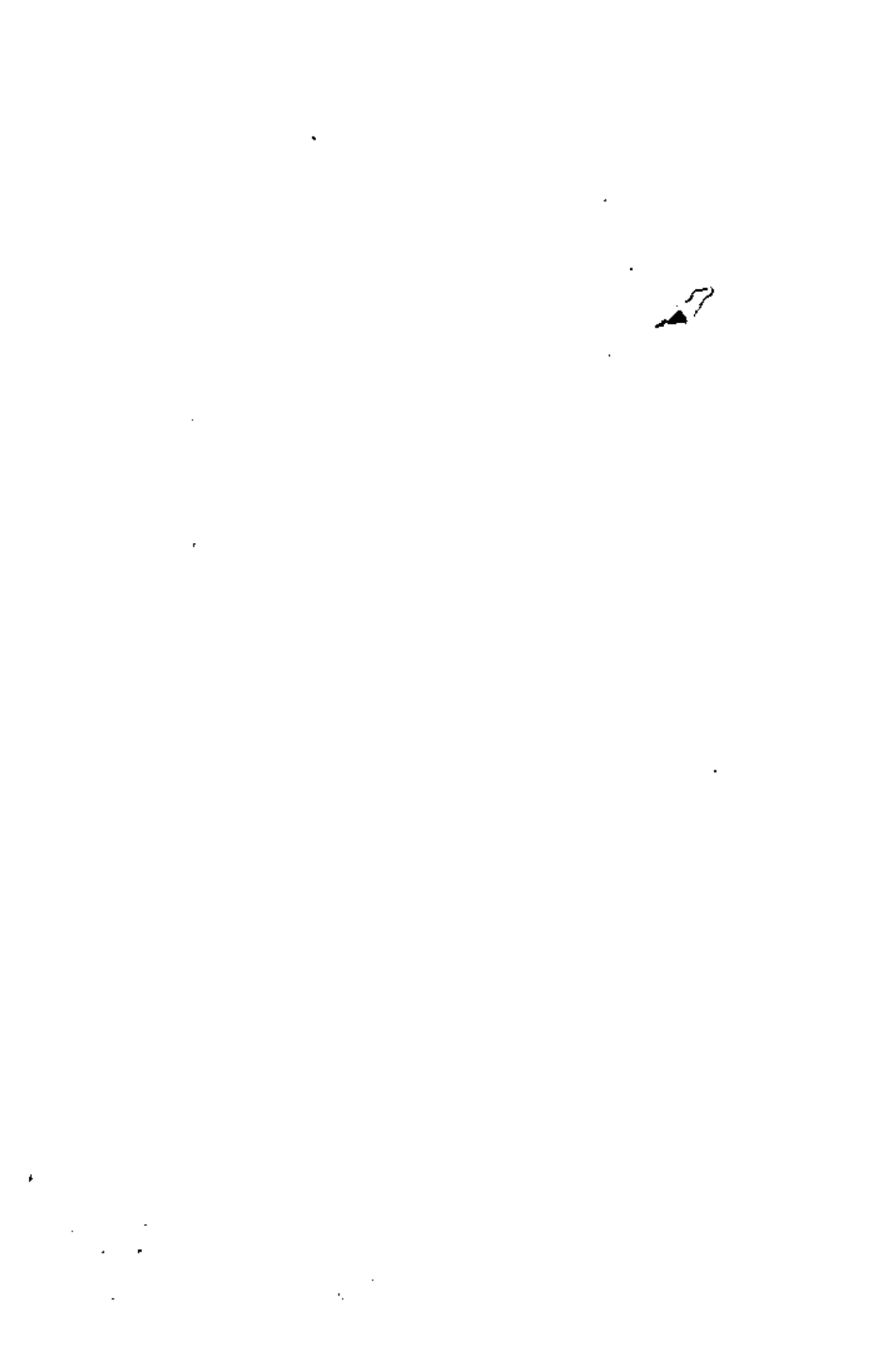
II CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

INTEGRACION DE DATOS PARA EL CONCURSO DE OBRAS

Documentación y Mecanismo del Concurso.

Generalidades.

ING. GERARDO TENA OROZCO
Agosto de 1979



DOCUMENTACIÓN Y MECANISMO DE CONCURSO - GENERALIDADES.

El objetivo de esta materia es capacitar al alumno para que sepa preparar la documentación necesaria para efectuar el concurso de una obra determinada.

Se entiende por concurso el conjunto de datos, planos, informes, indicaciones, cantidades de obra, etc. que será necesario proporcionar a cada una de las Compañías Constructoras - que la Secretaría previamente ha invitado para que coticen el monto de la obra por ejecutar. Una de ellas será declarada ganadora por haber hecho la cotización más conveniente, según el criterio de la S.R.H.

Partes integrantes de la documentación para concurso:

- A) Cuaderno de planos
- B) Catálogo de Conceptos de Trabajo con Cantidades de Obra.
- C) Cuaderno de documentación para Contrato.
- D) Especificaciones de los Conceptos de Trabajo.
- E) Programa de Construcción.

CUADERNO DE PLANOS.- Todas las obras por construirse - requirieren de un proyecto completo, es decir, de un conjunto de planos en donde se muestren detalladamente cada una de las características de la obra en cuestión. Para cumplir con el objetivo señalado será necesario incluir los siguientes tipos de planos:

a) PLANOS GENERALES

DE LA REPUBLICA.- En él se ubica la región del sitio de la obra, indicando las distancias de este lugar a las poblaciones importantes más cercanas y a las que servirán como centros de adquisición de los materiales de construcción para la obra.

PLANO DE LOCALIZACIÓN DE BANCOS DE MATERIALES.- En éstos se muestran los sitios en que se localizan los materiales por emplear, tales como: roca, grava, arena, arcilla, material inerte, etc., para construcción de terracerías, enrocamientos, revestimientos de caminos y elaboración de concretos. En estos planos aparecerán los volúmenes aprovechables y características propias de cada uno de los materiales.

PLANTA DEL CONJUNTO DE LA OBRA. Es conveniente indicar en este plano las vías de comunicación existentes en la zona, - arroyos, ríos y otros detalles que se consideren de importancia.

b) PLANOS DE DETALLE

Estos planos mostrarán precisamente todos los detalles que definen el tipo específico de obra por ejecutar, pudiendo tratarse de cualquiera de los siguientes:

ZONAS DE RIEGO, se incluyen canales, drenes y sus estructuras conexas como represas, tomas laterales, - tomas granja, sifones, alcantarillas, puentes, desagües, etc.

PRESAS DERIVADORAS, que incluyen plano de manejo del río histograma de la corriente, obra de toma, estructura de limpia, sección vertedora.

PRESAS DE ALMACENAMIENTO, - que incluyen obra de desvío, plano general de la cortina, obra de control y excedencias, obra de toma, tajo de salida, etc.

c) PLANOS AUXILIARES

Son los planos mediante los cuales se proporciona información adicional sobre las condiciones presentes en el lugar de ejecución de los trabajos: Planos de niveles freáticos, planos de perfiles estratigráficos, planos topográficos.

d) PLANOS COMPLEMENTARIOS

Son aquellos que se refieren a las partes complementarias del proyecto como son compuertas, mecanismos elevadores, - tuberías, señalamientos, etc.

e) CASAS DE CANALERO

Con este nombre genérico queremos indicar aquellos planos en donde se muestran los detalles para la construcción de la casa-habitación que se destinará al operador encargado de mecanismos y vigilancia en cualquier obra de que se trate.

(a hoja 3)...

CATALOGO DE CONCEPTOS DE TRABAJO CON CANTIDADES DE OBRA.

En el Catálogo se consignan todas y cada una de las actividades que deberá ejecutar el Contratista para llevar a cabo la completa realización de la obra. Contiene primeramente el concepto o denominación de cada actividad, designando la unidad correspondiente en que se medirá y la cantidad estimada. En las últimas columnas se deja el espacio en blanco para que se anoten los Precios Unitarios que cotice cada Contratista. Deberá tenerse especial atención para que no se excluya ningún concepto necesario para la construcción y que las cantidades estimadas sean lo más aproximadas a la realidad con el objeto de evitar reclamaciones y/o negociaciones posteriores.

CUADERNO DE DOCUMENTACION PARA CONTRATO

En este se contienen una serie de disposiciones legales a las que se sujetará el Contrato respectivo. Generalmente no se hace en la obra ya que se trata de temas que no competen a la Residencia.

ESPECIFICACIONES DE LOS CONCEPTOS DE TRABAJO

Esta parte de la documentación resulta de un carácter muy importante ya que se refiere a las estipulaciones que deben respetarse al efectuar cada una de las actividades necesarias para la realización de la obra, en su redacción se fijarán las condiciones precisas y en forma detallada de los trabajos a ejecutar para que el Contratista pueda fijar el precio unitario correspondiente.

(a hoja 4)....

PROGRAMA DE CONSTRUCCION

La obra por ejecutar deberá programarse para que las -- actividades comprendidas se desarrollen en forma coordinada -- dentro de un plazo determinado. La forma de elaborar esta pro gramación se hará de acuerdo con el método denominado Ruta -- Crítica, en la cual se indican la secuencia y tiempo en que de- berá realizarse cada una de las actividades involucradas.

1. - FINALIDAD. - El fin principal de esta oficina es proyectar y diseñar - las redes de conducción, distribución, drenaje, caminos, nivelación de tierras, comunicaciones y demás servicios que se requieran para que los distritos funcionen eficientemente.
2. - QUE NECESITA PARA HACER SU TRABAJO.
 - a). Normas Generales de Diseño. Para las redes de distribución, drenaje y caminos, nivelación de tierras, comunicaciones dentro del Distrito y servicios necesarios para el correcto funcionamiento del mismo.
 - b). Plano Topográfico y Catastral a escala 1:20 000 en los cuales se muestre las redes actuales y las modificaciones solicitadas por planeación y ejecutada por Estudios Topográficos.
 - c). Planos Topográficos a escala 1:5 000 donde se muestren las obras existentes.
 - d). Planos mostrando tipos de suelos a escala 1:50 000 y 1:20 000
 - e). Planos mostrando niveles freáticos a escala 1:20 000 para cada uno de los meses del año, indicando las precipitaciones pluviales y sus períodos para cada uno de los meses del año.
 - f). Planos mostrando plantas y perfiles de canales, drenes y caminos existentes incluyendo sus dimensiones generales.
 - f'). Plano de las estructuras tipo que haya en el Distrito y los datos que sobre el mismo aspecto ha tomado con anterioridad la Oficina de Estudios Topográficos.
 - g). Cálculo de coordenadas y curvas elaborado por Estudios.

- h). Perfil de la modificación elaborada por Estudios Topográficos.
- i). Secciones del terreno natural más representativo.
- j). Perfil de los trazos elaborados por Estudios Topográficos.
- k). Perfil indicando los tipos y características de los suelos datos que fueron obtenidos por Estudios Geotécnicos.
- l). Ubicación y resultados obtenidos de los Estudios Geotécnicos hechos a los materiales que se usarán como bancos.
- m). Recomendación del Laboratorio sobre las secciones a construir.
- n). Recomendaciones del Laboratorio sobre las especificaciones técnicas a pedir para la cimentación de las estructuras y sobre los materiales que se desean utilizar en la construcción.

3. - TRABAJOS A EJECUTAR Y COMO DEBEN HACERSE:

- a). Proyecto y diseño de las redes de distribución, drenaje, caminos, nivelación de tierras, comunicaciones y cualquier otro servicio que sea necesario en los Distritos, utilizando para ello las Normas Generales de Diseño.
- b). Elaboración de los planos donde se muestre planta y perfil del canal, dren o camino que se desee construir; la planta se dibujará a escala 1:2 000, el perfil a escala 1:2 000 en sentido horizontal y 1:100 en sentido vertical; los planos deben mostrar en la planta además del eje de la obra, curvas de nivel con equidistancia de 1 m., y con un ancho aproximado de 100 m. hacia cada margen de la estructura. Deben dibujarse las coordenadas a cada 500 m., con objeto de poder hacerse las aclaraciones pertinentes.

En una tabla dibujada en el mismo plano debe aparecer las coordenadas de los puntos de inflexión; los datos de las curvas deben quedar anotados en la planta y siempre adyacentes a la curva cuyos datos se anotan.

En otra tabla deben anotarse los datos hidráulicos del canal o dren; las acotaciones en las plantas y cortes deben ser en centímetros y las elevaciones en metros, todas ellas referidas al sistema azúcar.

Todos los planos llevarán las notas en los cuales se hagan las aclaraciones que sean necesarias, como por ejemplo:

Resistencia del concreto, tipo de fierro a usar, procedimiento de construcción o etapas a seguir en un determinado tipo de obras que así lo requieran.

Los cortes que muestren detalles de construcción deben dibujarse en tal forma que se note con línea gruesa lo que estamos cortando y con línea menos gruesa lo que está posterior al corte.

- c). Se coordinará con los Jefes de Distrito o sus representantes para los detalles de proyecto.
- d). Formará los cuadernos de planos necesarios para la contratación de la obra.
- e). Con el catálogo de conceptos de obra, que le suministra la Oficina de Administración Técnica de la Obra, elaborará la parte correspondiente de las especificaciones técnicas de construcción, donde deberá indicarse que se desea se haga y en caso necesario como se haga. Es decir, con las recomendaciones del Laboratorio y con el proyecto y diseño de la obra, está en condiciones de pedir el tipo y cali-

dad de trabajo que se necesita para cada concepto del catálogo de conceptos de trabajo.

f). Elaborar las normas de operación y conservación de las obras proyectadas.

4. - DISTRIBUCION DEL TRABAJO.

a). Una copia de los planos será enviada a la Oficina de Control Administrativo de la Obra para calcular cantidades de obra y elaborar el catálogo de conceptos de trabajo.

b). Con los planos ya terminados se harán los cuadernos y se enviarán éstos a Oficinas Centrales para la contratación de la obra.

c). Las especificaciones técnicas ya complementadas por la Oficina de Administración Técnica de la Obra serán encuadernados y enviados a Oficinas Centrales para su contratación.

d). El catálogo de conceptos de trabajo encuadernado será enviado a Oficinas Centrales para su contratación.

e). Contratada la obra, se le suministrarán dos copias de todos los planos que describen a la obra contratada, al contratista, una copia al Residente de Línea y Nivel respectivo, una copia a la Oficina de Administración Técnica de la Obra y una copia a la Oficina de Control de Calidad.

f). Deberá quedarse en poder de la Oficina todos los originales de los planos elaborados, así como de la documentación enviada a Oficinas Centrales.

g). Deberá quedarse en su archivo con 10 juegos de los cuadernos que se envían a Oficinas Centrales para su contratación.

h). Envío de las normas de operación y conservación de las obras a la Dependencia que reciba los trabajos.

F.- ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS.

1. - FINALIDAD. - La oficina de Estudios Topográficos tendrá como fin principal tomar en el campo los datos que se requieran de su especialidad, trazará, nivelará y seccionará, todos los cursos de las redes de distribución, drenaje y caminos en la ubicación existente y en las modificaciones que se propongan, se pondrá de acuerdo con las Oficinas de Planeación y Proyectos para el trazo definitivo.

2. - QUE SE NECESITA.

- a). Planos Topográficos y Catastrales a escala 1:20 000.
- b). Planos Topográficos a escala 1:5 000.
- c). Planos Topográficos y Catastrales escala 1:20 000 donde se indica la proposición de la Oficina de Planeación.
- d). Una Breve descripción donde se indique la filosofía que se siguió para hacer la modificación.
- e). Planos de las obras existentes "canales, drenes".
- f). Copias obtenidas del papel Kronaflex del mosaico fotográfico.

3. - TRABAJOS A EJECUTAR Y COMO DEBE HACERSE.

DE CAMPO:

- a). Hacer el trazo a cada estación de 20 m. y puntos de hitos, 151 a 500 m. FI, FC y FT.
- b). Referencias de los FI, FC y FT haciendo los croquis necesarios.
- c). Nivelación del trazo y detalles, dejar bancas a cada 500 m. sobre estructuras de concreto, o en troncos en tramos fuera del distrito.
- d). Secciones transversales a cada 20 m. mostrando estructuras, lotes, banquetas, etc., incluyendo los pares de hitos.

- c). Líneas de coordenadas, curvas.
- d). Perfil dibujado a escala 1:2000 en sentido horizontal y 1:100 en vertical, indicando altitud y curvas de nivel.
- e). Dibujar las secciones transversales a escala 1:100 tanto vertical como horizontal.
- f). Dibujo de croquis y levantamiento de los datos que fueron tomados como son: corras, líneas de telefonía, energía, casas, caminos a ranchos, etc.

4. - DISTRIBUCIÓN DEL TRAZO.

Para la Ficha de Proyectos.

- a). Enviar las copias de Coordenadas y Curvas, dar croquis de las referencias y trazo.
- b). Copia incluyendo la planta y todos los datos que fueron tomados como son: corras, líneas de telefonía, etc.
- c). Una copia de las secciones del terreno natural más representativa de cada estructura.
- d). Copia del perfil exterior.

Para la Ficha de Estudios de Accidental.

- e). Una copia de los croquis y datos de los accidentes extraordinarios que se hayan encontrado.
- f). Una copia del croquis del trazo.
- g). Dos copias del perfil.
- h). Copia de la sección transversal más representativa.

Para la Ficha de la Caja de la Flecha.

- i). Croquis incluyendo el trazo del libro y una página de altitud.

Para : Oficina de Control Administrativo de la Obra.

- j). Originales de todas las secciones transversales.
- k). Copia de los perfiles.
- l). Copia de la planta de la estructura.

C. - ESTUDIOS GEOTECNICOS.

- 1.- FINALIDAD. - Esta Oficina tiene como finalidad principal tomar las características físicas y en algunos casos químicas de los suelos donde hemos localizado las obras y los materiales con los que las vamos a construir, utilizando para ello el boletín técnico de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.
- 2.- QUE NECESITA. - Para hacer este trabajo se necesita además del equipo la siguiente documentación:
 - a). Planos Topográficos y Catastrales escala 1:20 000 donde se muestran las obras por construir.
 - b). Dos copias del perfil elaborado por Estudios Topográficos.
 - c). Una copia de las secciones transversales mas representativas.
 - d). Dimensiones aproximadas de los drenes, canales, caminos y sus estructuras.
- 3.- TRABAJOS A EJECUTAR Y COMO DEBEN HACERSE.
 - a). Clasificación de suelos. Tomando calas a cada 500 m. mas ó menos y con diversas profundidades de acuerdo al tamaño de la estructura.
 - b). Permeabilidad en suelos arcillosos y suelos que se vean poco permeables.
 - c). Límite líquido en suelos arcillosos.
 - d). Contenido de coloides y expansión líveen en suelos arcillosos.
 - e). Peso volumétrico del terreno natural y su humedad en todos los suelos.

- f). Penetración estandar en los sitios probables de estructuras grandes.
- g). Muestras inalteradas en sitios de estructuras grandes.
- h). Dibujar en el perfil que le dió Estudios todos los datos obtenidos.

4. - DISTRIBUCION DEL TRABAJO.

A PROYECTOS

- a). Una copia del perfil que muestre el tipo y características de los suelos.
- b). Ubicación y resultados obtenidos de los materiales que se usarán como bancos.
- c). Opinar respecto a las secciones a construir, tanto en las redes de distribución, drenaje y caminos.
- d). Opinar sobre las especificaciones técnicas necesarias a pedir, partiendo de los materiales disponibles con los que se ejecutará el trabajo.
- e). Enviar a México las muestras inalteradas.

1.- FINALIDAD. - Esta oficina tiene como finalidad principal estudiar los sistemas de distribución, drenaje, caminos y demás servicios existentes, proponiendo las modificaciones que crea convenientes para cumplir su cometido.

2.- QUE NECESITA.

- a). Planos Topográficos de los Distritos a escala 1:100 000 ó 1:50 000, 1:20 000 y 1:5 000 mostrando curvas de nivel a 1 m.
- b). Planos actualizados mostrando las obras y servicios actuales a escala 1:50 000 y 1:20 000.
- c). Plano Catastral actualizado escala 1:20 000.
- d). Planos mostrando tipos de suelos a escala 1:50 000 y 1:20 000.
- e). Planos mostrando niveles freáticos a escala 1:20 000 para cada uno de los meses del año, indicando las precipitaciones pluviales y sus períodos en cada uno de los meses a escala 1:20 000.
- f). Planos mostrando perfiles y plantas de canales, drenes y caminos incluyendo sus dimensiones generales, pendientes y estructuras existentes.
- g). Mosaico fotográfico escala 1:5 000.
- h). Reproducción en papel Kronaflex del mosaico fotográfico a la misma escala.

3.- TRABAJOS A EJECUTAR Y COMO DEBE HACERSE.

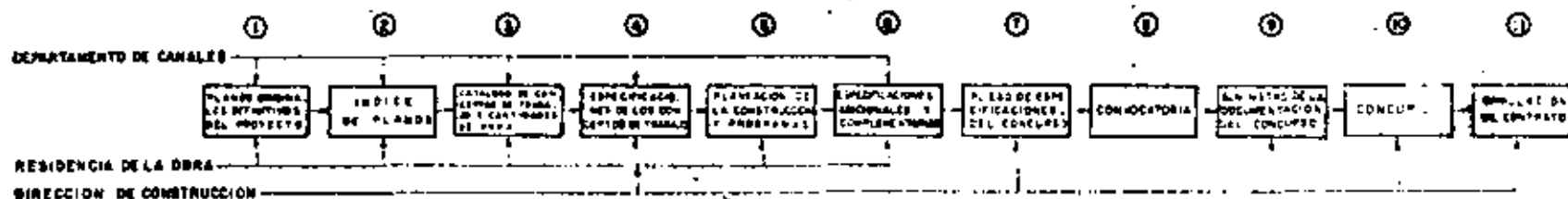
- a). Planos Topográficos y Catastrales a escala 1:20 000, se marcará la proposición deseada en color.

b).- Hacer una breve descripción de los trabajos deseados, indicando las razones y puntos de vista por las que se desea hacer el cambio.

4.- DISTRIBUCION DEL TRABAJO.

a). Se pasará una copia de los planos Topográficos y Catastrales en los cuales se muestre la modificación solicitada, así como la descripción del trabajo que se desea a las Oficinas de Estudios Topográficos, Estudios Geotécnicos, Tenencia de la Tierra y Proyectos.

SECUENCIA PARA LA FORMACION DE LA DOCUMENTACION DE CONCURSO



| ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | ⑥ | ⑦ | ⑧ |
|---|---|--|--|---|---|----------------------|---|
| <p>(Véase 2.-)</p> <p>1.- Calificación regional.
2.- Plano general de la obra.
3.- Planos y perfiles.
4.- Calificación técnica y económica.
5.- Planos estructurales.
6.- Planos alforjas de galena.
7.- Planos diversos.
8.- Planos de equipos y/o tuberías.</p> | <p>(Véase 2.-)</p> <p>Para integrar el catálogo de conceptos de trabajo y cantidades de obra, deberá seguirse el orden y clasificación de conceptos que se indica en la publicación "Conceptos Principales de Trabajo" Tomo I Catálogo, quedando para cada concepto de trabajo la cantidad de obra por su unidad.</p> | <p>(Véase 3.-)</p> <p>En la formulación de las especificaciones de los Conceptos de Trabajo del Catálogo serán precisados, cuando fueren necesarios, en un mismo especificación, todas las condiciones de trabajo (incluyendo indicaciones complementarias) que concierne con el mismo procedimiento de construcción. Las mismas especificaciones podrán aplicarse, así como las obligaciones del Contratista y la misma forma de medida y pago del trabajo ejecutado. Véase "Conceptos Principales de Trabajo", Especificaciones, Tomos II y III.</p> | <p>(Véase 2.-)</p> <p>A.- Programa base.
B.- Programa General de construcción.</p> | <p>(Véase 2.-)</p> <p>1.- Descripción y las especificaciones.
2.- Lo que incluye los planes del Catálogo.
3.- Límites del proyecto.
4.- Cantidades de trabajo y naturaleza del terreno.
5.- Accesos.
6.- Observaciones.
7.- Coordinación entre las unidades y el estudio de los materiales.
8.- Interferencia que se ocasiona de campo.
9.- Distribución de equipos.
10.- Materiales que propone utilizar la Secretaría.
11.- Instalaciones.
12.- Personal del Contratista.
13.- Otras provisiones.
14.- Forma de contrato.
15.- Plazo por el cual comienza y obligaciones dentro del contrato.
16.- Formulación del programa.
17.- Manejo y control del río durante la construcción.
18.</p> | <p>(Véase 3.-)</p> <p>A.- Plano de Calificación del Concurso.
B.- Referencias.
C.- Determinación, objeto de las especificaciones y definición de términos.
D.- Especificaciones especiales de materiales.
E.- Especificaciones Particulares del Concurso.
F.- Definición de áreas al Plan de Especificaciones para el Concurso.</p> | <p>① ② ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦</p> | |

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION GENERAL DE PLANIFICACION Y CONTROL DE OBRAS
PROGRAMA DE CONSTRUCCION Y MANTENIMIENTO

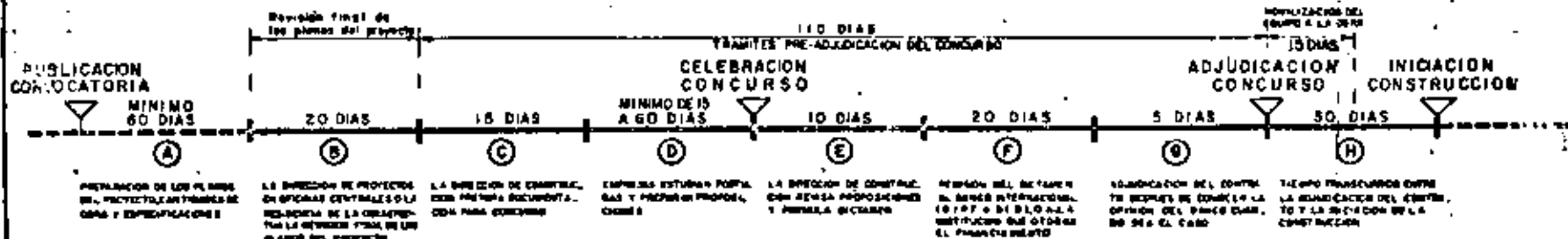
DOCUMENTACION DE CONCURSO

EN EL CANTON DE [] [] [] [] [] [] [] [] [] []

Año: [] [] [] [] [] [] [] [] [] []

Nº: [] [] [] [] [] [] [] [] [] []

SECUENCIA DE LAS ETAPAS QUE INTEGRAN EL CONCURSO



Publicación de la Convocatoria.— La Secretaría de a conocer los trabajos por realizar mediante la publicación de la Convocatoria en los diarios más importantes y de mayor circulación, invitando a las compañías interesadas a que se presenten y tomar opción a concursar, quienes al hacerla, deberán proporcionar la información respecto a su equipo de trabajo su capacidad económica, responsabilidad técnica, etc., con esta información y las selecciones necesarias, la Secretaría puede formar la selección de Contratistas idóneos que con su capacidad técnica y experiencia, pueden disponer oportunamente del equipo necesario y adecuado, y también que su capacidad económica permita la iniciación y terminación de la obra en el tiempo previsto en los programas de trabajo sin contratiempos perjudiciales a los intereses de la Secretaría.

- (A) Dependiendo de la importancia de la obra que se concursa, en un tiempo mínimo de 60 días deberán formularse los planos del proyecto, ya sea en Oficinas Centrales de la Dirección de Proyectos de Grande Irrigación o en la Residencia de la Obra o en la oficina de la Dirección, así como el Catálogo de Conceptos de Trabajo y Cantidades de Obra y las Especificaciones de los Conceptos de Trabajo.
- (B) La Dirección de Proyectos de Grande Irrigación en Oficinas Centrales o la Residencia de la Obra según sea el caso, efectúan la revisión final de los planos del proyecto, el Catálogo de Conceptos de Trabajo y Cantidades de Obra, las Especificaciones de los Conceptos de Trabajo y las Especificaciones Adicionales y Complementarias.
- (C) La Dirección de Construcción de Grande Irrigación prepara y revisa los cuadros del Proyecto, de las Especificaciones y en general toda la documentación que integra el concurso de la obra por construir, para proporcionarlos a las Empresas invitadas a concursar según la selección de Contratistas que la S.R.H. hubiese hecho de los que se registraron con motivo de la Convocatoria.
- (D) En esta etapa, las Empresas deberán estudiar y analizar la información y datos del Concurso; preparar su participación o en él, visitando previamente el sitio de la obra y enterándose ampliamente de las condiciones del trabajo por ejecutar, de las especificaciones y de toda la documentación que integra el Concurso; haciendo toda clase de preguntas y aclaraciones pertinentes relativas al proyecto y a la región donde se ubica la obra.

Celebración del Concurso.— La celebración del Concurso (Verificación del Concurso) es la ceremonia de recepción de las Proposiciones de los Contratistas en la fecha y hora fijadas por las autoridades de la Secretaría.

- (E) En el tiempo indicado en el programa, la Dirección de Construcción hará la revisión de las proposiciones presentadas y aceptadas, formulando el dictamen correspondiente.
- (F) Cuando se trate de contratos para construcción de obras financiadas con fondos del Banco Internacional de Reconstrucción y Fomento, la Secretaría envía el dictamen relativo a las proposiciones a las Oficinas Centrales de dicho Banco en la Ciudad de Washington, E.U.A., quien deberá emitir su resolución definitiva. El mismo procedimiento se sigue con el B.I.D. A partir de la fecha de adjudicación del Contrato y como etapa inicial de los trabajos de construcción, el Contratista o Empresa dispondrá de 15 días para proceder a la movilización del equipo, traslado a la obra de personal necesario, instalación de oficinas, campamentos, etc.
- (G) Conocidas las partes de voto y resolución definitiva del Banco, se prepara la documentación para la adjudicación del Contrato a la Empresa ganadora del Concurso.

NOTA: Cuando la construcción de la obra a que se refiere la convocatoria se haga con fondos fiscales o con fondos de Crédito Interno, al tiempo mínimo de la etapa (D) se da de 15 días y la etapa (F) queda sin efecto.

Cuando la construcción de la obra se hace con financiamiento del Banco Internacional de Construcción y Fomento (BIRF), la etapa (D) es de 30 días cuando todos participantes en el Concurso son de nacionalidad mexicana y de 60 días cuando alguno de los concursantes es de nacionalidad extranjera. Para el caso donde intervenga el Banco Interamericano de Desarrollo (BID), la etapa (D) es de 30 y 45 días respectivamente.

| | | |
|--|-------------------|-------------------|
| SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS | | |
| DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS | | |
| DIRECCION DE PROYECTOS - DEPARTAMENTO DE LABORES | | |
| LICITACION PUBLICA INTERNACIONAL DEL CONCURSO | | |
| Confirma: Aprobo: | | |
| DIR. DE PROYECTOS | DIR. DE PROYECTOS | COMISARIO TECNICO |
| DIRECTOR GENERAL | SECRETARIO | |
| MEXICO, D.F.
SEPT-1977 | | ANEXO - C |

| DESCRIPCION | | DENUNCIADO | |
|-------------|---|---------------------|----------|
| 2 | <u>CANAL PRINCIPAL.-</u> | | |
| 2.1 | <u>TERRACERIAS.-</u> | | |
| 2.1.1 | <u>DESMONTE.-</u> | | |
| 2.1.1.1 | Desmante, desmenuado, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción. | Ha. | 1,184 |
| 2.1.2 | <u>EXCAVACIONES.-</u> | | |
| 2.1.2.1 | Excavación en cualquier material para formar la cubeta del canal. | M3. | 133,378 |
| 2.1.2.2 | Excavación en cualquier material en los tajos. | M3. | 48,578 |
| 2.1.2.3 | Excavaciones en cualquier material para formación de contracunetas. | M3. | 5,840 |
| 2.1.3 | <u>CONSTRUCCION DE BORDOS Y TERRAPIENES.-</u> | | |
| 2.1.3.1 | Terraplén para bordos y caminos formado con material obtenido de préstamo con acarreo. | | |
| 2.1.3.1.2 | Mayor que 50 y hasta 100 metros. | M3. | 53,885 |
| 2.1.3.1.3 | Mayor que 100 y hasta 500 metros. | M3. | 13,471 |
| 2.1.3.2 | Compensación adicional por compactación de los terrapienes construidos, según los Conceptos - números 2.1.2.1; 2.1.2.2; 2.1.2.3 y 2.1.3.1 | M3. | 67,357 |
| 2.1.3.3 | Reventimiento de caminos con acarreo libre. | | |
| 2.1.3.3.3 | Mayor que 500 y hasta 1,000 metros. | M3. | 18,648.0 |
| 2.1.4 | <u>SOBRECARRICO DE TERRACERIAS.-</u> | | |
| 2.1.4.2 | Acarreo de materiales utilizados en el Concepto 2.1.3.3.3 en los kilómetros subsiguientes al primero. | M ³ -Km. | 186,480 |
| 2.3 | <u>ESTRUCTURAS EN GENERAL.-</u> | | |
| 2.3.1 | <u>TERRACERIAS PARA ESTRUCTURAS.-</u> | | |
| 2.3.1.2 | Excavaciones en cualquier material para alojar las estructuras. | M3. | 7,629 |
| 2.3.1.3 | Relleno sin compactar, de cualquier material - excepto roca proveniente de excavaciones previas. | M3. | 495 |
| 2.3.1.5 | Relleno compactado, de cualquier material excepto roca proveniente de excavaciones previas. | M3. | 2,477 |
| 2.3.1.8 | Relleno de enrocamiento, con material proveniente de bancos de préstamo. | M3. | 100 |
| 2.3.1.9 | Rellenos de grava, o grava y arena, inclusive - " Drenas " " Lloraderos " y " Filtros ". | M3. | 30 |

| C O N C E P T O | | UNIDAD | CANTIDAD |
|-----------------|--|------------------|----------|
| CLASIFICACION | ENUNCIADO | | |
| 2.3.2 | <u>FABRICACION Y COLOCACION DE MATERIALES MANUFACTURADOS PARA ESTRUCTURAS.-</u> | | |
| 2.3.2.2 | Mamposterías para estructuras, inclusive zampeados con mortero. | M3. | 4,474 |
| 2.3.2.3 | Fabricación y colocación de concreto común. | M3. | 3,458 |
| 2.3.2.4 | Fabricación y colocación de concreto ciclópeo. | M3. | 50 |
| 2.3.2.5 | Colocación de fierro de refuerzo para concreto. | Kg. | 270,461 |
| 2.3.3 | <u>ACERO ESTRUCTURAL.-</u> | | |
| 2.3.3.1 | Suministro y colocación de acero estructural. | Kg. | 250 |
| 2.3.4 | <u>COMPUERTAS Y MECANISMOS.-</u> | | |
| 2.3.4.1 | Suministro y colocación de compuertas radiales. | Kg. | 10,328 |
| 2.3.4.2 | Suministro y colocación de compuertas deslizantes. | Kg. | 4,940 |
| 2.3.5 | <u>CONCEPTOS DIVERSOS.-</u> | | |
| 2.3.5.1 | Suministro y colocación de junta asfáltica de 2 (dos) centímetros de espesor. | M ² . | 20 |
| 2.3.5.2 | Suministro y colocación de sello de hule de 3 bulbos o de cloruro de polivinilo corrugado. | M. | 44 |
| 2.3.5.3 | Suministro y colocación de barendales de tubo de fierro galvanizado de 5.08 cm. (2") de diámetro nominal. | Kg. | 1,790 |
| 2.3.5.5 | Suministro y colocación de tubo de fierro galvanizado de 6.35 cm. (2½") de diámetro nominal para lleraderos. | Pm. | 30 |
| 2.4 | <u>SIFONES Y CONDUCTOS CUBIERTOS.-</u> | | |
| 2.4.1 | <u>TERRACERIAS PARA SIFONES Y CONDUCTOS CUBIERTOS.-</u> | | |
| 2.4.1.1 | Desmote, desmenuado, desyerbo y limpia del terreno para propósitos de construcción. | Hs. | 2 |
| 2.4.1.2 | Excavaciones en cualquier material para alejar los sifones y conductos cubiertos. | M3. | 2,352. |
| 2.4.1.3 | Relleno sin compactar, de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas. | M3. | 344 |
| 2.4.1.5 | Relleno compactado, de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas. | M3. | 1,377 |
| 2.4.2 | <u>FABRICACION Y COLOCACION DE MATERIALES MANUFACTURADOS PARA SIFONES Y CONDUCTOS CUBIERTOS.-</u> | | |
| 2.4.2.2 | Mampostería para sifones y conductos cubiertos, inclusive zampeados con mortero. | M3. | 453 |
| 2.4.2.3 | Fabricación y colocación de concreto común. | M3. | 730 |
| 2.4.2.5 | Colocación de fierro de refuerzo para concreto. | Kg. | 70,448 |
| 2.4.4 | <u>CONCEPTOS DIVERSOS.-</u> | | |
| 2.4.4.1 | Suministro y colocación de junta asfáltica de 2 (dos) centímetros de espesor. | M ² . | 46 |

| C O N C E P T O | | UNIDAD | CANTIDAD |
|-----------------|--|------------------|----------|
| CLASIFICACION | ENUNCIADO | | |
| 2.4.4.2. | Suministro y colocación de sello de hule de 3 bulbos o de cloruro de polivinilo corrugado. | M. | 176 |
| 2.4.4.3. | Suministro y colocación de barandales de tubo de fierro galvanizado de 5.08 cm. (2") de diámetro, nominal. | Kg. | 2,340 |
| 3 | <u>ZONA DE RIEGO.-</u> | | |
| 3.1 | <u>TERRACERIAS PARA CANALES.-</u> | | |
| 3.1.1. | <u>DESMONTE.-</u> | | |
| 3.1.1.1. | Desmante, desenraíce, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción. | Ha. | 188 |
| 3.1.2. | <u>EXCAVACIONES.-</u> | | |
| 3.1.2.1. | Excavación en cualquier material, en el terreno natural, para formar la cubeta del canal. | M ³ . | 78,654 |
| 3.1.2.2. | Excavación en cualquier material en tajos. | M ³ . | 60,970 |
| 3.1.2.3. | Excavación en cualquier material para formación de contracumetas. | M ³ . | 5,224 |
| 3.1.3. | <u>CONSTRUCCION DE BORDOS Y TERRAPLENES.-</u> | | |
| 3.1.3.2. | Terraplén de bordos y caminos formado con material obtenido de préstamo con acarreo. | | |
| 3.1.3.2.1. | De mayor que 50 metros. | M ³ . | 86,287 |
| 3.1.3.2.2. | Mayor que 50 y hasta 100 metros. | M ³ . | 24,653 |
| 3.1.3.2.3. | Mayor que 100 y hasta 500 metros. | M ³ . | 12,326 |
| 3.1.3.3. | Compensación adicional por compactación de los terraplenes construídos según los conceptos 3.1.2.1. y 3.1.3.2. | M ³ . | 110,941 |
| 3.2 | <u>TERRACERIAS PARA DRENESES.-</u> | | |
| 3.2.1. | <u>DESMONTE.-</u> | | |
| 3.2.1.1. | Desmante, desenraíce, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción. | Ha. | 144 |
| 3.2.2. | <u>EXCAVACIONES.-</u> | | |
| 3.2.2.1. | Excavación para drenes en cualquier material. | M ³ . | 467,023 |
| 3.3. | <u>REVESTIMIENTOS.-</u> | | |
| 3.3.1. | <u>REVESTIMIENTO DE CONCRETO.-</u> | | |
| 3.3.1.1. | Fabricación y colocación de concreto hidráulico para el revestimiento del canal. | M ³ . | 440 |
| 3.4. | <u>ESTRUCTURAS EN GENERAL.-</u> | | |
| 3.4.1. | <u>TERRACERIAS PARA ESTRUCTURAS.-</u> | | |
| 3.4.1.2. | Excavaciones en cualquier material para alojar las estructuras. | M ³ . | 8,63 |
| 3.4.1.3. | Relleno sin compactar, de cualquier material excepto roca proveniente de excavaciones previas. | M ³ . | 310 |
| 3.3.1.2. | Colocación de sello de juntas en el revestimiento de concreto en canales. | M. | 2,200 |

S. R. H.
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE CANALES

PROYECTO " LAS ANIMAS " TAN.
ZONA DE RINYO MARCO EN IZMIRTERDA.
CANAL PRINCIPAL DEL KM. 72 + 200 AL KM.
87 + 000 Y SECCION LOPEZ RAYON 2,850 HAS.

| C O N C E P T O | | UNIDAD | CANTIDAD |
|-----------------|---|--------|----------|
| CLASIFICACION | ENUNCIADO | | |
| 3.4.1.5 | Relleno compactado, de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas. | M3. | 869 |
| 3.4.1.9 | Rellenos de grava o grava y arena, inclusive -- " Drenes ", " Llorideros " y " Filtros ". | M3. | 50 |
| 3.4.2 | <u>FABRICACION Y COLOCACION DE MATERIALES MANUFACTURADOS PARA ESTRUCTURAS.-</u> | | |
| 3.4.2.2 | Mamposterías para estructuras, inclusive mapeados con mortero. | M3. | 5,961 |
| 3.4.2.3 | Fabricación y colocación de concreto común | M3. | 2,297 |
| 3.4.2.5 | Colocación de fierro/de refuerzo. | Kg. | 108,574 |
| 3.4.3 | <u>ACERO ESTRUCTURAL.-</u> | | |
| 3.4.3.1 | Suministro y colocación de acero estructural. | Kg. | 250 |
| 3.4.3.2 | Suministro y colocación de placas y pernos de acero para los apoyos de los puentes. | Kg. | 153 |
| 3.4.4 | <u>COMPUERTAS.-</u> | | |
| 3.4.4.1 | Suministro e instalación de compuertas tipo -- -- " Miller ". | | |
| 21-25 | | | |
| 3.4.4.1.3 | Para tubo de 61 cm. de diámetro. | Pza. | 72 |
| 3.4.4.3.4 | Suministro e instalación de compuertas deslizantes. | Kg. | 20,694 |
| 3.4.5 | <u>TUBERIAS DE CONCRETO.-</u> | | |
| 3.4.5.1 | Suministro e instalación de tubería de concreto. | | |
| 3.4.5.1.a | Tubo de 61 cm. de diámetro. | M. | 612 |
| 3.4.8 | <u>CONCEPTOS DIVERSOS.-</u> | | |
| 3.4.8.1 | Suministro y colocación de junta asfáltica de 2 (dos) centímetros de espesor. | M2. | 100 |
| 3.4.8.2 | Suministro y colocación de sello de hule de 3 bulbos o de cierre de polivinilo corrugado. | M. | 125 |
| 3.4.8.3 | Suministro y colocación de barandales de tubo de fierro galvanizado de 5.08 cm. (2") de diámetro nominal. | Kg. | 500 |
| 3.4.8.5 | Suministro y colocación de tubo de fierro galvanizado de 6.35 cm. (2 1/2") de diámetro nominal para llorideros. | Pza. | 540 |
| 3.4.8.6 | Suministro y colocación de tubo de asbesto cemento para desagües de los puentes y las estructuras -- aforadoras. | M. | 120 |
| 3.4.8.7 | Suministro e instalación de fantasmas y señalamientos para caminos. | Pza. | 1,000 |
| 5 | <u>CAMINOS.-</u> | | |
| 5.2 | <u>REVESTIMIENTOS.-</u> | | |
| 5.2.1.1 | Revestimiento de caminos (con acarreo libre de un kilómetro). | M3. | 49,525 |
| 5.2.2 | <u>SOBREACARREO DE TERRACERIAS.-</u> | | |

S. R. H.
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE CANALES

PROYECTO " LAS ANIMAS ", TAH.
ZONA DE RIEGO MARGEN IZQUIERDA.
CANAL PRINCIPAL DEL KM. 72 + 200 AL KM.
87 + 000 Y SECCION LOPEZ RAYON 2,850 H.A.S.

| C O N C E P T O | | UNIDAD | CANTIDAD |
|-----------------|---|---------------------|----------|
| CLASIFICACION | ENUNCIADO | | |
| 5.2.2.1 | Sobrecarreo de materiales para revestimiento de caminos a distancias mayores que un kilómetro | N ³ -Km. | 742,875 |
| 7. | <u>RECTIFICACION Y CONTROL DE RIOS.-</u> | | |
| 7.3 | <u>MAQUINARIA Y EQUIPO.-</u> | | |
| 7.3.1 | <u>EQUIPO DE BOMBEO PARA DESAGUE EN GENERAL.-</u> | | |
| 7.3.1.1 | Bomba de 50.8 mm. (2") de diámetro. | h.e. | 50 |
| 7.3.1.3 | Bomba de 102 mm. (4") de diámetro. | h.e. | 150 |
| 7.3.1.4 | Bomba de 152 mm. (6") de diámetro. | h.e. | 30 |
| 7.3.2 | <u>EQUIPO DE EXCAVACION Y REMOCION DE MATERIALES.-</u> | | |
| 7.3.2.1 | Draga de 1.15 M ³ . (1 1/2 yd ³) de capacidad. | h.e. | 100 |
| 7.3.2.3 | Tractor D + 8 Caterpillar o similar, con cuchilla de empuje. | h.e. | 150 |

CONCEPTOS 2.2.3.5. Y 3.3.3.5. COLOCACION DE SELLO EN LAS JUNTAS DE CONTRACCION DE LOS REVESTIMIENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO EN CANALES.

Por el precio unitario estipulado en el catálogo para estos conceptos, el Contratista colocará los materiales de relleno de las juntas de contracción de los revestimientos del canal situados en las ranuras correspondientes, según lo indican los planos de proyecto.

El Contratista deberá hacer los trabajos preliminares para la colocación del sello, eliminación de humedad, así como la limpieza de la junta a satisfacción del Ingeniero.

Los materiales de sello serán suministrados por la Secretaría en la Estación Ferroviaria más cercana al sitio de las obras, o en cualquier otro sitio que la Secretaría y el Contratista convengan, siendo por cuenta del Contratista todas las maniobras de descarga, almacenamiento y transporte hasta el lugar de su colocación, así como las mermas de los materiales y de los demoras de las descargas de los mismos. El Contratista hará las mezclas necesarias que a juicio del Ingeniero se requieran y lo aplicará en la ranura previamente ejecutada a su satisfacción.

El material deberá colocarse en la ranura antes de efectuarse el curado de concreto.

Para efectos de pago se determinará la longitud en metros de juntas rellenadas a satisfacción del Ingeniero. A la longitud anterior se le aplicará el precio unitario correspondiente.

CONCEPTO 1.1.6.- TUBERIA ARMCO O SIMILAR

CONCEPTO 1.1.6.1.- SUMINISTRO Y COLOCACION DE TUBERIA NUEVA ARMCO O SIMILAR DE 91 CM (36") DE DIAMETRO CALIBRE 12.

Por el precio unitario consignado para este concepto en el Catálogo, el Contratista deberá suministrar en el sitio de su colocación los tubos nuevos que sean requeridos según -- los planos de proyecto u órdenes del Ingeniero, así como sus -- bandas de acoplamiento para el junteo de los tubos y todos los herrajes que sean necesarios para su completa instalación.

El contratista podrá adquirir la tubería ARMCO aquí-referida o tubería similar que ofrezca las mismas condiciones de durabilidad, resistencia y calidad en general, a satisfac - ción del Ingeniero, transportándola a una distancia que se re - quiera para situarla en el lugar de su colocación, tomando el debido cuidado en el manejo durante el transporte que evite da ños o deterioros de la misma. Dicha tubería será recibida en el sitio de su colocación a satisfacción del Ingeniero, quien podrá aceptarla o rechazarla según el estado en que se encuentre al recibirla.

El Contratista deberá suministrar la tubería conforme a las necesidades de la obra u órdenes del Ingeniero.

En caso de utilizarse la tubería ARMCO indicada en este concepto, será la del tipo galvanizado corrugada y rema - chada, de calibre indicado y con doble capa asfáltica.

En ningún caso se podrá instalar la tubería en pre - sencia de aguas y sólo se colocará cuando la excavación se ha - ya efectuado de acuerdo con las indicaciones de los planos de - proyecto y/o las órdenes del Ingeniero.

Para efectos de pago se medirá la tubería suministra da e instalada por el Contratista y recibida a satisfacción - del Ingeniero expresando dicha medida en metros y aplicándose a la misma el Precio Unitario correspondiente según el diáme - tro de la tubería para obtener la compensación al Contratista.

CONCEPTO 1.2.8.1.- SUMINISTRO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE ---
MADERA.

Por el Precio Unitario estipulado para este concep -
to, el Contratista hará las siguientes operaciones:

Construirá las estructuras de madera de acuerdo con-
lo que señale el proyecto o las órdenes del Ingeniero, debiendo -
el Contratista suministrar en el sitio de la construcción, todos-
los materiales necesarios: madera, clavos y herrajes en general,-
así como la mano de obra que se requiere.

La madera que suministre el Contratista deberá ser -
de primera calidad y a juicio del Ingeniero en buenas condiciones-
de trabajo, sana, no deformada ni torcida, con grietas finas y nu-
dos sanos en tal número que la suma de los diámetros de todos --
ellos no exceda del doble del diámetro del nudo máximo admisible-
de acuerdo con las Especificaciones Generales y con la disposición
y dimensiones que se indiquen en el proyecto o de acuerdo con las
órdenes del Ingeniero.

Para efectos de pago, el Ingeniero determinará en me-
tros cúbicos con aproximación de un decimal, el volumen de madera
colocada a su entera satisfacción y conforme a las dimensiones --
mostradas en el proyecto, aplicándose a dicho volumen el Precio -
Unitario estipulado en el Catálogo para obtener la compensación -
al Contratista.

SUMINISTRO Y COLOCACION DE TRABES PRECOLADAS PARA PUENTES PRES FORZADOS.

CONCEPTO 3.4.2.7.- Trabe precolada de 15.50 m. de longitud.

CONCEPTO 3.4.2.8.- Trabe precolada de 12.50 m. de longitud.

Por el Precio Unitario consignado en el Catálogo para este concepto, el Contratista suministrará y colocará en los sitios de su utilización el número de traves precoladas preesforzadas que se requieran en los puentes que se indiquen en los planos, de acuerdo con las Especificaciones correspondientes y las órdenes del Ingeniero.

El Precio Unitario incluye la fabricación y colocación de las traves suministrando todos los materiales excepto el cemento y el fierro de refuerzo que serán proporcionados por la Secretaría, debiendo suministrar el Contratista el alambre y cables de preesfuerzo indicados en los planos de proyecto respectivos. El Contratista podrá variar las características del acero de preesfuerzo y el sistema de anclaje o adquirir las traves comerciales en planta, siempre y cuando las características de resistencia y calidad sean equivalentes y aceptadas previamente por el Ingeniero.

Para efectos de pago se tomará en cuenta el número de traves de cada tamaño suministradas y colocadas a satisfacción del Ingeniero, aplicándose a esta cantidad el Precio Unitario estipulado en el Catálogo para este concepto.

CONCEPTO. 3.4.4.7 Desmantelamiento y reinstalación de compuertas y mecanismos.

Por el precio unitario consignado para este Concepto, el Contratista desmantelará y reinstalará las compuertas y sus mecanismos de operación, que a juicio del Ingeniero requieran ser sometidas a reparación, reposición o rectificación total, de partes o de instalación.

Las maniobras a que se refiere el párrafo anterior comprenden además el suministro y colocación de todas las piezas dañadas o defectuosas -- que impidan el correcto funcionamiento de las compuertas y sus mecanismos; -- demolición y reposición del concreto que se requiera, tanto para el desmantelamiento y reinstalación de las compuertas en represas y obra de toma, -- como para corregir defectos en la estructura si los hubiere; suministro e -- instalación de sellos y herrajes necesarios; suministro y aplicación de pintura anticorrosiva, altamente resistente a los efectos del agua y la intemperie; mano de obra, acarreos, carga y descarga de materiales, herramientas y equipo necesarios para la ejecución de los trabajos descritos, los cuales deberán satisfacer las necesidades de la obra.

Para efectos de pago se considerará en kilogramos el peso de las -- compuertas desmanteladas y reinstaladas a satisfacción del Ingeniero.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO.

INTRODUCCION AL CALCULO DEL CONCRETO
PRESFORZADO. ANCLAJES EN LOS EXTREMOS.
PERDIDAS DE PREESFUERZO.

ING. FILIBERTO CAMPOS
NOVIEMBRE DE 1978.

100
100

PRINCIPIOS DEL CONCRETO PRESFORZADO

1. CONCEPTOS INTRODUCTORIOS

La resistencia a tensión del concreto simple es muy inferior a su resistencia a compresión. Para poder emplear el concreto simple en elementos que deben resistir tensiones, es necesario encontrar una forma de suplir esta falta de resistencia a tensión. Se puede lograr esto colocando acero de refuerzo en las zonas de los elementos estructurales donde pueden aparecer tensiones, que es precisamente lo que se hace en el concreto reforzado convencional. Sin embargo, esta forma de proporcionar resistencia a la tensión presenta un inconveniente: aun cuando el refuerzo garantiza una resistencia adecuada, no impide el agrietamiento del concreto a niveles de carga relativamente bajos. Son bien conocidos los efectos desfavorables de las grietas sobre la apariencia y durabilidad de los elementos de concreto reforzado; de ahí que eliminar el agrietamiento haya sido siempre una de las principales preocupaciones de los proyectistas. Aunque ha habido diversos intentos para resolver el problema, la contribución más importante suele atribuirse al ingeniero francés Freyssinet, quien convirtió en realidad práctica la idea de presforzar los elementos de concreto reforzado. Según Freyssinet (ref 1 y cap 1 del Tomo I de la ref 2), presforzar un elemento estructural consiste en crear en él, mediante algún procedimiento, antes o al mismo tiempo que la aplicación de las acciones exteriores, esfuerzos tales que, al combinarse con los correspondientes a las cargas exteriores, anulen los esfuerzos de tensión o los mantengan menores que los esfuerzos permisibles de los materiales empleados. En otras palabras, lo que pretendía Freyssinet era eliminar totalmente las tensiones en el concreto, introduciendo una fuerza que creara esfuerzos de compresión que anulasen los de tensión.

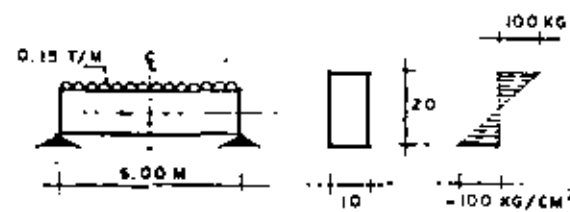
Este concepto inicial del presfuerzo se ha ido modificando con el tiempo. T. Y. Lin dice que presforzar significa la creación intencionada de esfuerzos, no para elimi-

nar tensiones exclusivamente, sino para mejorar el comportamiento general de la estructura (cap 1 de la ref 4). El presfuerzo se utiliza para controlar no solamente el estado de agrietamiento, sino también el de deformación. De acuerdo con los criterios modernos de diseño, incluso no se considera imprescindible eliminar totalmente el agrietamiento. Así, el concreto presforzado puede concebirse simplemente como una modalidad del concreto reforzado ordinario, constituyendo el presfuerzo una sollicitación artificial que introduce el proyectista en los elementos estructurales para alcanzar alguna finalidad que se estime ventajosa.

$$M = \frac{0.15 \times 6^2}{8} = 0.67 \text{ T-M}$$

$$S = \frac{1}{6} \times 10 \times 20^2 = 667 \text{ CM}^3$$

$$f_{i,s} = \frac{M}{S} = \frac{67000}{667} = 100 \text{ KG/CM}^2$$

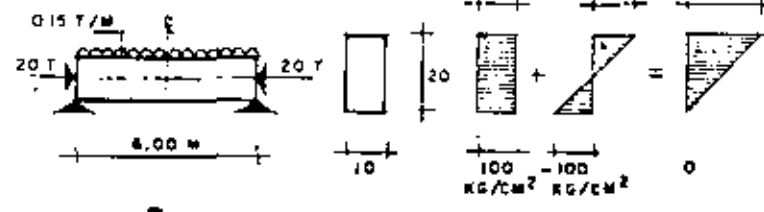


| NOTACION | |
|------------------|---|
| A | AREA DE LA SECCION |
| F | FUERZA DE PRESFUERZO |
| M | MOMENTO FLEXIONANTE |
| S | MODULO DE SECCION |
| e | EXCENTRICIDAD DEL PRESFUERZO |
| f _{i,s} | ESFUERZO EN FIBRA INFERIOR Y SUPERIOR RESPECTIVAMENTE |

(A) VIGA DE CONCRETO SIMPLE

$$f_{i,s} = \frac{F}{A} + \frac{M}{S} = \frac{20000}{10 \times 20} + \frac{67000}{667}$$

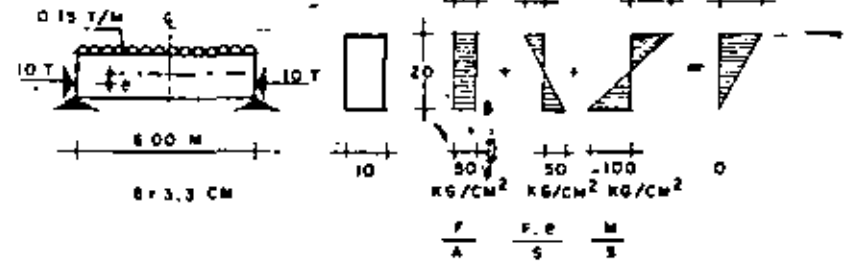
$$f_s = 200 \text{ KG/CM}^2 \quad f_i = 0$$



(B) VIGA CON PRESFUERZO AXIAL

$$f_{i,s} = \frac{F}{A} + \frac{F \cdot e}{S} + \frac{M}{S} = \frac{10000}{10 \times 20} + \frac{10000 \times 5.3}{667} + \frac{67000}{667}$$

$$f_s = 100 \text{ KG/CM}^2 \quad f_i = 0$$



(C) VIGA CON PRESFUERZO EN EL LIMITE DEL NUCLEO CENTRAL

Fig 1.

2. ILUSTRACION DEL PRINCIPIO DEL PRESFUERZO

El principio del presfuerzo puede ilustrarse en forma elemental con los siguientes ejemplos. Considérese una viga de sección rectangular, de concreto simple, libremente apoyada, como la mostrada en la fig 1A. Suponiendo un comportamiento elástico, debido a la acción de carga exterior, la viga quedará sujeta en su sección crítica a esfuerzos de compresión y de tensión, en sus fibras extremas, de 100 Kg/cm^2 . Evidentemente el concreto no puede resistir esfuerzos de tensión de esta magnitud, pero si a la misma viga de concreto se le aplica una fuerza axial de 20 ton, que produce esfuerzos de compresión uniformes de 100 Kg/cm^2 , los esfuerzos de tensión en la fibra inferior se anulan, aunque los de compresión en la fibra superior se incrementan a 200 Kg/cm^2 (fig 1B). En la fig 1C se muestra la misma viga de concreto, pero con una fuerza de compresión igual a la mitad de la fuerza axial del caso exterior, aplicada en el límite del núcleo central. Así, la fuerza produce un momento de signo contrario al producido por las cargas exteriores en la sección crítica. Las tensiones en la fibra inferior también se anulan, pero los esfuerzos de compresión en la fibra superior son iguales a la mitad de los esfuerzos correspondientes en la viga de la fig 1B.

De lo anterior se deduce que para presforzar una viga de concreto, se debe aplicar una fuerza cuya magnitud depende de la excentricidad de la fuerza de presfuerzo con respecto al eje neutro. Cuando mayor es la excentricidad, menor es la fuerza de presfuerzo requerida.



3. COMPORTAMIENTO DE VIGAS DE CONCRETO PRESFORZADO Y CRITERIOS DE DISEÑO

En general una viga de concreto presforzado con presfuerzo excéntrico tiene una curva carga-deformación como la representada en la fig 2, con un tramo prácticamente recto y uno curvo. El tramo recto, que indica un comportamiento lineal, se ini

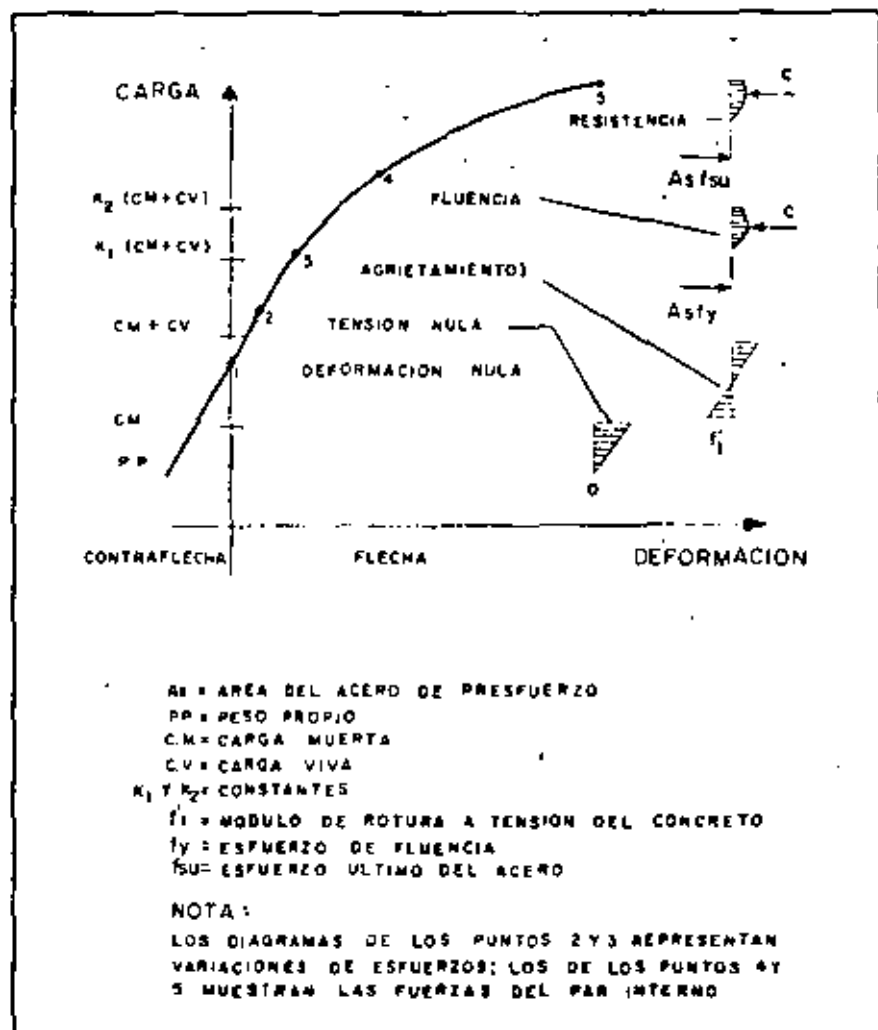


Fig 2.

cia en la región de deformaciones negativas, lo que significa que, debido a la acción del presfuerzo, se producen deformaciones hacia arriba (contraflechas), que no se contrarrestan totalmente por el peso propio y algún porcentaje de la carga total.

El punto 1 de la curva representa la condición de deformación nula, en que las deformaciones correspondientes a las cargas exteriores quedan totalmente equilibradas por las producidas por el presfuerzo. Esta condición se presenta, por ejemplo, cuando la combinación de los esfuerzos debidos a cargas exteriores y al presfuerzo produce un bloque de esfuerzos uniformes en todas las secciones de la viga.

El punto 2 de la curva resulta cuando los esfuerzos de tensión son nulos en la fibra inferior de la sección crítica de la viga. Durante mucho tiempo, los proyectistas de elementos de concreto presforzado consideraron que no debería excederse esta condición.

Si la carga se incrementa, se llega al punto 3, correspondiente a la carga de agrietamiento, que se presenta cuando los esfuerzos de tensión en la fibra inferior de la sección crítica coinciden con el módulo de rotura de concreto. Este es un punto notable en el comportamiento de los elementos de concreto presforzado, debido a que corresponde a la iniciación del agrietamiento. Una vez sobrepasada la carga de agrietamiento, las deformaciones dejan de ser proporcionales a las cargas y la curva carga-deformación exhibe un quiebre marcado.

El punto 4 corresponde a la carga que hace que el acero alcance su esfuerzo fluencia.

El punto 5 representa la resistencia de la sección, es decir, su capacidad máxima en flexión.

En la gráfica se indican sobre el eje vertical diversos estados de carga típicos, correspondientes a distintos estados de deformación y agrietamiento.

Idealmente, el diseño de elementos de concreto presforzado debe basarse en el conocimiento de la curva completa carga-deformación. Si se puede predecir esta curva, el proyectista está en condiciones de dimensionar la viga, de manera que cuente con un grado de seguridad a la ruptura predeterminado y que tenga un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio. Así, comparando la resistencia que puede desarrollar una sección con la carga de servicio que debe soportar, tendrá una idea del grado de seguridad con que cuenta. Conociendo las relaciones entre las cargas y las deformaciones para distintos niveles de carga, puede mantener las deformaciones probables de la viga dentro de valores convenientes. Análogamente puede lograr que el agrietamiento no exceda de unos límites que se consideren aceptables.

Debe señalarse que un problema de especial dificultad en el estudio del comportamiento de elementos estructurales presforzados es la predicción de las variaciones que experimenta el presfuerzo inicialmente aplicado, al transcurrir el tiempo, como resultado de las características plásticas del concreto y del acero.

Los reglamentos de diseño suelen dar recomendaciones específicas para el grado de seguridad requerido en distintas condiciones, y normas respecto a las deformaciones y agrietamiento admisibles en distintas situaciones. Es frecuente también que los reglamentos especifiquen determinados esfuerzos permisibles que no deben excederse bajo condiciones de servicio de distintos tipos. Esto es una forma indirecta de lograr un grado de seguridad razonable y evitar agrietamientos. El criterio de diseño basado en esfuerzos permisibles es todavía muy común, pero se concibe la posibilidad de desarrollar métodos de diseño basados exclusivamente en requisitos de resistencia, agrietamiento y deformación.

4. FORMAS DE APLICAR EL PRESFUERZO

El presfuerzo suele aplicarse mediante elementos de acero de alta resistencia llamados tendones. Menos frecuentemente, el presfuerzo se crea por medio de gatos. A continuación se describen los sistemas más comúnmente utilizados para aplicar presfuerzo.

4.1 Sistemas Pretensados

En los sistemas pretensados, los tendones se tensionan antes del colado de los elementos, anclándolos en muertos de anclaje especiales. Cuando el concreto ha alcanzado suficiente resistencia, se cortan los tendones, que quedan anclados en las piezas de concreto por adherencia, y al tender a recuperar sus dimensiones originales, crean un estado de esfuerzos de compresión en el elemento.

Los sistemas pretensados se prestan a la producción de elementos estructurales estandarizados. En general, el tamaño de las piezas no suele alcanzar proporciones muy grandes debido a los problemas de transporte desde los centros de producción a la obra.

Las instalaciones para la producción de elementos pretensados pueden ser características muy distintas. Fundamentalmente, consisten en una mesa donde se fabrican los productos, muertos de anclaje, moldes, gatos para tensar los tendones, grúas para el manejo de los productos prefabricados de concreto, moldes y equipo especial para el manejo de los productos prefabricados de concreto, moldes y equipo especial para el manejo de tendones. En algunas ocasiones, también se cuenta con plantas de vapor para reducir la duración de los ciclos de fabricación por medio de curado acelerado.

4.1.1 Mesas de colado y muertos de anclaje

Los mesas de colado para la producción de elementos pretensados pueden tener

características muy variables, dependiendo de la naturaleza de los productos por fabricar, la magnitud de las fuerzas de presfuerzo para las que haya que proporcionar anclaje, y las propiedades del suelo sobre el que deben apoyarse. Un aspecto fundamental es reducir al mínimo los movimientos diferenciales de las instalaciones, a fin de evitar tener que hacer ajustes frecuentes para conservarlas debidamente niveladas.

El dimensionamiento de las mesas se basa en la aplicación de los principios de la ingeniería estructural y de la mecánica de suelos. En las refs 5 (cap 10), 6 (Tomo 1, cap 3) y 7 (cap 15), se describen distintos tipos de mesas de presfuerzo y se dan algunas indicaciones sobre su diseño. En la fig 3 se muestra esquemáticamente una instalación típica. La longitud de las mesas oscila entre 40 y 200 m, aproximadamente, pudiéndose considerar 100 m como valor promedio. Se distinguen tres tipos de mesas de colado: fijas, portátiles y moldes que actúan como mesas.

Mesas fijas

a) Muertos de anclaje que resisten por sí solos todas las fuerzas de presfuerzo (fig 4A). En esta alternativa, los muertos resisten las fuerzas de presfuerzo exclusivamente por su propio peso y las reacciones del terreno, pudiéndose incluir entre estas el empuje pasivo y la fricción entre el muerto y el suelo. La losa no tiene más función que la de proporcionar una superficie de trabajo. Un inconveniente de esta alternativa es que la losa y los muertos pueden tener movimientos relativos entre sí de importancia, que pueden ocasionar dificultades en la producción. Sin embargo, cuando el terreno es bueno, es una de las soluciones más convenientes por su sencillez.

b) Muertos de anclaje piloteados (fig 4B). Una variante de la alternativa anterior consiste en proporcionar estabilidad a los muertos de anclaje por medio de pilotes. Esta solución puede ser adecuada en caso de que los terrenos sean malos. La losa tampoco cumple aquí una función estructural.

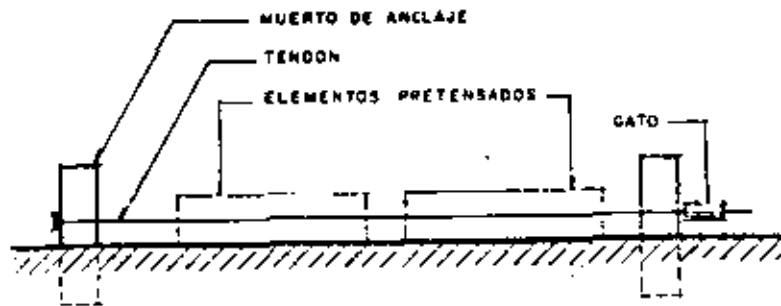
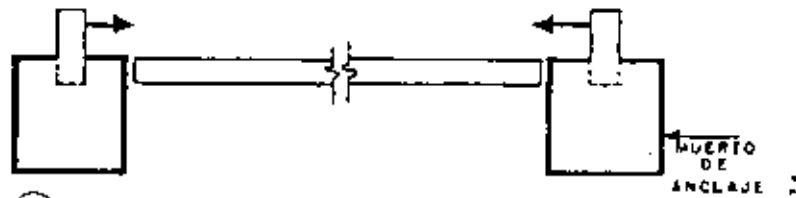
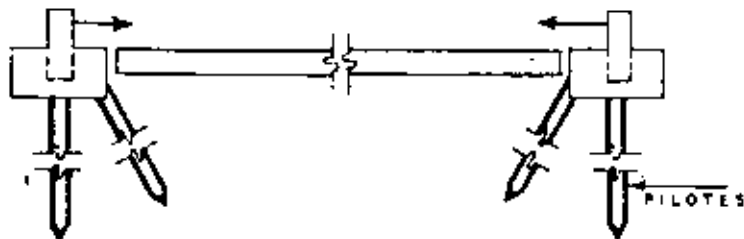


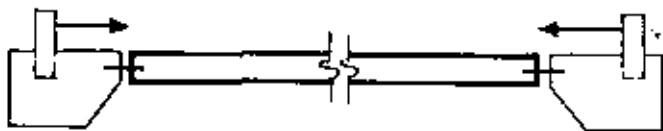
Fig. 3



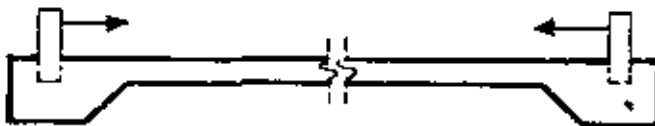
(A) LOS MUERTOS DE ANCLAJE RESISTEN POR SI SOLOS TODAS LAS FUERZAS DE PRESFUERZO



(B) MUERTOS DE ANCLAJES CON PILOTES



(C) EL FIRME ACTUA COMO COLUMNA



(D) LOSA MONOLITICA CON LOS MUERTOS DE ANCLAJE

Fig 4.

c) La losa actúa como una columna (fig 4C). Las dimensiones de los muerros de concreto pueden disminuirse si se hace que la losa que forma la mesa actúe como una columna con capacidad suficiente para transmitir las cargas de presfuerzo. También en este caso puede haber movimientos relativos que ocasionen problemas de fabricación, como en la mesa descrita en a). Deben investigarse los efectos de esbeltez bajo la acción de las fuerzas de presfuerzo, aunque por regla general el peso propio de la losa es suficiente para que esta no constituya un problema.

d) Losa monolítica con los muerros de anclaje (fig 2D). En este caso, la losa y los muerros de anclaje forman un conjunto monolítico. La ventaja de este tipo de solución es su gran rigidez, quedando reducidos a un mínimo los problemas debidos a movimientos diferenciales. Esta variante está indicada cuando el terreno es malo.

Mesas portátiles

En algunas ocasiones puede ser interesante hacer una planta provisional cerca de la obra donde se van a consumir productos prefabricados. Esto se justifica cuando no existen plantas de prefabricación próximas y cuando el volumen de la obra es lo suficientemente importante. Para que resulten económicas, estas plantas deben estar constituidas por elementos recuperables en el mayor grado posible, con el fin de que puedan utilizarse repetidas veces en obras distintas y se reduzcan así los costos de amortización. Se han propuesto muchas variantes de mesas portátiles para presfuerzo, algunas de las cuales se describen a continuación.

a) Mesas de elementos precolados que se unen por medio de tendones de presfuerzo (fig 5). Las piezas o dovelas que constituyen las mesas, se hacen de un tamaño que pueda transportarse fácilmente. Pueden unirse mediante tendones de presfuerzo alojados en ductos provistos en las piezas. Una vez terminada la obra, este tipo de mesa puede desmontarse fácilmente para ser transportada a otro lugar. En esta alternativa,

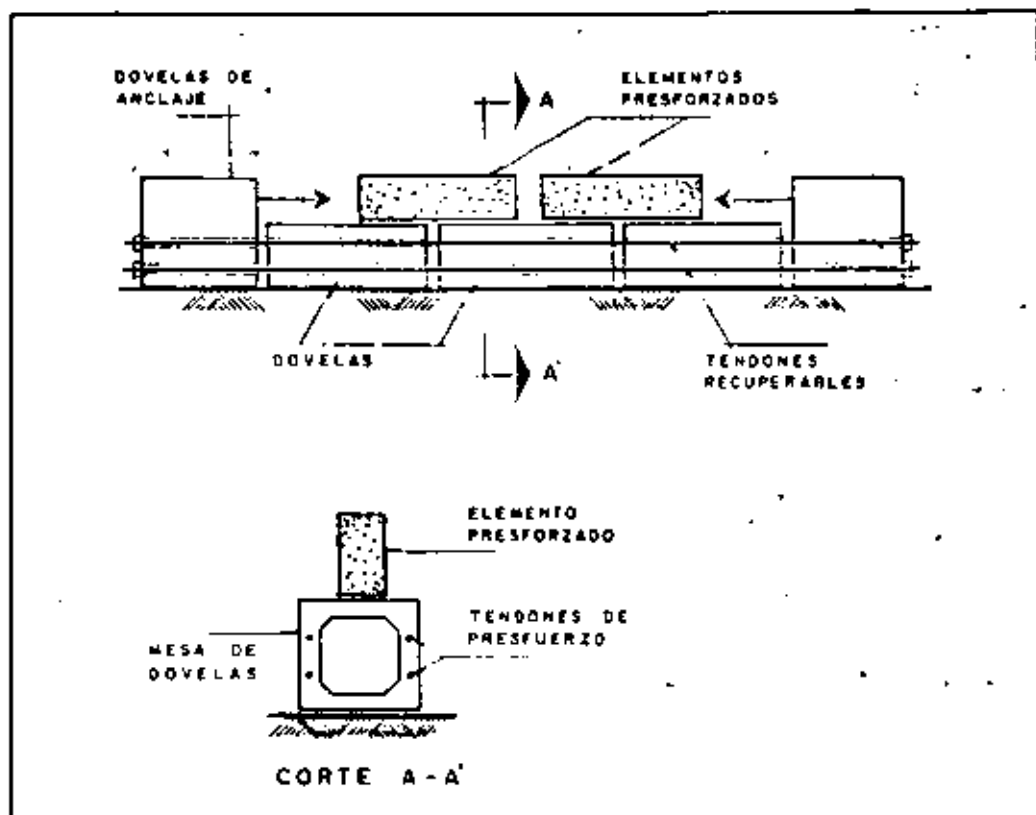


Fig 5.

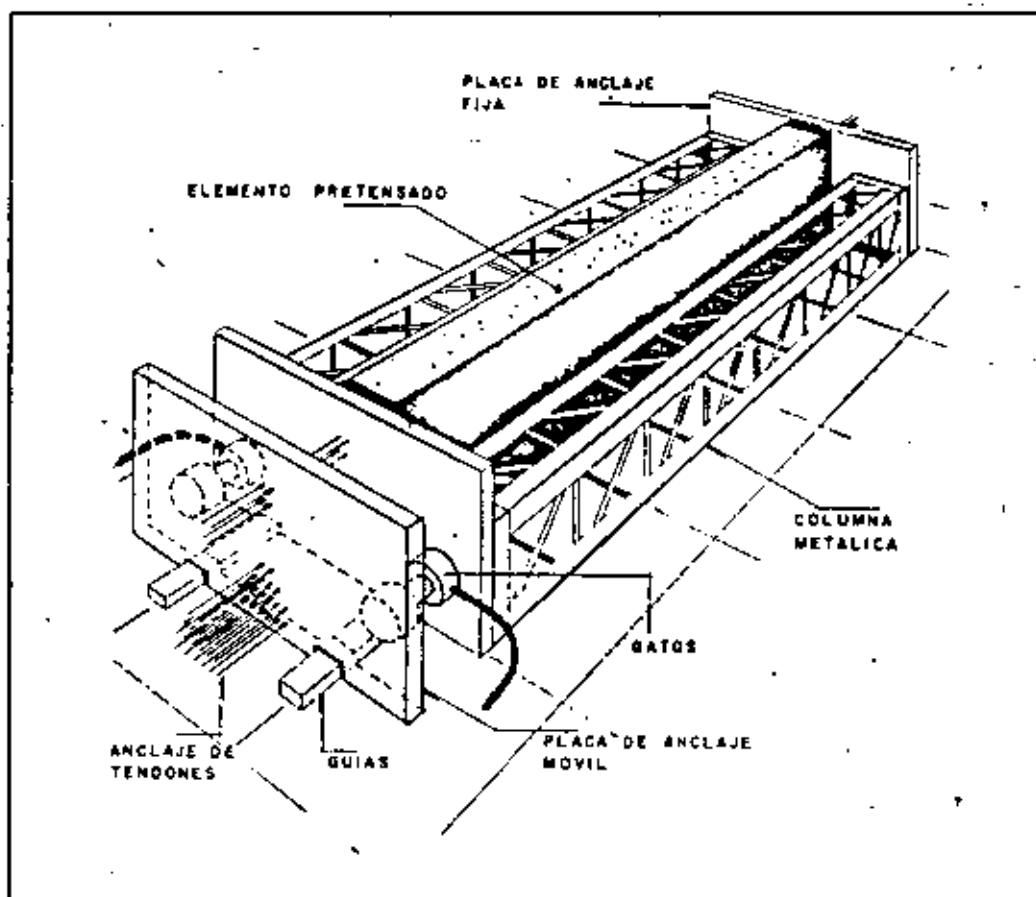


Fig 6.

las dovelas resisten las fuerzas de presfuerzo al mismo tiempo que proporcionan una superficie de trabajo.

b) Mesas de estructuras de acero (fig 6). Puede proporcionarse un anclaje a las fuerzas de presfuerzo por medio de bastidores formados por estructuras desarmables de acero. Esta alternativa implica menos costo de transporte, cada vez que la mesa es trasladada para su instalación en una nueva obra, por el menor peso de los elementos que la integran.

Moldes con capacidad para resistir las fuerzas de presfuerzo.

Una solución que puede resultar conveniente en algunos casos, consiste en utilizar moldes que tengan suficiente resistencia para que las fuerzas de presfuerzo puedan anclarse contra los moldes mismos. Dos posibles variantes son las siguientes:

a) Moldes de concreto farrados de lámina (fig 7). Algunos elementos estándar pueden fabricarse en moldes de concreto farrados de lámina. La lámina, que se utiliza únicamente para asegurar un buen acabado, puede ser de calibre relativamente bajo. Las fuerzas de presfuerzo son resistidas por el concreto. Suelen preverse ductos para vapor o agua caliente a fin de acelerar el fraguado.

b) Moldes metálicos (fig 8). También es posible hacer moldes metálicos que tengan suficiente rigidez para resistir las fuerzas de presfuerzo por sí solos. Esta solución suele ser cara, pero tiene la ventaja de que puede desmontarse y transportarse sin gran costo, debido a su ligereza.

Dispositivos para desviar tendones

En general, por su sencillez constructiva, los elementos pretensados se fabrican con tendones rectos. Algunas plantas presforzadas cuentan con dispositivos que permiten desviar los tendones de tal forma que sus trayectorias se ajusten a las necesidades de momentos en la forma más eficiente posible. En la fig 9 se muestra esquemáticamente una mesa de colado para producir elementos con tendones siguiendo trayectorias quebradas, así como

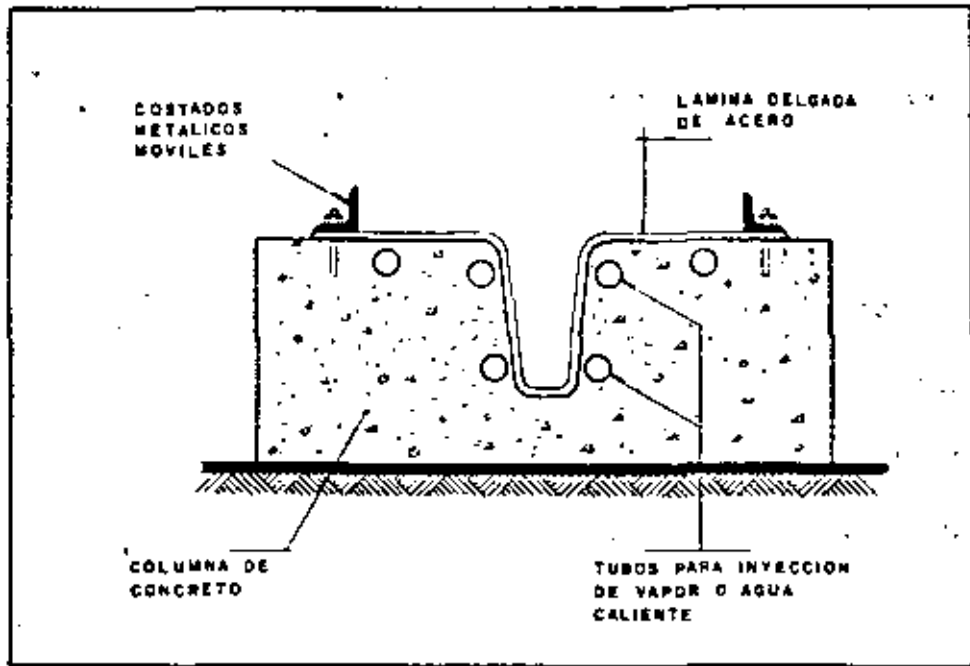


Fig. 7.

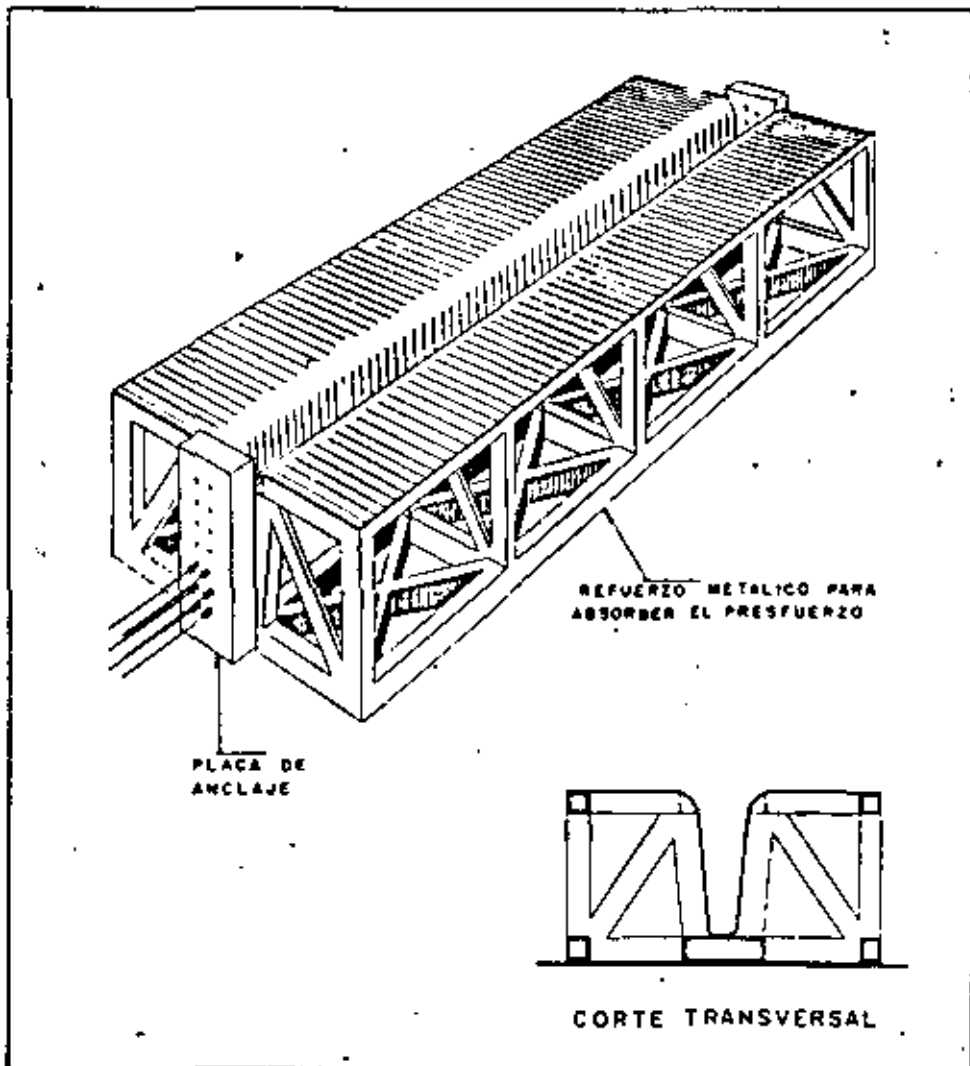


Fig. 8.

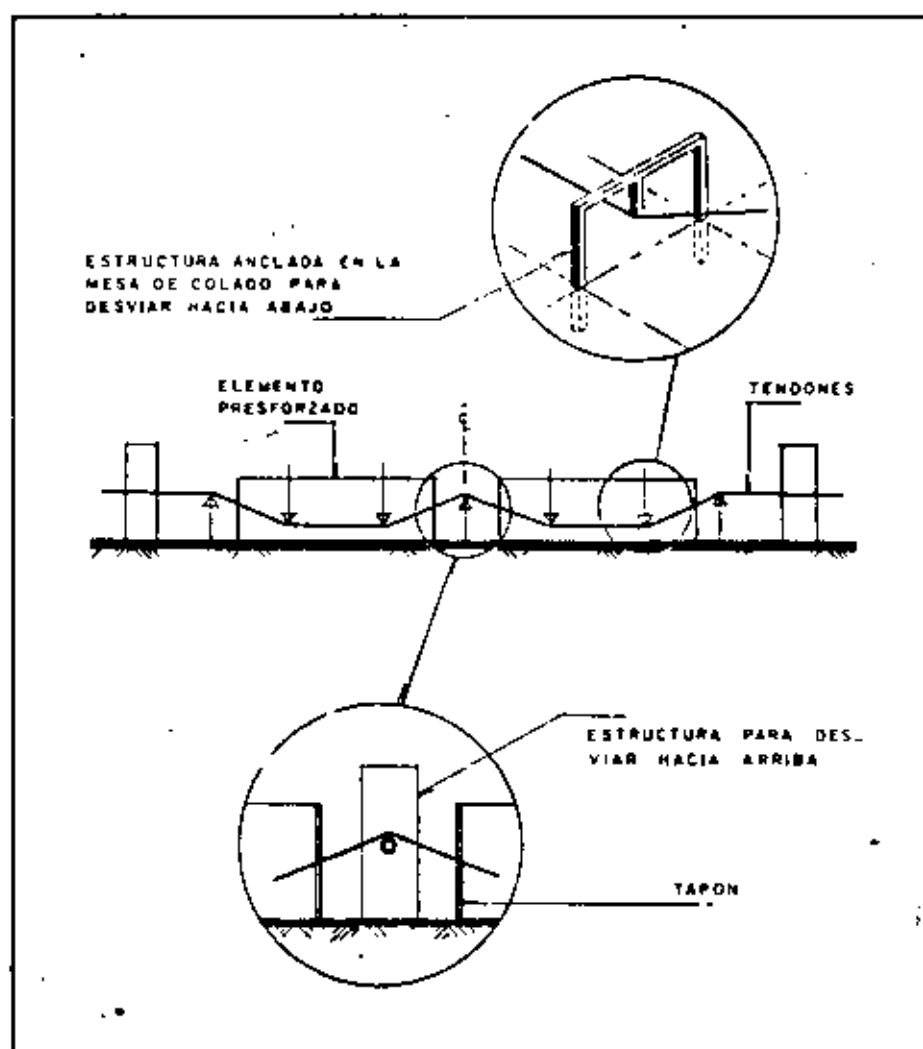


Fig 9.

detalles típicos de procedimientos para lograr los quiebres. En el cap 10 de la ref 5 se trata este tema más ampliamente.

4.1.2 Dispositivos de anclaje

Los tendones se sujetan en los muertos de anclaje por medio de mordazas que, en general, utilizan el principio de la cuña o la fricción, o una combinación de ambos recursos. En la fig 10 se presentan algunas variantes usuales. Existen anclajes para un solo alambre o torón (figs 10a y 10b), para dos alambres (fig 10c) o para un haz de alambres (fig 10d). En la mayoría de las plantas de pretensado, los tendones se tensan individualmente. Sin embargo, en algunos casos se estiran y anclan grupos de tendones simultáneamente. Todos los tendones de una mesa pueden tensarse simultáneamente, por medio de dispositivos como los que se presentan en la fig 11.

4.1.3 Formas de tensar

El método más utilizado para estirar los tendones se basa en el empleo de gatos hidráulicos de distintos tipos. Los gatos pueden ser de capacidad relativamente pequeña, cuando se estiran los tendones individualmente, o llegar a tener capacidades de varios cientos de toneladas, cuando se estira un grupo de tendones grandes. El control del esfuerzo aplicado se realiza midiendo la longitud estirada directamente y por medio de los manómetros que suelen estar adaptados a los gatos. En la fig 12 se muestra un gato hidráulico típico para tensado individual de tendones. Algunas plantas emplean sistemas con gatos mecánicos de distintos tipos, basados generalmente en el principio del tornillo, como en la instalación representada esquemáticamente en la fig 13. En algunas instalaciones se recurre a sistemas de contrapesos (fig 14).

4.1.4 Métodos de colado y cimbrado

Pueden distinguirse dos maneras fundamentales de fabricar elementos de concreto.

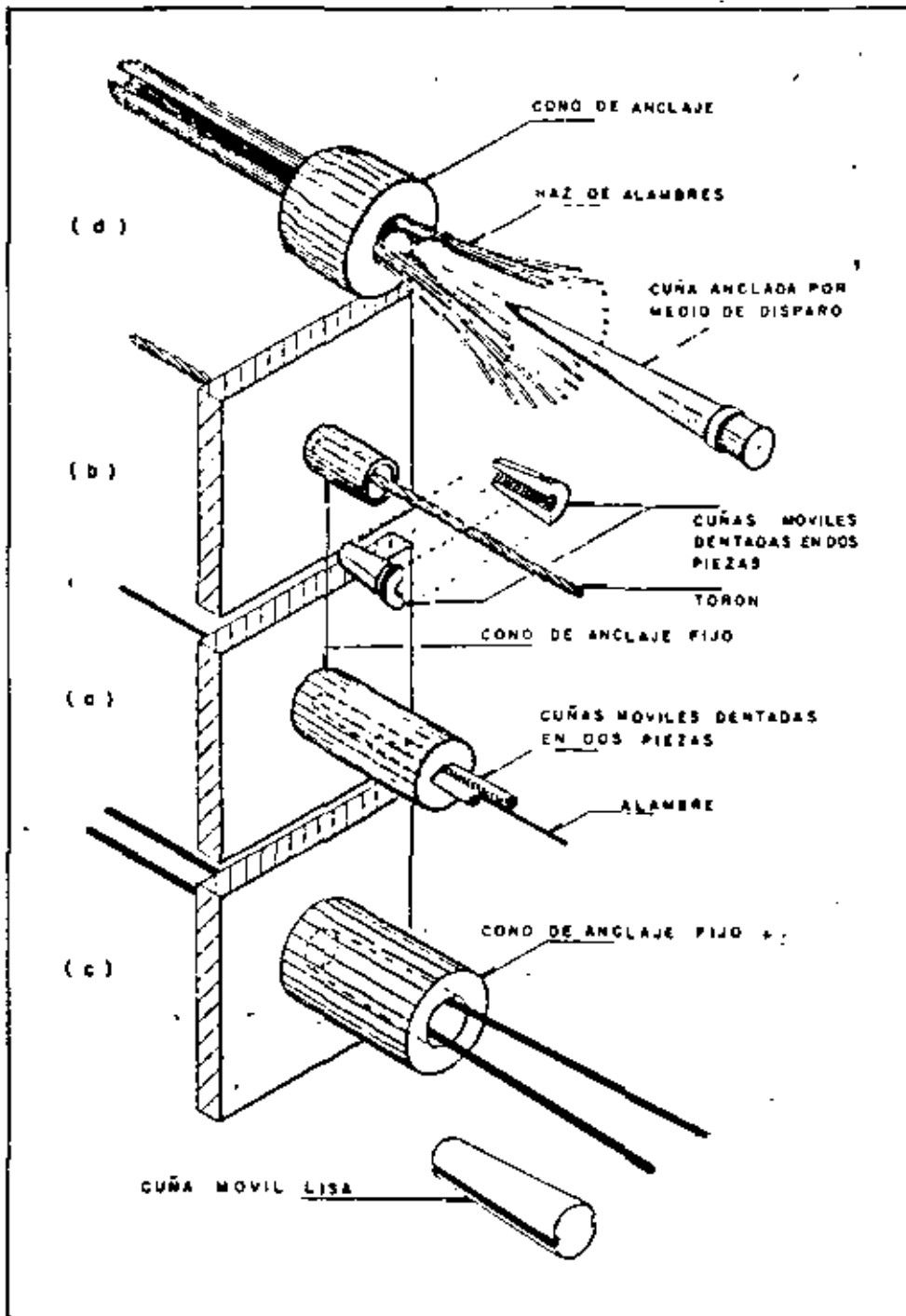
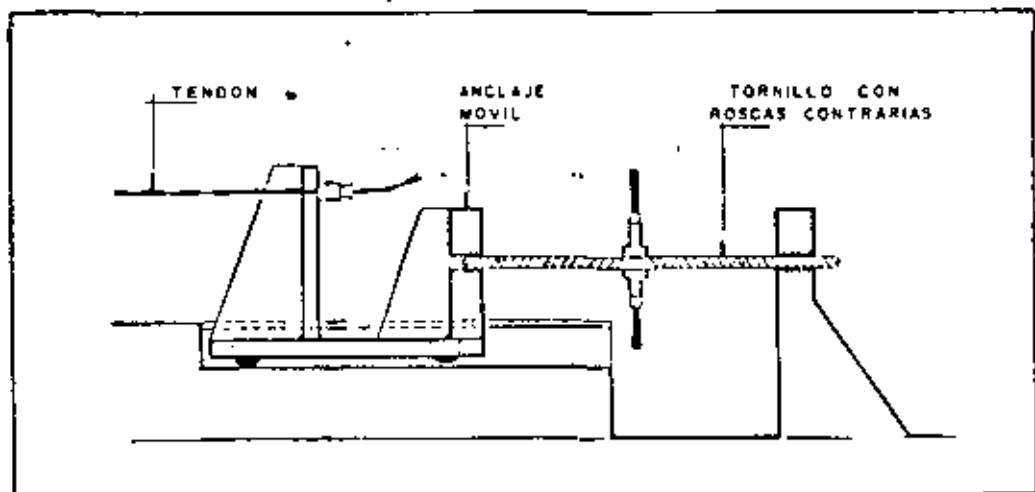
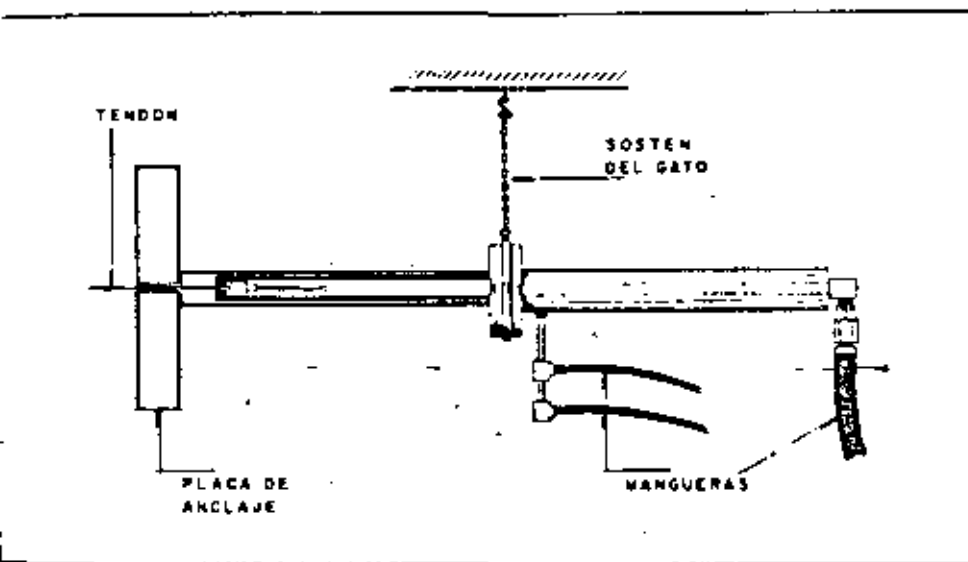
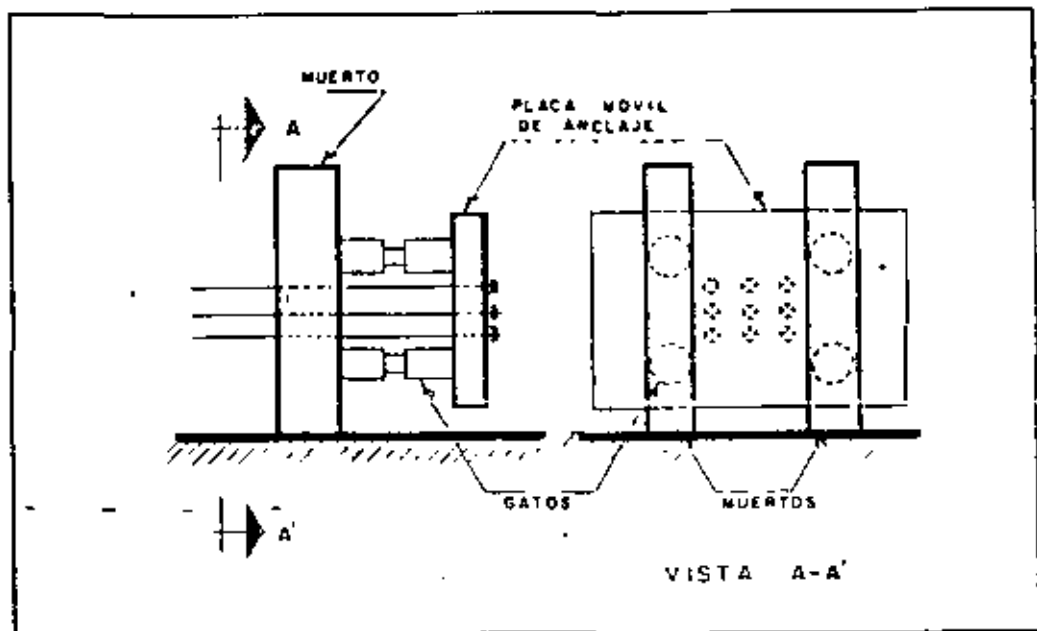


Fig 10.



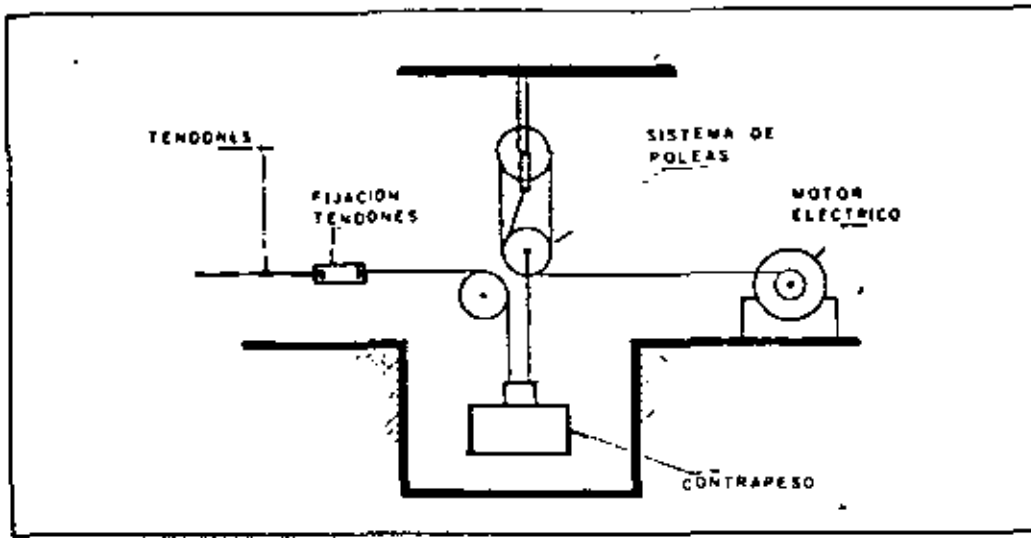


Fig 14.

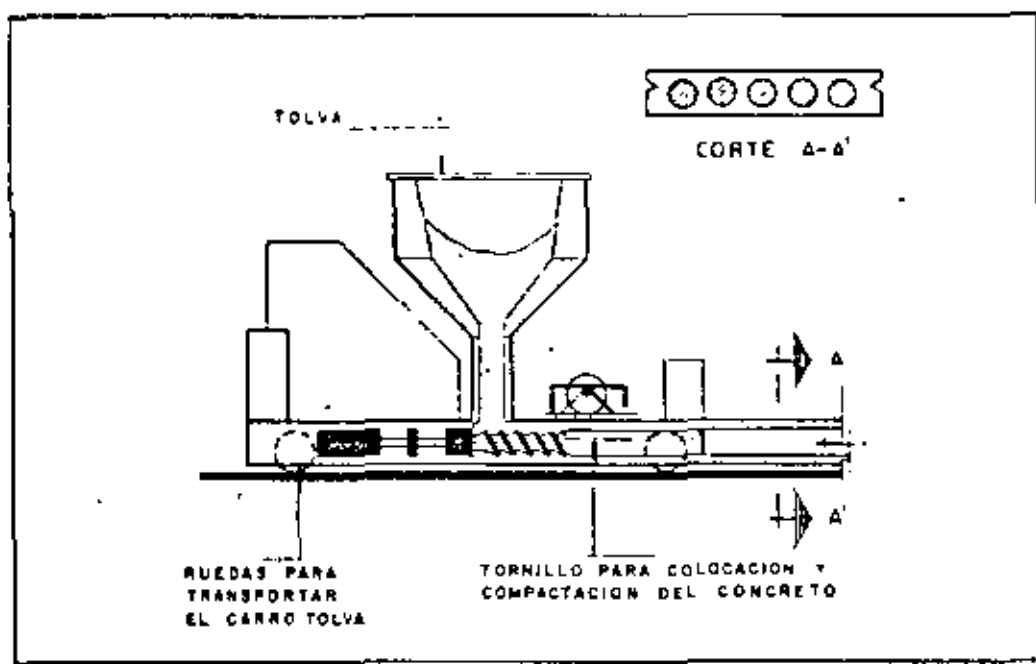


Fig 15.

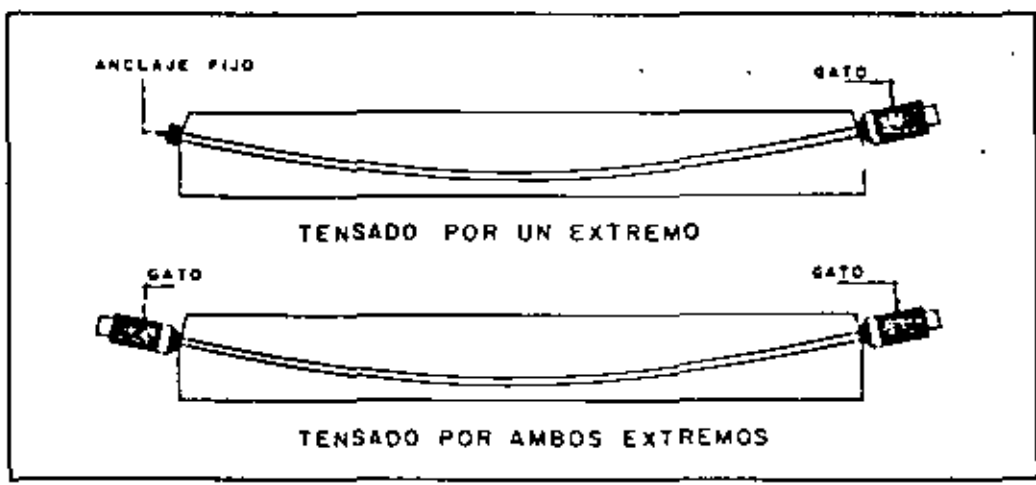


Fig 16.

En una, los moldes, que generalmente son metálicos, permanecen sobre las mesas de colado, y el concreto es llevado hasta ellos por medio de botes transportados por grúa, bandas, bombas o vehículos especiales. El vibrado del concreto se realiza con vibradores de inmersión o de elementos sencillos, tales como placas de distintos tipos para sistemas de pisos o de muros, resulta económico y eficiente utilizar una especie de molde deslizante, que deposita el concreto móvil que coloca, vibra y maldea el concreto. En la fig 15 se muestran esquemáticamente las características esenciales de un equipo de esta clase.

4.2 Sistemas postensados

En los sistemas postensados, el concreto se cuele o deposita en los moldes antes tensados de los tendones, que se efectúa por medio de gatos hidráulicos que reaccionan contra el concreto. Esta operación puede hacerse desde un solo extremo, como se indica en la fig 16, anclando el tendón mediante un dispositivo especial en el extremo contrario; puede también tensarse desde ambos lados por medio de dos gatos.

Al fabricar la pieza, los tendones se alojan dentro de ductos colocados en forma conveniente, que evitan que queden adheridos al concreto durante la operación del tensado. En algunos casos se forman ductos dentro de los elementos de concreto por medio de mangueras o algún otro sistema, y los tendones se enhebran en los ductos después que el concreto ha endurecido.

Una vez tensados los elementos, en la mayoría de los casos se inyecta lechada en los ductos, para que en condiciones de servicio exista adherencia entre los tendones y el concreto. Cuando se ha aplicado la deformación necesaria al tendón, los gatos se retiran y los tendones quedan anclados mediante dispositivos especiales. Las trayectorias de los tendones pueden ser rectas o curvas (fig 17). Los diversos tipos de anclaje que se utilizan en los sistemas postensados pueden consistir en uno de los cuatro procedimientos siguientes, o en alguna combinación de ellos.

1. Aprovechando el principio de la cuña, así como la fricción entre los cuños y

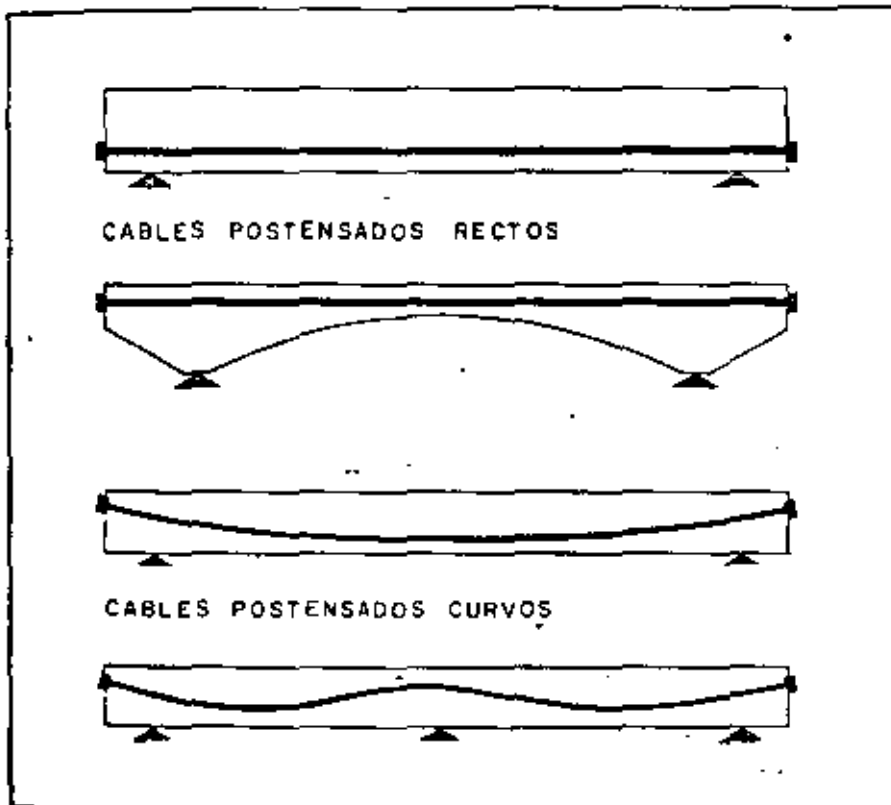


Fig 17.

los tendones.

2. Apoyando directamente el tendón sobre una placa por medio de un engrosamiento formado en el extremo de los tendones.

3. Usando dispositivos a base de rosca.

4. Doblando los tendones.

La forma en que estos procedimientos de anclaje han sido utilizados en diversos sistemas, puede apreciarse en las descripciones de los sistemas más comunes en México, que se presentan a continuación, junto con datos sobre sus principales características.

En las refs 2 a 10 se encuentra información adicional sobre estos y otros sistemas.

4.2.1 Sistema Freyssinet (fig 18)

Para tendones formados por alambres, este sistema emplea cilindros y cuñas hechos de concreto. El interior de los cilindros es cónico, de tal manera que los alambres quedan sujetos por medio de una cuña cónica estirada, que se introduce en el cilindro mediante presión aplicada con el mismo gato empleado para concreto, de manera que queda opacado con las caras extremas de los elementos presforzados. Para tendones a base de torones, se emplean cuñas y cilindros metálicos.

4.2.2 Sistema B B R V (fig 19)

Este sistema es de origen suizo, y fue el primero en que se utilizó un anclaje a base de botones en los extremos de los alambres, en forma de cabezas de remache, apoyados directamente sobre un elemento de anclaje de acero, que a su vez descansa sobre una placa de distribución, también de acero, ahogada en el concreto. El ensanchamiento del extremo de los alambres se logra en frío, por medio de un equipo especial. Se deben tomar precauciones especiales para que todos los tendones tengan la longitud correcta. El sistema BBRV facilita notablemente el anclaje y permite tensar un gran número de tendones simultáneamente. El ajuste de la fuerza de presfuerzo se logra mediante una rosca --

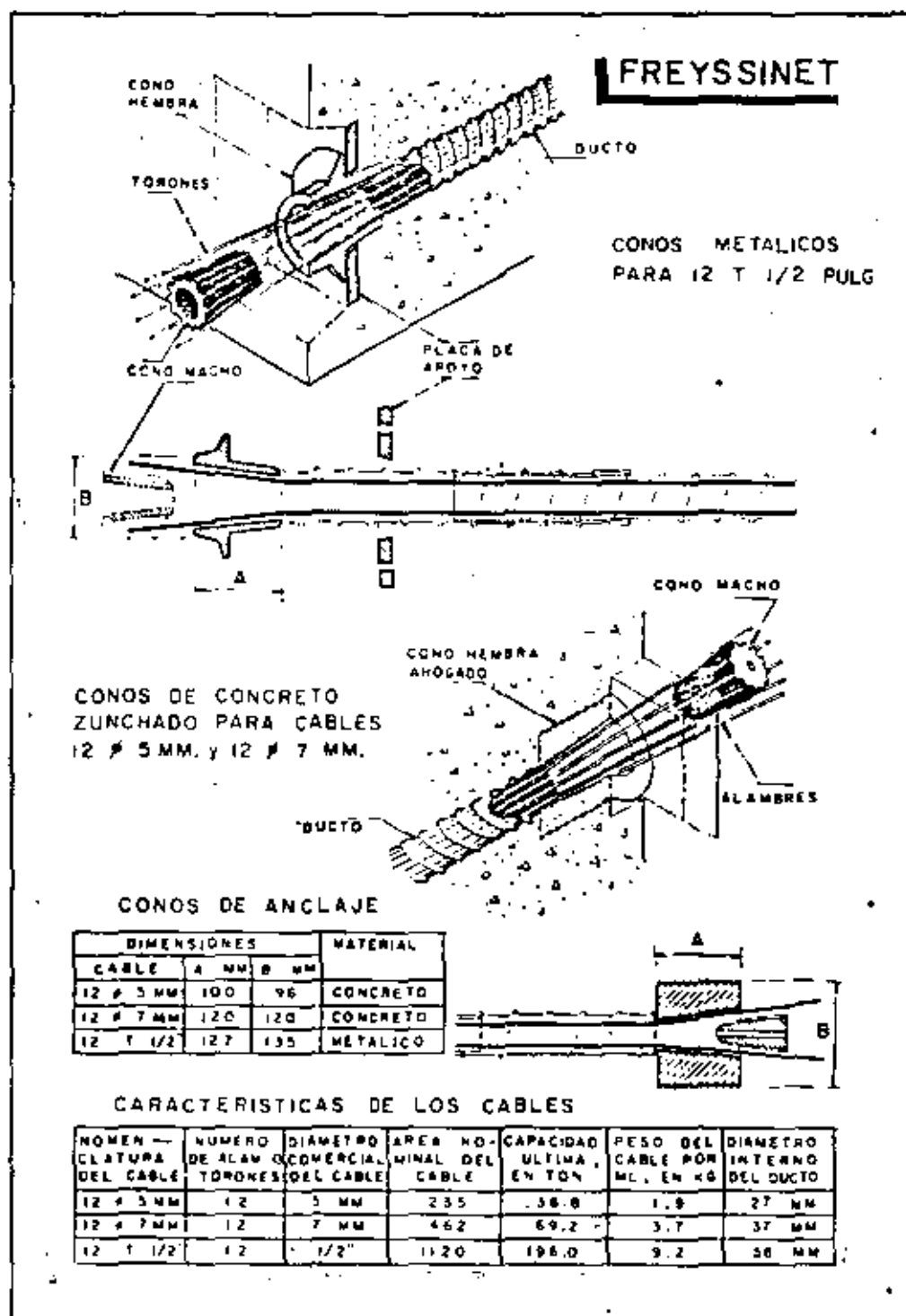


Fig 18.

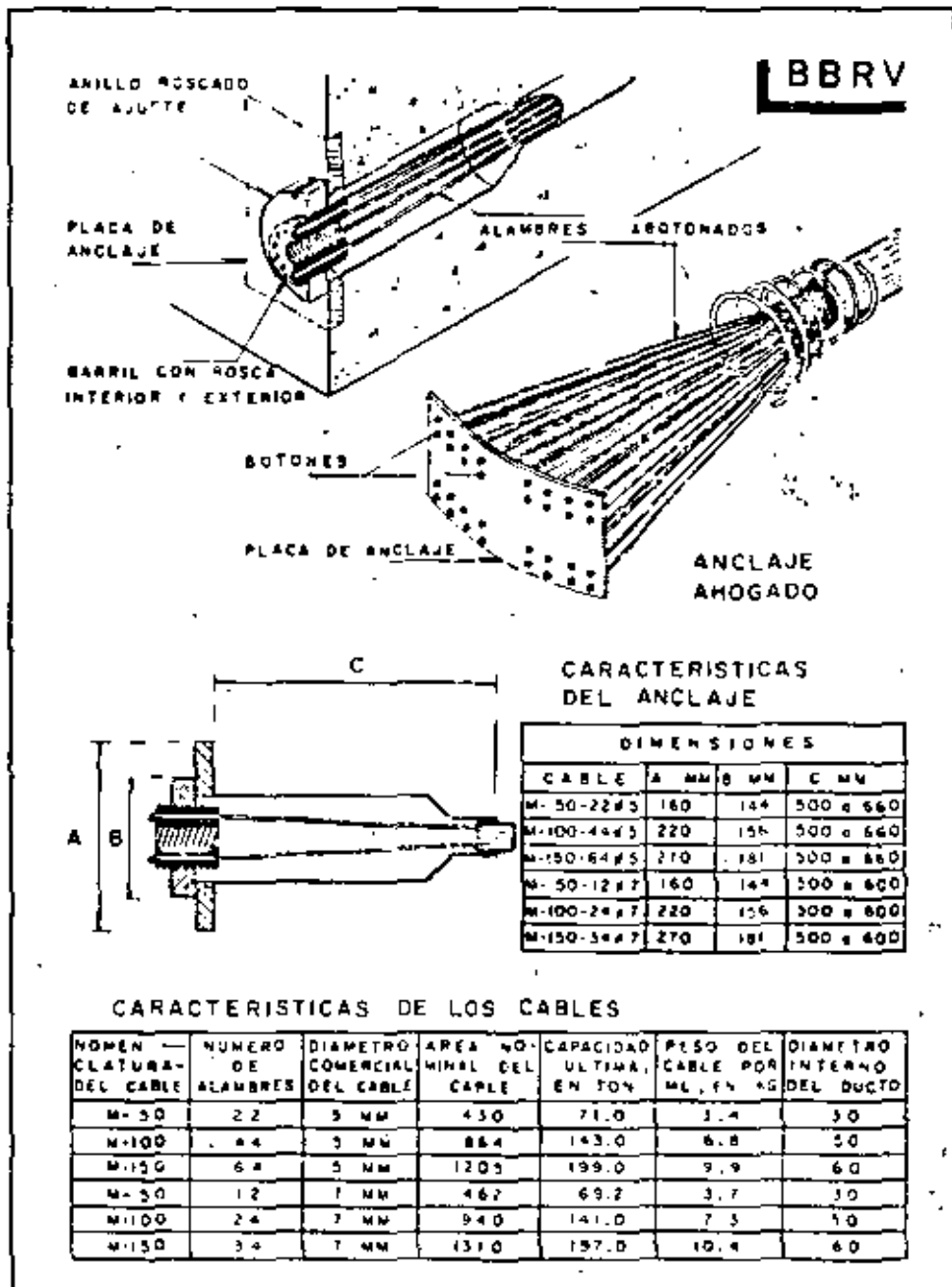


Fig 19.

en el elemento de anclaje. En vigas tensadas por un solo lado, pueden usarse anclajes a base de placas, como el mostrado en la figura.

4.2.3 Sistema Prescon (fig 20)

Fuó desarrollado en Estados Unidos de Norteamérica. Es muy semejante al sistema BBRV; difiere de este únicamente en el ajuste del presfuerzo, que se logra por medio de placas de acero en lugar de la rosca empleado en el sistema suizo.

4.2.4 Sistema VSL (fig 21)

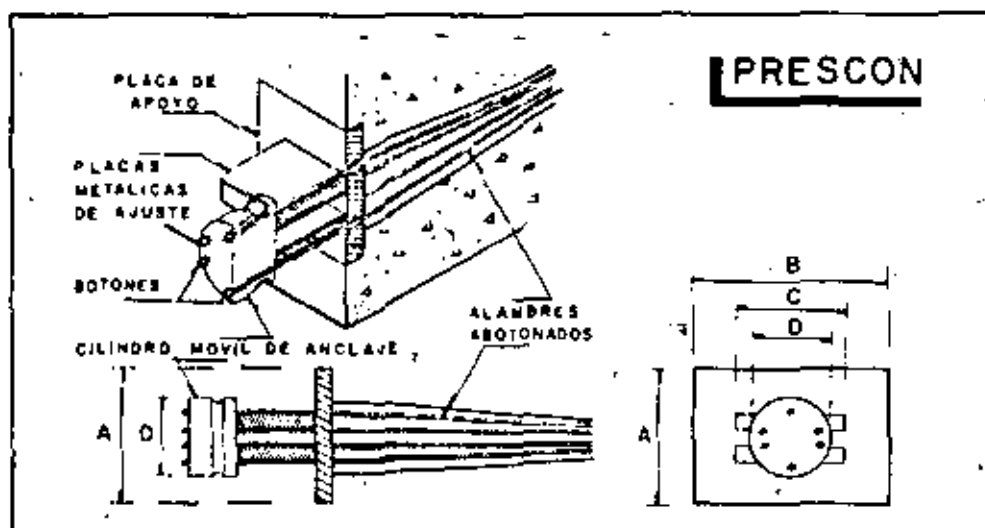
Desarrollado también en Suiza, aunque con posterioridad al BBRV, este sistema se basa en el principio de cuña y fricción. Los tendones quedan anclados en un elemento de anclaje con perforaciones cónicas para cada alambre o torón. El elemento de anclaje cuenta con una rosca para hacer ajustes, lo mismo que en el anclaje BBRV. En el extremo fijo, los tendones pueden anclarse doblándolos, como se indica en la figura

4.2.5 Sistema CCL (fig 22)

Es de origen inglés. Al igual que el Freyssinet, utiliza el principio de cuña -- y fricción, pero anclando individualmente cada tendón por medio de un sistema de cuñas y cilindros. En este sistema se deben tensor uno por uno todos los alambres que forman el tendón.

4.2.6 Sistema Ramza (fig 23)

Este sistema, de patente mexicana, ha sido desarrollado recientemente por el Ing. Ramírez Zamorano. Se ha utilizado con éxito en estructuras civiles importantes. De características originales, difiere considerablemente de los descritos en los incisos anteriores. Se basa en la extrusión en frío de un casquillo metálico en torno del tendón por anclar; la extrusión se efectúa mediante una prensa y unos dados de diseño especial. La sujeción se logra por la incrustación, entre el casquillo y el acero de presfuerzo, de un material de mayor dureza que ambos, el cual se coloca de manera que al realizarse



CARACTERÍSTICAS DE LOS CABLES

| NOMENCLATURA CABLE
* M + G | NÚMERO DE ALAMBRES | DIÁMETRO COMERCIAL DEL CABLE | ÁREA NOMINAL DEL CABLE EN MM ² | CAPACIDAD ÚLTIMA EN TON | PESO DEL CABLE POR ML EN KG | DIÁMETRO INTERIOR DEL DUCTO |
|-------------------------------|--------------------|------------------------------|---|-------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| 4 | 4 | 7 MM | 154 | 231 | 1.26 | 48 |
| 5 | 5 | 7 MM | 192 | 288 | 1.60 | 48 |
| 6 | 6 | 7 MM | 231 | 347 | 1.92 | 48 |
| 7 | 7 | 7 MM | 269 | 403 | 2.24 | 48 |
| 8 | 8 | 7 MM | 308 | 462 | 2.56 | 48 |
| 9 | 9 | 7 MM | 346 | 520 | 2.88 | 48 |
| 10 | 10 | 7 MM | 385 | 578 | 3.20 | 48 |
| 11 | 11 | 7 MM | 423 | 632 | 3.52 | 48 |
| 12 | 12 | 7 MM | 462 | 692 | 3.76 | 48 |
| 13 | 13 | 7 MM | 500 | 750 | 4.16 | 50 |
| 14 | 14 | 7 MM | 539 | 807 | 4.48 | 50 |
| 15 | 15 | 7 MM | 577 | 863 | 4.80 | 50 |
| 16 | 16 | 7 MM | 616 | 921 | 5.12 | 50 |

CARACTERÍSTICAS DEL ANCLAJE

| CABLE | DIMENSIONES | | | | CABLE | DIMENSIONES | | | |
|-------|-------------|------|------|------|-------|-------------|------|------|------|
| | A MM | B MM | C MM | D MM | | A MM | B MM | C MM | D MM |
| 4 | 101 | 152 | 101 | 63 | 116 | 127 | 215 | 101 | 76 |
| 5 | 101 | 152 | 101 | 63 | 126 | 152 | 203 | 101 | 76 |
| 6 | 101 | 152 | 101 | 63 | 136 | 152 | 227 | 152 | 89 |
| 7 | 101 | 178 | 101 | 63 | 146 | 152 | 240 | 152 | 89 |
| 8 | 101 | 178 | 101 | 76 | 156 | 152 | 254 | 152 | 89 |
| 9 | 127 | 190 | 101 | 76 | 166 | 152 | 279 | 152 | 89 |
| 10 | 127 | 203 | 101 | 76 | | | | | |

* M = ALAMBRES NO INYECTADOS, PROTEGIDOS CON PAPEL
G = ALAMBRES CUBIERTOS CON DUCTO PARA INYECCION

Fig 20

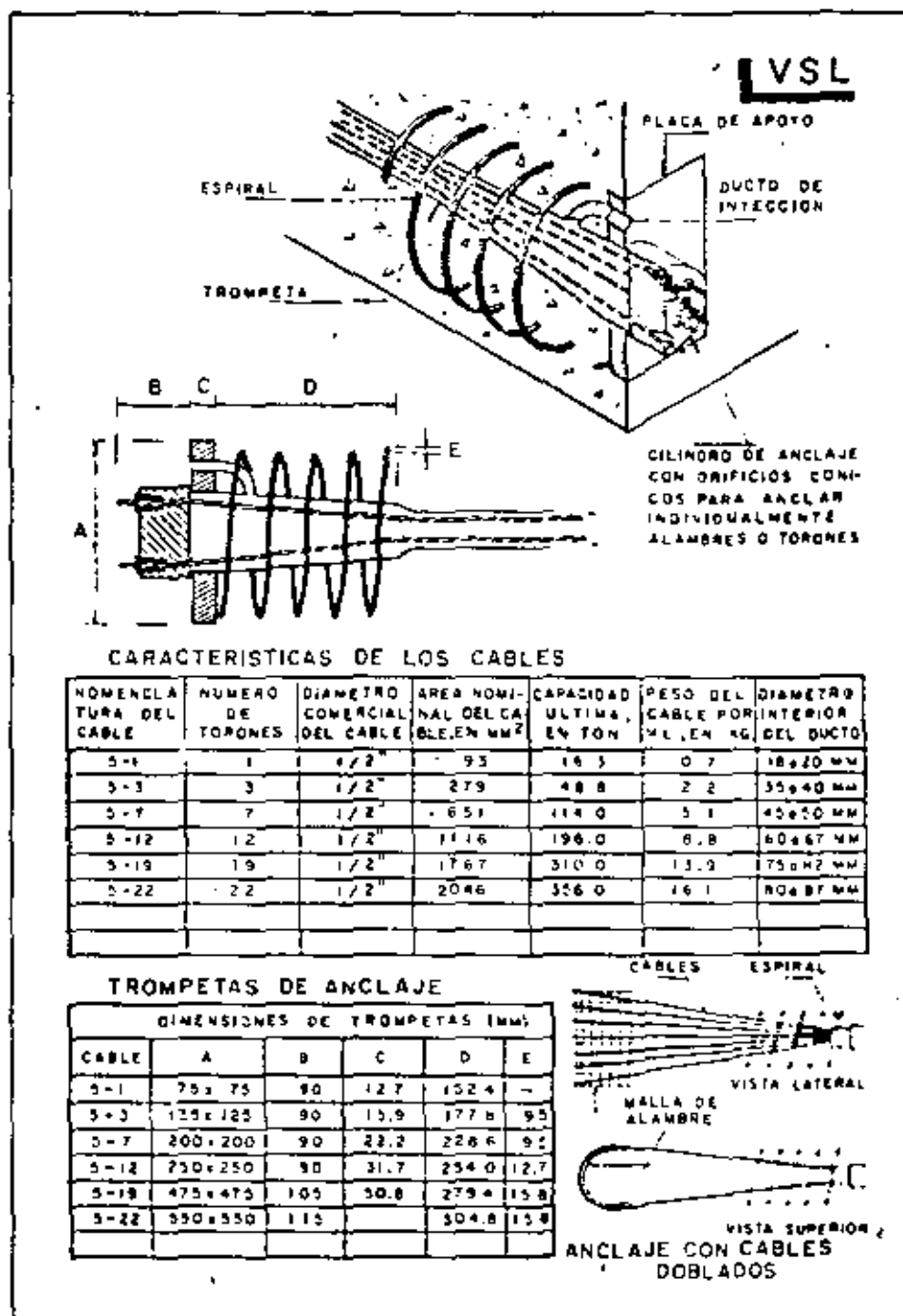
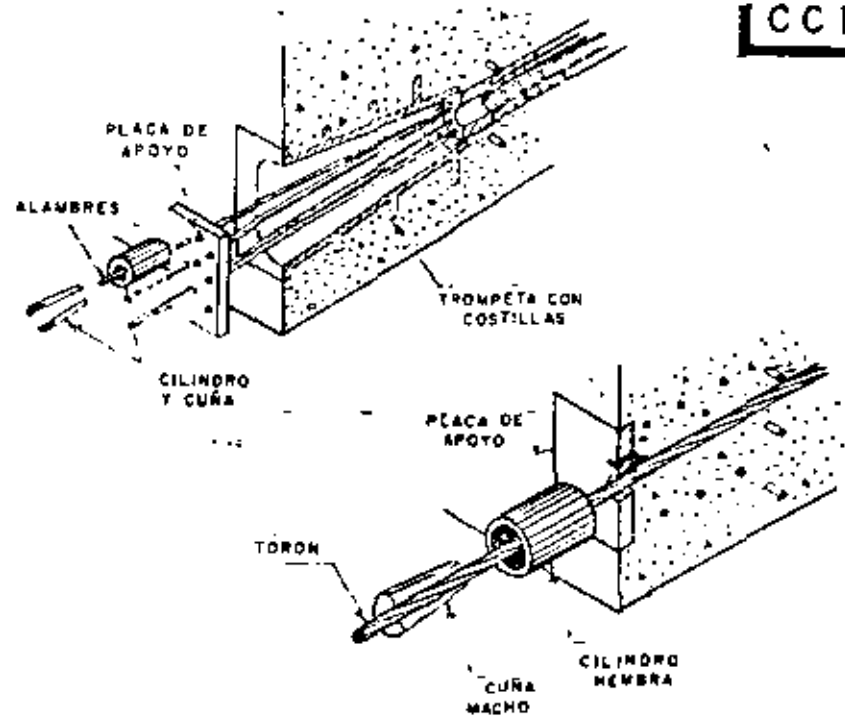


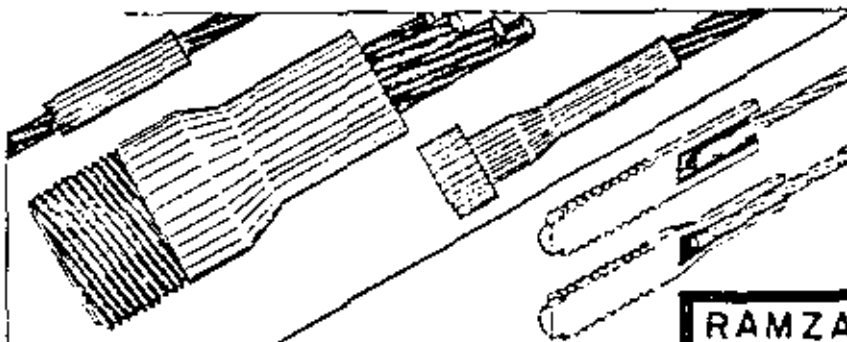
Fig. 21.

CCL



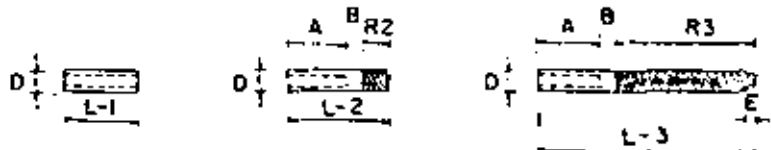
CARACTERISTICAS DE LOS CABLES

| NOMENCLATURA DEL CABLE | NUMERO DE ALAMBRES | DIAMETRO COMERCIAL DEL CABLE | AREA NOMINAL DEL CABLE, EN MM ² | CAPACIDAD ULTIMA, EN TON | PESO DEL CABLE POR M., EN KG |
|------------------------|--------------------|------------------------------|--|--------------------------|------------------------------|
| 8 0 5 | 8 | 5 MM | 156 | 25.7 | 1.25 |
| 8 0 7 | 8 | 7 MM | 307 | 48.2 | 2.42 |
| 8 0 5/16" | 8 | 5/16" | 397 | 52.0 | 2.36 |
| 8 0 3/8" | 8 | 3/8" | 412 | 72.0 | 3.26 |
| 8 0 1/2" | 8 | 1/2" | 740 | 120.0 | 5.00 |
| 12 0 5 | 12 | 5 MM | 239 | 36.8 | 1.85 |
| 12 0 7 | 12 | 7 MM | 442 | 69.2 | 3.63 |
| 12 0 5/16" | 12 | 5/16" | 447 | 78.2 | 3.94 |
| 12 0 3/8" | 12 | 3/8" | 620 | 108.0 | 4.90 |
| 12 0 1/2" | 12 | 1/2" | 1120 | 196.0 | 8.80 |



CARACTERÍSTICAS DE LOS CABLES

| DIAMETRO DE ANCLAJE | FORMA DE SUJECION | MATERIAL SUJTO | | | | | | | | | | |
|---------------------|-------------------|--------------------------|----------------|--------------------------|---------------------|--------------------------|-------------------|--------------------------|-------------------|--------------------------|------|------|
| | | ALAMBRE DE PRESFUERZO | | | TORON DE PRESFUERZO | | | | | | | |
| | | 2 | 3 | 7 | 5/16" | 3/8" | 1/2" | | | | | |
| | NUMERO DE ALAM | CAPACIDAD ULTIMA, EN TON | NUMERO DE ALAM | CAPACIDAD ULTIMA, EN TON | NUMERO DE ALAM | CAPACIDAD ULTIMA, EN TON | NUMERO DE TORONES | CAPACIDAD ULTIMA, EN TON | NUMERO DE TORONES | CAPACIDAD ULTIMA, EN TON | | |
| 3/4 | A | 14 | 9.7 | 3 | 10.3 | 2 | 12.3 | 1 | 6.0 | 1 | 8.4 | |
| | C | 2-7 | 9.7 | | | | | | | | | |
| 1" | A | 28 | 19.4 | 6 | 20.6 | 3 | 18.5 | | | | 1 | 16.8 |
| | C | 4-7 | 19.4 | | | | | 2 | 14.1 | | | |
| 1 1/2 | A | 70 | 48.4 | 14 | 48.1 | 8 | 49.3 | | | | | |
| | C | 10-7 | 48.4 | 2-7 | 48.1 | | | 7 | 49.2 | 5 | 47.6 | |
| 2" | A | 133 | 91.9 | 24 | 82.5 | 14 | 86.2 | | | | | |
| | C | 19-7 | 91.9 | 2-7 | 72.2 | 2-7 | 86.2 | 12 | 84.4 | 8 | 85.7 | 4 |



CARACTERÍSTICAS DEL ANCLAJE

| DIAMETRO D (MM) | MATERIAL SUJECION | DIMENSIONES | | | | | | | |
|-----------------|-------------------|-------------|----|----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | | A | B | E | L | | | R-2 | R-3 |
| | | MM | MM | MM | L-1 | L-2 | L-3 | MM | MM |
| 19.1 | A | 80 | 10 | 10 | 80 | 150 | 200 | 80 | 110 |
| | C | 80 | 10 | 70 | 80 | 150 | 200 | 60 | 110 |
| 25.4 | A | 100 | 20 | 10 | 100 | 200 | 250 | 80 | 130 |
| | C | 80 | 20 | 10 | 80 | 150 | 250 | 50 | 130 |
| 38.1 | A | 150 | 30 | 15 | 150 | 250 | 400 | 70 | 220 |
| | C | 80 | 30 | 15 | 80 | 200 | 400 | 50 | 290 |
| 50.8 | A | 200 | 40 | 25 | 200 | 400 | 600 | 160 | 360 |
| | C | 80 | 40 | 25 | 80 | 250 | 600 | 130 | 480 |

⊙ A
HAZ DE ALAMBRES, TORON O CABLE INDIVIDUAL EN PERFORACION CENTRAL

⊙ B
HAZES DE 7 ALAMBRES TORONES O CABLES INDIVIDUALES EN PERFORACIONES MÚLTIPLES

Fig. 23.

la extrusión se obtiene un liga mecánica, similar a la lograda entre tornillo y tuerca por medio de una rosca. El sistema se describe con detalle en la ref 12.

Revista Ingeniería Abril - Junio 1972

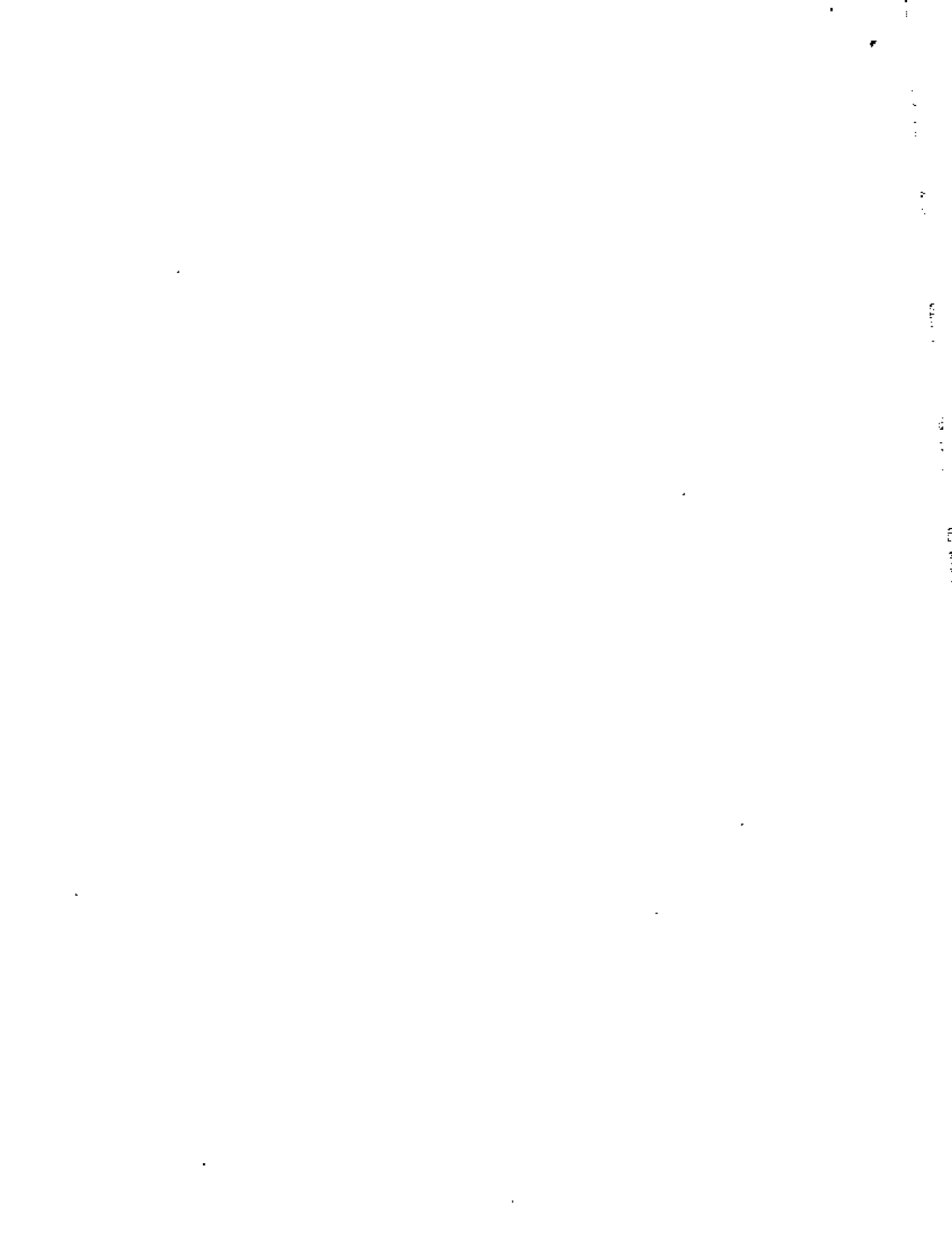
INGENIERIA HIDRAULICA

en México.

EL METODO DE LA RUTA CRITICA

Por el Ing.
CARLOS TERCERO BONIFAZ

MEXICO
1963



EL METODO DE LA RUTA CRITICA

Por el Ing. Civil *Carlos TERCERO BONIFAZ*.

INTRODUCCION

Estos apuntes tienen, como objeto principal, servir de guía a todas aquellas personas que estén aplicando el Método de la Ruta Crítica, o vayan a aplicarlo.

No se pretende que sea un libro de texto, sino más bien una herramienta de trabajo, sobre todo cuando se esté siguiendo el sistema manual.

Toda persona que desee ampliar sus conocimientos, tanto en la forma de funcionamiento del método, como en los fundamentos matemáticos, puede hacerlo por medio de la bibliografía que se presenta al final de los apuntes, por lo que no entraremos en detalle en los métodos matemáticos. Sólo trataremos de dejar clara la aplicación manual, que es de mucha utilidad sobre todo para aquellas personas que por encontrarse en las obras, no consigán fácil acceso a la computadora electrónica, que facilita grandemente la aplicación del sistema.

1. *Qué es el Método de la Ruta Crítica.*

Es un sistema lógico y racional de planeación, programación y control, que permite a todas las personas que intervienen en la realización de un proyecto ver cuál es el modo más conveniente de ejecutarlo, programarlo en fechas de calendario y controlarlo más eficientemente que como se hacía con el sistema tradicional de barras.

Este método no modifica al sistema de programación, sino más bien da lugar a que se haga de una manera más ordenada y por consiguiente con mejores resultados. En él se planean simultáneamente y se programan todas las actividades que intervienen en la realización de un trabajo cualquiera, introduciendo actividades que normalmente se omiten en un programa de barras, como son proyectos,

adquisiciones, compras, etc., y que son indispensables para que pueda ejecutarse y terminarse la obra en el plazo fijado.

El método de la Ruta Crítica que también recibe el nombre de Camino Crítico, nos permite conocer cuáles actividades, dentro de todas las que forman un proyecto, son las que definen la duración total del proyecto. Estas actividades, encadenadas una después de la otra, son las que marcan la ruta crítica ya que cualquier adelanto o atraso en alguna de ellas, origina un adelanto o atraso en la terminación total del proyecto.

Por medio de un ejemplo se podrá comprender mejor cuál es esta Ruta Crítica.

Supóngase un viaje al extranjero, sea de placer o de negocios. Para poderlo realizar haremos primero un plan general que puede ser como sigue:

1. Conseguir el permiso en la dependencia a la que pertenecemos.
2. Conseguir dinero para realizar el viaje.
3. Mandar arreglar el coche.
4. Sacar el pasaporte.
5. Mandar hacer ropa.
6. Tiempo de traslado al sitio de destino.

Después de haber hecho nuestro plan general, vamos a programarlo por el Método de la Ruta Crítica para saber qué tiempo nos van a tomar todas estas actividades y por consiguiente cuándo vamos a llegar a nuestro sitio de destino.

Cada una de las actividades quedará representada por una flecha que nos indica el sentido en el que se va a desarrollar ésta. Hay que tomar muy en cuenta que esta flecha no es vector ni tiene dimensiones escalares, que puede tener cualquier sentido, ser recta o curva, hacia arriba o hacia abajo, o sea que nos representa gráficamente el desarrollo de nuestra actividad.

De acuerdo con este criterio nuestro plan a seguir quedará representado como se muestra en la Fig. 1.

Como se puede observar queda representada gráficamente nuestra planeación del viaje mostrando

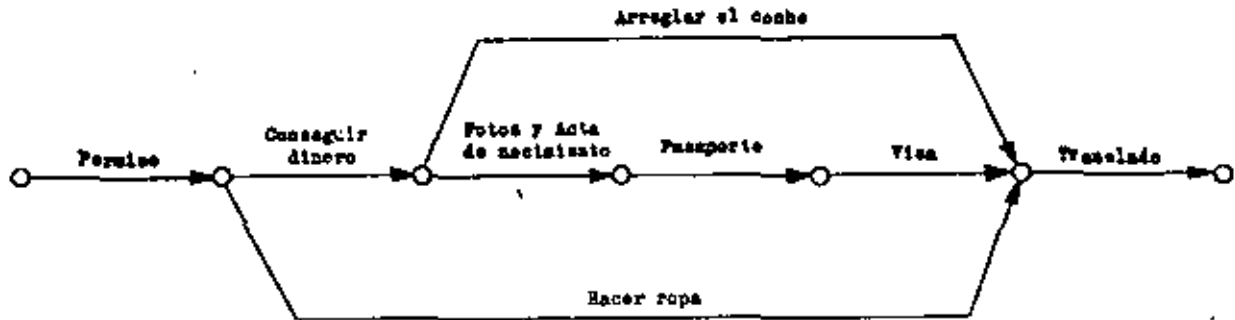


FIGURA 1.

las secuencias de cada una de las actividades, ya que no se podrá realizar una de ellas si antes no se han terminado aquellas que le anteceden y que son requisito indispensable para iniciar la que se está analizando.

Después de estar seguros de que el plan representado gráficamente como se indica es el correcto, pasamos a analizar y valorar cuánto tiempo es necesario emplear en cada una de esas actividades.

| | |
|-------------------------------|---------|
| La actividad permiso nos toma | 1 día |
| Conseguir dinero suficiente | 2 días |
| Fotos y acta de nacimiento | 2 días |
| Pasaporte | 1 día |
| Visa | 1 día |
| Arreglar el coche | 7 días |
| Mandar hacer ropa | 15 días |
| Traslado al sitio | 4 días |

Estas cantidades las ponemos arriba de sus flechas correspondientes y nos queda perfectamente bien definida la actividad y su duración.

Como siguiente paso vamos a determinar cuál es el tiempo necesario para llegar al sitio del viaje. Para esto basta con sumar el tiempo empleado en cada uno de los diferentes caminos a seguir y vemos que por el camino del arreglo del coche tardaremos 10 días para iniciar el traslado.

Por el camino del pasaporte, 7 días.

Por el camino de la ropa, 16 días.

Así es que como tardamos 4 días en el traslado llegaremos al sitio en 20 días.

El camino más largo es aquel que nos indica el

tiempo de duración de nuestro plan, este camino, permiso, ropa, traslado, es el que recibe el nombre de Camino, Trayectoria o Ruta Crítica.

Los otros 2 caminos: permiso-dinero-coche-traslado y permiso-dinero-pasaporte-traslado tienen

una duración menor; cualquier atraso en estos caminos mientras no pasa de 20 días no nos produce atraso en la duración total, por lo tanto tienen margen u holgura, o sea que no son críticos.

Si deseamos acortar la duración total nos bastará con acortar cualquiera de las actividades críticas para lograr disminuir el tiempo total, sin necesidad de cambiar para nada las duraciones de las actividades no críticas.

Los números encerrados en círculo nos indican la fecha de iniciación más próxima o primera, en que se pueden realizar las que nacen en los círculos que limitan las flechas que representan a cada actividad.

Haciendo un somero examen de estas fechas podemos concluir que las actividades dentro de la Ruta Crítica tienen forzosamente que iniciarse en esas fechas, si se desea realizar el proyecto en la fecha que nos marca el final del proceso; y que las no críticas pueden iniciarse posteriormente a esa fecha de iniciación primera sin afectar la duración total del proyecto.

De esta manera tan simple es como se trabaja con este sistema, pudiendo conocer de una manera sencilla qué actividades son críticas o claves, y cuáles no lo son y qué grado de importancia, por lo que respecta al tiempo, tienen con respecto a las que son críticas.

Las ventajas principales que se obtienen trabajando con este sistema, comparadas con el sistema tradicional de barras para programación, son innumerables, aquí sólo mencionaremos las principales:

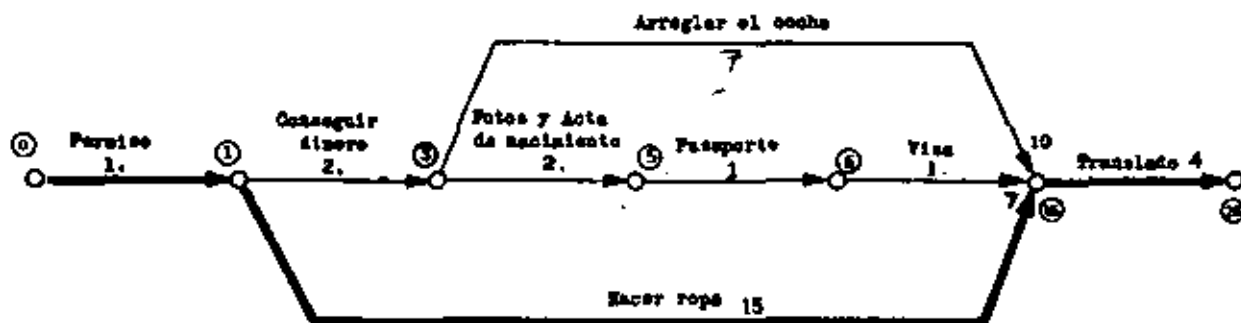


FIGURA 2.

1. El plan de trabajo queda representado gráficamente por medio del diagrama de flechas, que hace más fácil de interpretar el criterio que siguió la persona que trazó el plan, lo cual es bastante más difícil con el sistema de barras.

2. Al poder conocer cuáles actividades son críticas y cuáles no, se puede hacer una programación con fechas calendario, más racional, de acuerdo con las necesidades, recursos por utilizar, plan de inversiones, etc., que con el sistema de barras.

3. Por lo que respecta al control del trabajo, es más sencillo de ejecutar, ya que se ha observado que sólo un 10% del total de actividades son críticas, en la mayoría de los casos, por lo que éstas se vigilarán en primer grado de importancia. Los demás serán de segundo grado, aunque sin dejar por esto de ser también importantes. En el caso del diagrama de barras se tienen que vigilar todas las actividades.

4. Para los directivos de una obra es más fácil poder tomar una decisión, sobre todo en caso de atraso, concentrando la atención en las actividades críticas.

Estas son unas cuantas de las ventajas que se obtienen por medio del sistema de la Ruta Crítica. Posteriormente se irán analizando otras ventajas más, que hacen que este sistema sea superior, en cuanto a los resultados que de él se pueden obtener, a los métodos tradicionales de planeación, programación y control.

Significado de las iniciales C.P.M. y PERT.

El significado de las iniciales por las que se conoce al sistema son: *Critical Path Method* (Método de la Ruta Crítica). *Program Evaluation and Review Technique* (Técnica de Valuación y Revisión del Programa).

El origen de ambos sistemas data de 1957. En ese tiempo la Marina de los Estados Unidos estaba trabajando en el Proyecto Polaris, teniendo que controlar a 3,000 proveedores.

Por el lado de la Marina se originó el PERT que está basado en leyes de probabilidades para la valuación de los tiempos de ejecución de cada actividad. Por el lado de la Remington Rand y la DuPont, se originó el C.P.M., en el que el tiempo de ejecución está estimado de acuerdo con la experiencia.

Ambos sistemas son muy similares; se obtiene la ruta crítica y las holguras de las actividades no críticas por el mismo procedimiento, partiendo de un diagrama de flechas.

La Marina de los EE. UU. afirma que con el uso del sistema, se logró una ganancia de dos años en el plazo fijado. A la fecha se tiene noticia de las diversas aplicaciones del sistema, en actividades totalmente ajenas a la ingeniería, como son en una operación de corazón, en la fabricación del modelo 63 de una marca de automóviles, en una fábrica de pan, etc.

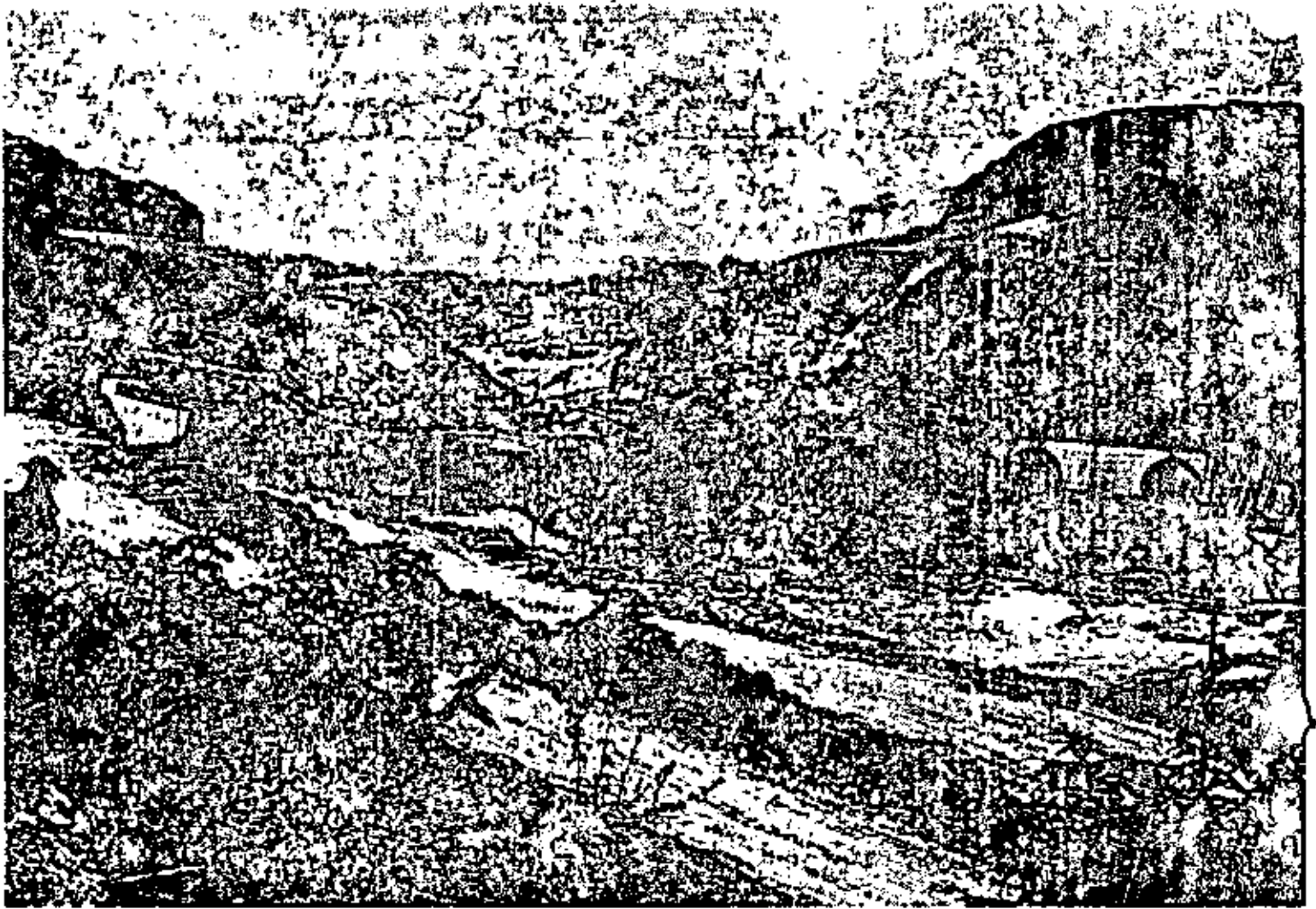
2. Forma de trabajo.

Para lograr buenos resultados con la aplicación del método, es necesario seguir una rutina con objeto de sistematizarlo.

El orden a seguir es el siguiente:

1. Lista de actividades. Se deben poner en forma de lista todas las actividades que forman un proyecto, no importando si están en orden o no.

2. Secuencias. Se analiza cada una de las actividades del punto N° 1 indicando la secuencia que deben seguir.



Presa Raudales de Molpaso. Atapúa de aguas abajo; a la derecha la salida de los túneles Núms. 2 y 1.

3. Dibujo del diagrama. Consiste en mostrar gráficamente por medio de flechas las secuencias antes analizadas.

4. Valuación de tiempos. Se calcula el tiempo de duración de cada actividad, independientemente de las secuencias.

5. Obtención de Ruta Crítica y holguras. Se obtienen de acuerdo con los datos de los puntos anteriores.

6. Análisis. Se estudia si el tiempo de duración total obtenido en el punto 5 es el deseado o si es necesario modificar secuencias o tiempo de duración de las actividades para obtener el tiempo especificado.

7. Compresión del tiempo en función del costo.

Cuando es necesario reducir el tiempo de duración de una o varias actividades con objeto de disminuir el tiempo total, se deberá hacer en función de la curva de costo directo de cada una de ellas.

8. Revisión y control. Un programa se debe mantener vivo mediante su revisión y control de ejecución periódica, para analizar qué sucede cuando se atrase o se adelante una actividad, y qué tan importante es este atraso o adelanto.

DESCRIPCION DE CADA CONCEPTO

1. *Lista de actividades.* Para poder ejecutar un proyecto es necesario conocer de qué actividades consta, y es muy conveniente colocarlas en una lis-

ta con objeto de no dejar a la memoria de una o varias personas los conceptos que forman el trabajo.

Esta lista de actividades se puede hacer a partir de conceptos generales, y ya definidos éstos se desglosarán en conceptos detallados tanto como se desee. Es muy importante hacer hincapié en que en esta lista deben estar incluidos todos los conceptos que forman el proyecto.

Los podemos dividir en tres grandes grupos:

1º Proyectos: generales, detallados, estudios, anteproyectos, etc.

2º Trámites: administrativos, especificaciones, concursos, fabricaciones, adquisiciones, transportes a la obra, inspección, etc.

3º Ejecución: todas aquellas actividades que pertenecen directamente a la ejecución, como son levantamientos detallados, caminos de acceso, construcción de cada parte que forma el proyecto, etc. Si el proyecto no es netamente ingenieril, a este grupo pueden pertenecer todas las actividades que no estén comprendidas dentro de los 2 grupos anteriores.

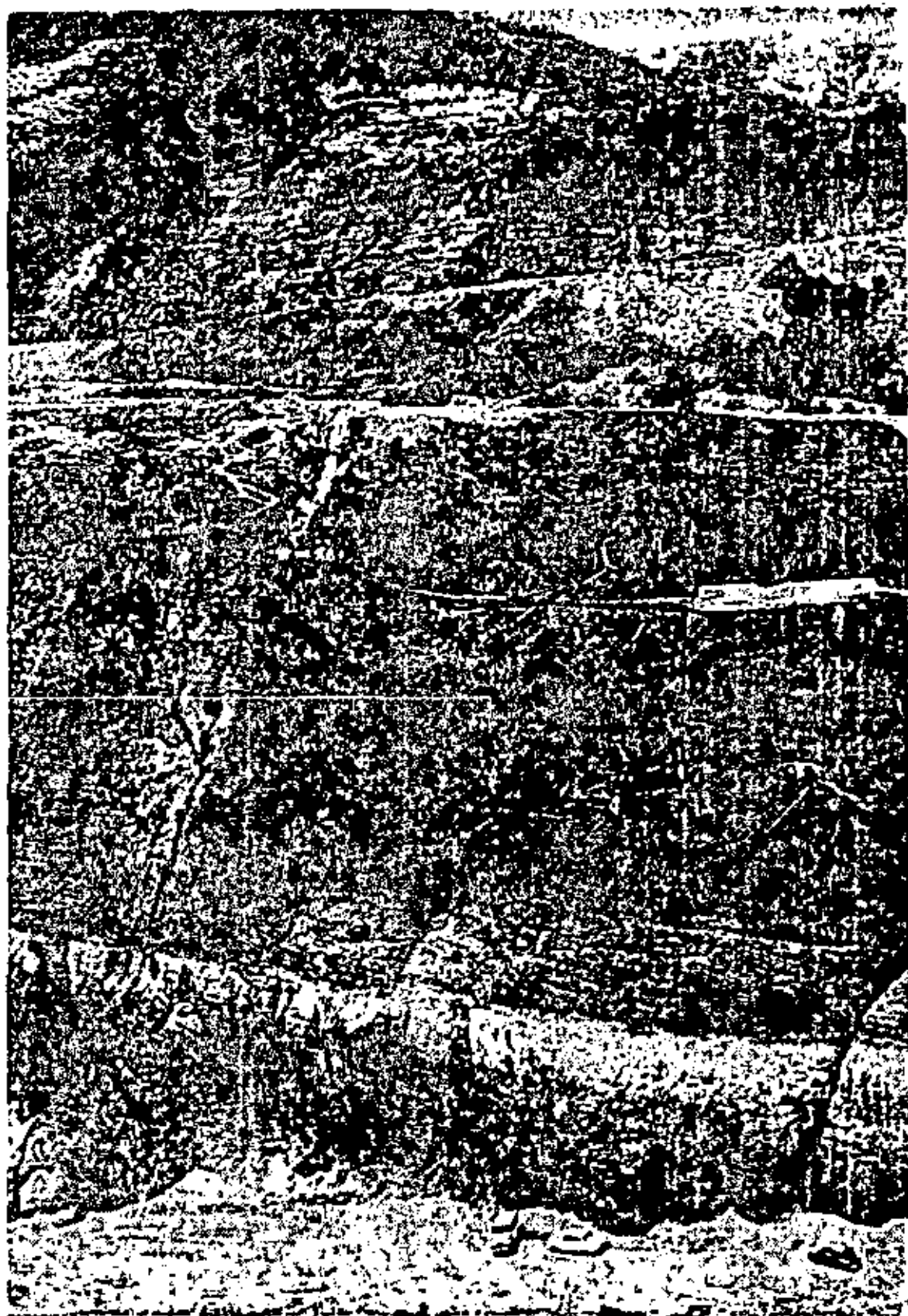
Al hacer la lista de actividades no es necesario que se tome en cuenta ni la cantidad de trabajo por ejecutar ni el tiempo en el que se deban efectuar, bastará con contestar la siguiente pregunta:

¿Qué vamos a hacer?

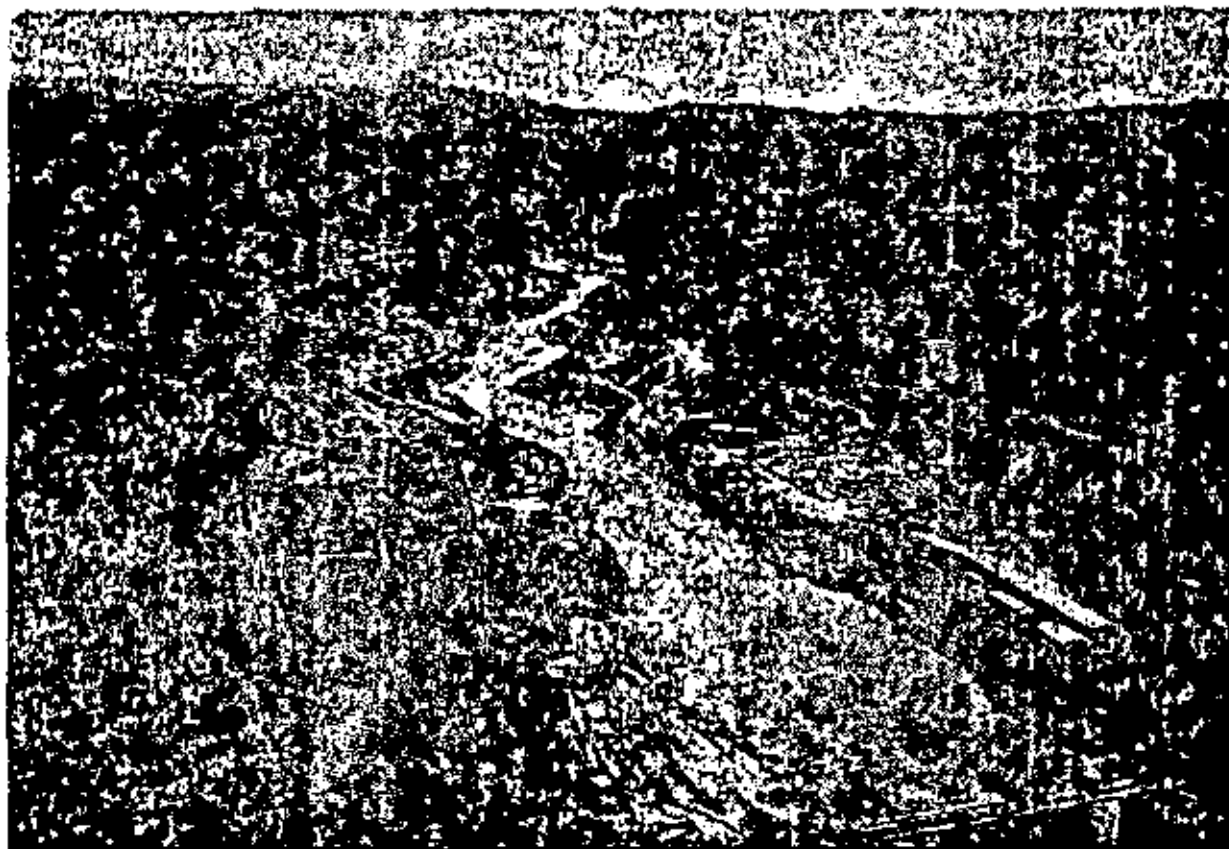
No es indispensable que la lista de actividades guarde un cierto orden, pero sí es indispensable que en ella aparezcan todos los conceptos de que



Pres. Raudales. Túneles de desviación Núms. 1 y 2 a la entrada.



Preso Raudales. Sitio de la cortina, talud de la margen derecha, nótese arriba el perfil frizado.



Vista general de la obra desde el puente de maniobras hasta la salida de las 5 túneles.

consta el proyecto, dependiendo del grado de detalle con que se desee elaborar el programa, sea que se trate de un programa general, o que se trate de programas detallados de cada concepto que forma el programa general.

2. *Secuencias.* Después de haber elaborado la lista de actividades como se indica en párrafos anteriores y de tener la seguridad que no se ha pasado por alto ningún concepto, se debe hacer un análisis de las secuencias de cada una de las actividades para poder contestar la pregunta:

¿Cómo lo vamos a hacer?

Teniendo como base la lista de actividades, se debe hacer el análisis de cada una por separado, y para esto bastará con tomar en cuenta estas condiciones:

a) ¿Qué actividad antecede inmediatamente a la analizada? Es decir, que para poder realizar la actividad de que se trata, es necesario que antes se hayan terminado alguna o algunas de las actividades de la lista, requisito indispensable para poder

iniciar la actividad en estudio. Así, para poder colocar la cimbra de un cimiento es necesario antes hacer la excavación en donde va a alojarse.

b) ¿Qué actividad sigue inmediatamente a la analizada? O sea, después de haber realizado la actividad que estamos analizando, podrán empezar inmediatamente otras que tienen como requisito indispensable a la que está en estudio, así en el ejemplo anterior, después de haber colocado la cimbra, podremos colar el concreto del cimiento.

Estas dos condiciones son indispensables para poder establecer correctamente las secuencias de nuestro trabajo.

Es muy conveniente que se analicen las actividades una por una por separado, y que se coloque la secuencia de cada actividad en una lista, o en una tabla con objeto de no dejar a la memoria las secuencias, que nos servirán para hacer un buen diagrama de flechas, base fundamental del sistema.

Hay actividades que no son requisito indispensable anterior o posterior para la realización de una

determinada actividad. A éstas las podemos considerar como *simultáneas*.

Para elaborar estas secuencias tampoco es necesario tomar en cuenta el tiempo de ejecución de las actividades. Esta fase se puede considerar como la planeación integral del proyecto por ejecutar.

Al establecer las secuencias se deben tomar en cuenta las siguientes limitaciones:

1. Limitación física. Depende de la naturaleza del proyecto.
2. Limitaciones de recursos. Dependen de los recursos de que se disponga para realizar el trabajo, éstos pueden ser de personal, equipo, etc.
3. Limitación por decisiones del responsable del proyecto.

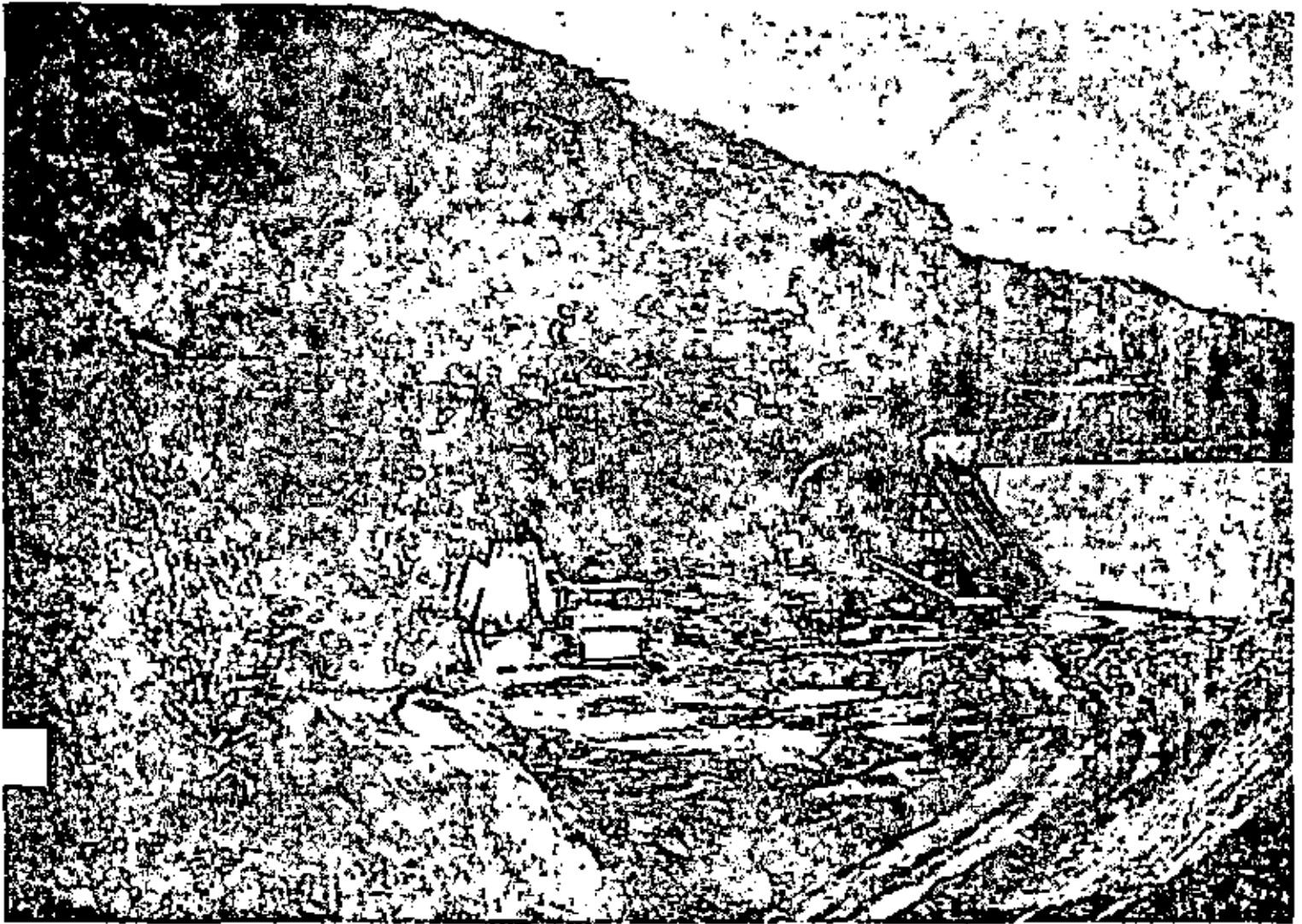
Como se puede observar, las secuencias sólo pueden darlas personas con experiencia, conocimiento y criterio suficientes en ese tipo de trabajo, con objeto de que los resultados que se obtengan sean satisfactorios. Sería absurdo pensar en lograr una planeación correcta, si está hecha por personas que desconocen la forma como se deba desarrollar el proyecto en estudio.

Es por eso que al elaborar las secuencias deben concurrir los responsables de cada actividad para que indiquen qué requisitos se deben satisfacer en el desarrollo de la que les corresponde.

En el siguiente capítulo se indican dos formas de dejar establecidas por escrito las secuencias, sea en forma de lista o sea en forma de tabla.



Presá Raudolés. Ataguía de aguas arriba que desvió el río hacia los túneles 1 y 2 desde aguas arriba.



Margen derecho. En proceso de preparación la cimbra del colado del túnel Núm. 2.

3. Dibujo del diagrama.

El diagrama de flechas o diagrama de actividades, es la representación gráfica de la planeación del proyecto.

El éxito del sistema radica en una buena elaboración del diagrama de actividades, que debe estar basado en la lista de éstas con sus secuencias correspondientes. Es por eso que en este capítulo vamos a sentar las bases para una correcta elaboración. Se puede afirmar con seguridad que esta parte es la que les ha costado más trabajo a aquellas personas que empiezan a tratar con el método.

Un diagrama debe estar formado por actividades, y por eventos o nudos.

Una actividad queda representada por una flecha cuya dirección indica el sentido en el que se des-

arrolla la actividad, así el principio de la flecha nos marca la iniciación, y la punta la terminación.

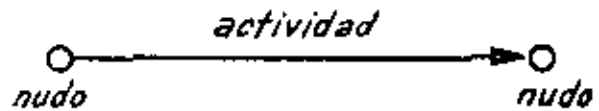
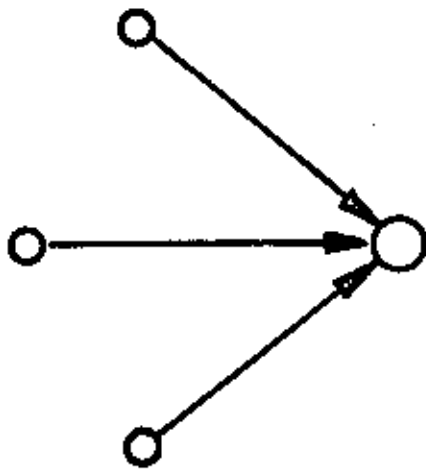


FIGURA 3

Las actividades quedan limitadas por nudos o eventos, que son acontecimientos que suceden cuando principian o terminan una o varias actividades que concurren a ese nudo o evento, en lo sucesivo lo denominaremos nudo.

Así a un nudo podrán llegar varias actividades y salir otras, que están limitadas por nudos.



Las flechas no deben tener medida, y no importa su forma, pueden ser rectas o curvas, ascendentes o descendentes, estar en una línea o ser quebradas, no están a escala ni son vectores, sirven sola-

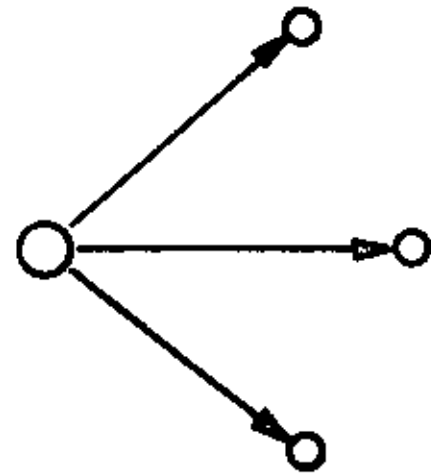


FIGURA 4

mente para representar tanto el sentido en que se desarrolla la actividad, como la secuencia o relación que tiene con otras.

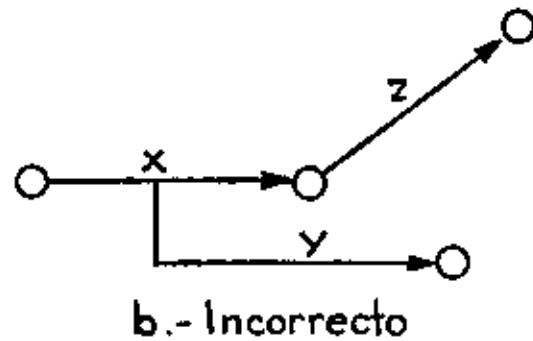
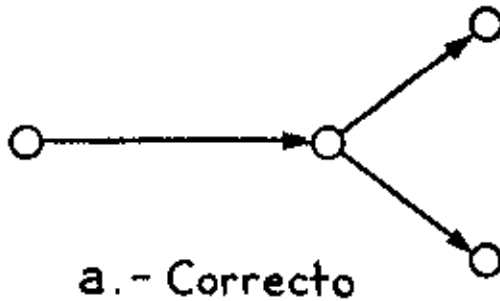


FIGURA 5

La única condición que deben cumplir las flechas, es que representen fielmente nuestro plan, y que una actividad no puede empezar hasta que no esté terminada la que le antecede, no deben salir flechas a la mitad de otra, sólo pueden llegar o salir de los eventos o nudos.

El caso de la Fig. 5 b es muy común, nos indicaría que la actividad Y puede empezar cuando se ha ejecutado un cierto porcentaje de la actividad X. Para que quede correctamente interpretado, nos bastará con dividir a X en porcentajes, entonces se podría decir que Y puede empezar cuando se haya ejecutado, por ejemplo, un 60% de X.

Esta condición la podemos representar como se indica en la Fig. Núm. 6.

También muy frecuentemente sucede que una actividad es posterior a otras dos, y que una tercera sólo es posterior a una de ellas:

C es posterior a A y B.

D es posterior sólo a A.

Para poder hacer la representación correcta, es necesario hacer uso de un artificio que llamaremos:

Actividades de Liga o ficticias (*Dummy*) cuya duración es cero sirven para indicar la liga que

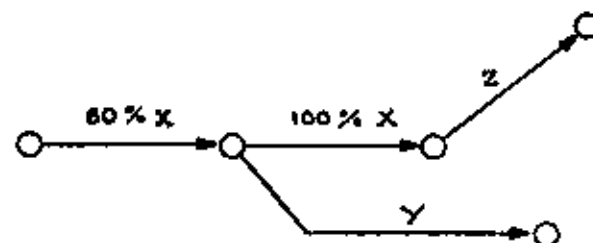
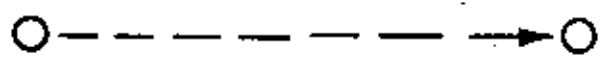


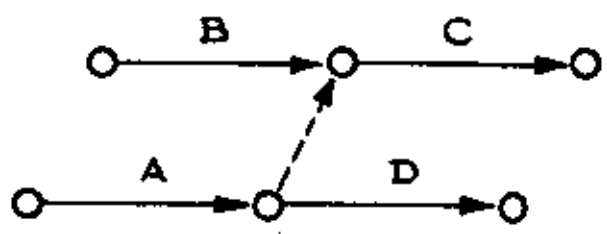
FIGURA 6

pueda existir entre dos actividades, de manera de conservar la secuencia del plan propuesto.



Actividad de Liga o ficticia

FIGURA 6 bis

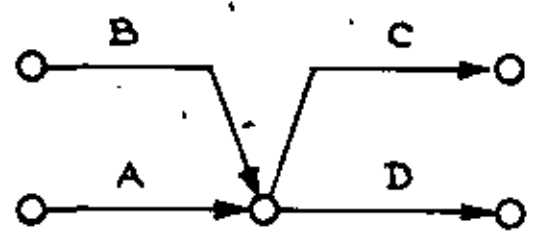


a) -- Correcto

Estas actividades de liga quedan representadas por flechas puntuadas.

Actividad de Liga o ficticia

Haciendo uso de las ligas el plan propuesto lo podemos representar de la siguiente forma:



b) -- Incorrecto

FIGURA 7

La Fig. 7 b es incorrecta pues nos indica que C es posterior a A y B, pero D también es posterior a A y B, que no coincide con el plan de que D sólo sea posterior a A.

Para dejar en claro el uso correcto que se debe hacer de las ligas vemos el siguiente ejemplo:

Se tiene que levantar una columna metálica que está apoyada sobre un cimiento.

Lista de actividades:

1. Excavar cimiento.
2. Hacer cimiento.
3. Fabricar y transportar la columna al sitio de erección.
4. Colocar la columna en su sitio.
5. Rellenar la excavación del cimiento.

La secuencia será:

| Concepto | Antes | Después |
|--------------------|------------------|------------------------|
| 1. Excavación | | 2. Cimiento |
| 2. Cimiento | 1. Excavación | 4. Colocar. |
| | | 5. Rellenar |
| 3. Fab. y trans. | | 4. Colocar en su sitio |
| 4. Colocar columna | 2. Cimiento | |
| | 3. Fab. y trans. | |
| 5. Relleno | 2. Cimiento | |

El diagrama de actividades queda:

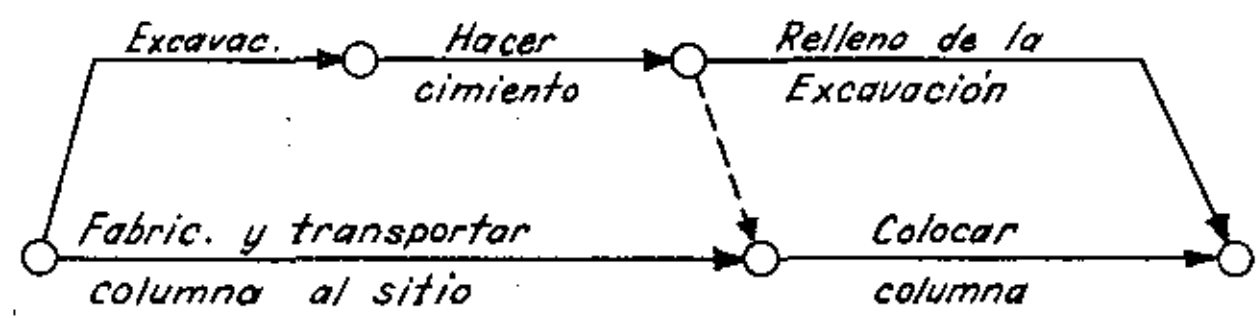


FIGURA 8

Revisando el diagrama vemos que está de acuerdo con la secuencia propuesta. De no haber hecho

uso de la actividad de liga se habría caído en el error de hacer depender el relleno, de la fabrica-

ción y transporte de la columna, además de la construcción del cimiento, lo que sería incorrecto, pues no cumple con las condiciones del plan.

En el uso correcto de las actividades de liga radica el éxito de la elaboración de un diagrama, que represente la realidad de nuestro proyecto estudiado con la lista de actividades, y sus secuencias correspondientes.

De la elaboración correcta del diagrama de actividades depende que los resultados que de él se obtengan sean satisfactorios. Por eso es muy importante que después de haberlo elaborado se revise concienzudamente, hasta que se tenga la seguridad de que está representando integralmente la planeación del proyecto.

Es muy común, sobre todo al principio, que los diagramas estén mal trazados, pero con un poco de tiempo se adquiere la habilidad necesaria para ir corrigiendo los pequeños errores que se presentan. En donde estriba principalmente la dificultad, es en el uso correcto de las actividades de liga.

Como se dice en párrafos anteriores en muchas ocasiones no es conveniente ni necesario terminar totalmente una actividad, para poder iniciar la que

aconsejable ir colocando en cada actividad parcial la cantidad acumulada; así, si se trata de porcentaje y está dividido en 20% cada una, se pondrá 20%, 40%, 60%, 80%, 100%.

De esta manera para poder conocer la cantidad que corresponde a esta actividad, bastará con leer la inmediata anterior. De otra manera, para saber el total que se lleva hasta la actividad que se está leyendo, se tendría que sumar desde el principio, lo que puede ser muy laborioso, si se trata de un diagrama con un número considerable de actividades.

Para dejar en claro el uso de las actividades de liga veamos el siguiente ejemplo:

Se trata de hacer una excavación en donde irá alojado un cimiento.

Primer caso.

Cuando se termina toda la excavación antes de iniciar la cimbra, y el concreto se coloca después de terminar ésta.

Cuando se excava el 50%, para colocar el 50%

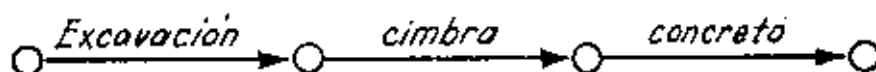


FIGURA 9

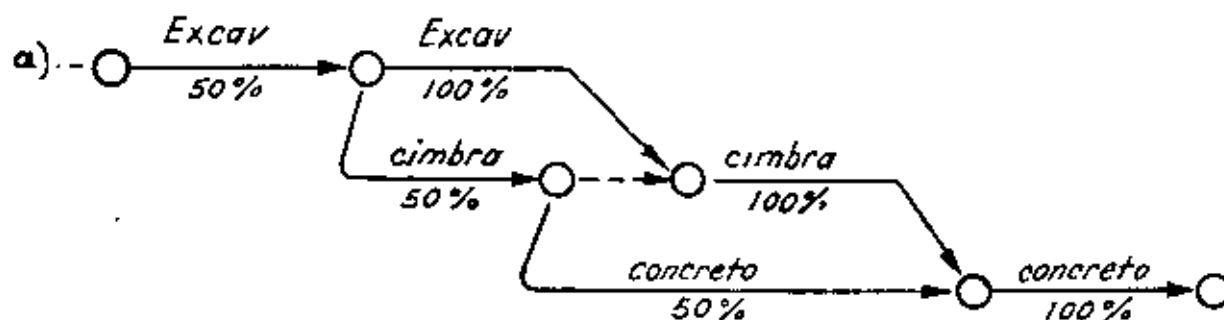


FIGURA 9 bis

sigue inmediatamente. Para representar esta condición se divide en partes proporcionales, sea que se use un por ciento de la actividad total o que una parte del total sea la unidad longitud, volumen, etc., o una parte de la cantidad de obra por hacer.

Para comodidad de lectura en el diagrama, es

de la cimbra, y posteriormente el 50% de concreto; ya terminados estos primeros 50% respectivos se harán los siguientes 50% para completar el trabajo.

Otra forma de representarlo:

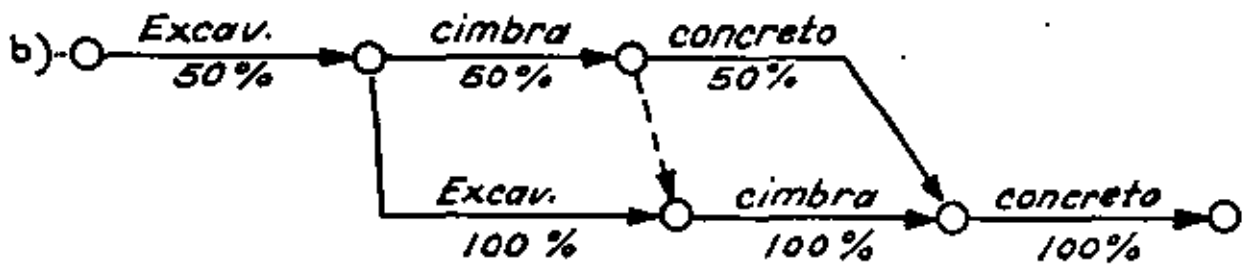


FIGURA 10

Segundo caso.

Cualquiera de estas dos formas es correcta. El caso a) tiene la ventaja de que en el mismo renglón está el concepto excavación, en el siguiente el concepto cimbra y en el último el de concreto. En el caso b) cada renglón muestra toda la secuencia para cada parte parcial del trabajo completo. El usar una u otra forma dependerá de la conve-

Como regla para verificar si el diagrama se está elaborando correctamente, cuando a un nudo llegan 2 ó más actividades y de él salen 2 ó más actividades, se debe checar si todas las que llegan al nudo son requisito anterior para las actividades que se originan en el nudo. Si alguna de las que llegan es requisito solamente para una de las que

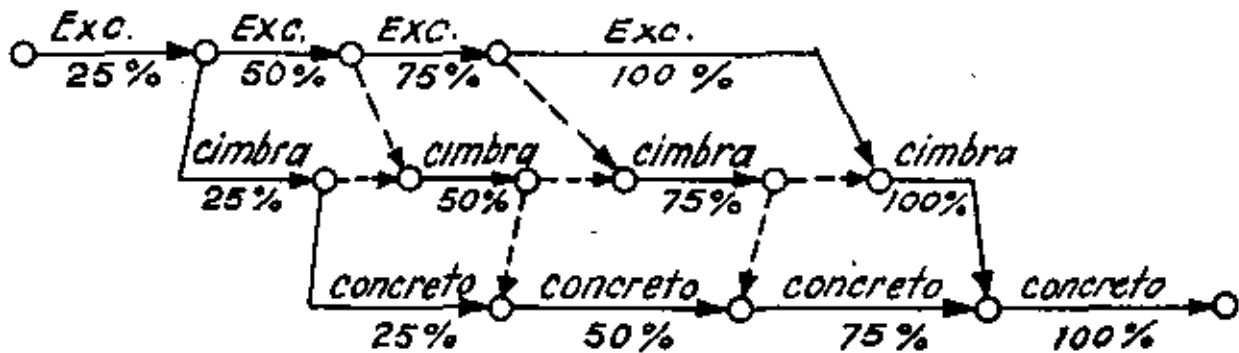


FIGURA 11

niencia de quien elabore el diagrama ya que de cualquier manera se obtiene el mismo resultado.

salen, se deberán separar por medio de actividades de liga, que dejen definida correctamente la secuencia, como se muestra en la Fig. 12.

Tercer caso.

Cada concepto se ejecuta en 25%.

De preferencia, la persona que establece las secuencias debe hacer el diagrama de actividades. En caso de que no suceda así, es necesario que esa persona sea la que revise cuidadosamente el

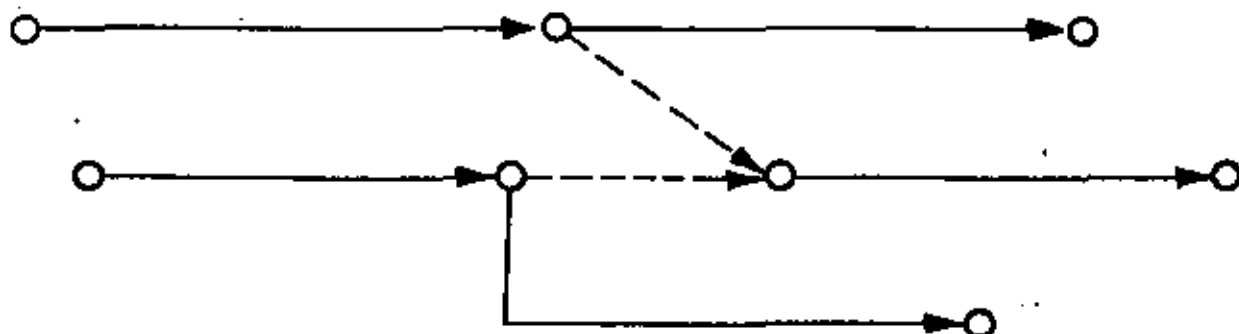


FIGURA 12

diagrama, con objeto de que represente correctamente la planeación propuesta.

En párrafos anteriores se ha hablado de subdividir las actividades en porcentajes, en la práctica esta subdivisión se podrá hacer en fracciones de la cantidad total de obra por ejecutar, sea en volumen, longitud, superficie, etc.

Tabla de secuencias y lista de secuencias

Aun cuando muchas personas prefieren dibujar el diagrama a partir de la lista de actividades, estableciendo la secuencia al dibujar cada actividad,

Lista de actividades con secuencias

En la lista de actividades, elaboradas como se indicó en la parte primera de los apuntes, se dejan dos columnas para indicar en una "Antes", y en la otra "Después", de manera similar a como se hizo en el ejemplo de la Fig. 8. Bastará con colocar en seguida de cada actividad, el número de la que le sea posterior, en la columna "Después".

Ya establecidas las secuencias por medio de cualquiera de los dos sistemas antes descritos, es mucho más fácil dibujar el diagrama, que si se pasa

TABLA DE SECUENCIAS

| | | | | | | | |
|---|---------|---|---|---|---|---|---|
| | | → | | | | | |
| ↓ | Después | | | | | | |
| | Antes | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 1 | | | | | X | | X |
| 2 | | | | | | X | |
| 3 | | | | | | | |
| 4 | | | X | X | | | |
| 5 | | | | | | | |
| 6 | | | X | | | | |



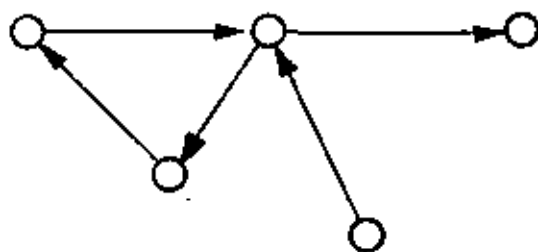
FIGURA 12 bis

es aconsejable hacer uso de cualquiera de estas dos formas para establecer la secuencia.

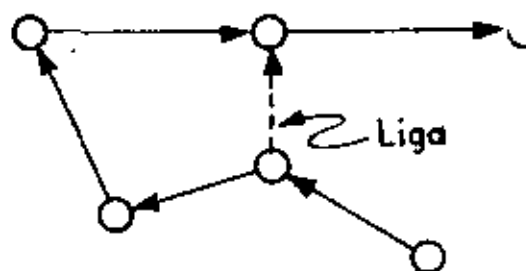
En esta tabla se indican con una cruz en los renglones, las actividades que siguen inmediatamente a la analizada; y en las columnas, las que inmediatamente anteceden. La numeración del primer renglón, es la misma que la de la primera columna, y corresponde a la numeración arbitraria que se le dé a la lista de actividades.

directamente de la lista, estableciendo secuencias al dibujar.

Al dibujar el diagrama se debe evitar que se produzcan circuitos cerrados o loops, ya que al hacer el cálculo de tiempos se establecería un circuito vicioso. La forma de evitar que esto suceda es separando por medio de actividades de liga las que producirían el circuito cerrado.



a) Incorrecto



b) Correcto

FIGURA 13

Ligas y nudos ficticios

Las ligas y nudos ficticios se presentan cuando dos actividades parten de un mismo nudo y llegan juntas a otro.

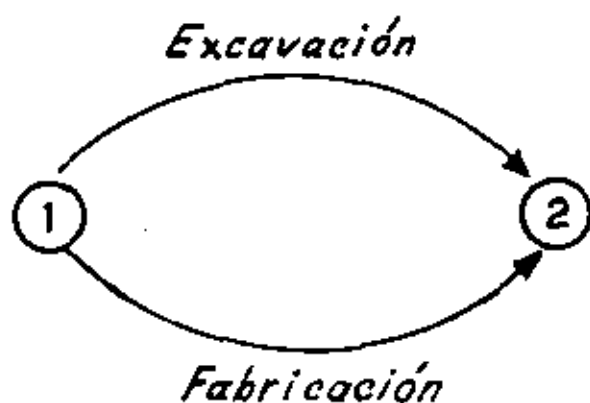


FIGURA 13 bis

Como los nudos quedan numerados para el cálculo, se prestaría a confusión el que dos actividades diferentes queden limitadas por los mismos números.

1-2 Excavación

1-2 Fabricación

Para evitar esta situación se introduce un nudo ficticio que separe a cada actividad. En la figura 14 el nudo 2 es ficticio.

1-2 Excavación

1-3 Fabricación

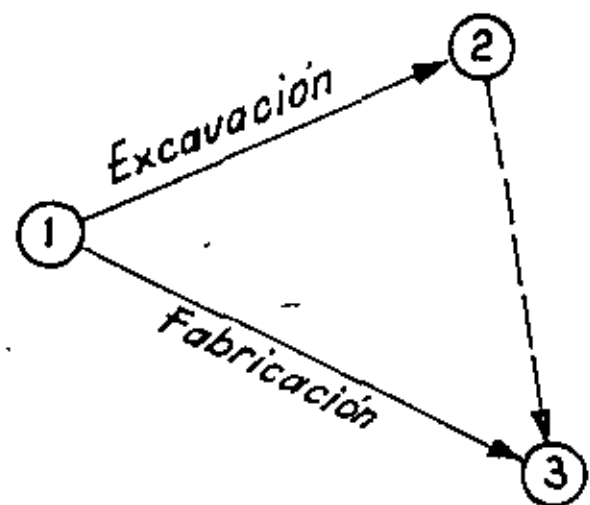


FIGURA 14

Al terminar de dibujar el diagrama, se debe hacer una revisión cuidadosa y si sobran actividades de liga se deben quitar, salvo en el caso de que se presenten nudos ficticios que deben dejarse por construcción.

Un diagrama siempre debe empezar en un nudo y terminar en un nudo, nunca deben quedar nudos sueltos, si esto sucede, significa que a la actividad que principia en el nudo suelto no le antecede ninguna otra y, por lo tanto, se debe unir con el nudo de origen. Si el nudo suelto está al final de una actividad, significa que no hay nada que sea posterior, por lo que se debe unir el nudo final del diagrama.

Hay que hacer notar que en el diagrama estamos mostrando solamente el plan de trabajo sin pensar en absoluto en fechas en las que se deban iniciar o terminar las actividades.

4. Valuación de tiempos.

Quién debe hacerla.

La valuación de los tiempos de duración de las actividades, la deben hacer las personas que tengan experiencia suficiente en el tipo de actividad a que se refiere cada concepto de la lista. Deberá estar de acuerdo con los recursos de que se disponga, así como las otras limitaciones que quedaron establecidas al hablar de las secuencias. De la correcta valuación de tiempos de duración dependerá que se puedan obtener resultados apegados a la realidad.

Esta valuación no debe hacerse tomando en cuenta las fechas probables en que se deseen ejecutar los trabajos con respecto al calendario sino en tiempo absoluto, estimando la cantidad de obra por ejecutar de acuerdo con los rendimientos del equipo o el procedimiento a seguir.

Importancia de una buena valuación.

La determinación del tiempo de duración es muy conveniente que se haga con duraciones normales, en jornadas de 8 horas de trabajo. El objeto de hacerlo de esta manera es el poder disponer de margen para hacer acortamientos en la duración de la actividad aumentando las horas de trabajo. En el capítulo correspondiente a la comprensión de tiempos en función del costo directo veremos con más detalle esta conveniencia de usar tiempos normales. En ocasiones, debido a que en ciertos tipos de trabajo las jornadas son de más de 8 horas, los tiempos de duración se deberán valuar de acuerdo con ese criterio.

Por lo tanto, la valuación de tiempos deberá ser hecha por los responsables de los trabajos, que son los que realmente conocen el problema.

5. Obtención de la Ruta Crítica.

Hasta este punto el proceso se ha dedicado a hacer la planeación del proyecto. Con los datos obtenidos de dicha planeación ya se puede hacer fácilmente la programación con fechas de calendario, puesto que ya se tienen los datos necesarios, como son: el plan de trabajo mostrado gráficamente, mediante el diagrama de actividades, y los tiempos de duración de cada actividad por separado.

La forma de representar gráficamente estos dos conceptos es:

Sobre la flecha que representa a cada actividad se pondrá su descripción, y sobre ésta el tiempo de duración que le corresponde, en la unidad de tiempo, escogida previamente.

Es indispensable que los tiempos de duración se indiquen en la misma unidad de tiempo en todo el proceso.

También se puede indicar la cantidad de recursos empleados para poder ejecutar una actividad, ya sea equipo, brigadas de trabajo, costo directo, etcétera, aunque para el proceso sólo basta con conocer el tiempo de duración.

Como para que una actividad pueda realizarse es necesario que se hayan ejecutado todas las que son requisito inmediato anterior, pasaremos a determinar el tiempo de duración de un proceso cualquiera.

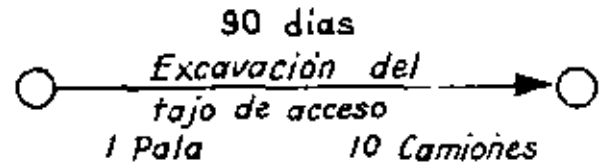


FIGURA 14 bis

Para esto y con objeto de auxiliarnos en el cálculo manual, es necesario numerar los nudos, de manera que las actividades queden definidas por su iniciación y su terminación.

- Al nudo de iniciación lo denominaremos i
- Al nudo de terminación lo denominaremos j
- Al tiempo de duración de la actividad t_{ij}

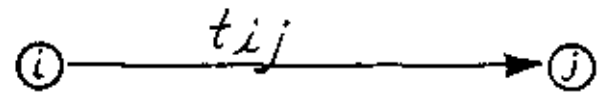


FIGURA 14 C

Hay que hacer notar que la i de una actividad es igual a la j de todas las que inmediatamente le anteceden, y que la j de esa actividad es igual a la i de todas las que se originan al terminar la actividad en estudio.

De acuerdo con lo antes expuesto nos bastará con ir determinando las fechas en que se irán realizando cada uno de los eventos de que consta el proyecto, para determinar el tiempo de duración total del proceso y las fechas de iniciación y terminación de los eventos.

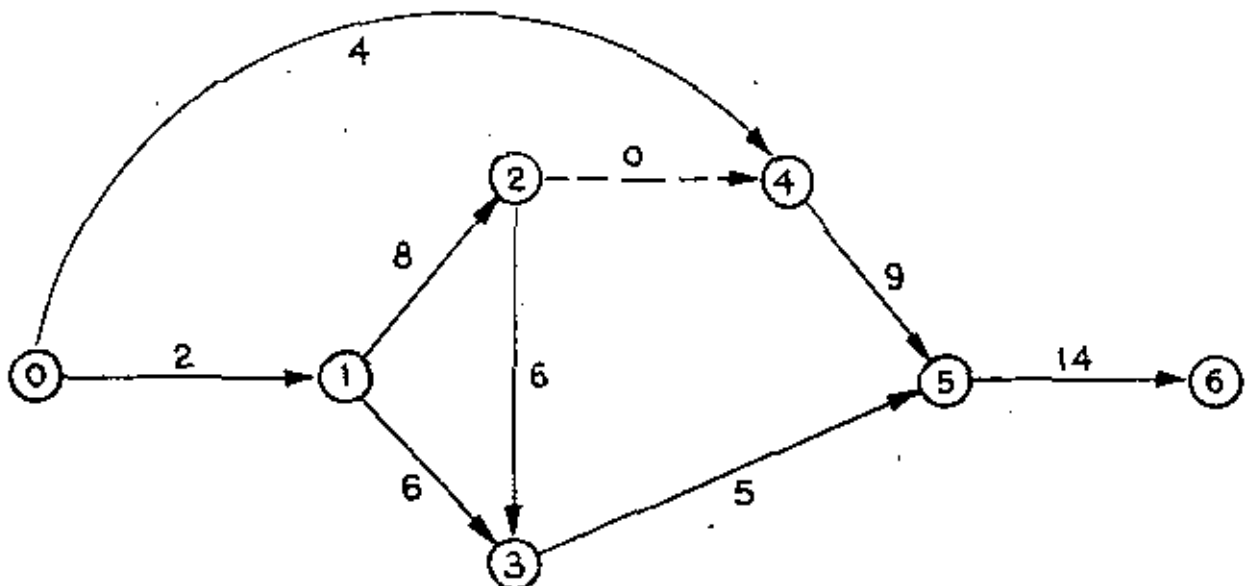


FIGURA 15

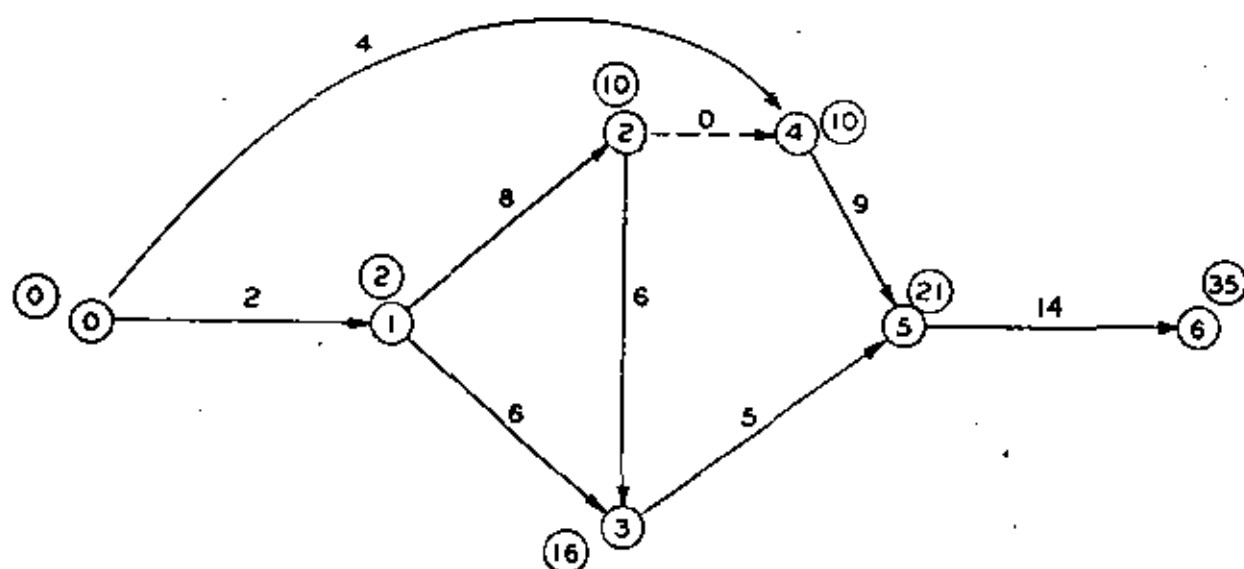


FIGURA 16

Con objeto de que quede suficientemente claro el sistema de trabajo, desarrollaremos un ejemplo cualquiera.

De acuerdo con el diagrama mostrado en la Fig. 15, el primer paso consistirá en averiguar cuál es la fecha primera o más próxima en que se puedan iniciar las actividades.

Para eso suponemos que el proceso que principia en el nudo 0, se inicia en la fecha cero, que por comodidad la encerramos dentro de un círculo colocado sobre el nudo. Si en el nudo 0 se inicia el proceso, la actividad 0-1 se terminará en la fecha 2 que se colocará sobre el nudo 1 encerrada en un círculo (Fig. 16). Como el nudo 1 es origen de las actividades 1-2 y 1-3, éstas terminarán el día 10 y 8 respectivamente, la primera se coloca sobre el nudo 2 encerrada en un círculo, ya que a este nudo llega solamente una actividad. Sobre el nudo 3 no se coloca la fecha 8 puesto que llegan a él dos actividades y hasta este momento no es posible saber si la realización del evento 3 se produce en esta fecha. Esta nos indicaría la iniciación primera de la actividad 3-5, que no puede comenzar hasta que se hayan terminado las actividades 2-3 y 1-3, requisito anterior para ésta.

Para averiguar la fecha primera de iniciación de la 3-5 vemos que la 2-6 termina en la fecha 16, pues se inicia en la 10 y dura 6, así que la fecha primera del evento 3 será la fecha 16 la que nos marcará la actividad 1-3 y no la 8. Esa fecha 16 la colocamos sobre el nudo 3 encerrada en un círculo.

Haciendo estas consideraciones se observa que en el nudo 4 tenemos la misma condición, aun cuando la 2-4 tenga valor de cero, así es que sobre el nudo 4 se colocará la fecha 10 encerrada en un círculo. Lo mismo sucede en el nudo 5, el tiempo más largo llega a este nudo por la actividad 3-5 que es de 21 mientras que por la 4-5 sólo llega el tiempo 19; así que la actividad 5-6 se podrá iniciar hasta la fecha 21 para terminar el 35; y éste será el tiempo total de duración del proceso.

Como regla: Para obtener la fecha primera de realización de un evento se colocará la cantidad mayor que llegue a él por uno de los distintos caminos que concurren a ese nudo.

En la Fig. 16 se muestran encerradas en círculos las fechas primeras de iniciación de todas las actividades que salen de los nudos respectivos.

Suponiendo que el tiempo de duración total del proyecto, 35 unidades de tiempo, es el correcto, pasemos a obtener cuál es la fecha última o más tardía de realización de los eventos, con objeto de no retrasar la duración del proyecto.

Para esto seguiremos la misma secuela empleada en el proceso anterior, sólo que principiaremos a partir de la fecha 35 encerrada en un rectángulo sobre el nudo 6. Fig. 17.

Para que el proceso termine en la fecha 35 la actividad 5-6 deberá empezar cuando más tarde 14 unidades menos, o sea la fecha 21, que se coloca sobre el nudo 5 encerrada en un rectángulo. La fecha última en que se podrá realizar el evento 4 será 21 menos 9 o sea, la fecha 12. Esta es la fe-

cha más tardía o última en que deberán terminarse todas las actividades que llegan a este nudo 4 con objeto de no retrasar la terminación del proyecto.

La fecha última del evento 3 será la 16 puesto que la actividad 3-5 tiene 5 unidades de duración. Esta fecha se encierra en un rectángulo sobre el nudo 3. Al analizar el nudo 2 vemos que hay 2 caminos que salen de él, o sea las actividades 2-3 y 2-4, la fecha última en que se deberá realizar el nudo 2 para no retrasar el proyecto debe ser la fecha 10 encerrada en un rectángulo, sobre el nudo 2. No obstante que por el camino 2-4 se indica que la fecha última de iniciación de la liga (con duración cero) es la fecha 12, el evento 2 no podrá realizarse después de la fecha 10, pues retrasaría a la actividad 2-3 y por consiguiente a todo el proceso.

En el nudo 1 se presenta la misma situación debido a que de él salen las actividades 1-2 y 1-3. La fecha última del evento 1 nos la marca la actividad 1-2 que tiene duración 8; por lo tanto, esta fecha que es 2, la colocamos sobre el nudo 1 encerrada en un rectángulo. Finalmente la fecha última del evento 0, será cero, encerrado en un rectángulo.

Como regla: Para obtener la fecha última de realización de un evento se colocará la cantidad menor que llegue a él, por los distintos caminos que salen del nudo, cuando se está restando a partir del nudo final.

En la Fig. 17 se muestran las fechas primera y última de realización de los eventos encerradas en círculo y en cuadro respectivamente. El uso de esta

notación tiene la ventaja de poder localizar fácilmente de qué fecha se trata aunque se podría usar otra, si facilitara más la diferenciación.

Analizando la Fig. 17 vemos que hay eventos en los que las fechas primera y última coinciden o sea que son *Nudos Críticos* ya que sólo en esa fecha pueden realizarse si se desea que el proyecto no se retrase; en cambio hay nudos como el 4, que tiene fechas diferentes o sea que no son críticos.

Las actividades que marcan la fecha de realización de los *Nudos Críticos*, son *Actividades Críticas*, y el camino que se puede seguir a lo largo de las actividades críticas recibe el nombre de *Ruta Crítica* que en la Fig. 17 queda marcado con la línea más gruesa, siguiendo la ruta 0-1-2-3-5-6.

Las actividades 0-4, 1-3 y 4-5 son actividades *No Críticas*, ya que pueden retrasarse dentro de ciertos límites sin afectar la duración total del proyecto. También estas actividades no es necesario que principien en la fecha primera que marca el nudo de iniciación de ellas, pueden tener una fecha posterior de iniciación, con la única condición de que no retrasen la iniciación de las que inmediatamente le siguen, o sea que tienen un cierto margen u holgura, de retraso sin afectar el proyecto.

En la Fig. 17, si la actividad 1-3 empieza en la fecha 2 que marca el nudo 1 terminará en la fecha 8, puesto que su duración es 6, pero puede terminar cuando más tarde en la fecha 16 que marca el nudo 3, por lo tanto, se puede retrasar hasta 8 días sin modificar la iniciación de la 3-5, que inmediatamente le sigue, o también se podrá iniciar como fecha última el 10, en lugar del 2 y termi-

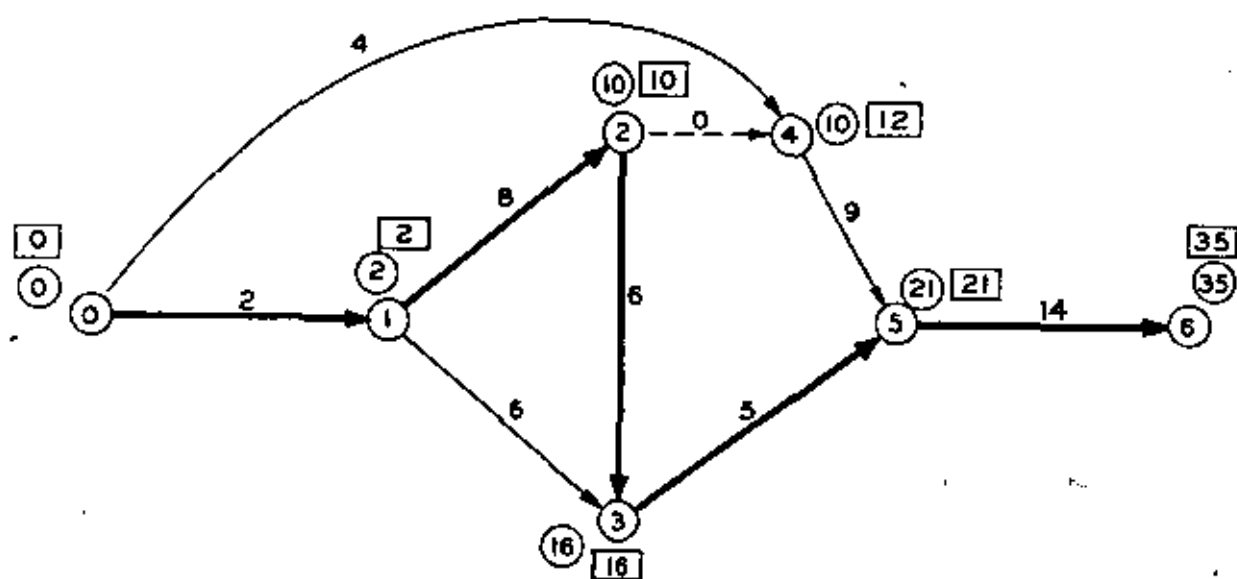


FIGURA 17

nará el 16, por lo que vemos que tiene 8 unidades de margen u holgura.

En las actividades no críticas podemos diferenciar tres grupos de holguras:

Sean: P = fecha primera del nudo

U = fecha última del nudo

t_{ij} = duración de la actividad

Entonces a) Holgura total (*Total float*); es la cantidad de tiempo que se puede retrasar una actividad sin afectar la terminación del proyecto:

| Actividad | DESCRIPCION | Cantidad | Duración actividad | H. T. | H. L. | H. I. | Fecha Prim. | | Fecha Últim. | | Grado de importancia | A cargo de |
|-----------|-------------|----------|--------------------|-------|-------|-------|-------------|-------|--------------|-------|----------------------|------------|
| | | | | | | | Inic. | Term. | Inic. | Term. | | |
| 0-1 | | | 2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 2 | 0 | 2 | Crit. | |
| 1-2 | | | 8 | 0 | 0 | 0 | 2 | 10 | 2 | 10 | Crit. | |
| 2-3 | | | 6 | 0 | 0 | 0 | 10 | 16 | 10 | 16 | Crit. | |
| 1-3 | | | 6 | 8 | 8 | 8 | 2 | 8 | 10 | 16 | 2* | |
| 3-5 | | | 5 | 0 | 0 | 0 | 16 | 21 | 16 | 21 | Crit. | |
| 0-4 | | | 4 | 8 | 6 | 6 | 0 | 4 | 8 | 12 | 2* | |
| 2-4 | | | 0 | 2 | 0 | 0 | 10 | 10 | 12 | 12 | — | |
| 4-5 | | | 9 | 2 | 2 | 0 | 10 | 19 | 12 | 21 | 1* | |
| 5-6 | | | 14 | 0 | 0 | 0 | 21 | 35 | 21 | 35 | Crit. | |

b) Holgura libre (*Free float*); es la cantidad de tiempo que se puede retrasar una actividad sin afectar la fecha primera de iniciación de las que inmediatamente le siguen:

c) Holgura independiente (*Independent float*); es la cantidad de tiempo que se puede retrasar una actividad sin afectar la fecha última de las que le preceden, y la primera de las que le siguen:

Conviene observar que en la anotación americana se usa:

E = *Earliest*, en vez de fecha primera — P y

L = *Latest*, para la fecha última — U

Tanto la holgura libre como la independiente siempre deben ser menores o iguales a la holgura total.

En muchas ocasiones la holgura independiente puede ser negativa, esto nos indica que para conservar la fecha primera de iniciación de las que inmediatamente le siguen, si la actividad se inicia en su fecha última, tendremos que acortar la dura-

ción una cantidad igual a la que nos marca la holgura independiente, cosa que en muchas ocasiones es impracticable económicamente, pero no por eso deja de ser útil el conocimiento de este tipo de holgura.

De acuerdo con los datos del ejemplo de la Fig. 17, y con las definiciones de los tres diferentes tipos de holgura se puede elaborar la siguiente tabla en la que queden concentrados los datos del programa obtenido por medio del diagrama y los tiempos de duración de cada actividad.

Por lo que respecta al uso de las holguras es muy peligroso permitir que una actividad utilice toda la holgura total, ya que si así sucede todas las actividades que inmediatamente le siguen automáticamente se vuelven críticas. Esto no sucede en el caso de las holguras libres o independientes que se pueden usar completamente sin afectar la terminación total del proyecto, por definición.

Por lo que respecta a las actividades críticas, cualquier atraso afecta la terminación total, y cualquier adelanto produce una ganancia en la terminación. Cuando se trata de acortar la duración total, bastará con acortar alguna o algunas de las actividades críticas; hasta una cantidad igual a la holgura total más corta de las actividades no críticas.

En el ejemplo la ruta crítica hasta el nudo 5 se podrá acortar 2 unidades, sin afectar la duración de las actividades no críticas, logrando de esta manera una duración total de 33 unidades, pero se vuelve crítica la actividad 4-5 y la holgura total de la 0-4 se disminuye en dos unidades.

Si el acortamiento se hace en la actividad 3-5, la holgura total de la 1-3 no se afecta, pero si se hace antes del nudo 3, la holgura total de la 1-3 se disminuye una cantidad igual a la cantidad acortada hasta ese nudo.

Las holguras son para usarse, pero teniendo cuidado de no sobrepasarlas, ya que la innovación que presenta el método, es precisamente el conocer cuáles actividades son críticas, y cuáles no lo son, y el margen u holgura de que se puede disponer en estas últimas; de esta manera se podrá hacer una programación en fechas, lógica, racional, y sobre todo, económica, ya que se tiene la facilidad de poder hacer una repartición adecuada de los recursos disponibles. También el control del trabajo se podrá hacer más eficientemente, sabiendo que las actividades no críticas tienen un determinado margen de retraso sin afectar tanto la terminación total, como las iniciaciones de las que inmediatamente siguen, dependiendo de la holgura de que se quiera disponer. Así, si en el desarrollo del trabajo se prevé un atraso que afecte a la terminación se pueden tomar las providencias necesarias acortando alguna o algunas de las actividades que siguen, pudiendo escoger con bastante anticipación las más adecuadas.

6. Análisis de los resultados.

Después de haber obtenido el tiempo de duración total del proyecto se deberá analizar si está dentro del plazo prefijado para su ejecución; de no suceder así, se deberá modificar el plan de trabajo.

Esta modificación puede ser de dos formas:

- a) Modificación de secuencias.
- b) Modificación de la duración de las actividades.

La modificación no deberá ser forzosamente en todas las actividades, en muchas ocasiones bastará que se haga solamente en aquellas que están dentro de la ruta crítica, con una pequeña variación de la secuencia o de los tiempos, logrando de esta manera obtener la duración total deseada. Por consiguiente, se deberá volver a hacer el cálculo de la ruta crítica y sus holguras correspondientes, para poder establecer el nuevo programa de operación que deberá ser con el que se trabaje.

La forma más adecuada de hacer la reducción de tiempos, es referirla a su costo directo. Sabemos que al disminuir el tiempo de duración de una ac-

tividad que está realizándose en condiciones normales de trabajo, el costo directo aumenta, pues será necesario usar más equipo, trabajar tiempo extra, etc. Este acortamiento no lo podremos hacer de un modo indefinido, tendrá un límite cuando al tratar de disminuir más el tiempo, el costo directo tienda a ser infinito, y esto es lógico, pues el caso extremo sería tratar de hacer la actividad en un tiempo cero, lo que es totalmente imposible.

El costo directo con respecto al tiempo lo podemos representar por medio de la siguiente gráfica, que tiene los siguientes puntos característicos.

A un tiempo normal, o sea cuando se está trabajando en condiciones normales, le corresponderá un cierto costo normal; pero al ir disminuyendo el tiempo, el costo irá aumentando, hasta llegar a un cierto punto que es el tiempo límite, al cual le corresponde un costo mayor que el normal, llamado costo límite, a partir del cual tiende a hacerse infinito.

Al cociente que resulta de dividir la diferencia de costos entre la diferencia de tiempos lo llamaremos Pendiente de Costos.

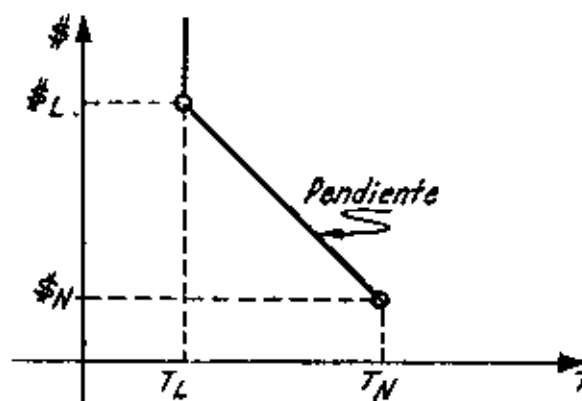


FIGURA 18

De acuerdo con las ideas antes expresadas, si tratamos de acortar la duración de alguna o algunas de las actividades, se deberá hacer en aquellas cuya pendiente de costos sea menor, ya que de esta manera podremos lograr un mayor acortamiento, con un menor incremento de costo. Así, si tenemos una actividad cuya pendiente de costos sea de \$ 1,000/día y otra de \$ 200/día, el acortamiento lo debemos hacer en la segunda, ya que por cada día de acortamiento de la primera, podremos acortar cinco días la segunda.

En el siguiente capítulo veremos un procedimiento que nos permita hacer el mayor acortamiento del tiempo, con el menor incremento del costo, basado en la teoría de Fulkerson para obtener el flujo a través de una red.

DIBUJO DEL DIAGRAMA DE BARRAS O DE GANTT

Con la tabla de tiempos obtenida conforme se indicó en el capítulo anterior, se puede fácilmente obtener el diagrama de barras usado comúnmen-

te para hacer la programación de trabajos; pero con la ventaja de que está obtenido de una planeación correctamente establecida, y representada gráficamente con el diagrama de flechas.

En este diagrama de barras quedarán representadas con barra llena las actividades críticas, y con barra asciurada, las no críticas, las holguras se pueden representar con barras en blanco, a continuación de las actividades no críticas.

En seguida se muestra en diagrama de barras, el programa de la Fig. 17 que está de acuerdo con la tabla de la pág. 97.

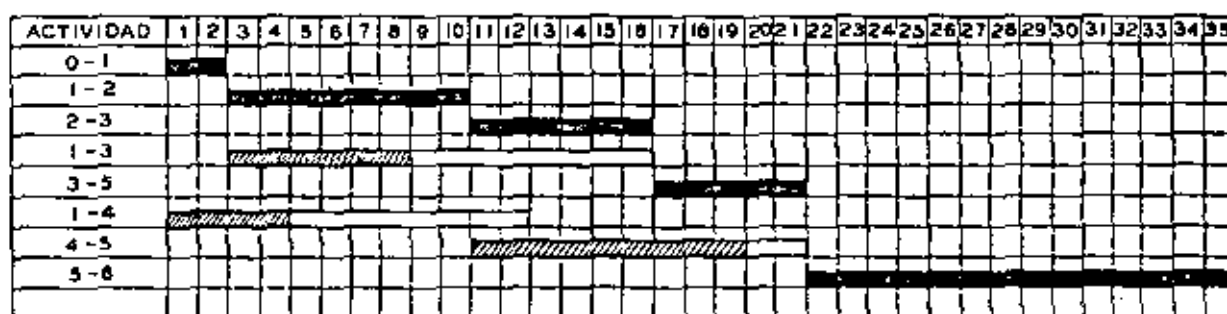


FIGURA 16 bis

Las actividades no críticas quedan dibujadas, en el diagrama de barras en su fecha primera de realización con objeto de mostrar gráficamente las holguras y poder disponer de ellas según se necesite, tomando en cuenta que al disponer de una parte de la holgura total, esta cantidad se disminuirá en las holguras totales de todas las actividades que inmediatamente le siguen, hasta llegar a un nudo crítico, a partir del cual la holgura total se vuelve cero.

Repartición de recursos, haciendo uso de las holguras

Para hacer una repartición de recursos, se debe hacer uso de las holguras de las actividades no críticas de tal manera que no se llegue a una solución desbalanceada de los recursos. Se deberá procurar por el contrario que los trabajos se inicien con re-

ursos bajos y posteriormente suban a un máximo, económicamente determinado, para volver a disminuir, al finalizar el proyecto.

El decir recursos, significa elementos de trabajo, ya sean obreros, equipo, inversiones, etc., que deberán estar de acuerdo con los ingresos y egresos a la obra. En muchas ocasiones se llegan a presentar situaciones de falta de fondos en un momento dado. Esto es debido principalmente a que se tienen concentraciones de inversiones muy fuertes, que sobrepasan a la cantidad presupuestada. Si se hace una repartición lógica de recursos de acuerdo con las holguras disponibles, es muy posible llegar a prever anticipadamente la cantidad de recursos requeridos, así como también cuando éstos sobran en la obra, sobre todo por lo que se refiere a equipos o gente.

Veamos un ejemplo con repartición de recursos haciendo uso de las holguras.

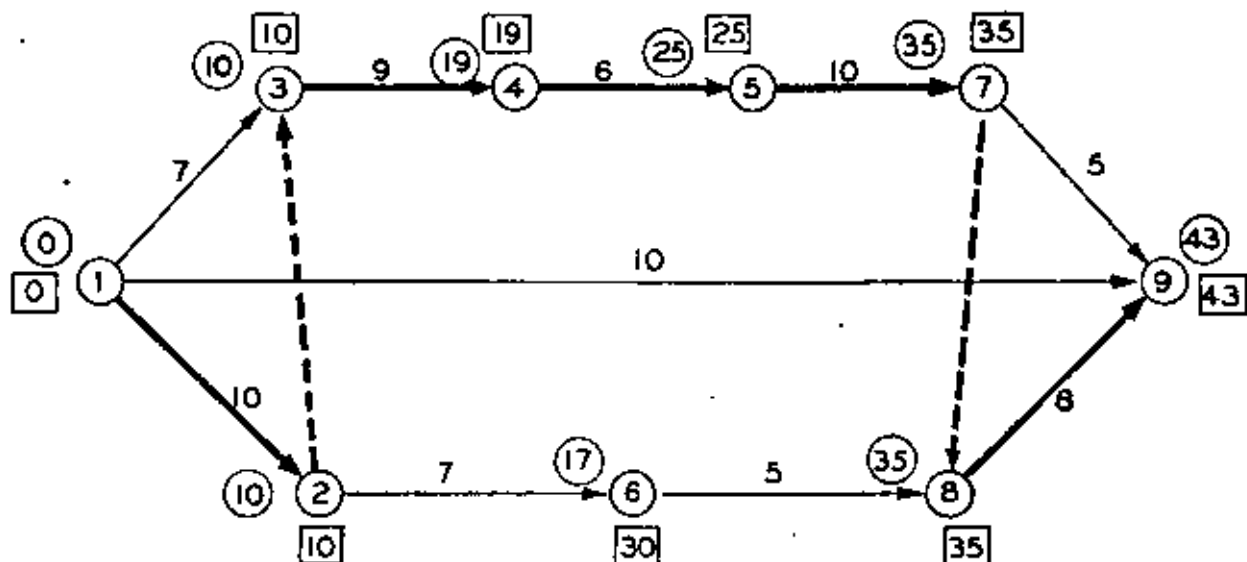


FIGURA 19

La tabla de tiempos quedará:

| Actividad | EQUIPO | Personal | Duración | H. T. | FECHA PRIMERA | | FECHA ULTIMA | | Grado de importancia |
|-----------|--------|----------|----------|-------|---------------|-------|--------------|-------|----------------------|
| | | | | | Inic. | Term. | Inic. | Term. | |
| 1-2 | | 5 | 10 | 0 | 10 | 0 | 10 | * | |
| 1-3 | | 4 | 7 | 3 | 7 | 3 | 10 | 1* | |
| 3-4 | Pala | 2 | 9 | 0 | 10 | 19 | 19 | * | |
| 4-5 | | 7 | 6 | 0 | 19 | 25 | 25 | * | |
| 2-6 | Pala | 2 | 7 | 13 | 10 | 17 | 23 | 2* | |
| 5-7 | | 4 | 10 | 0 | 25 | 35 | 35 | * | |
| 6-8 | | 3 | 5 | 13 | 17 | 22 | 30 | 2* | |
| 7-9 | | 4 | 5 | 3 | 35 | 40 | 38 | 1* | |
| 8-9 | | 6 | 8 | 0 | 35 | 43 | 35 | * | |
| 1-9 | | 7 | 10 | 33 | 0 | 10 | 33 | 3* | |

Para hacer una repartición adecuada, se hará primero la programación de las actividades críticas y posteriormente las no críticas en orden de importancia o sea primero las que tengan una holgura total más pequeña y luego, sucesivamente según vayan creciendo las holguras.

Analizando la tabla de tiempos se ve que las actividades 3-4 y 2-6 requieren una pala cada una, y que principian en la misma fecha; pero la 3-4 es crítica y la 2-6 no es crítica.

Suponiendo que sólo se dispone de una pala, primero se utilizará en la 3-4 y se analizará si la actividad 2-6 se puede retrasar 9 días; como tiene una holgura total de 13 días, si es factible iniciarla el día 19 para terminarla el 26, quedándole todavía 4 días de holgura total; la holgura total de la que inmediatamente le sigue, la 6-8, se disminuirá también para quedar en 4 días.

La tabla de tiempos correspondientes a estas tres actividades quedará:

| Act. | Equipo | Bri-gada | Durac. | H. T. | Primera | | Última | |
|------|--------|----------|--------|-------|---------|----|--------|----|
| | | | | | I | T | I | T |
| 3-4 | Pala | 2 | 9 | 0 | 10 | 19 | 10 | 19 |
| 2-6 | Pala | 2 | 7 | 4 | 19 | 26 | 23 | 30 |
| 6-8 | | 3 | 5 | 4 | 26 | 29 | 30 | 35 |

De acuerdo con estos datos, como equipo total se necesita sólo una pala, que hará primero el trabajo de la actividad 3-4 y luego se pasará a ejecutar la actividad 2-6 sin modificar la secuela ni los tiempos de duración de cada actividad.

Así como se hizo la repartición del trabajo para el caso particular de la pala en el ejemplo anterior, se puede hacer una distribución de las brigadas de obreros, de las inversiones mensuales, etcétera, con objeto de hacer una distribución más económica y racional.

Este sistema de repartición de recursos es igual al comúnmente usado, con el sistema tradicional de barras, pero con la ventaja de que ahora se puede disponer de la movilidad debida a las holguras en las actividades no críticas, y de que si en ocasiones se tuvieran fuertes concentraciones de recursos, se puede aumentar la duración de actividades no críticas, disminuyendo la cantidad de recursos en alguna de ellas, con el objeto de disminuir la concentración, siempre y cuando no se sobrepasen las holguras totales.

También puede suceder que al hacer repartición de recursos sea necesario que alguna actividad disponga de su holgura total convirtiéndose en crítica. En realidad esta situación no presenta ningún impedimento, solamente aumentará el número de actividades críticas que se deberán vigilar con el 100% de atención, por lo que respecta al tiempo, para no producir un atraso en la terminación total del proyecto. Asimismo todas las actividades que siguen a aquella que se volvió crítica serán también críticas pues la holgura total se anula; por lo que es muy conveniente, de ser posible, que se procure que esa actividad, de la que se dispuso de toda su holgura total, sea una de las que lleguen a un nudo crítico, de esta manera sólo ella se volverá crítica ya que no afecta a ninguna otra.

En el ejemplo anterior las actividades 6-8, ó 7-9 serán las más convenientes de pasarse a críticas, si la repartición de recursos así lo requiere, pues al

disponer de su holgura total no afectan a ninguna otra.

Forma de introducir los días no laborables y fechas límite al elaborar el programa con fechas calendario.

Una forma conveniente de introducir los días no laborables al programa con fechas de calendario, cuando la valuación de tiempos se ha hecho en tiempo efectivo de trabajo, es contar los días sucesivos sin los días no laborables; así si el trabajo se inicia en lunes, el sexto día efectivo será el sábado, y el séptimo día será el siguiente lunes, y así sucesivamente.

Cuando el programa abarca varios meses y aún más de un año, se puede considerar que en un mes de calendario, se trabaja un promedio de 25 días efectivos; eso dependerá de las condiciones propias de cada caso particular, pero para un primer programa general de trabajos, la aproximación que se puede obtener, es suficiente.

Cuando se tiene un límite de tiempo forzado para terminar una parte del proyecto, o cuando por condiciones especiales existe un cierto lapso de tiempo durante el año, en que no es posible trabajar en una parte del proyecto, como puede ser el caso de temporada de crecientes que impiden trabajar en el lecho de un río, se pueden tomar algunas de las siguientes decisiones al elaborar el programa calendario ciertas actividades caen dentro de ese lapso:

a) Acortar esa parte del proyecto de tal manera que los trabajos se ejecuten antes del límite de tiempo como puede ser el caso de la terminación de un vertedor, en el que es factible que las crecientes pasen por él y no convenga que esto suceda cuando esté parcialmente terminado. Se deberán acelerar algunos trabajos de manera que se esté en posibilidad de cumplir esa restricción, o sea que se analizará una ruta crítica parcial limitada.

b) Posponer la fecha de iniciación de una parte de las actividades que no puedan suspenderse, para ejecutarlas tan pronto se termine el período de tiempo en que no sea posible trabajar.

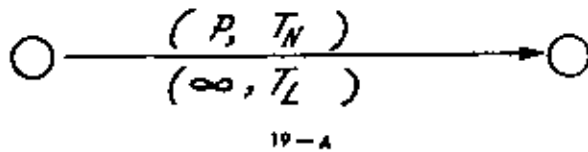
7. Compresión de Tiempos en función del Costo.

Como se vio en el capítulo anterior cuando se trata de comprimir la duración total del proyecto, se deberán reducir las duraciones de las actividades críticas; y de éstas, las que tengan una pendiente de costo menor, pues de esta manera se logra

acortar la duración total, con un incremento de costo lo más bajo posible.

Existe un procedimiento que nos permite obtener el máximo acortamiento con el mínimo incremento en el costo, que está basado en la teoría para encontrar el flujo a través de una red, de D. R. Fulkerson. La teoría matemática es bastante complicada, pero en estos apuntes se indicará cuál es el procedimiento empleado para el cálculo manual.

Para esto, recordando que de la curva de costos mostrada en el capítulo anterior se puede obtener la pendiente de costos, en el diagrama de flechas se expresa de la siguiente manera:



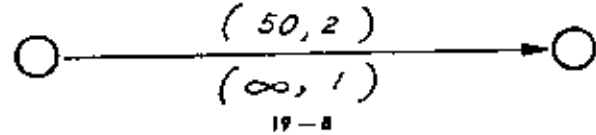
En la parte superior se indica que a partir del tiempo normal T_N se inicia la curva con una determinada pendiente p , y en la parte inferior de la flecha se indica que a partir del tiempo límite T_L la pendiente se convierte en infinita.

Así, si para una actividad tenemos:

Tiempo Normal 2
Tiempo Límite 1
Costo Normal 200
Costo Límite 250

$$\text{Pendiente} = \frac{250 - 200}{2 - 1} = 50$$

Quedará representado como sigue:

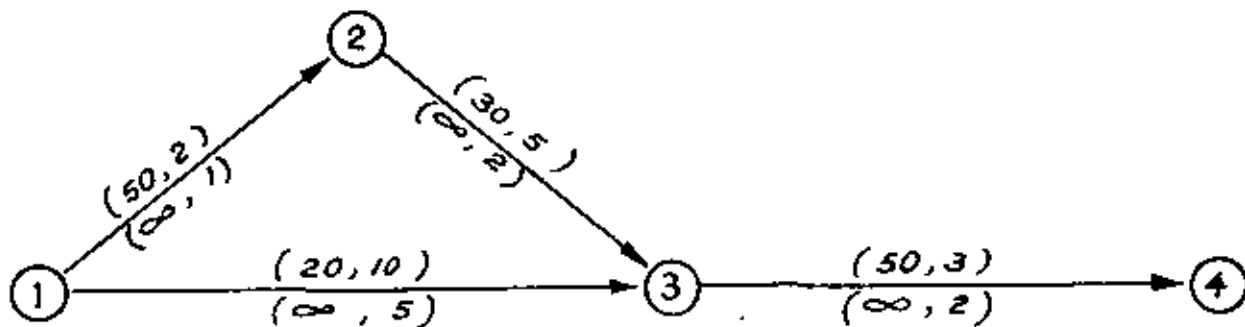


Para poder comprender el procedimiento se considera que la actividad está formada por dos tubos, el superior con una capacidad igual a su pendiente de costos y el inferior con una capacidad infinita, y que el flujo se efectúa primero por la rama superior hasta llegar a su capacidad, y posteriormente el flujo pasará por la rama inferior, con capacidad infinita. En el primer caso, el tiempo empleado será el correspondiente al tiempo normal, y en el segundo caso el tiempo empleado estará comprendido entre el tiempo normal y el tiempo límite.

Vamos a considerar el siguiente ejemplo:

| | ACTIVIDAD | \$ _N | \$ _L | T _N | T _L | Pendiente |
|-----|------------------------------------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|-----------|
| 1-2 | Excavar zanja..... | 200 | 250 | 2 | 1 | 50 |
| 2-3 | Preparar el fondo..... | 500 | 590 | 5 | 2 | 30 |
| 1-3 | Fabricación y transporte tubo..... | 1 000 | 1 100 | 10 | 5 | 20 |
| 3-4 | Colocar el tubo..... | 300 | 350 | 3 | 2 | 50 |

En el diagrama siguiente quedan representadas sobre cada flecha las pendientes de costo correspondientes como se indica en la Fig. 20 A.



20-A

El problema consiste en obtener el flujo que pasa a través de la ruta más larga. Inicialmente el flujo se hará en el sentido de las flechas.

Para esto se coloca una etiqueta sobre cada nudo T (i,p), siendo: T el tiempo primero de iniciación, de igual manera que cuando se obtiene ruta crítica, i el nudo de donde viene el flujo, p la pendiente o flujo que llega al nudo, del nudo anterior, que servirá para referencias futuras.

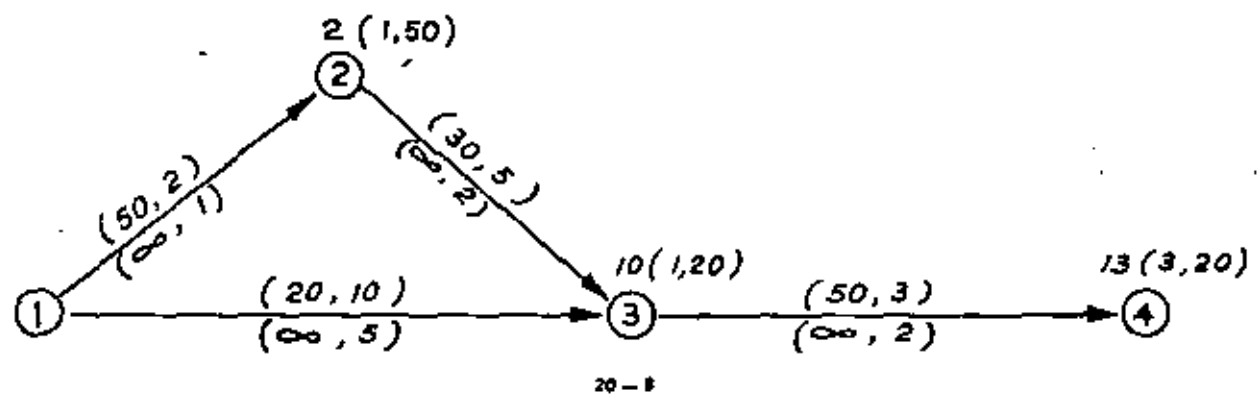
El nudo 1 es el de origen y se supone que sale de él un flujo infinito, el tiempo de iniciación será cero.

El nudo 2 quedará etiquetado como se indica en la Fig. 20 B, ya que primero se debe utilizar el

tiempo mayor. La etiqueta quedará 2(1,50) que se lee: a un tiempo de 2 viniendo del nudo 1 pasará un gasto de 50 que es la capacidad de la rama superior.

Al pasar al nudo 3 se ve que hay 2 caminos para llegar a él, pero el tiempo más largo llega por la actividad 1-3 que es de 10 días, por lo que la etiqueta será 10(1,20) siendo 20 la capacidad de la rama superior de la actividad 1-3.

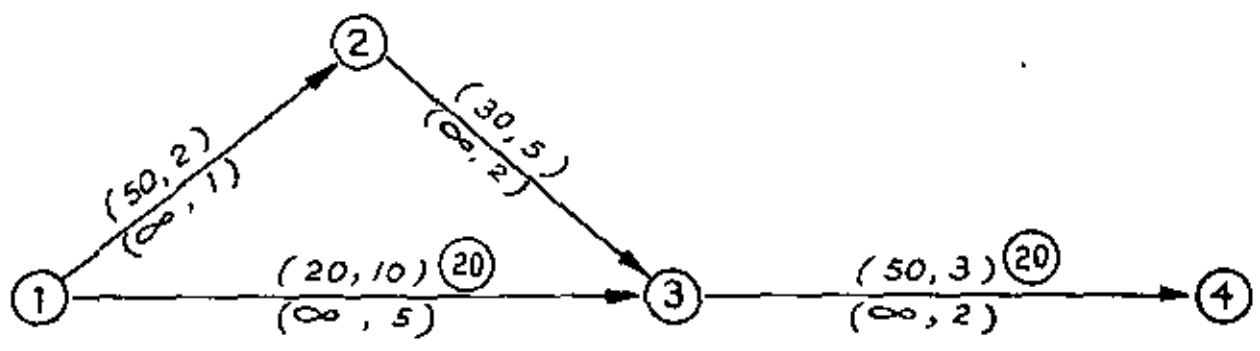
Finalmente la etiqueta del nudo 4 será 13(3,20) ya que aun cuando la capacidad de la actividad 3-4 es de 50, sólo pueden pasar 20, que es la que sale del nudo 3.



Las etiquetas en los nudos nos indican de cuál nudo viene el flujo y cuál es el tiempo máximo de duración, o sea nos indica la ruta crítica que será la 1-3-4.

Las duraciones de las actividades que hacen que el proyecto tenga una duración total de 13 días, se colocan como se indica en la tabla al final del ejemplo. El flujo total que pasa a través de la red que es de 20 se coloca sobre las actividades que

marcan la duración total, así la etiqueta del nudo 4 indica que el flujo viene del nudo 3 con capacidad de 20 que se coloca encerrada en un círculo, en la rama superior junto a la etiqueta de la actividad pues todavía no se satura su capacidad. La etiqueta del nudo 3 indica que el flujo de 20 viene del nudo 1, que se coloca junto a la etiqueta de la actividad 1-3 en círculo. Se borran las etiquetas de los nudos quedando el diagrama como se indica en la Fig. 21.



La capacidad del diagrama queda como sigue:

La actividad 1-3 podrá pasar un flujo de capacidad infinita en un tiempo de 5, pues ya se saturó su capacidad normal; la actividad 3-4 tendrá una capacidad de 50 menos 20, o sea 30 unidades de flujo en un tiempo de 3, más un flujo infinito en un tiempo de 2.

De acuerdo con estas nuevas capacidades, se vuelven a etiquetar los nudos como en el paso anterior. El nudo 2 queda etiquetado 2(1,50) como antes. El nudo 3 queda etiquetado 7(2,30), ya que la duración de la 1-3 es ahora de 5 por haberse saturado su capacidad normal. El nudo 4 por lo tanto queda etiquetado como 10(3,30). Las nuevas etiquetas quedan mostradas en la Fig. 22.

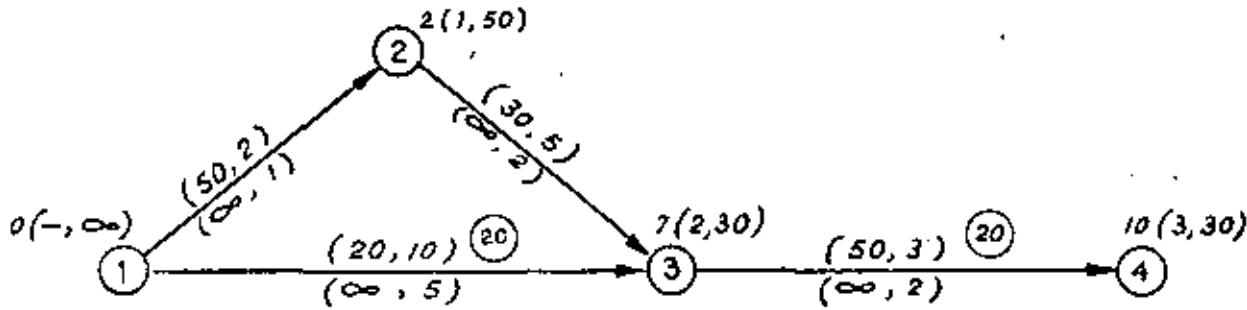


FIGURA 22

La Fig. 22 indica que la nueva duración total es de 10 días, y esto se logra haciendo que la actividad 1-3 tenga una duración de 7 días, quedando las demás con el mismo tiempo de duración normal, como aparece en la tabla; el flujo total que pasa por la red será de 50 ya que en el paso

anterior era de 20 y en este paso, de 30. Las etiquetas de los nudos indican de cuál viene el flujo, que se coloca en la rama correspondiente sumándole el flujo anterior en caso de que exista. El diagrama queda como se muestra en la Fig. 23, en la que se borran las etiquetas.

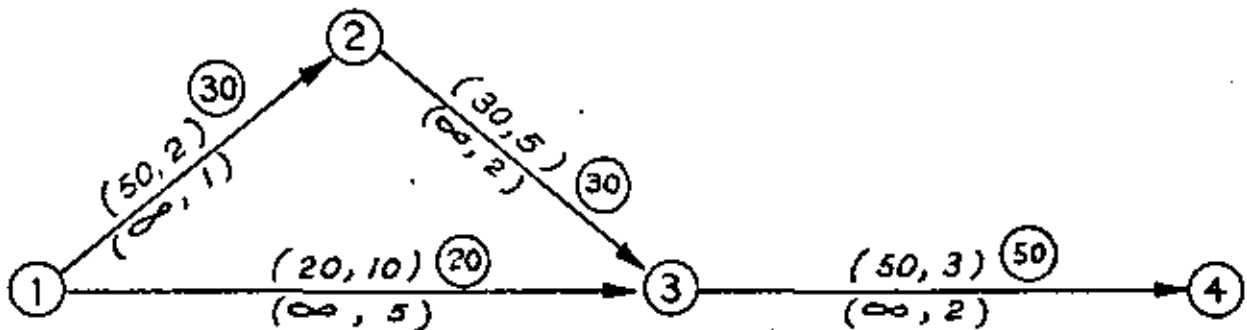


FIGURA 23

Etiquetando nuevamente los nudos, de acuerdo con la Fig. 23, el resultado queda representado en la Fig. 24.

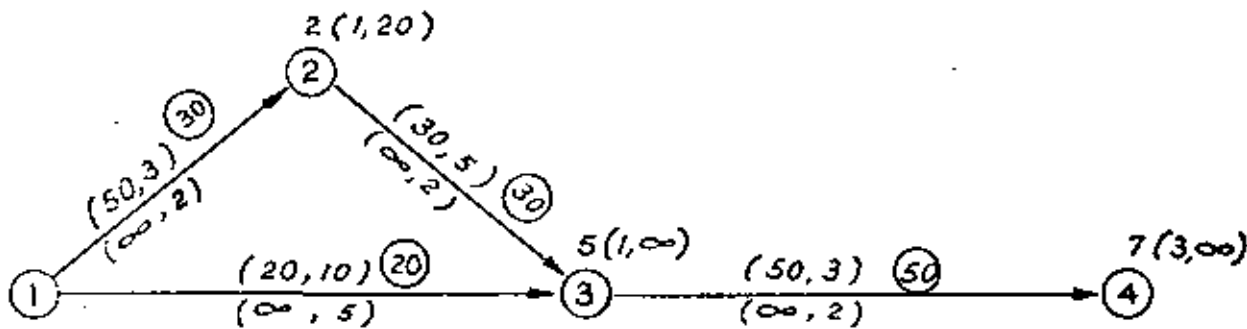


FIGURA 24

De la Fig. 24 se concluye que la duración total ahora es de 7 días, que se logrará de la manera más económica, haciendo la actividad 1-2 en 2 días, la actividad 1-3 en 5 días, la actividad 2-3 en 3 días y la actividad 3-4 en 2 días. Los resultados se muestran en la tabla. El proceso se termina cuando pasa un flujo infinito por toda la red, hasta el nudo final.

| Act. \ Tiempo Durac. Proc. | 13 | 10 | 7 |
|----------------------------|----|----|-----|
| 1-2 | 2 | 2 | 2 |
| 2-3 | 5 | 5 | 3 |
| 1-3 | 10 | 7 | 5 |
| 3-4 | 3 | 3 | 2 |
| FLUJO TOTAL | 20 | 50 | ∞/∞ |

El costo total para 13 días será la suma de costos normales de todas las actividades que es de \$2,000. El costo por día de acortamiento de 13 a 10 días será igual al Flujo Total, para 13, que es de \$20/día por lo que el costo total aumentará a \$2,060. De 10 a 7 días se tiene un flujo de \$50/día, luego el costo total para 7 días será de \$2,210. Esto se puede comprobar sumándole al costo total para la duración normal, el costo de las actividades acortadas. Así, para 10 días de duración la actividad 1-3 se acortó de 10 a 7, o sea 3 días, la pendiente de costos de esta actividad es de \$20/día, o sea que habrá un incremento de \$60. Para 7 días de duración total, la actividad 2-3 se acortó 2 días, la 1-3, 5 días, y la 3-4, 1 día, lo que multiplicado por sus respectivos costos nos dará un incremento de \$210 en total.

La curva de costo directo queda representada en la Fig. 25.

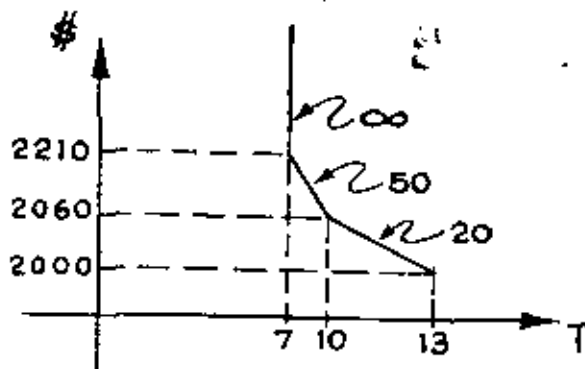


FIGURA 25

Si a esta curva de Costo Directo se le suma la de Costo Indirecto obtendremos la de Costo Total, que indica la duración para la cual el costo total es mínimo.

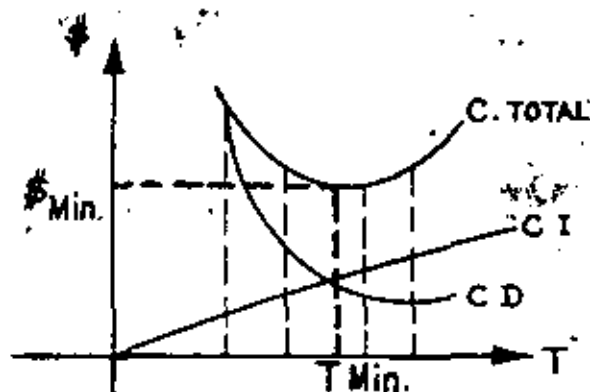


FIGURA 26

Las reglas a seguir en el cálculo manual del flujo a través de una red, para obtener el mínimo incremento de costo, se pueden resumir después de elaborar el diagrama, representando en cada flecha la pendiente de costo como se indica en párrafos anteriores, a saber:

1. Supóngase que el diagrama de flechas está constituido por tubos, con una determinada capacidad de gasto que se puede transportar en un determinado tiempo, indicado por las etiquetas en las flechas. Así (a, b) significa que una capacidad a se puede transportar en un cierto tiempo b.

2. Considérese cada nudo en turno, determinando el tiempo más largo para llegar a él, que transportara la capacidad que es acarreada en ese tiempo. Muéstrase esta información en el diagrama etiquetando el nudo, con el siguiente tipo de etiqueta:

$T(i, p)$: en donde T es el tiempo empleado para llegar al nudo, i es el nudo de donde proviene ese tiempo, y p es la capacidad acarreada en ese tiempo. Continúe de esta manera hasta llegar al nudo final etiquetándolo. En esta última etiqueta queda mostrado el tiempo de duración total que pasó a través de la red.

3. Colóquense en una tabla los tiempos de duración de cada actividad para que el proyecto tenga la duración total indicada en el último nudo.

4. Calcúlese el incremento de costo correspondiente al tiempo de terminación de las dos siguientes maneras:

a) El incremento de costo será igual: al flujo total correspondiente a la duración del paso anterior,

multiplicado por la diferencia de tiempos de la duración anterior menos el de la duración del paso analizado.

b) Como comprobación del punto a), el incremento de costo, correspondiente a la duración analizada, será igual a la suma de incremento de costo de cada actividad, que se obtiene multiplicando la diferencia de duraciones entre la duración normal y la duración necesaria de esa actividad para que el proceso tenga una duración igual a la total, por la pendiente de costo de cada actividad.

Si los pasos a) y b) no checan, se cometió un error al etiquetar los nudos, o al obtener la duración de cada actividad, por lo que se debe revisar el proceso.

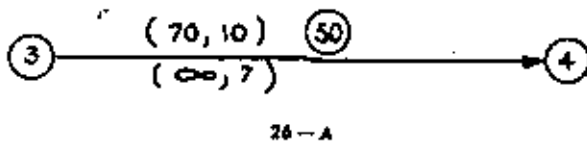
5. Redúzcase la capacidad de la red, en la misma cantidad que llega al nudo final. Esto se puede hacer fácilmente regresando desde el nudo final. El nudo final indica la capacidad total acarreada, y cada nudo indica de qué nudo anterior viene esa capacidad.

6. Bórrense las etiquetas de los nudos.

7. Repítase el proceso hasta que llegue al nudo final una capacidad infinita, con lo cual termina el proceso.

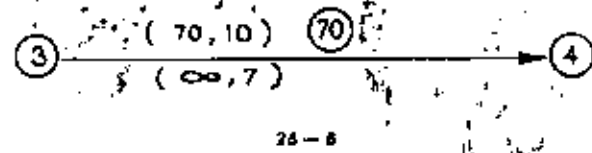
Se pueden presentar 3 casos al ejecutar el proceso.

a) Cuando la capacidad normal no ha sido agotada.



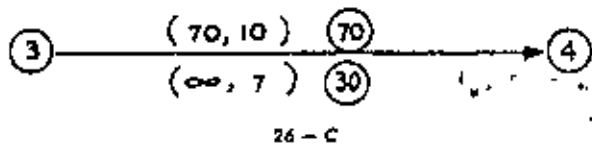
Todavía resta una capacidad normal de 20 en un tiempo de 10.

b) Cuando la capacidad total ha sido agotada.



El tiempo de duración puede estar comprendido entre 10 y 7.

c) La capacidad normal ha sido agotada y el flujo pasa por la rama inferior.



En este caso la duración de la actividad será de 7 días.

Cuando se presenta una situación similar al caso b), se puede hacer uso de un flujo invertido. La forma de hacerlo es que al etiquetar el nudo correspondiente a esa actividad, se pone una interrogación, y al llegar al nudo final, si el flujo que llega al final no pasa por esa actividad, se obtiene la duración que deba tener esa actividad para que toda la ruta tenga un tiempo igual a la duración total, o sea, que se obliga a que esa ruta sea también crítica.

Para comprenderlo mejor, considérese el siguiente ejemplo:

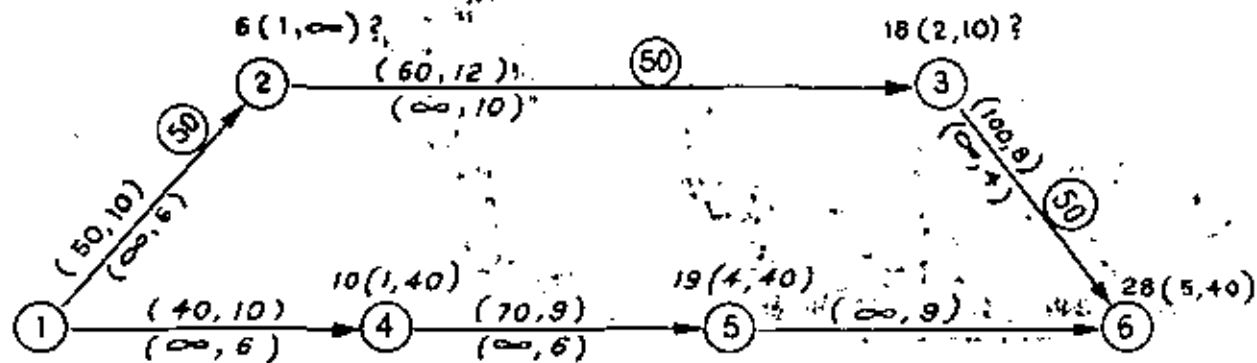
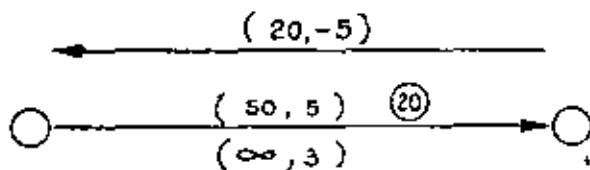


FIGURA 27

La única actividad del grupo b) en la Fig. 27 es la 1-2, la etiqueta del nudo 2 se pone con interrogación, así como la del nudo 3, puesto que 3 proviene de 2.

Checando con flujo contrario vemos que el nudo 3 puede etiquetarse 20(8,50) y que el nudo 2 queda 8(3,50). Si se sigue este procedimiento es muy fácil encontrar el resultado cuando ocurre un flujo contrario. Así vemos que la actividad 1-2 se puede hacer en 8 días, habiendo logrado un acortamiento sólo de 2 y no de 4, si la duración fuera de 6 como originalmente se había etiquetado.

Para poder ejecutar el flujo contrario hay que tener en cuenta que si una actividad ha tenido un flujo previo de a en un tiempo b podrá tener un flujo contrario de a en un tiempo b .



Con este procedimiento se puede presentar el flujo en ambos sentidos, con objeto de poder determinar el tiempo más largo que llega al nudo, independientemente del sentido de las flechas del diagrama. Bastará con hacer la consideración del párrafo anterior.

Así en la Fig. 27 el camino que nos determina el tiempo mayor del nudo 2 será el 1-4-5-6-3-2 y no el 1-2.

Para dejar en claro este concepto analizamos el siguiente ejemplo.

Nota: la etiqueta del nudo 2 en la Fig. 28.5 está incorrecta, debe decir 1(1,00), y no 4(1,00).

Nótese que en la Fig. 28.5 en el nudo 4 se tiene doble etiqueta, puesto que a él se llega en el mismo tiempo, por dos caminos, que son el 2-4, y el 13-4, por lo que el flujo total será la suma de los dos flujos, o sea, 20, así que al efectuar el regreso del flujo, se debe hacer por ambos caminos.

8. Revisión y Control del Programa.

Para muchas personas, la aplicación del método, consiste solamente en determinar la Ruta Crítica y definir las actividades no críticas, pero en realidad, se puede considerar que éste es solamente el primer paso del proceso, puesto que para obtener re-

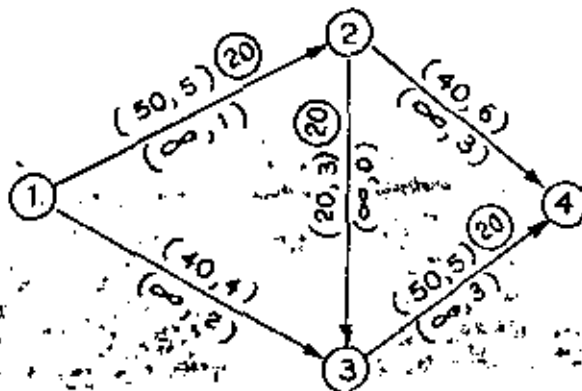


FIGURA 28

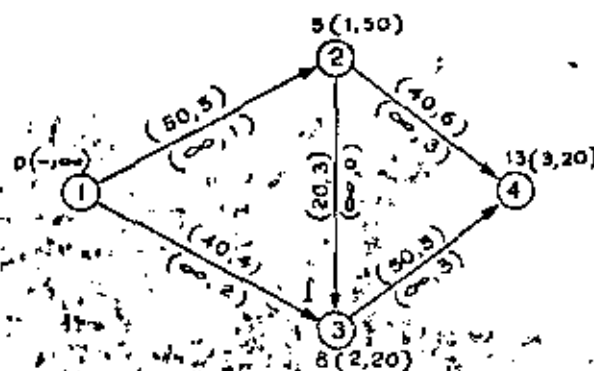


FIGURA 28.1-1er. Paso.

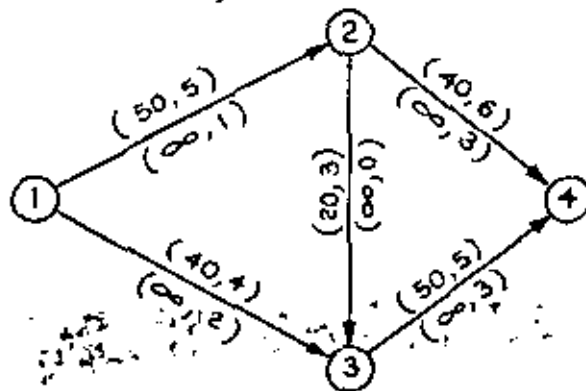


FIGURA 28.2-2º Paso.

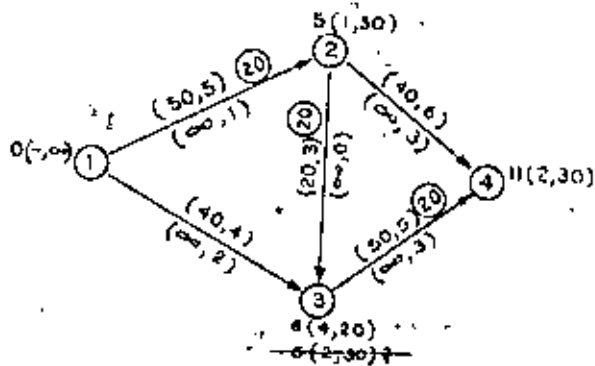


FIGURA 28.3-3er. Paso.

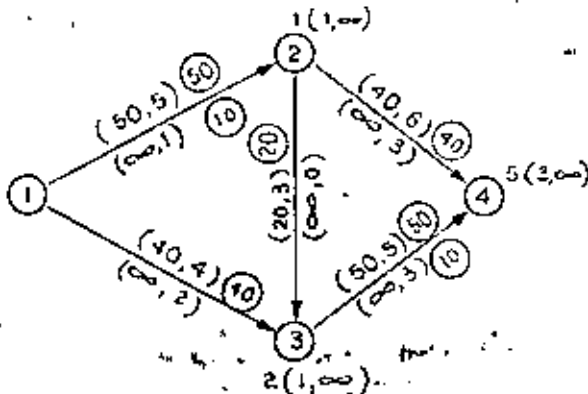


FIGURA 28.3-6º Paso final.

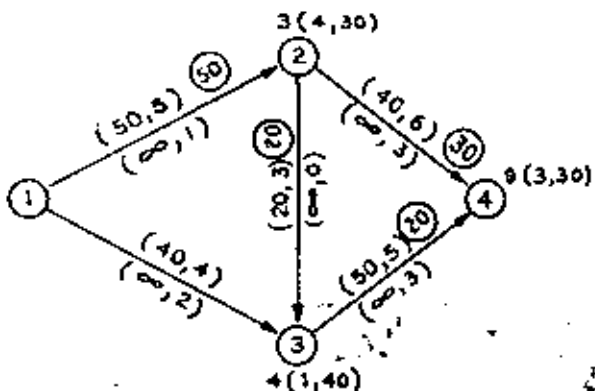


FIGURA 28.4-4º Paso.

| Act. \ Tiempo Durac. Proc. | 13 | 11 | 9 | 7 | 5 |
|----------------------------|----|----|----|-----|---|
| 1-2 | 5 | 5 | 3 | 1 | 1 |
| 2-3 | 3 | 1 | 1 | 3 | 1 |
| 1-3 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 |
| 2-4 | 6 | 6 | 6 | 6 | 4 |
| 3-4 | 5 | 5 | 5 | 3 | 3 |
| FLUJO TOTAL | 80 | 50 | 80 | 100 | ∞ |

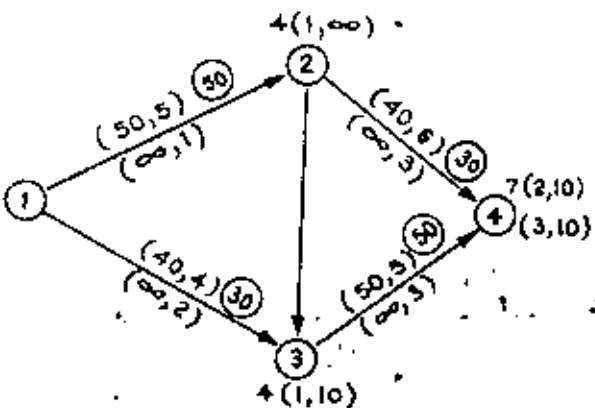


FIGURA 28.3-5º Paso.

sultados que sean realmente útiles, es necesario considerar que el sistema es y debe ser un método dinámico; o sea que siempre debe estar vivo, por medio de un control adecuado de su ejecución, ya que de esta manera se podrán checar las estimaciones que originalmente se hicieron, tanto al determinar las secuencias, como al valorar los tiempos y costos correspondientes, para ir poniendo al día el programa, por medio de reportes elaborados adecuadamente.

Existen varios procedimientos para elaborar estos reportes, que dependerán básicamente del tipo de trabajo que se esté ejecutando. Aquí en seguida se expondrá uno de ellos que puede ser de utilidad.

Si se representa por medio de una gráfica la forma en que se desarrolla una actividad, se podrá observar que sigue una forma similar a la mostrada en la Fig. 29.

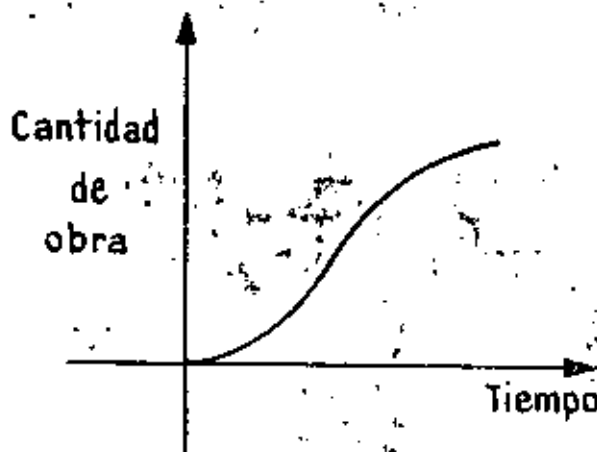


FIGURA 29

Al inicio, la pendiente es normalmente suave debido a los preparativos, entrenamiento de equipo, de personal, etc.

Al ir aumentando el tiempo la pendiente va creciendo hasta llegar a un determinado momento en que empieza a decrecer. Esto puede ser debido a muchos factores, como el retiro parcial de equipo o de gente.

Esta curva podrá ser variable, dependiendo del tipo de actividad de que se trate, en particular. En muchas ocasiones es difícil poder determinar con precisión la forma de esta curva, pues puede depender de una cantidad considerable de factores.

Cuando no sea posible determinar con cierta facilidad la forma de la curva de avance de trabajo, para efecto de control, se puede representar en una gráfica el avance medio propuesto, como se indica en la Fig. 30.

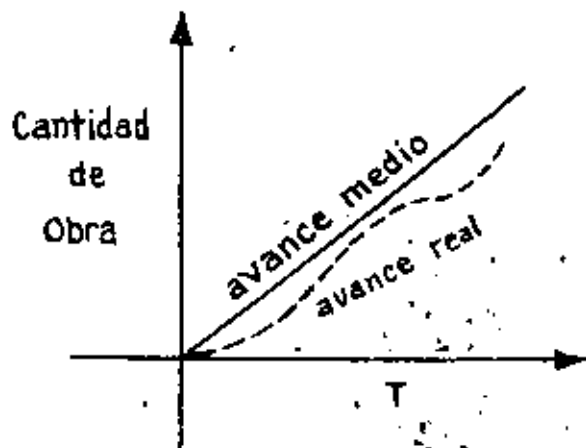


FIGURA 30

Para efectos de control, se llevará una gráfica de avances reales, superpuesta a esta gráfica de avances medios, que indicará la forma en que se está ejecutando el trabajo, ya en condiciones reales, y se puede por lo tanto, determinar en un momento dado si el avance está más o menos dentro de la previsión, teniendo en cuenta que se deberá obtener un curva similar a la indicada en la Fig. 29. De no suceder así, por ejemplo, si al 40% del tiempo la curva de avance real no tiende a subir sino que sigue con una pendiente suave, el trabajo está sufriendo un atraso, y es necesario investigar las causas por las que se está produciendo, para prever las medidas necesarias para remediarlo, con la ventaja de poder hacer una extrapolación, que aun cuando sea muy gruesa, puede dar una idea del tiempo de terminación, al seguir ejecutándose el trabajo, bajo esta condición de atraso.

Como con el método de la Ruta Crítica, se puede analizar la importancia que tiene cada actividad, con respecto al tiempo de duración total del proyecto, conociendo las holguras de cada trabajo se puede tomar una decisión adecuada, en cada caso en particular, cuando se producen atrasos, que pueden ser o no de trascendencia, de acuerdo con el grado de importancia de las actividades. Así, si una actividad sufre algún retraso, y se puede determinar de una manera gruesa, por extrapolación, el tiempo de terminación, si está dentro de su holgura bastará con verificar en cuánto se va a reducir ésta y cómo afecta esa reducción en las actividades que dependen de ella, aunque no sean inmediatas posteriores. Sabiendo cuánto afecta este retraso, se pueden tomar las medidas necesarias para remediarlo, y en caso de que no sea posible hacerlo en la actividad retrasada, si se puede prever lo que es necesario hacer en las actividades que siguen, con objeto de no volverlas críticas o semicríticas.

Si el atraso se produce en actividades críticas, es más fácil poder tomar una decisión adecuada, disponiendo de recursos en actividades no críticas, de preferencia las de mayor holgura, para subsanar el atraso, si no en esa actividad, en cualquiera otra posterior, a la que la reducirá el tiempo de ejecución con un incremento de recursos. Aún más, si se conocen las curvas de costos directos, de las actividades que siguen, se procurará acortar aquellas cuya pendiente de costos sea menor, aunque se aumente la duración de la actividad no crítica, de la cual se dispuso de una parte de sus recursos, sin sobrepasar la holgura total. Lo que se debe hacer, es de manera similar al caso mencionado en el párrafo anterior, o sea, se deben modificar las

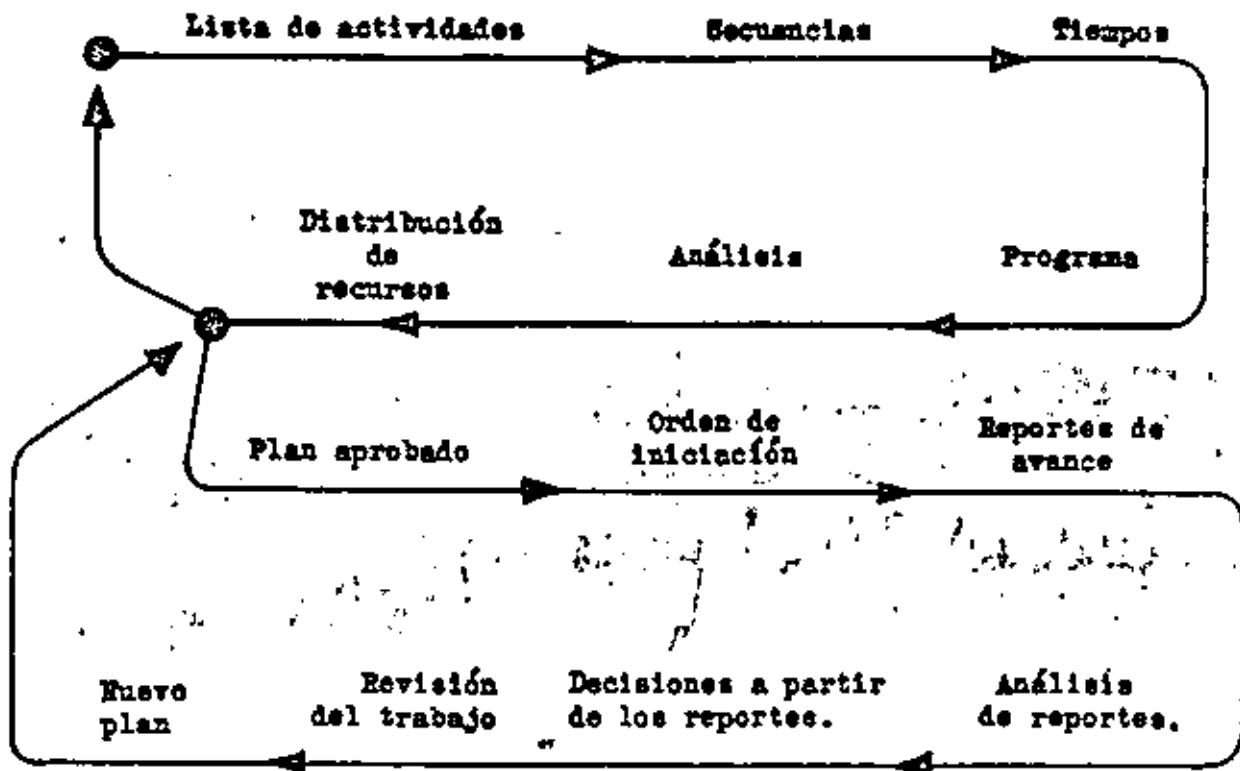
holguras de las actividades que resulten afectadas por el alargamiento en la actividad afectada.

De esta manera en muchas ocasiones se logra quitar el problema que puede provocar un atraso, sin necesidad de aumentar la cantidad de recursos disponibles en el proyecto, bastará con hacer una redistribución adecuada de los recursos disponibles, que en la mayoría de los casos son limitados, y que en caso necesario habría que importarlos a la obra dando ocasión a un atraso mayor, por la dificultad que se tendría en adquirirlos con urgencia. Esto se puede evitar haciendo un uso correcto

y racional de las holguras, y por consiguiente de los recursos disponibles.

Como se menciona al principio, para lograr resultados realmente satisfactorios, el método de la Trayectoria Crítica debe ser empleado para Planeación, Programación y Control de todas las actividades que intervienen en la realización de un proyecto, sin descuidar ninguno de estos tres aspectos que acabamos de analizar.

Este método lo podemos representar gráficamente mediante el ciclo dinámico siguiente:



9. Breve explicación del método PERT.

Como se menciona al final del Capítulo Primero existe otro método similar al de la Ruta Crítica (CMP) que tuvo su origen en la Marina de los Estados Unidos de América. Este método recibe el nombre de PERT (*Program Evaluation and Review Technique*).

La diferencia básica con el método de CPM radica en la forma de valuar los tiempos de ejecución de las actividades.

Para el CPM el tiempo de duración es uno solo, que está obtenido de la experiencia de las personas que hacen la estimación.

Para el PERT, la valuación del tiempo de ejecución de cada actividad, se hace utilizando la teoría de leyes de probabilidades. Es por lo tanto un procedimiento más realista que el CPM.

Para obtener el tiempo más probable de ejecución de cada actividad y por lo tanto, el tiempo más probable de ejecución total del proceso, se estiman, de acuerdo con datos estadísticos 3 tiempos:

El tiempo optimista es aquel tiempo más corto posible en el que la actividad puede ejecutarse.

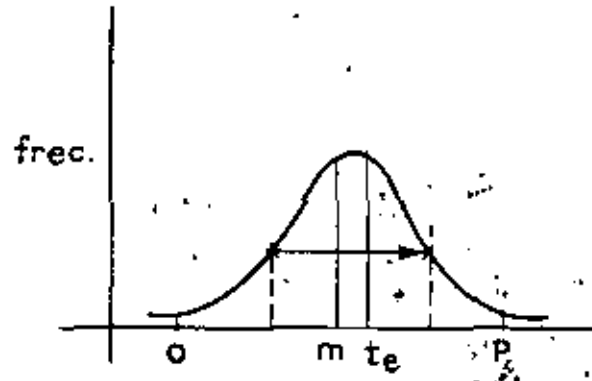
El tiempo medio, es aquel tiempo que puede ocurrir más a menudo, si la actividad se ejecuta varias

veces, exactamente en las mismas condiciones de trabajo.

Y el tiempo pesimista, es el tiempo más largo en que una actividad puede ejecutarse; puede ser aquel que se presenta una vez cada cien.

Estos tres tiempos pueden quedar representados por medio de una gráfica de frecuencias que recibe el nombre de Campana de Gauss.

En el diagrama de actividades, se deberán dibujar sobre cada flecha los tres tiempos estimados.



El tiempo más probable de ejecución de las actividades se puede obtener mediante la expresión:

$$te = \frac{o + 4m + p}{6}$$

Este es el tiempo con el que se trabaja para obtener los mismos resultados analizados en capítulos anteriores, o sea ruta crítica, y actividades no críticas con sus respectivas holguras, sólo hay que tomar muy en cuenta que los datos obtenidos corresponden a tiempos más probables de ejecución, que están sujetos a variación. Esta variación deberá estar dentro de ciertos límites dados por la expresión.

$$S = \frac{p-o}{6}$$

Que recibe el nombre de dispersión (standard deviation).

Si el valor de S es muy grande indicará que la estimación de los tiempos optimista y pesimista ha sido muy sobrada, y que es posible lograr un acortamiento en la duración de la actividad. Si por el contrario el valor de S es pequeño significará que

las estimaciones han sido hechas dentro de valores reales, y que no es factible hacer acortamientos de tiempo de consideración.

Por lo tanto, las actividades críticas, y las actividades no críticas producirán unas determinadas fechas, primera y última, de realización de los eventos, que serán las más probables dentro de los límites que marca la dispersión de aquellas actividades que determinan la fecha de aquéllos.

Para el método PERT es indispensable el control minucioso de la ejecución de cada actividad, así como la revisión continua del programa de trabajo.

10. Uso de computadoras electrónicas. Ventajas sobre el cálculo manual.

Como se ha visto, en el Método de la Ruta Crítica la técnica matemática no presenta problema para su manejo, pues aun cuando está basado en teorías perfectamente analizadas, se reduce a un sistema de sumas y restas que deben seguir una determinada rutina, ya sea para el análisis de Ruta Crítica, como para resolver el problema de Costos.

El problema, por lo tanto, se reduce a un problema mecánico. El cálculo manual es conveniente sin gran dificultad o posibilidad de error, en proyectos del orden de 150 a 200 actividades, o cuando por lejanía del proyecto sea difícil tener fácil acceso a computadoras electrónicas de cálculo, que solucionan el problema a grandes velocidades con la seguridad de no cometer errores.

Para tener una idea del tiempo de procesamiento, después de elaborar el diagrama y hacer las estimaciones de tiempo correspondientes, que es, y debe ser una labor netamente humana, el cálculo del programa, sin llegar a obtener el diagrama de barras, de un proyecto de 400 actividades podrá ejecutarse en unas 4 a 6 horas efectivas, con grandes posibilidades de error. En una computadora electrónica adecuada, el problema podrá ser resuelto en unos 4 minutos, y el programa de barras dado por la computadora en otros 3 o 4 minutos más.

El uso de computadoras electrónicas, para resolver problemas de Ruta Crítica, es bastante simple, ya que no es necesario elaborar las instrucciones a la máquina, pues en la mayor parte de las computadoras comerciales, existentes en México, se tienen ya las instrucciones propias, sea que se trate de CPM o de PERT.

Las instrucciones de máquina para CPM, de las computadoras IBM recibe el nombre LFSS.

Con esta gran ventaja bastará sólo con dar los siguientes datos, para perforar tarjetas o grabar cinta, de acuerdo con el tipo de computadora existente.

Los datos deberán ser: -

i nudo inicial de la actividad.

j nudo final de la actividad.

t tiempo de duración de la actividad.

Si se desea se puede dar la descripción de la actividad.

Con estos datos basta para que la computadora pueda analizarlos, y dar resultados en forma de tabla, similar a la usada en el cálculo manual.

La gran ventaja que se tiene con el uso de computadoras, es la de poder hacer el análisis de varias alternativas, hasta llegar a la solución adecuada, empleando un mínimo de tiempo, siempre y cuando las secuencias mostradas en el diagrama y los tiempos de ejecución estén correctamente estimados.

BIBLIOGRAFIA

¹ KELLEY, J. E. JR. y WALKER, M. R. *Critical Path, Planning and Scheduling*. Proc. Eastern Joint Computer Conference, 160-173. Boston. Diciembre 1-3, 1959.

² FELKERSON, D. R. *A Network Flow Computation for Project Cost Curves*. Management Science. Vol. 7. N° 2. Enero, 1961.

³ KELLEY, J. E. JR. *Critical Path, Planning and Scheduling*. Mathematical Basis Operation Research. Vol. 9. N° 3. Mayo-Junio, 1961.

⁴ GE 225 and CPM for Precise Project Planning. General Electric Computed Dept. Phoenix, Arizona. Christensen-Borg. M.

⁵ Publicaciones PERT. Superintendencia de Documentos. Government Printing Office. Washington 25, D. C.

⁶ Manual de Información General de PERT. IBM.

⁷ Aplicando el CPM. R. I. Martino. Revista Control Engineering. Febrero, 1963.

⁸ A non-computer approach to the CPM for the Construction Industry. Depto. de Ingeniería Civil. Stanford University, Calif.

⁹ Notas de lectura sobre GPS. Lloyd Cutcliffe. Massachusetts Institute of Technology. Cambridge 39, Massachusetts.

A P E N D I C E

ESTUDIO POR MEDIO DE LA TRAYECTORIA CRITICA PARA EL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DE UNA ZONA DE RIEGO

Con el fin de programar y planear las actividades que intervienen en el levantamiento topográfico de una zona de riego según las especificaciones que señala el Instructivo para Levantamientos Topográficos de la Dirección de Estudios y Proyectos, se empleó el Método de la Trayectoria Crítica.

Las condiciones de trabajo que se consideraron para esta programación, son las que generalmente se presentan en esta clase de trabajos, es decir, terrenos con vegetación exuberante, personal con experiencia suficiente, equipo necesario para la atención debida de los trabajos y el avance de éstos, el que normalmente se logra en la actualidad en las Brigadas de Estudios. Para la organización de las brigadas de brecha, trazo, nivelación y plan-

cheta, se consideraron formadas adecuadamente para el avance óptimo con el mínimo de personal.

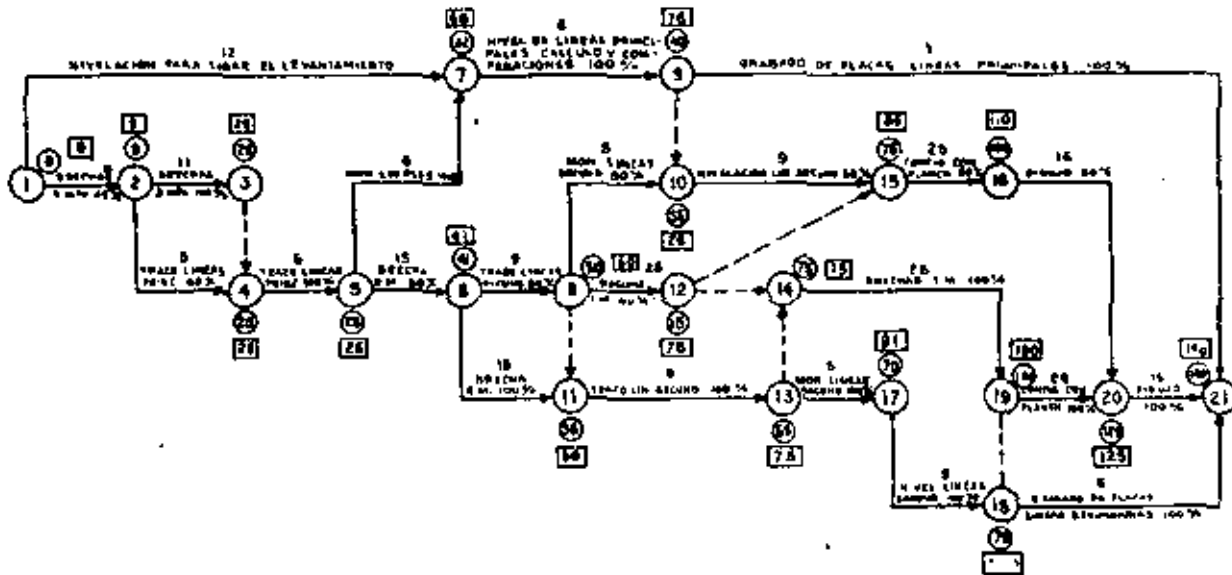
El sistema para el levantamiento tiene como apoyo principal una cuadrícula rectangular topográfica establecida con tránsito y cinta, formada por cuadros de 5 x 5 kilómetros con líneas intermedias paralelas cada kilómetro; estas líneas forman la cuadrícula, se monumentan cada kilómetro y después se nivelan de perfil con nivel fijo.

La configuración del terreno y la fijación de detalles se realiza por medio de la plancheta o tránsito y estadia, a escala 1:5 000, mediante brechas de anteojo apoyadas en la cuadrícula que permitan el acceso al configurador y estadaleros.

LISTA DE SECUENCIAS PARA EL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DE UNA ZONA DE RIEGO DE 10.000 HA.

| Número de la actividad | DESCRIPCION | SECUENCIAS INMEDIATAS | | DURACION EN DIAS |
|------------------------|---|-----------------------|---------|------------------|
| | | Antes | Después | |
| 1 | Nivelación diferencial para liga del levantamiento..... | — | 9 | 12 |
| 2 | Apertura de brechas principales de 3 m. de ancho en 45 % | — | 6-3 | 9 |
| 3 | Apertura de brechas principales de 3 m. de ancho en 100 % | 2 | 7 | 11 |
| 4 | Apertura de brechas secundarias de 2 m. de ancho en 50 % | 7 | 10 | 15 |
| 5 | Apertura de brechas secundarias de 2 m. de ancho en 100 % | 4 | 11 | 15 |
| 6 | Trazo de líneas principales en 45 % | 2 | 7 | 5 |
| 7 | Trazo de líneas principales en 100 % | 2-6 | 8-4 | 6 |
| 8 | Monumentación de líneas principales en 100 % | 7 | 9 | 6 |
| 9 | Nivelación de líneas principales, su cálculo y compensación en 100 % | 1-8 | 16-20 | 8 |
| 10 | Trazo de líneas secundarias en 50 % | 4 | 5-14-12 | 9 |
| 11 | Trazo de líneas secundarias en 100 % | 5-10 | 15-13 | 9 |
| 12 | Apertura de brechas de 1 m. de ancho para el levantamiento con plancheta en 50 % | 10 | 13-18 | 25 |
| 13 | Apertura de brechas de 1 m. de ancho para el levantamiento con plancheta en 100 % | 11-12 | 19 | 25 |
| 14 | Monumentación de líneas secundarias en 50 % | 10 | 16 | 5 |
| 15 | Monumentación de líneas secundarias en 100 % | 11 | 17 | 5 |
| 16 | Nivelación de líneas secundarias, su cálculo y compensación, y preparación de hojas de plancheta en 50 % | 14 | 18 | 9 |
| 17 | Nivelación de líneas secundarias, su cálculo y compensación, y preparación de hojas para plancheta en 100 % | 15 | 19-21 | 9 |
| 18 | Configuración y levantamiento de detalles con plancheta en 50 % | 12-16 | 19-22 | 25 |
| 19 | Configuración y levantamiento de detalles con plancheta en 100 % | 13-17 | 23 | 25 |
| 20 | Grabado placas de monumentos de líneas principales en 100 % | 9 | — | 3 |
| 21 | Grabado placas de monumentos de líneas secundarias en 100 % | 17 | — | 6 |
| 22 | Dibujo de planos en 50 % | 18 | 23 | 15 |
| 23 | Dibujo de planos en 100 % | 18-19 | — | 15 |

DIAGRAMA DE FLECHAS



FECHAS

| Actividad crítica | LISTA DE ACTIVIDADES | NUMERO DE ACTIVIDAD | | Duración | EMISIÓN | | TERMINACIÓN | | HOLGURA | |
|-------------------|-------------------------------|---------------------|-----|----------|---------|--------|-------------|--------|---------|--------|
| | | i | j | | Primera | Última | Primera | Última | Total | Libre |
| XX | Brecha 3 m. 45 % | 001 | 002 | 009 | 000000 | 000000 | 000000 | 000000 | 000000 | 000000 |
| XX | Brecha 3 m. 100% | 002 | 003 | 011 | 000009 | 000009 | 000020 | 000020 | 000000 | 000000 |
| | Trazo líneas principales 45% | 002 | 004 | 005 | 000000 | 000015 | 000014 | 000020 | 000006 | 000006 |
| XX | Virtual | 003 | 004 | 000 | 000020 | 000020 | 000020 | 000020 | 000000 | 000000 |
| XX | Trazo líneas principales 100% | 004 | 005 | 006 | 000020 | 000020 | 000026 | 000026 | 000000 | 000000 |
| XX | Brecha 2 m. 50% | 005 | 006 | 015 | 000026 | 000026 | 000041 | 000041 | 000000 | 000000 |
| XX | Nivelación para ligar Lev. | 001 | 007 | 012 | 000000 | 000020 | 000012 | 000032 | 000020 | 000020 |
| XX | Mon. de líneas Sec. 100% | 005 | 007 | 006 | 000026 | 000026 | 000032 | 000032 | 000000 | 000000 |
| XX | Trazo líneas Secund. 50% | 006 | 008 | 009 | 000041 | 000041 | 000050 | 000050 | 000000 | 000000 |
| XX | Nivel líneas principales | 007 | 008 | 008 | 000032 | 000032 | 000040 | 000040 | 000000 | 000000 |
| XX | Mon. líneas Secund. 50% | 008 | 010 | 006 | 000050 | 000050 | 000055 | 000055 | 000000 | 000000 |
| | Virtual | 009 | 010 | 000 | 000040 | 000055 | 000040 | 000055 | 000015 | 000015 |
| XX | Brecha 2 m. 100% | 006 | 011 | 015 | 000041 | 000041 | 000056 | 000056 | 000000 | 000000 |
| | Virtual | 008 | 011 | 000 | 000050 | 000056 | 000050 | 000056 | 000006 | 000006 |
| XX | Brecha 1 m. 50% | 008 | 012 | 025 | 000050 | 000050 | 000075 | 000075 | 000000 | 000000 |
| XX | Trazo líneas Secund. 100% | 011 | 013 | 009 | 000056 | 000056 | 000065 | 000065 | 000000 | 000000 |
| | Virtual | 012 | 014 | 000 | 000060 | 000075 | 000060 | 000075 | 000015 | 000005 |
| | Virtual | 013 | 014 | 000 | 000065 | 000075 | 000065 | 000075 | 000010 | 000000 |
| | Virtual | 010 | 015 | 009 | 000055 | 000066 | 000064 | 000075 | 000011 | 000000 |
| | Virtual | 012 | 015 | 000 | 000060 | 000075 | 000060 | 000075 | 000015 | 000004 |
| | Configuración Planch. 50% | 015 | 016 | 025 | 000064 | 000075 | 000089 | 000100 | 000011 | 000000 |
| XX | Mon. líneas Secund. 100% | 013 | 017 | 005 | 000065 | 000065 | 000070 | 000070 | 000000 | 000000 |
| XX | Nivel líneas Secund. 100% | 017 | 018 | 009 | 000070 | 000070 | 000079 | 000079 | 000000 | 000000 |
| | Brecha 1 m. 100% | 014 | 019 | 025 | 000065 | 000075 | 000100 | 000100 | 000010 | 000010 |
| | Virtual | 018 | 019 | 000 | 000079 | 000100 | 000079 | 000100 | 000000 | 000000 |
| | Dibujo 50% | 016 | 020 | 015 | 000089 | 000110 | 000104 | 000125 | 000021 | 000000 |
| | Configuración Planch. 100% | 019 | 020 | 025 | 000079 | 000100 | 000104 | 000125 | 000021 | 000000 |
| | Grab. Plac. Lín. Princ. 100% | 009 | 021 | 009 | 000140 | 000137 | 000140 | 000140 | 000000 | 000000 |
| | Grab. Plac. Lín. Sec. 100% | 019 | 021 | 009 | 000079 | 000134 | 000095 | 000140 | 000055 | 000031 |
| | Dibujo 100% | 020 | 021 | 015 | 000104 | 000125 | 000119 | 000140 | 000021 | 000000 |

TABLA DE TIEMPOS

| ACTIV | DESCRIPCION | CANT. BARRAS | DURAC. DINE | HT | HL | HL | Fecha Pri | | Fecha Ult | | SDD IMP | R | DIAGRAMA DE BARRAS | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------|-----------------------|--------------|-------------|----|----|-----|-----------|-----|-----------|-----|---------|---|--------------------|---|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|
| | | | | | | | Y | X | Y | X | | | 3 | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | 95 |
| 1-7 | Nivel Liger Laut. | | 12 | 56 | 20 | 20 | 0 | 18 | 56 | 68 | 7* | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1-2 | Brecha 3 mt. | 45% | 9 | 0 | 0 | 0 | 0 | 9 | 0 | 9 | + | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2-3 | - | 100% | 11 | 0 | 0 | 0 | 9 | 20 | 9 | 20 | + | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3-4 | Flecha de Ligo | | 0 | 0 | 0 | 0 | 20 | 20 | 20 | 20 | + | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4-5 | Trazo Lin. Pal | 100% | 6 | 0 | 0 | 0 | 20 | 26 | 20 | 26 | + | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2-4 | - | 45% | 5 | 6 | 6 | 6 | 9 | 14 | 15 | 20 | 1* | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 5-6 | Brecha 2 mt. | 50% | 15 | 0 | 0 | 0 | 26 | 41 | 26 | 41 | + | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 5-7 | Mon. Lin. Sec. | 100% | 6 | 36 | 0 | 0 | 26 | 32 | 67 | 68 | 5* | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 6-8 | Trazo Lin. Sec | 50% | 9 | 0 | 0 | 0 | 41 | 50 | 41 | 50 | + | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 8-11 | Brecha 4 mt. | 100% | 15 | 10 | 0 | 0 | 41 | 56 | 61 | 66 | 2* | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 7-9 | Nivel Lineas Pales. | | 8 | 36 | 0 | -36 | 32 | 40 | 63 | 75 | 5* | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 8-10 | Mon Lineas Sec. | 50% | 5 | 21 | 0 | 0 | 50 | 55 | 71 | 76 | 4* | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 8-11 | Flecha de Ligo. | | 0 | 16 | 6 | 6 | 50 | 50 | 66 | 66 | 3* | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 8-12 | Brecha Int. | 50% | 25 | 0 | 0 | 0 | 50 | 75 | 50 | 75 | + | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 9-10 | Flecha de Ligo | | 0 | 36 | 16 | -21 | 40 | 40 | 76 | 76 | 5* | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 9-21 | Grabar Placa Plas | | 3 | 97 | 97 | 61 | 40 | 43 | 137 | 140 | 8* | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 10-15 | Nivel Lin. Sec. | 33% | 3 | 21 | 11 | -10 | 55 | 64 | 76 | 85 | 4* | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 11-13 | Trazo Lin. Sec. | 100% | 9 | 10 | 0 | -10 | 58 | 65 | 66 | 75 | 2* | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 12-14 | Flecha de Ligo | | 0 | 0 | 0 | 0 | 75 | 76 | 75 | 75 | + | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 12-15 | Flecha de Ligo | | 0 | 10 | 0 | 0 | 75 | 76 | 85 | 85 | 2* | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 13-16 | Flecha de Ligo | | 0 | 10 | 10 | 0 | 65 | 65 | 75 | 75 | 2* | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 13-17 | Mon. Lin. Sec. | 100% | 5 | 21 | 0 | -10 | 65 | 70 | 86 | 91 | 4* | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 14-19 | Brecha Int. | 100% | 25 | 0 | 0 | 0 | 75 | 100 | 75 | 100 | + | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 15-18 | Conf. Planch. | 50% | 25 | 10 | 0 | -10 | 75 | 100 | 85 | 110 | 2* | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 16-20 | Dibujo | 50% | 15 | 10 | 10 | 10 | 100 | 115 | 110 | 125 | 2* | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 17-18 | Nivel Lin. Sec | 100% | 9 | 21 | 21 | 21 | 70 | 79 | 91 | 100 | 4* | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 18-19 | Flecha de Ligo | | 0 | 21 | 21 | 0 | 79 | 79 | 100 | 100 | 4* | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 19-20 | Conf. Planch. | 100% | 25 | 0 | 0 | 0 | 100 | 125 | 100 | 125 | + | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 18-21 | Grabar Plac. Lin. Sec | 100% | 6 | 35 | 35 | 36 | 79 | 85 | 139 | 140 | 6* | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 20-21 | Dibujo | 100% | 15 | 0 | 0 | 0 | 125 | 140 | 125 | 140 | + | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

+ Activ critica

Activ NO critica con holgura total

Fecha ultima de insercion





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

DISEÑO ESTRUCTURAL

ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ
JULIO DE 1979.



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
SUBSECRETARIA DE CONSTRUCCION
DIRECCION GENERAL DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION DE PROYECTOS

1

PROYECTO DEL PUENTE EN CRUCE DEL ARROYO " LA SOLEDAD" CON EL
CAMINO DEL ENTRONQUE DE LA CARRETERA A PUERTO VALLARTA - SAN
RAFAEL, JAL.

P-C-A

I N D I C E

1
2

CALCULOS

GENERALIDADES

CALCULOS HIDRAULICOS

CALCULO DE LA SUPERESTRUCTURA

CALCULO DE LOS CABALLETES NUMS. 1 Y 2

PLANOS

ANTEPROYECTO NUM. 1

ANTEPROYECTO NUM. 2

PLANO GENERAL

SUPERESTRUCTURA

CABALLETES NUMS. 1 Y 2

PARAPETO.

GENERALIDADES

GENERALIDADES. -

En el Distrito de Riego del Río Tomatlán, Jal., y dentro del llamado "Proyecto Tomatlán", se está llevando a cabo, al mismo tiempo que otras estructuras, la construcción de la red de caminos que tendrá la zona de riego mencionada.

En dicha red, se está terminando un tramo que tiene como origen de kilometraje el entronque del camino que va de Puerto Vallarta a Barra de Navidad y como final la Polbación de San Rafael, Jal.

Este tramo de camino, a la altura del Km. 3+616.00 atraviesa el llamado "Arroyo la Soledad", y por lo tanto es necesario contruir una estructura para dar paso a las aguas del mencionado arroyo. En este caso, la estructura que se recomendó fué un puente.

TIPO DE PUENTE. -

De acuerdo con los datos obtenidos de la Residencia de Construcción de Tomatlán, Jal., se procedió a elaborar dos anteproyectos (véanse hojas Núms. 5 y 6), mismos que se presentaron a la consideración de la Dirección de Proyectos de Grande Irrigación y Control de Ríos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, a través del Departamento de Canales.

El Ing. Sergio Gerardo Tena Orozco, Jefe del Departamento de Canales y con fecha 26 de julio próximo pasado nos hizo las siguientes recomendaciones verbales y definitivas para llevar a cabo el proyecto en cuestión:

1. - SUPERESTRUCTURA. -

Deberá ser a base de un tramo de losa con tres nervaduras, de concreto reforzado, de 30.00 m. de claro, con 7.50 m. de ancho de calzada, guarniciones de 0.80 m. y diseñada para soportar carga viva tipo HS-20

ANTEPROYECTOS 1 Y 2

(Véase el Plano General)

2. - PARAPETO. -

Será de concreto reforzado, a base de pilastras apoyando guarnición corrida y con remates rectos; de preferencia del tipo más usado para los puentes proyectados en esta Secretaría.

3. - SUBESTRUCTURA. -

Será a base de caballetes de concreto reforzado, desplantados por superficie, es decir, caballetes con diafragma, aleros y cabezal apoyados sobre machones ó columnas; éstos a su vez apoyados en contratabe y zapata.

4. - ELEVACIONES. -

Respecto a la rasante deberá respotarse la que fué enviada del campo (Elev. = 68.40).

El desplante de las subestructura estará como mínimo a 3.00 m. abajo del terreno natural en las márgenes del arroyo donde la capacidad del terreno es de 1.50 Kg/cm². Si el desplante se lleva a cabo un poco más abajo la resistencia varía a 2.50 Kg/cm².

Se escogió como desplante la elev. 60.20, para tener capacidad mayor en el terreno.

5. - OTRAS RECOMENDACIONES. -

El espacio libre vertical entre la máxima elevación de las aguas en el arroyo y la parte inferior de la superestructura no deberá ser menor de 1.00m.

CALCULOS HIDRAULICOS

CALCULOS HIDRAULICOS DEL ARROYO EN EL SITIO DE CRUCE. -

Estos cálculos nos fueron proporcionados por la Residencia de Construcción en Tomatlán, Jal., y por instrucciones del Jefe del Departamento de Canales, tras un estudio previo, nos indicó que podían tomarse como buenos, por lo tanto solo los consignaremos:

$$N.A.M.E., \text{ elev.} = 65.50$$

$$\text{Area de la Cuenca} = 11056 \text{ Has}$$

$$\text{Pendiente promedio del arroyo} = 0.002$$

$$\text{Gasto de la Cuenca} = 220 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Tirante de la Sección} = 3.77 \text{ m} \quad (\text{En el sitio de Cruce})$$

$$\text{Area de la Sección} = 100 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro mojado de la Sección} = 61.00 \text{ m}$$

$$\text{Radio hidráulico} = 1.639 \text{ m}$$

$$\text{Gasto en el sitio de cruce} = 207.90 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{Velocidad en la sección} = 2.079 \text{ m/seg.}$$

CALCULOS HIDRAULICOS BAJO EL PUENTE. -

(La plantilla en el sitio de cruce es sensiblemente plana)

Area bajo el puente:

$$A_{bp} = (17.40 + 1.5 \times 3.77) \times 3.77 = 85.41 \text{ m}^2$$

Velocidad bajo el puente:

$$V_{bp} = \frac{207.90}{85.41} = 2.43 \text{ m/seg}$$

Velocidad de llegada:

$$V_o = 2.079 \text{ m/seg}$$

Sobrelevación:

$$h = \frac{V_{bp}^2 - V_o^2}{2g} = \frac{2.430^2 - 2.079^2}{2 \times 9.81} = 0.08m$$

$$h = 8 \text{ cm.}$$

CALCULO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA

DESCRIPCION. -

La presente memoria corresponde al cálculo estructural de una losa para puente, con tres nervaduras, de concreto reforzado, tal como se muestra en el esquema de la hoja núm. 2, de acuerdo con los siguientes datos:

DATOS PARA EL PROYECTO. -

Claro = 30.00 m

Longitud total = 30.60 m

Ancho de la calzada = 7.50 m

Ancho de las guarniciones = 0.80 m

Ancho total del puente = 9.10 m

Ancho de la carpeta asfáltica = 6.50 m

Peralte de las guarniciones = 0.28 m

Espesor de la carpeta asfáltica = 0.03 m

Bombeo = 0.08 m (Perfil a dos aguas con 2% de pendiente)

Esviajamiento = 0° (El puente es normal al arroyo)

Número de nervaduras = 3

Parapeto tipo GD-1312-SRH, con remate recto.

Carga móvil tipo HS-20, en dos fajas de circulación

CONSTANTES DE CALCULO PARA EL CONCRETO REFORZADO. -

$$f_s = 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

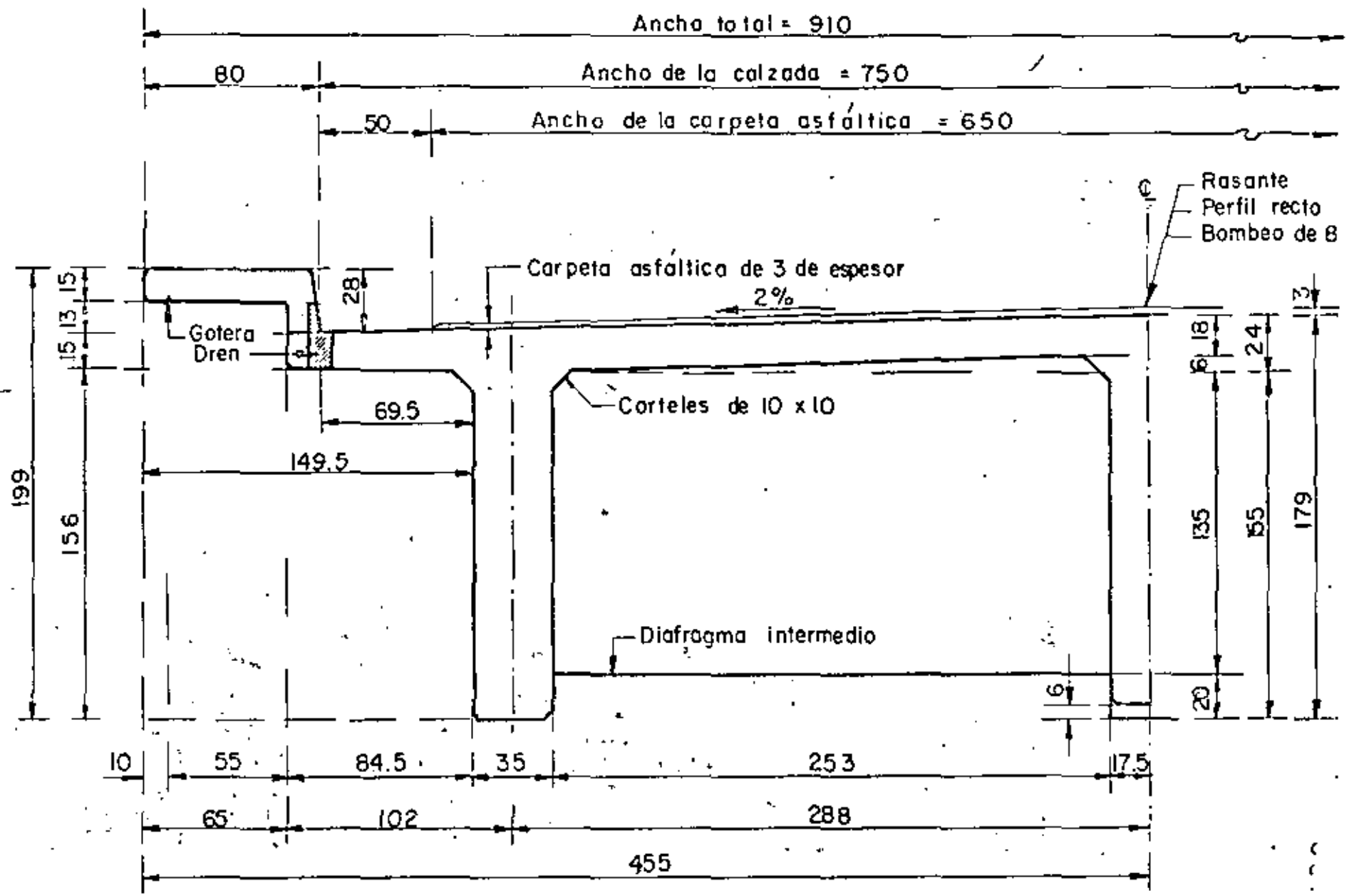
$$f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.40 f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$k = 0.330$$

$$J = 0.890$$



MEDIA SECCION NORMAL

P-C-A

$$K = 14.61 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0.262$$

SEPARACION ENTRE NERVADURAS. -

Esta separación se obtiene buscando el equilibrio entre los momentos de la parte que queda en voladizo y el de la parte central, con respecto a los paños de la nervadura.

1. - LOSA EN VOLADIZO. -

a). - Por carga muerta

$$\text{Parapeto tipo} = 150 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Braço} = 1.495 - 0.125 = 1.37 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 150 \times 1.37 = 206 \text{ Kg-m/m}$$

$$\text{Guarnición} = 0.65 \times 0.15 \times 2400 = 234 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Braço} = 1.495 - 0.325 = 1.17 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 234 \times 1.17 = 274 \text{ Kg-m/m}$$

$$\text{Guarnición} = 0.135 \times 0.28 \times 2400 = 91 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Braço} = 0.845 - 0.068 = 0.78 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 91 \times 0.78 = 70 \text{ Kg-m/m}$$

$$\text{Losa en voladizo} = 0.17 \times 0.845 \times 2400 = 345 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Braço} = \frac{0.845}{3} \left(\frac{0.15 + 2 \times 0.18}{0.15 + 0.18} \right) = 0.435 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 345 \times 0.435 = 151 \text{ Kg-m/m}$$

$$\text{Asfalto en el voladizo} = 0.195 \times 0.03 \times 2200 = 13 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Brazo} = 0.098 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 13 \times 0.098 = 1 \text{ Kg} - \text{m/m}$$

$$\leq M = 702 \text{ Kg} - \text{m/m}$$

b). - Por carga viva. - (Rueda o un pié de la guarnición)

$$P = 7257 \text{ Kg.}$$

$$X = 0.695 - 0.305 = 0.39 \text{ m}$$

$$E = 0.80 X + 1.143 = 0.80 \times 0.39 + 1.143 = 1.455 \text{ m}$$

$$I = \frac{15.24}{30 + 38.10} = 0.224 \quad (22.4\% \text{ de la carga viva})$$

$$M_{cv+I} = 1.224 \frac{PX}{E} = \frac{1.224 \times 7257 \times 0.39}{1.455} = 2381 \text{ Kg-m/m}$$

Por tanto, el momento total en el voladizo vale:

$$M_{vol.} = 702 + 2381 = 3083 \text{ Kg} - \text{m/m}$$

2. - LOSA ENTRE NERVADURAS

a). - Por carga muerta

$$\text{Peso propio de la losa} = 0.18 \times 2400 = 432 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso de la carpeta asfáltica} = 0.03 \times 220 = \frac{66}{498} \text{ Kg/m}^2$$

$$M = \frac{498 \times 2.53^2}{10} = 319 \text{ Kg-m/m}$$

b). - Por carga viva. - (Rueda en el q_1 entre nervaduras)

$$E = 0.063S + 1.42 \quad ; \quad S = 2.53 \text{ m}$$

$$E = 0.063 \times 2.53 + 1.42 = 1.579 \text{ m}$$

$$M = 1.224 \frac{P}{5E} S = \frac{1.224 \times 7257 \times 2.53}{5 \times 1.579} = 2846 \text{ Kg-m/m}$$

El valor del momento total entre nervaduras es:

$$M_{\text{nervs}} = 319 + 2846 = 3165 \text{ Kg-m/m}$$

Como $M_{\text{vol.}} \approx M_{\text{nervs}}$ se acepta la separación propuesta. -

DISEÑO DE LA LOSA

$$d = \alpha \sqrt{M} = 0.262 \sqrt{3165} = 14.74 \text{ cm.}$$

Se adopta: $d = 15 \text{ cm}$; $r = 3 \text{ cm}$; $h = 18 \text{ cm}$.

a). - Acero principal de refuerzo. - (A_{sp})

$$A_{sp} = \frac{316500}{1800 \times 0.89 \times 15} = 13.17 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 5C a cada 15 cm ($A_{sp} = 13.20 \text{ cm}^2$) y se doblarán a una distancia $X = 0.354 \times 2.53 = 0.90 \text{ m}$ a partir del centro del claro entre dos nervaduras y medido sobre el semiperalte.

b). - Acero para distribución. - (A_{sd})

$$\% \text{ de } A_{sp} = \frac{100}{\sqrt{3.285 \times 5}} = \frac{100}{\sqrt{3.285 \times 2.53}} = 34.71\%$$

$$\text{Entonces } A_{sd} = 0.3471 \times 13.20 = 4.58 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 27 cm.

c). - Acero por temperatura. - (A_{st})

$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 18 = 2.70 \text{ cm}^2$$

El cálculo nos da varillas 4C a cada 47 cm, pero para estar acordes con los demás espaciamientos ya calculados, las colocaremos de la siguiente manera:

Vars. 4C a cada 27 cm en el sentido paralelo al eje del camino

Vars. 4C a cada 30 cm en el sentido perpendicular al eje del camino

d). - Acero adicional (bastones) sobre los diafragmas. - (A_{so})

$$A_{so} = 50\% \text{ de } A_{sp}$$

$$A_{so} = 0.50 \times 13.20 = 6.60 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 5C a cada 27 cm. y serán de una longitud $L = 0.25S + 0.50 = 0.25 \times 2.53 + 0.50 = 1.15 \text{ m}$ a partir del paramento de cada diafragma, es decir, que los basto-

nes tendrán una longitud total de $2 \times 1.15 + 0.20 = 2.50$ m.

DISEÑO DE LAS NERVADURAS POR FLEXION. -

Grado de Rigidez de la Estructura. -

Se investigará si es de aplicarse el criterio de Courbón o de Leonhardt.

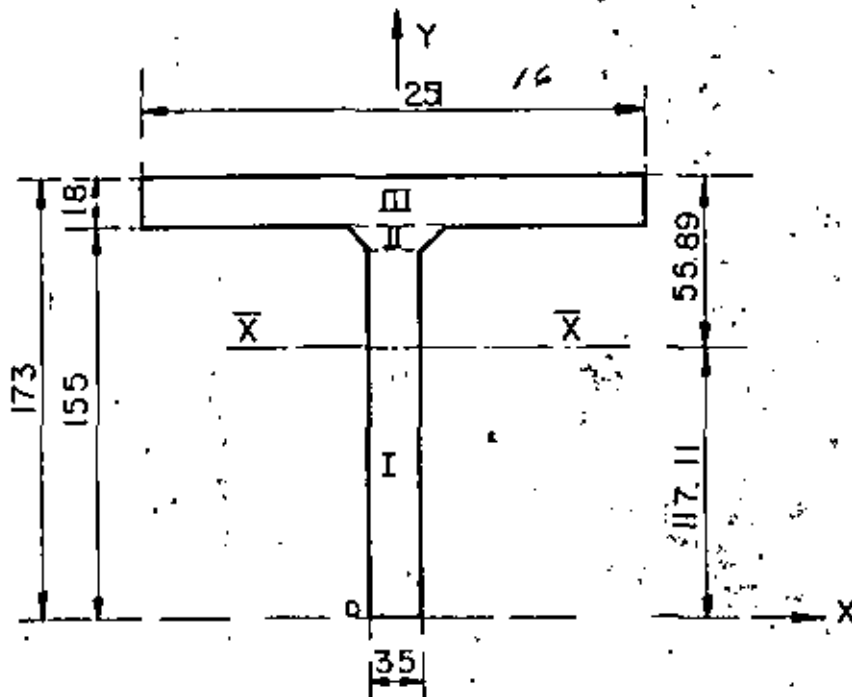
Para esto encontraremos las características geométricas de las secciones de las nervaduras y diafragmas.

Para la nervadura el ancho efectivo del patín será:

$$b = \frac{L}{4} = \frac{3000}{4} = 750 \text{ cm}$$

$$b = \text{c.a. c. de nervaduras} = 288 \text{ cm}$$

$$b = 12t + b' = 12 \times 18 + 35 = 251 \text{ cm} \quad \leftarrow \text{Rige}$$



En la zona (II) el centro de gravedad vale:

$$\bar{Y}_{II} = \frac{10}{3} \left(\frac{2 \times 55 + 35}{55+35} \right) = 5.37 \text{ cm.}$$

$$A_{II} = (55+35) \cdot 0.5 \times 10 = 450 \text{ cm}^2$$

El centro de gravedad de toda la sección es:

$$\bar{X} = 0 \quad (\text{La sección es simétrica})$$

$$\bar{Y} = \frac{145 \times 35 \times 72.5 + 450 \times 149.37 + 251 \times 18 \times 164}{5075 + 450 + 4518}$$

$$\bar{Y} = 117.11 \text{ cm}$$

Por lo tanto el momento de inercia respecto al eje $\bar{X}-\bar{X}$ será:

$$I_{xxI} = \frac{35 \times 145^3}{12} + 5075 \times 44.61^2 = 18\,991\,337 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxII} = \frac{10^3 (55^2 + 4 \times 55 \times 35 + 35^2)}{36 (55 + 35)} + 450 \times 33.26^2 = 501\,491 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxIII} = \frac{251 \times 18^3}{12} + 4518 \times 46.89^2 = 10\,055\,587 \text{ cm}^4$$

$$I_{xx \text{ tot}} = \frac{29\,548\,415 \text{ cm}^4}{}$$

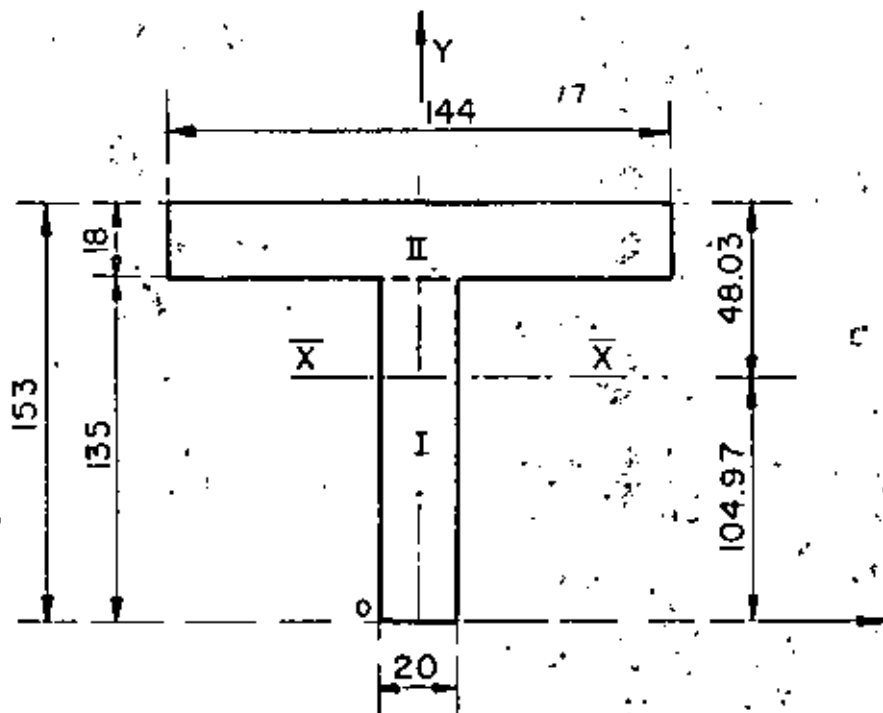
$$- \int L = 0.2955 \text{ m}^4$$

Para el diafragma, el ancho efectivo del patín valdrá:

$$b = \frac{L'}{4} = \frac{576}{4} = 144 \text{ cm} \quad \leftarrow \text{Rige}$$

$$b = \text{c.a.c. de diafragma} = 600 \text{ cm}$$

$$b = 12t + b' = 12 \times 18 + 20 = 236 \text{ cm}$$



$$\bar{X} = 0$$

$$\bar{Y} = \frac{20 \times 135 \times 67.5 + 144 \times 18 \times 144}{2700 + 2592} = 104.97 \text{ cm}$$

$$\bar{Y} = 104.97 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el momento de inercia respecto al eje $\bar{X} - \bar{X}$ será:

$$I_{xxI} = \frac{20 \times 135^3}{12} + 2700 \times 37.47^2 = 7\,891\,427 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxII} = \frac{144 \times 18^3}{12} + 2592 \times 39.03^2 = 4\,018\,484 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxtot} = 11\,909\,911 \text{ cm}^4$$

$$J_1 = 0.1191 \text{ m}^4$$

CALCULO DEL VALOR DE "λ" .-

$$\text{De la ecuación } \lambda = \frac{1}{2L} \sqrt[4]{\frac{L}{J_1} \left(\frac{N}{n} \frac{P L}{P L} \right)} \leq 0.30$$

De donde:

$$l = \text{Distancia entre nervaduras extremas} = 5.76 \text{ m}$$

$$L = \text{Longitud del puente} = 30.00 \text{ m}$$

$$N = \text{Número de nervaduras} = 3$$

$$n = \text{Número de diafragmas intermedios} = 4$$

$$I_L = \text{Momento de inercia centroidal de la nervadura} = 0.2955 \text{ m}^4$$

$$I_1 = \text{Momento de inercia centroidal del diafragma} = 0.1191 \text{ m}^4$$

$$\text{Por lo tanto: } \lambda = \frac{5.76}{2 \times 30.00} \sqrt[4]{\frac{30.00}{5.76} \left(\frac{3 \times 0.2955}{4 \times 0.1191} \right)} = 0.1694$$

Como $\lambda = 0.1694 < 0.30$, usaremos el Método de Courbón para investigar los estados críticos de carga para cada una de las nervaduras, de acuerdo con las siguientes hipótesis:

1. - La deformación de los diafragmas, por efectos de excentricidad transversal de las cargas, se verifica según una recta, lo cual implica admitir una rigidez infinitamente grande en dichos diafragmas.

2. - La parte de la carga que toma cada una de las nervaduras es proporcional a su momento de inercia y al asentamiento en la misma nervadura, producido por las cargas aplicadas, teniendo en cuenta la primera hipótesis.

Del folleto "Taboleiros de Pontes como Grelha pelo Método de Engesser-Courbón", página 38, tenemos:

$$R_i = \frac{P}{n} \left[1 + 6 \frac{2i - (n+1)}{n^2 - 1} \frac{e}{E} \right]$$

En donde:

R = Carga correspondiente a la nervadura "i"

i = Rango de la nervadura en estudio

n = Número de nervaduras.

e = Excentricidad de la carga viva considerado

E = distancia entre ejes de nervaduras

p = Carga total sobre las nervaduras

De acuerdo con esto, la ecuación anterior se simplifica en:

$$R_i = \frac{P}{3} \left[1 + 6 \cdot \frac{2i - 4}{8} \times \frac{e}{2.88} \right]$$

$$R_i = \frac{P}{3} \left[1 + 6 \cdot \frac{2 \cdot (i - 2)}{8} \cdot \frac{e}{2.88} \right]$$

$$R_i = \frac{P}{3} \left[1 + 0.5208 \cdot (i - 2) \cdot \frac{e}{2.88} \right]$$

Antes de aplicar la fórmula 1, calcularemos las solicitaciones que afectan a las nervaduras.

CUBICACIONES DE LA SUPERESTRUCTURA. -

1.- Losa, Guarnición, Corteles y Nervaduras. -

$$\text{Guarnición} = 0.65 \times 0.15 = 0.0975 \text{ m}^2$$

$$\text{Guarnición} = 0.135 \times 0.28 = 0.0378 \text{ m}^2$$

$$\text{Voladizo} = 0.17 \times 1.02 = 0.1734 \text{ m}^2$$

$$\text{Losa} = 0.18 \times 2.88 = 0.5184 \text{ m}^2$$

$$\text{Nervaduras} = (0.35 \times 1.55) \cdot 1.5 = 0.8138 \text{ m}^2$$

$$\text{Corteles} = (0.10^2 \times 0.5) \cdot 3 = 0.0150 \text{ m}^2$$

$$0.5A = 1.6559 \text{ m}^2$$

$$A = 3.3117 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso por metro} = 3.3117 \times 1.00 \times 2400 = 7948 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso total} = 7948 \times 30.60 = 243\,211 \text{ Kg.}$$

2.- DIAFRAGMAS EXTREMOS. -

$$A = 1.58 \times 2.53 - 0.10^2 \times 0.5 \quad \times 2 = 3.9874 \text{ m}^2$$

$$V = 3.9874 \times 0.20 = 0.7975 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de un diafragma} = 0.7975 \times 2400 \times 2 = 3828 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso de dos diafragmas} = 3828 \times 2 = 7656 \text{ Kg.}$$

3. - CUATRO DIAFRAGMAS INTERMEDIOS. -

$$A = 1.38 \times 2.53 - 0.010 = 3.4814 \text{ m}^2$$

$$V = 3.4814 \times 0.20 = 0.6963 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de un diafragma} = 0.6963 \times 2400 \times 2 = 3342 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso de 4 diafragmas} = 3342 \times 4 = 13369 \text{ Kg.}$$

4. - CARPETA ASFALTICA DE 0.03 m DE ESPESOR. -

$$\text{Peso por metro} = 0.03 \times 6.50 \times 2200 = 429 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso total} = 429 \times 30.60 = 13127 \text{ Kg.}$$

5. - PARAPETO TIPO T-9.1.1, CON REMATES RECTOS. -

$$\text{Peso por metro} = 150 \times 2 = 300 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso total} = 300 \times 30.60 = 9180 \text{ Kg.}$$

6. - PESO TOTAL DE LA SUPERESTRUCTURA. -

$$P = 243\,211 + 7656 + 13369 + 13127 + 9180 = 286\,543 \text{ Kg.}$$

DETERMINACION DE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES.

1. - POR CARGAS PERMANENTES UNIFORMES. -

| | |
|----------|----------|
| Parapeto | 300 Kg/m |
|----------|----------|

| | |
|---------------------------------|--------|
| Losa, guarniciones y nervaduras | 7948 " |
|---------------------------------|--------|

Carpeta asfáltica

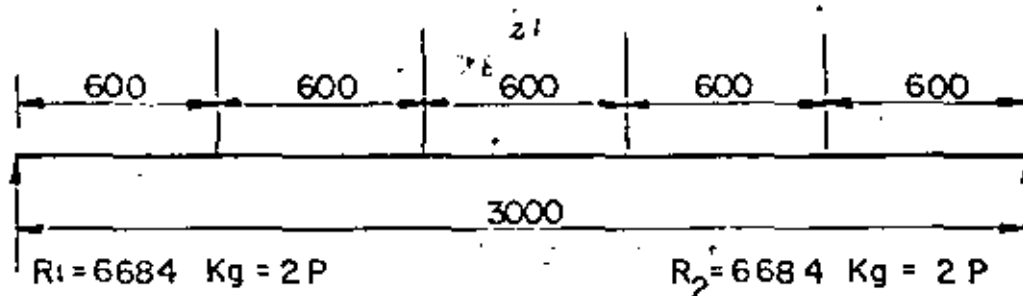
$$\omega_{cm} = \frac{429 \text{ Kg/m}}{8677 \text{ Kg/m}}$$

$$M_1 = \frac{8677 \times 30^2}{8} = 976\,163 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

2. - POR CARGAS PERMANENTES CONCENTRADAS. -

(Intervienen los diafragmas intermedios únicamente)

$$P = 3342 \text{ Kg.}$$



$$M_{\frac{2}{2}} = \frac{3 P L}{5} = \frac{3 \times 3342 \times 30}{5} = 60\,156 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

El momento total por carga permanente vale:

$$M_{cm} = 1036\,319 \text{ Kg} \cdot \text{m.}$$

Teniendo en cuenta la segunda hipótesis ya mencionada anteriormente para las cargas permanentes, ya que estas son simétricas, es decir, la excentricidad vale $e = 0$, y las nervaduras tienen igual momento de inercia, cada nervadura tomará una tercera parte del momento total por carga permanente, esto es:

$$M_{cm} \text{ por nervadura} = \frac{1036\,319}{3} = 345\,440 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

3. - POR CARGA MOVIL. -

Del apéndice "A", página 163 de las Especificaciones de Puentes para Caminos, edición de noviembre de 1964; para una carga móvil tipo HS-20, en una faja de circulación se tendrá : (Interpolando)

M = 206 737 Kg - m/faja

R = 29 563 Kg / faja

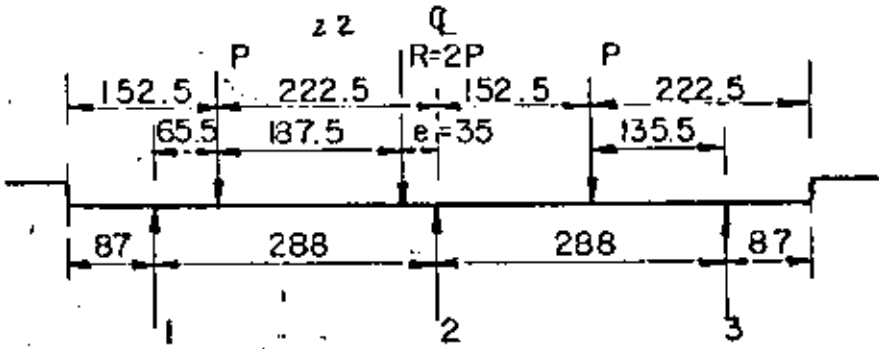
Teniendo en cuenta el impacto ya calculado y las dos fajas de circulación:

Mcv + I = 1.224 x 2 x 206 737 = 506 092 Kg - m

Rcv + I = 1.224 x 2 x 29563 = 72370 Kg.

4: - FACTOR DE CONCENTRACION. - (Coeficientes)

Se hará uso de la ecuación 1 acomodando las cargas de los camiones, según lo indica el artículo 2.7 de las especificaciones AASHO:



De acuerdo con ésta posición vemos la excentricidad vale e = 0.35, por lo tanto, sustiye-

do valores en la ecuación 1 de la hoja 21:

$$R_i = \frac{M}{3} \left[-1 + 0.5208 (i - 2) - 0.35 \right] = \frac{M}{3} \left[(1 + 0.1823 (i - 2)) \right]$$

Por otra parte, $\frac{M}{3} = \frac{506\,092}{3} = 168\,697 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

Tabulando

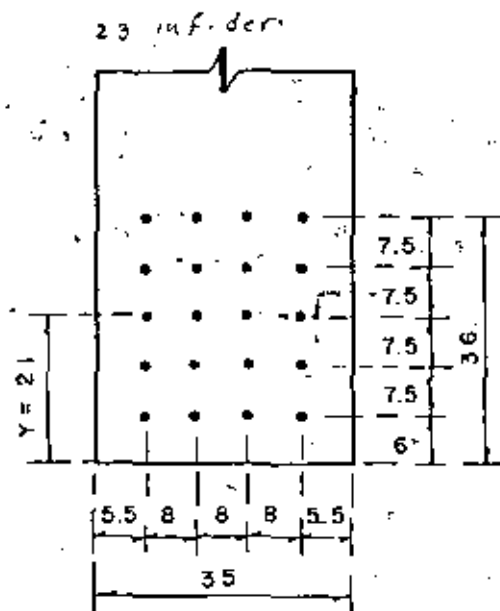
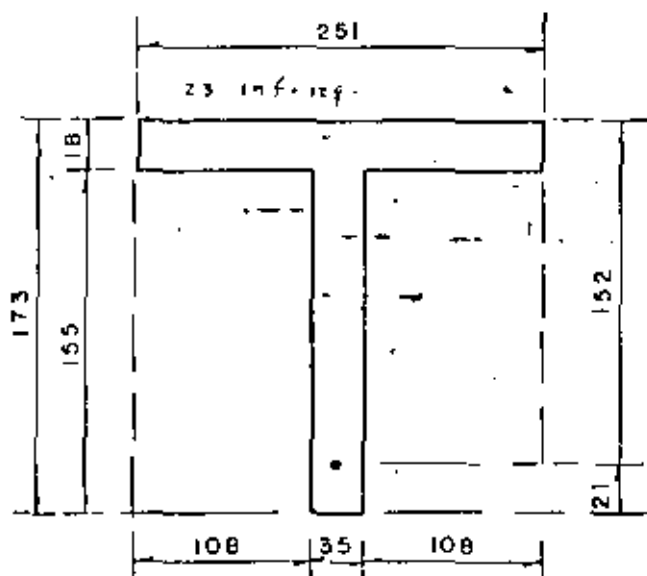
23 SUP

| NERV. | i | i - 2 | -0.1823 (i - 2) | 1 + 0.1823 (i - 2) | R _i |
|-------|---|-------|-----------------|--------------------|----------------|
| 1 | 1 | -1 | -0.1823 | +0.8177 | 137944 |
| 2 | 2 | 0 | 0 | +1.0000 | 168691 |
| 3 | 3 | +1 | +0.1823 | +1.1823 | 199451 |

Finalmente, ya conocemos el momento máximo total en la nervadura más fatigada y vale:

$$M_{tot} = 345\,440 + 199\,451 = 544\,891 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

DISEÑO DE LA NERVADURA



De acuerdo con las figuras anteriores, proponemos la sección y el acero de refuerzo principal, consistiendo éste en 20 varillas 12C, esto es, $A_s = 11.40 \times 20 = 228 \text{ cm}^2$

PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO. - (k_d)

Usaremos el "Método Aproximado", es decir, despreciando la compresión en el nervio; de acuerdo con esto se tiene que:

$$k_d = \frac{b t^2 + 2n A_s d}{2b t + 2n A_s}$$

$$b t^2 = 251 \times 18^2 = 81324 \text{ cm}^3$$

$$2n A_s d = 2 \times 9 \times 228 \times 152 = 623808 \text{ cm}^3$$

$$2b t = 2 \times 251 \times 18 = 9036 \text{ cm}^2$$

$$2n A_s = 2 \times 9 \times 228 = 4104 \text{ cm}^2$$

$$\text{Entonces } k_d = \frac{81324 + 623808}{9036 + 4104} = 53.66 \text{ cm}$$

Como $53.66 \text{ cm} > 18 \text{ cm}$, decimos que la viga efectivamente trabaja como viga "T".

CALCULO DEL VALOR "Z". -

$$Z = \frac{t}{3} \left(\frac{3 k_d - 2t}{2 k_d - t} \right)$$

$$Z = \frac{18}{3} \left(\frac{3 \times 53.66 - 2 \times 18}{2 \times 53.66 - 18} \right) = 8.40 \text{ cm}$$

$$\therefore J_d = d - Z = 152 - 8.40 = 143.60 \text{ cm}$$

ESFUERZOS DE TRABAJO. -

$$f_s = \frac{M}{A_s J_d} = \frac{54\,489\,100}{228 \times 143.60} = 1664 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1664 \text{ Kg/cm}^2 < 1800 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

$$f_c = f_s \left[\frac{k_d}{n(d - k_d)} \right] = 1664 \left[\frac{53.66}{9(152 - 53.66)} \right] = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$100 \text{ Kg/cm}^2 \cong 100 \text{ Kg/cm}^2 \therefore$ bien

$$f_s = f_s \left[\frac{(d - kd) + (\bar{Y} - r)}{(d - kd)} \right] = 1664 \left[\frac{9834 + 15}{94.34} \right] = 1917 \text{ Kg/cm}^2$$

$f_s = 1917 \text{ Kg/cm}^2 < 2000 \text{ Kg/cm}^2 \therefore$ bien

En conclusión, se acepta la sección propuesta.

ACERO ADICIONAL EN LAS CARAS DE LAS NERVADURAS. -

Según las recomendaciones del Departamento de Puentes de la Dirección General de Carreteras Federales, de la Secretaría de Obras Públicas, para peraltes mayores de 1.40 m el re fuerzo adicional en cada cara de la nervadura será del 4% del acero principal, es decir:

$$A_s = 0.04 \times 228 = 9.12 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 5 varillas 5C a cada lado de la nervadura y este mismo refuerzo será aplicado a las caras de los diafragmas.

REVISION POR FUERZA CORTANTE. -

1. - EN LOS APOYOS.

a). - Por carga permanente

$$V_{cm} = \frac{w_{cm}}{3} \frac{L}{2} + \frac{2P}{3}$$

$$V_{cm} = \frac{8677 \times 30.00}{3 \times 2} + \frac{2 \times 3342}{3} = 45613 \text{ Kg}$$

b). - Por carga móvil más impacto. -

De acuerdo con lo obtenido en la hoja núm. 24

$$V_{cv} + i = 29563 \times 1.224 \times 1.182 = 42771 \text{ Kg.}$$

Entonces el cortante total en el apoyo, vale:

$$V_{ap} = 88384 \text{ Kg}$$

Por otra parte, si suponemos que hasta el apoyo llegan 8 varillas 12C, (las 12 restan-

tes se doblarán), de las 20 que tiene la sección, tendremos:

$$A_s = 8 \times 11.40 = 91.20 \text{ cm}^2$$

$$d = 173 - 9.75 = 163.25 \text{ cm}$$

$$J_d = d - 0.5t = 163.25 - 9 = 154.25 \text{ cm}$$

También observamos que según el Código ACI - 318 - 63

Artículo 1205, se tiene que para secciones con refuerzo en el alma, el cortante permisible vale:

$$\sqrt{v}_{perm} = 1.32 \sqrt{f'_c} = 1.32 \sqrt{250} = 20.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{El esfuerzo calculado es: } \sqrt{v}_{calc} = \frac{V}{bd}$$

$$\sqrt{v}_{calc} = \frac{88384}{35 \times 154.25} = 16.37 \text{ Kg/cm}^2$$

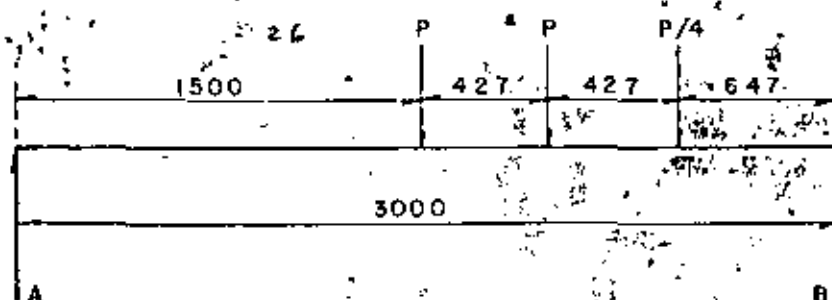
$$16.37 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ bien}$$

2. - EN EL CENTRO DEL CLARO

a). - Por carga permanente

$$V_{cm} = 0$$

b). - Por carga móvil. - (P = 14515 Kg)



$$R_a = \frac{14515 (15.00 + 10.73) + 3629 \times 6.46}{30.0} = 13230 \text{ Kg.}$$

$$\text{Entonces } V_d \text{ cv}^2 + 1 = 13230 \times 1.224 \times 1.182 = 19141 \text{ Kg.}$$

$$\text{Por lo tanto: } V_d \text{ total} = 19141 \text{ Kg.}$$

REVISION POR ADHERENCIA. -

Del mismo Código ACI, Artículo 1301, se tiene que para varillas del techo superior el esfuerzo permisible de adherencia vale:

$$\mu_{\text{perm}} = \frac{2.3 \sqrt{f_c}}{D} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{3.81} = 9.54 \text{ Kg/cm}$$

$$\text{Por otra parte: } \leq_o = \frac{4 A_s}{D} = \frac{4 \times 91.20}{3.81} = 95.75 \text{ cm}$$

$$\text{Entonces } \mu_{\text{calc.}} = \frac{V}{\leq_o J_d} = \frac{88\,384}{95.75 \times 154.25} = 5.98 \text{ Kg/cm}^2$$

$$5.98 \text{ Kg/cm}^2 < 9.54 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

DOBLADO DE VARILLAS. -

Al considerar que la variación de los momentos máximos es la de una parábola de 2º grado, las distancias a las cuales pueden doblarse las varillas, a partir del centro del claro, están dados por la siguiente expresión:

$$X = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{A_d}{A_t}} = 15 \sqrt{\frac{A_d}{A_t}}$$

donde:

A_d = Area del acero por doblar

A_t = Area total del acero principal en la sección considerada

L = claro del puente.

De las 20 varillas que se tienen en la sección, se doblarán 12, corriendo las 8 restantes

hasta el apoyo. De acuerdo con esto elaboraremos la siguiente tabla.

2 P

| VARILLA DOBLADA | Ad / At | Ad / At | X real (m) | X adoptada (m) |
|-----------------|---------|---------|------------|----------------|
| 1 | 0.05 | 0.224 | 3.354 | 3.295 |
| 2 | 0.10 | 0.316 | 4.743 | 4.545 |
| 3 | 0.15 | 0.387 | 5.810 | 5.745 |
| 4 | 0.20 | 0.447 | 6.708 | 6.895 |
| 5 | 0.25 | 0.500 | 7.500 | 7.920 |
| 6 | 0.30 | 0.548 | 8.216 | 8.970 |
| 7 | 0.35 | 0.592 | 8.874 | 9.970 |
| 8 | 0.40 | 0.633 | 9.488 | 10.920 |
| 9 | 0.45 | 0.671 | 10.062 | 11.745 |
| 10 | 0.50 | 0.707 | 10.607 | 12.545 |
| 11 | 0.55 | 0.742 | 11.124 | 13.245 |
| 12 | 0.60 | 0.775 | 11.619 | 13.845 |

CONSIDERACIONES QUE DEBERAN TOMARSE EN CUENTA PARA EL REFUERZO EN EL ALMA. -

(Basadas en las especificaciones del Código ACI-318-63, a excepción de la primera consideración)

- 1.- Se considera que el concreto no toma tensión diagonal.
- 2.- Toda la tensión diagonal la tomarán las barras dobladas y los estribos verticales.

3. - Los estribos verticales deberán absorber por lo menos la cuarta parte del cortante máximo en los apoyos, en los cuartos extremos de la nervadura.
4. - La distancia de la cara interior de la placa de apoyos a la primera barra doblada, medida sobre la línea a la mitad del peralte total deberá ser $\leq 0.5 d$
5. - La distancia entre dos barras dobladas, medida horizontalmente a éstas deberá ser $\leq Jd$
6. - La distancia entre el eje de apoyos y el primer estribo vertical deberá ser $\leq 0.25 d$
7. - La distancia entre dos estribos verticales deberá ser $\leq 0.5 d$

TENSION DIAGONAL EN VARILLAS DOBLADAS Y ESTRIBOS. -

a). - La tensión diagonal tomada por una varilla 12C, doblada a 45° , está dada por la siguiente expresión:

$$V_{vd} = \frac{A_s f_s Jd}{S \sin 45^\circ} = \frac{11.40 \times 1800 \times 154.25}{0.70711 S} = \frac{4\,476\,263}{S}$$

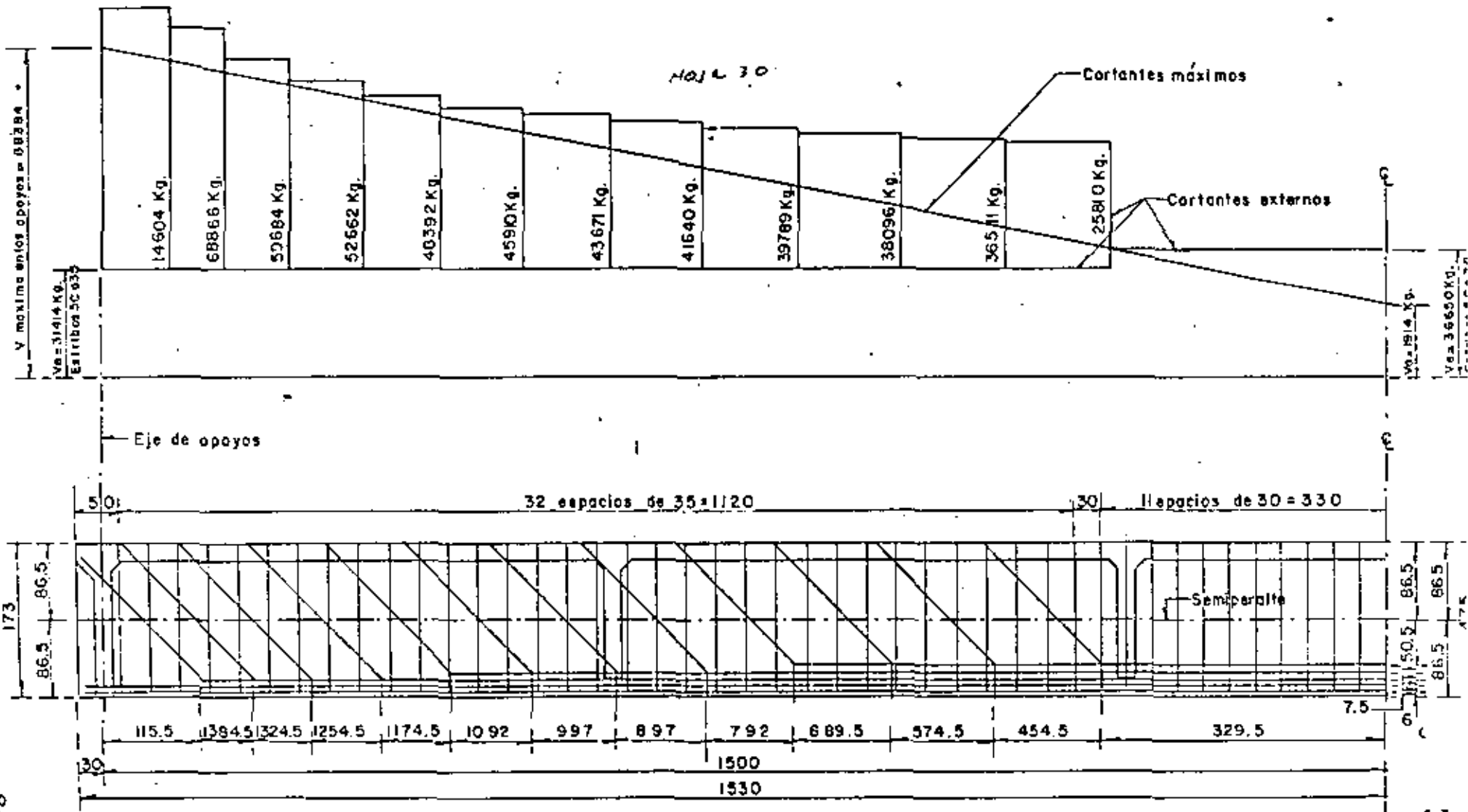
| | | | |
|----------|-------|-------------------|------------|
| Para S = | 60 cm | V _{vd} = | 74 604 Kg. |
| | 65 | | 68866 |
| | 75 | | 59684 |
| | 85 | | 52662 |
| | 92.5 | | 48392 |
| | 97.5 | | 45910 |
| | 102.5 | | 43671 |
| | 107.5 | | 41640 |
| | 112.5 | | 39789 |
| | 117.5 | | 38096 |
| | 122.5 | | 36541 |
| | 125 | | 35810 |

b). - La tensión diagonal tomada por un estribo vertical 5C, de dos ramas, está dada por la siguiente expresión.

$$V_e = \frac{2 A_s f_s Jd}{S} = \frac{2 \times 1.98 \times 1800 \times 154.25}{S} = \frac{1099\,494}{S}$$

| | | | |
|----------|--------|------------------|-----------|
| Para S = | 30 cm, | V _e = | 36650 Kg. |
| | 35 | | 31414 |

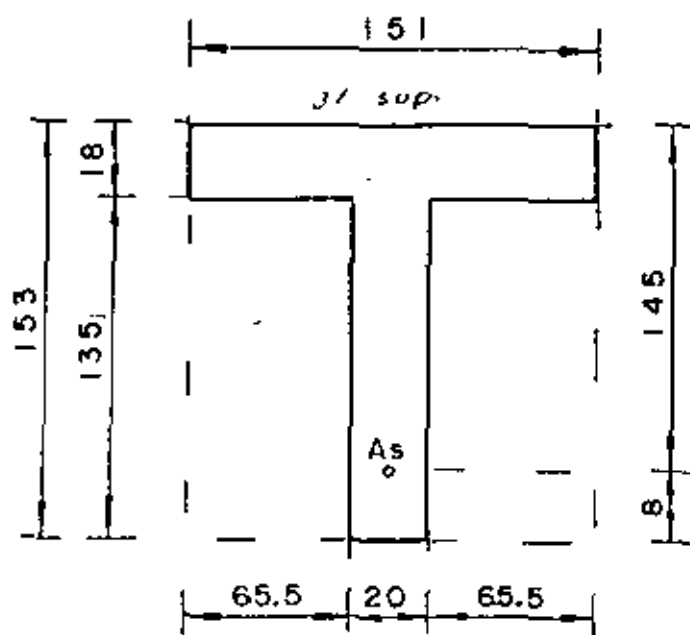
PROPORCIONAMIENTO DE VARILLAS DOBLADAS Y ESTRIBOS



V-7-d

CALCULO ESTRUCTURAL DE LOS DIAFRAGMAS. -

Se analizará, por ser más desfavorable, un diafragma intermedio. Estos diafragmas, según M. Courbón, se deben proyectar para soportar su carga correspondiente, considerando la losa del piso apoyada isostáticamente en los diafragmas adyacentes. (Manual du Béton -- Précontrain, de M. V. Weimber, página 125), es decir que la losa está libremente apoyada en los dos diafragmas contiguos que en este caso distan 6.00m centro a centro entre sí. También según AASHO, artículo 1.7.4.-a, se considerará al diafragma como viga en sustentación elástica.



En este caso:

$$\frac{t}{d} = \frac{18}{145} = 0.124$$

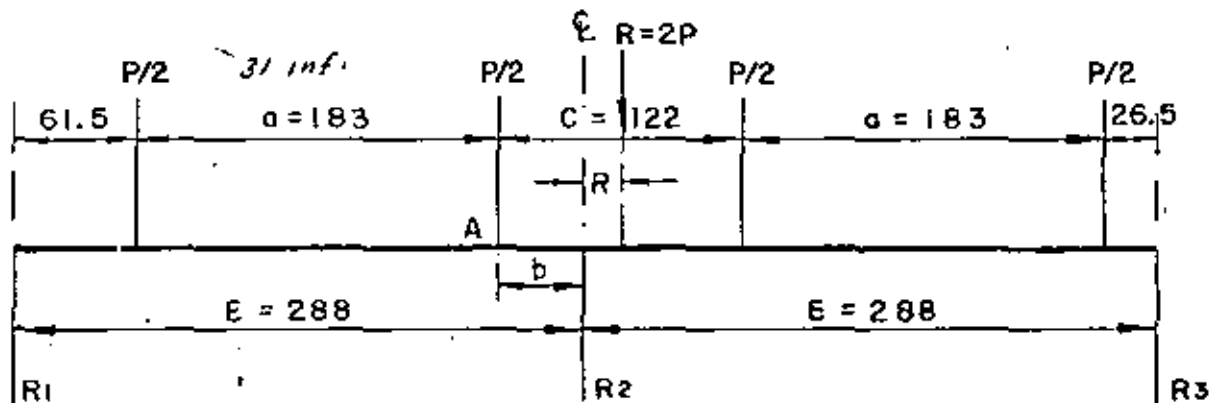
Entonces $J = 0.939$

Por tanto $Jd = 0.939 \times 145$

$Jd = 136.16 \text{ cm.}$

ANÁLISIS POR CARGA VIVA. - (Momentos)

P = 14515 Kg.



Se colocará en el ancho total de la calzada, la carga de un eje en cada carril de tránsito, conservando el ancho de cada eje $A = 183$ cm, así como la separación mínima libre de una rueda a la guarnición $0.5C = 61$ cm, tal como lo especifica AASHO, con el objeto de llegar a obtener la excentricidad máxima, así como se hizo al obtener los coeficientes de concentración.

En el análisis del diafragma como viga continua, ésta deja de ser hiperestática debido a que de antemano se pueden conocer las reacciones, aplicando la fórmula ya conocida.

$$R_i = \frac{R}{n} \left[1 + 6 \frac{2i - (n+1)}{n^2 - 1} \frac{e}{E} \right]$$

$$R_1 = \frac{2P}{3} \left[1 + 6 \frac{2 \times 1 + (3+1)}{3^2 - 1} \cdot \frac{e}{288} \right]$$

$$R_1 = 2P (0.333 - 0.001736 e)$$

$$R_2 = \frac{2P}{3} \left[1 + 6 \frac{2 \times 2 - (3+1)}{3^2 - 1} \cdot \frac{e}{288} \right]$$

$$R_2 = \frac{2P}{3} = 0,6667 P$$

Por otra parte, según la figura anterior vemos que: $b = \frac{C}{2} - e$

Por lo tanto, el momento en "A", vale:

$$M_A = 2P \left(\frac{1}{3} - \frac{1.5}{3E} e \right) (\epsilon - b) - 2P \left(\frac{a}{4} \right)$$

$$M_A = 2P \left(\frac{1}{3} - \frac{1.5}{3E} e \right) \left(\epsilon - \frac{C}{2} + e \right) - 2P \left(\frac{a}{4} \right)$$

$$M_A = 2P \left(\frac{\epsilon}{3} - \frac{C}{6} - \frac{e}{6} + \frac{1.5C}{6E} e - \frac{1.5}{3E} e^2 - \frac{a}{4} \right) \dots (III)$$

Para obtener el valor máximo de "A" derivamos la ecuación respecto a la excentricidad e igualamos a cero.

$$\frac{dM_A}{de} = 0 = 2P \left(-\frac{1}{6} + \frac{1.5C}{6E} - \frac{2 \times 1.5}{3E} e \right)$$

$$\frac{e}{E} = \frac{1.5C}{6E} - \frac{1}{6}$$

$$e = \frac{1.5C}{6} - \frac{E}{6}$$

$$e = \frac{1.5 \times 122}{6} - \frac{288}{6} = -17.50 \text{ cm.}$$

El signo menor significa que la excentricidad se encuentra a la derecha del centro del claro en la figura considerada.

Entonces el Momento en "A" vale:

$$M_A = 2P \left(\frac{288}{3} - \frac{122}{6} - \frac{17.5}{6} + \frac{1.5 \times 122 \times 17.5}{6 \times 288} - \frac{1.5 \times 17.5}{3 \times 288} - \frac{183}{4} \right)$$

$$M_A = 56.64 P = 5664 \times 14515 = 822\,176 \text{ Kg-m}$$

$$M_A = 822\,176 \text{ Kg-m} \quad (\text{Sin tomar en cuenta la concentración longitudinal})$$

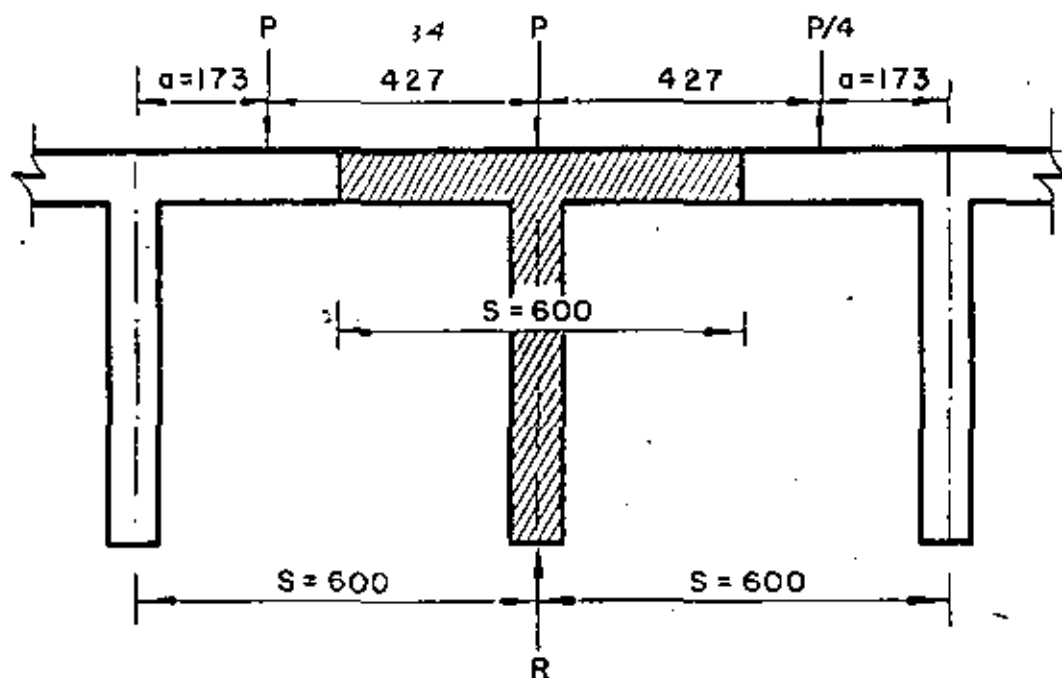
Las reacciones en cada nervadura valen pues:

$$R_1 = 2P \left(\frac{1}{3} - \frac{1.5 \times 17.5}{3 \times 288} \right) = 0.6059 P$$

$$R_2 = \frac{2P}{3} = 0.6667 P$$

$$R_3 = 2P \left(\frac{1}{3} + \frac{1.5 \times 17.5}{3 \times 288} \right) = 0.7274 P$$

Para obtener el factor de concentración longitudinal por el Método de Courbón, simplificado, se colocará un solo camión a manera de producir el esfuerzo máximo al diafragma.



El valor de la reacción máxima R vale:

$$R = P + \frac{Pa}{S} + \frac{P}{4} \cdot \frac{a}{S} = P \left(1 + \frac{a}{S} + \frac{a}{4S} \right) = P \left(1 + \frac{5a}{4S} \right)$$

$$R = \left(1 + \frac{5 \times 1.73}{4 \times 6.00} \right) P = 1.360 P$$

ANÁLISIS PARA CARGA VIVA.- (Cortantes)

De acuerdo con la figura de la hoja núm. 23 analizada para los momentos, podemos también utilizarla para cortantes, es decir:

$$R = 2P \left(\frac{1}{3} - \frac{1.5e}{3E} \right)$$

$$\therefore V_{cv+I} = 1.224 \times 2 \times 14515 \left(\frac{1}{3} - \frac{1.5 \times 0.175}{3 \times 2.88} \right) = 10765 \text{ Kg.}$$

$$V_{cv+I} = 10765 \text{ Kg.}$$

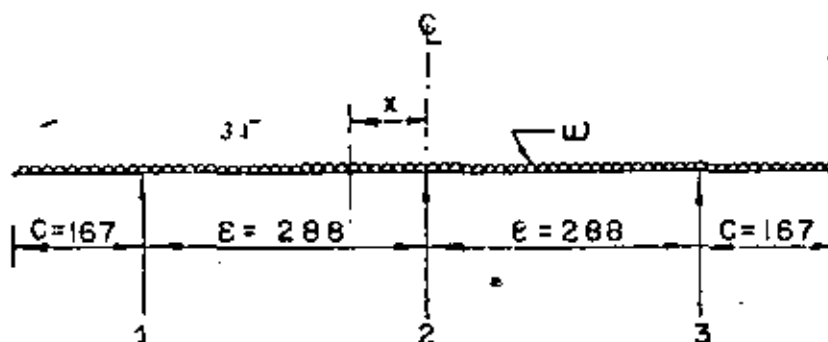
RESUMEN.

$$M_{cv+I} = 8221 \times 1.224 \times 1.3604 = 13689 \text{ Kg - m}$$

$$V_{cv+I} = 10765 \times 1.3604 = 14644 \text{ Kg.}$$

ANÁLISIS POR CARGA MUERTA.- (Momentos)

Admitiendo que las cargas permanentes están repartidas uniformemente ("Le Betón Precontraint", Borets, página 157) y que se distribuyen por igual en cada uno los apoyos, se tiene:



$$R_1 = R_2 = R_3 = \frac{2C + 2E}{3} \omega \quad (\text{Sleicher. - Tomo II. - Pág. 1814})$$

$$M_x = R_1 (\epsilon - x) = \omega \frac{(C + E - x)^2}{2}$$

$$M_x = R_1 E = R_1 X - \frac{\omega}{2} (C^2 + E^2 + X^2 + 2CE - 2CX - 2EX)$$

$$M_x = R_1 E - \frac{\omega C^2}{2} - \frac{\omega E^2}{2} - \omega CE + (\omega C + \omega E - R_1) X - \frac{\omega X^2}{2}$$

Para obtener el valor máximo de M_x tendremos:

$$\frac{dM_x}{dx} = \omega C + \omega E - R_1 - X = 0$$

$$\text{Por lo tanto: } X = \frac{\omega C + \omega E - R_1}{\omega} = C + E - \frac{R_1}{\omega}$$

$$X = C + E - \frac{2C + 2E}{3} = \frac{3C + 3E - 2C - 2E}{3} = \frac{C + E}{3}$$

$$X = \frac{167 + 288}{3} = 151.67 \text{ cm}$$

Por otra parte: $\omega = 0.18 \times 2400^2 = 432 \text{ Kg/m}^2$ (Se considera solamente el peso propio de la losa).

$$\text{Entonces } R_1 = 432 \left(\frac{2 \times 1.67 + 2 \times 2.88}{3} \right) = 1138 \text{ Kg/m}$$

$$M_{\text{máx.}} = 1138 (2.88 - 1.5167) - 432 \frac{(1.67 + 2.88 - 1.5167)^2}{2}$$

$$M_{\text{máx.}} = -436 \text{ Kg-m}$$

La zona de influencia de la carga muerta en un diafragma intermedio puede considerarse muy conservadoramente, como lo muestra el esquema de la hoja 36 en la parte sombreada.

Por lo tanto:

$$M_{\text{cm máx.}} = -436 \times 6.00 = -2616 \text{ Kg-m}$$

$$V_{\text{cm}} = 1138 \times 6.00 = 6828 \text{ Kg.}$$

RESUMEN DE MOMENTOS Y CORTANTES TOTALES.-

$$M_{tot} = M_{cv+1} + M_{cm} = 13689 - 2616 = 11073 \text{ Kg-m}$$

$$V_{tot} = V_{cv+1} + V_{cm} = 14644 + 6828 = 21472 \text{ Kg.}$$

DISEÑO DE DIAFRAGMA.- (Véase figura de la hoja 23)

Considerando $A_s = 5.70 \text{ cm}^2$ (dos varillas 6C)

$$k_d = \frac{151 \times 18^2 + 2 \times 9 \times 5.70 \times 145}{2 \times 151 \times 18 + 2 \times 9 \times 5.70} = 11.52 \text{ cm}$$

$k_d = 11.52 \text{ cm} < 18 \text{ cm}$, por tanto vemos que la sección en estudio se comporta como viga rectangular por lo que podemos calcular directamente el acero de refuerzo principal con los datos ya obtenidos, es decir:

$$A_s = \frac{M}{f_s J d} = \frac{1107300}{1800 \times 0.89 \times 145} = 4.77 \text{ cm}^2$$

Se colocarán dos varillas 6C ($A_s = 5.70 \text{ cm}^2$) en la parte inferior de cada diafragma.

REVISION POR CORTANTE.- (Código ACI-318-63)

$$\sqrt{f'_{c,perm}} = 1.32 \sqrt{f'_c} = 1.32 \sqrt{250} = 20.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{f'_{c,calc}} = \frac{V}{b d} = \frac{21472}{20 \times 145} = 7.40 \text{ Kg/cm}^2$$

Como $7.40 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2$ la sección no falla por esfuerzo cortante.

REVISION POR ADHERENCIA.-

$$\text{Para varillas del techo superior: } \mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D}$$

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.91} = 19.40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Sigma \sigma_{calc.} = \frac{4 A_s}{D} = \frac{4 \times 5.70}{1.91} = 11.94 \text{ cm}$$

$$\therefore \mu_{calc.} = \frac{V}{\Sigma \sigma J d} = \frac{21472}{11.94 \times 0.89 \times 145} = 13.94 \text{ Kg/cm}^2$$

Como $13.94 \text{ Kg/cm}^2 < 19.04 \text{ Kg/cm}^2$, la sección no falla por adherencia.

ESTRIBOS EN LOS DIAFRAGMAS.-

Utilizando estribos verticales 4C de dos ramas, la separación es:

$$S = \frac{2as f_c Jd}{V} = \frac{2 \times 1.27 \times 1800 \times 0.89 \times 145}{21472} = 27.48 \text{ cm.}$$

Se colocarán estribos 4C de dos ramas a cada 27 cm.

REFUERZO ADICIONAL EN LAS CAPAS DE LOS DIAFRAGMAS.-

Se colocarán 5 varillas 5C a cada lado del diafragma.

NOTA.- Los diafragmas extremos llevarán el mismo refuerzo obtenido para los diafragmas intermedios.

CALCULO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

(1). - APOYOS MOVILES. -

CARGAS Y REACCIONES. -

a). - Por carga permanente. -

Peso total de la superestructura:

$$W_{em} = 286\ 543 \text{ Kg.}$$

$$\text{Reacción} = 143\ 272 \text{ Kg.}$$

$$\text{Reacción por nervadura} = 47\ 757 \text{ Kg.}$$

b). - Por carga móvil. -

Reacción producida por un camión tipo HS-20. -

$$R = 29\ 563 \times 2 = 59\ 126 \text{ Kg.}$$

$$\text{Reacción por nervadura} = \frac{59\ 126 \times 1.224 \times 1.182}{3} = 28\ 514 \text{ Kg}$$

c). - Fuerza total que gravita en cada nervadura. -

$$F_{cm} = 47\ 757 \text{ Kg}$$

$$F_{cv+1} = \underline{28\ 514 \text{ Kg}}$$

$$F_{\text{total}} = 76\ 271 \text{ Kg.}$$

d). - Alargamiento en la superestructura. -

El producido por esfuerzo permisible vale:

$$\Delta s = \frac{f_s L}{E} = \frac{1800 \times 3000}{2\ 100\ 000} = 2.571 \text{ cm.}$$

Y el producido por temperatura es:

$$\Delta t = 0.000011 \times 15\% \times 3000 = 0.495 \text{ cm.}$$

Por lo tanto el alargamiento total vale:

$$\Delta_{\text{tot}} = 3.066 \text{ cm.}$$

e). - Espesor del Neopreno. -

Suponemos tres placas de neopreno de $39 \times 35 \times 1.27$, separadas por dos láminas de acero de $39 \times 35 \times 0.16$ cm.

f). - Esfuerzos permisibles. -

$$\text{Por carga muerta: } f_{cm} = 35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Por carga muerta y viva: } f_{cm} + c_v + I = 56. \text{ Kg/cm}^2$$

g). - Comprobación de esfuerzos. -

$$f_1 = \frac{47\,757}{39 \times 35} = 34.99 \text{ Kg/cm}^2 < 35 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ bien}$$

$$f_2 = \frac{76\,271}{39 \times 35} = 55.88 \text{ Kg/cm}^2 < 56 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ bien}$$

h). - Factor de forma. -

$$FF = \frac{35 \times 39}{3 \times (35+39) \times 1.27} = 4.84 \quad \left[FF = \frac{A \times L}{N^2 \text{ nervs. } (A+L) \text{ esp. } I \text{ RL}} \right]$$

De acuerdo con la tabla para Dureza Shore 60, este calor (deformación) es menor del 15% especificado.

i). - Fuerza horizontal por la deformación de 3.066 cm. -

$$F_H = \frac{E_v \cdot A \cdot \Delta}{T} =$$

Donde E_v = Módulo de deformación de las placas de neopreno de dureza Shore 60 = 7.73 Kg/cm^2 .

A = Área de la placa de neopreno

Δ = Alargamiento total.

T = Altura total de las tres placas de neopreno, sin contar las láminas de acero intermedias.

$$F_H = \frac{7.73 \times 1365 \times 3.066}{3.81} = 8491 \text{ Kg.}$$

Y en los tres apoyos: $3F_H = 3 \times 8491 = 25473 \text{ Kg.}$

J).- Deformación límite sin que se produzca resbalamiento en el apoyo.-

$$\Delta r = \frac{CM \times T \times 1.9}{5 A E_v} = \frac{47757 \times 3.81 \times 1.9}{5 \times 1361 \times 7.73} = 6.57 \text{ cm}$$

6.57 cm \geq 3.066 cm \therefore bien

II).- APOYOS FIJOS.

Se propone una placa de neopreno, dureza Shore-60, de 39 x 35 x 1.27 cm y comprobaremos que ésta placa deberá tener capacidad para equilibrar las fuerzas horizontales que en éste caso son frenaje y fricción.

Frenaje = 0.05 (P + ω L) x 2 (AASHO.- Artículo 213)

$$Fr = 0.05 (8165 + 952 \times 30) \times 2 = 3673 \text{ Kg.}$$

Fricción en apoyos móviles = 54% de 3 Fh

$$FR = 0.54 \times 25473 = 13755 \text{ Kg}$$

$$\therefore FR + Fr = 17428 \text{ Kg.}$$

Por fricción el apoyo fijo puede soportar:

Con CM: $Fh = 0.40 \times 47757 = 19103 \text{ Kg.}$

Con CM + CV + I: $Fh = 0.40 \times 76271 = 30508 \text{ Kg.}$

Cada una de éstas fuerzas es mayor que 17428 Kg. por lo tanto decimos que se cumple la condición.

CUBICACIONES DE LA SUPERESTRUCTURA.-

1.- Concreto de $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

De las hojas núms. 19 y 20 se tiene:

$$V = \frac{243\,211 + 7656 + 13369}{2400} = 110.10 \text{ m}^3$$

2.- Concreto Asfáltico.-

$$V = \frac{13127}{2200} = 5.97 \text{ m}^3$$

3.- Drenes de tubo de 10 ϕ
20 piezas.

4.- Neopreno, Dureza Shore 70, en apoyos.

$$V = 3.90 \times 3.50 \times 0.127 \times 12 = 20.80 \text{ dm}^3$$

5.- Acero estructural en apoyos.-

$$= 3.90 \times 3.50 \times 0.016 \times 6 \times 7.85 = 10.29 \text{ Kg.}$$

6.- Compribond en juntas de dilatación.- (Las dos juntas)

$$A = 7.80 \times 0.07 \times 2 = 1.09 \text{ m}^2$$

7.- Acero estructural en juntas de dilatación.- (Las dos juntas)

$$W = 1.50 \times 0.095 \times 78.00 \times 4 \times 7.85 = 349.02$$

CUBICACIONES DEL PARAPETO.- (L = 55.28 m)

a).- Cuatro pilastras tipo I.-

$$\text{Acero} = 31 \times 4 = 124 \text{ Kg}$$

$$\text{Concreto} = 0.20 \times 4 = 0.80 \text{ m}^3$$

b).- Once pilastras tipo II.-

$$\text{Acero} = 11 \times 11 = 121 \text{ Kg.}$$

$$\text{Concreto} = 0.04 \times 11 = 0.44 \text{ m}^3$$

c).- 55.28 m de viga.-

$$\text{Acero} = 5 \times 55.28 = 276.4 \text{ Kg.}$$

$$\text{Concreto} = 0.04 \times 55.28 = 2.21 \text{ m}^3$$

Total de acero = 521 Kg.

Total de concreto = 3.45 m³.

CALCULO ESTRUCTURAL DE LOS CABALLETES NUMS. 1 Y 2.

CABALLETES NUMS. 1 Y 2 .

El presente cálculo corresponde al de un caballete de concreto reforzado, con cabezal apoyado sobre dos machones y éstos a su vez desplantados sobre una zapata.

Las características del mencionado caballete, así como sus dimensiones propuestas pueden verse en las hojas núms. 49, 50 y 51.

DATOS PARA EL PROYECTO. -

Caballete núm. 1, est. 3 + 601.00

Caballete núm. 2, est. 3 + 631.00

Elevación de la rasante = 68.40 m

Elevación de la corona = 66.48 m

Elevación del desplante = 60.20 m.

CONSIDERACIONES. -

- 1.- El peso volumétrico de la tierra se considera de: $\gamma = 1600 \text{ Kg/m}^3$
- 2.- Para el empuje de tierras se utilizará la fórmula de Rankine con sobrecarga, es decir,
 $E = 0.5 K_0 h (h + 2h^2)$
- 3.- El factor K_0 tendrá un valor de 0.268γ , que equivale a considerar un talud de reposo de tierra de 1.5: 1, pero este valor no será menor de 480 Kg/m^3 , según las recomendaciones AASHO.
- 4.- La sobrecarga por carga viva se considerará de 1.20 m según recomendaciones del Depto. de Puentes de la S.O.P.

CONSTANTES DE CALCULO PARA EL CONCRETO REFORZADO. -

$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$ $k = 0.30$

$$f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

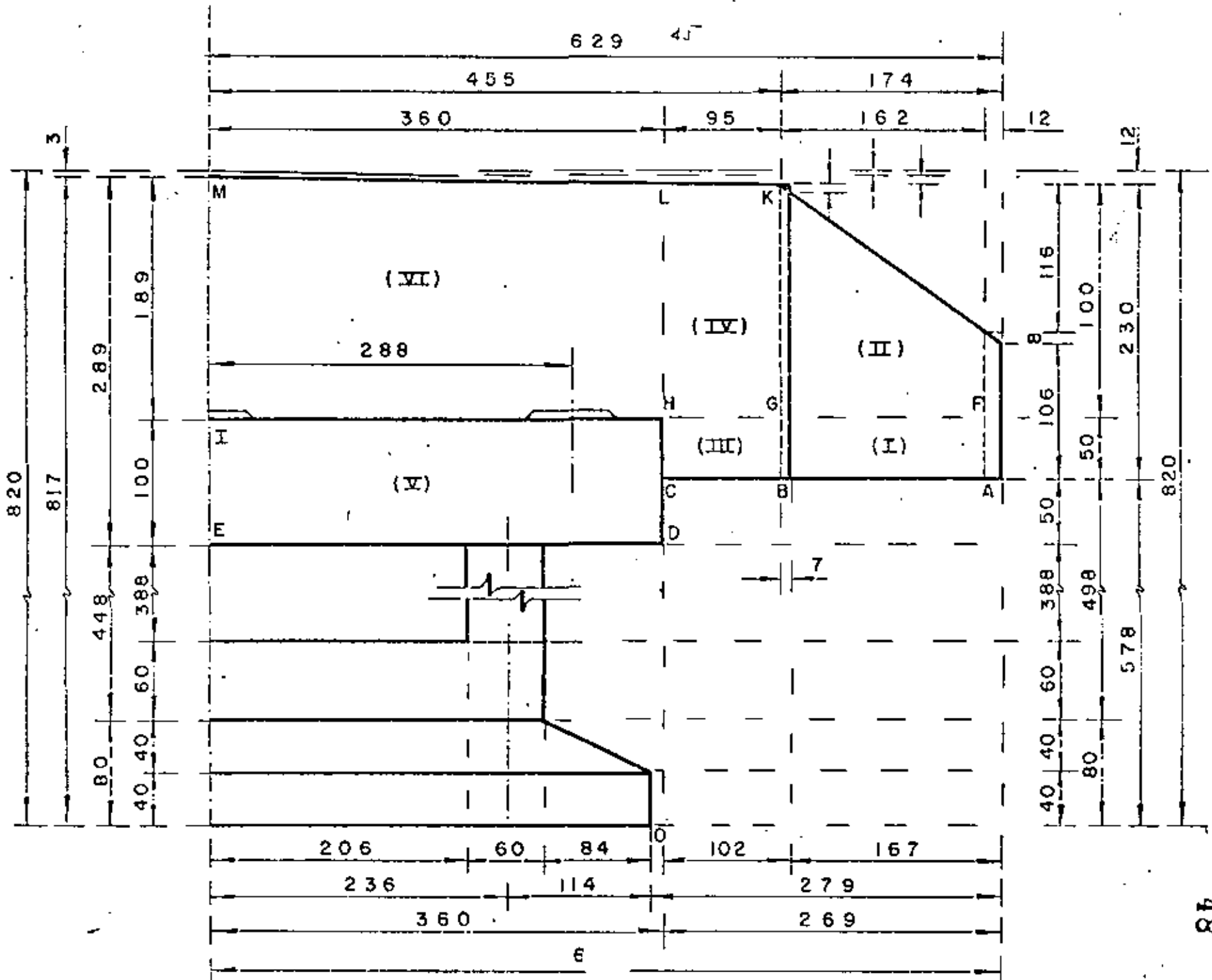
$$J = 0.90$$

$$f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = 13.69 \text{ Kg/cm}^2$$

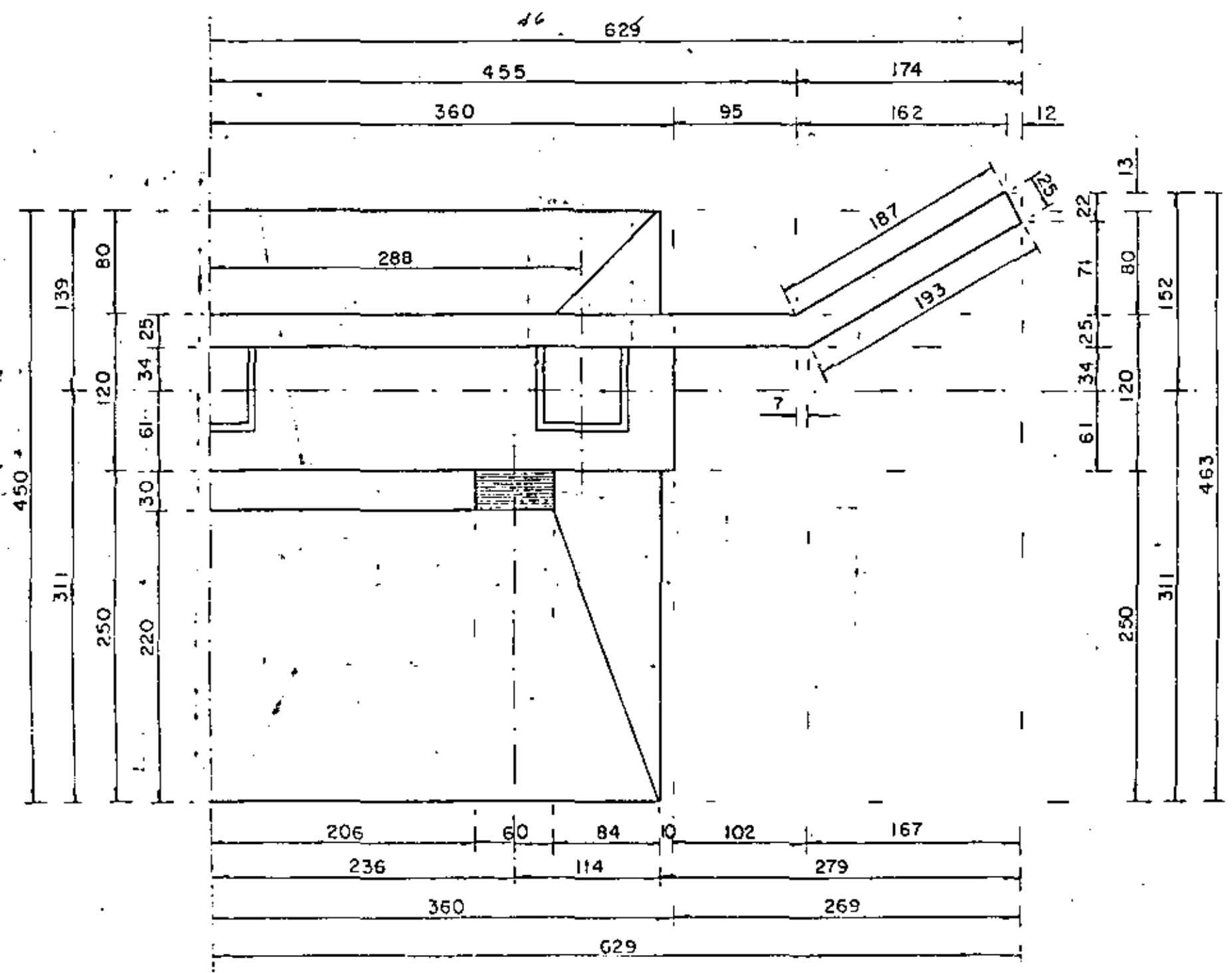
$$n = 9$$

$$\alpha = 0.270$$



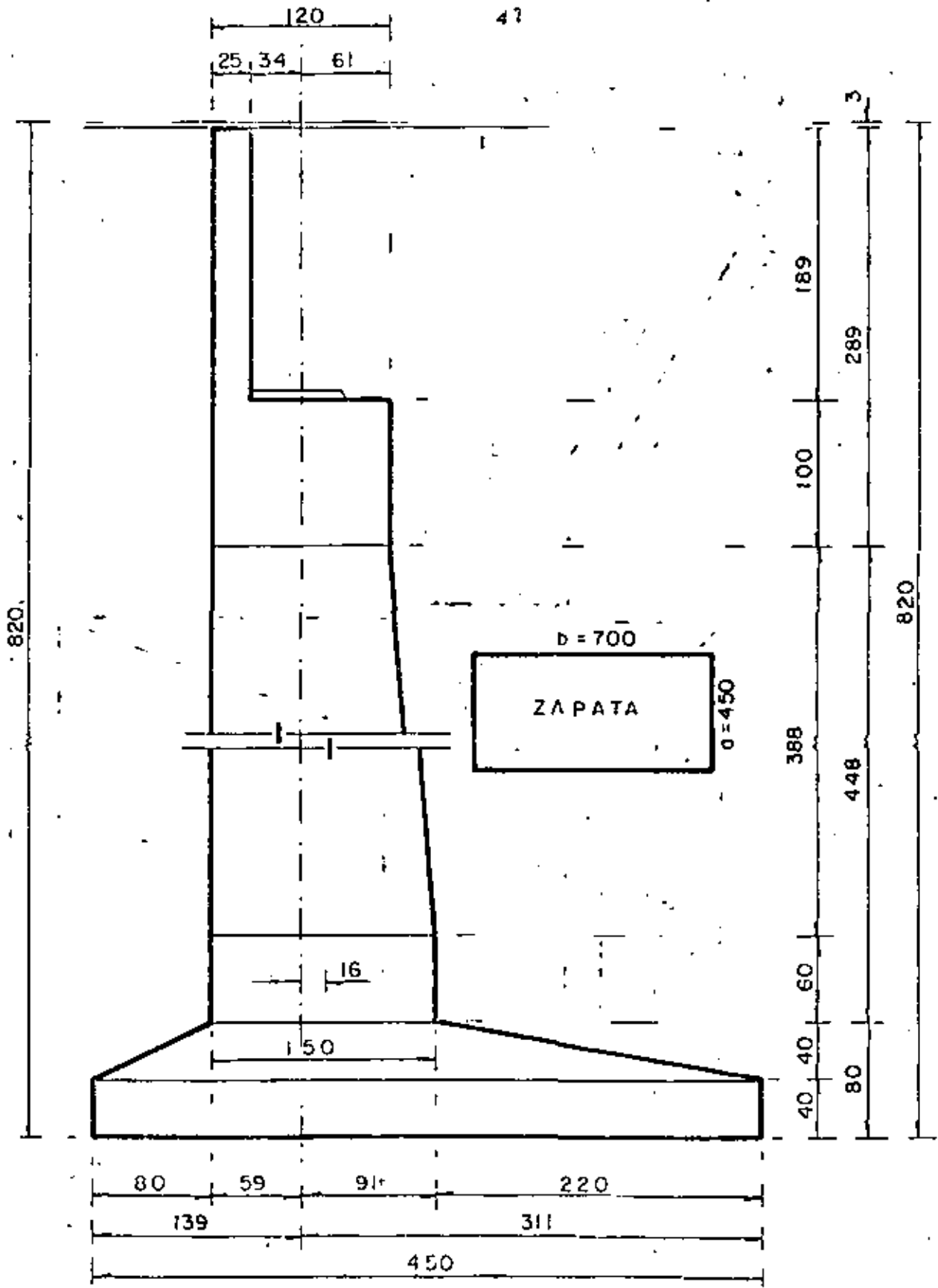
MEDIA ELEVACION

P-C-4



MEDIA PLANTA

P.C.A



CORTE

DISEÑO DEL DIAFRAGMA Y LOS ALEROS

EMPUJE DE TIERRAS. -

$$K_o = 0.268 \times 1600 = 429 \text{ Kg/m}^3 < 480 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Se adopta: } K_o = 480 \text{ Kg/m}^3$$

De acuerdo con la figura de la hoja núm. 45, tendremos:

$$P_a = 480 (1.14 + 0.00) = 547 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_b = 480 (2.30 + 1.20) = 1680 \text{ "}$$

$$P_c = 480 (2.32 + 1.20) = 1690 \text{ "}$$

$$P_d = 480 (2.82 + 1.20) = 1930 \text{ "}$$

$$P_e = 480 (2.89 + 1.20) = 1963 \text{ "}$$

$$P_f = 480 (0.64 + 0.00) = 307 \text{ "}$$

$$P_g = 480 (1.80 + 1.20) = 1440 \text{ "}$$

$$P_h = 480 (1.82 + 1.20) = 1450 \text{ "}$$

$$P_i = 480 (1.89 + 1.20) = 1483 \text{ "}$$

$$P_j = 480 (0.00 + 0.00) = 0 \text{ "}$$

$$P_k = 480 (0.00 + 1.20) = 576 \text{ "}$$

$$P_l = 480 (0.00 + 1.20) = 576 \text{ "}$$

$$P_m = 480 (0.00 + 1.20) = 576 \text{ "}$$

1. - MOMENTOS RESPECTO AL EJE D C H E .-

ZONA (1). -

$$\omega_{af} = (547 + 307) 0.5 \times 0.50 = 214 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{bg} = (1680 + 1440) 0.5 \times 0.50 = \frac{780}{994} \text{ Kg/m}$$

$$E_I = 994 \times 0.5 \times 1.87 = 929 \text{ Kg}$$

$$E_{Ix} = 929 \text{ Sen } 30^\circ = 465 \text{ "}$$

$$E_{Iy} = 929 \text{ Cos } 30^\circ = 805 \text{ "}$$

$$\text{Brazo}_{Ix} = 1.87 \times 0.50 \times \text{Sen } 30^\circ = 0.47 \text{ m}$$

$$\text{Brazo}_{Iy} = 1.87 \times 0.50 \times \text{Cos } 30^\circ + 0.95 = 1.76 \text{ m}$$

$$M_{Ix} = 465 \times 0.47 = 217 \text{ Kg-m}$$

$$M_{Iy} = 805 \times 1.76 = 1417 \text{ Kg-m}$$

ZONA (II).-

$$\omega_{ff} = (307 + 000) 0.5 \times 0.64 = 98 \text{ Kg/m}$$

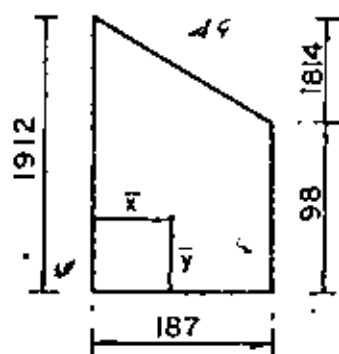
$$\omega_{gk} = (1440 + 576) 0.5 \times 1.80 = \frac{1814}{1912} \text{ Kg/m.}$$

$$E_{II} = 1912 \times 0.5 \times 1.87 = 1778 \text{ Kg}$$

$$E_{IIx} = 1778 \text{ Sen } 30^\circ = 894 \text{ "}$$

$$E_{IIy} = 1778 \text{ Cos } 30^\circ = 1548 \text{ "}$$

Los brazos para esta zona son:



$$\bar{X} = \left(\frac{1.87}{3} \frac{1912 + 2 \times 98}{1912 + 98} \right) = 0.65 \text{ m}$$

$$\therefore B_{IIx} = 0.65 \text{ Sen } 30^\circ = 0.33 \text{ m}$$

$$B_{IIy} = 0.65 \text{ Cos } 30^\circ + 0.95 = 1.52 \text{ m}$$

Entonces:

$$M_{IIx} = 894 \times 0.33 = 295 \text{ Kg-m}$$

$$M_{IIy} = 1548 \times 1.52 = 2347 \text{ Kg-m}$$

ZONA (III).-

$$\omega_{bg} = (1680 + 1440) 0.5 \times 0.50 = 780 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{ch} = (1690 + 1450) 0.5 \times 0.50 = \frac{785}{1565} \text{ Kg/m}$$

$$E_{IIIy} = 1565 \times 0.5 \times 0.95 = 743 \text{ Kg}$$

$$B_{IIIy} = 0.95 \times 0.5 = 0.475 \text{ m}$$

$$M_{IIIy} = 743 \times 0.475 = 353 \text{ Kg-m}$$

ZONA (IV).-

$$\omega_{gk} = (1440 + 576) 0.5 \times 1.80 = 1814 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{hl} = (1450 + 576) 0.5 \times 1.82 = \frac{1844}{3658} \text{ Kg/m}$$

$$E_{IVy} = 3658 \times 0.5 \times 0.95 = 1738 \text{ Kg}$$

$$B_{IVy} = 0.95 \times 0.5 = 0.475 \text{ m}$$

$$M_{IVy} = 1738 \times 0.475 = 826 \text{ Kg-m}$$

2.- MOMENTOS RESPECTO AL EJE FGHT

ZONA (I).-

$$E_{II} = 1788 \text{ Kg}$$

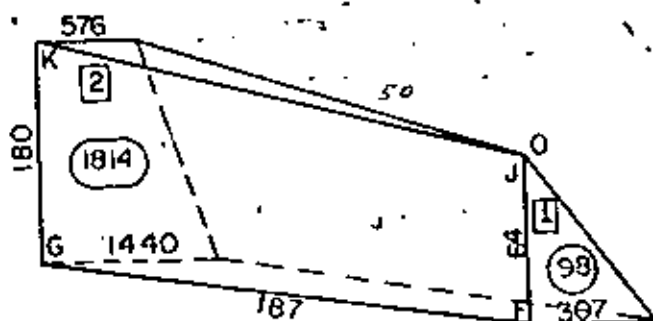
$$E_{Ibx} = 894 \text{ "}$$

$$E_{IIy} = 1548 \text{ "}$$

$$Y_1 = \frac{0.64}{3} = 0.213 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{1.80}{3} \left(\frac{2 \times 576 + 1440}{576 + 1440} \right) = 0.771 \text{ m}$$

$$M_I = 98 \times 0.213 = 21 \text{ Kg}$$



$$M_2 = 1814 \times 0.771 = \frac{1399 \text{ Kg}}{1420 \text{ Kg.}}$$

$$\therefore \bar{Y}_{II} = \frac{1420}{98 + 1814} = 0.743 \text{ m (Arriba de la corona)}$$

$$\text{Entonces: } M_{IIy} = 1548 \times 0.743 = 1150 \text{ Kg-m}$$

ZONA (IV). -

$$E_{IVy} = 1738 \text{ Kg.}$$

$$Y_1 = \frac{1.80}{3} \left(\frac{2 \times 576 + 1440}{576 + 1440} \right) = 0.77 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{1.80}{3} \left(\frac{2 \times 576 + 1450}{576 + 1450} \right) = 0.78 \text{ m}$$

$$\therefore \bar{Y} \approx 0.775 \text{ m}$$

$$M_{IVy} = 1738 \times 0.775 = 1347 \text{ Kg-m}$$

ZONA (VI). -

$$\omega_{hl} = (1450 + 576) 0.5 \times 1.82 = 1844 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{IM} = (1483 + 576) 0.5 \times 1.89 = \frac{1946}{3790} \text{ Kg/m}$$

$$E_{VIy} = 3790 \times 0.5 \times 3.60 = 6822 \text{ Kg}$$

$$Y_1 = \frac{1.82}{3} \left(\frac{2 \times 576 + 1450}{576 + 1450} \right) = 0.78 \text{ m}$$

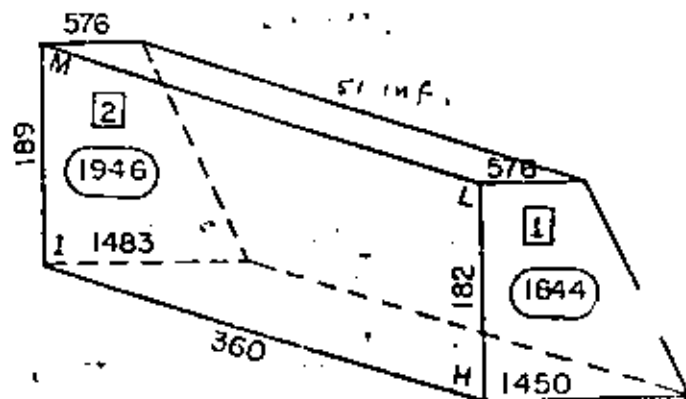
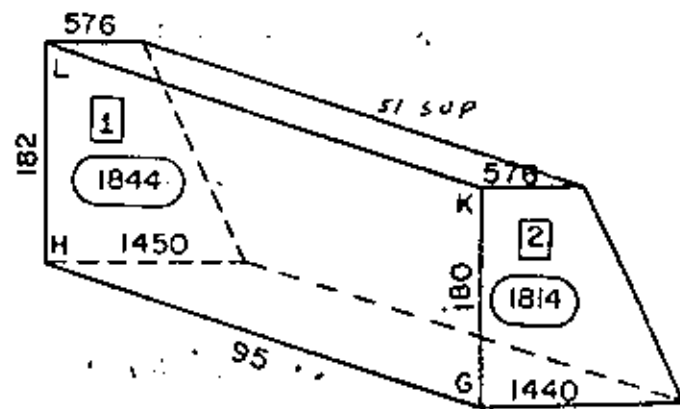
$$Y_2 = \frac{1.89}{3} \left(\frac{2 \times 576 + 1483}{576 + 1483} \right) = 0.81 \text{ m}$$

$$M_1 = 1844 \times 0.78 = 1437 \text{ Kg}$$

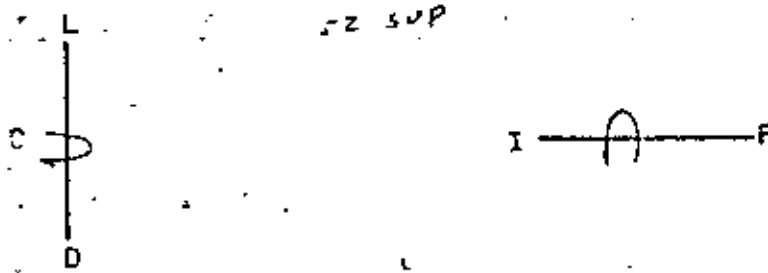
$$M_2 = 1946 \times 0.81 = \frac{1569}{3042} \text{ Kg.}$$

$$\bar{Y} = \frac{3042}{1844 + 1946} = 0.80 \text{ m}$$

$$M_{VIy} = 6822 \times 0.80 = 5476 \text{ Kg-m.}$$



3.- RESUMEN DE LOS EMPUJES DE TIERRAS.-



a).- RESPECTO AL EJE D'CHL (b = 232 cm; d = 19 cm)

sz med.

| ZONA | E
(Kg) | Ex
(Kg) | Ey
(Kg) | Mx
(Kg - m) | My
(Kg - m) |
|------|-----------|------------|------------|----------------|----------------|
| I | 929 | 465 | 805 | 217 | 1417 |
| II | 1788 | 894 | 1548 | 295 | 2347 |
| III | 743 | 0 | 743 | 0 | 353 |
| IV | 1738 | 0 | 1738 | 0 | 826 |
| | 5198 | 1359 | 4834 | 512 | 4943 |

b). - RESPECTO AL EJE \overline{FGHT} (b = 455 ; d = 19 cm)

en mts.

| ZONA | E (Kg) | Ex (Kg) | Ey (Kg) | Mx (Kg-m) | My (Kg-m) |
|------|--------|---------|---------|-----------|-----------|
| II | 1788 | 0 | 1548 | 0 | 1150 |
| IV | 1738 | 0 | 1738 | 0 | 1347 |
| VI | 6822 | 0 | 6822 | 0 | 5476 |
| | 10348 | 0 | 10108 | 0 | 7973 |

4.- PERALTE NECESARIO. -

Caso A). - $\sum M = 494\ 300$ Kg - cm ; b = 232 cm

$$d = \sqrt{\frac{494\ 300}{13.69 \times 232}} = 12.48 \text{ cm} < 19.00 \text{ cm}$$

Caso B). - $\sum M = 797\ 300$ Kg - cm ; b = 455 cm.

$$d = \sqrt{\frac{797\ 300}{13.69 \times 455}} = 11.31 \text{ cm} < 19.00 \text{ cm}$$

Se adopta: d = 19 cm ; r = 5 cm ; h = 25 cm.

5.- REFUERZO HORIZONTAL EN DIAFRAGMAS Y ALEROS. -

Se tomarán los momentos que giran alrededor del eje \overline{DCHL}

a). - ZONAS I y III. -

$$\sum M = 1417 + 353 = 1770 \text{ Kg - m} = 177000 \text{ Kg - cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{177\ 000}{2000 \times 0.90 \times 19} = 5.18 \text{ cm}^2 / 0.50 \text{ m} = 10.35 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Se colocarán 4 varillas 4C en las zonas I y III.

b). - ZONAS II y IV. -

$$\sum M = 2347 + 826 = 3173 \text{ Kg - m} = 317\,300 \text{ Kg - cm}$$

$$b = 182 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{317\,300}{2000 \times 0.90 \times 19} = 9.28 \text{ cm}^2/1.82 \text{ m} = 5.10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El acero mínimo especificado por recomendaciones de la S. O. P. para aleros y diafragmas de caballetes es de $6.00 \text{ cm}^2/\text{m}$, es decir, varillas 4C a cada 20 cm.

$$A_{s1} = \frac{0.667 \times 9.28}{0.91} = 6.80 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 18 cm en la mitad inferior de la altura del alero de las zonas II y IV.

$$A_{s2} = \frac{0.333 \times 9.28}{0.91} = 3.40 \text{ cm}^2 < 6.00^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 20 cm. en la mitad superior de la altura del alero de las zonas II y IV.

Ambos refuerzos se prolongarán de lado a lado de los aleros, es decir; pasando por el diafragma.

6. - REFUERZO VERTICAL EN EL DIAFRAGMA -

Se tomarán los momentos que giran alrededor del eje FGHT

ZONAS II, IV, y VI. -

$$\sum M = 7973 \text{ Kg - m} = 797\,300 \text{ Kg - cm}$$

$$b = 617 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{797\,300}{2000 \times 0.90 \times 19} = 23.31 \text{ cm}^2/6.17 \text{ m} = 3.78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En el tercio central:

$$As_1 = \frac{0.20 \times 23.31}{2.057} = 2.27 \text{ cm}^2 < 6.00 \text{ cm}^2$$

En los tercios extremos:

$$As_2 = \frac{0.80 \times 23.31}{4.113} = 4.53 \text{ cm}^2 < 6.00 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 20 cm, a todo lo largo del diafragma, dentro del cabezal.

7.- REFUERZO VERTICAL EN LA PROLONGACION DEL DIAFRAGMA Y LOS ALEROS. -

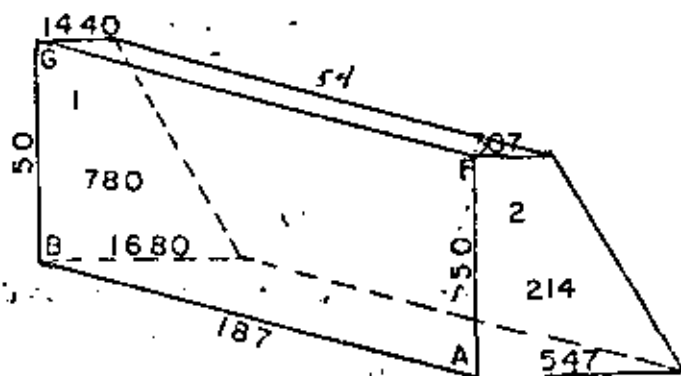
a). - Mom. torsionante respecto al empuje de tierras. - (Eje \overline{DCHL})

ZONA 1. -

$$E_{ly} = 805 \text{ Kg.}$$

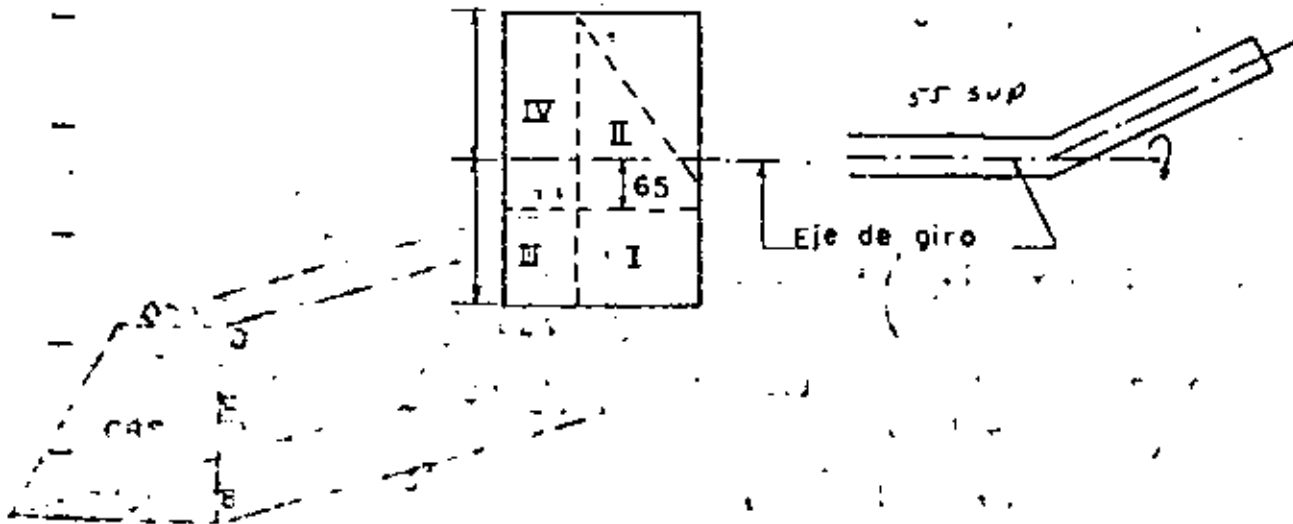
$$Y_1 = \frac{0.50}{3} \left(\frac{2 \times 1680 + 1440}{1680 + 1440} \right) = 0.26 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{0.50}{3} \left(\frac{2 \times 547 + 307}{547 + 307} \right) = 0.27 \text{ m}$$



$$\therefore \bar{Y} \approx 0.265 \text{ m} \quad (\text{Abajo de la corona})$$

NOTA. - Sin error apreciable suponemos que el alero es rectangular, de altura $h = 2.30 \text{ m}$, siendo el centro de gravedad $C.G = 1.15 \text{ m}$, por donde pasará el eje de giro según las figuras siguientes.



El brazo para la zona I vale: .

$$B_1 = 0.265 + 0.650 = 0.915 \text{ m (Abajo de la corona)}$$

$$\text{Entonces } M_{1y} = 805 \times 0.915 = 733 \text{ Kg - m}$$

ZONA II. -

$$E_{IIy} = 1548 \text{ Kg.}$$

$$Y_1 = \frac{1.80}{3} \left(\frac{2 \times 576 + 1440}{576 + 1440} \right) = 0.771 \text{ m}$$

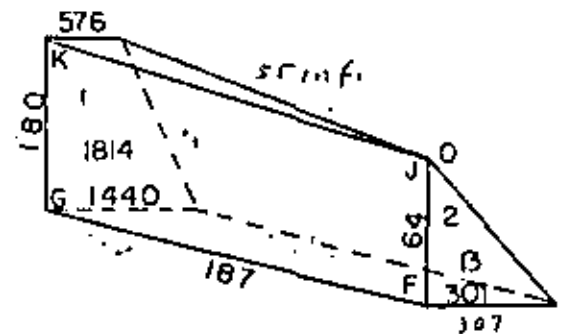
$$Y_2 = \frac{0.64}{3} = 0.213 \text{ m}$$

$$M_1 = 1814 \times 0.771 = 1399 \text{ Kg}$$

$$M_2 = 98 \times 0.213 = \frac{21}{1420} \text{ Kg.}$$

$$\bar{Y} = \frac{1420}{1814 + 98} = 0.743 \text{ m (Arriba del eje de giro)}$$

El brazo para la zona II vale:



$$B_{II} = 0.743 - 0.650 = 0.093 \text{ m (Arriba de la corona)}$$

$$\text{Entonces } M_{IIy} = 1548 \times 0.093 = 144 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

ZONA III.-

$$E_{IIIy} = 743 \text{ Kg.}$$

$$Y_1 = \frac{0.50}{3} \left(\frac{2 \times 1690 + 1450}{1690 + 1450} \right) = 0.256 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{0.50}{3} \left(\frac{2 \times 1680 + 1440}{1680 + 1440} \right) = 0.256 \text{ m}$$

$$\therefore \bar{Y} = 0.256 \text{ m (Abajo de la corona)}$$

El brazo para la zona III, vale:

$$B_{III} = 0.256 + 0.650 = 0.906 \text{ m (Abajo de la corona)}$$

$$\text{Entonces } M_{IIIy} = 743 \times 0.906 = 673 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

ZONA IV.-

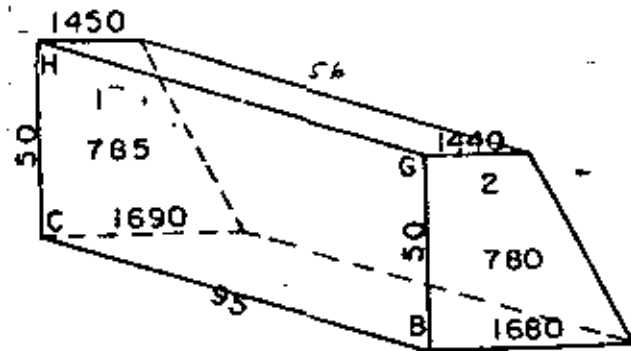
$$E_{IVy} = 1738 \text{ Kg.}$$

El brazo para la zona IV, vale:

$$B_{IV} = 0.780 - 0.650 = 0.130 \text{ m (Arriba de la corona)}$$

$$\text{Entonces: } M_{IVy} = 1738 \times 0.130 = 226 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

RESUMEN DEL INCISO "a" .-



57

| CONCEPTO | FUERZA (Kg) | BRAZO (m) | MOMENTO (Kg-m) |
|----------|-------------|-----------|----------------|
| Ely | 805 | - 0.910 | - 733 |
| EIIy | 1548 | + 0.093 | + 144 |
| EIIIy | 743 | - 0.906 | - 673 |
| EIVy | 1738 | + 0.130 | + 226 |
| | 4834 | | -1036 |

La posición horizontal de la fuerza debida al empuje de tierras en todo el alero es:

$$Y = - \frac{1036}{4834} = - 0.214 \text{ m (Abajo del eje de giro)}$$

b). - MOMENTO TORSIONANTE DEBIDO AL PESO PROPIO DEL ALERO. -

Se tomarán los giros que se produzcan a través de un eje que pase por el centro y a todo lo largo del diafragma y por lo tanto los brazos se tomarán gráficamente.

ZONA I. -

$$PP_I = (1.87 + 1.93) 0.5 \times 0.25 \times 0.50 \times 2400 = 570 \text{ Kg.}$$

$$\text{Brazo} = 0.475 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 570 \times 0.475 = 271 \text{ Kg - m}$$

ZONA II. -

$$PP_{II} = (1.80 + 0.60) 0.5 \times 0.25 \times 1.90 \times 2400 = 1368 \text{ Kg.}$$

$$\text{Posición} = \frac{1.90}{3} \left(\frac{1.80 + 2 \times 0.60}{1.80 + 0.60} \right) = 0.792 \text{ m}$$

$$\text{Brazo} = 0.395 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 1368 \times 0.395 = 540 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

ZONA III .-

$$PP_{III} = (0.95 + 1.02) 0.5 \times 0.25 \times 0.50 \times 2400 = 296 \text{ Kg.}$$

$$\text{Brazo} = 0 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 0 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

ZONA IV .-

$$PP_{IV} = (0.95 + 1.02) 0.5 \times 0.25 \times 1.81 \times 2400 = 1070 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 0 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 0 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

RESUMEN DEL INCISO "b" .-

| CONCEPTO | FUERZA (Kg) | BRAZO (m) | MOMENTO (Kg - m) | | |
|----------|-------------|-----------|------------------|--|--|
| PPI | 570 | 0.475 | 271 | | |
| PPII | 1368 | 0.395 | 540 | | |
| PPIII | 296 | 0 | 0 | | |
| PPIV | 1070 | 0 | 0 | | |
| | 3304 | | 811 | | |

El brazo al eje de apoyos vale:

$$X = \frac{811}{3304} + 0.125 + 0.340 = 0.710 \text{ m}$$

Como puede observarse, éstos momentos también resultan negativos y por lo tanto, para

obtener el momento torsionante total, se sumarán ambos, es decir:

$$M_{\text{tot.}} = 1036 + 811 = 1847 \text{ Kg-m}$$

c). - MOMENTOS POR FLEXION VERTICAL DEBIDO AL PESO PROPIO. -

En este caso también tomaremos gráficamente los giros que se produzcan sobre el eje DCHL

| CONCEPTO | FUERZA (Kg) | BRAZO (m) | MOMENTO (Kg-m) |
|----------|-------------|-----------|----------------|
| PPI | 570 | 1.810 | 1032 |
| PPII | 1368 | 1.675 | 2291 |
| PPIII | 296 | 0.493 | 146 |
| PPIV | 1070 | 0.493 | 527 |
| | 3304 | | 3996 |

$$\bar{X} = \frac{3996}{3304} = 1.028 \text{ m del eje DCHL}$$

PERALTE NECESARIO. - (d = 224 cm)

$$d = \sqrt{\frac{399600}{13.69 \times 25}} = 34.17 \text{ cm} < 224 \text{ cm}$$

Se adopta: d = 224 ; r = 6 cm; h = 230 cm

REFUERZO. -

$$A_s = \frac{399600}{2000 \times 0.90 \times 224} = 0.99 \text{ cm}^2$$

Colocaremos 2 varillas 4C en el hombro del alero.

ESFUERZO CORTANTE POR TORSION. -

Según el "Reforçad Concrete". - de Dunham, se tiene:

$$\tau_{\text{tors.}} = K \frac{M_{\text{tor}}}{b^2 h} \quad \text{donde } K = 3 + \frac{2.6}{0.45 \frac{h}{b}}$$

$$K = 3 + \frac{2.6}{0.45 \frac{230}{25}} = 3.628$$

$$\text{Entonces: } \tau_{\text{tors.}} = \frac{3.628 \times 184\,700}{25^2 \times 230} = 4.72 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE VERTICAL MAXIMO. -

$$\tau_{\text{fv}} = \frac{V}{bd} = \frac{3304}{25 \times 224} = 0.59 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE VERTICAL MAXIMO. -

$$\tau_{\text{m} \times \text{x}} = \tau_{\text{tors.}} + \tau_{\text{fv}} = 4.72 + 0.59 = 5.31 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE DEBIDO AL EMPUJE DE TIERRAS. -

$$\tau_{\text{et}} = \frac{V_{\text{et}}}{bd} = \frac{4834}{25 \times 224} = 0.86 \text{ Kg/cm}^2$$

FINALMENTE, TENSION DIAGONAL DEBIDO AL ESFUERZO COMBINADO DE FLEXION Y TORSION. =

$$\tau_{\text{td}} = \sqrt{\tau_{\text{m} \times \text{x}}^2 + \tau_{\text{et}}^2} = \sqrt{5.31^2 + 0.86^2} = 5.38 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo permisible, según el oportada 6.15.3 del Reglamento Australiano, para la tensión diagonal vale:

$$\tau_{\text{perm}} = 0.08 f'c + 5.60 = 0.08 \times 250 + 5.60 = 25.6 \text{ Kg/cm}^2$$

Como $5.38 \text{ Kg/cm}^2 < 25.5 \text{ Kg/cm}^2$, la sección no falla por tensión diagonal.

Por otra parte, puesto que según el Departamento de Puentes de la S.O.P., el concreto no puede absorber tensión, tanto el esfuerzo cortante por torsión como por flexión ver.

serán tomados con estribos.

a). - Por torsión. -

$$\text{Según Cowan: } A_{\text{tors.}} = \frac{M_{\text{tors.}}}{0.80 f_s b_l d_l}$$

$$A_{\text{tors.}} = \frac{184\,700}{0.80 \times 2000 \times 15 \times 225} = 0.0342 \text{ cm}^2/\text{cm.}$$

$$A_{\text{tors.}} = 3.42 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

b). - Por flexión vertical. -

$$A_{\text{fv}} = \frac{V S}{f_s d}$$

$$\text{Para nuestro caso: } V = \sqrt{f_v} b d ; S = I$$

$$\text{Entonces: } A_{\text{fv}} = \frac{\sqrt{f_v} b}{f_s} = \frac{0.59 \times 25}{2000} = 0.0074 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{\text{fv}} = 0.74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

c). - Area Total . -

$$A_{\text{tot.}} = A_{\text{tors}} + A_{\text{fv}} = 3.42 + 0.74 = 4.16 \text{ cm}^2$$

d). - Separación de estribos. -

Considerando estribos 4C de dos ramas, la separación será:

$$S = \frac{2 a_s \times 100}{A_{\text{tot}}} = \frac{2 \times 1.27 \times 100}{4.16} = 61 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

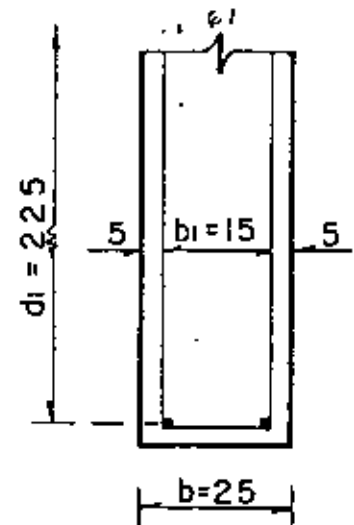
Se colocarán estribos 4C de 2 ramas o cada 20 cm.

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CABEZAL. -

CARGAS QUE ACTUAN SOBRE EL CABEZAL. - (Reacciones)

1. - CARGA MUERTA. -

El peso total de la superestructura vale 286 453 Kg.



$$\text{Entonces: } R_{CM} = 286453 \times 0.5 = 143\,227 \text{ Kg}$$

$$\text{Y en cada nervadura } R_{CM}/\text{nerv} = \frac{143\,227}{3}$$

$$R_{CM}/\text{nerv} = 47742 \text{ Kg.}$$

2. - CARGA VIVA. -

$$R_{CV} + I = 72370 \text{ Kg}$$

$$\text{Y en cada nervadura: } R_{CV}/\text{nerv} = \frac{72\,370}{3}$$

$$R_{CV}/\text{nerv} = 24123 \text{ Kg.}$$

3. - PESO PROPIO. -

a). - Por el diafragma

$$P_a = 1.855 \times 7.20 \times 0.25 \times 2400 = 8014 \text{ Kg.}$$

b). - Por los aleros. -

Consideramos este peso como carga concentrada a 1.028 m de la orilla del cabezal.

$$P_b = 3304 \text{ Kg.}$$

c). - Por el cabezal. -

$$P_c = 1.20 \times 1.00 \times 7.20 \times 2400 = 20736 \text{ Kg}$$

Entonces, la carga uniformemente repartida vale:

$$\omega = \frac{8014 + 20736}{7.20} = 3993 \text{ Kg/m}$$

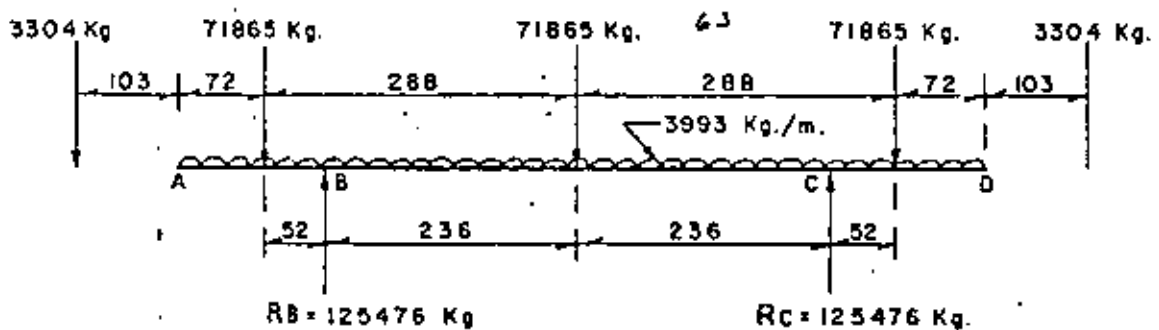
La carga concentrada en cada apoyo vale:

$$W = 47742 + 24123 = 71865 \text{ Kg.}$$

De acuerdo con las cargas anteriores nos falta encontrar la separación a la que irán las columnas que sostienen el cabezal. Esta separación deberá ser de manera tal que el -

momento negativo en el voladizo sea prácticamente del mismo valor que el momento flexionante entre dichas columnas.

Suponiendo que la separación entre ejes de columnas sea de 4.72m, tenemos:



El momento negativo vale:

$$M_b = 3304 \times 2.27 + 71865 \times 0.52 + \frac{3993 \times 1.24^2}{2}$$

$$M_b = 7500 + 37370 + 3070 = 47940 \text{ Kg} \cdot \text{m}.$$

El momento flexionante vale:

$$M_{flex} = \frac{71865 \times 4.72}{4} + \frac{3993 \times 4.72^2}{8} - 47940$$

$$M_{flex} = 84800 + 11119 - 47940 = 47979 \text{ Kg} \cdot \text{m}.$$

Como $M_b \doteq M_{flex}$, consideramos correcta la separación entre columnas.

$$R_c = R_b = \frac{2 \times 3304 + 3 \times 71865 + 7.20 \times 3993}{2} = 125476 \text{ Kg}$$

Los diagramas de cortantes y momentos aparecen consignados en las hojas siguientes:

DIAGRAMA DE FUERZAS CONSTANTES
(En Kg.)

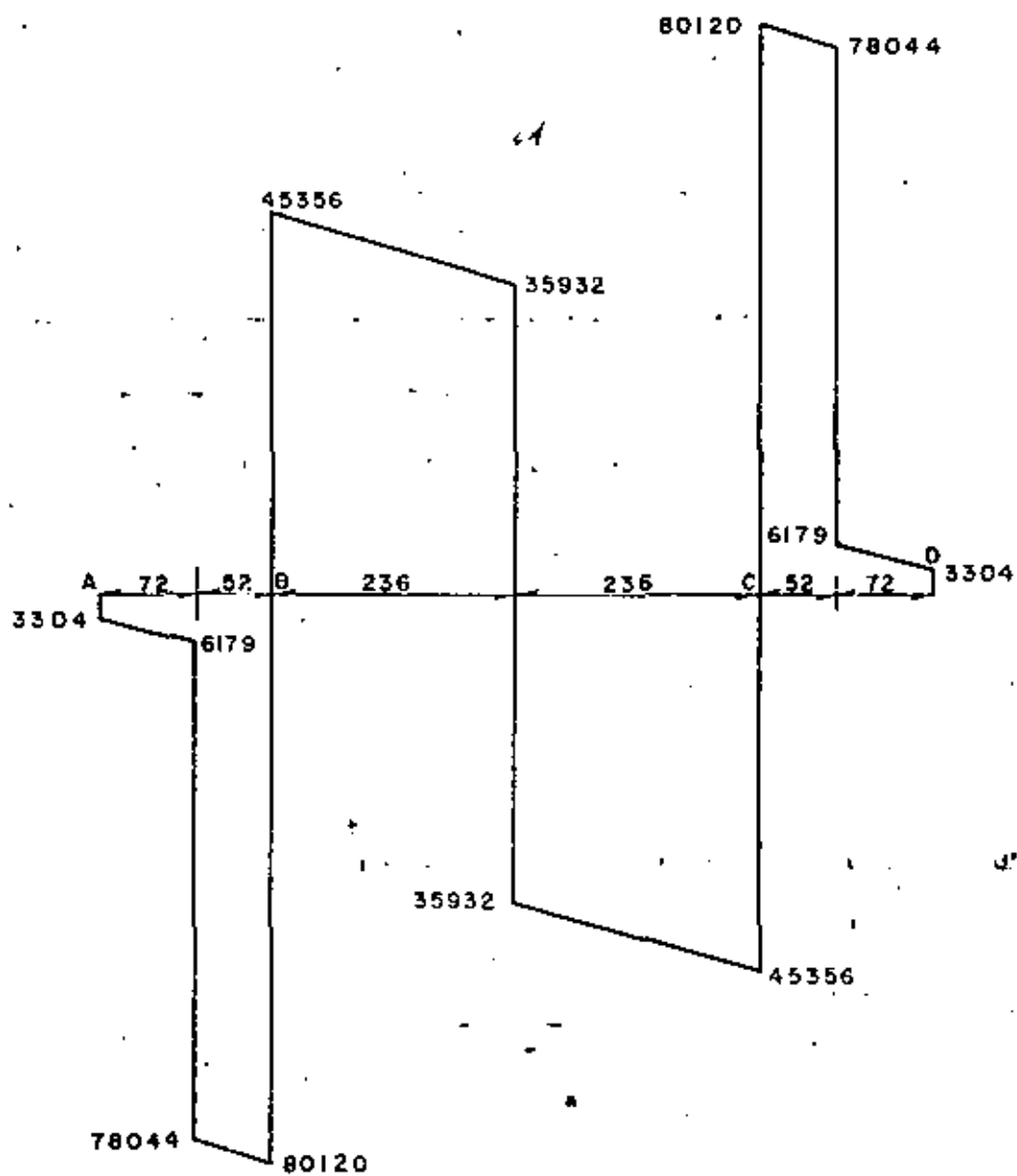
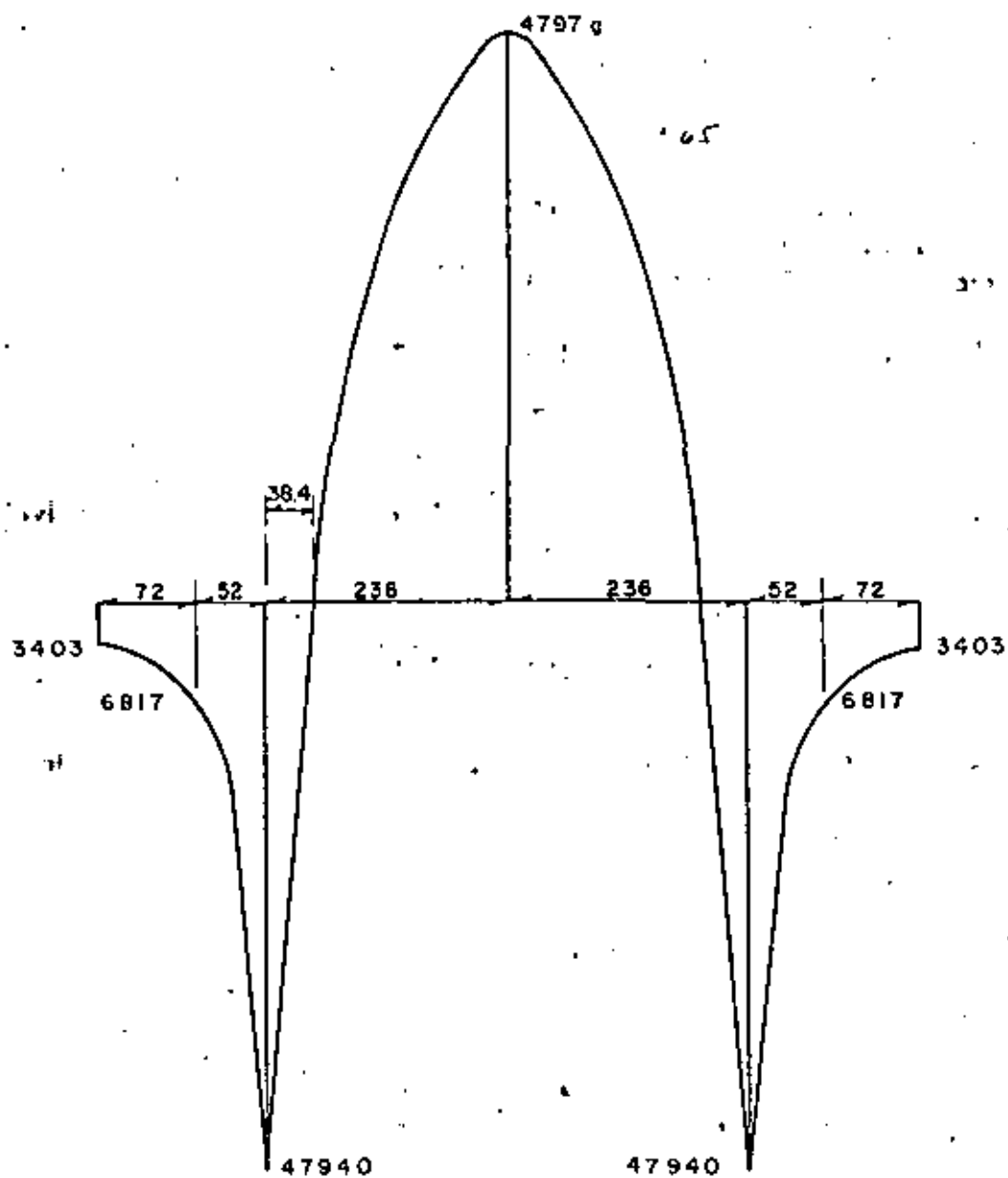


DIAGRAMA DE MOMENTOS
(En Kg-m.)



REFUERZO EN EL CABEZAL. -

Peralte del cabezal por momento:

$$d_m = \sqrt{\frac{4\,797\,900}{13.69 \times 120}} = 54.04 \text{ cm}$$

Peralte del cabezal por cortante:

$$d_v = \frac{80\,120}{20.87 \times 120} = 31.99 \text{ cm}$$

Se asopta: $d = 92 \text{ cm}$; $r = 8 \text{ cm}$; $h = 100 \text{ cm}$

Por lo tanto, el acero de refuerzo principal será:

$$A_s = \frac{4\,797\,900}{2000 \times 0.90 \times 92} = 28.97 \text{ cm}^2$$

Pero según ACI-911, el mínimo acero de refuerzo principal, tanto positivo como negativo, deberá ser:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} \cdot A_g = \frac{14 \times 100 \times 120}{4\,200} = 40.0 \text{ cm}^2$$

Colocaremos 9 varillas 8C, tanto en la parte superior como en la parte inferior del cabezal.

$$(A_s = 45.63 \text{ cm}^2)$$

REVISION POR ADHERENCIA. -

$$\mu_{\text{perm}} = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{2.54} = 14.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{o_{\text{calc.}}} = \frac{4A_s}{D} = \frac{4 \times 45.63}{2.54} = 71.86 \text{ cm}$$

$$\mu_{\text{calc.}} = \frac{V}{\epsilon_{o_{\text{calc.}}} d} = \frac{80\,120}{71.86 \times 0.90 \times 92} = 13.47 \text{ Kg/cm}^2$$

$13.47 \text{ Kg/cm}^2 < 14.32 \text{ Kg/cm}^2$, por lo tanto la sección NO falla por adherencia.

REVISION POR CORTANTE. -

$$\sqrt{f_{perm}} = 1.32 \sqrt{f'_c} = 1.32 \sqrt{250} = 20.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{f_{calc}} = \frac{V}{bd} = \frac{80120}{120 \times 92} = 7.26 \text{ Kg/cm}^2$$

Puesto que $7.26 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2$, la sección NO falla por esfuerzo cortante.

ESTRIBOS EN EL CABEZAL. -

Utilizando estribos 5C de 4 ramas, tendremos una separación de:

$$S = \frac{4 \sigma_s f_s J_d}{V} = \frac{4 \times 1.98 \times 2000 \times 0.90 \times 92}{80120} = 16.37 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 5C de 4 ramas a cada 16 cm.

ACERO DE REFUERZO POR FLEXION LATERAL. -

De acuerdo con la experiencia de otros cálculos similares se ha observado que domina el acero de refuerzo mínimo, especificado por la S. O. P., es decir, $A_{smin} = 6.00 \text{ cm}^2$ por metro, por lo tanto colocaremos en las caras laterales del cabezal 3 varillas 5C a cada lado.

DISEÑO DE LA ZAPATA

CARGAS QUE ACTUAN SOBRE EL CABALLETE. -

1. - CARGA MUERTA. - (CM)

$$CM = 143\,227 \text{ Kg}$$

2. - CARGA VIVA + IMPACTO. - (CV + I)

$$CV + I = 72\,370 \text{ Kg.}$$

3. - FRENAJE. - (FR)

$$FR = 0.05 \times 72370 = 3619 \text{ Kg.}$$

4. - FRICCION. - (Fr)

$$Fr = 0.05 \times 143227 = 7161 \text{ Kg}$$

5. - VIENTO NORMAL SOBRE LA SUPERESTRUCTURA. - (VNS)

$$VNS = 2.25 \times 30.00 \times 0.5 \times 244 = 6725 \text{ Kg.}$$

6. - VIENTO TANGENCIAL SOBRE LA SUPERESTRUCTURA. - (VTS)

$$VTS = 2.25 \times 30.00 \times 60 = 3308 \text{ Kg.}$$

7. - VIENTO NORMAL SOBRE LA CARGA VIVA. - (VNCV)

$$VNCV = 30.00 \times 149 = 3650 \text{ Kg.}$$

8. - VIENTO TANGENCIAL SOBRE LA CARGA VIVA. - (VTCV)

$$VTCV = 30.00 \times 60 = 1470 \text{ Kg.}$$

NOTA. - Con excepción del VNS y el VNCV, todas las demás cargas las consideraremos aplicadas en la corona.

9. - EMPUJE DE TIERRAS. -

(Los brazos están referidos al desplante del caballero)

a). - Sobre diafragma, aleros y cabezal. -

Cálculo de E_v

$$\omega_{dm} = (1930 + 1450) 0.5 \times 1.00 = 1690 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{ei} = (1963 + 1483) 0.5 \times 1.00 = 1723 \text{ Kg/m}$$

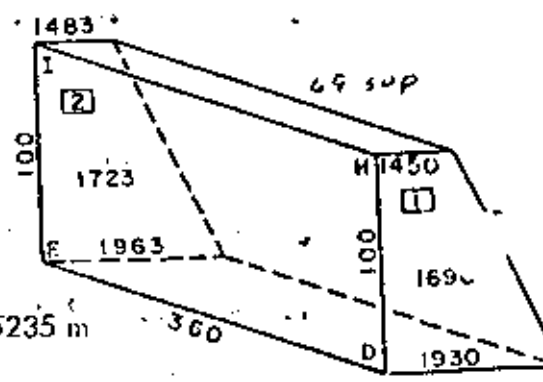
$$\frac{3413 \text{ Kg/m}}$$

$$E_v = 3413 \times 0.5 \times 7.20 = 12287 \text{ Kg}$$

$$Y_1 = \frac{1.00}{3} \left(\frac{2 \times 1450 + 1930}{1450 + 1930} \right) = 0.476 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{1.00}{3} \left(\frac{2 \times 1483 + 1963}{1483 + 1963} \right) = 0.477 \text{ m}$$

$\therefore \bar{Y} = 0.4765 \text{ m}$ (arriba de la subcorona, ó bien, a 0.5235 m abajo de la corona)



El brazo al desplante será $= 5.28 + 0.48 = 5.76 \text{ m}$

RESUMEN:

49 mf

| CONCEPTO | FUERZA (Kg) | BRAZO (m) | MOMENTO (Kg-m) |
|------------------|-------------|-----------|----------------|
| E _I | 1610 | 6.020 | 9692 |
| E _{II} | 3096 | 7.023 | 21743 |
| E _{III} | 1486 | 6.024 | 8952 |
| E _{IV} | 3476 | 7.060 | 25541 |
| E _V | 12286 | 5.760 | 70773 |
| E _{VI} | 13644 | 7.080 | 96600 |
| | 35599 | | 233301 |

Posición del empuje de tierras sobre el diafragma, aleros y cabezal, respecto al desplante:

$$\bar{Y} = \frac{233\,301}{35\,599} = 6.55 \text{ m (Arriba del desplante)}$$

Entonces $E_{T_1} = 35\,599 \text{ Kg}$; $Y_1 = 6.55 \text{ m}$

b). - Sobre el respaldo de las columnas. -

(La S. O. P. recomienda que el empuje sea tres veces el área expuesta)

$$P_{inf} = 480 (6.77 + 0.60) = 3538 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{sup} = 480 (2.89 + 0.60) = \frac{1675}{5213} \text{ Kg/m}^2$$

$$E_{T_2} = (5213 \times 0.5 \times 0.60 \times 3.88) \times 3 = 36408 \text{ Kg}$$

Y 6

$$\bar{Y} = \frac{3.88}{3} \left(\frac{2 \times 1675 + 3538}{1675 + 3538} \right) = 1.71 \text{ m}$$

Brazo al desplante: $Y_2 = 1.40 + 1.71 = 3.11 \text{ M}$

c). - Sobre el respaldo de la contratrabe. -

$$P_{inf} = 480 (7.37 + 0.60) = 3826 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{sup} = 480 (6.77 + 0.60) = \frac{3538}{7364} \text{ Kg/m}^2$$

$$ET_3 = 7364 \times 0.5 \times 0.60 \times 5.32 = 11753 \text{ Kg}$$

$$Y = \frac{0.60}{3} \left(\frac{2 \times 3538 + 3826}{3538 + 3826} \right) = 0.30 \text{ m}$$

El brazo al desplante es: $Y_3 = 0.80 + 0.30 = 1.10 \text{ m}$

d). - Sobre el respaldo de la zapata. -

$$P_{inf} = 480 (8.17 + 0.60) = 4210 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{sup} = 480 (7.37 + 0.60) = \frac{3826}{8036} \text{ Kg/m}^2$$

$$ET_4 = 8036 \times 0.5 \times 0.80 \times 7.00 = 22501 \text{ Kg}$$

$$Y_4 = \frac{0.80}{3} \left(\frac{2 \times 3826 + 4210}{3826 + 4210} \right) = 0.39 \text{ m}$$

RESUMEN:

| CONCEPTO | FUERZA (Kg) | BRAZO (m) | MOMENTO (Kg - m) |
|----------|-------------|-----------|------------------|
| Et1 | 35599 | 6.55 | 233 173 |
| Et2 | 36408 | 3.11 | 113 229 |
| Et3 | 11753 | 1.10 | 12 928 |
| Et4 | 22501 | 0.39 | 8 775 |
| | 106261 | | 368 105 |

Posición total de los empujes de tierra sobre el caballete, respecto al desplante

$$Y_{et} = \frac{368\,105}{106\,261} = 3.46$$

10. - PESO PROPIO DEL CABALLETE. -

Los brazos son al punto x mostrado en la "elevación", hoja 49.

a). - Por los aleros.

$$PP_1 = 6608 \text{ Kg.}$$

$$X_1 = 0.245 + 0.465 + 3.11 = 3.82 \text{ m}$$

b). - Por el diafragma sobre el cabezal. -

$$PP_2 = 7.20 \times 1.855 \times 0.25 \times 2400 = 8014 \text{ Kg.}$$

$$X_2 = -0.465 + 3.11 = 2.645 \text{ m}$$

c). - Por el cabezal. -

$$PP_3 = 1.20 \times 1.00 \times 7.20 \times 2400 = 20736 \text{ Kg.}$$

$$X_3 = 3.10 \text{ m}$$

d). - Por las columnas. -

$$PP_4 = (1.20 + 1.50) \times 0.5 \times 0.60 \times 3.88 \times 2 \times 2400 = 15085 \text{ Kg.}$$

$$X_4 = 3.70 - \frac{1.20 \times 3.88 \times 0.60 + 0.30 \times 3.88 \times 0.5 \times 0.70}{1.20 \times 3.88 + 0.30 \times 3.88 \times 0.5} = 3.09 \text{ m}$$

e). - Por la contratrabe. -

$$PP_5 = 1.50 \times 5.32 \times 0.60 \times 2400 = 11\,491 \text{ Kg}$$

$$X_5 = 3.11 - 0.16 = 2.95 \text{ m}$$

f). - Por la zapata. -

$$V_1 = 7.00 \times 4.50 \times 0.40 = 12.60 \text{ m}^3$$

$$\text{Para el } V_2 : \quad (h = 0.40 \text{ m})$$

$$A_{inf} = 7.00 \times 4.50 = 31.50 \text{ m}^2$$

$$A_{sup} = 5.32 \times 1.50 = 7.98 \text{ m}^2$$

$$\therefore V_2 = (31.50 + 7.98 + \sqrt{31.50 \times 7.98}) \frac{0.40}{3} = 7.38 \text{ m}^3$$

$$\text{Volúmen total de la zapata : } V_{tot} = 19.98 \text{ m}^3$$

$$PP_6 = 19.98 \times 2400 = 47\,952 \text{ Kg.}$$

El centroíde de gravedad es:

| A R _E A
(m ²) | BRAZO
(m) | MOMENTO
(m ³) |
|---|--------------|------------------------------|
| 0.40 x 0.40 = 1.600 | 2.250 | 3.600 |
| 0.40 x 0.80 x 0.5 = 0.160 | 0.533 | 0.085 |
| 0.40 x 1.50 = 0.600 | 1.550 | 0.930 |
| 0.40 x 2.20 x 0.5 = 0.440 | 3.033 | 1.335 |
| = 2.800 | | 5.950 |

$$X_6 = 4.50 - \frac{5.95}{2.80} = 2.38 \text{ m}$$

RESUMEN DEL PESO PROPIO.-

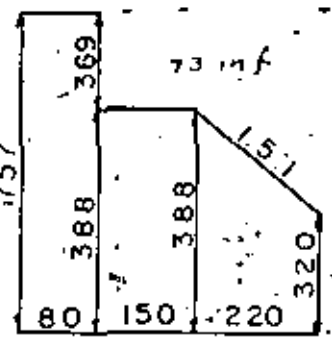
7.3

| CONCEPTO | FUERZA (Kg) | BRAZO (m) | MOMENTO (Kg - m) |
|-----------------|-------------|-----------|------------------|
| PP ₁ | 6608 | 3.820 | 25243 |
| PP ₂ | 8014 | 3.575 | 28650 |
| PP ₃ | 20736 | 3.100 | 64281 |
| PP ₄ | 15085 | 3.090 | 46613 |
| PP ₅ | 11491 | 2.950 | 33898 |
| PP ₆ | 47952 | 2.380 | 114126 |
| | 109886 | | 312811 |

Posición del total del peso del caballete respecto al punto (x)

$$X_{pp} = \frac{312811}{109886} = 2.85 \text{ m}$$

11.- PESO DE LA TIERRA SOBRE LA ZAPATA.-



$$Pt_1 = 7.57 \times 0.80 \times 7.00 \times 1600 = 67827 \text{ Kg.}$$

$$X_1 = 4.10 \text{ m}$$

$$Pt_2 = 1.50 \times 3.88 \times 5.80 \times 1600 = 54010 \text{ Kg}$$

$$X_2 = 2.95 \text{ m}$$

$$Pt_3 = 2.20 \times 3.54 \times 7.00 \times 1600 = 87226 \text{ Kg.}$$

$$X_3 = 1.10 \text{ m}$$

RESUMEN:

74 SUP

| CONCEPTO | FUERZA (Kg) | BRAZO (m) | MOMENTO (Kg - m) |
|-----------------|-------------|-----------|------------------|
| Pt ₁ | 67827 | 4.10 | 278091 |
| Pt ₂ | 54010 | 2.95 | 159329 |
| Pt ₃ | 87226 | 1.10 | 95949 |
| | 209063 | | 533369 |

Posición del total del peso de la tierra sobre la zapata con respecto al punto (x)

$$X_{pt} = \frac{533\,369}{209\,063} = 2.55 \text{ m}$$

RESUMEN GENERAL DE FUERZAS

o). - POR CARGAS VERTICALES. -

74 med

| CONCEPTO | FUERZA (Kg) | BRAZO (m) | MOMENTO (Kg - m) |
|----------|-------------|-----------|------------------|
| CM | 143227 | 3.110 | 445436 |
| CV+I | 72370 | 3.110 | 225071 |
| PP | 109886 | 2.850 | 312811 |
| PT | 209063 | 2.550 | 533369 |
| | 534546 | | 1516687 |

$\bar{X} = 2.84$ al punto (x)

b). - POR CARGAS HORIZONTALES. -

74.11f

| CONCEPTO | FUERZA (Kg) | BRAZO (m) | MOMENTO (Kg - m) |
|----------|-------------|-----------|------------------|
| FR | 3619 | 6.28 | 22727 |
| Fr | 7161 | 6.28 | 44971 |
| VTS | 3308 | 6.28 | 20774 |
| VTCV | 1470 | 6.28 | 9232 |
| ET | 106261 | 3.46 | 368105 |
| | 121819 | | 465809 |

$\bar{Y} = 3.82$ m al desplante.

En éste último inciso no consignamos las fuerzas normales al eje del camino por tener un efecto muy pequeño.

COMBINACIONES DE CARGAS. -

Analizaremos los Grupos I y III, ya que por experiencia sabemos que son los grupos más desfavorables.

a). - GRUPO (I). - (100%). - (CM + CV + PP + PT)

$\leq FV = 534\ 546$ Kg

$\leq MV = 1526\ 687$ Kg - m

$\leq FH = 121\ 819$ Kg

$\leq MH = 465\ 809$ Kg - m

$$e = \frac{a}{2} - \left(\frac{\sum MV - \sum MH}{\sum FV} \right) = \frac{4.50}{2} - \left(\frac{1516 - 465\,809}{534\,546} \right) = 0.28 \text{ m}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{4.50}{6} = 0.75 \text{ m} > 0.28 \text{ m} \quad \therefore \text{bién}$$

ESFUERZOS: - - $f = \frac{\sum FV}{ab} \left(1 + \frac{6e}{a} \right)$

$$f_{\text{máx}} = \frac{534\,546}{450 \times 700} \left(1 + \frac{6 \times 0.28}{450} \right) = 2.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{mín}} = \frac{534\,546}{450 \times 700} \left(1 - \frac{6 \times 0.28}{450} \right) = 1.06 \text{ Kg/cm}^2$$

Coefficiente de seguridad al volteamiento:

$$CSV = \frac{\sum MV}{\sum MH} = \frac{1\,516\,687}{465\,809} = 3.26 > 2.00 \quad \therefore \text{bién}$$

Coefficiente de seguridad al deslizamiento:

$$CSD = K \frac{\sum FV}{\sum FH} = 0.52 \frac{534\,546}{121\,819} = 2.28 > 1.00 \quad \therefore \text{bién}$$

b). - GRUPO (II). - (125%). - (ET + FR + Fr + 0.30 VTS + VTCV)

$$\sum Fv = 534\,546 \text{ Kg}$$

$$\sum MV = 1\,516\,587 \text{ Kg - m}$$

$$\sum FH = 118\,511 + 0.30 \times 33\,08 = 119\,503 \text{ Kg}$$

$$\sum MH = 445\,035 + 0.30 \times 20774 = 451\,267 \text{ Kg - m}$$

$$e = \frac{4.50}{2} - \left(\frac{1516687 - 451\,267}{534\,546} \right) = 0.26 \text{ m}$$

$$\frac{4.50}{6} = 0.75 \text{ m} > 0.26 \text{ m} \quad \therefore \text{bién}$$

ESFUERZOS. -

$$f_{\text{máx}} = \frac{534\,546}{315\,000} \left(1 + \frac{6 \times 0.26}{4.50} \right) = 2.29 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = \frac{534\,546}{315\,000} \left(1 - \frac{6 \times 0.26}{4.50} \right) = 1.11 \text{ Kg/cm}^2$$

Coefficiente de seguridad al volteamiento:

$$CSV = \frac{1\,516\,687}{451\,267} = 3.36 > 2.00 \therefore \text{bién}$$

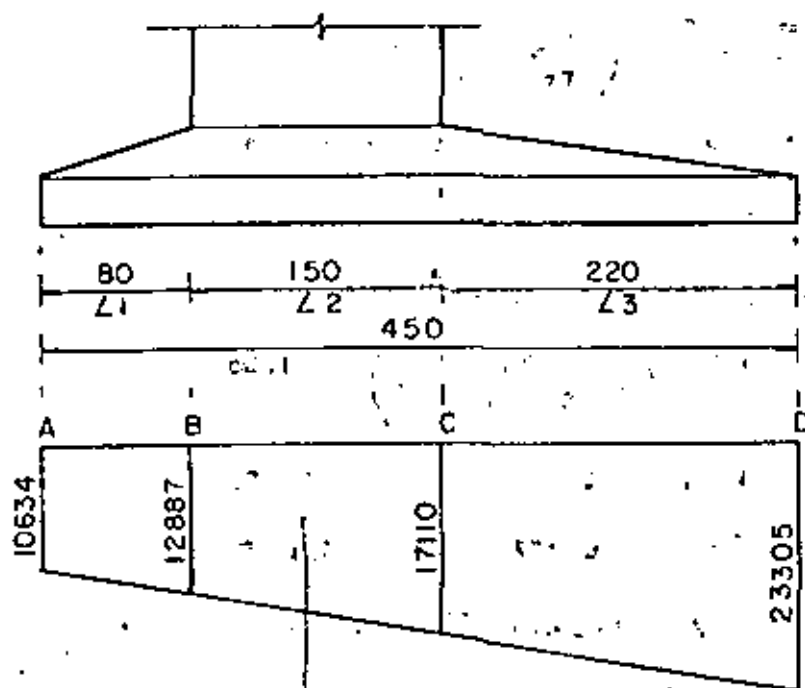
Coefficiente de seguridad al deslizamiento:

$$CSD = \frac{0.52 \times 534\,546}{119\,503} = 2.33 > 1.00 \therefore \text{bién}$$

Obsérvese que el grupo I, para nuestro caso es el más desfavorable y por lo tanto los esfuerzos obtenidos en dicho grupo son los que utilizaremos para diseñar la zapata.

Por otra parte, en el estrato donde nos estamos desplantando, el terreno se muestra compacto, puesto que según la prueba de penetración estandar a esa profundidad se necesitaron más de 30 golpes para penetrar 30 cm, esto nos indica que el terreno soporta aproximadamente 3.00 Kg/cm^2 .

DISEÑO DE LA ZAPATA.-



$$f_a = 10634 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_d = 23305 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_b = 10634 + \frac{12671 \times 0.80}{4.50} = 12887 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_c = 10634 + \frac{12671 \times 2.30}{4.50} = 17110 \text{ Kg/m}^2$$

ANALISIS EN LA SECCION "C" .-

Reacción del terreno: $R_f = \left(\frac{f_c + f_d}{2} \right) L_3$

$$R_f = \left(\frac{17110 + 23305}{2} \right) \times 2.20 = 44457 \text{ Kg/m}^2$$

$$\bar{X}_{rf} = \frac{2.20}{3} \left(\frac{2 \times 17110 + 23305}{17110 + 23305} \right) = 1.044 \text{ m}$$

$$M_{rf} = 44457 \times 1.044 = 46413 \text{ Kg - m/m}$$

Peso propio de la parte de la zapata en estudio. -

$$PP_{cd} = (0.40 \times 2.20 + 0.40 \times 2.20 \times 0.5) 2400 = 3168 \text{ Kg/m}^2$$

$$X_{pp} = \frac{2.20}{3} \left(\frac{0.80 + 2 \times 0.40}{0.80 + 0.40} \right) = 0.978 \text{ m}$$

$$M_{pp} = 3168 \times 0.978 = 3098 \text{ Kg - m/m}$$

Peso de la tierra sobre la zapata. -

$$PT = 3.54 \times 2.20 \times 1600 = 12461 \text{ Kg/m}^2$$

$$X_{pt} = \frac{2.20}{3} \left(\frac{2 \times 3.20 + 3.88}{3.20 + 3.88} \right) = 1.065 \text{ m}$$

$$M_{pt} = 12461 \times 1.065 = 13271 \text{ Kg - m/m}$$

$$\text{Por tanto } \Sigma V_c = 44457 - 3168 - 12461 = 28828 \text{ Kg/m}^2$$

$$\Sigma M_c = 46413 - 3098 - 13271 = 30044 \text{ Kg/m}^2$$

Peralte por momento:

$$d_m = \sqrt{\frac{3\,004\,400}{13.69 \times 100}} = 46.85 \text{ cm}$$

Peralte por cortante:

$$d_v = \frac{28\,828}{8.38 \times 100} = 34.40 \text{ cm}$$

Se adopta: $d = 72 \text{ cm}$; $r = 8 \text{ cm}$; $h = 80 \text{ cm}$

Acero principal de refuerzo:

$$A_s = \frac{3\,004\,400}{2000 \times 0.90 \times 72} = 22.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se colocarán varillas 8C a cada 23 cm ($A_s = 22.04 \text{ cm}^2$)

REVISION POR CORTANTE.-

$$\sqrt{f_{pem}} = 0.53 \sqrt{f'_c} = 0.53 \sqrt{250} = 8.38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{f_{calc}} = \frac{28\,828}{100 \times 72} = 4.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$4.00 \text{ Kg/cm}^2 < 8.38 \text{ Kg/cm}^2$; también

REVISION POR ADHERENCIA.-

$$\xi_{ocalc} = \frac{4 \times 22.04}{2.54} = 34.71 \text{ cm}$$

$$\mu_{pem} = 20.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu_{calc} = \frac{28\,828}{34.71 \times 0.90 \times 72} = 12.82 \text{ Kg/cm}^2$$

$12.82 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2$; también

ACERO POR TEMPERATURA.-

$$A_{s1} = 0.0015 \times 80 \times 100 = 12 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 6C a cada 23 cm ($A_s = 12.48 \text{ cm}^2$)

ANÁLISIS DE LA SECCIÓN "B" .-

$$R_t = \frac{12887 + 10634}{2} \times 0.80 = 9408$$

$$X_{rt} = \frac{0.80}{3} \left(\frac{1 \times 10634 + 12887}{10634 + 12887} \right) = 0.387 \text{ m}$$

$$M_{rt} = 9408 \times 0.387 = 3641 \text{ Kg-m/m}$$

$$PP = (0.40 \times 0.80 + 0.40 \times 0.80 \times 0.5) 2400 = 1152 \text{ Kg/m}^2$$

$$X_{pp} = \frac{0.80}{3} \left(\frac{2 \times 0.40 + 0.80}{0.40 + 0.80} \right) = 0.356 \text{ m}$$

$$M_{pp} = 1152 \times 0.356 = 410 \text{ Kg-m/m}$$

$$P_t = 7.56 \times 0.80 \times 1600 = 9690 \text{ Kg/m}^2$$

$$X_{pt} = 0.80 \times 0.5 = 0.40 \text{ m}$$

$$M_{pt} = 9690 \times 0.40 = 3876 \text{ Kg-m/m}$$

$$\text{Entonces: } \Sigma VB = 9408 - 1152 - 9690 = -1434 \text{ Kg/m}^2$$

$$\Sigma MB = 3641 - 410 - 3876 = -645 \text{ Kg-m/m}$$

Observamos que con éstos momentos domina el acero de refuerzo por temperatura.

De acuerdo con éstos cálculos, la zapata quedará reforzada de la siguiente manera.

a). - Varillas cortas. - ($L = 4.40 \text{ m}$)

Parrilla superior: Varillas 6C a cada 23 cm.

Parrilla inferior: Varillas 8C a cada 23 cm.

b). - Varillas largas. - ($L = 6.90 \text{ m}$)

Parrilla superior: Varillas 6C a cada 23 cm.

Parrilla inferior: Varilla 6C a cada 23 cm.

DISEÑO DE LAS COLUMNAS. -

Una forma simplificada para calcular el refuerzo en las columnas nos la proporciona el

Departamento de Puentes de la Dirección General de Carreteras Federales de la Secretaría

ría de Obras Públicas, y e la siguiente:

CALCULO DEL REFUERZO PRINCIPAL EN LAS COLUMNAS SEGUN DIN-1045. -
(CODIGO 27 DEL BETON KALENDER)

Porcentaje mínimos y máximos del refuerzo:

21 300

| $\frac{H_s}{d}$ | P mínimo (%) | f'_c
(Kg/cm ²) | P máximo (%) |
|-----------------|--------------|---------------------------------|--------------|
| 5 | 0.5 | 100 - 140 | 3 |
| 10 | 0.8 | 180 - 250 | 6 |

Donde : H_s = Longitud de pandeo

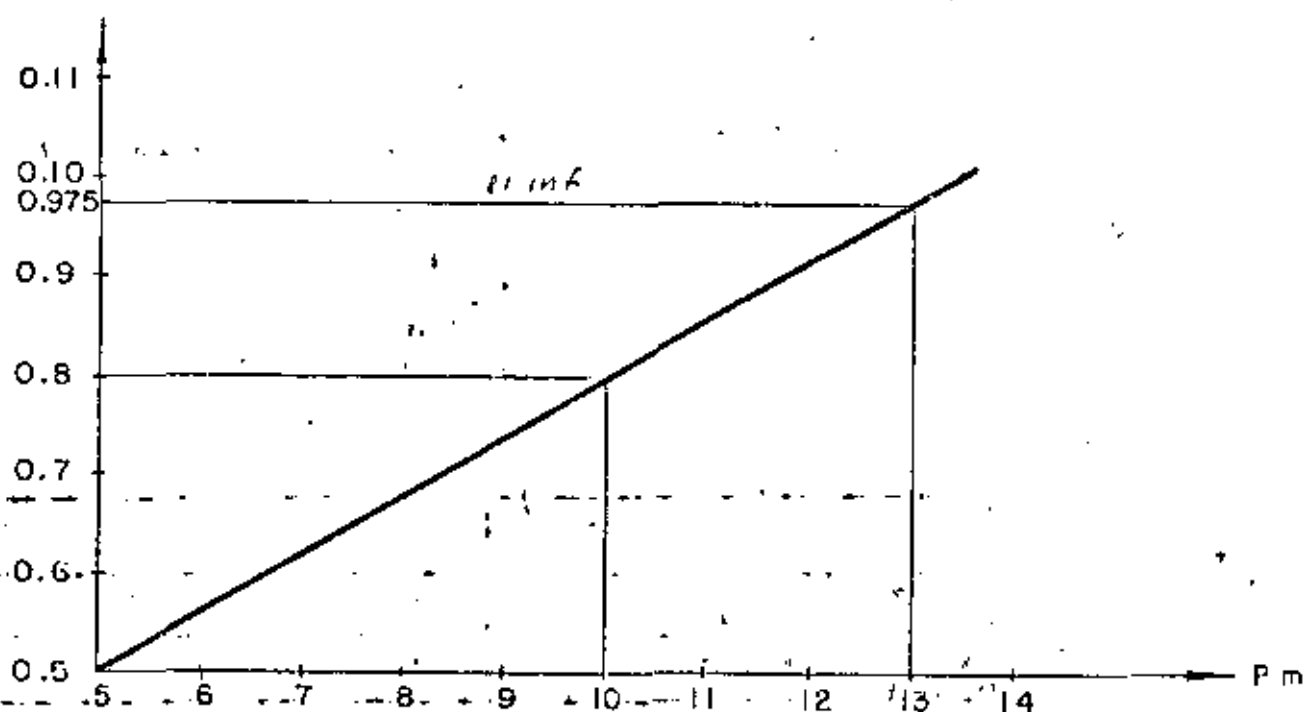
d = dimensión mínima de la sección.

Considerando, como caso más desfavorable, que la columna está empotrada en su parte inferior y libre en su parte superior, entonces la longitud de pandeo vale:

$$H_s = 2H = 2 \times 3.88 = 7.76 \text{ m}$$

$$d_{\min} = 0.60 \text{ m}$$

$$\frac{H_s}{d} = \frac{7.76}{0.60} = 12.93 \approx 13$$



Ensayaremos entonces con $P = 0.975\%$, como porcentaje mínimo requerido y para fines de cálculo tomaremos el promedio de las secciones superior e inferior de la columna, es decir:

$$A_{\text{prom}} = (120 + 150) \cdot 0.5 \times 60 = 8100 \text{ cm}^2$$

$$\text{Entonces: } A_s = 0.00975 \times 8100 = 78.98 \text{ cm}^2$$

Colocaremos 7 varillas 12C ($A_s = 79.80 \text{ cm}^2$)

REVISION POR PANDEO. -

Según el "Betón Kalender", se deberá cumplir que:

$$\frac{\text{Propiura}}{w + \text{Pactuante}} \geq 3$$

$$\text{Donde: } P_{act} = 125476 + (1.20 + 1.50) 0.5 \times 3.88 \times 0.60 \times 2400$$

$$P_{act} = 133019 \text{ Kg}$$

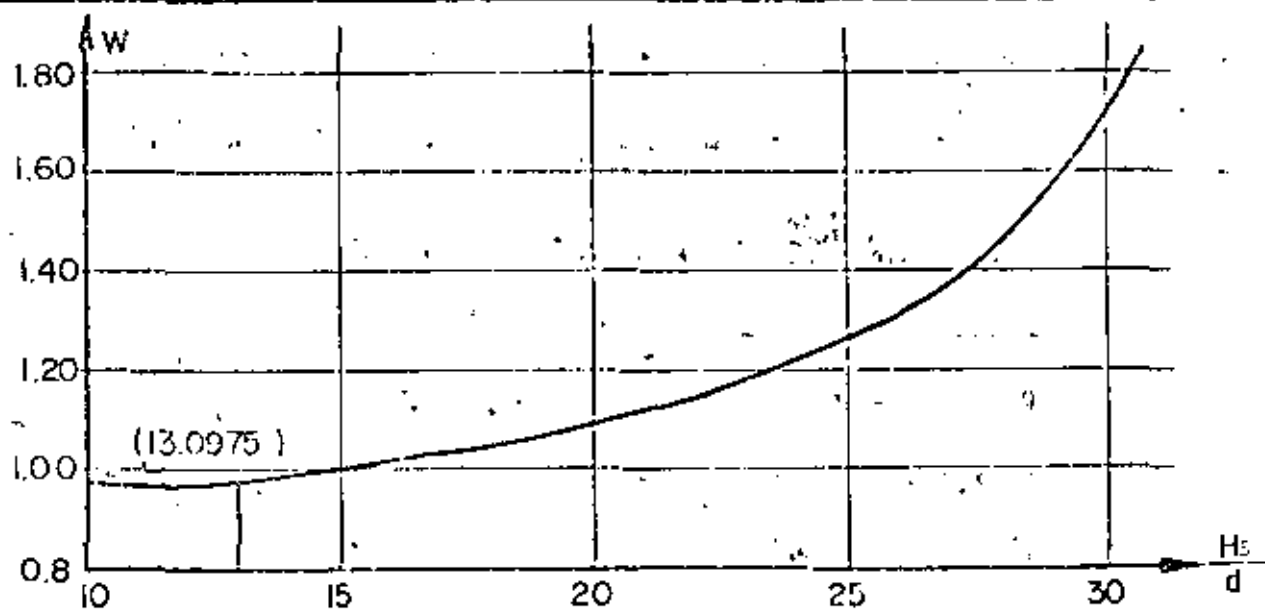
$$P_{rupt} = A_c f'_c + A_s F_y = 8100 \times 250 + 78.98 \times 4200$$

$$P_{rupt} = 2356716 \text{ Kg.}$$

El valor de ω lo obtenemos de la siguiente tabla

82

| $\frac{H_s}{d}$ | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 |
|-----------------|------|------|------|------|------|------|
| W | 1.00 | 1.08 | 1.32 | 1.72 | 2.28 | 3.00 |



Según la gráfica y extrapolado, el valor de ω es aproximadamente: $\omega = 0.975$

$$\text{Entonces: } \text{Pandeo} = \frac{2356716}{0.975 \times 133019} = 18.2 \geq 3 \quad \therefore \text{ bien}$$

ESTRIBOS SEGUN DIN .-

Por especificación deberá ser el 0.25% del volumen unitario del concreto, esto es:

$$V = 0.0025 \times 8100 \times 100 = 2025 \text{ cm}^3$$

La longitud promedio de un estribo 4C de 4 ramas es:

$$L = (2 \times 77 + 2 \times 50) \div 2 = 508 \text{ cm.}$$

Pero en un metro de columna se requieren:

$$A_s = \frac{2025}{508} = 3.99 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la separación será:

$$S = \frac{-1.27 \times 100}{3.99} = 31.8 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 4C de 4 ramas a cada 30 cm.

ACERO ADICIONAL EN LAS CARAS ANCHAS DE LA COLUMNA.

Se colocarán 4 varillas 12C para facilitar el armado de los estribos.

- DISEÑO DE LA CONTRATRABE -

Reacción sobre la contratrabe por los voladizos de la zapata. -

$$R = V_c - V_b = 28828 - (-1434) = 30262 \text{ Kg/m}^2$$

Peso propio de la contratrabe. -

$$PP = 1.50 \times 0.60 \times 1.00 \times 2400 = 2160 \text{ Kg/m}$$

Peso de la tierra sobre la contratrabe. -

$$PT = 1.50 \times 3.88 \times 1.00 \times 1600 = 9312 \text{ Kg/m}$$

Reacción del terreno. -

$$RT = \frac{17110 + 12887}{2} \times 1.50 = 22498 \text{ Kg/m}$$

Carga uniforme total sobre la contratrabe. -

$$\omega = 30262 + 22498 - (2160 + 9312) = 41288 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Donde: } P_{act} = 125476 + (1.20 + 1.50) 0.5 \times 3.88 \times 0.60 \times 2400$$

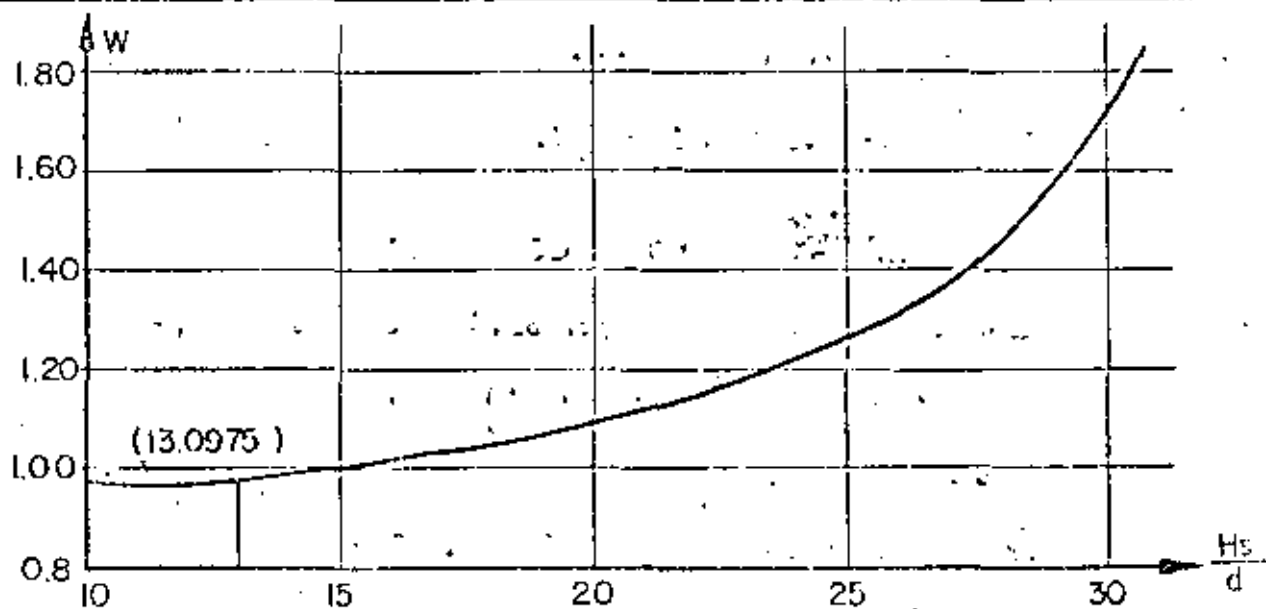
$$P_{act} = 133019 \text{ Kg}$$

$$P_{rupt} = A_c f'_c + A_s f_y = 8100 \times 250 + 78.98 \times 4200$$

$$P_{rupt} = 2356716 \text{ Kg.}$$

El valor de ω lo obtenemos de la siguiente tabla

| $\frac{H_s}{d}$ | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 |
|-----------------|------|------|------|------|------|------|
| W | 1.00 | 1.08 | 1.32 | 1.72 | 2.28 | 3.00 |



Según la gráfica y extrapolado, el valor de ω es aproximadamente: $\omega = 0.975$

$$\text{Entonces: } P_{andco} = \frac{2356716}{0.975 \times 133019} = 18.2 > 3 \therefore \text{bién}$$

ESTRIBOS SEGUN DIN .-

Por especificación deberá ser el 0.25% del volumen unitario del concreto, esto es:

$$V = 0.0025 \times 8100 \times 100 = 2025 \text{ cm}^3$$

La longitud promedio de un estribo 4C de 4 ramas es:

$$L = (2 \times 77 + 2 \times 50) \div 2 = 508 \text{ cm.}$$

Pero en un metro de columna se requieren:

$$A_s = \frac{2025}{508} = 3.99 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la separación será:

$$S = \frac{1.27 \times 100}{3.99} = 31.8 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 4C de 4 ramas a cada 30 cm.

ACERO ADICIONAL EN LAS CARAS ANCHAS DE LA COLUMNA. -

Se colocarán 4 varillas 12C para facilitar el armado de los estribos.

- DISEÑO DE LA CONTRATRABE -

Reacción sobre la contratrabe por los voladizos de la zapata. -

$$R = V_c - V_b = 28828 - (-1434) = 30262 \text{ Kg/m}^2$$

Peso propio de la contratrabe. -

$$FP = 1.50 \times 0.60 \times 1.00 \times 2400 = 2160 \text{ Kg/m}$$

Peso de la tierra sobre la contratrabe. -

$$PT = 1.50 \times 3.88 \times 1.00 \times 1600 = 9312 \text{ Kg/m}$$

Reacción del terreno. -

$$RT = \frac{17110 + 12887}{2} \times 1.50 = 22498 \text{ Kg/m}$$

Carga uniforme total sobre la contratrabe. -

$$\omega = 30262 + 22498 - (2160 + 9312) = 41288 \text{ Kg/m.}$$

Entonces:

$$V_{\text{máx}} = \frac{41\,288 \times 4.72}{2} = 97\,440 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{41\,288 \times 4.72^2}{8} - \frac{41\,288 \times 1.14^2}{2} = 88150 \text{ Kg - m}$$

Peralte por momento. -

$$d_m = \sqrt{\frac{8\,815\,000}{13.69 \times 150}} = 65.5 \text{ cm}$$

Peralte por cortante. -

$$d_v = \frac{97\,440}{20.87 \times 120} = 38.9 \text{ cm}$$

Se adopta: $d = 132 \text{ cm}$; $r = 8 \text{ cm}$; $h = 140 \text{ cm}$.

Acero principal de refuerzo. -

$$A_s = \frac{8\,815\,000}{2000 \times 0.90 \times 132} = 37.10 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 7 varillas 6C en la parte superior de la contratrabe. -

$$(A_s = 35.49 \text{ cm}^2)$$

Por otra parte, el valor del momento torsionante por metro vale $M_t = M_c + M_b = 30044 - 645 = 29399 \text{ Kg - m/m}$ y suponiendo que la contratrabe está doblemente empotrada en los paños interiores de las columnas, tendremos:

$$L = 4.12$$

$$\bullet M_t = \frac{29399 \times 4.12}{2} = 60562 \text{ Kg - m}$$

VERIFICACION DE LA SECCION. -

$$\text{Por cortante: } (\tau_{\text{perm}} = 20.87 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$v_{\text{calc}} = \frac{97\,440}{150 \times 132} = 4.92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = 3 + \frac{2.6}{\frac{0.45 + 140}{150}} = 4.88$$

$$v_{\text{tors}} = \frac{4.88 \times 6056\,200}{150^2 \times 140} = 9.38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{\text{total}} = 4.92 + 9.38 = 14.30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$14.30 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

ESTRIBOS PARA LA CONTRATRABE. -

$$v_c = 0.29 \sqrt{f_c} = 0.29 \sqrt{250} = 4.59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v' = v_{\text{tors}} - v_c = 9.38 - 4.59 = 4.79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{\text{tor}}^I = \frac{4.79 \times 29399}{9.38} = 15013 \text{ Kg} \cdot \text{m/m}$$

$$A_s = \frac{1\,501\,300}{2000 \times 0.90 \times 132 \times 142} = 0.0445 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_s = 4.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Empleando estribos 4C de 2 ramas, la separación será la siguiente:

$$S = \frac{2 \times 1.27 \times 100}{4.45} = 57.08 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 4C de dos ramas a cada 40 cm por especificación, y se procurará utilizar las varillas de la parrilla inferior para una mejor colocación.

ACERO LONGITUDINAL EN LOS COSTADOS DE LA CONTRATRABE. -

$$A_s' = 0.0445 (132 + 142) = 12.19 \text{ cm}^2$$

Como $12.19 \text{ cm}^2 < 35.49 \text{ cm}^2$, ya no necesitamos varillas pero colocaremos 2 varillas 4

en cada cara para fijar mejor los estribos.

- CUBICACIONES DEL CABALLETE -

CONCRETO. -

a). - Por diafragma y aleros. -

$$V_a = \frac{8014 + 6608}{2400} = 6.09 \text{ m}^3$$

b). - Por cabeza. -

$$V_b = \frac{20736}{2400} = 8.64 \text{ m}^3$$

c). - Por las columnas. -

$$V_c = \frac{15085}{2400} = 6.29 \text{ m}^3$$

d). - Por la contratrabe. -

$$V_d = \frac{11491}{2400} = 4.79 \text{ m}^3$$

e). - Por la zapata. -

$$V_e = 19.98 \text{ m}^3$$

f). - Por los zoclos. -

$$V_f = (0.673 \times 0.637 \times 0.073) \times 3 = 0.09 \text{ m}^3$$

Volúmen total de concreto en el caballete

$$V_{\text{total}} = 45.88 \text{ m}^3$$





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

DISEÑO ESTRUCTURAL

ING. RAFAEL ORDOÑO PEREZ
JULIO DE 1979



RESUMEN

Se presentan diagramas de interacción para el dimensionamiento de columnas de concreto, basados en las hipótesis de diseño plástico - del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

El primer grupo de diagramas se refiere a secciones circulares y rectangulares con carga axial y flexión en una dirección principal. Para las secciones rectangulares se consideran los casos de refuerzo concentrado en las esquinas y uniformemente distribuido en las cuatro caras.

En la segunda parte se resuelven secciones cuadradas sujetas a carga axial y a un momento de dirección cualquiera, considerando iguales distribuciones de acero que en el caso anterior. Las mismas gráficas son aproximadamente aplicables a secciones rectangulares para intervalos apreciables de las variables.

En el texto introductorio se discuten las limitaciones de los diagramas y se desarrollan algunos ejemplos de aplicación para diseño.

1. INTRODUCCION

Se presentan gráficas que permiten determinar la resistencia de miembros de concreto sujetos a diferentes combinaciones de carga axial y momento flexionante.

Las gráficas consisten en diagramas de interacción, ya que representan el lugar geométrico de las posibles combinaciones de carga y momento que causan la falla de una sección.

Los diagramas se han calculado con base en las hipótesis de diseño plástico del capítulo VI del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y en general la presentación se ha pensado en función de los criterios de cálculo de ese reglamento, aunque su aplicación pueda extenderse fácilmente a otros códigos, si se interpretan adecuadamente los parámetros que definen a las gráficas.

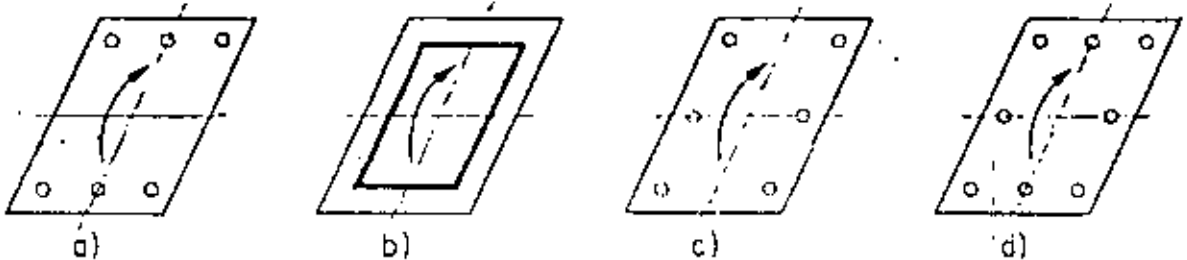
Se hicieron las hipótesis adicionales de que el acero tiene un comportamiento perfectamente elastoplástico, y se tomó un solo valor para la relación entre la deformación de aplastamiento del concreto y la de fluencia del acero; esta relación, en realidad, varía apreciablemente según las características de los materiales, pero su influencia en los resultados es poco importante y por ello no se tomó en cuenta.

Las gráficas se presentan en función de parámetros adimensionales, lo cual hace que se puedan cubrir casos generales con un número limitado de diagramas. Se incluye la zona de flexotensión para dar una



idea global del comportamiento de los miembros, y porque tiene aplicación en algunos casos particulares.

Las primeras ocho gráficas cubren el caso de carga axial y momento flexionante alrededor de un eje de simetría para secciones rectangulares. Se consideran dos distribuciones del refuerzo y cuatro valores de la relación entre peralte efectivo y total. Las distribuciones de refuerzo consideradas son: acero colocado únicamente en las caras perpendiculares al plano de momentos (caso a), y acero distribuido en cantidades iguales en las cuatro caras (caso b). Se ha comprobado que las gráficas para esta segunda distribución son aplicables también, con errores despreciables, a secciones con seis y ocho varillas (casos c y d), que son muy comunes.



DISTRIBUCIONES DE REFUERZO EN SECCIONES RECTANGULARES

Para otras distribuciones del refuerzo se recomienda la más favorable de las alternativas siguientes: considerar el área total del refuerzo y utilizar los diagramas para acero uniformemente distribuido, o usar los diagramas para distribución tipo 'a', pero sin tomar en cuenta el refuerzo colocado en las caras laterales.

Las cuatro gráficas siguientes se refieren a secciones circulares con refuerzo distribuido uniformemente en una circunferencia interior, para distintas relaciones entre el diámetro de la circunferencia formada por el refuerzo y el de la sección.

A continuación se presenta un grupo de 16 gráficas para carga axial y momentos en ambas direcciones principales. Los diagramas corresponden a una relación fija entre los momentos adimensionales en las dos direcciones (M_x/M_y). Las relaciones consideradas (0.5 y 1) permiten cubrir,

junto con los diagramas para flexión en una dirección, en que la relación es 0, todos los casos posibles por medio de una interpolación lineal, si se escoge como R_x al menor de los dos momentos dimensionales.

Se distinguen dos distribuciones del refuerzo, concentrado en las esquinas y distribuido uniformemente en las cuatro caras. Para otras distribuciones son válidas las consideraciones anteriormente mencionadas para flexión en una dirección.

Las gráficas para momento en dos direcciones son aplicables rigurosamente solo a secciones cuadradas. Sin embargo, pueden aplicarse también a secciones rectangulares, utilizando la relación entre peralte efectivo y total correspondiente al lado corto. Los errores que se cometen así son despreciables, excepto para secciones con recubrimientos grandes ($r/t > 0.15$) asociados a porcentajes de refuerzo altos ($\rho > 0.5$). En estos casos, si la relación de lados es apreciablemente distinta de uno se recomienda el uso de métodos aproximados, como el que se presenta a continuación.

La justificación de las hipótesis, la deducción de las fórmulas y la discusión de la influencia de las variables aparecen en una publicación independiente*.

2. FORMULA DE BRESLER

El empleo de la fórmula de Bresler para el cálculo de secciones sujetas a carga axial y momentos en dos direcciones resulta muy sencillo y casi tan aproximado como el uso de diagramas especiales. Esta fórmula permite reducir el problema a uno de flexión en una sola dirección, y usar las gráficas para este caso. El inconveniente principal es que solo permite resolver problemas de revisión de secciones y que no es aplicable para excentricidades excesivamente grandes.

* R. Mall P., "Columnas de concreto reforzado, Diseño a flexocompresión". Patrocinado por Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Ingeniería. Informe N° 175 (Jun 1968)

La fórmula es

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_o}$$

donde

- P_o carga de falla en compresión axial
- P_u carga de falla para excentricidades e_x y e_y
- P_x carga de falla para una excentricidad e_x
- P_y carga de falla para una excentricidad e_y

3. EFECTOS DE ESBELTEZ

Para tener en cuenta los efectos de esbeltez, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal requiere que el momento de diseño, M , se incremente en una cantidad, ΔM , que depende de las restricciones en los extremos de la columna y de la relación entre la longitud efectiva de pandeo, (h') y el peralte de la sección, t , en la dirección de la excentricidad. En secciones no rectangulares se usará $r\sqrt{12}$ en lugar de t , siendo r el radio de giro de la sección en la dirección de la flexión.

El incremento de momento vale

$$\Delta M = \left(\frac{1 - \rho}{3\rho} \left(\frac{h'}{t} + 2 \text{ cm} \right) P \right)$$

en que P es la carga axial de diseño y

$$\rho = 1.2 - 0.025 \left(\frac{h'}{t} + 5 e_1/e_2 \right) \leq 1.0$$

donde e_1 y e_2 son las excentricidades de la carga en los extremos del miembro, siendo e_1 la menor de ellas en valor absoluto. La relación e_1/e_2 se toma con signo positivo cuando la curvatura de la columna es simple, y negativo cuando es doble.

La longitud efectiva de pandeo, h' , se toma igual a la longitud libre, h , de la columna, si su estabilidad lateral está garantizada por muros u otros elementos rigidizantes.

En edificios construidos a base de marcos en que la estabilidad lateral depende de la rigidez de las propias columnas, el valor de

h' dependerá del grado de restricción proporcionado por los elementos horizontales que concurren en los extremos de la columna. La posibilidad de giro de una columna se mide por el parámetro r' , que es la relación entre la suma de las rigideces de las columnas en un nudo y la suma de las rigideces de los elementos horizontales, contenidos en un plano, que concurren al mismo nudo.

En la fig 29 se presenta un nomograma para calcular, a partir de los valores de r' en ambos extremos de las columnas, el coeficiente k , tal que $h'' = k h'$.

La fig 30 permite encontrar el valor del factor $(1 - \rho)/3 \rho$ a partir de h'/t y e_1/e_2 .

Considerando la longitud efectiva y el valor de ΔM , se toma en cuenta únicamente el efecto del giro de la columna, pero no el del desplazamiento lateral del piso, δ , que deberá calcularse con algún método reconocido y considerar un momento adicional igual a $P \delta$.

El procedimiento de cálculo se ilustra en el ejemplo 6.

4. EJEMPLOS DE APLICACION

4.1 Flexión en una dirección

Ejemplo 1. Sección rectangular. Diseño

Diseñar una columna corta con las características siguientes:

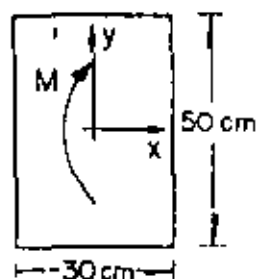
Concreto de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Acero grado duro de $f_y = 4\,000 \text{ kg/cm}^2$

Carga axial de trabajo, $P = 100 \text{ ton}$

Momento flexionante de trabajo, $M = 22 \text{ ton-m}$

a) Determinación de las cargas de diseño



Suponiendo que las cargas de trabajo consignadas sean la combinación más desfavorable para la sección y que se deban a efectos de cargas muertas y sismo, de acuerdo con el Art 240 II, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, el factor de carga será 1.1. Además, si la sección fallara en compresión antes de la fluencia del ace

ro, las cargas axiales se deberán multiplicar por 1.2. Por la relación momento a carga axial, y por las características de la sección, no parece que este tipo de falla vaya a ocurrir, por lo que se tomará únicamente el factor 1.1 para las cargas axiales, y se revisará después el tipo de falla que ocurre.

$$P_u = 100 \times 1.1 = 110 \text{ ton}$$

$$M_u = 22 \times 1.1 = 24.2 \text{ ton-m}$$

b) Dimensiones de diseño

Según el Art 240 III, hay que reducir en 2 cm las dimensiones de proyecto.

$$b^* = 28 \text{ cm}$$

$$t^* = 48 \text{ cm}$$

c) Resistencias de diseño

Según el Art 240 IV, la resistencia de diseño del concreto será, por tratarse de cargas accidentales:

$$f_c^* = (1 - c_v) f_c'$$

Si se tiene la seguridad de que el concreto empleado será mezclado mecánicamente y proporcionado por peso, se pueda usar $c_v = 0.15$

$$f_c^* = 0.85 \times 250 = 212 \text{ kg/cm}^2$$

La resistencia de diseño del acero será, por tratarse de acero grado duro, y para cargas accidentales:

$$f_y^* = 0.9 f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

d) Recubrimiento

Si se proporciona un recubrimiento libre de 3 cm, para estribos # 3 y varilla # 5, se tiene

$$r = 3 + 1 + 1 = 5 \text{ cm}$$

e) Datos para el uso de los diagramas

$$d/t = 45/50 = 0.9$$

$$f_c'' = 0.85 f_c^* = 180 \text{ kg/cm}^2 \text{ (según el Art 240-VI-F)}$$

$$K = \frac{P_u}{b t f_c''} = \frac{110\,000}{24 \times 48 \times 180} = 0.455$$

extremidad

$$R = \frac{M_u}{b t^2 f_c''} = \frac{2\,420\,000}{24 \times 48^2 \times 180} = 0.208$$

Tomando en cuenta que el momento actúa en una sola dirección, la manera más efectiva de distribuir el refuerzo será colocarlo solamente en las caras extremas. Sin embargo, debido a la apreciable longitud del lado largo, no es conveniente dejar sin refuerzo las caras laterales. Una distribución posible es la de la figura adjunta. En la introducción se recomienda, para seis varillas del mismo diámetro, el empleo de las gráficas para acero uniforme. Resulta, sin embargo, más conveniente



que las varillas extremas sean de mayor diámetro que las intermedias, ya que las primeras son más efectivas para resistir el momento. Se utilizarán inicialmente las gráficas para distribución uniforme obteniendo un armado preliminar, y se comparará el resultado con el que se obtenga de considerar únicamente el acero en las caras extremas.

f) Uso de los diagramas

Usando el diagrama de la fig 6, para los valores de K y R se obtiene $\rho = 0.30$.

Una forma alternativa de obtener el valor de ρ es a partir de los valores de K y e/t. Para este caso

$$\rho = \frac{M}{P_u} \times \frac{24.2}{110} = 22 \text{ cm}$$

$$e/t = 22/48 = 0.45$$

el valor de q que se obtiene es naturalmente el mismo que el anterior.

El área de acero correspondiente será

$$A_s = q b t f_c^* / f_y = 0.30 \times 28 \times 48 \times 212 / 3600 = 23.7 \text{ cm}^2$$

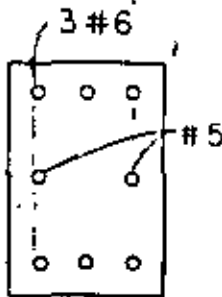
Las varillas de refuerzo pueden ser 8 #5.

Si se usan las gráficas para acero en los extremos (Fig 2),

para los valores de K y R se obtiene: $q = 0.21$ y

el área de acero será $A_s = 16.6 \text{ cm}^2$.

El armado pueda ser 6 #6 en los extremos ($A_s = 17.2$)
y 2 #5 intermedias; este refuerzo resulta más
conveniente que el anterior.



Ejemplo 2. Sección circular. Revisión

Calcular la carga de falla de la sección de la figura. Considérese una excentricidad:

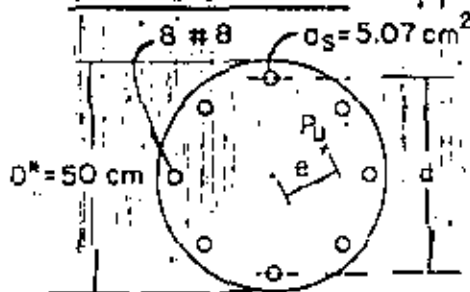
$$e = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Concreto: } f_c' = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$c_v = 0.15$$

$$\text{Acero: } f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

Valores de diseño



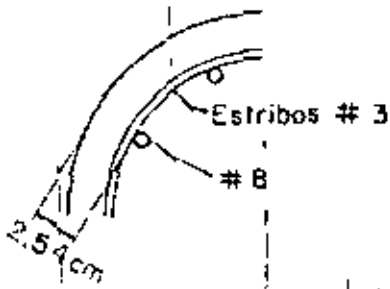
$$f_c^* = 0.9 (1 - c_v) f_c' = 153 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = 0.55 f_c^* = 130 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y^* = 0.8 f_y = 3200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y^* / f_c'' = 24.6$$

Cálculo de la carga máxima



$$r = 2.54 + 1.27 \doteq 4 \text{ cm} \quad \text{Reabrazamiento}$$

$$d = 50 - 2 \times 4 = 42 \text{ cm}$$

$$d/D = 42/50 \doteq 0.85$$

$$\rho = \frac{4 A_s}{\pi D^2} = \frac{4 \times 8 \times 5.07}{\pi 50^2} = 0.0207$$

$$q = \rho f_y^* / f_c^* = 0.0207 \times 24.6 = 0.510 \text{ (Diagramas)}$$

$$e/D = 15/50 = 0.3$$

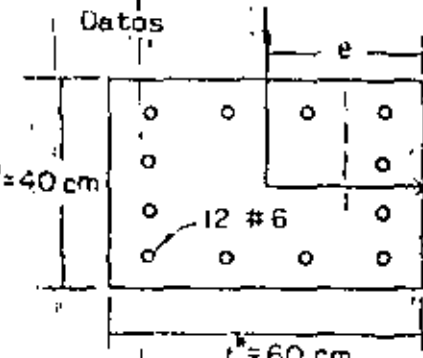
De la Figura 10, se obtiene

$$K = \frac{P_U}{D^2 f_c^*} = 0.54$$

$$P_U = 0.54 \times 2500 \times 130 = 176000 \text{ kg}$$

Ejemplo 3. Sección Rectangular. Revisión

Datos



Valores de diseño

$$e = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Concreto: } f_c^* = 200 \text{ kg/cm}^2$$

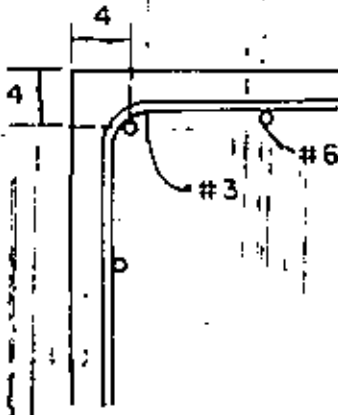
$$c_v = 0.15$$

$$\text{Acero: } f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 153 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 130 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 3200 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de P_u 

$$d = 60 - 4 = 56 \text{ cm}$$

$$d/t = 56/60 = 0.934$$

Se usarán los diagramas para acero uniformemente distribuido, interpolando a partir de los valores para $d/t = 0.90$ y $d/t = 0.95$

$$\rho = \frac{12 \times 2.87}{40 \times 60} = 0.0143$$

$$q = \rho \frac{f_y}{f_c} = 0.0143 \frac{3200}{130} = 0.352$$

$$e/t = 30/60 = 0.5$$

para $d/t = 0.90$, de la fig 6 $K = 0.44$

para $d/t = 0.95$, de la fig 5 $K = 0.47$

Interpolando para $d/t = 0.934$ $K = 0.464$

$$P_u = 0.464 \times 40 \times 60 \times 130 = 145 \text{ ton}$$

para interpolas

$$K = \frac{.03 \times .034 + .47}{.05} = .760$$

4.2 Flexión en dos direccionesEjemplo 4. Diseño de una sección rectangular

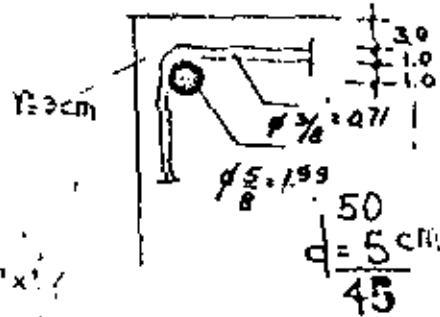
Diseñar una columna corta con las mismas características de sección y materiales de la del ejemplo 1, y para las combinaciones de cargas siguientes

1. Cargas verticales

$$P_u = 150 \text{ ton}, M_{ux} = 11 \text{ ton-m}, M_{uy} = 15 \text{ ton-m}$$

2. Cargas verticales y sismo en dirección 'y'

$$P_u = 120 \text{ ton}, M_{ux} = 7 \text{ ton-m}, M_{uy} = 20 \text{ ton-m}$$



3. Cargas verticales y sismo en dirección 'x' /

$$P_u = 120 \text{ ton}, M_{ux} = 15 \text{ ton-m}, M_{uy} = 12 \text{ ton-m}$$

a) Esfuerzos de diseño

Para las condiciones de carga 2 y 3, los esfuerzos serán

mismos del ejemplo 1

$$f_c^* = 212 \text{ kg/cm}^2, f_c'' = 180 \text{ kg/cm}^2, f_y^* = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

Para la condición 1, los esfuerzos serán (reglamento DF)

$$f_c^* = 0.9 (1 - c_v) f_c' = 0.9 \times 212 = 191 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y^* = 0.9 f_y = 3200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = 0.85 f_c^* = 162 \text{ kg/cm}^2$$

b) Datos de diseño

$$\frac{0.75}{0.50} \quad \frac{0.30}{0.50}$$

$$d/t = 0.9; b/t = 0.6$$

Condición 1

$$K = \frac{150000}{28 \times 48 \times 162} = 0.735$$

$$R_x = \frac{100000}{28^2 \times 48 \times 162} = 0.163$$

$$R_y = \frac{1500000}{28 \times 48^2 \times 162} = 0.143$$

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{0.163}{0.143} = 1.258$$

$$\text{Inyección} = 0.799 \times 0.80$$

Condición 2

$$K = \frac{120000}{28 \times 48 \times 180} = 0.496$$

$$R_x = \frac{700000}{28^2 \times 48 \times 180} = 0.104$$

$$R_y = \frac{2800000}{28 \times 48^2 \times 180} = 0.215$$

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{0.104}{0.215} = 0.483$$

Condición 3

$$K = 0.496$$

$$R_x = 0.221$$

$$R_y = 0.103$$

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{0.221}{0.103} = 2.14$$

Invertido 0.467

c) Uso de los diagramas

Condición 1:

Para esta condición se tiene $R_x/R_y > 1$, que no está cubierto por los diagramas presentados. Será necesario considerar como R_x el menor de los dos momentos dimensionales, e invertir así la relación b/t .

$$\frac{0.143}{0.180} \quad R_x/R_y = \frac{0.143}{0.180} = 0.80$$

$$\frac{50}{30} \quad b/t = 1.67; \quad \frac{\text{recubrimiento}}{\text{lado menor}} = \frac{5}{30} = 0.15$$

$$0.166 \approx$$

$$d/t = 0.85$$

$$\frac{25}{30}$$

Se usarán las gráficas para sección cuadrada, acero uniforme, con lo que se obtendrá un resultado ligeramente conservador.

$$\text{Con } d/t = 0.85, \quad R_x/R_y = 0.5$$

Para $k = 0.735$ y $R_y = 0.180$, se obtiene $q = 0.52$ de la fig 23.

Para $R_x/R_y = 1.0$, se obtiene $q = 0.82$ de la fig 27.

Interpolando para $R_x/R_y = 0.8$

$$q = 0.52 + \frac{0.30 \times 0.30}{0.50} = 0.70$$

Condición 2

$$R_x/R_y = 0.50 \quad b/t = 0.60$$

$$K = 0.496 \quad R_y = 0.215$$

Considerando acero uniforme, $d/t = 0.90$, $R_x/R_y = 0.50$, se

Se obtiene $\alpha = 0.52$, de la fig 22

Condición 3

También en este caso será necesario invertir los ejes para ob

tener $R'_x/R'_y < 1$;

$$\frac{25}{30} \quad d/t = 0.85; \quad R'_x/R'_y = 0.5$$

$$k = 0.496; \quad R_y = 0.221$$

Se obtiene de la fig 23

$$\rho = 0.66$$

$$\rho = \omega \quad \omega = \rho \frac{f_y}{f_c} \quad \omega = \frac{A_s}{bt} \frac{f_y}{f_c}$$

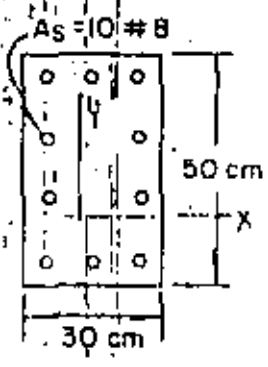
$$\therefore A_s = \frac{\omega bt f_c}{f_y}$$

d) Determinación del refuerzo

La condición crítica es la 1 para la cual se obtiene

$$A_s = 0.70 \times 28 \times 48 \times 162/3 \times 200 = \underline{47.7 \text{ cm}^2}$$

Una posible distribución del refuerzo es la siguiente



770.5
USESE
Brestep.

Nota. - Ver especificaciones
Recubrimientos.

e). Comentarios sobre la distribución del refuerzo

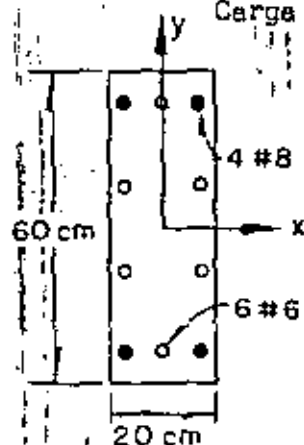
Es difícil definir la posición real del eje neutro para



una condición de carga dada, así como, por consiguiente, un criterio para la interpolación entre las dos distribuciones de refuerzo consideradas en los diagramas. De nuevo, es aconsejable considerar las dos posibilidades mencionadas para el caso de flexión en una dirección; una es suponer todo el acero uniformemente distribuido, y otra calcular el valor de q tomando en cuenta solamente el acero próximo a las esquinas, utilizando las gráficas correspondientes a este caso.

Ejemplo 5. Sección rectangular. Revisión

Carga de falla para excentricidades dadas.



Excentricidades: $e_x = 15 \text{ cm}$, $e_y = 53 \text{ cm}$
 Concreto: $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $c_v = 0.15$
 Acero: $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$
 $a_s = 4 \text{ #8 y } 6 \text{ #6}$
 $A_s = 37.28 \text{ cm}^2$

Constantes

$$f_c^* = 153 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = 130 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y^* = 3200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y^*/f_c'' = 24.6$$

Cálculo de P_u

a) Usando diagramas de interacción para flexión biaxial

Se utilizarán diagramas para secciones cuadradas y acero uniforme. La relación d/t será la correspondiente al lado corto.

$$e_x/b = 15/20 = 0.75$$

$$e_y/t = 53/60 = 0.883$$

$$R_x/R_y = 0.75/0.883 = 0.85$$

$$q = \frac{17.20}{214 \times 214} \times \frac{2 \times 20}{1.11} = 0.765$$

Usando las gráficas para acero uniforme y $d/t = 16/20 = 0.8$

De la fig 22 para $R_x/R_y = 0.5$ y $e_y/t = 0.08$ $K = 0.23$

De la fig 25 para $R_x/R_y = 1.0$ y $e_y/t = 0.08$ $K = 0.17$

Interpolando

Para $R_x/R_y = 0.85$

$$K = 0.23 - 0.06 \times 0.35/0.50 = 0.22$$

$$P_u = 0.22 \times 60^2 \times 130 = 103 \text{ ton}$$

b) Usando la fórmula de Bresler

$$q = 0.765$$

$$P_{oi} \quad e_x = e_y = 0$$

$$K_o = 1 + q = 1 + 0.765 = 1.765$$

$$P_x \quad d/t = 16/20 = 0.80 \quad e/t = 15/20 = 0.75$$

De la fig 8, $K_x = 0.37$

$$P_y \quad d/t = 56/60 = 0.933 \quad e/t = 53/60 = 0.883$$

Interpolando

De la fig 6, $K_y = 0.39$ para $d/t = 0.90$

De la fig 5, $K_y = 0.42$ para $d/t = 0.95$

$$K_y = 0.39 + \frac{0.03 \times 0.033}{0.05} = 0.41$$

$$1/K_u = 1/K_x + 1/K_y + 1/K_o = 1/0.37 + 1/0.41 + 1/1.765 = 4.57$$

$$\frac{1}{K_u} = 5.107$$

$$K_u = 1/4.57 = 0.219$$

que corresponde a: $P_u = 103 \text{ ton}$

NOTA: LOS DATOS DEL FIC ESTAN BIEN.

MAI

CORRECCION

CORRECCION

$$K_u = \frac{P_u}{t^2 f_c} \quad \therefore P_u = 0.219 \times 3600 \times 130$$

$$P_u = 81.9 \text{ Ton}$$

$$K_u = 0.219$$

$$P_u = 0.219 \times 3600 \times 130$$

CORRECCION

$$P_u = 103 \text{ ton}$$

$$102.5 \text{ ton}$$

A pesar de haberse usado gráficas para una relación de lados diferente a la real, el resultado es idéntico al que se obtiene según la fórmula de Bresler.

4.3 Efectos de esbeltez

Ejemplo 6. Diseño de una columna circular

Cargas de trabajo

$$P = 400 \text{ ton}$$

$$e_1 = e_2 = 20 \text{ cm}$$

Debido a que el desplazamiento lateral está restringido

$$k = 1$$

$$h' = k h = 7 \text{ m}$$

$e_1/e_2 = 1$ positivo ya que la elástica es de simple curvatura

Valores de diseño

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$c_v = 0.15$$

$$f_c^* = 153 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^u = 130 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y^* = 3200 \text{ kg/cm}^2$$

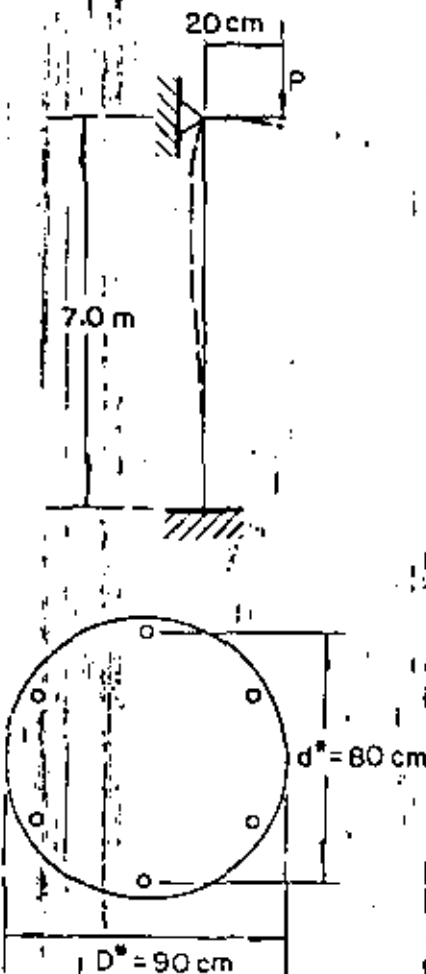
$$P_u = 1.4 \times 400 = 560 \text{ ton}$$

Efectos de esbeltez

$$\text{Radio de giro} = D/4 = 90/4 = 22.5 \text{ cm}$$

$$t = \sqrt{12} r = 78 \text{ cm}$$

$$h'/t = 700/78 = 8.97$$



De la fig 30, para $e_1/u_2 = 1$

$$\frac{1-\rho}{3\rho} = 0.06$$

$$\Delta M = \left(\frac{1-\rho}{3\rho} t + 2 \text{ cm} \right) P_u = (0.06 \times 78 + 2) 560 = 3740 \text{ ton-cm}$$

$$M_u = 560 \times 20 + 3740 = 14920 \text{ ton-cm} = 149.2 \text{ ton-m}$$

Obtención del refuerzo

$$d/D = 80/90 = 0.889$$

$$K = \frac{P_u}{D^2 f_c''} = \frac{560000}{90^2 \times 130} = 0.532$$

$$R = \frac{M_u}{D^3 f_c''} = \frac{14920000}{90^3 \times 130} = 0.158$$

Para $d/t = 0.85$ de la fig 10

$$q = 0.47$$

Para $d/t = 0.90$ de la fig 9

$$q = 0.44$$

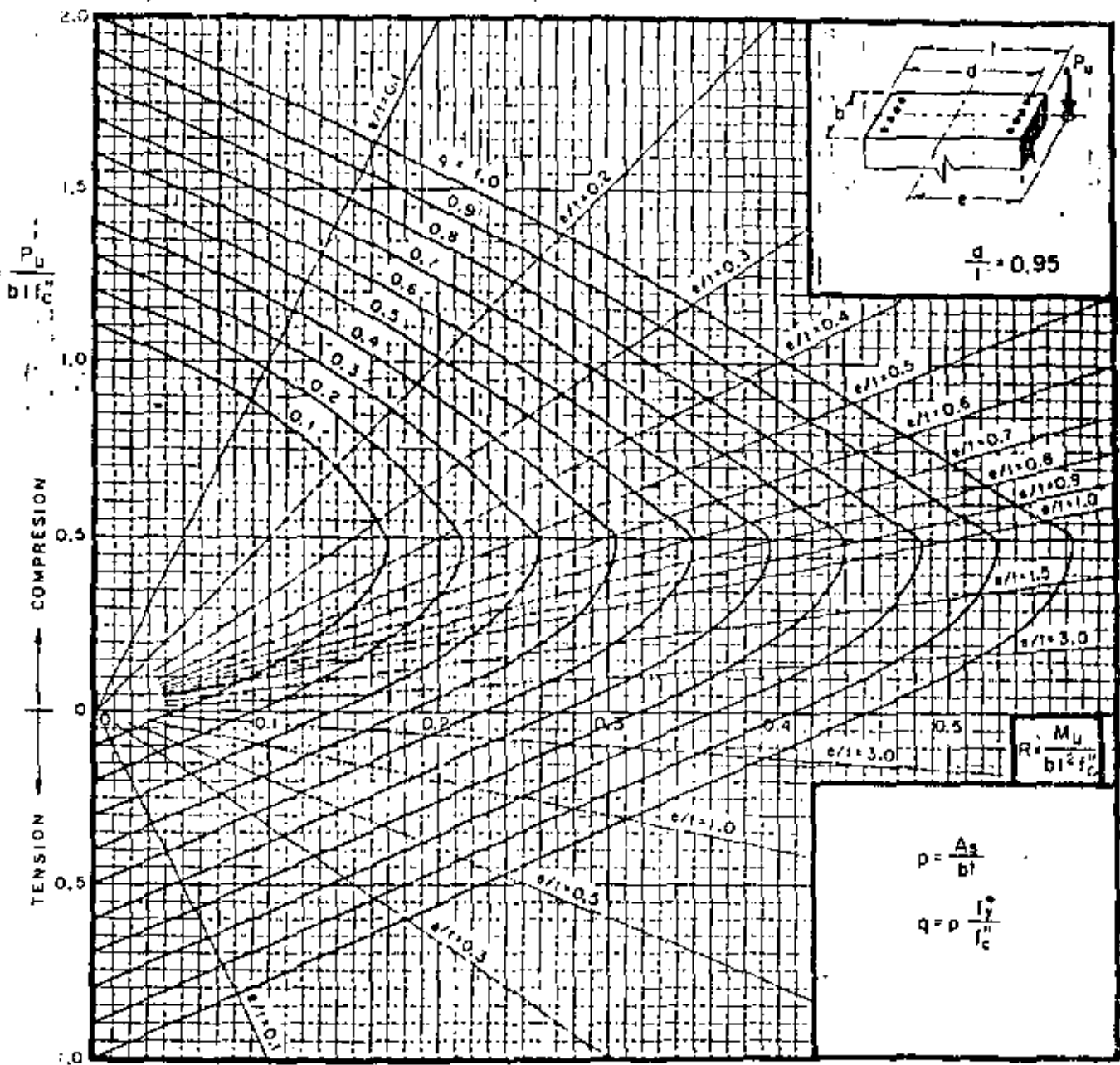
Interpolando para $d/t = 0.889$

$$q = 0.445$$

$$P = q \frac{r_c''}{r_s} = 0.445 \frac{1.0}{3 \times 130} = 0.0118$$

$$A_s = P \frac{\pi D^2}{4} = \frac{0.0118 \pi (90^2)}{4} = 115 \text{ cm}^2$$

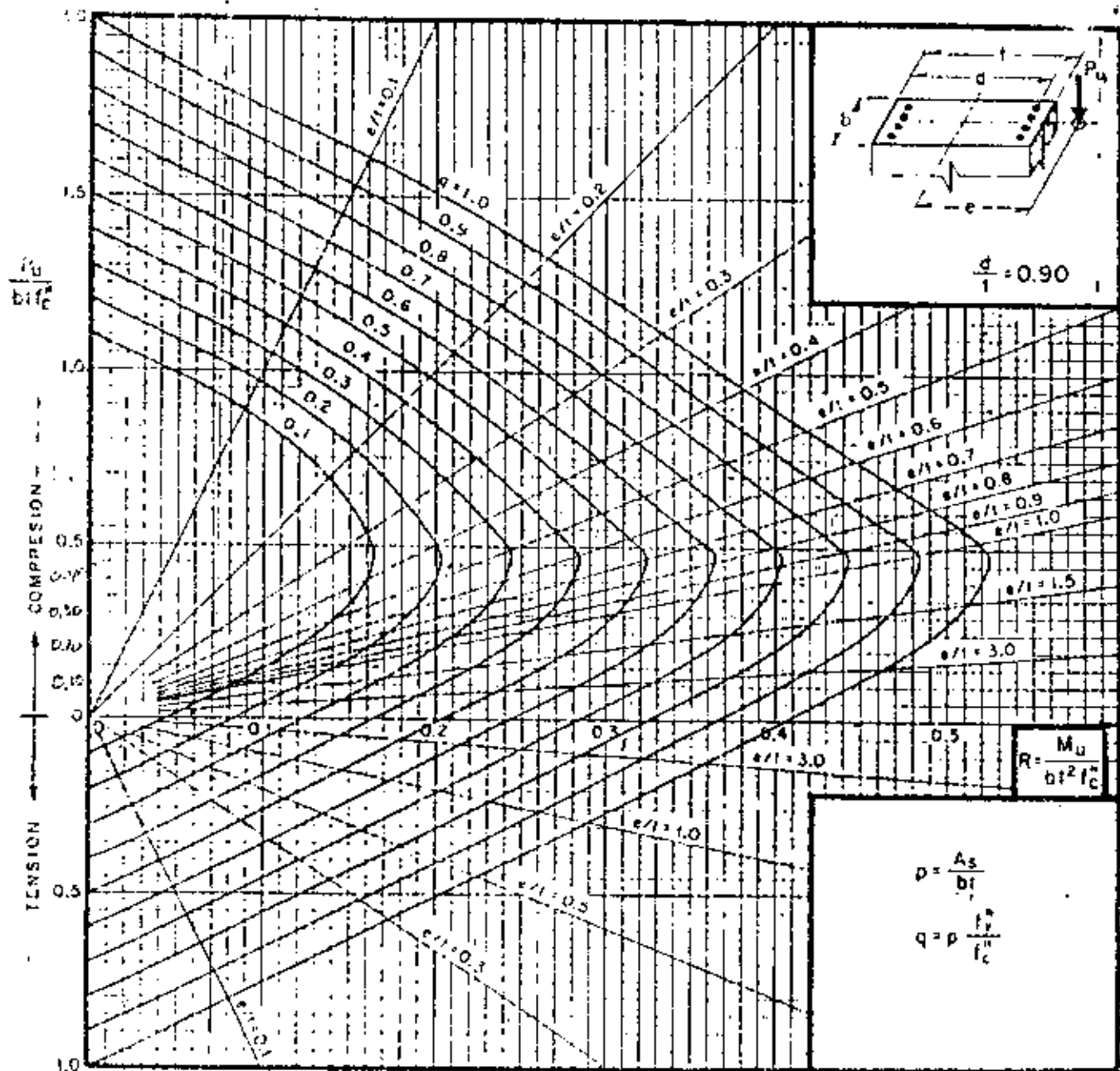
Se usarán 16 varillas #10 $A_s = 127 \text{ cm}^2$



A_s = Area total de rețușo
 $l_c^* = 0.85 l_c$; si $l_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $l_c^* = (1.05 - \frac{l_c^*}{1400}) l_c$; si $l_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$
 M_u = Moment flexionant ultiu
 P_u = Carg axial ultiu

Fig 1





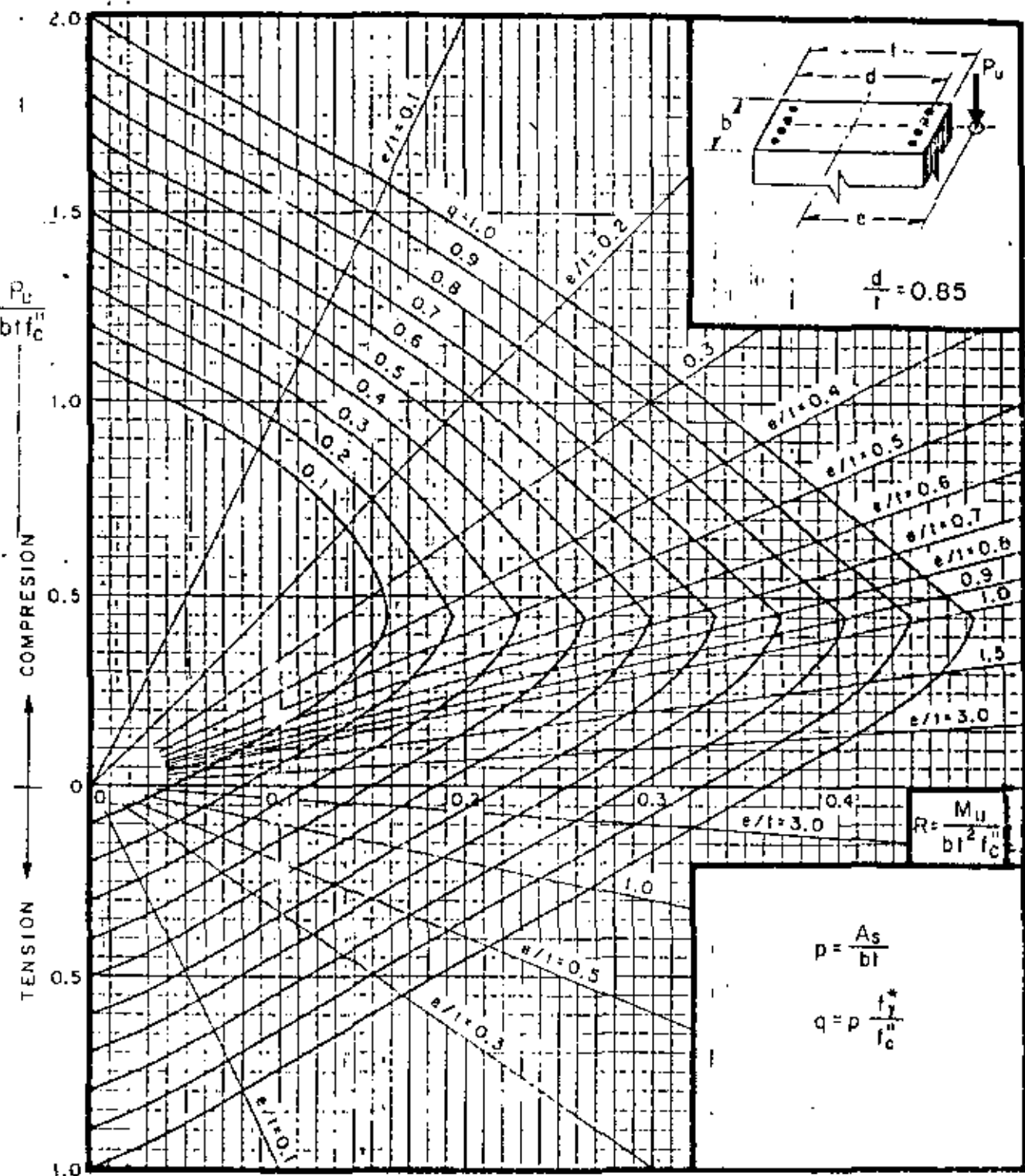
A_s = Área total de refuerzo

$f_c^* = 0.85 f_c^c$ si $f_c^c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c^* = \left(1.05 - \frac{f_c^c}{1400}\right) f_c^c$ si $f_c^c > 280 \text{ kg/cm}^2$

M_u = Momento flexionante último

P_u = Carga axial última

Fig 2



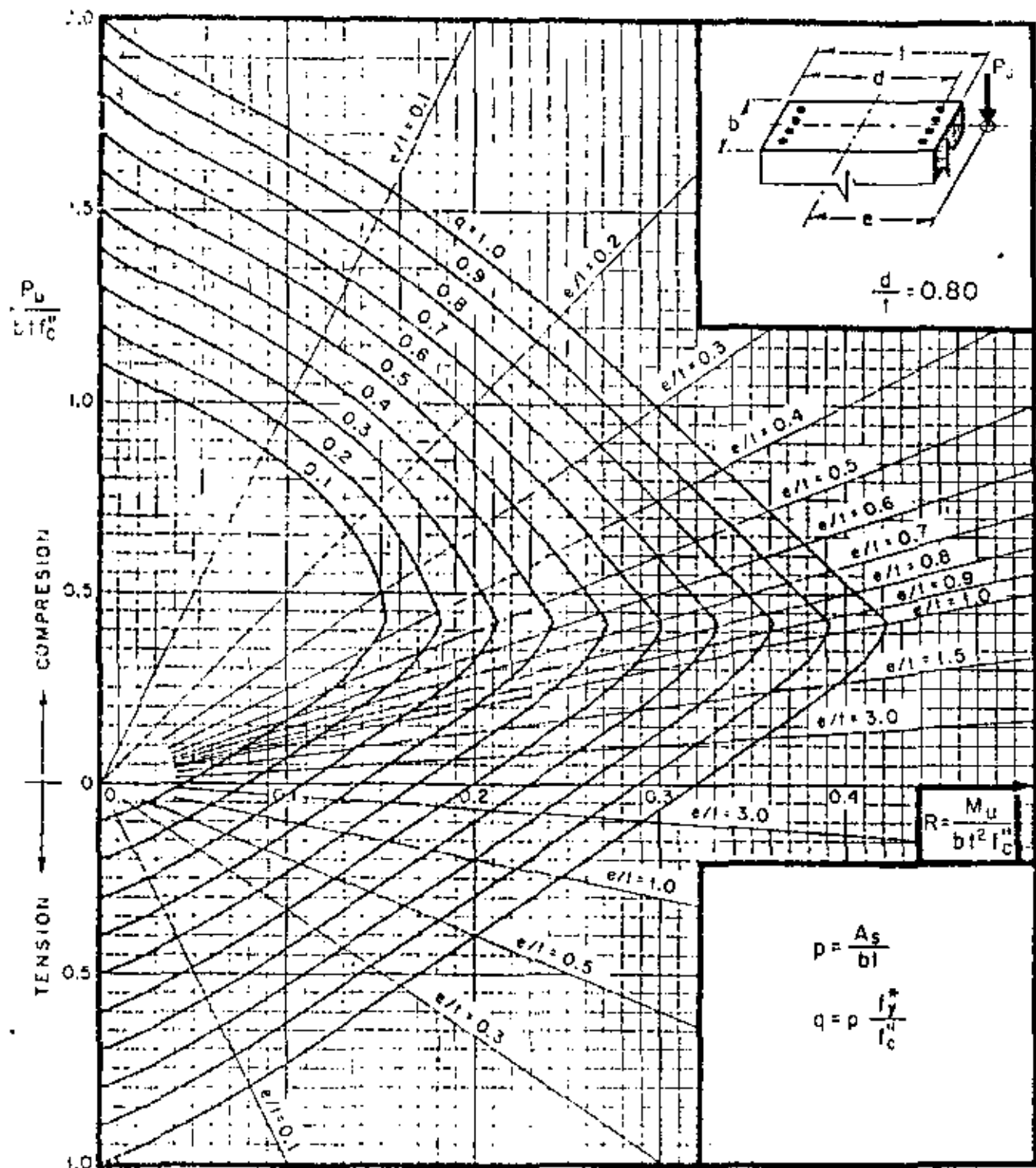
A_s = Área total de refuerzo

$f_c^* = 0.85 f_c$; si $f_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$: $f_c^* = \left(1.05 - \frac{f_c}{1400}\right) f_c$; si $f_c > 280 \text{ kg/cm}^2$

M_u = Momento flexionante último

P_u = Carga axial última

Fig 3

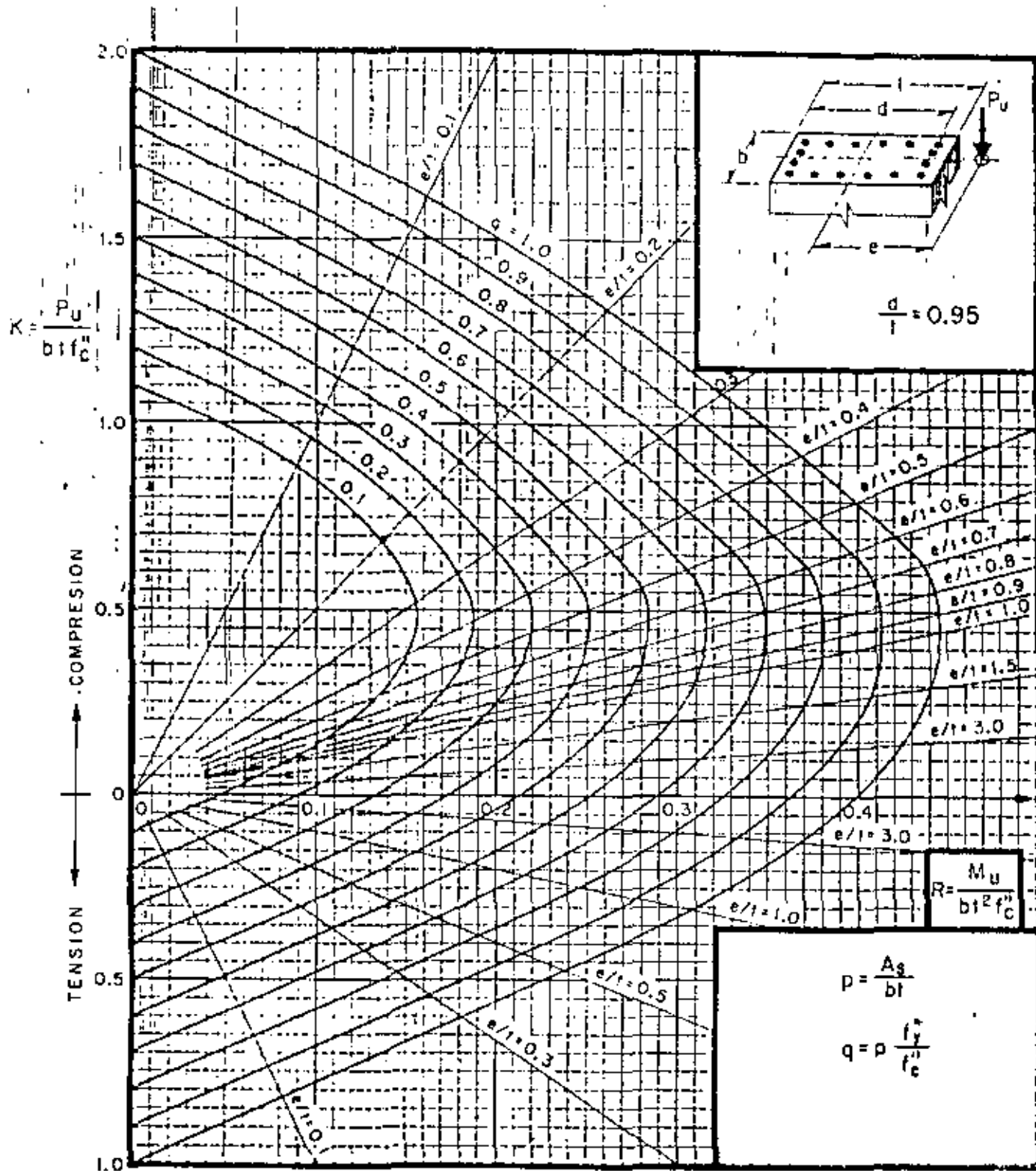


A_g = Área total de refuerzo

$f'_c = 0.85 f_c^*$; si $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1400}\right) f_c^*$; si $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$

M_u = Momento flexionante último

P_u = Carga axial última

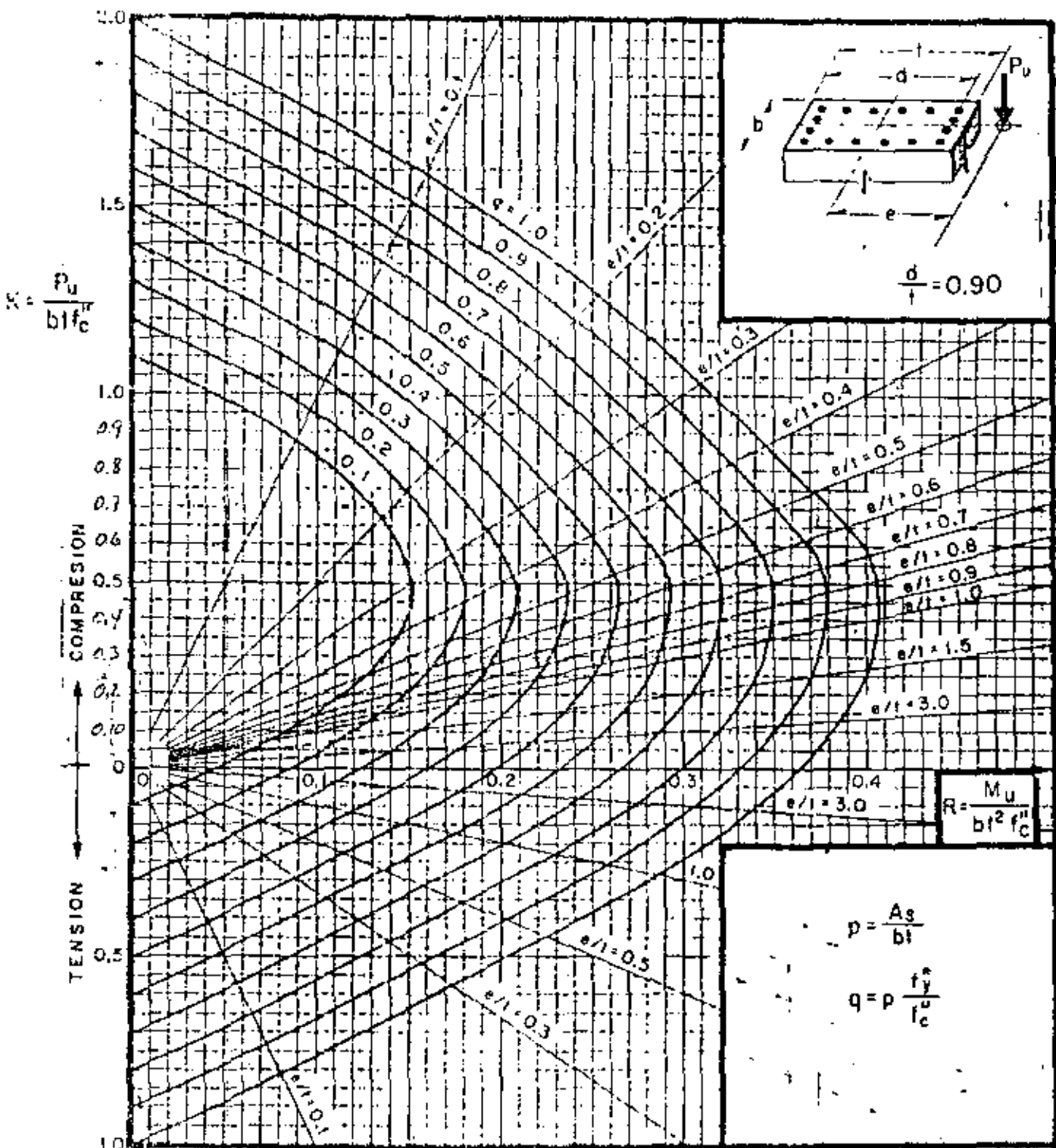


A_s = Área total de refuerzo

$f'_c = 0.85 f_c$; si $f_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = \left(1.05 - \frac{f_c}{1400}\right) f_c$; si $f_c > 280 \text{ kg/cm}^2$

M_u = Momento flexionante último

P_u = Carga axial última



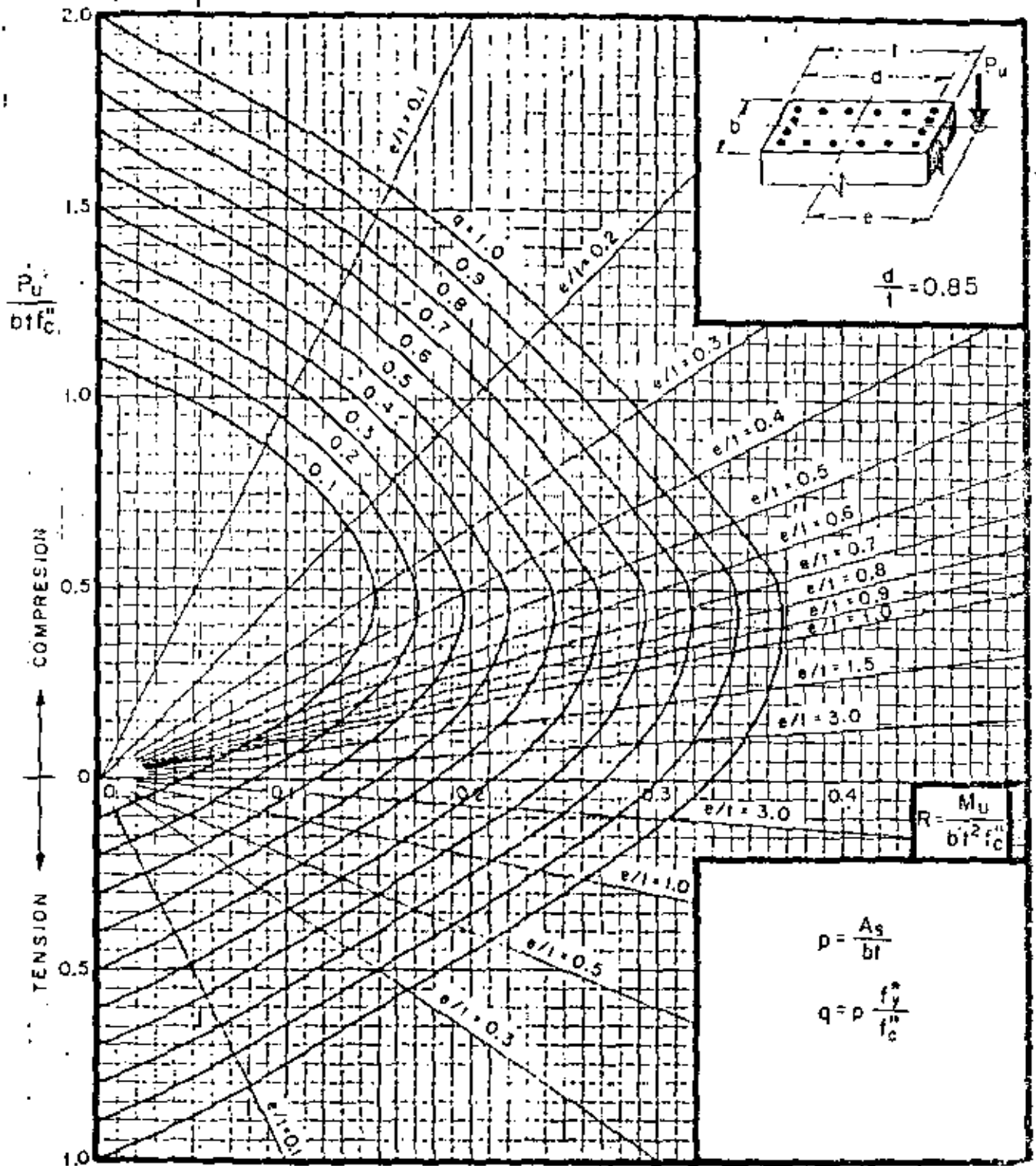
A_s = Area total de refuerzo

$f_c'' = 0.85 f_c'$; si $f_c' \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c'}{1400}\right) f_c'$; si $f_c' > 280 \text{ kg/cm}^2$

M_u = Momento flexionante último

P_u = Carga axial último

Fig 6



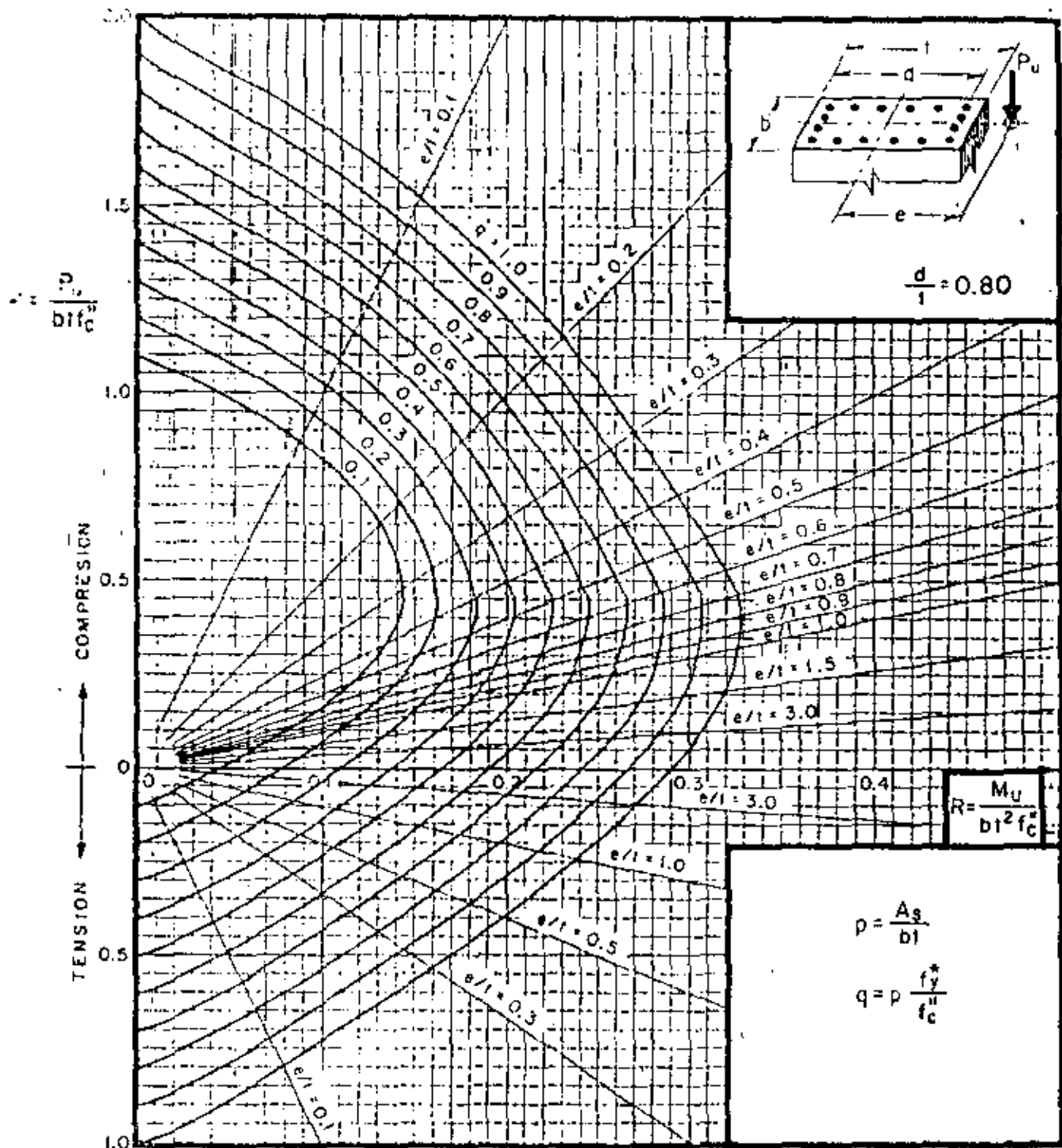
A_s = Area total de refuerzo

$f_c' = 0.85 f_c^*$; si $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1400}\right) f_c^*$; si $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$

M_u = Momento flexionante último

P_u = Carga axial última

Fig 7



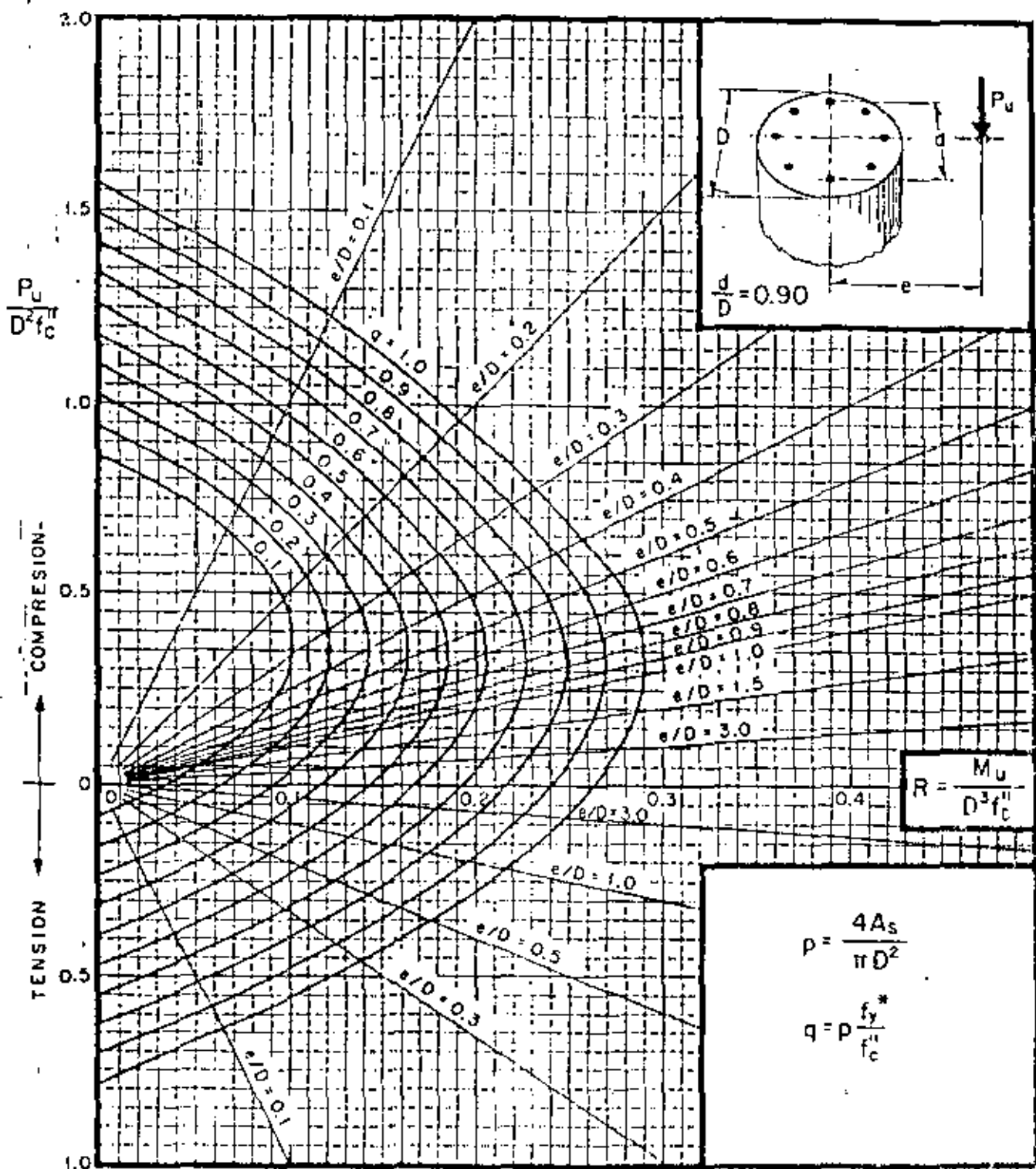
A_s = Área total de refuerzo

$f_c'' = 0.85 f_c^*$; si $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$; si $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$

M_u = Momento flexionante último

P_u = Carga axial último

Fig 8



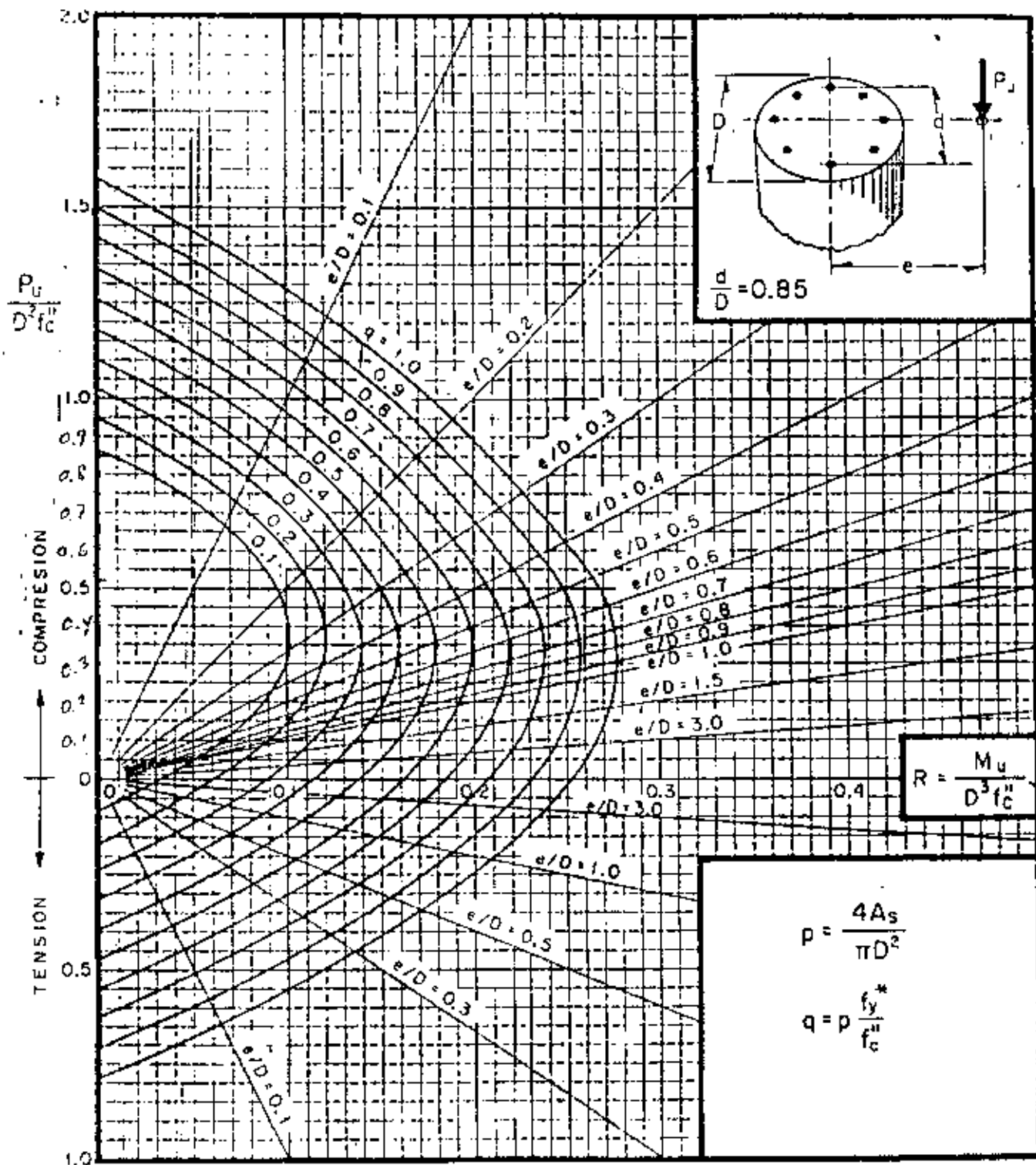
A_s = Area total de refuerzo

M_u = Momento flexionante último

P_u = Carga axial última

$f_c^* = 0.85 f_c$; si $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c^* = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1400}\right) f_c$; si $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$

Fig 9



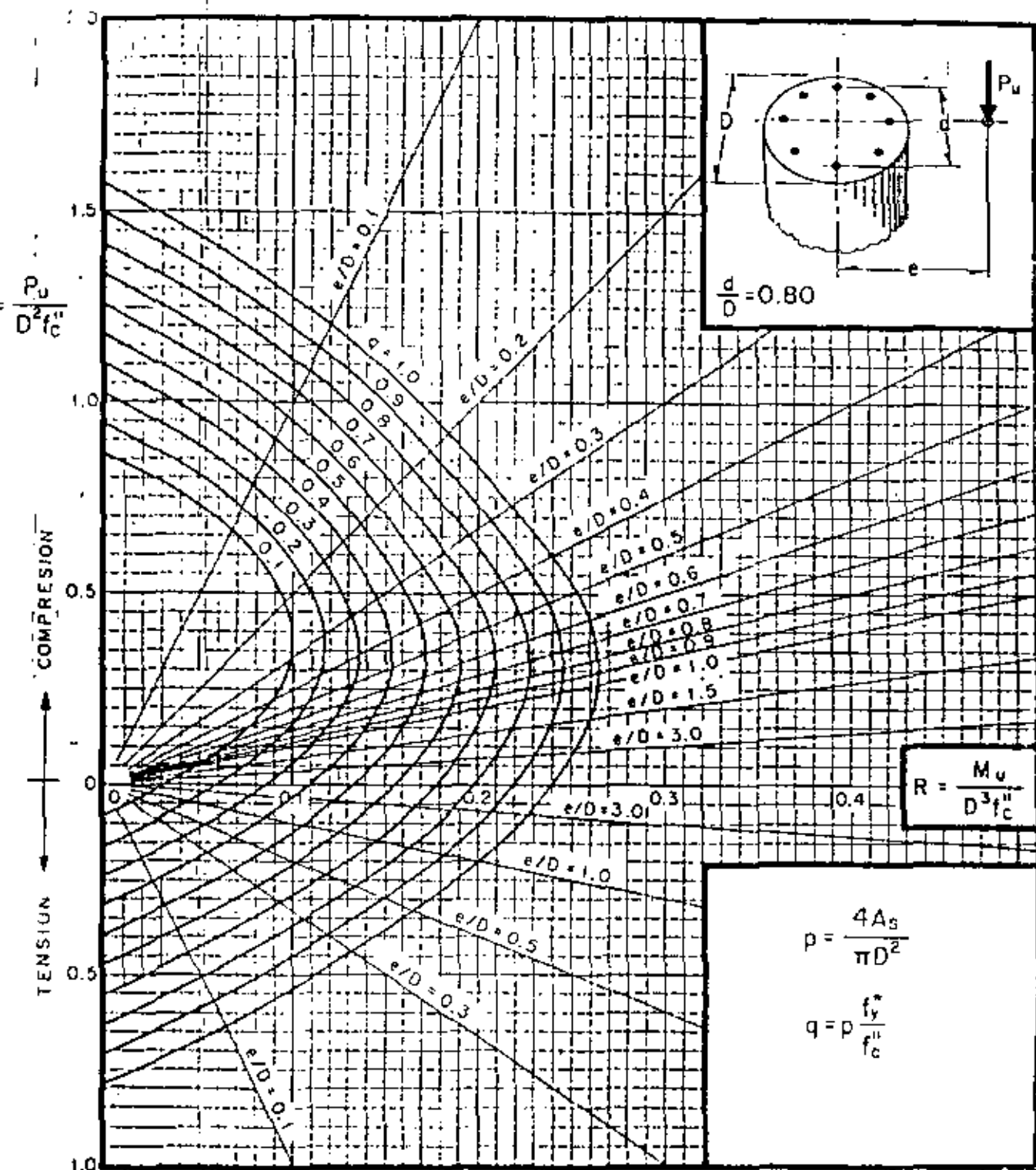
A_s = Área total de refuerzo

M_u = Momento flexionante último

P_u = Carga axial última

$f_c^* = 0.85 f_c''$; si $f_c'' \leq 290 \text{ kg/cm}^2$; $f_c^* = \left(1.05 - \frac{f_c''}{1400}\right) f_c''$; si $f_c'' > 280 \text{ kg/cm}^2$

Fig 10

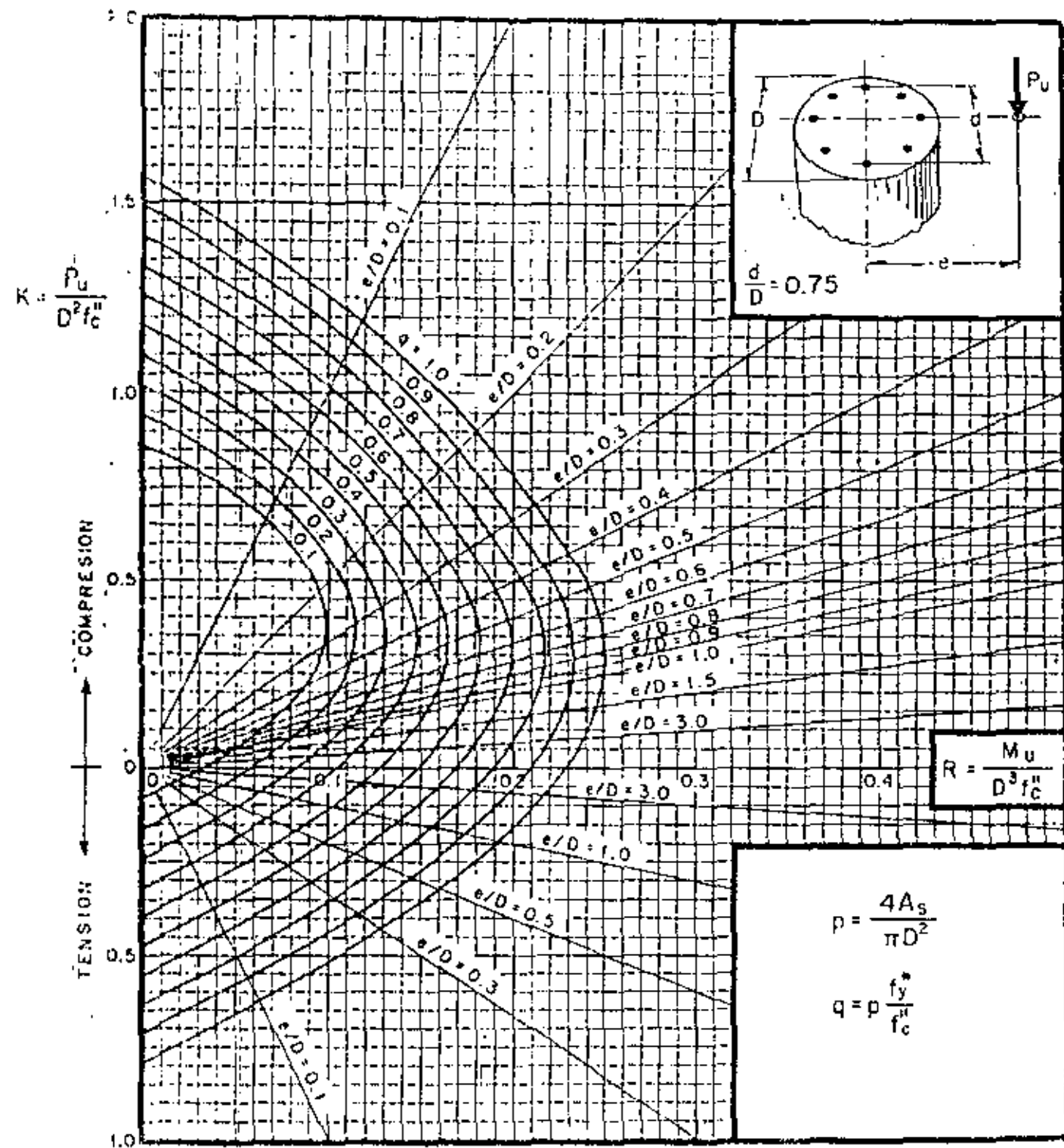


A_s = Área total de refuerzo

M_u = Momento flexionante último

P_u = Carga axial última

$f_c'' = 0.85 f_c'$; si $f_c' \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c'}{1400}\right) f_c'$; si $f_c' > 280 \text{ kg/cm}^2$.

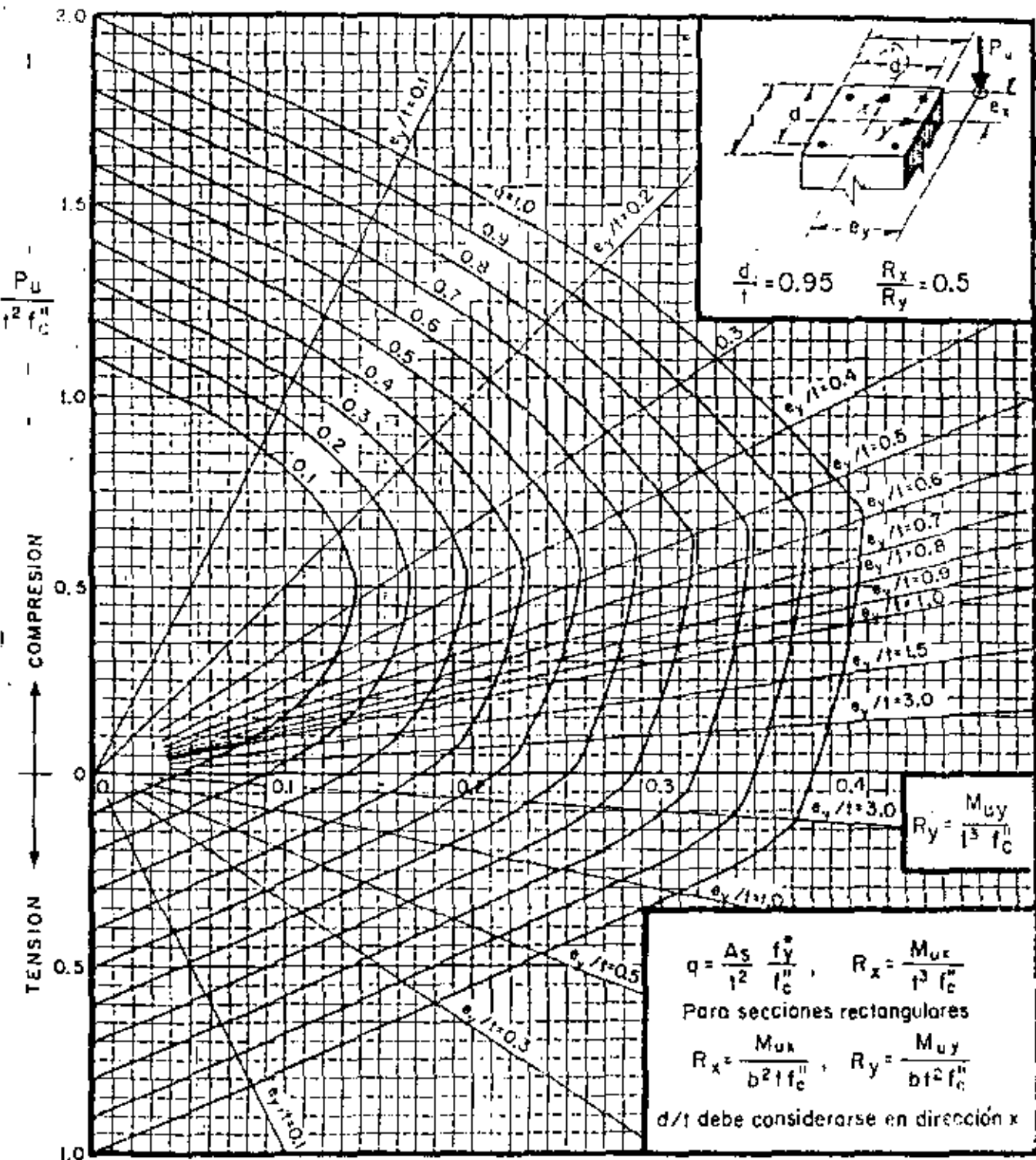


A_s = Área total de refuerzo

M_u = Momento flexionante último

P_u = Carga axial última

$f_c'' = 0.85 f_c'$; si $f_c' \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c'}{1400}\right) f_c'$; si $f_c' > 280 \text{ kg/cm}^2$



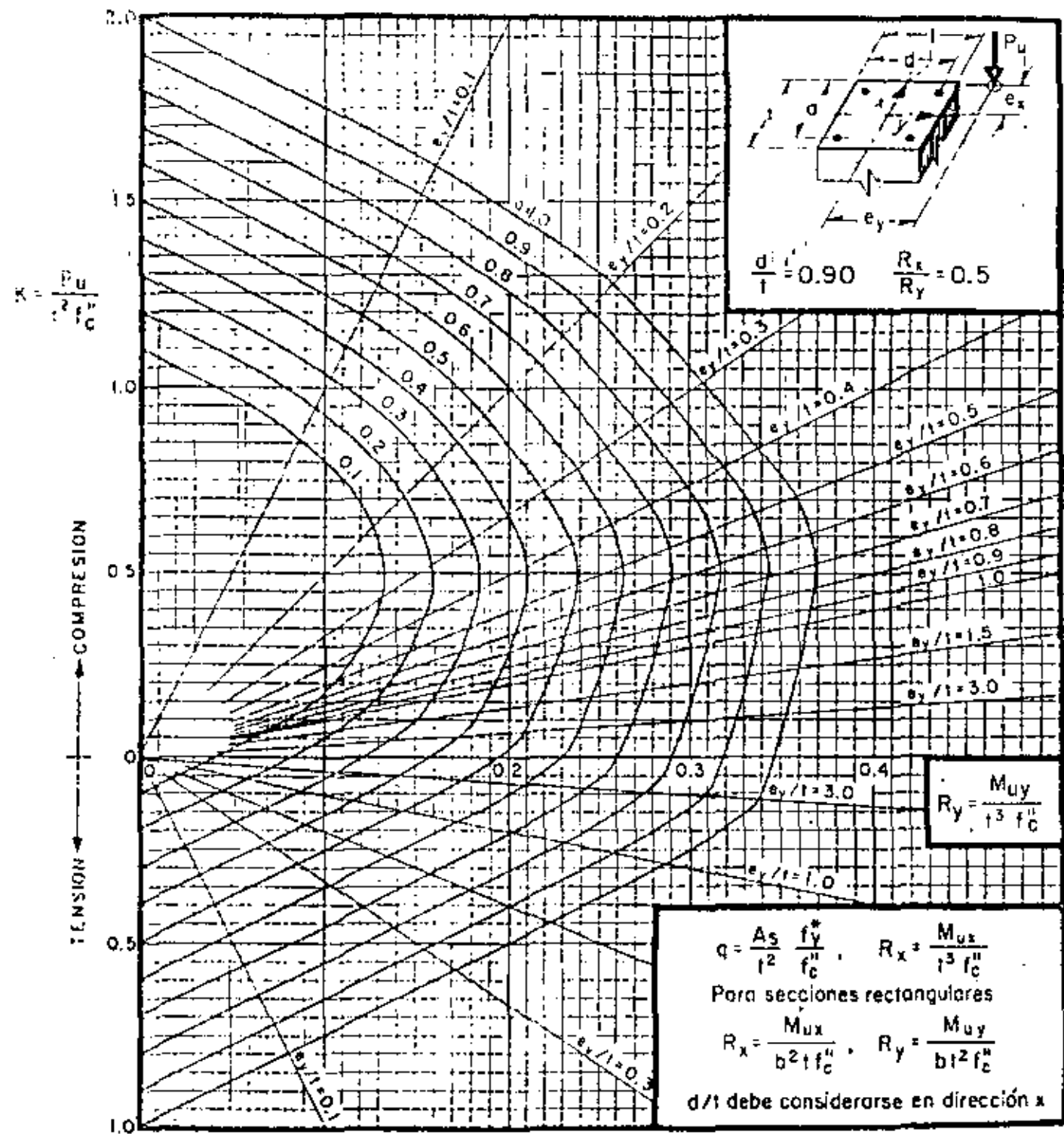
A_s = Área total de refuerzo

$f_c^* = 0.85 f_c$; si $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c^* = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1400}\right) f_c^*$; si $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$

P_u = Carga axial última

M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$

M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$



A_s = Área total de refuerzo

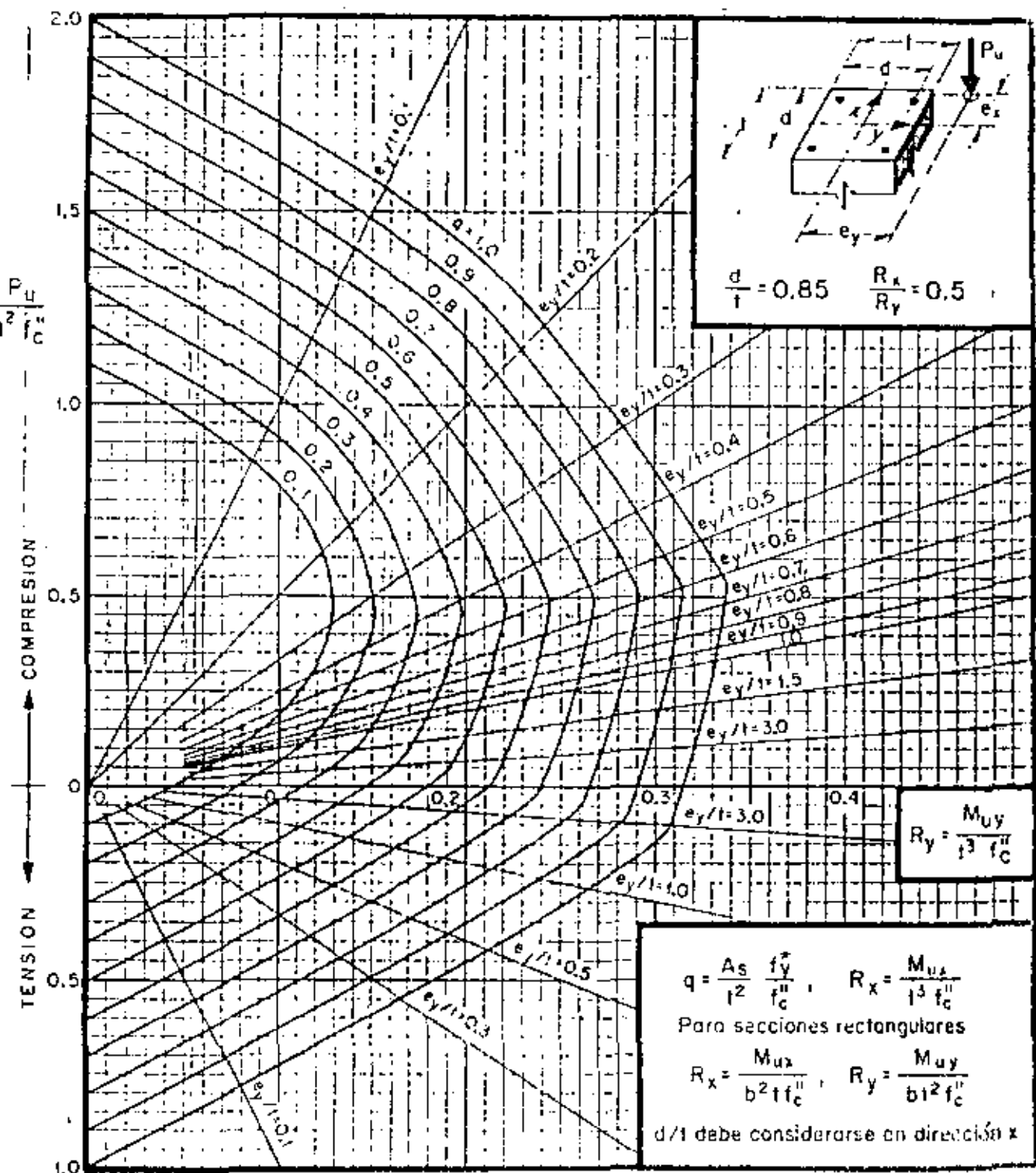
$f_c'' = 0.85 f_c'$; si $f_c' \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{l_c}{1400}\right) f_c'$; si $f_c' > 280 \text{ kg/cm}^2$

P_u = Carga axial última

M_{uy} = Momento flexionante último en dirección $y = P_u \cdot e_y$

M_{ux} = Momento flexionante último en dirección $x = P_u \cdot e_x$

Fig 14



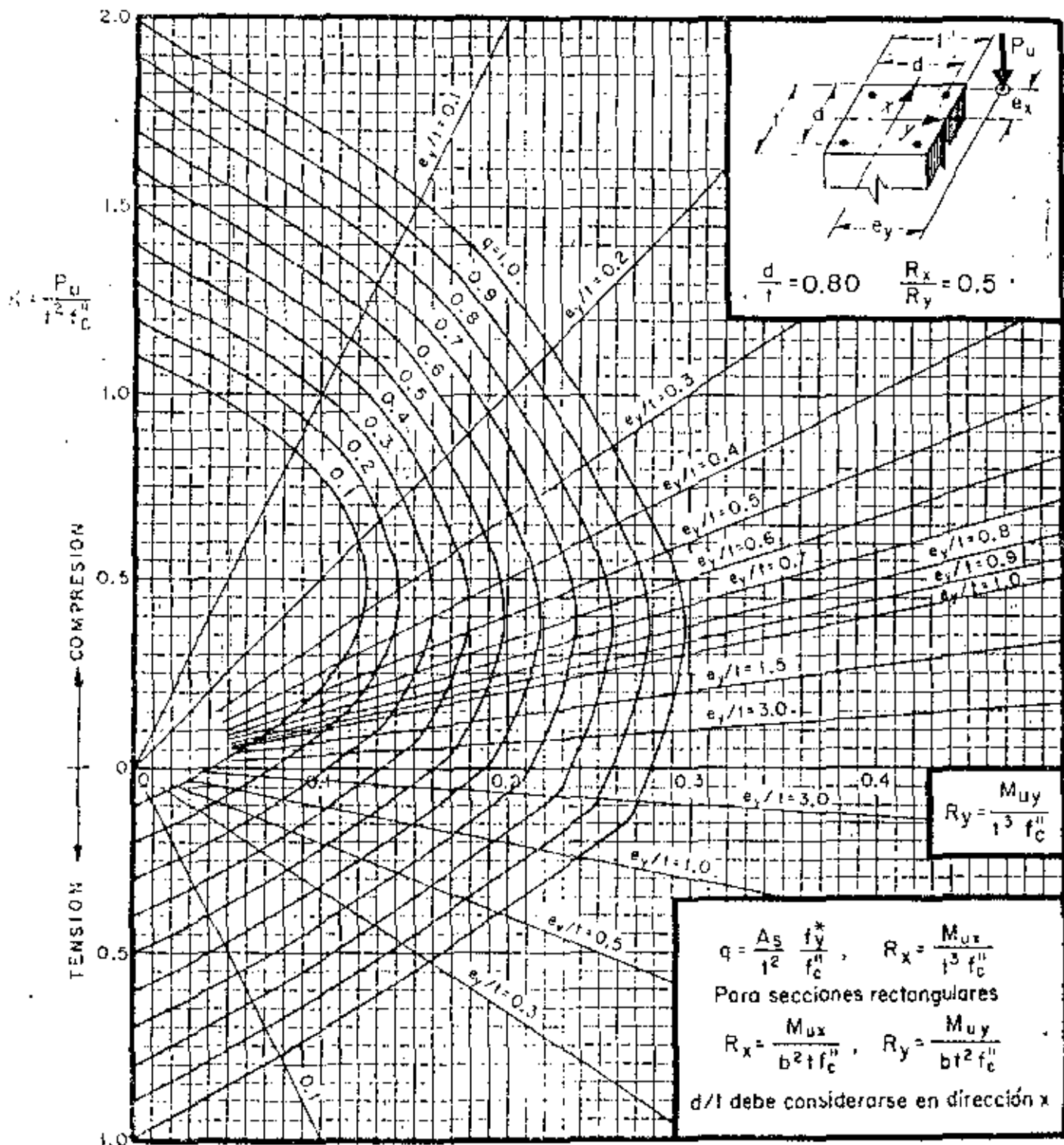
A_s = Área total de refuerzo

$f_c'' = 0.85 f_c^*$; si $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$; si $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$

P_u = Carga axial última

M_{uy} = Momento flexionante último en dirección $y = P_u \cdot e_y$

M_{ux} = Momento flexionante último en dirección $x = P_u \cdot e_x$



A_s = Área total de refuerzo

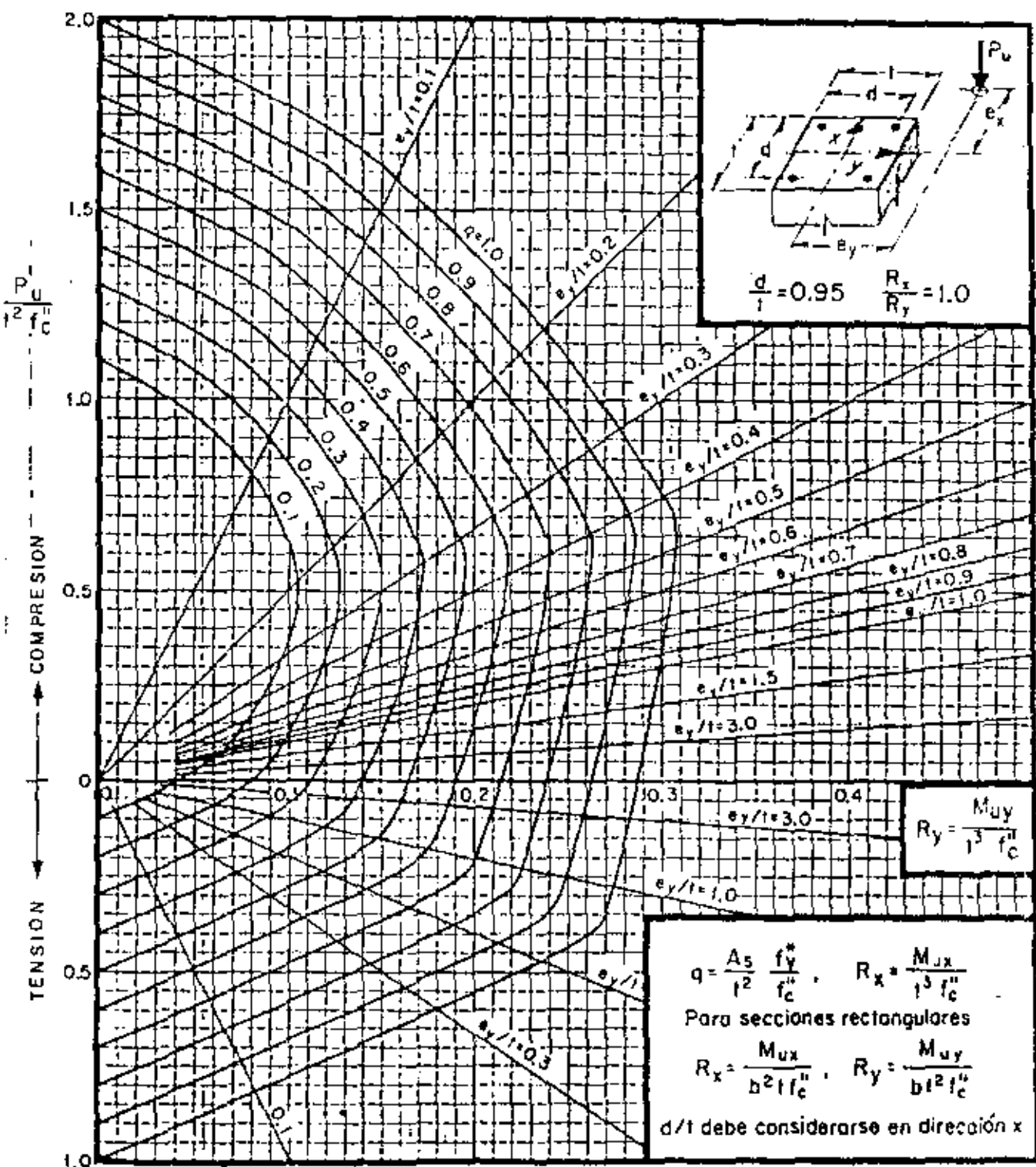
$f_c^* = 0.85 f_c^*$; si $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c^* = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1400}\right) f_c^*$; si $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$

P_u = Carga axial última

M_{uy} = Momento flexionante último en dirección $y = P_u \cdot e_y$

M_{ux} = Momento flexionante último en dirección $x = P_u \cdot e_x$

Fig 16



A_s = Area total de refuerzo

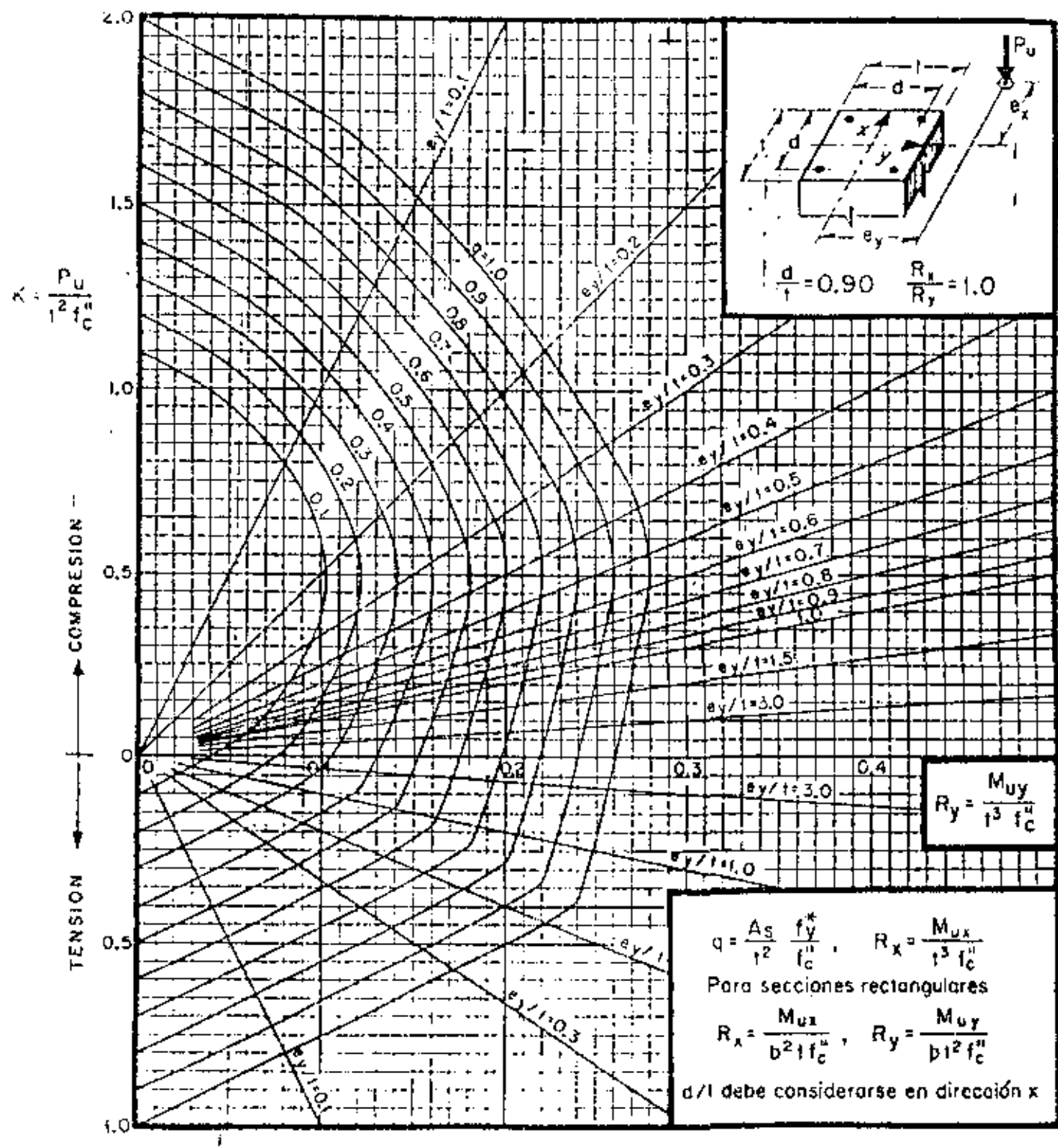
$f_c'' = 0.85 f_c^*$; si $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1400}\right) f_c^*$; si $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$

P_u = Carga axial última

M_{u_y} = Momento flexionante último en dirección $y = P_u \cdot e_y$

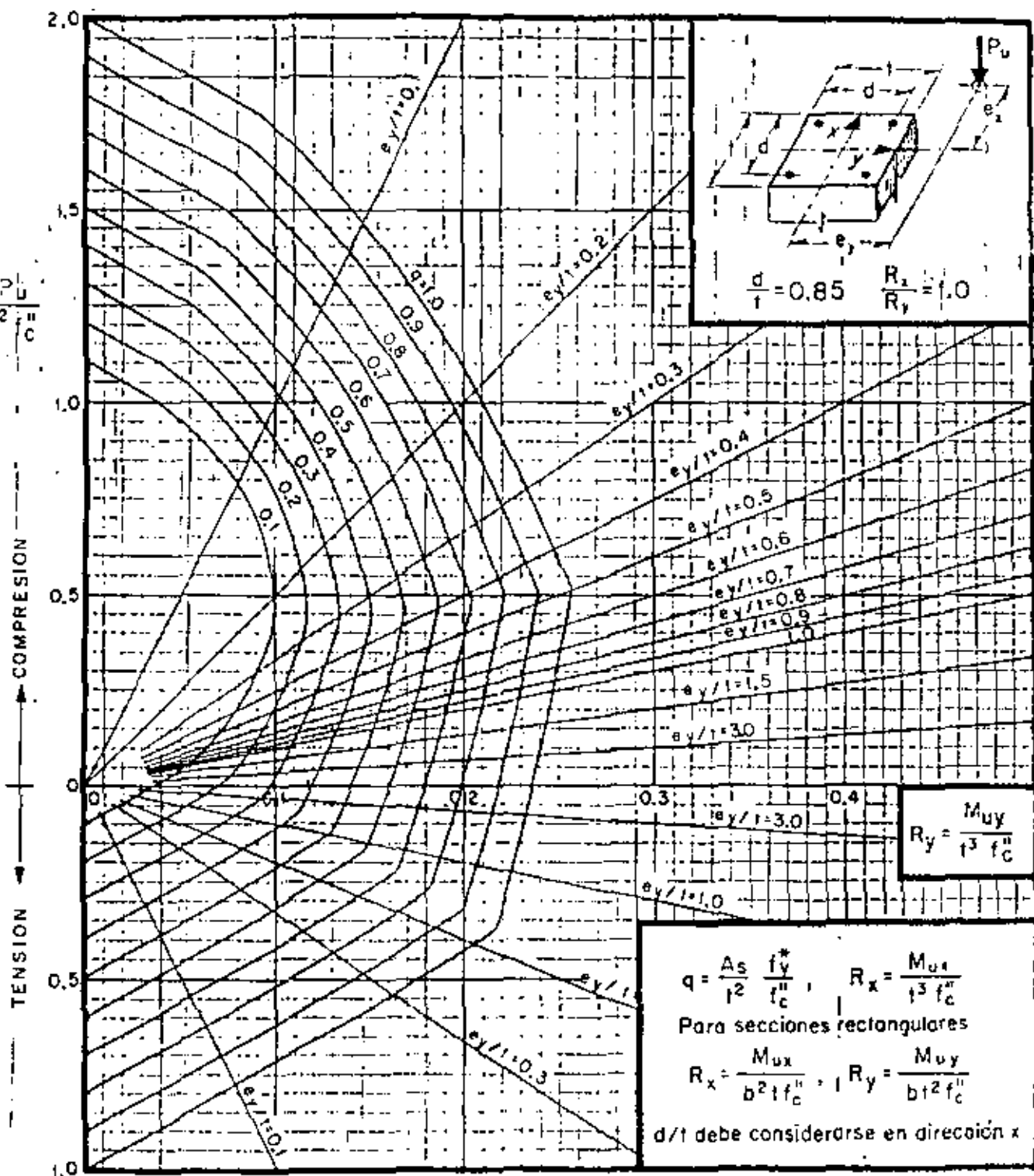
M_{u_x} = Momento flexionante último en dirección $x = P_u \cdot e_x$

Fig 17



A_s = Área total de refuerzo
 $f_c'' = 0.85 f_c'$; si $f_c' \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c'}{1400}\right) f_c'$; si $f_c' > 280 \text{ kg/cm}^2$
 P_u = Carga axial última
 M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$
 M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$

Fig 18



A_s = Área total de refuerzo

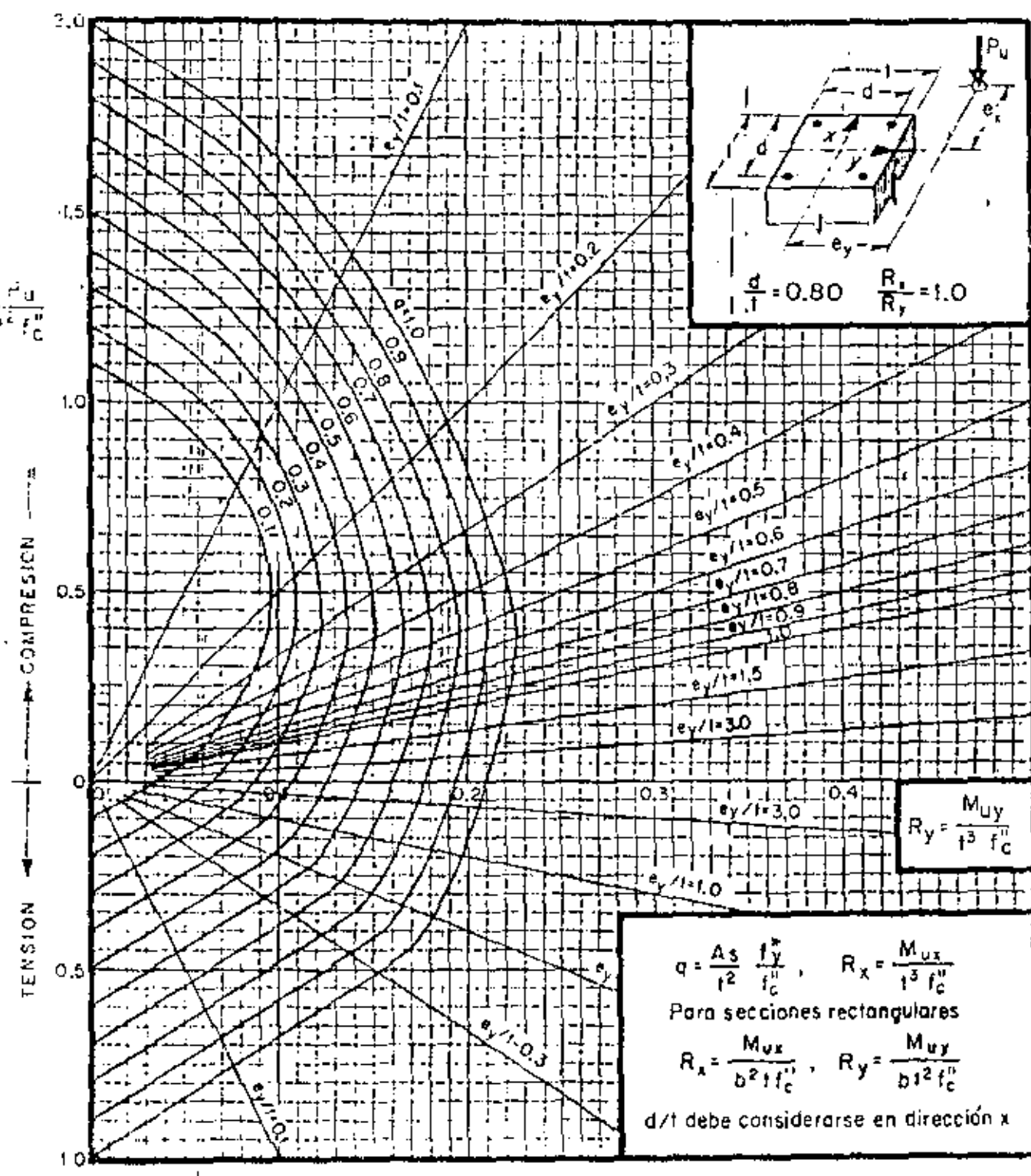
$f_c'' = 0.85 f_c'$; si $f_c' \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c'}{1400}\right) f_c'$; si $f_c' > 280 \text{ kg/cm}^2$

P_u = Carga axial última

M_{uy} = Momento flexionante último en dirección $y = P_u \cdot e_y$

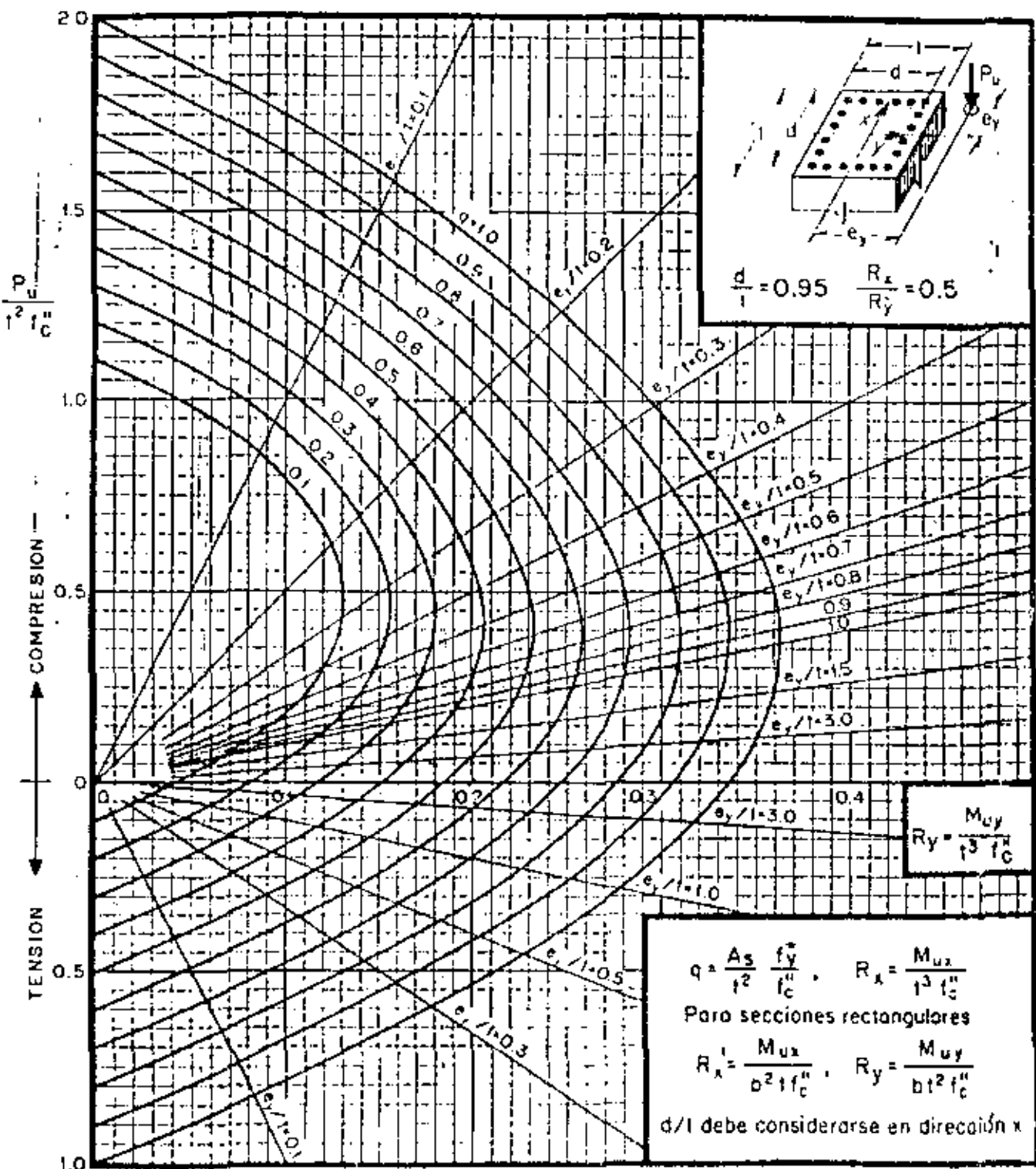
M_{ux} = Momento flexionante último en dirección $x = P_u \cdot e_x$

Fig 19



A_s = Area total de refuerzo
 $f_c'' = 0.85 f_c'$; si $f_c' \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c'}{1400}\right) f_c'$; si $f_c' > 280 \text{ kg/cm}^2$
 P_u = Carga axial última
 M_{uy} = Momento flexionante último en dirección $y = P_u \cdot e_y$
 M_{ux} = Momento flexionante último en dirección $x = P_u \cdot e_x$

Fig 20



A_s = Área total de refuerzo

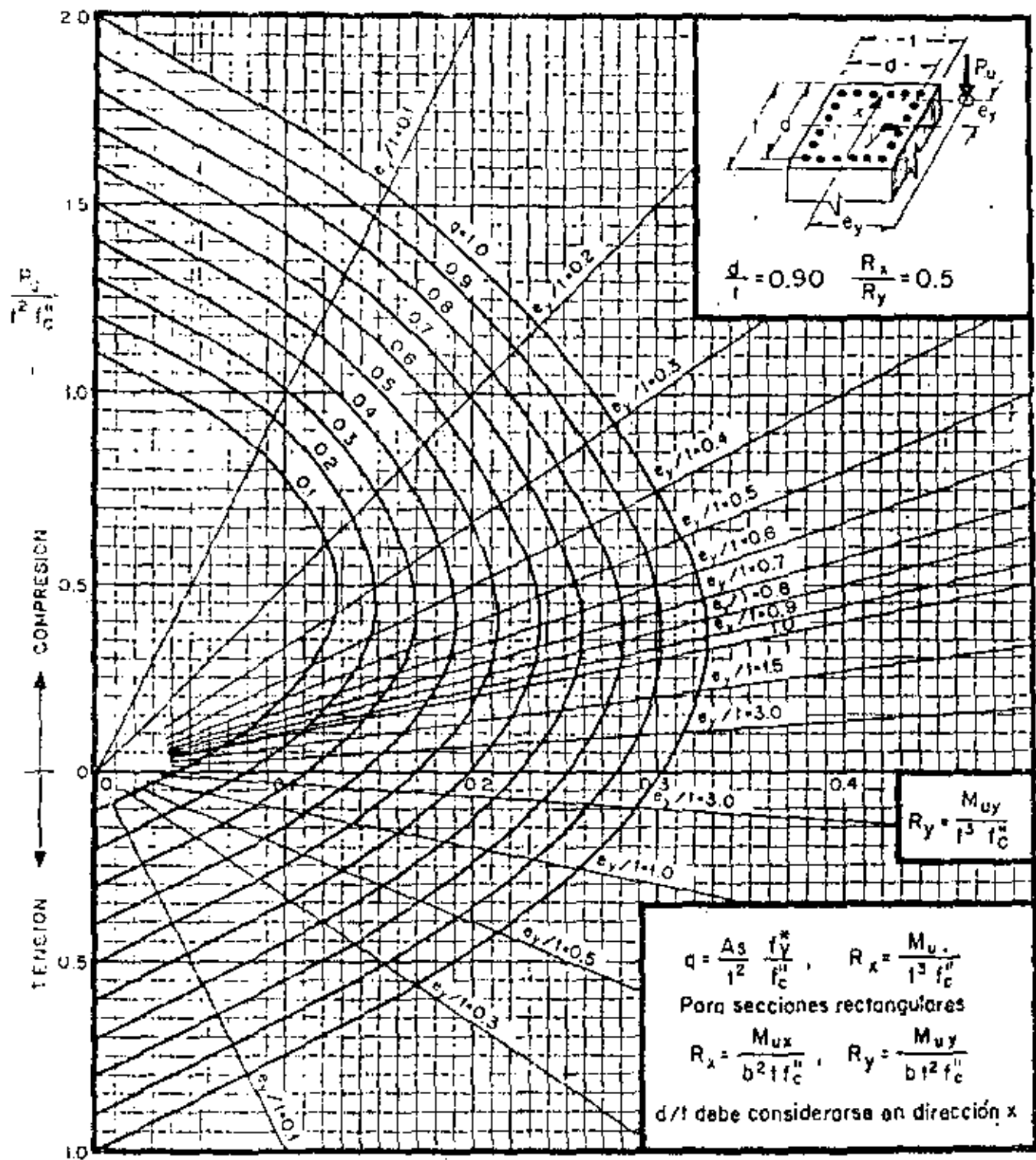
$f_c'' = 0.85 f_c'$; si $f_c' \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c'}{1400}\right) f_c'$; si $f_c' > 280 \text{ kg/cm}^2$

P_u = Carga axial última

M_{uy} = Momento flexionante último en dirección $y = P_u \cdot e_y$

M_{ux} = Momento flexionante último en dirección $x = P_u \cdot e_x$

Fig 21



A_s = Área total de refuerzo

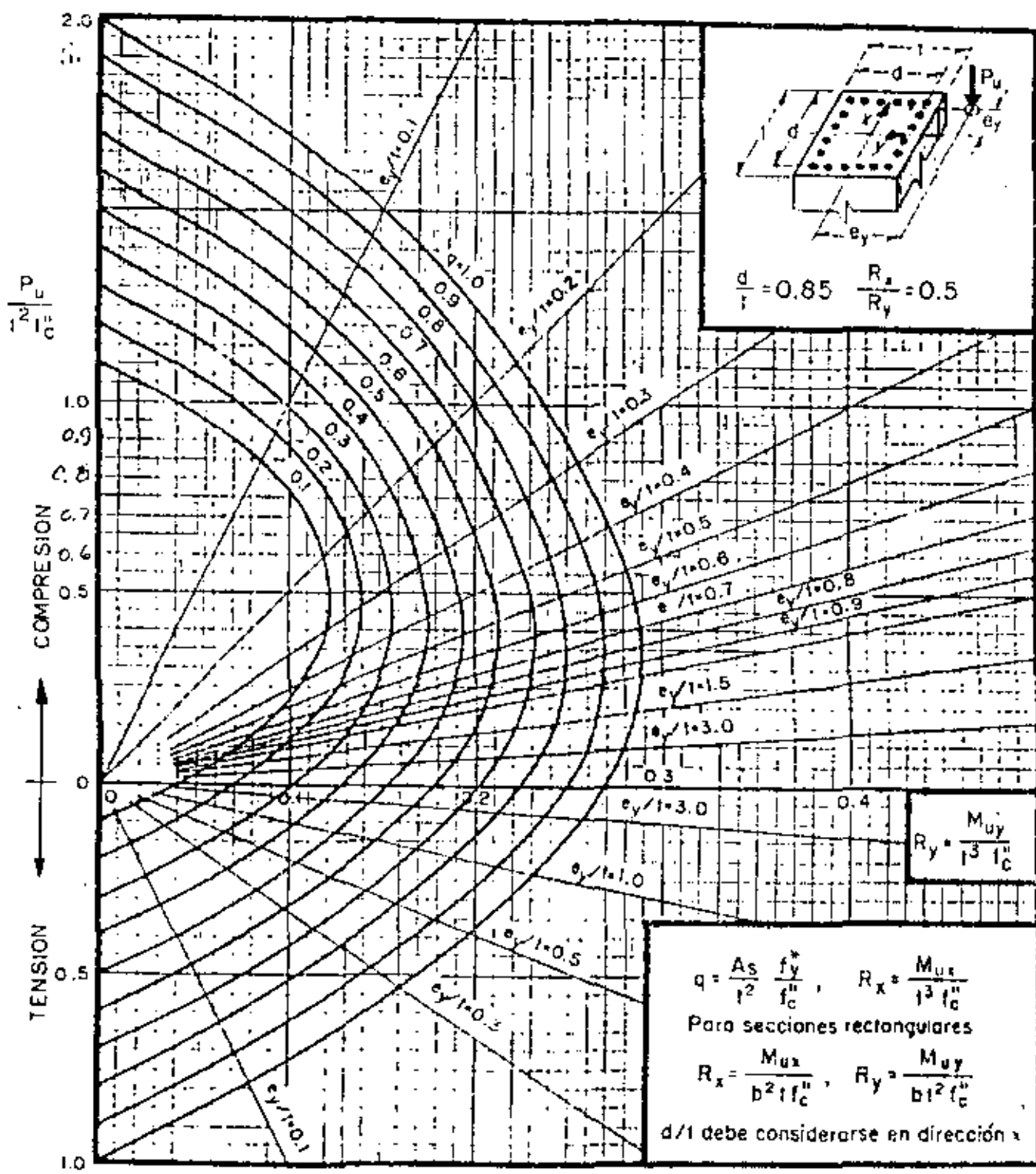
$f_c'' = 0.85 f_c^*$; si $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1400}\right) f_c^*$; si $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$

P_u = Carga axial última

M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$

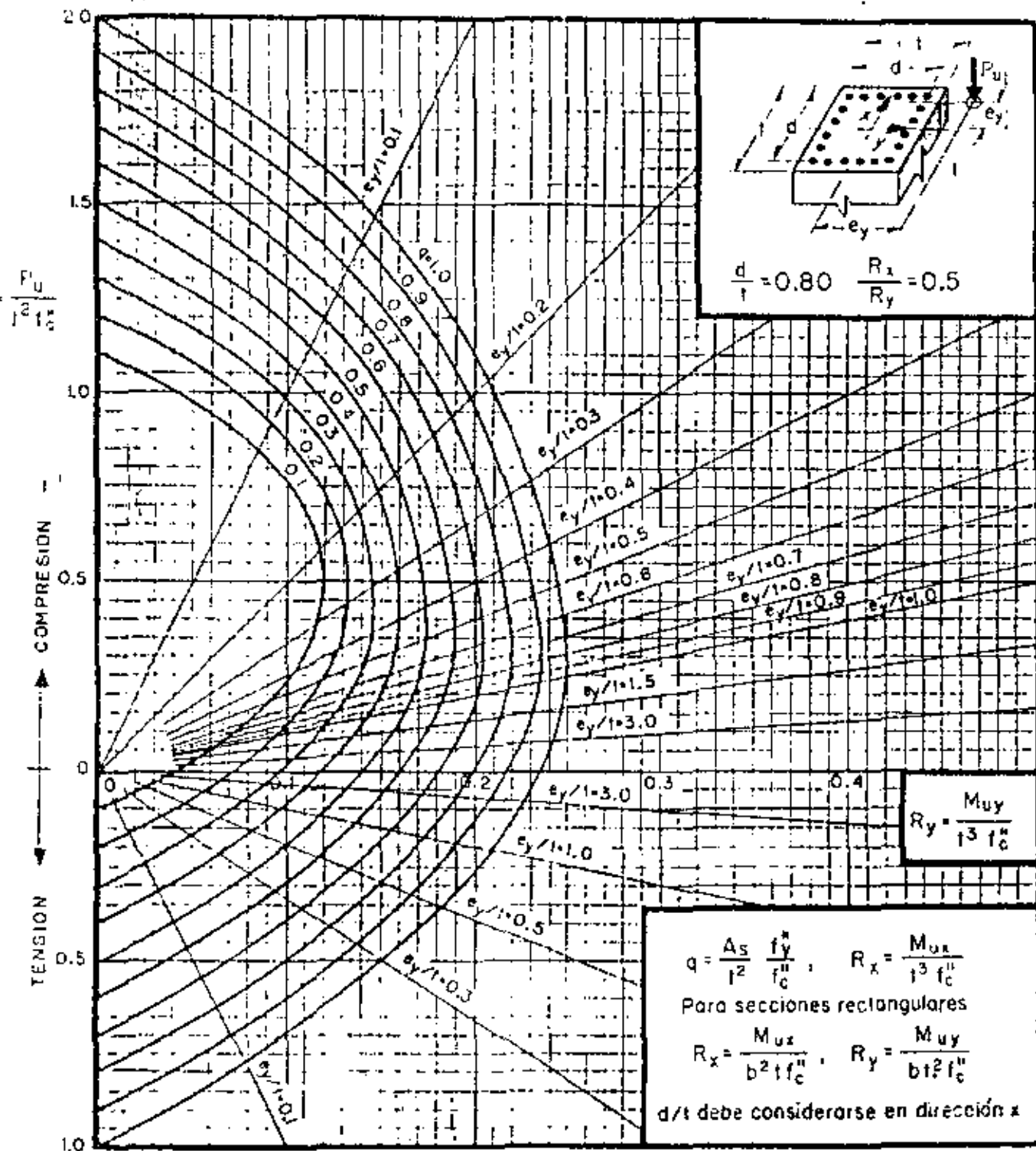
M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$

Fig 22



A_s = Área total de refuerzo
 $f_c^* = 0.85 f_c$; si $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c^* = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$; si $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$
 P_u = Carga axial última
 M_{uy} = Momento flexionante último en dirección $y = P_u \cdot e_y$
 M_{ux} = Momento flexionante último en dirección $x = P_u \cdot e_x$

Fig 23



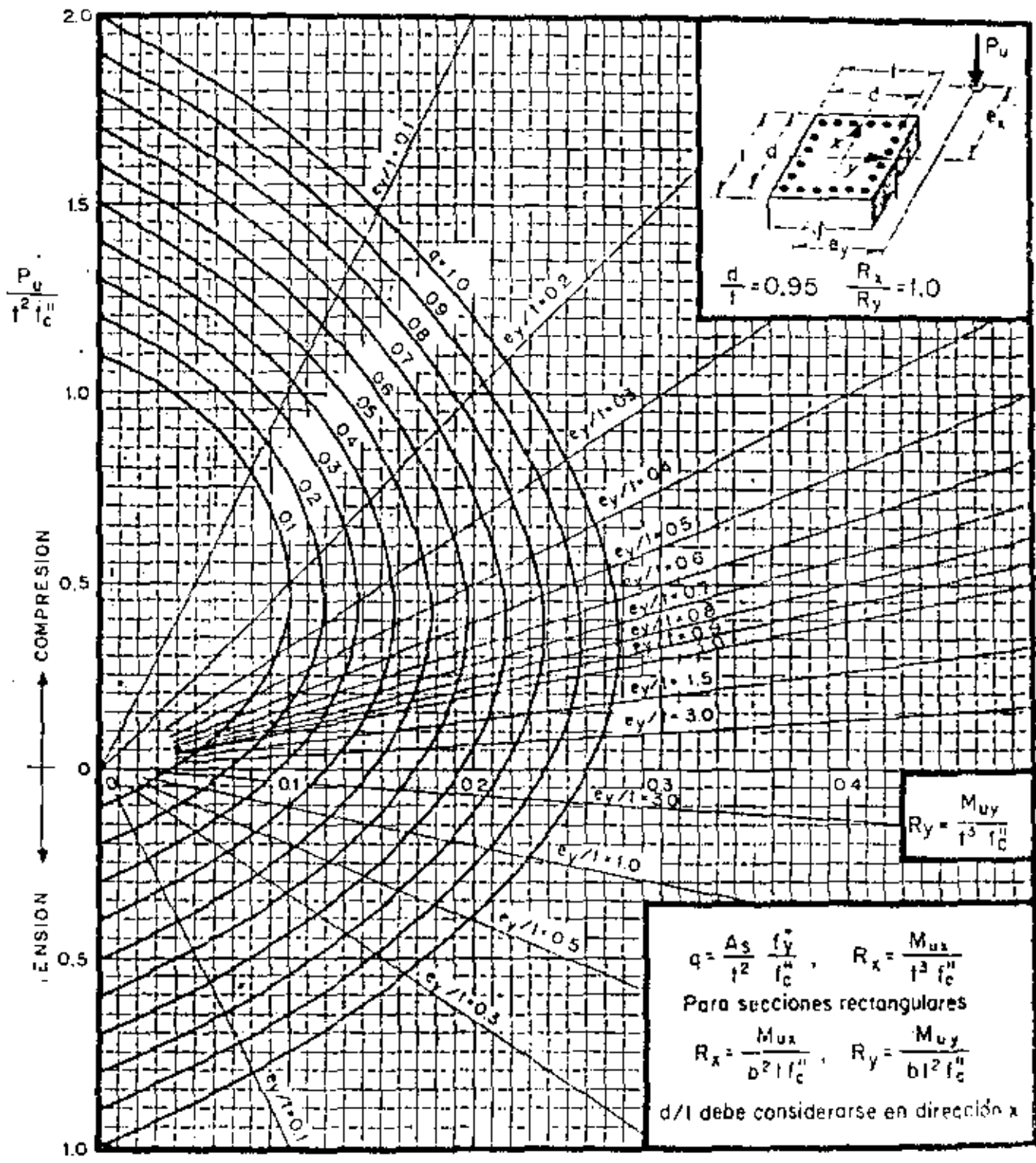
A_g = Área total de refuerzo

$f_c' = 0.85 f_c$; si $f_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c' = \left(1.05 - \frac{f_c}{1400}\right) f_c$; si $f_c > 280 \text{ kg/cm}^2$

P_u = Carga axial última

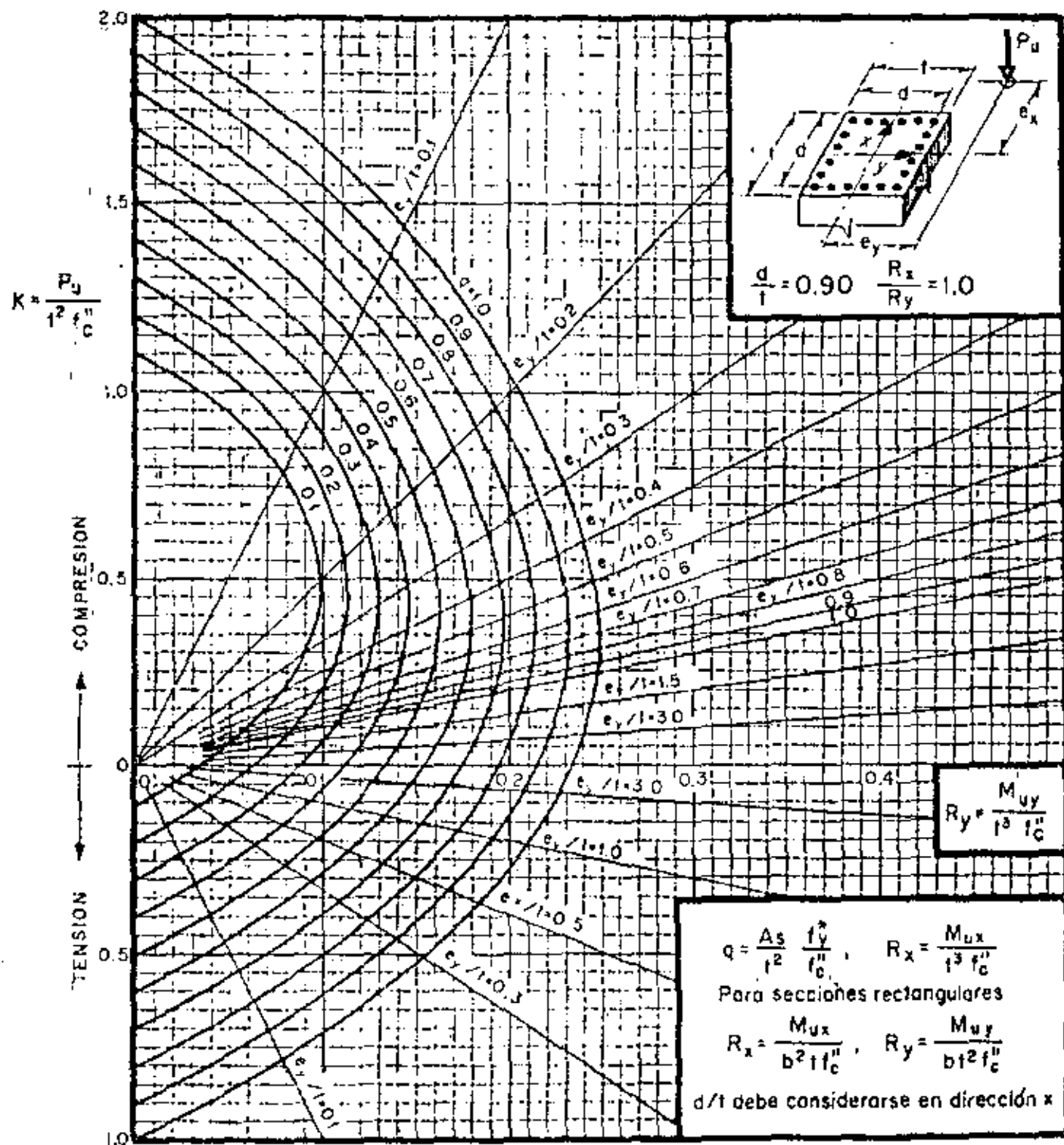
M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$

M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$



A_s = Area total de refuerzo
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$; si $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1400}\right) f_c^*$; si $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$
 P_u = Carga axial última
 M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$
 M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$

Fig 25



A_s = Area total de refuerzo

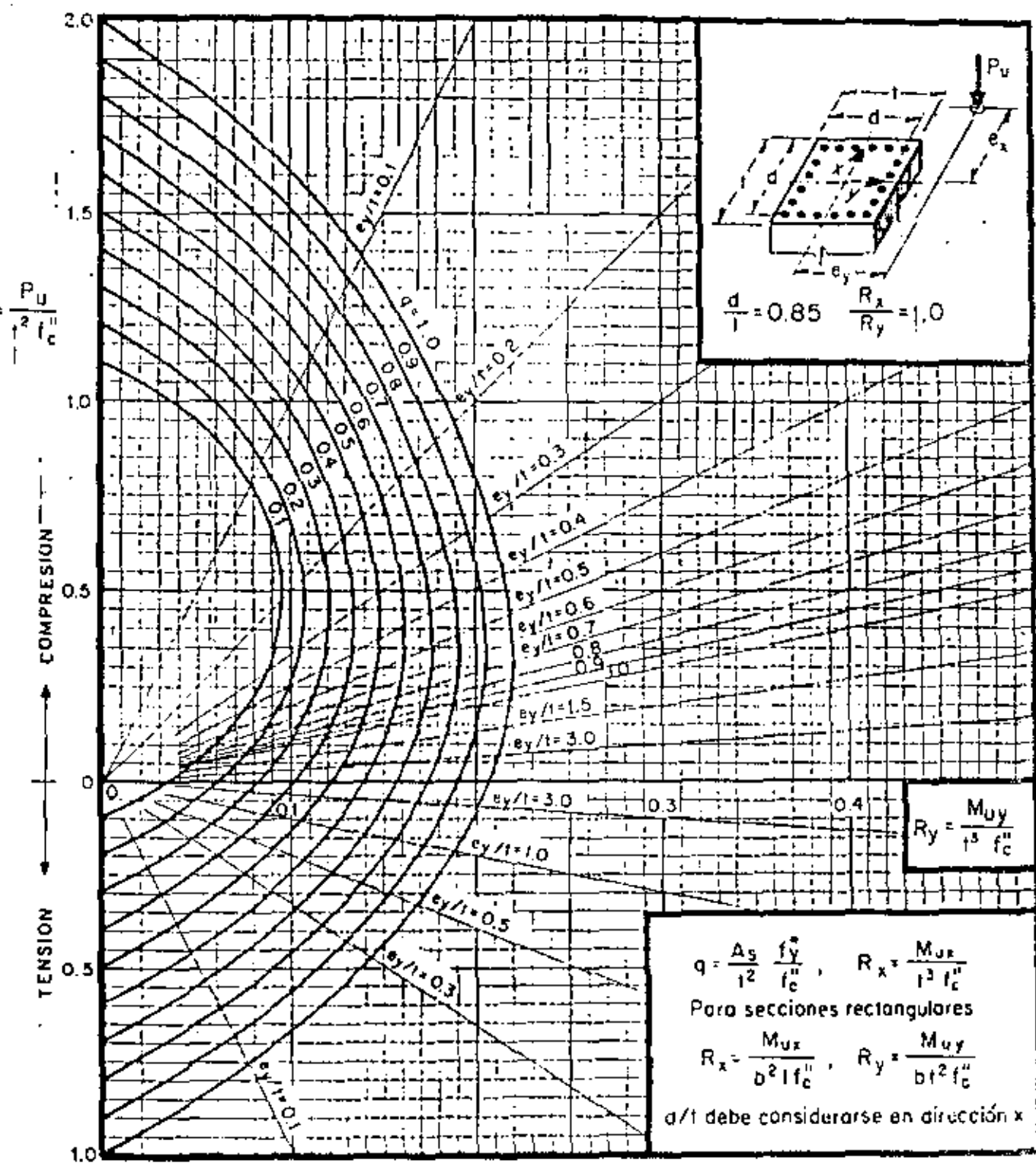
$f_c'' = 0.85 f_c^*$; si $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$; si $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$

P_u = Carga axial última

M_{yy} = Momento flexionante último en dirección $y = P_u \cdot e_y$

M_{ux} = Momento flexionante último en dirección $x = P_u \cdot e_x$

Fig 26



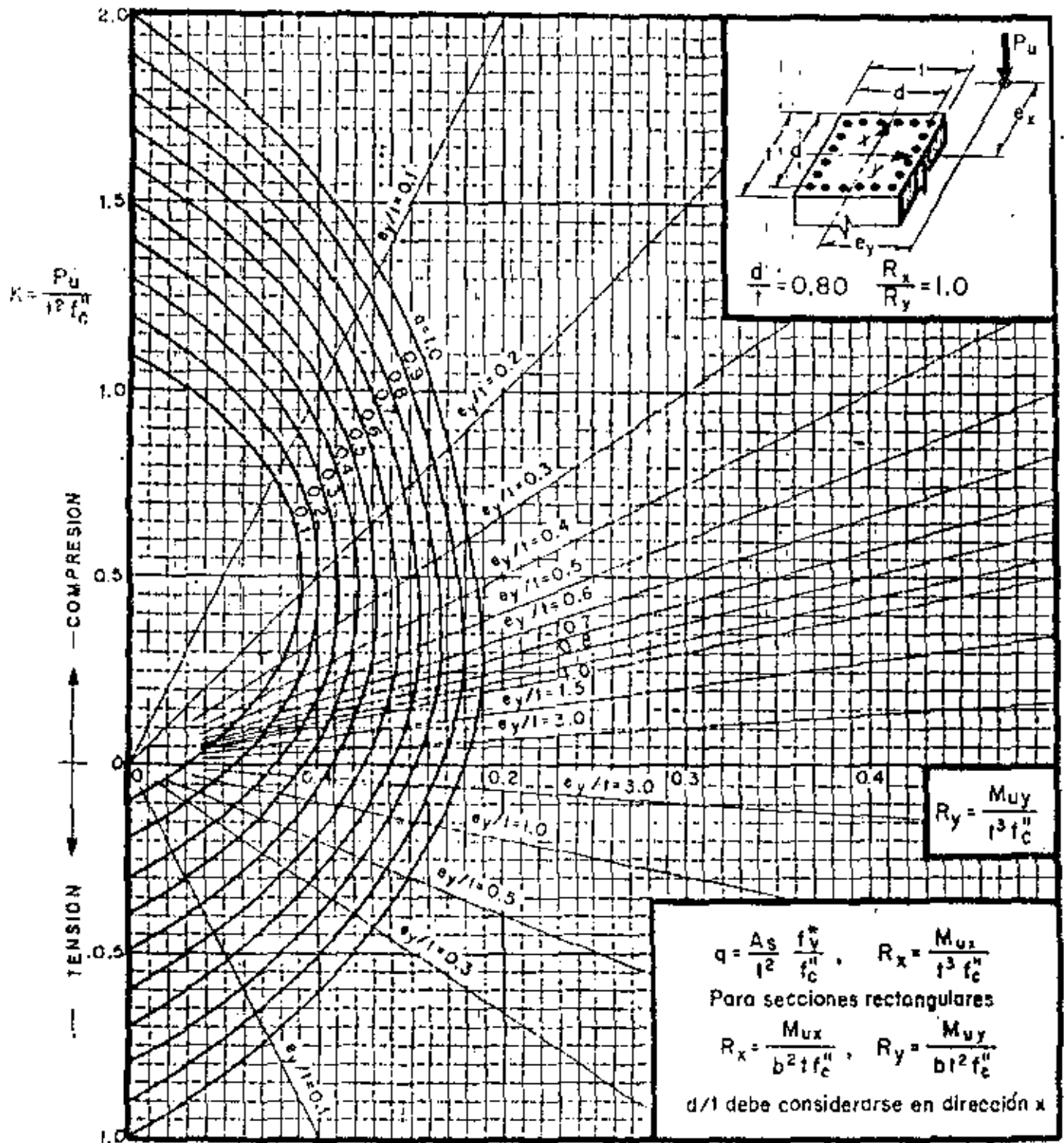
A_s = Área total de refuerzo

$f_c' = 0.85 f_c^*$; si $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1400}\right) f_c^*$; si $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$

P_u = Carga axial última

M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$

M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$



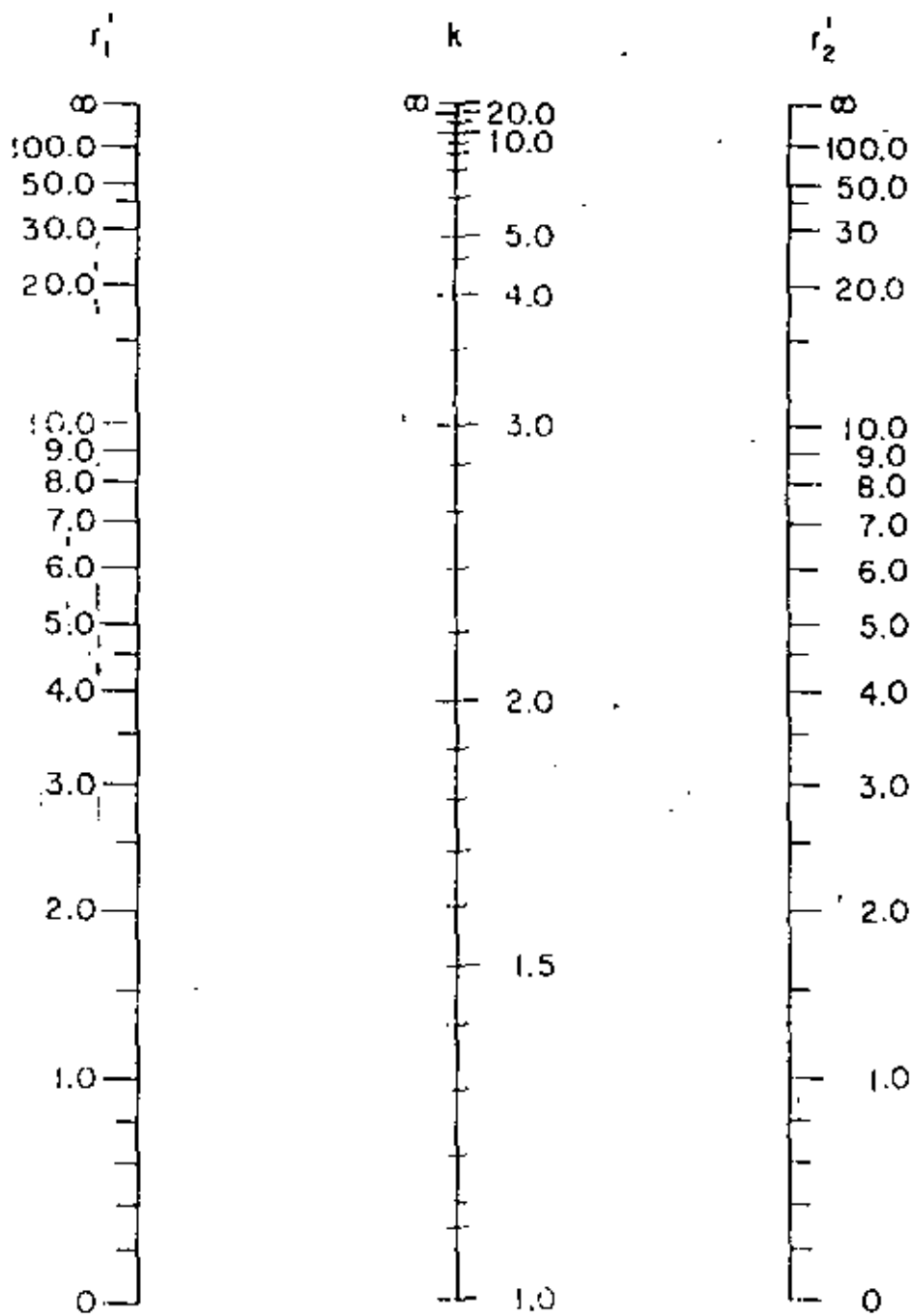
A_s = Area total de refuerzo

$f_c'' = 0.85 f_c'$ si $f_c' \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c'}{1400}\right) f_c'$ si $f_c' > 280 \text{ kg/cm}^2$

P_u = Carga axial última

M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$

M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$



h = Longitud de la pieza
 h' = Longitud efectiva de pandeo
 $h' = kh$

Nota. $r_1 > r_2$ cuando la columna
 esté articulada o cuando
 $r_1 > 25$
 PARA UNA COLUMNA EMPOTRADA
 DA $r_2 = 0$ (eliminación)

Fig 29 Factores para calcular la longitud efectiva de pandeo en estructuras no restringidas



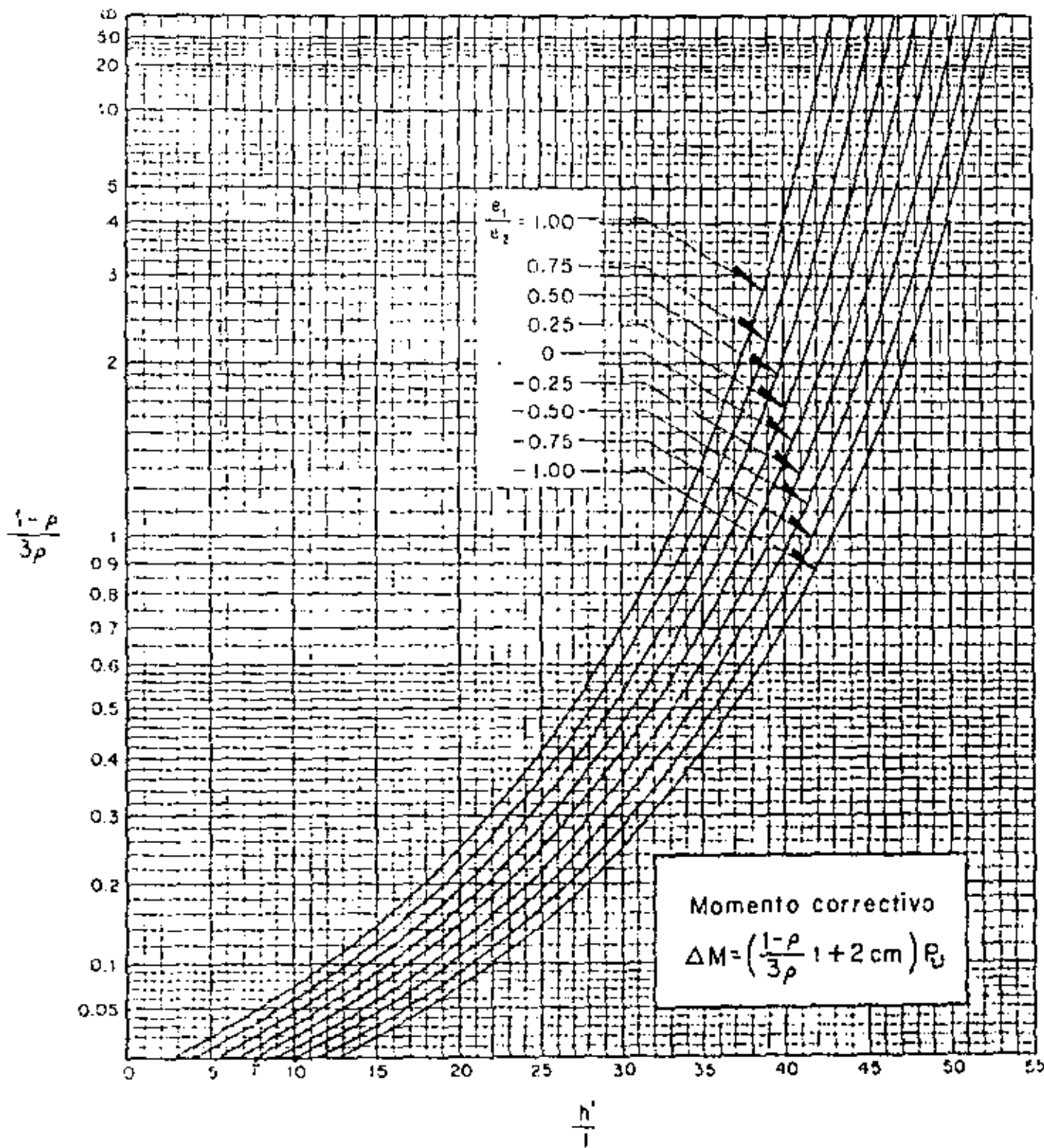


Fig 30 Momento correctivo por efectos de esbeltez



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam.

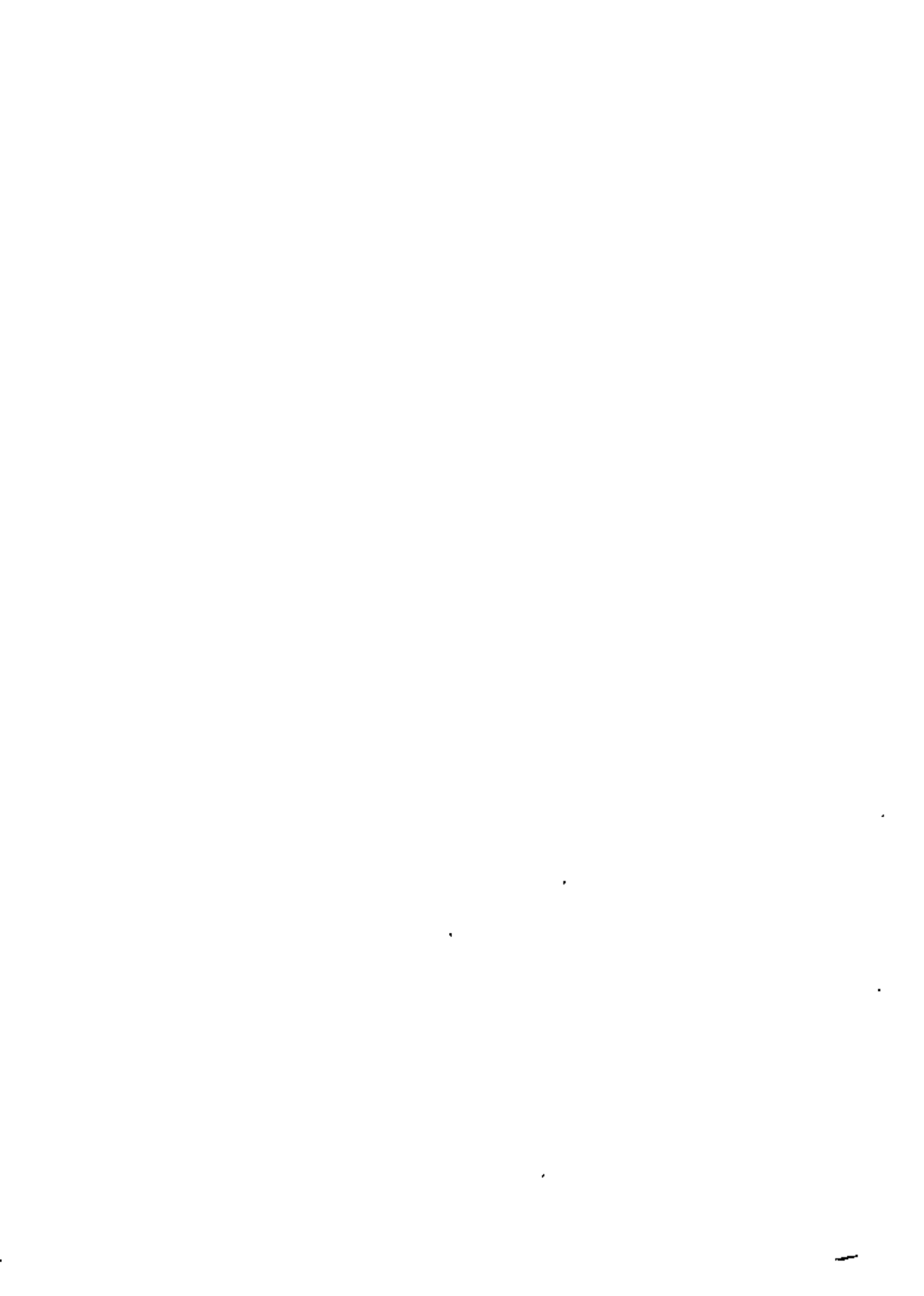


II. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS
PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

DISEÑO DE ESTRUCTURAS

ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ

JULIO, 1979.



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

DIRECCION DE PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE ZONAS DE RIEGO

ALCANTARILLA EN CRUCE DEL CANAL PRINCIPAL "EL SALTO TLAMACO" Km
1 + 884.31 CON VIA DE FERROCARRIL MEXICO- LAREDO Km -A-66+030. 55

DESCRIPCION.

En el distrito de riego 03 Río Tula Hgo. el canal principal "El Salto Tlamaco" en su estación 1 + 884.31 cruzará la vía del ferrocarril México, Laredo a la altura del Km A 66+030. 55.

Se ha considerado una alcantarilla como estructura más conveniente para tal cruzamiento.

La citada estructura será a base de tres conductos rectangulares de concreto reforzado de 3.25m de base y 5.00m de altura cada uno, con espesor de 0.50m y carteles de 0.50m por 0.50m. La longitud de la alcantarilla será de 22m y el esviajamiento será de 33°20' izquierda.

Consideramos, para este caso, que la estructura en cuestión soporta una carga de ferrocarril Cooper E-72.

CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DEL CANAL

1. DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL

$$Q = 85.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$b = 4.50 \text{ m}$$

$$S = 0.0002$$

$$n = 0.015$$

talud 1.5:1

CALCULO DEL TIRANTE

La expresión que se utiliza para calcular el gasto es:

$$Q = v A \quad (1)$$

en donde:

v = velocidad, en m/seg.

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

A = área hidráulica del canal, en m^2

$$A = (b + md) d$$

Sustituyendo la expresión de la velocidad en la ecuación (1) se tiene:

$$Q = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} \cdot A$$

Tomando valores y despejando $Ar^{2/3}$, se obtiene:

$$Ar^{2/3} = \frac{85 \times 0.015}{\sqrt{0.0002}} = 90.156341 \quad (2)$$

en donde:

r = radio hidráulico, en m.

$$r = \frac{A}{P}$$

p = perímetro mojado en m.

$$P = b + 2d \sqrt{1 + m^2}$$

Para determinar el valor del tirante, d, procederemos por tanteos hasta igualar ambos miembros de la ecuación (2)

Suponiendo d = 4.46174 m., tenemos:

$$A = (4.50 + 1.50 \times 4.46174)4.46174 = 49.938515 \text{ m}^2$$

$$P = 4.50 + 2 \times 4.46174 \sqrt{1 + 1.50^2} = 20.587032 \text{ m}$$

$$r = \frac{49.938515}{20.587032} = 2.4257267 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 1.805347 \text{ m}^{2/3}$$

de donde:

$$Ar^{2/3} = 49.938515 \times 1.805347 = 90.156348$$

por lo tanto, se cumple la expresión (2) y se acepta el valor del tirante "d".

De lo anterior, la velocidad resulta ser de:

$$v = \frac{1}{0.015} (1.805347) (0.0002)^{1/2} = 1.702087 \text{ m/seg.}$$

y la carga de velocidad de:

$$hv = \frac{v^2}{2g} = \frac{1.702087^2}{2 \times 9.81} = 0.14766 \text{ m.}$$

$$Q = 49.938515 \times 1.702087 = 85.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

2.- SELECCION DE LOS CONDUCTOS

De acuerdo con las experiencias obtenidas por la Secretaría, la velocidad del agua dentro de los conductos no deberá exceder de 2.50 m/seg., con esto, se evita la erosión de los conductos y se asegura un buen funcionamiento hidráulico dentro de los mismos.

Suponiendo dentro del conducto una velocidad de 2.00 m/seg., se tiene:

$$\text{Anoces} = \frac{Q}{v} = \frac{85.00}{2.00} = 42.50 \text{ m}^2$$

para la cual, se utilizarán tres conductos.

Por otra parte, la Secretaría recomienda que la altura del conducto sea de 1.25 veces su base, es decir:

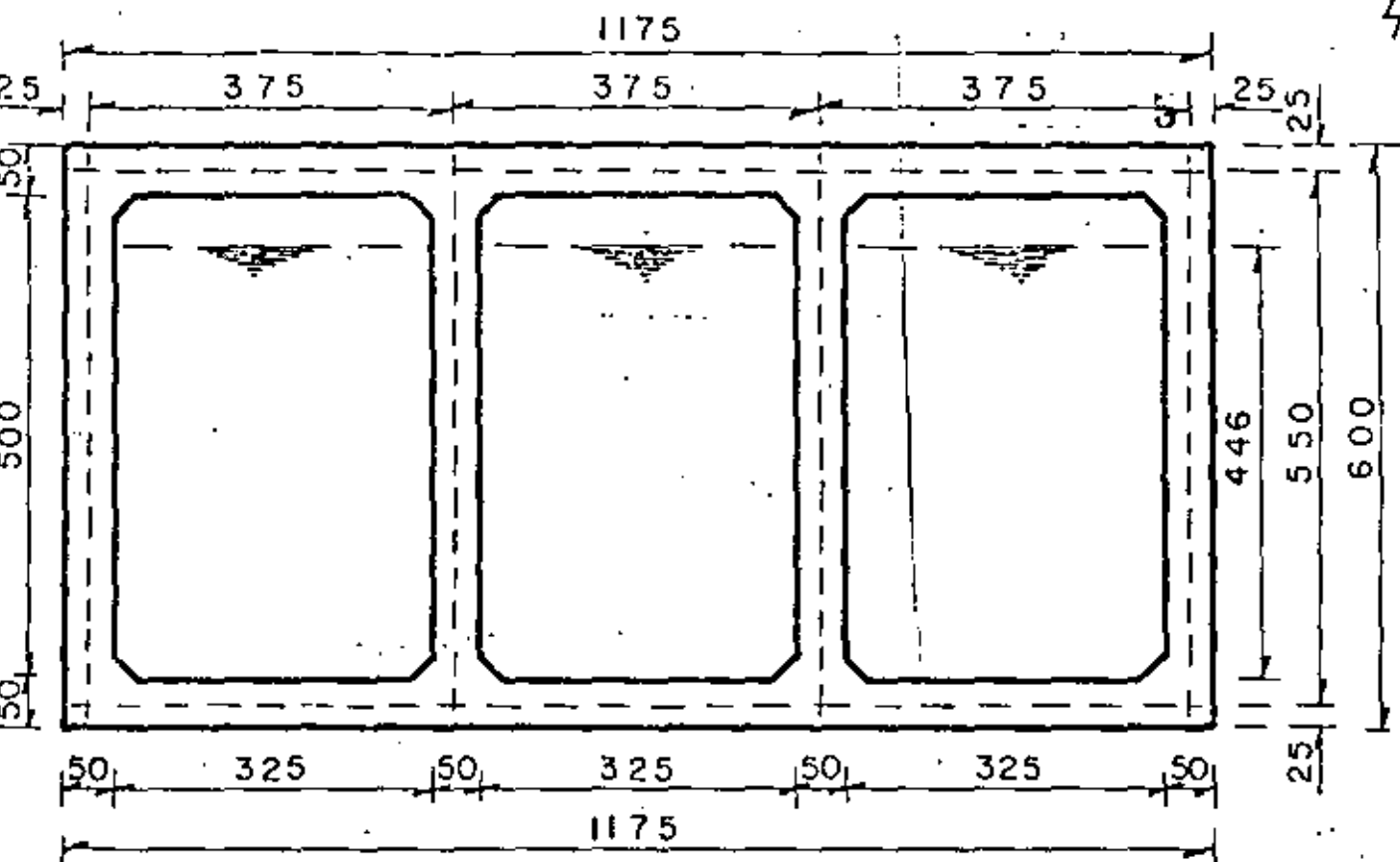
$$H = 1.25 B$$

pero, en nuestro caso, esta relación no se cumplirá puesto que los conductos trabajarán libres.

Las dimensiones de los conductos propuestos son:

$$B = 3.25 \text{ m.} \quad H = 5.00 \text{ m}$$

y se ilustran en la figura siguiente:



De la figura, se tiene:

$$A_c = 3(3.25 \times 4.46 - 2 \times 0.20^2 \times 0.50) = 43.365 \text{ m}^2$$

De lo anterior, se deduce que la velocidad será menor que 2.50 m/seg. En seguida se procede a calcular las características hidráulicas de los conductos.

3.- CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LOS CONDUCTOS

Gasto dentro de los conductos: $Q_c = 85.00 \text{ m}^3/\text{seg}$

Area hidráulica: $A_c = 43.365 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} \text{Perímetro mojado: } P_c &= 3(2 \times 4.26 + 2.85 + 2 \times 0.20 \sqrt{2}) \\ &= 35.807055 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Radio hidráulico } r_c = \frac{A_c}{P_c} = \frac{43.365}{35.8070} = 1.2110741 \text{ m.}$$

$$\text{de donde: } r_c^{2/3} = 1.136179 \text{ m}^{2/3}$$

$$\text{Velocidad: } v_c = \frac{Q_c}{A_c} = \frac{85.00}{43.365} = 1.960 \text{ m/seg.}$$

Carga de velocidad:

$$h_{v_c} = \frac{v_c^2}{2g} = \frac{1.960^2}{19.62} = 0.19582 \text{ m.}$$

Pendiente hidráulica (teórica):

$$S_c = \left(\frac{v_c \times n}{r_c^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{1.960 \times 0.015}{1.136179} \right)^2 =$$

$$S_c = 0.0006696$$

4. LONGITUD DE LAS TRANSICIONES (mínima)

Se aplica la fórmula siguiente:

$$L_{\text{mín}} = \frac{T - t}{2} \cot 22^\circ 30'$$

en donde:

$L_{\text{mín}}$ = longitud de transición mínima, en m.

T = espejo del agua en el canal, en m

$$T = b + 3d = 4.50 + 3(4.46) = 17.88 \text{ m.}$$

t = espejo del agua a la entrada de los conductos, en m.

$$t = 38 + 2e = 3 \times 3.25 + 2(0.50) = 10.75 \text{ m.}$$

$$\cot 22^\circ 30' = 2.4142$$

Sustituyendo los valores anteriores, se tiene:

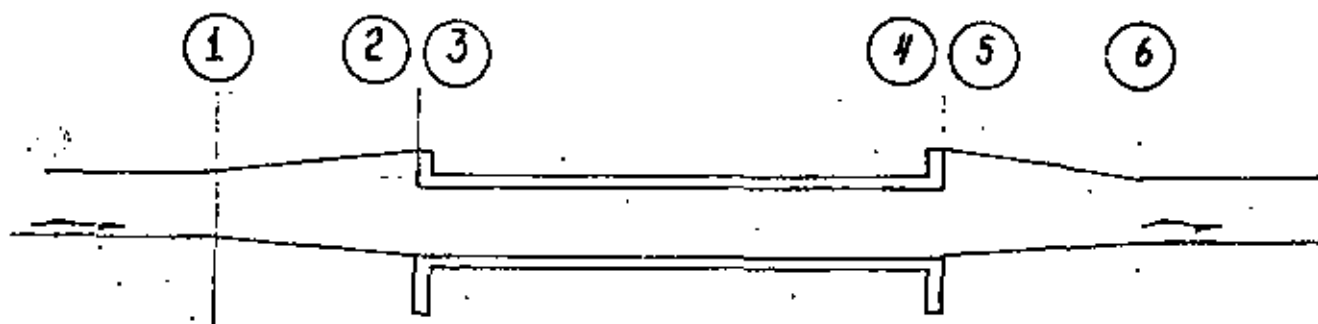
A - C - F

$$L_{\text{mín}} = \frac{17.88 - 10.75}{2} \cot 22^{\circ}30' = 8.60 \text{ m} \hat{=} 9.00 \text{ m}$$

de donde, se adoptará una longitud de transición de 9.00 m tanto en la entrada como a la salida.

5. CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA

Para el cálculo se aplica el método de Daniel Bernoulli y se hace referencia a la figura siguiente:



A.- Pérdida de carga por transición de entrada

De la figura anterior, se tiene:

$$d_1 + hv_1 = d_2 + hv_2 + h_{t_e}$$

en donde:

d_1 = tirante del canal, en m.

$$d_1 = 4.46174 \text{ m.}$$

hv_1 = carga de velocidad en el canal, en m.

$$hv_1 = 0.14766 \text{ m.}$$

d_2 = tirante en la sección (2), en m.

hv_2 = carga de velocidad en la sección 2, en m.

ht_e = pérdida de carga por transición de entrada, en m.

$$ht_e = 0.10 (hv_2 - hv_1)$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$4.46174 + 0.14766 = d_2 + hv_2 + 0.10 (hv_2 - hv_1)$$

$$4.624166 = d_2 + 1.10 hv_2 \quad (a)$$

Suponiendo $d_2 = 4.446910$ m, se tiene:

$$A_2 = 10.75 \times 4.446910 = 47.804282 \text{ m}^2$$

$$v_2 = \frac{85.00}{47.804282} = 1.7780833 \text{ m/seg.}; \quad hv_2 = 0.1611406 \text{ m}$$

$$1.10 hv_2 = 0.1772546 \text{ m,}$$

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación (a) se tiene:

$$4.446910 + 0.1772546 = 4.624165$$

se cumple la expresión y se acepta el valor de " d_2 ", además:

$$ht_e = 0.10(0.1611406 - 0.14766) = 0.001348 \text{ m}$$

B.- Pérdida de carga por entrada al conducto

De la figura 3, se tiene:

$$d_2 + hv_2 = d_3 + hv_3 = \frac{P_3}{w} + he_c$$

en donde:

d_3 = tirante en la sección 3, en m.

hv_3 = carga de velocidad en la sección 3, en m.

$\frac{P_3}{w}$ = carga de presión, en m.

$$\frac{P_3}{w} = 0$$

h_{ec} = pérdida de carga por entrada al conducto, en m.

$$h_{ec} = 0.15 (hv_3 - hv_2)$$

Sustituyendo valores se tiene:

$$4.446910 + 0.1611406 = d_3 + hv_3 + 0.15 (hv_3 - hv_2)$$

$$4.6322216 = d_3 + 1.15 hv_3 \quad (b)$$

Suponiendo d₃ = d_c = 4.400923 m, se tiene:

$$A_c = 3(3.25 \times 4.400923 - 2 \times 0.20^2 \times 0.50) = 42.788997 \text{ m}^2$$

$$V_3 = V_c = \frac{85.00}{42.788997} = 1.9864919 \text{ m/seg.}; \quad hv_c = 0.2011289 \text{ m}$$

$$1.15 hv_c = 0.2312982 \text{ m}$$

Sustituyendo valores en la ecuación (b), se tiene:

$$4.400923 + 0.2312982 = 4.6322212$$

de donde, se cumple la expresión (b) y se acepta el valor de "d₃".

$$\text{Además, } h_{ec} = 0.15 (0.2011289 - 0.1611406) = 0.0059982 \text{ m.}$$

C.- Pérdida de carga por fricción en el conducto

Dentro del conducto tenemos:

$$d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{w} = d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{w} + hf \quad (c)$$

en donde:

$$\frac{P_3}{w} = \frac{P_4}{w} = 0$$

hf = pérdida de carga por fricción en el conducto, en m.

$$h_f = \left(\frac{v_c \times n}{r_c^{2/3}} \right)^2 L$$

donde:

r_c = radio hidráulico del conducto, en m.

$$r_c = \frac{A_c}{P_c}$$

A_c = área del conducto, en m²

$$A_c = 42.788997 \text{ m}^2$$

$P_3 = P_c$ = perímetro mojado del conducto, en m.

$$P_c = 3 (2 \times 4.200923 + 2.85 + 2 \times 0.20 \sqrt{2}) = 35.452593 \text{ m.}$$

de donde:

$$r_c = \left(\frac{42.788997}{35.452593} \right) = 1.2069356 \text{ m}; \quad r_c^{2/3} = 1.133589 \text{ m}^{2/3}$$

Y,

L = longitud del conducto, en m.

$$L = 22.00 \text{ m.}$$

Sustituyendo valores, tenemos:

$$h_f = \left(\frac{1.9364919 \times 0.015}{1.133589} \right)^2 \times 22 = 0.0151998 \text{ m.}$$

Sustituyendo valores en la ecuación (c), resulta:

$$d_3 + h_{v3} = d_4 + h_{v4} + h_f$$

$$4.400923 + 0.2011289 = d_4 + h_{v4} + 0.0151998$$

$$d_4 + h_{v4} = 4.5868521$$

(d)

Si $d_4 = 4.384180$ m, se tiene:

$$A_4 = 3 (3.25 \times 4.38418 - 0.04) = 42.625755 \text{ m}^2$$

$$V_4 = \frac{85.00}{42.625755} = 1.9940995 \text{ m/seg. ; } h_{v_4} = 0.2026724 \text{ m.}$$

Sustituyendo en (d), tenemos:

$$4.384180 + 0.2026724 = 4.5868524$$

de donde, se cumple la expresi3n (d) y se acepta el valor de "d4".

Verificaci3n del valor de h_f

$$h_f = \left(\frac{V_4}{r_4} \frac{n}{2/3} \right)^2 L$$

en donde:

$$r_4 = \frac{A_4}{P_4}$$

$$P_4 = 3(2 \times 4.184180 + 2.85 + 2 \times 0.20 \sqrt{2}) = 35.352135 \text{ m.}$$

$$r_4 = \frac{42.625755}{35.352135} = 1.2057476 \text{ m. } \quad r_4^{2/3} = 1.132845 \text{ m}^{2/3}$$

de donde:

$$h_f = \left(\frac{1.9940995 \times 0.015}{1.132845} \right)^2 \times 22 = 0.0153362 \text{ m}$$

Este valor difiere un poco del anteriormente calculado. Si tomamos los valores promedio para el c3lculo de h_f , se tiene:

$$A_m = \frac{A_3 + A_4}{2} = \frac{42.788997 + 42.625755}{2} = 42.707376 \text{ m}^2$$

$$P_m = \frac{P_3 + P_4}{2} = \frac{35.452593 + 35.352135}{2} = 35.402364 \text{ m.}$$

$$r_m = \frac{A_m}{P_m} = \frac{42.707376}{35.402364} = 1.2063424 \text{ m.}$$

$$r_m^{2/3} = 1.133218 \text{ m}^{2/3}$$

$$V_m = \frac{V_3 + V_4}{2} = \frac{1.9864919 + 1.9940995}{2} = 1.9902957 \text{ m/seg.}$$

De lo anterior, se tiene:

$$hf_m = \left(\frac{1.9902957 \times 0.015}{1.133218} \right)^2 \times 22 = 0.0152680 \text{ m.}$$

valor que se tomará como verdadero para h_f

D. Pérdida de carga por salida del conducto

Para las secciones (4) y (5) podemos escribir:

$$d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{w} = d_5 + hv_5 + h_{sc}$$

en donde:

$$\frac{P_4}{w} = 0$$

h_{sc} = pérdida de carga por salida del conducto, en m.

$$h_{sc} = 0.30 (hv_4 - hv_5)$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$4.384180 + 0.2026724 = d_5 + hv_5 + 0.30 (hv_4 - hv_5)$$

$$4.5868524 - 0.30 (0.2026724) = d_5 + 0.70 hv_5$$

$$4.5260507 = d_5 + 0.70 hv_5$$

(e)

Si $d_5 = 4.4114306$ m, se tiene:

$$A_5 = 10.75 \times 4.4114306 = 47.422878 \text{ m}^2$$

$$v_5 = \frac{85.00}{47.422878} = 1.7923838 \text{ m/seg.}$$

$$hv_5 = 0.163743 \text{ m}$$

$$0.70 hv_5 = 0.1146201 \text{ m}$$

Sustituyendo valores en la ecuación (e), tenemos:

$$4.4114306 + 0.1146201 = 4.5260507$$

Se cumple la expresión y se acepta el valor de " d_5 ", además,

$$h_{SC} = 0.30 (0.2026724 - 0.163743) = 0.0116788 \text{ m.}$$

E.- Pérdida de carga por transición de salida

Para las secciones (5) y (6) podemos escribir:

$$d_5 + hv_5 = hv_6 + ht_S + d_6$$

en donde:

d_6 = tirante en la sección (6), en m.

hv_6 = carga de velocidad en la sección (6), en m.

ht_S = pérdida de carga por transición de salida, en m.

$$ht_S = 0.20 (hv_5 - hv_6)$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$4.4114306 + 0.163743 = d_6 + hv_6 \pm 0.20 (hv_5 - hv_6)$$

$$4.5751736 = d_6 + hv_6 - 0.20 hv_6 + 0.20 (0.163743)$$

$$4.5424250 = d_6 + 0.80 hv_6 \quad (f)$$

Si $d_6 = 4.420763$ m, se tiene:

$$A_6 = (4.50 + 1.50 \times 4.420763) \times 4.420763 = 49.208149 \text{ m}^2$$

$$v_6 = \frac{85.00}{49.208149} = 1.7273561 \text{ m/sg}; \quad hv_6 = 0.1520774 \text{ m.}$$

$$0.80 hv_6 = 0.1216619 \text{ m.}$$

Sustituyendo valores en la expresión (f), se tiene:

$$4.420763 + 0.1216619 = 4.5424249 \text{ m.}$$

se cumple la expresión y se acepta el valor de "d₆"; además,

$$htg = 0.20(0.163743 - 0.1520774) = 0.0023331 \text{ m.}$$

Resumen de las pérdidas de carga:

$$\text{Por transición de entrada} = 0.10(hv_2 - hv_1) = 0.001348 \text{ m}$$

$$\text{Por entrada al conducto} = 0.15(hv_3 - hv_2) = 0.005998 \text{ m}$$

$$\text{Por fricción en el conducto} = \left(\frac{v_m \times L}{r^{2/3}} \right)^2 = 0.015268 \text{ m}$$

$$\text{Por salida del conducto} = 0.30(hv_4 - hv_5) = 0.011678 \text{ m}$$

$$\text{Por transición de salida} = 0.20(hv_5 - hv_6) = 0.002333 \text{ m}$$

$$\text{Total de pérdidas de carga} = \sum h = 0.036625 \text{ m}$$

COMPROBACION HIDRAULICA

Si los cálculos hidráulicos fueron correctos se tendrá que cumplir la expresión siguiente:

$$\text{Elev. (1)} + d_1 + hv_1 = \text{Elev (6)} + d_6 + hv_6 + \sum h$$

$$2096.49 + 4.46174 + 0.14766 = 2096.49 + 4.42076 + 0.15207 + 0.03662 \Rightarrow 2101.09940 = 2101.09945$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS CONDUCTOS

De acuerdo con la figura de la hoja No. , se tienen los siguientes datos:

| | | |
|--|---|-----------|
| Elevación del hongo del riel | = | 2103.54 m |
| Elevación del patín del riel | = | 2103.37 m |
| Elevación del techo del conducto | = | 2101.99 m |
| Elevación de la plantilla del conducto | = | 2096.49 m |
| Espesor propuesto de losas y muros | = | 0.50 m |
| Altura del conducto (a ejes centrales) | = | 5.50 m |
| Ancho de un conducto (a ejes centrales) | = | 3.75 m |
| Ancho total de los tres conductos (a ejes centrales) | = | 11.25 m |
| Altura del colchón al techo del conducto | = | 1.38 m |
| Altura del colchón al eje central del techo del conducto | = | 1.63 m |

El conducto se puede analizar por cualquiera de las dos condiciones siguientes:

- Conducto lleno sin cargas exteriores
- Conducto vacío con cargas exteriores.

En este caso, se observa que la segunda condición es la más desfavorable puesto que, el conjunto no trabajará lleno.

ANÁLISIS DE CARGAS

a) CARGA VERTICAL SOBRE LA LOSA SUPERIOR (w_1)

Para calcular la carga muerta + carga viva + impacto se utiliza la "GRAFICA DE LAS CARGAS QUE DEBEN USARSE PARA EL CALCULO DE ALCANTARILLAS DE FERROCARRIL", de las RECOMENDACIONES DE LA A.R.E.A. (PROCEEDINGS 1925) y afectadas para la Cooper -E72.

Para entrar a la gráfica, se requiere:

Altura del colchón al techo del conducto = 1.38 m

Entrando con el valor anterior hasta cortar a la curva (4), se tiene:

(Carga muerta + carga viva + impacto)_{E-60} = 10000 Kg/m².

valor que deberá afectarse en un 20% para la Cooper-E 72, es decir:

$$\begin{aligned}
 (\text{carga muerta} + \text{carga viva} + \text{impacto})_{E-72} &= 10\ 000 \times 1.2 = \\
 &= 12\ 000 \text{ Kg/m}^2.
 \end{aligned}$$

Peso propio de la losa superior: $w_{LS} = 0.50 \times 2400 = 1200 \text{ Kg/m}^2$

de donde:

$$w_1 = w_{E72} + w_{LS} = 12000 + 1200 = 13\ 200 \text{ kg/m}^2.$$

b) CARGA VERTICAL SOBRE LA LOSA INFERIOR (w_2)

Peso propio del conducto:

$$w_c = \left[11.75 \times 6.00 - 3(3.25 \times 5.00 - 4 \times 0.20^2 \times 0.50) \right] \frac{2400}{11.75}$$

$$w_c = 4\ 492 \text{ kg/m}^2$$

Peso propio de la losa inferior: $w_{LI} = 1\ 200 \text{ kg/m}^2$.

de donde:

$$w_2 = w_{E-72} + w_c - w_{LI} = 1200 + 4492 - 1200 = 15\ 292 \text{ kg/m}^2$$

c) CARGA HORIZONTAL SOBRE LOS MUROS

Se considerará talud de reposo de 1.5:1, por lo tanto $k_0 = 0.286$

También se considera como peso volumétrico de la tierra a

$$\gamma_t = 1600 \text{ kg/m}^3$$

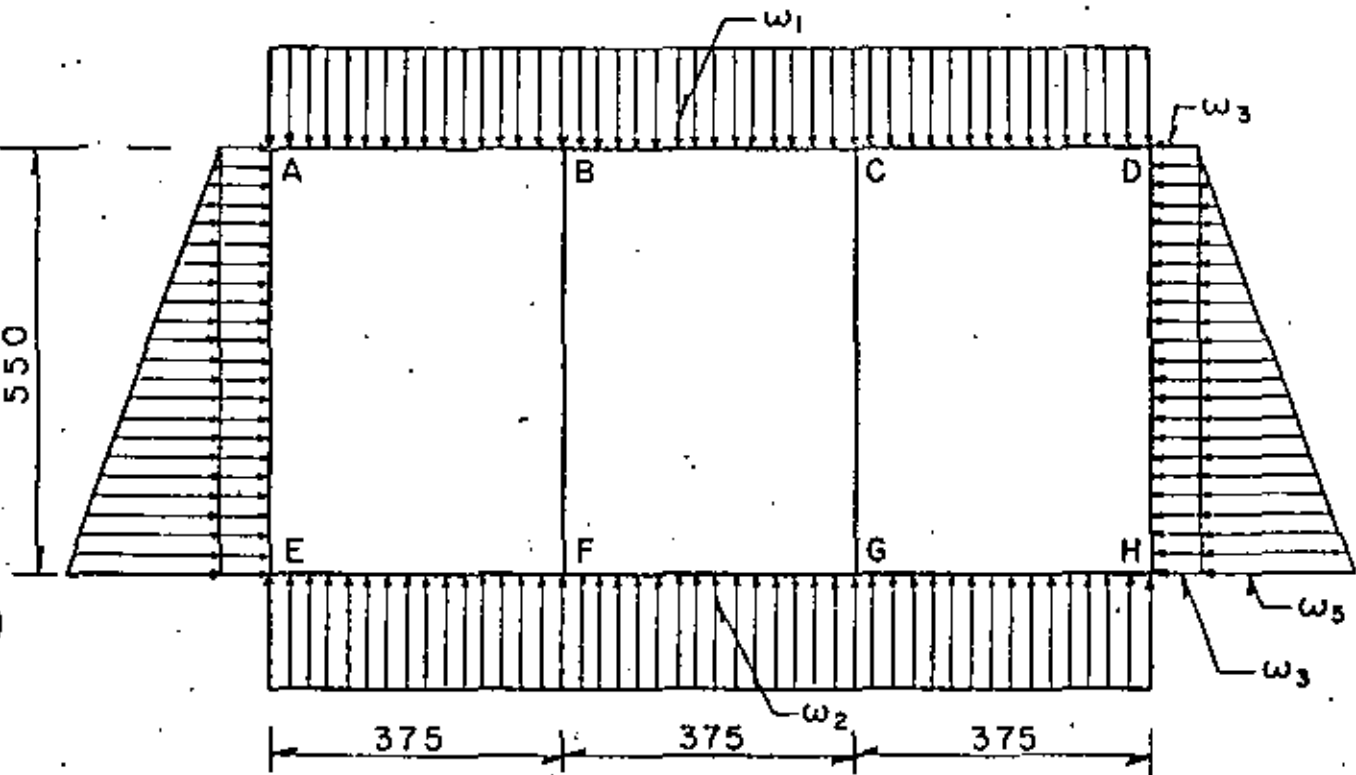
Con los valores anteriores, se tiene:

$$w_3 = k_0 \gamma_t H_1 = 0.286 \times 1600 \times 1.63 = 746 \text{ kg/m}^2$$

$$w_4 = k_0 \gamma_t H_2 = 0.286 \times 1600 \times 7.13 = 3\ 263 \text{ kg/m}^2.$$

$$w_5 = w_4 - w_3 = 3\,263 - 746 = 2\,517 \text{ kg/m}^2$$

Por lo tanto, los conductos estarán sujetos a las cargas siguientes:



CALCULO DE LOS MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

$$M_{AB} = M_{BA} = M_{BC} = M_{CB} = M_{CD} = M_{DC}$$

$$M_{AB} = \frac{w_1 L^2}{12} = \frac{13200 \times 3.75^2}{12} = 15\,469 \text{ kg-m}$$

$$M_{EF} = M_{FE} = M_{FG} = M_{GF} = M_{GH} = M_{HG}$$

$$M_{EF} = \frac{w_2 L^2}{12} = \frac{15292 \times 3.75^2}{12} = 17\,920 \text{ kg-m}$$

$$M_{AE} = M_{DH}$$

$$M_{AE} = \frac{w_3 L^2}{12} + \frac{w_5 L^2}{30} = \frac{746 \times 5.50^2}{12} + \frac{2517 \times 5.50^2}{30} =$$

$$M_{AE} = 1881 + 2538 = 4\,419 \text{ kg-m}$$

A - C - F

$$M_{EA} = M_{HD}$$

$$M_{EA} = \frac{w_3 L^2}{12} + \frac{w_5 L^2}{20} = \frac{746 \times 5.50^2}{12} + \frac{2517 \times 5.50^2}{20}$$

$$M_{EA} = 1881 + 3807 = 5688 \text{ kg-m}$$

CALCULO DE RIGIDECES Y FACTORES DE DISTRIBUCION

$$r_{AB} = r_{BA} = r_{BC} = r_{CB} = r_{CD} = r_{DC} = r_{FE} = r_{FG} = r_{GF} = r_{GH} = r_{HG}$$

$$r_{AB} = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{3.75} = 1.067 EI ; (EI = \text{constante})$$

$$r_{AB} = 1.067$$

$$r_{AE} = r_{EA} = r_{BF} = r_{FB} = r_{CG} = r_{GC} = r_{DH} = r_{HD}$$

$$r_{AE} = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{5.50} = 0.727$$

$$r_{AE} = 0.727$$

RIGIDEZ DEL NUDO A

$$r_A = r_E = r_D = r_H$$

$$r_A = r_{AB} + r_{AE} = 1.067 + 0.727 = 1.794$$

RIGIDEZ DEL NUDO B

$$r_B = r_C = r_F = r_G$$

$$r_B = r_{BA} + r_{BF} + r_{BC} = 1.067 + 0.727 + 1.067 = 2.861$$

FACTOR DE DISTRIBUCION (FD)

$$FD_{AB} = FD_{AC} = FD_{EF} = FD_{HG}$$

$$FD_{AB} = \frac{r_{AB}}{r_A} = \frac{1.067}{1.794} = 0.595$$

$$FD_{AE} = F_{DEA} = RD_{DH} = FD_{HD}$$

$$FD_{AE} = \frac{r_{AE}}{r_A} = \frac{0.727}{1.794} = 0.405$$

$$FD_{BA} = FD_{BC} = FD_{CB} = FD_{CD} = FD_{FE} = FD_{FG} = FD_{GF} = FD_{GH}$$

$$FD_{BA} = \frac{r_{BA}}{r_B} = \frac{1.067}{2.861} = 0.373$$

$$FD_{BF} = FD_{FB} = FD_{CG} = FD_{GC}$$

$$FD_{BD} = \frac{r_{BF}}{r_B} = \frac{0.727}{2.861} = 0.254$$

MOMENTOS FINALES

Para el cálculo utilizaremos el Método de Hardy Cross (véase la tabla siguiente)

MOMENTOS FINALES (METODO DE CROSS)

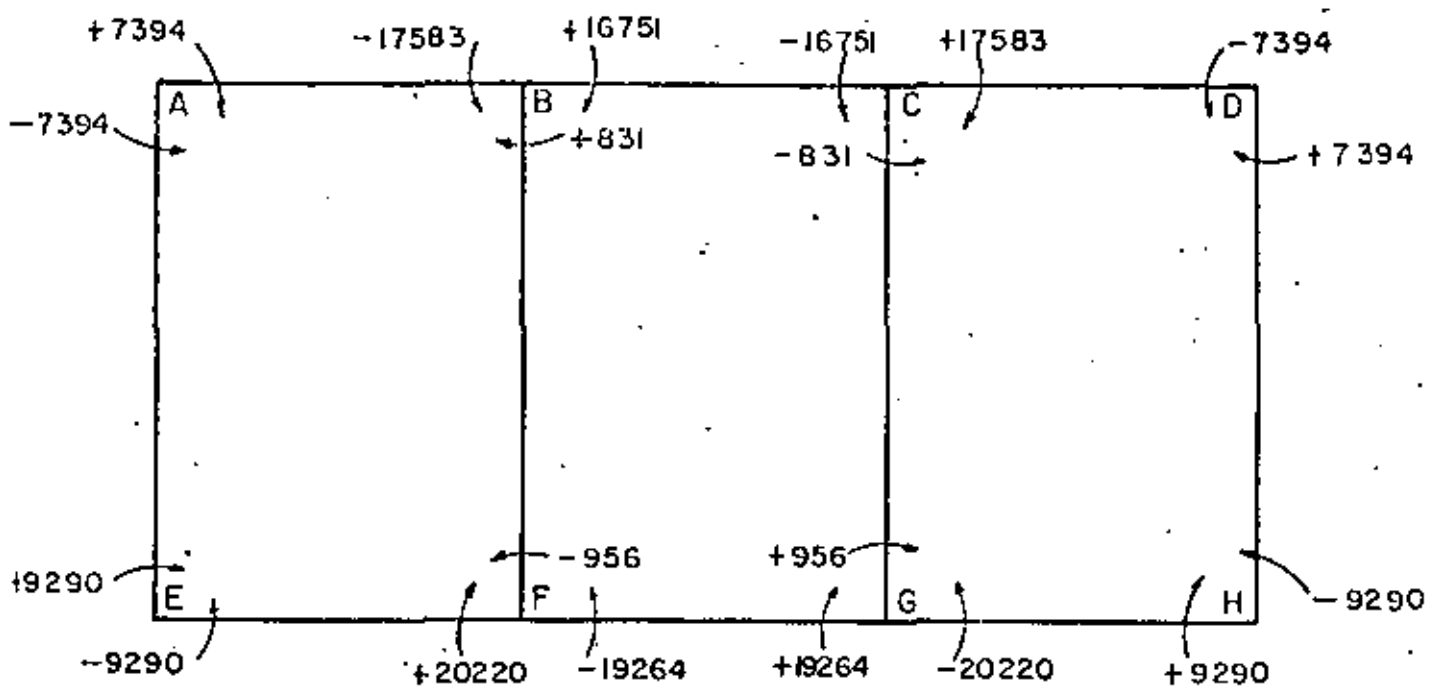
| NO | A | | B | | | C | | | D | | E | | F | | |
|----|--------|-------|--------|-------|--------|--------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|--------|
| | AB | AE | BA | BF | BC | CB | CG | CD | DC | DH | EA | EF | FE | FB | FC |
| | 0.595 | 0.405 | 0.373 | 0.254 | 0.373 | 0.373 | 0.254 | 0.373 | 0.595 | 0.405 | 0.405 | 0.595 | 0.373 | 0.254 | 0.373 |
| | +15469 | -4419 | -15469 | - | +15469 | -15469 | - | +15469 | -15469 | + 4419 | + 5698 | -17920 | +17920 | - | +17920 |
| | - 6575 | -4475 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | +6575 | + 4475 | + 4954 | + 7278 | 0 | 0 | 0 |
| | 0 | +2477 | -3288 | 0 | 0 | 0 | 0 | + 3288 | 0 | + 2477 | - 2238 | 0 | + 2639 | 0 | 0 |
| | - 1474 | -1003 | +1226 | + 836 | + 1226 | -1226 | - 835 | - 1226 | +1474 | +1003 | + 906 | +1332 | - 1357 | - 925 | 135 |
| | + 613 | + 453 | - 737 | - 463 | - 613 | + 613 | + 463 | + 737 | - 613 | - 453 | - 502 | - 679 | + 666 | + 418 | -67 |
| | - 634 | - 432 | + 676 | + 463 | + 676 | - 676 | - 461 | - 676 | + 634 | + 432 | + 478 | + 703 | - 658 | - 447 | -67 |
| | + 338 | + 239 | - 317 | - 224 | - 338 | + 338 | +224 | + 317 | - 338 | - 239 | - 216 | - 329 | + 352 | + 231 | +32 |
| | - 343 | -234 | + 328 | + 223 | + 328 | + 328 | -223 | - 328 | + 343 | + 234 | + 221 | +324 | - 340 | - 232 | -32 |
| | + 164 | + 111 | - 172 | - 116 | - 164 | + 164 | +116 | + 172 | - 164 | - 111 | - 117 | -170 | + 162 | + 112 | -17 |
| | - 164 | - 111 | + 169 | + 114 | + 169 | - 169 | -114 | - 169 | + 164 | + 111 | + 116 | +171 | - 166 | - 112 | -16 |
| | + 85 | + 58 | - 82 | - 56 | - 85 | + 85 | + 56 | + 82 | - 85 | - 58 | - 56 | - 83 | + 86 | + 57 | + 8 |
| | - 85 | - 58 | + 83 | + 57 | + 83 | - 83 | - 57 | - 83 | + 85 | + 58 | + 56 | + 83 | - 84 | - 53 | - 8 |
| | + 7394 | -7394 | -17583 | + 831 | +16751 | -16751 | -831 | +17583 | -7394 | +7394 | +9290 | -9290 | 20220 | - 956 | -19 |

A-C-F

TOS FINALES (METODO DE CROSS)

| | C | | D | | E | | F | | | G | | | H | |
|----|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|--------|--------|-------|--------|--------|--------|
| | CG | CD | DC | DH | EA | EF | FE | FB | FG | GF | GC | GH | HG | HD |
| 03 | 0.254 | 0.373 | 0.595 | 0.405 | 0.405 | 0.595 | 0.373 | 0.254 | 0.373 | 0.373 | 0.254 | 0.373 | 0.595 | 0.405 |
| 09 | - | +15469 | -15469 | + 4419 | + 5688 | -17920 | +17920 | - | +17920 | +17920 | - | -17920 | +17920 | -5688 |
| | 0 | 0 | +5575 | + 4475 | + 4954 | + 7278 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | - 7278 | -4954 |
| | 0 | + 3288 | 0 | + 2477 | - 2238 | 0 | + 3639 | 0 | 0 | 0 | 0 | - 3639 | 0 | +2238 |
| | - 835 | - 1226 | +1474 | +1003 | + 906 | +1332 | - 1357 | - 925 | 1357 | +1357 | + 925 | + 1357 | -1332 | - 906 |
| | + 463 | + 737 | - 613 | - 453 | - 502 | - 679 | + 666 | + 418 | -679 | - 679 | -418 | - 666 | + 679 | + 502 |
| | - 461 | - 676 | + 634 | + 432 | + 478 | + 703 | - 658 | - 447 | -658 | + 658 | +447 | + 658 | - 703 | - 478 |
| | +224 | + 317 | - 338 | - 239 | - 216 | - 329 | + 352 | + 231 | +329 | - 329 | -231 | - 352 | + 329 | - 216 |
| | -223 | - 326 | + 343 | + 234 | + 221 | +324 | - 340 | - 232 | -340 | + 340 | +232 | + 340 | - 324 | - 221 |
| | +116 | + 172 | - 164 | - 111 | - 117 | +170 | + 162 | + 112 | +170 | -170 | -112 | - 162 | + 170 | +117 |
| | -114 | - 169 | + 164 | + 111 | + 116 | +171 | - 166 | - 112 | -166 | +166 | +112 | + 166 | - 171 | - 116 |
| | + 56 | + 82 | - 85 | - 58 | - 56 | - 83 | + 86 | + 57 | + 83 | - 83 | - 57 | - 86 | + 83 | + 56 |
| | - 57 | - 83 | + 85 | + 59 | + 56 | + 83 | - 84 | - 58 | - 84 | + 84 | + 58 | + 84 | - 83 | - 56 |
| | -831 | +17583 | -7394 | +7394 | +9290 | -9290 | -20220 | - 956 | -19264 | +19264 | +956 | -20220 | +9290 | - 9290 |

A-C-E



MOMENTOS FINALES

CORTANTES AL EJE, AL PAÑO Y AL CARTEL

BARRA AB = BARRA DC

CORTANTE AL EJE, V_E

Cortante isostático, $V_i = \frac{w \cdot L}{2} = \frac{13200 \times 3.75}{2} = 24\ 750\ \text{kg.}$

Cortante hiperestático, $V_h = \frac{M_{BA} - M_{AB}}{L} = \frac{17583 - 7394}{3.75} = 2717\ \text{kg}$

de donde:

Cortante al eje en A, $V_{EA} = V_i - V_h = 24750 - 2717 = 22\ 033\ \text{kg}$

Cortante al eje en B, $V_{EB} = V_i + V_h = 24750 + 2717 = 27\ 467\ \text{Kg}$

CORTANTE AL PAÑO, V_p

Cortante al paño en A, $V_{PA} = V_{EA} - w \cdot x$

en donde:

x = distancia del eje central al paño, en m.

A - C - F

$$x = 0.25 \text{ m.}$$

de donde:

$$VP_A = 22033 - 13200(0.25) = 18\ 733 \text{ kg.}$$

$$\text{Cortante al paño en B, } VP_B = VE_B - w_1 x = 27467 - 13200(0.25) = 24167 \text{ kg}$$

CORTANTE AL CARTEL, V_C

$$\text{Cortante al cartel en A, } V_{C_A} = VE_A - w_1 X_1$$

en donde:

X_1 = distancia del eje central al cartel, en m

$$X_1 = 0.45 \text{ m}$$

de donde:

$$V_{C_A} = 22033 - 13200 (0.45) = 16093 \text{ kg}$$

Cortante al cartel en B

$$B = V_{C_B} = VE_B - w_1 X_1 = 27467 - 13200(0.45) = 21\ 527 \text{ kg}$$

BARRA BC

CORTANTE AL EJE, V_E

$$\text{Cortante isostático, } V_i = \frac{w_1 L}{2} = \frac{13\ 200 \times 3.75}{2} = 24\ 750 \text{ kg}$$

$$\text{Cortante hiperestático, } V_h = \frac{M_{BC} - M_{CB}}{L} = \frac{16751 - 16751}{3.75} = 0$$

de donde:

$$\text{Cortante al eje en B, } VE_B = V_i - V_h = 24750 - 0 = 24\ 750 \text{ kg}$$

$$\text{Cortante al eje en C, } VE_C = V_i + V_h = 24750 + 0 = 24\ 750 \text{ kg}$$

CORTANTE AL PAÑO, V_p

$$\begin{aligned} \text{cortante al paño en B } V_{PB} &= V_{EB} - w_1 X = 24750 - 13200 (0.25) = \\ &= 21\ 450 \text{ kg.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cortante al paño en C, } V_{PC} &= V_{EC} - w_1 X = 24750 - 13200 (0.25) = \\ &= 21\ 450 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

CORTANTE AL CARTEL, V_C

$$\begin{aligned} \text{Cortante al cartel en B, } V_{CB} &= V_{EB} - w_1 X_1 = 24750 - 13200 (0.45) \\ &= 18\ 810 \text{ kg.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cortante al cartel en C, } V_{CC} &= V_{EC} - w_1 X_1 = 24750 - 13200 (0.45) \\ &= 18\ 810 \text{ kg} \end{aligned}$$

BARRA EF = BARRA HG

CORTANTE AL EJE, V_E

$$\text{Cortante isostático, } V_i = \frac{w_2 L}{2} = \frac{15292 \times 3.75}{2} = 28\ 673 \text{ kg}$$

$$\text{Cortante hiperestático, } V_h = \frac{M_{FE} - M_{EF}}{L} = \frac{20220 - 9290}{3.75} = 2\ 915 \text{ kg}$$

de donde:

$$\text{Cortante al eje en E, } V_{EE} = V_i - V_h = 28673 - 2915 = 25\ 758 \text{ kg}$$

$$\text{Cortante al eje en F, } V_{EF} = V_i + V_h = 28673 + 2915 = 31\ 588 \text{ kg.}$$

CORTANTE AL PAÑO, V_P

$$\begin{aligned} \text{Cortante al paño en E, } V_{PE} &= V_{EE} - w_2 X = 25758 - 15292(0.25) = \\ &= 21\ 935 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cortante al paño en F, $V_{PE} = V_{EF} - w_2 X = 31588 - 15292 (0.25)$
 $= 27\ 765\ \text{kg.}$

CORTANTE AL CARTEL, VC

Cortante al cartel en E, $V_{CE} = V_{EE} - w_2 X_1 = 25758 - 15292 (0.45)$
 $= 18\ 877\ \text{kg}$

Cortante al cartel en F, $V_{CG} = V_{EF} - w_2 X_1 = 3158 - 15292 (0.45)$
 $= 24\ 707\ \text{kg}$

BARRA FG

CORTANTE AL EJE, VE

Cortante isostático, $V_i = \frac{w_2 L}{2} = \frac{15292 \times 3.75}{2} = 28\ 673\ \text{kg}$

Cortante hiperestático, $V_h = \frac{M_{FG} - M_{GF}}{L} = \frac{19264 - 19264}{3.75} = 0$

de donde:

Cortante al eje en F, $V_{EF} = V_i - V_h = 28\ 673 - 0 = 28\ 673\ \text{kg}$

Cortante al eje en G, $V_{EG} = V_i + V_h = 28\ 675 + 0 = 28\ 673\ \text{kg}$

CORTANTE AL PAÑO, VP

Cortante al paño en F, $V_{PF} = V_{EF} - w_2 X = 28673 - 15292 (0.25)$
 $= 24\ 850\ \text{kg}$

Cortante al paño en G, $V_{PG} = V_{EG} - w_2 X = 28673 - 15292 (0.25)$
 $= 24\ 850\ \text{kg}$

CORTANTE AL CARTEL, VC

Cortante al cartel en F, $VC_F = VE_F - w_2 X_1 = 28673 - 15292 (0.45)$
 $= 21792 \text{ kg}$

Cortante al cartel en G, $VCG = VE_G - w_2 X_1 = 28673 - 15292 (0.45)$
 $= 21792 \text{ kg}$

BARRA AE = BARRA DH

CORTANTE AL EJE, VE

Cortante isostático en A, $Vi_A = \frac{w_3 L}{2} + \frac{w_5 L}{6} = \frac{746 \times 5.50}{2} +$
 $+ \frac{2517 \times 5.50}{6} = 2052 + 2307 = 4359 \text{ kg}$

Cortante isostático en E $Vi_E = \frac{w_3 L}{2} + \frac{w_5 L}{3} = \frac{746 \times 5.50}{2} + \frac{2517 \times 5.50}{3}$
 $Vi_E = 2052 + 4615 = 6667 \text{ kg}$

Cortante hiperestático $V_h = \frac{M_{EA} - M_{AE}}{L} = \frac{9290 - 7394}{5.50} = 345 \text{ kg}$

de donde:

Cortante al eje en A, $VE_A = Vi_A - V_h = 4359 - 345 = 4014 \text{ kg}$

Cortante al eje en E, $VE_E = Vi_E + V_h = 6667 + 345 = 7012 \text{ kg}$

CORTANTE AL PAÑO, VP

Cortante al paño en A, $VP_A = VE_A - w_3 X - \frac{w_5 X^2}{2 L}$
 $= 4014 - 746 (0.25) - \frac{2517 \times 0.25^2}{2 \times 5.50}$
 $= 4014 - 187 - 14 = 3813 \text{ kg}$

27

$$\begin{aligned}
 \text{Cortante al paño en E, } VP_E &= VE_A - w_3 (L-X) - \frac{w_5 (L-X)^2}{2 L} \\
 &= 4014 - 746 (5.50 - 0.25) - \frac{2517 (5.50-0.25)^2}{2 \times 5.50} \\
 &= 4014 - 3917 - 6307 = - 6210 \text{ kg.}
 \end{aligned}$$

CORTANTE AL CARTEL, V_C

$$\begin{aligned}
 \text{Cortante al cartel en A, } VC_A &= VE_A - w_3 X_1 - \frac{w_5 X_1^2}{2 L} \\
 VC_A &= 4014 - 746 (0.45) - \frac{2517 (0.45)^2}{2 \times 5.50} \\
 VC_A &= 4014 - 336 - 46 \\
 VC_A &= 3632 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Cortante al cartel en E, } VC_E &= VE_A - w_3 (L - X_1) - \frac{w_5 (L - X_1)^2}{2 L} \\
 &= 4014 - 746 (5.50 - 0.45) - \frac{2517 (5.50-0.45)^2}{2 \times 5.50} \\
 &= 4014 - 3767 - 5835 \\
 VC_E &= - 5588 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

MOMENTOS NEGATIVOS A LOS PAÑOS Y A LOS CARTELES

BARRA AB = BARRA DC

MOMENTO AL PAÑO, MP

$$\begin{aligned}
 \text{Momento al paño en A, } MP_A &= VE_A (X) - \frac{w_1 X^2}{2} - M_{AB} \\
 &= 22033 (0.25) - \frac{13200 (0.25)^2}{2} - 7394 \\
 &= 5508 - 413 - 7394 \\
 MP_A &= - 2299 \text{ kg-m}
 \end{aligned}$$

A - C - F

$$\begin{aligned}
 \text{Momento al paño en B, } MP_B &= VE_B(x) - \frac{w_1 x^2}{2} - M_{BA} \\
 &= 27467(0.25) - \frac{13200(0.25)^2}{2} - 17583 \\
 &= 6867 - 413 - 17583 \\
 MP_B &= -11129 \text{ kg-m.}
 \end{aligned}$$

MOMENTO AL CARTEL, MC

$$\begin{aligned}
 \text{Momento al cartel en A, } MC_A &= VE_A(x_1) - \frac{w_1 x_1^2}{2} - M_{AB} \\
 &= 22033(0.45) - \frac{13200(0.45)^2}{2} - 7394 \\
 &= 9915 - 1337 - 7394 \\
 MC_A &= 1184 \text{ kg-m.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momento al cartel en B, } MC_B &= VE_B(x_1) - \frac{w_1 x_1^2}{2} - M_{BA} \\
 &= 27467(0.45) - \frac{13200(0.45)^2}{2} - 17583 \\
 &= 12360 - 1337 - 17583 \\
 &= -6559 \text{ kg-m.}
 \end{aligned}$$

BARRA BC

MOMENTO AL PAÑO, MP

$$\begin{aligned}
 \text{Momento al paño en B, } MP_B &= VE_B(x) - \frac{w_1 (x)^2}{2} - M_{BC} \\
 &= 24750(0.25) - \frac{13200(0.25)^2}{2} - 16751 \\
 &= 6188 - 413 - 16751 \\
 MP_B &= -10976 \text{ kg-m}
 \end{aligned}$$

29

$$\begin{aligned}
 \text{Momento al paño en C, } MP_C &= VE_C(X) - \frac{w_1(X)^2}{2} - M_{CB} \\
 &= 24750(0.25) - \frac{13200(0.25)^2}{2} - 16751 \\
 &= 6188 - 413 - 16751 \\
 MP_C &= -10976 \text{ kg-m.}
 \end{aligned}$$

MOMENTO AL CARTEL, MC

$$\begin{aligned}
 \text{Momento al cartel en B, } MC_B &= VE_B(X_1) - \frac{w_1(X_1)^2}{2} - M_{BC} \\
 &= 24750(0.45) - \frac{13200(0.45)^2}{2} - 16751 \\
 &= 11138 - 1337 - 16751 \\
 MC_B &= -6950 \text{ kg-m.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momento al cartel en C, } MC_C &= VE_C(X_1) - \frac{w_1(X_1)^2}{2} - M_{CB} \\
 &= 24750(0.45) - \frac{13200(0.45)^2}{2} - 16751 \\
 &= 11138 - 1337 - 16751 \\
 MC_C &= -6950 \text{ kg-m.}
 \end{aligned}$$

BARRA E F = BARRA H G

MOMENTO AL PAÑO, MP

$$\begin{aligned}
 \text{Momento al paño en E, } MP_E &= VE_E(X) - \frac{w_2(X)^2}{2} - ME_F \\
 &= 25758(0.25) - \frac{15292(0.25)^2}{2} - 9290 \\
 &= 6440 - 478 - 9290 \\
 MP_E &= -3328 \text{ kg-m.}
 \end{aligned}$$

A - C - F

$$\begin{aligned}
 \text{Momento al paño en F, } MP_F &= VE_F(X) - \frac{w_2 (X)^2}{2} - ME_F \\
 &= 31588(0.25) - \frac{15292(0.25)^2}{2} - 20220 \\
 &= 7897 - 478 - 20220 \\
 MP_F &= -12801 \text{ kg-m.}
 \end{aligned}$$

MOMENTO AL CARTEL, M_C

$$\begin{aligned}
 \text{Momento al cartel en E, } MC_E &= VE_E(X_1) - \frac{w_2 (X_1)^2}{2} - ME_F \\
 &= 25758(0.45) - \frac{15292(0.45)^2}{2} - 9290 \\
 &= 11591 - 1548 - 9290 \\
 MC_E &= +753 \text{ kg-m.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momento al cartel en F, } MC_F &= VE_F(X_1) - \frac{w_2 (X_1)^2}{2} - ME_F \\
 &= 31588(0.45) - \frac{15292(0.45)^2}{2} - 20220 \\
 &= 14215 - 1548 - 20220 \\
 MC_F &= -7553 \text{ kg-m}
 \end{aligned}$$

BARRA FG

MOMENTO AL PAÑO, M_P

$$\begin{aligned}
 \text{Momento al paño en F, } MP_F &= VE_F(X) - \frac{w_2 X^2}{2} - M_{FG} \\
 &= 28673(0.25) - \frac{15292(0.25)^2}{2} - 19264 \\
 &= 7168 - 478 - 19264 \\
 MP_F &= -12574 \text{ kg-m.}
 \end{aligned}$$

$$\text{Momento al paño en G, } MP_G = VE_G(X) - \frac{w_2 (X)^2}{2} - M_{GF}$$

$$= 28673(0.25) - \frac{15292(0.25)^2}{2} - 19264$$

$$= 7168 - 478 - 19264$$

$$MP_G = -12\,574 \text{ kg-m.}$$

MOMENTO AL CARTEL, MC

$$\text{Momento al cartel en F, } MC_F = VE_F(X_1) - \frac{w_2 (X_1)^2}{2} - M_{FG}$$

$$= 28673(0.45) - \frac{15292(0.45)^2}{2} - 19264$$

$$= 12903 - 1548 - 19264$$

$$MC_F = -7\,909 \text{ kg-m.}$$

$$\text{Momento al cartel en G, } MC_G = VE_G(X_1) - \frac{w_2 (X_1)^2}{2} - M_{GF}$$

$$= 28673(0.45) - \frac{15292(0.45)^2}{2} - 19264$$

$$= 12903 - 1548 - 19264$$

$$= -7\,909 \text{ kg-m.}$$

BARRA AE = BARRA D H

MOMENTO AL PAÑO, M_P

$$\text{Momento al paño en A, } M_{PA} = VE_A(X) - \frac{w_3 X^2}{2} - \frac{w_5 X^3}{6 L} - M_{AE}$$

$$M_{PA} = 4014(0.25) - \frac{746(0.25)^2}{2} - \frac{2517(0.25)^3}{6 \times 5.50}$$

$$= 1004 - 23 - 1.00 - 7394$$

$$= 1004 - 23 - 1.00 - 7394$$

$$M_{PA} = -6\,414 \text{ kg-m.}$$

Momento al paño en E, $M_{PE} = V_{EA}(L-X) - \frac{w_3(L-X)^2}{2} - \frac{w_5(L-X)^3}{6L} - M_{AE}$

$$= 4014(5.5-0.25) - \frac{746(5.5-0.25)^2}{2} - \frac{2517(5.5-0.25)^3}{6 \times 5.5} - 7394$$

$$M_{PE} = 21074 - 10281 - 11037 - 7394$$

$$M_{PE} = - 7638 \text{ kg-m.}$$

MOMENTO AL CARTEL, MC

Momento al carte en A, $M_{CA} = V_{EA}(X_1) - \frac{w_3 X_1^2}{2} - \frac{w_5 X_1^3}{6L} - M_{AE}$

$$= 4014(0.45) - \frac{746(0.45)^2}{2} - \frac{2517(0.45)^3}{6 \times 5.50} - 7394$$

$$= 1806 - 76 - 7.0 - 7394$$

$$M_{CA} = - 5 671 \text{ kg-m.}$$

Momento al cartel en E, $M_{CE} = V_{EA}(L - X_1) - \frac{w_3(L-X_1)^2}{2} - \frac{w_5(L-X_1)^3}{6L} - M_{AE}$

$$M_{CE} = 4014(5.5-0.45) - \frac{746(5.5-0.45)^2}{2} - \frac{2517(5.5-0.45)^3}{6 \times 5.5} - 7394$$

$$M_{CE} = 20271 - 9512 - 9823 - 7394$$

$$M_{CE} = - 6458 \text{ kg-m.}$$

MOMENTOS MAXIMOS POSITIVOS, M_+

BARRA AB = BARRA DC

$$\text{Momento positivo, } M(+)= V_{EA} (\bar{X}) - \frac{w_1 (\bar{X})^2}{2} - M_{AB}$$

en donde:

\bar{X} = distancia del eje central al punto donde el cortante se hace cero, en m.

$$\bar{X}_A = \frac{V_{EA} \times L}{V_{EA} + V_{EB}} = \frac{22033 \times 3.75}{22033 + 27467} = 1.669 \text{ m.}$$

$$M(+)= 22033(1.669) - \frac{13200 (1.669)^2}{2} - 7394$$

$$= 36773 - 18385 - 7394$$

$$M(+)= 10\ 994 \text{ kg-m}$$

Comprobación:

$$\bar{X}_B = \frac{V_{EB} \times L}{V_{EA} + V_{EB}} = \frac{27467 \times 3.75}{22033 + 27467} = 2.081 \text{ m.}$$

$$M(+)= V_{EB} (\bar{X}_B) - \frac{w_1 (\bar{X}_B)^2}{2} - M_{BA}$$

$$M(+)= 27467(2.081) - \frac{13200(2.081)^2}{2} - 17583$$

$$= 57159 - 28582 - 17\ 583$$

$$M(+)= 10\ 994 \text{ kg-m.}$$

BARRA BC

$$\text{Momento positivo, } M(+)=V_{EB}(X)-\frac{w_1}{2}(X)^2-M_{BC}$$

$$X_B = \frac{V_{EB} \times L}{V_{EB} + V_{EC}} = \frac{24750 \times 3.75}{24750 + 24750} = 1.875 \text{ m}$$

$$M(+)=24750(1.875) - \frac{13200(1.875)^2}{2} - 16751$$

$$= 46406 - 23203 - 16751$$

$$M(+)=6452 \text{ kg-m.}$$

BARRA EF = BARRA HG

$$\text{Momento positivo, } M(+)=V_{EE}(X)-\frac{w_2}{2}(X)^2-M_{EF}$$

$$X_E = \frac{V_{EE} \times L}{V_{EE} + V_{EF}} = \frac{25758 \times 3.75}{25758 + 31588} = 1.684 \text{ m.}$$

$$M(+)=25758(1.684) - \frac{15292(1.684)^2}{2} - 9290$$

$$M(+)=43376 - 21683 - 9290$$

$$M(+)=12403 \text{ kg-m.}$$

Comprobación:

$$X_F = \frac{V_{EF} \times L}{V_{EE} + V_{EF}} = \frac{31588 \times 3.75}{25758 + 31588} = 2.066 \text{ m.}$$

$$M(+)=V_{EF}(X_F) - \frac{w_2(X_F)^2}{2} - M_{FE}$$

$$M(+)=31588(2.066) - \frac{15292(2.066)^2}{2} - 20220$$

$$M(+)=65261 - 32636 - 20220$$

$$M(+)=12405 \text{ kg-m.}$$

BARRA FG

$$\text{Momento positivo, } M(+). = V_{EF}(X) - \frac{w_2 (X)^2}{2} - M_{FG}$$

$$X = \frac{V_{EF} \times L}{V_{EF} + V_{EG}} = \frac{28673 \times 3.75}{28673 + 28673} = 1.875 \text{ m.}$$

$$M(+). = 28673(1.875) - \frac{15292(1.875)^2}{2} - 19264$$

$$M(+). = 53762 - 26880 - 19264$$

$$M(+). = 7618 \text{ kg-m.}$$

BARRA AE = BARRA DH

$$\text{Momento positivo, } M(+). = V_{EA} (X_1) - \frac{w_3 (X_1)^2}{2} - \frac{w_5 (X_1)^3}{6 L} - M_{AE}$$

en donde:

X_1 = distancia desde el eje central "A" al punto donde ocurre el máximo momento positivo, en m.

$$X_1 = \frac{-w_3 \pm \sqrt{w_3^2 + \frac{2 V_{EA} + w_5}{L}}}{\frac{w_5}{L}}$$

$$X_1 = \frac{-746 \pm \sqrt{746^2 + \frac{2 \times 4014 \times 2517}{5.50}}}{\frac{2517}{5.50}}$$

$$X_1 = \frac{-746 \pm \sqrt{556516 + 3673905}}{458}$$

$$X_1 = \frac{-746 + 2057}{458} = 2.864 \text{ m.}$$

Sustituyendo se tiene:

$$M_{(+)} = 4014 (2.864) - \frac{746 (2.864)^2}{2} - \frac{2517 (2.864)^3}{6 \times 5.5} - 7394$$

$$= 11496 - 3060 - 1792 - 7394 =$$

$$M_{(+)} = - 749 \text{ kg-m.}$$

De los cálculos anteriores, los valores máximos son:

Cortante máximo al cartel: $V_{Cp} = 24\ 707 \text{ kg}$

Momento máximo negativo al paño: $M_{pF} = - 12\ 801 \text{ kg-m}$

Momento máximo positivo: $M_{(+)} = 12\ 403 \text{ kg-m.}$

Con estos valores y las constantes siguientes,

$$f_s = 1800 \text{ kg/cm}^2 \qquad v_{cperm.} = 0.292 \sqrt{f'c}$$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2. \qquad v_{cperm.} = 4.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.40 f'c \qquad perm. = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D}$$

$$n = 9.0$$

$$k = 0.330 \qquad perm = \frac{36.37}{D}$$

$$j = 0.890$$

$$R = 14.69 \text{ kg/cm}^2. \qquad (D = \text{diámetro de la varilla por usar})$$

$$\alpha = 0.26$$

Se procede a calcular el peralte, acero de refuerzo y revisión

CALCULO DEL PERALTE

De acuerdo con las especificaciones y recomendaciones vigentes, el peralte puede calcularse de la siguiente manera:

PERALTE POR MOMENTO

Se calcula con la expresión siguiente:

$$d_M = \sqrt{\frac{M}{R b}}, \text{ en cm}$$

en donde:

M = valor del máximo momento (positivo o negativo)

$$M = 12801 \text{ kg-m} = 1280100 \text{ kg-cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$d_M = \sqrt{\frac{1280100}{14.69 \times 100}} = 29.52 \text{ cm}$$

PERALTE POR CORTANTE

Se utiliza la expresión siguiente:

$$d_V = \frac{V}{v_{cperm} b}, \text{ en cm}$$

en donde:

V = cortante máximo al cartel

$$V = 24707 \text{ kg}$$

Sustituyendo, se tiene:

$$d_V = \frac{24707}{4.62 \times 100} = 53.48 \text{ cm}$$

Se observa que el peralte por cortante es mayor que el espesor supuesto. Sin embargo, existe una solución inmediata y es la de aumentar el tamaño de los carteles a 50 cm; esto es, de la hoja No. , el cortante V_{Cp} se modificará como sigue:

Cortante al cartel en F, $V_{CF} = 31588 - 15292(0.75) = 20\ 119$ kg

y el peralte por cortante es:

$$\delta_v = \frac{20\ 119}{4.62 \times 100} = 43.55 \text{ cm}$$

por lo tanto, se adopta:

$$d = 45 \text{ cm} \quad ; \quad r = 5 \text{ cm} \quad ; \quad h = 50 \text{ cm}$$

CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO

Acero positivo (anillos interiores)

Se calcula con la expresión siguiente:

$$A_{s(+)} = \frac{M(+)}{f_s \times j \times d}$$

en donde:

$M(+)$ = momento máximo positivo

$$M(+)= 12\ 403 \text{ kg-m} = 1\ 240\ 300 \text{ kg-cm}$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$A_{s(+)} = \frac{1\ 240\ 300}{1800 \times 0.890 \times 45} = 17.20 \text{ cm}^2$$

$$S_{ep} = \frac{100 a_s}{A_s}$$

en donde:

a_s = área de la varilla por usar, en cm^2

$$a_s = 2.85 \text{ cm}^2 \quad (\text{varilla de } 3/4" \phi)$$

de donde:

$$sep = \frac{100 \times 2.85}{17.20} = 16.6 \text{ cm}$$

por lo tanto, úsese:

$$\text{Vars. } 3/4" \text{ } \phi \text{ a } 16 \text{ cm; } A_s = 17.70 \text{ cm}^2$$

Aceero negativo (anillos exteriores)

Se utiliza la expresión:

$$A_s(-) = \frac{m}{f_s \times j \times d}$$

en donde:

m = momento máximo negativo al paño

$$m = - 12\ 801 \text{ kg-m} = - 1\ 280\ 100 \text{ kg-cm}$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$A_s(-) = \frac{1\ 280\ 100}{1800 \times 0.890 \times 45} = 17.80 \text{ cm}^2$$

$$Sep. = \frac{100 \ a_s}{A_s} = \frac{100 \times 2.85}{17.80} = 16.01 \text{ cm}$$

por lo tanto, úsese:

$$\text{Vars. } 3/4" \text{ } \phi \text{ a } 16 \text{ cm ; } A_s = 17.70 \text{ cm}^2$$

Aceero por temperatura (en cada cara)

Se utiliza la expresión siguiente:

$$A_{st} = 0.00125 \text{ bh} = 0.00125 \times 100 \times 50$$

$$A_{st} = 6.25 \text{ cm}^2$$

por lo tanto, úsese:

Vars. $1/2" \phi$ a 20 cm en ambas caras del conducto

Acero adicional en los carteles (por temperatura):

Se colocarán bastones de $1/2'' \phi$ a 20 cm

REVISION POR ADHERENCIA

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.905} = 19.09 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sum \phi_{per} = \frac{V}{\mu_{perm} j x d} = \frac{20\ 119}{19.09 \times 0.89 \times 45} = 26.31 \text{ cm}$$

$$\sum \phi_{calc} = \frac{4 A_s}{D} = \frac{4 \times 17.70}{1.905} = 37.17 \text{ cm}$$

$$\mu_{cac} = \frac{V}{\sum \phi_{calc} \times j \times d} = \frac{20\ 119}{37.17 \times 0.89 \times 45} = 13.51 \text{ kg/cm}^2$$

de donde:

$$\mu_{perm} > \mu_{calc} \quad ; \quad 19.09 \text{ kg/cm}^2 > 13.51 \text{ kg/cm}^2$$

por lo tanto, no falla por adherencia

REVISION POR CORTANTE

$$v_{cperm} = 4.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{calc} = \frac{V}{bd} = \frac{20\ 119}{100 \times 45} = 4.47 \text{ kg/cm}^2$$

de donde:

$$v_{cperm} > v_{calc} ; 4.62 \text{ kg/cm}^2 > 4.47^1 \text{ kg/cm}^2$$

y, no falla por cortante

LONGITUD DE DESARROLLO O ANCLAJE, l_d

En general, debe proporcionarse una longitud de anclaje o desarrollo a partir de todas las secciones donde se presenten esfuerzos máximos en el acero. Son secciones críticas las de momentos máximos y aquellos donde se corta o se dobla el acero de refuerzo.

A continuación, en las tablas I y II se presentan valores que han sido propuestos para estimar en distintos casos las longitudes de desarrollo (según el libro "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado" de Editorial Limusa, S. A.).

TABLA I.- LONGITUD DE DESARROLLO (CM) DE VARILLAS CORRUGADAS DEL LECHO INFERIOR*

| Varilla | l_d |
|----------------|---|
| No. 11 o menor | $0.06 A_b f_y / \sqrt{f'c} \geq 0.0057 d_b f_y$ |
| No. 14 | $0.82 f_y / \sqrt{f'c}$ |
| No. 18 | $1.06 f_y / \sqrt{f'c}$ |
| Alambres | $0.11 d_b f_y / \sqrt{f'c}$ |

* Se entiende por varillas de lecho inferior a aquellas que tienen una capa de concreto con un espesor menor de 30 cm. debajo de la varilla.

1. 1. 1. 1. 1.

2. 2. 2. 2. 2.

3. 3. 3. 3. 3.

4. 4. 4. 4. 4.

5. 5. 5. 5. 5.

6. 6. 6. 6. 6.

7. 7. 7. 7. 7.

8. 8. 8. 8. 8.

9. 9. 9. 9. 9.

10. 10. 10. 10. 10.

11. 11. 11. 11. 11.

12. 12. 12. 12. 12.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

DISEÑO DE ESTRUCTURAS

ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ
JULIO DE 1979



CALCULO ESTRUCTURAL DE UN ELEMENTO DE LOSA PLANA, ALIGERADA, DE CONCRETO PREENFORZADO A FLEXION, PARA PUENTE CARRETERO.

1.- DATOS PARA EL PROYECTO.

Claro por cada tramo = 6.80 m

Longitud total por tramo = 7.08 m

Ancho de la calzada = 13.00 m

Ancho de las banquetas = 1.50 m

Ancho total del puente = 16.00 m

Espesor del asfalto = 0.03 m

Esviajamiento = 0° (Puente normal al cauce)

Bombeo de 0.16 m (Perfil recto con 2% de pendiente)

Carga móvil HS-20 en dos fajas de circulación

Parapeto tipo con defensa de lámina galvanizada.

2.- CONSTANTES DE CALCULO PARA EL CONCRETO REFORZADO.

$$f_s = 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.40 f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$k = 0.330$$

$$j = 0.890$$

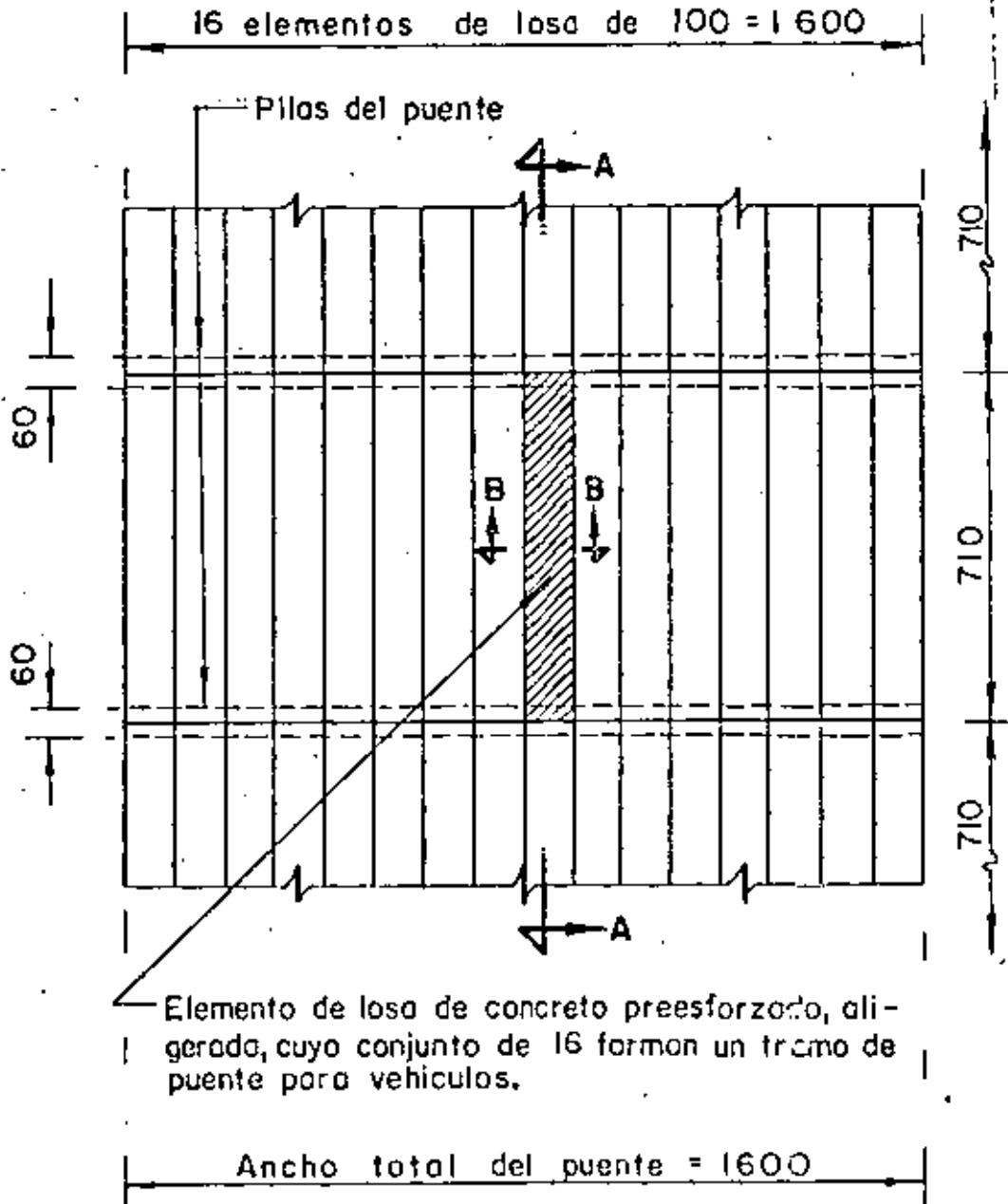
$$K = 14.61 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0.262$$

$$\sqrt{f_{perm}} = 0.29 \sqrt{f'_c} = 4.59 \text{ Kg/cm}^2$$

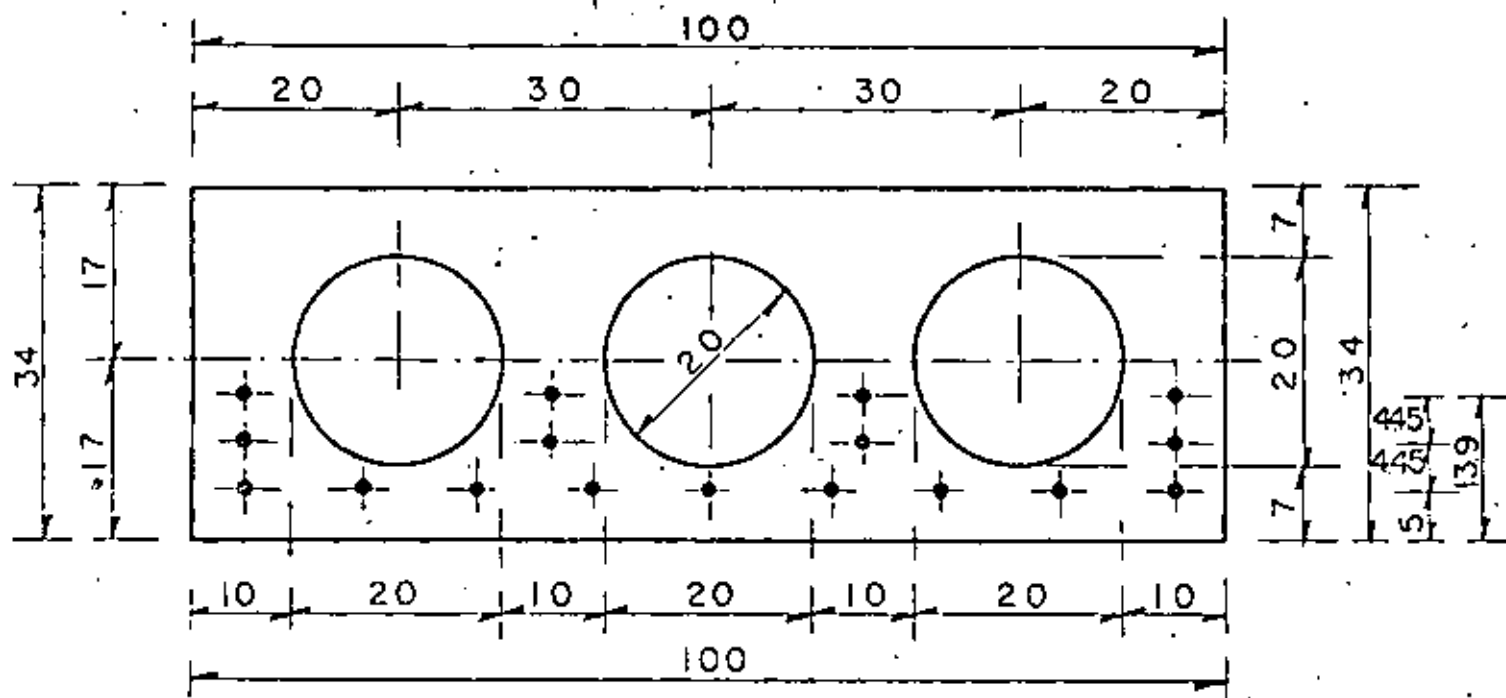
$$M_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D} = \frac{36.37}{D} \leq 25 \text{ Kg/cm}^2$$

3.- CONDICIONES DE ESTABILIDAD



Elemento de losa de concreto preesforzado, aligerado, cuyo conjunto de 16 forman un tramo de puente para vehiculos.

PLANTA PARCIAL DEL PUENTE

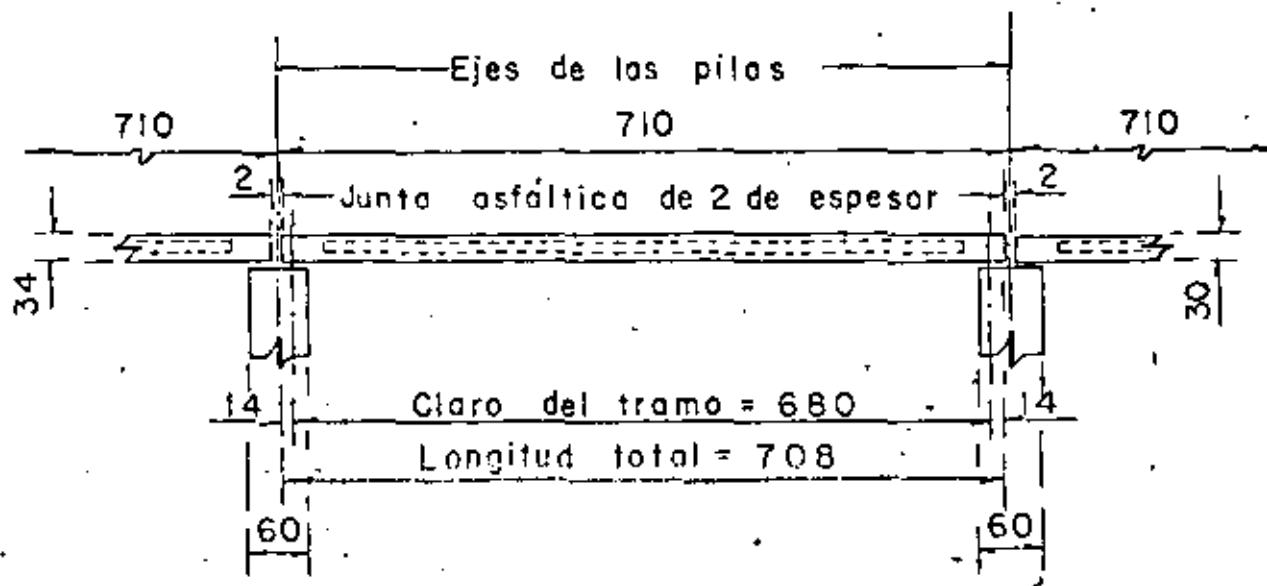


CORTE B-B

d-d-7

8

6



CORTE A-A

4.- ESFUERZOS PERMISIBLES PARA EL CONCRETO PREESFORZADO.

Se propone concreto de $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

Se denomina f'_{ci} a la resistencia nominal del concreto a compresión cuando ocurre la transferencia en el concreto preesforzado, y tiene un valor por especificación de:

$$f'_{ci} = 0.80 f'_c = 0.80 \times 350 = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

a).- Inmediatamente después de la transferencia:

$$\text{En compresión } 0.60 f'_{ci} = 168 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{En tensión: } \sqrt{f'_{ci}} = 16.73 \text{ Kg/cm}^2$$

b).- Bajo cargas muertas y vivas de servicio.

$$\text{En compresión: } 0.45 f'_c = 157.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{En tensión } \sqrt{f'_c} = 18.71 \text{ Kg/cm}^2$$

5.- ESFUERZOS PERMISIBLES PARA EL ACERO DE PREESFUERZO.

Se propone torón de $7/16" \varnothing$ con una resistencia mínima a la ruptura, requerida y garantizada de 18000 Kg/cm^2

$$\text{Entonces: } f_{sr} = 18000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = 0.703 \text{ cm}^2$$

$$F_{sr} = 18000 \times 0.703 = 12654 \text{ Kg.}$$

a).- Debido a la fuerza aplicada por el gato.-

$$f_{sg} = 0.80 f_{sr} = 14400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{sg} = 14400 \times 0.703 = 10123 \text{ Kg}$$

b).- Inmediatamente después de la transferencia.

$$f_{si} = 0.70 f_{sr} = 12600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{si} = 12600 \times 0.703 = 8858 \text{ Kg}$$

c).- Preesfuerzo efectivo.

$$f_{se} = 0.56 f_{sr} = 10080 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$F_{se} = 10080 \times 0.703 = 7086 \text{ Kg.}$$

6.- PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION.

TOMANDO EN CUENTA LA FIGURA DEL CORTE B-B, tenemos

$$A = 34 \times 100 - \frac{3 \times 3.1416 \times 20^2}{4} = 2458 \text{ cm}^2$$

$$Y_i = Y_s = 17.00 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{100 \times 34^3}{12} - \frac{3 \times 3.1416 \times 20^4}{64} = 303971 \text{ cm}^4$$

$$S_x = S_s = \frac{303971}{17} = 17881 \text{ cm}^3$$

7.- CARGAS QUE ACTUAN SOBRE LA LOSA.-

a).- Por carga muerta.

$$\text{Peso del asfalto : } 0.10 \times 2200 = 220 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso del concreto simple: } 0.10 \times 2400 = \omega_1 = \frac{240}{460} \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_1 = \frac{460 \times 6.80^2}{8} = 2659 \text{ Kg - m}$$

b).- Por peso propio.

$$\omega_2 = 0.2458 \times 2400 = 590 \text{ Kg/m}^2$$

$$M_2 = \frac{590 \times 6.80^2}{8} = 3410 \text{ Kg - m}$$

c).- POR CARGA VIVA MAS IMPACTO.-

Del apéndice "A", página 163 de las Especificaciones de Puentes para Caminos, edición de noviembre de 1964, para carga móvil tipo HS-20 en cada faja de circulación, e interpolando tendremos:

$$M = 25712 \text{ Kg - m/ carril de tránsito}$$

$$R = 20267 \text{ Kg/ carril de tránsito}$$

$$M = 12856 \text{ Kg / rueda}$$

$$R = 10134 \text{ Kg/ rueda}$$

Impacto: $I = \frac{15.24}{L+38.10} \leq 0.30$

$I = \frac{15.24}{6.80+38.10} = 0.339 > 0.30$

Limitamos el valor del impacto al 30%

Entonces: $M_{cv+I} = 12856 \times 1.30 = 16713 \text{ Kg} - \text{m}$

$R_{cv+I} = 10134 \times 1.30 = 13174 \text{ Kg.}$

Momento total al centro del claro:

$M_T = 2659 + 3410 + 16713 = 22782 \text{ Kg} - \text{m}$

8.- ESFUERZOS ACTUANTES EN LA LOSA.

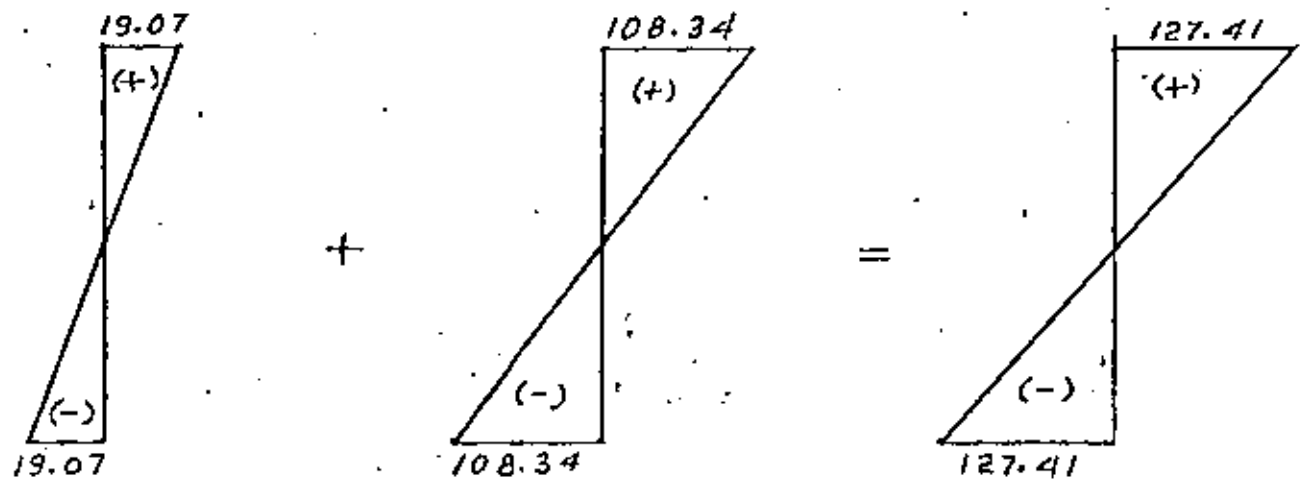
a).- Por peso propio.

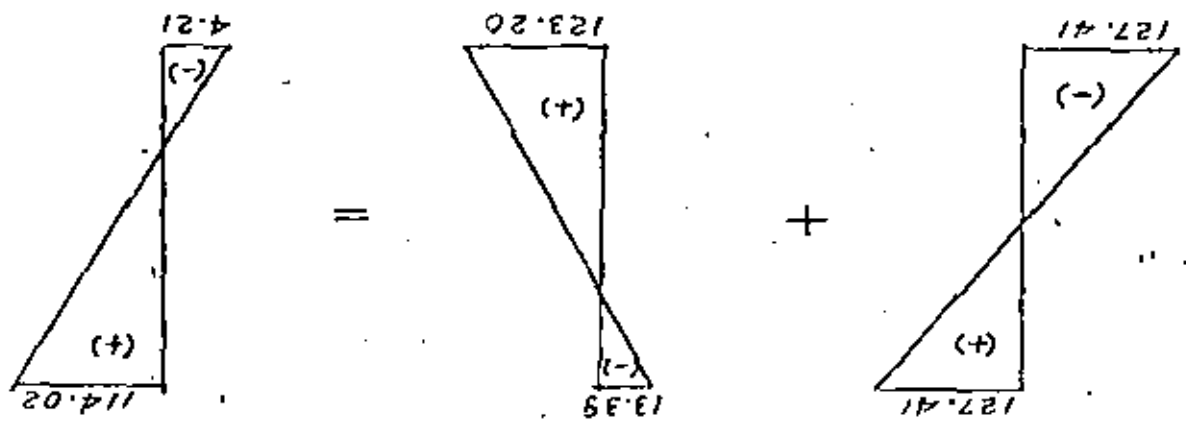
$f_i = f_s = \frac{M_2}{S} = \frac{341000}{17881} = 19.07 \text{ Kg/cm}^2$

b).- Por carga muerta + carga viva + impacto

$f_i = f_s = \frac{M_1 + M_3}{S} = \frac{1937200}{17881} = 108.34 \text{ Kg/cm}^2$

9.- DIAGRAMAS DE ESFUERZOS ACTUANTES.-

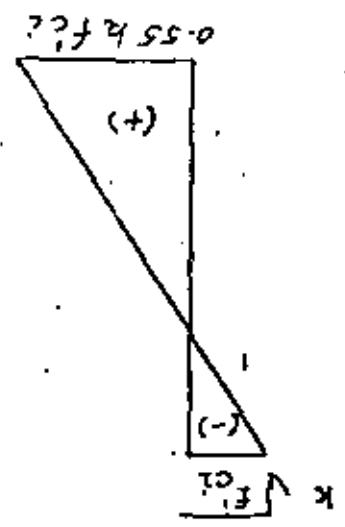




Fibra superior: 157.50 Kg/cm²
 Fibra inferior: 18.71 Kg/cm²
 (compresion) (tension)

La suma algebraica de los diagramas anteriores (por esfuerzos actuales y permisible), deberá ser igual o menor que los esfuerzos máximos permisibles bajo cargas muertas y vivas de servicio, es decir:

11.- SUMA ALGEBRAICA.



$$k = \frac{f_{se}}{f_{si}} = \frac{10080}{12,600} = 0.80$$

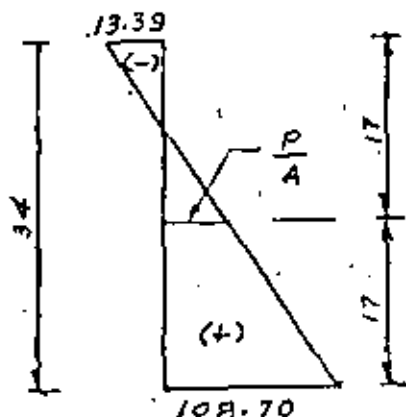
$$k \sqrt{f'_{ci}} = 0.80 \sqrt{280} = 13.39 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0.55 k f'_{ci} = 0.55 \times 280 = 154$$

$$154 - 13.39 = 140.61 \text{ Kg/cm}^2$$

10.- DIAGRAMA DEL PREESFUERZO MAXIMO PERMISIBLE.-

12.- NOTA:- Si queremos obtener el preesfuerzo mínimo para la fibra inferior, podemos restar del esfuerzo actuante el esfuerzo permisible bajo cargas muertas y vivas de servicio, es decir: $127.41 - 18.71 = 108.70 \text{ Kg/cm}^2$, con lo cual el diagrama para obtener la fuerza mínima de preesfuerzo quedaría de la siguiente manera



De acuerdo con ésta figura, y por triángulos semejantes tenemos:

$$\frac{P}{A} = \left[\frac{(108.70 + 13.39) \times 17.00}{34} - 13.39 \right] \quad A = 2458 \text{ cm}^2$$

$$P = \left[\frac{(108.70 + 13.39) \times 17.00}{34} - 13.39 \right] \times 2458$$

$$P = 117136 \text{ Kg.}$$

13.- CALCULO DEL NUMERO DE TORONES.

$$N = \frac{P}{F_{se}} = \frac{117136}{7086} = 16.53 \text{ Torones.}$$

Adoptamos 17 torones de $7/16'' \varnothing$, y por lo tanto la fuerza de preesfuerzo se modifica, quedando finalmente como sigue:

$$P' = 17 \times 7086 = 120462 \text{ Kg}$$

14.- POSICION DE LOS CABLES DE PREESFUERZO.

a).- Excentricidad teórica.

$$e_t = \frac{S}{P} \left(F' t_i - \frac{P}{A} \right)$$

$$e_t = \frac{17881}{120462} (108.70 - \frac{120462}{2458}) = 8.86 \text{ cm}$$

$$e_t = 8.86 \text{ cm}$$

$$e't = 17.00 - 8.86 = 8.14 \text{ cm}$$

b).- Excentricidad real.

$$e'_r = \frac{9 \times 5 = 4 \times 9.45 + 4 \times 13.90}{17} = 8.14 \text{ cm}$$

$$e_r = 17.00 - 8.14 = 8.86 \text{ cm}$$

Al acomodar los torones en las posiciones y distancias que se muestran en la figura de la hoja núm. 3 (corte B-B), obligamos a que la excentricidad real (e_r) sea igual a la excentricidad teórica (e_t).

Con esto podemos asegurar que el esfuerzo requerido para la fibra no se modifica.

$$f_i = \frac{P}{A} = \frac{P_e}{S}$$

$$f_i = \frac{120462}{2458} + \frac{120462 \times 8.86}{17881} = 49.01 + 59.69$$

$$f_i = 108.70 \text{ Kg/cm}^2 < 157.50 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ bien.}$$

$$f_s = \frac{P}{A} - \frac{P_e}{S}$$

$$f_s = \frac{120462}{2458} - \frac{120462 \times 8.86}{17881} = 49.01 - 59.69$$

$$f_s = -10.68 \text{ Kg/cm}^2 < - 18.71 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ bien.}$$

15.- ESFUERZOS EN LOS APOYOS ANTES DE LAS PERDIDAS DE PREESFUERZO.-

$$P_i = 17 F_{si} = 17 \times 8858 = 150\ 586 \text{ Kg}$$

$$e = 8.86 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{P_i}{A} + \frac{P_i e}{S} \quad (\text{Compresión}).$$

$$f_i = \frac{150\,586}{2458} + \frac{150\,586 \times 8.86}{17881} = 61.26 + 74.62$$

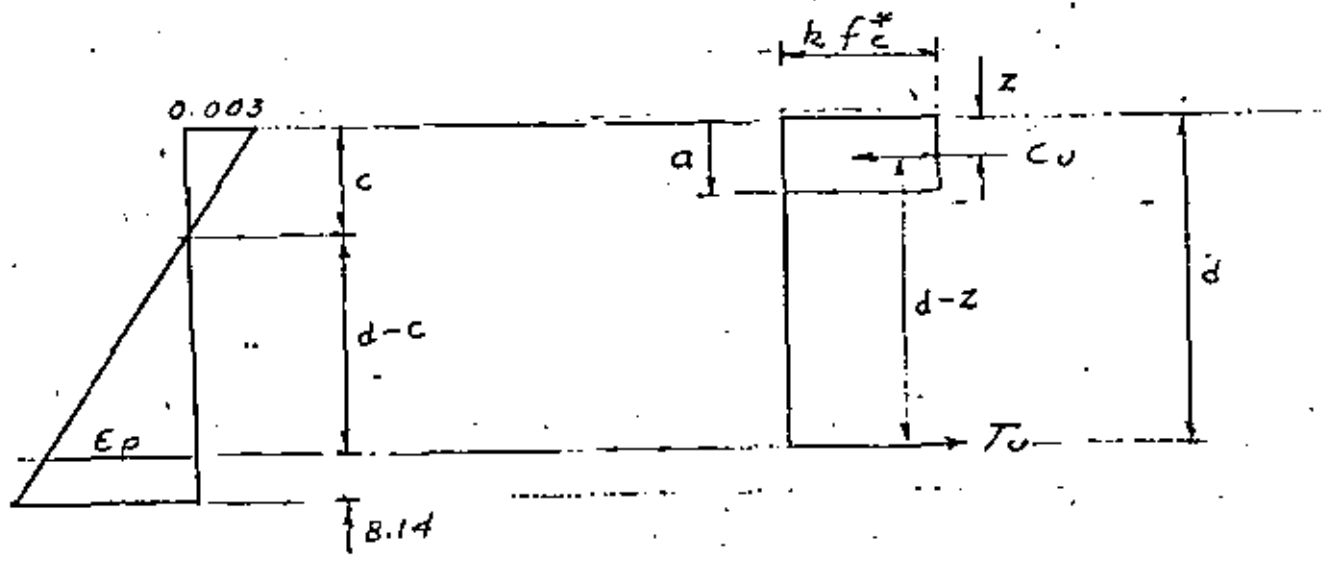
$$f_i = 135.88 \text{ Kg/cm}^2 < 168 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

$$f_B = \frac{P_i}{A} - \frac{P_i e}{S} \quad (\text{tensión})$$

$$f_B = \frac{150\,586}{2458} - \frac{150\,586 \times 8.86}{17881} = 61.26 - 74.62$$

$$f_B = -13.36 \text{ Kg/cm}^2 < -16.73 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién.}$$

16.- REVISION DE LA RESISTENCIA AL CENTRO DEL CLARO.-



De las figuras anteriores suponemos que el eje neutro queda por arriba de la posición en que están los 17 torques, por lo tanto:

$$T_u = N F_{sr} = 17 \times 12\,654 = 215\,118 \text{ Kg}$$

$$T_u = C_u$$

$$d = h - e'_r = 34 - 8.14 = 25.86 \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$k = 0.85$$

$$k' = \frac{C_u}{k f_c' d b} = \frac{215\ 118}{0.85 \times 350 \times 100 \times 25.86} = 0.28$$

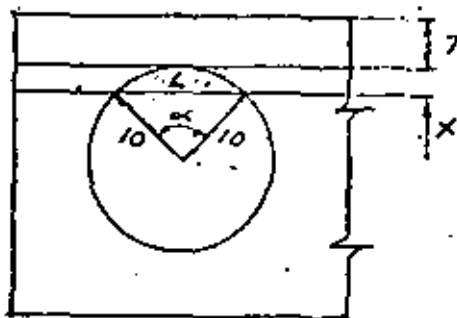
$$c = k' d = 0.28 \times 25.86 = 7.254 \text{ cm}$$

$$a = 0.80 c = 0.80 \times 7.254 = 5.80 \text{ cm}$$

$$z = 0.5 a = 0.50 \times 5.80 = 2.90 \text{ cm}$$

$$d - c = 25.86 - 7.254 = 18.61 \text{ cm}$$

$$d - z = 25.86 - 2.90 = 22.96 \text{ cm}$$



El área de compresión que se requiere para el concreto es:

$$A_t = \frac{215\ 118}{0.85 \times 350} = 723.09 \text{ cm}^2$$

La parte superior proporciona:

$$A_1 = 7 \times 100 = 700 \text{ cm}^2$$

Nos falta por cubrir: 23.09

Suponiendo que $X = 0.254 \text{ cm}$

$$\text{La cuerda vale: } L = \sqrt{20^2 - (20 - 2 \times 0.254)^2} = 4.48 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \alpha &= 2 \text{ ang. sen } \frac{4.48}{2 \times 10} = 25.882609^\circ \\ &= 25^\circ 52' 57'' \\ &= 0.451735 \text{ rads.} \end{aligned}$$

$$\text{Area del sector circular} = \frac{\pi D^2 \alpha}{4 \times 360} = 22.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area del triángulo} = 4.48 \times 9.746 \times 0.5 = 21.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area del segmento circular} = 22.59 - 21.83 = 0.76 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area neta total} = 100 \times 0.254 - 3 \times 0.76 = 23.11 \text{ cm}^2$$

Como $23.11 \text{ cm}^2 \approx 23.092$, decimos que el valor supuesto de X fue el correcto por lo tanto, el valor real de "C" valdrá 7.254 cm.

La deformación debida al preesfuerzo vale:

$$\epsilon_1 = \frac{f_{se}}{E_B} = \frac{7086}{2109300} = 0.00336$$

La deformación debida a las cargas es:

$$\epsilon_2 = \frac{0.0034 (25.860 - 7.254)}{7.254} = 0.00872$$

La deformación total en la falla tiene un valor de:

$$\epsilon_t = \epsilon_1 + \epsilon_2 = 0.00336 + 0.00872 = 0.01232$$

La deformación unitaria, correspondiente al límite convencional de fluencia, según las gráficas Esfuerzo Deformación, proporcionada por CAMESA, tiene un valor de:

$$\epsilon = 0.0103$$

Se deberá cumplir que $\frac{\epsilon}{0.75} = \epsilon_T$

$$\text{Por tanto } \frac{0.0103}{0.75} = 0.0123$$

$$0.0137 \approx 0.0123 \quad \therefore \text{ bien.}$$

Comprobación a lo anterior.-

Según el Reglamento DDF-75:

a).- Por ser losa de puente el factor de carga F_C será de 1.4 , --
para acciones permanentes y variables.

b).- El factor de reducción de resistencia para flexión, se considera del 90%, es decir, $F_R = 0.90$

El momento actuante ultimo vale:

$$M_{au} = F_C \times M_T$$

$$M_T = 2\,278\,200 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{au} = 1.40 \times 2\,278\,200 = 3\,189,480 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

El momento resistente último vale:

$$M_{Ru} = F_R T_u (\delta - Z)$$

$$M_{ru} = 0.90 \times 215\ 118 (22.96) = 4\ 445,198 \text{ Kg-cm}$$

Como $M_{ru} > M_{au}$, el cálculo es correcto.

17.- ACERO PARA DISTRIBUCION.-

Al respecto en el libro "Diseño de Estructuras de Concreto Pre-esforzado".- T.y.Lin.- Página 418 Edición septiembre de 1976; nos dice que:

!La teoría fundamental que se ha seguido en el análisis del refuerzo transversal no presforzado, siempre ha sido la clásica teoría elástica, y no existe argumento en contra"

Si tuviéramos acero principal de refuerzo, este sería:

$$A_s = \frac{2\ 278\ 200}{2000 \times 0.9 \times 31} = 40.83 \text{ cm}^2$$

El porcentaje para el acero de distribución valdría:

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 6.80}} = 21.17 \%$$

Entonces el acero de distribución es:

$$A_{sd} = 0.21 \times 40.83 = 8.57 \text{ cm}^2$$

Esto equivale a colocar varillas de $1/2" \text{ } \varnothing @ 15 \text{ cm}$

18.- ACERO POR TEMPERATURA.-

$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 34 = 5.10 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas de $3/8" \text{ } \varnothing @ 15 \text{ cm}$ en dos direcciones y en el lecho superior de la losa.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



II. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS
PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

LAS BASES DEL CALCULO DE LAS REDES
DE SANEAMIENTO

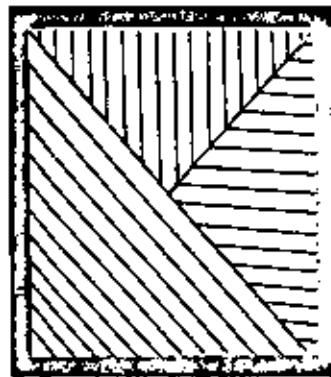
ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ

JULIO, 1979



Maurice POIRÉE y Charles OLLIER

SANEAMIENTO AGRICOLA



DRENAJE EN TUBOS POROSOS O ZANJAS
REGLAMENTACION DE LAS CORRIENTES
DE AGUA Y DISTRIBUIDORES



INSTITUTO CUBANO DEL LIBRO. LA HABANA, 1974

CAPÍTULO VI

LAS BASES DEL CÁLCULO DE LAS REDES DE SANEAMIENTO

I. GENERALIDADES

1. Exposición del problema

El ingeniero encargado de la concepción y del cálculo de una red de saneamiento debe primero tratar de definir los datos numéricos que servirán de base para sus cálculos. Veremos más adelante que estos datos son poco numerosos (duración admisible de sumersión de los cultivos, nivel óptimo de la lámina, pluviometría de la región), pero son difíciles de determinar con precisión.

A partir de estos datos debe calcular los caudales (caudales unitarios de las parcelas, caudales globales de los colectores y de los emisarios) que las obras de saneamiento, que debe crear o que debe mejorar, tienen que recoger y después evacuarlas.

En efecto, estas obras son de dos clases: -

- primero están aquellas que *recogen* el agua de las parcelas a sanear; éstos son, los drenes, que están constituidos por zanjas abiertas o por tuberías enterradas;

- después están las obras que *colectan* las aguas así recogidas (colectores secundarios y colectores principales) y las llevan al emisario, así como el emisario de la vertiente saneada.

Se trata de un problema repetidas veces estudiado parcialmente, pese a que es evidente que lo debe ser en conjunto.

Así, el ingeniero, una vez asesorado por el agrónomo y el meteorólogo, debe calcular uno de los caudales elementales de las parcelas y sanear, *caudal que varía en un principio para cada parcela*, según el grado de saneamiento escogido. Debe determinar a continuación el caudal de las obras de evacuación, caudal que es la suma de los caudales elementales de las parcelas altas, *teniendo en cuenta un desfase*, que es debido al alejamiento variable de las obras de colecta y a una *dispersión* en el tiempo y en el espacio de las lluvias críticas cuando se considera el conjunto de la vertiente a sanear.

2. Los dos aspectos del saneamiento agrícola

Así, aparecen los dos distintos estudios que deben ser efectuados sucesivamente de formas muy diferentes:

a) Por una parte, el estudio de la colecta de aguas excedentes de cada parcela y de su evacuación en el colector secundario o principal, estudio que debe, en el primer análisis, mostrarnos el *caudal específico* (caudal por hectáreas), y las *características de los drenes*, capaces de recoger y evacuar este caudal.

b) Por otra parte, el estudio de los grandes colectores, y sobre todo del emisario, que debe terminar en el conorimiento, en todos los puntos de su recorrido, del caudal global de la punta abastecida por todas las obras y las tierras situadas en lo alto y que están encargados de evacuar. Se llegará así a decidir para cada una de las vertientes parciales, y para la vertiente total, un caudal de punta específica (caudal por hectárea) que se llama entonces, y además impropriadamente, *coeficiente udométrico*.

Este caudal será en un principio inferior a la media de los caudales específicos de las parcelas en relación al desfase y a la dispersión de las lluvias.

La dificultad reside en el establecimiento de la ley de transmisión, que permite pasar de los caudales específicos elementales a los coeficientes udométricos, que corresponden a colectores de diversos órdenes y al emisario.

Esta ley depende en particular de los caracteres agronómicos e hidrológicos de la vertiente, así como del tipo de red de saneamiento escogido.

3. Elección de la red más rentable

Antes de pasar más adelante en los métodos de cálculo de las redes de saneamiento, creemos útil introducir la noción de la rentabilidad de tales redes.

En efecto, habiendo dado una tierra improductiva a dessecar, o bien una tierra ya cultivada pero demasiado húmeda para rendir bien, se pueden imaginar diferentes redes de saneamiento, más o menos completas, y más o menos costosas.

La red técnicamente más completa y mejor dará los mejores resultados desde el punto de vista de la *producción*, pero está lejos de ser cierto que será esta red la que permitirá la mejor *renta neta*, ya que el suplemento de gasto de obra y mantenimiento, en relación a una red simple, no está quizá suficientemente compensado por el suplemento de producción provocado por la mayor eficacia de las redes.

Es por esto que importa definir en cada caso el tipo de red más rentable.

Se trata de un estudio muy largo y complejo, ya que de una parte exige *conorimientos de base* que no tenemos en todos los casos (en particular,

comportamiento de las plantas cultivadas ó a tra de los diferentes regímenes hidráulicos posibles, comportamiento que varía además según la naturaleza del suelo y las condiciones climáticas), por otra exige una elección de hipótesis (rotación de cultivos del perímetro, desembocaduras posibles, naturaleza de la estructura agraria, volumen de los capitales utilizables), que deben, naturalmente, ser semejantes, pero que tienen una gran parte de incertidumbre; por fin, el estudio necesita el establecimiento de diferentes proyectos técnicos, proyectos sumarios pero bastante precisos, que corresponden a las diferentes soluciones posibles de saneamiento, de manera que se pueda conocer el coste de realización.

Damos aquí el principio de un estudio.

Sea una superficie S a sanear formada por un cierto número de superficies elementales que llevan consigo los cultivos $a, b, c, \dots, i, \dots, n$

$$S = \sum_{i=1}^n S_i$$

Diversas hipótesis de rotación de cultivo son posibles (rotaciones de los tipos I, II, ..., M, ..., N) y de las cuales retendremos una de ellas, sea M , que corresponde a los cultivos a, b, c, \dots, n .

Redes de saneamiento de los tipos 1, 2, ..., p, \dots son estudiadas y ensayamos la hipótesis de una red de tipo p .

Sea, por fin, r_p^i el aumento de renta neta por hectárea, correspondiente al cultivo i de la rotación M y del tipo de red p (r_p^i = renta neta en las condiciones recogidas — renta neta antigua).

En tales condiciones, el aumento global anual del perímetro será:

$$R_p^M = \sum_{i=1}^n (S_i \times r_p^i)$$

Se ensayan varias hipótesis M y p asociadas y se busca el obtener aquella que maximice R_p^M lo que fija a posteriori las hipótesis M y p óptimas.

Con todo rigor además, el cálculo tiene que ser conducido actualizando sobre la duración del amortizamiento, en un grado de interés dado el conjunto de los aumentos de las rentas netas previsible, teniendo en cuenta el aumento de la superficie saneada, del progreso de obtención de los rendimientos y de la duración de los trabajos.

II. SANEAMIENTO DE LAS PARCELAS (DRENAJE)

I. Datos agronómicos y meteorológicos

a) ALTURA ÓPTIMA DE LA LÁMINA DE AGUA

1.ª Importancia del nivel de la lámina de agua superficial. — Se ha dicho en un capítulo precedente cómo el desecamiento de la porción de

suelo, que debe recibir las raíces de las plantas, era indispensable para obtener un buen rendimiento agrícola.

En efecto, si una inundación permanente del suelo se conduce a buen término, por desarrollo de los fenómenos anaerobios con la formación de "mor" turbosos y horizontes de gley, así pues, de pantanos, una humedad excesiva pero pasajera reduce la aireación del suelo y los procesos de oxidación; como también, a pesar de la gran ligereza de adaptación de los microorganismos, su acción está disminuida y, por consiguiente, la cosecha es menos abundante.

Mientras, un saneamiento demasiado impulsado llega a ser nefasto, ya que disminuye las posibilidades y aprovisionamiento de agua de las raíces a partir de la lámina superficial. Se sabe, en efecto, a continuación de una serie de experimentos, que una lámina de agua a una cierta profundidad es susceptible de abastecer a las plantas de cantidades de agua importantes por ascensión capilar. Esta cantidad varía, en función del desarrollo de las raíces de las plantas y de la naturaleza del suelo. Se ha estudiado en el Capítulo II, que los caudales que resultan de la ascensión capilar están de hecho muy restringidos; estos caudales están en función de la altura de la franja capilar, la cual es tanto más grande cuanto las partículas del suelo son más finas, pero también de la permeabilidad, la cual, por el contrario, es tanto más grande cuando las partículas del suelo son más gruesas.

De hecho, los caudales más importantes son obtenidos en los suelos situados a mitad de camino de la escala granulométrica, los limos gruesos, y disminuyen en el caso de los suelos de elementos más finos o más gruesos.

Hay, para una planta dada, un nivel óptimo de la lámina que le permite el mejor desarrollo, pero este nivel resta función a la naturaleza del suelo y también a la estación. De una planta u otra este nivel óptimo varía sobre todo en función del desarrollo de las raíces y de la profundidad que son susceptibles de alcanzar.

2.ª Esquema de una estación experimental. — Han sido hechos experimentos en varios países para determinar el nivel óptimo de la lámina.

Veamos sumariamente cómo tales experiencias pueden ser llevadas, por ejemplo, estudiando el esquema del principio de la granja experimental "De Vlierd", en los Países Bajos, donde la parcela de 6 hectáreas 25 áreas ha sido distribuida.

La figura 1 muestra las disposiciones del conjunto. La parcela ha sido dividida en cuatro lotes designados por las letras A, B, C y D.

Los lotes A y B se componen de hierbas.

El lote C es un campo cultivado.

El lote D está plantado de manzanas.

Cada uno de estos lotes está dividido en un cierto número de compartimientos de ensayo, en los cuales se pueden mantener hentes estrechos

CAMPO DE ENSAYO QUE CONCIERNE AL NIVEL DE LA LAMINA SUBTERRANEA (PLANO)

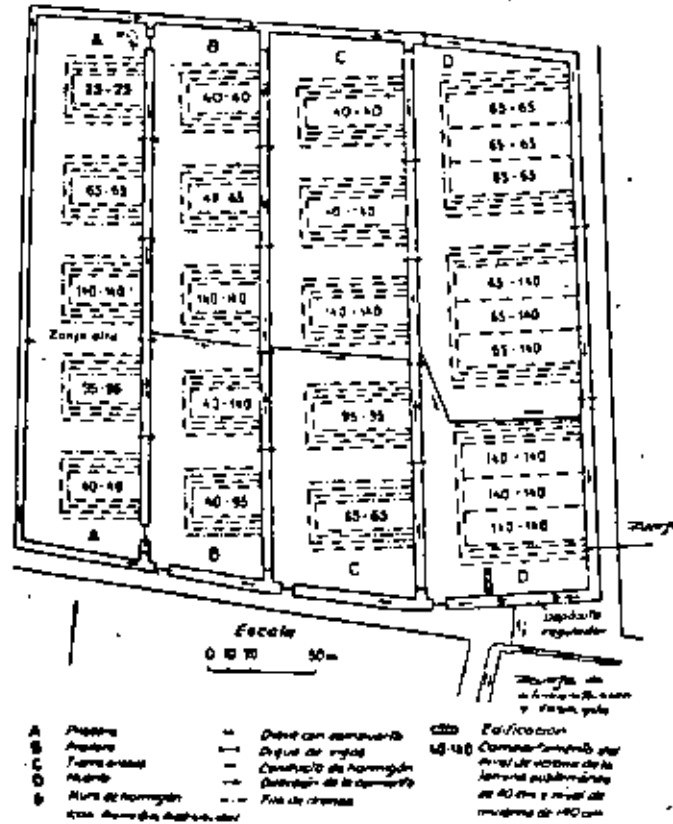


FIG. 1.— Distribución de un campo de ensayo para el estudio del nivel de la lámina (granja De Vlied, Países Bajos).

de la lámina subterránea a un nivel determinado, susceptible, además, de ser diferente en invierno y en verano.

La figura 1 explica el funcionamiento del sistema hidráulico, que resumiremos brevemente:

El campo de ensayo está rodeado por los tres lados de una zanja en la cual el nivel es siempre alta; este nivel es mantenido constante con la

ayuda de una bomba eléctrica, fijada en un muro de hormigón, que recibe el agua de un depósito regulador en comunicación libre con una zanja de alimentación y de escurrimiento.

La bomba funciona automáticamente con un flotador, y en seguida que en la zanja alta el agua ha descendido algunos centímetros, el nivel se restablece.

El nivel en las porciones sucesivas de las otras zanjas está distribuido en pequeños diques de pilas de viguetas hasta una cota bien determinada por cada una de ellas. Un poco de agua filtra a través del sistema de ranuras de las viguetas, a la derecha de los compartimientos de ensayo, en los cuales el agua tiene una cota más y más baja hasta los conductos de hormigón, que llevan el agua hacia una zanja baja.

Esta última zanja se vacía regularmente con una segunda bomba de construcción idéntica a la primera, pero al otro lado del depósito regulador y con mando automático.

En cada compartimiento de ensayo, la igualdad del nivel de agua de la lámina con el nivel de agua en la zanja que le es adyacente, se efectúa por medio de un sistema de drenes enterrados que rodean el compartimiento por los tres lados. Se trata de tuberías de alfarería de 6 centímetros de diámetro, separadas 3 metros las unas de las otras y colocadas a la profundidad de 1,65 metros, escogida como la de la capa más permeable. Los compartimientos de ensayo están separados entre ellos por franjas tapones.

Se cultiva rigurosamente de la misma forma los compartimientos de ensayo de cada lote, de manera que la única variable sea el nivel de la lámina.

3.º Resultados.— Los resultados obtenidos en esta estación y en las otras son más o menos similares en varios países, son muy complejos y, con todo rigor, valdernos sólo para la planta, suelo y el clima definidos en el compartimiento de ensayo.

ESTACIÓN EXPERIMENTAL DE MINER

| Nivel de la lámina (m) | Resultados | |
|------------------------|------------|------------------|
| | Pródromo | Cultivos (ceras) |
| 0,20 | 86 % | 18 % |
| 0,40 | 87 % | 67 % |
| 0,60 | 100 % | 100 % |
| 0,80 | 90 % | 90 % |

**CULTIVO DEL CENTENO
(ESTACION DE NOVOROD)**

| Estado de desarrollo | Nivel óptimo |
|----------------------|--------------|
| Semillas | 0,40 m |
| ↓ | ↓ |
| Espigazón | 0,50 m |
| ↓ | ↓ |
| Madurez | 0,60 m |
| ↓ | ↓ |
| Recolección | 0,70 m |
| | ↓ |
| | 0,80 m |

En el conjunto se encuentran ciertos resultados ya señalados globalmente en el comienzo de este estudio, a saber: la existencia de un nivel óptimo, ni demasiado alto ni demasiado bajo, así como la variación de este nivel óptimo según la naturaleza del suelo.

Para ilustrar estos resultados, citaremos algunas cifras que provienen de estudios rusos y según las observaciones en la estación experimental de Minsk.

Un estudio más adelantado ha mostrado que en el caso de los cultivos anuales, es deseable bajar progresivamente el nivel de la lámina de manera y medida del de-

| Cultivos | Profundidad óptima de la lámina en m | | | |
|---|--------------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------|-------------------|
| | Suelos turbosos | Suelos arenosos y suelos muy arenosos | Aluviales arenillo-arenosos | Suelos arcillosos |
| Mezcla veza-avena para producción forrajera. Lino (de fibra). Forrajes verdes anuales | 0,60-0,60 | 0,40-0,50 | 0,45-0,60 | 0,50-0,55 |
| Forrajes verdes pluri-
anuales para la utilización de pastos | 0,80-0,90 | 0,60-0,70 | 0,70-0,90 | 0,80-0,85 |
| Forrajes verdes pluri-
anuales para la producción forrajera | 0,60-0,70 | 0,45-0,60 | 0,55-0,70 | 0,50-0,65 |
| Cereales. Cultivos enal-
lados | 0,70-0,90 | 0,50-0,65 | 0,60-0,80 | 0,70-0,75 |
| Papas
Tubérculos | 0,80-0,90 | 0,55-0,60 | 0,70-1,00 | 0,80-0,90 |
| Cultivos de raíces pro-
fundas (húpulo, cáñamo, sándalo) | 0,80-1,00 | 0,60-0,85 | 0,80-1,00 | 0,85-0,95 |
| Setos y árboles frutales | 1,00-1,25 | 0,80-0,95 | 0,90-1,30 | 1,00-1,10 |

Nota. — Durante el período de las cosechas la profundidad óptima puede ser de un 20 a un 30 % más débil que la del valor indicado en el cuadro.

desarrollo de la planta, en particular al desarrollo radicular. Por otra parte, la influencia de la naturaleza del suelo sobre el nivel óptimo de la lámina se manifiesta netamente en los resultados agrupados de la observación en el cuadro de la página anterior.

Pero conviene insistir de nuevo en el hecho que no damos estos resultados más que como ejemplo, ya que sólo la experiencia local permite dar valores seguros a adoptar en una región dada.

Mientras, M. ROLLEY indica valores medios que en nuestros climas templados parecen admisibles; figuran en el cuadro siguiente.

| Según ROLLEY | Profundidad óptima en m | |
|---------------------------------|-------------------------|-------------|
| | Cultivos | Praerías |
| Tierra arcillosa compacta . . . | 0,70 a 1,20 | 0,50 a 0,80 |
| Tierra franca . . . | 0,60 a 1,00 | 0,40 a 0,60 |
| Tierra arenosa . . . | 0,60 a 0,80 | 0,30 a 0,60 |
| Tierra turbosa . . . | 0,60 a 0,80 | 0,30 a 0,40 |

Pueden constituir un primer orden de amplitud a tomar en consideración en el comienzo del estudio.

Abadiremos a estos resultados las consideraciones siguientes, que conciernen a los árboles frutales y a los cultivos leguminosos:

De una forma general, la fuerza óptima del plano de agua para los árboles frutales es bastante profunda, pero depende de la variedad y del desarrollo del sistema radicular. Por ejemplo, los nogales necesitan un plano de agua que no remonte por encima de la cota 2,50 metros; en Oregón (LAWIS y WORK, 1931), la profundidad ideal fue valorada alrededor de 2 metros para la mayoría de los árboles frutales. Estos son resultados superiores a los valores dados por los investigadores rusos y publicados por TCHEREMASSOV, que pasan raramente de 1,20 metros.

Los cultivos leguminosos pueden ver, por el contrario, su rendimiento aumentado, en general cuando el plano de agua está cercano.

El nivel óptimo puede remontar hasta 0,35 m de la superficie del suelo (patatas, según NICHOLSON y FISH, Inglaterra, 1953), pero se puede además temer a los ataques de la roya; ciertas plantas, tales como la col, piden lo opuesto, un nivel bastante bajo (0,90 m más o menos); por fin, el rendimiento del apio es óptimo en una cota de 0,50 m.

Esta variedad de resultados hace difícil el enunciado de los valores medios que valen para el conjunto de los árboles frutales o de los cultivos leguminosos.

Se puede mientras, eno parece, fijar en la primera aproximación las cotas de 1 a 1,50 m para los árboles frutales, y de 0,40 a 0,60 para los cultivos leguminosos.

b) LA SUMERSIÓN: DAÑOS CAUSADOS. DURACIÓN ADMISIBLE

Cuando la capa no se mantiene en el nivel óptimo definido y remonta cerca de la superficie del suelo o descendiendo, el rendimiento agrícola está disminuido a consecuencia de los daños causados en el sistema radicular o por falta de alimentación de agua.

Pero la experiencia muestra que las caídas de rendimiento consecutivas a tales subidas de nivel de la lámina son más importantes que aquellas que pueden resultar de un descenso demasiado grande del plano del agua, sobre todo en suelos arcillosos, cuya velocidad de filtración es débil y cuya capacidad de retención es fuerte, que así mantienen por largo tiempo, después del descenso de la lámina, una cantidad de agua suficiente para la alimentación de las plantas.

Así, ensayos (BRYMAN, 1931) han mostrado que, en los suelos cultivados, una subida de la lámina en el mes de junio o de julio, a partir de la cota primitiva de 0,80 m y pasando a 0,50, 0,25 ó 0,10 m, descendiendo el rendimiento, respectivamente, a un 70, 45 ó 25 % del rendimiento primitivo.

La lámina puede así remontar a la superficie del suelo e inundar, no sólo completamente el sistema radicular, sino igualmente las bases de los tallos: la *sumersión* es total y los daños pueden ser muy considerables.

Se concibe, por otra parte, que los daños así causados en la cosecha están igualmente en función de la *duración* de esta *sumersión*, una débil duración (de 1 a 3 días, por ejemplo), causa más pronto una demora del desarrollo que un descenso del rendimiento, mientras una duración más larga (de 7 a 15 días) provocará desórdenes orgánicos irreparables y comprometerá la cosecha en una proporción mucho más fuerte. La proporción de los daños estará además en función de la *época* en la cual tendrá lugar la *sumersión* y de la *notoriedad* de la planta cultivada.

Muchos resultados parciales han sido publicados por diferentes autores; citaremos solamente algunos que tratan de las especulaciones agrícolas más usuales:

En lo que concierne a las *praderas* naturales y artificiales, los datos recogidos en la U.R.S.S. en varias latitudes tienden, según TCHERKASOV, a probar, que justo antes del período vegetativo, cuando las cricidas de primavera, son admisibles las *sumersiones* de uno o dos meses en las praderas y pueden ser llevadas incluso a tres meses cuando se trata de praderas pobres. La proporción de hierbas débilmente nutritivas propias de terrenos húmedos, aumenta a la larga con las *sumersiones* persistentes.

Por el contrario, durante el período de *vegetación*, estas *duraciones* admisibles tienen que ser acortadas en 36 horas para las *praderas* que poseen especies resistentes (hierba de Canarias, *Deschampsia cuneata*), para descender por lo menos en 6 horas para *árboles frágiles* (tales como las zanahorias comestibles).

Para los *cereales*, parece, según datos americanos, que el centeno soporta *sumersiones* de 15 días a finales de abril, de 10 días a mitad de junio; la *avena* toleraría 15 días de *sumersión* a finales de mayo y 2 días sólo a principios de julio.

De una forma general, los *cereales* son particularmente sensibles a la *sumersión* en el momento de la *aflorescencia* y de la *formación* de los granos, y no la sufren prácticamente en la época de *maduración*. Según ensayos efectuados en Finlandia (SARKKO, 1946), la *sumersión* de primavera, algunos días después de la *germinación*, se traduce por la *eliminación* de los pies menos vigorosos, así por una *disminución* de rendimiento, consecuencia de una *densidad* más débil y que varía de un 50 % para 2 días de *sumersión*, a un 70 % para 5 días de *sumersión* sin que de todas maneras la *fecha* de la *cosecha* sea muy seriamente retardada.

Son los *cultivos frutales* los que sufren quizá más *sumersión*, pero los daños varían mucho según las *variedades* y la *época* del año.

Los *perales* son, entre todos, los más resistentes; es así que en una *plantación* de Oregón (KILMORRIS, 1946), que fue *sumergida* de abril a agosto de 1943, y después en diferentes períodos de 1944 y 1945, solamente algunos árboles perecieron. Los rendimientos, de todas maneras, acusaron bajas importantes (un 75 % en 1943), y la *calidad* de los frutos fue peor. Por el contrario, *albaricoqueros* sometidos a las mismas condiciones murieron después de 15 días de *sumersión*. Por fin, señalemos que ensayos efectuados en California, han demostrado que el *pie franco* ha tenido una gran influencia en la *resistencia* de los árboles frutales a la *sumersión*.

Múltiples experimentos y observaciones nos aportan órdenes de amplitud sobre las *duraciones* de *sumersión* admisibles y sobre la *relación* entre esta *duración* y el *rendimiento* para diversos tipos de plantas y diversas épocas de *sumersión*. Pero quedan todavía muchos adelantos a realizar; es, en efecto, indispensable, para basarse racionalmente en un proyecto de *saneamiento*, conocer para todos los cultivos y todos los períodos, la *función* que une el *rendimiento* a la *duración* de *sumersión* para condiciones dadas de *clima* y *suelo*.

El único ensayo sistemático de reagrupamiento de estos datos base, para la mayoría de los cultivos anuales que hemos podido extraer, es el indicado por SALAMIK (III Congreso Internacional de Riegos y Drenajes), que cita los trabajos de ALCSER, CZIRAKY, FEKETS, SZERER y NIZSALOVAKY.

Un cuadro muy útil reagrupa para los diferentes meses del año la importancia de los daños causados en la cosecha por una *sumersión* de

CUADRO DE LOS DAÑOS EFECTIVOS POR LAS PLANTAS (EN TANTO POR CIENTO POR CIENTO DE LA COSECHA) EN CASO DE UNA SUBMERSIÓN DE 3, 7, 11, 15, 20 Y 30 DÍAS

| Plant | Días | Enero | Febrero | Marzo | Abril | Mayo | Juño | Julio | Agosto | Septiembre | Octubre | Noviembre |
|---------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|------------|-----------|-----------|
| 1. Puntera de maíz | 3 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 |
| 2. Puntera de maíz | 3 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 |
| 3. Puntera de maíz | 3 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 |
| 4. Puntera de maíz | 3 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 |
| 5. Puntera de maíz | 3 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 |
| 6. Puntera de maíz | 3 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 |
| 7. Puntera de maíz | 3 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 |
| 8. Puntera de maíz | 3 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 |
| 9. Puntera de maíz | 3 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 |
| 10. Puntera de maíz | 3 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 | 0 7 11 15 |

Según SALAMIN (Hongría)

SANEAMIENTO AGRICOLA

LA DURACIÓN CRÍTICA Y LA FRECUENCIA DEL SANEAMIENTO AGRICOLA 181

duración variable (3, 7, 11 o 15 días) en cada mes considerado. Reproducimos este cuadro en la página siguiente.

En el plan de cálculo de la red de drenaje será necesario fijarse, según el examen de las relaciones de las duraciones de sumersión y de los daños correspondientes, una cierta duración θ de sumersión, que se juzgará admisible.

Tal duración de sumersión causa pérdidas variadas, pero limitadas y previsible; está escogida en función del hecho que le corresponde una cierta red de drenaje, cuya rentabilidad debe ser óptima.

Esto quiere decir que si se escogiese una duración $\theta' < \theta$, los daños serían menos importantes, pero la red de saneamiento tendría que ser más eficaz, por lo tanto más costosa, y el beneficio neto sería menos elevado si θ ha sido bien escogida.

Igualmente con una duración de sumersión $\theta'' > \theta$, los daños serían importantes, la red sería más simple, menos costosa, pero la economía así realizada sería largamente compensada por la pérdida suplementaria de la cosecha.

Esto no es evidentemente más que por tanteos, que se llegará en cada caso a definir esta duración crítica de sumersión θ , que está en función de un gran número de factores agronómicos y económicos.

c) LA LLUVIA CRÍTICA. EL CAUDAL CARACTERÍSTICO

La red de drenaje de la parcela estudiada debe ser concebida de tal manera que la sumersión no pase en principio de la duración θ .

De hecho, es necesario fijarse igualmente en otro factor. Hemos visto, en efecto, cuando el estudio de la pluviometría, que habiendo dado una lluvia de una cierta duración τ y una cierta intensidad i , le correspondía un cierto periodo a lo largo del cual, de media, una lluvia tal es alcanzada o sobrepasada una sola vez.

Es por esto que debemos escoger el periodo U, en el curso del cual la duración de sumersión θ no será sobrepasada como media menos de una vez. Se tomará el periodo U, por ejemplo, igual a 6 m, 1 año, 2 años, 5 años, etc.

Con U y θ bien definidos podemos enunciar la regla siguiente:

La red de drenaje debe ser calculada de manera que se pueda evacuar la lluvia crítica (o por lo menos su fracción no evaporada), cuyo duración τ es igual a la duración θ de sumersión, y en la que la periodicidad media de retorno es igual a U.

En efecto, con frecuencia igual, una lluvia de duración superior τ' tendrá una intensidad menor y, por consecuencia, podrá ser evacuada completamente por la red a tiempo y medida de la precipitación sin sumersión.

Por otra parte, una lluvia de duración inferior τ'' tendrá una intensidad más fuerte, siempre con la misma frecuencia, y sumersión momentánea.

mente la parcela porque la red no podrá evacuar todo el caudal que llega.

De todas maneras, la cantidad total del agua caída a lo largo de una lluvia disminuye si la duración se acorta (fórmula de MONTANA), y, por consecuencia, toda agua caída será evacuada por la red de drenaje en un tiempo superior a τ , pero inferior a θ ; la sustracción se producirá, pero tendrá una duración inferior a la duración crítica.

El caudal característico q_c de la red, es decir, el caudal por unidad de superficie a recoger y evacuar de la parcela, estará directamente en función de la intensidad i de la lluvia crítica.

Admitiendo que la red debe recoger todas las aguas que no se evaporan, el caudal característico de la red estará dado por la expresión:

$$q_c = (1 - e) i \times I \text{ m}^3$$

(e : coeficiente de evaporación); esta fórmula es válida en unidades homogéneas, metro y segundo.

Con las unidades utilizadas en tales problemas:

q_c : caudal característico en litros por segundos por hectárea.

e : coeficiente de evaporación (número sin dimensión inferior a uno).

i : intensidad de la lluvia crítica (duración $\tau = \theta$ frecuencia U) en milímetros por hora.

La fórmula que transforma:

$$q_c \text{ l/s/ha} = \frac{1 - e}{0,36} i \text{ mm/h.}$$

Es bueno recordar aquí que la evaporación varía mucho con las estaciones, en las cuales el coeficiente de escurrimiento ($1 - e$) va a ser muy diferente según los meses.

Así, para los trabajos de saneamiento de Ferrara, en Italia, PASCARETTI había encontrado coeficientes medios mensuales de escurrimiento, que hemos ya mencionado en un capítulo precedente y que recordamos en el cuadro siguiente:

| Meses | coef. escurrim. | Meses | coef. escurrim. |
|---------|-----------------|------------|-----------------|
| Enero | 0,56 | Julio | 0,10 |
| Febrero | 0,63 | Agosto | 0,10 |
| Marzo | 0,60 | Septiembre | 0,16 |
| Abril | 0,54 | Octubre | 0,42 |
| Mayo | 0,51 | Noviembre | 0,58 |
| Junio | 0,13 | Diciembre | 0,58 |

Hay, en principio, que calcular la red a partir del coeficiente ($1 - e$) más desventajoso; mientras, si se encuentra en climas tales que la lluvia

crítica tiene una fuerte probabilidad de producirse en una estación en la cual el coeficiente de escurrimiento es débil, se podrá intentar el tomar un coeficiente ligeramente inferior al más desfavorable.

En Francia se podrá adoptar a menudo:

$$1 - e = 0,40 \text{ a } 0,50 \text{ para los países llanos,}$$

$$1 - e = 0,70 \text{ para países de montaña.}$$

Hay que subrayar que en realidad este coeficiente es diferente según si se trata de un drenaje por zanjas abiertas o de un drenaje por tuberías enterradas.

En efecto, las zanjas recogen la totalidad de las aguas de deslizamiento, pero, por el contrario, pierden en gran parte las aguas de infiltración; por contra, las tuberías enterradas recogen la casi totalidad de las aguas infiltradas, pero las aguas de deslizamiento se les escapan.

Mientras, si se trata de una tierra agrícola bien trabajada, el deslizamiento es débil.

De todas maneras se asegura un importante coeficiente de seguridad, considerando que la red debe recoger las aguas no evaporadas.

En fin, notemos que si q_c es, prácticamente, expresado en litros por segundo y por hectárea (o también en metros cúbicos por metros cuadrados y por segundo en unidades homogéneas), se trata de hecho de una velocidad, como la permeabilidad de un terreno, que en las fórmulas homogéneas se expresará en unidades homogéneas. Será bueno en particular recordar que:

$$1 \text{ l/s/ha} = 10^{-7} \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{s} \text{ (ó m/s).}$$

d) DATOS A RETENER. CÁLCULO DE ALGUNOS CAUDALES CARACTERÍSTICOS

Resumamos nuestro punto de partida y nuestro primer resultado práctico.

Hemos fijado, según los datos agronómicos y económicos, la duración límite de sustracción θ y la periodicidad límite de esta sustracción U .

Los estudios meteorológicos nos han permitido determinar la lluvia crítica correspondiente, de duración $\tau = \theta$ y de probabilidades de retorno U ; la intensidad i de esta lluvia crítica permite calcular el caudal característico q_c de la red de drenaje, que es directamente proporcional y dada por la fórmula establecida más arriba.

Razonemos sobre algunos ejemplos que van a permitirnos, por una parte, ilustrar el método de cálculo de los caudales característicos y, por otra, indicar el orden de amplitud de estos últimos en algunos casos.

Supondremos que se trata de una región parisiense o por lo menos de una región de clima atlántico. Pero será suficiente con conocer las fórmulas que valen en otra región a estudiar para trasladarlas inmediatamente al cálculo.

Estimaremos valdrán la fórmula tipo TALBOT ($i = \frac{a}{t + 1}$) para las lluvias de corta duración, y la fórmula tipo MONTANA ($i = \frac{a'}{\sqrt{t}}$) para las lluvias de larga duración. Utilizaremos para calcular estas lluvias largas, a partir de la observación directa de las lluvias cortas, el método simplificado descrito en el Capítulo III.

PRIMER CASO: Caudal característico para tierras laborables cultivos de cereales.

Datos.—Según el examen del cuadro de SALAMAN, vemos que para $\theta = 3$ días, las pérdidas máximas son de un 20% (mayo y junio); las consideramos como aceptables.

Por otra parte hace falta que una tal saturación no se produzca como media más que al final de una duración igual o superior a $U = 6$ meses (período crítico para los cereales). Debemos, pues, calcular la intensidad de la lluvia, cuya frecuencia límite de aparición es de 6 meses, y la duración $t = \theta = 3$ días.

Admitamos, por fin, que tenemos para la región y la parcela considerada: $1 - e = 0,50$.

Cálculo.

— Lluvia horaria de frecuencia 6 meses.

La fórmula de TALBOT, relativa a la lluvia de 6 meses es, según GATTOLET:

$$i = \frac{500}{4 + t} \quad \text{luego si: } t = 1 \text{ h} = 60 \text{ min}$$

$$\text{se tiene: } i = \frac{500}{64} = 7,8 \text{ mm/h.}$$

— Lluvia de 3 días, frecuencia 6 meses.

Las características de la lluvia horaria de igual frecuencia van a permitirnos calcular el valor del coeficiente numérico a' de la fórmula de MONTANA:

$$i = \frac{a'}{\sqrt{t}} \text{ o sea: } a' = i \sqrt{t} = 7,8 \sqrt{60} = 60.$$

La lluvia de 3 días ($t = 3 \text{ días} = 72 \text{ h} = 4.320 \text{ min}$), tendrá una intensidad:

$$i = \frac{60}{\sqrt{4.320}} = 0,91 \text{ mm/h.}$$

— Caudal característico. Se aplicará la fórmula indicada más arriba:

$$q_c = \frac{1-e}{0,36} i = \frac{0,50}{0,36} \times 0,91$$

o sea:

$$q_c = 1,27 \text{ l/ha/s.}$$

SEGUNDO CASO: Caudal característico para praderas.

Datos.—El examen del cuadro de SALAMAN nos permite admitir para el saneamiento de praderas, los datos siguientes:

$$\theta = 7 \text{ días}$$

$$U = 6 \text{ meses}$$

con el coeficiente $1 - e = 0,50$.

Cálculo.—Conocemos el coeficiente de la fórmula de MONTANA para la lluvia de frecuencia 6 meses: $a' = 60$ (ver primer caso). En la cual la lluvia de duración $t = \theta = 7$ días (o sea, 168 h ó 10.080 min), tiene una intensidad de:

$$i = \frac{60}{\sqrt{10.080}} = 0,6 \text{ mm/h.}$$

El caudal característico es de:

$$q_c = \frac{0,50}{0,36} \times 0,6$$

donde:

$$q_c = 0,83 \text{ l/ha/s.}$$

TERCER CASO: Cultivos hortícolas.

Los datos son aquí mucho más severos.

Se admitirán los valores:

$$U = 1 \text{ año}$$

$$\theta = 1 \text{ día}$$

con un coeficiente $1 - e = 0,70$, bastante elevado en relación a la fuerte infiltración en el terreno hortícola.

El cálculo se hará de forma análoga a los cálculos precedentes; expone-moslos así:

— Lluvia horaria anual:

$$i = \frac{830}{5 + t} \text{ con } t = 60 \text{ min, o sea } i = \frac{830}{65} = 12,8 \text{ mm/h.}$$

— Lluvia de 24 horas anual:

$$i = \frac{a'}{\sqrt{t}} \text{ de donde } a' = 12,8 \sqrt{60} = 100$$

(según las características de la lluvia horaria).

Así, pues, para $i = 2$; $h = 1.440$ mm:

$$i = \frac{100}{\sqrt{1.440}} = 2,65 \text{ mm/h.}$$

— El caudal característico es:

$$q_c = \frac{0,70}{0,36} 2,65$$

o sea:

$$q_c = 5,15 \text{ l/ha/s.}$$

Constatamos así que el caudal característico de 11^{da} m^2 , muy a menudo adoptado en Francia, parece justificarse por el gran cultivo y resultar de un compromiso entre las necesidades del saneamiento de los cultivos como los cereales, que temen un exceso de agua, y el de las praderas naturales o artificiales, mucho más resistentes a la humedad.

Por el contrario, cuando se trata de cultivos especiales de alto rendimiento y que temen a la sumersión, este valor del caudal característico llega a ser insuficiente.

Hay que calcular en cada caso, en función de los datos particulares, el valor del caudal característico.

a) CAUDAL MEDIO

Los caudales característicos que vienen a ser cuestión, son los caudales máximos que las redes de saneamiento deben ser capaces de evacuar en el período de lluvia.

Pero se tiene a veces la costumbre de considerar, sobre todo en el cálculo de los colectores generales y de los emisarios, el caudal medio del drenaje, es decir, el caudal llevado a la hectárea, que se escurre de una manera continua y efectiva en el colector a lo largo del año.

Si se admite, por ejemplo, un módulo pluviométrico anual $P_d = 650$ mm, el caudal medio (se llama también "aguas medias") será con un coeficiente $1 - s = 0,50$:

$$q_m = \frac{0,650 \text{ m} \times 10.000 \text{ m}^2 \times 1.000 \text{ l} \times 0,50}{365 \text{ d} \times 86.400 \text{ s}}$$

o sea:

$$q_m = 0,1 \text{ l/ha/s.}$$

Este valor es a menudo retenido por el cálculo de las "aguas medias", de los emisarios y de los pequeños ríos.

Subrayamos que su valor es prácticamente independiente del tipo de drenaje y subsiste igualmente si la parcela no está drenada (salvo modifi-

caciones por drenaje de coeficiente $1 - s$); en efecto, no depende más que del valor total del agua caída durante el año.

Los drenajes tienen por meta, en efecto, evacuar rápidamente las lluvias; no influye la cantidad total de agua de lluvia recibida y evacuada de la parcela.

2. Las características de los drenes

a) EXPOSICIÓN DEL PROBLEMA

Conocemos ahora el caudal que tendrá que ser capaz de recoger y evacuar la red de drenaje. Si la evacuación de tal caudal por tuberías o por fosas y por canales no expone más que problemas corrientes de hidráulica, que recordaremos además en el capítulo siguiente, no es lo mismo en la forma en la cual el agua va a caminar en el suelo, después de haberse infiltrado, y en la cual el dren va a recogerla con una velocidad suficiente para evacuar la lluvia crítica.

Es este problema el que vamos a estudiar, cuya solución debe permitirnos definir a qué profundidad los drenes tienen que estar colocados (profundidad del suelo de zanjas abiertas, profundidad de la franja en el fondo de la cual serán colocadas las tuberías, teniendo en cuenta algunas correcciones, tales como el espesor en la franja de agua), y qué separación es la que se debe reservar entre las filas sucesivas de los drenes paralelos.

b) ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA FORMA DE LA LÁMINA Y EL MOVIMIENTO DEL AGUA EN UN SUELO DRENADO

Forma de la lámina. — Consideremos (fig. 2) el corte de un suelo drenado por zanjas o por tuberías.

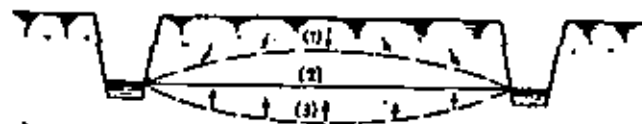
El agua de gravedad, que constituye el agua en exceso que asfixia el suelo superficial accesible a las raíces, obedece sobre todo a la ley del peso: en la ausencia de crecidas de aguas exteriores, la lámina llega, en principio, al nivel de los drenes siguiendo un plano horizontal.

En realidad, el fenómeno es mucho menos simple: el agua del suelo continúa sometida igualmente a las fuerzas capilares; por otra parte, en relación a la topografía del suelo y a la pendiente de las capas superficiales impermeables, puede haber movimiento de la lámina.

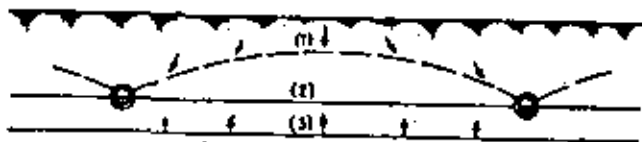
Por fin, en verano, la lámina pierde agua por ascensión capilar y después por evaporación física y fisiológica; si no está realimentada por las lluvias, puede tomar una forma cóncava de una zanja a la otra, o igualmente si los drenes no tienen agua (esto es, el caso general para tuberías enterradas), desciende por debajo de los drenes a un nivel que llega a ser demasiado bajo para el cultivo.

Es por esto que en las redes de drenaje por zanjas se han llegado a instalar diques a fin de poder, en verano, guardar el agua y así realimentar la lámina. Esto es prácticamente imposible en el caso de drenajes enterrados, cuya pendiente es además más fuerte en general.

Pero lo que nos interesa más especialmente es la forma que toma la superficie de la lámina de agua subterránea, en el caso en el cual la lluvia comienza a caer y, por infiltración, realimenta la lámina que, remontándose, sobrepasa de nuevo el nivel de los drenes y arriesga con asfixiar las raíces de las plantas.



a) Drenajes en zonas abiertas



b) Drenajes en laderas onduladas

FIG. 2.—Diferentes alturas de la lámina entre dos drenes

- (1) Lámina cóncava de invierno, cuando esta alimentada por las lluvias.
- (2) Nivel estático (no teniendo en cuenta la capilaridad) después de un cierto tiempo de sequía.
- (3) Lámina después de un largo período de sequía, cuando desciende por evaporación por debajo de los drenes.
 - a) Lámina cóncava cuando se realimenta por el agua de las lluvias.
 - b) Lámina plana por debajo de los drenes cuando no está realimentada.

El fenómeno se puede estudiar primero experimentalmente; después, a partir de ciertas hipótesis simplificadoras, se puede ensayar llevar el estudio racional por el cálculo.

Veamos cómo el ingeniero DELACROIX estudiaba *in situ* la forma de la superficie libre de las láminas. Disponía entre dos drenes T y T' (figura J), en un plano perpendicular a estos drenes, un cierto número de tubos verticales de palastro, cinco por ejemplo, de 5 cm de diámetro. Estos tubos están cerrados en su parte inferior, atravesados con agujeros en los lados y provistos en su parte superior por una cubierta protectora. Sus bases están situadas por debajo del plano horizontal T y T' que pasa por los drenes, y sus extremos (o una marca) acaban en una misma línea horizontal xx', a partir de la cual se eleva el perfil del terreno, la profundidad de los drenes y las ordenadas de nivel de agua en los tubos medidos por medio de una varita que se introduce en cada observación.

Suponemos que se opere en período húmedo.

Sea AA', BB', CC', DD', EE' las alturas del agua en los tubos por encima de la línea de drenes, alturas deducidas por observación. Uniendo por una línea de puntos A, B, C, D, E, se obtiene la figura de la sección, por

el plano de la figura, de la lámina de agua en el momento de observación. DELACROIX llamaba AA', BB', etc., a las "cargas de agua"; de hecho, se tendría que deducir la altura de la ascensión capilar.

Se puede así estudiar la forma y la posición de equilibrio de la lámina subterránea:

- con la naturaleza del suelo (permeabilidad);
- con la profundidad y en la separación de drenes;
- con la intensidad, la forma de alimentación de la lámina (lluvia de más o menos intensidad, crecida de aguas subterráneas lateralmente, fuente, etc.).

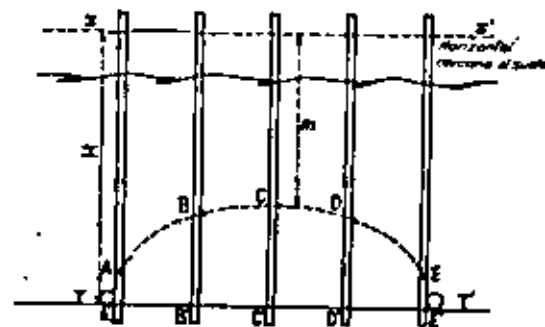


FIG. 3

- AA', EE' : cargas locales.
 BB', CC', DD' : cargas de agua.
 $\frac{CC' - AA'}{AC}$: pendiente por metro.

De numerosas medidas hechas en los terrenos drenados, de naturalezas y permeabilidades diferentes, a profundidades y separaciones variables y en momentos de lluvia, resultan las consideraciones siguientes:

a) La altura de la lámina por encima de los drenes (carga), varía con el caudal que alimenta la lámina. Cuando el caudal aumenta, la lámina de agua es más alta; el punto C se acerca a la superficie del suelo; cuando el caudal disminuye, la lámina desciende.

b) La altura de la lámina varía también según la naturaleza del terreno. En las tierras francas, para una misma profundidad y una misma separación de drenes, el punto C está más alejado de la superficie del suelo que en los suelos arcillosos de débil permeabilidad.

c) Por fin, la altura de la lámina varía para un mismo suelo con la separación de los drenes a una profundidad dada.

Aplicaremos estas reglas cuando tengamos que fijar la profundidad y la separación que conviene dar a las filas de drenes en condiciones agronómicas, pedológicas y climáticas determinadas.

Pero el experimento de DELACROIX está incompleto: no muestra el camino que sigue el hilo de agua desde el punto de la superficie del suelo sobre el cual cae la lluvia hasta el dren.

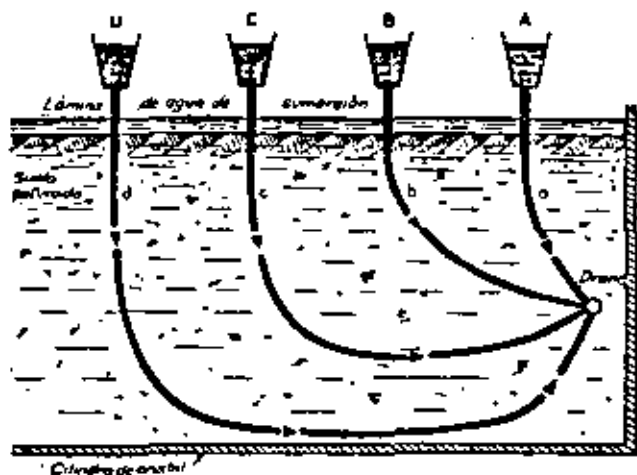


FIG. 4. — Experimento que muestra cómo el agua llega al dren (Ohio, Estación experimental de Wooster).

Una interesante experiencia ha sido realizada en este aspecto en la estación agrícola experimental de Wooster, en Ohio (E. E. U. U.), para aclarar este problema.

Este experimento está esquematizado en la figura 4: en un cilindro de cristal lleno de arena se han colocado horizontalmente un dren a los tres quintos más o menos de su profundidad, y se le ha asegurado un escorrentamiento libre. Se satura y se sumerge ligeramente la arena; el dren comienza a escurrir.

Se hace visible el trayecto seguido por ciertos hilos de agua, que alimentan algunos puntos del suelo por embudos de agua coloreada (A, B, C, D); se constata que el agua coloreada toma, a partir de los embudos, direcciones primero paralelas y verticales de arriba abajo, y después convergentes hacia el dren.

Se subraya que si aproximadamente la mitad del agua penetra en el dren por su parte inferior, de hecho, una parte importante del agua sigue un camino muy indirecto antes de llegar al dren.

Por ejemplo, los dos hilos coloreados a la izquierda de la figura (C y D) circulan por debajo del plano horizontal del dren y lo alcanzan, por consiguiente, en un trayecto ascendente, casi vertical para el hilo d.

Por otra parte, si la arena, muy permeable, se reemplaza por una tierra mucho más compacta y arcillosa, el caudal del dren se reduce considerablemente; pero lo que es importante constatar es que, en este caso, los

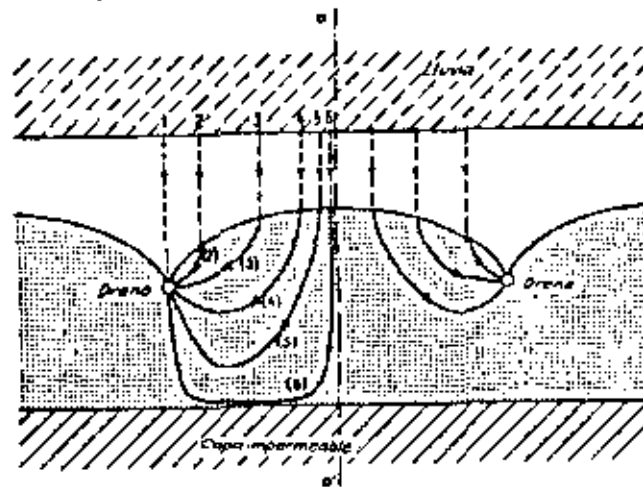


FIG. 5. — Movimiento del agua a lo largo de una lluvia en un suelo drenado

trayectos seguidos por los hilos de agua son casi idénticos a los observados en el caso de la arena. Por fin, si las capas de arcilla alternan con las capas de arena, los trayectos de hilos coloreados se desplazan ligeramente en relación a los precedentes; los desplazamientos se observan en cada superficie de separación entre la arcilla y la arena. La importancia del desplazamiento depende de la relación de las permeabilidades de arena y arcilla.

Aun así, la presencia de capas de arcilla disminuye el caudal del dren.

Gracias a estas dos series de observaciones, se puede tener ahora una idea bastante precisa del movimiento del agua en un suelo drenado, pero no sumergido.

La figura 5 muestra un suelo permeable drenado sobre el cual cae una lluvia constante en intensidad.

Se supone que el régimen permanente es alcanzado, es decir, que toda el agua infiltrada en el suelo es evacuada por los drenes y que la lámina subterránea es estable con una superficie superior fija.

La lluvia penetra por infiltración en el suelo en los puntos tales como 1, 2, 3, 4, 5 y 6. Después de un recorrido vertical de arriba abajo en la zona del suelo no saturada, las gotas de agua alcanzan la superficie libre de la lámina y después siguen trayectos tales como los dibujados en (2), (3), (4), (5) y (6). Los hilos que corresponden al agua caída entre los puntos 1 y 3, alcanzan directamente el dren, después de un trayecto solamente descendente, y el hilo (3) penetra horizontalmente en el dren.

Más allá de 3 a 6, los trayectos de agua toman una parte que desciende llevándolos por debajo del plano de los drenes, y una parte ascendente según una porción de trayecto más o menos largo, casi horizontal.

Por fin, en el límite, el trayecto (6), infinitamente próximo al eje de simetría, tiene en primer lugar una porción casi vertical de arriba abajo, y después horizontal a lo largo de la superficie de separación del suelo con la capa impermeable que lo soporta, y después de nuevo casi vertical, de abajo arriba esta vez, antes de alcanzar el dren.

En el otro lado del eje de simetría aa' , todo es idéntico.

c) ESTUDIO RACIONAL DE LOS SUELOS DRENADOS

1. *Importancia de la posición de los drenes.* — Conocido ya cualitativamente el movimiento del agua en un suelo drenado, importa conocer ahora con precisión qué posiciones hay que dar a las filas de drenes para que puedan jugar exactamente el papel que se espera de ellas, a saber: evacuar el caudal característico, es decir, la porción infiltrada de la lluvia crítica, a tiempo y a medida que esta última caiga.

Pero los drenes deben igualmente ser tales que no provoquen un saneamiento excesivo en período de sequía.

Hemos visto que en el período húmedo la lámina de agua se encuentra por encima de la línea de drenes y que así la carga que ejerce esta elevación provoca la penetración de la lámina en los drenes, penetración tanto más rápida cuanto la carga es más fuerte.

Cuando la lluvia crítica llega, la lámina remonta, la carga aumenta y el caudal de los drenes aumenta también. ¿Para qué carga el caudal de los drenes será igual al caudal infiltrado de la lluvia crítica, es decir, al caudal característico?

Es a nosotros a los que nos toca fijar esta carga, es decir, la altura máxima del nivel que la lámina va a alcanzar, guardar durante toda la duración de la lluvia crítica supuesta de intensidad constante y deducir, por consiguiente, la posición correspondiente de los drenes.

Se puede rigurosamente admitir que la lámina remonta hasta la superficie del suelo, es decir, que hay sumersión total del suelo y asfixia de todas las raíces durante la duración de la lluvia crítica. Pero, en general, no se admite en principio una tal sumersión total en el momento de la lluvia crítica, y se desea que el caudal característico pueda ser evacuado con una carga más débil, que corresponde a una sumersión solamente parcial de las raíces.

Se fijará así la aproximación mínima del suelo permitida a la lámina, y esto únicamente durante la duración de la lluvia crítica.

Esto será, por ejemplo:

- 0,20 a 0,30 m para las praderas;
- 0,50 m para las tierras cultivadas;
- 0,80 m para las huertas.

Esta aproximación corresponde a una sobre-elevación momentánea y limitada de la lámina con relación a su nivel óptimo; nos esforzamos que

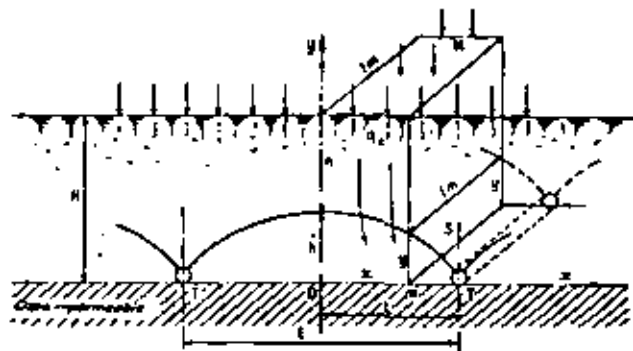


FIG. 6 a. — Separación de los drenes

Caso particular: los drenes reposan sobre la capa impermeable

esta sobre-elevación no pase de 0,10 a 0,30 m, según los cultivos y según la permeabilidad del suelo.

No hay además que olvidar que la carga real de la lámina por encima de los drenes es la altura geométrica de esta última por encima del plano horizontal de los drenes, disminuida en la altura l de la ascensión capilar (ver Capítulo II: "El suelo y el agua").

Hay que calcular la posición de los drenes (profundidad por debajo del suelo) y su separación, de tal manera, que estas condiciones sean respetadas.

Es por esto que el estudio racional de los suelos drenados es indispensable.

2. *Estudio teórico de un caso particular (drenes que reposan sobre la capa impermeable).* — Consideremos la figura 6 a, que muestra el corte, por un plano perpendicular a las filas de drenes, de un terreno drenado en un caso particular, en el cual los drenes reposan sobre la capa impermeable.

En realidad, este caso se encuentra muy a menudo, por lo menos en Francia. En efecto, numerosos terrenos agrícolas tienen la necesidad de

ser drenados en nuestras provincias, menos por su falta de pendiente o de su cota geográfica baja, que por razón de la existencia en el subsuelo inmediato de una capa impermeable que lleva consigo el exceso de humedad del suelo. Esta capa, situada a una profundidad que varía a menudo entre 0,70 y 1,30 m, es en la que reposan los drenes.

Suponemos, por otra parte, que el suelo estudiado es bastante homogéneo e isótropo en su franja superior, por encima de la capa impermeable, es decir, que su permeabilidad K_v es más o menos constante, cuando se pasa de un punto a otro e igualmente cuando en un mismo punto la dirección de infiltración cambia.

En el caso particular estudiado, los drenes T' y T están alimentados solamente por hilos de agua, tales como los comprendidos entre los hilos (1) y (3) (comparar con la fig. 5); el hilo extremo (3) es, en el caso presente, el que entra en el suelo siguiendo el eje de simetría de la figura y que penetra en el drené después de un recorrido horizontal a lo largo de la capa impermeable. No tenemos ningún hilo comparable a los hilos (4) y (5) que posean un recorrido ascendente.

Vamos a buscar la relación que une la separación de los drenes (E ó $2L$), la carga h y el caudal característico q_v .

Volvamos a la figura 6a y apliquemos la ley de Darcy ($Q = K S I$) al caudal que pasa a través de un plano vertical, perpendicular al plano de la figura, de abscisa x y que limita a una franja de 1 m que hemos representado detrás del plano de la figura.

Razonando con las unidades homogéneas (metro y segundo), se tiene:

$$\begin{aligned} Q &= q_v \times 1 \text{ m} \\ K &= K_v \\ S &= y \times 1 \text{ m} \\ I &= -\frac{dy}{dx} \end{aligned}$$

de donde: $Q = K S I$ resulta $q_v = -K_v y \frac{dy}{dx}$ (1)

ecuación diferencial de variable separada, cuya integración es inmediata:

$$q_v x^2 + K_v y^2 = C^2 \quad (2)$$

Se determina el valor de la constante escribiendo que la cumbre de la capa superior de la lámina pasa a la distancia mínima de la superficie del suelo a para $x = 0$.

Así, pues, se tiene:

$$a = a + \lambda \quad \text{y} \quad h = H - a,$$

siendo a la aproximación máxima de la lámina, λ la altura de ascensión capilar y H la profundidad de los drenes.

Los valores $x = 0$, y $= h$ llevados a la ecuación (2), dan:

$$C^2 = K_v h^2.$$

Pero se puede tener otro valor de la constante, sabiendo que la lámina pasa por los drenes ($y = 0$ para $x = L$):

$$C^2 = q_v L^2.$$

De donde se deduce:

— la ecuación de la capa superior de la lámina llevando el valor de la constante en (2):

$$q_v x^2 + K_v y^2 = q_v L^2 \quad \text{o bien} \quad \frac{x^2}{L^2} + \frac{y^2}{h^2} = 1 \quad (3)$$

que es la ecuación de una elipse (de hecho una semi-elipse), que tiene por ejes Ox y Oy , y por vértices del eje grande los centros de los drenes:

— la relación fundamental que se busca entre E y h igualando los dos valores de las constantes:

$$K_v h^2 = q_v L^2 \quad \text{o poniendo } E = 2L, \quad E^2 = \frac{4 K_v h^2}{q_v} \quad (4)$$

Esta relación entre la separación de drenes y la carga de la lámina muestra que, para un suelo determinado y un caudal característico dado, E y h son directamente proporcionales.

Señalemos otro aspecto de esta misma fórmula (4), que M. BLANC ha presentado en la Academia de Agricultura:

$$E = 6.320 (H - a_1 - \lambda) \sqrt{K_v} \dots$$

En esta fórmula, el valor de la carga h es reemplazado por su valor detallado en todos sus factores ($H - a_1 - \lambda$), y el caudal característico ha sido fijado en un litro por hectárea y por segundo, sea en un sistema homogéneo, metro y segundo, 10^{-3} ($m^3/m^2/s$).

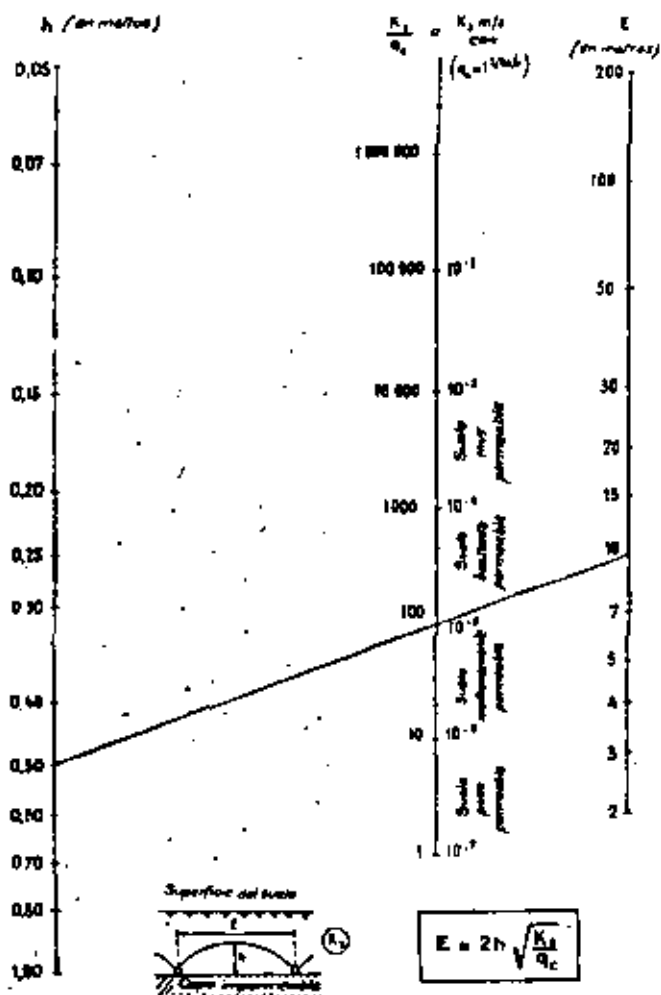
Por fin se puede tomar la relación (4) bajo la forma:

$$h = \frac{E}{2} \sqrt{\frac{q_v}{K_v}}$$

que expresa el valor de la carga de equilibrio, que permite la alimentación de los drenes con un caudal correspondiente al caudal característico q_v .

h y q_v varían en el mismo sentido, siendo q_v proporcional a h^2 .

En particular, se la lluvia tiene una intensidad inferior a la de la lluvia crítica, la carga de equilibrio será menor fuerte, la lámina se fijará menos



cerca del suelo y la sustracción de las raíces será más débil que aquella para la cual ha sido calculada la red.

De igual manera, si la intensidad de la lluvia es superior a la de la lluvia crítica, la lámina remontará cerca del suelo para aumentar la carga y permitir una alimentación de los drenes superior a la que corresponde al caudal característico. Pero, en este último caso, queda por saber si los

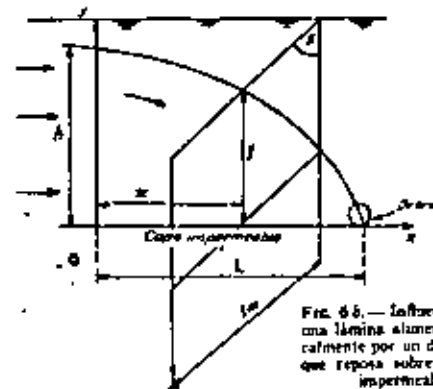


Fig. 6b.—Influencia sobre una lámina alimentada lateralmente por un dren único que reposa sobre una capa impermeable.

drenes, y sobre todo los colectores, serán capaces de evacuar este caudal superior a aquel para el cual han sido calculados.

Para terminar el estudio de este caso particular, pero bastante a menudo encontrado, damos en la página anterior un abaco de puntos alineados que da inmediatamente E, si se conoce h, de donde, recíprocamente, si se conoce el valor numérico de la relación $\frac{K_1}{q_c}$, siendo K_1 y q_c , naturalmente,

medidos con las mismas unidades (por ejemplo el m/s para K_1 , y el $(m^3/m^2/s) \rightarrow \text{ó } m/s$ — para q_c).

Otro caso particular que se aplica al que acabamos de tratar, es el que está representado por la figura 6b; se trata de la forma de funcionamiento y de la forma de la lámina cuando un único dren colocado sobre la capa impermeable descende una lámina alimentada lateralmente.

Por un razonamiento muy parecido al precedente, pero con un cálculo simplificado, porque el caudal Q continúa el mismo, cualquiera que sea el plano móvil de la sección (de abscisa x) considerarla, se termina en la ecuación diferencial:

$$Q = -kx \frac{dy}{dx}$$

de donde integrando: $2 Qx = -Ky^2 + C^2$.

El valor de la constante está dado, siendo que para una cierta distancia L del dren se puede estimar que la lámina no está ya infiltrada y tiene su nivel normal h .

De donde la ecuación

$$2 Qx = K(h^2 - y^2),$$

que muestra que la sección recta de la superficie cilíndrica de la lámina es una parábola de eje Ox y de vértice el dren.

La ecuación de la sección es:

$$2 Q L = K h^2.$$

3. Estudio del caso general. Fórmula de HOOGHOUT. — Cuando los drenes no reposan sobre la capa impermeable, se ha visto que la capa

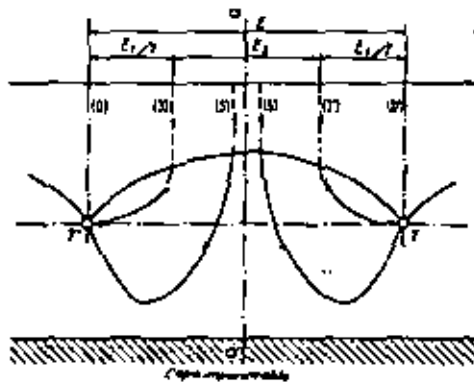


FIG. 7. — Los drenes pueden estar más separados (suplemento de separación E_2) cuando no reposan sobre la capa impermeable.

inferior sobre la cual están colocados contribuye largamente a su alimentación.

Así, tomando (fig. 7) de nuevo un aspecto más simple de la figura 5, vemos que se puede separar por entre todos los hilos de agua infiltrados en el suelo, aquellos que alimentan a la lámina y llegan a los drenes sin pasar por la capa inferior [zona de los hilos (0)-(3) y simétricamente (0')-(3')], y aquellos, tales como (5), pasan por esta capa inferior antes de remontar hacia los drenes T y T'.

Se ve así que, para una misma carga de la lámina, es decir, para un mismo descenso h y una misma profundidad de drenes D , la separación E de los drenes es superior, en este caso, con relación al caso precedente.

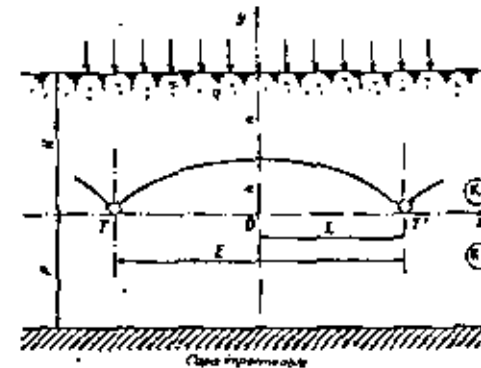


FIG. 8. — Separación de los drenes (caso general)

Se puede escribir:

$$E = E_1 + E_2,$$

siendo E_1 la separación correspondiente al caso en el cual los drenes reposan sobre la capa impermeable ($E_1 = 2h \sqrt{\frac{K}{q}}$) y E_2 el suplemento de separación hecho posible por la humedad de la capa inferior.

HOOGHOUT, en una teoría muy compleja, ha establecido una fórmula que une, en este caso general, la separación E y la carga h .

La fórmula es compleja y hace intervenir, además de E y h , la permeabilidad K del suelo, siempre supuesto homogéneo e isotrópico, el radio r del dren y la profundidad p de la capa impermeable por debajo de los drenes (fig. 8). Se presenta con una suma de tres series de términos infinitos.

No será cuestión, en esta obra, de desarrollar la expuesta teoría de HOOGHOUT; nos limitaremos con dar la fórmula simple a la cual él llega (siendo Q el caudal del dren por unidad de longitud, y P la profundidad de la capa impermeable debajo del plano de los drenes):

$$h = \frac{Q}{\pi K} \left[L \frac{0.707 P}{r} + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(nE)^2 - \left(\frac{P}{2}\right)^2}{(nE)^2} \right]$$

$$+\frac{1}{2} \sum_{n=0}^{\infty} L \frac{\left(nE + \frac{P\sqrt{2}}{2} \right)^2 + 4P^2}{(nE)^2 + 4P^2}$$

$$+\frac{1}{2} \sum_{n=1}^{\infty} L \frac{\left(nE + \frac{P\sqrt{2}}{2} \right)^2 + 4P^2}{(nE)^2 + 4P^2} + \frac{Q(E - P\sqrt{2})^2}{8PE}$$

Esta fórmula es homogénea y vale cualesquiera que sean las unidades. Según la suma de series y manipulaciones matemáticas diversas, se puede escribir:

$$\frac{K}{Q} h = \frac{1}{\pi} L \frac{P}{r} + \frac{1}{\pi} L \frac{\sin \frac{\pi \sqrt{2}}{2} \frac{P}{E} \sqrt{\operatorname{ch} 4\pi \frac{P}{E} - \cos \pi \sqrt{2} \frac{P}{E}}}{\pi \sqrt{2} \frac{P}{E} \operatorname{sh} \frac{2\pi P}{E}}$$

$$+ \frac{\left(1 - \frac{P}{E} \sqrt{2} \right)^2}{8 \frac{P}{E}}$$

Desde un punto de vista práctico no explotaremos esta fórmula, pero sí la solución aproximada dada por esta expresión:

$$E^2 = \frac{4K_c h^2}{q_c} + \frac{8K_c h \varphi}{q_c} \quad (5)$$

Escribiendo (5) bajo la forma $E^2 = E_1^2 + \Phi$, se ve que se vuelve a encontrar en primer término el cuadrado de la expresión que da la separación, en el caso en el cual los drenes reposan sobre la capa impermeable, en función de la carga y de la permeabilidad media de la capa superior.

El segundo término Φ está en función de la carga h , del caudal característico q_c de la permeabilidad media de la capa inferior así como de un índice φ .

Este índice, dimensionalmente homogéneo a una longitud, está en función de la profundidad P de la capa impermeable en relación al plano horizontal de los drenes, de la separación E de los drenes, así como de su radio r .

Si se fija la dimensión r de los drenes ($2r = 5$ a 6 cm), φ no está más en función que de H y E ; φ varía poco con r .

Damos en la página siguiente un cuadro de doble entrada de los valores numéricos del índice φ para un cierto número de los valores de H y de E .

Para los valores intermedios, la interpolación da resultados valiosos. De hecho, la fórmula (5) expresa E en función de diferentes factores; se debe también proceder por aproximaciones sucesivas.

Solamente un ensayo preliminar es suficiente en general; se tiene a menudo una idea a priori de la separación, sea más o menos E_0 ; se busca el valor φ' correspondiente y se calcula así E' por la fórmula (5).

Se vuelve a tomar este valor E' para tener el índice φ con más precisión y obtener, de nuevo por la fórmula (5), el valor definitivo E de la separación.

Al final de este estudio teórico, llevado con la hipótesis fundamental de que nos encontramos en un régimen permanente, vemos que se manifiesta actualmente, según ciertos teóricos del drenaje, una tendencia a considerar una hipótesis de diferente base:

| Índice de la fórmula de Houschick en función de φ | | E: Separación de los drenes en metros | | | | | | | |
|--|------|---------------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| | | 5 | 6 | 10 | 17 | 18 | 30 | 36 | 50 |
| H: Profundidad, por debajo de los drenes, de la capa impermeable | 0,50 | 0,29 | 0,42 | 0,44 | 0,45 | 0,46 | 0,47 | 0,48 | 0,49 |
| | 0,75 | 0,47 | 0,54 | 0,58 | 0,61 | 0,64 | 0,67 | 0,70 | 0,74 |
| | 1,00 | 0,52 | 0,58 | 0,64 | 0,72 | 0,78 | 0,81 | 0,87 | 0,91 |
| | 1,50 | 0,68 | 0,72 | 0,80 | 0,87 | 0,95 | 1,05 | 1,18 | 1,27 |
| | 2 | 0,73 | 0,74 | 0,87 | 0,95 | 1,07 | 1,21 | 1,41 | 1,59 |
| | 3 | 0,78 | 0,76 | 0,90 | 1,00 | 1,19 | 1,40 | 1,73 | 2,07 |
| | 5 | 0,88 | 0,76 | 0,90 | 1,01 | 1,26 | 1,64 | 2,01 | 2,64 |
| | 10 | 0,88 | 0,76 | 0,90 | 1,02 | 1,29 | 1,55 | 2,15 | 3,18 |
| | 100 | 0,88 | 0,76 | 0,90 | 1,02 | 1,30 | 1,56 | 2,15 | 3,28 |

Consiste en enunciar que el problema a resolver no es solamente el evacuar una lluvia constante de larga duración, sino quizá después de una fuerte lluvia de duración bastante corta o después de una inundación que haya causado una sumersión, hacer descender en un tiempo dado la lámina de un nivel demasiado elevado hasta que alcance el nivel óptimo.

A partir de esta hipótesis han sido establecidas fórmulas que dan la separación de los drenes.

Si estimamos que esta manera de razonar es corrientemente interesante, por lo menos en algunos casos y para ciertos climas, pensamos que la exactitud de los cálculos a que llevan las fórmulas propuestas no está asegurada.

De todas maneras, es verdad que cualquiera que sea la hipótesis hecha, las fórmulas propuestas no pueden reflejar sino más o menos lejos la realidad, y que sólo la experiencia puede repartir los diferentes resultados teóricos para la elección de la mejor separación.

d) CASO DE ZANJAS ABIERTAS

Hemos, hasta el momento, razonado en el caso de drenes constituidos por galerías o por tuberías enterradas. ¿Son generalizables las fórmulas encontradas en el caso de zanjias abiertas?

Se ha visto, en el capítulo precedente, que la forma de acción de las zanjias es doble: por una parte, recogen directamente las aguas que se deslizan en la superficie siguiendo la pendiente del terreno y, por otra, que hacen bajar la lámina subterránea por filtración a lo largo de los taludes.

Se constata en primer lugar, que el cálculo del caudal característico, tal como lo hemos hecho, continúa valiendo en el caso de las zanjias abiertas, porque hemos admitido que la red tendrá que ser capaz de colectar todas las aguas no evaporadas (coeficiente de escurrimiento igual a $1 - e$).

Cuando se trata del cálculo de separación de los drenes, el problema es un poco diferente en relación a los dos caminos del agua (en superficie

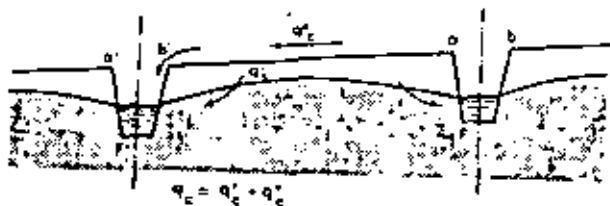


FIG. 9. — Separación de drenes: Caso de zanjias abiertas

y en profundidad, fig. 9). Los razonamientos precedentes continúan valiendo para el camino en profundidad de las dos condiciones siguientes:

1.º No considerar más que una fracción q' del caudal característico q_c correspondiente al agua que se infiltra.

2.º Reemplazar en las fórmulas la profundidad de los drenes y la carga correspondiente por la desnivelación de la superficie del agua en la zanja con relación a la superficie del suelo. En efecto, si la pendiente de

la zanja es débil, el estado durante la lluvia puede ser elevado y tomar la desnivelación de la base de la zanja como profundidad, conduciría a considerar una carga mucho más importante que la carga real.

El problema es entonces verificar, una vez que la separación de la zanja ha sido calculada por la fórmula de HOOGHOUT, teniendo en cuenta dos observaciones precedentes, que el escurrimiento de a en b' de agua de superficie, cuyo caudal característico es $q''_c = q_c - q'_c$, se efectúa bastante rápidamente para no prolongar la sumersión.

Además, la pendiente del terreno conduce también a limitar la separación de los drenes-zanjias.

Volveremos, en el capítulo consagrado a la técnica del drenaje por zanjias abiertas, sobre estas dos condiciones.

III. SANEAMIENTO DE LAS VERTIENTES. CÁLCULO DE LOS EMISARIOS

1. Noción de una vertiente

a) LA VERTIENTE DE UNA CORRIENTE DE AGUA

Consideremos (fig. 10) un río (R) que toma su fuente en S y vierte en O en un río más importante; (R) posee algunos afluentes tales como (A₁), (A₂)... (A₄)... (A_n) que se unen en (R), respectivamente, en O₁, O₂... O_n... y O_n.

Se llama vertiente del río (R) al conjunto de tierras de la superficie (Σ), tales que las aguas caídas en no importa cuál de sus puntos, y que se desliza naturalmente, alcanzan finalmente, de una manera directa o por intermedio de un afluente, el río (R).

Esta superficie está limitada por la línea de la cumbre (a) de la vertiente total.

Así, el agua caída en el punto M, después de haberse deslizado en el suelo alcanza directamente (R), mientras que las aguas caídas en M' y M'', alcanzan primero los afluentes (A₁) y (A₂), respectivamente, antes de encontrar a (R); pero todas las aguas caídas en el interior de (a) alcanzan finalmente el punto O, salida de la vertiente.

La vertiente total (Σ) comprende, en el interior de su perímetro (a), las vertientes propias (Σ₁), (Σ₂)... (Σ_n)... (Σ_n) de cada uno de los afluentes (A₁), (A₂)... (A₄)... (A_n), que se definen de la misma manera, considerando cada uno de ellos como un río independiente.

Estas vertientes secundarias están limitadas por líneas de cumbres (a₁), (a₂)... (a₄)... (a_n), respectivamente; subrayamos que cada una de ellas, (a₁) por ejemplo, empieza y termina en la confluencia O, y que, además, una franja de (a₁) es a menudo común con (a), la línea de cumbre de la vertiente total.

Pero entre dos vertientes de dos afluentes sucesivos se sitúa una porción de vertiente propia del río (R). En efecto, entre las dos confluencias O_1 y O_2 , por ejemplo, existe una superficie (P_{1-2}) , situada a un lado y a otro de (R), y donde el agua caída se desliza directamente hacia (R); una tal superficie está delimitada por franjas de líneas de cresta de cumbre (σ_1) , (σ_2) y eventualmente (σ) , pero también por las líneas de mayor pendiente (ρ_1) y (ρ_2) , trazados a partir de las confluencias O_1 y O_2 del otro lado del valle que, respectivamente, los afluentes (A_1) y (A_2) .

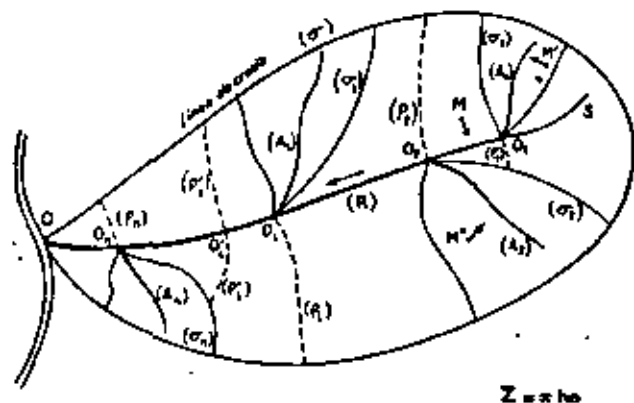


FIG. 10. — Cuenca vertiente de un río (R) y su descomposición en cuencas secundarias.

b) LAS CRECIDAS DE UNAS CORRIENTES DE AGUA

El río (R) será, por lo general, alimentado de una forma permanente por las aguas infiltradas previamente y que salen bajo la forma de fuentes pérennas situadas casi siempre en su origen S y en el de sus afluentes.

Estas fuentes dan a (R) y a sus afluentes un caudal base que varía a menudo con la estación. Si no existiese más que parcialmente, o quizá en absoluto, (R) y sus afluentes llegarían a estar secos mientras no hubiera lluvia que causara deslizamiento sobre la vertiente.

Pero cuando una lluvia llega, una porción del agua caída se desliza y alimenta el río (R) y sus afluentes de tal manera, que el caudal en todos sus puntos aumentará de una forma importante: hay crecida. Esta crecida puede ser limitada en su anchura, y el lecho del río puede ser capaz de escurrirla sin desbordamiento; puede, por el contrario, ser muy importante y provocar en un cierto número de puntos desbordamientos que ahogan las tierras ribereñas. Si se quiere evitar tales desbordamientos, hay que recalibrar el lecho de (R) para que sea capaz en todos sus puntos de escurrir el caudal de la crecida.

Se ve así la necesidad de conocer, a continuación de una lluvia de duración y de intensidad dada, el caudal de la crecida en todos los puntos de (R).

Habiendo escogido la lluvia crítica, se calculará el caudal de la crecida máxima correspondiente en cada punto de (R), y se traducirá gráficamente estos resultados por la curva del caudal de la corriente de agua, desde su fuente S hasta su desembocadura O.

a) AGUAS MEDIAS

En fin, como en el estudio de drenaje de parcelas limitadas se puede definir para un río un caudal medio anual, es decir, con un lecho de características geométricas fijas, una altura de agua media que corresponde a un caudal ficticio continuo de escurrimiento del agua caída a lo largo del año y no evaporada.

Es fácil, en principio, calcular en todo punto O_i' , un tal caudal $Q_{m,i}$; es el dado por el conjunto de las parcelas de la vertiente alta (Σ_i) , cuyo caudal característico medio de escurrimiento fuera q_m , como hemos visto.

Hay que, para conocer toda la superficie que alimenta este punto cualquiera O_i' del río (R), situado entre dos confluencias sucesivas O_i y O_{i+1} , trazar a partir de O_i' de un lado a otro de (R) esta vez, la línea de mayor pendiente (ρ_i') y limitando así la parte baja de la vertiente alta (Σ_i') , porción de (Σ) que alimenta el río en O_i' .

Podemos siempre de esta manera definir las diferentes vertientes parciales que abastecen sus aguas hasta en un punto cualquiera del río, y que para O_i , por ejemplo, son:

$$(\Sigma_i') = (P_{0-1}) + (\Sigma_1) + (P_{1-2}) + (\Sigma_2) + (P_{2-3}) + \dots + (\Sigma_i) + (P_i')$$

Esta división de una vertiente total (Σ) en vertientes secundarias es la base del cálculo de los caudales de un río en sus diferentes puntos.

La superficie (Σ_i') , siendo continua, así como el caudal ficticio continuo medio q_m por unidad de superficie, las aguas medias en O_i' tendrán por caudal Q_i' , tal que:

$$Q_i' = \Sigma_i' \cdot q_m$$

Constatemos más adelante el interés que une al conocimiento de este caudal medio la altura de las aguas medias.

Pero el problema fundamental continúa evidentemente siendo el de conocer durante y después de una lluvia dada sobre (Σ) , vertiente de (R), cómo se escurren las aguas a lo largo de (R), que es el emisario natural de todas las parcelas, drenadas o no, de su vertiente.

2. El mecanismo de escurrimiento de las crecidas

Vamos a estudiar lo que pasa en una vertiente total a la de un emisario, natural o artificial, cuando sobreviene una fuerte lluvia.

Nuestro estudio estará limitado al caso simple siguiente, definido por los caracteres que vienen a continuación:

— vertiente de una corriente de agua secundaria que interesa a un radio restringido;

— estudio del caudal en un punto O, salida de la vertiente;

— emisario sin afluente; vertiente no drenada.

La generalización del estudio a vertientes más extensas y más complejas, drenadas parcial o totalmente, así como el análisis del caudal del emisario en puntos cualesquiera de su recorrido, se hacen a continuación sin dificultades técnicas; los principios enunciados en este estudio continúan valederos.

a) LAS DOS FASES DE ESCURRIMIENTO

Esto colocado, consideremos la vertiente (Σ), cuyo emisario (R) va de S su fuente, a O salida de la vertiente (ver fig. 11).

La lluvia comienza a caer en el instante $t = 0$.

Una parte del agua se desliza sobre los flancos del valle; el resto se infiltra o bien está retenido localmente y se evapora a continuación.

Seguimos la suerte de la gota de agua que cae en el instante $t = t_0$, en el punto M_0 (fig. 11), y que se desliza hacia (R) a lo largo de la línea de máxima pendiente $M_0 m_0$.

Para alcanzar el punto O, desembocadura de la vertiente, la gota de agua sigue sucesivamente dos recorridos de naturaleza muy diferente:

1.º En principio el recorrido $M_0 m_0$ (primera fase del escurrimiento), que corresponde a un deslizamiento sobre el suelo a velocidad reducida, del orden de algunos centímetros por segundo o quizá menos. El tiempo que toma la gota de agua que recorre $M_0 m_0$ para alcanzar (R), es de T_0' .

2.º A continuación el recorrido $m_0 O$ (segunda fase del escurrimiento) entre las aguas del río (R), efectuado a una velocidad mucho más grande, del orden de 1 a 2 m por segundo. El tiempo que corresponde es de T_0'' .

Fig. 11. — Esgurrimiento de una lluvia en una fuente. Líneas de "isoescurrimiento". Tiempo de concentración.

Para ir de M_0 a O, la gota toma, pues, en total un tiempo T_0 , tal, como:

$$T_0 = T_0' + T_0''.$$

Sobrayemos que, en general, T_0' será mucho más grande que T_0'' .

¿Cómo valorar T_0' y T_0'' ?

Hemos visto en el Capítulo III ("El ciclo del agua") cuáles eran las fórmulas propuestas por ciertos autores para calcular las duraciones del deslizamiento en los suelos, tales como T_0' , conociendo su pendiente y su "rugosidad"; algunas de estas fórmulas hacían intervenir también otros factores, tales como la intensidad de lluvia y la permeabilidad del terreno.

Supongámonos que se trata de una lluvia de intensidad i , pero que no hemos todavía precisado su duración; por el momento nos contentaremos con suponerla muy larga.

Por otra parte, las fórmulas clásicas de hidráulica, recordadas en el capítulo siguiente, nos permiten calcular el tiempo T_0'' de la segunda fase de escurrimiento.

Pero se puede de igual manera medir experimentalmente el tiempo T_0' y T_0'' vertiendo fluoresceína en M_0 , y siguiendo la progresión del colorante desde M_0 hasta O.

b) EL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Operando así, por cálculo o por experimentación, para numerosos puntos de la vertiente, se pueden trazar las líneas que unen los puntos para los cuales las duraciones T (o sea, $T' + T''$) son las mismas e iguales, por ejemplo, a 1 h, 2 h, 3 h, etc.

Llamaremos a estas líneas las líneas de iso-escurrimiento (de hecho sería más lógico llamarlas "isocronoescurrimiento").

Observemos que estas líneas tendrán una forma general bastante paralela al río (R), en razón al hecho de que el principal factor de la duración del escurrimiento es el trayecto $M_0 m_0$ y que para la línea de iso-escurrimiento $T_0 = \text{constante}$, la variación de $M_0 m_0$ es lenta con relación a $m_0 O$.

En el caso de la figura 11, se han trazado las curvas correspondientes a $T = 1$ h, 2 h, 3 h, 4 h, 5 h y 6 h. Ningún punto da una duración superior a $T = 6$ h 25 mn.

Para la vertiente (Σ) se llamará esta duración máxima de escurrimiento el tiempo de concentración y se la designará por T_c .

El tiempo de concentración es, ya se ha visto, función de la intensidad de la lluvia y también de la estación, que hace variar la rugosidad del suelo, pero estos dos factores no hacen, en realidad, variar T_c más que en límites muy estrechos. Habrá suficiente, por otra parte, con escoger los casos desfavorables (lluvia intensa, rugosidad más débil a lo largo del año) para tener un margen de seguridad.

Podremos, para una vertiente dada, definir un tiempo de concentración que estará en función esencialmente de sus dimensiones y de su pendiente.

Fuera de la investigación por tanteos de la duración del escurrimiento más largo posible correspondiente al tiempo de concentración, se han propuesto diversas fórmulas empíricas, que permiten calcular rápidamente o, por lo menos, obtener un orden de aproximación. GIARDONNI propone:

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{h}}$$

mientras que PASSINI, mejorando una fórmula de VENTURA, adopta:

$$T_c = a \frac{\sqrt[3]{SL}}{\sqrt{I}}$$

fórmulas en las cuales:

- T_c es el tiempo de concentración en horas;
- S la superficie de la vertiente en kilómetros cuadrados;
- L es la longitud de la vertiente en kilómetros;
- I es la pendiente media del recorrido seguido por el agua;
- h es la diferencia de nivel, en metros, entre la cota media de la vertiente y su punto de salida.

Por otra parte, a es un coeficiente que se puede precisar numéricamente por comparación con dos vertientes vecinas del mismo orden de amplitud, y de las que se conocen los tiempos de concentración.

PASSINI ha adoptado $a = 0,108$, que da T_c en horas para los trabajos de saneamiento de Ferrara, en Italia.

Si no se poseen observaciones que permitan determinar a , se podrá, con exactitud, tomar este valor numérico del coeficiente.

La fórmula de PASSINI es bastante aproximada para vertientes de más de 4 000 ha; continúa aceptable para vertientes de superficie comprendida entre 4 000 y 2 000 ha, pero no debe ser utilizada para vertientes más pequeñas.

Para estas últimas, RAMSBE, en los Estados Unidos, ha hecho un gran número de observaciones. Ha encontrado los tiempos de concentración siguientes, para vertientes que tienen "una rugosidad" media y una pendiente media de 5%:

| | | | | | | |
|--------------------------------------|-----|---|----|----|-----|-----|
| Superficie de la cuenca en hectáreas | 1,2 | 4 | 20 | 40 | 320 | 400 |
| Tiempos de concentración en minutos | 3 | 4 | 12 | 17 | 60 | 75 |

c) ESTUDIO DEL CAUDAL A LA SALIDA DE LA VERTIENTE

PRIMER CASO: La duración de la lluvia es superior al tiempo de concentración. — Hicimos supuesto, hasta el momento, que la duración r de la lluvia sería muy larga, sin otra precisión. Haremos ahora la hipótesis de que esta duración es superior al tiempo de concentración, sea:

Vamos a estudiar la variación del caudal del río (R) a la salida O de la vertiente desde el instante $t = 0$, en el que la lluvia comienza con una

intensidad i hasta el momento en el cual el río ha vuelto a tomar el régimen que tenía inicialmente.

Examinemos las figuras 12 y 14 (primer caso). La primera nos muestra la curva de variación del caudal Q en función del tiempo, la segunda las porciones de la vertiente (Σ) sobre las cuales ha caído el agua que, en un instante dado, pasa por O .

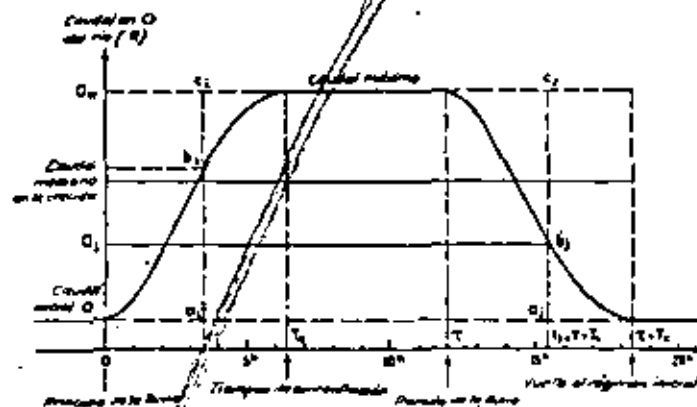


FIG. 12.— Esquemático de una crecida causada por una lluvia de duración superior a los tiempos de concentración.

En efecto, en el instante $t = 0$, donde comienza la lluvia, el río tiene un caudal inicial dado por las fuentes, sea Q_0 . Pero algunos momentos después del comienzo de la lluvia, el agua empieza a escurrir y la porción de vertiente que está cercana a la salida, empieza a alimentar el punto de salida O .

En el instante t_1 , toda porción de vertiente comprendida en el interior de la curva de iso-escurrimiento i_1 , alimenta el punto de salida con el caudal Q_1 ; sea S_1 esta porción de (Σ).

Se tiene $Q_1 = (S_1 \cdot i \cdot r) + Q_0$ (en unidades homogéneas), siendo r el coeficiente de deslizamiento.

Cuando t crece, el caudal Q crece así hasta el momento $t = T_c$, para el cual el caudal que corresponde al deslizamiento de toda la vertiente de superficie Σ alcanza su máximo Q_m , tal que:

$$Q_m = \Sigma i r + Q_0.$$

Este máximo subsistirá hasta el momento $t = r$, en el cual la lluvia cesa. A partir de este instante, la porción de la vertiente que alimenta el punto de salida va decreciendo.

Son las partes más cercanas a O que van a ser las primeras en cesar de alimentarla. Así, en el instante $t_1 = \tau + t_0$, toda la porción S_1 de la vertiente (Σ) situada en el interior de la curva de iso-escorrimento t_0 no alimentará más a O; las aguas caídas en S_1 han tenido tiempo de escurrirse fuera de la vertiente. El caudal Q_1 será, pues:

$$Q_1 = i(\Sigma - S_1)r + Q_0 \\ = (Q_M - Q_0) - (Q_1 - Q_0) = Q_M - Q_1$$

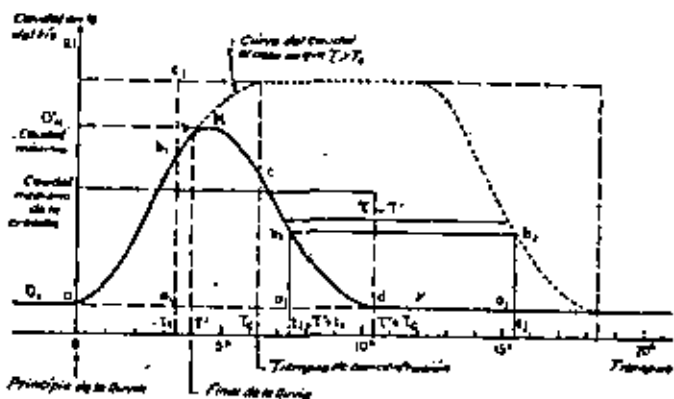


Fig. 11.—Escorrimento de una crecida causada por una lluvia de duración inferior a los tiempos de concentración.

Se deduce, pues, fácilmente de Q_1 y Q_M , es decir, sobre la figura 12: $a_1 b_1 = b_1 c_1$.

Por fin, en el instante $t = \tau + T_0$, todo deslizamiento ha cesado en el conjunto de la vertiente, el río (R) ha vuelto a tomar, en principio, su caudal primitivo Q_0 (si se desprecia el deslizamiento retardado).

El volumen del agua total V_0 escurrido en suplemento del volumen V_0 aportado por las fuentes es de:

$$V_0 = \Sigma \cdot i \cdot \tau \cdot r.$$

Se tiene a menudo la costumbre de considerar el caudal medio Q_m aportado por la lluvia a lo largo de la duración $\tau + T_0$ de la crecida:

$$Q_m = \frac{V_0 + V_0}{\tau + T_0} = \frac{(\Sigma \cdot i \cdot \tau \cdot r) + V_0}{\tau + T_0}$$

que poniendo:

$$\alpha = \frac{\tau + T_0}{\tau} = 1 + \frac{T_0}{\tau}$$

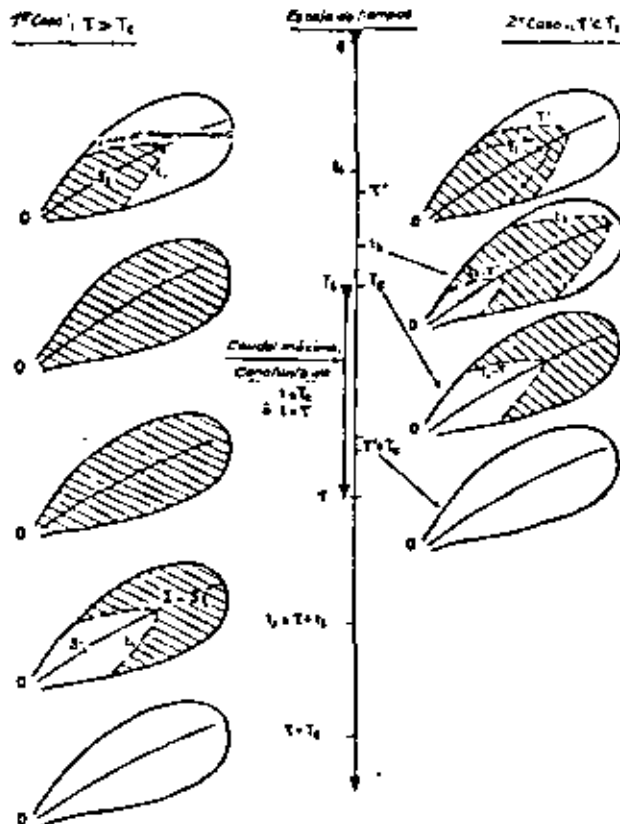


Fig. 14.—Esquemas de las superficies de la crecida (Σ) que han abastecido de agua pasando en O a lo largo del escurrimiento de la crecida.

se escribe:

$$Q_M - Q_0 = \alpha(Q_M - Q_0).$$

Se llama α al coeficiente característico de la crecida. Es, en efecto, el coeficiente superior a 1, por el cual hay que multiplicar el caudal suplementario medio que corresponde a la duración de la crecida, para tener el caudal suplementario máximo, muy importante porque es el caudal

máximo el que manda las dimensiones de las obras encargadas de evacuar la crecida.

En fin, para poder comparar entre ellos los regímenes de dos vertientes diferentes, se expresa a menudo el caudal específico de la crecida q_m de una vertiente, llevada a la unidad de superficie (despreciando Q_0 , muy a menudo de poca importancia).

Se tiene: $q_m = \frac{Q_m}{\Sigma} = i \cdot r$ (en unidades homogéneas).

Si se quiere obtener q_m en litros/segundo/hectáreas, y si i está expresada en milímetro/hora, se tiene la fórmula siguiente, análoga a la del caudal característico:

$$q_m \text{ (lts/seg/ha)} = \frac{i}{0,36} \cdot r \text{ (mm/h)}$$

SEGUNDO CASO: La duración de la lluvia es inferior al tiempo de concentración.— Las figuras 13 y 14 nos muestran la forma del fenómeno.

Suponemos que la lluvia, cuya duración r es tal que $r < T_c$, tiene una intensidad i igual a la intensidad del caso precedente.

La figura 13 lleva en trazo continuo la curva del caudal en el caso estudiado ahora, y en puntos la curva del caudal del caso precedente.

Del tiempo $t = 0$ al tiempo $t = r$ no ha cambiado nada con relación al caso precedente; las curvas se confunden.

El caudal crece constantemente; en particular en el instante t_1 (tal que $t_1 < r$), la porción de la vertiente que alimenta el punto de la salida O es S_1 interior a la curva de iso-escurrimiento t_1 .

Pero en el instante $t = r$, la lluvia se para y toda la vertiente (Σ) no participa todavía al caudal en O. Del momento $t = r$ hasta el momento $t = T_c$, la porción de la vertiente que alimenta O varía constantemente en su límite alto y en su límite bajo.

Así, en el instante t_2 (tal que $r < t_2 < T_c$), la porción de la vertiente que alimenta O está limitada en lo alto por la curva de iso-escurrimiento t_2 , y en la parte baja por la curva $t_2 - r$, en el interior de la cual las últimas aguas de deslizamiento han abandonado ya la vertiente.

Después del instante $t = T_c$, la porción de la vertiente que alimenta O comprende las partes más altas y disminuye en las bajas; el caudal decrece.

Es, pues, entre los instantes $t = r$ y $t = T_c$, cuando el caudal pasa por un máximo Q'_m inferior al caudal máximo Q_m del caso precedente, porque jamás el conjunto de la vertiente ha abastecido con sus aguas de deslizamiento a O simultáneamente.

En general, para vertientes de superficies relativamente reducidas, este máximo sobreviene poco tiempo después del final de la lluvia.

Por otra parte, después de $t = T_c$, la curva del caudal se deduce del primer caso por un simple traslado de ángulo $\pi - r$. En efecto, a partir del momento en el cual las aguas más altas llegan a O, el golpe de la vertiente sigue exactamente como en el primer caso, pero con un "avance" igual a la diferencia de las duraciones de las dos lluvias.

Se ve así que, con la noción precisa del primer caso, se deduce las porciones ob y cd de la curva de los caudales; sólo el arco bmr hay que estudiarlo especialmente.

El caudal medio Q'_m es igual a:

$$Q'_m = \frac{V + V_0}{r + T_c} \quad \text{con} \quad V = \Sigma i \cdot r \cdot r$$

$$Q'_m = \frac{\Sigma i r^2 + V_0}{r + T_c} = \frac{\Sigma i r^2}{r + T_c} + Q_0$$

El caudal máximo Q_m es igual a:

$$Q_m = \Sigma \cdot i \cdot r + Q_0$$

siendo Σ' la porción más grande de la vertiente que abastece simultáneamente sus aguas de deslizamiento en O.

El coeficiente característico de la crecida es igual, en este caso, a:

$$a' = \frac{Q'_m - Q_0}{Q_m - Q_0} = \frac{\Sigma' r + T_c}{\Sigma r + T_c}$$

$$a' = \frac{\Sigma'}{\Sigma} \left(1 + \frac{T_c}{r} \right)$$

La dificultad está en estimar la relación $\frac{\Sigma'}{\Sigma}$.

El caudal específico de la crecida q'_m es, en este caso (siempre despreciando Q_0):

$$q'_m = \frac{Q'_m}{\Sigma} = \frac{\Sigma'}{\Sigma} i \cdot r$$

Se ve la importancia teórica que reviste, ya que cuando para la lluvia crítica de una vertiente se tendrá $r < T_c$, será inútil construir obras de evacuación capaces de escurrir las aguas de deslizamiento, que corresponden a la totalidad de la vertiente; obras pequeñas serán suficiente.

d) CASO DE UNA VERTIENTE DRENADA

Si la vertiente está drenada parcial o totalmente, el fenómeno de la crecida, guardando siempre una forma general idéntica, será un poco diferente en su amplitud en los diferentes momentos de la crecida.

El estudio de esta diferencia, es decir, de la influencia del drenaje sobre el régimen de pequeños ríos, no parece ser, de hecho hasta el momento, objeto de estudios sistemáticos, y los autores no están todos de acuerdo sobre el sentido de la diferencia.

Nos parece que este desacuerdo proviene del hecho de que se trata de un fenómeno demasiado complejo, que puede variar en función de numerosos factores, y principalmente del régimen de las lluvias interiores, de la importancia de la lluvia que provoca la crecida, del momento de observación con relación al comienzo o al fin de la crecida y de la forma de drenaje.

De todas maneras, esto es un hecho esencial, la noción del tiempo de concentración llega a ser menos precisa, las aguas toman vías muy diferentes, para llegar a O y tienen, por consiguiente, tiempos de concentración diferentes según la forma del recorrido adoptado.

Por falta de estudios y de observaciones precisas, nos hemos visto reducidos, para analizar el fenómeno, a intentar un razonamiento lógico.

1.° *Drenaje en zanjas abiertas.* — El drenaje en zanjas abiertas acelera los fenómenos. En efecto, la primera fase del escurrimiento de cada gota de agua (deslizamiento sobre el suelo natural) está fuertemente disminuida, el agua encuentra después de un recorrido mucho más reducido, una zanja que la conduce rápidamente a un colector, después al emisario y, por fin, a la salida de la vertiente.

El tiempo de concentración tiende a ser muy disminuido (T_c' en lugar de T_c), y el caudal en la salida O de la vertiente crecerá en el principio de la lluvia mucho más rápidamente.

Seguidamente, las aguas infiltradas en el suelo pero que se unen a las aguas que viajan a través de él, se añaden, si bien el caudal máximo Q_{m1} arriega más pronto al alcanzado en el caso de vertiente no drenada Q_m , en relación a la cantidad de estas aguas de infiltración que, normalmente, no serían restituidas sino mucho más tarde (fuertes). El caudal máximo alcanzará:

$$Q_{m2} = \Sigma i \cdot r' \quad (r' < r < 1 - e).$$

La curva del caudal en O tomaría la forma (2) en la figura 15.

En resumen, en este caso, el caudal máximo sería más rápidamente alcanzado; este caudal tendría además una amplitud un poco más grande, a consecuencia de la restitución rápida de una parte de las aguas de infiltración.

2.° *Drenaje por tuberías enterradas.* — El drenaje por tuberías enterradas no tiene una influencia directa sobre el deslizamiento. Indirectamente parece, poro, susceptible de disminuirlo por dos razones:

Primero, porque permite, entre dos lluvias, incluso aproximadas al terreno, "desecharse", si bien la segunda lluvia no encuentra un terreno todavía empapado de agua por la primera, que favorecería un deslizamiento muy importante.

Seguidamente, porque el drenaje por tubería provoca el aumento de la porosidad y de la capacidad de retención del suelo, que será así más apto para retener más fácilmente las primeras aguas.

Así, pues, al contrario del caso precedente, el caudal de la salida de la vertiente tiende a ser más débil y el tiempo de concentración más largo. Pero a partir del momento en el cual el régimen permanente es alcanzado y en el cual "los drenes se sacuden", el caudal máximo Q_{m2} es suscep-

Caudal en O
Salida de la vertiente

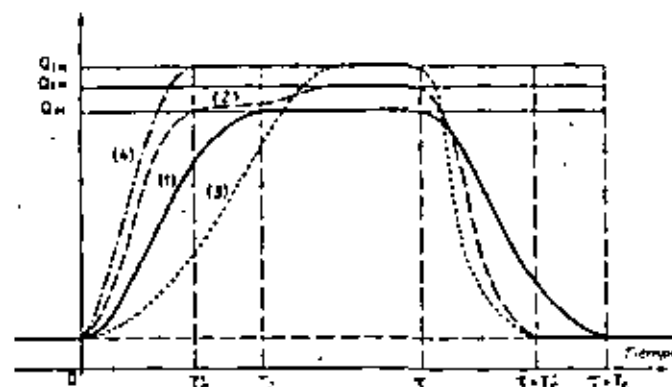


FIG. 15. — Escurrimiento en una cuenca drenada (ensayo de interpretación). (1) Escurrimiento en la cuenca antes del drenaje. (2) Escurrimiento después del drenaje por zanjas. (3) Escurrimiento después del drenaje por tuberías enterradas (después del período de sequía). (4) Escurrimiento después del drenaje por tuberías enterradas (después de lluvias sucesivas).

tible de ser superior a Q_m , e incluso a Q_{m1} , alcanzado cuando la vertiente está drenada por zanjas, ya que en el caso precedente casi toda el agua no evaporada se escurrirá por el emisario; el caudal Q_{m2} se aproximará al valor $\Sigma i \cdot (1 - e) \cdot r$.

Por otra parte, si las lluvias se suceden rápidamente sin dejar al suelo tiempo de desecarse, el régimen permanente del escurrimiento del agua en el suelo hacia los drenes es alcanzado sin tardanza y el tiempo de concentración puede ser disminuido fuertemente (curva 4).

3.° *Conclusión.* — Estimamos que el drenaje es susceptible de modificar en una cierta medida el régimen de escurrimiento de las crecidas de una vertiente:

- por una parte, el caudal máximo puede ser ligeramente aumentado;
- por otra, sin que el tiempo de concentración global sea modificado sensiblemente, la influencia de las aguas de drenaje pueden llevar rápidamente consigo un caudal muy importante.

De hecho, habrá *superposición de dos fenómenos* (escurrimiento, por una parte, de las aguas del drenaje y, por otra, de las aguas de deslitemiento) con sus tiempos de concentración propios.

Es esta superposición la que lleva consigo la modificación más neta del régimen de agua. En efecto, lluvias cuya duración bastante corta τ es inferior al tiempo natural T_c de concentración, que no arrastran en condiciones naturales más que crecidas del segundo tipo con un caudal máximo reducido Q_m , pueden, por disminución del tiempo de concentración propio a las aguas del drenaje, sea T_c ($T_c < \tau < T_c$), arrastrar una importante crecida de primer tipo con un caudal importante Q alcanzada rápidamente y más fuerte que Q_m .

Así, después del drenaje, las crecidas del río emisorio no serán más fuertes, pero serán más frecuentes.

3. Cálculo de los emisarios

a) PRINCIPIO GENERAL

Conociendo el mecanismo del escurrimiento de las aguas en el río emisorio de una vertiente, vamos a poder establecer las reglas generales que debe seguir el ingeniero, para calcular el caudal que debe ser capaz de escurrir el río (R) de una vertiente dada (Σ).

Hace falta que él conozca el caudal máximo en todos los tiempos del recorrido de (R), desde su fuente S al punto de salida O, tal que este caudal sea suficiente:

1. Para que las zonas drenadas en la vertiente (Σ) puedan evacuar sus aguas sin dificultad.

2. Para que las tierras ribereñas de (R) no sufran sumersiones más que con una periodicidad media de retorno inferior a una vez para cada lapso de tiempo V fijado de antemano y una duración θ igualmente fijada en función de los datos agronómicos.

b) ELECCIÓN DE LA LLUVIA CRÍTICA

V , frecuencia límite de retorno de sumersión que ha sido determinada, TORAZZA ha demostrado que el caudal instantáneo de la crecida más fuerte en el punto de salida O es alcanzado por la lluvia cuya duración τ es igual al tiempo de concentración T_c de la vertiente total (Σ): ésta será la lluvia crítica ($V, \tau = T_c$).

Una lluvia dada arrastrará en O una crecida de primer tipo, en la cual el caudal máximo Q_m no es alcanzado más que en un solo instante; el descenso del caudal comienza inmediatamente después.

Por otra parte consideremos, en efecto, la intensidad de una lluvia de igual frecuencia y de duración superior a T_c ; será inferior a la intensidad de la lluvia crítica, y el caudal que resultará será también más débil; por el contrario, para una lluvia de duración inferior a T_c , la intensidad

de la lluvia será más fuerte; pero sólo una parte (Σ') de la vertiente total (Σ) contribuirá a la crecida: se admite que el caudal máximo es igualmente, en este caso, inferior al provocado por la lluvia crítica, es decir, que se admite que el aumento relativo de la intensidad de la lluvia es inferior a la disminución relativa de la superficie de la vertiente que contribuye a la crecida.

c) COEFICIENTE UDOMÉTRICO

El ingeniero tendrá que empezar por descomponer la vertiente (Σ) del río (R) en vertientes secundarias, según el método indicado en el presente capítulo; definirá a continuación un cierto número de puntos remarcables sobre el recorrido de (R), en particular las confluencias con los afluentes, los puentes y los pontones, etc.

En principio, para cada uno de estos puntos remarcables tendrá que operar con la vertiente que lo alimenta como hemos hecho para el punto de salida de la vertiente con la vertiente total, es decir, que para cada uno de ellos habrá lugar a un tiempo de concentración diferente; así, a igual probabilidad de retorno, una lluvia crítica de duración, luego intensidad diferente, le permitirá calcular el caudal máximo de la crecida que hay que escurrir en el punto remarcable considerado.

Prácticamente, para vertientes de superficie relativamente restringida (Σ inferior a 5.000 e incluso a 10.000 ha), no se considerará más que una sola lluvia crítica para todos los puntos remarcables del recorrido de (R), a saber, aquella que corresponde al tiempo de concentración total en el punto de salida O, sea la lluvia crítica de duración $\tau = T_c$.

En un punto remarcable en lo alto, sea O_1 , el tiempo de concentración real relativo a este punto, sea T_{c1} , será más débil, luego $T_{c1} < \tau$, es decir, la crecida provocada en O_1 por la lluvia crítica será del primer tipo, con un régimen permanente mucho más largo cuanto más se acerque a la fuente.

Es cierto que para lluvias de más frecuencia que la lluvia crítica escogida, pero de intensidad más fuerte, en la cual la duración es más corta pero continúa superior o igual a T_{c1} , el caudal en O_1 será más grande y nos arriesgamos a una sumersión en este punto.

Así, la duración de sumersión no podrá ser superior a T_{c1} , porque la parte baja del río podrá evacuar esta lluvia.

Hay que comparar T_{c1} y la sumersión agronómicamente aceptable θ .

Para las vertientes consideradas, T_{c1} será del orden de algunos días como máximo, ya que la sumersión aceptable para las tierras ribereñas será por lo menos del mismo orden; se evitará, en efecto, el practicar cultivos frágiles en los bordes del río en las zonas sujetas a inundaciones.

El caudal máximo a tener en cuenta en O_1 será proporcional a la superficie de la vertiente alta (Σ') que le alimenta y que sabemos calcular.

El caudal específico de la crecida, correspondiente a la intensidad i de la lluvia crítica, que se toma en consideración para el cálculo del río

emisario ($q_m = \frac{V}{0,36} \cdot t$), se llamará, en el caso de la lluvia crítica, el *coeficiente udométrico* q_u .

De hecho, el término "coeficiente" es impropio, ya que q_u no es un coeficiente sin dimensión, es un caudal por unidad de superficie, es decir, de hecho una velocidad desde el punto de vista dimensión.

Se puede definir de una forma general el coeficiente udométrico como el caudal máximo a evacuar por hectárea para evitar el desbordamiento del emisario, y por consiguiente mantener la superficie en la cual evaqua las aguas en buen estado de cultivo.

Si la vertiente es de dimensión más grande ($\Sigma > 10.000$ ha), se podrá considerar una vertiente alta más reducida, en la cual se aplicará el método más abajo descrito, con un coeficiente udométrico q_{u1} , y seguidamente la vertiente total con un coeficiente udométrico q_u ($q_u < q_{u1}$) para el cálculo del caudal máximo y la salida de la vertiente. Para los puntos intermedios, se podrá practicar la interpolación.

Por fin, si la vertiente está drenada parcial o totalmente, se sabe que:

1.º El tiempo de concentración puede ser reducido.

2.º El caudal puede aumentar mucho más rápidamente en el comienzo de la lluvia, y el caudal máximo puede ser superior al que sería alcanzado si la vertiente no estuviera drenada.

Cada zona drenada (Z_i) tiene un caudal característico q_{u1} que le es propio y que ha sido definido por la frecuencia U_i y la duración θ_i de semestación admisible; esta zona hace desembocar en Q_i un caudal Q_i tal, que:

$$Q_i = Z_i q_{u1}$$

Habrá que considerar que el río emisario debe ser capaz de evacuar todas las aguas de drenaje con los caudales correspondientes.

En general, los caudales característicos q_{u1} serán superiores al coeficiente udométrico que corresponde a la vertiente no drenada; resultará que el coeficiente udométrico definitivo q_u de la vertiente tal que:

$$q_u = \frac{Q}{\Sigma} \quad \text{siendo } Q \text{ el caudal}$$

tomado en cuenta en el punto de salida O de la vertiente, será superior al coeficiente udométrico que corresponde a la vertiente no drenada.

Por otra parte, se ve que la desembocadura en el río emisario de cada zona drenada tendrá que ser un punto remarkable del recorrido de (R).

5) CÁLCULO PRÁCTICO DE LOS CAUDALES

En la práctica, se calculará el caudal máximo del río o del emisario artificial, en todos los puntos remarkable escogidos, teniendo en cuenta para cada uno de ellos:

1.º Las superficies altas no drenadas, afectadas de coeficiente udométrico que corresponde a la vertiente no drenada.

2.º Las superficies altas drenadas afectadas por el caudal característico que le es propio.

Señalemos, para fijar ideas, algunos coeficientes udométricos medios adoptados para proyectos realizados desde hace más o menos tiempo, pero que han tenido la consagración de la experiencia:

Los holandeses han adoptado en general 0,77 l/ha/s, los ingleses 0,70 l/ha/s. En los Wateringues, cerca de Dunkerque, hemos tomado valores netamente inferiores: 0,5 e incluso a veces 0,33 l/ha/s.

De una forma general, se puede admitir que q_u variará de 2 a 3 l/ha/s para los países de montaña (tiempo de concentración bastante corto), a 0,30 l/ha/s para las llanuras muy planas.

Se ha adoptado a menudo el valor $q_u = 1$ l/ha/s.

Indicaremos, en el capítulo consagrado a la distribución de ríos y emisarios, los métodos prácticos correspondientes a seguir, para trazar la curva de los caudales máximos.

De todas maneras, para definir de forma definitiva, antes de elaborar un proyecto de distribución de emisarios las bases del proyecto y el coeficiente udométrico correspondiente, será necesario verificar en la medida que sea posible por la experiencia, el coeficiente calculado (alora del río, estudio sistemático de la onda de la crecida, etc.).

La comparación con estudios y trabajos realizados en vertientes vecinas y similares podrá ser aprovechable.

En fin, señalemos otro aspecto práctico del estudio de las crecidas de las pequeñas vertientes.

Cuando un estudio de saneamiento de una zona limitada no comprende una vertiente entera, se puede encontrar en presencia de las aguas de superficie que se escurren por los costados, limitando el perímetro a sapear por uno o varios ríos que se tratan de canalizar y, eventualmente, derivar su entrada en el perímetro.

Importa conocer el caudal de la crecida en este punto.

Si nos encontramos en presencia de pequeñas vertientes superiores de alta montaña, los coeficientes udométricos pueden ser muy elevados y alcanzar 10, 20 e incluso 30 l/ha/s.

CAPITULO IX EL DRENAJE POR ZANJAS

I. GENERALIDADES

El drenaje de las tierras por zanjas consiste en abrir sobre las parcelas a sanear zanjas-drenos superficiales que se vierten en los colectores que encaminan el agua hacia un emisario.

Esta red hay que completarla con zanjas situadas sobre el perímetro exterior del grupo de parcelas a sanear, y que constituyen, ya sea una cintura continua, ya sean obras localizadas destinadas a impedir el aflujo de las aguas exteriores (fig. 1).

Esta forma de drenar no se utiliza más que en ciertos casos muy definidos, y que consideraremos a lo largo de este capítulo. Presentan, en efecto, numerosos inconvenientes, que las condiciones del cultivo moderno los han hecho más evidentes. Sin embargo, se trata de una técnica de drenaje que debe todavía ser puesta en práctica en relación a las posibilidades que le son propias; por ejemplo, la evacuación rápida de grandes volúmenes de aguas superficiales. Por esto hemos juzgado útil el dar, en el presente capítulo, las reglas y los caracteres esenciales.

II. REGLAS DEL DRENAJE POR ZANJAS

1. Concepción general de la red

La red de drenaje puede ser, o bien una red metódica y regular, o bien una red irregular.

En el primer caso, se cubre la zona a drenar con un entramado de zanjas-drenos, regularmente orientadas y separadas.

En el segundo caso, las zanjas no están colocadas más que en lugares en donde el agua tiene una tendencia natural a reunirse y a circular; se llega así a una red cuyo trazado está estrechamente ligado a la hidrología de las parcelas y de forma irregular. Este método, que necesita previamente un estudio extremadamente adelantado del movimiento de agua en la zona a sanear, está muy difundido en América. Concluye, además, por suprimir casi completamente las zanjas-drenos, volcando la casi totalidad de la acción drenante sobre los colectores secundarios colocados en los lugares apropiados.

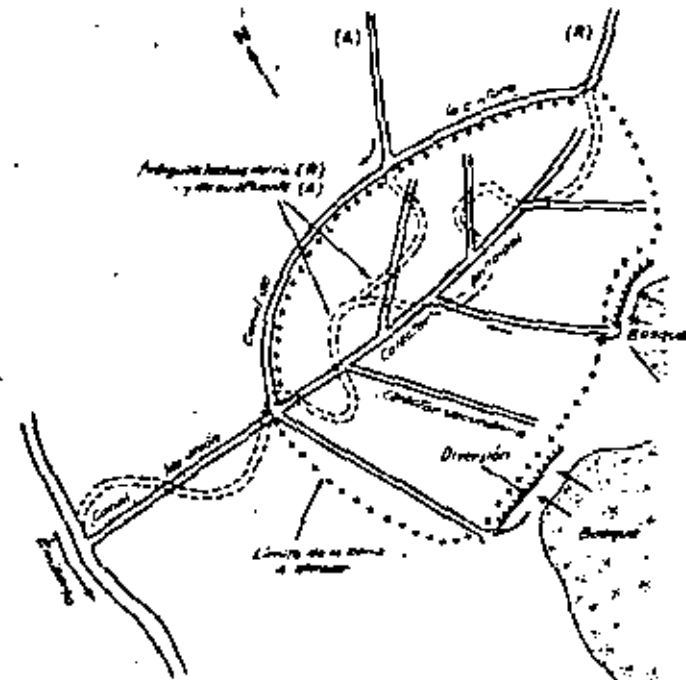


FIG. 1.— Zona saneada en zanjas y protegida de las aguas exteriores: — en el norte por un canal de cintura continuo; — en el sur por obras localizadas.

2. Obras de cintura

a) INTERÉS Y PAPEL

Las obras de cintura tienen por meta, lo hemos visto, evitar que el agua exterior penetre en la zona que se trata de sanear; permiten reducir las dimensiones de las zanjas del sistema interior, y se puede, además, fijar la importancia con más precisión.

Por otra parte, en caso de evacuación de las aguas interiores del perímetro por elevación mecánica, estas obras de cintura (canal continuo llamado "canal de cintura" u obras localizadas) permiten reducir estrictamente al mínimo el caudal de las máquinas elevadoras y la potencia de las mismas.

b) CANAL DE CINTURA

1.º *Trazado*. — La protección más completa será dada por un canal que rodee completamente la zona a sanear; seguirá los límites de esta zona o bien será trazado siguiendo una línea paralela a los límites o ligeramente superior. Otras veces, este canal no será distribuido más que sobre la porción del perímetro de la zona a sanear, en donde las aguas exteriores se temen más cuando, sobre el resto del perímetro, este canal parece inútil y que con obras localizadas menos costosas habrá suficiente.

2.º *Caudal a evacuar*. — Las dimensiones del canal dependen del caudal a evacuar, de la pendiente, de la velocidad aceptable para el agua, y, por fin, de la forma de la sección.

Se trata, en primer lugar, de valorar el caudal de las aguas a evacuar. Estas aguas tienen diversos orígenes:

— Por una parte, las *aguas superficiales* cuyo caudal depende de las lluvias caídas sobre la parte alta de la vertiente, exteriores a la superficie a sanear; se distinguirá el deslizamiento directo en el canal y el caudal aportado al canal por riachuelos interceptados.

Para esta determinación se aplicarán los métodos indicados en el Capítulo VI para definir la *línea crítica* y calcular los caudales de las crecidas y los métodos de delimitación de las zonas de la vertiente interesadas, que han sido expuestas cuando el estudio de los emisarios (Capítulo VIII).

Se deberá, si es posible, proceder por *verificación*, a lo menos de las corrientes de agua interceptadas que se han efectuado, si es posible, en el período de las grandes crecidas medias.

— Por otra parte, el *caudal de las aguas de la lámina subterránea*, cuyo canal debe eventualmente evitar la penetración en la superficie interesada, debe ser también conocido. Se procederá al *alfo de estas láminas* y de las fuentes que se han encontrado.

3.º *Perfil. Pendiente*. — La pendiente se determina por un estudio sobre el terreno. Debe ser bastante regular y no demasiado débil en la parte baja para evitar los depósitos.

Por regla general, la pendiente tiene que ser en el conjunto tan fuerte como permita la naturaleza del terreno, haciendo desembocar el canal de cintura libremente en el emisario o canal de unión, cualquiera que sea el nivel del agua en estas obras.

Si el agua del emisario amenaza con remontar a veces en el canal de cintura, hay que poner diques a este último en el lado de la superficie a sanear.

Si por fin la pendiente es demasiado fuerte, se dividirá la pendiente en *acémilas* de pendiente aceptable, que estarán separadas por saltos.

4.º *Sección*. — La forma más corrientemente adoptada es trapezoidal, siendo la inclinación de los taludes fijada por la naturaleza del terreno.

Las dimensiones son crecientes desde arriba abajo, a tiempo y medida que se aumenta el caudal a evacuar.

Se les calcula de forma que el plano de agua se mantenga a la altura deseada para que los terrenos vecinos no sean ni demasiado desecados ni demasiado húmedos.

En general, el nivel de agua tendrá que ser fijado a 0,20 m por lo menos (diferencia de seguridad en altas aguas) por debajo del nivel de los taludes; en aguas medias, el nivel no tendrá que descender por debajo de 0,60 a 0,80 m con relación a este nivel.



Fig. 2.—Zanja de perfil doble

Si los caudales de estiaje difieren demasiado sensiblemente de los caudales durante las aguas altas, se puede prevenir, como para los emisarios, un canal de dos perfiles, correspondiente el uno a las aguas medias, y el otro a las aguas de las crecidas (fig. 2).

5.º *Velocidad del agua*. — La velocidad del agua en el canal está determinada por la pendiente y por la forma de la sección. Así, pues, debe continuar en límites ni demasiado estrechos, ni demasiado débiles para no provocar depósito, ni demasiado fuertes para no arrastrar los taludes.

Es importante, sobre todo cuando se determine la corriente del canal, el asegurar, por un rápido cálculo, que tendrá una velocidad aceptable para el agua.

c) OTRAS OBRAS

1.º *Implantación*. — Estas obras, en general largas zanjas disimétricas colocadas en los flancos de los costados y provistas sobre el talud, cota baja, de un cabellón que forma un pequeño dique, están colocadas en los lugares en los cuales el agua superficial de las partes superiores de la vertiente se reúne antes de derramarse hacia las partes bajas que se trata de sanear.

Las aguas así interceptadas se contienen, después se llevan al colector principal por zanjas normales o, en el caso de grandes caudales y fuertes pendientes, por "caminos de agua", especies de largas zanjas poco profundas, sobre las cuales el agua ocurre en una lámina bastante delgada a una velocidad razonable.

2.º *Descripción*. — Las obras interceptoras que los americanos llaman "diversiones", tienen que ser de dimensiones amplias para no ser llevadas por el deslizamiento, debido a grandes tormentas. Se presentarán a menudo según el perfil (fig. 3), como una zanja larga y bastante poco profunda. Los desmontes permiten edificar un cabellón que constituye la mayor parte del talud de la cota baja.

Se da a estas obras una cierta pendiente longitudinal y, en su extremidad, empieza la obra evacuadora, que lleva hacia el colector principal o el emisario las aguas interceptadas.

Esta obra evacuadora puede ser una zanja. Pero es el caso donde

hace falta, para unirse al colector principal, conducir un gran caudal sobre un recorrido de gran pendiente, se distribuyen a veces largas "pistas de agua" ("water ways"), de preferencia en una vaguada secundaria ligeramente acusada. No se trata, propiamente dicho, de zanjas, sino de un camino con césped, que desciende del tuestado y ancho de varios me-

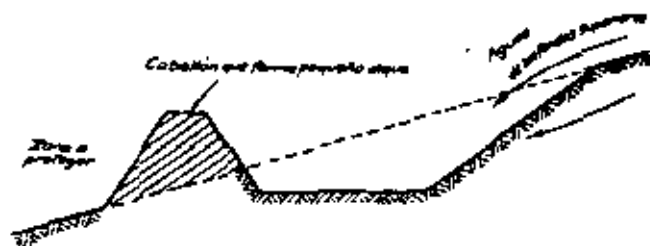


FIG. 3. — Ejemplo de obra de interceptación ("diversión").

tros o incluso a veces varias decenas de metros, y está limitado por taludes de débil altura (fig. 4).

El agua de los fondos superiores, dirigida por las obras de interceptación hacia estas pistas, se instala en capa estrecha frenada por el césped y desciende las pendientes a una velocidad razonable sin estropear el suelo. Se

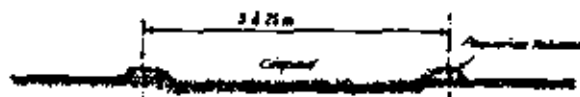


FIG. 4. — "Pista de agua" ("water way").

use así al colector principal, ya sea directamente, ya sea cuando la pendiente se transforma en débil, por intermedio de una zanja clásica.

Estas pistas no constituyen un terreno perdido para la agricultura, ya que son utilizadas como pastoreo para los animales.

3. Las drenes o «pequeñas zanjas»

a) IMPORTANCIA Y PAPEL

La "pequeña zanja" recoge el agua de las tierras a sanear y la conduce a los colectores; es el elemento base de los trabajos.

b) DIRECCIÓN

Estas zanjas tienen que estar dirigidas transversalmente a la mayor pendiente del terreno, con una ligera inclinación sobre las líneas de nivel.

Es un trazado que debe el que se adopta para los drenes es la separación de drenaje por tuberías enterradas, y las zanjas que pertenecen a esta disposición son las siguientes: así dispuestas, las zanjas interceptan el trayecto de la lámina subterránea en toda su longitud. Interceptan igualmente las aguas superficiales para evacuarlas.

Se unirá por fin para darles hacia la parte baja un trazado que no conduzca a una pendiente demasiado débil que les llevaría a tener depósitos.

c) SEPARACIÓN DE LAS ZANJAS

1.º Estudio teórico. — Esta distancia es naturalmente variable y depende de muchos factores.

Si se trata de escurrir simplemente las aguas superficiales, las zanjas serán poco profundas y muy espaciadas las unas de las otras. Si se trata de recoger igualmente las aguas subterráneas, habrá que profundizarlas y acercarlas.

Se sabe que, habiendo sido propuestas ciertas hipótesis de la base, tales la permanencia del régimen de la alimentación superior de la lámina, la isotropía del terreno, etc., ha sido posible (fórmula de HOOGMOED) el establecer una fórmula que fija la separación de los drenes entre ellos en función, en particular de la naturaleza del suelo, de la profundidad de los drenes y de la capa impermeable.

Pero se sabe que esta fórmula es, sobre todo, aplicable para los drenes de tuberías enterradas, ya que no se tiene en cuenta las aguas del deslizamiento superficial que llegan rápidamente a las zanjas.

También nos parece interesante citar recientes estudios rusos en este dominio.

Una primera fórmula propuesta por A. N. KOSTIAKOV es semiempírica, es decir, que reposa sobre un estudio analítico, completado por investigaciones experimentales. Es la siguiente:

$$E_{\text{m. m.}} = \frac{78}{\gamma} d s T^2 \sqrt{T}$$

en la cual:

- E es la separación de los drenes-zanjas,
- y el "coeficiente de rugosidad" de la parcela,
- d el coeficiente de escurrimiento de la parcela,
- s la intensidad en mm/h de las precipitaciones,
- T la duración, en días, de sumersión admisible,
- l la pendiente del terreno a drenar.

Los valores a escoger para el coeficiente de rugosidad y de escurrimiento están dados por los cuadros siguientes:

SANEAMIENTO AGRICOLA

| Naturaleza de la parcela | Coefficiente de rigidez γ |
|--------------------------|----------------------------------|
| Campo cultivado | 1 a 5 |
| Pradera pantanosa | 5 a 10 |
| Turba | 10 a 15 |

En cuanto a la intensidad i a considerar, es aconsejable el tomar una lluvia de verano "que no sea un simple chaparrón", es decir, como pensamos, una lluvia para la cual i está comprendida entre 1 y 3 mm/h, según la pluviosidad del clima. Así:

| Pendiente y naturaleza del suelo | Coefficiente del escurrimiento β |
|--|--|
| Pendiente regular
Deslizamiento fácil | 0,8 a 0,4 |
| Pendiente regular
Deslizamiento mediano | 0,4 a 0,5 |
| Pendiente con bosque
Débilmente deslizante | 0,5 a 0,65 |
| Pendiente rocosa
Poco deslizamiento | 0,65 a 0,8 |
| Escurrimiento de primavera
sobre suelo helado | 0,8 a 0,85 |

La fórmula de TCHERRASSOV es más empírica todavía. El autor define, en función del cultivo practicado y de la pendiente de la parcela, una separación óptima E_0 , que modifica por un coeficiente climático β :

$$E = \beta E_0$$

De los valores siguientes para E_0 :

LA TÉCNICA DEL SANEAMIENTO AGRICOLA

| Cultura | Separación óptima E_0 en metros | | | | |
|-----------------------|-----------------------------------|---------|---------|---------|-----------|
| | Pendientes de la parcela | | | | |
| | 1 a 0,005 | 0,005 | 0,005 | 0,007 | 0,007 a 1 |
| Pradera segada | 100 | 120 | 130 | 140 | 160 |
| Pasto | 76 | 90 | 100 | 110 | 120 |
| Cultivo a campo llano | 60 | 75 | 85 | 90 | 100 |
| Cultivo leguminoso | 55 a 50 | 45 a 60 | 50 a 65 | 55 a 70 | 60 a 80 |

El coeficiente climático β varía en función de la evaporación, y es tanto más grande cuando este factor es más intenso, pasa de 0,5 a 2 según las regiones en la U.R.S.S.

Pensamos que para climas franceses, los valores de β deben ser tomados entre 1 (zona atlántica) y 2 (zona mediterránea).

2.ª Determinación experimental. — Pero estas fórmulas continúan teóricas.

Es por esto que habrá a menudo que recurrir, para fijar esta separación, a consideraciones topográficas y de cultivo, y se unen éstas con el método americano.

Se cavarán las zanjas en las pequeñas vaguadas naturales y, en particular, allí donde la presencia de juncos y otras plantas pantanosas indique la salida de la lámina subterránea y un exceso de humedad.

Se puede además, por prudencia, cavar las fosas a distancia doble, por ejemplo a la dada por las fórmulas. En caso de poco éxito, es decir, si el saneamiento obtenido no fuera suficiente, sería fácil intercalar más tarde entre estas zanjas, y a igual distancia entre ellas, zanjas intermedias que llevarán así los datos de la fórmula teórica.

A menudo todavía, habrá obligatoriamente que colocar las zanjas en el límite de las parcelas o a lo largo de los caminos, para limitar el número de obstáculos al cultivo y evitar la construcción de un gran número de acueductos y de puentes.

d) PROFUNDIDAD Y PENDIENTE (PERFIL LONGITUDINAL)

La profundidad de las zanjas varía con las causas de la humedad y con la meta que nos proponemos alcanzar.

Si se trata de evacuar únicamente las aguas superficiales, las zanjas serán poco largas y poco profundas. Si hace falta, al mismo tiempo, recoger las aguas subterráneas, se dispone el suelo de las zanjas alrededor de 20 cm más bajo que el nivel en el cual se desea descender el plano de agua, nivel que ha sido fijado como se ha dicho en el Capítulo VI, y que se sabe que en este caso separación y profundidad son dos factores unidos.

La pendiente no tiene que ser muy considerable. Está limitada por la resistencia del suelo al derrumbe; debe ser igualmente moderada para que

el terreno se deseeque no muy rápidamente, lo que conduciría, a continuación, a poner en las zanjas compuertas destinadas a elevar el plano de agua.

e) PERFIL TRANSVERSAL

La sección de las zanjas será generalmente trapezoidal.

— En las praderas se dará a los taludes pendiente muy suave, para poder poner césped a la zanja y no perder terreno para cultivo. Largas zanjas facilitarán también la recolección de las cosechas, sobre todo si estas zanjas pueden ser franqueadas por las máquinas (segadoras, rastrilladoras, etc.).

— En las tierras cultivables, por el contrario, los taludes serán tan escarpados como lo permita la naturaleza del suelo.

Las consideraciones precedentes fijan la inclinación de los taludes, y, por otra parte, la profundidad de las zanjas determinada, es haciendo variar la anchura como se obtendrá en cada caso la sección deseada.

Naturalmente, no se sabría disminuir la anchura de la base de la fosa con exceso; en general, es bueno no descender por debajo de 0,30 m. Algunos autores indican incluso 0,40 m.

f) ZANJAS CUBIERTAS

Se sabe que las pequeñas zanjas pueden ser reemplazadas por zanjas cubiertas (Capítulo V), pero que esta técnica, si tiene la ventaja de no crear obstáculos en la superficie para el desplazamiento de las máquinas agrícolas, tiene un precio de fábrica en general prohibitivo, y los riesgos de obstrucción son graves.

Las fosas cubiertas no se utilizan actualmente más que en casos excepcionales.

4. Los colectores

a) LOS COLECTORES SECUNDARIOS

1.º *Papel*. — Los colectores secundarios o colectores propiamente dichos, son destinados a recoger y reunir las aguas hacia el colector principal.

2.º *Trazado*. — Siguen ordinariamente las vaguadas de segundo orden y, por consiguiente, su aplazamiento y su distancia están impuestos por la configuración del terreno.

3.º *Perfil longitudinal*. — La profundidad de los colectores está determinada por la de las pequeñas zanjas de saneamiento: en el punto de unión, el suelo del colector debe encontrarse a un nivel igual o *siguientemente inferior* al de la zanja.

Igualmente estos colectores deben desembocar en el colector principal de forma análoga.

Si por circunstancias de la tierra se deseara elevar el plano de agua y de un punto de llegada; pero no debe ser demasiado fuerte y se encuentra limitada con la resistencia del suelo a la erosión. En el caso en el cual alcante valores inadmisibles, se intercalarían una o varias caídas sobre el recorrido del canal.

4.º *Sección*. — La sección será, en general, bastante considerable para que haya una seguridad suficiente entre los taludes y el nivel del agua en estos colectores; irá aumentando de arriba abajo.

Se adopta la forma trapezoidal con taludes, en general respedos, cuya inclinación será la siguiente:

| Naturaleza del terreno | BASF | ARriba |
|--------------------------|---------|--------|
| Tierra franca | 1,25 m | 1 m |
| Tierra ligera | 1,50 m | 1 m |
| Tierra arenosa | 2 m | 1 m |
| Arenas ligeras | 2 a 3 m | 1 m |

La superficie de la sección dependerá del caudal calculado como sigue:

Se determina la vertiente cuyas aguas son recogidas por el colector, de ahí el caudal conociendo el caudal característico; estos cálculos serán conducidos metódicamente de arriba abajo, y se calcula la sección por procedimientos clásicos.

b) EL COLECTOR PRINCIPAL

1.º *Papel*. — El colector principal está destinado a unir las aguas de los colectores secundarios y a llevarlas a un punto determinado, en general, el punto bajo del perímetro a sanear, donde las aguas serán a continuación evacuadas.

2.º *Trazado*. — Sigue la vaguada principal de la superficie donde reúne todas las aguas. Su posición es a menudo determinada con anterioridad por una zanja o una corriente de agua, que se trata de limpiar, rectificar y llevar a las dimensiones impuestas por el volumen de agua a evacuar.

Su trazado debe ser tan rectilíneo como sea posible, sobre todo en los terrenos muy llanos, donde es muy necesario utilizar toda la pendiente disponible.

Se podrá, en ciertos casos, trazar dos (o quizá más) colectores principales, por ejemplo si se trata de drenar un valle muy largo y de pendiente transversal prácticamente nula.

El colector principal desemboca, o directamente en el emisario, o por intermedio de un canal de unión, o por fin en un depósito regulador en el caso de escorrentimiento discontinuo o por elevación mecánica.

3ª Dimensiones. — La pendiente, la profundidad y la sección se determinan de una forma idéntica a los elementos correspondientes de los colectores secundarios.

Si los volúmenes de agua (crecidas y aguas medias) son demasiado desiguales, se les da un lecho mayor o un lecho menor.

Por fin vemos que a menudo, cuando el nivel de las aguas es superior al de las aguas altas del emisario, hay que terminar este colector por una compuerta-exclusa, de forma que se pueda mantener durante el verano el agua de la lámina subterránea a una cierta altura. Se puede también colocar compuertas sobre cada uno de los colectores secundarios.

III. CONDICIONES DE EMPLEO

1. Los inconvenientes

a) MODIFICACIÓN DE LAS TIERRAS

El drenaje por zanjas abiertas es inferior al drenaje por tuberías enterradas desde el punto de vista de la intensidad de la acción sobre las propiedades físicas de la tierra.

b) PENDIENTE DEL TERRENO. OBSTÁCULOS

Desde otros puntos de vista, el drenaje por zanjas presenta sobre el drenaje por tuberías una gran inferioridad.

Las zanjas abiertas llevan consigo una pérdida de terreno que puede llegar hasta la décima parte de la superficie total y que, naturalmente, es tanto más grande cuando el saneamiento está previsto de una forma más intensa.

Por ejemplo, para zanjas que tengan 1,25 m de profundidad, una base de 0,30 m y taludes inclinados de 3/2 (lo máximo admitido para tierras aradas), se tiene una abertura de alrededor de 2 m; si se tiene que prevenir cada 20 m, el terreno perdido es considerable (1/10).

Prácticamente, tratamos de disminuir su profundidad; no presentan más que una eficacia restringida, por lo menos en lo que concierne a la colecta de las aguas subterráneas.

c) AUMENTO DE LOS GASTOS DE EXPLOTACIÓN

La existencia de numerosas sangrías hace por principio el terreno y la circulación difíciles. Por consiguiente, los gastos de cultivo y de recolección aumentan. Por otra parte, es necesario construir y mantener puentes y acueductos.

d) MANTENIMIENTO DE LA RED

Por fin, el mantenimiento de toda la red de zanjas es muy costoso. Hay que limpiar, por lo menos una vez al año, las zanjas, rectificar las paredes que se derrumban fácilmente bajo la acción de infiltraciones laterales

rales y sacar las hierbas que crecen abundantemente y estorban al escurrimiento del agua.

A pesar de todos estos inconvenientes, el saneamiento por zanjas abiertas presenta ventajas incontestables, que lo imponen en ciertos casos en donde el drenaje no podría dar buenos resultados. Vamos a enumerar estos diferentes casos.

2. Diferentes casos de empleo

a) EVACUACIÓN RÁPIDA DE GRANDES VOLÚMENES DE AGUA SUPERFICIAL

Para desembarazarnos rápidamente de las aguas superficiales que provienen de las grandes lluvias o de las inundaciones, el método de saneamiento es muy recomendado por zanjas abiertas. El drenaje, en efecto, no saca las aguas más que con cierta lentitud; no desembarataría las tierras en tiempo útil y no daría buenos resultados.

b) SANEAMIENTO Y RIEGO COMBINADOS

Parece que en ciertas naturalezas de tierra, bajo ciertos climas, sería interesante sacar el suelo en los períodos húmedos y regarlo durante la sequía.

En este caso se debe emplear el saneamiento por zanjas abiertas, que permite regar ulteriormente por infiltración en el suelo; la red de drenaje por tuberías no se presta de una manera práctica a este doble uso. La red de zanjas tendrá que estar abastecida con un sistema de compuertas.

c) PENDIENTE MUY DÉBIL DE UN TERRENO A SANEAR

El procedimiento se impone también cuando la débil pendiente del terreno a sanear limitaría de una forma excesiva el caudal de los conductos de drenaje. Las zanjas, por el contrario, son susceptibles de evacuar grandes volúmenes de agua con una pendiente muy reducida.

Pero fuera de este caso preciso ilimitado, y cada vez que la cosa sea posible, es absolutamente preferible el recurrir al saneamiento de las parcelas por tuberías enterradas.

d) DRENAJE DE TERRENOS DE POCO VALOR

Cuando se trata de drenar tierras de poco valor que no merecen que se inviertan capitales importantes, el drenaje por zanjas abiertas permite, con gastos limitados, hacerlas aptas para un cultivo extensivo o mejora las praderas naturales.

e) DRECACIÓN DE LAS TIERRAS RECUPERADAS EN LOS POLDERS

Por fin, esta técnica es utilizada en los Países Bajos durante el período de poner en cultivo los terrenos salados reconquistados al mar en el interior de los polders.

Permite, en efecto, durante los primeros años, un desecamiento más rápido de las tierras y un desahije más eficaz, etc. Cuando las tierras están prestas para un cultivo intensivo normal, las pequeñas zanjas son reemplazadas por drenos enterrados que desembocan en las zanjas colectoras secundarias. La red de zanjas colectoras subsiste; la única razón es la falta de pendiente.

3. Estudio de un ejemplo

La figura 3 nos muestra el esquema general de una red de drenaje de un pequeño valle ocupado por una granja de alrededor de 300 ha, en Alabama, Estados Unidos.

Este drenaje, realizado recientemente con aproximadamente 10 km de zanjas abiertas (drenos y colectoras), ha permitido aumentar en proporciones considerables el rendimiento agrícola de estas tierras que, antes de los trabajos, sufrían un exceso de humedad permanente.

Esta humedad provenía, por una parte, de un deslizamiento intenso de los fondos superiores ocupados la mayoría de las veces por bosques.

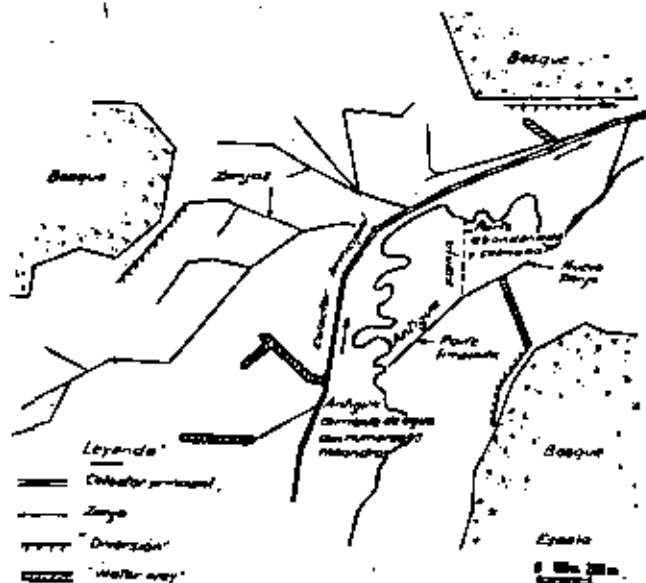


Fig. 3.—Drenaje en zanjas (10 Km. de zanjas y colectoras) de una granja en Alabama (U.S.A.).

y, por otra parte, por la débil pendiente longitudinal del valle, donde la corriente de agua mal mantenida y serpenteando en numerosos meandros, no evacúa rápidamente las aguas recibidas. Algunas zanjas no constituían más que un paliativo de eficacia dudosa.

El problema ha sido estudiado y resuelto muy metódicamente.

La red de zanjas abiertas que ha sido realizada presenta un trazo irregular, teniendo en cuenta ampliamente el movimiento superficial de las aguas.

Los trabajos realizados están caracterizados por:

1.º El abandono de la antigua corriente de agua, que ha sido rellenada, y su reemplazamiento por un colector principal de forma rectilínea, que ocupa la vaguada del valle.

2.º La creación de obras perimétricas que interceptan las aguas de deslizamiento de los fondos superiores y de zanjas y "caminos de agua", que los conducen rápidamente y sin desbordarse al colector principal.

3.º La reglamentación de una red irregular de zanjas que capta el agua en los lugares donde tenía tendencia a acumularse naturalmente y la conduce al colector principal.

Una antigua zanja ha sido reutilizada, después de reperfilada, en la parte alta, mientras que su franja baja ha sido desplazada para tener en cuenta el nuevo trazado del colector principal.

Tales trabajos han transformado considerablemente la economía y la rentabilidad de esta explotación agrícola.

IV. PLANTEAMIENTO DE UN PROYECTO DE DRENAJE POR ZANJAS ABIERTAS

No describiremos con detalle la marcha a seguir para el planteamiento de los documentos que constituyen un proyecto de drenaje por zanjas.

En efecto, hacemos este estudio, por lo que concierne al drenaje por tuberías, en el próximo capítulo, y el método es el mismo.

Es suficiente aquí con indicar el programa del estudio.

En primer lugar, el ingeniero debe proceder sobre el sitio mismo a un estudio agronómico, pedológico e hidrológico detallado de las parcelas a drenar. Deduce el canal característico que servirá de base del proyecto.

Después, efectuará un estudio topográfico preciso y una nivelación (equidistancia de curvas de nivel: 1, 0.50 ó incluso 0.25 m, según la pendiente del terreno) de las parcelas, al mismo tiempo que verificará si el emisario que debe recibir las aguas colectadas no tiene que ser distribuido, para no sufrir un aflujo de agua más rápida.

Las piezas a establecer a continuación en el gabinete son las mismas que las de un proyecto de drenaje por tuberías (ver capítulo siguiente).





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



II. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS
PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

EL DRENAJE POR TUBERIAS ENTERRADAS

ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ

JULIO, 1979



CAPÍTULO X EL DRENAJE POR TUBERÍAS ENTERRADAS

I. GENERALIDADES

1. Naturaleza del drenaje por tuberías

Un drenaje por tuberías enterradas consiste esencialmente en una red de tuberías dispuestas en el suelo de la forma más conveniente para sanearlo y para alicarlo. Las tuberías son en general de alfarería, algunas veces de hormigón.

Una red comprende dos series de tuberías colocadas las unas a continuación de las otras: unas formadas únicamente por tuberías del más pequeño calibre, llamadas "pequeños drenes" o "drenes", y otras de diámetro más considerable y variable, que reciben el nombre de "colectores".

Los pequeños drenes están dispuestos, casi siempre, en líneas paralelas los unos de los otros, tomando directamente el agua del suelo y conduciéndola a los colectores. Estos evacúan esta agua arrojándola sucesivamente en los colectores secundarios; el que reúne finalmente todas las aguas del área considerada es el "colector principal". Se termina por una obra que se llama "boca" y se arroja en una zanja, un riachuelo, un río, una laguna de agua llamada "emisario".

El conjunto de drenes y de colectores que vierten los unos a los otros y se reúnen para terminar en una misma boca lleva el nombre de "sistema". Hay tantos sistemas como bocas.

Generalmente se da a los sistemas de drenaje la extensión más amplia posible con el fin de restringir el número de bocas, que son siempre los puntos débiles del drenaje. Esta extensión está limitada por el hecho de que no se sabría dar a los colectores grandes dimensiones y que en general no se pasa de, para el colector principal, los diámetros de 0,18 ó 0,20 m de tubería de alfarería. Si se está obligado a recurrir a colectores de diámetros más elevados, se les establece generalmente en tuberías de cemento, llamadas "buzas", de un diámetro que puede alcanzar 0,30 ó 0,40 m, e incluso más. Bien entendido, estas tuberías no reciben drenes, y son únicamente órganos de evacuación de las aguas del drenaje.

Se hacen terminar a menudo muchos colectores secundarios, o un colector secundario en el colector principal, por una cámara de unión o un

registro. El agua se escapa de esta obra por un conducto de dimensión muy grande, igualmente en tuberías de alfarería o de cemento.

En muchos casos, los sistemas se completan por drenes de cintura, dispuestos de manera para proteger la superficie saneada contra el agua que viene de fuera y situados a lo largo del límite superior de esta superficie.

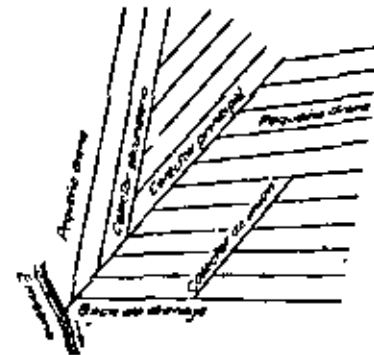


FIG. 1.— Sistema de drenaje regular o paralelo. (Drenaje indirecto.)

Hay que decir que los pequeños drenes no desembocan jamás directamente en el emisario.

La disposición general que acaba de ser indicada es la del "drenaje regular" o "drenaje paralelo" (fig. 1). Cuando se trata de saneamiento de tierras en donde el agua, en lugar de estar uniformemente extendida en el suelo y el subsuelo, está simplemente en exceso en ciertos lugares (fuentes), los drenes no están dispuestos paralelamente los unos de los otros de una forma continua, pero se recogen las aguas simplemente en estos lugares y se las reúne en un registro, del cual sale un conducto que las lleva al emisario. Se tiene el "drenaje irregular" (figura 2).

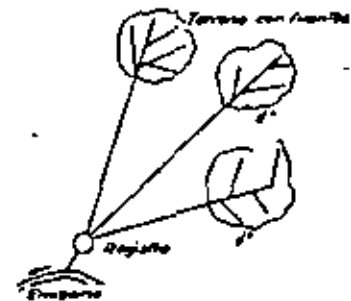


FIG. 2.— Drenaje irregular. (Drenaje indirecto.)

Este tipo de drenaje, regular o irregular, en el cual los pequeños drenes, colectores secundarios y colectores principales están constituidos por tuberías hasta la boca, y al emisario se llama drenaje indirecto. Es el que

se practica casi siempre en Francia y en los países cuya pendiente no está en defecto.

Por el contrario, en las zonas extremadamente llanas, tales como las numerosas regiones de los Países Bajos, por ejemplo, se practica el *drenaje directo*, en el cual sólo los drenes están constituidos por tuberías enterradas, que vienen a terminar directamente en las zanjas que juegan

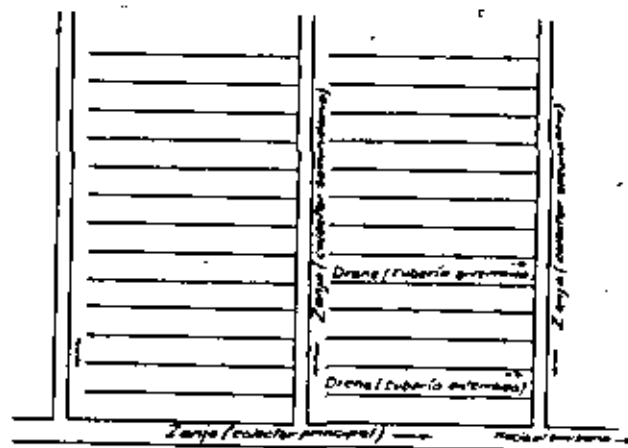


Fig. 3. — Drenaje directo. (Los drenes desembocan en las zanjas.)

el papel de colectores secundarios que, ellos mismos, se reúnen en una zanja más importante, el colector principal que vierte al emisario (fig. 3).

A continuación, hablaremos casi únicamente del drenaje indirecto; el drenaje directo se une a este último en lo que concierne a los drenes y al drenaje por zanjas abiertas en lo que concierne a los colectores.

2. Estudios previos. Datos de base

El drenaje, antes de estudiarlo propiamente dicho así, conviene que el ingeniero reúna, en un estudio previo, todos los datos que van a ser la base técnica de su proyecto. Precisaremos más adelante el programa que debe seguir sobre el terreno para recoger estos datos.

Sabemos que, finalmente, debemos conocer antes de empezar el proyecto:

- las causas de la humedad,
- el nivel óptimo de la lámina y el nivel máximo que la lámina puede alcanzar y guardar durante una duración limitada y fijada de antemano.

— la *naturalidad del suelo* y en particular su permeabilidad

Si el suelo no es homogéneo, debemos conocer de manera precisa las diferentes capas del subsuelo inmediato, por lo menos hasta 1,5 m, así como la profundidad de la capa impermeable.

— el *caudal característico específico*, o caudal que la red debe ser capaz de recoger y evacuar en las condiciones fijadas (ver la determinación de este caudal en el Capítulo VI); se sabe, por muchos drenajes antiguos, que este caudal ha sido tomado igual a 1 litro por hectárea y por segundo.

— El medio de evacuación del agua fuera de la parcela a drenar, es decir, el *emisario* que recibirá las aguas de la parcela.

II. REGLAS FUNDAMENTALES

1. Programa general

Una vez en posesión de todos estos datos, así como de los estudios topográficos necesarios, que indicaremos más adelante, el ingeniero establecerá su proyecto siguiendo reglas precisas que la teoría y la experiencia han consagrado.

Estas reglas conciernen sobre todo al trazado de drenes y colectores, su profundidad, la separación de drenes y el cálculo de los colectores (diámetro y pendiente).

2. Trazado de la red

a) ESTUDIO DE LA TOPOGRAFÍA CON DETALLE DE LA PARCELA A DRENAR

El primer trabajo consiste en estudiar con detalle el modelado del terreno. El proceso más simple consiste en reconocer y trazar (en azul) las vaguadas principales y secundarias y trazar (en rojo) las líneas de las cuspides que separan estas vaguadas.

Así aparece de forma clara el aspecto topográfico en detalle de las parcelas, ya que es sobre estas líneas que se debe adaptar perfectamente, modelarse de cualquier forma el trazado del drenaje

b) DISPOSICIÓN GENERAL

De una forma muy general, los colectores deben encontrarse sobre las líneas azules, es decir, en las vaguadas; constituyen una clase de red que subraya las líneas principales de acumulación y de deslizamiento del agua. El conjunto de los colectores es bastante parecido a la cabellera hidrográfica que se formaría, naturalmente, bajo una lluvia.

Los pequeños drenes deben recoger el agua del suelo y llevarla a cada pequeña vertiente hacia el colector que ocupa la vaguada correspondiente, es decir, que en un principio los drenes no deben pasar de ninguna

línea de cumbre (línea roja), cada pequeña vertiente continúa independiente de las otras.

Estos dos principios fundamentales, colectores en las vaguadas e independencia de las pequeñas vertientes, son la base de la concepción del trazado. Veremos que en ciertos casos no son respetados (colectores secundarios en el caso del drenaje longitudinal, trazado de estos casos especiales, tales como hoyos, etc.), pero deben siempre estar en el espíritu del ingeniero que concibe el trazado.

c) DIRECCIÓN DE LOS PEQUEÑOS DRENES

La dirección de los pequeños drenes se define en relación a la línea de máxima pendiente del suelo.

Se distinguen dos técnicas principales; los drenes pueden ser colocados:

- sea paralelamente a la dirección de la pendiente más grande;
- sea transversalmente a esta dirección.

En el primer caso, se practica el método del "drenaje longitudinal" (Fig. 4).

En el segundo, la del "drenaje transversal" (Fig. 5).

El único método hoy en día adoptado es el del drenaje transversal, siendo el otro una excepción o un caso particular.

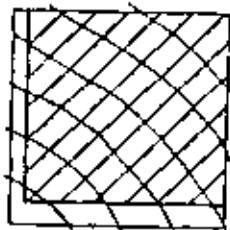


FIG. 4.—Drenaje longitudinal

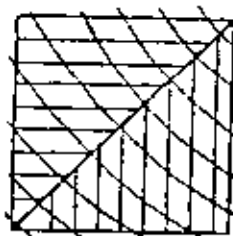


FIG. 5.—Drenaje transversal

Las razones que justifican el empleo del método transversal y las largas discusiones que han conducido a su adopción no presentan un interés que les imponga un sitio en este curso.

Es suficiente con saber que la superioridad del drenaje transversal debe ser atribuida a las razones siguientes:

1.º Los drenes dispuestos transversalmente a la pendiente evacúan las aguas más rápidamente que los otros, porque los colectores tienen en este caso la pendiente máxima que se les pueda dar, lo que asegura el desecamiento del suelo en el tiempo más pequeño posible y separa los peligros de obstrucción de las tuberías.

2.º Los drenes transversales han un menor sujeción a una distancia más grande, o lo que viene a ser lo mismo, cada metro de fila de era un volumen de tierra más considerable y, por consiguiente, se puede reducir el número de tuberías empleadas por hectárea, lo que permite disminuir el precio de fábrica de la empresa.

El "drenaje transversal" presenta a veces algunos inconvenientes:

El jalonaje y la colocación de los pequeños drenes es más difícil a consecuencia de la débil pendiente de que se dispone en algunos casos, y los peligros de obstrucción de los pequeños drenes son posibles en los terrenos de débil pendiente. También se puede adoptar el método "del drenaje longitudinal" para los suelos que presentan pendientes inferiores a 0,003, que, como se ha visto en el Capítulo VII, es la pendiente mínima a dar a los drenes de alfarería.

Sea lo que sea, los resultados prácticos obtenidos confirman la teoría. Los trabajos del drenaje, cuyo mal funcionamiento ha sido hasta aquí señalado, han sido ejecutados generalmente siguiendo el método longitudinal.

Notemos que hace falta, además, esforzarse en colocar los drenes, no solamente transversalmente a la pendiente, sino también transversalmente al sentido de la labor de las parcelas que es, en general, el de la longitud mayor. De esta manera se cortan los surcos del arado y el agua llega más rápidamente a los drenes. Esto es muy importante en el caso de terrenos particularmente compactos (terrenos arcillosos), e interesa particularmente los trazados de los drenajes ejecutados en los perímetros de tierras parceladas.

d) COLECTORES

1.º Principio general.— Los colectores, en el drenaje transversal, están dispuestos siguiendo la pendiente máxima y colocados en las vaguadas, es decir, en las depresiones del terreno: los colectores secundarios en las vaguadas secundarias, los colectores principales en las vaguadas principales. Estas disposiciones tienen que ser rigurosamente observadas, es decir, que si los colectores no deben seguir todas las inflexiones de detalle de las vaguadas, deben no obstante, modelarse estrechamente.

2.º Colectores de reanudación.— Los colectores de reanudación tienen por meta cortar las filas de los pequeños drenes cuando éstos tienen una longitud superior a la longitud máxima admitida. Están colocados en una posición cualquiera con relación a las curvas de nivel (Fig. 6).

Se colocan igualmente colectores de reanudación paralelamente y a una distancia igual a la separación entre drenes, a los colectores importantes, cuando se trata de recibir una serie de drenes que no pueden ser unidos directamente a estos colectores en razón a su diámetro demasiado grande (diámetro superior a 0,14 m), así como lo muestra la figura 7.

3.º Uniones de drenes y de colectores.— La unión debe hacerse mientras sea posible en un ángulo mayor que 30° y menor que 60°. Excep-

salmente puede acercarse a 90°, y si por azar el drenaje se une a contra-sentido en el colector, se le debe unir por una curva de un radio por lo menos igual a 5 m (figs. 8 y 9).



Fig. 6.—Colector de unión cortado líneas demasiado largas

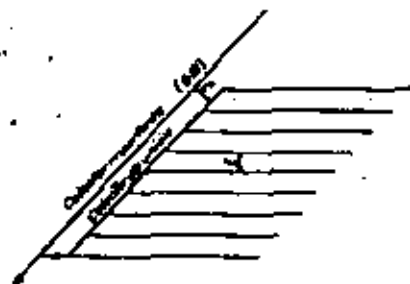


Fig. 7.—Colector de unión paralelo a un colector de diámetro grande

Longitud total de la red.—La longitud total de una red es variable, según el trazado adoptado, como lo muestran las figuras de más abajo. Se debe evitar en la medida que sea posible el drenaje llamado "en ala



Fig. 8



Fig. 9

de pez", que exagera el saneamiento del terreno vecino al colector (figs. 10 y 11). Así, este trazado presenta numerosas ventajas en el drenaje de las pequeñas vaguadas secundarias poco acusadas. Tampoco hace falta remarcar sistemáticamente, por el contrario, sino cumplir en todos los casos donde se permita un trazado arbitrario.

4) CASOS PARTICULARES

1.º *Drenas de cintura.*—Hemos dicho que si el agua viene de los fondos superiores y penetra por vía subterránea en la zona drenada, tiene que ser interceptada en su paso: éste es el papel de los drenes de cintura.

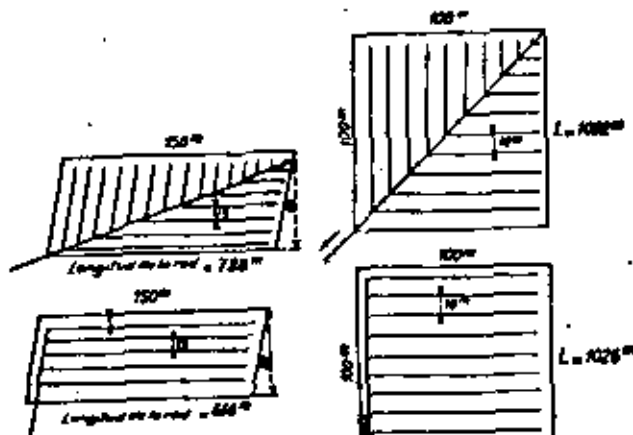


Fig. 10

Fig. 11

Estos drenes que acaban en los colectores secundarios o principal de la red, pueden estar dispuestos como indica la figura 12.

Conviene no darles una longitud demasiado grande y hacer que se comuniquen con los colectores por lo menos cada 50 m. Se les pone, salvo

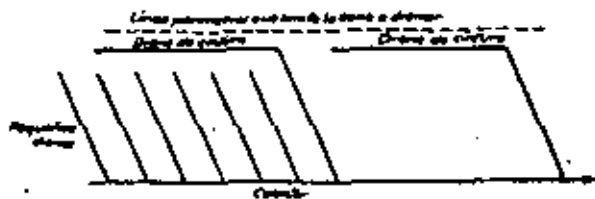


Fig. 12.—Ejemplo de disposición de los drenes de cintura

en casos especiales, a una distancia de la línea del perímetro igual al cuarto o a la mitad de la separación, adoptada por los pequeños drenes de la red normal.

2.ª Parte del terreno que forma un embudo. — Se puede estudiar un trazado análogo al indicado por la figura 13. La acción de los drenes enterrados puede ser completada por una zanja AB, destinada a evacuar las aguas de los drenes, así como las aguas superficiales que tienen tendencia a estancarse en el fondo del hoyo. Algunas veces, esta zanja va a perderse

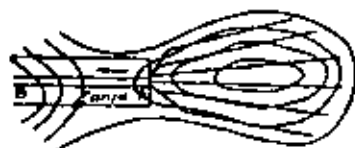


FIG. 13

en las tierras a la superficie del suelo, y es deshecha y rehecha en la época de las labores.

En otros casos, se unirán todas las aguas hacia el punto bajo del hoyo y se las evacuará por un colector profundo (fig. 14), que pasa sobre la línea de la cúspide para ganar la vaguada vecina.

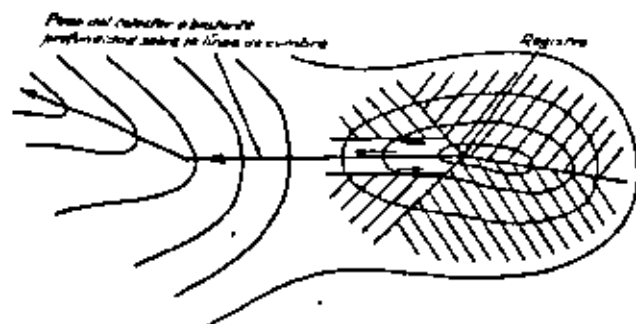


FIG. 14. — Drenaje de un hoyo bastante extenso

3.ª Terrenos de permeabilidad variable. — Se drena conforme a las figuras 15 y 16. Es suficiente con hacer variar la separación de los drenes según la permeabilidad.

4.ª Terrenos con fuentes. — Se encuentran a veces terrenos diseminados con manchas más húmedas, que proceden de fuentes del fondo que Emergen la superficie.

Debe preocuparse de una forma especial de desembocar las tuberías de drenaje que

interceptan las fuentes directamente en un colector secundario de un sistema regular (ver fig. 17).

En cuanto a la forma de captar, depende de la potencia y de la naturaleza de la fuente; se procede, según el caso, de la forma siguiente:

Uno o varios drenes ordinarios irradian hacia los lugares húmedos, y si las aguas son ferruginosas, se le rodea completamente por tuberías de piedra (fig. 18).

Para volúmenes de agua bastante considerables se agujerean los drenes (fig. 19).

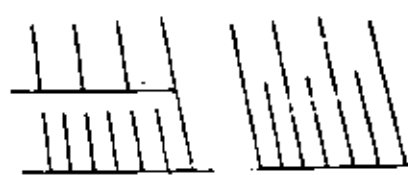


FIG. 15

FIG. 16



FIG. 17. — Terrenos con fuentes (S, S, S).



FIG. 18



FIG. 19

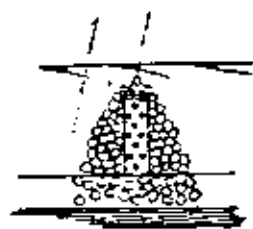


FIG. 20. — Galería drenante

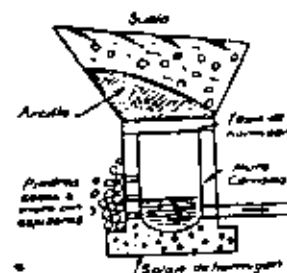


FIG. 21. — Captación de fuentes por los drenes

Se puede, para sobremontar los drenes verticales agujereados, y se protegen estos agujeros con piedra rota (fig. 20).

Si se trata de grandes fuentes se hace un verdadero captaje en las piedras secas o creando un acueducto (fig. 21).

3. Profundidad de la red

a) IMPORTANCIA DE LA PROFUNDIDAD

Se sabe que la profundidad de los drenes y su separación son dos cantidades que dependen la una de la otra en las condiciones hidrologicas dadas. Es decir, que si se desea que la lámina subterránea se mantenga en las condiciones críticas a una distancia dada de la superficie del suelo, se puede fijar la profundidad de los drenes, pero entonces su separación estará determinada, o reciprocamente.

De hecho, la profundidad está a menudo impuesta por condiciones hidrologicas, pedológicas o económicas locales.

b) MÉTODOS DE DETERMINACIÓN

1.º *Principio general.* — Lo primero es fijar la profundidad y deducir la separación correspondiente de los drenes.

La determinación de la profundidad será hecha esencialmente por consideraciones prácticas y experimentales. Esta profundidad varía, de hecho, entre 0,70 y 1,50 m.

2.º *Determinación experimental.* — Se abren en el terreno a drenar, tanto como sea posible en la dirección fijada para los drenes, una o varias franjas de ensayo, de las cuales se estudian las paredes, para darse cuenta de la disposición de las diferentes capas del terreno, y de las condiciones en las cuales el agua chorrea por su superficie. Estas franjas de ensayo están cavadas a profundidades que aumentan hasta alrededor de 2 m, y a lo largo de la duración de las observaciones se las recubre de pajas y gavillas que las ponen al abrigo del sol y las protegen contra la acción del aire y del viento que desecan demasiado rápidamente las paredes. Se debe, además, hacer las observaciones muy de mañana, antes de que el calor del día haga que el agua se evapore.

En una observación muy metódica de estas franjas, se puede fácilmente reconocer las venas porosas en las cuales el agua se reúne más abundantemente. Nos damos cuenta, así, de la mayor o menor homogeneidad del suelo; se constata la existencia de bancos de diferente permeabilidad, se ve el espesor de estos bancos y su estratificación, y se llega así a la costumbre de fijar la profundidad a la cual conviene drenar. Si, por ejemplo, encontramos bancos absolutamente impermeables, habrá que colocar las tuberías de drenaje por encima de estas capas, si no perderían la mayor parte de su eficacia.

3.º *Profundidad normal. Definición.* — Si los sondeos que se deben ejecutar cada vez que se drena un terreno, no revelan casos excepcionales, se toma siempre la misma profundidad en una región tal que el éxito del drenaje sea cierto, cualquiera que sea la naturaleza del suelo. Es la profundidad normal.

La determinación de esta profundidad ha sido objeto de grandes discusiones entre los drenadores, los unos, que tienen por débil profundidad alrededor de 0,60 a 0,75 m; los otros para una profundidad más considerable, yendo hasta 1,20 m e incluso más allá. Este fue el primer método que prevaleció; a continuación el segundo sistema lo desplazó.

El drenaje profundo. — En Inglaterra, donde los trabajos de drenaje han sido muy numerosos, el ingeniero PARKES recomendaba colocar los drenes a una profundidad mínima de 1,20 m por debajo de la superficie del suelo.

En Alemania, después de todas las experiencias hechas, la Comisión General de Silesia fijó la profundidad normal de los drenes a 1,25 m para las tierras aradas y 1 m para las praderas.

En Francia no se han hecho en este sentido estudios definitivos. El ingeniero-drenador CLEMONTE ha ejecutado muchos drenajes profundos y obtenido excelentes resultados. Todos los ingenieros están de acuerdo en reconocer en numerosos casos, la superioridad del drenaje profundo sobre el drenaje superficial, esencialmente cuando se trata de tierras muy arcillosas, cuya capacidad de retención es elevada, la permeabilidad débil y la subida capilar importante.

En este caso las ventajas son, en efecto, las siguientes:

a) *El drenaje profundo hace descender el plano de agua en mejores condiciones.*

En los terrenos drenados superficialmente, el agua, gracias a los fenómenos capilares, se mantiene todavía en un nivel demasiado elevado, ya que hemos visto que el nivel medio de la lámina subterránea debe estar por lo menos a 0,60 ó 0,80 m de la superficie del suelo para climas atemperados, para que las plantas se encuentren en buenas condiciones culturales. Esto exige, naturalmente, que los drenes sean colocados a una profundidad superior a esta cifra, sobre todo en terrenos muy arcillosos, donde la altura de agua de la lámina subterránea por encima de las tuberías se mantiene elevada.

b) *El drenaje profundo ejerce una acción mucho más activa que el drenaje superficial, y tiene que ser preferido desde el punto de vista del cultivo.* Airea el suelo sobre una profundidad más grande, permite las labores profundas y las cavas, ofrece a las raíces de las plantas un suelo más mullido bajo un espesor más grande y, por consiguiente, las raíces utilizan mucho mejor los principios nutritivos, y especialmente el hidrógeno se pierde mucho menos.

c) *El drenaje profundo es más eficaz, porque alcanza mejor las venas líquidas, que son casi siempre más profundas que el drenaje superficial.*

d) *Los drenes superficiales se obstruyen por las raíces de las plantas que desarrollan una cabellera abundante ofreciendo un obstáculo absoluto al escurrimiento de las aguas.*

e) *Los drenes colocados profundamente están al abrigo de las heladas.*

f) El drenaje profundo es más económico. En efecto, la separación de los drenes puede ser aumentada en una relación más considerable que su profundidad. Resulta necesariamente que en un drenaje profundo se pueden colocar las líneas de los drenes a una distancia más grande las unas de las otras y, por consiguiente, abrir menos franjas y gastar menos tuberías.

Se cita, en todas las obras, el ejemplo de un drenaje ejecutado en un terreno homogéneo arcilloso y en el cual los drenes, colocados a 1,05 m de profundidad y a 9 m de separación, han producido una mejora mucho más sensible que en el caso de un drenaje comparativo ejecutado colocando los drenes a la profundidad de 0,90 m y a la separación de 3 m.

Así, en el primer caso, ha valido, por hectárea:

$$100 \text{ m} \times \frac{100}{9} = 1.100 \text{ m de tuberías}$$

y en el segundo:

$$100 \text{ m} \times \frac{100}{3} = 2.000 \text{ m de tuberías.}$$

Luego, es una importante economía sobre la compra y el transporte de los drenes.

Además, en el primer caso, el cubo total de tierra sacada del desmonte es, tomando las dimensiones ordinarias de la franja, de:

$$\frac{0,35 + 0,09}{2} \times 1,05 \times 1.100 = 254 \text{ m}^3$$

y, en el segundo caso, de:

$$\frac{0,35 + 0,09}{2} \times 0,90 \times 2.000 = 376 \text{ m}^3$$

Resulta una economía sobre el volumen de tierra a extraer y a volver a poner en su sitio.

Bien entendido en este ejemplo, las profundidades, aunque diferentes, no lo son considerablemente. Si se descendiera a una gran profundidad, el precio del desmonte, que aumenta rápidamente con la profundidad, bajaría a sobrepasar la economía realizada sobre el precio de coste de las tuberías.

Por fin, esto supone un terreno homogéneo, ya que si se encuentra un subsuelo duro, compacto e incluso rocoso, el drenaje profundo pierde sus ventajas.

Hay que concluir con la superioridad incontestable del drenaje profundo en el terreno arcilloso homogéneo, pero hasta un cierto límite, si no se arriesga a un descenso demasiado considerable del plano de agua en período de sequía.

En Saint-Martin, para el caso de drenaje, los propietarios se declaran, en general, partidarios del drenaje ejecutado a una gran profundidad.

Por una parte, esta profundidad (0,70 a 1 m) corresponde al nivel de la capa impermeable (suele disminuirse de Brie).

Por otra parte, los diversos drenadores ejecutan los desmontes con lajas, que tienen ordinariamente un hierro de 0,34 m; "dando dos hierros" obtienen una franja que tiene alrededor de 1 m de profundidad. Si se ejecuta un drenaje más profundo, hay que dar un tercer hierro de laja; esto cambia las condiciones de los drenadores de la Brie, que, en estas condiciones, aumentan considerablemente sus precios de desmonte. Hay que tener en cuenta muy a menudo las consideraciones locales.

Profundidad normal a adoptar.—Según las circunstancias locales y después de un examen de los sondajes, se puede concluir que las profundidades de 0,70 a 1,25 m son buenas en general y aconsejables. Las profundidades adoptadas por el Servicio del Cuartel Rural, orientativamente son:

— 0,80 a 1 m para las praderas;

— 1 a 1,25 m para las tierras aradas.

De una forma general conviene no pasar en los suelos muy arcillosos y muy impermeables de 0,90 a 1,05 m, así como en los terrenos muy permeables (arenas o turbas), para no desecar demasiado estos suelos; en los suelos impermeables o poco permeables: 1,05 a 1,10 m, donde la aereación es útil; en los suelos muy ligeramente calcáreos: 1,25 a 1,30 m. Excepcionalmente para las viñas y ciertos árboles frutales: 1,30 a 1,50 m.

c) PROFUNDIDAD EN ALGUNOS CASOS ESPECIALES

1.º *Suelo casi horizontal. Necesidad de dar a los drenes una pendiente artificial.*—Se dispone en la extremidad baja de los drenes a la profundidad escogida y en la extremidad alta a una profundidad menor, pero lo más superior posible a 0,75 m. Es mejor adoptar esta solución que la que consistiría en dar a los drenes una pendiente inferior a la pendiente mínima admisible.

2.º *Caso donde la evacuación de las aguas, en el emisario de la parte baja del terreno drenado, presente demasiadas dificultades.*—Casi siempre es conducida, por falta de pendiente, y para obtener el factor que el colector principal desahogue por encima del nivel medio de las aguas de este emisario, a dar a la parte interior de este colector una profundidad mucho menor que su profundidad normal y que puede, como veremos, descender hasta 0,70 ó 0,60 m. En este caso es necesario disponer, en la parte baja de la superficie saneada, de un cierto número de drenes con las contrapendientes evitando su extremidad alta (fig. 22).

La ventaja de esta disposición es la siguiente: los últimos colectores de segundo orden que desembocan en el colector principal pueden estar colocados bastante lejos de la boca de descarga, para recibir la profun-

dad normal y, solos, algunos pequeños drenes se encuentran que no tienen una profundidad suficiente en su parte alta. Su extremidad baja, que se halla situada a la profundidad ordinaria, está, por consiguiente, al abrigo de las heladas; si ésta se hace sentir, no ejercer sus perjuicios más que en la parte superior de estos pequeños drenes y en una débil extensión.

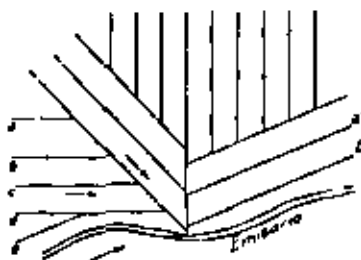


FIG. 22.— La extremidad de los drenes se eleva para darles una pendiente artificial suficiente.

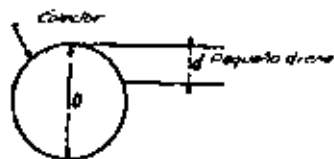


FIG. 23

3.º *Drenaje de un terreno turboso.*— Colocar los drenes, si es posible, sobre una tapa sólida para que no se disloquen deshaciéndose, ya que el suelo turboso desecado experimenta un descenso que va hasta $1/5$ ó $1/6$ de la altura de la capa sanada (profundidad 1,10 m; y que no pase de 1,30 m). Se disponen los drenes sobre planchas, lechos de arena, etc. La utilización de drenes con collar está aquí recomendada.

d) PROFUNDIDAD DE LOS COLECTORES

Generalmente, los pequeños drenes se unen en los colectores de tal manera que sus generatrices superiores estén en el mismo plano (fig. 23), ya que los colectores están colocados a una profundidad más grande que los pequeños drenes.

Conviene tenerlos en cuenta. En la práctica, como no está recomendado el que se unan los pequeños drenes a los colectores de grandes diámetros (más allá de \varnothing 14 cm), se puede tomar como medida: $D - d = \pm 0,05$ m, cuando los colectores no alcanzan grandes diámetros. Es en

3.º *Drenaje de un terreno permeable sobre un subsuelo muy impermeable.*— Algunos drenadores recomiendan descender hasta una profundidad suficiente para colocar las tuberías sobre la capa impermeable a condición, de todas maneras, que no esté situada demasiado baja. No hace falta, por el contrario, descender más abajo, si no los drenes prisioneros en un medio impermeable no podrían más jugar su papel.

4.º *Drenaje de un terreno impermeable sobre un subsuelo permeable.*— Conviene, en este caso, empujar hasta la vena porosa y permeable, si ésta no es demasiado profunda (1,30 a 1,50 como máximo).

estas condiciones cuando se establece un primer proyecto de los perfiles longitudinales sucesivos de los colectores. La cota de salida de un colector que se une a otro será la de este último en el punto de unión aumentado en 0,05 m. Hay a continuación que respetar, para el proyecto definitivo, la regla: Superprofundidad = $D - d$.

Bien entendido, como los colectores están destinados a evacuar las aguas de los pequeños drenes, su acción drenante es muy secundaria, su profundidad no tiene necesidad de ser constante; también se les da, sobre una gran longitud, una pendiente regular, sin seguir rigurosamente las ondulaciones del suelo. En principio, sin embargo, no hace falta que los colectores se encuentren en un nivel más elevado que los drenes, sobre todo si se deben unir dentro. Por el contrario, una superprofundidad local no es un estorbo, ya que es suficiente con dar una pendiente rápida en los últimos metros del pequeño dren para hacer la unión.

Los colectores deben desembocar en los emisarios a 0,20 m por lo menos por encima de su suelo, y a 0,10 m por encima del nivel de las

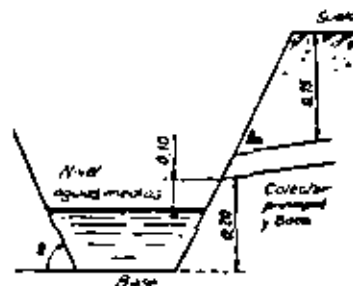


FIG. 24

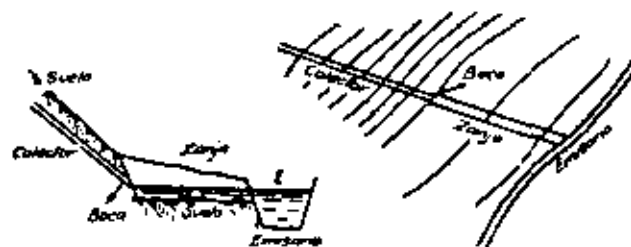


FIG. 25

aguas medias, jamás por debajo de este nivel. También, casi siempre, para obedecer estas condiciones, no se pueden colocar los colectores, por lo menos en la parte baja, a una profundidad muy grande (fig. 24).

Para obtener este resultado, a menudo tratamos de disminuir mucho su pendiente, así como su profundidad, en la parte vecina a su desembocadura; pero en principio no se debe jamás tomar la generatriz superior

del terreno a menos de 0,20 m por debajo de la superficie del suelo. Si nada es imposible, hay que cubrir la zona a una cierta distancia de la salida de agua emisora, en el lugar de ruptura de la pendiente, y después dirigir el agua por una zona de descarga (fig. 25).

4. Separación de drenes

a) FACTORES DE DETERMINACIÓN DE LA SEPARACIÓN

La separación, hemos dicho, es una cantidad correlativa de la profundidad, ya que siendo, salvo en caso excepcional, fijada la profundidad, vamos a determinar la separación con los otros elementos del problema.

Las fórmulas establecidas en el Capítulo V hacen intervenir los elementos siguientes:

1.º Profundidad a la cual se quiere hacer descender la lámina subterránea, teniendo en cuenta la naturaleza de cultivos y la variación del nivel de la lámina subterránea con las estaciones. Esto quiere decir, de hecho, un nivel óptimo de la lámina y un nivel máximo.

2.º Naturaleza del terreno, en particular, permeabilidad por encima y por debajo del nivel de los drenes y profundidad de la capa impermeable.

3.º Velocidad de desecación, es decir, el caudal característico.

Se demuestra también, por consideraciones teóricas y por la experimentación, que la separación de los drenes está igualmente en función de su pendiente que, ella misma, varía su dirección. Esta separación es, para un terreno dado, más grande en el caso del drenaje transversal que en el caso del drenaje longitudinal.

Por otra parte, los drenes pueden ser tanto más separados cuando la pendiente del suelo es más considerable.

En la práctica sería bueno calcular primero, con los elementos cifrados de que se dispone, el valor de la separación, a dar a los drenes según el método expuesto en el Capítulo VI. A continuación se procederá a la verificación experimental.

b) VERIFICACIÓN EXPERIMENTAL DE LA SEPARACIÓN

Es todavía por experiencia que se llega a fijar la separación de los drenes. He aquí cómo se procede:

Se establece (fig. 26) a la profundidad deseada, en la dirección conveniente, una zanja de ensayo. A derecha e izquierda de esta zanja se cavan hoyos de 0,50 m de lado y de la misma profundidad que la zanja. Estos hoyos están dispuestos como se ha indicado sobre las figuras, y de forma que sus distancias a esta zanja sean, respectivamente, iguales, por ejemplo: 2, 4, 6, 8, 10 y 12 m. Para que no puedan actuar los unos sobre los otros, se coloca cada uno de ellos a una distancia del que le sigue y del que le precede, superior a la mitad de la separación que se tiene que dar a las futuras líneas de drenes. Por fin se recubren estos hoyos y esta

zanja de agua o de ranajas destinadas en la medida que sea posible a prevenir la evaporación.

Después de un período de lluvia cuando el terreno está bien saturado de agua, se estufa la tierra en la cual se han hoyos y se profundiza en el suelo bajo la influencia de la acción sucesiva de las ranajas. A este efecto, se hace, durante algunos días, un riego y luego, durante tres veces diferentes en el año, la profundidad del agua en estos hoyos por debajo de la superficie del suelo. Se constata que el nivel desciende más y más de peso, en cada sondeo, a medida que es más cercano a la zanja. Cuando se encuentran dos hoyos sucesivos donde el nivel del agua es el mismo, el resto es estacionario, y varía en la misma altura de una observación a la otra, se concluye que la zanja no ha hecho sentir su acción y que, por consiguiente, ésta no se extiende más allá del último hoyo, en donde el agua ha descendido por debajo del nivel del líquido en el hoyo siguiente. Se mide la distancia que separa este hoyo de la zanja y el doble de esta separación es la separación buscada.

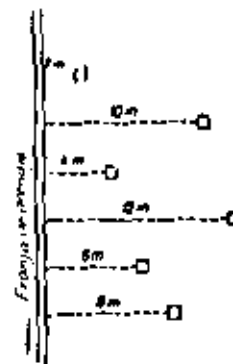


FIG. 26

Este método que acabamos de indicar es muy simple y, por consiguiente, habrá que recurrir a él todas las veces que se trate de drenar superficies de una cierta importancia, para las cuales la naturaleza del terreno es mal conocida, y en las regiones donde todavía no se han ejecutado trabajos que puedan servir de ejemplo. Pero exige investigadores atentos y ejercitados, lleva consigo gastos y, sobre todo, exige un tiempo bastante largo.

c) VALORES CORRIENTES DE LA SEPARACIÓN

Se ha buscado, en las empresas corrientes, dar para la "profundidad normal" y para diversas naturalezas del terreno los valores correspondientes a la separación, determinados por un gran número de observaciones hechas en todas las condiciones posibles y que presentan, por consiguiente, grandes garantías de éxito.

En general, estos valores reposan sobre la clasificación de los suelos de su mayor o menor gran permeabilidad, medida por una cantidad de elementos arenosos y arcillosos que encierran y por la finura de sus elementos.

Se puede resumir el cuadro general de la página siguiente bajo esta forma simple:

a) Suelos cuyo pendiente es inferior a 1/300, o sea 0,3333 m por metro (efectivamente drenaje longitudinal).

He aquí, según GERHARDT, las separaciones adoptadas:

| | |
|---|-----------|
| Tierras arcillosas muy compactas | 9 a 10 m |
| Tierras arcillosas compactas | 10 a 12 m |
| Tierras francas compactas | 12 a 14 m |
| Tierras ordinarias pedregosas | 14 a 16 m |
| Tierras francas arenosas con un poco de arcilla | 16 a 20 m |
| Tierras arenosas con un poco de arcilla | 20 a 24 m |
| Tierras arenosas ordinarias | 24 a 30 m |

b) Suelos cuya pendiente es superior a 1/300 (0,0033 por metro, des-naje transversal).— Teóricamente, los números precedentes están aumentados en un 20 %.

| Naturaleza del terreno | Distancia de los drenes | | | |
|---|--|---|---|---|
| | Tierras de pendiente inferior a 1/300 drenaje longitudinal | Observaciones | Tierras de pendiente superior a 1/300 drenaje transversal | Observaciones |
| 1.° Suelos arcillosos, compactos que contienen más de 75 %, de partículas arcillosas que en el análisis mecánico del suelo, quedan en suspensión en el agua | 10 | Separación más considerable admisible para las tierras homogéneas, que presentan venas permeables | 10 - 15 | Separación que aumenta con el número y la potencia de las venas permeables, así como con la pendiente del terreno, hasta que la distancia vertical de los drenes alcanza 0,30 m. De todas maneras nunca debe ser inferior a 10 metros |
| 2.° Suelos arcillosos ordinarios que contienen 60 a 75 %, de partículas arcillosas | 10 - 12 | | 10 - 15 | |
| 3.° Tierras francas compactas que contienen 40 a 50 %, de partículas arcillosas | 12 - 14 | | 12 - 16 | |
| 4.° Tierras francas ordinarias que contienen 20 a 30 %, de partículas arcillosas | 14 - 16 | | 14 - 21 | |
| 5.° Tierras francas arenosas que contienen 20 a 30 %, de partículas arcillosas | 16 - 20 | | 17 - 25 | |
| 6.° Tierras arenosas con un poco de arcilla que contiene 10 a 20 %, de partículas arcillosas | 20 - 24 | | 21 - 30 | |
| 7.° Tierras arenosas ordinarias que contienen menos del 10 %, de partículas arcillosas | 24 - 30 | | 25 - 35 | |

El Servicio del Cuerpo Rural ha adoptado, en principio, las cifras siguientes, para una profundidad de 1,10 a 1,20 m:

| | |
|--|----------------|
| Tierras arcillosas compactas | 9 a 10 m |
| Tierras arcillosas | 10 a 11 m |
| Tierras francas compactas | 11 a 12 m |
| Tierras francas ordinarias | 12 a 14 m |
| Tierras arenosas | 14 a 16 m |
| En los terrenos turbosos: separación | 30, 40 y 50 cm |

d) CONCLUSIONES

De todo lo que precede, resulta que el planteamiento de los proyectos de drenaje nos ha conducido, en cada caso, a fijar la profundidad y la separación, teniendo en cuenta que estas cantidades oscilan en principio entre las cifras siguientes:

Profundidad:

- Praderas: 0,80 a 1 m.
- Tierras aradas: 1 a 1,25.

Separación:

- 8 a 12 m, terrenos compactos;
- 12 a 16 m, terrenos francos ordinarios;
- 15 a 20 m, terrenos arenosos con arcilla.

Es por fin importante señalar que la humedad de un suelo no fija la separación de los drenes, y que no conviene decir que cuanto más húmedo es un suelo, la separación debe ser más débil. Es esencialmente la permeabilidad del suelo la que condiciona la separación, y se puede, por consecuencia, en los suelos incluso saturados de agua, separar los drenes si los suelos son muy permeables.

5. Diámetro y longitud de los drenes

El sistema de drenaje regular o paralelo comprende, lo hemos dicho, un conjunto de pequeños drenes, colocados paralelamente en el suelo, los cuales se unen a un cierto número de colectores.

El estudio de las dimensiones de las tuberías de drenaje comprende la elección del diámetro y la determinación de la longitud de los pequeños drenes.

a) Diámetro de los drenes.— Los pequeños drenes utilizados en el origen del drenaje tenían uniformemente 3 cm de diámetro. Pero se ha constatado bien de prisa la insuficiencia de este diámetro. Los peligros de obstrucción son considerables; en este caso, el Servicio del Cuerpo Rural ha decidido no emplear pequeños drenes de diámetro inferior a 4 cm. Después, se estimó este diámetro todavía insuficiente, y a partir de 1919, se utilizaron los pequeños drenes de 5 ó 6 cm de diámetro.

En Suiza, además, donde se atribuye con razón una importancia considerable a la aireación del suelo por los drenes, no es raro que se dé a los pequeños drenes 8 cm de diámetro. Pero bien entendido, el precio del

metro de drenaje depende del diámetro de las tuberías empleadas, ya que el precio de los drenes aumenta con su diámetro. Es necesario, si no se quiere terminar con un gasto prohibitivo, emplear los pequeños drenes de un diámetro suficiente, y se da generalmente a éstos 5 cm de diámetro; a veces, si los propietarios interesados lo desean, se puede llegar hasta 6 cm e incluso a 8 cm en ciertos casos especiales.

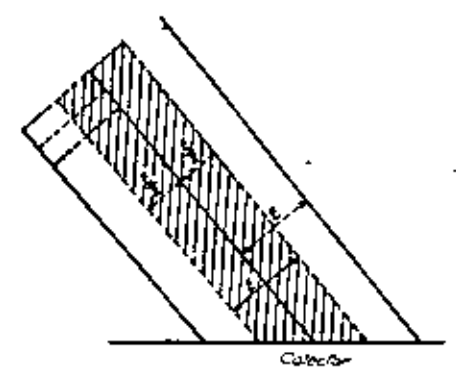


FIG. 27. — Superficie saneada por un drenaje

b) *Longitud a dar a los drenes.* — Dar a los pequeños drenes un diámetro uniforme viene a decir que no se puede, sin inconvenientes, darles una longitud más y más grande. Un pequeño drenaje, en efecto, se concibe fácilmente, deseca un volumen de tierra cada vez más considerable, y así recibe un volumen de agua más y más grande a medida que descienden (fig. 27), es decir, desde su origen hasta su punto de unión con el colector, así a medida que su longitud aumenta. Si no se limitase esta longitud, llegaría un momento en el cual el pequeño drenaje sería incapaz de escorrir el agua que recibe del suelo. Esto quiere decir que existe para los pequeños drenes y, bien entendido, en circunstancias determinadas, una longitud máxima, que no se sabría traspasar sin comprometer el buen saneamiento del suelo. ¿Cuál es esta longitud máxima?

Es fácil de calcular.
Sea, en efecto, una red en la cual la separación entre drenes es E, y que está calculada para un caudal característico q_c .
Un drenaje de diámetro $2r$ y de pendiente I tiene un caudal característico máximo posible $Q_M = f(2r, I)$, es decir, función de su diámetro y de su pendiente.
Se puede calcular Q_M , o determinarlo por ábacos o por tablas (ver Capítulo VII e igualmente el párrafo siguiente: diámetro de los colectores).

La longitud máxima L_M a dar a este drenaje será aquella para la cual la superficie que debe sanear la abastecerá de un caudal máximo igual al caudal máximo Q_M .

Así, la superficie saneada por un drenaje de longitud L, es $S = L \cdot E$, y el caudal de este drenaje es:

$$Q = S q_c = L \cdot E \cdot q_c$$

La longitud máxima está definida por la igualdad:

$$Q = Q_M$$

es decir:

$$L_M \cdot E \cdot q_c = Q_M$$

así, pues:

$$L_M = \frac{Q_M}{E \cdot q_c}$$

fórmula en la cual se deben, naturalmente, utilizar unidades homogéneas (por ejemplo, para L_M y E el metro, el metro cúbico por segundo para Q_M , y el metro cúbico/segundo/metro cuadrado para q_c).

Así, si se hace el cálculo para el diámetro más corriente, para la pendiente más débil admitida, para el caudal característico habitual y la separación más elevada en la escala práctica de las separaciones, es decir:

$$2r = 0,05 \text{ m};$$

$$I = \frac{0,30 \text{ m}}{100 \text{ m}}$$

$$q_c = 11/ha/s = 10^{-4} \text{ m}^3/s/\text{m}^2;$$

$$E = 30 \text{ m}$$

se encuentra:

$$Q_M = 0,4490 \text{ l/s.}$$

es decir:

$$L_M = 225 \text{ m.}$$

Se encuentran, en los viejos tratados de drenaje, tablas de doble entrada que dan las longitudes máximas que pueden recibir los drenes para diferentes pendientes y diferentes separaciones en el caudal de 1 l/ha/s. Pero en la práctica, se evitan estas investigaciones. Se ha convenido no dar a los pequeños drenes, de una forma general, una longitud superior a 150 m para los drenes de 0,05 m de diámetro y 200 m (excepcionalmente 250) para los drenes de 0,06 m; cuando un conjunto de drenes pasa de estas longitudes, se les corta, como se ha dicho, por un colector de unión o bien se coloca localmente un diámetro más elevado.

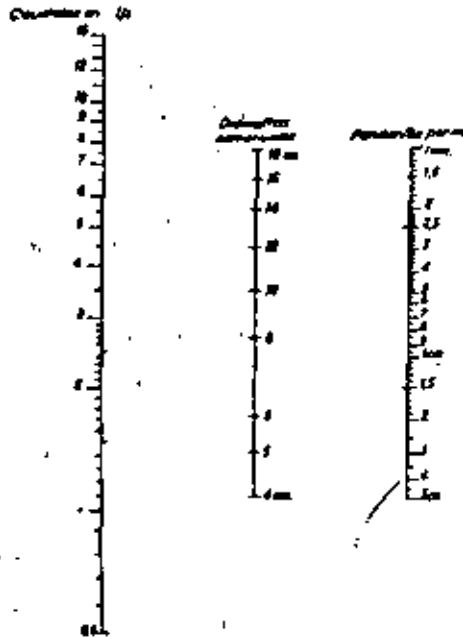
6. Cálculo de los colectores

Un colector recibe sucesivamente una serie de pequeños drenes, y cada uno le aporta un cierto volumen de agua; recibe también colectores de orden inferior. Cuando, en un punto dado, la importancia del volumen de agua a evacuar rinde el aumento del calibre necesario, se aumenta simplemente, a partir de este punto, el diámetro de las tuberías empleadas.

Así, pues, mientras que la investigación de los diámetros de los pequeños drenes se basa en la determinación de su longitud máxima para el diámetro empleado, para los colectores, por el contrario, esta cuestión lleva al cálculo del diámetro necesario para asegurar un caudal dado con una pendiente dada.

ABACO DE PUNTOS ALINEADOS PARA LA DETERMINACION DE LOS DIAMETROS A DAR A LAS TUBERIAS DE DRENAJE (COLECTORES)

(Según M. Sangé, profesor del "Institut Agronomique")



Este problema es sacado de un curso de tuberías. Hemos recordado, en líneas esenciales, el Capítulo VII, en el cual figura un abaco establecido con la ayuda de la fórmula más frecuentemente utilizada.

Hemos insertado en el presente capítulo un abaco de puntos suspensivos de empleo rápido y práctico, pero que tiene el inconveniente de no dar directamente la velocidad del agua en la tubería.

Se ha establecido igualmente tablas de doble entrada. Sobre la primera línea horizontal están inscritos los diámetros más usuales de las tuberías de drenaje fabricadas por las fábricas.

CAUDAL DE LOS COLECTORES DE DRENAJE (en l/s)

| Pendientes en mil | Diámetros en mm | | | | | | | | | | | | Pendientes en mil |
|-------------------|-----------------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|-------------------|
| | 50 | 60 | 80 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | 250 | 300 | 350 | |
| 0,05 | — | — | — | — | 1,70 | 2,85 | 8,86 | 5,23 | 6,95 | 9,40 | 11,3 | 14,5 | 0,6 |
| 0,10 | — | — | 0,90 | 1,62 | 2,60 | 3,92 | 5,45 | 7,41 | 9,59 | 11,9 | 16,4 | 25,2 | 1 |
| 0,15 | — | — | 1,10 | 1,98 | 3,16 | 4,60 | 6,70 | 9,14 | 12,63 | 14,5 | 21,2 | 32,1 | 1,5 |
| 0,20 | 0,87 | 0,59 | 1,26 | 2,28 | 3,67 | 5,64 | 7,73 | 10,56 | 13,90 | 15,8 | 23,2 | 35,4 | 2 |
| 0,25 | 0,41 | 0,66 | 1,42 | 2,55 | 4,10 | 6,20 | 8,63 | 11,81 | 15,54 | 18,7 | 26,0 | 41,4 | 2,5 |
| 0,30 | 0,45 | 0,73 | 1,55 | 2,79 | 4,50 | 6,78 | 9,45 | 12,84 | 17,22 | 20,5 | 28,8 | 46,0 | 3 |
| 0,35 | 0,45 | 0,79 | 1,68 | 3,02 | 4,85 | 7,34 | 10,22 | 13,87 | 18,39 | 22,2 | 30,7 | 45,9 | 3,5 |
| 0,40 | 0,52 | 0,85 | 1,78 | 3,23 | 5,19 | 7,81 | 10,93 | 14,94 | 19,94 | 23,8 | 32,8 | 52,4 | 4 |
| 0,45 | 0,55 | 0,90 | 1,90 | 3,42 | 5,51 | 8,34 | 11,59 | 15,85 | 20,84 | 25,1 | 34,9 | 55,6 | 4,5 |
| 0,50 | 0,58 | 0,94 | 2,00 | 3,61 | 5,81 | 8,76 | 12,27 | 16,70 | 21,99 | 26,5 | 36,5 | 58,5 | 5 |
| 0,55 | 0,61 | 0,99 | 2,10 | 3,78 | 6,09 | 9,19 | 12,92 | 17,53 | 23,05 | 27,8 | 38,5 | 61,4 | 5,5 |
| 0,60 | 0,64 | 1,03 | 2,18 | 3,95 | 6,36 | 9,60 | 13,33 | 18,00 | 24,07 | 29,0 | 40,2 | 62,9 | 6 |
| 0,65 | 0,66 | 1,06 | 2,26 | 4,11 | 6,62 | 9,99 | 13,63 | 19,04 | 25,10 | 30,3 | 41,9 | 65,1 | 6,5 |
| 0,70 | 0,69 | 1,12 | 2,37 | 4,27 | 6,87 | 10,37 | 14,45 | 19,74 | 26,40 | 31,4 | 43,5 | 67,6 | 7 |
| 0,75 | 0,71 | 1,15 | 2,43 | 4,42 | 7,11 | 10,74 | 14,91 | 20,45 | 26,92 | 32,5 | 45,1 | 71,5 | 7,5 |
| 0,80 | 0,74 | 1,20 | 2,54 | 4,56 | 7,34 | 11,06 | 15,46 | 21,12 | 27,89 | 33,6 | 46,8 | 72,8 | 8 |
| 0,85 | 0,76 | 1,23 | 2,61 | 4,71 | 7,57 | 11,43 | 15,93 | 21,40 | 28,65 | 34,6 | 48,0 | 76,0 | 8,5 |
| 0,90 | 0,78 | 1,27 | 2,68 | 4,84 | 7,79 | 11,75 | 16,39 | 22,40 | 29,48 | 35,5 | 49,8 | 77,8 | 9 |
| 0,95 | 0,80 | 1,30 | 2,74 | 4,97 | 8,00 | 12,06 | 16,84 | 23,02 | 30,30 | 36,6 | 50,7 | 80,5 | 9,5 |
| 1,00 | 0,82 | 1,34 | 2,83 | 5,08 | 8,21 | 12,39 | 17,39 | 23,67 | 31,06 | 37,5 | 51,8 | 82,1 | 10 |
| 1,25 | 0,92 | 1,49 | 3,18 | 5,71 | 9,18 | 13,66 | 18,32 | 26,42 | 34,73 | — | — | — | — |
| 1,50 | 1,01 | 1,63 | 3,45 | 6,27 | 10,06 | 15,18 | 21,11 | 28,99 | 38,66 | — | — | — | — |
| 1,75 | 1,09 | 1,77 | 3,74 | 6,75 | 10,86 | 16,40 | 22,67 | 31,25 | 41,03 | — | — | — | — |
| 2,00 | 1,17 | 1,89 | 3,99 | 7,22 | 11,61 | 17,53 | 24,45 | 33,41 | 43,33 | — | — | — | — |
| 2,50 | 1,30 | 2,11 | 4,47 | 8,07 | 12,97 | 19,60 | 27,33 | 37,35 | 49,14 | — | — | — | — |
| 3,00 | 1,42 | 2,31 | 4,99 | 8,81 | 14,15 | 21,44 | 29,94 | 41,55 | — | — | — | — | — |
| 3,50 | 1,54 | 2,50 | 5,30 | 9,55 | 15,26 | 23,19 | 32,34 | 44,55 | — | — | — | — | — |
| 4,00 | 1,65 | 2,67 | 5,66 | 10,21 | 16,41 | 24,79 | 34,56 | — | — | — | — | — | — |
| 4,50 | 1,75 | 2,83 | 6,00 | 10,75 | 17,42 | 26,30 | 36,67 | — | — | — | — | — | — |
| 5,00 | 1,81 | 2,98 | 6,31 | 11,42 | 18,66 | 27,72 | 38,65 | — | — | — | — | — | — |
| 6,00 | 2,02 | 3,27 | 6,83 | 12,50 | 20,11 | 30,76 | 43,83 | — | — | — | — | — | — |
| 7,00 | 2,16 | 3,54 | 7,40 | 13,51 | 21,72 | 32,79 | 45,74 | — | — | — | — | — | — |
| 8,00 | 2,34 | 3,78 | 8,01 | 14,44 | 23,27 | 35,04 | 49,90 | — | — | — | — | — | — |
| 9,00 | 2,47 | 4,00 | 8,49 | 15,30 | 24,63 | 37,54 | 51,87 | — | — | — | — | — | — |
| 10,00 | 2,63 | 4,27 | 9,03 | 16,20 | 25,96 | 39,90 | 54,47 | — | — | — | — | — | — |

La columna vertical de la izquierda indica todas las pendientes posibles de 0,05 cm en 0,05 cm por 100 m, después 0,50 m en 0,50 m y, por fin, de metro en metro. En el punto de inserción de una línea y de una columna cualquiera de este cuadro de doble entrada se encuentra in-

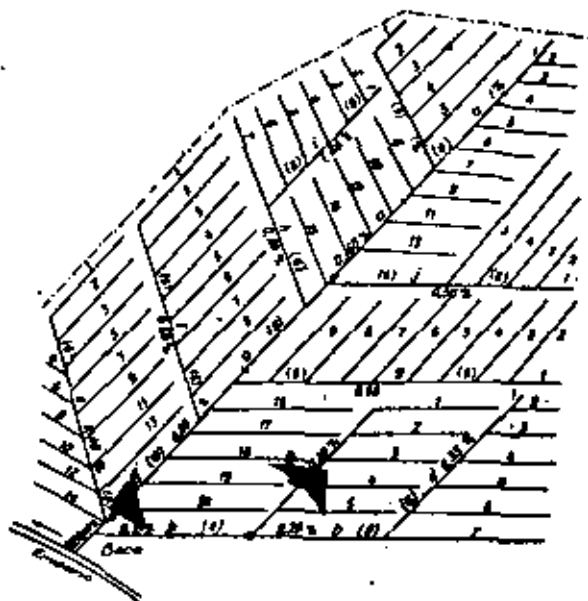


FIG. 28. — Dibujo sobre el plano de drenaje de drenes y colectores para el cálculo metódico de los diámetros de los colectores: I: cambio de pendiente sobre x ; x : cambio de diámetro; n : cambio de pendiente y de diámetro; (6): diámetro del colector; 0,25 %: pendiente de la zanja.

crito el caudal de una tubería, de una pendiente y de un diámetro igual a los inscritos en esta columna y sobre esta línea.

En la práctica se utiliza el cuadro de la manera siguiente:

Se conoce la superficie saneada. Luego el caudal a evacuar y la pendiente del colector en un punto considerado. La tabla da su diámetro en este punto.

Cálculo del diámetro de un colector en un punto cualquiera de su trazado. — Un colector recibe drenes o colectores de orden inferior. Se determina para cada drené la superficie saneada. Estas superficies se acumulan a tiempo y a medida que descienden con el colector hacia la parte baja. Cuando se encuentra la desembocadura de un colector que vierte

en el colector, cuyo diámetro se determina, se añade la superficie saneada por este colector a la superficie acumulada de los pequeños drenes. Se tiene, en todo punto del colector, la superficie saneada. Conociendo las pendientes de este colector en este punto, las tablas nos dan el diámetro buscado.

Veamos cómo, en la práctica, se procede. Supondremos que se trata de un sistema de drenaje definido por el trazado adjunto (fig. 28).

1.º **Designación de los drenes y colectores.** — Importa, primero, designar los colectores por letras sucesivas en orden alfabético partiendo de la boca del drenaje. El colector principal que parte de la boca se designa por letra *a*, después se remonta éste de abajo arriba, el primer colector secundario que se encuentra, es el colector *b*. No se sale, además, de este colector secundario *b* sin haber designado por las letras siguientes los colectores que vierten en *b* o en los colectores que éste recibe. Esto no es más que después de haber designado por letras todos los colectores que constituyen alguna clase del grupo *b*, cuando se vuelve al colector principal *a*, para designar por la primera letra no utilizada todavía, el colector que, después de *b*, se une a *a*, y así a continuación.

Los pequeños drenes que se unen en un colector son numerados de arriba abajo 1, 2, 3, etc. La numeración se hace por colector.

Se puede admitir, en ciertos casos, que los pequeños drenes drenan x metros en su extremidad. Las extremidades de los drenes serán, pues, cortadas a x metros de los límites del perímetro drenado, y cuando pequeños drenes vienen a terminar en sus extremidades cerca de un colector, la distancia será igual a la semiseparación, que es más de x metros (siendo x el máximo igual a la semiseparación). Por fin, sobre el plano, las pendientes de los colectores están determinadas a lo largo de su trazado, y los cambios de pendiente están indicados por pequeños trazos verticales perpendiculares al colector.

2.º **Cálculo metódico de los drenes.** — Se puede emprender el cálculo de los drenes. Este cálculo está hecho sobre un modelo impreso, reproducido en la página siguiente y conforme a las indicaciones llevadas sobre este modelo.

Se subrayará que se empieza por calcular los diámetros para los colectores más alejados en el orden alfabético y que se remonta así hasta el colector principal, teniendo cuidado, cada vez que un colector recibe otro, hacer figurar este último entre los números de los drenes que se unen igualmente. La superficie saneada por este colector es llevada a la columna de superficies parciales, y es acumulada con las superficies precedentes. Se tiene así, en cada punto de un colector, el caudal que este colector debe asegurar, porque es el caudal acumulado de todos los caudales unidos por los drenes y colectores de arriba. Sirviéndose de tablas o abacos y conociendo la pendiente de la parte del colector en el punto considerado, se puede determinar el diámetro del colector en este punto. Se procede así para todos los colectores sucesivos y se termina por el colector *a*.

mites, un límite inferior ($v_1 = 0,20$ m/s) por debajo del cual los desmontes se producirían y en un límite superior ($v_2 = 1$ a $1,5$ m/s, según los surcos), por encima del cual el efecto de aspiración (tromba de agua) que se manifestaría, podría llevar tierra a través de las uniones y desmoronar el surco alrededor de los conductos.

A continuación hay que tener cuidado, cuando exista un cambio de pendiente, un colector o un cambio de diámetro, a que la velocidad no sufra en disminución, por lo menos una disminución notable. En efecto, cuerpos en suspensión que son arrastrados a una cierta velocidad pueden llegar a depositarse si esta velocidad disminuye y así obstruir el conducto.

Es indispensable, cuando se plantee el perfil longitudinal de los colectores, determinar con la ayuda del ábaco la velocidad del agua en cada franja de igual diámetro y de igual pendiente, y verificar primero si esta velocidad es admisible, es decir, comprendida entre los límites indicados. Si, por ejemplo, se nota una disminución muy notable (10 a 20 %) de la velocidad, a consecuencia de una disminución de pendiente, es indispensable, incluso si el caudal continúa asegurado por las tuberías de igual diámetro que en el trazo precedente, aumentar este diámetro hasta el valor, conservando más o menos la velocidad del agua.

Esta regla, sin ser absolutamente imperativa, es muy importante para la longevidad del drenaje.

Cuando todos los diámetros están así calculados, se les hace figurar sobre el plano de drenaje, y los cambios del diámetro están indicados por pequeñas cruces sobre los trazados de los colectores conforme a la leyenda. Los cambios del diámetro coinciden a menudo con los cambios de pendiente.

Todas las indicaciones precisadas deben figurar sobre el plano con mucho cuidado. Permitirán al empresario una buena ejecución de los trabajos por una lectura fácil con plano de drenaje.

7. Cuadro resumido de las condiciones de drenaje en diferentes países de Europa

Puede ser interesante ahora comparar si las reglas así admitidas en Francia, y confirmadas por la experiencia de este país, difieren notablemente de las normas practicadas en los otros países.

Publicamos más abajo un cuadro comparativo extraído de una relación en fecha del 16 de marzo de 1959, de la Comisión económica para Europa (Comité de los problemas agrícolas, M. P. Cizeta, Reino Unido).

| País | Longitud de la tubería (mts) | Diámetro interior | | Profundidad (m. tms) | Seguimiento (m. tms) | Observaciones |
|--------------|------------------------------|----------------------|-----------------------------|----------------------|----------------------|--------------------------------------|
| | | Pequeños drenes (cm) | Colectores principales (cm) | | | |
| Austria | 33 | 6,5 y más | hasta 20 | 110 | 8-30 | (1) Para detalles ver norma DIN 1189 |
| Bélgica | 33 | 5 y más | hasta 20 | 75-120 | 7-10 | |
| Francia | 33 | 4-8 | 10-21 | 40-120 | 9-35 | |
| Alemania (1) | 33,8 | 4,5, 6, 7, 8 | 6-10 | | | |
| (Rep. Fed.) | 33,8 y 50 | | 16 a 20
25 a 30 | | | |
| Italia | 33 | 7-10 | | 110 | 6-20 | |
| Noruega | 30-33 | 5-7,5 | 7,5-20 | 80-120 | 5-20 | |
| Reino Unido | 30 | 4,5-7,5 | 7,5-15 | 75-120 | 7-10 | |
| U.R.S.S. | 33 | 4, 5, 7, 5 | 10 12,5, 15 | 90-150 | 25-45 | Suelos turbosos |
| " | " | " | " | 70-120 | 25-30 | Suelos minerales |

8. Indicación sobre el precio de coste del drenaje por tuberías de cerámica

Es difícil dar los precios de fábrica precisos que varían en función de factores muy complejos y muy numerosos, entre los cuales citaremos:

- la intensidad del drenaje buscado;
- la naturaleza del terreno;
- el precio de fábrica de la mano de obra;
- el precio del carbón (fabricación de tuberías), etc. Sin contar con las variaciones de la moneda.

A pesar de todo, nos parece indispensable no dejar al lector sin ninguna idea sobre el orden de amplitud de los precios de drenaje.

Por esto hemos dado en el anexo del presente capítulo el detalle estimativo de un proyecto estudiado en 1957 y realizado en Seine-et-Marne el mismo año. Previsaremos que esta anticipación sea relativa a un drenaje que se extiende sobre unas 60 hectáreas; los drenes están situados a 0,80 m de profundidad y separados 10 m. En estas condiciones, el drenaje volvería todas las subyugaciones comprendidas (con imprevistos, obras especializadas, pero sin reglamentación de emisarios) a 2000 NF la hectárea (ejecución por una empresa especializada).

Estimamos que en las condiciones económicas actuales (otoño 1961), los precios indicados deben ser aumentados en un 30 % de media, lo que viene a ser 2600 NF el precio de la venta actual de una hectárea de este drenaje.

Una ejecución directa, es decir, por la asociación sindical o el propie-

tario que, bajo la dirección de un geómetra, director de trabajo, emisario que el mismo un jefe de cantera y obreros drenadores y compra sus tuberías, permite realizar una economía de un 20 %, que es actualmente el precio de fábrica de 2.000 a 2.200 NF.

Este método de realización se sorrea con la dificultad de encontrar el personal calificado necesario, y a menudo los trabajos duran largo tiempo.

III. OBRAS ACCESORIAS

1. Bocas

Las bocas constituyen una de las obras más importantes del drenaje. Deben ser el objeto de muchos cuidados.

El drenaje no da buenos resultados más que si los emisarios de evacuación de las aguas de drenaje son susceptibles de asegurar rápidamente el escurrimiento de las aguas. Hemos visto anteriormente cómo se determina, por un emisario, el caudal en aguas medias y el caudal en aguas altas. Las bocas deben siempre verse por encima del nivel de las aguas medias. En el caso de aguas altas, el agua remonta en los colectores y los drenes próximos, pero la crecida termina, las bocas funcionan de nuevo normalmente. Sin embargo, se pueden tener los depósitos que se formen, y, a consecuencia de crecidas repetidas, la obstrucción de las tuberías.

En algunos casos es posible reperfilar los emisarios, de tal manera, que las bocas de drenaje viertan sus aguas por encima del nivel de las aguas de la crecida. Resulta evidentemente un gran gasto en la distribución del emisario (cúbico de desmontes y transporte de tierras), y de las antiguas obras (puentes), pero con una seguridad más grande. El ingeniero apreciará, desde el punto de vista de los intereses en juego, la solución a adoptar.

Las mismas bocas deben ser establecidas de la forma siguiente en los casos más simples:

En la "boca de descarga", el colector tendrá que ser enterrado por lo menos a 0,75 m por encima de la generatriz superior (fig. 29).

La boca propiamente dicha se compondrá de un macizo de albañilería hidráulica con adoquines duros de por lo menos 0,25 m de cola. Este macizo tiene generalmente por lo menos 1 m de anchura y 0,50 de espesor; se le hace llegar a ras de suelo y se le continúa por lo menos a 0,30 m por debajo de la generatriz inferior del colector. Las partes que se ven del macizo están recubiertas por una mano de mortero de cemento de 0,025 m de espesor.

Un pavimento de piedras unidas se coloca si es necesario delante del macizo para evitar los derrumbes.

Tiene la misma longitud que el macizo, por lo menos 0,50 m de anchura y 0,20 m de espesor.

Las tuberías del colector, en la parte alta de la boca, tendrán que ser cementadas en las juntas y perfectamente ajustadas con los residuos de la tubería en una longitud de por lo menos 1,50 m.

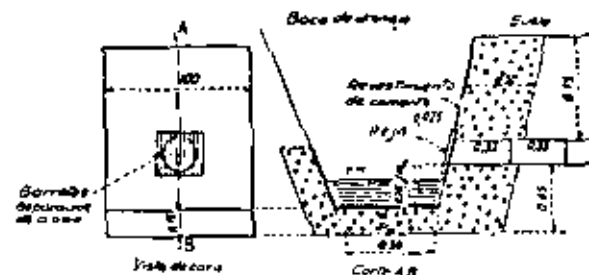


FIG. 29

Un enrejado protege las bocas contra la entrada de los pequeños animales. Los barrotes están separados en un máximo de 0,004 m.

Ver igualmente el dibujo III, que representa un tipo de boca de drenaje recomendado cuando el diámetro del colector pasa de 0,16 m.

2. Registros y cámaras de unión

Los registros son obras destinadas, ya sea a observar el método de escurrimiento del agua en los conductos y a juzgar el buen funcionamiento de los colectores, o sea, evitar la obstrucción de los colectores en los lugares donde su pendiente disminuye o, muy frecuentemente, permitir la unión de varios colectores que terminan en un mismo punto. En este caso se descoloca en los puntos de cruce de varios colectores de diversos órdenes; en el primer caso, en los lugares donde comienzan las disminuciones de la pendiente. Forman, pues, una serie de depósitos reguladores donde se depositan las materias arrastradas.

Los registros pueden ser construidos en albañilería de adoquines ordinarios, de ladrillos, de hormigón de cemento de forma cuadrada o rectangular, sobre solera de hormigón de cemento. Salen de la superficie del suelo y están recubiertos por una tapadera móvil destinada a impedir que caigan materias extrañas. Una tubería de descarga, colocada del lado de las tuberías de arrastre, lleva el agua que éstas han traído.

Se puede también emplearlas ventajosamente en bocas de cemento de comercio de 0,80 a 1 m de diámetro, empleadas para la construcción de pozos. Sobre una solera de hormigón se colocan estas bocas verticales antes que el hormigón, con el fin de que la boca se hunda en la solera que se pone. Una losa de hormigón armado recubre el registro. Se hacen

en la boca las aberturas necesarias para el paso de las tuberías y se cementan las uniones (fig. 30).

Estos aparatos presentan el inconveniente de que se llenan con una gran rapidez de materias en suspensión en el agua, que obstruyen su entrada en el registro con un descenso considerable de la velocidad debido al aumento de la sección.

Deben estar sometidas a limpiezas frecuentes y regulares, sin que impidan el escurrimiento, yendo así al encuentro del objeto que se propo-

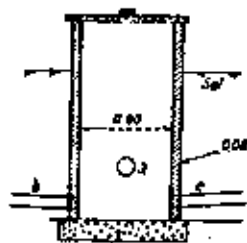


FIG. 30. — Registro en boca de cemento.

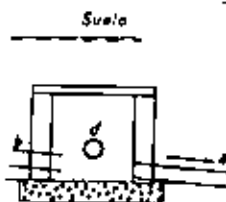


FIG. 31. — Cámara de unión.

nen. Así, la experiencia enseña que están a menudo mal mantenidos por los interesados, y que es prudente hacer un uso lo más restringido posible. Asimismo, no nos ocuparemos hoy en los puntos donde la pendiente varía, y nos limitamos en colocarla, cuando ello es absolutamente necesario, en los puntos de llegada de varios colectores principales.

En Suiza, donde un servicio del Estado está encargado de cuidar los drenajes ejecutados, no nos paramos a hacer, por el contrario, un uso importante. Los registros son reemplazados, a veces, por cámaras de unión enterradas (fig. 31).

3. Saltos

Cuando la inclinación de las tuberías pasa de un límite admitido o incluso en los terrenos accidentados, cuando una serie de drenes está cortada por un gran pliegue del terreno, tratamos de dividirlos en secciones de pendiente más débil, unidas entre ellas por saltos.

Estas pueden ejecutarse de dos formas diferentes, pero que vienen a ser, en suma, simplemente el de comunicar los conductos situados a niveles diferentes. El primer método consiste en colocar sobre cada dren una tubería inclinada a 45° y sólidamente fijada en sus dos extremidades. La segunda, que es preferible cuando hay un gran número de pequeños drenes sobre los cuales habría que establecer los saltos y que, en particular tiene que ser siempre aplicado, cuando se trata de franquear un pliegue del terreno, consiste en reunir todos los pequeños drenes situados por encima

de este pliegue en un colector único que hay que hacer descender en la parte superior de un registro. Un segundo colector lleva el agua así recogida y el drenaje empieza de nuevo de forma ordinaria por debajo del pliegue del terreno considerado. No hay que temer aquí mucho el depósito de materias terrosas, ya que los drenes tienen una pendiente muy fuerte y la corriente es considerable en el registro (figs. 32 y 33).

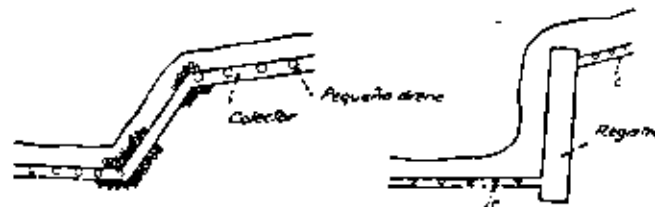


FIG. 32. — Catarata.

FIG. 33. — Catarata.

4. Dispositivos de defensa

Los árboles, los arbustos, los setos vivos, constituyen un peligro muy grande para el drenaje, ya que las raíces, atraídas por la humedad, penetran en los intersticios que existen entre las tuberías y desarrollan una abundante cabellera que no tarda en obstruirlos; las grandes raíces pueden incluso levantarlos y destruirlos.

Para prevenir estos accidentes, conviene alejar suficientemente los drenes de estos peligros y ponerlos a una distancia que tiene que ser por lo menos de 20 m para los árboles de bosque blanco, tales como sauces, albedules, mimbrres, etc., y 15 m para los otros, árboles de bosque duro y frutales. Naturalmente, esta separación varía con la anchura de los árboles considerados, así como con la potencia y la extensión de su sistema radicular.

De todas maneras, en la práctica es a menudo difícil colocar los drenes lejos de las zonas peligrosas, y, si se quiere sanear la parte del terreno cercana a estos árboles, se encuentra obligado a acercar las tuberías a distancias a veces bien inferiores a las que acabamos de indicar. Se adoptan, en este caso, disposiciones diversas que permiten proteger estas tuberías contra el abago de las raíces, por ejemplo una zanja bastante profunda llena de piedras y unida al sistema de drenaje en una de sus extremidades; esta zanja constituye una especie "de trampa para las raíces"

5. Pomo absorbentes

(Ver la descripción en el Capítulo V)

IV. DRENAJES ECONÓMICOS

Se ha ensayado desde hace mucho tiempo drenar las tierras húmedas por procesos más simples y más económicos que el que consiste en colocar en un suelo una red racional de drenes y de colectores de alfarería.

El drenaje más antiguo es el del arado-topo.

Un nuevo procedimiento es el del subsolaje-drenaje que preconiza M. LALLOU, ingeniero general del Cuerpo Rural, y que los agricultores pueden en gran parte realizar por sí mismos.

1. Drenaje por arado-topo

a) TÉCNICA DE ESTE PROCEDIMIENTO

Esta forma de saneamiento consiste en reemplazar el dren de alfarería, colocado en el fondo de una zanja, por galerías construidas en el suelo por el paso de un "obús" metálico fijado en la extremidad de un cuerpo de-subsolador (ver Capítulo V y más adelante el Capítulo XI).

El diámetro del obús es de 60 a 70 mm.

Se sabe que una red de sangrias así practicada, cuando la tierra franca, exenta de piedras y de rocas lo permita, asegura una colecta cierta de las aguas subterráneas.

La profundidad en la cual están efectuadas estas galerías es generalmente menor que en el drenaje clásico, y esto es en razón al esfuerzo de tracción importante que conviene ejercer.

En las tierras arcillosas, que se prestan a esta suerte de drenaje, el esfuerzo medio de tracción a ejercer es, en efecto, del orden de amplitud siguiente:

| Profundidad: | Esfuerzo: | |
|--------------|-----------|------------------|
| 0,40 m | | 1.500 kg |
| 0,50 m | | 1.800 a 2.000 kg |
| 0,60 m | | 2.500 a 3.000 kg |
| 0,70 m | | 3.500 a 4.000 kg |

El esquema general del trazado es el mismo que para el drenaje clásico por tuberías; en particular la red de colectores se concibe de igual manera, pero la separación es de todas formas sensiblemente reducida, porque la profundidad es mínima.

Se puede realizar un drenaje directo, donde las galerías desembocan en una zanja, o un drenaje indirecto donde los colectores son de alfarería.

En el primer caso, las galerías ejecutadas con el arado están prolongadas en una tubería de alfarería (fig. 34), que viene a unirse a la zanja e impide al orificio obstruirse. En principio, la zanja no debe ser abierta más que después de la ejecución de las galerías, si no sería un obstáculo al

paso del arado y, además, el obús del aparato arrancaría la tierra que está alrededor de la galería en el punto donde ésta desemboca en la zanja.

Si se trata de drenaje indirecto, la galería puede prolongarse por un dren de cerámica que la une como en el drenaje ordinario, pero casi siempre se prefiere ejecutar la red de colectores a una profundidad netamente superior a las galerías y, antes de terraplenar, recubrir estos colectores por una capa de materiales porosos en la cual desembocan las galerías (fig. 35).

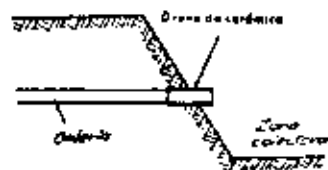


FIG. 34 — Desembocadura de una galería en una zanja colectora

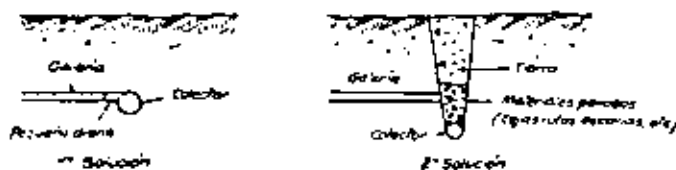


FIG. 35 — Unión de una galería con un colector de cerámica

mente superior a las galerías y, antes de terraplenar, recubrir estos colectores por una capa de materiales porosos en la cual desembocan las galerías (fig. 35).

b) PRECIO DE COSTE Y DURACIÓN DE ESTE PROCEDIMIENTO

El precio de coste está en función de los parámetros: profundidad, separación, naturaleza y relieve del terreno. Es difícil dar una indicación que valga con carácter general. Es cierto que la red de colectores, que continúa análoga a la de una red enteramente clásica, necesita un gasto importante (25 % más o menos del total, en el caso de un drenaje enteramente de tuberías de alfarería en las condiciones de profundidad y separación corrientemente adoptadas en Francia). La construcción de las galerías no representa más que un gasto relativamente mínimo, pero que hay que volver a hacer.

En efecto, la longevidad de estos drenes es reducida. Se han citado los drenajes topes de una duración muy larga, veinte años, treinta años y más. Hay que considerar estas cifras como excepcionales. Con toda evidencia, en los casos ordinarios la presencia de algunas piedras o elementos arenosos, o incluso el camino de los topes o el paso de máquinas pesadas,

provocan en sitios y al cabo de cierto tiempo desechos y obstrucciones de galerías. En otros casos, es la falta de regularidad de la pendiente de la que provienen los accidentes. (También el no pasar de una longitud de 100 m para estas galerías.)

Es normal pensar que un drenaje en galerías es netamente más frágil y menos duradero que un drenaje normal. Es también, con relación a los numerosos incidentes posibles, de una eficacia menos constante, menos general. Pero su bajo precio de ejecución permite renovarla muy a menudo.

No es una solución a eliminar, sino al contrario, cuando en particular la naturalera del suelo se presta.

c) EMPLEO DE ESTE PROCEDIMIENTO

El drenaje con el arado-topo no es, de hecho, regularmente practicado en algunos países.

| País | Diámetro (cm) | Profundidad (cm) | Separación (cm) | Combinación galerías esaltaciones de cerámico | Terraplenaje permanente |
|----------------------|---------------|---|---|---|--|
| Austria | 10 | 60 | 3,5 | si | Gravas hasta 30 cm del suelo |
| Bélgica | | Procedimiento que se emplea raras veces | | | Sólo en terrenos de depósitos |
| Francia | 6-8 | hasta 70 | 4-10 | no | |
| Alemania (Rep. Fed.) | 6-12 | 5-70 | 2-5 | si | Si gravas |
| Grecia | 12 | 5-60 | 12-16 | no | |
| Italia | | Procedimiento no empl. | | no | |
| Noruega | | Procedimiento no empl. | | no | |
| Reino Unido | 8-10 | 50-70 | 3-6 | si muy extendido | Gravas de escorias, etc. hasta 40 cm del suelo |
| U.R.S.S. | 4-10 | 60-80) | Generalmente hasta 3 m. Raras veces entre 5 y 10 m. | Ensayos en numerosas regiones | Humus, arena, ramitas o gravas |
| Suelos minerales | | 80-80) | | | |
| Suelos turbosos | 16-20 | 80-80) | | | |

La razón es que probablemente no es eficaz y duradero más que para los suelos arcillosos.

A pesar de todo, en Inglaterra está muy extendido, ya que es el medio más económico de drenar las tierras pesadas.

El cuadro de la página anterior, extraído de la misma relación que el cuadro de la página 325, resume las condiciones de empleo de este procedimiento en diferentes países de Europa.

2. El drenaje subsolador

El subsolador es ya muy conocido por los agricultores, pero, en general, el único objeto perseguido era el de orden biológico y agronómico; se buscaba mullir el suelo a gran profundidad, sin remover la superficie con los elementos del subsuelo, dislocar la capa arable removida por las labores, airear, sanear igualmente facilitando la penetración del agua en la profundidad, y reducir las pendientes de agua por evaporación, etc.

A todas estas ventajas que continúan, se les puede añadir un efecto de drenaje, bajo la reserva de algunas reglamentaciones técnicas.

a) PRINCIPIO DEL DRENAJE CON SUBSOLADOR

Contrariamente al drenaje en galería con arado-topo, que sirve para una tierra franca o arcillosa, húmeda, donde el cuerpo drenador y su bola podrán mullir una galería circular de paredes lisas, tal como un dren natural, el subsolaje exige ser practicado en periodo seco sobre terrenos secos. Lo que hace falta es que el paso de la reja del arado de la subsoladora cree, en el subsuelo, el máximo de desórdenes y que produzca una verdadera rotura. Nos damos cuenta, además, de este cambio después del paso de la subsoladora, ya que se ve el terreno elevado, como hinchado, siguiendo el trazado del cuerpo del arado.

Vemos, evidentemente, que el suelo y el subsuelo así trabajados han llegado a ser petrificables y que las aguas de lluvia descenderán fácilmente al subsuelo — no trabajado — sea a 0,50 ó a 0,80 m de profundidad. Si el trazado del subsolador ha sido hecho según la pendiente del terreno, o se obliga en relación a la pendiente si ésta es muy fuerte, el agua se deslizará lentamente hacia los puntos bajos.

Imaginemos de paso que los hilos que encuentran una zanja drenante, ésta jugando el papel de colector, recogerá estas aguas y las evacuará hacia la parte baja, hacia los emisarios.

b) TÉCNICA DE UN PROYECTO

El esquema de un drenaje por subsoladora llevará consigo una red subterránea de colectores, realizada con la ayuda de dienes de alfarería, como en el drenaje clásico, y con "sangrías" con subsoladora que cruzarán, por encima, estos colectores. Se podrá, además, para facilitar la te-

producción del agua en estas últimas, recubrir igualmente las tuberías de alfarería con algunos centímetros de materiales porosos (por ejemplo, escoria de hierro).

Profundidad de colocación de los colectores. — Se puede establecer la red de colectores a 0,20 ó 0,30 m más bajo que el nivel de ejecución del subsolaje.

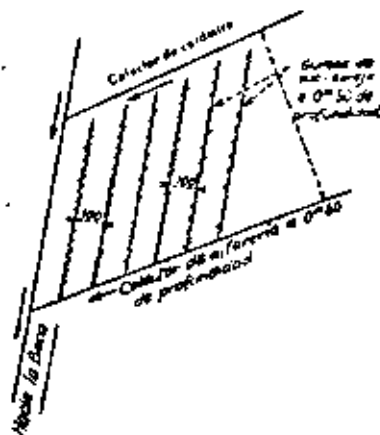


FIG. 36. — Subsolaje-drenaje

Separación de los colectores. — Como el agua discurre mucho menos de prisa y menos fácilmente en el subsuelo "sacudido" que por un drenaje normal, hay que aproximar los colectores secundarios. En un drenaje normal, su separación máxima alcanza 150 m. Pensamos que sería bueno llevar esta separación alrededor de 50 a 60 m (fig. 36) y, por consiguiente, dar a los radios del subsolaje una longitud máxima en este mismo orden de amplitud.

c) PRECIO DE COSTE

El precio de coste se compone de dos elementos:

a) El coste del equipo base: colectores, bocas de descarga, emisarios. Amortizable en un largo período del orden de 30 años.

b) El coste del subsolaje propiamente dicho, operación a renovar, según la naturaleza de tierras y de cultivos, cada 3 ó 5 años.

En la conjuntura actual (cifras valederas en otoño 1961), donde el drenaje clásico cuesta de 2.000 a 2.600 NF por hectárea, la red de colectores debe llevar consigo un gasto del orden de 400 a 600 NF.

El subsolaje propiamente dicho, a 0,30 m de profundidad y con una separación de 1 m, realizado con un tractor de 35 a 40 ch, costaría de

100 a 120 NF la hectárea (se hacen 2 ha por día más o menos, operación a repetir cada 3 a 5 años como media).

Si se tienen en cuenta las sobrevaloraciones de rendimiento debidas no solamente al saneamiento, sino también al subsolaje propiamente dicho, es innegable que esta operación completa es marcadamente pagadera.

V. PLANTEAMIENTO PRÁCTICO DE UN PROYECTO

El planteamiento de un proyecto de drenaje lleva consigo:

- 1.º Un estudio sobre el mismo terreno a drenar.
- 2.º La redacción en el gabinete de las piezas útiles para la ejecución de los trabajos.

A) Estudio sobre el terreno

1. Programa de los estudios sobre el terreno

Fuera de un estudio detallado del perímetro drenable, importa tomar sobre el terreno un cierto número de datos estadísticos, necesarios para la redacción de la memoria justificativa del proyecto y del avance estimativo y descriptivo de los trabajos a ejecutar.

Tiene lugar el proceder:

- 1.º A un reconocimiento general del perímetro y de los emisarios con la determinación de las causas de la humedad.
- 2.º A un alzado y a una nivelación del terreno.
- 3.º A la ejecución de los sondeos.
- 4.º A la investigación de los datos estadísticos útiles.

Vamos a llamar la atención del técnico sobre cada una de estas operaciones. Este debe, en efecto, saberlas llevar bien.

El tiempo pasado en estudios completos y cuidados sobre el terreno, permite y facilita una buena redacción del proyecto en el gabinete, evita incertidumbres e indecisiones, la obligación a veces de volver al terreno para tomar un dato indispensable omitido y, por consecuencia, permite realizar una economía sobre los gastos.

2. Reconocimiento general del terreno y de los emisarios.

Investigación de las causas de humedad

El geómetra debe recorrer con cuidado el perímetro drenable, reconocer y fijar los límites que constituyen generalmente las líneas de cumbre más o menos pronunciadas, anotar el caso importante de las tierras, incluso húmedas, que no habría que drenar por razones especiales, determinar las causas de la humedad, en fin, y sobre todo, buscar con cuidado todos los emisarios naturales, que serán los exudatorios inmediatos de los sistemas de drenaje o que tendrán que ser alcanzados por ranjas o run-

ductos de evacuación a crear. El geómetra no procederá al alzado y a la nivelación del terreno más que cuando esté muy familiarizado con los lugares, conocerá con detalle todas las circunstancias de su estado cultural defectuoso y habrá sobre todo procedido a la investigación hidrográfica indispensable para adquirir la certidumbre de una evacuación fácil y rápida de las aguas colectadas por el drenaje.

3. Alzado y nivelación del terreno y de los emisarios

Conviene proceder al alzado y a la nivelación del terreno a drenar, ya que lo que importa es definir la topografía, por un plano acotado y por las curvas de nivel cuya equidistancia depende esencialmente de la corriente. Cuando ésta es débil, las curvas de nivel definirán la altura del suelo todos los 0,25 m; si es muy fuerte, todos los 0,50 m, e incluso todos los 1 m. No tenemos que precisar los métodos empleados a este efecto: método por cuadrícula y nivelación por rotación; método taquimétrico, etc. Recomendamos al geómetra unir sus operaciones, tanto desde el punto de vista planimétrico como altimétrico, a los puntos de referencia fijados tan numerosos como sea posible. Bien entendido, si se trata de un perímetro muy grande, las operaciones serán conducidas según métodos más perfeccionados (con la unión de los puntos de I. L. G. N. y de la nivelación general en Francia).

Se procederá a una nivelación a lo largo de los emisarios naturales, sobre una longitud suficiente para asegurar las aguas de drenaje después de la limpia, excavación, enderezamiento y rectificación del lecho si tiene lugar; perfiles transversales de los emisarios serán tomados todos los 50 ó 100 metros para la determinación de los desniveles.

La cota de las aguas medias del emisario será elevada.

En fin, si zanjas colectoras o conductos de evacuación deben recoger las aguas de las bocas de drenaje o de los registros para arrojarlas en las corrientes de agua o riachuelos naturales, el trazado de estos colectores dará lugar a un estudio especial (perfil longitudinal, perfiles transversales, etcétera). En resumen, el geómetra tendrá que tomar las cotas de todos los puntos útiles en el planteamiento de las obras y de la evacuación de los gastos que lleva consigo su ejecución.

4. Sondéos

Deben ser ejecutados sondéos por razones que ya hemos indicado anteriormente.

Se ha hecho, en principio, uno por hectáreas, siendo este número, en la práctica, variable con el grado de heterogeneidad del terreno. Cuando el terreno presenta, según los lugares, más aspectos variados, más sondéos habrá que hacer.

Estos sondéos pueden ser hechos con taladro. Pero hay que completarlos con sondéos metódicos que permitan las elevaciones más modificaciones

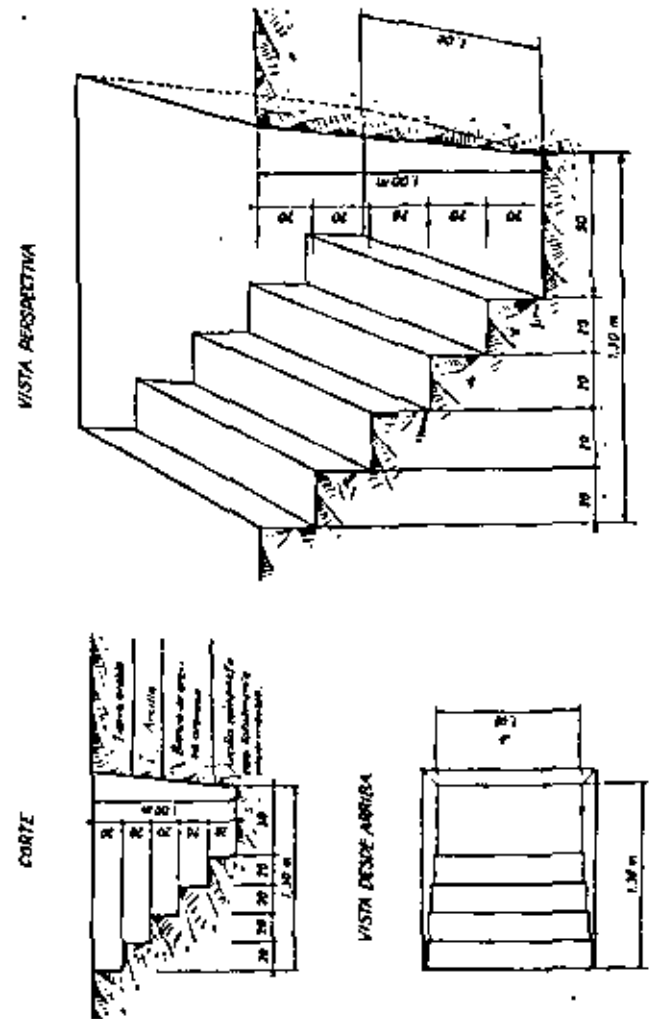


Fig. 37. — Sondéos

de la estructura física del suelo, ejecutadas en las condiciones precisadas en el Capítulo I y que la figura 37 ilustra de nuevo.

De tales sondeos se ejecutarán a razón de 1 por cada 10 hectáreas como media. Serán más o menos profundos, según la profundidad estudiada para los drenes, la cual, además, podrá ser modificada a continuación de los resultados de estos sondeos. De todas maneras, o bien si se encuentra la capa impermeable, hay que cavar estos sondeos hasta 0,20 como mínimo y mejor 0,50 m por debajo de la profundidad estudiada para los drenes.

Se nota para cada uno de ellos: la naturaleza y los espesores de las diferentes capas atravesadas, su grado de compactación, así como la permeabilidad, y también del tiempo que toma el agua de más en las tierras vecinas para llegar a un nivel invariable en los sondeos. Bien entendido, conviene evitar que las aguas de desluzamiento penetren en aquéllas, y, ello, se rodea el sondeo, en caso de necesidad, de un reborde de tierra del lado alto. Se efectúan tomas de muestras en las condiciones indicadas en el capítulo primero y se les hace analizar en un laboratorio especializado, con el fin de conocer las características químicas y físicas, y sobre todo la permeabilidad.

Por fin, es evidente que los sondajes permiten apreciar las dificultades de los trabajos de desmonte (piedras grandes, bancos rocosos que hay que atacar con picos, con explosivos) y, por consecuencia, la valoración que conviene añadir al precio del metro lineal en tierra franca ordinaria para la abertura de las zanjas.

Por ejemplo, numerosos sondeos efectuados en Seine-et-Marne revelan la gran variedad del subsuelo (arcillas de Brie reposando sobre la canchales de piedra de Brie) y la compactación de ciertas capas alcanzadas sin pasar de 1,20 m de profundidad.

S. Datos estadísticos, económicos y culturales

En fin, durante su estancia en estos lugares, el geómetra tomará todos los datos útiles para la redacción de la memoria explicativa.

Anotará en particular los cultivos practicados, la rotación seguida, los rendimientos obtenidos, el valor drenal y local de las tierras a drenar.

Tomará los mismos datos para las tierras sanas de la región y, para las tierras drenadas anteriormente, los beneficios obtenidos. Estos datos permitirán demostrar el interés de la operación, su rentabilidad, sus consecuencias agrícolas, económicas y sociales.

B) Estudio en el gabinete

1. Enumeración de las piezas a establecer

Consiste en la redacción de un proyecto con aplicación en cada caso considerado de los principios expuestos y lleva consigo la valoración de los gastos probables de ejecución.

Los resultados están consignados en un cierto número de piezas escritas o dibujadas, que son las siguientes:

Piezas escritas:

- a) memoria explicativa;
- b) avance descriptivo de los trabajos y cuaderno de cargas;
- c) conjunto de mediciones;
- d) análisis y detalles de los precios;
- e) presupuesto;
- f) detalle estimativo.

Piezas dibujadas:

- g) Plano de conjunto del perímetro;
- A) plano de drenaje;
- i) perfil longitudinal de los colectores de drenaje, conductos de evacuación;
- j) dibujos o croquis de las antiguas obras: bocas, registros, cámaras de unión, fuentes, etc.

Si se trata de un drenaje colectivo, los documentos útiles para la continuación de un organismo que realizará los trabajos, constituirán un dossier especial con las piezas siguientes:

1.º Un estado parcelario de los propietarios interesados; lista en orden alfabético de estos propietarios, afectado cada uno de ellos con un número específico y, para cada uno de ellos, lista de las parcelas catastrales que les pertenecen, comprendidas en el perímetro.

2.º Plan parcelario del perímetro a drenar: copia de un plano catastral con el número de parcelas y con, en cada parcela, entre paréntesis, el número específico del propietario. Todas las parcelas que pertenecen al mismo propietario llevan la inscripción del mismo género específico.

Estos documentos se confeccionan fácilmente con la ayuda de los documentos catastrales llevados al día.

Vamos ahora sucintamente a pasar revista a las condiciones de planteamiento de las piezas escritas y dibujadas en proyectos.

No olvidemos que el proyecto de drenaje debe ser completado a menudo con una distribución, por lo menos parcial, del emisario hacia el cual están dirigidas las aguas del colector principal.

Si no se trata más que de una distribución muy limitada, no se confeccionará un proyecto distinto, sino que se completará el proyecto de drenaje con algunos documentos (perfil longitudinal de la franja a distribuir, perfiles transversales, cuadro de desmontes) establecidos como se ha dicho cuando el estudio de la reclamación de los emisarios. Si, por el contrario, el emisario tiene que ser objeto de trabajos importantes, se confeccionará un proyecto completamente distinto.

2. Análisis de las piezas escritas

a) MEMORIA EXPLICATIVA

Se trata de una exposición sucinta, pero *completa*, cuyo objeto es el de describir, pero sobre todo *justificar*, el mismo principio del proyecto, sus principales disposiciones técnicas y la rentabilidad de los gastos a invertir.

Es un documento muy importante que el autor del proyecto debe hacer con todo cuidado. Si, en particular, los trabajos están financiados con la ayuda del Estado o de un establecimiento de crédito, la memoria explicativa es la que en primer lugar será estudiada por los técnicos encargados del control, y a partir de este documento es cuando formarán un juicio sobre el interés técnico y económico del proyecto.

Los principales párrafos de la memoria explicativa son los siguientes:

1.º *Situación del perímetro interesado desde el punto de vista administrativo, geográfico y geológico.* Indicar el departamento, el partido judicial y la ciudad importante cercana. Situar el perímetro a drenar por la región natural y el río en la vertiente de éste en que él se encuentra. Señalar los ríos o corrientes de agua cercanos. Dar algunos datos de orden geológico. Citar la importancia de la superficie total a drenar inmediatamente y en un futuro próximo y justificar los límites adoptados para el perímetro a drenar.

2.º *Estudio hidrográfico y meteorológico, aspectos topográficos del conjunto, descripción detallada del suelo y del rubro, resultado de los sondeos, causas del exceso de humedad.*

3.º *Estado cultural actual, cultivos practicados, gastos de explotación, producto bruto y producto neto actuales, nivel óptimo de la lámina, nivel máximo y duración aceptable de inmersión, justificación del caudal característico adoptado.*

4.º *Disposiciones esenciales de la red de drenaje, justificación de todas estas disposiciones y, en particular:*

- del caudal característico;
- de la profundidad y separación de drenes;
- del trazado de los colectores principales y secundarios;
- del trazado de los pequeños drenes;
- de las condiciones de evacuación de las aguas y de la elección de los emisarios.

Se evitará exponer los principios generales teóricos, pero se señalará cómo se les aplica prácticamente en el caso interesado y se justificará las disposiciones particulares.

5.º *Indicar el parte global previsto, el gasto por hectárea con y sin distribución de emisarios, el precio de coste medio del metro lineal de drenaje y del metro lineal del emisario.*

6.º *Rentabilidad de la operación, cultivos nuevos posibles, rendimiento,*

gastos de explotación, interés y amortizaciones de los capitales invertidos, beneficio posible.

La memoria explicativa debe responder de antemano a todas las observaciones u objeciones que pueden levantar intereses.

b) AVANCE EXPLICATIVO Y CUADERNO DE CARGAS

El avance descriptivo comprende:

Capítulo primero. — Lleva la enumeración y la descripción de los trabajos a ejecutar:

1. Creación de una red de drenaje según el plano y los perfiles longitudinales del proyecto.

2. Construcción de las bocas de descarga, de registros o cámaras de unión, conductos en tuberías de cemento, enchufes con las juntas herméticas, etc.

Capítulo segundo. — Sobre la procedencia, la calidad y la preparación de los materiales (tuberías de drenaje y otros materiales).

Capítulo tercero. — Sobre el modo de ejecución de los trabajos, que constituye en realidad el cuaderno de cargas de la empresa.

Capítulo cuarto. — Forma de reglamentación de las cuencas.

Capítulo quinto. — Sobre las cláusulas y las condiciones especiales de la empresa, tiempo de ejecución, cuidados, tiempo de garantía, recepción provisional y definitiva.

Además, un modelo de este avance descriptivo y estimativo existe en la Imprenta administrativa central, 8, Rue de Pustenberg, París 6, bajo el nombre GR, número 44.

Se entiende bien que este impreso modelo puede ser completado y mejorado con todas las disposiciones que el autor del proyecto puede estimar necesarias para la perfecta realización del proyecto.

c) CÁLCULO DE MEDIDAS DE LOS TRABAJOS A EJECUTAR

El conjunto de mediciones consiste en determinar la cantidad de obras de cada naturaleza a ejecutar.

1.º *Longitud de las ranjas destinadas a recibir los pequeños drenes.* Es suficiente con indicar por colector en cada sistema la longitud de cada dren y totalizarla (impreso, modelo GR, número 45).

2.º *Longitud de las ranjas destinadas a recibir los colectores.* Para llenar este impreso, modelo GR, número 46, hay que proceder primero a los cálculos de los diámetros de los colectores, utilizando el impreso especial GR, número 16 A. Se procede conforme a las indicaciones dadas.

Se puede con este impreso especial:

— por una parte, controlar la longitud total de los pequeños drenes por colector, por sistema y por el conjunto del proyecto, si se tiene cuidado en totalizar las longitudes de los pequeños drenes por colectores, lo que permite además controlar las superficies totales sembradas;

— por otra parte, después de haber delimitado sobre el plano las franjas del mismo diámetro separadas por cruces, rellenar el impreso, modelo GR, número 46, lo que permite conocer por colector, sistema, y para el conjunto del proyecto, las longitudes de los colectores de cada diámetro (6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, etc.).

3.^o Longitud, número y paso de los drenes y de los colectores de diferentes diámetros. Por fin, con los elementos de los impresos primero y segundo se puede rellenar un tercer impreso modelo número 3, que indica las longitudes totales de las zanjas a abrir para cada diámetro de drenes y colectores. Se puede, así, conociendo el número de tuberías a metro corriente, indicar exactamente el número de tuberías de drenaje de cada calibre a comprar (en cifras exactas y en cifras redondas) y el peso total a transportar por indicación del peso de 1 000 drenes o del peso del metro corriente de cada diámetro, dados por las fábricas de ladrillos.

Bien entendido, el conjunto de mediciones estará completado con la indicación de bocas de descarga, del número de metros lineales de enchufes con las uniones herméticas, con mortero de cemento, etc.

En lo que concierne a las obras a cielo descubierto (emisarios), los desmontes serán calculados, aplicando a la superficie de excavación determinada para cada sección excavada, la longitud del emisario que interesa.

En fin, no conviene olvidar el determinar las cantidades de obras que lleva consigo un gasto especial: profundidad excepcional, dificultad de ejecución, terreno pedregoso, rocoso, etc.

d) ANÁLISIS Y DETALLE DE LOS PRECIOS

Esta pieza es una de las más importantes del proyecto. Su objeto es el de establecer, con la exactitud máxima posible, el precio de coste de la unidad de una obra determinada.

Los precios a indicar son aquellos que podrán ser adoptados en un trabajo perfecto por una empresa especializada y sin ninguna intervención de los interesados.

Los precios de todas estas obras serán estudiados con detalle, en las mismas condiciones, y analizando el valor de los suministros, de la mano de obra, de los gastos sociales, impuestos, beneficio, etc.

El detalle debe hacerse siempre al estado de los precios de ejecución de la empresa. Los trabajos de drenaje están frecuentemente ejecutados por administración, bajo la dirección y la vigilancia de un geómetra y su intervención efectiva.

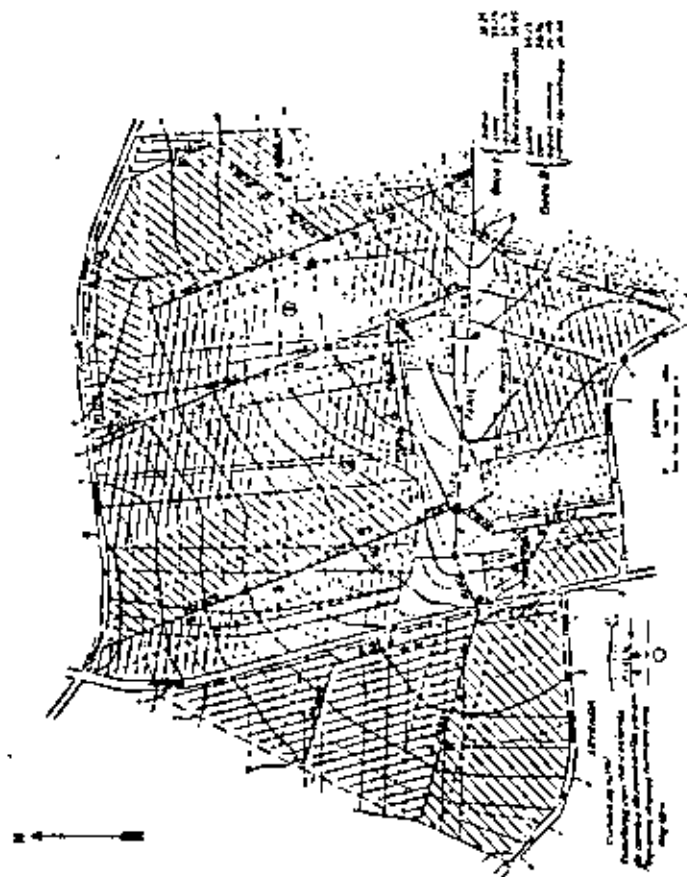
El replanteo, en este caso, está también hecho por él, así como el cálculo de las profundidades de los drenes y colectores.

Las tuberías están compradas por los agricultores o por la colectividad que los agrupa.

Los transportes por tierra y el abonado, por los agricultores y sus obreros.

FIG. I

PLANO DE DRENAJE



El geómetra toca, en principio, para la dirección y la vigilancia de los trabajos, un porcentaje del conjunto definitivo del 50 % hasta 100.000 nuevos francos, y el 4 % a continuación.

En el caso de ejecución por administración, el geómetra lleva la contabilidad y regula todos los gastos. Peribe por el conjunto de su intervención, una remuneración suplementaria que está a menudo determinada en función de la longitud de los drenes o de los colectores colocados.

e) PRESUPUESTO

Indica el precio en el cual será pagada la ejecución completa de cada unidad de obra, bajo la reserva de descuentos o mejoras de precio después de la adjudicación.

f) DETALLE ESTIMATIVO

En fin, el detalle estimativo es el cálculo del gasto previsto para cada naturaleza de obra y para el conjunto del proyecto. El gasto total comprende siempre los honorarios del director de los trabajos y una suma a tanto alzado, para albrutes de precios y obras imprevistas; éstos no bien que ser teóricos, comprendiendo los trabajos imprevistos cuando el planteamiento del proyecto y ejecución se revelan necesarios en la realización de los trabajos.

3. Descripción de las planas dibujadas

g) PLANO DE SITUACIÓN

Plano a las escalas 1/10.000, 1/20.000, por defecto 1/30.000 ó 1/80.000. Su objeto es el de situar el perímetro a drenar en el departamento interesado.

Se tendrá cuidado con cortar en el mapa de estado mayor, una porción del plano de extensión suficiente para llevar el nombre de una localidad importante o conocida (cabecera de partido o por lo menos de provincia). El contorno del perímetro estará dibujado en violeta, los emisarios artificiales nuevamente previstos en rojo, los emisarios naturales en azul, con indicación en rojo de las partes rectificadas y, si es útil, el trazado de los colectores principales en las vaguadas.

h) PLANO DE DRENAJE

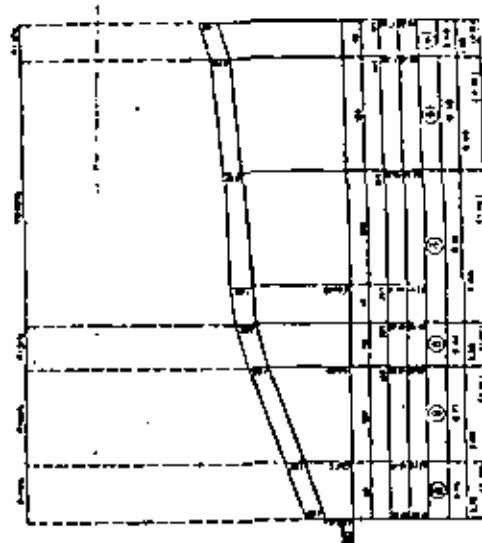
Escalas corrientes del catastro 1/1.000, 1/1.250, 1/2.000. El 1/2.000 será empleado cada vez que sea posible. El plano debe contener todos los datos necesarios para la ejecución de los trabajos: trazado de los colectores, de los pequeños drenes, emisarios, conductos de evacuación, riachuelos naturales, situación de los registros, cámaras de unión, bocas.

Los pequeños drenes están numerados por los colectores, partiendo de arriba. Los colectores están designados por el sistema de abajo arriba a, b, c, d, etc., como se ha dicho anteriormente. A lo largo de cada colector están indicadas las pendientes y los diámetros, los cambios de pendiente indicados por un pequeño trazo perpendicular al colector, los cambios de diámetros por una cruz.

Los registros están numerados por el sistema R₁, R₂, etc., de abajo arriba; las bocas B₁, B₂ por sistema. A cada boca conviene indicar la cota del suelo, la cota del fondo de la ranja del colector principal, la cota

FIG. II

Colector b



SISTEMA 1

Colector a

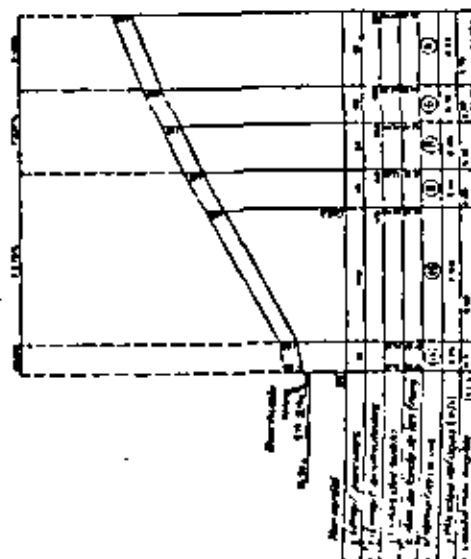
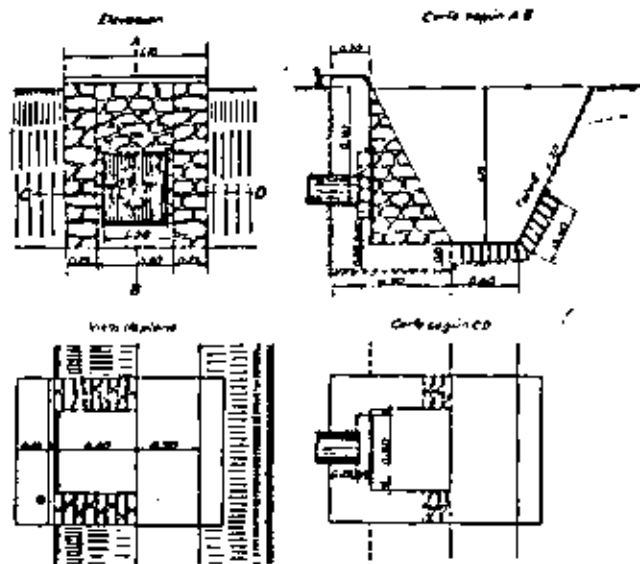


FIG. III

DIBUJO DE UNA BOCA DE DRENAJE TIPO



de las aguas medias elevada o calculada, la cota del fondo del emisario si es posible.

Se anotarán las separaciones, las distancias de las extremidades de los drenes a las líneas perimetrales.

El plano es ejecutado en la práctica sobre calco (papel o tela); las líneas perimetrales, los límites de las parcelas, las curvas de nivel, en negro; los drenes colectores, signos convencionales y escrituras, en rojo fuerte para el tiraje del plano. El espesor de los trazos está condicionado por su interés (ver el plano de drenaje de la fig. I).

j) PERFILES LONGITUDINALES DE LOS COLECTORES

Estos perfiles están hechos para todos los colectores de drenaje. Las escalas adoptadas son: longitud, escala del plano; altura, escala 1/100. Se utilizan todas las curvas de nivel que dan las cotas del suelo todos los 0,25, 0,50 ó 1 m, y cada vez que sea posible, las cotas especialmente elevadas.

Los perfiles longitudinales sirven para fijar: la pendiente de las diferentes ranjas de los colectores, la profundidad de estas ranjas en sus extremidades y entre ellas las longitudes parciales y acumuladas de cada obra, las longitudes de las ranjas de igual pendiente y de igual diámetro, la velocidad del agua y los caudales máximos posibles y reales.

Esta pieza dibujada y todos los datos que lleva consigo están establecidos y representados conforme a la figura: perfil longitudinal (fig. II).

j) DIBUJO DE LAS ANTIGUAS OBRAS

Becas, registros, acueductos, conductos (cabera de estas obras), puentes, disposiciones especiales de los terrenos con fuentes; cada dibujo, incluso una obra tipo, tendrá que indicar las cotas especiales de la obra prevista en el proyecto. Todos estos dibujos serán acotados y ejecutados a una escala conveniente (0,02 y 0,05 por metro) (ver fig. III y la fig. VII del Capítulo VIII).

El planteamiento cuidadoso de todas estas piezas conforme a las figuras modelo tipo anexas, permite obtener una presentación conveniente del proyecto.

El empresario verá todos los datos útiles para suministrar lo mejor posible cuando la adjudicación y la lectura de los planos facilite la ejecución de los trabajos.

4. Anexo

MEDICIÓN DE LOS TRABAJOS A EJECUTAR

I. Longitud de las ranjas destinadas a recibir los pequeños drenes

| Site
zonas | Caleseras | Pequeños drenes | | | Site
zonas | Collectores | Pequeños drenes | | | | | | |
|---------------|-----------|-----------------|----------------|----------------|---------------|-------------|-----------------|----------------|----------------|--|--|--|--|
| | | Númer
ros | Sepe
ración | Longi
tudes | | | Númer
ros | Sepe
ración | Longi
tudes | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |

II. Longitud de las ranjas destinadas a recibir los colectores

| Sitios
zonas | Caleseras | Límites de las
ranjas de igual
distancia | Pren
dicación
% | Superficies
sustentadas | | Longitud de los colectores
de un diámetro de: | | | | | | | | | | | Tonel
os para
calce
tor | | |
|-----------------|-----------|--|-----------------------|----------------------------|----------------|--|---|---|----|----|----|----|----|----|----|--|----------------------------------|--|--|
| | | | | Par
tiales | Acum
uladas | 6 | 7 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

III. Número y peso de los drenes y colectores de diferentes diámetros

| Diámetro
de los drenes
y colectores | Longitud
de las
ranjas | Número de tuberías | | Peso | | Peso
total
en
kg |
|---|------------------------------|-----------------------------|-------|----------------------------|-------|---------------------------|
| | | en el
metro
corriente | Total | de 100
metros
aprox. | Total | |
| Drenes de 0,05 m | 0,06 m | 5,8 | | | | kg |
| | | | | | | |
| Colectores de 0,06 m | 0,06 m | | | | | kg |
| 0,08 m | | | | | | |
| 0,10 m | | | | | | |
| 0,12 m | | | | | | |
| 0,14 m | | | | | | |
| 0,16 m | | | | | | |
| 0,18 m | | | | | | |
| 0,20 m | | | | | | |
| 0,22 m | | | | | | |
| Bases (cemento) de 0,30 m | | | | | | |
| 0,25 m | | | | | | |
| 0,30 m | | | | | | |
| 0,40 m | | | | | | |
| Peso total | | | | | | |

(1) El peso de las tuberías es ligeramente variable según las rejillas

| Número
de las
tuberías | Dimensiones | | | Cantidades | | Obrer
vacaciones |
|--|-------------|---------|------------------------|------------|--------|---------------------|
| | Longitud | Anchura | Altura
o
espesor | metros | metros | |
| Zanjas drenantes: | | | | | | |
| drenes de 0,05 m | | | | | | |
| 0,06 m | | | | | | |
| Colectores alarres de: | | | | | | |
| 0,06 m | | | | | | |
| 0,08 m | | | | | | |
| 0,10 m | | | | | | |
| 0,12 m | | | | | | |
| 0,14 m | | | | | | |
| 0,16 m | | | | | | |
| 0,18 m | | | | | | |
| 0,20 m | | | | | | |
| 0,22 m | | | | | | |
| Bases cemento | | | | | | |
| 0,30 m | | | | | | |
| 0,25 m | | | | | | |
| 0,30 m | | | | | | |
| 0,40 m | | | | | | |
| Bocas de descarga | | | | | | |
| Registros | | | | | | |
| Cámaras de unión PV
para resplandores de
fijas | | | | | | |
| Cruce de cañeros | | | | | | |
| (1) | | | | | | |

(1) Otras obras accesorias que pueden figurar, por ejemplo: linternas de maneta de cemento para trabajos, etc.; grullas para desmontar a la profundidad de...; cruces de cañero, conductores de terminación.

3.ª Parte. — ANÁLISIS DE LOS PRECIOS (1)

| Número de los artículos | Designación de la naturaleza de los trabajos | Precio en libras | Precio en cifras |
|----------------------------------|---|------------------------------|------------------|
| <i>A) Precio unitario simple</i> | | | |
| a | Metro lineal de picos para todos drenes colectores | Costo franco | 5 |
| b | Metro lineal de terraplenajes para zanjas drenantes (abertura y relleno de las franjas) | Idem franco | 8 |
| | Drenes de 0,05 m. | | |
| | " 0,06 m. | Camada franco | 40 |
| | Colectores de 0,06 m. | | |
| | " 0,07 m. | Trabajo y costo franco | 48 |
| | " 0,08 m. | Trabajo y costo franco | 54 |
| | " 0,10 m. | Trabajo y costo franco | 62 |
| | " 0,12 m. | Servicio franco | 70 |
| | " 0,14 m. | Servicio franco | 80 |
| | " 0,16 m. | Servicio franco | 90 |
| | " 0,18 m. | Servicio franco | 105 |
| | " 0,20 m. | | |
| | " 0,22 m. | | |
| | Buzas de 0,20 m | | |
| | " 0,25 m | | |
| | " 0,30 m | | |
| | " 0,40 m | | |
| c | Metro lineal de arreglo del fondo de las franjas y colocación y unión de los drenes y colectores de todos diámetros | Idem franco | 8 |
| d | Faltos gastos y beneficios del empresario calculados a razón de 80%, más o menos de las sumas que preceden | Idem franco | 80% |
| e | Coste del metro de: | | |
| | Tubería de 0,05 m | | |
| | " 0,06 m | Trabajo y costo franco | 38 |
| | " 0,07 m | | |
| | " 0,08 m | Trabajo y costo franco | 53 |
| | " 0,10 m | Servicio y costo franco | 78 |
| | " 0,12 m | Trabajo y costo franco | 91 |
| | " 0,14 m | Costo tubo franco | 108 |
| | " 0,16 m | Costo trabajo y costo franco | 147 |
| | " 0,18 m | Costo trabajo y costo franco | 187 |
| | " 0,20 m | Trabajo y costo franco | 372 |
| | " 0,22 m | | |
| | Buzas de 0,20 m | | |
| | " 0,25 m | | |
| | " 0,30 m | | |
| | " 0,40 m | | |

3.ª Parte. — ANÁLISIS DE LOS PRECIOS

| Número de los artículos | Designación de la naturaleza de los trabajos | Precio en libras | Precio en cifras |
|-------------------------|---|------------------------|------------------|
| f | Transporte de 140 toneladas de tubería por ferrocarril o por carretera suponiéndolas tomadas en la fábrica de Mowref. | | |
| | a) Transporte por ferrocarril a precio de tarifa n.º de la red de | | |
| | Viaje: por toneladas sea, x = | | |
| | Gast. de garaje: por ton., sea x = | | |
| | Registro y timbre | | |
| | Total . . . | | |
| | b) Transporte por carretera a razón de por tonelada kilométrica, o sea | | |
| | c) Descarga de los vagones, carga sobre vehículos y descarga en pie de obra por tonelada, o sea: | | |
| | Total . . . | | |
| | Precio total de los transportes por ferrocarril y carretera, por tonelada | | |
| | Precio total de los transportes por ferrocarril y carretera, por metro lineal de | | |
| | Tubería de 0,05 m | | |
| | " 0,06 m | Idem franco | 7 |
| | " 0,07 m | | |
| | " 0,08 m | Idem franco | 10 |
| | " 0,10 m | Servicio franco | 17 |
| | " 0,12 m | Servicio franco | 19 |
| | " 0,14 m | Servicio franco | 27 |
| | " 0,16 m | Trabajo y costo franco | 33 |
| | " 0,18 m | Trabajo y costo franco | 38 |
| | " 0,20 m | Servicio franco | 60 |
| | " 0,22 m | | |
| | Buzas de 0,20 m | | |
| | " 0,25 m | | |
| | " 0,30 m | | |
| | " 0,40 m | | |

3.ª Parte. — ANÁLISIS DE LOS PRECIOS

| N.º de los trabajos | Designación de la naturaleza de los trabajos | Precio en letras | Precio en cifras |
|--|--|------------------|-----------------------------|
| B) Precios unitarios compuestos | | | |
| | | Drenes de | Colectores de |
| | | 0,05
m | 0,06
m |
| | | 0,06
m | 0,08
m |
| | | 0,10
m | 0,12
m |
| | | 0,14
m | 0,16
m |
| | | 0,18
m | 0,20
m |
| | | 0,22
m | 0,22
m |
| a | Excavación . . . | 5 | 8 |
| b | Terraplenajes . . . | 40 | 48 |
| c | Arreglo y colocación . . . | 8 | 8 |
| | Total . . . | 53 | 70 |
| d | Faltos gastos y beneficios . . . | | |
| | Cargas sociales 50% . . . | 42 | 55 |
| | Total . . . | 95 | 125 |
| e | Costo de tuberías . . . | 38 | 55 |
| f | Transportes (ferrocarril y carretera) . . . | 7 | 17 |
| | Total general . . . | 140 | 200 |
| | Metro lineal de las franjas drenantes todo colocado con: | | |
| 1 | Drenes de 0,05 m . . . | | Capa canalizada trazo |
| | 0,06 m . . . | | |
| 2 | Colectores de 0,06 m . . . | | |
| | 0,07 m . . . | | |
| 3 | 0,08 m . . . | | Capa canalizada trazo |
| 4 | 0,10 m . . . | | Revestido: rejilla trazo |
| 5 | 0,12 m . . . | | Revestido: concreto liz |
| 6 | 0,14 m . . . | | Revestido: alisado y ciegos |
| 7 | 0,16 m . . . | | Trazado drenante liz |
| 8 | 0,18 m . . . | | Contrapisado del trazo |
| | 0,20 m . . . | | Revestido: alisado trazo |
| | 0,22 m . . . | | |
| | Buzas de 0,20 m . . . | | |
| | 0,25 m . . . | | |
| | 0,30 m . . . | | |
| | 0,40 m . . . | | |

3.ª Parte. — ANÁLISIS DE LOS PRECIOS

| Número de los trabajos | Designación de la naturaleza de los trabajos | Precio en letras | Precio en cifras |
|------------------------|---|------------------|------------------|
| 9 | Boca de descarga que comprende: macizo de albañilería hidráulica, revestimiento con mortero de cemento las partes vistas, suelo de piedras unidas delante del macizo, reja de hierro, uniones y juntas | Uno m. l. | 12.000 |
| | Metro lineal de bloques con uniones cerradas de mortero de cemento para tuberías de: | | |
| 10 | Cámara de unión que comprende:
desmonte, solera de hormigón de 0,10, albañilería en ladrillos de anchura de 40 x 20 x 15
Dimensiones interiores 70 x 70
Tapa armada de 100 x 100 para cubierta | Uno m. l. | 8.000 |
| 11 | Suplemento para terraplenaje difícil en terreno pedregoso, el ml | Cinco m. l. | 50 |
| 12 | Piscina para cruz de la Carretera Nacional.
Terraplenaje apitado en capas de 0,20 | El trazo | 1.000 |

4.ª Parte. — DETALLE ESTIMABLE

| Designación de los trabajos a ejecutar | Número de los precios de aplicación | Precio de cada unidad | Cantidad | Gasto | | Obras. Factores |
|---|-------------------------------------|-----------------------|--------------------------------|------------|------------|-----------------|
| | | | | por unidad | por obra | |
| Ejecución de zanjas drenantes con: | | | | | | |
| Drenes de 0,05 m . . . | | | | | | |
| " 0,06 m . . . | 1 | 147 | 60 066 | 8 409,240 | | |
| Colectoras de 0,06 m | | | | | | |
| " 0,07 m | | | | | | |
| " 0,08 m | | | | | | |
| " 0,10 m | 2 | 180 | 5 545 | 938 100 | | |
| " 0,12 m | 3 | 220 | 1 426 | 291 720 | | |
| " 0,14 m | 4 | 250 | 995 | 249 750 | | |
| " 0,16 m | 5 | 265 | 569 | 161 880 | | |
| " 0,18 m | 6 | 350 | 208 | 73 150 | | |
| " 0,20 m | 7 | 410 | 181 | 74 910 | | |
| Basas de 0,20 m ccm. | 8 | 680 | 475 | 323 080 | 10,590,780 | |
| " 0,25 m . . . | | | | | | |
| Bocas de descarga . . | 9 | 5 | 12 000 | 60 000 | 60 000 | |
| Bloques con juntas
cruzadas:
para tuberías de . . | | | | | | |
| Cámaras de unión | 10 | 2 | 8 000 | 16 000 | 16 000 | |
| Suplemento para ter-
rapiños difícil en
terreno pedregoso | 11 | 50 | 8 000 | 150 000 | 150 000 | |
| Plavalle para cruce
de la Carretera Na-
cional | 12 | 1 000 | 10 | 10 000 | 10 000 | |
| | | | <i>Total</i> | | 10 818,780 | |
| Honorarios | | | | | 540,835 | |
| Suma a valer para obras imprevistas, alrede-
dor 5,5 % | | | | | 642,434 | |
| | | | <i>Total general</i> | | 12 000,000 | |

CAPITULO XI

EJECUCIÓN Y MANTENIMIENTO DE LOS
TRABAJOS DE SANEAMIENTO

I. GENERALIDADES

1. Trazado y ejecución de los trabajos

Cuando un proyecto de saneamiento agrícola, o sea, una reglamentación de emisarios, un drenaje por zanjas abiertas o un drenaje por tuberías enterradas, ha sido completamente establecido por el ingeniero asesor y está técnicamente a punto, hay que pasar a su realización sobre el terreno.

Para hacer esto hay que empezar por trazar el proyecto sobre el terreno para definir los ejes, la explotación de terrenos y las profundidades de las zanjas y pozos a cavar o rectificar, y así definir y guiar el trabajo de los hombres y, eventualmente, de las máquinas que tienen que intervenir.

En efecto, estos trabajos, de los cuales lo esencial consiste en las nivelaciones, pueden ser ejecutados, ya sea como antes, únicamente por medios manuales, o como hoy en día con la ayuda de máquinas cuya gama variada permite escoger la que se puede adaptar mejor.

El trabajo mecánico es, en general, mucho más rápido y más económico.

A pesar de todo, en Francia, en lo que concierne a los trabajos del drenaje por tuberías, su ejecución continúa frecuentemente manual. Esta situación es debida en gran parte a la naturaleza de los suelos franceses que tienen necesidad de ser drenados; veredas, en efecto, que encontramos guijarros, bancos de gredas, de sílice o de micras, que hacen que el trabajo mecánico sea poco preciso y muy costoso, haciendo que las máquinas tengan constantes averías mecánicas y un desgaste rápido. Sin embargo, la ejecución manual parece anticuada en la época actual; no permite realizaciones rápidas, que son necesarias para el desarrollo del drenaje y además es cada vez más difícil encontrar la mano de obra indispensable.

También el trabajo mecanizado parcial o totalmente, con frecuencia utilizado en el extranjero, tiene que desarrollarse igualmente en Francia a pesar de las dificultades que le son propias.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



II. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS
PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

SUELOS SALINOS Y ALCALINOS

ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ

JULIO, 1979

Suelos salinos y alcalinos

Debe conocer la manera de sembrar las semillas y las buenas y malas cualidades del suelo.

MARY SMITH, MÁS O MENOS DEL TIEMPO DE CRISTO.

Los suelos salinos y alcalinos se presentan con más frecuencia, pero no exclusivamente, bajo climas áridos. Esto se debe o a la presencia de un exceso de sales de sodio o al exceso del sodio entre las bases intercambiables. En algunos casos, las sales de potasio pueden hallarse presentes en cantidades apreciables, pero su presencia es desacomodada en esas cantidades. También los suelos salinos aparecen en zonas contaminadas por la sal del agua del mar.

Los suelos salinos y alcalinos se han clasificado como sigue:

SUELOS SALINOS. Originalmente fueron llamados suelos "alcalinos blancos". Los rusos los denominan *suelos solonchak*. En la actualidad, el término está siendo sustituido en forma gradual por suelos salinos.

Los suelos se clasifican como salinos, si la solución extraída de una masa de suelo saturada tiene un valor de conductividad eléctrica igual o superior a 4 mmhos/cm a 25 °C. Esta información se obtiene en un puente especial de sal, modelado de acuerdo con un puente Wheatstone común. La cantidad de sodio intercambiable en los suelos salinos es baja, menos del 15 por ciento; en consecuencia, el pH es inferior a 8.5.

Por lo general, los suelos salinos tienen una costra superficial de sales blancas, en especial en la temporada seca cuando el movimiento neto de la humedad del suelo es ascendente. Las sales disueltas en el agua se mue-

ven hacia la superficie, donde quedan como una costra cuando el agua se evapora. Estas sales blancas son en su mayor parte cloruros, sulfatos y carbonatos de calcio, magnesio y sodio. Los suelos salinos se hallan en estado flocculado y, en consecuencia, las sales excesivas pueden ser lixiviadas con facilidad hasta más abajo de la zona de raíces por el agua de riego.

SUELOS ALCALINOS. A menudo, estos suelos se han llamado suelos "alcalinos negros", porque son de este color, debido al efecto del contenido elevado de sodio que origina la dispersión de la materia orgánica.

El porcentaje de saturación de sodio intercambiable en los suelos alcalinos es mayor de 15; como resultado, el pH se encuentra entre 8.5 y 10.0. La conductividad está por debajo de 4 mmhos/cm a 25 °C, medida en un puente de sal. Localmente, muchas de las zonas se conocen como "manchas peladas", porque cuando se ara el suelo ligeramente mojado se convierte en rebanadas de turca correosas y lisas.

A causa del gran contenido de sodio, tanto la arcilla como la materia orgánica se dispersan, el resultado es un relleno apretado de las partículas del suelo. El relleno apretado de las partículas reduce el tamaño y la cantidad de espacios porosos y como consecuencia el agua y el aire no se mueven con facilidad a través del suelo. La mala aereación y el contenido elevado de sodio, que con frecuencia es tóxico, hacen difícil y costoso recuperar los suelos alcalinos.

SUELOS SALINOALCALINOS. El término "salinoalcalino" se aplica a los suelos que son tanto salinos como alcalinos. Pueden ser más o menos abundantes en todas las etapas de transición, según la mayor o menor abundancia de sal o de pH. Por lo general, estos suelos tienen las características siguientes:

1. Una conductividad del extracto saturado mayor de 4 mmhos/cm a 25 °C.
2. Sodio intercambiable en exceso del 15 por ciento.
3. Un pH variable, comúnmente superior a 8.5, según las cantidades relativas de sodio intercambiable y de sales solubles. Cuando las sales solubles son lixiviadas hacia abajo, el pH se eleva por encima de 8.5, pero cuando las sales solubles se acumulan de nuevo, el pH caerá de nuevo a 8.5.

1. FORMACIÓN DE SUELOS SALINOS Y ALCALINOS

En las regiones áridas, donde hay poca lluvia y temperaturas elevadas, existe siempre una tendencia a la acumulación de las sales solubles cerca de la superficie. Durante la temporada lluviosa estas sales pueden moverse hacia abajo hasta las capas inferiores del suelo, pero después de la estación de lluvias, la evaporación intensa lleva de nuevo las sales a la superficie.

Las aguas subterráneas de las regiones áridas contienen, generalmente, cantidades considerables de sales solubles. Si el nivel de agua es alto, can-

tidades grandes de agua se mueven hasta la superficie por la acción capilar y se evaporan, dejando una acumulación cada vez mayor de sales solubles. Este proceso de acumulación de sales solubles impregna al suelo con grandes cantidades de sales y solo pueden desarrollarse cultivos resistente a la sal.

Las sales pueden haberse originado directamente por la intemperización química de las rocas y haberse disuelto por las aguas superficiales y de filtración. Las sales pueden representar los restos de antiguos mares o lagos salados. Habitualmente, se originan de aguas freáticas salinas, ya sea en la vecindad de mares interiores o lagos salados o en depresiones, donde el agua subterránea está en o cerca de la superficie.

Las condiciones favorables para la formación de suelos salinos son:

1) un nivel alto de agua freática con una concentración de sal bastante elevada, 2) una temperatura alta y 3) una lluvia escasa. En consecuencia, los suelos de las regiones secas tienden a volverse cada vez más salinos, puesto que el agua subterránea permanece al alcance capilar de la evaporación desde la superficie del suelo.

Bajo el riego, los suelos salinos y alcalinos se han desarrollado por uno o más de los diversos medios, y se ha hecho así:

1. Cuando la aplicación excesiva de agua ha elevado el nivel del agua subterránea lo suficiente para permitir la concentración de sales del agua freática salina a través de la evaporación.
2. Cuando la filtración de canales, con escapes o canales laterales que corren a un nivel más alto, se ha convertido en un nivel elevado de agua freática y suelos salinos y alcalinos.
3. Cuando el agua de riego tiene un alto contenido de sal.
4. Cuando un mal desagüe conserva las sales en el suelo superficial e impide la lixiviación de las sales, y
5. Cuando el empleo de agua de riego es irregular, es decir, cuando produce inundaciones repentinas seguidas de sequía intensa. Cuando es limitado el suministro total de agua; esto dejaría también las sales en la zona de raíces.

Los suelos salinos pueden ser de dos clases: 1) suelos en los que las sales solubles contienen una cantidad importante de calcio y de magnesio. En éstos, el sodio no influye sobre los coloides. De ordinario, esos suelos tienen una buena reserva de carbonato de calcio; 2) la segunda clase de suelos está formada por aquellos en los que las sales solubles son, principalmente, sodio. Hay poca o ninguna reserva de carbonato de calcio en el suelo. En estos suelos, el sodio perjudica al complejo coloidal y tiende a aumentar el sodio intercambiable.

Con el riego, el suelo con poca o ningún carbonato de calcio pasará a ser, en definitiva, un suelo alcalino, dado que la solución del suelo que es rica en sales de sodio aumentaría el sodio intercambiable. Este, siempre proporcionaría suficiente NaOH en la solución del suelo para hacer subir el pH del suelo por encima de 8.5.

Por consiguiente, hay tres etapas diferentes en la evolución de los suelos alcalinos. Dichas etapas son:

- a) Salinización.
- b) Suelo salinoalcalino.
- c) Alcalinización del complejo de intercambio (es decir, desalminización y formación de suelo alcalino intenso).

2. EFECTOS DESFAVORABLES DE LOS SUELOS SALINOS Y ALCALINOS

De ordinario, los suelos salinos son improductivos, pero potencialmente productivos. Estos suelos no sostienen el desarrollo de las plantas, a causa, fundamentalmente, de las sales excesivas en la solución del suelo; esto, en virtud de la elevada presión osmótica impide la absorción de humedad y de nutrientes en cantidades adecuadas. Esto se expone en la figura 10.1. Por lo tanto, en los suelos salinos el coeficiente de marchitamiento es alto y baja la cantidad de humedad obtenible. Un exceso de iones de sodio también ejerce efectos antagónicos sobre la absorción de calcio y magnesio.

En condiciones de suelo alcalino, el daño no se debe a la concentración de sal, ya que la conductividad de la solución del suelo es baja. El sodio adsorbido por la arcilla y los coloides orgánicos producen dispersión de la arcilla, lo que da por resultado una pérdida de estructura deseable y el desarrollo de un efecto amasarotado. Esos efectos sobre las propiedades físicas reducen el desagüe, la aereación y la actividad microbiana. El alto pH en los suelos alcalinos origina una reducción en la solubilidad y disponibilidad para las plantas del hierro, el cobre, el manganeso y el zinc.

En condiciones salinoalcalinas puede haber en realidad varias etapas de transición, desde alta salinidad y baja alcalinidad hasta baja salinidad y alta alcalinidad. En esas condiciones, los cultivos pueden padecer a causa de la salinidad elevada, así como de los efectos desfavorables de la alcalinidad.

3. AMPLITUD DEL PROBLEMA

La India tiene de diez a doce millones de acres de tierra que, prácticamente, no producen nada de valor debido a la influencia de las sales solubles o de la elevada alcalinidad. Esas tierras se encuentran en las depresiones de las cuencas de los grandes sistemas fluviales. El riego es, por tanto, una bendición mixta; arrastra en su estela el problema de la inundación, de la salinidad y de la alcalinidad. El problema se presenta en especial en los Estados hindúes de Punjab, Uttar Pradesh, Madhya Pradesh, Rajasthan y Maharashtra.

Además de las tierras improductivas o casi estériles, existe también el problema del decaimiento de productividad. En muchos millones de acres

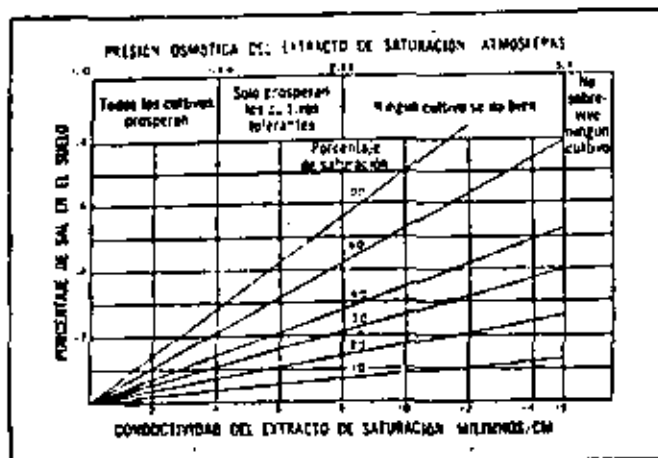


Figura 10.1 Representación gráfica de la relación del desarrollo del cultivo con la conductividad y presión osmótica del extracto de saturación, con el porcentaje de sal en el suelo salino (copiada de: Crockett and Improvement of Saline and Alkali Soils, Departamento de Agricultura de Estados Unidos, Laboratorio de Salinidad Regional, Evanston, California, 1967).

puede haber un descenso en los rendimientos, aunque los síntomas de deficiencia por la sal no sean aparentes.

PAQUISTÁN. El problema de los suelos salinos y alcalinos es grave en Pakistán Occidental. Los suelos salinos son muy comunes en Sind. Un estudio topográfico de los suelos en Sind mostró que casi el 30 por ciento eran demasiado salinos para desarrollar un cultivo sin tratamiento especial. Un contenido de sal del 1 o 2 por ciento es muy común, pero algunos lugares pueden contener tanto como del 7 al 10 por ciento de sales solubles. La característica principal de los suelos salinos de Sind es que las sales contienen cantidades apreciables de calcio y magnesio, además de NaCl y Na_2SO_4 . El suelo es también rico en carbonato de calcio y el desagüe es, en general, bueno.

OTRAS PARTES DEL MUNDO. El problema del suelo salino y alcalino no ha podido ser resuelto en varios países como Egipto, Sudán, U.R.S.S., China Septentrional, Holanda y en muchos Estados occidentales de E.U.A.

4. RECUPERACIÓN DE LOS SUELOS SALINOS Y ALCALINOS

Antes de iniciar la recuperación de suelos salinos o alcalinos, es esencial conocer lo siguiente:

- Salinidad del suelo;
- Cantidad del agua de riego;
- Naturaleza y distribución de las sales en la zona de raíces del suelo;
- Nivel del agua del subsuelo;
- Condiciones de desagüe.

Lo más importante al juzgar la calidad de los suelos desde el punto de vista de la recuperación, consiste en saber si el suelo es salino o alcalino; si es alcalino, debe conocerse el grado de alcalinidad. Cuanto más elevado sea el grado de alcalinidad, mayor será la dificultad para recuperarlo.

Obtener una muestra representativa del suelo para su análisis químico es más difícil en los suelos salinos que en los no salinos. La razón se debe a la concentración desigual de las sales desde la temporada húmeda hasta la temporada seca, a la cantidad, calidad y repartición del agua de riego utilizada y a la variación de uno a otro tipo de suelo. El historial de la administración del campo constituye también un factor muy importante que debe registrarse. La muestra del suelo debe obtenerse de la zona de raíces de los cultivos.

Al juzgar la calidad del agua de riego, es importante tomar en consideración no solo el contenido total de sal soluble, sino también la proporción relativa del calcio con el sodio. Si esta proporción es elevada, ayudará a la sustitución de Na por iones de calcio en el complejo de intercambio.

El análisis del agua de riego debe incluir la determinación de la concentración de boro, que algunas veces se presenta en cantidades tóxicas. Por la misma razón, debe determinarse también la concentración de bicarbonato con relación a la concentración de calcio más magnesio.

En un estado de la India, por lo menos, antes de que un agricultor pueda obtener un préstamo para hacer una perforación o excavación de pozo, ha de obtener primero la autorización del Departamento de Agricultura. De los registros del suelo y de los análisis del agua, el departamento tiene información acerca de la adecuación del suelo para el riego y del agua en la zona en general.

Schoonover (1959), en su estudio de los problemas del suelo en la India, ha enumerado los siguientes requisitos técnicos para la recuperación de suelos salinos y alcalinos:

- Desagüe adecuado.
- Disponibilidad de agua suficiente para satisfacer el empleo en los cultivos y, a la vez, lixiviar la sal hasta por debajo de la zona de raíces en el suelo.
- Administración del suelo mejor que la que comúnmente se lleva, para incluir la nivelación perfecta de la tierra, buen cercado para el riego y prácticas agronómicas adelantadas.
- La protección y la recuperación han de emprenderse en grandes bloques. El establecimiento del desagüe y el desarrollo de suministros.

trios adecuados de agua impregnán, de ordinario, áreas por lo
extensas, fertilizadas en beneficio de zonas grandes.

- 5) Buena calidad del agua de riego. Es imperativo que la calidad de los abastecimientos de agua de riego de la India sea estudiada en forma sistemática.

5. RECUPERACIÓN DE SUELOS SALINOS

Los suelos salinos, en los que las sales solubles contienen cantidades apreciables de calcio y de magnesio, no se convierten en suelos alcalinos mediante la acción del agua de lixiviación. En esos suelos, la recuperación es bastante fácil. El problema principal es lixiviar las sales hacia abajo, más allá de la zona de raíces y fuera de contacto con el agua de riego subsiguiente. Sin embargo, es importante que el desagüe del suelo sea bueno. Los suelos salinos de Sind (Paquistán) se han recuperado mediante el empleo de una aplicación intensa de agua de riego, ordinariamente con una dosis de 60 cm. No fue eficaz una aplicación de agua de menos de 60 cm; dosis más altas ya no redujeron el contenido de sal. El contenido original de sal del suelo era del 1 al 5 por ciento, pero mientras se utilizó una dosis mínima de 60 cm de agua en la inundación, el suelo quedó al final de la lixiviación con un contenido total de sal de más o menos 0.5 a 1 por ciento. Las sales residuales fueron principalmente sales de calcio que provenían del agua de riego, mientras que las sales originales del suelo eran, principalmente, de sodio. Estos suelos, después de la inundación, mantuvieron el desarrollo de las plantas, a pesar de que, a veces, el contenido de sal del suelo era elevado. Esto se debió a la superabundancia de las sales de calcio.

Es importante que se aislen las zonas salinas de acuerdo con la clase de textura (o mejor dicho, con la capacidad de desagüe). Si una parcela de tierra, principalmente formada por loam arenoso pero que tiene algunos lugares de suelo arcilloso, se somete a recuperación mediante inundación, el resultado después de ésta sería que se recuperaría el loam arenoso, pero no el suelo de arcilla. Esto se debe a que bajó más agua a través del loam arenoso y lixivió más sales hasta por debajo de la zona de raíces. Por tanto, se hace imperativo que se levanten bordos en torno de las parcelas de texturas diferentes o distintas capacidades de desagüe para que puedan aplicarse las cantidades adecuadas de agua de riego a cada clase de suelo para lograr la lixiviación deseada.

Los suelos salinos que no contienen sales de calcio solubles suficientes o buena reserva de carbonato de calcio se convertirían en suelos alcalinos al lixiviarlos con el agua. Por consiguiente, en lugar de recuperar aumentaríamos las dificultades. En esos casos, es beneficioso la agregación de sales de calcio, de preferencia yeso o piedra caliza. En presencia del sulfato de calcio, aumenta la cantidad de calcio en la solución del suelo, con el resultado de que el calcio desplaza al sodio del complejo de intercambio y tiene lugar un cambio físico favorable en el suelo.

Con frecuencia, los suelos salinos tienen un nivel alto de agua subterránea, una capa densa de yeso, o son de textura fina. Estas condiciones reducen el movimiento descendente del agua de riego y, por consiguiente, hacen difícil lixiviar las sales hasta la profundidad deseada debajo de la zona de raíces de la planta.

En los suelos salados con un alto nivel de agua freática es necesario un desagüe artificial, antes de que se pueda eliminar el exceso de sales. Algunas veces se emplea un roturador o arado profundo en suelos con capas impenetrables, con el fin de abrir el suelo para el movimiento descendente artificial del agua y de la sal.

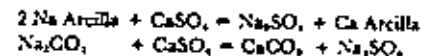
6. RECUPERACIÓN DE LOS SUELOS ALCALINOS

En los suelos alcalinos, el sodio intercambiable es suficiente para hacer que el suelo sea casi impenetrable para el agua. No obstante, aun si el agua pudiera moverse con libertad hacia abajo en los suelos alcalinos, el agua sola no lixiviaría el exceso de sodio intercambiable. Este ha de ser sustituido por otro catión y lixiviado hacia abajo y fuera del alcance de las raíces de la planta.

Mediante el intercambio catiónico, a menudo se utiliza el calcio para sustituir al sodio en los suelos alcalinos (figura 10.2). De todos los compuestos de calcio, el sulfato de calcio (yeso) se considera el mejor para estos fines.

Aplicaciones de 18 toneladas de yeso por acre en Nevada, E.U.A., aumentaron la infiltración de agua y la profundidad de penetración de ésta. Tres años después de aplicar el yeso, penetraba la misma cantidad de agua hasta una profundidad de 19 pulgadas en el suelo que recibió yeso y hasta solo 10 pulgadas en el suelo que no lo recibió (figura 10.3). Esto dio por resultado una reducción del porcentaje de sodio intercambiable del 42 al 18 por ciento durante el periodo de tres años. Al mismo tiempo, la parcela sin yeso aumentó el sodio intercambiable del 50 al 53 por ciento (figura 10.4). Los rendimientos de heno subieron de 0.85 toneladas a 1.02 toneladas anuales por acre como resultado de la aplicación de yeso (figura 10.5).

Las reacciones presupuestas son:



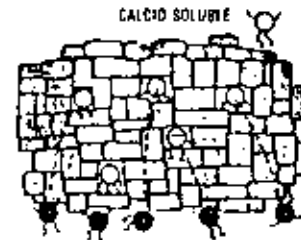
El yeso convierte el suelo sódico en suelo cálcico y provoca un desarrollo aconsejable de pH y una mejora en las condiciones físicas del suelo. Esto también mejora el desagüe.

Entonces, se procede a la inundación para eliminar el sulfato de sodio proveniente de la reacción con el yeso.

1 Demasiado sodio incorporado a las partículas de arcilla tiende a hacer que las partículas se compriman entre sí en tal forma que el agua no puede atravesar el suelo.



2 Los materiales orgánicos proporcionan calcio soluble que reemplaza el exceso de sodio adsorbido.



3 Esta sustitución permite que las partículas de suelo se agrupan por sí mismas, de suerte que se forman mayores espacios porosos.



Cuando el suelo es anegado, el agua puede atravesar y lavar el exceso de sales, inclusive al sodio.

Figura 10.1 Como recuperar el calcio soluble los suelos alcalinos (Ruske, Daniel G. Amdick Jr. y Schoonover, W. R. Gypsum and Other Sulfate Materials for Soil Conditioning. Estación Agrícola Experimental de California. Circular 402 1951).

En casos extremos de alcalinidad elevada, la reducción de pH se realiza mediante el empleo de ácido sulfúrico. No obstante, el proceso de recuperación necesitaría de un proceso de expertos y, de ordinario, sería muy costoso.

También se utiliza el azufre para reducir la alcalinidad. Se rocía azufre sobre el suelo y se oxida para formar ácido sulfúrico que convierte el carbonato de sodio en sulfato de sodio; y carbonato de calcio, ya presente o agregado de manera artificial, para formar $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$. El calcio

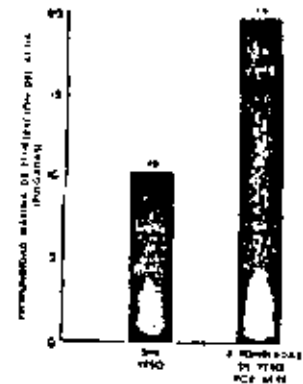


Figura 10.3 El yeso aumenta la penetración de agua en los suelos. Profundidad máxima de penetración del agua de seis pulgadas (Clive F. Houston y otros. Gypsum for Improving Arid Soil. Estación Agrícola Experimental de Nevada. Circular 7, 1953).

sustituye al sodio. El sulfato de sodio se elimina por lixiviación. La agregación de materia orgánica ayuda a que baje el pH, mejorando la estructura del suelo y a que aumente la capacidad del suelo para suministrar nitrógeno disponible para los cultivos. La materia orgánica es útil en especial cuando se agrega azufre para corregir la alcalinidad. La materia orgánica proporciona alimento para las bacterias que estimulan la oxidación del azufre hasta la forma de sulfato. También se ha utilizado con éxito la combinación de azufre, abono orgánico y yeso.

En la tabla 10.2 se ofrecen las cantidades de yeso y de azufre necesarias para sustituir cantidades diferentes de sodio intercambiable. Puede verse que se necesita una gran cantidad de yeso o de azufre para recuperar los suelos alcalinos. Por ejemplo, para eliminar 5 m.e. de sodio intercambiable por 100 gm de suelo, se necesitarían 8.6 toneladas de yeso o 1.6 tone-

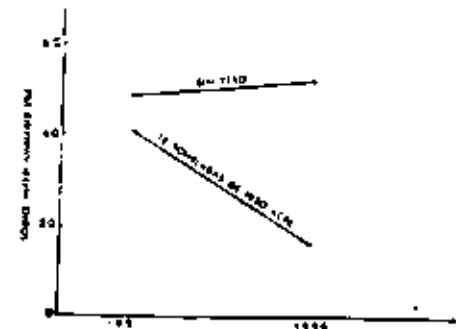


Figura 10.4 El yeso reduce el porcentaje de sodio intercambiable en los suelos (el suelo fue mantenido a una profundidad de 30 pulgadas) (Clive F. Houston y otros. Gypsum for Improving Arid Soil. Estación Agrícola Experimental de Nevada. Cir. 7, 1953).

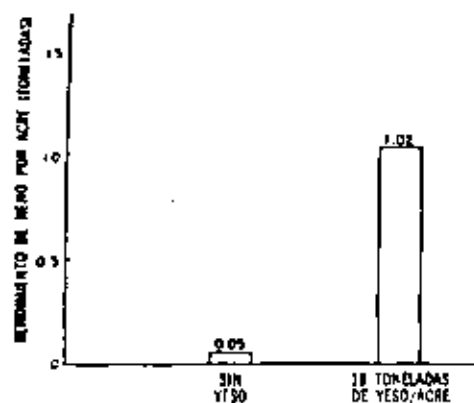


Figura 10.3 El yeso aumenta el rendimiento de banana (Banana local) (Una aplicación tres años antes) (Clyde E. Houston y otros, *System for Improving Alluvial Soils*, Estación Agrícola Experimental de Norwold, Circular 7, 1934).

lidas de azufre por acrepie de suelo. En promedio, por cada miliequivalente de sodio a sustituir se requieren 1.7 toneladas de yeso o 0.32 toneladas de azufre.

Karwar y sus colaboradores en la India proporcionando pruebas de la relación del sodio + potasio intercambiables con la necesidad de yeso de los suelos en el distrito de Karnal en Punjab. Esta relación aparece en la figura 10.5. Estos resultados poseen casi las mismas necesidades de yeso que los del laboratorio de la salinidad de Estados Unidos, las cuales se muestran en la tabla 10.1.

Chawla hizo una serie de estudios de cultivo en maceta con trigo en suelo salinoalcalino, al que se agregaron porcentajes diversos de la necesidad de yeso. El resultado aparece en la figura 10.7.

Dhar, en la India, ha recuperado con éxito suelos alcalinos con el empleo de melaza. Recomienda el uso de 2 toneladas de melaza por acre en unión de 1 a 2 toneladas de lodo prensado (un producto de desperdicio de la industria azucarera) y de 50 a 100 libras de P_2O_5 por acre en forma de escoria básica. La melaza proporciona la fuente de energía para los microorganismos que en la fermentación producen ácidos orgánicos. Estos reducen la alcalinidad y aumentan la obtención de fósforo. La agregación del lodo prensado que contiene calcio produce sales solubles de calcio que ayudan a reducir el sodio intercambiable. En condiciones de buen abastecimiento de fósforo disponible, también se beneficia la fijación de nitrógeno.

Tabla 10.1 *Contidades necesarias de yeso y azufre para sustituir las cantidades de sodio intercambiable en la recuperación de suelos*

| Sodio intercambiable
m.e. por 100
grs de suelo | Yeso,
toneladas/acrepie
(+ 600 000 de lb de suelo) | Azufre,
toneladas/acrepie
(+ 600 000 de lb de suelo) |
|--|--|--|
| 1 | 1.7 | 0.32 |
| 2 | 3.4 | 0.64 |
| 3 | 5.2 | 0.96 |
| 4 | 6.9 | 1.28 |
| 5 | 8.6 | 1.60 |
| 6 | 10.3 | 1.92 |
| 7 | 12.0 | 2.24 |
| 8 | 13.7 | 2.56 |
| 9 | 15.5 | 2.88 |
| 10 | 17.2 | 3.20 |

FUENTE: Richard, L. A., compilador, *Diagnosis and Improvement of Saline and Alkali Soils*. Manual de Agricultura número 60. Departamento de Agricultura de Estados Unidos, p. 49, 1934.

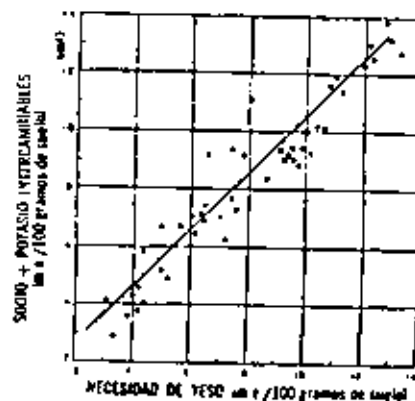


Figura 10.4 La relación entre el sodio más potasio intercambiables en los suelos salinoalcalinos y la necesidad de yeso (Hawar, Karwar, J. S., Sangal, J. L. y Ghunia, D. R., *Relation ship Between Sodium and Potassium Exchangeable Salts*, Rev. de la Sec. Minero de Ciencia de las Indias, vol. 11, num. 1, pp. 39 a 44, 1942).



Figura 10.7. Trigo en un suelo salinoalcalino con un pH de 10.3, una conductividad eléctrica de 20 mhos/cm y un porcentaje de Na⁺ intercambiables de 10.4 m.e., reacción a los diversos niveles de yeso, de la manera siguiente.*

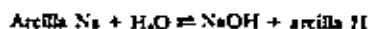
- T₀ = 0% yeso.
- T₁ = 10 por ciento de la necesidad de yeso.
- T₂ = 20 por ciento de la necesidad de yeso.
- T₃ = 30 por ciento de la necesidad de yeso.
- T₄ = 50 por ciento de la necesidad de yeso.
- T₅ = 75 por ciento de la necesidad de yeso.
- T₆ = 100 por ciento de la necesidad de yeso.

* La necesidad de yeso desarrollada mediante el método Schrammer era de 8.07 toneladas de yeso por acre.

Fuente: Chavis, V. E., Study of the Effect of Gypsum and potassium on the Physico-Chemical Properties of Saline-Alkali Soils of the Punjab (tesis no publicada Univ. M. Universidad de Punjab, 1960).

7. SUELOS SOLODI O ALCALINOS DEGRADADOS

La hidrólisis del suelo sódico (suelo alcalino) con la producción de hidróxido de sodio implica la formación de suelo hidrogenado:



En ausencia de carbonato de calcio, tiene lugar la degradación del suelo hidrogenado en ácido silícico y sesquioxido. Esta situación surge en suelos con lluvia excesiva. El proceso es similar a la podsolización en la que los sesquioxidos son lixiviados hasta las capas inferiores. Los autovna rumos Tuman solodi a estos suelos degradados; el proceso se denomina *solodización*.

Esos suelos se recuperan mediante el empleo de cal, ayudada por el uso adecuado de fertilizantes para hacer que desaparezcan las deficiencias de nutrientes de las plantas.

Tabla 10.2. Tolerancia relativa de los cultivos a la sal*

| Nivel de tolerancia a la sal | Tolerancia media a la sal | Poco tolerancia a la sal |
|------------------------------|------------------------------|--------------------------|
| | Cultivos extensos | |
| Cebada (grano) | Trigo (grano) | Frijol (de campo) |
| Remolacha azucarera | Arroz | |
| Algodón | Sorgo (grano) | |
| | Mais | |
| | Leno | |
| | Girasol | |
| | Higuera | |
| | Cultivos para forraje | |
| Zacate alcalino | Térbol dulce, blanco | Térbol blanco |
| | Alfalfa | |
| | Frutas | |
| Dátil | Granada | Fresa |
| | Higo | Mangano |
| | Aceituna | Naranja |
| | Uva | Toronja |
| | Melón de cáscara rugosa | Ciruela |
| | | Albaricoque |
| | | Fresa |
| | | Limon |
| | | Aguacate |
| | Verduras | |
| Acelga | Tomate | Rabanos |
| Col | Bébol | Apio |
| Espárrago | Repollo | Judías verdes |
| Espinaca | Coliflor | |
| | Lechuga | |
| | Mais tierno | |
| | Zanahoria | |
| | Cebolla | |
| | Guisantes | |
| | Calabaza | |
| | Pepero | |

* Fuente: Richards, L. A., compilador, *Diagnosis and Improvement of Saline and Alkali Soils*. Manual de Agricultura número 60, Departamento de Agricultura de Estados Unidos, 1954.

Nota: En cada grupo, las plantas nombradas primero son más tolerantes y las últimas son más sensibles a la sal.

8. TOLERANCIA DE LOS CULTIVOS A LA SAL

En algunas circunstancias quizá no sea posible reducir el contenido de sal de los suelos para permitir el desarrollo de cultivos sensibles. La alternativa es elegir cultivos que toleren la sal.

El personal del Laboratorio de Salinidad de Estados Unidos en Riverside, California, elaboró una clasificación de las plantas de acuerdo con su tolerancia a la sal. La tabla 10.2 expone esta lista de plantas en tres grados de tolerancia y para cuatro tipos de cultivos, a saber: cultivos extensos, cultivos de forraje, frutas y vegetales. En cada grupo el cultivo más tolerante figura en la parte superior de la lista y el más sensible en la parte inferior.

Puesto que esta clasificación de la tolerancia a la sal de los cultivos fue establecida en Estados Unidos, debe ser razonablemente correcta para Asia Tropical. Sin embargo, la tolerancia a la sal de los cultivos tropicales que no están incluidos en ella debe establecerse mediante la investigación.

De los cultivos extensos, la cebada para grano, la remolacha y el algodón son los más tolerantes a la sal, mientras que los frijoles de campo son los más sensibles. Otros cultivos, principalmente los granos pequeños, poseen un grado intermedio de tolerancia a la sal. Los tréboles dulces y la alfalfa presentan una tolerancia intermedia.

El dátil es la única fruta conocida que es muy tolerante a los suelos salinos. Cinco frutas poseen una tolerancia intermedia; aparecen en la tabla y son: la granada, el higo, la aceituna, la uva y el melón de cáscara rugosa. La mayoría de las frutas son sensibles a las concentraciones de sal en el suelo.

La acelga, la col, el espárrago y la espinaca se enumeran como muy tolerantes a la sal, mientras que el rábano, el apio y los guisantes son sensibles.

La mayor parte de los vegetales tienen una tolerancia promedio.

La tolerancia general de las plantas a la sal aparece en la figura 10.8 en relación con la escala de conductividad eléctrica. La conductividad del extracto de saturación del suelo se mide en miles de ohmios recíproca a



Figura 10.8 Relación entre el contenido de sal de los suelos y la reacción general de los cultivos (según Daugherty and Imeson, *Soil and Arid Salts*, personal del Laboratorio de Salinidad Mundial de Agricultura, vol. 40, Departamento de Agricultura de Estados Unidos, 1954).

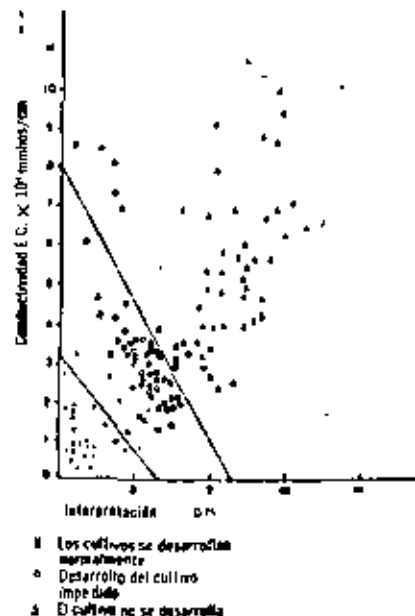


Figura 10.9 Desarrollo de cultivos en la India con relación al pH y la conductividad (según el contenido de sal del suelo).

Agarwal, P. P. y Yadav, J. S. P., revista de la Sociedad Hindi de Ciencia de los Suelos [12], pp. 141 a 146, 1954.

una temperatura normal (25°C). De conformidad con esta figura, las concentraciones de sal representadas por lecturas de 0 a 2 no tienen influencia sobre el desarrollo del cultivo, de 2 a 4 limitan el crecimiento de los cultivos sensibles, de 4 a 8 limitan muchos cultivos, de 8 a 16 limitan la mayor parte de ellos y las concentraciones de sal representadas por lecturas de 16 a 32 impiden el desarrollo satisfactorio de todos los cultivos, los más tolerantes a la sal.

Agarwal y Yadav (1956) idearon una escala de salinidad y alcalinidad para valorar la reacción de los suelos salinoalcalinos de la India. Esta se basa en trabajos realizados en campos de cultivadores en el distrito de Kanpur, Uttar Pradesh. Esta escala aparece en la figura 10.9.

BIBLIOGRAFÍA

1. Grene, H., *Using Salty Land*, publicación de la F.A.O., Roma, Italia, 1953.
2. Jenny, Hans, E. W., *Soil and the Birth of Modern Soil Science*, basada de la revista "Agrochimica", Pisa, Italia, 1961.
3. Millar, C. E., Turk, L. M. y Forb, H. D., *Fundamentals of Soil Science*, John Wiley and Sons, Nueva York, 1958.

4. Richards, L. A., compilador, *Diagnosis and Improvement of Saline and Alkali Soils*, Laboratorio de Salinidad de E.U., Manual de Agricultura número 60, D.A.E.U., 1954.
5. Schoonover, W. R., *Alkali Soil Problems in India*, Informe Final, Escuela B. R., Agr. Uttar Pradesh, mimeografiada, Agencia para el Desarrollo Internacional, Estados Unidos, Nueva Delhi, India, 1959.
6. Shama Iyengar, M. A., Conferencia pronunciada en la Sociedad Húngara de Ciencias Naturales, noviembre, 1954.
7. Uppal, H. L., *Reclaiming Alkali Waste Lands*, C. H. I. A., Boletín número 83, Consejo Hindú de Investigación Agrícola, Nueva Delhi, 1961.

Materia orgánica del suelo

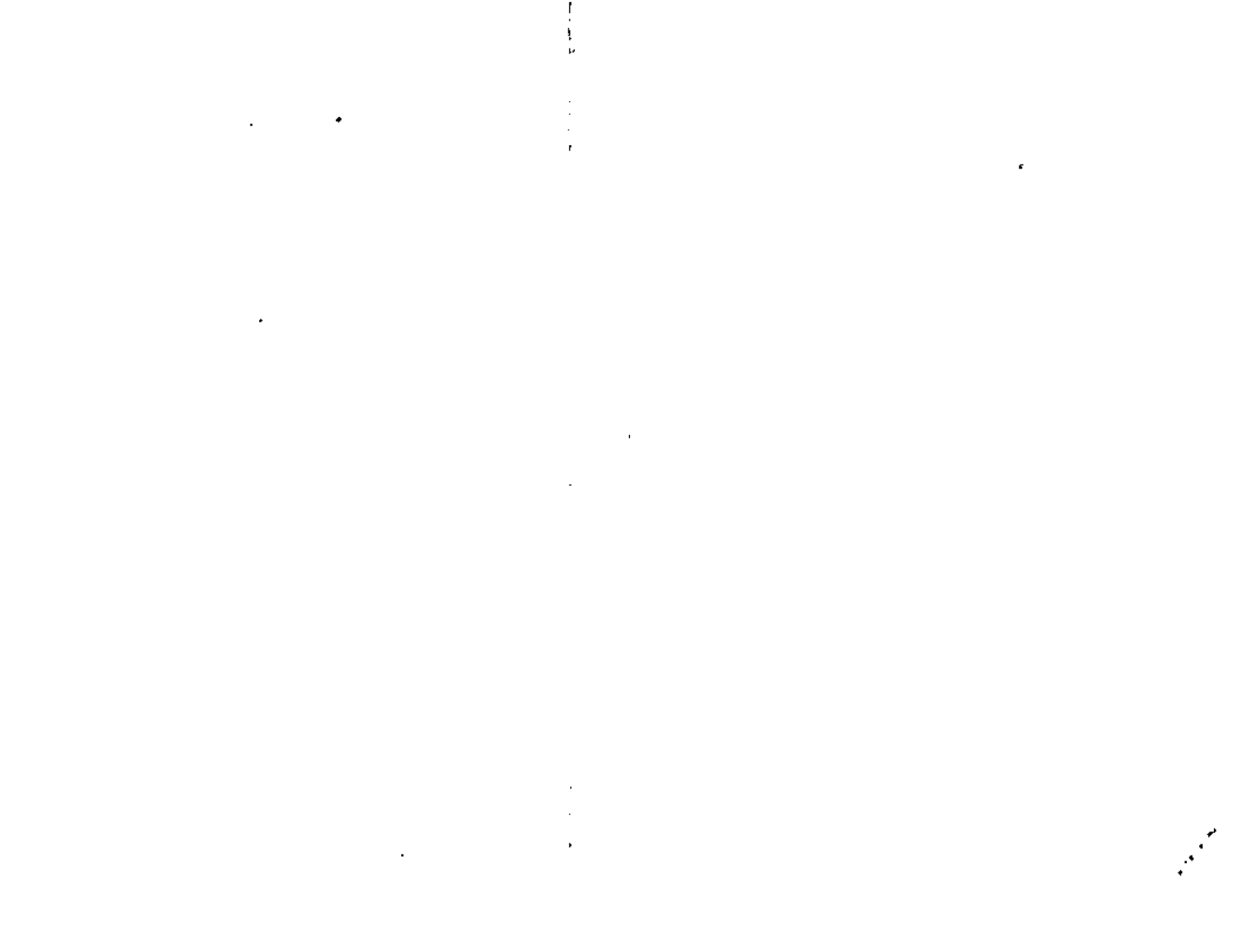
Un campo sin abono es tan inútil como una vaca sin una ternera.

ANTIGUO PROVERBIO TELEGU.

La materia orgánica del suelo proviene de los restos de plantas y animales. Esto incluye hierbas, árboles, bacterias, hongos, protozoos, lombrices y abonos animales. La materia orgánica representa una etapa determinada en un movimiento interminable de los elementos carbono, hidrógeno, oxígeno, nitrógeno, fósforo y azufre entre los organismos vivos y el reino muerta. A medida que se forma materia orgánica nueva, una parte de la vieja pasa a mineralizarse. Muchas de las propiedades deseables de la materia orgánica se deben a su carácter dinámico.

La materia orgánica del suelo puede distinguirse del humus. La materia orgánica del suelo consiste en cualquier sustancia de origen orgánico, vivo o muerto, mientras que el humus es bastante estable y amorfo, de un material coloreado de pardo a negro que se forma como resultado de la descomposición de los residuos de las plantas y animales, sin vestigios de la estructura del material del cual se deriva. En realidad, el humus no es tan solo un producto de la descomposición, dado que ésta implica la transformación a compuestos más sencillos, mientras que el humus es más complicado que la materia orgánica original. Además de la descomposición de materia orgánica, la formación del humus presupone la síntesis de sustancias orgánicas.

El principal producto que se sintetiza es un complejo de lignina y proteína que expertos autores designan como partículas de lignoproteínato.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam.



II. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS
PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

CONSERVACION DEL SUELO Y EL AGUA

ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ
JULIO, 1979

6

.

.

.

.

.

.

.

.

.

.

.

.

.

.

.

.

.

.

.

.

SUELOS:

su química
y fertilidad
en zonas tropicales

R. V. TAMHANE. Consejero de Conservación de Suelos del Gobierno de la India, Nueva Delhi.
D. P. MOTIRAMANI. Director de Investigación, Universidad Agrícola Jawaharlal Nehru, Jabalpure, M. P.
Y. P. BALL. Consejero Ayudante de Conservación de Suelos del Gobierno de la India, Nueva Delhi.
Colaborador: ROY L. DONAHUE. Consultor sobre Suelos y Fertilizantes, Fundación Ford, Nueva Delhi.

adaptado de
SOILS: An Introduction to Soils and Plant Growth
por Roy L. Donahue



EDITORIAL DIANA
MEXICO

Conservación del suelo y el agua

Primero deben construirse caballones de tierra con el fin de dividir los campos y de conservar el agua en los campos; después debe sembrarse la semilla.

KHANA (600 d. C.).

Para el desarrollo y el mantenimiento de la vida, el agua y el suelo son lo más esencial. El suelo es importante, ya que proporciona la base y la mayoría de los nutrientes necesarios para el crecimiento de las plantas y de los animales. El agua es necesaria, puesto que constituye una gran parte de la materia viva y actúa como vehículo de los nutrientes. Aunque estos dos recursos, suelo y agua, son muy comunes y abundantes en la naturaleza, sin embargo, no están distribuidos por igual en calidad y cantidad en todas las partes del mundo. La cantidad total de estos recursos disponibles en cualquier nación es limitada. Además, los recursos, tanto de agua como de suelo, son agotables y pueden llegar a desperdiciarse con facilidad si se emplean en forma inadecuada.

El abuso del suelo y del agua solo puede conducir a la ruina. Las civilizaciones en Mohenjodaro y Harappa, en Pakistán occidental, son ejemplos convincentes de civilizaciones antiguas que llegaron a extinguirse a causa del descuido de sus tierras. Rica como el Sarasvati desaparecieron porque sus vertientes y cuencas colectoras fueron mal explotadas y administradas. Ejemplos como esos se encuentran en la historia de cada nación en todo el mundo.

El desperdicio continúa todavía, y las naciones consumen progresivamente sus recursos importantes de suelo y agua.

La conservación de los recursos de suelo y agua es un requisito previo para la supervivencia de la humanidad y la estabilidad económica de las naciones. La conservación aspira a utilizar estos tesoros naturales con el mayor beneficio y, al mismo tiempo, mantener y acrecentar de continuo su productividad.

1. CONSERVACIÓN DEL SUELO

El suelo, la delgada capa exterior de la tierra que varía en profundidad desde algunas pulgadas a algunos pies; y, más aún, si su parte superior es de 6 a 9 pulgadas, es el almacén más rico para el desarrollo de las plantas. La naturaleza necesitó muchos siglos para producir este suelo, pero el hombre puede perderlo en pocos años a causa de su erosión catastrófica. Por tanto, tenemos que proteger a nuestros suelos contra la erosión, porque el suelo, una vez perdido, es difícil y costoso de recuperar.

2. EROSIÓN DEL SUELO

La erosión del suelo es la destrucción, desprendimiento y eliminación del suelo de un lugar y su depósito en otro, mediante las fuerzas de golpeo y traslado del agua, del soplo del viento, las ondas fuertes, la nieve y la gravedad. Bajo un equilibrio físico, biótico e hidrológico normal en la naturaleza, la erosión que tiene lugar es normal, natural o geológica, en la que la eliminación del suelo está bastante contrapesado con los procesos de formación del suelo. Cuando este equilibrio se trastorna por las explotaciones del hombre y por las calamidades naturales, el suelo pierde su fuerza de resistencia y los agentes erosionantes pasan a ser más activos y originan una erosión acelerada (tabla 6.1).

Tabla 6.1. *Escurrimiento y pérdida de suelo en suelos medio profundos con inclinación aproximada de 1.7% y un promedio de lluvia de 23.9 pulgadas, Sholapur, estado de Maharashtra, India (Promedio de nueve años, de 1934 a 1943)**

| Empleo de la tierra | Escurrimiento, de lluvia total (por ciento) | Pérdida de suelo por acre (anualmente) (toneladas) | Tiempo calculado para erosionar 7 pulgadas de suelo superiores (años) |
|---------------------|---|--|---|
| Vegetación natural | 4.77 | 0.53 | 1 852 |
| Cultivos de verano | 16.50 | 23.80 | 42 |
| Bosque de invierno | 18.67 | 34.54 | 27 |

* FUENTE: Kamakar, N. V., Sivar, S. S. y Gulbala, D. H., *Dry Farming in India*. Consejo Hindi de Investigación Agrícola, Nueva Delhi, 2a edición, 1950.

3. FACTORES QUE AFECTAN A LA EROSIÓN DEL SUELO

He aquí los factores que influyen en la erosión:

1. El clima, la precipitación en especial y la velocidad del viento.
2. La topografía con referencia especial a la naturaleza, grado y longitud del declive.
3. Características físicas y químicas del suelo.
4. Cubierta de la tierra, su naturaleza y grado de cobertura.
5. Fenómenos naturales como terremotos, deslizamientos de tierra y volcánismos.

Como una ecuación funcional:

$$\text{erosión} = f(c, v, t, s, h)$$

donde f = función de o dependiente de

- c = clima
- v = vegetación
- t = topografía
- s = suelo
- h = factores humanos

La precipitación es el factor más poderoso que produce erosión a través del enfangado y del escurrimiento excesivo (figura 6.1 y tabla 6.1). Puede haber escurrimiento sin erosión, pero nunca hay erosión sin escurrimiento. El escurrimiento que produce erosión depende de la cantidad, duración, intensidad y frecuencia de las lluvias y también del momento de la temporada en que tiene lugar la lluvia. Los chaparrones breves de mucha intensidad originan, de manera invariable, un escurrimiento máximo. Las lluvias tropicales tienen lugar con frecuencia en torrentes e intensos chaparrones que favorecen más la erosión y producen inundaciones instantáneas. Algunas observaciones en la India han demostrado que todas las lluvias de más de 2 pulgadas por día producen escurrimiento, mientras que las de menos de $\frac{1}{2}$ " solo causan escurrimientos esporádicos (tabla 6.2).

El declive acelera la erosión ya que aumenta la velocidad del agua que corre. Pequeñas diferencias de declive producen grandes diferencias en los daños. De acuerdo con las leyes de la hidráulica, un aumento cuádruple en el grado de declive duplica la velocidad del agua en curso. Esta velocidad doble puede aumentar cuatro veces la fuerza de erosión y 32 veces la capacidad de arrastre.

La erosionabilidad del suelo está determinada por la naturaleza del mismo, en especial por su textura, estructura, materia orgánica, naturaleza de la arcilla y por las cantidades y clases de sales presentes. Los suelos de textura fina y alcalinos son más erosionables. Se informa que en Indonesia



Figura 6.1. El goteo de lluvia puede caer con una velocidad de 30 pies por segundo. Cuando la gota cae sobre el suelo después de caer en el agua, que fluye hacia abajo dejando en su lugar una mancha de tierra granujosa por qué se toma rocas, peña y así sucesivamente.

Arriba a la izquierda: Una roca pequeña se proyecta al suelo con más fuerza de esta causa la erosión por saltado en la India Central.

Arriba a la derecha: Los arbustos y las hierbas son protegidos a este mancha en un campo abarcado contra la erosión por enlodado, se produce un mancha residual de tierra de unos 10 pies de altura (India Noroccidental).

Abajo: Capuchones de piedra arenisca son protegidos al suelo de los caminos que son sujetos de 5' a 6' contra la erosión por saltado en el camino en Andes de 20 pulgadas en la India Central.



los suelos de margalita son muy susceptibles a la erosión.¹ Los estudios sobre la erosionabilidad de los suelos tropicales son insuficientes. En general, los suelos con una proporción baja de sílice y sesquióxidos son menos erosionables. Esos suelos son muy comunes en los trópicos húmedos, por ejemplo, latosuelos y otros suelos lateríticos.

La presencia de una cubierta de vegetación de la tierra nativa como un factor que retarda la erosión. Las selvas y las hierbas son más eficientes para proporcionar una cubierta que las siembras cultivadas. La vegetación intercepta la acción golpeadora resonante de las gotas de lluvia que caen, retrasa la cantidad y velocidad del escurrimiento superficial, permite fluir más agua al interior del suelo, aumenta la capacidad de almacenamiento del suelo a través de las pérdidas por evaporación-transpiración, impide la fuerza abrasiva de la velocidad del viento y regula el ciclo hidrológico.

¹ Daams, T. W. G., *The Soil of East-Central Java*, reportaciones de la Estación General de Investigación Agrícola, números 141:1-155, 1954, Bogor (Indonesia).

Tabla 6.2 Intensidad de lluvia y escurrimiento en determinados lugares de la India (Promedio de 5 a 7 años)*

| Particularidades | Mangri
(2 años)
(Maharashtra)
(1929-1933) | Shalapur
(2 años)
(Maharashtra)
(1934-1941) | Bijapur
(2 años)
(Mysore)
(1936-1941) | |
|---|--|--|--|--------|
| Lluvia media anual (en pulgadas) | 29.67 | 74.35 | 18.80 | |
| Número total de lluvias | 212.00 | 301.00 | 158.00 | |
| Número de lluvias que producen escurrimiento | 66.00 | 75.00 | 54.00 | |
| Porcentaje de declive de espacios de escurrimiento | 3.00 | 3.18 | 1.23 | |
| Clases de lluvia de acuerdo con la cantidad por día y porcentaje del número de lluvias que producen escurrimiento | Más de 2" | 100.00 | 100.00 | 100.00 |
| | 1" a 2" | 88.00 | 83.30 | 86.50 |
| | 1/2" a 1" | 66.00 | 39.90 | 41.60 |
| | Menos de 1/2" | 5.80 | 8.40 | 16.60 |

* Kanitkar, N. V. y otros, *Dry Farming in India*. Consejo Hindú de Investigaciones Agrícolas, Nueva Delhi, 1960.

Es la falta de vegetación la que crea las condiciones que favorecen la erosión (véase la figura 6.2).

4. TIPOS DE EROSION

Se conocen muchos tipos de erosión, de acuerdo con el agente erosionante principal y de la forma en que se produce.

EROSIÓN POR SALPICADO. La gota de lluvia que cae a una velocidad aproximada de 30 pies por segundo es capaz de crear una fuerza de casi 14 veces su propio peso. Con esta fuerza de caída, las gotas de lluvia golpean la superficie del suelo desnudo hasta formar lodo fluido que salpica hasta dos pies de altura y cinco pies de separación. La arena fina y las texturas de aluvión se desalojan con rapidez. La erosión por enfangado es la precursora de otros tipos de erosión por el agua (véase la figura 6.3).

EROSIÓN DE LA CAPA DELGADA DE SUELO. Es la eliminación de capas uniformes delgadas de la superficie del suelo en toda la zona, cada vez que cae una lluvia de intensidad erosionante. La erosión de la capa delgada es producida por: 1) deslizamiento superficial, 2) salto y 3) suspensión. El *deslizamiento superficial* significa el movimiento del suelo cuesta abajo mediante una acción de rotación o de tracción del agua. El *salto* resulta cuando aguas turbulentas hacen que las partículas del suelo salten o brinquen cuando se mueven cuesta abajo. Las partículas de suelo que nunca



Figura 6.2 Árboles y hierbas son eficaces para proteger el suelo contra la erosión, pero cuando las hierbas son pastadas con vacas y los árboles desmontados para elevar el grado fundamental aparece la erosión de la capa delgada de suelo. Con el empleo excesivo de árboles y hierbas, la erosión pasa a ser más grave y se forman barrancas que vuelven casi inservible la tierra (derecha).



Figura 6.3 La erosión por salpicado es producida por el golpe de lluvia que con frecuencia al chocar con el suelo desnudo y al convertirse en lodo.

tocan la superficie del mismo cuando se mueven son transportadas por *suspensión*. La erosión de la capa delgada es extensa siempre que el suelo carece de protección y es muy perjudicial, ya que disminuye progresivamente la profundidad del suelo y los rendimientos de los cultivos (véase la figura 6.4).

Según la tabla 6.3, durante el periodo de 55 años, el promedio de los suelos en los cinco lugares perdió el 52.44 por ciento de su parte superior del suelo.

EROSIÓN POR RIACHUELOS. El escurrimiento cargado de lodo comienza a fluir a través de pequeños canales que simulan unos dedos. Esta es la erosión por riachuelos y constituye una etapa intermedia entre la erosión de la capa delgada y la erosión en barrancas (véase la figura 6.5).

EROSIÓN POR BARRANCAS. A medida que aumenta el volumen del escurrimiento concentrado y su velocidad en los declives, aumentan los riachue-



Figura 4.4. Edo fértil sin protección y administrado en forma barriaca, está sufriendo una grave erosión de la capa delgada; primero aparición de grietas y luego barrancas.

Tabla 6.3 Pérdida de suelo durante el periodo 1903 a 1960 en algunas campos en el subdistrito de Yeotmal del estado de Maharashtra (India)^a

| Número | Profundidad media en pulg. 1903 | Profundidad media en pulg. 1960 | Pérdidas de suelo de 1903 a 1960 (57 años) | | | |
|----------|---------------------------------|---------------------------------|--|------------|---|---|
| | | | Reducción en profundidad en pulg. | Porcentaje | Pérdida de profundidad en pulg. por año | Pérdida anual de suelo ^b en ton por acre |
| 1 | 7.9 | 5.0 | 4.9 | 62.0 | 0.09 | 13.4 |
| 2 | 31.5 | 16.0 | 15.5 | 49.2 | 0.28 | 42.5 |
| 3 | 8.6 | 4.0 | 4.6 | 53.3 | 0.08 | 12.6 |
| 4 | 12.5 | 8.0 | 6.5 | 52.0 | 0.12 | 17.7 |
| 5 | 13.5 | 8.0 | 5.5 | 53.8 | 0.17 | 25.4 |
| Promedio | 15.36 | 7.40 | 8.16 | 52.44 | 0.148 | 22.78 |

^a Observaciones y cálculos personales de uno de los autores (Y. F. Bafé).

^b Pérdidas de suelo en toneladas por acre calculadas sobre la base de que un acrepulgada de suelo pesa, en promedio, 150 toneladas. Las profundidades del suelo se midieron desde la superficie hasta la parte superior del horizonte C.

los ríos convertirse en barrancas. Estas pueden originarse a partir de depresiones ligeras, rodadas de carros y veteadas de ganado. A diferencia de la erosión de la capa delgada, la erosión en barrancas es más espectacular e indica la desatención de la tierra durante un largo periodo de tiempo. Con la formación de barrancas, la tierra casi se inutiliza. En una etapa avanzada, las barrancas se convierten en quebradas que algunas veces tienen de 50 a 100 pies de profundidad y costados abruptos, casi verticales. Las quebradas presentan un aspecto tremendo de desolación. En la India, por ejemplo, cubren unos 6 millones de acres.

EROSIÓN POR RESBALAMIENTO. Se reconoce por los deslizamientos de tierras y es el resultado de la inestabilidad creada en grandes masas de suelo por la saturación y la presión de la humedad. Ayudadas por la tracción de la gravedad, grandes masas de suelo y de roca corpóreas resbalan hacia abajo, perjudicando una hadera o todo un campo. Los deslizamientos pueden ser causados también por la acción de fricción subterránea y de palanca de los árboles grandes y por los fenómenos sísmicos. Pero sus efectos son meramente locales.

EROSIÓN DE LAS ORILLAS DE LAS CORRIENTES. Los ríos y las corrientes serpentean y cambian sus cursos recortando una orilla y depositando cargas de arena y lodo en la otra. Durante los torrentes, el daño se acelera mucho. Los torrentes, las corrientes violentas de las estaciones de lluvias, mueven grandes masas de suelo y de piedras y las depositan corriente abajo. En el estado de Punjab (India), esos torrentes se llaman *chok* y han afectado a unos 150 mil acres. Se ha informado que el río Kosi en el estado de Bihar (India) ha cambiado su curso hacia el oeste unas 65 millas en los últimos 100 años.

EROSIÓN DEL VIENTO. Es producida por vientos fuertes, principalmente en zonas áridas o semiáridas, a través de procesos como el salto, la suspen-



Figura 6.3. Una vista de primer plano de erosión ocasionada por deslizamientos en un campo de trigo fértil, y debajo una erosión por resbalamiento bien desarrollada en un campo de algodón. Ambos tipos de erosión se ven en el estado de Maharashtra, India.

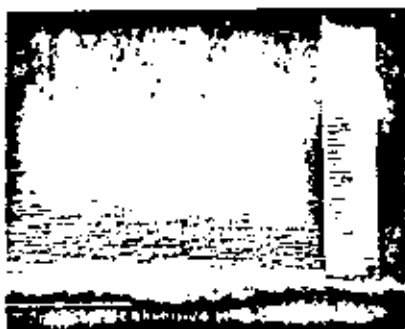


Figura 5.5 La salida del arroz se produce por viento fuerte que levanta sobre todo cuando seca las partículas de suelo se levantan mediante volutas, suspensión y erosión en la superficie. Arriba: Movimiento de partículas de grano durante una tormenta de arena. Abajo: Dama de arroz en el estado de Rajasthan, India, que se están estabilizando mediante árboles y arbustos (construía Armbro, Agricultura Research Magazine Estados Unidos, Abajo, Dirección al Public Relations, Rajasthan).

sión y el arrastre de la superficie, que están relacionados directamente con la velocidad del viento. Las partículas de suelo son levantadas de un lugar y arrastradas por el viento a otro, a menudo a centenares de millas de distancia. La erosión del viento origina tolvaneras, forma dunas de arena, entierra localidades con el depósito y crea condiciones más áridas. La erosión del viento es común en la India y Pakistán, que forman la parte occidental de Asia tropical (véase la figura 5.6). No es común en otros países asiáticos tropicales, excepto en las riberas arenosas a lo largo de las costas del mar y de los lagos.

EROSIÓN DE LAS RIBERAS DEL MAR. Es causada por la acción del golpeo de las olas fuertes que combinan los efectos erosivos tanto del viento como del agua.

5. CAUSAS DE EROSIÓN

La causa principal de la erosión excesiva es la eliminación de la cubierta de vegetación del suelo. La degradación máxima de la vegetación forestal

es producida por la tala indiscriminada y la quema subsiguiente por incendios no controlados. Las tierras de pastos que se pastorean con exceso y quedan desmenuadas. En Camboya, la práctica nacional de quemar los bosques y las tierras de hierbas ha producido un empobrecimiento grave de la tierra.

El cultivo se ha extendido más allá de las vertientes sumamente pronunciadas. La agricultura permanente es posible en algunas tierras en declive, pero deben adoptarse prácticas aprobadas de conservación de suelos. El cultivo a lo largo de la pendiente aumenta el escurrimiento y la erosión. En muchos lugares la tierra no se está utilizando de acuerdo con su capacidad.



Figura 5.7 El cultivo del arroz en terrazas horizontales es una práctica común en muchas zonas de colinas de Asia tropical. En primer plano, el corte de la orilla de la cornisa está construido sobre la terraza hecha a la manera regular. Las zonas en declive después son más adecuadas para bosques, para mantener las pendientes fuertes concurridas labranza de una manera. El cultivo a lo largo del declive, en lugar de a lo largo del primero, ha disminuido la erosión.

Las vertientes no se tratan de conformidad con sus características y exigencias. La erosión del suelo es el resultado más espectacular de la mala administración de la tierra. En realidad, el suelo puede modificarse mucho para mejorar o empeorar, mediante actividades humanas (véase la figura 6.7).

CULTIVO PERIÓDICO. Es la forma más extravagante de utilizar los suelos forestales ricos. Los bosques se talan y se queman y las zonas desmontadas se cultivan durante 2 a 3 años y después se abandonan durante 5 a 15 años y se desmontan de nuevo para el cultivo. La práctica es más común en las comunidades tribales. Está muy extendida en la mayor parte de los países asiáticos tropicales. Solo en la India, han sido afectadas de esta forma casi 9 millones de acres. En los distintos países la práctica es conocida localmente, como *chena* en Ceilán, *kaingin* en Filipinas, *ray* en Camboya, *taungya* en Birmania, *ladang* en Malasia y *jhumming* y *podu* en la India. El clima tropical es favorable por naturaleza para el desarrollo vegetal exuberante, y las zonas abandonadas pueden lograr un segundo desarrollo con rapidez, aunque la mayor parte del suelo fértil se pierde durante el período en el que se cultivan las tierras, ya que no se adoptan prácticas de conservación aprobadas.

6. EFECTOS DE LA EROSIÓN

Mediante la erosión se pierde el suelo y se agota su fertilidad (véase la figura 6.8). Se ha informado que la pérdida anual de fertilidad por erosión, es 20 veces más rápida que cuando se elimina por los cultivos. En general, el suelo eliminado por la erosión, tanto por el agua como por el viento, es más rico en nutrientes que el suelo original. Los suelos pasan a ser menos profundos, disminuyen los rendimientos y se crea un déficit de alimentos. También se origina un déficit de productos forestales y de tierras de pastos. Un estudio topográfico reciente sobre un área de unos 4 millones de acres en Java central oriental (Indonesia) ha revelado que casi el 36 por ciento de la zona está gravemente erosionada.²

A medida que el agua continúa arrastrando la parte superior del suelo, declina la productividad de la tierra. Los rendimientos de arroz, en las condiciones secas de labranza de Sholapur (Maharashtra, India),³ muestran que promedian 110 libras por acre en suelos profundos, 80 libras en suelos de profundidad media y solo 53 libras por acre en suelos en los que ha erosionado la mayor parte del suelo superior.

La mayor parte del agua escurre hasta el mar sin ser utilizada. Los estragos de la inundación se hacen más frecuentes, perjudicando tanto a la vida como a los bienes. Según un cálculo aproximado, la India pierde unos 500 millones anuales de rupias (100 millones de dólares más o menos)

² Dames, T. W. G., *The Soil of East-Central Java*, publicación de la Estación General de Investigación Agrícola, número 141:1-155, Bogor, Indonesia, 1955.

³ Kanisher, N. V. y otros, *Dry Farming in India*, Consejo Hindú de Investigación Agrícola, segunda edición ampliada, 1960, Nueva Delhi.

por daños de inundaciones. Las tierras fértiles se perjudican por la sedimentación. Las presas y los depósitos se ensucian mucho antes de su vida útil calculada. Con frecuencia se interrumpen las comunicaciones. Se secan los manantiales. En ríos y corrientes, el curso de agua es irregular. Disminuyen las existencias de aguas subterráneas. Inclusive, se modifica el clima y se establecen condiciones más secas. En definitiva, se debilita la economía y el poderío de la nación.

Una situación favorable en los países tropicales y subtropicales es el cultivo del arroz, porque implica prácticas que, por sí mismas, son antierosionales; por ejemplo, los campos de arroz limitados y en terrazas de los países asiáticos tropicales. En forma similar, existen zonas extensas con planta-

ciones de té, café, aceite de palma, caña, hule y plátano, que también proporcionan cobertura suficiente contra la erosión. Grandes zonas en los trópicos y en los subtropicos tienen selvas densas, pero es necesaria una administración correcta para que no se establezca la erosión (véase la figura 6.9).



7. CONSERVACION DEL AGUA

La fuente principal de agua es la precipitación, pero no está distri-

Figura 6.8. Arriba: Una foto tomada los últimos diez años muestra tierra ya cultivada, pero en campo desmontado. Incluso cubierto con la sucesión de plantas que crecen por conservación del suelo, han dado por resultado barrancos. Abajo: La tierra es aún peor que arriba, es una erosión pública porque el agua escurre de aquí lo ido a parar a un depósito hidroeléctrico y eliminando la vida útil del depósito.

Centro: En los barrancos se presenta con frecuencia alto hueco de erosión en barrancos, conocida como *potholes*. Notense dos agujeros en la superficie conectados con un nivel en el centro del primer plano.

Abajo: El mismo lugar que el del centro, pero en otro año más tarde. Notense cómo toda la superficie del suelo por encima del nivel se ha desmenuado y qué evidente es la barranca profunda.



Figura 6.9 Una plantación de té bien administrada proporciona la cobertura adecuada para el tierra en declive como una defensa contra la erosión del suelo.

huida por igual y suficientemente en todas partes. En Asia tropical, aunque la precipitación anual total es muy elevada, el clima monzónico y las estaciones secas y húmedas alternas favorecen una distribución totalmente mala de la misma. Por consiguiente, la conservación correcta del agua es muy importante en esas condiciones tropicales. Para comprender la conservación del agua es necesario estudiar el ciclo hidrológico.

8. CICLO HIDROLÓGICO

El agua se mueve en un ciclo continuo del océano a las nubes, de éstas a la tierra y de ésta al océano y desde el estado líquido al de vapor y de nuevo al de líquido; se trata de una respuesta continua a leyes físicas y químicas de la naturaleza. Estos movimientos del agua se conocen como el ciclo hidrológico (véase la figura 6.10).

La mayor parte del aire del océano se traslada sobre la tierra y es desviado hacia arriba. A medida que se eleva la masa de aire húmedo, se enfría y disminuye su capacidad para retener vapor de agua. Entonces se condensa el vapor en gotas de lluvia que caen a la tierra. Parte de la lluvia es interceptada por las hojas de las plantas, parte escurre a las corrientes y parte entra en el suelo. Del agua que entra en el suelo, cierta cantidad

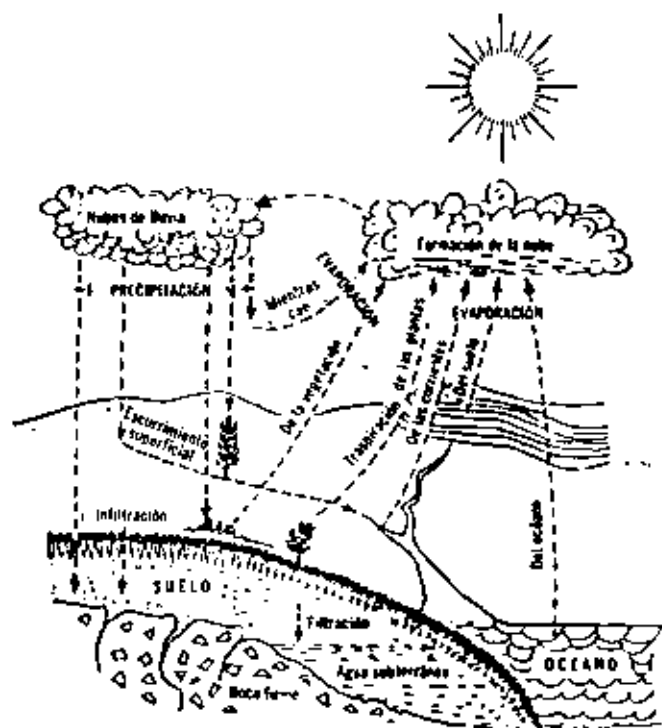


Figura 6.10 El ciclo hidrológico expresa el movimiento del agua desde el océano a las nubes, a la tierra y al océano, y desde el líquido al vapor y al líquido, en respuesta a leyes físicas y químicas del agua.

es utilizada de inmediato por las plantas, cierta cantidad es almacenada para ser empleada posteriormente por las plantas y el resto descendiendo para rellenar el agua freática. Esta pasa a ser la fuente de agua para manantiales y pozos.

De la lluvia que llega al suelo, la cantidad que entra en el suelo y es retenida allí en forma obtenible, es importante desde el punto de vista del crecimiento de las plantas. Los suelos arenosos son capaces de retener más o menos media pulgada de agua disponible por pie de profundidad del suelo. Los suelos arcillosos retienen con frecuencia 2 pulgadas por pie.

Entre estos extremos se encuentran los loams y los loams limosos que son capaces de retener de 1 a 2 pulgadas de agua disponible por pie de profundidad del suelo. El loam todavía no está en condiciones de controlar la lluvia, pero puede regular bastante bien su infiltración y escurrimiento mediante mejores prácticas administrativas. Hay que hacer esfuerzos para almacenar y conservar el agua de lluvia cuando la hay en abundancia, para periodos de mayor o menor sequía (tabla 6.4).

Tabla 6.4 Distribución de la humedad del suelo bajo métodos locales y perfeccionados de cultivo (India)*
(Promedio en la temporada de siembra)

| Logar | Profundidad del suelo en pulg. | Métodos locales de cultivo | Métodos perfeccionados de cultivo | Diferencia a favor de métodos mejores de cultivo |
|--|--------------------------------|----------------------------|-----------------------------------|--|
| (Porcentaje de humedad sobre la base de secado al horno) | | | | |
| Muzri (Maharashtra) | 0-6 | 18.26 | 20.48 | +2.22 |
| | 6-12 | 23.67 | 25.82 | +2.15 |
| Alair, 1927 a febrero, 1928 | 12-18 | 23.33 | 24.98 | +1.65 |
| Rasikur (Mysore) | 0-6 | 22.28 | 22.94 | +0.66 |
| | 6-12 | 22.15 | 23.91 | +1.76 |
| Octubre, 1939 a febrero, 1940 | 12-18 | 20.82 | 21.78 | +0.96 |
| | 18-24 | 20.76 | 21.08 | +0.32 |
| Robtak (Punjab) (1937-1938) | 0-12 | 7.17 | 10.82 | +3.65 |
| | 12-24 | 8.43 | 12.42 | +3.99 |
| | 24-36 | 10.27 | 13.07 | +2.80 |

* FUENTE: Kanitkar, N. V. y otros, *Dry Farming in India*, Consejo Hindú de Investigación Agrícola, Nueva Delhi, 2a edición, 1960.

9. PRECIPITACIÓN Y PÉRDIDA DE AGUA

En virtud de una lluvia anual media de unas 42 pulgadas y una superficie total de tierra de 806 millones de acres, la fuente de agua de precipitación en la India asciende, en números redondos, a unos 2 830 millones de acre-pies. El escurrimiento calculado de la mayoría de los sistemas fluviales es de unos 1 356 millones de acre-pies. De esto, la India planeaba utilizar en 1965, más o menos el 11 por ciento. Por consiguiente, es claro que todavía le quedaba un potencial considerable de agua utilizable que podía controlarse para el mejoramiento económico de la nación.

Se pierde el agua del suelo de cuatro maneras:

1. Escurrimiento superficial.
2. Movimiento descendente de las aguas de desagüe.

* Third Five-Year Plan, Comisión de Planificación del Gobierno de la India, Nueva Delhi, 1961.

3. Evaporación de las superficies del suelo.
4. Transpiración a través de las hojas de las plantas.

De estas causas por las que se pierde agua, el escurrimiento es, generalmente, la mayor y más perjudicial porque da origen a la erosión.

Es probable que las variaciones en la precipitación de los promedios normales, la estación y el tiempo en que tiene lugar la precipitación determinen en buena parte la importancia de la conservación de la humedad del suelo. Los factores principales en la conservación de la humedad se relacionan con el aumento de la infiltración, la capacidad de almacenamiento del suelo y el descenso del escurrimiento y la evaporación.

El agua incontrolada es la causa principal de la erosión del suelo. Casi todos los métodos que tratan de la conservación del suelo son, en principio, los métodos para controlar y conservar el agua. Por tanto, los métodos de conservación del suelo y del agua se tratan juntos.

El trabajo de investigación sobre el escurrimiento y las pérdidas de suelo y los métodos adecuados para controlar estas pérdidas en los países de zonas tropicales se halla todavía en la infancia. Los resultados de la investigación desarrollada en climas moderados no pueden aplicarse directamente sin ensayos y modificaciones de acuerdo con las condiciones tropicales. No obstante, aquí presentamos algunos principios generales de la conservación del suelo y del agua.

10. MÉTODOS DE CONSERVACIÓN DEL SUELO Y DEL AGUA

La pérdida de suelo y agua bajo la vegetación natural es mínima; pero hay que limpiar de vegetación a las tierras y cultivarlas en favor de la población humana y animal siempre creciente y de las industrias en expansión. Con métodos adecuados de conservación del suelo y del agua, los recursos del suelo pueden utilizarse provechosamente de modo perpetuo.

Casi todas las medidas de conservación del suelo y del agua están encaminadas básicamente a reducir las pérdidas del suelo y del agua y a mantener y reforzar la productividad total del mismo. El requisito más importante es mantener la tierra bajo cubierta durante el mayor tiempo posible. Los principios cardinales de la conservación del suelo y del agua son incrementar la entrada de mayor cantidad de agua al suelo y reducir al mínimo la cantidad y velocidad del escurrimiento.

Para evitar daño adicional al suelo, es esencial que se detenga la tala inmoderada de árboles, el pastoreo excesivo y el cultivo que exceda los límites de seguridad en las tierras en declive. Para controlar estas prácticas amenazadoras quizá fuera necesario promulgar leyes y proporcionar incentivos públicos.

Las prácticas empleadas por lo común en la conservación del suelo y del agua son el cultivo en franjas, las rotaciones de cultivos, la cobertura con

paja y estiércol, la plantación de pastos y árboles, la labranza en pedregales, los bordes en pie, el terracado, el empleo de dispositivos de curvaduras, la construcción de estanques y depósitos, el control de barrancas y bordes de corrientes.

CULTIVO EN FRANJAS. Esta práctica, en lugar de hileras de cultivos que permiten la erosión, como el algodón y el sorgo, consiste en franjas alternas con cultivos de crecimiento próximo que controlan la erosión, como el cacahuete, otras leguminosas y pastos. El escurrimiento de agua y la erosión del suelo que tienen lugar en las franjas que exponen el suelo son impedidos y detenidos en gran parte en la franja que protege el suelo que sigue. Los experimentos en Sholapur (Maharashtra, India) han indicado que franjas de 12 a 24 pies de ancho, de cultivos anti-erosivos como el makti, cacahuete con rendimiento de semilla del normal a 5 veces, alternadas con franjas de 72 pies de ancho de cultivos que permiten la erosión, como el sorgo, redujeron las pérdidas de suelo de un 7 a un 79 por ciento (makti es el frijol ribón, *Phaseolus Aconitifolius*).

La mejor franja obstaculizadora de la erosión fue una de 24 pies de ancho de makti con un rendimiento de semilla de 5 veces el normal. El cultivo en franjas es adecuado especialmente en tierras de ondulación suave con declives bastante uniformes. Algunos experimentos con sorgo de invierno en Maharashtra² (India) han tenido rendimientos del 40 al 100 por ciento más elevados en zonas cultivadas en franjas. El cultivo en franjas del campo, el cultivo en franjas de contorno, el cultivo en franjas al viento y el cultivo en franjas neutro son algunos de los tipos de cultivos en franjas (véase la figura 6.11).

ROTACIONES. Rotación significa producir un conjunto de cultivos en sucesión normal sobre el mismo campo en un periodo definido de tiempo. La producción continua de cultivos únicos causa más erosión. Una buena rotación debe incluir un cultivo en hilera abierta, granos pequeños sembrados en forma densa, una legumbre que se extiende o una mezcla de legumbre y hierba, y un cultivo de raíz profunda. Las rotaciones ayudan a la remoción de nutrientes de manera uniforme desde profundidades mayores, a mantener el campo cubierto durante un periodo largo de tiempo y a reducir la erosión.

CUBIERTAS CON PAJA Y ESTIÉRCOL. Las diferentes clases de paja reduce al mínimo la evaporación y aumenta la absorción de humedad. Las capas de estiércol y rastrojo impiden la erosión y también suministran cierta cantidad de materia orgánica. Los resultados en el cinturón de lluvia de 20 pulgadas en Texas (Estados Unidos)³ muestran que después de una lluvia de verano, la humedad penetró hasta 30 pulgadas en aquellos lugares en que se habían aplicado 16 toneladas de paja y estiércol por acre, y que solo penetró a 15 pulgadas donde no se había aplicado paja y estiércol.

² Kanikar, N. V. y otros, *Dry Farming in India*, Consejo Hindú de Investigación Agrícola, Nueva Delhi, segunda edición, 1960.

³ Burnett, E. y C. E. Fisher, *Agronomy Abstracts*, p. 44, 1955.



Figura 6.11 Cultivo de franjas de contorno con cultivo en los pedregales, muy efectivo para controlar las pérdidas de suelo y de humedad en tierras de ondulación suave con declives bastante uniformes. Los cultivos son cacahuete (frontera) y makti (detrás y primer plano). (Estado de Maharashtra, India).

Tabla 6.5 Efectos de la capa de estiércol y paja sobre la conservación de la humedad del suelo en Rohtak (Panjab, India)^a

| Profundidad en pulg. | Control (sin capa) | Capa de estiércol y paja de Bajra | | | | |
|--|--------------------|-----------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | | 2 pulg. aspersa | 4 pulg. aspersa | 3 pulg. aspersa | 4 pulg. aspersa | 5 pulg. aspersa |
| Porcentaje de humedad sobre la base de secado al horno | | | | | | |
| 0-3 | 2.97 | 14.00 | 13.64 | 7.53 | 7.84 | 7.17 |
| 3-6 | 8.09 | 13.23 | 14.73 | 9.43 | 10.18 | 9.66 |
| 6-12 | 9.98 | 14.54 | 14.79 | 10.13 | 12.96 | 13.93 |

^a Fuentes: Kanikar, N. V. y otros, *Dry Farming in India*, Consejo Hindú de Investigación Agrícola, Nueva Delhi, 2a. edición, 1960.

La tabla 6.5 muestra que una mezcla de estiércol y paja de bajra^b fue mucho más eficaz para conservar agua que una capa de estiércol.

HIERBAS. Su dosel y profuso sistema de raíces protege fuertemente al suelo contra la erosión, aumenta la infiltración de agua y mejora las caracte-

^b Bajra es el mijo perla, *Pennisetum Typhoides*.

terísticas físicas (estructura) de los suelos. Pueden producirse hinchas en tierras que, de otra manera, no son aptas para la producción de cultivos. También se utilizan para proteger bordos, corrientes de agua, alineamientos de carreteras, zonas muy erosionadas, control de barrancas y para estabilizar dunas de arena. El pastoreo estacional controlado de acuerdo con la capacidad de sustento de las tierras de pastos es necesario en una administración correcta de tierra de pasto (véase la figura 6.12).

Bosques. Los bosques son uno de los medios más eficaces para conservar el suelo y el agua. Son los reguladores del flujo de agua en los manantiales, corrientes y ríos. Los bosques han de utilizarse de un modo planeado científicamente, en especial en zonas destruidas y adecuadas para la reforestación. La silvicultura agrícola es otro aspecto importante de la conservación del suelo y el agua. Para impedir la erosión por el viento es necesaria la plantación de árboles, en cinturones protectores, que sirvan como barreras contra el viento.

PRÁCTICAS MECÁNICAS. Estas constituyen diversas técnicas de ingeniería y estructuras que complementan las medidas biológicas. Estas prácticas reducen la velocidad del escurrimiento, retienen el agua durante más tiempo, proporcionan más oportunidad de absorción y permiten que el exceso de agua de escurrimiento fluya a velocidad no erosiva. Según el clima, el tipo de suelo, la situación de la tierra y las características hidrológicas de la zona, el diseño y los detalles de las prácticas mecánicas difieren en regiones distintas. Cuando se construyen e mantienen adecuadamente estas estructuras mecánicas mejoran la tierra durante un largo período de tiempo.

LABRANZA EN EL PERÍMETRO. Cuando las operaciones de arar, rastrillar, sembrar e intercultivar se realizan en los contornos, se llaman labranza en el



Figura 6.12 La estabilización de zonas muy erosionadas bajo hierbas (cañal bambú, principalmente) es una buena práctica de conservación del suelo y del agua.

perímetro (figura 6.11). En el cultivo de perímetro, cada surco que sea aproximadamente horizontal, intercepta el agua fluente y le permite que penetre en el suelo. En tierras con declive suave y en zonas de lluvia moderada, el cultivo en perímetro solo es bastante eficaz para la conservación del suelo y del agua. También se utiliza en combinación con otras medidas como el terracado, el bordado y el cultivo en franjas. Los experimentos de cultivo en perímetro en regiones secas de Bellary (estado de Mysore, India) han dado del 10 al 15 por ciento de rendimiento excedente. Además, el cultivo en perímetro ayuda a economizar fuerza en las operaciones de labranza. El cavado de zanjas en forma continua o escalonada en declives pronunciados y el surcado en perímetros en declives más suaves, son prácticas adecuadas en la administración de selvas y tierras de pastos (véase la figura 6.13).

BORDADO DEL PERÍMETRO. La pendiente de la tierra se recorta en lotes más pequeños y más horizontales si se construyen bordos de tierra de tamaño adecuado en los perímetros. Así, cada bardo retiene el agua de lluvia en cada lote. El tamaño, la sección transversal y el espaciado entre los bordos dependen de la naturaleza de la lluvia, del suelo y del declive de la zona. En las zonas de lluvia moderada son preferibles los bordos horizontales para ayudar a aumentar la absorción de humedad. En las zonas de lluvia intensa, los bordos se gradúan longitudinalmente para permitir la libre disposición del exceso de agua.



Figura 6.13 En la reforestación o forestación de zonas destruidas, las hileras en el perímetro en los terrenos en declive, son muy útiles para recoger agua de lluvia suficiente para asegurar un éxito mayor de las siembras o cultivos plantados.

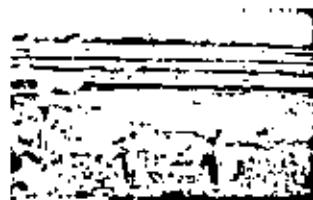


Figura 6.14. Los diversos departamentos agrícolas de Sri Lanka también separar las parcelas de los bosques Andes a la izquierda. Vista general de un campo que se ha bordeado por completo con complejos estructuras diseñadas para el almacenamiento cercano de agua. Arriba a la derecha: Primer plano de una parcela de desierto de rocas sueltas bien construida para que haya el exceso de agua retenido en pequeñas cavidades. Abajo: Construcción de un borde por sí mismo, limitado y protegido por el personal del Departamento de Agricultura.

En la India, el bordeado de perímetros constituye un aspecto importante de los programas de conservación del suelo y del agua. Son muy eficaces en tierras con declives hasta del 10 por ciento. Ya se demostró que el bordeado de perímetros solo aumenta los rendimientos del 20 al 30 por ciento (véase la figura 6.14).

TERRACEADO. Los principios y fines del terracedo son los mismos que los del bordeado de perímetros; pero las terrazas se construyen con bases más anchas alternando canales y caballones a través del declive; estos caballones y terrazas pueden utilizarse también al sembrarse cultivos en su parte superior. Las terrazas horizontales, tipo retención, se construyen en zonas de poca lluvia para conservar más humedad y en las zonas de mucha lluvia se construyen ligeramente inclinadas para la libre disposición del exceso de agua. El terracedo es una práctica común, en especial, en Estados Unidos. Por costumbre las terrazas solo se recomiendan en tierras de cultivo muy utilizadas y se hacen en pendiente.

TERRACEADO ESCALONADO. Es adecuado en pendientes con gradientes por lo general superiores al 15 por ciento. Se colocan en perímetros en forma de plataformas como escalones. Estas terrazas pueden ser como el tablero de una mesa inclinado hacia fuera, o inclinado hacia dentro, con o sin inclinaciones conforme a la lluvia, al suelo y demás características de

la zona. Terrazas escalonadas de muchos tipos están en loga en muchos países asiáticos tropicales. Estas terrazas siempre necesitan vías de desagüe adecuadas y un buen mantenimiento. Se ha descubierto que en suelos negros de algodón de la India y en suelos de margalita de Indonesia es difícil mantener los bordos y terrazas, a causa del agrietamiento excesivo que el suelo experimenta al secarse (véanse las figuras 6.7 y 6.13).

DISPOSITIVOS PARA EXCEDENTES. Para la eliminación sin riesgo del agua de escurrimiento excesiva, es esencial instalar estructuras de salida adecuadas en los lugares correctos, para que no se produzcan efectos perjudiciales como el arrastre de madera por el agua, la erosión, la formación de barrancas o el daño a otras estructuras de conservación. Algunos de los dispositivos importantes para los excedentes son los vertederos de desagüe, las zanjas de pasto y los canales de desviación (véase la figura 6.15).

Las prácticas como *guarneros de hoyos* (cavar cavidades pequeñas a intervalos regulares en los perímetros), *macerar con hoyos*, *romper la capa dura del suelo* y *roturar el subsuelo* también permiten que penetre más agua al suelo y que aumente la capacidad de almacenamiento del mismo, lo cual disminuye el escurrimiento y la erosión.

ESTANQUES Y DEPÓSITOS. Los estanques y depósitos con diques de tierra o de mampostería en lugares adecuados con posibilidades de almacenar agua son prácticas recomendadas de conservación de agua. También son muy útiles, en cierto grado, como una medida de control de inundaciones.

En muchas partes de la India, son muy comunes los estanques comunales. Los depósitos construidos para irrigación media y principal también ayudan a la conservación del agua.

CONTROL DE BARRANCAS. El control y estabilización de las barrancas requiere bordos y canales de desviación para



Figura 6.15. Las terrazas escalonadas son bastante comunes en los terrenos de colinas de Asia Trópicos.

Arriba: Vista general de una estación de investigación de conservación de suelos en el Estado de Madras, India, que muestra toda una colina que ha sido terracedo en escalones.

Abajo: Primer plano de terrazas escalonadas con inclinación hacia afuera al tiempo demostrando hacia poco en el estado de Madras, India.





Figura 6.16 Una hondonada con pasto en construcción para eliminar los riesgos al exceso de agua de escorrentía. Nótese que el césped de hierba se ha plantado en franjas paralelas a unos 10 pies de distancia.

regular la extensión de las mismas, el declive de los costados de la barranca para establecer vegetación y estructuras permanentes y temporales adecuadas como presas de detención, vertederos, canales y bocas de cañal. Las barrancas deben establecerse bajo vegetación permanente de árboles y de hierbas. A veces puede estabilizarse bien una barranca convirtiéndola en campo arrocero (véanse las figuras 6.17 y 6.18).

CONTROL DE BOMBOS DE CORRIENTES Y TORRENTES. Las vueltas vulnerables de los márgenes de las corrientes deben protegerse disponiendo espaldones, rompeolas, remachados y muros de retención. Para la corrección de torrentes han de emprenderse obras como presas de derivación, canales pavimentados, diques y espaldones. Por último, esas zonas deben estabilizarse bajo vegetación permanente.

Aunque la mayoría de las prácticas de conservación son eficaces individualmente en cierto grado, sin embargo, para un programa de conservación de suelos eficaz se necesitan invariablemente combinaciones adecuadas de diversas prácticas de acuerdo con las exigencias del problema y la necesidad y capacidad de una zona en especial. Algunas prácticas, en realidad, son complementarias entre sí. Las prácticas más eficaces son aquellas que permiten una pérdida anual de suelo menor a 3 toneladas por acre.

11. LABRANZA SECA EN LA INDIA

Sobre grandes zonas, que según se calcula cubren unos 150 millones de acres cultivadas, la lluvia es escasa y de errática distribución. La conservación

correcta de la humedad y su utilización oportuna constituyen los problemas principales. La erosión del suelo es igual de problemática donde las tierras están en pendiente.

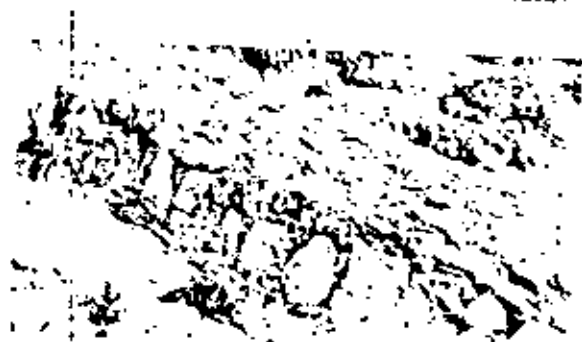
Prácticas mejoradas de labranza seca, desarrolladas como resultado del trabajo de investigación en la India, comprenden el horcado, tanto perimetral como de lotes para conservar más agua de lluvia y reducir la erosión; también abarcan el arado, el rastreado, el intercultivo y el barbechado correctos, para aumentar la absorción de humedad y reducir las pérdidas por evaporación; asimismo, abrazan las variedades adecuadas de cultivos, las rotaciones, las menores proporciones de semillas, el espacio más amplio para la utilización máxima de la humedad disponible y el empleo de fertilizantes y abonos para obtener rendimientos más elevados. Los detalles de estas prácticas varían en las diferentes regiones según las exigencias de las condiciones locales.

En la India, el horcado de perímetros solo ha acrecentado los rendimientos de los cultivos del 25 al 30 por ciento. En algunos de los ensayos prácticos de los agricultores en los que se superpusieron una baja

Figura 6.17 Arriba: Un arroyo que se ha controlado mediante una presa de piedras sueltas, además, el arroyo suministrará agua para el ganado. Abajo: A través de esta se ha construido una presa de concreto para evitar e sanar las inundaciones y para proporcionar agua para las personas y el ganado de varias poblaciones de la India Central y sur.



Figura 6.18 Para controlar un arroyo grande en la India, se ha construido una presa permanente de concreto.



proporción de semilla, el abonado y más intercultivos en zonas bordadas en los distritos de Kankur, Chamarlad y Aurangabad (India),⁴ los rendimientos del sorgo de invierno y del algodón de verano aumentaron del 47 al 121 por ciento. En Rahmankheda⁵ en Uttar Pradesh (India), las tierras muy erosionadas que estaban abandonadas para la producción de cultivos, cuando se colocaron bajo tratamiento de conservación, ofrecieron aumentos continuos de rendimiento de más o menos un 300 por ciento en los últimos 10 años.

12. MÉTODO DE LA CUENCA

El método de la cuenca es importante porque a menos que la captación superior esté protegida, las medidas de conservación en la captación inferior están expuestas, con frecuencia, a perjuicios por escurrimiento no controlado de las aguas superiores. En realidad, la estabilidad del empleo de la tierra en las valles más bajos depende de la forma en que se utilicen las captaciones de colinas superiores. Además, el método de la cuenca conduce a la reducción de los peligros de inundaciones, un aspecto más amplio de la conservación. En un programa concienzudo de conservación del suelo y del agua, deben estudiarse topográficamente las cuencas, agruparse en clases de capacidad y planearse los tratamientos propios para cada clase de capacidad.

Por consiguiente, la conservación del suelo y del agua no es tan solo un método antierosión y antiescurrimiento, sino que más bien es un método comprensivo e integral de cambio del empleo descuidado y derrochador de estos recursos, a una utilización inteligente, protectora y productiva del suelo y del agua. De hecho, es un método preventivo, curativo y constructor mediante el cual pueden utilizarse estos recursos para producir el máximo sin desperdicio.

BIBLIOGRAFÍA

1. Arshen, H. R., Chalam, G. V., Satyanarayana, P. y Donsbur, Roy L., *Soil Management in India*, Asia Publishing House, Bombay, India, segunda edición, 1962.
2. *A Manual on Conservation of Soil and Water*, Departamento de Agricultura, Servicio de Conservación de Suelos, Manual de la Agricultura número 61, 1954.
3. Bennett, H. H., *Elements of Soil Conservation*, McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York, 1953.
4. Kankur, N. V. y otros, *Dry Farming in India*, Consejo Hindú de Investigación Agrícola, Nueva Delhi, 1960.
5. Khan, A. D., *Can Certainity be Done*, Rev. del Com. del Suelo y el Agua en la India, volumen 8, números 2 y 3, 1960, pp. 61-71.

6. Donsbur, Roy L., *Our Soils and Their Management*, The Interstate Printers and Publishers, Inc., Danville, Illinois, Estados Unidos, 1961.
7. Foxman, C. H., *Conservation of Soil Fertility in Northland India*, Oficina de la Comunidad de Ciencia de los Suelos, com. téc. 46:195-197, 1953.
8. Hockersmith, R. D., compilador, *Water and Agriculture*, Asociación Estadounidense para el Avance de la Ciencia, publicación número 62, 1960.
9. Kankur, N. V., Sarin, S. S. y Gokhale, D. H., *Dry Farming in India*, Consejo Hindú de Investigación Agrícola, Nueva Delhi, segunda edición, 1960.
10. Lewis, R. O., *Soil Conservation in the Philippines*, un informe final, Misión de Operaciones de los Estados Unidos para las Filipinas, 1958.
11. Rama Rao, M. S. V., *Soil Conservation in India*, Consejo Hindú de Investigación Agrícola, Nueva Delhi, 1962.
12. Schwab, G. O. y otros, *Elementary Soil and Water Engineering*, John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1957.
13. Smith, G. H., compilador, *Conservation of Natural Resources*, John Wiley & Sons Inc., Nueva York, 1962.
14. *Soil Conservation—An International Study*, Organización de la Alimentación y la Agricultura (FAO) de las Naciones Unidas, Estudios Agrícolas número 4, 1952, Roma, Italia.
15. Squires, J. H., *Soil Conservation*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1957.
16. Stetterud, Alfred, compilador, *Soil, the 1957 Yearbook of Agriculture*, Departamento de Agricultura de Estados Unidos, Washington, D.C.
17. Thorne, Wynne, compilador, *Land and Water Use*, Asociación Estadounidense para el Avance de la Ciencia, Washington, D.C., publicación número 73, 1963.
18. Winburn, John N., compilador en jefe, *A Dictionary of Agricultural and Allied Terminology*, imprenta de la Universidad del Estado de Michigan, East Lansing Michigan, Estados Unidos, 1967.

Suelos ácidos

9

Abonan sus campos con una grada blanca que extraen de la tierra.

VARÁN, 116 a 28 a. G.

Los suelos son ácidos por una o más de las razones siguientes:

- 1) Lixiviación a causa de lluvia intensa,
- 2) Origen del suelo de material ácido,
- 3) Empleo de fertilizantes formadores de ácido, y
- 4) Acción microbiológica.

LIXIVIACIÓN A CAUSA DE LLUVIA INTENSA. La magnitud de la lixiviación es el factor principal involucrado al determinar si el suelo formado será, o no, ácido. La lluvia transporta la cal y otras bases hacia abajo más allá del alcance de las raíces de las plantas. Las regiones ácidas son las más susceptibles a la formación de suelos ácidos a menos que exista una acumulación grande de CaCO_3 presente en el suelo. Así, los países que tienen una lluvia anual de 100 cm (40 pulgadas) o más, tienen un porcentaje elevado de suelos ácidos. El agua de lluvia que contiene bicóxido de carbono del aire o del suelo disuelto es eficaz en especial para disolver y llevar el calcio del suelo.

ORIGEN DEL SUELO DE MATERIAL ÁCIDO. Algunos suelos se han desarrollado partiendo de materiales originarios que son ácidos, como el granito. También aquí, el efecto lixivador es predominante en la creación de acidez.

EMPLEO DE FERTILIZANTES FORMADORES DE ÁCIDO. Desde hace mucho tiempo, se sabe que el empleo de sulfato y de nitrato de amonio aumenta

la acidez de los suelos. Los iones de amonio del sulfato de amonio cuando se agregan al suelo reemplazan al calcio (el catión dominante) del complejo de intercambio; el sulfato de calcio formado puede perderse en la lixiviación. Por ejemplo, se necesitan 109 kilogramos de CaCO_3 para neutralizar la acidez producida en el suelo con el empleo de 100 kilogramos de fertilizantes de sulfato de amonio.

La exigencia de cal para esos fertilizantes ácidos se satisface con el CaCO_3 de reserva en el suelo. Si éste no contiene cal libre, los suelos se tornarían ácidos con el empleo constante de fertilizantes como el sulfato de amonio o el nitrato de amonio (tabla 9.1).

Tabla 9.1 Fertilizantes nitrogenados comunes y su acidez o basicidad

| Material | N por ciento | Acidez equivalente * | | Basicidad equivalente ** | |
|----------------------------|--------------|-------------------------------------|----------------------------|--------------------------|----------------------------|
| | | Por libra de N | Por 100 libras de material | Por libra de N | Por 100 libras de material |
| Nitrato cálcico de amonio | 20.5 | Fisiológicamente neutro en reacción | | | |
| Urea | 45.0 | 1.6 | 74 | | |
| Nitrato amónico de sulfato | 26.0 | 3.6 | 95 | | |
| Cloruro de amonio | 23.0 | 5.1 | 128 | | |
| Sulfato de amonio | 20.6 | 5.2 | 109 | | |
| Nitrato sódico | 16.0 | | | 1.8 | 23 |

* La acidez equivalente se refiere a las libras de carbonato de calcio necesarias para neutralizar los ácidos producidos en el suelo, partiendo de la cantidad de fertilizante indicada.

** La basicidad equivalente se refiere a las libras de carbonato de calcio que equivale a la alcalinidad producida en el suelo a partir de la cantidad de fertilizante indicada.

ACCIÓN MECANOSOLUBICA. Varias clases de microorganismos se encuentran activos en el suelo. Estos originan muchos procesos, tales como la descomposición de los residuos orgánicos y la nitrificación. Como resultado de la actividad microbiana, constantemente se están formando ácidos. Estos, al liberarse, buscan una base o del CaCO_3 libre o del complejo de intercambio. Si éste está poco saturado de bases, dichos ácidos no se neutralizan y hacen que la solución del suelo sea ácida.

1. EL pH DEL SUELO Y LA OBTENIBILIDAD DE NUTRIENTOS

La relación general entre el pH del suelo y la obtenibilidad de nutrientes para las plantas aparece en la figura 9.1. Según este cuadro descriptivo es obvio que la escala de obtenibilidad máxima de los nutrientes primarios, nitrógeno, fósforo y potasio, así como de los nutrientes secun-

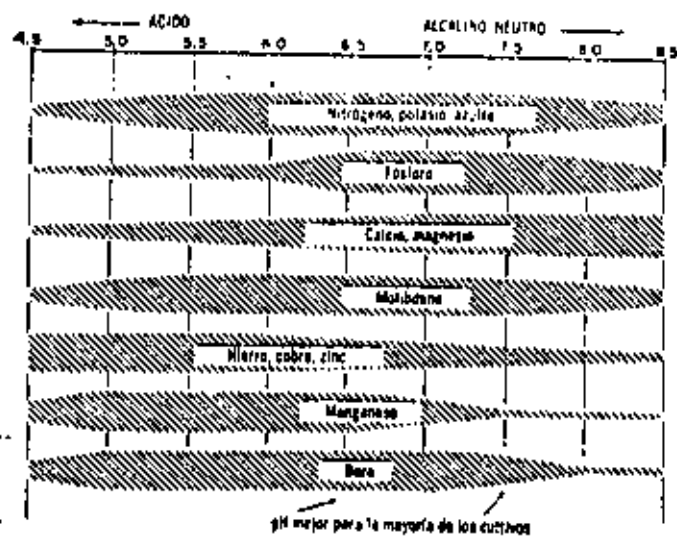


Figura 9.1 Relación entre el pH del suelo y la disponibilidad relativa de los nutrientes. Cuanto más ácido es la tierra, mayor es la obtención (escala de Trost).

danos, azufre, calcio y magnesio, se encuentra en un margen de pH de 6.5 a 7.5.

La obtención de los elementos menores, hierro, manganeso, boro, cobre, cloro y zinc, es mayor en el orden ácido que en el neutro o alcalino. Dado que las plantas necesitan pequeñas cantidades de estos nutrientes, las cantidades obtenibles en pH 6.5 a 7.5 son suficientes, por lo general, para el desarrollo satisfactorio de las plantas.

Con frecuencia, se presenta una deficiencia de boro cuando se agrega demasiada cal a un suelo ácido. Por el contrario, no existe deficiencia frecuente de molibdeno en los suelos ácidos, pero pasa a ser más obtenible cuando se encala el suelo.

Por consiguiente, se considera que un pH de 6.5 a 7.5 es el orden de pH en el que son obtenibles la mayoría de los nutrientes para las plantas. También los fertilizantes comerciales son obtenibles con más facilidad en este orden de pH.

La necesidad de cal depende de los factores siguientes:

El pH del suelo. Se necesita más cal en los suelos muy ácidos que en los suelos poco ácidos (tabla 9.2).

Tabla 9.2 Escala de necesidad de cal mediante el método comparador

| pH del suelo a compensar, hasta | Necesidad de cal, toneladas de CaCO ₃ puro/acre | pH del suelo a compensar, hasta | Necesidad de cal, toneladas de CaCO ₃ puro/acre |
|---------------------------------|--|---------------------------------|--|
| 6.7 | 1.6 | 5.7 | 7.6 |
| 6.6 | 2.2 | 5.6 | 8.2 |
| 6.5 | 2.8 | 5.5 | 8.9 |
| 6.4 | 3.4 | 5.4 | 9.5 |
| 6.3 | 4.0 | 5.3 | 10.1 |
| 6.2 | 4.6 | 5.2 | 11.0 |
| 6.1 | 5.2 | 5.1 | 11.7 |
| 6.0 | 5.8 | 5.0 | 12.4 |
| 5.9 | 6.4 | 4.9 | 13.2 |
| 5.8 | 7.0 | 4.8 | 14.0 |

FUENTE: Shoemaker, H. E., McLean, E. O. y Pratt, P. F., *Buffer Method for Determining Lime Requirement of Soils with Appreciable Amounts of Extracted Aluminum*. Actas de la Sociedad de Ciencia de Suelos de Estados Unidos; 25, 274, 1961.

Nota: Las cantidades de cal indicadas son suficientes para aumentar el pH del suelo hasta 6.8.

TEXTURA Y CONTENIDO DE MATERIA ORGÁNICA. Aunque el pH nos da alguna idea en cuanto a la necesidad de cal, no revela nada respecto a la capacidad de compensación. Por tanto, al decidir la cantidad de cal necesaria, la textura y el contenido de materia orgánica son guías prácticas y no deben pasarse por alto. La arcilla y la materia orgánica aumentan la capacidad de intercambio de cationes y la capacidad de compensación. En un pH particular, un suelo arenoso necesitará menos cal que un loam arcilloso. La relación entre la necesidad de cal y la textura se muestra en

Tabla 9.3 Dosis recomendada de piedra caliza para las diferentes clases de texturas de suelo en Punjab, India

| pH del suelo | Libras de piedra caliza necesarias por acre para clases diferentes de texturas de suelo | | |
|--------------|---|-------|----------------|
| | Loam arenoso | Loam | Loam arcilloso |
| 5.0 | 1 125 | 1 667 | 2 625 |
| 5.2 | 975 | 1 462 | 2 275 |
| 5.4 | 825 | 1 237 | 1 925 |
| 5.6 | 675 | 1 012 | 1 575 |
| 5.8 | 525 | 787 | 1 225 |
| 6.0 | 375 | 562 | 875 |
| 6.2 | 225 | 337 | 525 |

FUENTE: Kaur, J. S. y D. R. Sharma, *Indian Farming* 9(2):27-28, Nueva Delhi, India (1959).

la figura 9.2. Las arenas y los loam arenosos necesitan de 1 a 1½ toneladas, más o menos, de piedra caliza para efectuar un cambio de una unidad del pH del suelo, digamos de 5.5 a 6.5; un loam limoso y un loam arcilloso necesitan 2 toneladas, aproximadamente.

Tipo de arcilla. También las necesidades de arcilla varían de acuerdo con el tipo de arcilla presente, así como con el orden del pH deseado. A medida que éste se acerca a 7.0 la cantidad de cal necesaria para efectuar el mismo cambio de pH, es mayor. Por ejemplo, aproximadamente se necesita un 20 por ciento más de cal para cambiar el pH del suelo de 5.5 a 6.5 que para el cambio de 4.5 a 5.5.

Se han determinado las exigencias de cal de un gran número de suelos ácidos de Punjab; los datos se ofrecen en la tabla 9.3. El efecto de la textura es predominante sin lugar a dudas.

La cal se agrega a los suelos ácidos con tres fines fundamentales:

1. Para suministrar calcio y algunas veces magnesio como un nutriente para la planta.
2. Para reducir la toxicidad del aluminio, del hierro y del manganeso.
3. Para aumentar el pH de los suelos ácidos y con ello hacer más obtenibles otros nutrientes para la planta.

NECESIDAD DE CAL DE LOS SUELOS

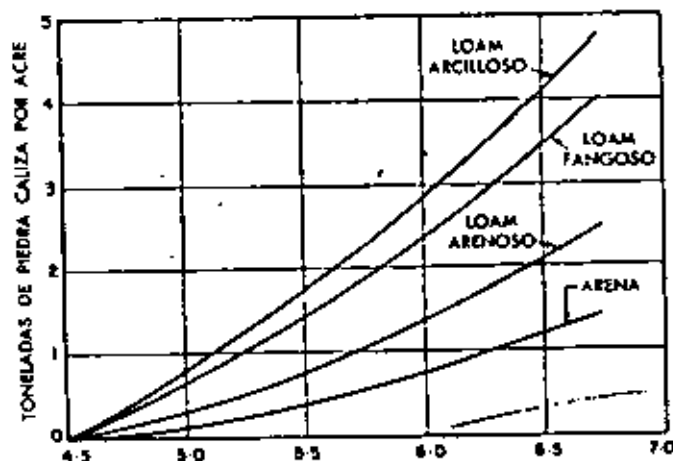


Figura 9.2. Toneladas aproximadas necesarias en cada una de cuatro clases de suelos de suelo para elevar el pH de 4.5 a 6.5 (tabla D.A.E.U. Barilla para agricultores, ed. 1124, 1959).

Los suelos ácidos de Asia Tropical, como en cualquier otra parte, están ubicados en zonas de lluvias intensas. En Luzón, Filipinas, poseen un margen de pH de suelo superficial de 4.0 a 4.6. En la India, los suelos ácidos están localizados en Kerala, Assam, Manipur, Tripura, algunos distritos de Bengala occidental, Bihar y Orisa. En Madhya Pradesh, se observan suelos ácidos en el distrito de Bastar. En Maharashtra, se encuentran suelos ácidos en los distritos de Kolaba, Ratnagiri, Chanda y Bhandara. En Punjab, en el distrito de Kangra y parte de Gurdaspur, Hoshiarpur y Patiala. El distrito de Salem de Madras y los distritos de Ponnampet y Skimoga de Mysore también tienen suelos ácidos.

2. EFECTOS DE LA ACIDEZ DEL SUELO SOBRE LAS PLANTAS

Los diversos efectos que ejerce la acidez del suelo sobre las plantas pueden ser directos o indirectos. Las influencias directas son: a) efectos tóxicos de los iones de H sobre los tejidos de la raíz; b) influencia de la acidez del suelo sobre la permeabilidad de las membranas de la planta para los cationes, y c) perturbación en el equilibrio entre los constituyentes básicos y ácidos a través de las raíces.

Sin duda, la acidez del suelo ejerce efectos directos perjudiciales sobre las plantas, en especial porque influye sobre los cambios enzimáticos, ya que las enzimas son particularmente sensibles a los cambios de pH. Sin embargo, cada vez nos convencemos más de que las condiciones del suelo creadas por la acidez son las perjudiciales para las plantas. La exigencia óptima de pH de cultivos selectos aparece en la figura 9.3.

El arroz, la avena y la linaza pueden tolerar una reacción bastante ácida (pH 5.0), a diferencia de la cebada, la remolacha y la alfalfa que pueden tolerar una reacción bastante alcalina (pH 8.0).

- Las influencias indirectas son:
- a) Disponibilidad de nutrientes diversos; por ejemplo, fósforo, cobre y zinc.
 - b) Solubilidad elevada y disponibilidad de elementos como aluminio, manganeso y hierro en cantidades tóxicas a causa de la alta acidez del suelo.
 - c) Actividades benéficas de los microorganismos del suelo afectadas desfavorablemente.
 - d) Prevalencia de enfermedades de la planta.
 - e) Debido a la acidez del suelo, los nutrientes como el calcio y el potasio pueden ser deficientes.



Figura 9.3 El pH óptimo para la mayor parte de los cultivos se encuentra entre 6.5 y 7.5. Sin embargo, la avena, el girasol y la leuca se desarrollan bien en un pH tan solo de 5.0. Siempre que posible, la avena y la ranúnculo acuciaro se producen normalmente en un pH de 5.0. Fuente: Ignoffo, Madala y Page, Manual 2, The Efficient Use of Fertilizer, J.A.C. Inc., Idaho, 1958.

3. CORRECCION DE LA ACIDEZ DEL SUELO

La acidez del suelo es el resultado de la acumulación de un exceso de los iones H sobre los iones OH. La masa de iones H se mantiene en asociación estrecha con el complejo coloidal de arcilla y materia orgánica. Cuando se agrega cal al suelo húmedo, la solución del suelo pasa a estar cargada de iones de calcio. Estos iones de Ca activos cambian sus lugares con iones de hidrógeno en el complejo de intercambio. El hidrógeno se combina con los iones OH para formar agua neutra, con el CO₂ o el HCO₃ para formar H₂CO₃, inestable que se cambia con facilidad en H₂O y CO₂ (véase la figura 9.4).

Un método sencillo y exacto para medir la necesidad de cal puede obtenerse trazando una curva de compensación. El método se ha descrito bajo el título "Capacidad compensadora y curvas de compensación", capítulo 6,

REACCIONES DE INTERCAMBIO DE CATIONES CUANDO SE ENCALA UN SUELO ACIDO

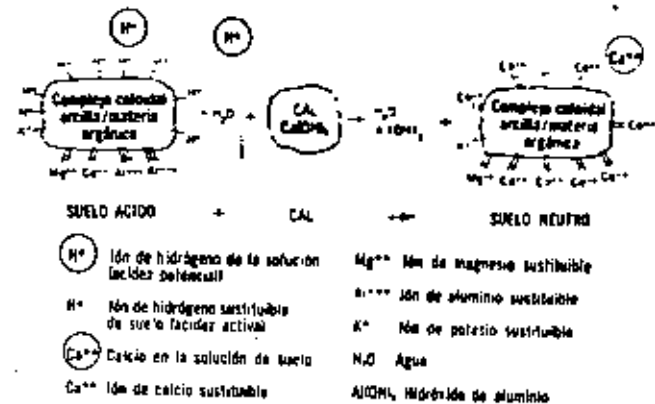


Figura 9.4 Cuando se encala un suelo ácido, el hidrógeno intercambiable en el complejo coloidal arcilla/materia orgánica y los iones de hidrógeno de la solución del suelo, son sustituidos por calcio. También el aluminio intercambiable es reemplazado por calcio. (Ingeniero Yearbook of Agriculture, United States Department of Agriculture, Washington, D.C.)

sección 5. Un cálculo sencillo de la necesidad de cal sería el siguiente: El pH de un suelo al que no se ha agregado ácido o base, es 5.0, y se desea elevar el pH en 1 unidad, es decir, a 6.0. Si la cantidad de base para elevar el pH de 5.0 a 6.0 (según la curva de compensación) es 0.15 m.e. por 10 gm de suelo, la necesidad de cal es:

Necesidad de cal = m.e. de base para 10 gm de suelo × 10 × 50 × 20 = m.e. de base para 10 gm de suelo × 10 000 = 0.5 × 10 000 = 5 000 libras de CaCO₂/acre

Se han utilizado otros métodos para determinar la necesidad de cal de los suelos. Fundamentalmente, el método es el que sigue: se agita una cantidad conocida de suelo (de costumbre 10 gm) con una solución amor-

1 El m.e. de la base para 10 gm de suelo se multiplica por 10 para 100 mg de suelo. La multiplicación posterior por 50 se hace para convertir las m.e. en mgm de CaCO₂ por 100 gm de suelo.

Los mgm de CaCO₂ por 100 gm de suelo se multiplican por 20 para convertirlos en libras de CaCO₂ por acre, suponiendo que el peso de un carro de surco de un acre del suelo sea 2 000 000 de libras.

tiguadora; después de agitarla para alcanzar el equilibrio, se determina el pH de la suspensión. Partiendo del valor de pH de esta mezcla puede calcularse la cantidad de cal que se agregará a un acre de tierra.

Los investigadores experimentales han sugerido un método de compensación. En este método se agitan 10 gm de suelo con 20 ml de solución amortiguadora (que contiene 1.8 gm de nitrógeno), 2.5 ml de trietanolamina, 3 gm de cromato potásico, 2 gm de acetato de calcio y 53.1 gm de CaCl₂ en 800 ml de agua. El pH se ajusta a 7.5 con NaOH o HCl diluidos y la solución se completa hasta 1 000 ml. La solución compensadora de suelo se agita durante 10 minutos en un agitador mecánico y se determina el pH de la solución. La necesidad de cal se calcula partiendo de la solución de suelos del pH de la solución compensadora. La escala se da en la tabla 92, página 201.

4. EFECTOS DE CAL SOBRE EL SUELO

Los suelos muy ácidos no son suelos productivos. Para aumentar la productividad de los suelos ácidos, el encalado es el primer paso, por estas razones:

1. La cal hace más obtenible al fósforo. Esto sucede principalmente porque en los suelos ácidos el fósforo es fijado por el hierro y el aluminio solubles. El encalado reduce la solubilidad de ambos y por consiguiente se retiene menor cantidad de fósforo en estas formas insolubles e inobtenibles.
2. La cal hace más eficaz al potasio en la nutrición de la planta. Cuando es abundante, todas las plantas absorben más potasio del que necesitan. La cal reduce la aspiración excesiva de potasio. Desde los puntos de vista nutritivo y económico ésta es una buena práctica. Cuando abunda la cal, las plantas consumen más calcio y menos potasio. Dado que en las raciones animales habitualmente falta calcio y sobra potasio, es aconsejable aumentar el porcentaje de calcio en las plantas. Desde el punto de vista económico, la práctica del encalado es aconsejable, porque la planta absorbe más calcio barato y menos potasio caro.
3. La cal aumenta la obtenibilidad de nitrógeno al apresurar la descomposición de la materia orgánica.
4. La cal proporciona calcio y magnesio (si la cal es dolomítica) para la nutrición de la planta. Estos son dos de los 16 elementos esenciales para el desarrollo de la planta.
5. Las bacterias beneficiosas del suelo son estimuladas por suministros adecuados de cal en el suelo.
6. El aluminio, el manganeso y el hierro perjudiciales se tornan insolubles e inofensivos cuando un suelo está bien abastecido de cal.
7. Un buen programa de encalado durante un periodo de años mejora la condición física del suelo, ya que reduce su densidad de masa, aumenta su capacidad de infiltración e incrementa su velocidad de filtración de

agua. La información de la figura 95 revela que a mayor cal aplicada, mayor es el índice de filtración de agua que pasa a través del suelo.

8. Siguiendo un programa adecuado de encalado hay menos erosión del suelo. Este resultado se debe, fundamentalmente, al vigor y densidad mayor de las plantas, después de la aplicación de cal y a la mayor capacidad de infiltración de agua que reduce el escurrimiento e incrementa la cantidad de agua disponible para los cultivos.

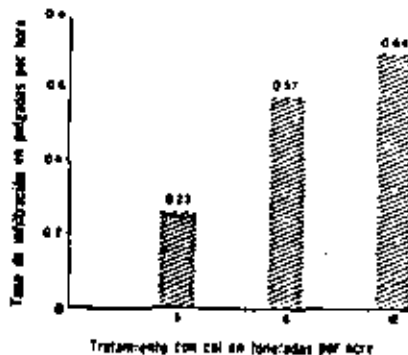


Figura 95 Relación entre la cantidad de cal aplicada y el índice de absorción (IC). A. Van Doran y A. A. Ferguson, Effect of Management of Soil Fertility, Sociedad de la Ciencia de Suelos de Estados Unidos, Acta. 16, 1952.

5. RESPUESTA DE LOS CULTIVOS A LA CAL

El empleo de la cal en suelos ácidos aumenta el rendimiento de la mayoría de los cultivos. En Formosa, las legumbres reaccionan muy bien; la caña de azúcar, presenta una reacción notoria a la aplicación de cal. El arroz de tierra baja responde de manera notable cuando el suministro de nitrógeno es pequeño. En campos experimentales prácticos simples de Formosa se encontró que 3 toneladas de cal por hectárea como preparación basal aumentaron el rendimiento de grano de arroz en el 95 por ciento de los campos. En el 50 por ciento de los casos en Formosa, el aumento fue superior al 10 por ciento. En Formosa, los experimentos han demostrado que el encalado es recomendable, en general, en suelos con un pH inferior a 5.5.

En Ceilán la aplicación de 6 toneladas por acre de cal coralina y pagada u 8 toneladas por acre de cal coralina molida, sobre suelos ácidos, de loam arcilloso oscuro, lateríticos, ha dado por resultado mayores rendimientos de 16 bushes por acre (más de 1 200 kg/hectárea). En Filipinas, una zona considerable es ácida y el encalado es más habitual en la caña de azúcar, el coco y las legumbres.

Experimentos llevados a cabo en Ranchi (Bihar, India) han demostrado que cuando los suelos son muy ácidos (pH de 5.3 a 5.6), la aplicación de cal aumentó en forma importante los rendimientos de maíz, trigo, garbanzo, soja y cacahuete. La tabla 94 y la figura 96 muestran el efecto del encalado en presencia o ausencia de fertilizantes. También fue satis-

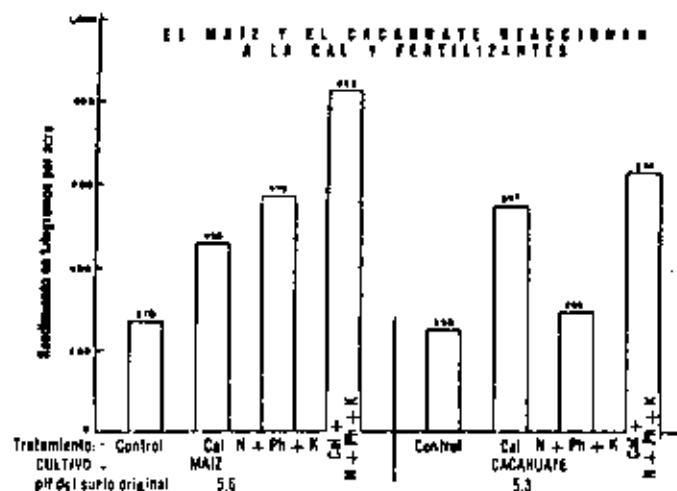


Figura 9.6 El maíz y el cacahuate en el estado de Punjab, India, responden a la cal sola, pero más a la cal con fertilizantes N + P + K, cuando el pH original varía de 5.3 a 5.6 (para origen de los datos y otros datos y otros detalles, véase la tabla 9.3).

Tabla 9.4 Rendimiento medio de cultivos durante 1958-1960 con tratamientos diferentes en las tierras altas de Ranchi, Bihar*

| Tratamiento | Cultivo y pH original del suelo | | | | |
|-------------|---------------------------------|------------------|--------------------|----------------|---------------------|
| | Maíz
pH 5.6 | Trigo*
pH 5.6 | Garbanzo
pH 5.3 | Soya
pH 5.3 | Cacahuate
pH 5.3 |
| | Kilogramos por acre | | | | |
| Control | 270 | 253 | 71 | 64 | 250 |
| Cal* | 455 | 318 | 170 | 345 | 557 |
| NPK† | 370 | 416 | 174 | 136 | 295 |
| NPK + cal | 625 | 580 | 400 | 347 | 636 |

* Rendimiento medio de tres años (1957 a 1960).

† Cal (30 por ciento) aplicada por acre: 1 091 kg (2 400 libras) a suelo con pH 5.6, y 1 636 kg (3 600 libras) para pH 5.3.

‡ NPK para legumbres: N = 4.5 kg, P₂O₅ y K₂O = 18.18 kg de cada uno por acre, por año, para cada cultivo.

§ NPK para no legumbres: N, P₂O₅ y K₂O, 18.18 kg de cada nutriente por acre, por año, por cada cultivo.

* FUENTE: Chakraborty, M., Chakravarti, B. y Mukherjee, S. K., *Liming in Crop Production*. Boletín 7, Sociedad Hindú de Ciencia de los Suelos, Nueva Delhi, India, 1961.

facilita la reacción al encalado del jowar, el mung, el arroz, el masour, el mijo, el algodón, la arveja, la cebada, la alianza y la mostaza.

El encalado de suelos ácidos dio como resultado no solo mayor producción de los cultivos, sino también una mayor absorción de fósforo. Esta absorción de fósforo aumentó más cuando se aplicaron al suelo fertilizante de fósforo en unión de fertilizante nitrogenado y de potasio (véase la figura 9.6).

Los experimentos en Jagdalpur (Madhya Pradesh, India) han demostrado la necesidad de encalar los suelos ácidos del distrito de Baltasar para aumentar la producción de los cultivos. En 1960, 1 000 a 1 500 libras de cal en combinación con 20 libras de nitrógeno por acre produjeron 3 268 libras de arroz palay por acre y el control (sin fertilizante ni cal) fue de 1 694 libras de arroz palay.*

La aplicación de cal a razón de una o dos toneladas por acre aumentó la producción de arroz palay en unos 250 kg por acre en Ponnampet y Shimoga (Mysore, India). En los suelos ácidos de estos lugares, el efecto de la cal como una corrección del suelo se ha estudiado en combinación con 3 niveles de cada uno de nitrógeno y fósforo. La respuesta media a los niveles de cal aparece en la tabla 9.5.

Tabla 9.5 La cal aumenta los rendimientos de arroz palay

| Lugar | Año | Rendimiento
sin cal | Aumento de rendimiento
en niveles diferentes de cal | | |
|---------------------|-----------|------------------------|--|----------------|----------------|
| | | | 1/2 ton/
acre | 1 ton/
acre | 2 ton/
acre |
| Kilogramos por acre | | | | | |
| Ponnampet, Mysore, | | | | | |
| India | 1954-1955 | 1 040 | 67 | 353 | |
| | 1955-1956 | 1 170 | 112 | 183 | |
| Shimoga, Mysore, | | | | | |
| India | 1954-1955 | 693 | | 92 | 229 |
| | 1955-1956 | 941 | | 162 | 229 |

* FUENTE: *Fertilizer Trials on Paddy*, I.C.A.R. Informe de Investigación número 1, 1959, Nueva Delhi, India.

† Nota: Todos los terrenos recibieron nitrógeno (N) y fósforo (P₂O₅) en 9.09 y 18.18 kg/acre, respectivamente.

En Ponnampet hubo una buena reacción a la cal correspondiente a una tonelada por acre en ambos años (1954 a 1955 y 1955 a 1956). La dosis de 1/2 tonelada por acre fue demasiado pequeña para producir una respuesta importante. En Shimoga, hubo reacción de importancia en ambos años, la reacción aumentó con el mayor nivel de cal.

* Actas de la reunión del subcomité de agricultura y ciencia de suelos del comité de investigación de Madhya Pradesh, celebrada el 17 de mayo de 1961.

En experimentos realizados en el Instituto Central de Investigación del Arroz, Cuttack, India, se ha hallado que las algas verdiazuladas eran muy eficaces para incrementar los rendimientos de arroz palay, tanto en hielros como en los campos, en presencia de una mezcla de nutrientes consistente en 1 000 kg/ha de cal más 20 kilos de superfosfato P_2O_5 /ha. más 0.28 kg/ha de molibdato de sodio.

También se han obtenido mayores rendimientos como resultado del encalado en los Estados de Assam y Madras (India).

Datos similares se han obtenido en E.U.A. y otros países. La prueba más convincente del efecto del encalado ha provenído de experimentos a largo plazo en las parcelas Morrow de la Universidad de Illinois, E.U.A. Las parcelas fueron trazadas en 1876. Los rendimientos de maíz en 1957 en parcelas sin tratamiento y en otras tratadas con cal y fertilizante NPK, fueron de 42 y de 106 bushels, respectivamente, por acre. No se sabe el pH inicial de las parcelas ya que no se disponía de los métodos modernos para determinar la reacción del suelo. No obstante, en 1955 las parcelas no tratadas tenían un pH de 5.0, mientras que el pH de las parcelas donde se había aplicado piedra caliza era de 6.4.

6. MATERIALES DEL ENCALADO.

Más del 90 por ciento de la cal agrícola es carbonato de calcio; parte es calcio y carbonato de magnesio y una cantidad mucho menor es óxido de calcio, hidróxido de calcio o ceniza de madera. Para un químico, la cal es óxido de calcio, pero para un agricultor y un agrónomo o científico de suelos, la cal significa de costumbre carbonato de calcio o el equivalente del carbonato de calcio.

Los materiales de encalado comunes son:

1. Piedra caliza cálcica ($CaCO_3$), que es piedra caliza molida.
2. Piedra caliza dolomítica [$CaMg(CO_3)_2$], derivada de piedra caliza molida rica en magnesio.
3. Cal viva (CaO), que es piedra caliza quemada.
4. Cal hidratada (apagada) [$Ca(OH)_2$], que proviene de cal viva que ha cambiado a la forma hidrurada al reaccionar con el agua.
5. La cal de concha de coral habitualmente se recomienda como agente de encalamiento en Ceilán, a causa de que se obtiene en abundancia.
6. Greda ($CaCO_3$), que resulta de la piedra caliza blanda.
7. Escoria de altos hornos ($CaSiO_3$) y (Ca_2SiO_4), un subproducto de la industria del hierro. Algunas escorias contienen fósforo y una mezcla de CaO y $Ca(OH)_2$. Este producto se llama escoria básica y se valora en su mayor parte por su contenido de fósforo.
8. Orígenes diversos como ceniza de madera, cáscara de ostra molida, lodo prensado y la cal subproducto que resulta de las fábricas de papel, ingenios de azúcar, curtidurías y plantas depuradoras de agua, y el subproducto $CaCO_3$ de las fábricas de fertilizantes que utilizan el procedimiento del yeso, como en Sindri, Bihar, en la India.

Algunas veces se agrega yeso ($CaSO_4$) al suelo para suministrar calcio, pero no se considera como un material de encalado.

Todos esos materiales de encalado tienen valor para proporcionar calcio o caliza y magnesio, ya que elevan el pH y hacen menos tóxicos al aluminio, al magnesio y al hierro. La selección del material de encalado se determina por el costo en relación con su pureza, la facilidad de manejo y la finura que determina la velocidad con la que la cal reacciona en el suelo.

7. MÉTODOS DE APLICACIÓN DE LA CAL

La forma más eficaz de utilizar la cal es aplicar cantidades pequeñas cada uno o dos años, pero este programa de encalamiento eleva el costo de aplicación. La práctica habitual de encalado consiste en un término medio entre lo que es más eficaz y lo que es más barato por tonelada de cal aplicada. La cal puede aplicarse con provecho en cualquier etapa del sistema de cultivo, pero normalmente es mejor aplicarla varios meses antes del cultivo que más la necesita.

El índice de aplicación de la cal debe determinarse siempre por medio de ensayo en el suelo. Aplicar dos toneladas por acre a un campo que necesita cuatro toneladas es una economía mal entendida, ya que puede haber poco o ningún provecho sobre un desembolso en efectivo considerable para semillas, fertilizante y cal. En forma similar, encalar un campo que no necesita cal no producirá ningún beneficio y puede ser perjudicial.

Es aconsejable que la cal recién extendida se mezcle bien con toda la capa de labranza. En suelos muy ácidos, en los que se necesitan de tres a seis o más toneladas de cal por acre, se recomienda que la mitad de la dosis se aplique antes de arar y la otra mitad se aplique y se revuelva después de arar. Cuando no sean necesarias más de dos toneladas de acre, puede aplicarse y revolverse toda la cantidad después de arar y antes de la siembra (véase la figura 9.7).

Cuando se aplican cantidades excesivamente grandes de cal a suelos arenosos pobres en humus, algunas veces se perjudica el desarrollo de las plantas. Esto puede deberse a cualquiera de estas causas o a una combinación de las mismas:

1. Deficiencia de boro.
2. Deficiencia de hierro, manganeso, cobre o zinc.
3. La disponibilidad de fósforo puede haberse reducido a un nivel bajo decisivo.
4. Puede haberse reducido la ingestión de potasio.

El daño por exceso de encalado puede reducirse mediante la aplicación de cantidades grandes de paja y estiércol, cortes de abono verde, residuos orgánicos en descomposición, fertilizante de fósforo, boro o una mezcla de elementos secundarios.



Figura 27. En los suelos ácidos del estado de Mysore, en la India, se han encontrado sales de los ácidos del bosque y ahora se entienden la cal y ambas se labran en la superficie del suelo.

En Formosa se ha encontrado que encalar el suelo cuando su pH ya está por encima de 6.5 es perjudicial para el cultivo de arroz.

BIBLIOGRAFÍA

1. Anderson, Oswald B., compilador, *Far East Fertilizer Workshop*, Taipei, Formosa, I. C. A., misión de seguridad mutua para China, 1960.
2. Chakraborty, M., Chakravarti, B. y Mukherjee, S. K., *Liming in Crop Production in India*, boletín 7, Soc. Hindú de Ciencia de los Suelos, Nueva Delhi, India, 1961.
3. Chang, H. T., compilador, *Soil and Fertilizer Uses in Taiwan*, comisión conjunta chino-estadounidense sobre la reconstrucción rural, industria vegetal, serie número 20, Taipei, Taiwan, China, 1961.
4. Ignatoff, V. y Page, H. J., *Efficient Use of Fertilizers*, FAO, Estudios de Agricultura número 34, 1958.
5. *Liming Soils for Better Farming*, Departamento de Agricultura de Estados Unidos, boletín para agricultores número 2124, 1919, E.U.A.
6. *The Mazon Plain*, Universidad de Illinois, circular número 777, Universidad de Illinois, Urbana, Illinois, E.U.A., 1937.
7. Midgley, A. R. y Dunklee, D. E., *The Cause and Nature of Oesophagus Injury*, estación agrícola experimental de Vermont, boletín 460, 1940, E.U.A.
8. Pomeroy, J. A., Reed, P. J. y Longnecker, E. D., *Lime and Its Use*, boletín del servicio de extensión de Michigan, 314, 1952, E.U.A.

9. *Soil, 1957 Yearbook of Agriculture*, Departamento de Agricultura de Estados Unidos, Washington, D.C.
10. Thompson, L. M., *Soils and Soil Fertility*, McGraw-Hill Book Co., Nueva York, 1957.
11. Tidale, S. L. y Nelson, W. L., *Soil Fertility and Fertilizers*, The MacMillan Co., Nueva York, 1955.
12. Woodie, H. A. y Turner, L. C., *Lime for South Carolina Soils*, boletín de servicio de extensión de Carolina del Sur 373, 1950, E.U.A.
13. Yawalkar, K. S. y Agarwal, J. P., *Nutrients and Fertilizers*, Agro-Horticulture Publishing House, Nigpur, Maharashtra, India, 1962.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam.



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

LA ESTRECHA RELACION QUE UNE LA TENENCIA DE
LA TIERRA Y LAS OBRAS HIDRAULICAS

ING. HECTOR FLORES CALDERON
JUNIO DE 1979

LA ESTRECHA RELACION QUE UNE LA TENENCIA DE LA
TIERRA Y LAS OBRAS HIDRAULICAS.

Aunque esta relación, es para muchas personas, algo evidente; sin embargo, creo que el técnico que planifica, proyecta o construye, debe cerciorarse de conocer y entender la base y trascendencia de dicha relación, hasta formarse un juicio consistente al respecto. El presente comentario pretende abarcar este tema en beneficio de ese fin.

Desde el punto de vista legal, la relación entre los conceptos: Tenencia de la Tierra y Obras Hidráulicas, está establecida por la ley en su parte destinada a garantizar derechos sobre aguas para uso agrícola, ya que los preceptos de ley relativos a las aguas para uso agrícola, ligan invariablemente los derechos sobre ellas al derecho sobre la tierra y no conceden propiedad sobre estas aguas a menos de que sean las que hayan de usarse en la tierra del mismo dueño. Derivado de esto, en los Distritos de Riego, los derechos de agua están constituidos en favor del usuario, en proporción tal, que nunca exceden de los requeridos para el riego de su tierra, esto no impide que por razones de escasez o de conveniencia para el conglomerado de usuarios, el derecho de agua pueda

usarse ocasionalmente en distinto lugar; pero en todos los casos se mantiene inseparable la unión de ambos conceptos: agua y tierra. Como ejemplo podría referir que al ocurrir compra-ventas y otro tipo de transmisiones de derecho, significan éstas el traslado simultáneo a terceros, de la posesión de la tierra, junto con el correspondiente derecho de agua, y éste a su vez no se puede vender separadamente de la tierra, a menos de que la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos conceda permiso especial.

En relación con la construcción de las obras hidráulicas y desde el punto de vista legal es oportuno observar que, tanto la Ley Federal de Aguas como las leyes antecedentes, prevén la necesidad de la afectación de la Tenencia de la Tierra, para el alojamiento de las obras de riego y se dispone para ello en dicha Ley que tanto la constitución de los Distritos como la ejecución de las obras hidráulicas, son de utilidad pública, y por lo mismo también lo es la adquisición de las tierras en que se instalen.

En el caso de estas obras, la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, para cumplir sus funciones, tiene que incluir entre sus actividades, el estudio, la modificación y la regularización de la Tenencia de la Tierra. Pero parale-

lamente requiere un trabajo de promoción, de acercamiento y de buenas relaciones en el medio social correspondiente, ya que la afectación de la Tenencia significa siempre una confrontación con los intereses y sentimientos de los tenedores de la tierra, situación que hay que superar armónica y pacíficamente, cumpliendo con las indemnizaciones o compensaciones con justicia y a satisfacción de los afectados.

En las obras de riego es frecuente el que se afecten bienes ejidales, por lo que siempre se promueve ante la Secretaría de la Reforma Agraria, su intervención directa o su acción conjunta con la de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

Desde el punto de vista social, observamos que a diferencia de las obras que se han llamado de "pequeña irrigación", las llamadas de "grande irrigación" tienen la particularidad entre otras, la de afectar significativamente al medio en general, ya sea ecológicamente o en lo social, en lo económico y hasta en lo político. Sin pretender hacer juicio en cuanto a si esto favorece o demerita, simplemente es una circunstancia que el proyectista debe conocer y considerar.

Igualmente hace diferencia entre ambos tipos de obra, el destino de las mismas, ya que el riego de las de - -

Grande Irrigación, genera Distritos de Riego donde la Administración Pública (la Secretaría) mantiene bajo su cargo la operación y administración.

Desde el inicio de la política de desarrollos de riego en México, se ha comprendido con ella un impacto determinante sobre la Tenencia de la Tierra, ya que en los Distritos de Riego, se limitó siempre la posesión de tierras de riego por persona; límite que en un principio fué de 100 hectáreas de riego y actualmente es de 20 hectáreas.

El Distrito no puede constituirse con superficies mixtas de riego y sin riego, por lo que para llevar a efecto la formación de una área compacta de tierras de riego es necesario borrar límites previos a la planeación, mediante la expropiación total del área del Distrito a fin de efectuar una replanificación de la tenencia, congruente con los límites físicos que las obras del Distrito representan y concordante con los límites de Ley.

La práctica nos ha permitido conocer mucho y aprender de los proyectistas, a quienes por ese contacto cotidiano, y desde nuestro particular punto de vista, agrupamos arbitraria e informalmente en tres grupos:

1.- Los del proyecto en etapa de integración, promoción y consolidación.

2.- los del proyecto en la Residencia de la obra en etapa previa a la construcción y

3.- los que proyectan con la maquinaria avanzando sobre el terreno. No importa que las personas fuesen las mismas en cada etapa cronológica, los distinguimos porque su trabajo es marcadamente diferente, sobre todo cuando el terreno tiende a ser plano multiplicando las alternativas de solución. Ante estas diferencias debe advertirse que para la planificación de parcelas es necesario esperar, prácticamente a que la obra esté construída, ya que ningún usuario aceptaría que su parcela fuese recortada o reducida de la extensión a que tiene derecho, y sabemos que en todos los proyectos no hay coincidencia, hasta ese grado, entre el proyecto de una etapa y la siguiente.

Como los ejidos, no son afectados por los decretos de expropiación de las zonas de riego, la replanificación de sus linderos requiere la discusión, el convencimiento y la firma de convenios, acompañados de planos muy detallados, que -- también se firman por ambas partes ante funcionarios agrarios.

Estas negociaciones son lentas y laboriosas por lo que necesariamente se tienen que realizar con anticipación a la construcción, pues al terminarse ésta, la tierra debe quedar en aptitud de explotarse, con los deslindes sobre el terreno, ya precisos y amojonados. Muchas veces el proyecto de un canal o un dren, tiene que plegarse al convenio concertado con varios ejidos colindantes, aunque las mediciones del terreno o los criterios de proyecto, de última hora, estén aconsejando una cierta modificación, que pudiera anular los arreglos logrados, de Tenencia de la Tierra.

Sin embargo es de observarse que la redistribución de parcelas individuales dentro del ejido, generalmente presenta menos problema, ya que la modulación es de rango menor y en algunos casos la tierra no se explota por parcelas individuales, sino por sociedades, importándoles sólo su extensión total.

Si el proyecto de la zona de riego beneficia a una región con propiedades o predios de extensiones tipo ganadero y aún de tipo temporalero, en que las propiedades exceden con mucho, el límite de las veinte hectáreas, dicho exceso significa la obtención de terrenos disponibles en buena cantidad, que

se destinan en primer término a compensar a los afectados por las obras y después a satisfacer necesidades agrarias.

Actualmente y debido a estas circunstancias, la Secretaría de la Reforma Agraria ve los desarrollos de riego, como un recurso importante para satisfacer la creciente demanda de tierras, máxime cuando la repartición de propiedades afectables va acercándose a su fin.

La creciente población del campo y el consecuente crecimiento de los intereses sobre el mismo, tiene como resultado la necesidad de actualizar más dinámicamente las metodologías y políticas mediante las cuales la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos logra realizar sus obras y sobre todo realizarlas con sus mejores efectos sociales y económicos. Y debe advertirse que la falta o deficiencia en la atención del factor social es causa frecuente de que una obra no alcance plenamente los objetivos con que fue proyectada. Especialmente la obra de riego es causa de un significativo impacto social.

Por otra parte, las obras hidráulicas significan un importante elemento complementario y de refuerzo, a la política agraria de reparto de la tierra, que ha sido hasta ahora base y acción troncal de la Reforma Agraria del país.

La implantación del riego donde no lo había, da a la tierra un índice de productividad varias veces mayor y ello permite asentar varias familias en dónde antes solo había capacidad para el sustento de una y hay casos como el del Distrito de Riego del Río Pánuco en que la acción de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos ha permitido la instalación ó asentamiento de (en números aproximados) 10 familias de campesinos donde antes había solo una, generándose así un importante desahogo y satisfacción de necesidades agrarias.

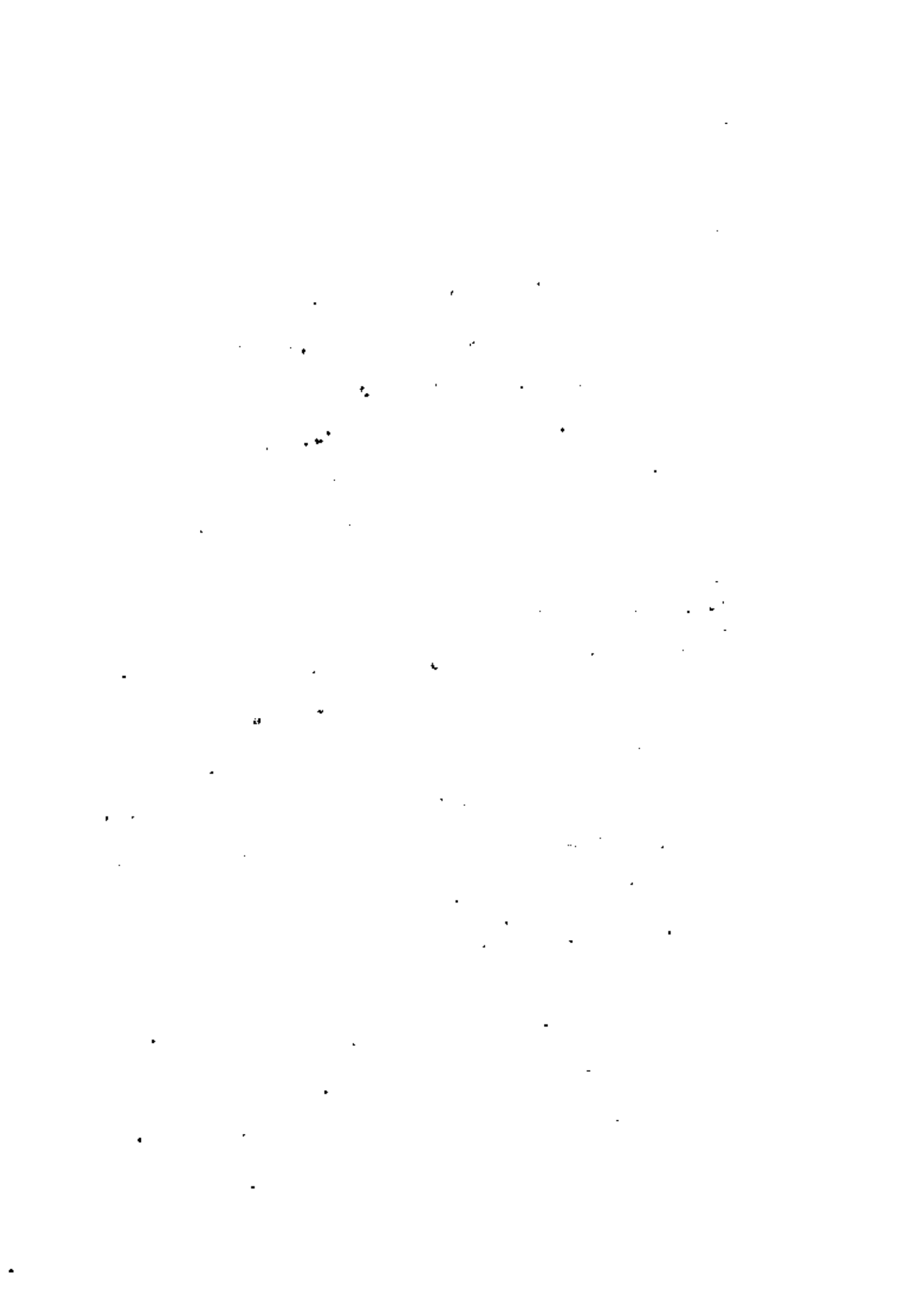
En este aspecto es conveniente también hacer referencia al apoyo y refuerzo que significa la obra hidráulica en las áreas en que la Reforma Agraria ya ha cumplido con sus objetivos de repartición de tierra y asentamiento de solicitantes áreas en las que a pesar de todo se observa con pena que, aún quedan sin cumplir los objetivos de producción, tan necesaria para el país y para satisfacción económica a las necesidades de los campesinos beneficiados, en unos casos debido a la aridez de la tierra, en otros a la carencia y necesidad de infraestructura hidroagrícola y de tecnologías adecuadas.

Es indudablemente, muy importante la aportación - que la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos y especialmente los técnicos al servicio de ésta, pueden hacer en

favor de la solución de uno de los problemas más graves del país a través de los programas de construcción, de desarrollo y de capacitación y también a través de sus estudios, planeación y promoción, que son las bujías generadores de nuevos programas.

El proyectista escrupuloso deberá exigir, para su función, que se le informe invariabilmente, tanto de los datos de orden físico, como de los datos de orden social. En estas condiciones el paquete de estudios que reciba, deberá incluir:

- 1.- la investigación completa de Tenencia de la Tierra,
- 2.- una exposición de las alternativas a que el proyecto conduce en cuanto a la adecuación, de las posesiones individuales y de las colectivas y
- 3.- un planteamiento relativo a los complementos sociales inherentes al proyecto, tales como zonas urbanas, comunicaciones y áreas de servicio público. Igualmente deberá estar capacitado para asimilar y manejar esta información para la más feliz realización de sus proyectos.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de Ingeniería, unam.



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS
D E RIEGO

DRENAJE DE ZONAS DE RIEGO

H I D R O L O G I A

ING. HECTOR GOMEZ MONDRAGON
JUNIO DE 1979



A.5.4.- METODOS BASADOS EN EL HIDROGRAMA UNITARIO.

Existen dos tipos principales de técnicas para predecir caudales máximos, basados en la teoría del Hidrograma Unitario.

Las primeras, pueden quedar representadas por el método llamado simplemente "del hidrograma unitario".

El segundo tipo, basados en relaciones lluvia - escurrimiento, consideran adicionalmente, las características físicas de la cuenca, cuya influencia en la magnitud del gasto se ha discutido ampliamente. Se presentan dos métodos. El de Chow y el de I-Pai-wu. Ambos métodos permiten determinar la avenida máxima en una cuenca no aforada, con solo conocer las características hidrológicas de cuencas vecinas y algunos datos físicos de la cuenca, como son área, tipo y uso del suelo, longitud y pendiente del cauce principal.

HIDROGRAMA UNITARIO

Generalidades

tal de escurrimiento directo representado por cada hidrograma.

- d) El hidrograma unitario refleja en su forma todas las características físicas de la cuenca.

Teniendo como dato los registros continuos de precipitación y escurrimiento, a partir del hidrograma originado por una tormenta aislada, puede calcularse el hidrograma unitario con el siguiente procedimiento:

- 1.- Se separa del hidrograma de la tormenta el gasto base y se calcula el volumen del escurrimiento directo.
- 2.- Se calcula el cociente del volumen del escurrimiento directo entre el área de la cuenca. (h_e)
- 3.- Se dividen las ordenadas del hidrograma de la tormenta entre el cociente calculado en el paso anterior, obteniendo así las ordenadas del H. U.

El hidrograma unitario (H. U.) de una cuenca se define como el hidrograma de escurrimiento directo debido a una tormenta con lámina de precipitación en exceso de un centímetro, repartida uniformemente sobre la cuenca, con una intensidad constante durante un período específico de tiempo.

La teoría del hidrograma unitario fué desarrollada por Sherman, que la publicó en 1932. Se basa en -- las hipótesis siguientes:

- a) La precipitación en exceso tiene una distribución uniforme sobre la superficie de la cuenca y en toda su duración.
- b) El tiempo base de duración del hidrograma del escurrimiento superficial originado por una lluvia en exceso de duración específica es constante, constituyendo por lo tanto, una característica de la cuenca.
- c) Las ordenadas de los hidrogramas de escurrimiento directo de un tiempo base común son directamente proporcionales al volumen to--

OBTENCION DE UN HIDROGRAMA UNITARIO

| (1)
FECHA | (2)
HORA
HRS | (3)
GASTO
OBSERVADO
M ³ /s | (4)
GASTO
BASE
ESTIMADO
M ³ /s | (5)
ESCTO.
DIRECTO
M ³ /s | (6)
ORDENADA
H. U.
D _e = GHR.
M ³ /s | (7)
HORAS
DESPUES
DE LA
INICIACION
HRS |
|--------------|--------------------|--|---|---|--|---|
| 10 | 5 | 13.5 | 13.5 | 0 | 0.00 | 0 |
| | 8 | 34.0 | 12.5 | 21.5 | 3.81 | 3 |
| | 11 | 64.0 | 11.6 | 52.4 | 9.28 | 6 |
| | 14 | 83.0 | 10.8 | 72.2 | 12.80 | 9 |
| | 17 | 76.0 | 11.3 | 64.7 | 11.40 | 12 |
| | 20 | 58.5 | 11.6 | 46.9 | 8.28 | 15 |
| | 23 | 40.6 | 11.9 | 28.7 | 5.09 | 18 |
| | 2 | 31.2 | 12.1 | 19.1 | 3.37 | 21 |
| | 5 | 25.8 | 12.5 | 13.3 | 2.35 | 24 |
| | 8 | 22.1 | 12.8 | 9.3 | 1.65 | 27 |
| | 11 | 19.3 | 13.0 | 6.3 | 1.11 | 30 |
| | 14 | 17.0 | 13.3 | 3.7 | 0.65 | 33 |
| | 17 | 15.3 | 13.6 | 1.7 | 0.30 | 36 |
| | 20 | 14.5 | 13.9 | 0.6 | 0.01 | 39 |
| | 23 | 14.2 | 14.2 | 0 | 0.00 | 42 |
| SUMA | | | | 340.4 | | |

DATOS:

$$\text{AREA DRENADA} = 64,93 \text{ KM}^2 = 64,93 \times 10^6 \text{ M}^2$$

$$\text{DURACION LLUVIA EN EXCESO} = 6 \text{ HORAS}$$

$$\text{PRECIPITACION MEDIA} = 7.2 \text{ CM}$$

5

VOL. ESCTØ. DIRECTØ = ESCTØ. DIRECTØ TOTAL POR INTER. TIEMPO

$$V_e = 340,4 (3 \times 60 \times 60) = 366 \times 10^4 \text{ M}^3 = 3,660\,000 \text{ M}^3$$

ALTURA DE LLUVIA EN EXCESO (h_e)

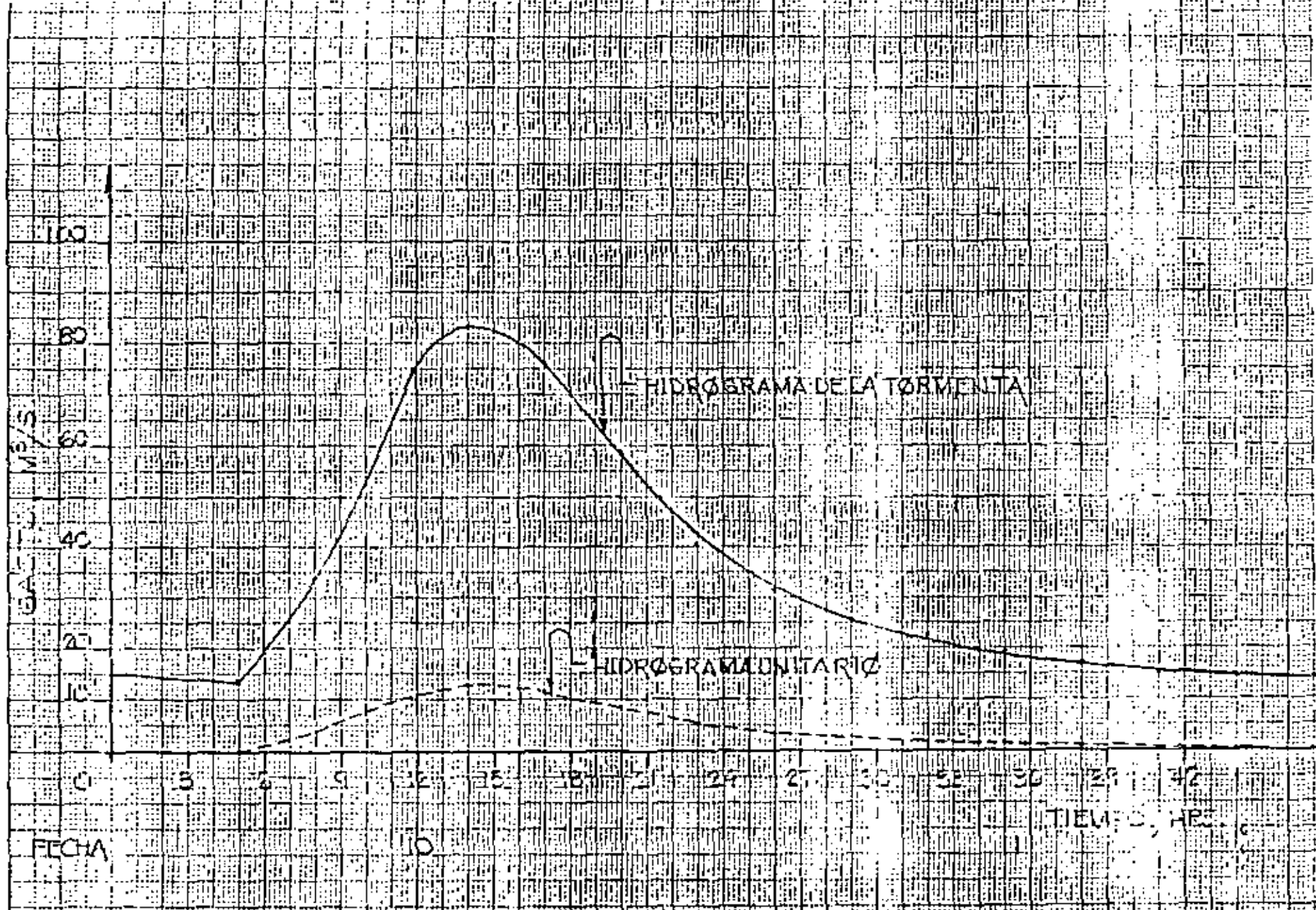
$$h_e = \frac{V_e}{A} = \frac{366 \times 10^4 \text{ M}^3}{64,93 \times 10^6 \text{ M}^2} = 5,67 \times 10^{-2} \text{ M} = 5,67 \text{ CM.}$$

ØRDENADAS DEL H.U.

SE ØBTIENEN DIVIDIENDO LAS ØRDENADAS DEL ESCURRIMIENTO DIRECTØ ENTRE LA LLUVIA EN EXCESØ.

$$\text{CØL. (6)} = \frac{\text{CØL. (5)}}{h_e}$$

CØN LOS DATOS DE LA TABLA SE PROCÈDE A CONSTRUIR EL HIDRØGRAMA UNITARIO.



7
EL HIDRÓGRAMA UNITARIO ASI OBTENIDO SIRVE PARA CALCULAR EL ESCURRIMIENTO FLUVIAL GENERADO POR UNA TORMENTA DE DETERMINADA DURACION, EN ESTE EJEMPLO PARA UNA $D_e = 6$ HORAS SEGUN DATOS PROPORCIONADOS Y OBTENIDOS DEL HIETÓGRAMA.

LA DESCARGA PRECEDENTE A LA TORMENTA ES EL PUNTO BASE QUE SIRVE PARA EL INICIO DE LA CONSTRUCCION DEL HIDRÓGRAMA, CUYAS ORDENADAS SE OBTENDRAN MULTIPLICANDO LAS DEL HIDRÓGRAMA UNITARIO POR EL VOLUMEN DE ESCURRIMIENTO DIRECTO ESTIMADO (EXPRESADO EN LAMINA DE AGUA) Y AGREGANDOLE EL ESCURRIMIENTO DEL SUBSUELO.

4.- La duración efectiva de la lluvia en exceso se obtiene a partir del hietograma de la tormenta y el índice de infiltración media.

Superponiendo y "promediando" los hidrogramas unitarios obtenidos para varias tormentas con igual tiempo de duración de la precipitación en exceso, más o menos uniformes en tiempo y área, se forma el hidrograma unitario de la cuenca.

A continuación se ve un ejemplo de la obtención de un hidrograma unitario.

CURVA S.

Quando se quiera usar un hidrograma unitario en una tormenta con duración en exceso diferente, se deberá ajustar dicho hidrograma mediante uno auxiliar llamado "curva S". Este hidrograma tiene la forma de una S deformada y es producido por una lluvia en exceso, continua y constante para un período indefinido. La curva S puede obtenerse graficamente sumando una serie de hidrogramas unitarios idénticos espaciados a un intervalo igual a la duración de la lluvia en ex

ceso, para la cual fueron deducidos. Este método es el mas conveniente para la conversión a una duración mas corta o mas larga. Ya construido el hidrograma S, se puede deducir el hidrograma unitario para cualquier duración. Para lograrlo basta con avanzar o retroceder la posición de la curva S para un período de horas igual a la duración deseada. Las ordenadas del hidrograma deseado serán la diferencia entre las ordenadas del Hidrograma S original y el desplazado, multiplicadas por el cociente que resultará de dividir el tiempo de duración de la lluvia, en exceso, que produjo el hidrograma unitario que se usó para obtener la curva S, t_0 y el tiempo de duración de la lluvia en exceso para el hidrograma unitario que se busca, t_0 .

A continuación tenemos una aplicación.

METODO DE CHOW

La expresión que da el gasto máximo en este método, es la siguiente:

$$Q_{MAX} = X Y Z A$$

X Factor de escurrimiento

Y Factor climático

Z Factor de reducción

A Área en km².

El parámetro X, llamado factor de escurrimiento, depende de la precipitación en exceso, la cual recomienda el Soil Conservation Service para su cálculo la aplicación de la siguiente fórmula:

$$P_e = \frac{\left(P - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{P + \frac{2032}{N} + 20.32} \quad X = \frac{P_e}{a}$$

La fórmula anterior se ha deducido a partir de consideraciones teóricas y ha sido ajustada en base a experiencias posteriores. En la fórmula P y P_e son las láminas de precipitación total y en exceso, respectivamente, medidas en cm; N es un índice llamado

"número de escurrimiento" que depende del tipo de suelo y de la cubierta vegetal en la cuenca. La tabla -- anexa, obtenida por el SCS mediante pruebas de campo, contiene valores del número de escurrimiento N , para diferentes condiciones.

La figura anexa muestra la solución gráfica de la ecuación citada.

El factor climático Y toma en cuenta la variación de la lluvia entre la estación base y la zona en estudio y se utiliza para transportar la tormenta. Se calcula dividiendo la lámina de precipitación en la cuenca entre la altura de lluvia registrada en la estación base y multiplicando por el coeficiente de ajuste 2.78.

$$Y = 2.78 \frac{P}{P_b}$$

El factor de reducción de pico Z de la expresión de Chow depende del cociente d/tp , donde tp es el tiempo de retraso del pico del hidrograma con relación al centro de masa del hidrograma. La gráfica anexa permite calcular los valores de Z en función del

de la forma del hidrograma y de las características fisiográficas de la cuenca. Chow encontró para su zona en estudio una expresión empírica que relaciona el tiempo de retraso con dos parámetros físicos de la cuenca. Esta expresión es la siguiente:

$$t_p = 0.00508 \left(\frac{L}{S} \right)^{0.64}$$

donde

t_p tiempo de retraso del piso del hidrograma respecto al centro de masas de la precipitación en exceso, en horas.

L longitud del cauce principal en metros.

S pendiente media del cauce, en porcentaje.

En la ecuación se observa que el tiempo de retraso resulta independiente de la duración de la precipitación. La solución gráfica de esta ecuación se muestra en la figura anexa.

En cuencas pequeñas y de configuración de drenaje simple, se ha observado que la magnitud del tiempo de re

CALCULO DEL VALOR X .

SE CALCULA ESTE VALOR DE X PARA CADA DURACION DE LLOVIA.
ESTOS VALORES SE ENCUENTRAN APLICANDO LA EXPRESION:

$$X = \frac{2.5}{d}$$

DIVIDIENDO LOS VALORES DE LA COLUMNA (4) ENTRE LOS DE LA COLUMNA (1), DE LA TABLA ANTERIOR, SE TENDRAN LOS VALORES DE X .

| DURACION DE LA TORRENTA
d (HR) | X
(CM/HR) |
|-------------------------------------|----------------|
| 0.30 | 8.63 |
| 0.40 | 8.18 |
| 0.60 | 3.10 |
| 0.80 | 2.96 |
| 1.00 | 2.73 |
| 1.25 | 2.20 |
| 1.50 | 2.0 |
| 1.75 | 1.92 |
| 2.0 | 1.84 |
| 3.0 | 1.29 |
| 4.0 | 1.05 |

CALCULO DEL TIEMPO DE RETRASO t_p

EN LA FORMULA $t_p = 0.00505 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64}$

SUSTITUIMOS LOS VALORES DE L Y S .

$$t_p = 0.00505 \left(\frac{6400}{\sqrt{0.402}} \right)^{0.64} = 1.87 \text{ HR.}$$

(VER GRAFICA CH-3)

trazo t_p , se aproxima mucho a la del tiempo de concentración t_c , por lo que puede tomarse uno en lugar del otro, sin cometer error notable. Existen varias fórmulas empíricas para determinar el valor de t_c en cuencas no aforadas; - en la Soil Conservation Service Guide se propone para este fin la siguiente expresión:

$$t_c = 0.93 \frac{L^{1.155}}{H^{0.385}}$$

donde

- t_c tiempo de concentración, en horas
- L longitud del cauce principal en km.
- H desnivel entre el lecho de la corriente en el punto del estudio y el punto más elevado del parteaguas, en metros.

Para la utilización práctica de este método, conviene aplicar el siguiente procedimiento de cálculo:

1. Se calcula el valor del número de escurrimiento N a partir de las condiciones de tipo

y uso del suelo en la cuenca, empleando la tabla anexa

2. Se fija la duración d de la tormenta.
3. Se selecciona el tiempo de retorno de la tormenta de diseño.
4. Se calcula la intensidad de lluvia de la tormenta supuesta, a partir de las curvas $i-d-T_r$.
5. Se calcula la precipitación total P_b multiplicando la intensidad de la lluvia por su duración.
6. Se obtiene la precipitación en exceso P_{eb} aplicando la ecuación (1) o de la gráfica anexa.
7. Se calcula el factor de escurrimiento X .
8. Se calcula el factor climático Y .
9. Se calcula el tiempo de retraso t_p aplicando la ecuación (2) o la gráfica anexa o bien haciendo $t_p = t_c$ en la expresión (3)

10. De una relación deducida de tormentas anteriores y sus correspondientes escurrimientos o, si se carece de información, de la gráfica anexa se obtiene el valor del factor de reducción de pico Z .
11. Se calcula el valor del gasto máximo para la duración de lluvia escogida, con la ecuación de Chow.
12. Se repite el proceso para otras duraciones de lluvia.
13. De los gastos obtenidos para diferentes duraciones de la precipitación en exceso, se escoge el mayor como gasto de diseño.
14. En caso de que la corriente analizada sea permanente, el gasto de diseño estará dado por la suma del obtenido en el paso anterior y el flujo base.

CON LA APLICACION DE ESTE METODO SE DETERMINARA EL GASTO MAXIMO PROBABLE DE UNA CUENCA DE LA QUE SE TIENEN LOS DATOS SIGUIENTES.

AREA DE LA CUENCA, $A = 25 \text{ km}^2$

LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL, $L = 6.4 \text{ km}$.

PENDIENTE DEL CAUCE, $S = 0.402 \%$

USO DE LA TIERRA

BOSQUES NATURALES, CON CONDICION DE LA SUPERFICIE, NORMAL : 50%

~~LEGUMINOSAS, CON SURCOS RECTOS : 38%~~

PASTIZAL, CON CONDICION DE LA SUPERFICIE, NORMAL : 12%

TIPO DEL SUELO, POR SUS CARACTERISTICAS, TIPO D

DATOS PLUVIOGRAFICOS DE UNA ESTACION CLIMATOLOGICA DENTRO DE LA CUENCA ESTUDIADA.

SECUELA DE CALCULO.

ELECCION DEL TIEMPO DE RETORNO, T_R

SE CALCULARA EL RIESGO DE FALLA (J) PARA UN $T_R = 50$ AÑOS Y VIDA UTIL DE LA OBRA DE 25 AÑOS.

$$p = \frac{1}{T_R} = \frac{1}{50} = 0.02$$

$$q = 1 - p = 1 - 0.02 = 0.98$$

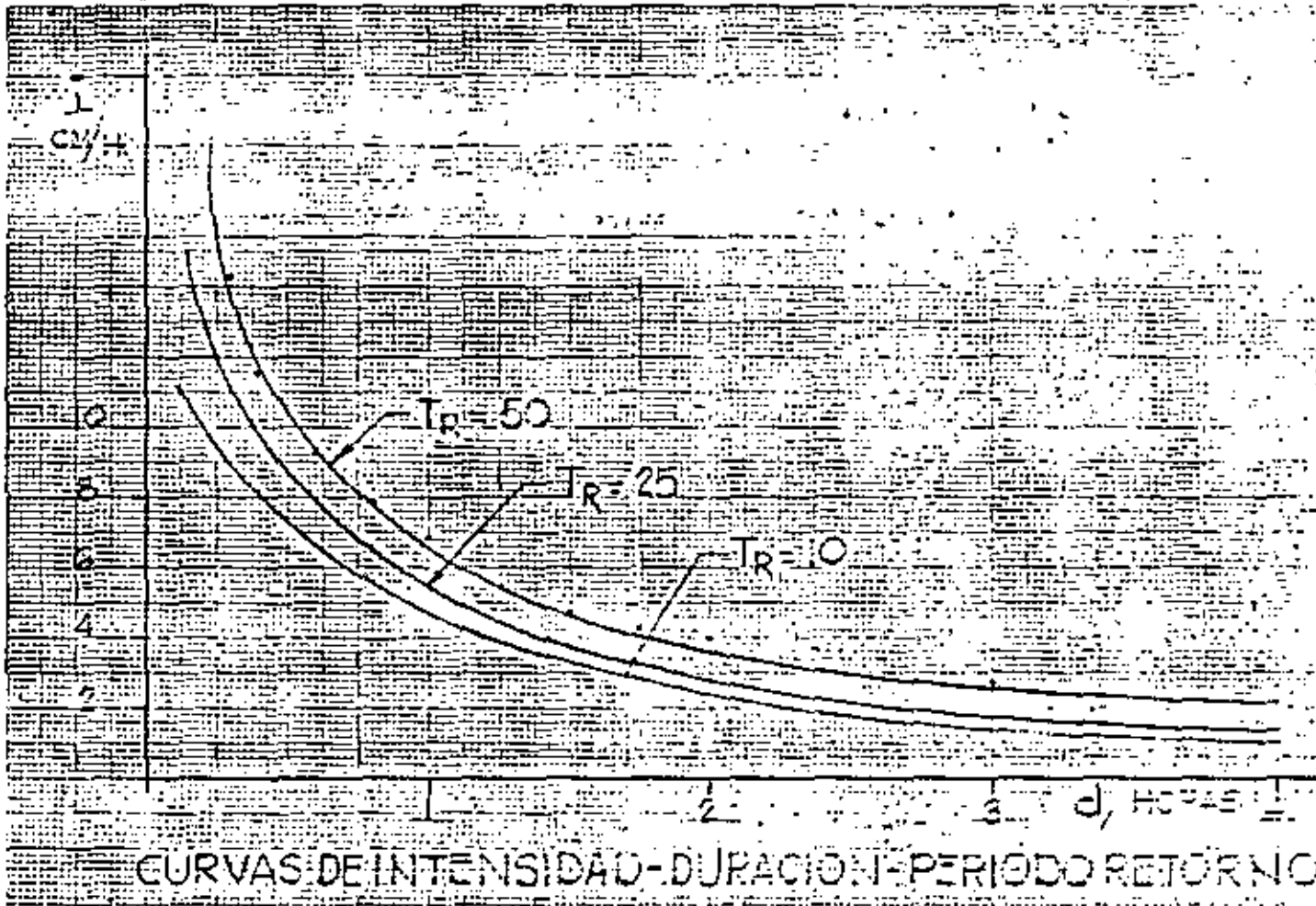
$$J = 1 - q^n = 1 - 0.98^{25} = 0.396 = 0.4 = 40\%$$

ES DECIR QUE EN LA VIDA UTIL DE LA OBRA EXISTE EL 40% DE PROBABILIDADES, DE QUE EL GASTO MAXIMO SEA IGUALADO O SUPERADO.

TRAZADO DE LAS CURVAS INTENSIDAD-DURACION-FRECUENCIA

($i-d-Tr$) CON LOS DATOS DISPONIBLES SE TRAZAN ESTAS CURVAS Y MEDIANTE EL PROCEDIMIENTO DESCRITO ANTERIORMENTE, SE OBTIENEN LOS DATOS NECESARIOS PARA TRAZAR LAS CURVAS CORRESPONDIENTES A MAYORES PERIODOS DE RETORNO.

A CONTINUACION SE MUESTRAN LAS CURVAS, PARA $T_R = 10, 25$ Y 50 AÑOS.



FACTOR Y .

LAS CONDICIONES METEOROLÓGICAS, DE LA ZONA DONDE ESTÁ LA ESTACION BASE Y DE LA ZONA EN ESTUDIO, SON IGUALES, POR LO TANTO

$$Y = 2.78 \frac{P}{P_b} = 2.78$$

$A = 25 \text{ KM}^2$

ESTIMACION DEL VALOR DE N.

CON EL USO Y TIPO DE SUELO, EN LA TABLA CH-1 SE BUSCA EL VALOR DE N CORRESPONDIENTE Y SE HACE UN PROMEDIO PESADO:

| | | |
|-------------------|--------------------|------|
| BOSQUES NATURALES | $0.50 \times 76 =$ | 38 |
| LEGUMINOSAS | $0.38 \times 87 =$ | 33 |
| PASTIZAL | $0.12 \times 84 =$ | 10.1 |

SUMA = 81.1

SEA $N = 81$

DETERMINACION DE LA LLUVIA EN EXCESO P_{eb}

SE DETERMINARA PARA $N = 81$ Y VARIAS TORMENTAS DE DISTINTAS DURACIONES.

EN LA TABLA SIGUIENTE SE INDICAN LAS INTENSIDADES (i) PARA DISTINTAS DURACIONES (d), QUE SE TOMARON DE LA CURVA DE $T_R = 50$ AÑOS, ASI COMO LAS PRECIPITACIONES TOTALES $P = i \times d$. TAMBIEN SE INDICAN LOS VALORES DE LA P_{eb} , DETERMINADOS CON LA FORMULA

$$P_{eb} = \frac{\left(P_b - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{P_b + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad (\text{VER GRAFICA CH-2})$$

| DURACION DE LA TORMENTA
d (HR) | INTENSIDAD DE LA LLUVIA
i (CM/HR) | PRECIPITACION TOTAL
$P = i \times d$ (CM) | PRECIPITACION EN EXCESO
(CM) |
|-------------------------------------|--|--|---------------------------------|
| 0.30 | 14.3 | 4.29 | 1.07 |
| 0.40 | 11.58 | 4.61 | 1.27 |
| 0.60 | 9.25 | 5.55 | 1.86 |
| 0.80 | 7.84 | 6.29 | 2.37 |
| 1.00 | 6.84 | 6.84 | 2.78 |
| 1.25 | 5.42 | 6.80 | 2.75 |
| 1.50 | 4.75 | 7.12 | 3.0 |
| 1.75 | 4.34 | 7.60 | 3.36 |
| 2.0 | 4.0 | 8.0 | 3.69 |
| 3.0 | 2.75 | 8.25 | 3.87 |
| 4.0 | 2.16 | 8.64 | 4.17 |

CALCULO DEL VALOR Z

SE CALCULA ESTE VALOR DE Z PARA CADA DURACION DE LLUVIA. DICHO VALOR SE ENCUENTRA EN LA GRAFICA ANEXA. LA CUAL DEPENDE DEL VALOR DE LOS COCIENTES $\frac{d}{t_p}$. ESTA GRAFICA CH-4, ES

OBTENIDO POR CHOW EN SU ZONA ESTUDIADA, PERO ES APLICABLE A OTRAS CUENCAS.

| DURACION DE LA TORMENTA
d (HR) | d/t_p | Z |
|-------------------------------------|---------|-------|
| 0.30 | 0.161 | 0.123 |
| 0.40 | 0.217 | 0.160 |
| 0.60 | 0.321 | 0.236 |
| 0.80 | 0.427 | 0.316 |
| 1.00 | 0.533 | 0.389 |
| 1.25 | 0.669 | 0.476 |
| 1.50 | 0.800 | 0.560 |
| 1.75 | 0.935 | 0.620 |
| 2.0 | 1.070 | 0.678 |
| 3.0 | 1.600 | 0.750 |
| 4.0 | 2.140 | 1.000 |

CALCULO DEL GASTO: Q

SE CALCULA EL GASTO Q PARA CADA DURACION DE TORMENTA ELEGIDA. Y APLICANDO LA FORMULA

$$Q = AXYZ$$

| DURACION DE LA TORMENTA
d (HR.) | Q
M^3/S |
|--------------------------------------|----------------|
| 0.30 | 31.12 |
| 0.40 | 35.47 |
| 0.60 | 51.0 |
| 0.80 | 65.27 |
| 1.00 | 75.0 |
| 1.25 | 78.0 |
| 1.50 | 78.0 |
| 1.75 | 82.9 |
| 2.0 | 86.8 |
| 3.0 | 67.1 |
| 4.0 | 73.0 |

SELECCION DEL GASTO MAXIMO

CON LOS VALORES DE LA TABLA ANTERIOR SE PUEDE TRAZAR UNA CURVA CON COORDENADAS $Q-d$, DE LA CUAL SE ESCOGE EL GASTO MAXIMO PROBABLE.

TAMBIEN SI SE REQUIERE MAYOR PRECISION EN LA DETERMINACION DEL GASTO MAXIMO SE HARAN TANTEOS CON OTRAS DURACIONES DE TORMENTA ENTORNO AL VALOR DE 2 HORAS.

PARA EL PRESENTE EJEMPLO, SE TOMARA

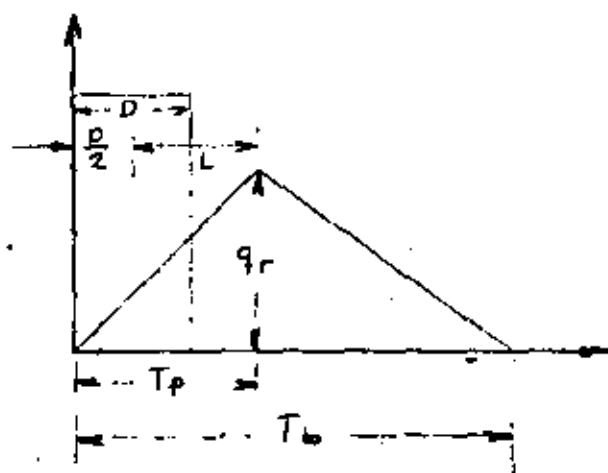
$$Q = 86.8 \text{ M}^3/\text{s}$$

DESCRIPCION DEL METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

Consiste básicamente en obtener el Hidrograma artificial de una corriente de agua conociendo la precipitación y ciertas características de la cuenca. Tales como estado de saturación del suelo, tipo de suelo, vegetación, tamaño y pendiente.

Primeramente se obtienen hidrogramas originales por la precipitación ocurrida en cada uno de los intervalos considerados en forma independiente, se dibujan en un sistema de coordenadas en que las abscisas representan al tiempo y las ordenadas al gasto; sumando las ordenadas en diferentes puntos y uniendo los puntos resultantes de la suma, se obtiene el hidrograma provocado por la lluvia de diseño.

Los hidrogramas correspondientes a cada intervalo de lluvia se representan en forma triangular.



D = Duración del intervalo de lluvia

L = Retraso, tiempo en horas, del centro del exceso de lluvia a la hora del máximo.

t_p = Tiempo en horas desde el principio hasta el máximo de intensidad

t_b = Tiempo total de escurrimiento

q_r = Intensidad máxima en $ft^3/seg.$

El procedimiento general de este método se muestra a continuación:

- I.- En una carta geográfica se determina el tamaño del agua drenada, la longitud del curso del agua mas largo y el desnivel total.
- II.- Se determina la precipitación de la lluvia de diseño (en función de la frecuencia o T_r seleccionado).
- III.- Se determinan los incrementos de precipitación de la lluvia de diseño.
 - a) Se determinan las cantidades horarios de precipitación dentro del máximo (período de 6 hrs.). De acuerdo con el porcentaje de precipitación de una lluvia tomada como modelo.

b) Se tabulan la secuencia del aguacero con los incrementos del tiempo, los incrementos de precipitación y las cantidades acumuladas. La precipitación por incrementos durante el período máximo de 6 hrs. debe ordenarse por magnitudes descendientes detenidas antes por el siguiente orden de secuencia de --) magnitudes, durante 6 hrs: 6, 4, 3, 1, 2, 5. este es un orden conveniente que da una avenida calculada mayor que la que se basa en el supuesto de que el incremento horario mayor ocurre durante la primera hora del aguacero, y que al mismo tiempo es menor --) que el calculado suponiendo que el incremento mayor horario ocurre durante la sexta hora del aguacero.

IV.- Se determina el número que representaría el complejo hidrológico suelo-cubierta vegetal de la cuenca (ver tablas del apéndice A del libro "Diseño de Presas Pequeñas". El número que representaría el complejo hidrológico suelo-cubierta vegetal puede estimarse durante la ~~inspección~~ inspección en el campo de la cuenca, en caso de que no existan mapas de suelos.

(iv.) Se calcula el escurrimiento directo; se puede emplear la gráfica de la fig. A-4, pag. 460 -- del libro anteriormente mencionado.

a) En la curva correspondiente de la fig. A-4, - utilizando las cantidades de lluvia acumuladas en - incrementos de tiempo progresivos se determina el - escurrimiento directo acumulado para los respecti - vos incrementos progresivos de tiempo, también, se puede utilizar la fórmula.

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$

donde

$$S = \frac{1000}{N} - 10$$

N = número que representa el complejo hidrológi - co suelo-cubierta vegetal de la cuenca

P = precipitación acumulada en plg.

Q = Escurrimiento directo acumulado en pies³/ - /seg/plg.

b) Se calculan y tabulan los incrementos de pre - cipitación y los incrementos correspondientes de -

escurrimiento; se restan los incrementos de escurrimiento A los incrementos de precipitación para determinar las pérdidas de los incrementos (los Cálculos de las pérdidas de mas de 12 hr, rara vez son necesarios)

c) Las curvas precipitación-escurrimiento $Q=fcp$, dan pérdidas menores al aumentar la precipitación de la lluvia. (estudios hechos con infiltrómetro indican que todos los suelos, excepto los impermeables de arcilla, tienen una infiltración constante después de su saturación, que varia, de aproximadamente 0.05 plg/hr. hasta 1 plg/hr. dependiendo del tipo de suelo, debido a que no se dispone de datos en la actualidad para proponer volúmenes seguros de infiltración. Se sugiere los siguientes volúmenes de retención mínima para los grupos de suelos que no pertenecen a la clase D; Para el grupo de suelos A; 0.10 plg/hr; y para los grupos de suelo B y C, 0.05 plg/hs.). Cuando los incrementos de pérdidas determinadas por (Vb) alcanzan los límites antes mencionados, las curvas de escurrimiento ya no se pueden aplicar. En ese caso, el incremento -

en el escurrimiento se calcula restando las cantidades en el límite del incremento de la precipitación.

VI.- Se determina el tiempo de concentración para la cuenca con fórmula

$$T_c = \frac{(11.9 L^3)}{H}^{0.385}$$

donde:

L = longitud del curso del agua más lejano en millas.

H = Desnivel total en pies

T_c = Tiempo de concentración en hr.

VII.- Se calcula el hidrograma triangular para cada incremento de escurrimiento.

a) Se determina el tiempo del incremento, D, que se va a usar. Para el período más intenso de la lluvia, el incremento de tiempo, D, debe ser cuando menos tan pequeño como el quinto del tiempo de concentración.

(1) Para las primeras 6 hr. (las más intensas), D será usualmente de 1 hr. Para concentraciones muy rá

pidas (de t_c menor de 3 hr.), media hora es el incremento práctico mínimo de tiempo, D , recomendado por los períodos mas intensos. Para concentraciones menos rápidas, D para los períodos más intensos puede ser mas largo. Para t_c con valores de 10 a 15 hr. se recomienda una D de 2 hr. Para valores de t_c de 15 a 30 hr, se recomienda un valor de D de 3 hrs.

(2) El período de tiempo, D , puede alargarse en la última parte de la lluvia para reducir los cálculos, lo que producirá una mala definición del brazo descendente del hidrograma, pero que tiene poco efecto en el proyecto.

(3) El escurrimiento del período de 24 a 48 hrs. tiene poco efecto en el proyecto y, por lo tanto puede despreciarse. Los hidrogramas de escurrimiento, solamente para el período de las 24 hrs. de la lluvia de proyecto necesitan calcularse en las cuencas que tengan un t_{ec} de 24 hrs. o menos.

b) Para cada intervalo de tiempo D , se calcula el tiempo al máximo, t_p , el tiempo total de escurrimiento t_b y la descarga máxima, q_p , para 1 plg. de escurri-

miento, con las siguientes fórmulas:

$$t_p = \frac{D}{2} + 0.6 T_e$$

$$t_b = 2.67 t_p$$

$$q_p = \frac{484 A Q}{T_p}$$

donde

t_p , t_{cm} , t_b ya definidas

q_p = intensidad máxima en pies³/seg.

Q = escurrimiento directo igual a 1

A = área de la cuenca en millas cuadradas

c) Se calculan los máximos de los hidrogramas triangulares para cada incremento de lluvia. Estos máximos se obtienen multiplicando la descarga máxima por 1 -- plg. de escurrimiento (q_p) por el incremento de escurrimiento.

d) En un cuadro se tabulan los máximos, la hora del principio, la del máximo, y la del final de cada hidrograma de cada intervalo.

VIII.- Se dibuja el hidrograma de la lluvia como sigue:

- a) Se dibujan los hidrogramas triangulares de los incrementos en papel cuadrado ordinario.
- b) Se suman las ordenadas de los hidrogramas y se obtiene el hidrograma total de la lluvia. Solo es necesario sumar las ordenadas en las horas que representa el principio, el máximo, y el final de cada hidrograma de los incrementos

SELECCION DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO "N" DE ACUERDO
CON EL CRITERIO DEL SOIL CONSERVATION SERVICE

| Uso de la tierra
o cobertura | Condiciones de la superficie | Tipo del Suelo | | | |
|---|--|----------------|-----|-----|-----|
| | | A | B | C | D |
| Bosques (sembrados y
cultivados) | Esparcido o de baja transpiración. | 43 | 66 | 77 | 83 |
| | Normal | 36 | 60 | 73 | 79 |
| | Denso o de alta transpiración | 25 | 55 | 70 | 77 |
| Caminos | De tierra | 72 | 82 | 87 | 89 |
| | Superficie dura | 74 | 84 | 90 | 92 |
| Bosques naturales | Muy esparcido o de baja transpi-
ración | 56 | 75 | 86 | 91 |
| | Esparcido o de baja transpiración. | 46 | 68 | 78 | 84 |
| | Normal | 36 | 60 | 70 | 76 |
| | Denso o de alta transpiración | 26 | 52 | 62 | 69 |
| | Muy denso o de alta transpiración | 15 | 44 | 54 | 61 |
| Descanso (sin cultivo)
Cultivos de surco | Surcos rectos | 77 | 86 | 91 | 94 |
| | Surcos rectos | 70 | 80 | 87 | 90 |
| | Surcos en curvas de nivel | 67 | 77 | 83 | 87 |
| | Terrazas | 64 | 73 | 79 | 82 |
| Pastizal | Pobre | 68 | 79 | 86 | 89 |
| | Normal | 49 | 69 | 79 | 84 |
| | Buena | 39 | 61 | 74 | 80 |
| Superficie impermeable | | 100 | 100 | 100 | 100 |

DESCRIPCION DEL TIPO DE SUELO

- Tipo A. Suelos muy permeables y bien drenados. (Mantos profundos de arenas, gravas, etc., con niveles freáticos bajos).
- Tipo B. Suelos permeables, regularmente drenados. (Suelos arenosos y loess mediana-mente profundos o menos compactos que al del tipo A).
- Tipo C. Suelos pocos permeables. (Mantos poco profundos con altos porcentajes de arcilla y caloides).
- Tipo D. Suelos prácticamente impermeables. (Arcillas altamente expansivas y suelos casi impermeables cerca de la superficie).

TIPOS DE SUELOS

Tipo A. (Escurrimiento mínimo). Incluye gravas y arenas de tamaño medio, limpias, y mezcla de ambas.

Tipo B. Incluye arenas finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena y limo.

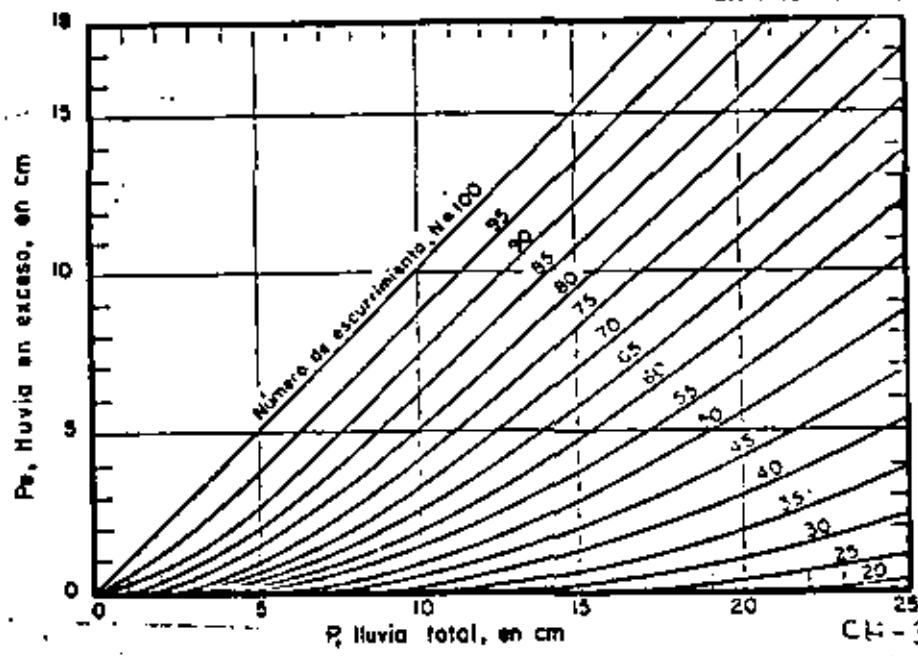
Tipo C. Comprende arenas muy finas, arcillas de baja plasticidad, mezclas de arena, limo y arcilla.

Tipo D. (Escurrimiento máximo). Incluye principalmente arcillas de alta plasticidad, suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie.

SELECCION DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO N

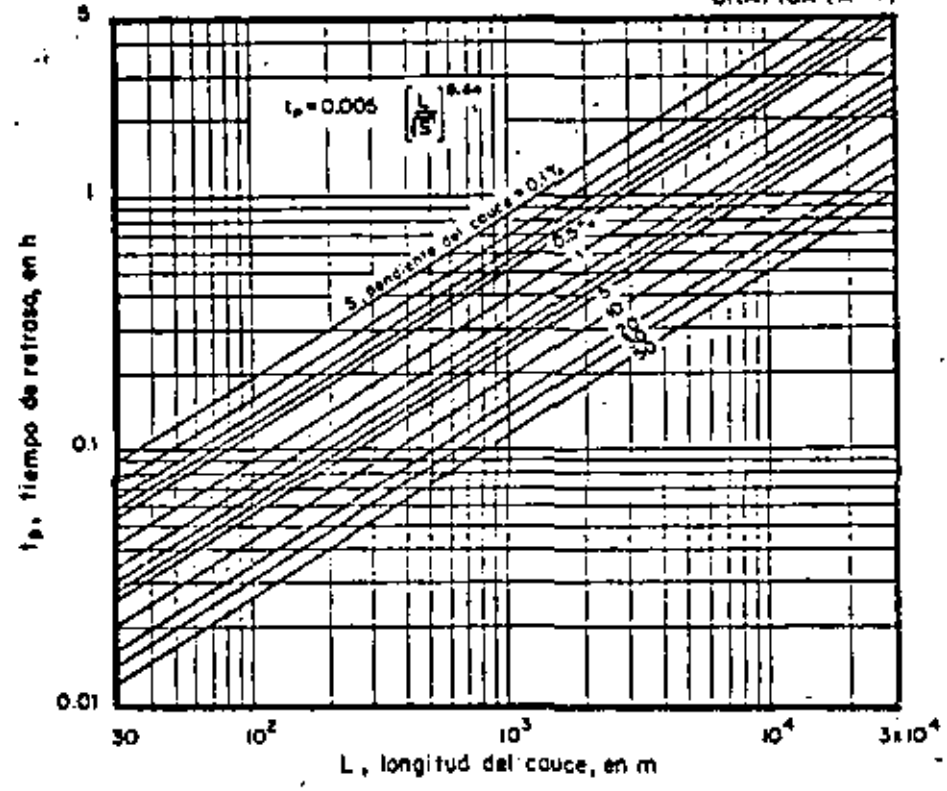
| Uso de la tierra o cobertura | Condición de la superficie | Tipo de suelo | | | |
|---|--------------------------------|---------------|-----|-----|-----|
| | | A | B | C | D |
| Bosques (sembrados y cultivados) | Ralo, baja transpiración | 45 | 66 | 77 | 83 |
| | Normal, transpiración media | 36 | 60 | 73 | 79 |
| | Espeso o alta transpiración | 25 | 55 | 70 | 77 |
| Caminos | De tierra | 72 | 82 | 87 | 89 |
| | Superficie dura | 74 | 84 | 90 | 92 |
| Bosques naturales | Muy ralo o baja transpiración | 56 | 75 | 86 | 91 |
| | Ralo, baja transpiración | 46 | 68 | 78 | 84 |
| | Normal, transpiración media | 36 | 60 | 70 | 76 |
| | Espeso, alta transpiración | 26 | 52 | 62 | 69 |
| | Muy espeso, alta transpiración | 15 | 44 | 54 | 61 |
| Descanso (sin cultivo) | Surcos rectos | 77 | 86 | 91 | 94 |
| Cultivos de surco | Surcos rectos | 70 | 80 | 87 | 90 |
| | Surcos en curvas de nivel | 67 | 77 | 83 | 87 |
| | Terrazas | 64 | 73 | 79 | 82 |
| Cereales | Surcos rectos | 64 | 76 | 84 | 88 |
| | Surcos en curvas de nivel | 62 | 74 | 82 | 85 |
| | Terrazas | 60 | 71 | 79 | 82 |
| Leguminosas (sembradas con maquinaria o al voleo) o potrero de rotación | Surcos rectos | 62 | 75 | 83 | 87 |
| | Surcos en curvas de nivel | 60 | 72 | 81 | 84 |
| | Terrazas | 57 | 70 | 78 | 82 |
| Pastizal | Pobre | 68 | 79 | 86 | 89 |
| | Normal | 49 | 69 | 79 | 84 |
| | Bueno | 39 | 61 | 74 | 80 |
| | Curvas de nivel, pobre | 47 | 67 | 81 | 88 |
| | Curvas de nivel, normal | 25 | 59 | 75 | 83 |
| | Curvas de nivel, bueno | 6 | 35 | 70 | 79 |
| Potrero (permanente) | Normal | 30 | 58 | 71 | 78 |
| Superficie impermeable | | 100 | 100 | 100 | 100 |

GRAFICA (A-3)

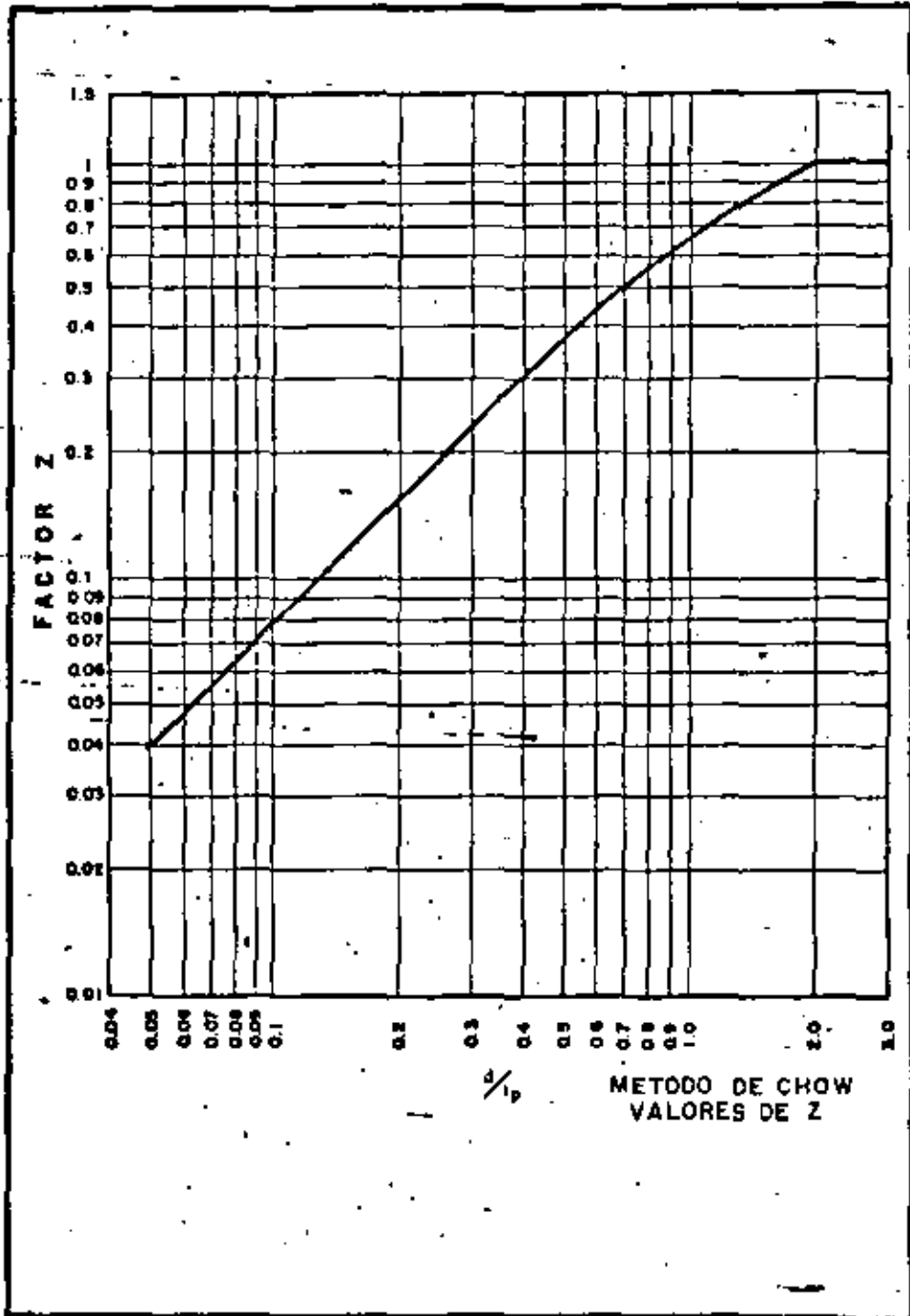


CL-3

GRAFICA (A-4)



GRAFICA (A-5)



ESTACION PLUVIOGRAFICA
 LA JAINA, CHILE
 CURVA H - S
 TORRENTA JUL 24 1955

mm
 MN

100

50

40

30

20

10

0

0 1 2 3 4 5 6

100

% HORARIO DE LA
 TORRENTA

24

TIEMPO HRS. 55

ESTACION PLUVIOGRAFICA

42.53

61.5

75

90

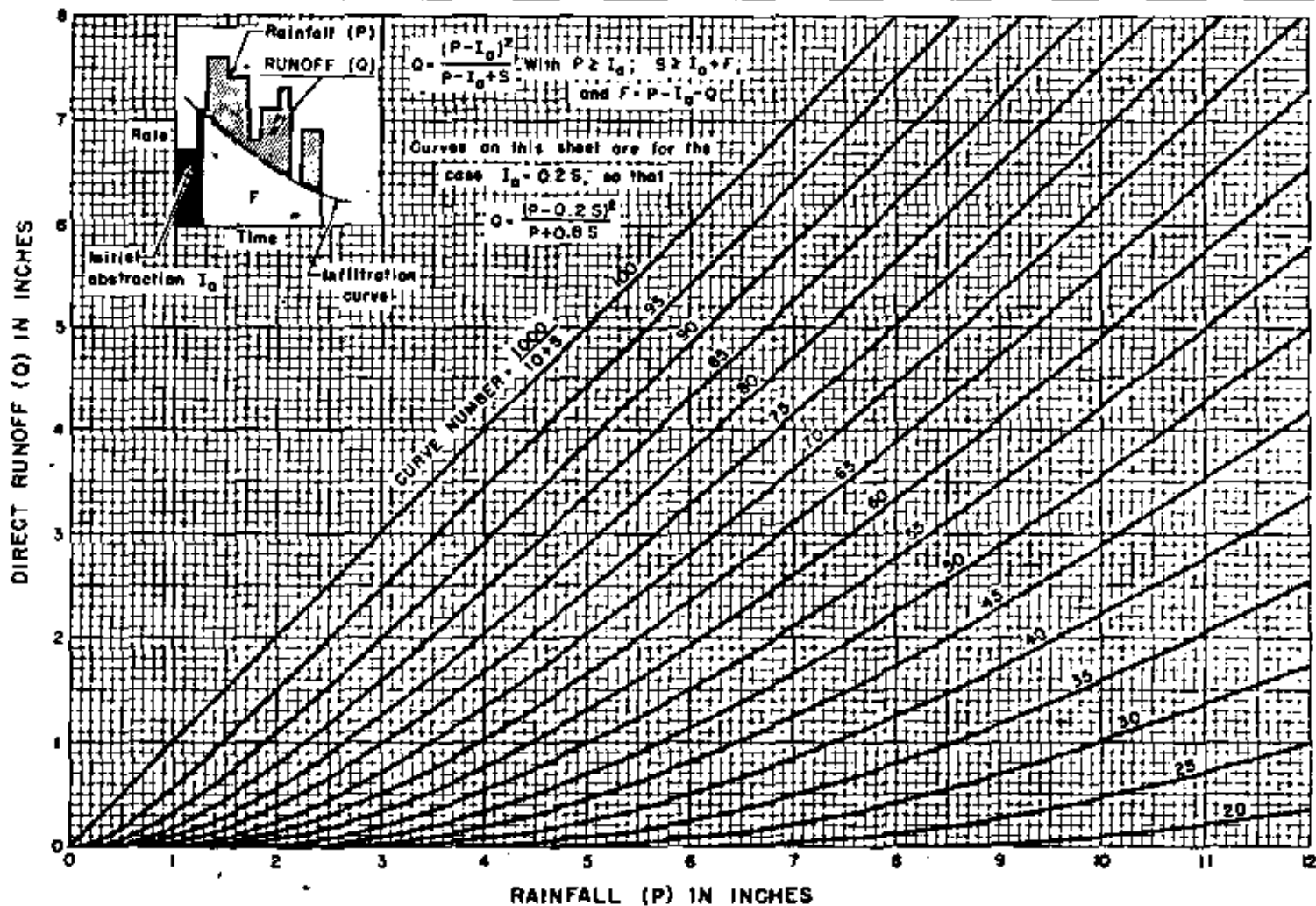


Figure - 10.1 (1 of 2)

REFERENCE
 Mockus, Victor; Estimating direct runoff amounts from storm rainfall;
 Central Technical Unit, October 1955

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE
 SOIL CONSERVATION SERVICE
 WASHINGTON, D. C. - HYDROLOGY BRANCH

STANDARD ONE NO.
 ES-1001
 SHEET 1 OF 2
 DATE 1-27-56

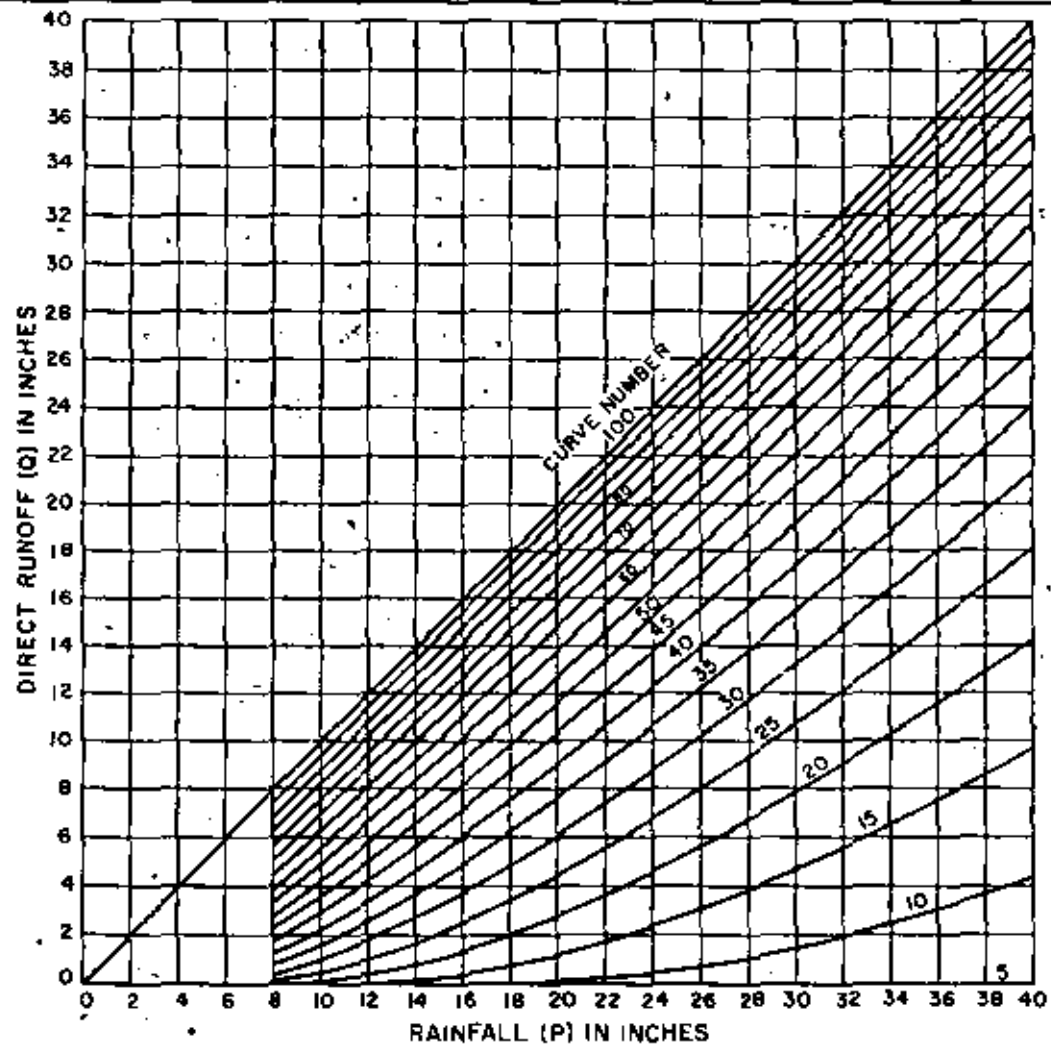
REVISED 10-1-54

10-27-56

HYDROLOGY: SOLUTION OF RUNOFF EQUATION $Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{(P + 0.8S)}$

P=8 to 40 inches
Q=0. to 40 inches

Figure 10.1 (2 of 2)



Moctas, Victor; Estimating direct runoff amounts from storm rainfall.
Central Technical Unit, October 1955.

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE
SOIL CONSERVATION SERVICE
ENGINEERING DIVISION - HYDROLOGY BRANCH

Technical Paper No.
ES-1001
Sheet 2 of 2
PWS 1-7-55

26

10 9 8 7 6 5 4 3 2 1

12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1

ESTACION PL. VIGILANTE

15 07 9

JUN 21 1971

08

95

80

74

72

66

58

44

40

70

67

61

57

51

47

43

40

38

35

32

29

26

23

20

17

14

11

8

5

2

0

0

0

0

0

0

35

100

97 1/2

95

93

91

89

87

85

83

81

79

77

75

73

71

DETERMINAR EL GASTO MAXIMO PROBABLE PARA UN PERIODO DE RETORNO T_R IGUAL A 5 AÑOS, DEL ARRABO EN LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:

AREA DRENADA $A = 6915$ HA

LONGITUD DEL CAUCE = 16.5 KM

DESNIVEL DEL CAUCE = 24 M.

SUELO: MEZCLA DE ARENA, LIMO Y ARCILLA

BOSQUE SEMBRADO Y CULTIVADO CON SUPERFICIE EN CONDICIONES NORMALES Y TRANSPIRACION MEDIA.

LA TORMENTA DE DISEÑO APARECE EN LA TABLA ANEXA.

APLICACION DEL METODO.

SE LLEVARA EN LA TABLA ANEXA.

LOS DATOS PLUVIOMETRICOS SE PROCESAN ESTADISTICAMENTE, PARA TENER LA ALTURA DE LLUVIA CORRESPONDIENTE AL PERIODO DE RETORNO FIJADO.

SE TOMARA $h_{MAX} = 127$ MM PARA $T_R = 5$.

DE LA TORMENTA DE DISEÑO, SE TOMAN LOS PORCENTAJES CON RESPECTO A LA TOTAL, EN LAS HORAS 1, 2, 3, 4, 5, 6, 12, Y 24, Y SE APLICAN A LAS ALTURA MAXIMA FIJADA PARA LOS 5 AÑOS.

ESTOS DATOS SE ASIENTAN EN LA TABLA ANEXA.

TENDREMOS LA LLUVIA ACUMULADA

DETERMINAMOS EL INCREMENTO DE LLUVIA

ORDENAMOS LOS INCREMENTOS EN LA FORMA 6, 4, 3, 1, 2 Y 5.

OBTENEMOS LA LLUVIA ACUMULADA EN DICHO ORDEN.

CALCULO DEL ESCURRIMIENTO DIRECTO.

METODO DEL

OBRA: _____

CALCULO: _____

REVISO: _____

HIDROGRAMA UNITARIO

CONCEPTO: GASTO MAXIMO

FECHA: _____

FECHA: _____

| DREN | TIEMPO
EN
HORAS | LLUVIA
ACUMULADA | | INCREMENTO
DE LLUVIA | | ORDEN | INCTO.
DE
LLUVIA
PULG. | LLUVIA
ACUM.
PULG. | ESCURRIMIEN
TO DIRECTO
'PULG. | | INCTO.
DE LAS
PERDI
DAS
PULG. | Qp.
PARA PULG.
ft ³ /Seg. | Qp.
PARA LOS
INCREMENTOS
0.025" | | HIDROGRAMA
TOTAL | | |
|---------|-----------------------|---------------------|-------|-------------------------|-------|-------|---------------------------------|--------------------------|-------------------------------------|--------------|---|--|--|----------------------|---------------------|------|------|
| | | MM. | PULG. | CM. | PULG. | | | | ACUM. | INCTO. | | | ft ³ /Seg. | m ³ /Seg. | INIC. | MAX. | FIN. |
| | | 0 - 1 | 53 | 2.03 | 5.3 | | | | 2.03 | 6 | | | 0.20 | 0.20 | - | - | 0.2 |
| 1 - 2 | 67 | 2.65 | 1.4 | 0.55 | 4 | 0.31 | 0.51 | - | - | 0.31 | 1336 | - | - | 1 | 10 | 26 | |
| 2 - 3 | 77 | 3.03 | 1.0 | 0.40 | 3 | 0.40 | 0.91 | - | - | 0.4 | 1336 | - | - | 2 | 11 | 27 | |
| 3 - 4 | 35 | 3.24 | 0.3 | 0.31 | 1 | 2.03 | 2.99 | 0.98 | 0.93 | 1.1 | 1336 | 1309 | 36 | 3 | 12 | 28 | |
| 4 - 5 | 90 | 3.54 | 0.5 | 0.20 | 2 | 0.55 | 3.54 | 1.32 | 0.54 | 0.21 | 1336 | 454 | 12 | 4 | 13 | 29 | |
| 5 - 6 | 95 | 3.74 | 0.5 | 0.20 | 5 | 0.20 | 3.74 | 1.48 | 0.15
-0.16 | 0.83
0.04 | 1336 | 213 | 6 | 5 | 14 | 30 | |
| 6 - 12 | 114 | 4.43 | 1.9 | 0.74 | . | 0.74 | 4.43 | 2.0 | 0.52 | 0.52 | 1361 | 528 | 14 | 6 | 13 | 33 | |
| 12 - 24 | 127 | 5.0 | 1.3 | 0.52 | | 0.52 | 5.0 | 2.45 | 0.45 | 0.57 | 1361 | | | 12 | 27 | 32 | |
| 0 - 1 | | | | | | | | | | | | | | 0 | | | |
| 1 - 2 | | | | | | | | | | | | | | 1 | | | |
| 2 - 3 | | | | | | | | | | | | | | 2 | | | |
| 3 - 4 | | | | | | | | | | | | | | 3 | | | |
| 4 - 5 | | | | | | | | | | | | | | 4 | | | |
| 5 - 6 | | | | | | | | | | | | | | 5 | | | |
| 6 - 12 | | | | | | | | | | | | | | 6 | | | |
| 12 - 24 | | | | | | | | | | | | | | 12 | | 41 | |

COMANDO EN CUENTA TIPO Y USO DEL SUELO Y SU CONDICION,
SELECCIONAMOS EL NUMERO DE ESCORRIMIENTO N.

EN NUESTRO PROBLEMA : SUELO TIPO C

ADOPTAMOS $N = 75$

EL ESCORRIMIENTO DIRECTO LUEGO DE LA LLUVIA SE
DETERMINA APLICANDO LA EXPRESION :

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad \text{DONDE } N = \frac{1000}{10 + S}$$

EN NUESTRO PROBLEMA :

$$75 = \frac{1000}{10 + S} \quad S = \frac{250}{75} = 3.3$$

$$P_e = \frac{(P - 0.2 \times 3.3)^2}{P + 0.8 \times 3.3} = \frac{(P - 0.67)^2}{P + 2.64}$$

APLICANDO ESTA EXPRESION A LA LLOVIA ACUMULADA
SE OBTIENE LA PRECIPITACION EN EXCESO.

ESTA PRECIPITACION, TAMBIEN SE PUEDE DETERMINAR
CON EL APOYO DE LA GRAFICA HUT-1, ANEXA.

LOS RESULTADOS SE INDICAN EN TABLA.

SE VERIFICAN LOS INCREMENTOS DE PERDIDAS QUE DEBEN
SER MAYORES QUE 0.05 PULGADA POR HORA.

ESTOS INCREMENTOS SON LA DIFERENCIA ENTRE EL
INCREMENTO DE LLOVIA Y EL INCREMENTO DEL
ESCORRIMIENTO DIRECTO.

CUANDO LA PERDIDA SEA MENOR, SE HACE LA CORRECCION
CON EL VALOR DE 0.05 PULG. POR HORA.

SE DETERMINA EL GASTO UNITARIO APLICANDO :

$$Q_p = \frac{1.484 A_o}{T_p}$$

SE CALCULARA PREVIAMENTE EL TIEMPO DE CONCENTRACION T_C .

$$T_C = \left(\frac{11.9 L^3}{H} \right)^{0.385}$$

EN NUESTRO PROBLEMA:

$$L = 16.5 \text{ KM} = 10.25 \text{ MI.}$$

$$H = 24 \text{ M} = 78.74 \text{ FT.}$$

$$T_C = \left(\frac{11.9 \times 10.25^3}{78.74} \right)^{0.385} = 7.10 \text{ HR}$$

APLICANDO LA EXPRESION: $T_C = \frac{L}{3600V}$

PENDIENTE $S = \frac{2\%}{16500} = 0.0015 = 0.15 \%$

DE LA TABLA HUT-2, PARA $S > 0$, $V = 0.3 \text{ M/S}$

$$T_C = \frac{16500}{3600 \times 0.3} = 15.28 \text{ HR.} \quad \text{SE ADOPTARA } T_C = 15.23 \text{ HR.}$$

CALCULO DEL TIEMPO PICO (T_p) Y TIEMPO BASE (T_b)

PARA $D = 1 \text{ HR.}$ $T_p = \frac{D}{2} + 0.6 T_C = 9.668 \text{ HR.}$

$$T_b = 2.67 T_p = 25.81 \text{ HR.}$$

$$A = 69.15 \text{ KM}^2 (0.3861) = 26.692 \text{ MI}^2$$

$$Q_p = \frac{484 \times 26.692 \times 1}{9.6} = 1326.26 \text{ FT.}^3/\text{S}$$

PARA $D = 6 \text{ HR}$. $T_p = \frac{D}{2} + 0.6 T_c = 12.16 \text{ HR}$

$$T_b = 2.67 T_p = 32.48 \text{ HR}$$

$$q_p = \frac{48.4 \times 26.692 \times 1}{12.16} = 1061.71 \text{ m}^3/\text{s}$$

PARA $D = 12 \text{ HR}$ $T_p = \frac{D}{2} + 0.6 T_c = 15.17 \text{ HR}$

$$T_b = 2.67 T_p = 40.50 \text{ HR}$$

$$q_p = \frac{48.4 \times 26.692 \times 1}{15.17} = 851.41 \text{ m}^3/\text{s}$$

CON ESTOS GASTOS UNITARIOS, OBTENEMOS LOS CORRESPONDIENTES A LOS INCREMENTOS DE ESCURRIMIENTO DIRECTO PARA CADA UNA DE LAS HORAS INDICADAS. ESTOS RESULTADOS APARECEN EN LA TABLA ANEXA.

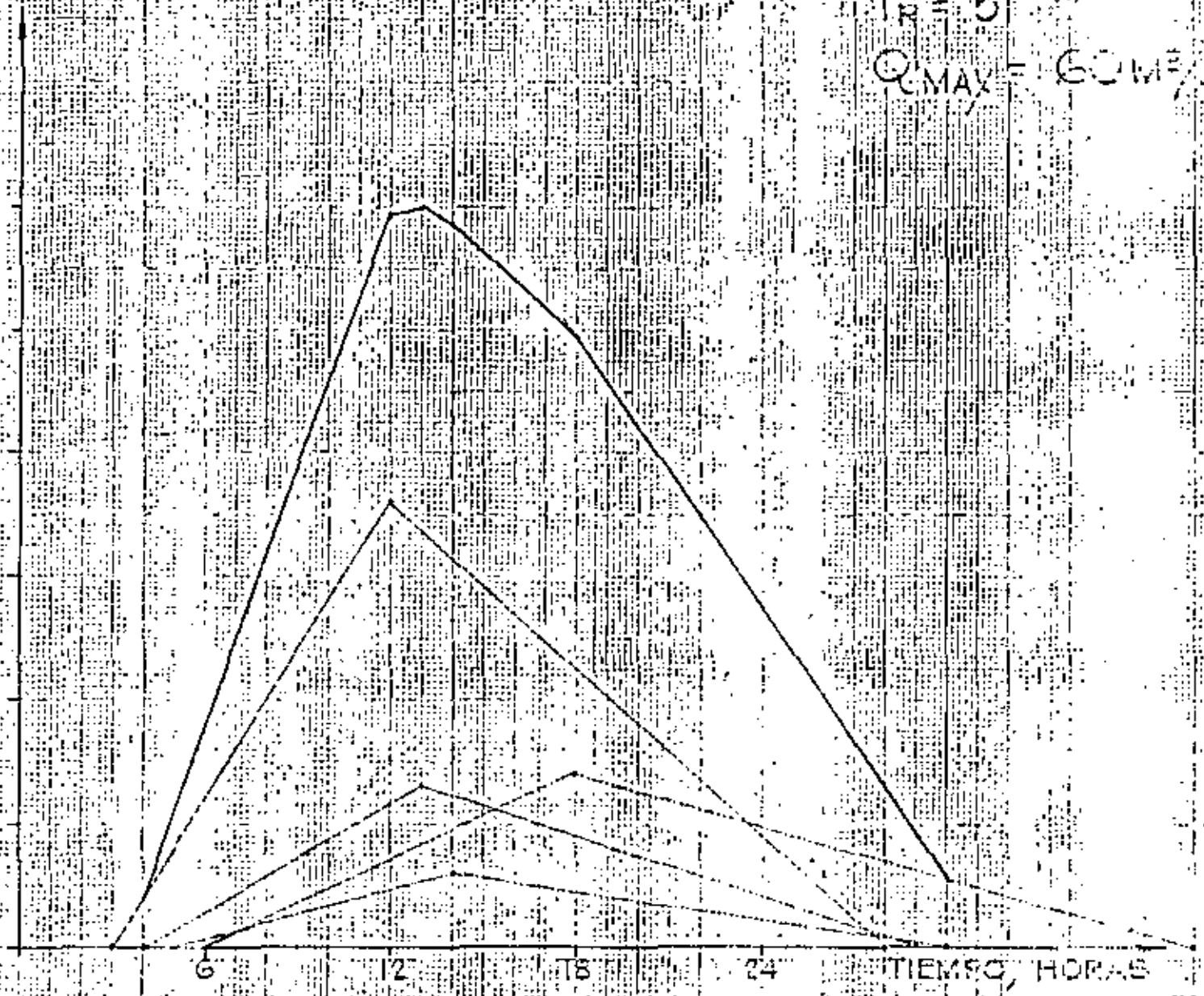
ASI MISMO, SE INDICAN LOS VALORES DE LOS TIEMPOS DEL INICIO, PICO Y BASE DE CADA UNO DE LOS HIDROGRAMAS.

FINALMENTE, SE TRAZAN LOS HIDROGRAMAS CON LOS DATOS DEL GASTO q_p PARA LOS INCREMENTOS Y SUS TIEMPOS CORRESPONDIENTES Y SOBRE LA FIGURA, HECHA EN PAPEL MILIMETRICO, SE SUMAN LAS ORDENADAS DE CADA HORA, PARA DETERMINAR EL HIDROGRAMA TOTAL DE LA TORMENTA CUYO PICO NOS DARA EL VALOR DEL GASTO MAXIMO Q_{MAX}

GASTO, M³/S

60
50
40
30
20
10

$T_R = 5$
 $Q_{MAX} = 60 \text{ M}^3/\text{S}$



TIEMPO, HORAS

UN METODO PARA ESTIMAR AVENIDAS EXTRAORDINARIAS EN CUENCAS PEQUEÑAS.

1. Nomenclatura

| | |
|----------------|---|
| A | Area de la cuenca, en km ² . |
| d | Duración total de la lluvia, en horas. |
| D _e | Duración de la lluvia en exceso, en horas. |
| F _p | Infiltración potencial, en cm. |
| \bar{q}^p | Índice de infiltración media, en cm/h. |
| i | Intensidad de lluvia, en cm/h. |
| i _e | Intensidad de lluvia en exceso, en cm/h. |
| i _a | Infiltración inicial, en cm. |
| K | Constante de almacenaje de la cuenca, en horas. |
| L | Longitud del cauce principal, en km. |
| L _c | Distancia del punto del cauce principal más cercano al centro de gravedad de la cuenca, hasta la salida de la misma, en km. |
| N | Número de escurrimiento, adimensional. |
| Q _e | Gasto de equilibrio, en m ³ /s. |
| Q _o | Gasto de lluvia ficticio, en m ³ /s. |
| Q _p | Gasto de pico, en m ³ /s. |
| s | pendiente del cauce principal, adimensional. |
| T _r | Período de retorno, en años. |
| t _p | Tiempo de pico, en horas. |
| t _r | Tiempo de retraso, en horas. |
| Z | Factor de reducción de pico. |

2. Justificación teórica

Sea una lluvia de intensidad constante aplicada uniformemente sobre una cuenca. Si la duración de la lluvia se prolongara indefinidamente, llegaría un momento en que el caudal de escurrimiento igualaría al de lluvia. El valor correspondiente es el llamado "gasto de equilibrio", Q_e.

El valor del gasto de equilibrio no es alcanzable, pues la intensidad efectiva para producir escurrimiento es sólo una fracción de la intensidad de precipitación, que se ve reducida por la infiltración. Aun si la cuenca fuera totalmente --

(Hoja No. 2)...

impermeable, la duración de las tormentas es en general demasiado corta para inducir gastos de escurrimiento cercanos al equilibrio. El gasto máximo $Q_{\text{máx}}$ del hidrograma resultante de la tormenta cumple entonces con la expresión:

$$Q_{\text{máx}} = Q_e Z \quad (1)$$

en que Z es el "factor de reducción de pico", cuyo valor varía desde cero, cuando no se produce escurrimiento, hasta uno, cuando el gasto de pico igualara al de equilibrio.

Suponiendo que el funcionamiento de la cuenca puede simularse mediante un almacenamiento lineal, esto es, un almacenamiento ficticio donde el volumen almacenado V es proporcional al gasto de salida Q ($V = KQ$), el factor de reducción de pico puede expresarse como:

$$Z = 1 - e^{-D_e/K} \quad (2)$$

en que D_e es la duración de la lluvia efectiva (la que produce escurrimiento) y K es la constante de almacenamiento de la cuenca.

La suposición de almacenamiento lineal en la cuenca obliga a que el pico del hidrograma de escurrimiento directo coincida en el tiempo con la terminación de la lluvia, tal como se muestra en la figura 1.

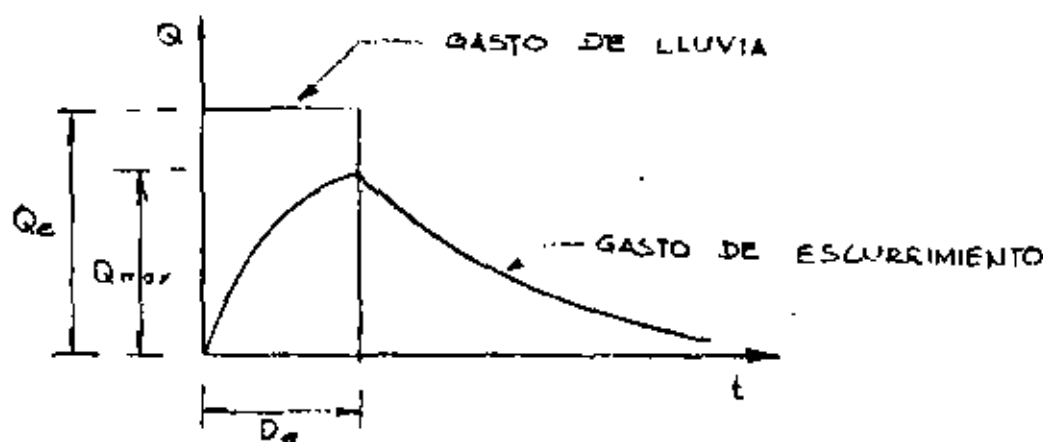


FIG. 1

(a hoja No. 3)..

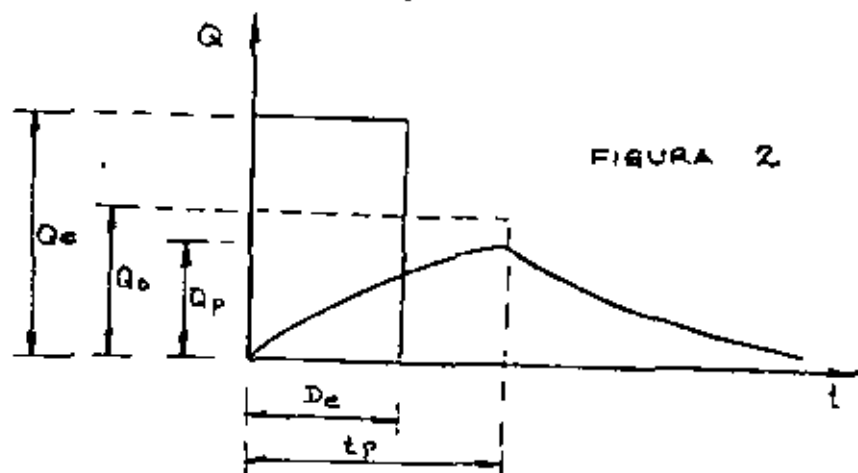
(Hoja No. 3)...

Sin embargo, en la generalidad de los casos existe un retraso en el pico del hidrograma, debido a que la respuesta de la cuenca no es instantánea. Para hacer intervenir este factor, conservando la forma del hidrograma, podemos definir un gasto de lluvia ficticio Q_0 , que se mantendría durante una duración efectiva igual al tipo de pico t_p , estableciéndose entonces las relaciones siguientes:

$$Q_p = Q_0 Z \quad (3)$$

$$Z = 1 - e^{-t_p/K} \quad (4)$$

El significado del gasto de lluvia ficticio Q_0 se muestra esquemáticamente en la figura 2.



Por otra parte, el volumen de escurrimiento debe conservarse igual al volumen de lluvia que produce escurrimiento, que puede valarse multiplicando el gasto de equilibrio por la duración de la lluvia en exceso, lo que equivale al multiplicar el gasto ficticio Q_0 por el tiempo de pico, es decir:

$$V = Q_e D_e = Q_0 t_p \quad (5)$$

El volumen total escurrido, a su vez, puede determinarse mediante la expresión:

$$V = 2.78 A i_e D_e \quad (6)$$

(a hoja No. 4)...

(Hoja No. 4)...

en que A es el área de la cuenca; i_e es la intensidad de precipitación en exceso (supuesta constante) y 2.78 es un coeficiente de ajuste de unidades.

Como los volúmenes de lluvia efectiva y de escurrimiento deben ser iguales, de las expresiones (5) y (6) se tiene:

$$Q_o t_p = 2.78 A i_e D_e \quad (7)$$

despejando, Q_o quedará igual a:

$$Q_o = \frac{2.78 A i_e D_e}{t_p} \quad (8)$$

Por otro lado, sustituyendo (4) en (3) se tiene:

$$Q_p = Q_o (1 - e^{-t_p/K}) \quad (9)$$

De acuerdo con Linsley, Kohler y Paulhus la constante de almacenamiento de la cuenca K resulta del orden de magnitud del tiempo de retraso del pico del hidrograma respecto al centro de masas del histograma de precipitación en exceso. Podemos escribir entonces:

$$Q_p = Q_o (1 - e^{-t_p/t_r}) \quad (10)$$

Debido a que se ha considerado intensidad de lluvia constante, el centroide del histograma de precipitación en exceso estará a un tiempo $D_e/2$ y el tiempo de pico será igual a:

$$t_p = t_r + \frac{D_e}{2} \quad (11)$$

Taylor y Schwarz analizaron las características hidrológicas de 20 cuencas de la costa occidental de los Estados Unidos y encontraron que el tiempo de retraso puede expresarse como:

(a hoja No. 5)...

(Hoja No. 5)...

$$t_r = \frac{0.6}{\sqrt{s}} e^{mD_e} \quad (12)$$

siendo s la pendiente representativa del cauce principal, la cual, según los mismos autores, se calcula dividiendo el cauce principal en tramos de igual longitud y aplicando la expresión:

$$s = \frac{n}{\left[\frac{1}{\sqrt{s_1}} + \frac{1}{\sqrt{s_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{s_n}} \right]} \quad (13)$$

en que n es el número de tramos considerado y s_1, s_2, \dots, s_n son las pendientes de cada tramo, valuadas como el desnivel entre la longitud horizontal.

El valor de m se calcula con la expresión:

$$m = \frac{0.298}{(LL_c)^{0.36}} \quad (14)$$

en que L es la longitud del cauce principal y L_c es la distancia desde el punto del cauce principal más cercano al centro de gravedad de la cuenca hasta la salida de la misma, ambas en km.

La intensidad de precipitación en exceso i_e es igual a la intensidad de precipitación i menos el índice de infiltración media β . El valor de β en cm/h puede estimarse, a falta de mejores datos, como el producto del factor 0.1 por la infiltración potencial en cm, según se deduce de observaciones experimentales hechas en E.U. con diferentes tipos de suelos agrícolas y citados por Chow.

El valor de la infiltración potencial F_p en cm, puede calcularse a partir del número de escurrimiento N , de acuerdo al criterio del Soil Conservation Service como:

(a hoja No. 6)...

(Hoja No. 6)...

$$F_p = \frac{2\,540}{N} = 25.40 \quad (15)$$

El número de escurrimiento N depende del tipo y uso del suelo y del tipo de cubierta vegetal. Existen tablas publicadas por el SCS donde puede obtenerse el valor de N para condiciones medias de humedad antecedente del suelo.

El estado de humedad antecedente del suelo puede hacerse depender, a su vez, del período de retorno que se considere. Los valores de N para condiciones máximas y mínimas de humedad pueden obtenerse de tablas en función de N para condiciones medias.

Finalmente, la duración de la precipitación en exceso D_e puede calcularse restando a la duración de la lluvia el cociente l_0/i , siendo i la intensidad de lluvia en cm/hora, l_0 la lámina de pérdidas iniciales en cm; es decir, la lluvia anterior a que se produzca el escurrimiento. Según el Soil Conservation Service l_0 puede estimarse como el 20% de la infiltración potencial F_p , de acuerdo con una relación empírica basada en datos de cuencas pequeñas y citada por Chow.

3. Obtención del gasto máximo probable

En la figura 3 aparece un diagrama de bloques donde se muestra esquemáticamente el procedimiento de cálculo para obtener el gasto de pico que puede presentarse en una cuenca pequeña, con una lluvia de intensidad constante y duración y frecuencia determinadas, de acuerdo con las justificaciones teóricas anteriormente expuestas. En el diagrama pueden apreciarse claramente las interrelaciones entre los diferentes parámetros utilizados en el estudio.

El procedimiento descrito puede aplicarse para diferentes duraciones de lluvia con objeto de construir gráficas - duración vs. gasto de pico para el período de retorno seleccionado. De las gráficas puede obtenerse entonces la duración de la lluvia más desfavorable, y el gasto de pico calculado con esa duración, puede tomarse como gasto máximo de la cuenca para ese pe

(a hoja No. 7)..

(Hoja No. 7)...

ríodo de retorno.

4. Determinación del hidrograma de la avenida máxima probable

Conocidos el gasto máximo que puede presentarse en la cuenca para un período de retorno determinado, y el tiempo de pico correspondiente, el hidrograma de la avenida puede estimarse fácilmente de acuerdo con la hipótesis de almacenamiento lineal. En efecto, la ecuación del tramo ascendente del hidrograma se muestra a continuación:

$$Q = Q_0 (1 - e^{-t/t_r}) \quad \text{para } 0 \leq t \leq t_p$$

La curva de recesión del hidrograma de escorrentía directa está dada por la expresión:

$$Q = Q_0 e^{-\frac{t-t_p}{t_r}} \quad \text{para } t_p \leq t < \infty$$

Graficando las expresiones anteriores para diferentes valores de t se obtiene el hidrograma para la frecuencia deseada.

5. Ejemplo de aplicación

Con objeto de ilustrar el procedimiento expuesto, se presenta la aplicación del método a una cuenca pequeña en el Estado de Baja California. Aunque se ha elaborado un programa de computadora, se presenta la solución numérica del ejemplo para mayor claridad.

La cuenca en cuestión es la de los arroyos Matanuco y Florido, cuya delimitación se muestra en la figura 4 y que presenta las siguientes características generales:

| | | |
|------------------------------|---------|-----------------|
| Area | 317 | km ² |
| Longitud del cauce principal | 43.9 | km |
| Distancia L_c | 17.6 | km |
| Pendiente del cauce | 0.01112 | |

(a hoja No. 8)...

(Hoja No. 8)...

Por estudios realizados en la zona, se sabe que las curvas $i-d-T_r$ pueden representarse con la expresión:

$$i = \frac{1.4337 T_r^{0.195}}{d^{0.677}}$$

en que i está en cm/hora, d en horas y T_r en años.

Se ha estimado además para la zona prorrateando las diferentes condiciones que hay en la cuenca, un número de escurrimiento N igual a 87, para un período de retorno del orden de los 100 años.

Con los datos anteriores calcularemos la avenida máxima probable en la cuenca con un período de retorno de 100 años.

Infiltración potencial

$$F_p = \frac{2540}{87} - 25.4 = 3.8 \text{ cm}$$

Índice de infiltración media:

$$\phi = 0.1 (3.8) = 0.38 \text{ cm/hora}$$

Pérdidas iniciales:

$$l_a = 0.2 (3.8) = 0.76 \text{ cm}$$

Duración de la lluvia:

Supongamos $d = 1$ hora

Intensidad de la lluvia:

De la relación $i-d-T_r$, para $d = 1$ hora y $T_r =$

100 años se tiene:

(a hoja No. 9)...

(Hoja No. 9)...

$$i = 3.52 \text{ cm/hora.}$$

Intensidad de lluvia en exceso:

$$i_e = 3.52 - 0.38 = 3.14 \text{ cm/hora}$$

Duración de lluvia en exceso:

$$D_e = 1 - \frac{0.76}{3.52} = 0.78 \text{ horas}$$

Exponente m:

$$m = \frac{0.30}{[(43.9)(17.6)]^{0.36}} = 0.027$$

Tiempo de retraso:

$$t_r = \frac{0.6}{\sqrt{0.01112}} \cdot e^{-0.027(0.78)} = 5.7 \text{ horas}$$

Tiempo de pico:

$$t_p = 5.7 + \frac{0.78}{2} = 6.1 \text{ horas}$$

Gasto de lluvia ficticio:

$$Q_o = \frac{317 (3.14) (2.78) (0.78)}{6.1} = 354 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Factor de reducción de pico:

$$z = 1 - e^{-6.1/5.7} = 0.66$$

Gasto de pico:

$$Q_p = 234 \text{ m}^3/\text{s.}$$

(a hoja No. 10)

(Hoja No. 10)...

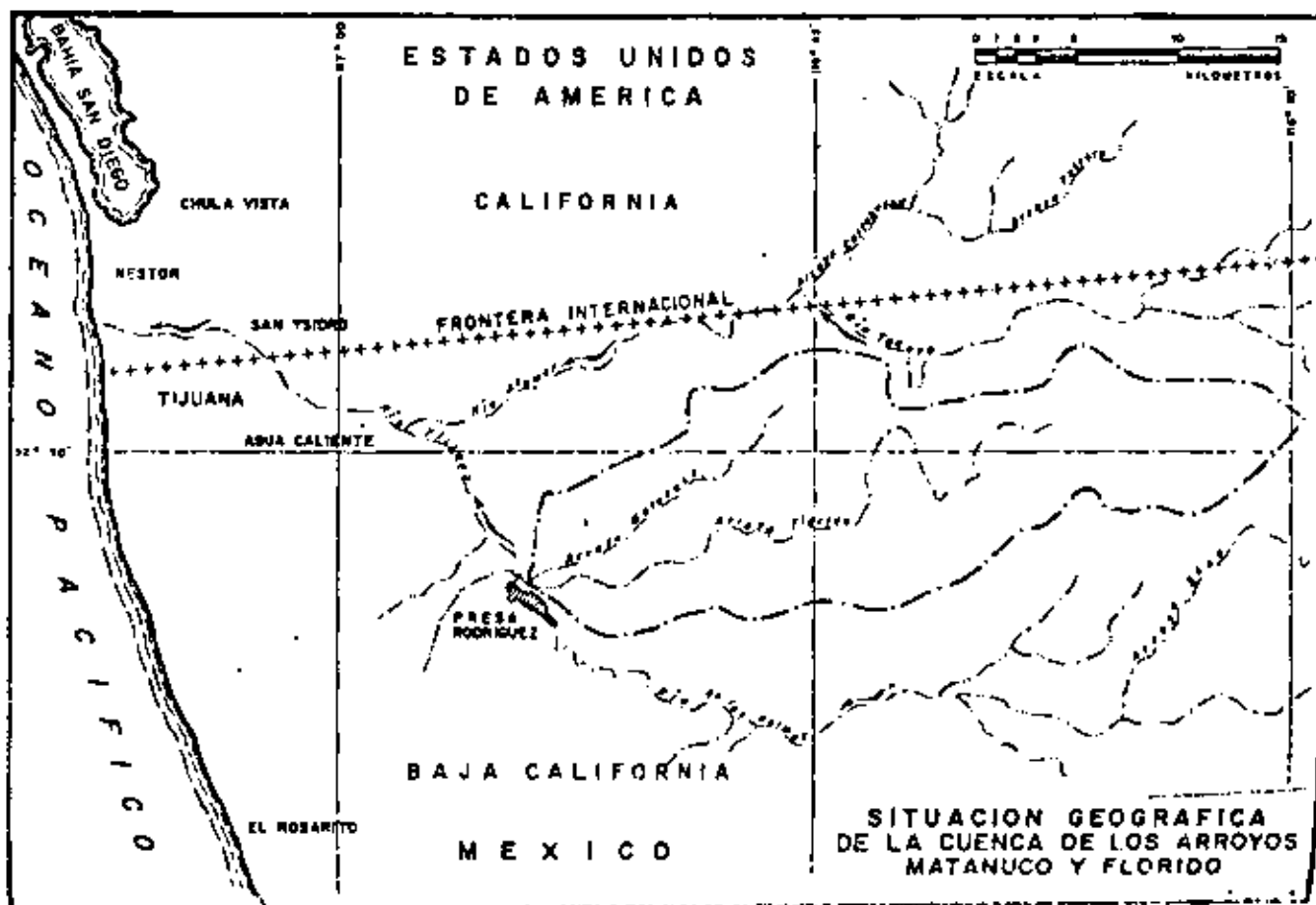
Aplicando el procedimiento anterior para distintas duraciones de lluvia se obtuvieron los siguientes resultados:

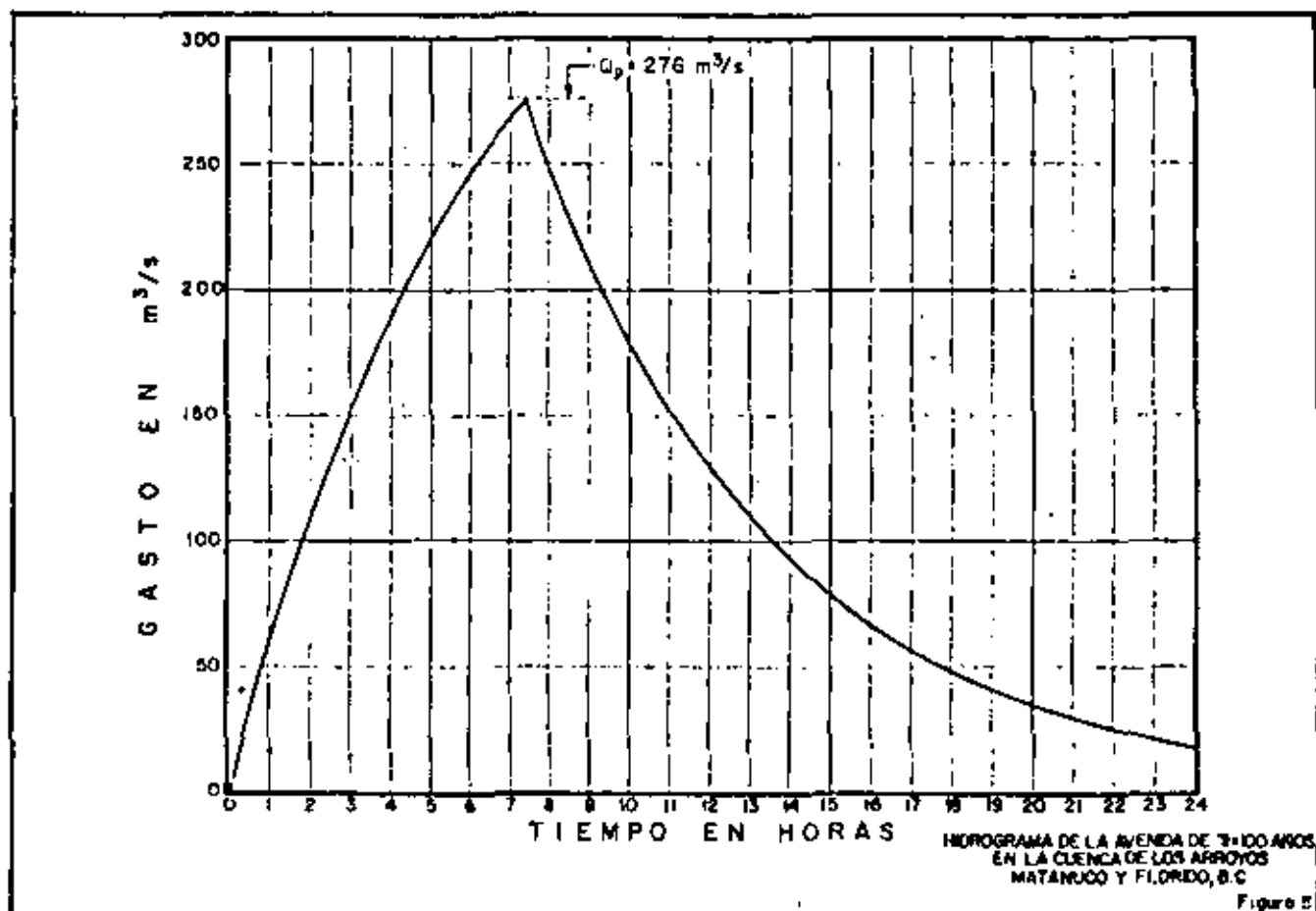
| d
(horas) | Q_p
(m ³ /s) | t_p
(horas) |
|--------------|------------------------------|------------------|
| 1 | 230 | 6.20 |
| 2 | 266 | 6.78 |
| 3 | 276 | 7.37 |
| 4 | 274 | 7.97 |
| 5 | 266 | 8.59 |
| 6 | 254 | 9.21 |
| 7 | 240 | 9.83 |
| 8 | 225 | 10.47 |

De la tabla anterior se observa que la duración de lluvia más desfavorable (la que produce gasto máximo) es de 3 horas.

De acuerdo con esto, resulta un gasto de pico de 276 m³/s y un tiempo de pico de 7.37 horas para un tiempo de retorno de 100 años.

El hidrograma de la avenida se obtuvo aplicando las ecuaciones que aparecen en el punto 4 de este trabajo. Dicho hidrograma se muestra en la figura 5.





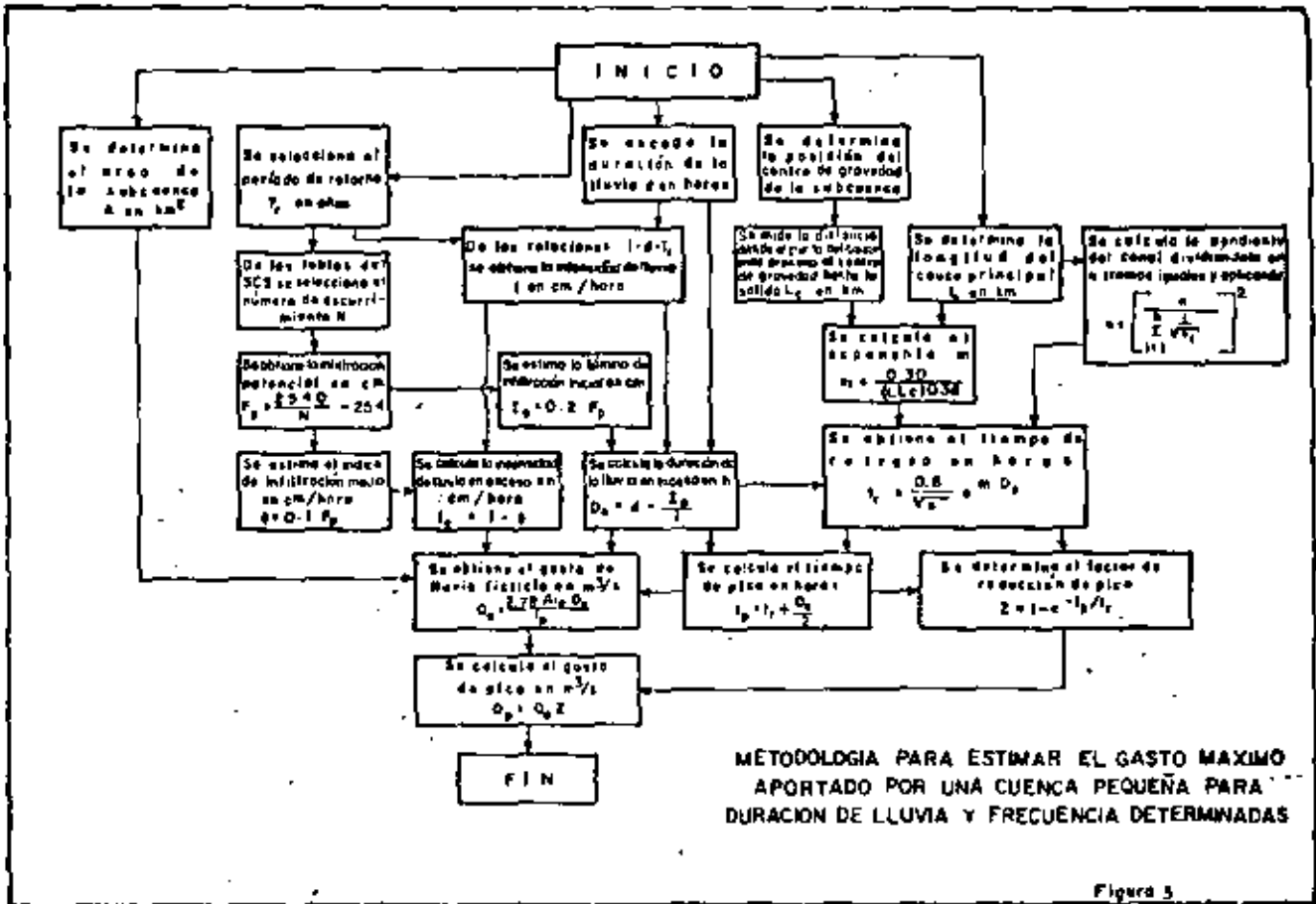


Figura 5



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



II. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO

ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ

1 9 7 9



B.- CONCEPTOS DE DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO.

B.1. IMPORTANCIA Y BENEFICIOS DEL DRENAJE EN LA AGRICULTURA.

a).- Definición y generalidades.

El drenaje agrícola podemos definirlo en una forma sencilla como "La remoción del exceso de agua y de sal contenidos en el suelo". Esta definición es aplicable a todos los tipos de drenaje y a regiones de climas húmedos o secos.

Un drenaje adecuado se puede definir como el drenaje absolutamente necesario, para mantener una agricultura próspera a perpetuidad. Sin embargo, esta definición no significa que el drenaje deba ser completo ni perfecto, un drenaje de esta naturaleza generalmente no sería factible y el costo de daños ocasionales a los cultivos quizás no justificaría el costo de su prevención, por lo que el objetivo debe ser más bien el de diseñar y construir un sistema en el que se logre una integración óptima del suelo, cultivo, riego y drenaje.

Desde la antigüedad el hombre ha construido drenes y sistemas de drenaje, algunos sistemas eran simples, otros complicados, pero muy pocos tuvieron éxito completo y prácticamente ninguno ha sobrevivido hasta la época actual.

Una gran parte de las dificultades de la humanidad con el drenaje ha sido el descuido, esto se puede explicar en parte por el desconocimiento de los problemas comprendidos, tanto físicos como técnicos. A pesar del conocimiento básico del hombre en lo que se refiere a la física del suelo y a la hidráulica, la ingeniería de drenaje todavía no es una ciencia exacta y probablemente nunca lo será, ya que es principalmente materia de sentido común y de buen criterio. Muchas obras de drenaje que se construyen en la actualidad están basadas en investigaciones adecuadas y en análisis más o menos científicos. -.

pero aún persiste con bastante frecuencia el problema del descuido en el mantenimiento.

Existen técnicas que examinan los datos -- que se usan en todas las fases de las soluciones del problema de drenaje; que señalan los datos que se necesitan y dónde y cómo obtenerlos, registrarlos, analizarlos y aplicarlos; así mismo discuten el problema de la predicción de los requisitos de drenaje y sugieren criterios de diseño y normas de construcción para drenaje, -- pero no es posible encontrar métodos para resolver paso a paso cualquier problema de drenaje, ya que el criterio, la experiencia y el buen -- juicio es lo que debe usarse para obtener la solución a los problemas de drenaje.

El drenaje puede ser natural o artificial, la mayoría de los terrenos tienen algún drenaje natural, ya sea superficial o subsuperficial. Cuando este drenaje es insuficiente o inadecuado para desalojar los volúmenes de agua que llega a una determinada zona, se hace necesario que el hombre construya obras de drenaje que vengán a resolver la deficiencia entre el drenaje natural existente y las necesidades reales de drenaje de esa zona.

El drenaje artificial generalmente complementa los sistemas naturales existentes, así tenemos que los cauces naturales se pueden profundizar o bien cuando son escasos se construyen -- nuevos cauces que permitan una mayor densidad -- de estos, a fin de lograr una evacuación eficiente de los excedentes de agua.

b). Inconvenientes de los suelos húmedos.

Las plantas no pueden desarrollarse más -- que si encuentran en la atmósfera y en el suelo los elementos indispensables para su constitución. Extraen de la atmósfera el carbono, el oxígeno y el hidrógeno, y del suelo los otros -- elementos necesarios.

El agua es uno de estos elementos esenciales. Pero sabemos también que las plantas respiran principalmente por sus raíces y que la importancia de esta respiración es muy grande.

Las nociones adquiridas en la composición del suelo y sus propiedades físicas: porosidad, - capacidad de retención, permeabilidad, y, de una forma más general los intercambios entre - suelo, agua y atmósfera, y las variaciones del volumen de aire que contiene el suelo durante las estaciones, etc., nos permitirán entender los inconvenientes del exceso de agua en los - suelos, inconvenientes que enunciaremos a conti- nuación.

1) Los suelos húmedos son impermeables al aire.

Cuando la cantidad de agua que contiene el suelo es excesiva, los intersticios situados en tre las partículas de tierra están completa- mente obstruidos y la circulación del aire llega a ser imposible. Los diversos fenómenos químicos y fisiológicos debidos a la acción del oxígeno y del nitrógeno atmosférico se ajustan en una - intensidad mucho menor y pueden hasta cesar com pletamente. El suelo no es un medio muerto. Es la base de fenómenos biológicos intensos; pero éstos no se producen más que cuando el suelo - contiene una cantidad suficiente de oxígeno.

2) Los suelos húmedos son fríos.-

El agua en exceso del suelo está sometida a una abundante evaporación, por la cual hay un - descenso considerable en la temperatura del sue lo. El calentamiento de los suelos húmedos por el calor solar es más difícil. Por fin, el --- agua que está en contacto con la atmósfera se - enfría muy de prisa y desciende al suelo en vir tud de su densidad más considerable, para dejar sitio a nuevas capas de agua que se enfrían a - su vez. Este fenómeno provoca un enfriamiento

intenso del suelo. Es evidentemente difícil indicar el descenso de temperatura del suelo producido por estos múltiples fenómenos, pues varía con la naturaleza del terreno y según las circunstancias, aunque después de diferentes investigaciones podemos decir que el exceso de temperatura de la tierra seca sobre la tierra húmeda es, para dos suelos comparables, alrededor de 7, 5°C.

3) Los suelos húmedos son difíciles de trabajar.-

Resulta, después de numerosas medidas efectuadas, que las tierras húmedas exigen, tanto para las labores como para las formas de cultivo, un derroche de fuerza de 25 a 30% más considerable que para los mismos suelos tomados en idénticas condiciones, pero que no contienen más que cantidades de agua normal.

En primavera, si se empiezan las labores demasiado pronto, cuando la estación es aún lluviosa, la tierra, demasiado pastosa, ofrece una gran resistencia a los aperos, que, naturalmente resbalan sobre el suelo, se hunden y están en malas condiciones para el trabajo; si las empezamos muy tarde, el terreno se reseca, es de gran dureza y no se deja más que trabajosamente encantar por los instrumentos del arado.

Amoldar el suelo no puede hacerse jamás tan perfectamente como en las tierras sanas, a causa de la gran cohesión que presentan entre ellas las partículas del suelo. La tierra puede ser demasiado húmeda o demasiado seca, se forman grandes terrones, que en el primer caso pueden reducirse a polvo, y en el segundo caso ofrece al desmenuzamiento una gran resistencia a causa de su gran dureza. Estos son los inconvenientes que todo agricultor tiene que comprobar por él mismo, y que son muy graves. En primavera, las tierras, en los años húmedos, no pueden ser cultivadas y sembradas más que hasta muy tarde y las siembras de otoño no - - - -

se pueden hacer tempranas.

4) Los suelos húmedos se oponen a la penetración de las raíces y las plantas son atacadas por enfermedades.

En efecto, las raíces se pudren, ya sea alcanzando el nivel de la lámina de agua subterránea que está demasiado cerca de la superficie, ya sea bajo la acción de las setas parásitas -- que se desarrollan por la influencia del exceso de humedad. Las plantas en suelos húmedos enferman.

5) Disminuye considerablemente la acción fertilizante de los abonos que se aplican a estos suelos, así mismo se baja su asimilación por parte de las plantas, ya que se diluye en exceso los elementos nutritivos.

6) Cuando el exceso de humedad en los suelos es tal que éstos son pantanosos, la única naturaleza que se puede cultivar es la pradera permanente, pero ésta es siempre de mala calidad; las plantas aquí desarrolladas son por lo general juncos, carrizos, jincas, colas de caballo, musgos, espantapastores, etc. Se obtiene un forraje poco abundante, de mediocre calidad, sin valor nutritivo, y que es difícil recolectarlo, henificarlo y a veces recogerlo.

En cuanto a los suelos simplemente húmedos, las cosechas dadas son siempre de menor calidad; son a menudo alcanzadas por las enfermedades -- criptogámicas y atacadas por los insectos, y así son, con frecuencia, muy caras de producir (gastos culturales más elevados, pérdidas de semillas, gastos de abonado, etc.). Pertenecen, en general, a lo que los agricultores designan con el nombre de "tierras frías" o "fuertes o pesadas", con la significación especial de estos adjetivos.

c).- Importancia del drenaje.-

La importancia del drenaje en la economía de riego de un proyecto, estado o nación, ha si

do subestimada generalmente. La historia del riego en el mundo, apunta generalmente la siguiente conclusión ineludible: se debe suministrar drenaje donde se practica el riego. Sólo en aquellos proyectos en donde existe -- una rara combinación de drenaje natural, superficial y subsuperficial, el exceso de agua y las recargas al vaso subterráneo, transitan -- fuera de las tierras con rapidéz suficiente para impedir el ascenso de la superficie freática hasta niveles críticos. En donde es inadecuado el drenaje natural y donde no se puede suministrar en forma económica drenaje artificial, los terrenos no pueden ser regados permanentemente con éxito. Existe el ejemplo de numerosos proyectos que originalmente tenían la superficie del terreno y que aparentemente disfrutaban de favorables condiciones de drenaje natural, que eventualmente han resultado con niveles de agua freática excesivamente altos, resultando empantanamiento, ensalitramiento o ambas cosas.

Las perspectivas con respecto al drenaje son paradójicas. Ninguno niega que es esencial; sin embargo, muchos desearían poder prescindir de él. Los sistemas de canales y de distribución también son esenciales, pero aquí termina cualquier semejanza. Sin las últimas obras mencionadas, no puede haber agricultura de riego; pero sin drenaje, puede existir agricultura de riego, de cierta clase y por cierto tiempo. -- Aún cuando los síntomas de una alta superficie freática y de ensalitramiento pueden no aparecer por algún tiempo después de iniciado el riego, lo insidioso del drenaje inadecuado, es que inevitablemente ocurrirá el deterioro de la tierra.

d).- Ventajas del drenaje.-

1) El drenaje aerea el suelo.

El drenaje permite al aire penetrar en el suelo y circular por él libremente, y lo --

transforma en un medio accesible a las acciones atmosféricas.

En los terrenos drenados, el agua que se es curre en los drenes ya no está estancada y provoca, por su circulación, una atracción de aire. Experiencias hechas permiten hacer destacar este hecho.

El drenaje actúa, pues, aireando las tierras, llevando consigo la cantidad de agua excedente, que sobrepasa la de su capacidad de retención.

- 2).- El drenaje modifica la constitución física de las tierras.-

El drenaje no tarda en reformar los suelos de una manera completa. En primer lugar, su ai reación favorece la penetración de las raíces, que entran más profundamente en la tierra, se descomponen y dejan vacíos. Los animales que viven en el suelo cavan profundamente sus galerías; los suelos drenados se agrietan por alargamiento de las fisuras producidas por las lluvias con el desecamiento y la contracción de la arcilla. La red de fisuras alcanza los drenes y se establece una verdadera comunicación directa a través del suelo entre la atmósfera y la red de los tubos de drenaje. La circulación del aire se hace en dos sentidos: de arriba abajo durante el escurrimiento de los drenes, pero también de abajo arriba cuando el suelo se calienta bajo la acción del calor solar. La permeabilidad de los suelos drenados aumenta.

- 3).- El drenaje favorece la nitrificación y por consiguiente, la descomposición y la utilización de estiércoles azoados.- Además ejerce sobre el suelo una verdadera depuración mecánica y química.

Los suelos húmedos constituyen un lugar del cual provienen las sales perjudiciales a la vegetación; estas sales, que remontan a la superfi-

cie por evaporación, es decir, a la capa arable y que hacen al suelo impropio a todo cultivo.

- 4).- El drenaje permite que las tierras arcillosas resistan mejor a la sequía, porque favorece el almacenamiento de agua en el suelo, en función a su capacidad de retención y también en ciertos casos, cuando la permeabilidad aumenta por una condensación interna más intensa.
- 5).- El drenaje asegura una penetración más profunda de las raíces en el suelo.
- 6).- El drenaje calienta el suelo.-

La vegetación despierta más temprano, las plantas se desarrollan mejor y más rápidamente, las recolecciones se pueden hacer más temprano.
- 7).- El drenaje facilita el cultivo del suelo, disminuyendo la resistencia que ofrece una tierra húmeda al trabajo de los arados y de las máquinas.
- 8).- El drenaje hace desaparecer las malas plantas y las enfermedades que atacan a las plantas cultivadas.

Se puede preguntar si al lado de un número tan grande de ventajas el drenaje no presenta un cierto número de inconvenientes.

En particular puede preguntarse, sobre todo si las aguas extraídas del suelo por los drenes y las que lo atraviesan constantemente durante las lluvias no -- llevan consigo parte de las sustancias fertilizantes que él encierra. Muchas investigaciones han sido efectuadas a este respecto, llegándose a las siguientes conclusiones:

Bien que las aguas del drenaje pueden llevar -- consigo en ciertos casos materias fertilizantes, las pérdidas experimentadas en tierras de cultivo no presentan mucha importancia. En lo que se refiere al ácido nítrico, son bastante débiles los suelos bien cultivados; en lo que concierne a la cal y al magnesio, no se producen precisamente más que en los terrenos abundantemente provistos de estas bases, y sobre la fertilidad de las cuales una pérdida, aunque considerable, no tiene lugar. Se puede decir, además, que hay aquí un mal necesario, y si los terrenos de los cuales se trata no estuvieran drenados, los nitratos y las bases perdidas no quedarían inutilizadas y se aprovecharían en la producción de las cosechas abundantes. A pesar de esto, hay que tomar en cuenta una larga descalcificación de los suelos y no olvidar que la encaladura de las tierras drenadas a menudo es muy útil.

En verano, la rápida fuga de las aguas es un inconveniente para los cultivos.

Así pues, es indudable que el drenaje aumenta la calidad y el rendimiento de las cosechas. Dando así resultados variables con los terrenos, la naturaleza de las plantas cultivadas, la cantidad de agua que el suelo encerraba antes de la ejecución de los trabajos, la calidad del drenaje, todos los agricultores y todos los ingenieros que se han ocupado de esta operación han llegado a la conclusión unánime de que la mejora del suelo es una operación de cierto éxito, inmediato progresivo, y que da siempre un resultado remunerador, algunas veces extremadamente considerable. Se entiende bien que el aumento de producción debido "al drenaje" es tanto más elevado -- cuando el suelo está mejor trabajado. En los terrenos húmedos no se pueden dar labores superficiales; a poca profundidad existe a menudo una capa extremadamente dura, que impide la penetración de las raíces y el escurrimiento del agua hacia los drenes; hay que romper esta capa con labores profundas, ejecutadas, no con arados que llevan el subsuelo a la superficie, sino con arados para subsuelo que esponjan éste sin revolverlo. La producción será pues, extremadamente favorecida así. En una serie de operaciones y experiencias, los aumentos de cosecha producidos por el drenaje con drenes enterrados, serían para las tierras cultivadas:

| | |
|---------------------|------|
| - en trigo | 57% |
| - en avena | 83% |
| - en cebada | 87% |
| - en centeno | 119% |
| - en patatas | 81% |
| - en praderas | 133% |

Cifras que prueban de forma evidente el interés del drenaje.

De una manera general, entre las tierras drenadas y las no drenadas existe una diferencia de valor para los suelos primitivos de la misma naturaleza que puede alcanzar un 50%.

B.2. METODOS DE DRENAJE.

Los métodos que se utilizan en el drenaje de zonas agrícolas, pueden clasificarse desde diversos puntos de vista, sin embargo se ha generalizado la clasificación de estos métodos en base a los aspectos referentes a la forma en que se realiza la eliminación del agua y a la profundidad de la misma en el momento en que se convierte en problema, de esta forma se establecen dos grandes categorías: Drenaje Superficial y Drenaje Subsuperficial.

B.2.1. DRENAJE SUPERFICIAL.-

El drenaje superficial tiene como finalidad la evacuación de los excesos de agua, ocasionados por lluvia, excesos de riego, filtraciones de canales o presas que escurren por la superficie de los terrenos.

En este método de drenaje se proporciona, a la superficie libre del agua en exceso, una pendiente adecuada para que por gravedad se desplace, ya sea sobre el suelo o por zanjas a cielo abierto, a los puntos de salida.

Las obras más comunes que se utilizan son la nivelación de terrenos, excavación de zanjas o drenes a cielo abierto que permitan la salida del agua acumulada en una zona o bien drenes de desvío, diques y bordes de defensa que desvíen o confinen el agua de tal modo que esta no llegue a las zonas por proteger.

B.2.2. DRENAJE SUBSUPERFICIAL.-

El drenaje subsuperficial tiene como objetivo la remoción y control del agua y sales que se encuentran debajo de la superficie del suelo. La fuente de origen de estas condiciones pueden ser la infiltración debida a lluvias, riegos, canales sin revestir, depósitos de agua o lagunas localizadas a elevaciones mayores, etc.

Para evacuar el exceso de agua en este método, se crean diferencias de cargas hidráulicas, de tal modo que la carga resultante permita que el agua se filtre en el suelo hasta llegar a conductos a cielo abierto o cubiertos, por los cuales es conducida hasta los puntos de salida.

El tipo de obras más comunes, que se utilizan son los drenes de intercepción, orientados perpendicularmente a la dirección de la corriente del agua en el subsuelo, que permiten el desvío de estas corrientes fuera de la zona por proteger y los drenes de alivio, orientados comúnmente más o menos paralelos a la dirección que sigue el agua del subsuelo, los cuales ayudan a evacuar las aguas del subsuelo en los lugares donde la velocidad de esta agua es baja.

B.3. DRENAJE DIFERIDO.

El drenaje diferido es el que se proporciona después de que se han terminado las obras de riego del proyecto y que se ha iniciado el riego. El hecho de diferir la construcción de tales drenes, usualmente se debe a la dificultad de localizarlos y diseñarlos con precisión antes de poner las tierras bajo riego; ya que establecido el riego, los problemas de drenaje resultan evidentes.

El término "drenaje diferido" se aplica más frecuentemente al drenaje subsuperficial, porque la necesidad de los drenes superficiales que se tienen que construir como parte de las obras iniciales del proyecto, generalmente es más definida, lo que permite su construcción más temprana. La política recomendable requiere que el drenaje diferido se incluya en la planeación del proyecto y en la estimación del costo. El drenaje diferido no se debe ignorar u olvidar, sino que se debe reconocer como parte inherente de un proyecto.

B.4. DRENAJE DE LUGARES HUMEDOS O TROPICALES Y LUGARES ARIDOS.

El drenaje o avenamiento de lugares húmedos tiene que ver sobremanera con el exceso de agua re-

sultado de la precipitación; en los lugares áridos y semiáridos, la necesidad de drenaje dimana, principalmente, del riego, siendo una fuente muy importante en algunos de ellos las aguas freáticas extrañas.

Pueden necesitarse sistemas de drenaje de superficie tanto en extensiones húmedas como de riego. Por lo general, el drenaje de superficie es parte integrante del sistema de riego de los suelos de permeabilidad lenta o en los lugares donde existan índices elevados de precipitación acuosa.

La finalidad del drenaje del subsuelo es que la capa freática descienda hasta un punto en el que no estorbe el crecimiento y desarrollo de las plantas. La profundidad mínima a la que debe mantenerse la capa freática varía de acuerdo con las necesidades del cultivo y con el suelo, pero uno de los principales factores para la altura del nivel de las aguas freáticas consiste en regular la salinidad y alcalinidad del suelo y del agua del subsuelo. Este es un motivo capital para las diferencias existentes entre el drenaje del subsuelo en climas húmedos y en climas áridos.

En los climas húmedos, la profundidad de los tubos-drenes es generalmente de 90 a 150 centímetros.

El agua es relativamente pura y, por lo general, hay un exceso natural de agua respecto a las necesidades de las plantas y un movimiento neto descendente del agua del subsuelo.

Los suelos de climas semiáridos o áridos exigen tubos-drenes colocados a una profundidad de cuando menos, 1.50 a 2.15 metros. La mayor parte del agua que se necesita para el cultivo se añade por riego. Generalmente el agua del subsuelo es algo salina, debido a las sales que contiene el suelo, el agua de riego o ambos. Una capa freática de nivel tan alto como de 60 a 75 centímetros por debajo de la superficie, que es adecuado en muchos lugares húmedos, crearía en los lugares áridos una concentración nociva de sal en la zona radicular.

B.5 TIPOS DE DRENES.

Los drenes pueden clasificarse por su construcción, por su funcionamiento y por su disposición en planta.

POR SU CONSTRUCCION.-

- a) Drenes abiertos (zanjas con taludes de 1.5 a 1 ó 2 a 1.)
- b) Drenes subterráneos ademados con placas prensadas con materia seca de productos agrícolas (trigo, linaza, arroz, etc.)
- c) Drenes subterráneos de tubos de concreto con filtro de grava.
- d) Drenes topo como ductos subterráneos sin revestir.

POR SU FUNCIONAMIENTO PUEDEN SER.-

- A) Drenes de flujo horizontal.
 - B) Drenes de bombeo de acción vertical.
- A) Drenes de Flujo Horizontal.- Se clasifican en:
- Interceptores o Perfectos: Cuando se colocan perpendicularmente a las líneas de corriente y descansan sobre un estrato impermeable.
 - De alivio o Suspendidos: Cuando se colocan arriba de un estrato impermeable.
- B) Drenes de Bombeo.- Pozos profundos o pozos someros para eliminar la recarga.

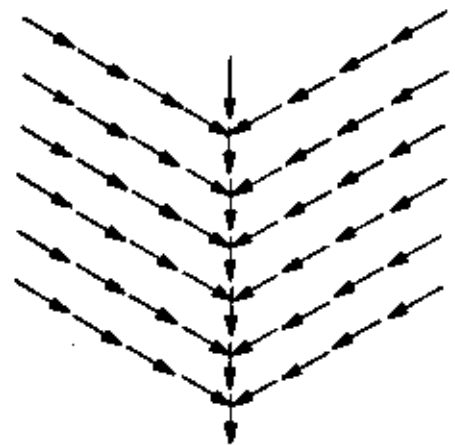
Según la disposición en planta se clasifican en:

- a) Drenaje libre (al azar)
- b) Espina de pescado.
- c) Paralelos o emparrillados (a 30°, 60° y 90°).

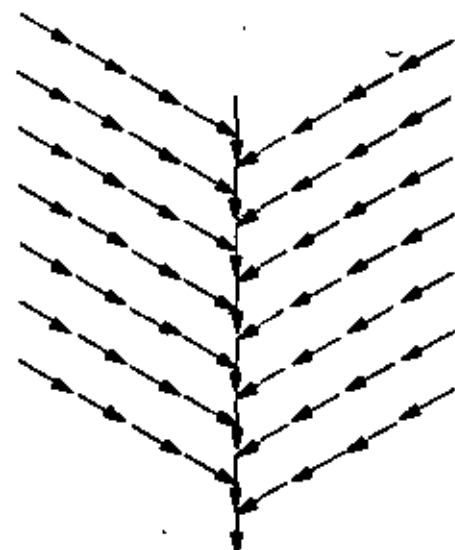
d) Doble Principal.

El drenaje libre (al azar) no se sujeta a una lo calización geométrica rígida, es el que más se usa especialmente en drenes abiertos; generalmen te lo único que gobierna su trazo en el terreno es el estudio topográfico y los linderos de las parcelas.

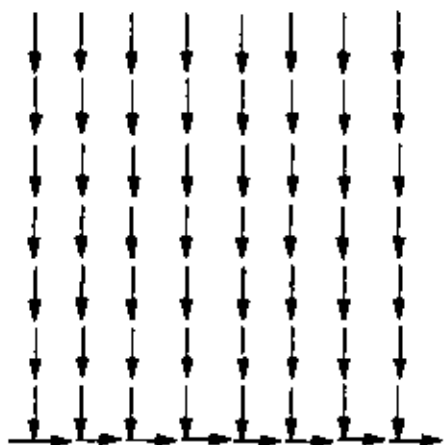
Los demás tipos de disposición se usan más fre-
cuentemente cerrados y en su trazo influye fuer-
temente el estudio freamétrico.



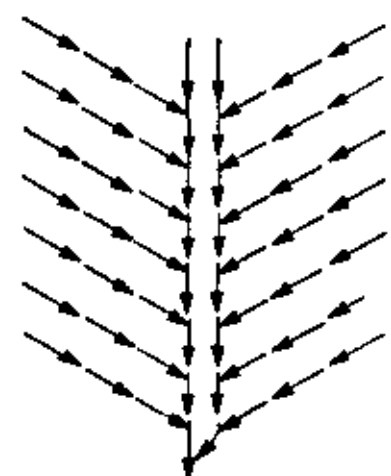
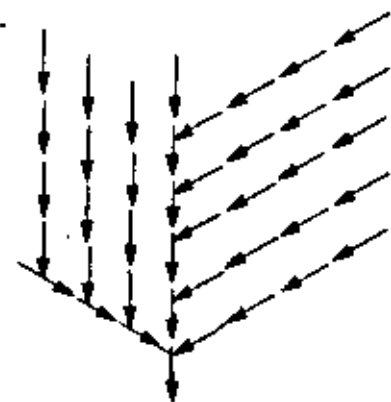
a.- Espina de pescado



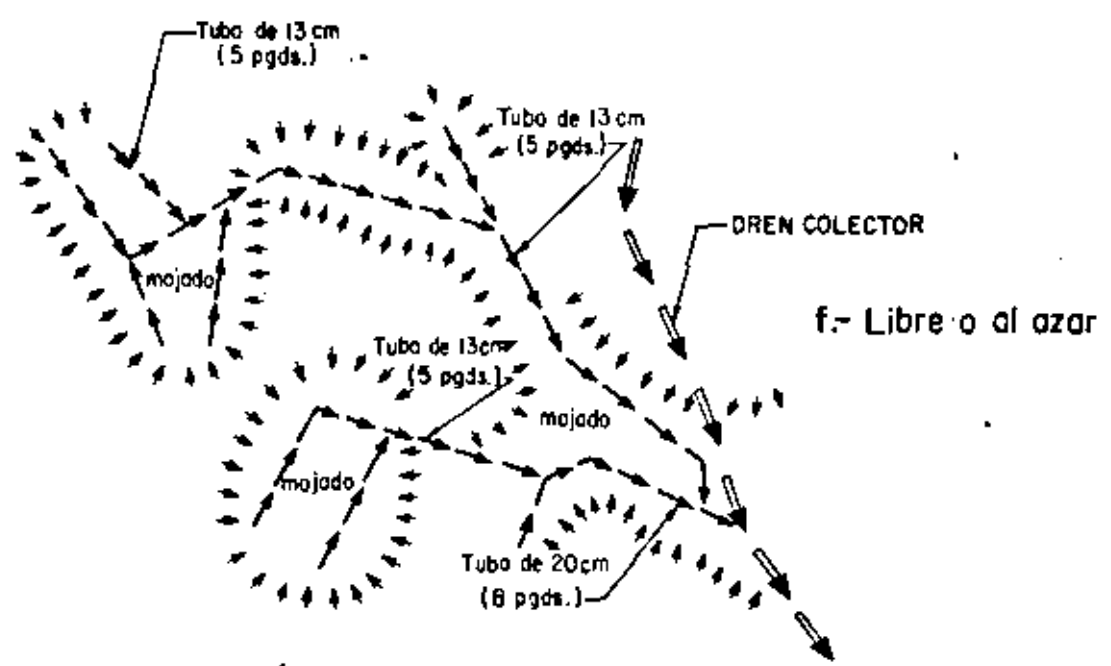
b.- Espigado



c y d.- Paralelo ó emparrillado



e.- Doble principal



f.- Libre o al azar

Disposición en planta de drenes parcelarios

B.5.1. DRENES ABIERTOS.-

Como su nombre lo indica, este tipo de drenes son cauces que conducen el agua con la superficie expuesta al aire libre y se emplean generalmente para conducir el agua, a través de distancias considerables, hasta los puntos de descarga.

La forma de la sección transversal de estos drenes generalmente es trapecial, en la cual el ancho de la plantilla o fondo, profundidad y taludes de las paredes se determinan en base a la capacidad de conducción fijada, características de los suelos, tipo de problema de drenaje que trata de resolverse, etc.

El agua puede escurrir a estos drenes directamente del agua subteránea; por colectores entubados que descargan a ellos; por otros drenes o cauces naturales que descargan a ellos o bien por escurrimientos superficiales directos.

Entre las principales funciones que tiene este tipo de drenes podemos mencionar dos: desalojar los excedentes de agua superficial ocasionados por la lluvia y la de servir como puntos de descarga para los excedentes de agua del subsuelo.

B.5.2. DRENES CUBIERTOS.-

Generalmente este tipo de drenes consisten; de conductos o tubos enterrados, que deben ser resistentes a daños mecánicos, químicos y térmicos; además entre tubo y terreno, debe haber un filtro que servirá para facilitar el funcionamiento del dren.

Normalmente requieren de una serie de estructuras adicionales para su inspección, conservación y prevención de la erosión en la descarga o conexión con otros tipos de drenes, lo cual los hace más costosos.

Estos drenes son más costosos que los drenes abiertos, pero tienen la ventaja de no reducir el área de cultivo no entorpecer el tránsito de vehículos y maquinaria.

Los materiales usuales para la fabricación de tubos para drenaje agrícola son: barro cocido, concreto y P.V.C.

El agua penetra en estos tubos a través de las uniones entre tubo y tubo, o bien mediante sistema de perforaciones o ranuras.

Los filtros que se utilizan en estos drenes tienen como finalidad evitar el taponamiento del ducto y facilitar el flujo del agua hacia las entradas a los tubos, los materiales más comunmente usados para filtro son: grava, materia orgánica y fibra de vidrio.

B.6. FUNCION DE LOS DRENES.-

La nomenclatura que se emplea para los aspectos técnicos del drenaje, se basa en la función del dren. Existen cuatro tipos de drenes: de alivio (o aliviador), de intercepción (o interceptor), colector y emisor.

Los drenes o pozos de drenaje, de alivio y de intercepción, son obras cuya función principal es la de controlar los niveles del agua subterránea. Constituyen las cabeceras, o sea la porción de aguas arriba del sistema de drenaje de un terreno, y la distinción entre ellos se basa en la condición de la masa de agua subterránea que controlan. Hablando en general, los drenes de alivio se usan para efectuar un descenso general del agua subterránea en áreas planas relativamente grandes, que están casi a nivel y en donde el origen de dicha agua, es la percolación de la precipitación pluvial o del riego, y en donde los gradientes tanto del agua freática, como de los estratos subsuperficiales, permiten poco movimiento lateral del agua subterránea. Los drenes interceptores, como su nombre lo indica, se usan para interrumpir o interceptar el agua subterránea de cualquier origen, que se mueve cuesta abajo. Pueden ser de construcción abier

ta o cubierta. Cuando son de tipo abierto, se pueden diseñar para que reciban el desperdicio superficial del agua de riego y el escurrimiento superficial de los campos adyacentes. Cuando reciben una aportación importante del escurrimiento superficial o de la corriente de drenes superficiales, se deben considerar entonces en la categoría de drenes colectores.

Los drenes colectores reciben el agua de los drenes subsuperficiales de alivio o de los interceptores y de los drenes superficiales que conducen el desperdicio del agua de riego superficial y el escurrimiento pluvial. Como deben controlar el agua subterránea y como también deben recibir el escurrimiento de los drenes subsuperficiales tributarios, se deben diseñar de modo que el nivel de la superficie normal de su agua quede a una profundidad igual o mayor de la que proporcione un drenaje efectivo para las áreas adyacentes o tributarias. Pueden ser abiertos o cubiertos, lo que depende del volumen de agua que tienen que manejar, del gradiente disponible y de que los tributarios sean abiertos o cubiertos.

Los drenes de salida, o drenes emisores, tienen como función principal conducir el agua de los otros drenes hasta un punto adecuado para su eliminación natural. Reciben el caudal principalmente de los drenes colectores y de los desagües de los canales. Por lo tanto, son drenes "terminales"; en otras palabras, son los drenes más bajos que se construyen en el sistema y por lo tanto han sido designados como drenes "principales".

Su función es similar a la de los drenes colectores, excepto que generalmente no se requiere que sirvan como drenes subsuperficiales para conservar el nivel del agua subterránea en las elevaciones prescritas. Pueden formar parte de un sistema de drenaje superficial o subsuperficial, o de ambos, y pueden ser abiertos o cubiertos, pero debido a los caudales relativamente grandes que tienen que manejar, son generalmente de tipo abierto.

Pozos de alivio, de recarga, o de bombeo.- Estos tipos especiales de drenes se pueden usar para eliminar el agua superficial, para controlar los niveles

del agua subterránea, o para aliviar las presiones - piezométricas cuando las condiciones físicas locales favorecen su uso.

C. DISEÑO DE SISTEMAS DE DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO.-

C.1. ASPECTOS IMPORTANTES SOBRE LOS SISTEMAS DE DRENAJE - AGRICOLA EN MEXICO.-

Se considera de sumo interés, antes de entrar - propiamente al aspecto de detalle de diseño de redes de drenaje, mencionar en forma general los criterios generales utilizados en México para el diseño de los sistemas de drenaje correspondientes a los grandes - distritos de riego.

En los distritos de riego de grande irrigación, que tienen una extensión mayor de 2,000 Ha. y se han lle- gado a construir hasta con superficies mayores de -- 200,000 Ha., se distinguen dos sistemas de drenaje: El Sistema de Drenaje Básico o Primario y el Sistema de Drenaje Parcelario.

a).- SISTEMA DE DRENAJE BASICO O PRIMARIO.-

Este sistema está constituido por drenes natura- les y artificiales a cielo abierto que tienen como - objetivos principales los siguientes:

- Eliminación de los excesos de agua superfi- cial, ocasionados por la lluvia, riego y -- desfogues de canales.
- Mantener el nivel freático fuera de la zona radicular de los cultivos.
- Evitar el ensalitramiento de los suelos.
- Rescatar zonas bajas de inundación para uti- lizarlas en la agricultura.
- Permitir el desalojo de los escurrimientos de cuencas externas que llegan a las áreas de riego.

- Servir de apoyo para la descarga de la red de drenaje parcelario.

En forma general se puede decir que el área de influencia o tributario de cada uno de estos drenes es superior a 100 Ha.

Tomando en cuenta el costo considerable que representa la construcción completa de este sistema de drenaje y a que su requerimiento para el drenaje en zonas de nueva apertura al uso agrícola va siendo --- progresivo, en nuestro país se construye generalmente en dos etapas: en la primera se construyen una red poco densa que garantice únicamente el desalajo de los excedentes de agua superficial y se difiere -- para una segunda etapa los drenes complementarios -- que proporcionan una densidad para resolver los problemas de elevación de manto freático y ensalitra -- miento que se presentan años después de la implantación del riego.

b).- SISTEMA DE DRENAJE PARCELARIO.-

Este sistema está constituido generalmente por drenes enterrados o cubiertos que tienen como principal objetivo el abatimiento de los niveles freáticos y evitar el ensalitramiento de los suelos.

El área de influencia o tributaria de los drenes que constituyen estos sistemas es menor de 100 Ha.

Su construcción se difiere para años después de la apertura al riego de una zona de riego, en nuestro país su construcción corre por cuenta del usuario de la parcela con la asesoría técnica para diseño y construcción que le proporciona la Secretaría.

El costo de este sistema de drenaje resulta elevado y en algunas ocasiones sumamente elevado, por lo que es necesario realizar estudios de costeabilidad -- para decidir su construcción.

C.1.1. LOCALIZACION DE LA RED DE DRENAJE A CIELO ABIERTO.

En México generalmente se hacen los levantamientos topográficos por medio de una cuadrícula rectangular de 1 Km por lado, formando lotes de 100 Ha. como máximo, dando a cada lote acceso a un camino, un canal y un dren. Es por esta circunstancia que se tiene la tendencia de localizar tanto los caminos, canales y drenes, sobre las líneas de la cuadrícula, siempre y cuando las condiciones topográficas lo permitan.

El localizar los drenes sobre las líneas de la cuadrícula cuando las condiciones topográficas no son adecuadas, dan origen a graves problemas tanto de drenaje como de riego, por lo que en tales casos se localizarán tanto los canales como los drenes de acuerdo a las condiciones topográficas y, principalmente el sistema de drenaje, el que deberá localizarse sistemáticamente en bajos cauces que cruzan el Distrito.

En las planicies, en las que no están bien definidos los cursos del agua, se acostumbra localizar los drenes siguiendo la máxima pendiente del terreno con una separación de 2 Km y ajustándolos en lo posible a la cuadrícula.

C.1.2. DENSIDAD DE LAS REDES DE DRENAJE.-

Cuando las condiciones topográficas lo permiten, se localizarán los canales y los drenes sobre las líneas de la cuadrícula, con una separación máxima de 1 Km entre canal y dren, por lo que la separación máxima entre los drenes de un Distrito es de 2 Km. Cuando las condiciones topográficas no permiten la localización de los drenes siguiendo las líneas de la cuadrícula, los drenes quedan sistemáticamente localizados en los bajos y generalmente la distancia entre ellos es menor de 2 Km, por lo que la densidad mínima de una red de drenaje debería ser de 200 Ha. por Km de dren, sin embargo, Densidad Real en los Distritos de Riego en México, es de aproximadamente 10 Ha. por Km. de dren.

Puede considerarse que la red de drenaje de un Distrito de Riego en México se hace por etapas, y - que la primera etapa corresponde a lo anteriormente descrito.

La segunda etapa como ya se mencionó anteriormente, corresponde a intercalar otros drenes con separación de 1 Km en aquellas zonas en donde con el tiempo se presentan elevaciones de niveles freáticos peligrosos para los cultivos, lo que da por resultado una densidad final de 70 Ha/Km a 160 Ha/Km, siendo el promedio general de 90 Ha/Km.

Esta manera de proceder tiene la ventaja de sacar el máximo provecho a los drenes del Distrito, -- que son necesarios para los desfuegos de aguas de -- las parcelas por sobrantes de agua de riego, escurri miento del agua de lluvia y desfuegos de los canales, y únicamente se construirán drenes adicionales con separación de 1 Km entre ellos en aquellas zonas en donde el drenaje de la primera etapa, no fué sufi -- ciente para evitar la elevación de los niveles freá- ticos.

Se desea hacer notar que en aquellos Distritos de Riego en donde con el tiempo se han presentado - problemas de drenaje (consistente en niveles freáti cos altos) son aquellas zonas, en las que la separa ción de los drenes era mayor o de poca profundidad, y bastó con completar la red de drenaje con una separación menor o profundizar los drenes para solu - cionar en la mayoría de los casos los problemas de- bidos a mantos freáticos altos, sin necesidad de re currir a drenes parcelarios.

C.1.3. PROFUNDIDAD DE LOS DRENES.-

Los drenes básicos de los Distritos de Riego, se deberán localizar principalmente en base a con- diciones topográficas como ya quedó indicado y por lo tanto la separación de ellos, es una función de pendiente de las condiciones topográficas.

Aunque hay varias fórmulas que ligan la separación de los drenes con la profundidad de los mismos, y otros factores que intervienen en el cálculo para el funcionamiento eficiente de un drenaje, debido a que varios de esos factores son muy difíciles de cuantificar, principalmente por la gran variedad de suelos que existen en un Distrito de 2000 a 200,000 Ha. ya que tienen diferentes permeabilidades y profundidades, además de las dificultades para calcular a priori las filtraciones de los canales, la localización de los cultivos de inundación como el arroz, etc., todo ello da como resultado que los valores que se obtendrían con las fórmulas no son confiables y en el caso particular de los drenes del Distrito con separaciones de 1 a 2 Km, las profundidades resultantes serían muy grandes y antieconómicas y que no concuerdan con la realidad, por lo que para la determinación de la profundidad de los drenes no se han utilizado dichas fórmulas, sino que se ha usado un criterio práctico.

Por otra parte, no se pretende solucionar mediante la red de drenaje básico de los Distritos de Riego, todos los problemas de drenaje que puedan presentarse en las diferentes zonas del Distrito, sino como ya quedó indicado, estos drenes deberán servir de apoyo para la construcción de los drenes complementarios parcelarios en aquellas zonas donde éstos se hagan indispensables para abatir los niveles freáticos de las parcelas o solucionar otros problemas de drenaje. El criterio que se ha seguido para determinar la profundidad de los drenes básicos de un Distrito de Riego es el siguiente:

Por facilidades de construcción y economía, la profundidad que se dá a los drenes, deberá ser la mínima, pero la suficiente para evitar en lo posible la elevación de los niveles freáticos y satisfacer los requisitos que se necesitan para un funcionamiento eficiente de las redes complementarias de drenaje del Distrito deberá servir de apoyo a las redes interiores de drenaje de las parcelas.

Puesto que los drenes agrícolas, tienen como función principal el de abatir los mantos freáticos en la zona radicular de las plantas y se considera conveniente que estos drenes tengan una profundidad

mínima de 1.50 a 1.80 m y una pendiente de 50 cm/Km. Para drenar una parcela de 100 Ha., la descarga de las líneas de drenaje parcelario deberá estar a 2.00 m de profundidad, si descargan directamente a los drenes del Distrito; y a una profundidad mayor, en unos 50 cm adicionales como máximo, si descargan a un dren colector interior, al que también deberá -- dársele una pendiente mínima de 50 cm/Km para su -- descarga a los drenes del Distrito.

Si además se considera una caída mínima de 20 cm entre desfogue del dren parcelario y la base del dren del Distrito y una profundidad adicional de 30 cm mínimo para depósitos de azolves en el dren del Distrito, se obtiene una profundidad mínima total -- de 2.50 a 2.80 m, suponiendo que la lámina de agua que escurre por el dren es muy pequeña.

Para los drenes principales del Distrito, en -- los que hay un flujo constante, esta profundidad de -- berá aumentarse en una magnitud equivalente al ti -- rante normal de operación del dren.

Este es el criterio que se usa como norma en -- México para el diseño de la profundidad de los dre -- nes, por lo que la mayoría de los drenes tienen una -- profundidad que varía de 2.50 a 3.50 m y excepcional -- mente llega a 4.00 ó más.

C.1.4. CONTROL DE LOS NIVELES DE LA NAPA FREÁTICA.--

Para el proyecto de la red de drenaje de un -- Distrito de Riego en su fase inicial, no es necesari -- o tomar en cuenta los niveles del agua freática, -- pues generalmente se encuentran a gran profundidad, -- por tratarse del establecimiento de un Distrito de -- Riego nuevo.

Pero al iniciarse la operación de un Distrito, -- deberá instalarse una red de pozos de observación -- de niveles freáticos para prevenir con anticipación -- los problemas de drenaje que ocasionará el estable -- cimiento del Distrito de Riego, tomando en cuenta -- que de hecho, la red de drenaje en su fase inicial -- no comprendió todos los drenes necesarios para con -- trolar eficientemente los niveles freáticos de toda

el área del Distrito y quedó pendiente de proyectar y construir los drenes complementarios para muchas zonas del Distrito, en las que con el tiempo se presentarán problemas de drenaje.

El estudio del comportamiento de los niveles freáticos tiene gran importancia para el proyecto y construcción de la segunda fase de la red de drenaje básico, pues por medio de él se localizarán las zonas que puedan tener problemas de drenaje en el futuro o que ya presenten estos problemas, y construir los drenes faltantes de la red del Distrito.

Este estudio de los niveles freáticos deberá comprender los planos generales de Isobatas, Isohypsas, de niveles mínimos y flujo de las corrientes subterráneas.

Donde se prevean problemas futuros o existan problemas de drenaje, deberá hacerse además las gráficas de fluctuaciones de los niveles freáticos indicando en ellos las lluvias, los riegos y utilización de los canales cercanos, a fin de determinar la influencia que cada uno de estos factores tiene en el nivel freático y aplicar la medida correctiva adecuada, ya sea construyendo drenes complementarios, o drenes interceptores, o revistiendo algún tramo de canal y en caso extremo, la construcción de una red de drenaje parcelario.

Esta combinación entre profundidad de los drenes de 2.50 a 3.50 m y la separación de 1 a 2 Km con una densidad de drenaje de 90 a 100 Ha. por Km de dren, ha dado excelentes resultados en los Distritos de Riego en México, para controlar los niveles freáticos, a grado tal que grandes áreas de varios miles de Ha. de los Distritos de Riego que estaban fuera de producción por estar ensalitrados y empantanados debido a problemas de drenaje, fué posible recuperarlos mediante la profundización de los drenes existentes a 2.50 y a 3.50 m (si dichos drenes no tenían esa profundidad) y la construcción de drenes complementarios de la misma profundidad con una separación de 1 Km. Muy excepcionalmente hubo necesidad de

de construir sistemas de drenaje parcelario, para rescatar la tierra de algunas zonas en las -- que los drenes del Distrito no fueran suficien -- tes para abatir satisfactoriamente los niveles -- del manto freático.

C.1.5.- CONTROL DE ENSALITRAMIENTO DE SUELOS.-

Uno de los aspectos de mayor interés en la -- productividad de los distritos de riego es sin -- duda alguna el ensalitramiento de los suelos, lo que se atribuye generalmente a las diferentes -- condiciones climatológicas que prevalecen en las extensas regiones del País, al origen específico de los suelos agrícolas, al propio manejo de los mismos durante la producción de cosechas, a las fuentes y calidad de aguas que se usan para el -- riego y a otros factores que intervienen en las propiedades físicas y químicas de los suelos.

Por la trascendencia que estos suelos tienen en la producción agropecuaria, la Dirección General de Distritos de Riego aplica convenientemente en cada uno de sus Distritos de Riego trabajos y estudios para la prevención, detección, ca racterización y solución de estos problemas de -- tal manera, que se eviten pérdidas en su productividad y se aprovechen mejor las obras de infra estructura.

En cumplimiento de esta meta, periódicamente se lleva a cabo una cuantificación, jerarquiza -- ción y ubicación de las áreas afectadas con problemas de salinidad y/o drenaje en los Distritos de Riego operados por la Dirección General de -- Distritos de Riego, lo que constituye la base -- fundamental de la evaluación y orientación de -- las políticas de manejo y operación de los Dis -- tritos, ya sea a través de la Recuperación de los suelos en caso de pequeñas áreas, o de la re habilitación en caso de áreas integrales.

A manera de ilustración se presentan los resultados de la cuantificación llevada a cabo por la Dirección General de Distritos de Riego en el año de 1974, así como, las conclusiones y recomendaciones correspondientes.

CONCLUSIONES

1.- Los datos proporcionados por los distritos, deben actualizarse periódicamente para que constituyan la base de la planificación de los recursos y trabajos que sobre salinidad y/o drenaje se realicen en el área bajo riego.

2.- Los estudios de salinidad y/o drenaje caracterizan los procesos del agua y sales en las áreas bajo riego y establecen así la jerarquización de los sistemas mejorativos más convenientes en cada caso.

3.- En los Distritos localizados en las planicies costeras los problemas se congregan fundamentalmente en las áreas comprendidas abajo de la cota 7 s.n.m.

4.- Los levantamientos de salinidad aparente y analizada con fines de detección de problemas proporcionan una aproximación práctica similar, a pesar de que su ejecución requiere de diferentes técnicas y recursos, (anexo # 2).

5.- La jerarquización empleada para la diferenciación de las afectaciones en los levantamientos de salinidad aparente, reflejan grados relativos con poca utilidad práctica e inmediata.

6.- Los levantamientos de salinidad aparente permiten detectar con alto grado de confiabilidad práctica, la magnitud, distribución y jerarquización de las afectaciones salinas en las que los usuarios tienen mayor conciencia e interés.

7.- Mediante los levantamientos de salinidad analizada, se conoce con mayor exactitud, la magnitud y distri-

bución de las sales en el perfil del suelo. Además, se establecen cuantitativamente las bases para jerarquizar los efectos nocivos, la proporción entre los elementos químicos que predominan en la solución del extracto de saturación y las características físicas del suelo que participan en sus ensalitramientos.

8.- De acuerdo a las posibilidades técnicas que presentan los estudios mencionados, su aplicación o realización específica es función de los objetivos económicos, sociales y políticos, así como de las disponibilidades de personal y presupuesto.

9.- Las áreas reportadas con ensalitradas, no cultivables, no sólo representan dejar de producir, sino además una sub-utilización de la infraestructura y la generación de problemas sociales.

10.- El resto de las superficies ensalitradas representan también reducciones que oscilar entre 10% y 50% de la producción media por unidad de superficie.

11.- La proporción relativa de las afectaciones observadas en los Distritos, varía en su mayoría entre 0% y 30%. (anexo # 2).

12.- La jerarquización relativa de los Distritos afectados se muestra en el anexo # 3.

RECOMENDACIONES

1.- Los levantamientos integrales de salinidad deben ejecutarse y/o actualizarse en un plazo máximo de 30 días para que puedan servir de base en la formulación de pronósticos.

2.- Realizar levantamientos de salinidad aparente para contar con la información previa a la caracterización definitiva que se requiere en la selección y aplicación de sistemas correctivos. Esta información debe concretarse a la utilidad perseguida, y a lo práctico de su elaboración por lo que, deben simplificarse a la ubicación y jerarquización de afectaciones en tres grados (afectados cultivables, afectados no cultivables y normales).

3.- Con base en lo anterior, los levantamientos de salinidad analizada sólo deberán efectuarse ante la posibilidad de corregir los problemas detectados convenientemente -- por el usuario y la propia Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

4.- Las áreas en que se detecte la presencia de mantos freáticos elevados, deberán ser caracterizados lo antes posible, por tener interrelaciones de gran trascendencia en el desarrollo adecuado de las áreas bajo riego.

5.- Para recuperar los suelos ensalitrados es conveniente que los proyectos grandes o pequeños, sean supervisados por el Depto. de IDRYD, a fin de lograr una mayor homogeneidad de criterios, según los recursos disponibles y la aceptación específica.

6.- Incrementar el drenaje agrícola complementario en las zonas bajas de las áreas de riego (cota 7 s.n.m.) que se localizan en planicies costeras.

AREAS AFECTADAS CON PROBLEMA DE SALES Y/O DRENAJE
EN LOS DISTRITOS DE RIEGO DEL PAIS

(1974)

| | META
TOTAL | S U P E R F I C I E S (HAS) | | LIBRE DE
SALES | OBSERVACIONES |
|--------------------------------|---------------|-----------------------------|-----------------|-------------------|---------------|
| | | A F E C T A D A S | | | |
| | | MAL
DRENAJE | ENSALITRAMIENTO | | |
| | | TOTAL | NO CULTIVABLE | | |
| 01. NOROESTE | | | | | |
| 10. R. HUMAYA-CULIACAN | 208 860 | | 20 664 | 1 600 | 188 196 |
| 14. R. COLORADO, B. C. | 212 500 | 10 000 | 153 000 | 20 000 | 59 500 |
| 18. COLONIAS YAQUIS, SON. | 26 532 | 4 200 | 5 345 | 2 300 | 21 187 |
| 37. ALTAR-PITIQ.-CABORCA | 55 259 | | | 20 000 | 53 259 |
| 30. R. MAYO, SON. | 92 500 | | 9 570 | 5 000 | 82 930 |
| 41. R. YAQUI, SON. | 220 296 | 30 600 | 26 220 | 11 620 | 194 076 |
| 49. SANTIAGO V. BANDERAS | 19 560 | | | | 19 560 |
| 51. COSTA DE HERMOSILLO, SON. | 151 000 | | 15 000 | | 136 000 |
| 66. STO. DOMINGO, B. C. | 40 000 | | 10 400 | 1 000 | 29 600 |
| 75. R. FUERTE, SIN. | 233 513 | 63 500 | 56 940 | 30 000 | 176 573 |
| 84. GUAYMAS, SON. | 24 179 | | 1 150 | | 23 029 |
| 02. CENTRO-NORTE | | | | | |
| 04. DON MARTIN, COAH. y N.L. | 32 383 | | | | 32 383 |
| 05. CD. DELICIAS, CHIH. | 68 977 | 5 015 | 5 365 | 3 000 | 63 612 |
| 06. PALESTINA, COAH. | 14 188 | | 200 | | 13 988 |
| 09. CD. JUAREZ, CHIH. | 24 500 | | 11 400 | | 13 100 |
| 17. REG. LAGUNERA COAH. y DGO. | 94 000 | | | | 94 000 |
| 31. LAS LAJAS, N. L. | 3 487 | 800 | 124 | | 3 363 |
| 42. BUENAVENTURA, CHIH. | | 8 095 | | | 8 095 |
| 52. EDO. DE DURANGO, DGO. | 14 033 | 2 000 | 1 200 | | 12 833 |
| 83. PAPIGOCHI, CHIH. | 4 629 | | | | 4 629 |
| | 264 292 | 7 815 | 18 289 | 3 800 | 246 003 |

| ZONAS Y DISTRITOS | SUPERFICIES (HAS) | | | | LIBRE DE SALES | OBSERVACIONES |
|----------------------------------|-------------------|-------------|-------------------|---------------|----------------|---------------|
| | META TOTAL | MAL DRENAJE | ENSALTRADAS TOTAL | NO CULTIVABLE | | |
| 03- NORESTE | | | | | | |
| 25. BAJO RIO BRAVO, TAMPS. | 263 966 | 14 890 | 21 400 | 9 500 | 242 566 | |
| 26. BAJO RIO SAN JUAN, TAMPS. | 81 730 | 9 443 | 2 700 | 691 | 79 030 | |
| 29. 39. XICOTENCATL-RIO FRIO | 13 434 | 1 857 | 1 268 | | 12 166 | |
| 50. ACUÑA FALCON, TAMPS. | 14 766 | 1 772 | 363 | | 14 403 | |
| 60. RIO PANUCO, VER. | 3 520 | | | | 3 520 | |
| 86. RIO SOTO LA MARINA, TAMPS. | 42 000 | 34 | 66 | 10 191 | 41 934 | |
| | 419 416 | 27 996 | 25 797 | 10 191 | 393 619 | |
| 04-CENTRO | | | | | | |
| 01. BABELLON, AGS. | 11 938 | | | | 11 938 | |
| 03. TULA, HGO. | 47 375 | 400 | 1 452 | 400 | 46 423 | |
| 08. METZTITLAN, HGO | 4 068 | | | | 4 068 | |
| 11. ALTO RIO LERMA, GTO. | 101 607 | | 21 243 | 5 000 | 80 364 | |
| 13. EDO. DE JALISCO | 66 355 | 9 442 | 2 500 | 500 | 63 855 | |
| 16. EDO. DE MORELOS | 32 582 | | | | 32 582 | |
| 20. MORELIA-QUERENDARO, MICH. | 43 493 | | 12 414 | | 31 079 | |
| 23. SAN JUAN DEL RIO, QRO. | 14 318 | | | | 14 318 | |
| 24. CIENEGA DE CHAPALA, MICH. | 46 171 | | 27 602 | | 18 569 | |
| 30. VALSEQUILLO, PUE. | 36 216 | | | | 36 216 | |
| 33. TEMASCALCINGO ARROYO Z. MEX. | 38 271 | | | | 38 271 | |
| 34. EDO. DE ZACATECAS | 13 338 | | | | 13 338 | |
| 44. JILOTEPEC, MEX. | 4 000 | | | | 4 000 | |
| 53. PERITAS, COL. | 29 985 | | 13 056 | | 16 929 | |
| 56. ATOYAC-ZAHUAPAN, TLAX. | 4 872 | 1 275 | 2 256 | | 2 616 | |
| 61. ZAMORA, MICH. | 26 000 | | 6 367 | | 19 633 | |
| 68. TEPECOACUILCO, GRO. | 3 000 | | | | 3 000 | |
| 85. LA BEGOÑA, GTO. | 10 125 | | | | 10 125 | |
| 87. ROSARIO MEZQUITE | 33 000 | | | | 33 000 | |
| 88. CHALCO-TEXCOCO-CHICONAUTLA | 4 070 | | 3 070 | | 1 000 | |
| | 571 334 | 11 117 | 89 960 | 5 900 | 481 374 | |

| ZONAS Y DISTRITOS | SUPERFICIES (HAS) | | | | LIBRE DE SALES | OBSERVACIONES |
|-------------------------------|-------------------|-------------|---------------------|---------------|----------------|---------------|
| | META TOTAL | MAL DRENAJE | A F E C T A D A S | | | |
| | | | ENSALISTRADAS TOTAL | NO CULTIVABLE | | |
| 05- S U R | | | | | | |
| 19. TEHUANTEPEC, OAX. | 50 807 | 10 000 | 9 650 | 1 600 | 41 157 | |
| 35. 65. LA ANTIGUA Y ACTOPAN | 22 322 | 3 000 | | | 22 322 | |
| 47. SUCHIATE, CHIS. | 7 843 | | | | 7 843 | |
| 48. PLAN CHAC. (EDO. DE YUC.) | 6 878 | | | | 6 878 | |
| 59. RIO BLANCO, CHIS. | 3 300 | | | | 3 300 | |
| 81. CAMPICHE, CAMP. | 12 367 | | | | 12 367 | |
| | 103 517 | 13 000 | 9 650 | 1 600 | 93 867 | |
| | 2 642 758 | 167 428 | 443 985 | 95 011 | 2 198 773 | |
| | 100% | 7.6% | 16.8% | 3.6% | 83.2% | |

RELACIONES Y FRECUENCIAS OBSERVADAS ENTRE LOS LEVANTAMIENTOS DE SALINIDAD APARENTE Y SALINIDAD

EFFECTIVA REPORTADOS POR LOS DISTRITOS QUE PRESENTAN ESTAS AFECTACIONES (CUADRO 2)

| S.E. | S.A. | Sin datos | 0-10% | 10-20 | 20-30 | 30-40 | 40-50 | 50-60 | 60-70 | 70-80 | 80-90 | 90-10 | Totales |
|----------------------|------|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|-----------|
| Sin datos | | | 1 | 1 | 1 | | | | | 1 | | | 4 |
| 0 - 10 | | 2 | 4 | | | | | | | | | | 6 |
| 10-20 | | | | 1 | 1 | | | | | | | | 2 |
| 20-30 | | 2 | 2 | | | 1 | 1 | | | | | | 6 |
| 30-40 | | 1 | | 1 | | | | | | | | | 2 |
| 40-50 | | | | | | | | | | | | | 0 |
| 50-60 | | | | | | | 1 | | | | | | 1 |
| 60-70 | | | | | | | | | | | | | 0 |
| 70-80 | | | | | | | | | | | | | 0 |
| 80-90 | | 1 | | | | | | | | | | | 1 |
| 90-100 | | | 1 | | | | | | | | | | 1 |
| T O T A L E S | | 6 | 8 | 3 | 2 | 1 | 2 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 23 |

Nota: Los rangos de afectación se expresan en porciento con relación a las superficies netas totales de cada Distrito afectado.

JERARQUIZACION DE DISTRITOS CON
PROBLEMAS DE ENSALITRAMIENTO

ANEXO Núm. 3

| DISTRITOS | SUP. NETA
TOTAL (HAS) | ENSALITRAMIENTO | |
|-------------------------------------|--------------------------|-----------------|-----------|
| | | TOTAL HAS. | PORCIENTO |
| 88. CHALCO-TEXCOCO-CHICONAUTLA | 4 070 | 3 070 | 75.4 |
| 14. RIO COLORADO, B. C. | 212 500 | 153 000 | 72.0 |
| 24. CIENEGA DE CHAPALA, MICH. | 46 171 | 27 602 | 59.8 |
| 09. CD. JUAREZ, CHIH. | 24 500 | 11 400 | 46.5 |
| 56. ATOYAC-ZAHUAPAN, TLAX. | 4 872 | 2 256 | 46.3 |
| 33. PEÑITAS, COL. | 29 985 | 13 056 | 43.5 |
| 20. MORELIA-QUERENDARO, MICH. | 43 493 | 12 418 | 28.5 |
| 66. SANTO DOMINGO, B. C. | 40 000 | 10 400 | 26.0 |
| 61. ZAMORA, MICH. | 226 000 | 6 367 | 24.5 |
| 75. RIO FUERTE, SIN. | 133 513 | 56 940 | 24.4 |
| 11. ALTO RIO LERMA, GTO. | 101 607 | 21 243 | 20.9 |
| 18. COLONIAS YAQUIS, SON. | 26 532 | 5 345 | 20.1 |
| 19. TEHUANTEPEC, OAX. | 50 807 | 9 650 | 19.0 |
| 41. RIO YAQUI, SON. | 220 296 | 26 220 | 11.9 |
| 38. RIO MAYO, SON. | 92 500 | 9 570 | 10.3 |
| 10. RIO HUMAYA-CULIACAN | 208 860 | 20 664 | 9.9 |
| 51. COSTA DE HERMOSILLO, SON. | 151 000 | 15 000 | 9.9 |
| 29. 39. XICOTENCATL-RIO FRIO | 13 434 | 1 268 | 9.4 |
| 52. EDO. DE DURANGO, DGO. | 14 033 | 1 200 | 8.5 |
| 25. BAJO RIO BRAVO, TAMPS. | 263 966 | 21 400 | 8.1 |
| 05. CIUDAD DELICIAS, CHIH. | 68 977 | 5 365 | 7.8 |
| 84. GUAYMAS, SON. | 24 179 | 1 150 | 4.8 |
| 13. ESTADO DE JALISCO | 66 355 | 2 500 | 3.8 |
| 31. LAS LAJAS, N. L. | 3 487 | 124 | 3.5 |
| 37. ALTAR PITIQUITO Y CABORCA, SON. | 55 259 | 2 000 | 3.6 |
| 26. BAJO RIO SAN JUAN, TAMPS. | 81 730 | 2 700 | 3.3 |
| 03. TULA, HGO. | 47 875 | 1 452 | 3.0 |
| 50. ACUÑA FALCON, TAMPS. | 14 766 | 363 | 2.5 |
| 06. PALESTINA, COAH. | 14 188 | 200 | 1.4 |
| 86. RIO SOTO LA MARINA, TAMPS. | 42 000 | 66 | 0.2 |
| T O T A L | | 443 985 | |



- DISTRITOS DE RIEGO DE LA DIRECCION GENERAL
- DISTRITOS DONDE SE HAN REALIZADO ESTUDIOS

ESTUDIOS DE SALINIDAD APARENTE

| NOROESTE DISTRITOS (I) | |
|------------------------|--------------------------|
| 14 | RIO COLWAJO, B.C. |
| 86 | STO DOMINGO, B.C. |
| 37 | ALTAR PIT CABORCA, SON. |
| 51 | COATA DE HENOSILLO, SON. |
| 84 | VALLE DE GUSTMÁN, SON. |
| 18 | COLONIAS TEQUIS, SON. |
| 41 | RIO TAGUI, SON. |
| 38 | RIO MAYO, SON. |
| 75 | RIO FUERTE, SON. |
| 10 | CULIACÁN, SIN. |
| 10 | RIO NUMATA, SIN. |
| 43 | ESTADO DE NAYARIT |

| CENTRO NORTE DISTRITOS (II) | |
|-----------------------------|-------------------------------|
| 09 | ED JUAREZ CHIN. |
| 42 | SAN BUENAVENTURA, CHIN. |
| 83 | MP ROCHE, CHIN. |
| 04 | DON MARTIN, N.L. |
| 05 | CD DELICIAS, CHIN. |
| 06 | PALESTINA, COAH. |
| 17 | REGION LAJUERA COAH Y DURANGO |
| 31 | LAS LAJAS, N. LEON. |
| 52 | EDD. DE CUPANGO |
| 58 | ALTO RIO SAN JUAN, N. LEON. |

| NORESTE DISTRITOS (III) | |
|-------------------------|---------------------------|
| 75 | BAJO RIO BRAVO, TAMPS. |
| 28 | BAJO RIO SAN JUAN, TAMPS. |
| 30 | ACUNA FALCON, TAMPS. |
| 28 | XICOTENCATL, TAMPS. |
| 38 | RIO FRIO, TAMPS. |
| 86 | RIO SOTO LA MARVA, TAMPS. |

| CENTRO DISTRITOS (IV) | |
|-----------------------|-------------------------------------|
| 34 | EDD. DE SACATECAS |
| 01 | MBELLON, AGS. |
| 13 | EDD DE JALISCO. |
| 93 | EDD DE COLIMA. |
| 11 | ALTO RIO LERMA, STD. |
| 85 | LA BEGONA, STD. |
| 24 | CIENEGA DE CHAPALA, MICH. |
| 81 | ZAMBRA, MICH. |
| 20 | MOPELIA Y QUENECORADO, MICH. |
| 07 | ROSARIO MEZQUITE, MICH. |
| 88 | CHALCO CHICONAUTLA, MEX. |
| 44 | JILOTEPEC, MEX. |
| 23 | SAN JUAN DEL RIO, GRO. |
| 09 | METZITLAN, HGO. |
| 02 | TULAHUE, HGO. |
| 53 | EDD DE MEXICO |
| 50 | YALISEQUILLO, PUE. |
| 56 | ATOTAC - TAMAPAN, TLA. |
| 18 | EDD DE MORELIA |
| 68 | TEPECUACUILCO Y QUEDALTE NABO, BGO. |
| 60 | RIO PARUCCO, TAMPS VER Y S.L.P. |

| SUR DISTRITOS (V) | |
|-------------------|----------------------------|
| 55 | LA ANTONIA, VER. |
| 63 | ACTOPAN, VER. |
| 19 | TENANTEPEC, OAX. |
| 59 | RIO BLANCO, CHIS. |
| 47 | CACAHATAN, SUCHIATE, CHIS. |
| 81 | EDD DE CAMPECHE |
| 49 | EDD DE YUCATAN |

SRH SUBSECRETARIA DE OPERACION
 DIRECCION GRAL. DE DISTRITOS DE RIEGO
 DIRECCION DE OPERACION

PLAN E P A

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE

SECCION DE SALINIDAD DRENABLES

MEXICO D.F.



- DISTRITOS DE RIEGO DE LA DIRECCION GENERAL
- DISTRITOS DONDE SE HAN REALIZADO ESTUDIOS.

ESTUDIOS DE SALINIDAD ANALIZADA

| NOROESTE DISTRITOS (I) | |
|------------------------|--------------------------|
| 14 | RIO COLOMADO, B.C. |
| 68 | STO DOMINGO, B.C. |
| 37 | ALIAN P-T CAPOZA, SON |
| 51 | COSTA DE BERMOSILLO, SON |
| 64 | VALLE DE QUATNAS, SON |
| 18 | COLONIAS YAGUIS, SON. |
| 41 | RIO YAGUI, SON |
| 58 | RIO MAYO, SON |
| 75 | RIO FUERTE, SIN |
| 10 | EULIACAN, SIN |
| 10 | RIO HUMATA, SIN |
| 43 | ESTADO DE NAVARRE |

| CENTRO NORTE DISTRITOS (II) | |
|-----------------------------|--------------------------------|
| 09 | CO JUAREZ, CHIH. |
| 42 | SAN RUFINAVENTURA, CHIH. |
| 85 | PAPICOCHIC, CHIH. |
| 04 | DON MANTU, N.L. |
| 03 | CD DELICIAS, CHIH. |
| 06 | CELESTINA, COAH. |
| 17 | REGION LAGUNERA COAH Y DURANGO |
| 31 | LAS LAJAS, N. LEON |
| 52 | EDD. DE DURANGO. |
| 58 | ALTO RIO SAN JUAN, N. LEON. |

| NORESTE DISTRITOS (III) | |
|-------------------------|---------------------------|
| 25 | BAJO RIO BRAVO, TAMPS. |
| 26 | BAJO RIO SAN JUAN, TAMPS. |
| 30 | ACUÑA FALCON, TAMPS |
| 28 | NICOTENCATI, TAMPS. |
| 59 | RIO FRIO, TAMPS. |
| 86 | RIO SOTO LA MARA, TAMPS. |

| CENTRO DISTRITOS (IV) | |
|-----------------------|----------------------------------|
| 34 | EDD DE ZACATECAS. |
| 01 | PIRELLON, AGS. |
| 15 | EDD DE JALISCO |
| 53 | EDD DE COLIMA |
| 11 | ALTO RIO LENNA, GTO |
| 85 | LA REGONA, GTO |
| 24 | CIENEGA DE CHAPALA, MICH. |
| 61 | ZAMORA, MICH. |
| 20 | MORELIA Y GUERREARAO, MICH. |
| 87 | ROSARIO MEZQUITE, MICH. |
| 88 | CHALCO CHICHONAUTLA, MEX. |
| 44 | JILOTEPEC, MEX. |
| 23 | SAN JUAN DEL RIO, GRO. |
| 08 | MEZTITLAN, HGO |
| 03 | TULA, HGO. |
| 33 | EDD DE MEXICO |
| 30 | VALSQUILLO, PUE |
| 54 | ATOTAC-ZANAGUARAN, JAL. |
| 16 | EDD DE MORELOS. |
| 64 | TEPECUACULCO Y BUDHATERAME, GRO. |
| 80 | RIO PHUCCO, TAMPS VER Y D. L. P. |

| SUR DISTRITOS (V) | |
|-------------------|----------------------------|
| 35 | LA ANTIGUA, VER |
| 65 | ACTOPAN, VER |
| 18 | TEHUANTEPEC, OAX. |
| 55 | RIO BLANCO, CHIS. |
| 47 | CACAHOTAN, SUCHIATE, CHIS. |
| 81 | EDD DE CAMPECHE |
| 48 | EDD DE YUCATAN |

SRI SUBSECRETARIA DE OPERACION
 DIRECCION GRAL. DE DISTRITOS DE RIEGO
 DIRECCION DE OPERACION

PLAMEPA

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE

SECCION DE SALINIDAD DRENAJE Y SUELOS

Mexico D.F.



- DISTritos DE RIEGO DE LA DIRECCION GENERAL
- DISTritos DONDE SE REALIZAN ESTUDIOS
- ESTUDIOS PROGRAMADOS

PROGRAMA DE ESTUDIOS FREATIMETRICOS

| NOROCCIDENTE
DISTritos | |
|---------------------------|--------------------------|
| 1 | RIO LAGUNA, H. |
| 16 | STO. LOUIS, S. L. |
| 17 | RIO SAN JUAN, SON. |
| 24 | COSTA DE MICHUACAN, SON. |
| 24 | VALLE DE GUAYMAS, SON. |
| 18 | CONCHAS YAGUIS, SON. |
| 41 | RIO TAPUL, SON. |
| 38 | RIO MATEO, SON. |
| 75 | RIO FUENTE, SIN. |
| 19 | CULIACAN, SIN. |
| 10 | RIO NUMATA, SIN. |
| 43 | ESTADO DE NAYARIT |

| CENTRO NORTE
DISTritos | |
|---------------------------|---------------------------------|
| 09 | ED. JUAREZ, CHIH. |
| 42 | SAN BUENAVENTURA, CHIH. |
| 23 | PAPAGUICHIC, CHIH. |
| 04 | DON MARTIN, N. L. |
| 05 | DELICIAS, CHIH. |
| 06 | PALESTINA, COAH. |
| 17 | REGION LAGUNERA COAH. Y DURANGO |
| 31 | LAS LAMAS, N. LEON. |
| 32 | ED. DE DURANGO |
| 58 | ALTO RIO SAN JUAN, N. LEON. |

| NORDESTE
DISTritos | |
|-----------------------|----------------------------|
| 25 | RIO SAN JUAN, TAMPS. |
| 24 | RIO SAN JUAN, TAMPS. |
| 30 | AGUA FALCON, TAMPS. |
| 29 | XICOTENCATL, TAMPS. |
| 39 | RIO FRIO, TAMPS. |
| 48 | RIO SOTO LA MARINA, TAMPS. |

| CENTRO
DISTritos | |
|---------------------|------------------------------------|
| 34 | ED. DE ZACATECAS |
| 31 | MABELLON, A.D.S. |
| 11 | ED. DE JALISCO |
| 13 | ED. DE COLIMA |
| 11 | ALTO RIO LERMA, STD. |
| 25 | LA PECCERA, JTO. |
| 24 | CIENEGA DE CHAPALA, MICH. |
| 81 | ZAMORA, MICH. |
| 20 | MORELIA Y QUERENDARO, MICH. |
| 67 | ROSARIO MEZQUITE, MICH. |
| 88 | CHALCO CHICOMAUCLA, MEX. |
| 44 | JILOTEPEC, MEX. |
| 23 | SAN JUAN DEL RIO, JRO. |
| 08 | METZITILAN, HGO. |
| 03 | TULA, HGO. |
| 33 | ED. DE MEXICO |
| 50 | VALSEQUELLO, MEX. |
| 56 | ATYAC-ZAMUPEPA, TLAER. |
| 18 | ED. DE MORELOS |
| 68 | TEPECUACUNCO Y GUICHATERAMBO, GRO. |
| 60 | RIO PANUCO, TAMPS. VER. Y S. L. P. |

| SUR
DISTritos | |
|------------------|---------------------------|
| 35 | LA ANTIGUA, VER. |
| 65 | ACTOYAN, VER. |
| 13 | TEMUANTEPEC, OAX. |
| 59 | RIO BLANCO, CHIS. |
| 47 | CACAHOTAN, SUCHATE, CHIS. |
| 31 | ED. DE CAMPECHE |
| 41 | ED. DE YUCATAN |

SRI SUBSECRETARIA DE OPERACION
 DIRECCION GRAL. DE DISTritos DE RIEGO
 DIRECCION DE OPERACION

PLAN E P A

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE RIEGO
 Y DRENAJE

SECCION DE SALINIDAD DRENAJE Y E

8-1



- DISTritos DE RIEGO DE LA DIRECCION GENERAL
- PLAMEPA
- REHABILITADOS
- PROGRAMADOS PARA REHABILITADOS

* EL PLAN DE MEJORAMIENTO PARCELARIO INCLUYE; TECNIFICACION DEL RIEGO REVESTIMIENTO DE CANALES E INSTALACION DE ESTRUCTURAS PARA EL MEJORAMIENTO DE LA OPERACION

NOROESTE DISTritos (I)

- 14 RIO COLUWADO, S. C.
- 46 STo DOMINGO, S. C.
- 37 ALTAR PIT LABOCCA, SON.
- 31 COSTA DE MERMOSILO, SON.
- 44 VALLE DE GUAYMAS, SON.
- 18 COLONIAS TAQUIS, SON.
- 41 RIO TAQUI, SON.
- 38 RIO MATO, SON.
- 75 RIO FUERTE, SM.
- 10 CULIACAN, SIN.
- 10 RIO MUMATA, SM.
- 43 ESTADO DE BAYRIT

CENTRO NORTE DISTritos (II)

- 08 CD JUAREZ CHIN.
- 42 SAN BUENAVENTURA, CHIN.
- 85 MIPISCHIC, CHIN.
- 04 DON MARTIN, N. L.
- 05 CD BELICIAS, CHIN.
- 06 PILESTINA, COAH.
- 17 REGION LAJUNERA COAH Y DURANGO.
- 31 LAS LAJAS, N. LEON.
- 52 EDO DE DURANGO.
- 58 ALTO RIO SAN JUAN, N. LEON.

NORESTE DISTritos (III)

- 25 BAJO RIO BRAVO, TAMPS.
- 28 BAJO RIO SAN JUAN TAMPS.
- 30 ACUÑA FALCON, TAMPS.
- 29 NICITENCATL, TAMPS.
- 38 RIO FRIO, TAMPS.
- 66 RIO BOTO LA MARINA, TAMPS.

CENTRO DISTritos (IV)

- 34 EDO DE ZACATECAS.
- 01 MEXELON, AHS.
- 13 EDO DE JALISCO.
- 33 EDO DE COLIMA.
- 11 ALTO RIO LERMA, EDO.
- 89 LA SEGONA, STO.
- 24 CIENEGA DE CHAPALA, MICH.
- 61 ZAMORA, MICH.
- 20 MORELIA Y QUERENDARO, MICH.
- 87 ROSARIO MEZQUITE, MICH.
- 98 CHALCO ENCINAUTLA, MEX.
- 44 JILOTEPEC, MEX.
- 23 SAN JUAN DEL RIO, GRO.
- 08 METZITLAN, MGO.
- 05 TULA, MGO.
- 33 EDO DE MEXICO.
- 30 VALSQUILLO, PUE.
- 56 ATOTAC-ZAMAPAN, TLAN.
- 16 EDO DE MORELOS.
- 58 TEPICUACUCO Y EL CONATEMANO, EDO.
- 40 RIO PANICO, TAMPS. VER Y S. L. P.

SUR DISTritos (V)

- 55 LA ANTIQUA, VER.
- 85 ACOTAPAN, VER.
- 19 TENHUANTEPEC, OAX.
- 99 RIO BLANCO, CHIS.
- 47 CALAMOSTAN, SUCHATE, CHIS.
- 81 EDO DE CAMPECHE.
- 48 EDO DE YUCATAN.

MEDIDAS MEJORATIVAS

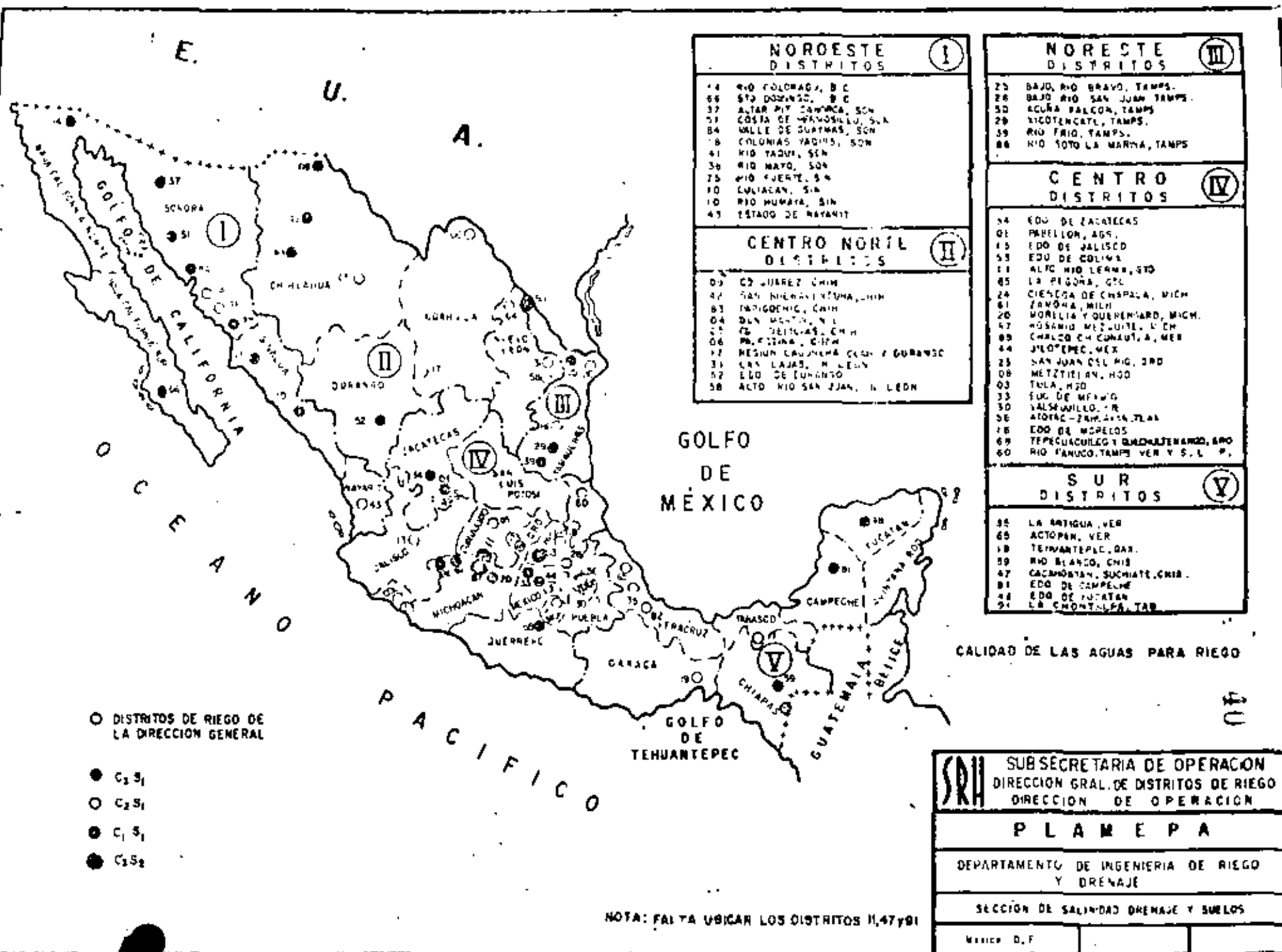
SRI SUBSECRETARIA DE OPERACION
 DIRECCION GRAL. DE DISTritos DE RIEGO
 DIRECCION DE OPERACION

PLAMEPA

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAGE

SECCION DE SALINIDAD DRENAGE Y SUELOS

México, D.F.



| NOROESTE DISTRITOS (I) | |
|------------------------|-------------------------------|
| 14 | RIO COLORADA, B.C. |
| 56 | STA DOZANCO, B.C. |
| 37 | ALTAR PIT CANONCA, SON. |
| 51 | COSTA DE MEXICALTEPEC, S.L.A. |
| 84 | VALLE DE GUAYMAS, SON. |
| 18 | COLONIAS YAGUIS, SON. |
| 41 | RIO TADUI, SON. |
| 30 | RIO MAYO, SON. |
| 25 | RIO FUERTE, S.L.A. |
| 10 | CULIACAN, S.L.A. |
| 10 | RIO HUMAYA, SIN. |
| 43 | ESTADO DE NAYARIT |

| CENTRO NOROCCIDENTAL DISTRITOS (II) | |
|-------------------------------------|--------------------------------|
| 03 | CD JUAREZ CHIH. |
| 47 | SAN NIENAN XITUMA, CHIH. |
| 83 | INDIOGENIC, CHIH. |
| 04 | DON MENTON, N.L. |
| 27 | CD TEJICUAS, CH.H. |
| 06 | PALESTINA, C.H.M. |
| 17 | REGION CAQUENGA OLAN Y DURANGO |
| 31 | SAN LAJAS, M. LEON |
| 52 | EDO DE DURANGO |
| 58 | ACTO RIO SAN JUAN, N. LEON |

| NORESTE DISTRITOS (III) | |
|-------------------------|----------------------------|
| 23 | BAJO RIO BRAVO, TAMPS. |
| 28 | BAJO RIO SAN JUAN TAMPS. |
| 50 | AGUA FALCON, TAMPS. |
| 29 | XICOTENCATL, TAMPS. |
| 39 | RIO FRIO, TAMPS. |
| 88 | RIO TOTO LA MARINA, TAMPS. |

| CENTRO DISTRITOS (IV) | |
|-----------------------|------------------------------------|
| 54 | EDO DE ZACATECAS |
| 01 | PAELLON, AGS. |
| 15 | EDO DE JALISCO |
| 53 | EDO DE COLIMA |
| 11 | ALFO RIO LEONA, STD |
| 85 | LA FIGUERA, GDL |
| 24 | CIENEGA DE CHAPALA, MICM. |
| 81 | ZARONA, MICM. |
| 20 | MORELIA Y GUENHARD, MICM. |
| 57 | MOSAMIS METZITLAN, MICH. |
| 89 | CHALCO CH CANAUT, A. MEX. |
| 44 | JILOTEPEC, MEX. |
| 25 | SAN JUAN DEL RIO, GRO. |
| 08 | METZITLAN, GRO. |
| 03 | TULA, GRO. |
| 33 | EDO DE MEXICO |
| 30 | VALSARILLO, T.R. |
| 56 | ACOTAC-PAN DE AZÚCAR, T.L.A. |
| 16 | EDO DE MORELOS |
| 69 | TEPECUACUILCO Y BARRAJENANCO, GRO. |
| 60 | RIO PANUJO, TAMPS. VER. Y S.L.P. |

| SUR DISTRITOS (V) | |
|-------------------|-------------------------|
| 55 | LA ANTIGUA, VER. |
| 65 | ACTOPAN, VER. |
| 18 | TEHUANTEPEC, OAX. |
| 59 | RIO BLANCO, CHIS. |
| 47 | CACMORAN, SUCIATE, OMB. |
| 81 | EDO DE CAMPECHE |
| 48 | EDO DE YUCATAN |
| 21 | LA CHONTULA, TAB. |

CALIDAD DE LAS AGUAS PARA RIEGO

SRI SUBSECRETARIA DE OPERACION
 DIRECCION GRAL. DE DISTRITOS DE RIEGO
 DIRECCION DE OPERACION

PLAMEPA

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE RIEGO
 Y DRENAJE

SECCION DE SALINIDAD DRENAJE Y SUELOS

MEXICO D.F.

NOTA: FALTA UBICAR LOS DISTRITOS II, 47 Y 81

C.2. INFORMACION BASICA PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE DRENAJE.-

La selección del plan óptimo de drenaje y -- el diseño y construcción de obras de drenaje adecuadas, con posibilidades de éxito, dependen en medida considerable de la información básica de drenaje -- que se obtenga. Los requisitos que deben cumplir -- los datos de cualquier problema de drenaje en parti -- cular, varían con el tipo de problema y con el obje -- tivo de las investigaciones o del informe que se -- prepara. Los datos básicos deben permitir la selec -- ción de un plan que sea bastante firme, diseños que sean suficientemente representativos y estimaciones de costos que sean suficientemente precisas para -- los propósitos que se persiguen. Los datos inade -- cuados ocasionan diseños deficientes y costosos.

Los datos básicos de un estudio de drenaje -- se relacionan fundamentalmente al suelo y al agua, puesto que ambos constituyen los elementos más im -- portantes que intervienen en el drenaje. Las caracte -- rísticas del agua que se deben determinar se re -- fieren a su ocurrencia, distribución, movimiento, -- calidad y cantidad. Las características del suelo que se deben determinar se refieren a su formación, sus condiciones físicas y químicas y a su permeabi -- lidad.

Dentro de la información básica que se re -- quiere para realizar un buen diseño de un sistema -- de drenaje, se tienen los siguientes tipos:

C.2.1.- INFORMACION TOPOGRAFICA.-

La topografía de la zona por drenar es de -- primordial importancia, ya que determina frecuente -- mente el plan general que se debe usar y la locali -- zación de los drenes principales. Sin embargo, aún antes de llegar a las etapas de planeación y de di -- seño de un sistema de drenaje, se puede reconocer -- la importancia fundamental de los factores topográ -- ficos.

En este caso, la topografía determina la necesidad de construcción de extensas y costosas -- obras de drenaje. En donde existe declive superficial suficiente, el exceso de precipitación de agua de riego y el desperdicio de los canales, fluyen rápidamente fuera del área. Esa rápida remoción del exceso de agua superficial, disminuye la infiltración hacia los mantos freáticos. De este modo, una topografía favorable puede proporcionar drenaje superficial adecuado y obviar, o reducir, la necesidad de cualquier drenaje subsuperficial.

Así mismo un terreno casi plano, cortado a intervalos frecuentes por vías de agua bastante profundas. Aún cuando el drenaje superficial de estos terrenos esté desarrollado pobremente, el agua en exceso podría percolar hacia estratos permeables y encontrar escape en las vías de agua de los cortes profundos. En estas condiciones, la presencia de las vías de agua naturales, que es factor topográfico, en una área que normalmente requeriría extensas obras de drenaje, resulta en una diferencia muy grande en la planeación del drenaje y en el costo de las obras requeridas. En conclusión, la topografía influye en la planeación, disposición y diseño de los sistemas de drenaje, así como para determinar los requisitos del drenaje artificial y aún más, para determinar si realmente se necesita dicho drenaje artificial.

Los planos topográficos son esenciales para la solución de cualquier problema de drenaje. La topografía muestra los declives de los terrenos, la longitud de los declives, la localización y dirección del drenaje natural, las salidas potenciales para eliminación y otras condiciones especiales que pueden afectar el drenaje. Estos planos por sí solos a menudo constituyen la clave para elegir el tipo de drenaje que se necesita y para determinar en cierto grado su practicabilidad. La escala de los planos que se usa depende del tamaño del área de -- que se trate y del propósito de estudio. Para estudios preliminares, una escala de 1:50,000, usualmente es adecuada, para estos casos se cuenta con los planos del CETENAL. Para áreas más pequeñas o para

estudios más detallados, es ventajosa una escala de 1:20,000. Los estudios detallados de áreas con problemas especiales y la localización y el diseño de obras específicas pueden requerir escalas de 1:5,000. La equidistancia (o intervalo) de las curvas de nivel en los planos topográficos debe ser consecuente con su escala, con el tamaño del área y el propósito del mapa. Para estudios preliminares de grandes áreas que tienen relieve topográfico considerable, un intervalo de 5 ó 10 metros sería satisfactorio, siempre que esté bien representada la configuración del drenaje natural. La equidistancia de 1 metro es suficiente en general para proyectar la disposición del drenaje, pero para terrenos extensos casi planos, se justifica una equidistancia de 0.50 metros. Además del relieve y de los detalles naturales, los planos topográficos deben mostrar los manantiales, veneros, humedades y pozos; y las obras existentes como caminos, ferrocarriles, alcantarillas, tuberías y las líneas de servicios públicos como electricidad, teléfono, telégrafo, etc.; y la subdivisión de los terrenos y los linderos de propiedades.

Frecuentemente existen planos topográficos de las áreas de riego, propuestas o existentes. Estos pueden haber sido preparados específicamente con el propósito de planear los sistemas de riego o pueden haber sido preparados para otro propósito. Si no existen planos topográficos adecuados, es necesario efectuar estudios y levantamientos topográficos en el campo.

Las fotografías aéreas de una zona son muy útiles en los estudios de drenaje. Suplementan los planos topográficos al presentar un panorama de conjunto de los cauces naturales y artificiales de drenaje y, particularmente, de las condiciones para las salidas de eliminación. Adicionalmente revelan a menudo la existencia y la localización de problemas de drenaje, por ejemplo, las áreas donde hay humedad o transminación y las zonas salinas o alcalinas, y pueden dar indicios de la fuente de donde proviene el agua en exceso.

C.2.2. INFORMACION GEOLOGICA.-

La geología, y en particular la geomorfología de una área, tienen interés en los problemas de drenaje, principalmente en relación con los efectos en la porción de la corteza terrestre que -- llegan hasta una profundidad de unos 10 metros, excepto cuando se estudia la posibilidad de drenaje por pozos, lo que requiere exploraciones -- más profundas. La consideración de los procesos geológicos es útil para entender y analizar la -- ocurrencia y solución de problemas de drenaje, -- puesto que los suelos son producto residual de -- material firme original, y de la topografía, cli -- ma, cubierta vegetativa y de los procesos de la intemperie. Estos factores determinan en los -- suelos su textura, características químicas, pro -- piedades hidráulicas, etc. Uno de los asuntos de mayor interés, es el proceso de la formación del manto superficial de tierras y de su topografía asociada; y otro, es la existencia de los acuífe -- ros artesianos.

Como los suelos son el resultado de procesos geológicos complicados, existen muchos tipos de suelos geológicos e innumerables combinaciones de tipos, y cada uno tiene significado en los estudios de drenaje. Se puede llegar a obtener un entendimiento más amplio de los problemas de drenaje si se conoce el efecto de los procesos -- geológicos.

La identificación de los acuíferos artesianos puede ser importante desde el punto de vista de drenaje. Un acuífero artesiano que está bajo presión suficiente, de modo que el agua suba hasta la superficie del terreno o cerca de ella, -- puede contribuir a crear un problema de drenaje. Esta agua y la percolación profunda del riego y de la precipitación fluvial, se debe remover y -- retirar si se desea obtener éxito en la agricultura.

C.2.3. INFORMACION RELATIVA A CARACTERISTICAS DEL SUELO.

Lo que interesa principalmente en el drenaje subsuperficial es el movimiento del agua a través del suelo. Toda la planeación del drenaje subsuperficial se basa en este fenómeno. Todas las características del suelo relativas a densidad, porosidad, tamaño de partículas, granulometría, textura, propiedades químicas, capacidad de retención de agua, etc., afectan al movimiento del agua a través del suelo, como también lo afecta la composición química de las sustancias disueltas en el agua. Sin embargo, de todas las características que afectan este movimiento, la que integra los efectos combinados para el caso particular de una cierta agua y de un cierto suelo, y la que es básica en la solución de los problemas de drenaje, es la permeabilidad, ó conductividad hidráulica. Se han hecho muchos intentos y se continúan haciendo, para establecer una relación definida entre la permeabilidad y una o más de las características del suelo que sean fáciles de determinar, pero sólo se ha encontrado correlación muy limitada. Las múltiples características que afectan la permeabilidad y sus variadas interrelaciones son tan complejas, que es dudoso que alguna vez se llegue a establecer una correlación universal. Puede ser posible establecer correlación en áreas limitadas, donde los suelos se derivaron de un mismo origen, se depositaron de la misma manera, donde fueron afectados por las mismas condiciones climáticas y en general donde han tenido semejanza suficiente, de modo que muchas de las interrelaciones entre las características quedan anuladas; pero este caso sería una excepción. La mejor información, para usarla en el análisis y solución de los problemas de drenaje subsuperficial, es el conocimiento de la permeabilidad del suelo.

C.2.3.1. PERMEABILIDAD DEL SUELO.-

La facilidad con la que se mueve el agua dentro del suelo es una propiedad física del mismo, que cuando se expresa numéricamente se desig-

na como permeabilidad. El conocimiento de la permeabilidad y de los medios para determinarla, son esenciales para comprender y corregir la mayoría de los problemas de drenaje subsuperficial. La permeabilidad ha sido definida de varias maneras. Como se usa aquí, se refiere al movimiento de un agua particular en un suelo particular bajo condiciones especificadas. Se mide y se expresa en términos de, k , en la ecuación de Darcy, y en esta forma es sinónima de la conductividad hidráulica. Dimensionalmente es una razón, $k = v/i$, en la cual, v , es la velocidad de la corriente, i , es el gradiente hidráulico. Comúnmente se la designa como coeficiente de permeabilidad y se expresa en unidades de longitud por unidad de tiempo.

La permeabilidad media de un perfil de suelo se usa mucho en la determinación de los requisitos de drenaje subsuperficial, pero no se puede obtener gran precisión para este valor. Los suelos son usualmente heterogéneos y anisotrópicos y rara vez se encuentra uniformidad en el campo para las condiciones que afectan la permeabilidad en una área que tenga tamaño apreciable. Sin embargo, la permeabilidad media se debe determinar con tanta precisión como sea posible. El método que se usa en cada caso debe ser consecuente con las condiciones físicas y con las necesidades del trabajo. Existen varios procedimientos para obtener la permeabilidad, de los cuales ya han visto ustedes algunos en otra parte del curso.

C.2.3.2. TEXTURA DE LOS SUELOS.-

La textura expresa la proporción de los distintos tamaños de partículas en una muestra de suelo. La textura es importante en el drenaje subsuperficial porque es una característica del suelo que tiene relación general con la permeabilidad y con la retención del agua. En general, los suelos de textura gruesa tienen mayor permeabilidad y más baja retención de agua que los sue-

los de textura fina. La textura como ustedes saben, se mide fácilmente por medio del análisis granulométrico que separa grupos fraccionales de distintos tamaños. El Departamento de Agricultura de los Estados Unidos, ha desarrollado y adoptado la siguiente clasificación de partículas. Esta clasificación es la más recomendable en los trabajos de clasificación de tierras y de obras de drenaje, porque relaciona mejor las propiedades agrícolas de los suelos y permite una mejor correlación para estimar la permeabilidad, que el sistema de la clasificación unificada de suelos de Casagrande.

| <u>MATERIAL</u> | <u>DIAMETRO</u> |
|----------------------------------|-------------------------------|
| Piedras | mayor de 10 pulg.
(254 mm) |
| Guijarros | 3 a 10 pulg.
(76 a 254 mm) |
| Grava gruesa | 0.5 a 3 pulg.
(13 a 76 mm) |
| Grava fina | 2 a 13 mm |
| Arena muy gruesa | 2.0 a 1.0 mm |
| Arena gruesa | 1.0 a 0.5 mm |
| Arena mediana | 0.5 a 0.25 mm |
| Arena fina | 0.25 a 0.10 mm |
| Arena muy fina | 0.10 a 0.05 mm |
| Sedimento, polvo,
limo (silt) | 0.5 a 0.002 mm |
| Arcilla | menor de 0.002 mm |

La clasificación según la textura consiste de agrupamientos arbitrarios, basados en la proporción relativa de partículas de distintos tamaños en la masa del suelo. El triángulo de textura de suelos, de la pag. , se utiliza para relacionar los da -

tos cuantitativos obtenidos del análisis granulométrico detallado, de las fracciones de tamaño inferior de 2 mm de diámetro, con los nombres acostumbrados de la clasificación textural de los suelos.

C.2.3.3. ESTRUCTURA DEL SUELO.-

La estructura del suelo es una característica muy útil para valorar y correlacionar la permeabilidad de los suelos que tienen texturas similares. La estructura se refiere a la agregación de partículas compuestas que están separadas de agregados adyacentes por superficies de poca resistencia. El tamaño, forma y acomodo de los agregados, y la forma y tamaño de los espacios que forman poros, constituyen la estructura del suelo. La forma y el acomodo de los agregados se designa como tipo de estructura de suelo; el tamaño de los agregados se designa clase de estructura de suelo; y el grado de distinción en la calidad de débil, moderado o fuerte, se designa grado de estructura del suelo. Los tipos principales de estructura de suelo con los cuales trabaja el ingeniero de drenaje son: laminados, aterronados, granulados, prismáticos y masivos.

C.2.3.4. PROFUNDIDAD DE LA ZONA DE BARRERA.-

La zona de barrera llamada también estrato de barrera, capa de barrera, o simplemente barrera, estrictamente hablando no es una característica del suelo, sino un término que se usa mucho en el trabajo de drenaje y que está íntimamente relacionado con las características del suelo. La zona de barrera es un estrato o capa de lenta permeabilidad, que restringe el movimiento del agua subterránea. Como los estratos se encuentran generalmente en disposición horizontal como resultado del modo de su formación, la zona de barrera usualmente se considera como barrera al movimiento vertical del agua. Esta condición no es exclusiva, porque en áreas de inconformidad, la barrera puede restringir el movimiento horizontal del agua.

Cuando el agua que se infiltra hacia abajo - por acción de la fuerza de gravedad, alcanza la -- parte superior de una zona de barrera, se origina una condición saturada y se crean presiones dife -- renciales. El agua empieza a moverse entonces la -- teralmente a través del material que está encima -- de la zona de barrera, debido a dichas presiones. En esta forma, en la hidráulica del agua subterrá -- nea, la zona de barrera limita la profundidad de -- material disponible para el movimiento de dicha -- agua subterránea.

C.2.3.5. CONTENIDO DE SALES Y SODIO EN EL SUELO.-

Aún cuando usualmente no tienen consecuencias en el drenaje de las áreas húmedas, las sales y el sodio intercambiable son factores que tienen algún efecto en el drenaje de los suelos en las zonas -- áridas. Prácticamente todos los suelos en dichas zonas contienen sales o sodio, o ambas cosas. Su efecto en la reducción de la producción de culti -- vos es de mucha importancia, pero también pueden tener efectos secundarios en los requisitos de -- drenaje y en el costo de los drenes.

La presencia esperada de sales en el agua de riego y en los suelos de las zonas áridas plantea el requerimiento de la lixiviación, para mantener un balance salino favorable en la zona de raíces. Esto significa que una cantidad igual o mayor de sal debe escapar del suelo en el agua de drenaje, en comparación con la que aporta al suelo el agua de riego. Significa además que el estudio del re -- querimiento del drenaje debe considerar la remo -- ción del agua de lixiviación de los substratos. La remoción del agua de lixiviación, en exceso de la infiltración profunda normal, puede necesitar -- un aumento en el número de drenes y por lo tanto, un aumento del costo del sistema de drenaje. En -- la mayoría de los casos la infiltración profunda -- inherente a las prácticas normales de riego, man -- tiene un balance salino favorable y una concentra -- ción aceptable en la solución del suelo. Si la in -- vestigación descubre que el requisito de lixivia -- ción es en exceso de la lixiviación normal que se

obtiene con la infiltración profunda, asociada a las prácticas normales de riego, los requerimientos de drenaje se deben incrementar proporcionalmente.

El mantenimiento de un balance salino favorable, como se ha hecho notar arriba, es un requisito continuo si la producción agrícola se debe conservar permanentemente. Sin embargo, algunos suelos tienen una concentración tan alta de sales antes de la aplicación del riego, que es necesario efectuar una lixiviación pesada inicial, con agua de concentración salina aceptable, antes de comenzar la producción agrícola. Para quedar dentro de límites prácticos, el drenaje proporcionado no puede ser mayor del drenaje que requerirá la tierra bajo las condiciones de riego y cultivos normales después del mejoramiento inicial lo que significa que durante el mejoramiento inicial el nivel del agua freática será más alto que durante el riego normal.

Una proporción alta de sodio intercambiable puede causar que las partículas del suelo se defloculen. Normalmente, la permeabilidad de los materiales del suelo disminuye con un aumento en el sodio intercambiable y los requisitos de drenaje aumentan en consecuencia. Hay excepciones a esta afirmación general, pero los requisitos de drenaje se deben basar en la permeabilidad de los substratos en el lugar de los hechos, sin tomar en cuenta las condiciones químicas o mecánicas que causan esta permeabilidad. No es de esperarse que disminuya la permeabilidad de los substratos de tierras drenadas adecuadamente, si la calidad del agua y la del suelo en la zona de raíces, son satisfactorias para sostener agricultura de riego.

Aún cuando los requisitos de drenaje puedan estar basados en la permeabilidad de un suelo sódico, este tipo de suelo con frecuencia es difícil de manejar por los métodos de construcción ordinarios, lo que aumenta el costo de construcción.

Esta "sopa" de material puede impedir que se excave de primera intención la zanja de un dren abierto hasta su profundidad total, debido a que los taludes continuamente se deslizan hacia el interior. A veces se puede usar el método de construcción en etapas, para dominar esta condición, aún cuando se puede necesitar tiempo considerable para alcanzar la profundidad proyectada para el dren.

La tabla siguiente da límites físicos y químicos aceptados para delineación de suelos salinos y sódicos. Es de interés para el ingeniero de drenaje, porque da una indicación de los problemas de construcción, sin ser concluyente. En la práctica, las condiciones en una excavación se debe correlacionar con los valores físicos y químicos, para establecer una base para apoyar conclusiones.

| SUELO | CE x 10 ³ * | PSI** | PH |
|------------------|------------------------|-------|----------|
| Salino | 4 | 15 | 8.5 |
| Salino sódico | 4 | 15 | 8.5 ± |
| No salino sódico | 4 | 15 | 8.5 - 10 |

* Conductividad eléctrica en milimhos por centímetro a 25°C.

** Porcentaje de sodio intercambiable.

C.2.3.6. ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL.-

El agua de escurrimiento superficial se debe considerar en el análisis del drenaje, porque esta agua también se debe retirar de las tierras agrícolas. Como el agua tiende a moverse hacia los pun-

tos más bajos de la topografía, en la mayoría de los casos es normal que tanto el escurrimiento superficial como el subsuperficial ocupen el mismo cauce de eliminación. En consecuencia, al considerar el diseño del dren, se debe proporcionar suficiente capacidad para el agua que proviene de ambas fuentes.

El escurrimiento superficial se origina por la precipitación pluvial y por el desperdicio de riego. En general, las estimaciones del escurrimiento pluvial y del proveniente del desperdicio de riego, son datos asequibles al ingeniero de drenaje, para uso en el diseño de drenes. Cuando no existen estimaciones para estos escurrimientos, los siguientes métodos simplificados se pueden usar, para obtener valores cuantitativos para estos factores.

C.2.3.6.1. PRECIPITACION PLUVIAL.-

La precipitación normal en las regiones áridas usualmente es una pequeña parte de la aportación a una área regada y por lo tanto, es de poca importancia en las investigaciones de drenaje. Su importancia es mayor en las zonas de riego de las regiones semihúmedas. Sin embargo, la precipitación excesiva usualmente en forma de tempestad, puede ser de interés principal en una cierta área de riego y se debe considerar en varios aspectos del drenaje. La precipitación pluvial puede llegar a ser un factor en los requisitos del drenaje subsuperficial y usualmente, es un factor determinante en el drenaje superficial. Cuando los declives son relativamente escarpados o cuando los suelos son fácilmente erosionables, el manejo del escurrimiento pluvial puede llegar a ser un problema difícil y costoso.

C.2.3.6.2. ESCURRIMIENTO PLUVIAL.-

El escurrimiento pluvial depende de la topografía de los suelos, cubierta vegetal, uso de la tierra, y de las características hidrometeorológicas del área.

Los drenes superficiales se deben diseñar para manejar un caudal considerablemente menor que el -- máximo escurrimiento potencial. En general, se -- deben usar frecuencias de avenida de uno en 5 ó uno en 10 años. Se usan avenidas de frecuencia -- más baja en donde es necesario construir estructu -- ras relativamente costosas, o en donde el daño -- que las avenidas pudieran causar, requiera un di -- seño más conservador. Como las consecuencias que resultan de la capacidad inadecuada de un cauce, usualmente no son muy severas, no se justifica -- gran refinamiento en la estimación.

A pesar de la existencia de muchas fórmulas y de la disponibilidad de métodos analíticos, el modo más práctico de estimar los requerimientos -- del drenaje superficial para el escurrimiento plu -- vial, es el estudio de los cauces y alcantarillas existentes en la región. La misma capacidad para avenidas, o el mismo grado de protección que se -- usa para los caminos de las parcelas y para los -- laterales de riego, se consideran ordinariamente adecuados para los drenes superficiales. En con -- secuencia, la provisión de capacidad para escurri -- miento pluvial, comparable al que proporcionan -- otras obras existentes, usualmente es aproximada -- mente correcta. Si las obras existentes tienen o tuvieron en alguna ocasión capacidades inferiores a las que se requieren para frecuencia de uno en 5 años, mostrarán señales de inadecuación o habrán sido reemplazadas.

En los lugares donde hay muy pocas alcantari -- llas o muy pocos canales de drenaje que permitan -- comparación, se debe usar algún tipo de método ana -- lítico, de los vistos ya anteriormente.

C.2.3.6.3. EXCEDENTES DE RIEGO.-

El desperdicio superficial de las parcelas -- que se deriva del riego, varía con muchos facto -- res que incluyen las texturas del suelo, los de -- clives de los terrenos, la longitud de recorrido del agua de riego y la eficiencia del riego. En las mejores condiciones, con excelente adminis --

tración, es posible regar de modo que no exista ningún desperdicio de agua de riego que salga fuera del área regada, pero este caso es la excepción más bien que la regla. Un suelo arenoso profundo con declives prácticamente planos y con carrera de riego corta, se maneja más fácilmente para lograr que no exista desperdicio de las parcelas, en tanto que un suelo de textura fina, que tiene fuertes declives y largos recorridos de riego, es muy difícil de manejar para evitar el desperdicio. En la práctica, un sistema de drenaje se debe diseñar dando un cierto margen para el desperdicio de las parcelas, salvo que las operaciones de riego en el área demuestren que ese margen no se necesita.

Como el desperdicio de las parcelas puede llegar a un valor tan grande como el 50 % del agua aplicada a cualquier parcela en particular, la cantidad total de desperdicio de las parcelas que se debe conducir en cualquier momento a un punto de un dren, depende de la cantidad que se desperdicia de cualquier parcela particular, y del número de parcelas que están siendo regadas al mismo tiempo, aguas arriba de dicho punto.

Las curvas de capacidad de los canales se basan en el suelo, el clima, en la distribución de cultivos y en factores similares para un proyecto particular, y toman en cuenta la rotación del agua de riego entre las parcelas. Estos mismos factores se pueden usar para establecer la capacidad para el desperdicio de las parcelas que llega a los drenes, a menos que se disponga de mejor información, como la medición real del desperdicio de las parcelas de un proyecto que está en operación.

Un plano topográfico en el cual estén localizadas las tierras regables y los drenes, permitirá la determinación para cualquier punto en el dren, de las hectáreas totales regadas cuyo desperdicio de parcela debe pasar por dicho punto.

La capacidad de los laterales para esas hectáreas se puede obtener de la curva correspondiente. -- Aplicando un factor a dicha capacidad, el cual va riará con los conceptos enumerados arriba, se podrá obtener el margen de capacidad para el dren, para tomar en cuenta el desperdicio de las parcelas. Para un proyecto de riego común y corriente se puede usar un factor de alrededor de un 15 %.





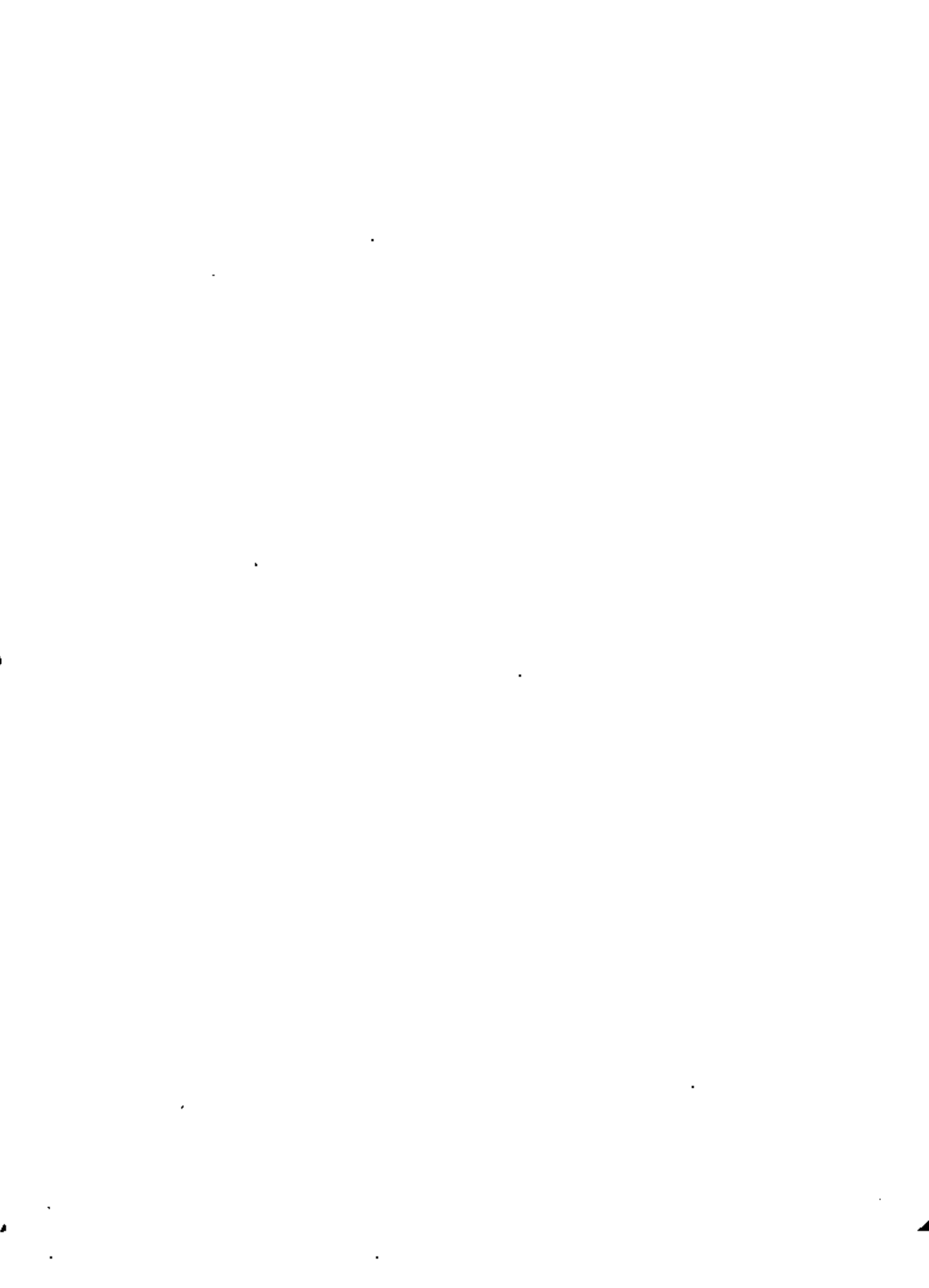
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION DE INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

APOYOS DE PLACAS DE NEOPRENO

ING. S. GUADALUPE SANCHEZ ACUÑA



JUNTAS DE EXPANSION Y CONTRACCION (BANDAS DE P V C O CLORURO DE POLIVINILO)

1.- Las juntas de Expansion conocidas comunmente con el nombre de "Bandas de P V C" se fabrican de diferentes formas, tamaños y colores. Este tipo de juntas se localizan en estructuras sumamente largas, como Muros de Contención, Edificios, Ductos, Sifones, Secciones Transversales de Canales y en Puentes.

¿ Cuando se deben emplear las Juntas de Expansion ?

Estas se deben emplear cuando el proyecto lo especifique en alguna de sus partes, así mismo el contratista será el encargado de la adquisición de la banda así como de la colocación de la misma en la parte o partes que indique el proyecto. Se recomienda que estas juntas sean colocadas cada 30 mts. en el caso de Edificios y Muros de Contencion.

Hay que considerar tambien que la realizacion de este tipo de juntas habrá de ser entre los elementos de una estructura construida con distintos materiales o bien entre las partes de una estructura que posean diferente altura o que tengan un tipo de cimentación distinto. Es tambien conveniente colocar juntas de Expansion en estructuras que tengan cambios de Dirección.

En el caso de la Secretaría es necesario considerar el problema de retención de agua a través de las juntas, ya sean de Construcción, Contracción o Expansion, localizadas en las estructuras de concreto. En un principio se quiso evitar el problema mediante el uso de elementos metalicos ahogados en el concreto y generalmente se empleo el cobre debido a que su resistencia a la Oxidacion es mucho mayor que la del acero, aunque su rigidez propia puede impedirle que absorba los movimientos del concreto o de las estructuras sobre todo en aquellos casos en el que el diseño no este de acuerdo a la figura de la junta.

El uso de las Bandas hechas con materiales como son el hule, butilo, neopreno, estireno, polyuretano y P V C ha aumentado en forma notable en los ultimos años, cabe aclarar que el material que mas aceptación ha tenido es el P V C, esto se debe a que el citado material absorbe los movimientos de la junta y es completamente impermeable, a diferencia de los elementos metalicos, las bandas de P.V.C son faciles de cortar así mismo son sumamente faciles de unir; el unico problema que se presenta es el de su fijación correcta a lo largo de la junta ya que la banda

cambia de posición con frecuencia por el impacto y presión del concreto al realizarse el vaciado, desplazamiento que trae como consecuencia la mala colocación de la banda y la posibilidad de filtraciones.

Es muy importante establecer que todo producto que se vaya a emplear en la obra se le compruebe la calidad así mismo se analicen el ancho para ver si es el adecuado al sitio de su colocación.

Finalmente se hacen las siguientes recomendaciones para el empleo adecuado de las bandas.

- a) El ancho de la banda no debe ser mayor que al peralte del elemento de en que se colocará.
- b) Para lograr un correcto anclaje en el concreto, el ancho de la banda no debe ser menor a seis veces el tamaño máximo del agregado grueso, más al ancho de la junta especificada por ejemplo.
 Una junta de $3/4"$ de ancho y donde el agregado máximo del concreto es de $1\ 1/2"$, el ancho mínimo de la banda debe ser igual a :

$$6 \times 1\ 1/2" + 3/4 = 9\ 3/4"$$
- c) La distancia de la superficie al punto donde se coloca la banda no debe ser menor que la mitad del ancho de la banda.
- d) La distancia mínima entre el acero de refuerzo y la banda debe ser igual a dos veces el tamaño máximo del agregado.

MEMBRANAS DE CURADO

¿ Que sabemos de Membranas de Curado ?

Sabemos que es compuesto líquido que forma una membrana apropiada para su aplicación sobre superficies verticales u horizontales y que sirve para retardar la pérdida de agua durante el endurecimiento temprano y en el caso de que la membrana tenga en su composición pigmentos blancos, servirá también para reducir la elevación de la temperatura en el concreto expuesto a los rayos del sol.

La membrana de curado es un producto que cuando llena las especificaciones de calidad establecidos por la Secretaría se puede emplear para curar en concreto fresco y puede ser usado también posteriormente para curar el concreto después de retirar la cimbra o después del curado húmedo inicial.

Existen en el mercado diferentes presentaciones de la membrana de curado. Si hablamos del color podemos decir existen aquellas que son claras o translúcidas sin color, claras o translúcidas con color fugaz, con pigmento blanco, con pigmento rojo y con pigmento amarillo.

Para la adquisición de la membrana se hace por medio del contratista al que al mismo tiempo se encarga de aplicarla. El Departamento de Ingeniería Experimental será el que se encargue de comprobar la calidad del producto que se está adquiriendo y así mismo de informar al proveedor y a la residencia de la calidad.

Características positivas de la Membrana de Curado:

Es un producto que cuando cumple con la norma A S T M - C - 309 - 77 este se puede aplicar fácilmente, tiene buena retención de humedad y una coloración que después de un tiempo se pierde quedando el concreto en su color natural.

Es necesario aclarar que un buen concreto debe tener la resistencia suficiente para soportar las cargas a que está expuesto, soportar las condiciones de exposición y ser producido a un costo relativamente bajo, es decir debe ser durable, resistente y económico. Es conveniente que el supervisor haga notar que ningún detalle de la construcción ofrece la posibilidad de incrementar la resistencia y durabilidad a tan bajo costo como la

que brinda un buen curado, operación que debe realizarse en condiciones óptimas de tiempo, humedad y temperatura.

Es conveniente recordarles que el fenómeno del fraguado y endurecimiento consiste en una hidratación progresiva de los granos de cemento; por tanto, la penetración del agua en los granos de cemento define tanto el principio y el fin del fraguado como el endurecimiento, rápido en la primera fase para prolongarse despues lentamente durante años.

Por lo general, las especificaciones recomiendan para concretos fabricados con cementos tipo I, II y V se mantenga la humedad por lo menos 7 días y para aquellos concretos fabricados con cementos tipo IV o una combinación de cemento y puzolana se mantenga por lo menos 14 días. En virtud de que la temperatura ambiente en la mayor parte del país no es por lo general extrema, lo más frecuente es dejar que la temperatura del concreto siga su tendencia natural, quedando solamente la humedad como factor que deba controlarse. De esta manera si el cemento dispone de suficiente agua para hidratarse, las variaciones en la temperatura ambiente solo influirán en la velocidad del proceso sin afectar las propiedades potenciales del concreto. En cambio si falta humedad a edades tempranas, o sea cuando el proceso de hidratación se halla en su fase más intensa, la calidad quedará afectada en forma irreparable.

De esto se deduce al por que, tiene interes especial establecer la relación solamente entre el curado y la humedad.

Podemos decir que existen dos procedimientos basicos para mantener la humedad del concreto; a saber :

- a) Evitar la evaporación aplicando un material impermeable sobre la superficie.
- b) Reponer el agua evaporada mediante aplicación adicional.

Aplicación.

Es de suma importancia que cuando se trate de superficies libres, como pavimentos, el curado se inicie inmediatamente despues del acabado para evitar, que la evaporación durante su etapa de fraguado.

Antes de seleccionar el procedimiento de curado, conviene que el supervisor tenga en cuenta que el procedimiento de reposición solo es efectivo si se lleva a cabo en forma continua y durante un lapso determinado. Así co-

no un humedecimiento esporádico resulta ineficaz, también lo será.

El no recubrir al concreto con un material que no restrinja debidamente la evaporación por tal motivo será necesario efectuar pruebas de laboratorio.

Fallas en la fabricación de Membranas de Curado.

En el año 1977 los supervisores del obras, de la Oficina de Normas y Control de Calidad efectuaron en un lapso de 3 meses, 85 muestras de membranas de curado, en diferentes obras. Encontrándose que de esa cantidad de muestras una muestra acusó resultados que cumplían con lo especificado por norma el resto presentó las suficientes fallas.

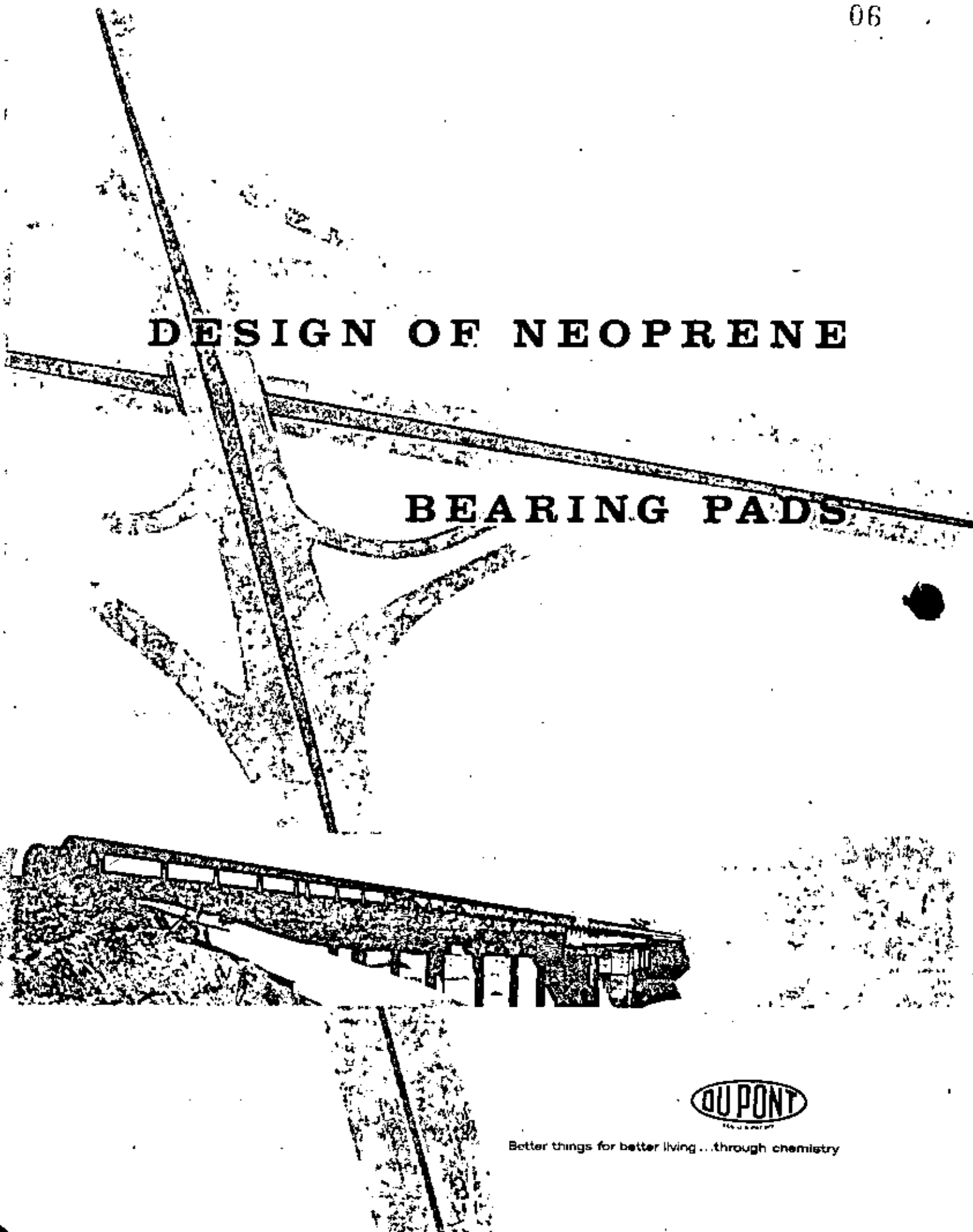
- a) Dificil aplicación: Este se debía a que la membrana no estaba correctamente disuelta y presentaba grumos que tapaban la boquilla de aspiración.

Esto se debe principalmente a que el proveedor no da la información adecuada del producto que está vendiendo o bien el producto al salir de fábrica es de mala calidad o el solvente que se está empleando no es el adecuado.

- b) No retienen humedad: El principal problema que tiene este producto es la falta de retención de humedad esto se debe a defectos de fabricación o bien a una adulteración del producto por parte del contratista.
- c) No seca en masas: El problema de secado se presenta en las membranas que tienen como solvente, petróleo o diésel estos productos dan al acabado una coloración amarillenta así mismo debido a la falta de secado la parte que fue tratada se llena de polvo haciendo que la superficie presente características indeseables.
- d) Coloración: La mejor coloración es la blanca
- e) Consistencia: Al hablar de consistencia nos referimos a que el producto debe ser uniforme y homogéneo esta cualidad permite una mejor aplicación por medio de aspiración o broche.

DESIGN OF NEOPRENE

BEARING PADS



Better things for better living...through chemistry

table of contents

Advantages of neoprene bearing pads. page 1

a WHY RUBBER BEARINGS?

b WHY NEOPRENE?

Neoprene in compression. page 4

a LIMITATION ON COMPRESSIVE STRAIN

b MODULUS IN COMPRESSION

c CREEP IN COMPRESSION

Neoprene in shear. page 9

a LIMITATION ON SHEAR STRAIN

b MODULUS IN SHEAR

c SLIPPAGE

Design calculations. page 12

a PROCEDURE

b SAMPLE PROBLEMS

c DERIVATIONS AND ASSUMPTIONS

Data sheets (TABLE 1, FIGURES 1-3.) pages 18, 19



Advantages of neoprene bearing pads



WHY RUBBER BEARINGS?

Rubber bridge bearing pads have three important advantages over conventional sliding plates, rollers, and rocker arms used to support bridge girders. Rubber bearings are economical, they are effective, they require no maintenance.

1. economical

Because of its simple design, ease of fabrication, and low materials cost, a rubber bearing should be substantially more economical than the average mechanical bearing device. The rubber bearing has no moving parts. It is simply a flat rubber pad an inch or so thick placed between the girder and the pier or abutment. As the beam expands and contracts the pad deflects in shear. There is no sliding motion between pad and beam or between pad and pier.

2. effective

An important asset of the rubber bearing is its effectiveness as a medium of load transfer. Under compressive loads the rubber pad absorbs surface irregularities. Valleys, as well as hills, in the concrete surfaces carry the load. In shear, the rubber bearing deflects readily with the first bit of horizontal movement of the beam. There is no starting friction to overcome, no corrosion deposit to break loose. There is no opportunity for a "frozen" bearing to transmit excessive thrust to the girder support.

3. no maintenance

The third important advantage of a rubber bearing is its complete freedom from maintenance. There is no need for lubrication, no need for cleaning. All motion is internal movement within the rubber so there is no opportunity for corrosion freezing.



WHY NEOPRENE?

Neoprene is now being used for bridge bearings, both in this country and abroad, for two important reasons. It possesses the required physical properties and it is highly resistant to deterioration by weathering and natural aging.

1. strong

The compressive strength of neoprene is more than adequate to support bridge loads. Properly designed, a neoprene bearing can support compressive loads up to 1000 psi, which is about as high as engineers like to load concrete anyway.

Creep under compressive loads is not excessive—only $\frac{1}{32}$ to $\frac{1}{16}$ inch per inch of bearing thickness if the bearing is properly compounded and designed. Moreover, most of the creep occurs in the first 10 days under load, so settlement after the final traffic surface is laid will be unnoticeable.

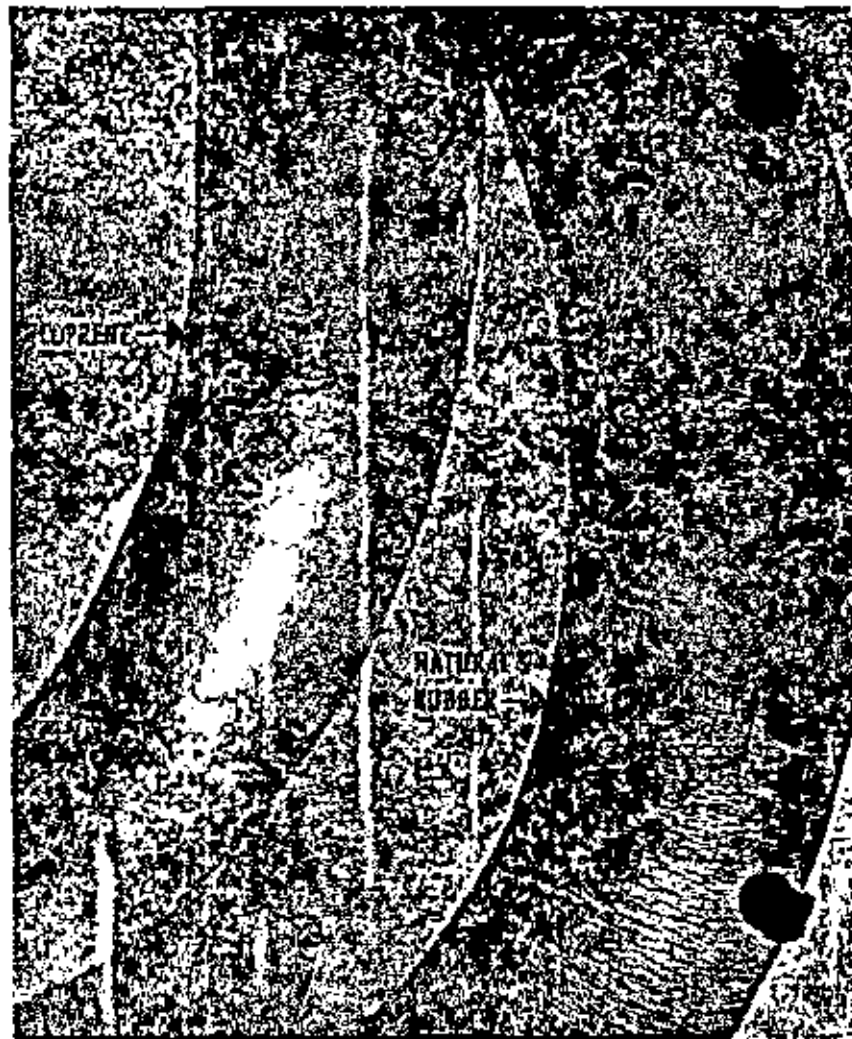
2. durable

In these two physical properties, compressive strength and creep rate, neoprene is no better or worse than natural rubber and some of the other synthetic rubbers. In its resistance to deterioration, however, neoprene is markedly superior to natural rubber and to any synthetic rubber which could meet the physical requirements of bridge bearing pads.

Neoprene's resistance to deterioration by weather is shown in the accompanying photograph. These two sections of electric cable have been exposed outdoors since

1935. The cable on the right has a jacket of natural rubber; it is badly checked and cracked, and its physical properties have deteriorated to the point that they can no longer be measured. The cable on the left has a jacket of neoprene; it is not checked or cracked and its physical properties are within 80% of original. In the wire industry neoprene was adopted for cable jacketing after extensive study and many accelerated aging tests. Wire and cable engineers concluded that neoprene could reasonably be expected to last at least 40 years out in the weather. With this in mind it seems reasonable to expect trouble-free service from proper quality neoprene bridge pads for 35 to 50 years. This estimate is based on 30 years of experience with neoprene products and on our knowledge of the mechanism of the natural aging process.

COMPARATIVE EXPOSURE TEST UNDERWAY SINCE 1935



Neoprene in compression



LIMITATION ON COMPRESSIVE STRAIN

When a neoprene bearing is placed under load it deflects vertically. Vertical deflection should not exceed 15% of the uncompressed thickness of the bearing. Strain in compression greater than 15% produces internal stress within the rubber which accelerates the rate of creep and accelerates the rate of weather-cracking in the bulging sides of the pad. We recognize that some engineers have proposed to limit compressive loading by placing a limitation upon the compressive stress; some would limit stress to 500 psi in compression, others to 800 psi. From our studies of creep, we believe it more significant to limit compression loading by stating the limitation in terms of compressive strain, and 15% seems to us to be high enough for adequate design latitude and low enough to provide a safety factor against the possibility of non-ideal conditions at the work site (small ups-and-downs in the concrete surfaces for example).



MODULUS IN COMPRESSION

If strain is to be limited to 15% it is apparent that we must know the compression modulus of the neoprene pad. The compression modulus of any rubber, neoprene included, is a function of two variables, hardness of the rubber compound and shape of the piece. Figure 1 (page 20) relates compressive stress, compressive strain, hardness and shape.

1. hardness

Hardness of rubber products is defined as relative resistance of the surface to indentation by an indenter of specified dimensions. The instrument usually used is the durometer, a small pocket sized instrument with a dial on one face and a spring loaded indenter, like a pencil point, projecting from another side of the case. When pressed against a piece of rubber the indenter is pushed back into the case against the spring. This motion is translated through a rack and pinion into movement of the pointer on the calibrated scale. The harder the rubber, the further the indenter is pushed back and

the higher the numerical reading on the scale. Durometers are manufactured under several brand names (Shore, Rex, Wallace) but all are calibrated in the same arbitrary A scale from 0 (soft) to 100 (hard). The durometer hardness of a typewriter platen is about 90, a shoe sole is about 80, a shoe heel is about 70, a tire tread is about 60, an inner tube is about 50, and a rubber band is about 40.

Although we say that the modulus of a rubber bearing varies with its hardness, it does not follow that hardness precisely defines the inherent stiffness of the compound. In the first place the hardness measurement itself is not exact; two people using different durometers may easily get readings from the same piece of rubber as much as 5 hardness points apart. In the second place, resistance of the surface to indentation is not really the characteristic we are interested in. We are really concerned with the resistance of the whole mass of rubber to compressive deformation. In this booklet, and elsewhere, are published stress-strain curves in compression for rubber compounds of different hardnesses. No such curve can be more than an approximation of the stress-strain relationship. When a bridge engineer specifies a bearing pad of certain hardness, say 70, he may expect its stiffness in compression to be about as predicted by our Figure 1-70, but he should not be disturbed by small differences between published moduli and actual. The inexactness of hardness as a measure of stiffness also explains the differences between modulus data appearing in different publications. As a practical matter, no part of the design of neoprene bearing pads is so critical that 10 or 20% variation either way will make any real difference. For example, we said above that compressive strain should not exceed 15%; no one could say that increasing this empirically selected figure as much as 20%, from 15% up to 18% compressive strain, will do any real harm.

2. shape factor

In compression, but not in shear or tension, the stress-strain relationship in rubber depends on the shape of the piece. Consider two blocks of rubber, both having the same thickness, the same area in plan view and the same hardness. But one is 10×10 in., the other 5×20 in. in plan dimensions. If equal weights are placed on each, subjecting each to the same compressive stress, they do not deflect the same amount. The 5×20 in. block deflects more than the 10×10 in. block. This is understandable if one recognizes that the blocks did not lose any volume when the weight pressed down on them; they bulged at the sides. The 5×20 in. block was deflected in compression more than the 10×10 because the sides of the 5×20 were greater in total area than the sides of the 10×10 . Increasing the area that was free to bulge made bulging easier and per-

mitted greater vertical displacement. For pieces having parallel loading faces and sides normal to the loading faces, as is the case in bridge bearing pads, the influence of shape may be numerically expressed as the "Shape Factor." This value is defined as the ratio of the area of one loaded surface to the area of all the unloaded surfaces that are free to bulge.

$$\text{Shape factor} = \frac{\text{one loaded surface area}}{\text{total free-to-bulge area}}$$

$$\text{Shape factor} = \frac{(\text{bearing length, in.}) (\text{bearing width, in.})}{2(\text{bearing length} + \text{width, in.}) (\text{bearing thickness, in.})}$$

The influence of shape factor has been studied thoroughly by E. G. Kimmich of Goodyear Tire & Rubber Co., a widely recognized authority on engineering with rubber. After much experimentation Kimmich found that specimens having the same shape factor and hardness, regardless of their actual sizes and shapes, will require fairly closely the same compressive stress to produce a given compressive strain. He found also that there is no consistent relationship between shape factor and compressive modulus; a neoprene bearing pad with a shape factor of 6 is stiffer than one with a shape factor of 2, but not by a factor of 3 or $\sqrt{3}$ or $\log 3$ or any other mathematical relationship. So Kimmich made thousands of stress-strain measurements on rubber samples of different hardnesses and different shape factors. From his experimental data he produced a series of curves relating the four variables: stress, strain, hardness, and shape factor. Our Figure 1 (page 20) is taken from his data.

These are important curves. Let's see how they work.

What will be the percent compressive deflection of a 60 hard neoprene bearing $10 \times 10 \times 1$ in. under 700 psi compressive stress?

$$\text{Shape factor will be } \frac{(10)(10)}{(2)(10+10)(1)} = \frac{100}{40} = 2.5$$

In Figure 1-60 we find that the curve for shape factor 2.5 crosses the 700 psi abscissa at 15% compressive strain. So compressive deflection will be 15% of 1 in., or 0.15 in.

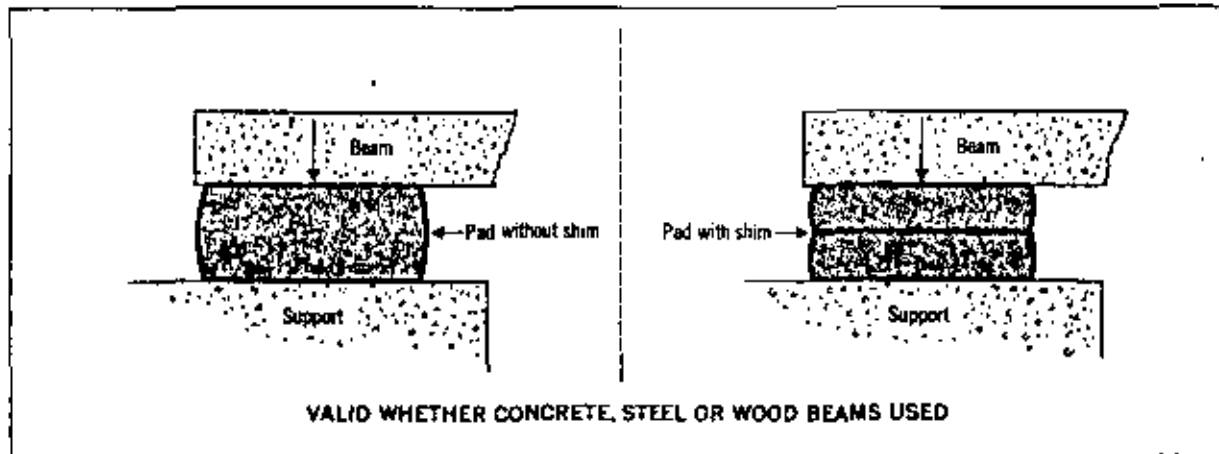
Now suppose we make the pad 2 in. thick. Will deflection be 15% of 2 in.?

No, it will not. When we double the thickness we double the free-to-bulge area and the shape factor becomes 1.25. In Figure 1-60 the curve (interpolated) for shape factor 1.25 would cross the 700 psi abscissa at about 29% compressive strain. So compressive deflection will be 29% of 2 in.

But there is a way to bring it back to 15%.

Suppose we slit the 2 in. bearing in half, insert a thin steel or aluminum shim between the two halves, and bond the two pieces tightly to the shim. When compressive

stress is applied, the shim makes bulging more difficult; in fact, the rubber behaves not like a 2 in. pad, but like two 1 in. pads thus:



Each 1 in. ply now has the old 2.5 shape factor. So compressive deflection of each ply will be 15% of 1 in., and deflection of the shimmed bearing as a whole will be 15% of 2 in.

This trick with the shim is important. The time will come when we will want to increase the thickness of rubber in a bearing to prevent excessive shear strain (shear

strain = $\frac{\text{horizontal deflection}}{\text{thickness of bearing}}$; it should not exceed 50%). But, we just saw, when we

increase thickness we increase compressive strain—in our example from 15%, the maximum allowable, to 29%. The use of shims to make a multi-ply bearing gives us a way to increase the thickness of rubber in the bearing, thereby reducing the bearing's stiffness in shear, without an accompanying reduction in its stiffness in compression. This can be very important where local conditions dictate the use of piers and abutments of lesser strength than the engineer would desire—because by using shims the maximum forces pushing on the support can be reduced to an acceptable level.

3. effect of low temperatures on compression properties

As neoprene is cooled to about -40°F. , it becomes gradually stiffer, but not brittle. In designing a bearing pad we allow for this gradual stiffening in our shear calculation, but we neglect it in our compression calculation. We must design for 15% maximum compressive strain at neoprene's summer modulus; it is of no consequence that the bearing's winter modulus may be higher.

If neoprene is cooled to a moderately low temperature (32° to 0°F.) and held there, it undergoes a phase change, a molecular realignment. It becomes much stiffer. This change is called crystallization, which may be an unfortunate word to use because it implies brittleness. Crystallized neoprene is *not* brittle. Quite the reverse, it is tough

and leathery. Crystallization is reversible; it disappears when the neoprene warms up. Also, crystallization can be removed by mechanical work; vibration by traffic would probably create enough work energy to remove crystallization from a neoprene bearing. And if traffic is more or less continuous the vibration would inhibit crystallization.

Crystallization does not occur at all if the neoprene is cooled quickly past the crystallization temperature zone, say to -50°F . It appears to us that crystallization will have no effect on the proper functioning of neoprene bridge bearings, and we do not recognize its existence in our design calculations.

At very low temperatures, -40 to -60°F ., neoprene becomes brittle unless compounded specifically for low temperature flexibility. The *brittle temperature*, sometimes called brittle point, of a rubber compound is the temperature at which a specimen shatters under certain prescribed testing conditions (a controlled hammer blow). As a practical matter, however, whether or not a rubber compound will shatter when cooled to its brittle temperature depends upon the rate of application of load. A bearing at the brittle temperature may shatter under a hammer blow, yet remain flexible when strained as slowly as a bearing is strained. Brittleness does not enter our design calculation, but it is good practice for the design engineer to consult with his rubber goods supplier in regard to the temperature range expected in service—especially if extreme conditions are to be encountered.



CREEP IN COMPRESSION

Results of ten-year creep tests on neoprene are shown in Figure 3 (page 20). The amount of creep depends on the hardness of the bearing and on the amount of initial compressive strain. From Figure 3, the maximum additional reduction of thickness because of creep will be 45% of initial compressive deflection in 70-Hard bearings, 35% of initial deflection in 60-Hard bearings and 25% of initial deflection in 50-Hard bearings.

In our sample problem #1, presented later, a 50-Hard bearing 1 in. thick is deflected 6% under its compression load. Its maximum loss of thickness because of creep will be 25% of 6%, so its final thickness after creep will be $1 - 0.06 - (0.06)(0.25) = 0.925$ in.

In our sample problem #2, a 70-Hard bearing $1\frac{1}{4}$ in. thick is deflected 13% initially. Its final thickness will be: $1.25 - (1.25)(0.13) - (1.25)(0.13)(0.45) = 1.014$ in.

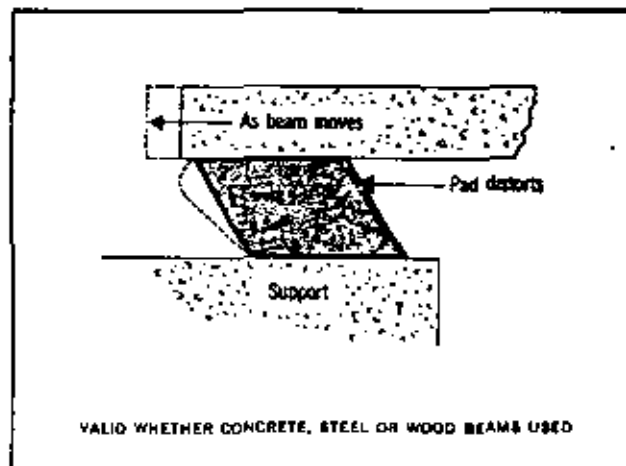
Notice in Figure 3 that most of the creep occurs in the first 10 days under load, and practically all of it in the first 100 days.

When the end of a bridge beam moves horizontally it deforms the neoprene bearing in shear. Since the neoprene bearing is elastic it resists deformation, producing shear stress at the interface of bearing and beam, and the interface of bearing and support. If shear stress at these interfaces exceeds the force of friction the bearing will slip. The pad must be designed, therefore, to limit these shear forces. The necessity to prevent slippage compels us to wrestle with neoprene's stress-strain relationship in shear.



LIMITATION ON SHEAR STRAIN

To obtain maximum life from the rubber we suggest that shear strain be limited to 50%. In other words, the thickness of rubber in the bearing should be at least twice the expected horizontal deflection. We can cite no data nor give specific reasons for this limitation. In fact, Charles A. Maguire & Assoc., engineers of Providence, R.I., report in their manual, "Elastomeric Bridge Bearings," that they have deformed bearings 100% in shear with no apparent ill effects. However, under conditions of high strain some undesirable things could happen. For example, it is possible under severe shear strain that the acute-angled corners of the bearing might bend away from contact with the beam or pier, and that the obtuse angled corners might roll under and produce local areas of high stress. So to be on the safe side, we suggest that shear strain be limited. It is not a hard and fast limitation. Certainly no one could say that shear strain of 60% or even 70% guarantees trouble. We do believe that 100% strain is excessive; we know that 50% strain is safe. At strains of 60 or 70% a pad will in all probability function perfectly; however, to obtain the safety required for good engineering the shear strain should be limited to 50%.





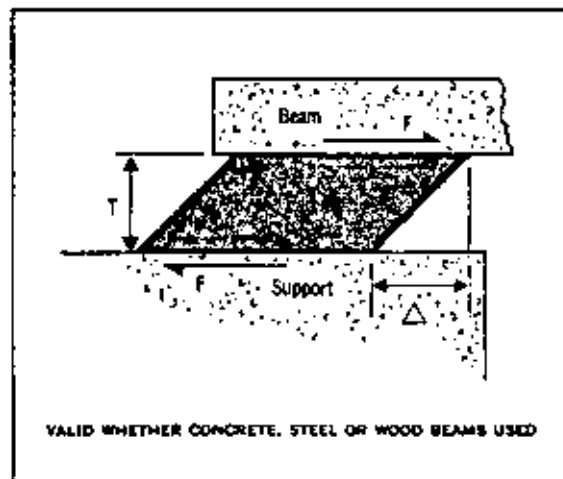
MODULUS IN SHEAR

The stress-strain relationship for neoprene in shear is linear for shear strains up to 50% and may be expressed as a modulus. The modulus is 110 psi for a typical 50-Hard bearing, 160 psi for a 60-Hard bearing, and 215 psi for a 70-Hard bearing—all at 70°F. These values are repeated in Figure 2 (page 20).

To illustrate the use of these modulus values, suppose a 50-Hard bearing 20 × 12 × 2 in. is deflected horizontally 0.75 in. What shear force (F., lb.) will result?

$$\text{Modulus} = \frac{\text{Stress}}{\text{Strain}} = \frac{\frac{F}{\text{Area of bearing}}}{\frac{\Delta}{T}}$$

$$\text{Rearranging, } F = \frac{(\text{Modulus})(\text{Area})(\Delta)}{T} = \frac{(110)(20 \times 12)(0.75)}{2} = 9,900 \text{ lb.}$$



1. hardness

You will note we have related modulus values to hardness. As pointed out earlier, hardness is an inexact measure of stiffness in compression, and the same is true of stiffness in shear. Remember, it is very common to find 5 points difference in readings made by various people using different durometers on the same piece of rubber, and the difference is often as much as 10 points. This 5 or 10 point disparity is equivalent to a variation of 15 to 20% in actual stiffness. In other words, a bearing having a nominal hardness of 70 durometer can have a shear modulus 15 to 20% above or below the modulus shown in Figure 2.

2. shape factor

In shear, in contrast to its behavior in compression, a neoprene bearing pad's performance is not affected by the shape factor of the piece. The spring rate of a bearing in shear is the same regardless of the orientation of the pad; it can be turned lengthwise or crosswise to the direction of beam travel.

3. effect of low temperatures on shear properties

In the section, Neoprene in Compression, we described the effects of low temperature on neoprene. The only effect of importance in the design and function of bridge bearings is the gradual stiffening that occurs as temperature declines. In our calculations we assume the shear modulus at 20°F. to be 10% greater than the modulus at 70°F.; at 0°F. we assume a 25% increase; and at -20°F. we assume a 90% increase. We are being ultra conservative in assuming these higher moduli at low temperatures. There is evidence that modulus is independent of temperature when the rate of strain is very low—as it is when strain is the result of a beam's contracting. But we have no experimental proof obtained under precisely the conditions under which a bearing operates, namely, simultaneous compressive strain and shear strain, and very slowly decreasing temperature and increasing strain. So we assume stiffening. The 10%, 25% and 90% increases in modulus are what we find when our test specimens are strained at normal testing rates, which are some thousands of times faster than the rate at which a beam will expand or contract with changes in ambient temperature.



SLIPPAGE

When a beam deflects horizontally it strains the rubber in shear and thus produces shear stress at the rubber-pier and rubber-beam interfaces. If shear stress exceeds the force of friction the pad will slip. No experimental determination has been made of the starting friction between rubber and concrete. But it has been observed by Charles A. Maguire & Associates in laboratory experimentation on full size pads that slippage does not seem to occur so long as shear stress does not exceed one-fifth the compressive stress acting on the interface. In designing neoprene bearings therefore we suggest that shear force be limited to one-fifth the dead load. This rule-of-thumb seems to hold for steel beams as well as concrete.

Design calculations

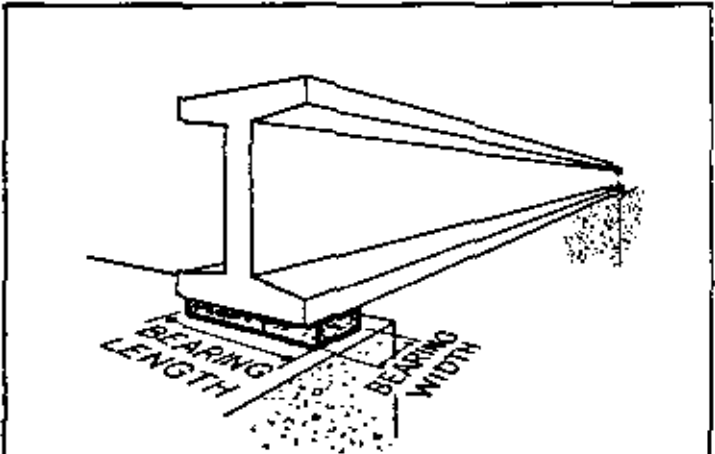
| | | |
|----------|----------------------------|-------------|
| a | PROCEDURE | pages 12-13 |
| b | SAMPLE PROBLEMS | pages 14-15 |
| c | DEVIATIONS AND ASSUMPTIONS | pages 16-17 |

Our objective is to calculate the length, width, thickness and hardness of a neoprene bearing. Our designs will be controlled by the following limitations:

1. Shear strain should not exceed 50%
2. Compressive strain should not exceed 15%
3. Expansion and contraction of the beam should be absorbed by deflection of the bearing in

a PROCEDURE

bearing length, in. = beam width, in.



Don't be confused by our nomenclature. The bearing dimension that we call "LENGTH" is measured in a direction perpendicular, not parallel, to the beam's length.

b. bearing thickness, in. = (0.012)(beam length, ft.)
 You can call this 1/4 in. of thickness per 10 ft. of beam length.
 or = No less than 1/4 in.; this is about the least thickness that will iron out surface irregularities in beam and support.

3. bearing width, in. = (dead + live loads, lb.) / (800) (bearing length, in.)
 or = (5) (bearing thickness, in.)
 or = Your personal psychological minimum. (Ours is 6 in.)
 Whichever of the three is greatest.

If for psychological reasons you use a wider bearing than called for by the first two Width equations, as you probably will in the case of box beams because they are so lightly loaded, be sure to increase thickness to 1/2, but no more, of whatever bearing width you choose to use.

4. bearing hardness (durometer): Calculate compressive stress on bearing and shape factor of bearing.

$$\text{Compressive stress, psi} = \frac{(\text{dead} + \text{live loads, lb.})}{(\text{bearing length} \times \text{width, in.})}$$

$$\text{Shape factor} = \frac{(\text{bearing length} \times \text{width, in.})}{(2) (\text{bearing length} + \text{width, in.}) (\text{bearing thickness, in.})}$$

Knowing compressive stress and shape factor, go to Figure 1 (page 20) and read the compressive strain that will occur if you make the bearing 50-Hard, 60-Hard, or 70-Hard. Use the lowest hardness that results in compressive strain less than 15%. If all hardnesses result in compressive strains more than 15%, as may happen with very heavy beams: (1) Figure how many shims would be needed to

shear. The bearing should not slip back and forth on the abutment.

4. Thickness should not exceed one-fifth the width. This limitation assures a stable seating condition. Common sense tells us that if a bearing is too thick in relation to its width the beam will wobble. It has been observed in test work that bearings under combined compression and shear

seem to be seated stably if thickness is no greater than one-fifth the width.

First we will describe a procedure which accomplishes these objectives. Then, on the next two pages, we will work some sample problems. And finally, on pages 16-17, we will show how we derived the procedure and will enumerate the assumptions we made in its derivation.

increase shape factor enough to bring strain down to 15%. (2) Figure how much wider the bearing must be to bring strain down to 15%. Don't increase width extravagantly—just enough to reduce the compressive strain below 15%. For one thing, the additional width is increasing the quantity of neoprene you will buy; for another, you are increasing shear

stiffness and the bearing may slip if you increase width recklessly. (3) Decide which will be the less expensive way to reduce compressive strain. If the compressive strain you are trying to reduce is not much above 15% it will probably be more economical to increase width a little. If the strain is way over 15% it will probably pay to use a shim or two.

5. check slippage—Calculate the amount of beam travel the bearing can absorb without slipping:

$$\left[\begin{array}{l} \text{Beam travel bearing} \\ \text{can absorb} \\ \text{without slip} \end{array} \right] = \left[\frac{(\text{dead load, lb.}) (\text{bearing thickness, in.})}{(5) (\text{bearing length} \times \text{width, in.})} \right] \left[\begin{array}{l} 1.9 \text{ if lowest temp. is } 20^{\circ}\text{F.} \\ 1.8 \text{ " " " " } 0^{\circ}\text{F.} \\ 1.5 \text{ " " " " } -20^{\circ}\text{F.} \end{array} \right] \div \left[\begin{array}{l} 110 \text{ if hardness is } 50 \\ 160 \text{ " " " } 60 \\ 215 \text{ " " " } 70 \end{array} \right]$$

Calculate amount of beam travel that actually occurs.
Beam travel, in. = (0.00006) (temp. range, °F.) (beam length, ft.)

If the bearing can absorb more beam travel than will actually occur, no slippage will occur (ignoring the possibility of one initial slip). If the bearing can absorb less travel than will occur, the difference will be the distance the bearing will slip each time the beam makes a complete traverse between fully expanded and fully contracted. To eliminate slippage, or at least minimize it, reduce hardness to 50 (to get minimum shear modulus) and increase thickness to 1/5 width (the maximum allowed for stability). If you reduce hardness or increase thickness to reduce stiffness in shear, go back and check compressive strain because you have also reduced compressive stiffness.

If hardness is 50 and thickness is 1/5 width and you still get slippage there is no more you can do—unless you are willing to let the length of the bearing be a little less than the width of the beam; that also will reduce stiffness in shear. Inescapable slippage occurs only with very lightly loaded beams whose temperatures fluctuate widely.

Among the beams in Table 1, which we shall discuss in a moment, slippage is unavoidable only in the cases of the 40 and 50 foot box-beams and only then when the temperature range is extreme, 100°F. to -20°F.; the amount of slippage is 0.29 - 0.25 = 0.04 in. for the 40 foot beam and 0.36 - 0.33 = 0.03 in. for the 50 foot beam; hardly enough to worry about.

That is our procedure. Now we shall use it to work some sample problems. Then in Section 6, we shall show how the procedure was derived.



We have followed the foregoing procedures to calculate the dimensions and hardness of bearings for a variety of I-beams and box-beams. Box-beams are considered to be square cross section, hollow, prestressed concrete bridge beams. Results are tabu-

Problem A (Same as top line in Table 1.)

Given: A 40-ft. box-beam 36 in. wide, carrying 16,000 lb. dead load and 10,000 lb. live load at each end, and fluctuating in temperature between 100°F. and 0°F.

1. bearing length = 36 in.

2. bearing thickness = $(0.012)(40) = 0.48$, say 0.5 in.

3. bearing width = $\frac{16000 + 10000}{(800)(36)} = 0.9$ in.

$$\text{or} = (5)(0.5) = 2.5 \text{ in.}$$

or = 6 in., our personal psychological minimum

Although 2.5 in. is theoretically wide enough, it is psychologically unacceptable to us. We will make the bearing 5 in. wide.

New Bearing Thickness = $(\frac{1}{2})(\text{width}) = (\frac{1}{2})(5) = 1$ in.

4. bearing hardness:

$$\text{Compressive stress} = \frac{16000 + 10000}{(36)(5)} = 144 \text{ psi}$$

$$\text{Shape factor} = \frac{36 \times 5}{(2)(36 + 5)(1)} = 2.2$$

From Figure 1-50, compressive strain in 50-Hard bearing = 6% when compressive stress = 144 psi and shape factor = 2.2. Since 6% is under the 15% allowed we will let hardness equal 50, without bothering to find out what the strain would be for hardness 60 or 70.

5. check slippage:

$$\begin{aligned} \text{Amount of beam travel bearing can absorb without slip} \\ = \frac{(16000)(1)(1.8)}{(5)(36)(5)(110)} = 0.29 \text{ in.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Amount of beam travel that will occur} \\ = (0.00006)(100^\circ - 0^\circ)(40) = 0.24 \text{ in.} \end{aligned}$$

Since 0.29 in. is greater than 0.24 in., the bearing will not slip back and forth as beam expands and contracts.

Final Design:

Bearing will be 36 in. long, 5 in. wide, 1 in. thick, and 50-Hard. As a matter of fact, this same design turned out to be appropriate for all the box-beams in Table 1.

Problem B (Same as bottom line in Table 1)

Given: A 100-ft. I-beam 24 in. wide, carrying 112,000 lb. dead load and 26,000 lb. live load at each end, and fluctuating in temperature between 100°F. and -20°F.

1. bearing length = 24 in.

2. bearing thickness = $(0.012)(100) = 1.2$, say $1\frac{1}{4}$ in.

3. bearing width = $\frac{112000 + 26000}{(800)(24)} = 7.2$ in.

$$\text{or} = (5)(1\frac{1}{4}) = 6.25 \text{ in.}$$

Let Width = $7\frac{1}{2}$ in.; it could be 7.2 in., but we go to the next higher half-inch for manufacturing practicality.

4. bearing hardness:

$$\text{Compressive stress} = \frac{112000 + 26000}{(24)(7\frac{1}{2})} = 765 \text{ psi}$$

$$\text{Shape factor} = \frac{(24)(7\frac{1}{2})}{(2)(24 + 7\frac{1}{2})(1\frac{1}{4})} = 2.3$$

From Figure 1-50

Compressive strain in 50-Hard bearing = 22%

From Figure 1-60

Compressive strain in 60-Hard bearing = 18%

From Figure 1-70

Compressive strain in 70-Hard bearing = 13%

Let Hardness = 70, because 60 and 50-Hard result in compressive strains over 15%.

When
compressive stress =
765 psi
and
shape factor =
2.3

5. check slippage:

$$\begin{aligned} \text{Amount of beam travel bearing can absorb without slip} \\ = \frac{(112000)(1\frac{1}{4})(1.5)}{(5)(24)(7\frac{1}{2})(216)} = 1.1 \text{ in.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Amount of beam travel that will occur} \\ = (0.00006)(100^\circ + 20^\circ)(100) = 0.72 \text{ in.} \end{aligned}$$

Since 1.1 in. is greater than 0.72 in., the bearing will not slip back and forth.

Final Design:

Bearing will be 24 in. long, $7\frac{1}{2}$ in. wide, $1\frac{1}{4}$ in. thick, and 70-Hard.

lated in Table 1 (page 19). Derivations and assumptions used are discussed in Section c which follows. In Problem A we show how we calculated the values in the top line of Table 1)--and in Problem B, the bottom line.

There is one portion of our procedure that we have not illustrated. Under "Bearing Hardness" we suggested an approach when all three hardnesses result in compressive strains more than 15%. Unfortunately, from the standpoint of illustrating the procedure, none of the beams considered in Table 1 is heavy enough to produce compressive strain over 15% in a 70-Hard bearing. For no good reason, except to illustrate the procedure, let's (1) insert a shim, and (2) increase width--and see what the effect will be on the bearing's behavior in shear and compression.

(1) Using shims to reduce compressive strain.

We have a bearing $1\frac{1}{4}$ in. thick. Suppose we slice it in half, insert a thin steel or aluminum shim between the two halves, and bond both halves to the shim. (Actually the shim would be molded-in by the manufacturer.) We now have a two-ply bearing. Each ply is $\frac{1}{2}$ in. thick. In shear we have changed nothing; the two-ply bearing behaves like the old $1\frac{1}{4}$ in. bearing. But in compression the two-ply bearing behaves like two independent $\frac{1}{2}$ in. bearings. Shape factor of each ply will be twice the old shape factor, 2.3, because shape factor is inversely proportional to thickness.

From Figure 1-50

Compressive strain in 60-Hard bearing = about 10%

From Figure 1-60

Compressive strain in 60-Hard bearing = < 10%

From Figure 1-70

Compressive strain in 70-Hard bearing = < 10%

When
compressive stress =
765 psi
and
shape factor =
4.6

We cannot read the strain values closely because in Figure 1 the shape factor scale only goes up to 4.0. But it is quite evident that a single shim has reduced compressive strain mightily.

(2) Increasing width to reduce compressive strain.

Let's say that we want to use a 60-Hard bearing. When the bearing is $7\frac{1}{2}$ in. wide we found a 60-Hard bearing deflected 18% in compression. How much wider must it be to reduce compressive strain to 15%? There is no way to calculate the new width directly; so we will try a width of 8 in. Redoing the "Hardness" portion of the procedure we get:

$$\text{Compressive stress} = \frac{112000 + 26000}{(24)(8)} = 720 \text{ psi}$$

$$\text{Shape factor} = \frac{(24)(8)}{(2)(24 + 8)(1\frac{1}{4})} = 2.4$$

From Figure 1-60, Compressive strain in 60-Hard bearing = 16-17% when stress is 720 psi and shape factor is 2.4.

Evidently 8 in. is not quite wide enough to bring strain below 15%. Let's try $8\frac{1}{2}$ in.

$$\text{Compressive stress} = \frac{112000 + 26000}{(24)(8\frac{1}{2})} = 675 \text{ psi}$$

$$\text{Shape factor} = \frac{(24)(8\frac{1}{2})}{(2)(24 + 8\frac{1}{2})(1\frac{1}{4})} = 2.5$$

From Figure 1-60, Compressive strain in 60-Hard bearing = 14-15% when stress is 675 psi and shape factor is 2.5. So by increasing width to $8\frac{1}{2}$ in., we are able to use a 60-Hard bearing--if it doesn't slip. This new design will not perform in shear like our original design. We have reduced hardness from 70 to 60 (reducing shear stiffness), and we have increased width from $7\frac{1}{2}$ in. to $8\frac{1}{2}$ in. (increasing shear stiffness).

We'd better check slippage.

Amount of beam travel bearing can absorb without slip

$$= \frac{(112000)(1\frac{1}{4})(1.5)}{(5)(24)(8\frac{1}{2})(160)} = 1.3 \text{ in.}$$

Since 1.3 in. is greater than the amount of beam travel that will occur (still 0.72 in.), the bearing will not slip back and forth as the beam expands and contracts.

We now have three bearing designs that work:

| | Bearing Length, in. | Bearing Width, in. | Bearing Thickness, in. | Durometer Hardness |
|------------------------------------|---------------------|--------------------|---|--------------------|
| No. 1 Original design | 24 | $7\frac{1}{2}$ | $1\frac{1}{4}$ | 70 |
| No. 2 Modified by adding shim | 24 | $7\frac{1}{2}$ | $1\frac{1}{4}$
(2 plies of $\frac{1}{2}$ in. each) | 50, 60, or 70 |
| No. 3 Modified by increasing width | 24 | $8\frac{1}{2}$ | $1\frac{1}{4}$ | 60 |

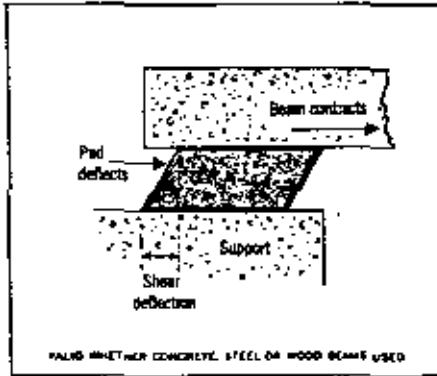
And, if we wished, we could juggle the original bearing dimensions and the original hardness still further and get other designs that would work. But note that the modified designs will be more costly than the original--No. 2 because it is more costly to mold, and No. 3 because it contains more neoprene.

In general, we believe our procedure will lead to the most economical design. The modifications (add a shim, increase width) are suggested only for those special cases where the regular procedure leads to a design that deflects more than 15% under the compressive loads.

bearing length = beam width. We say this because we assume most engineers will want their beams to be supported full width. It will not harm a bearing if you make its length less than its width. However, reducing the length of a bearing is of no particular advantage either—except in one situation. Very lightly loaded beams, more lightly loaded than any in Table 1, may slip appreciably if heated and cooled over a wide temperature range. Slippage can be reduced or eliminated if you will make the bearing shorter.

2. bearing thickness, in. = (0.012) (beam length, ft.). This expression prevents shear strain from exceeding 50%, by making thickness equal to twice the maximum amount the bearing will ever be deflected in shear. But what is the maximum shear deflection that will ever occur? We make some assumptions here.

We assume that the beam is pinned at one end. Therefore, horizontal deflection of the bearing comes only from expansion and contraction of beam because the prevents movement of the beam by traffic. Also, all beam motion must be absorbed by the bearing at the unpinned end.



We assume the coefficient of thermal expansion is 0.000005 in./in./°F.; this is 0.6 in./100 ft./100°F. There seems to be difference of opinion as to the coefficient to use for beams of various materials. If you choose to use another value, we won't argue.* You will have to change the constant in two equations in Procedure: the Bearing Thickness equation, and the second of the two Check Slippage equations.

We assume 100°F. is the greatest "initial temperature change" that will occur. By initial temperature change we mean the difference between the temperature of the beam when placed on the bearing—and the highest or lowest temperature it will reach in service. For instance, suppose a beam will fluctuate in temperature between 110°F. and -10°F. Our assumption says it will be placed on the bearing at some temperature between 10°F. (110-100) and 90°F. (-10+100). If you are in a climate where a beam may be placed at, say, 100°F. and then go down to -20°F. you should use 120°, not 100°, in calculating thickness.

On the basis of these assumptions we can say: maximum the bearing will ever be deflected = Beam expansion or contraction over 100°F. = $(0.000005 \text{ in./in./}^\circ\text{F.}) (12 \text{ in./ft.}) (100^\circ)$ (beam length, ft.) = (0.006) (beam length, ft.).

Bearing thickness, twice that, = (0.012) (beam length, ft.).

If you disagree with our assumptions you can develop your own equation for thickness without scrapping the rest of our procedure—so long as you make thickness equal to or greater than twice the greatest possible shear deflection.

3. bearing width, in. = $\frac{(\text{dead} + \text{live loads, lb.})}{(800)(\text{bearing length, in.})}$

This merely expresses our assumption that most engineers do not like to place more than 800 psi compressive loads on concrete. If you don't mind 1000 psi on concrete, then use 1000 in the equation.

or, bearing width = (5) (thickness, in.). This expresses the fourth of our basic limitations: For seating stability, thickness should not exceed $\frac{1}{5}$ the width.

or, bearing width = Your personal minimum. We saw in the first sample problem that the two preceding equations for bearing width can lead to a width of only $2\frac{1}{2}$ in. A bearing that narrow just doesn't look big enough to support a highway bridge. We imagine 5 in. will be about the psychological minimum. If your sense of fitness requires still greater width, we suggest $7\frac{1}{2}$ or 10 in. because these numbers are nicely divisible by 5. And it is important in these cases that you increase thickness to $\frac{1}{5}$ the width. You will be dealing with a lightweight beam, and lightweight beams are prone to slip. The amount a bearing can deflect without slipping is directly proportional to bearing thickness ÷ width (see first Check Slippage equation in Procedure). For stable seating this fraction may not exceed $\frac{1}{5}$, but at least we must be sure we don't make it any less than $\frac{1}{5}$ for lightweight beams.

4. bearing hardness. This is where we comply with the second of our four basic limitations: Compressive strain should not exceed 15%.

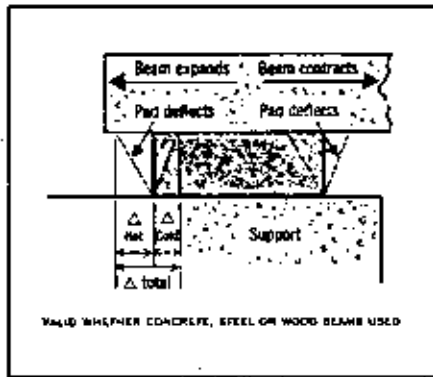
We include live load, when we calculate compressive stress, as a safety factor. Remember that compressive strain is limited to prevent creep from becoming excessive. Since the bearing will much of the time carry only dead load, it will much of the time be deflected less than the amounts you read from Figure 1. You will have designed to produce low creep rate even if the bridge continuously carries full live load.

The procedure says to use the *lowest* hardness that results in compressive strain under 15%. Thus, looking at the Compressive Strain column in Table 1, we would choose 50 durometer hardness for the 40, 50, and 60-ft. I-beams; 60 durometer for the 70-ft. I-beam; 70 durometer for the 80 and 100-ft. I-beams. The reason is that the lower the hardness, the lower the shear force when the bearing is deflected by beam travel.

The two equations given in the Hardness portion of the Procedure are merely the defining equations for compressive stress and shape factor.

*Concrete 0.000005 in./in./°F. or 0.6 in./100 ft./100°F.
Steel 0.000006 in./in./°F. or 0.72 in./100 ft./100°F.
Wood 0.000003 in./in./°F. or 0.36 in./100 ft./100°F.

5. check slippage. We want to calculate the amount of beam travel the bearing can absorb without slip (Δ Total in the sketch). In hot weather, beam expansion deflects the bearing to the left, and we can calculate the maximum deflection (Δ Hot) the bearing can absorb without slip at the



highest anticipated temperature. In cold weather, beam contraction deflects the bearing to the right, and we can calculate the maximum deflection (Δ Cold) the bearing can absorb without slip at the lowest anticipated temperature. Adding these two maximum deflections we get the total capacity of the bearing to absorb beam travel without slip. If the bearing's capacity exceeds the actual beam travel there will be no slippage.

In saying "no slippage" we do not deny the possibility of one initial slip. If the beam is placed on the bearing in hot weather the bearing may slip the first time the temperature goes down; or if the beam is placed in very cold weather the bearing may slip the first time the temperature goes way up. However, if the bearing does slip it will be to an in-between position from which it can thereafter deflect left in summer, right in winter, and absorb all beam travel without slipping. In our procedure we ignore the possibility of a single initial slip because it is harmless. Chronic slipping is the thing we design against; we don't want the bearing to slip back and forth every time the beam makes a complete traverse through its expansion-contraction cycle.

Now let's develop the equation for the amount of travel the bearing can absorb without slip.

By definition:

$$\left[\begin{array}{l} \text{Shear} \\ \text{modulus} \\ \text{of} \\ \text{bearing} \end{array} \right] = \frac{\text{shear stress}}{\text{shear strain}} = \frac{\text{shear force}}{\frac{(\text{bearing length} \times \text{width})}{\text{horizontal deflection}} \times \text{bearing thickness}}$$

Rearranging:

$$\left[\begin{array}{l} \text{Horizontal} \\ \text{deflection} \end{array} \right] = \frac{(\text{shear force})(\text{bearing thickness})}{(\text{bearing length} \times \text{width})(\text{shear modulus})}$$

Assume slipping starts when shear force = $\frac{\text{dead load}}{5}$

This is conservative; if in error, the bearing will absorb more beam travel without slip than our equation predicts.

Substituting:

$$\left[\begin{array}{l} \text{Horizontal de-} \\ \text{flection when} \\ \text{slippage starts} \end{array} \right] = \frac{(\text{dead load})(\text{bearing thickness})}{5(\text{bearing length} \times \text{width})(\text{shear modulus})}$$

For convenience, let Δ = horizontal deflection when r starts

M = shear modulus
 L = bearing length
 W = bearing width
 T = bearing thickness
 P = pounds dead load

Since shear modulus varies with temperature and bearing hardness, the equation holds only for one given temperature and hardness.

Rewriting:

$$\left[\begin{array}{l} \Delta \\ \text{at given } ^\circ\text{F.} \\ \text{and hardness} \end{array} \right] = \frac{(P)(T)}{(5)(L)(W)(M \text{ at same } ^\circ\text{F.})}$$

Referring to the sketch: Δ Total = Δ Hot + Δ Cold

$$= \frac{(P)(T)}{(5)(L)(W)(M \text{ at highest } ^\circ\text{F.})} + \frac{(P)(T)}{(5)(L)(W)(M \text{ at lowest } ^\circ\text{F.})}$$

$$= \frac{PT}{5LW} \left[\frac{1}{M \text{ at highest } ^\circ\text{F.}} + \frac{1}{M \text{ at lowest } ^\circ\text{F.}} \right]$$

Assume "highest $^\circ\text{F.}$ " will always be 70°F. or above. Then, because shear modulus is constant above 70°F. , "M at highest $^\circ\text{F.}$ " will be M at 70°F.

Assume M at 20°F. = (1.1)(M at 70°F.)

M at 0°F. = (1.25)(M at 70°F.)

M at -20°F. = (1.9)(M at 70°F.)

This is conservative; if in error, the bearing will absorb more beam travel without slip than our equation predicts.

Substituting:

$$\Delta \text{ Total} = \frac{PT}{5LW} \left[\frac{1}{M70^\circ} + \frac{1}{(M70^\circ)(1.1, 1.25, \text{ or } 1.9)} \right]$$

Factoring $1/M70^\circ$:

$$\Delta \text{ Total} = \frac{PT}{5LW} \left[1 + \frac{1}{(1.1, 1.25, \text{ or } 1.9)} \right] \left[\frac{1}{M70^\circ} \right]$$

Simplifying: $\Delta \text{ Total} = \frac{PT}{5LW} \left[1.9, 1.8, \text{ or } 1.5 \right] \left[\frac{1}{M70^\circ} \right]$

Assume $M70^\circ$ = 110 psi for a 50-Hard bearing

= 160 psi " " 60-Hard bearing

= 215 psi " " 70-Hard bearing

Substituting for $M70^\circ$, we get the working equation that appears in the Procedure:

$$\Delta \text{ Total} = \frac{PT}{5LW} \left[\begin{array}{l} 1.9 \text{ if lowest temp. is } 20^\circ\text{F.} \\ 1.8 \text{ " " " " } 0^\circ\text{F.} \\ 1.5 \text{ " " " " } -20^\circ\text{F.} \\ 110 \text{ if hardness is } 50 \\ 160 \text{ " " " } 60 \\ 215 \text{ " " " } 70 \end{array} \right]$$

The second equation under Check Slippage in the Procedure is simply our coefficient of expansion, 0.000005 in./in./ $^\circ\text{F.}$, multiplied by 12 in./ft., by the temperature spread, and by beam length in feet.

Data sheets

Table 1. Results of Bearing Pad Design Calculations

Figure 1. Stress/Strain in Compression

Figure 2. Modulus of Elasticity in Shear

Figure 3. Creep in Compression

RECAP OF EQUATIONS IN "PROCEDURE"

1. Bearing Length, in. = beam width, in.

2. Bearing Thickness, in. = (0.012)(beam length, ft.)
or = No less than $\frac{1}{8}$ in.

3. Bearing Width, in. = $\frac{(\text{dead} + \text{live loads, lb.})}{(800)(\text{bearing length, in.})}$
or = (5)(bearing thickness, in.)
or = Your personal psychological minimum.

Which ever is largest.

4. Bearing Hardness:

$$\text{Compressive Stress, psi} = \frac{(\text{dead} + \text{live loads, lb.})}{(\text{bearing length} \times \text{width, in.})}$$

$$\text{Shape Factor} = \frac{(\text{bearing length} \times \text{width, in.})}{(2)(\text{bearing length} + \text{width, in.})(\text{bearing thickness, in.})}$$

5. Check Slippage:

$$\left[\begin{array}{l} \text{Beam travel} \\ \text{bearing can absorb} \\ \text{without slip} \end{array} \right] = \left[\frac{(\text{dead load, lb.})(\text{bearing thickness, in.})}{(5)(\text{bearing length} \times \text{width, in.})} \right] \left[\begin{array}{l} 1.9 \text{ if lowest temp. is } 20^{\circ}\text{F.} \\ 1.8 \text{ " " " " } 0^{\circ}\text{F.} \\ 1.5 \text{ " " " " } -20^{\circ}\text{F.} \end{array} \right] \left[\begin{array}{l} 110 \text{ if hardness is } 50 \\ 160 \text{ " " " } 60 \\ 215 \text{ " " " } 70 \end{array} \right]$$

$$\text{Beam travel that will occur, in.} = (0.00006)(\text{temp. range } ^{\circ}\text{F.})(\text{beam length, ft.})$$

Table 1. Bearing Designs for Typical Beams (as calculated by procedure on pages 12-13)

| GIVEN CONDITIONS | | | | | | CALCULATED VALUES | | | | | | | | |
|--|-----------------|---|---|---|--|--|--------------------|------------------------|-------------------------------------|-------------------------|--------------|--|--|---|
| Beam Length, Ft. | Beam Width, In. | Dead Load, Lb.
(one end of one beam) | Live Load, Lb.
(one end of one beam) | Dead + Live, Lb.
(one end of one beam) | Temp. Range, °F
through which beam & bearing will fluctuate | See Length, Width, Thickness portions of "Procedure" | | | See Hardness portion of "Procedure" | | | See Slippage portion of "Procedure" | | |
| | | | | | | Bearing Length, In. | Bearing Width, In. | Bearing Thickness, In. | Bearing Hardness, Duro. | Compressive Stress, Psi | Shape Factor | Compressive Strain, %
(approximate) | Beam Travel bearing can absorb without slipping, In. | Beam Travel that will actually occur, In. |
| 40 ft. box-beam
<small>Calculation is in sample problem A</small> | 36 | 16,000 | 10,000 | 26,000 | 100° to 0°
80° to -20°
100° to -20° | 36 | 5 | 1 | 50 | 144 | 2.2 | 6 | 0.29
0.25
0.25 | 0.24
0.24
0.29 |
| 50 ft. box-beam | | 21,600 | 10,600 | 32,200 | 100° to 0°
80° to -20°
100° to -20° | 36 | 5 | 1 | 50 | 179 | 2.2 | 7 | 0.39
0.33
0.32 | 0.30
0.30
% |
| 60 ft. box-beam | | 28,500 | 11,100 | 39,600 | 100° to 0°
80° to -20°
100° to -20° | 36 | 5 | 1 | 50 | 220 | 2.2 | 8 | 0.51
0.44
0.44 | 0.36
0.36
0.43 |
| 70 ft. box-beam | | 35,000 | 12,000 | 47,000 | 100° to 0°
80° to -20°
100° to -20° | 36 | 5 | 1 | 50 | 261 | 2.2 | 10 | 0.63
0.54
0.54 | 0.42
0.42
0.50 |
| 40 ft. I-beam | 12 | 50,800 | 22,200 | 73,000 | 100° to -20° | 12 | 7½ | ¾ | 50
60
70 | 810 | 4.6 | 10
5
△5 | 0.78
0.53
0.40 | 0.29 |
| 50 ft. I-beam | 14 | 59,400 | 23,600 | 83,000 | 100° to -20° | 14 | 7½ | ¾ | 50
60
70 | 790 | 3.9 | 12
9
△9 | 0.98
0.67
0.50 | 0.36 |
| 60 ft. I-beam | 16 | 68,300 | 24,700 | 93,000 | 100° to -20° | 16 | 7½ | ¾ | 50
60
70 | 775 | 3.4 | 14
12
△12 | 1.19
0.81
0.61 | 0.43 |
| 70 ft. I-beam | 18 | 76,700 | 25,300 | 102,000 | 100° to -20° | 18 | 7½ | ¾ | 50
60
70 | 755 | 3.0 | 16
13
9 | 1.37
0.94
0.70 | 0.50 |
| 80 ft. I-beam | 20 | 85,300 | 25,700 | 111,000 | 100° to -20° | 20 | 7 | 1 | 50
60
70 | 790 | 2.6 | 20
16
12 | 1.67
1.16
0.86 | 0.58 |
| 100 ft. I-beam
<small>Calculation is in sample problem B</small> | 24 | 112,000 | 26,000 | 138,000 | 100° to -20° | 24 | 7½ | 1¼ | 50
60
70 | 765 | 2.3 | 22
18
13 | 2.15
1.48
1.10 | 0.72 |

Figure 1. Stress/Strain in Compression (Typical Neoprene Bearing Compositions)

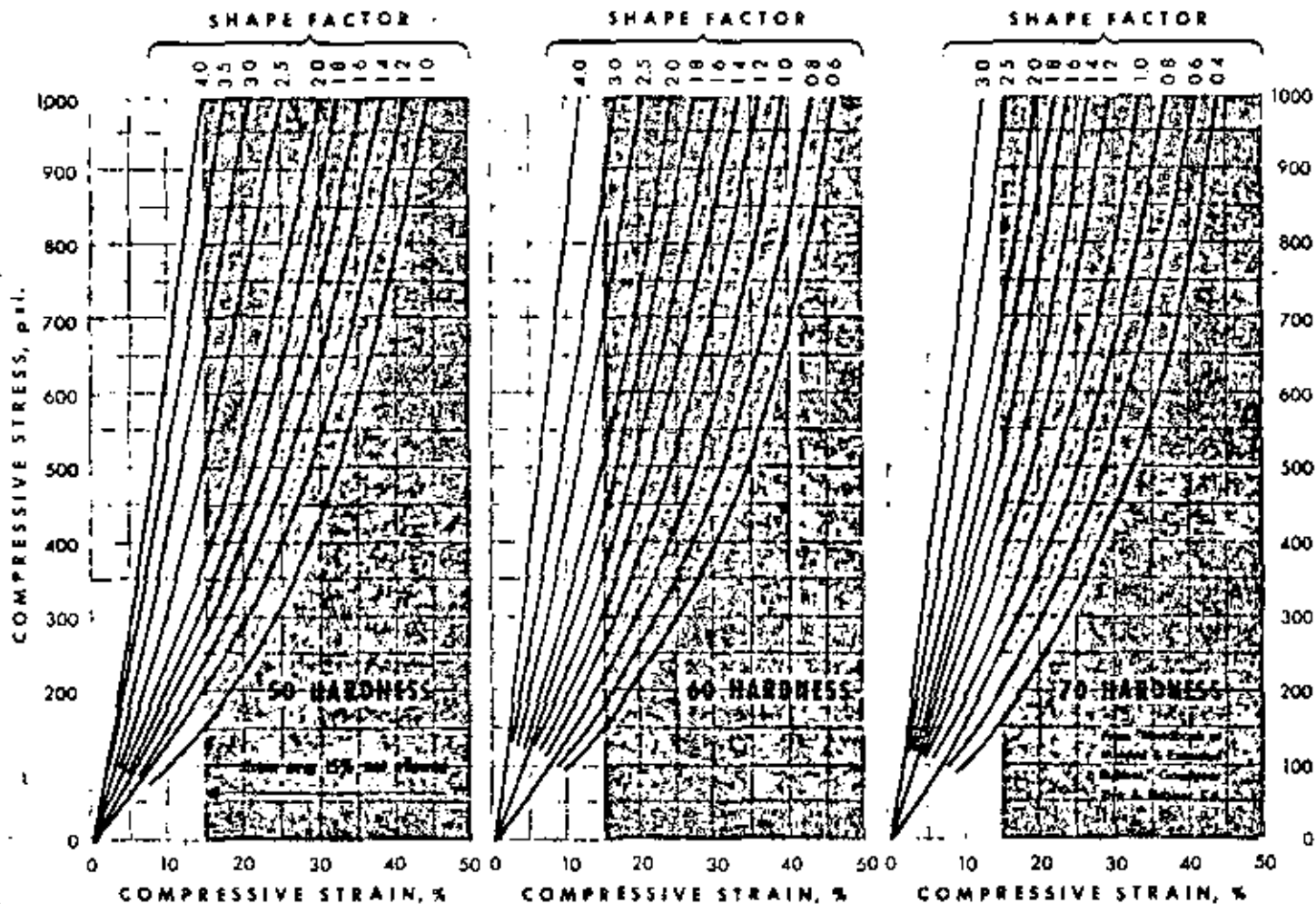
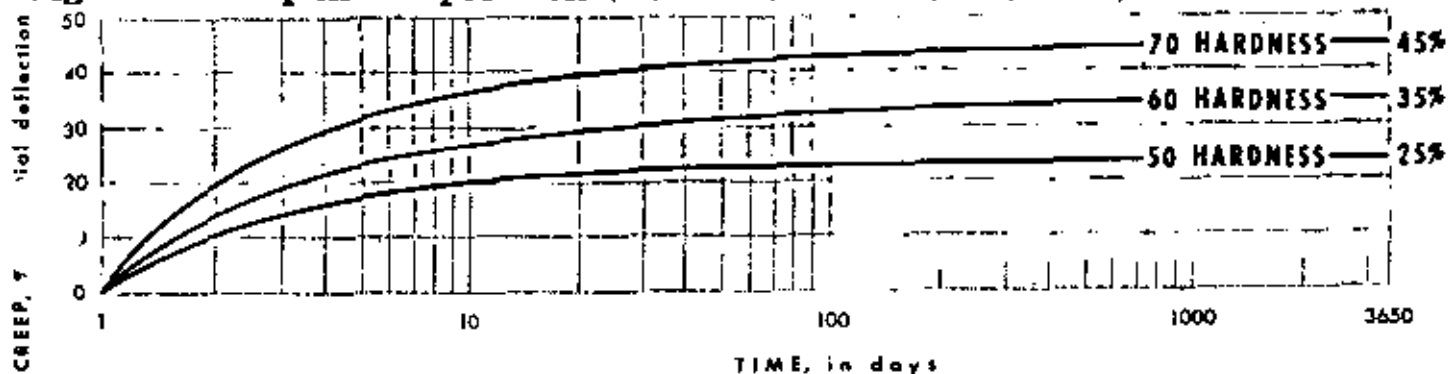


Figure 2. Modulus of Elasticity in Shear (Typical Neoprene Bearing Compositions)

| 50 HARDNESS | 60 HARDNESS | 70 HARDNESS |
|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 110 psi at 70°F. | 160 psi at 70°F. | 215 psi at 70°F. |
| 1.1 x 110 psi at 20°F. | 1.1 x 160 psi at 20°F. | 1.1 x 215 psi at 20°F. |
| 1.25 x 110 psi at 0°F. | 1.25 x 160 psi at 0°F. | 1.25 x 215 psi at 0°F. |
| 1.9 x 110 psi at -20°F. | 1.9 x 160 psi at -20°F. | 1.9 x 215 psi at -20°F. |

Figure 3. Creep in Compression (Typical Neoprene Bearing Compositions)



LIMITATIONS

- pads must be of high quality; performance specifications *must* be followed
- pads must be designed and compounded to meet requirements of installation
- pads must be properly installed
- shape factor, unit load and compression-deflection should be reviewed with manufacturer

INSTALLATION DETAILS

Sizing, spacing and positioning of Neoprene bearings are critical and vary with pad design and type of installation. Consult with manufacturer or structural engineer to assure proper installation procedures.

SPECIAL INSTALLATION REQUIREMENTS

As specified by manufacturer

SHORT FORM SPECIFICATION

Use of the following specification will aid in obtaining a Neoprene compound of the quality required in structural bearing applications.

Bearing pads or devices shall be designed and constructed to meet necessary requirements for loading, vibration and acoustical isolation and movement. Pad or elastomeric portion of assembly shall be a high-quality vulcanized elastomeric compound containing Du Pont Neoprene as the sole elastomer, and shall meet the physical requirements given in the table below.



Neoprene roll pads dampen vibration.



Neoprene bridge bearings are maintenance-free.

| PHYSICAL PROPERTIES OF STRUCTURAL BEARINGS MADE FROM DU PONT NEOPRENE | | | | | |
|---|--|--------------------------|-----------|-----------|-------------------------------|
| (Source: American Association of State Highway Officials Standard Specification for Highway Bridges, Table B) | | | | | |
| Physical Property | Test Method | Performance Requirements | | | |
| | | HARDNESS GRADE | | | |
| | | 50 | 60 | 70 | |
| Hardness, durometer A | ASTM D 2240 | 50 ± 5 | 60 ± 5 | 70 ± 5 | points psi, minimum % maximum |
| Tensile strength | ASTM D 412 | 2,500 | 2,500 | 2,500 | |
| Elongation at break | ASTM D 412 | 400 | 350 | 300 | |
| Adhesion
Bond made during vulcanization | ASTM D 429 | 40 | 40 | 40 | lbs. per inch, minimum |
| Low temperature performance | (Sample first prepared 96 hr. at -20 ± 2°F, axial load 500 psi and strain of 20% ("T" effective thickness). Shear resistance after 1 hr. at 25% shear strain not to exceed values shown) | 50 | 75 | 110 | psi, |
| Resistance to heat
Change in original properties after 70 hrs. at 212°F. | ASTM D 573 | | | | |
| Hardness | | +15 | +15 | +15 | points, maximum |
| Elongation | | -40 | -40 | -40 | % maximum |
| Tensile strength | | -15 | -15 | -15 | % maximum |
| Resistance to oil aging*
Change in volume after 70 hrs. immersion in ASTM Oil #3 at 212°F. | ASTM D 471* | +80 | +80 | +80 | % maximum* |
| Resistance to ozone
Condition after exposure to 100 pphm ozone in air for 100 hrs. at 100 ± 2°F. (sample under 20% strain) | ASTM D 1149 | No Cracks | No Cracks | No Cracks | |
| Resistance to permanent set
Compression set after 22 hrs. at 212°F. | ASTM D 395 (Method B) | 15 | 35 | 35 | % maximum |

*This oil aging requirement is not a part of the AASHTO Specification referenced. However, its inclusion is strongly recommended to assure use of a high-quality Neoprene compound.



DATA ON CONSTRUCTION PRODUCTS MADE WITH DU PONT SYNTHETIC RUBBER

Du Pont's Elastomer Chemicals Department makes raw materials only, does not fabricate the finished products described in this data file. Before specifying or purchasing, we recommend that you consult with appropriate manufacturers for specific information on installation requirements and performance. Names are available on request.

DESCRIPTION

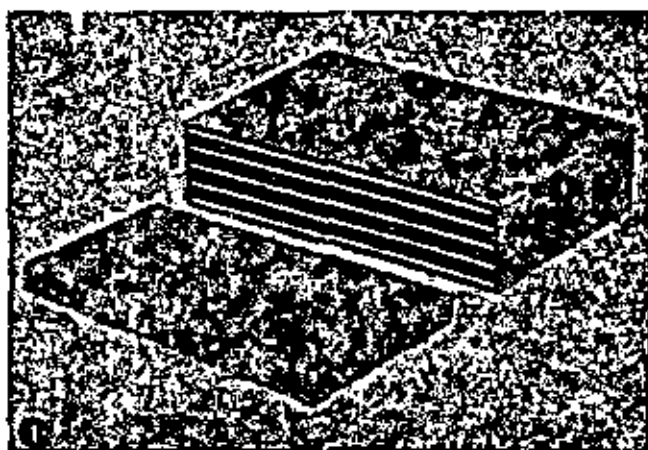
This data sheet describes custom-fabricated bearing and mounting pads made of Du Pont Neoprene synthetic rubber for use as structural components in commercial and industrial buildings, bridges, railways and highways. Properly designed, specified and installed, maintenance-free Neoprene bearings provide uniform load transfer, accommodate thermal movement, and isolate components of the building or structure against vibration, noise and shock.

USES

- structural bearings for general-purpose use in buildings, including:
 - column-to-footing isolation
 - absorbing movement of long-span, cast-in-place and precast beams
 - setting concrete wall panels
 - absorbing movement of "floating" roofs
 - acoustical insulation between floors
 - vibration control in processing and manufacturing buildings
 - sound and vibration isolation of laboratories and testing facilities
- structural expansion-contraction bearings for bridge spans, approach ramps, marine piers, elevated roads and walkways
- rail pads for long-span welded track
- mountings for heavy machinery and equipment

FORMS AVAILABLE

Numerous bearing designs are available, including simple rectangular Neoprene pads; pads sandwiched between sheets of metal; laminated pads composed of several layers of Neoprene and metal; pads with holes to accommodate positioning pinions; ribbed- or waffle-surface pads, and round pads. Most are furnished in various hardnesses and thicknesses to meet a range of loading and environmental conditions. Correct design,



Neoprene bearings may be simple or complex, depending on use.

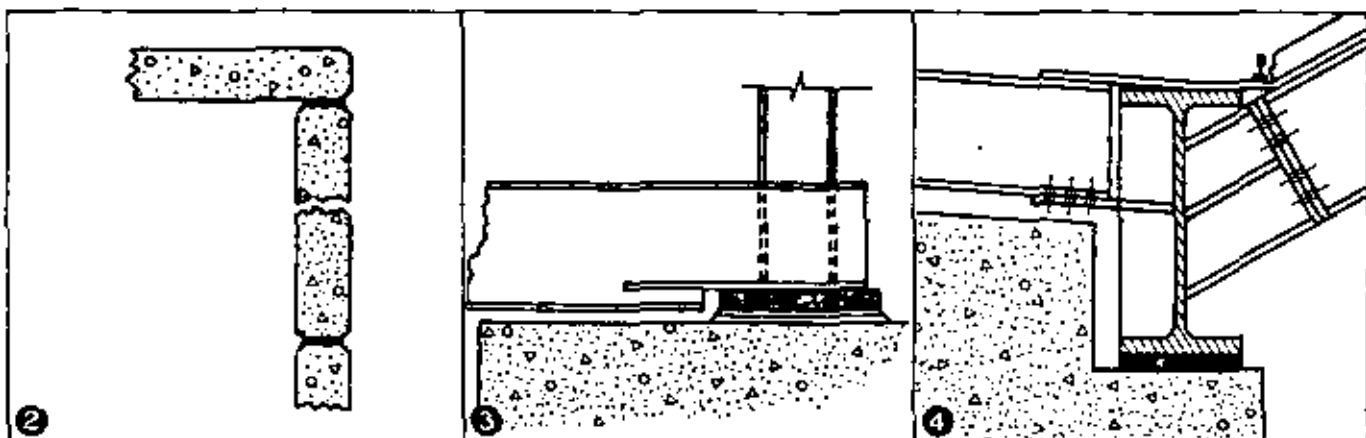
hardness and size for a specific use must be based on the requirements of that application and the exact functions the pad must perform. Bearing manufacturers should always be consulted before specifying.

ADVANTAGES

- lightweight, simple to install, space-saving
- requires no maintenance
- no moving parts; no friction or corrosion
- furnishes intimate contact with irregular surfaces
- absorbs extremes of movement
- excellent shock and vibration damping
- initial and long-term economy

advantages due to the properties of Du Pont Neoprene:

- high strength and physical durability
- excellent weather-aging characteristics
- oil and chemical resistant
- does not propagate flame
- does not embrittle in cold weather
- low compression set, creep resistant



2 Concrete wall and roof panels set on Neoprene bearings (aerospace test chamber). 3 Bearing between concrete footing and steel column (apartment house). 4 Bearing between steel roof and concrete column (university field house).

Sept. 1970
 (Rev. from July 1968)
 15
 VIBRATION ISOLATION





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

- DRENAJE AGRICOLA -

ING. FERNANDO LOZANO
JULIO , 1979

acostumbra llevarla a efecto una vez por mes, y dentro del mismo periodo de días.

Estos datos deben obtenerse de modo que sean lo más precisos posible, evitando, en el momento de efectuar la lectura, alguna influencia de carácter local que los altere.

6. Plano de Niveles Freáticos con Respecto a la Superficie del Terreno (Isobatas), Anexo No. 1.

En un plano a escala del área en estudio, se localizan los puntos donde fueron barrenados los pozos de observación y en cada uno de ellos, se anotan las profundidades de los niveles del agua desde la superficie del suelo.

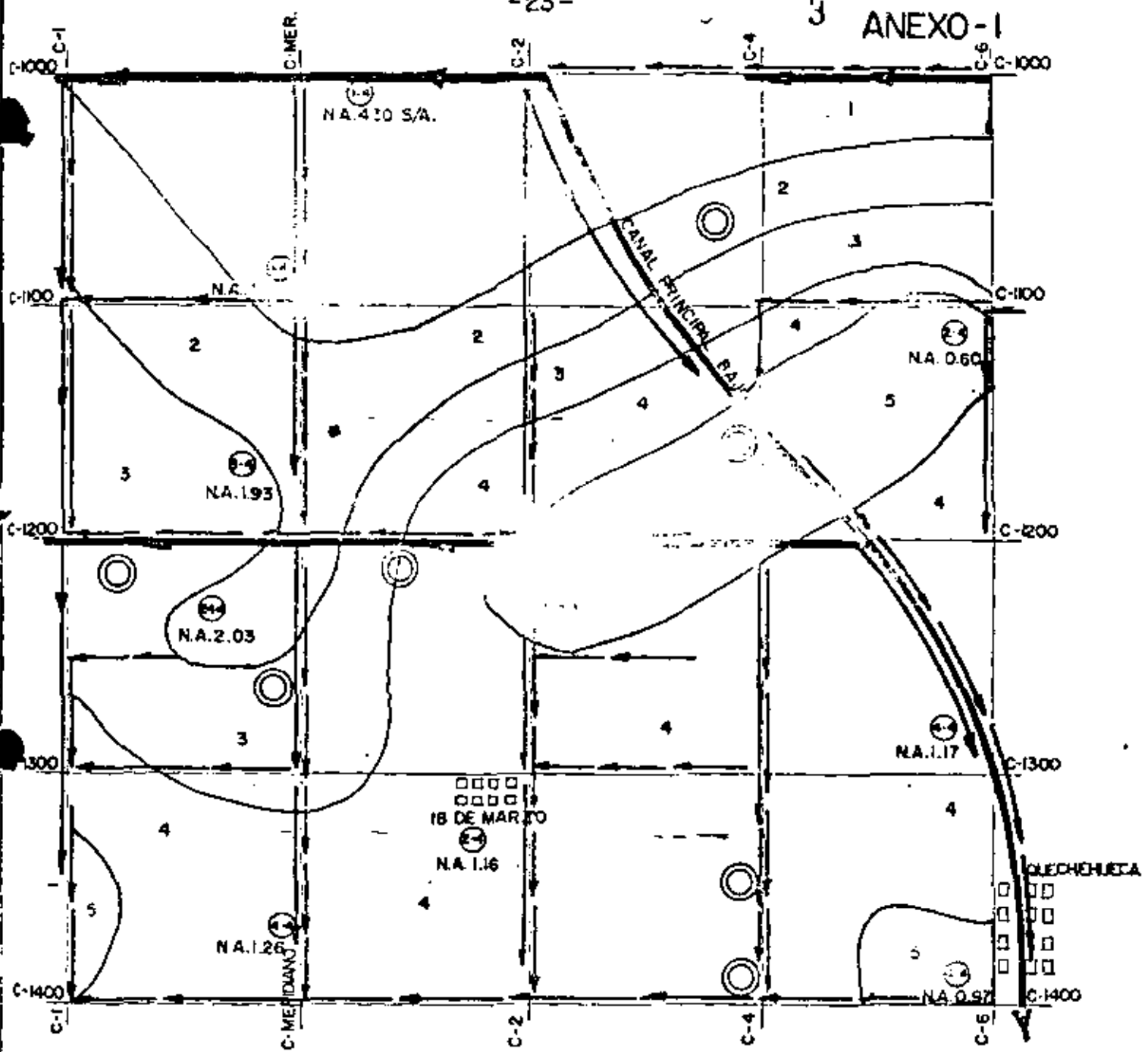
Las profundidades observadas se separan en cinco grupos, con base en los siguientes rangos:

- De 0.00 - 1.00 m. color rojo.
- De 1.00 - 1.50 m. color amarillo.
- De 1.50 - 2.00 m. color verde.
- De 2.00 - 3.00 m. color azul.
- Mayor de 3.00 m. color café.

Se trazan líneas envolventes que circunscriban las lecturas y se calculan las superficies de cada uno de los grupos.

El plano de niveles freáticos (isobatas) precisará los siguientes aspectos:

- a) Localización de las zonas con diferentes niveles freáticos.
- b) Superficies mensuales con distintas profundidades de nivel freático.
- c) Magnitud total de la superficie donde el manto freático se encuentra a menos de 2.00 metros de profundidad.
- d) Las áreas que presentan espesores de suelo saturado a menos de 2.00 metros de profundidad.
- e) Localización de las áreas con problemas de drenaje.
- f) Aumento o disminución de las áreas-problema, con respecto al tiempo.



PLANO DE ISOBATAS

CLAVE DE COLORES

| PROF. EN MTS. | Color Key |
|----------------|--------------------------|
| DE 0.00 A 1.00 | [Dark Stippled Box] |
| DE 1.00 A 1.50 | [Light Stippled Box] |
| DE 1.50 A 2.00 | [Medium Stippled Box] |
| DE 2.00 A 3.00 | [Dark Stippled Box] |
| DE 3.00 A MAS | [Very Dark Stippled Box] |

SIGNOS CONVENCIONALES

- ← CANAL PRIMARIO
- CANAL SECUNDARIO
- DRENES RED GENERAL
- □ □ □ POBLADO
- POZOS DE OBSERVACION
- ⊙ POZOS PROFUNDOS
- N.A. NIVEL DEL AGUA

7. Gráficas de Areas-Tiempo (Anexo 2)

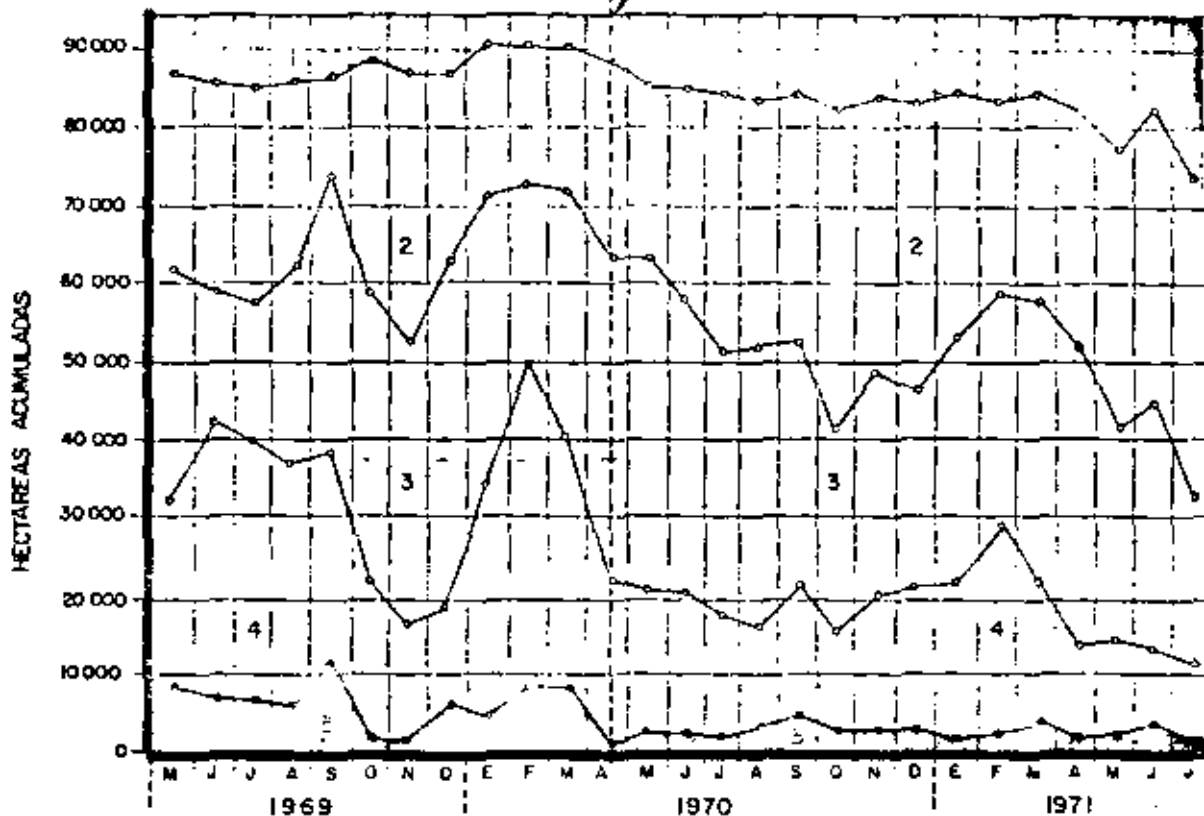
Las fluctuaciones que sufre el nivel freático, se detecta en las observaciones verificadas mensualmente en los pozos, y consecuentemente, se reflejan en los planos de Isobatas, en mayor o menor magnitud, como áreas de diferente nivel freático.

La gráfica de "Áreas-tiempo", presenta con claridad los cambios de las superficies con distintos niveles freáticos a través del tiempo, y se forma mediante la colocación de los diferentes meses del año en el eje de las abscisas y en el eje de las ordenadas las áreas resultantes de cada grupo, acumulando las superficies mensuales obtenidas en el orden de menor a mayor profundidad del nivel freático, siendo su suma la superficie total en estudio (Anexo 2 - Gráfica No. 1).

Paralelamente, deberá formarse otra gráfica semejante donde se presentan conjuntamente las extracciones totales para riego y las precipitaciones mensuales (Anexo No. 2).

GRAFICA N° 1

NOTA: en este mes de abril se inicio el riego con pozos de bombeo

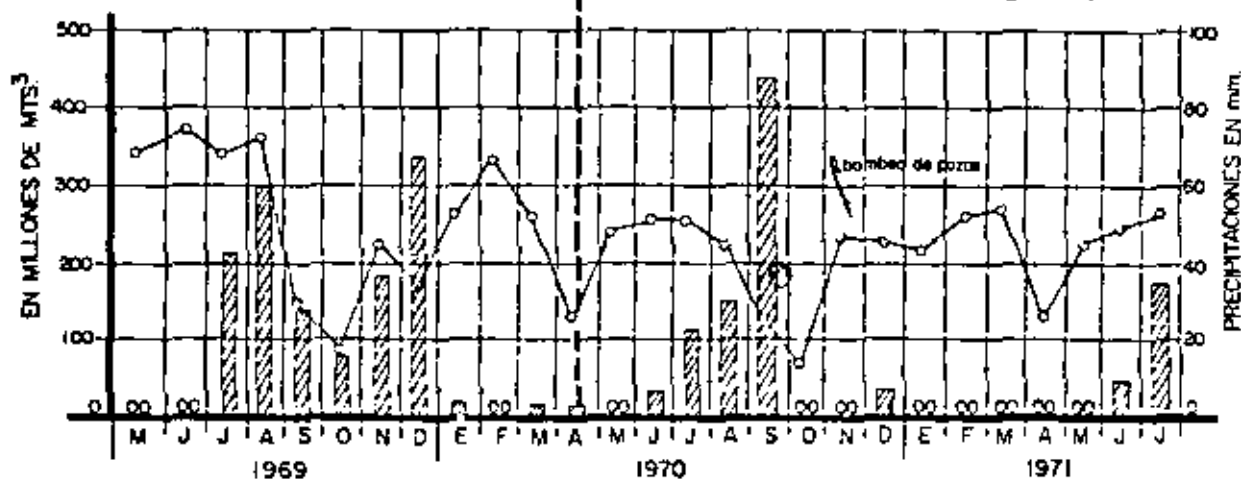


Gráfica de Variaciones en Has. Según Planos de Niveles Freáticos

CLAVE DE COLORES
PROF. EN MTS.

- DE 0.00 A 100
- DE 1.00 A 150
- DE 1.50 A 200
- DE 2.00 A 3.00
- DE 3.00 A MAS

GRAFICA N° 2



Precipitaciones Pluviales y Volúmenes de Agua Extraídos de la Presa para Riego.

PRECIPITACION
VOLUMEN EXTRAIDO DE LA PRESA
VOLUMEN BOMBEO DE POZOS

El conjunto de estas dos gráficas proporciona los siguientes datos:

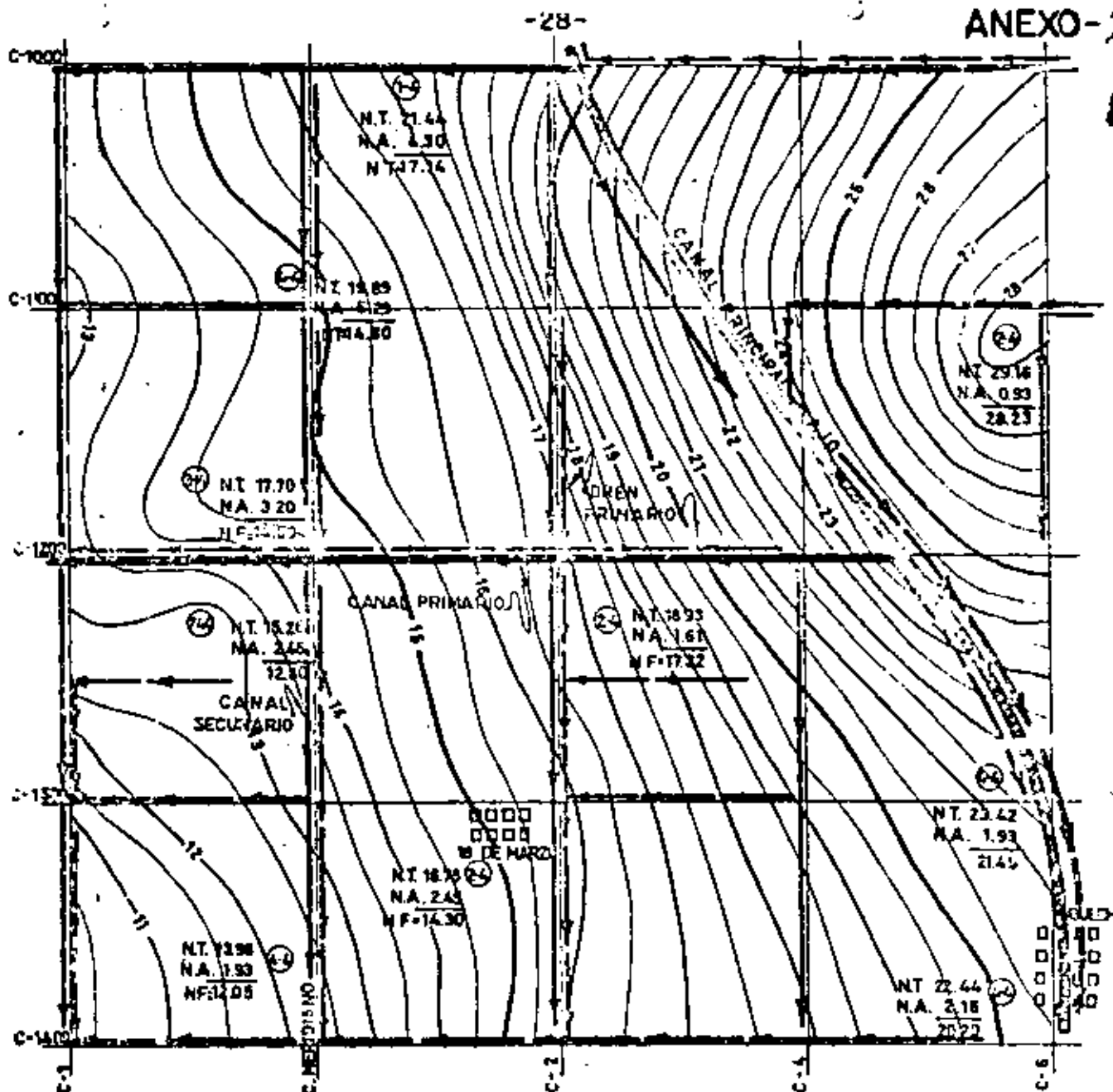
- a) Variación mensual del área de cada grupo.
- b) Los meses donde se presentan las mayores áreas con niveles freáticos más cercanos a la superficie del suelo y su duración.
- c) Los meses donde se presentan las áreas con niveles freáticos más profundos y su duración.
- d) Interacción de los niveles freáticos altos con los meses de mayor extracción del agua para riego, o sea con los volúmenes mensuales extraídos de la fuente de abastecimiento.
- e) Influencia en la variación del manto freático de las precipitaciones pluviales y su duración.
- f) Fuentes principales de alimentación (riegos o lluvias).
- g) En casos de existir bombeos, su influencia en los abatimientos de los niveles freáticos, en los meses de mayor o menor extracción.








8. Planos de Niveles Freáticos con Respecto al Nivel del Mar. Isohypsas (Anexo No. 3)

Sirve para determinar los recorridos de las líneas de corriente y sus posibles fuentes de alimentación, y para estimar la velocidad de los desplazamientos del flujo en las diferentes zonas que comprende el estudio.

Para formarlo, se anota en cada punto de observación el valor mensual de la altura o cota del nivel freático referida al nivel del mar. Con estos datos, se trazan las curvas de igual nivel a equidistancias que pueden variar de 0.25, 0.50 o 1.00 metros, según sea la diferencia de desnivel existente entre la mayor y menor altura del área en estudio (Anexo No. 3). Y una vez formado se obtiene:

- a) Las líneas equipotenciales.
- b) La dirección de las líneas de corriente de las aguas freáticas (suelo homogéneo).
- c) Las zonas con diferentes valores de gradientes hidráulico.
- d) Posibles zonas de aportación o sumideros.
- e) Valor relativo de las conductividades hidráulicas de cada área.

**SIGNOS CONVENCIONALES**

-  CANAL PRIMARIO
-  CANAL SECUNDARIO
-  DRENES RED GENERAL
-  POBLADO
-  POZOS DE OBSERVACION
-  ISOHYPAS
-  CANAL PRINCIPAL

NIVEL DE LA MAREA MEDIA = 0
 N.T. = NIVEL DEL TERRENO
 N.A. = LECTURA DEL NIVEL FREATICO
 N.F. = COTA O ALTURA DEL NIVEL FREATICO

9. Plano de Mínimos Niveles Freáticos Observados (Anexo 4)

Las profundidades o cotas más bajas del nivel freático que fueron observadas en cada pozo, durante un período no menor de 12 meses, se anotan en un plano del área en estudio, y con los valores resultantes se trazan las curvas de nivel, en forma semejante al realizado cuando se formó el plano de Isohypsas.

Aunque este plano no muestre las condiciones del flujo de un momento dado, ya que el conjunto de lecturas mínimas que han sido seleccionadas no corresponden a una sola observación, sí representa los niveles de los mantos freáticos de cada lugar cuando éstos reciben las menores aportaciones, y es posiblemente la única representación hipotética del estado que tendrá el manto freático después de que haya sido construída una red de drenaje que trabaje eficientemente.

Es por lo tanto, el momento que más se aproxima a la condición de un régimen permanente y establecido sin efectos de alimentaciones temporales.

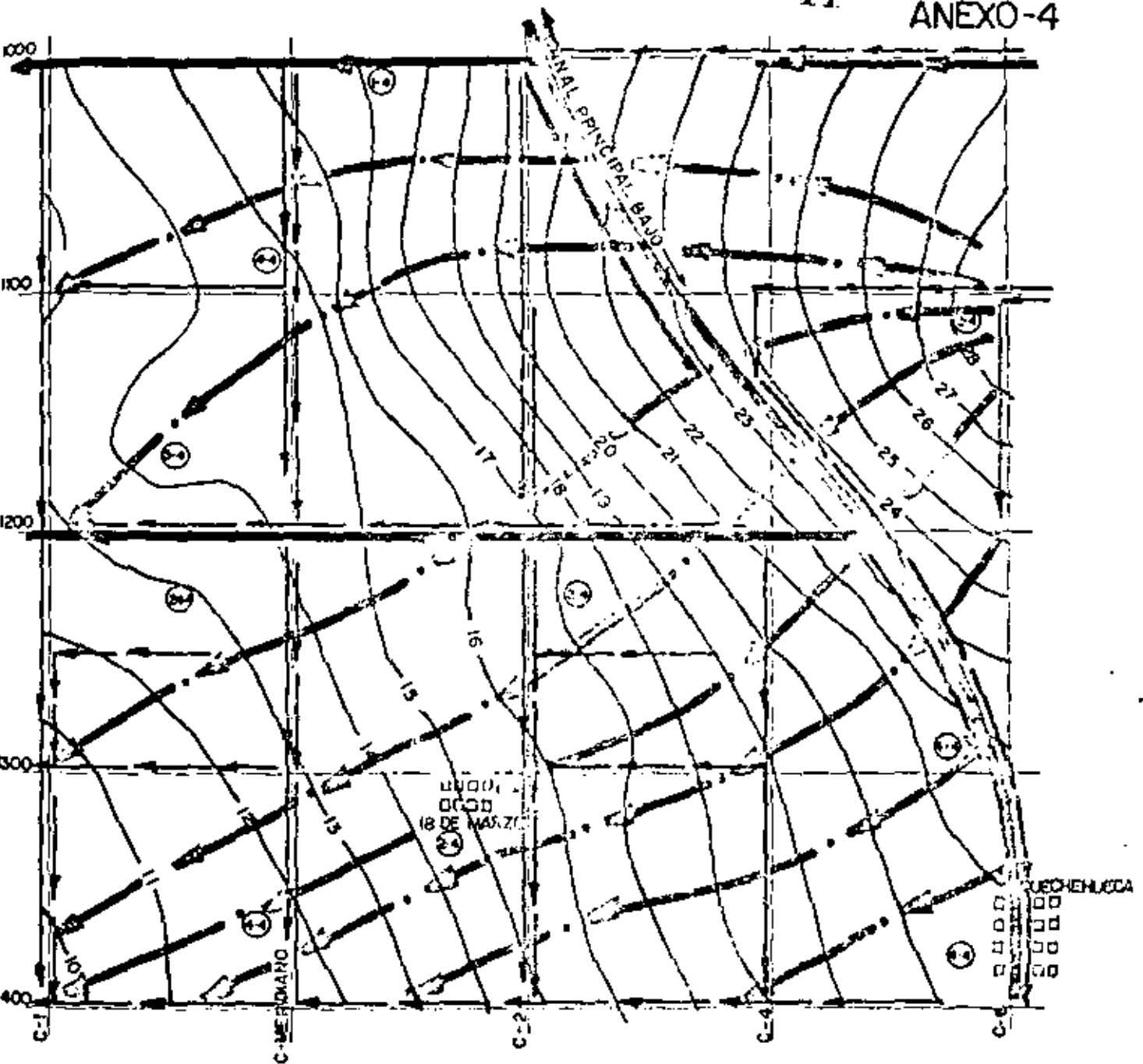
Por otra parte, las líneas de corrientes resultantes de las equipotenciales del plano de niveles mínimos, marcan la dirección y los recorridos más probables de los flujos de las aguas freáticas futuras.

Por lo anterior, se comprende la importancia que tiene para el diseño del drenaje "interceptor" y de "alivio", tanto de tipo general como parcelario.

10. Trazo de Líneas de Corriente


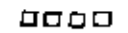



Si se acepta la hipótesis anterior y aceptando también que el estrato transmisor es homogéneo e isotrópico, las isohypsas representan equipotenciales y consecuentemente las líneas perpendiculares a ellas y de recorridos ortogonales, serán las "líneas de corriente del flujo de las aguas freáticas".

La unión de varias líneas de corriente definen centros de acumulación o sumideros, en cambio la salida y difusión de ellas corresponderán a lugares de alta alimentación. Los recorridos muestran la tendencia y dirección del movimiento, así como las fuentes aportadoras de carácter permanente y su importancia (Anexo No. 4). Este plano es necesario para diseñar la dirección de los drenes interceptores que tendrán que ser proyectados perpendicularmente a las líneas de corriente.



PLANO DE MINIMOS NIVELES FREATICOS OBSERVADOS Y TRAZO DE LINEAS DE CORRIENTES

SIGNOS CONVENCIONALES

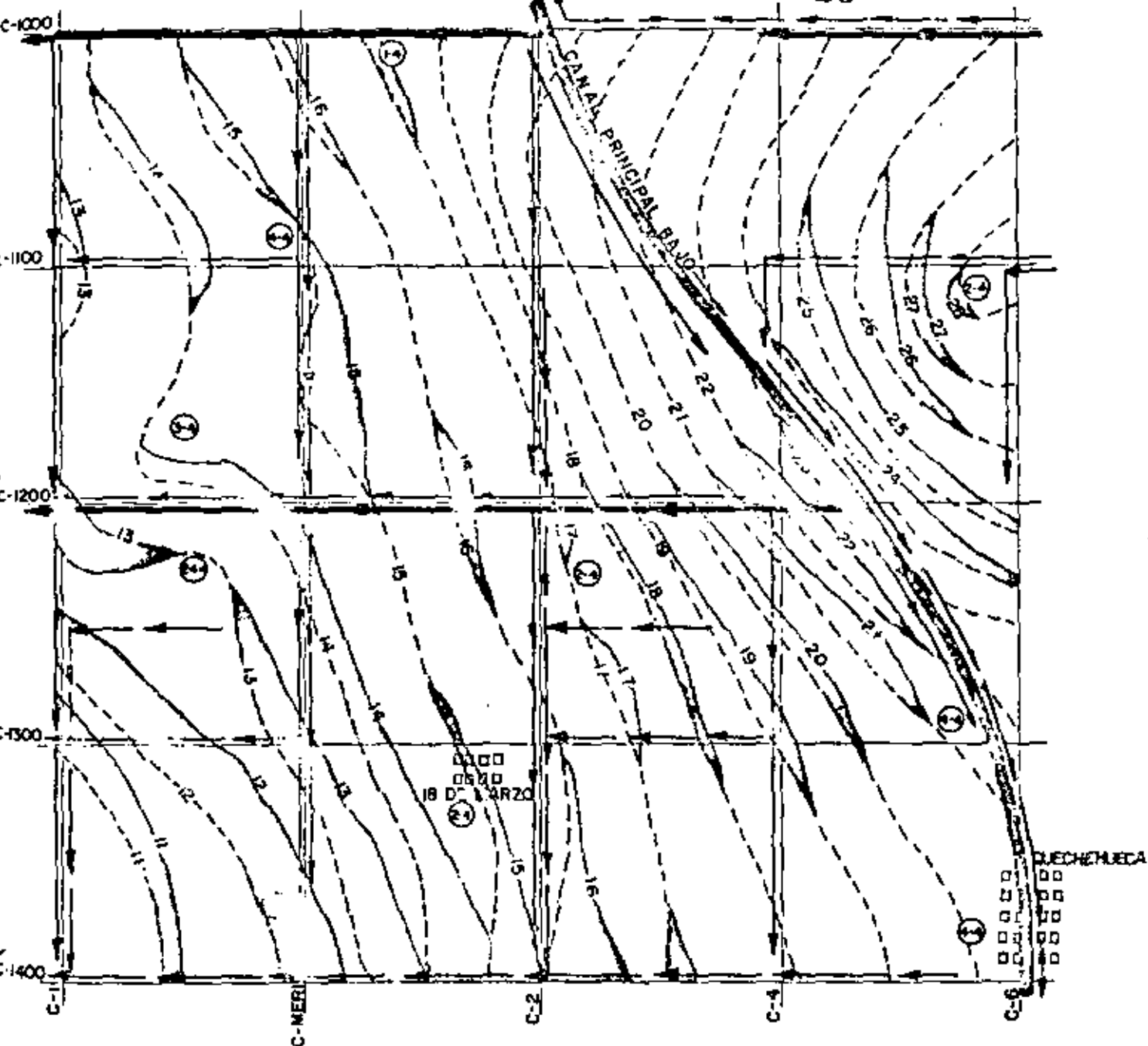
-  CANAL PRIMARIO
-  CANAL SECUNDARIO
-  DRENES RED GENERAL
-  POBLADO
-  POZOS DE OBSERVACION
-  ISOHYPSAS 1971
-  LINEAS DE CORRIENTES

11. Plano de Incrementos (Anexo No. 5)

Al sobreponer el plano de isohypsas al de "mínimos niveles", resaltan los incrementos de cada mes. Si se unen con líneas gruesas las isohypsas de un mes determinado y con líneas punteadas las líneas de mínimos niveles, quedarán representados en magnitud los incrementos correspondientes, pudiendo localizar en forma clara los promontorios de agua, así como la forma en que se difunden.

Con ayuda de los planos mensuales, se pueden definir las causas que originan los promontorios, ya que es probable que -- aquellos que se desvanecen en unos y vuelven a aparecer en otros, tiene su origen en sobre-riegos o en filtraciones de canales que no se operan permanentemente. En cambio, los -- que se desplazan con recorridos de forma más o menos constante por varios meses consecutivos, procederán de filtraciones de una fuente que se opera en forma constante.

Constituye un complemento del plano de líneas de corriente, al precisar las localizaciones que deben tener los drenes, así como las direcciones más convenientes para interceptar los desplazamientos de agua.



PLANO DE INCREMENTOS CON RELACION AL DE -
MINIMOS NIVELES FREATICOS OBSERVADOS.

SIGNOS CONVENCIONALES

- ←→ CANAL PRIMARIO
- ←→ CANAL SECUNDARIO
- ←→ DREJES RED GENERAL
- POBLADO
- POZOS DE OBSERVACION
- - - - - CURVAS DEL MES DE OCT. 1971 (ISOHYPSAS)
- CURVAS MINIMAS AÑO 1971 (ISOHYPSAS)
- CANAL PRINCIPAL



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

DISEÑO DE ESTRUCTURAS
DISTRITO DE RIEGO DEL RIO ATOYAC, GRO.

ING. FILBERTO CAMPOS NUÑEZ
Julio de 1979.

•

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA
DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION
SUBDIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE ZONAS DE RIEGO

DISTRITO DE RIEGO DEL RIO ATOYAC, GRO.

DESCRIPCION. -

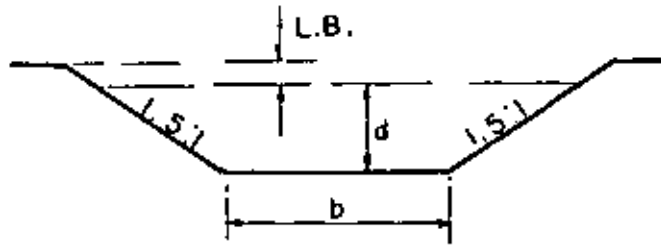
En el Distrito de Riego del Río Atoyac, Gro., el Canal Lateral 10+538.75 del Canal Principal "Atoyac", en su Km 7+192.00, cruzará la Carretera Federal - Acapulco-Zihuatanejo a la altura del Km 83+200.00, por lo cual es necesario -- construir una estructura de cruzamiento adecuada.

Habiéndose estudiado varias alternativas se llegó a la conclusión de que la estructura más funcional fuera un ^{sifón} a base de un solo conducto rectangular, con 1.10 m de ancho de plantilla y 1.20 m de altura, de concreto reforzado.

El espesor del conducto se consideró tentativamente de 0.15 m con carteles interiores de 0.10 x 0.10 m.

El ángulo que forma el eje del conducto con el eje del camino es de 90° - por lo tanto el cruzamiento se considera como normal.

DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL. -



$$b = 1.050 \text{ m}$$

$$d = 0.950 \text{ m}$$

$$n = 0.017$$

$$s = 0.0007$$

$$t = 1.5 : 1$$

$$L.b = 0.250 \text{ m}$$

$$A = (1.050 + 1.5 \times 0.950) 0.950 = 2.351250 \text{ m}^2$$

$$p = 1.050 + 2 \times 0.950 \times \sqrt{1 + 1.5^2} = 4.475274 \text{ m}$$

$$r = \frac{A}{p} = \frac{2.351250}{4.475274} = 0.525387 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.651108$$

$$V = \frac{0.651108 \times \sqrt{0.0007}}{0.017} = 1.013335 \text{ m/seg.}$$

$$Q = AV = 2.351250 \times 1.013335 = 2.382603 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{1.013335^2}{19.62} = 0.052337 \text{ m}$$

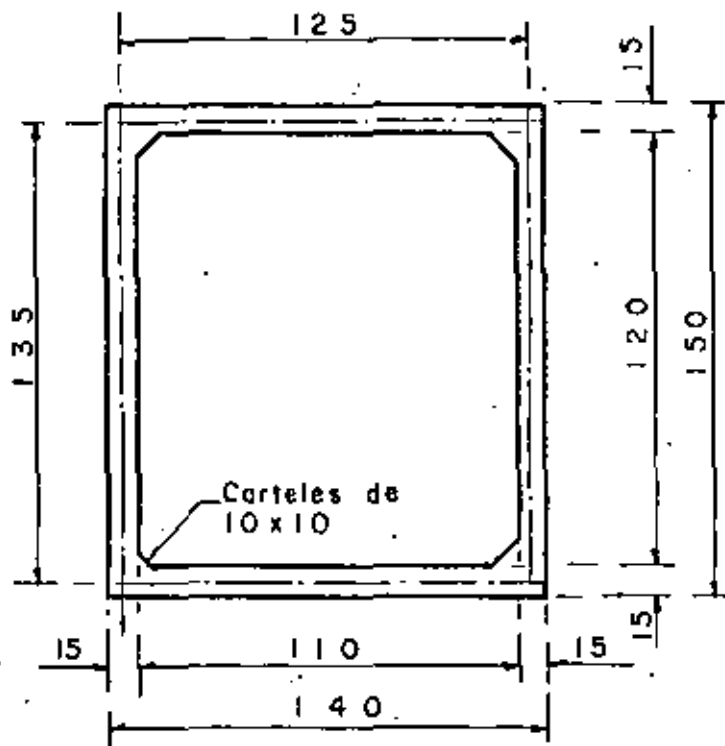
DATOS HIDRAULICOS DEL CONDUCTO. -

$$Q = 2.382603 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$B = 1.100 \text{ m}$$

$$H = 1.200$$

$$n = 0.015$$



$$A_c = 1.10 \times 1.20 - 2 \times 0.10^2 = 1.30 \text{ m}^2$$

$$V_c = \frac{Q}{A} = \frac{2.382603}{1.30} = 1.832772 \text{ m/seg.}$$

$$P_c = 2(0.90 + 1.00) + 4 \times 0.10 \times \sqrt{2} = 4.365685 \text{ m}$$

$$R_c = \frac{A}{P} = \frac{1.30}{4.365685} = 0.2977777 \text{ m}$$

$$R_c^{2/3} = 0.445924$$

$$S_c = \left(\frac{V_c n}{R_c^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{1.832772 \times 0.15}{0.445924} \right)^2 = 0.003801$$

$$h_{vc} = \frac{V_c^2}{2g} = \frac{1.832772^2}{19.62} = 0.171206 \text{ m}$$

DATOS PARA EL PROYECTO. -

Rasante de la carretera, elev. 11.290 m

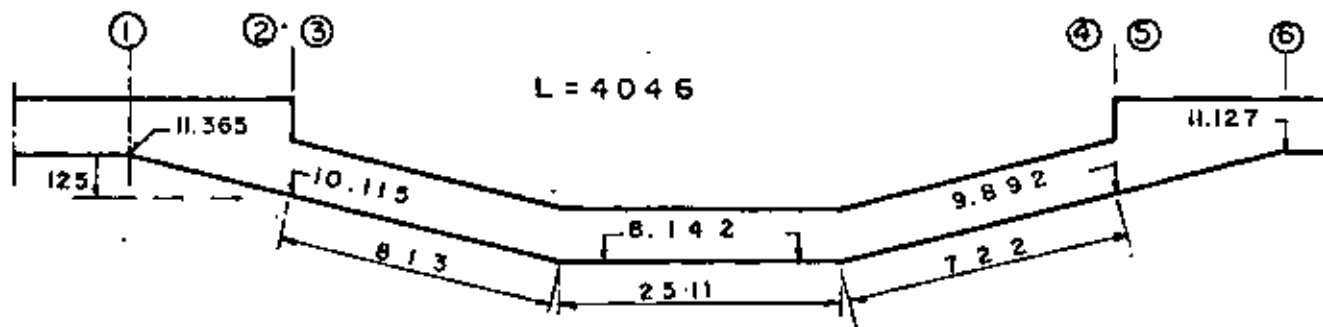
Losa superior del conducto, elev. 9.942 m

Plantillo del conducto, elev. 8.142 m

Peso volumétrico del relleno: 1800 Kg/m³

Angulo de reposo del material: $t = 1.5 : 1$

Espesor supuesto del conducto: 0.150 m



CALCULOS HIDRAULICOS. -

Usaremos el método de Daniel Bernoulli . -

Entre 1 y 2 . -

$$Z_1 + d_1 + hv_1 = d_2 + hv_2 + hf_{1-2}$$

Pero hf_{1-2} = pérdida de carga por transición de entrada

$$= 0.10 (hv_1 - hv_2)$$

Por lo tanto: $Z_1 + d_1 + hv_1 = d_2 + hv_2 + 0.10 (hv_1 - hv_2)$

$$Z_1 + d_1 + 0.90 hv_1 = d_2 + 0.90 hv_2$$

$$Z_1 + d_1 + 0.90 hv_1 = 1.25 + 0.95 + 0.90 \times 0.052337 = 2.247103 \text{ m}$$

Entonces: $d_2 + 1.10 hv_2 = 2.247103 \text{ m}$

Suponiendo $d_2 = 2.202749 \text{ m}$

$A_2 = 2.202749 \times 1.10 = 2.423024 \text{ m}^2$

$V_2 = \frac{2.382603}{2.423024} = 0.983318 \text{ m/seg.}$

$V_2^2 = 0.966914$

$hv_2 = \frac{0.966914}{19.62} = 0.049282 \text{ m}$

$0.90 hv_2 = 0.90 \times 0.049282 = 0.044354 \text{ m}$

$d_2 + 0.90 hv_2 = 2.202749 + 0.044354 = 2.247103 \text{ m} \therefore \text{bién}$

Entre 2 y 3 .-

$d_2 + hv_2 = d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{W} + hf_{2-3}$

Pero $hf_{2-3} =$ Pérdida de carga pro entrada al conducto.

$hf_{2-3} = 0.15 (hv_3 - hv_2)$

$d_2 + 1.15 hv_2 = d_3 + 1.15 hv_3 + \frac{P_3}{W}$

$\frac{P_3}{W} = d_2 + 1.15 hv_2 - d_3 - 1.15 hv_3$

$\frac{P_3}{W} = 2.202749 + 1.15 \times 0.049282 - 1.20 - 1.15 \times 0.171206$

$\frac{P_3}{W} = 0.862536 \text{ m}$

Entre 3 y 4 .-

$d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{W} + Z_3 = d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{W} + hf_{3-4}$

Pero: $Z_3 = 0.223 \text{ m}$

$d_3 = d_4 = 1.20 \text{ m}$

$hv_3 = hv_4 = 0.171206 \text{ m}$

$\frac{P_3}{W} = 0.862536$

La ecuación se reduce a :

$$\frac{P_4}{W} = \frac{P_3}{W} + Z_3 - hf_{3-4}$$

Por otra parte tenemos que: $hf_{3-4} = hf + hc$, donde:

hf = Pérdida de carga por fricción en el conducto.

$$hf = S_c \times L = 0.003801 \times 40.46 = 0.153781 \text{ m}$$

hc = Pérdida de carga por cambios de dirección.

$$hc = NC \sqrt{\frac{\alpha^\circ}{90^\circ}} h_{vc} = 2 \times 0.25 \sqrt{\frac{14.04}{90}} \times 0.171206$$

$$hc = 0.033806 \text{ m}$$

$$\text{Entonces } \frac{P_4}{W} = 0.862536 + 0.223 - 0.153781 - 0.033806$$

$$\frac{P_4}{W} = 0.897949 \text{ m}$$

Entre 4 y 5 .-

$$d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{W} = d_5 + hv_5 + hf_{4-5}$$

Pero hf_{4-5} = Pérdida de carga por salida del conducto

$$hf_{4-5} = 0.30 (hv_4 - hv_5)$$

$$d_4 + 0.70 hv_4 + \frac{P_4}{W} = d_5 + 0.70 hv_5$$

$$d_4 + 0.70 hv_4 + \frac{P_4}{W} = d_5 + 0.70 hv_5$$

$$d_5 + 0.70 hv_5 = 1.20 + 0.70 \times 0.171206 + 0.897949$$

$$d_5 + 0.70 hv_5 = 2.217793 \text{ m}$$

$$\text{Suponiendo } d_5 = 2.182658 \text{ m}$$

$$A_5 = 1.10 \times 2.182658 = 2.400924 \text{ m}^2$$

$$V_5 = \frac{2.382603}{2.400924} = 0.992369 \text{ m/seg.}$$

$$V_5^2 = 0.984796$$

$$h_{v5} = \frac{0.984796}{19.62} = 0.050194 \text{ m}$$

$$0.70 h_{v5} = 0.70 \times 0.050194 = 0.035135 \text{ m}$$

$$d_5 + 0.70 h_{v5} = 2.182657 + 0.035135 = 2.211793 \text{ m} \therefore \text{bién}$$

Entre 5 y 6 .-

$$d_5 + h_{v5} = Z_6 + d_6 + h_{v6} + h_{f5-6}$$

Pero h_{f5-6} = Pérdida de carga por transición de salida

$$h_{f5-6} = 0.20 (h_{v6} - h_{v5})$$

$$d_5 + 1.20 h_{v5} = Z_6 + d_6 + 1.20 h_{v6}$$

$$Z_6 = d_5 + 1.20 h_{v5} - d_6 - 1.20 h_{v6}$$

$$Z_6 = 2.182658 + 1.20 \times 0.050194 - 0.95 - 1.20 \times 0.052337$$

$$Z_6 = 1.230086 \text{ m}$$

$$\text{Por lo tanto: Elev. 6} = 9.892000 + 1.230086$$

$$\text{Elev. 6} = 11.122086 \text{ m}$$

RESUMEN DE PERDIDAS DE CARGA. -

| | | |
|-----------------------------|----------|---|
| Por transición de entrada | 0.000306 | m |
| Por entrada al conducto | 0.018288 | m |
| Por fricción en el conducto | 0.153781 | m |
| Por cambios de dirección | 0.033806 | m |
| Por salida del conducto | 0.036304 | m |
| Por transición de salida | 0.000429 | m |

$$\text{Total de pérdidas: } \sum p = 0.242914 \text{ m}$$

COMPROBACION HIDRAULICA. -

Si los cálculos fueron correctos se deberá cumplir con lo siguiente:

$$d_1 + h_{v1} + Z_1 + Z_3 = d_6 + h_{v6} + Z_6 + \sum p$$

| | | |
|-----------|-----------------|-----------------|
| Es decir: | 0.950000 | 0.950000 |
| | 0.052337 | 0.052337 |
| | 1.250000 | 1.230086 |
| | <u>0.223000</u> | <u>0.242914</u> |
| | 2.475337 | = 2.475337 |

CALCULO ESTRUCTURAL DEL CONDUCTO. -

Se considera para la carga viva el camión tipo HS-20

La fórmula para calcular la carga por metro de alcantarilla (según AASHO) es la siguiente:

CARGA VIVA:

$$p = \frac{2P}{(1.75 D + S) 1.75 D} = ; \text{ siendo}$$

$$p = \text{Carga por rueda} = 7257 \text{ Kg.}$$

$$D = \text{Altura del colchón} = 1.798 \text{ m}$$

$$S = \text{Separación entre ruedas} = 1.83 \text{ m}$$

$$p = \frac{2 \times 7257}{(1.75 \times 1.798 + 1.83) 1.75 \times 1.798} = 927 \text{ Kg/m}^2$$

$$h_s = \frac{.927}{1800} = 0.512 \text{ m} < 0.61 \text{ m}$$

$$\text{Se considerará } p = 1800 \times 0.61 = 1098 \text{ Kg/m}^2$$

Considerando el conducto vacío con cargas exteriores máximas.

a) Carga sobre la losa superior:

Carga muerta:

$$\text{Peso del relleno} = 1800 \times 1.798 = 3226 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso propio} = 2400 \times 0.15 = 360 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva:} = 1098 \text{ Kg/m}^2$$

Impacto: No se considera por ser el colchón mayor que 3 pies.

Entonces carga total sobre la losa superior:

$$W_1 = 4684 \text{ Kg/m}^2.$$

b) Carga sobre la losa inferior:

$$\text{Peso de los muros} = \frac{0.15 \times 1.00 \times 2400 \times 2}{1.40} = 514 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso de los corteles} = \frac{0.10 \times 0.10 \times 2400 \times 4}{2 \times 1.40} = 34 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga sobre losa superior} = 4684 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga total sobre losa inferior } W_2 = 5232 \text{ Kg/m}^2$$

Carga sobre losas laterales.

Se consideran las presiones aplicadas en los ejes de las losas.

$$W_3 = K W_f (h_1 + h_s) ; \text{ siendo}$$

$$K = 0.286$$

$$h_1 = 1.798 + \frac{0.15}{2} = 1.873 \text{ m}$$

$$h_s = 0.61 \text{ m.}$$

$$W_3 = 0.286 \times 1800 (1.873 + 0.61) = 1278 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_5 = K W_f (h_2 + h_s) ; \text{ siendo}$$

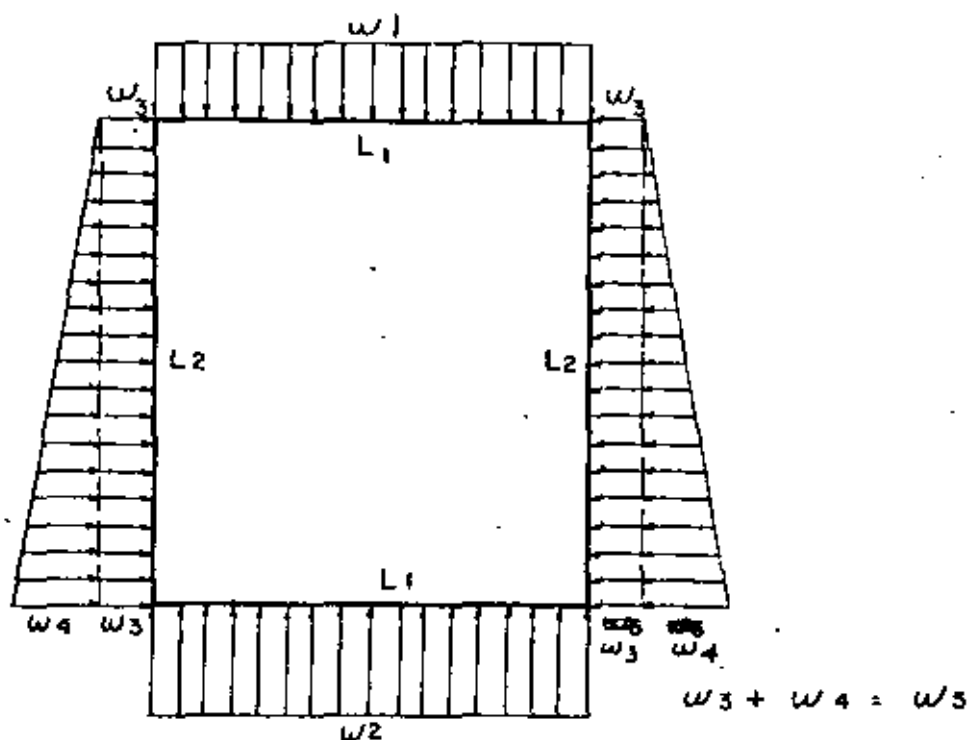
$$h_2 = h_1 + 1.35 = 3.223 \text{ m}$$

$$W_5 = 0.286 \times 1800 (3.223 + 0.61) = 1973 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_4 = W_5 - W_3 = 695 \text{ Kg/m}^2$$

Véase la distribución de cargas en la hoja siguiente

DISTRIBUCION DE CARGAS.-



$$L_1 = 1.25 \text{ m}$$

$$L_2 = 1.35 \text{ m}$$

$$W_1 = 4684 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_2 = 5232 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_3 = 1278 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_4 = 695 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_5 = 1973 \text{ Kg/m}^2$$

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO INICIALES. -

$$M_{A-B} = \frac{W_1 L_1^2}{12} = \frac{4684 \times (1.25)^2}{12} = 610 \text{ Kg-m}$$

$$M_{CD} = \frac{W_2 L_1^2}{12} = \frac{5232 \times (1.25)^2}{12} = 681 \text{ Kg-m}$$

$$M_{AC} = \frac{W_3 L_2^2}{12} + \frac{W_4 L_2^2}{30} = \frac{1278 \times (1.35)^2}{12} + \frac{695 \times (1.35)^2}{30} = 236 \text{ Kg-m}$$

$$M_{CA} = \frac{W_3 L_2^2}{12} + \frac{W_4 L_2^2}{20} = \frac{1278 \times (1.35)^2}{12} + \frac{695 \times (1.35)^2}{20} = 257 \text{ Kg-m}$$

Para encontrar los momentos finales de empotramiento se aplica el Método de Cross

Factores de distribución:

$$F_{A-B} = \frac{\frac{1}{L_1}}{\frac{1}{L_2} + \frac{1}{L_1}} = \frac{\frac{1}{1.25}}{\frac{1}{1.35} + \frac{1}{1.25}} = 0.519$$

$$F_{A-C} = \frac{\frac{1}{L_2}}{\frac{1}{L_1} + \frac{1}{L_2}} = \frac{\frac{1}{1.35}}{\frac{1}{1.25} + \frac{1}{1.35}} = 0.481$$

Para el análisis a conducto vacío se tomará el total de los momentos producidos por cargas verticales más la mitad de los momentos producidos por cargas horizontales.

MOMENTOS FINALES. -

| NUDO | A | | B | | C | | D | |
|---------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | AB | AC | BA | BD | CD | CA | DC | DB |
| FD | 0.519 | 0.481 | 0.519 | 0.481 | 0.519 | 0.481 | 0.519 | 0.481 |
| ME | + 610 | 0 | - 610 | 0 | - 681 | 0 | + 681 | 0 |
| M _φ | -316.59 | -293.41 | +316.59 | +293.41 | +353.44 | +327.56 | -353.44 | -327.56 |
| M _t | +158.30 | +163.78 | -158.30 | -163.78 | -176.72 | -146.71 | +176.72 | +146.71 |
| M _φ | -167.16 | -154.92 | +167.16 | +154.92 | +167.86 | +155.57 | -167.86 | -155.57 |
| M _t | + 83.58 | + 77.79 | - 83.58 | - 77.79 | - 83.93 | - 77.46 | + 83.93 | + 77.46 |
| M _φ | - 83.75 | - 77.62 | + 83.75 | + 77.62 | + 83.76 | + 77.63 | - 83.76 | - 77.63 |
| M _t | + 41.88 | + 38.82 | - 41.88 | - 38.82 | - 41.88 | - 38.81 | + 41.88 | + 38.81 |
| M _φ | - 41.88 | - 38.82 | + 41.88 | + 38.82 | + 41.88 | + 38.81 | - 41.88 | - 38.81 |
| Suma por cargas vertic. | + 284 | -284 | -284 | + 284 | - 337 | + 337 | +337 | -337 |
| ME | 0 | - 236 | 0 | +236 | 0 | + 257 | 0 | -257 |
| M _φ | +122.48 | +113.52 | -122.48 | -113.52 | -133.38 | -123.62 | +133.38 | +123.62 |
| M _t | - 61.24 | - 61.81 | + 61.24 | + 61.81 | + 66.69 | + 56.76 | - 66.69 | - 56.76 |
| M _φ | + 63.86 | + 59.19 | - 63.86 | - 59.19 | - 64.07 | - 59.38 | + 64.07 | + 59.38 |
| M _t | - 31.93 | - 29.69 | + 31.93 | + 29.69 | + 32.04 | + 29.60 | - 32.04 | - 29.60 |
| M _φ | + 31.98 | + 29.64 | - 31.98 | - 29.64 | - 31.99 | - 29.65 | + 31.99 | + 29.65 |
| M _t | - 15.99 | - 14.83 | + 15.99 | + 14.83 | + 16.00 | + 14.82 | - 16.00 | - 14.82 |
| M _φ | + 16.00 | + 14.82 | - 16.00 | - 14.82 | - 16.00 | - 14.82 | + 16.00 | + 14.82 |
| Suma por cargas horizont. | + 125 | - 125 | - 125 | + 125 | - 131 | + 131 | + 131 | - 131 |

+409 -409 -125 +125 -131 +131 +131 -131

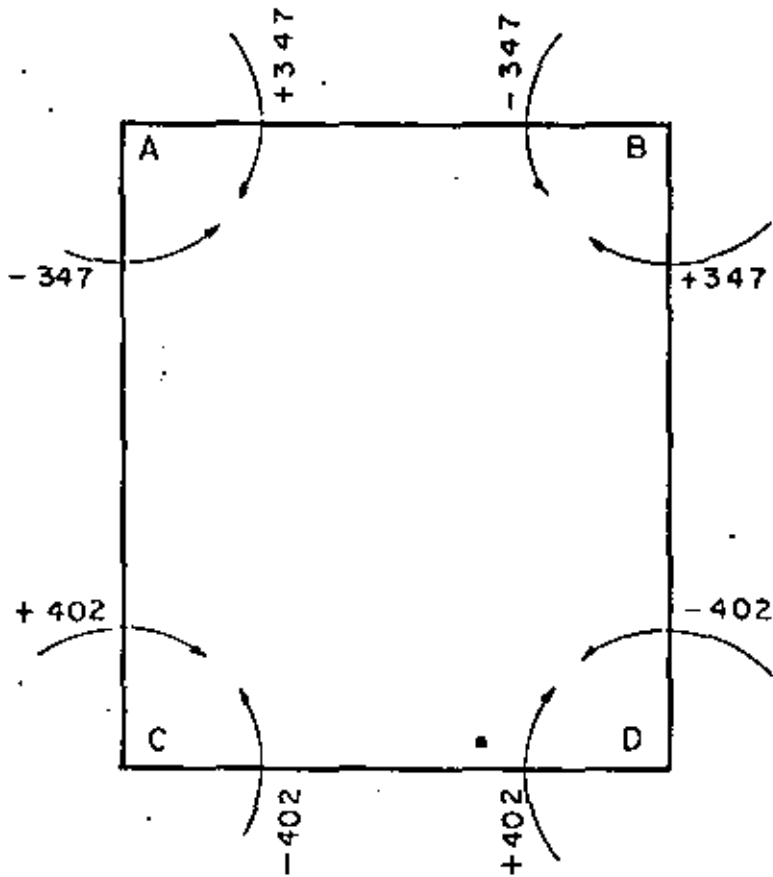
MOMENTOS FINALES PARA DISEÑO

$$M_{AB} = M_{BD} = + 284 + 125 \times 0.5 = + 347 \text{ Kg - m}$$

$$M_{AC} = M_{BA} = - 284 - 125 \times 0.5 = - 347 \text{ Kg - m}$$

$$M_{CD} = M_{DB} = - 337 - 131 \times 0.05 = - 402 \text{ Kg - m}$$

$$M_{CA} = M_{DC} = + 337 + 131 \times 0.05 = + 402 \text{ Kg - m}$$



ESTUDIO DE LAS PIEZAS

a) Pieza A - B

$$W_1 = 4684 \text{ Kg/m}^2$$

$$L_1 = 1.25 \text{ m}$$

Momentos a los ejes.

$$M_{A-B} = 284 + \frac{125}{2} = 347 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{B-A} = -284 - \frac{125}{2} = -347 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Cortantes a los ejes.

$$V_{\text{isost}} = \frac{W_1 L_1}{2} = 2928 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{hip}} = \frac{M_A - M_B}{L_1} = 0$$

$$V_{A-B} = V_{B-A} = 2928 \text{ Kg}$$

Ecuación del cortante

$$V = V_{A-B} - W_1 X = 2928 - 4684 \cdot X$$

Cortante al cartel ($X_1 = 0.175 \text{ m.}$)

$$V_{A-Bc} = V_{B-Ac} = 2928 - 4684 \times 0.175 = 2108 \text{ Kg.}$$

Ecuación del momento.

$$M = M_{A-B} + V_{A-B} X - \frac{W_1 X^2}{2} = -347 + 2928 X - \frac{4684 X^2}{2}$$

Momento al paño ($X = 0.075 \text{ m.}$)

$$M_{A-Bp} = M_{B-Ap} = -347 + 2928 \times 0.075 - \frac{4684 \times (0.075)^2}{2} = -141 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Momento máximo positivo

$$\text{Cuando } V = 0, X = \frac{V_{AB}}{W_1} = \frac{2928}{4684} = 0.625 \text{ m.}$$

$$M_{(+)} = -347 + 2928 \times 0.625 - \frac{4684 \times (0.625)^2}{2} = 568 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

b) Pieza C - D

$$W_2 = 5232 \text{ Kg.}$$

$$L_1 = 1.25 \text{ m.}$$

Momentos a los ejes

$$M_{C-D} = -336 - \frac{131}{2} = -402 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{D-C} = 402 \text{ Kg} \cdot \text{m.}$$

Cortantes a los ejes.

$$V_{isost} = \frac{W_2 L_1}{2} = \frac{5232 \times 1.25}{2} = 3270 \text{ Kg.}$$

$$V_{hip} = 0$$

$$V_{C-D} = V_{D-C} = 3270 \text{ Kg}$$

Ecuación del cortante

$$V = V_{C-D} - W_2 X = 3270 - 5232 X$$

Cortante al corte.

$$X = 0.175 \text{ m.}$$

$$V_{C-D_c} = V_{D-C_c} = 3270 - 5232 \times 0.175 = 2354 \text{ Kg.}$$

Ecuación del momento

$$M = -M_{C-D} + V_{C-D} X - \frac{W_2 X^2}{2}$$

Momento al paño

$$X = 0.075 \text{ m.}$$

$$M_{C-D_p} = -402 + 3270 \times 0.075 - \frac{5232 \times (0.075)^2}{2} = -171 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Momento máximo positivo

Cuando $V = 0$

$$X = \frac{V_{C-D}}{W_2} = \frac{3220}{5232} = 0.625 \text{ m.}$$

$$M_{(+)} = -402 + 3270 \times 0.625 - \frac{5232 \times (0.625)^2}{2} = 620 \text{ Kg-m}$$

c) Pieza A-C

Momentos a los ejes.

$$M_{A-C} = -284 - \frac{125}{2} = -346 \text{ Kg-m}$$

$$M_{C-A} = 336 + \frac{130}{2} = 401 \text{ Kg-m}$$

Cortantes a los ejes.

$$W_3 = 1278 \text{ Kg.}$$

$$W_4 = 695 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{isost. A-C}} = \frac{W_3 L_2}{2} + \frac{W_4 L_2}{6} = 1019 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{isost. C-A}} = \frac{W_3 L_2}{2} + \frac{W_4 L_2}{3} = 1175 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{hip}} = \frac{M_{C-A} - M_{A-C}}{L_2} = 40 \text{ Kg.}$$

$$V_{A-C} = 1019 - 40 = 979 \text{ Kg.}$$

$$V_{C-A} = 1175 + 40 = 1215 \text{ Kg.}$$

Ecuación del cortante.

$$V = V_{A-C} - W_3 \cdot X - \frac{W_4 X^2}{2 L_2} = 979 - 1278 X - \frac{695 X^2}{2 \times 1.35}$$

Cortantes al cartel.

$$X_1 = 0.175 \text{ m}, \quad X_2 = 1.175 \text{ m.}$$

$$V_{A-Cc} = 747 \text{ Kg.}$$

$$V_{C-Ac} = - 878 \text{ Kg.}$$

Ecuación del momento

$$M = M_{A-C} + V_{A-C} X - \frac{W_3 X^2}{2} - \frac{W_4 X^3}{6L_2} = - 347 + 979 X - \frac{1278 X^2}{2} - \frac{695 X^3}{6 \times 1.35}$$

Momentos al paño

$$X_1 = 0.075 \text{ m.}$$

$$X_2 = 1.275 \text{ m.}$$

$$M_{A-Cp} = - 277 \text{ Kg - m}$$

$$M_{C-Ap} = - 315 \text{ Kg - m}$$

Momento Máximo positivo

Cuando $V = 0$

$$X = \frac{-W_3 + \left(W_3^2 + \frac{2V_{A-C} W_4}{L} \right)^{1/2}}{\frac{W_4}{L_2}} = 0.67442 \text{ m.}$$

$$M_{(+)} = - 4 \text{ Kg - m} \quad \text{No se presenta momento positivo}$$

CONSTANTES DE CALCULO

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_s = 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.4 f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$k = 0.33$$

$$j = 0.89$$

$$K = 14.68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0.26$$

$$\sqrt{f_c} = 0.292 \sqrt{f'_c} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2.$$

Se diseñará con el valor del momento máximo, ya sea al paño o positivo, o con el valor del cortante máximo al cartel.

Cortante máximo al cartel

Pieza C-D

$$V_{C-Dc} = 2354 \text{ Kg.}$$

Momento máximo al paño

Pieza C-A

$$M_{C-Ap} = - 315 \text{ Kg - m.}$$

Momento máximo positivo

Pieza C - D

$$M_{(+)}C-D = 620 \text{ Kg - m}$$

Peralte por momento

$$d_M = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}} = 6.47 \text{ cm}$$

Peralte por cortante

$$d_V = \frac{V}{\sqrt{f_c} b} = 5.09 \text{ cm.}$$

Se adopta:

$$d = 7.5 \text{ cm}$$

$$r = 7.5 \text{ cm}$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

Se coloca el acero al centro

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = 5.16 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{Vars } 1/2" \varnothing \text{ a } 23 \text{ cm}$$

Se utilizarón Vars $1/2" \varnothing$ a 20 cm. c.a.c.

Acero por temperatura

$$A_{st} = 0.0025 \times 100 \times 15 = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vars $1/2" \varnothing$ a cada 30 cm. c.a.c.

Revisión por adherencia

Adherencia permisible para varillas que no sean del lecho superior :

$$U_p = \frac{3.2 \sqrt{f'_c}}{D} \leq 35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$U = \frac{3.2 \sqrt{250}}{1.27} = 39.8 \text{ Kg/cm}^2 > 35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore U_p = 35 \text{ Kg/cm}^2$$

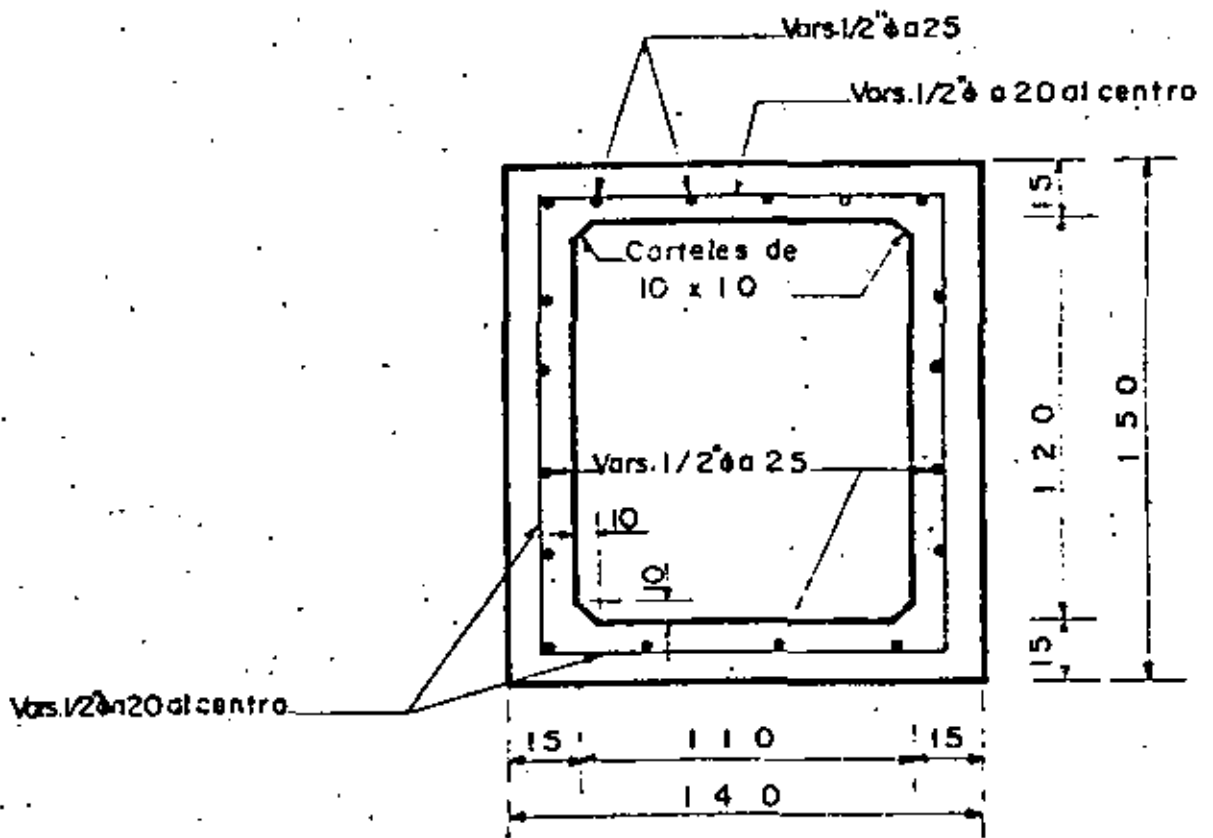
$$U = \frac{v}{\leq o j d} = \frac{2354}{20 \times 0.89 \times 7.5} = 17.6 \text{ Kg/cm}^2 < U_p$$

Refuerzo adoptado:

Refuerzo principal: Vars $1/2" \varnothing$ a 20 cm

Refuerzo por temperatura: Vars $1/2" \varnothing$ a 25 cm.

SECCION NORMAL DEL CONDUCTO
DIMENSIONES Y REFUERZO ADOPTADOS





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

DISEÑO DE ESTRUCTURAS

ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ
JULIO DE 1979.



DESCRIPCION.

La presente trabe, que formará un grupo de cinco, sobre las que se apoyará una Losa de concreto reforzado, (Véase Plano Graf.), de 15.00 m. de claro, con 8.40 m. de ancho de calzada, guarniciones de 0.80 m, será diseñada para formar la superestructura de un puente carretero que soportará una carga viva tipo HS-20 en dos fajos de circulación.

La trabe en cuestión será de concreto preesforzado, pretensado, con $f'_c = 350$ Kg/cm² y torones de 5/16" \varnothing .

DATOS PARA EL PROYECTO

Claro = 15.00 m

Longitud total = 15.50 m

Ancho de la calzada = 8.40 m

Ancho de las guarniciones = 0.80 m

Ancho total del puente = 10.00 m

Peralte de las guarniciones = 0.28 m

Bombeo de 0.08 m (perfil a 2 aguas con 2% de pendiente)

Esviajamiento = 32°28' izquierda.

Espesor del asfalto = 0.03 m

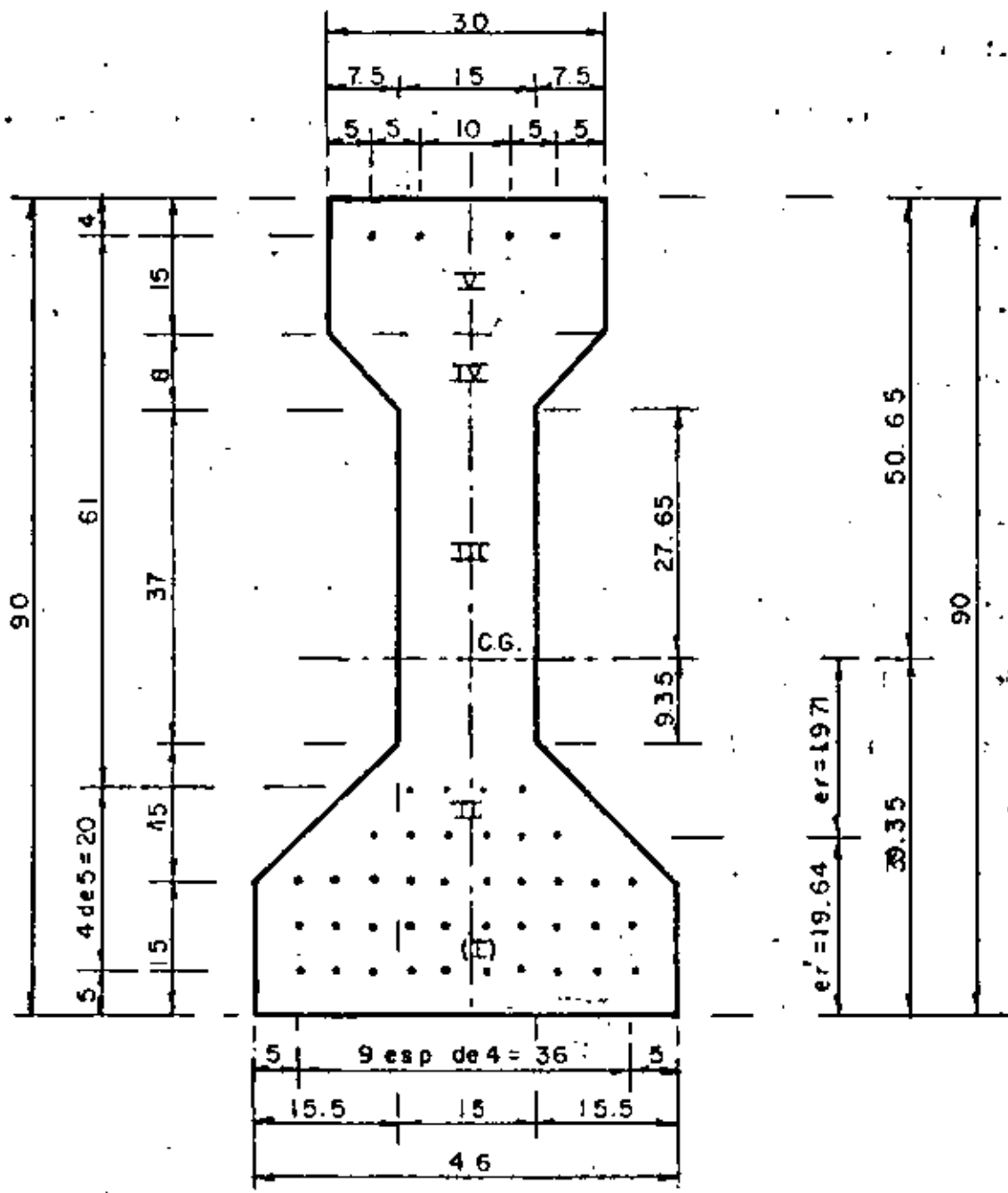
Número de trabes = 5

Parapeto con pilastras de concreto y defensa de lámina galvanizada, calibre 12

Carga móvil: camión tipo HS-20 en dos líneas de circulación.

DIMENSIONAMIENTO PROPUESTO DE UNA TRABE " I "

(Véase Plano General.)



SECCION NORMAL AL ζ

DATOS PARA LA TRABE PREESFORZADA. -

$$\text{Concreto de } f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero de preesfuerzo: (Datos CAMESA)

$$\text{Torón de } 5/16" \text{ } \emptyset \text{ con } f_{sr} = 18000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Area del torón} = 0.372 \text{ cm}^2$$

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA VIGA SIMPLE

1. - Centro de Gravedad

Los brazos serán a la parte inferior de la viga y en el eje de simetría respectivamente.

$$A_I = 15 \times 46 = 690 \text{ cm}^2$$

$$B_I = 15 \times 0.5 = 7.5 \text{ cm}$$

$$M_I = 690 \times 7.5 = 5175 \text{ cm}^3$$

$$A_{II} = (46 \times 15) \times 0.5 \times 15 = 457.5 \text{ cm}^2$$

$$B_{II} = 15 + \left(\frac{15}{3} \frac{46 + 2 \times 15}{46 + 15} \right) = 21.23 \text{ cm}$$

$$M_{II} = 457.5 \times 21.23 = 9712.5 \text{ cm}^3$$

$$A_{III} = 37 \times 15 = 555 \text{ cm}^2$$

$$B_{III} = 30 + 37 \times 0.5 = 48.5 \text{ cm}$$

$$M_{III} = 555 \times 48.5 = 26917.5 \text{ cm}^3$$

$$A_{IV} = (15 + 30) 0.5 \times 0.8 = 180 \text{ cm}^2$$

$$B_{IV} = 67 + \frac{8}{3} \left(\frac{15 + 2 \times 30}{15 + 30} \right) = 71.444 \text{ cm}$$

$$M_{IV} = 180 \times 71.444 = 12860 \text{ cm}^3$$

$$A_V = 15 \times 30 = 450 \text{ cm}^2$$

$$B_V = 90 - 7.5 = 82.5 \text{ cm}$$

$$M_V = 450 \times 82.5 = 37125 \text{ cm}^3$$

$$A = A_I + A_{II} + A_{III} + A_{IV} + A_V = 690 + 457.5 + 555 + 180 + 450$$

$$A = 2332.5 \text{ cm}^2$$

$$M = M_I + M_{II} + M_{III} + M_{IV} + M_V = 5175 + 9712.5 + 26917.5 + 12860 + 37125$$

$$M = 91790 \text{ cm}^3$$

$$\bar{Y}_i = \frac{\sum M}{\sum A} = \frac{91790}{2332.5} = 39.35 \text{ cm}$$

$$\bar{Y}_s = 90 - 39.35 = 50.65 \text{ cm}$$

2. - Momentos de inercia de la viga simple.

$$I_{xxI} = \frac{46 \times 15^3}{12} + 690 \times 31.85^2 = 712889 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxII} = \frac{h^3 (B^2 + 4Bb + b^2)}{36(B+b)} + 457.5 \times 18.12^2$$

$$I_{xxII} = \frac{15^3 (46^2 + 4 \times 46 \times 15 + 15^2)}{36(46+15)} + 150213 = 158053 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxIII} = \frac{15 \times 37^3}{12} + 555 \times 9.15^2 = 109782 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxIV} = \frac{8^3 (30^2 + 4 \times 30 \times 15 + 15^2)}{36(30+15)} + 180 \times 32.094^2 = 186329 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxV} = \frac{30 \times 15^3}{12} + 450 \times 43.15^2 = 846303 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxTOT} = I_{xxI} + I_{xxII} + I_{xxIII} + I_{xxIV} + I_{xxV}$$

$$I_{xxTOT} = 712889 + 158053 + 109782 + 186329 + 846303 = 2013356 \text{ cm}^4$$

3. - Módulos de Sección

$$S_s = \frac{I_{xxTOT}}{\bar{Y}_s} = \frac{2013356}{50.65} = 39750 \text{ cm}^3$$

$$S_i = \frac{I_{xxTOT}}{\bar{Y}_i} = \frac{2013356}{39.35} = 51165 \text{ cm}^3$$

ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL CONCRETO. - (Según DDF - 75)

a). - Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia y antes de que ocurran las pérdidas por contracción y flujo plástico.

f'_{ci} , es la resistencia nominal del concreto a compresión cuando ocurre la transferencia en el concreto preesforzado y vale:

$$f'_{ci} = 0.80 f'_c = 0.80 \times 350 = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

En compresión se tiene:

$$0.60 f'_{ci} = 0.60 \times 280 = 168 \text{ Kg/cm}^2$$

$$y, \text{ en tensión: } \sqrt{f'_{ci}} = \sqrt{280} = 16.73 \text{ Kg/cm}^2$$

b). - Esfuerzos bajo cargas muertas y vivas de servicio.

$$\text{En compresión: } 0.45 f'_c = 0.45 \times 350 = 157.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{En tensión: } 2 \sqrt{f'_c} = 2 \sqrt{350} = 37.42 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL ACERO DE PREESFUERZO.

$$f_{sr} = 18000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = 0.372 \text{ cm}^2 \text{ (torón de } 5/16" \text{ } \phi)$$

$$F_{sr} = 18000 \times 0.372 = 6696 \text{ Kg}$$

a). - Debido a la fuerza aplicada por el gato.

$$f_g = 0.80 f_{sr} = 0.80 \times 18000 = 14400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_g = f_g \times A = 14400 \times 0.372 = 5357 \text{ Kg}$$

b). - Inmediatamente después de la transferencia.

$$f_i = 0.70 f_{sr} = 0.70 \times 18000 = 12600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_i = f_i \times A = 12600 \times 0.372 = 4687 \text{ Kg.}$$

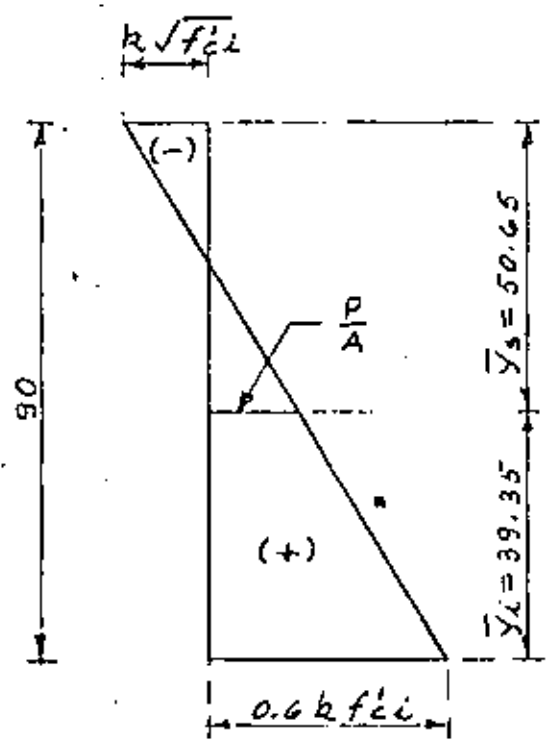
c). - Preesfuerzo efectivo.

El Reglamento DDF - 75 indica que el elementos pretensados la suma de pérdida de preesfuerzo serán del orden del 20% del preesfuerzo inicial, por lo tanto, el preesfuerzo efectivo tendrá un valor de:

$$f_e = 0.80 f_i = 0.80 \times 12600 = 10080 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_e = f_e \times A = 10080 \times 0.372 = 3750 \text{ Kg.}$$

DIAGRAMA DEL PREESFUERZO MAXIMO PERMISIBLE.



Como la relación del preesfuerzo efectivo respecto al preesfuerzo inicial vale 0.80, éste será el valor de "K", entonces:

$$f_{\text{preesf (-)}} = K \sqrt{f'_{ci}} = 0.80 \sqrt{280} = 13.39 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{preesf (+)}} = 0.60 K f'_{ci} = 0.60 \times 0.80 \times 280 = 134.40 \text{ Kg/cm}^2$$

DETERMINACION DE LA FUERZA DE PREESFUERZO.

En la figura anterior por triángulos semejantes, se obtiene:

$$\frac{13.39 + 134.40}{90} = \frac{P/A + 13.39}{50.65} \quad \therefore A = 2332.50 \text{ cm}^2$$

$$P = \left[\frac{(13.39 + 134.40) \cdot 50.65}{90} - 13.39 \right] 2332.50$$

$$P = 162769 \text{ Kg.}$$

DETERMINACION DEL NUMERO DE TORONES

$$N = \frac{P}{F_e} = \frac{162769}{3750} = 43.40$$

Se distribuirán 44 torones, por lo tanto, el valor efectivo de la fuerza de preesfuerzo es:

$$P_e = N \times F_e = 44 \times 3750 = 165000 \text{ Kg.}$$

EXCENTRICIDAD TEORICA

$$f_{\text{preesf (+)}} = \frac{P_e}{A} + \frac{P_e \times e_t}{S_i}$$

Despejando e_t , se obtiene:

$$e_t = \left(f_{\text{preesf (+)}} - \frac{P_e}{A} \right) \frac{S_i}{P_e}$$

Sustituyendo valores, resulta:

$$e_t = \left(134.40 - \frac{165000}{2332.50} \right) \frac{51164}{165000} = 19.74 \text{ cm.}$$

Entonces,

$$e_t = 39.35 - 19.74 = 19.61 \text{ cm}$$

EXCENTRICIDAD REAL (Véase hoja 2)

$$e_R = \frac{10(5 + 10 + 15) + 6(20) + 4(25) + 4(86)}{44} = 19.64 \text{ cm}$$

Entonces,

$$e_R = 39.35 - 19.64 = 19.71 \text{ cm.}$$

La excentricidad real ($e_R = 19.71 \text{ cm}$), difiere de la excentricidad teórica ($e_t = 19.74 \text{ cm}$), en 0.03 cm , por lo tanto, podemos decir que la posición de los torones es correcta y aceptable.

PREESFUERZO REAL.

a) En la fibra inferior (compresión)

$$f_{inf} = \frac{Pe}{A} + \frac{Pe \times e_R}{S_i} = \frac{165000}{2332.5} + \frac{165000 \times 19.71}{51164} = 70.74 + 63.56$$

$$f_{inf} = 134.30 \text{ Kg/cm}^2 < 134.40 \text{ Kg/cm}^2 ; \text{ (bien)}$$

b) En la fibra superior (Tensión)

$$f_{sup} = \frac{Pe}{A} - \frac{Pe \times e_R}{S_s} = \frac{165000}{2332.5} - \frac{165000 \times 19.71}{39750} = 70.74 - 81.81$$

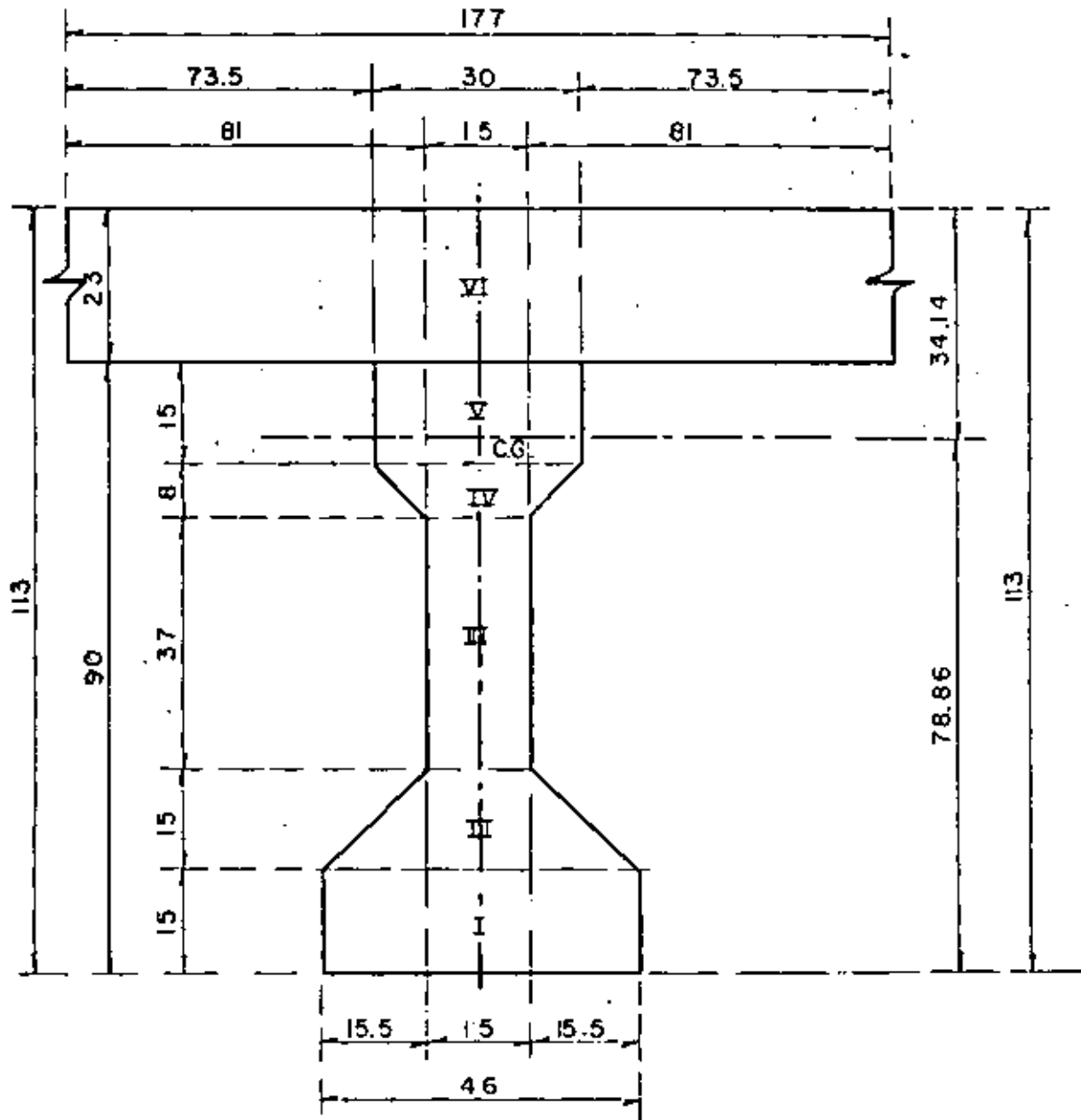
$$f_{sup} = - 11.08 \text{ Kg/cm}^2 < 13.39 \text{ Kg/cm}^2 ; \text{ (bien)}$$

ANALISIS DE LA SECCION COMPUESTA.

Esta sección la mostramos en la hoja siguiente (hoja núm.)

Debe tomarse en cuenta que el concreto de la losa, ($f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$)

es diferente al concreto de la trabe ($f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$)



SECCION COMPUESTA AL C

Para calcular las propiedades de la sección compuesta haremos teóricamente la transformación de la losa a un concreto de $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$, de acuerdo con el Reglamento DDF - 75, esto es:

$$m = \frac{E_L}{E_T} = \frac{15000 \sqrt{f'_c}}{1500 \sqrt{f'_c}} = \frac{250}{350} = 0.845$$

Por lo tanto, el ancho "b" de la losa quedará transformada a un ancho efectivo b' de:

$$b' = 210 \times 0.845 = 177 \text{ cm.}$$

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA SECCION TRANSFORMADA

a) Centro de gravedad.

$$\text{Area de la trabe simple} = 2332.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Momento de la trabe simple} = 91790 \text{ cm}^3$$

$$A_{VI} = 177 \times 23 = 4071 \text{ cm}^2$$

$$B_{VI} = 90 + 23 \times 0.5 = 101.5 \text{ cm}$$

$$M_{VI} = 4071 \times 101.5 = 413207 \text{ cm}^3$$

Entonces:

$$\Sigma A' = 2332.50 + 4071 = 6403.50 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma M' = 91790 + 413207 = 504997 \text{ cm}^3$$

$$\bar{Y}'_i = \frac{\Sigma M'}{\Sigma A'} = \frac{504997}{6403.5} = 78.86 \text{ cm}$$

$$\bar{Y}'_s = 113 - 78.86 = 34.14 \text{ cm}$$

MOMENTOS DE INERCIA DE LA SECCION TRANSFORMADA.

$$I_{xxI} = 12937.50 + 690 (78.86 - 7.5)^2 = 12937.50 + 690 \times 71.36^2 = 3526590 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxII} = 7840 + 457.5 (78.86 - 21.23)^2 = 7840 + 457.5 \times 57.63^2 = 1527297 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxIII} = 63316.25 + 555 (78.86 - 48.5)^2 = 63316.25 + 555 \times 30.36^2 = 574876 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxIV} = 924.44 + 180 (78.86 - 71.444)^2 = 924.44 + 180 (7.416)^2 = 10824 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxV} = 8437.50 + 450 (82.50 - 78.86)^2 = 8437.50 + 450 (3.64)^2 = 14400 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxVI} = 2153559 + 4071 (34.14 - 11.50)^2 = 2153559 + 4071 (22.64)^2 = 4240230 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxTOT} = I_{xxI} + I_{xxII} + I_{xxIII} + I_{xxIV} + I_{xxV} + I_{xxVI}$$

$$I_{xxTOT} = 3\,526\,590 + 1\,527\,297 + 574\,876 + 10\,824 + 14\,400 + 4\,240\,230$$

$$I_{xxTOT} = 9\,894\,217 \text{ cm}^4$$

MODULOS DE SECCION

$$S'_s = \frac{I_{xxTOT}}{\bar{Y}'_s} = \frac{9\,894\,217}{34.14} = 289\,813 \text{ cm}^3$$

$$S'_i = \frac{I_{xxTOT}}{\bar{Y}'_i} = \frac{9\,894\,217}{78.86} = 125\,466 \text{ cm}^3$$

CARGA MUERTA UNIFORME EN LA SECCION TRANSFORMADA

$$\text{Area real} = 6403.50 \text{ cm}^2$$

$$\omega_{pp} = 0.64035 \times 2400 = 1537 \text{ Kg/m}$$

Existen dos lugares donde se producen los esfuerzos críticos y son las fibras superiores e inferiores de la viga.

Los esfuerzos en la fibra inferior se pueden calcular directamente.

Los esfuerzos en la fibra superior de la trabe son menores que en la fibra superior de la losa.

Como el cálculo nos está proporcionando los esfuerzos en la fibra superior de la losa necesitamos una relación para obtenerlos en la fibra superior de la trabe. Este esfuerzo debe ser el mayor de los esfuerzos de compresión de la estructura, porque la viga solo soporta su propio peso más el peso de la losa y, además, contribuye a soportar cargas móviles por la acción compuesta.

De acuerdo con lo anterior obtenemos la relación siguiente.

$$\frac{f_s \text{ Losa}}{34.14} = \frac{f_s \text{ TRABE}}{34.14-23}$$

de donde:

$$f_{s\text{TRABE}} = \frac{11.14}{34.14} f_{s\text{LOSA}} = 0.326 f_{s\text{LOSA}}$$

Dividiendo el valor entre "m", se obtiene:

$$f_{s\text{TRABE}} = \frac{0.326}{0.845} f_{s\text{LOSA}} = 0.386 f_{s\text{LOSA}}$$

expresión que da el valor del esfuerzo real en la trabe.

El momento por peso propio es:

$$M_{pp} = \frac{\omega_{pp} \times L^2}{8} = \frac{1537 \times 15^2}{8} = 43228.13 \text{ Kg - m}$$

$$M_{pp} = 4322813 \text{ Kg - cm}$$

Debido a que el peso de la losa y el peso de la trabe es soportada únicamente por ésta última, los esfuerzos deben calcularse dividiendo el momento flexionante de la carga muerta entre el momento resistente de la trabe sola, o sea:

$$f_s(pp) = \frac{M_{pp}}{S_s} = \frac{4322813}{39750} = + 108.75 \text{ Kg/cm}^2 \quad (c)$$

$$f_i(pp) = \frac{M_{pp}}{S_i} = \frac{4322813}{51164} = - 84.50 \text{ Kg/cm}^2 \quad (t)$$

CARGA POR ASFALTO Y PARAPETO

$$\omega_{\text{asf}} = 0.03 \times 7.50 \times 2200 = 495 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{\text{parap}} = 120 \text{ Kg/m}$$

$$\text{TOT} = \overline{615 \text{ Kg/m}}$$

$$\text{Carga total por trabe} = \frac{615}{5} = 123 \text{ Kg/m}$$

$$M = \frac{123 \times 15^2}{8} = 3459.38 \text{ Kg - m} = 345938 \text{ Kg - cm.}$$

Por lo tanto:

$$f_s(A+P) = \frac{M}{S_s} \times 0.386 = \frac{345938}{289813} \times 0.386 = +0.461 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Comp)}$$

$$f_i(A+P) = \frac{M}{S_i} = \frac{345938}{125466} = -2.76 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Tensión)}$$

CARGA VIVA.

Del Apéndice "A", pág. 163, de las Especificaciones de Puentes para Caminos, Edición Nov. 1964, y, para carga móvil tipo HS-20 en cada faja de circulación e interpolando, se tiene:

$$S_i: \quad L = 14.63 \text{ m}, \quad M = 81864 \text{ Kg - m}, \quad R = 26308 \text{ Kg}$$

$$L = 15.24 \text{ m}, \quad M = 86813 \text{ Kg - m}, \quad R = 26535 \text{ Kg}$$

de donde, $S_i \quad L = 15.00 \text{ m}$, se tiene:

$$M_f = 86813 - \frac{4949 \times 0.24}{0.61} = 84866 \text{ Kg - m/faja}$$

$$R_f = 26535 - \frac{227 \times 0.24}{0.61} = 26446 \text{ Kg/faja}$$

o sea,

$$M_r = 42433 \text{ Kg - m / rueda}$$

$$R_r = 13223 \text{ Kg / rueda}$$

$$\text{Impacto} = \frac{15.24}{L + 38.10} \leq 30\%$$

$$\text{Impacto} = \frac{15.24}{15.00 + 38.10} = 0.287 < 0.30, \text{ bien}$$

FACTOR DE CONCENTRACIÓN

Las Especificaciones AASHO, pág. 29. secc. 3, parte 1.3.1, inciso "b", nos dice que pa

vigas Longitudinales de concreto en un puente de dos o más fajas de circulación, la fracción de carga de las ruedas que soporta cada viga es:

$$F_c = \frac{S}{5.50}$$

siendo "s" la separación entre dos ejes de los tránses, en pies.

Para nuestro caso, se tiene:

$$S = 2.10 \times 3.28 = 6.89 \text{ pies}$$

de donde:

$$F_c = \frac{6.89}{5.50} = 1.253$$

Por otra parte, como una vía de tránsito soporta las dos ruedas de ambos ejes, delantero y posterior, para obtener la carga que incide en la viga debemos dividir entre dos la carga del carril de tránsito, es decir:

$$M_{cv+1} = M_r \times l \times F_c$$

$$M_{cv+1} = 42433 \times 1.287 \times 1.253 = 6842792 \text{ Kg-cm}$$

$$R_{cv+1} = R_r \times l \times F_c$$

$$R_{cv+1} = 13223 \times 1.287 \times 1.253 = 21324 \text{ Kg}$$

Entonces:

$$f_{sup(cv+1)} = \frac{M_{cv+1}}{S_s^2} \times 0.386 = \frac{6842792}{289813} \times 0.386$$

$$f_{sup(cv+1)} = +9.11 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Comp.)}$$

$$f_{inf(cv+1)} = \frac{M_{cv+1}}{S_i^2} = \frac{6842792}{125466} = -54.54 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Tens.)}$$

RESUMEN DE LOS ESFUERZOS NETOS EN LA TRABE.

| ESFUERZOS | FIBRA SUPERIOR
(Kg/cm ²) | FIBRA INFERIOR
(Kg/cm ²) |
|-------------------------------|---|---|
| Por peso propio | + 108.75 | - 84.50 |
| Por asfalto y parapeto | + 0.46 | - 2.76 |
| Por carga viva más impacto | + 9.11 | - 54.54 |
| Esfuerzos totales por flexión | + 118.32 | - 141.80 |
| Por compresión previa | - 11.08 | + 134.80 |
| Esfuerzos netos en la trabe | + 119.51 | - 30.56 |

De acuerdo con la tabla, se tiene:

En la fibra superior (Compresión)

$$f_{sup} = 119.51 \text{ Kg/cm}^2 < 157.50 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bien}$$

En la fibra inferior (Tensión)

$$f_{inf} = 30.56 \text{ Kg/cm}^2 < 37.40 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bien}$$

En conclusión, se acepta el preesfuerzo y dimensiones de la viga propuestos.

PREESFUERZOS EN LOS APOYOS ANTES DE LAS PERDIDAS DE PREESFUERZO.

$$P_i = n \times F_i = 44 \times 4687 = 206\,228 \text{ Kg.}$$

$$e_R = 19.71 \text{ cm.}$$

$$f_{inf} = \frac{P_i}{A} + \frac{P_i \cdot e_R}{S_i} \quad (\text{Compresión})$$

$$f_{inf} = \frac{206228}{2332.50} + \frac{206228 \times 19.71}{51164} = 167.86 \text{ Kg/cm}^2$$

de donde:

$$167.86 \text{ Kg/cm}^2 < 168 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bien}$$

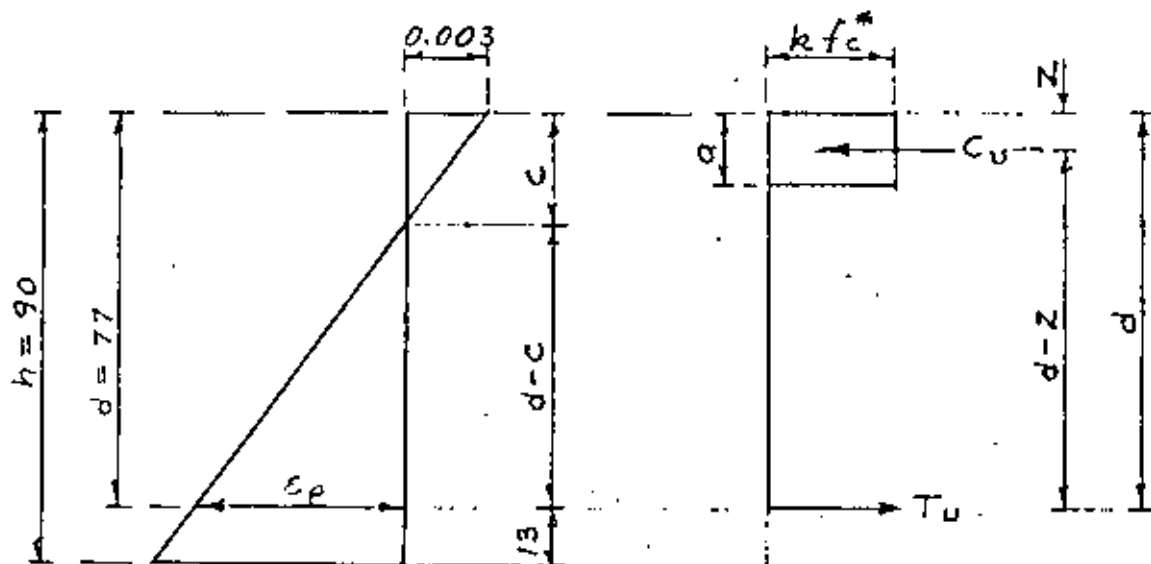
$$f_{sup} = \frac{P_i}{A} - \frac{P_i \times e_R}{S_s} \quad (\text{Tensión})$$

$$f_{sup} = \frac{206\,228}{2332.50} - \frac{206228 \times 19.71}{39750} = -13.84 \text{ Kg/cm}^2$$

de donde:

$$-13.84 \text{ Kg/cm}^2 < 16.73 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bien}$$

REVISIÓN DE LA RESISTENCIA AL CENTRO DEL CLARO.



En la parte inferior y antes del eje neutro únicamente tenemos 40 torones. El centro de gravedad de dichos torones se encuentra a :

$$\bar{Y}_s = \frac{10(5 + 10 + 15) + 6(20) + (25)}{40} = 13 \text{ cm.}$$

La fuerza de tensión, T_u , vale:

$$T_u = 40 \times f_{sr} = 40 \times 6696 = 267840 \text{ Kg.}$$

Por otra parte, según el Reglamento DDF-75:

$$a = 0.80 C$$

$$f_c^* = 0.70 f_c \text{ (Para diseño)}$$

$$f_c^* = 0.70 \times 350 = 245 \text{ Kg/cm}^2$$

$$k = 0.85 \text{ para } f_c^* \geq 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$k = \left(\frac{1.05 - f_c^*}{1250} \right) \text{ para } f_c^* \leq 250 \text{ Kg/cm}^2$$

En nuestro caso, $k = 0.85$

La fuerza de compresión, C_u , vale:

$C_u = k f_c^* a b$, y como $T_u = C_u$ tendremos que:

$$267840 = k f_c^* a b$$

Sustituyendo valores y despejando "a", obtenemos:

$$a = \frac{267840}{0.85 \times 245 \times 210} = 6.12 \text{ cm}$$

Entonces:

$$c = \frac{a}{0.80} = \frac{6.12}{0.80} = 7.65 \text{ cm.}$$

$$z = 0.5 \times a = 0.5 \times 6.12 = 3.06 \text{ cm.}$$

$$d = h - \bar{Y}_s = 113 - 13 = 100 \text{ cm.}$$

$$d-c = 100 - 7.65 = 92.35 \text{ cm.}$$

$$d-z = 100 - 3.06 = 96.94 \text{ cm.}$$

En la figura anterior, por triángulos semejantes, se tiene:

$$\frac{\epsilon_p}{d-c} = \frac{0.003}{c}$$

$$\epsilon_p = \frac{0.003 \times 92.35}{7.65} = 0.0362$$

Este valor corresponde a la deformación unitaria inicial, debida al preesfuerzo. La deformación unitaria debida a la fuerza de goteo es:

$$\epsilon_g = \frac{f_e}{E} = \frac{10080}{2100000} = 0.0048$$

Entonces, la deformación unitaria de tensado, ϵ_t , valdrá:

$$\epsilon_t = \epsilon_p + \epsilon_g = 0.0362 + 0.0048 = 0.0410$$

Por otra parte, según las gráficas Esfuerzo - Deformación, (proporcionadas por CAMESA), la deformación unitaria (ϵ) correspondiente al límite convencional de fluencia, para el torón de 5/16" β es:

$$\epsilon_b = 0.011$$

Las Especificaciones DDF -75 nos dicen que: La falla balanceada se presenta cuando el acero tiene la deformación de 0.011 y la condición de acero máximo debe ser igual o menos que el 75% de la condición balanceada, es decir:

$$\epsilon_b = \frac{0.011}{0.75} = 0.0147 < \epsilon_t = 0.041 \therefore \text{bien}$$

Con esta desigualdad podemos decir que al presentarse la resistencia a flexión en la sección compuesta pretensada, el acero de preesfuerzo fluye y se tiene en consecuencia una sección ^b reforzada, considerada ^{ACEPTABLE} ideal, según el Reglamento DDF - 75

COMPROBACION A LO ANTERIOR

Según DDF - 75 :

- a) Por ser trabe de puente el factor de carga, f_c , será de 1.4 para acciones permanen-

tes y variables.

b). El factor de reducción de resistencia, para flexión, se considero del 90%, es decir,

$$F_R = 0.90$$

El momento actuante último, es:

$$M_{AU} = F_c \times M_T$$

$$M_T = M_{CM} + M_{CV+I} = 4\,322\,813 + 345\,938 + 6\,842\,792$$

$$M_T = 11\,511\,543 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{AU} = 1.4 \times 11\,511\,543 = 16\,116\,160 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

El momento resistente último vale:

$$M_{RU} = F_R \cdot T_u (d - z)$$

$$M_{RU} = 0.90 \times 267\,840 \times 96.94 = 23\,367\,968 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{AU} = 16\,116\,160 \text{ Kg} \cdot \text{cm} < M_{RU} = 23\,367\,968 \text{ Kg} \cdot \text{cm.} \quad \text{bien}$$

ANALISIS DE LA FUERZA CORTANTE EN EL APOYO.

a) Por carga muerta

$$V_{CM} = \frac{(1537 + 123) \times 15.00}{2} = 12\,450 \text{ Kg.}$$

b) Por carga viva más impacto.

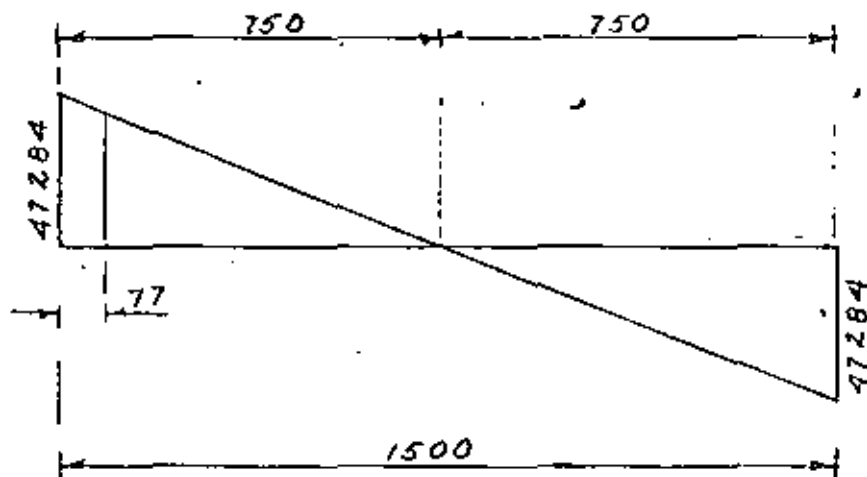
$$V_{CV+I} = 21\,324 \text{ Kg.}$$

c) Fuerza cortante total en el apoyo.

$$V_{TOT} = 12450 + 21\,324 = 33\,774 \text{ Kg.}$$

d) La fuerza cortante última vale:

$$V_{AU} = 1.40 V_{Tot} = 1.40 \times 33774 = 47284 \text{ Kg.}$$



En esta trabe la fuerza de preesfuerzo proporciona la totalidad de la resistencia de la misma, es decir, no tenemos acero de refuerzo como auxiliar a flexión.

NOTA. - En el apoyo la viga tendrá prácticamente sección rectangular pues se bajarán los 30 cm del bulbo superior hasta interceptar los cortales del bulbo inferior.

Según DDF - 75; el cortante que proporciona el concreto, para trabes rectangulares, está dado por la expresión siguiente:

$$V_{CR} = F_R b d_f \left(0.15 \sqrt{f_c} + \frac{50 V d_f}{M} \right) \quad (1)$$

El mismo reglamento establece que para este caso:

1) $F_R = 0.80$

2) La ecuación (1) es válida si:

a) $h \leq 100 \text{ cm.}$

b) $\frac{h}{b} \leq 6$

En nuestro caso:

a) $h = 90 \text{ cm} < 100$, bien

b) $\frac{h}{b} = 90 = 3 < 6$, bien

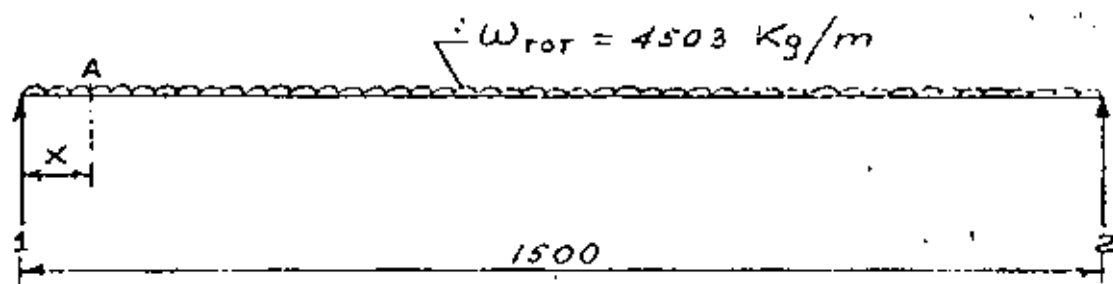
ANALISIS DE LA SECCION CRITICA A UN PERALTE DEL EJE DE APOYOS.

$$d = h - \bar{Y}_s = 90 - 13 = 77 \text{ cm}$$

$$\omega_{CM} = 1537 + 123 = 1660 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{CV+I} = \frac{21324 \times 2}{15} = 2843 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{TOT} = \omega_{CM} + \omega_{CV+I} = 1660 + 2843 = 4503 \text{ Kg/m.}$$



El momento flexionante en el punto "A", es:

$$M_A = \frac{\omega_{TOT} L x}{2} - \frac{\omega_{TOT} x^2}{2}$$

$$M_A = \frac{4503 \times 15 \times 0.77}{2} - \frac{4503 \times 0.77^2}{2} = 24670 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_A = 2467000 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

La fuerza cortante en el punto "A" tiene un valor de :

$$V_A = \frac{\omega_{TOT} L}{2} - \omega_{TOT} X$$

$$V_A = \frac{4503 \times 15}{2} - 4503 \times 0.77 = 30305 \text{ Kg.}$$

$$V_{AU} = 1.40 V_A = 1.40 \times 30305 = 42427 \text{ Kg.}$$

Recordando los términos de la ecuación (1), (hoja 21)

$$F_R = 0.80$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$d_t = 90 - 13 = 77 \text{ cm}$ (Distancia de la fibra extrema superior al centro de gravedad de los cables en compresión, en este caso 40)

$$f_c^* = 245 \text{ Kg/cm}^2$$

Sustituyendo valores en la ecuación (1), se tiene:

$$V_{CR} = 0.80 \times 30 \times 77 \left(0.15 \sqrt{245} + \frac{50 \times 30305 \times 77}{2467000} \right)$$

$$V_{CR} = 91738 \text{ Kg.}$$

El cortante mínimo vale:

$$V_{CR_{\min}} = 0.50 F_R b d_t \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR_{\min}} = 0.50 \times 0.80 \times 30 \times 77 \times \sqrt{245} = 14463 \text{ Kg.}$$

El cortante máximo vale:

$$V_{CR_{\max}} = 1.30 F_R b d_t \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR_{\max}} = 1.30 \times 0.80 \times 30 \times 77 \times \sqrt{245} = 37604 \text{ Kg.}$$

Para fines de diseño, este cortante máximo deberá tomarse para cualquier sección de la trabe.

Por otra parte, en la sección crítica teníamos un cortante último que vale:

$V_{AU} = 42427 \text{ Kg}$, que es mayor que $V_{CR_{\text{máx}}} = 37604 \text{ Kg}$. y por lo tanto, la diferencia la cubriremos con estribos, es decir:

$$V_E = V_{AU} - V_{CR_{\text{máx}}} = 42427 - 37604 = 4823 \text{ Kg.}$$

Considerando estribos de dos ramas de $3/8'' \phi$, la separación será:

$$S = \frac{2a_s f_s J_d}{V_E} = \frac{2 \times 0.71 \times 1800 \times 0.90 \times 77}{4823} = 37 \text{ cm}$$

Pero según DDF - 75, la separación se limitará a poner la separación mínima especificada y que está dada por la expresión siguiente:

$$S_{\text{mín}} = \frac{F_R \sigma_v f_y^*}{3.5 b}$$

$$\text{donde: } f_y^* = 0.90 f_y = 0.90 \times 2530 = 2277 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a_v = 2 \times 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$S_{\text{mín}} = \frac{0.80 \times 1.42 \times 2277}{3.5 \times 30} = 24 \text{ cm.}$$

En conclusión, se colocarán estribos de $3/8'' \phi$ de dos ramas a cada 24 cm. y en toda la longitud de la trabe.

REVISION DE LA FUERZA CORTANTE HORIZONTAL.

Esta revisión se efectúa en el plano de unión de la trabe p resforzada y la losa.

Según el Reglamento DDF - 75 :

$$V_h = \frac{V_v}{F_R b d} = \frac{42427}{0.80 \times 30 \times 77} = 22.96 \text{ Kg/cm}^2$$

Al exigir al contratista que la trabe prefabricada tenga en la superficie superior una rugosidad mínima de 5mm, entonces el Reglamento DDF - 75 admite un esfuerzo permisible $V_{C_{perm}} = 25 \text{ Kg/cm}^2$

De acuerdo con esto: $V_h < V_{C_{perm}}$, por lo tanto, requeriremos conectores únicamente por especificación.

El área mínima de conectores, por metro lineal, está dada por la expresión siguiente:

$$A_{\text{mín}} = \frac{3}{f_y} (100 b) = \frac{3 \times 100 \times 30}{2277} = 3.95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

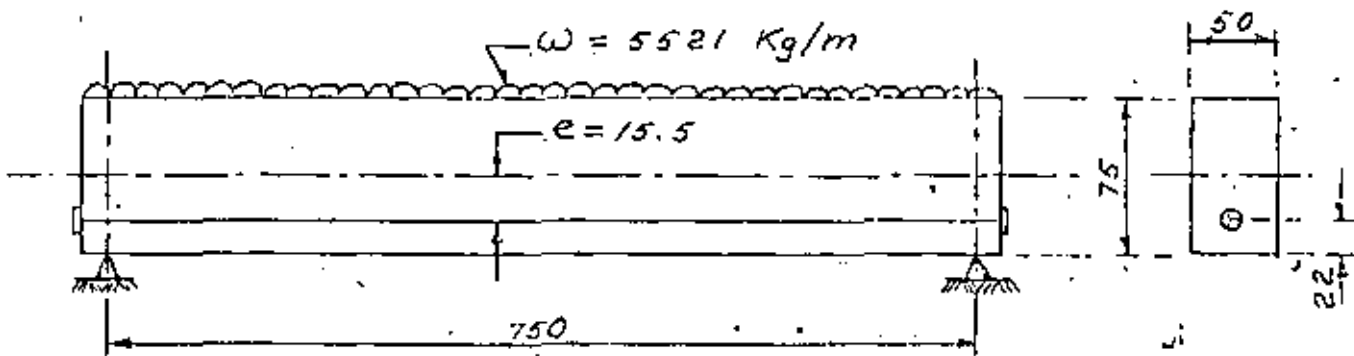
Utilizando conectores de $3/8" \phi$ de dos ramas, la separación es:

$$S = \frac{2 \times 0.71 \times 100}{3.95} = 36 \text{ cm.}$$

En la práctica es común prolongar los estribos de la tensión diagonal a la losa para que sirvan de conectores. Por lo tanto, los conectores serán los mismos estribos a cada 24 cm. prolongados a la losa y en toda la longitud de la trabe. Tales estribos sobresaldrán de la parte superior de la trabe, 10 cm.

Ejemplo 1. - - Una viga rectangular de 50 x 75 cm tiene un claro de 7.50 m y una carga uniforme de 5521 Kg/m. El centro de gravedad de los alambres está a 22 cm por encima de la base. El esfuerzo de ruptura garantizado para el alambre de presfuerzo es de $f_{sr} = 18000 \text{ Kg/cm}^2$. Se tienen para el presfuerzo 31 alambres $3/8" \text{ } \phi$ ($A = 0.516 \text{ cm}^2$ por alambre)

Calcular los esfuerzos superior e inferior, al centro del claro.



SOLUCION. -

La fuerza efectiva de presfuerzo vale:

$$F_e = 0.56 \times 18000 \times 0.516 \times 31 = 161240 \text{ Kg}$$

$$\text{Area de la sección: } A = 50 \times 75 = 3750 \text{ cm}^2$$

$$\text{Momento de inercia: } I = \frac{50 \times 75^3}{12} = 1757 \text{ cm}^4$$

Las cargas son:

$$\text{Por peso propio} = 0.3750 \times 2400 = 900 \text{ Kg/m}$$

Por carga uniforme $\frac{= 5521 \text{ Kg/m}}{W= 6421 \text{ Kg/m}}$

$$M = \frac{6421 \times 7.50^2}{8} = 45148 \text{ Kg-m.}$$

$Y = 37.5 \text{ cm}$ para las fibras extremas.

El módulo de sección tiene un valor, tanto para la fibra superior como para la fibra inferior de:

$$S = \frac{I}{Y} = \frac{1757813}{37.5} = 46875 \text{ cm}^3$$

La distribución del esfuerzo resultante está dado por la siguiente ecuación.

$$f = \frac{F}{A} \pm \frac{F_e}{s} \pm \frac{M}{s}$$

Por efecto del preesfuerzo:

$$\frac{F}{A} = \frac{161240}{3750} = 43.00 \text{ Kg/cm}^2$$

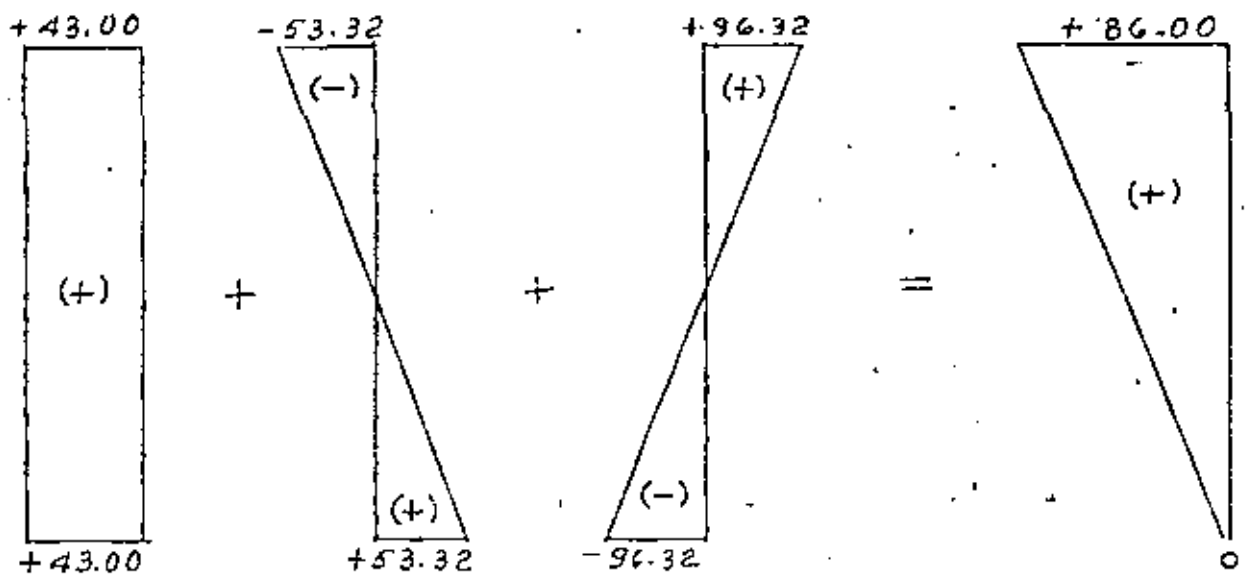
Debido a la excentricidad del preesfuerzo

$$\frac{F_e}{s} = \frac{161240 \times 15.5}{46875} = 53.32 \text{ Kg/cm}^2$$

Debido al efecto del momento exterior:

$$\frac{M}{s} = \frac{4514800}{46875} = 96.32 \text{ Kg/cm}^2$$

DIAGRAMAS DE ESFUERZOS PARA LAS FIBRAS SUPERIOR E INFERIOR. -



Los diagramas anteriores nos dicen lo siguientes:

a). - Para la fibra superior

$$f_s = \frac{F}{A} - \frac{F_e}{s} + \frac{M}{s}$$

$$f_s = 43.00 - 53.32 + 96.32 = + 86.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = + 86.00 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{COMPRESION})$$

b). - Para la fibra inferior. -

$$f_i = \frac{F}{A} + \frac{F_e}{s} - \frac{M}{s}$$

$$f_i = 43.00 + 53.32 - 96.32 = 0$$



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



II CURSO DE
CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

INTEGRACION Y PRESENTACION DE CONCURSOS

T E M A "D"

d.3.) Residencias de Proyectos

ING. GERARDO TENA OROZCO
Agosto de 1979.



T E M A D

d.3 Residencias de Proyectos

Requerimientos de Personal para los trabajos de Estudios y Proyectos en una Zona de Riego.

Se pueden presentar dos tipos de obras a realizar a-saber:

- a) Zona de Riego nueva
- b) Rehabilitación de un Distrito

ESTUDIOS

a) En la apertura de Zonas de Riego nuevas, de acuerdo a la experiencia, se tendrán por cada 100 Ha de proyecto aproximadamente 1 km de canal y de 0.8 km a 1.0 km de drenes.

Los trabajos a desarrollar son, en lo que corresponde a Estudios:

- Estudios Topográficos
 - Localización
 - Trazo
 - Nivelación
 - Secciones transversales
- Estudios Geotécnicos

Estudios Topográficos.-

Localización. Se realiza mediante brigadas que comprenden:

- 1 topógrafo
- 1 chofer
- 6 ó 7 peones

El rendimiento de una brigada en región tropical y monte virgen es aproximadamente de 500 m/día.

Trazo Mediante brigadas integradas por:

1 topógrafo

1 chofer

5 peones

El rendimiento para las condiciones ya mencionadas es de 500 m/día.

Nivelación Brigadas compuestas de:

1 Nivelador

1 Chofer

4 peones

Que rinden aproximadamente 1 500 m/día.

Secciones transversales Brigadas compuestas por:

1 nivelador

1 chofer

6 ó 7 peones

Con rendimiento de 400 m/día aproximadamente.

Estudios Geotécnicos

También son realizados por brigadas que se integran con:

1 Ingeniero Civil

1 Muestreador

1 Chofer

5 a 10 peones

Los cuales realizan sondeos sobre los trazos a cada 500 m (a cielo abierto) y estudios de banco. Un peón haciendo pozos puede realizar alrededor de 1 pozo/día. (2 a 3 m3)

b) En rehabilitaciones se puede omitir la localización, permaneciendo los demás conceptos.

En estudios se requerirá igual número de personal para brigadas pero con rendimientos diferentes, como se indica:

| | |
|-------------|-------------|
| Trazo: | 1 000 m/día |
| Nivelación: | 1 500 m/día |
| Secciones | 600 m/día |

El personal para estudios de geotecnia es el mismo que en zonas nuevas.

P R O Y E C T O S

Tanto en zonas nuevas como en rehabilitaciones se requiere de personal de Proyectos.

Oficina de Proyectos

El rendimiento de esta oficina se estima en concursos por año.

En general, es práctica de la SARH en lo referente a Obras de Grande Irrigación, realizar concursos con importes -- que oscilen entre \$ 35 M y \$ 50M, aunque puede haber situaciones particulares que tengan diferente tratamiento. Esto, por supuesto se refiere a zonas de riego.

Actualmente, se tiene en zonas de riego nuevas un costo por Ha que varía de \$ 30 000 a \$ 40 000 en promedio. Para las rehabilitaciones el costo varía de \$ 15 000/Ha a \$ 20 000/Ha

Para fines de programación de personal de proyectos se considera que un proyectista y un dibujante rinden 1 concurso/año y que al aumentar el número de concursos disminuye el de proyectistas en relación con el número de dibujantes, de manera que 8 a 10 concursos requerirán de 4 a 5 proyectistas y de 8 a 10 dibujantes.

Laboratorio de Materiales

Se compone generalmente de:

- 1 Jefe de Laboratorio
- 1 Secretaria
- 1 Dibujante
- 1 Chofer

Los que auxiliados por dos operarios rinden un concurso/año, pudiéndose aumentar el número de operarios según las necesidades de la obra.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



II CURSO DE
CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

INTEGRACION Y PRESENTACION DE CONCURSOS

T E M A "A"

a.3.) Resolución de Problemas

ING. GERARDO TENA OROZCO
Agosto de 1979



MOTOESCREPAS:

Para una Motoescrepa con las características que se indican a continuación, — encontrar:

a).- La máxima velocidad en que puede subir una pendiente física de 5% y con el camino con una resistencia al rodamiento de 50 kg/tonelada.

I).- Máxima velocidad cargada.

II).- Máxima velocidad vacía.

b).- Si se tiene un acarreo de 500 mts. y las motoescrepas tienen velocidad — — inicial, para un camino en condiciones de conservación medias, obtener las velocidades reales a que pueden transitar.

I).- Velocidad real cargada.

II).- Velocidad real vacía.

DATOS MOTOESCREPA:

| | |
|-------------------------|------------------|
| Vacía.- Peso total..... | 21.9 ton. |
| Capacidad de carga..... | <u>19.0 ton.</u> |
| Peso total | 40.9 ton. |

hll...

S O L U C I O N

a).- Con el peso total 40.9 ton. y una pendiente virtual de 10% (5% de pendiente real y 5% equivalente a resistencia al rodamiento) obtenemos:

I).- Máxima velocidad cargada = 14 Km/h en 2a. velocidad.

Con peso de 21.9 ton. y pendiente virtual de 10%.

II).- Podrá transitar en 2a. a 20 km/h.
y en 3a. en sobre marcha a 32 km/h.

b).- Para un acarreo de 500 mts. y condiciones medias, el factor es 0.78.

$$I).- 14 \text{ km./h} \times 0.78 = 10.92 \text{ km/h.}$$

$$II).- 20 \text{ km/h} \times 0.78 = 15.60 \text{ km/h.}$$

$$32 \text{ km/h} \times 0.78 = 24.96 \text{ km/h.}$$

Tenemos una draga excavando un dren en arcilla dura y el producto de la Excavación lo está depositando en camiones, la posición de la Draga en relación con los camiones obliga a que se tenga un Giro de 180 grados, la profundidad media de la excavación está a dos metros, las condiciones de la dirección de la obra son buenas y las condiciones del trabajo son también buenas, la capacidad del bate de la draga es de $1\frac{3}{4}$ Yd³.

Obtener para este trabajo los rendimientos efectivos con las que trabajará la Draga.

a). - Aplicando la fórmula teórica.

b). - Utilizando las tablas de rendimientos.

a).

$$R = \frac{3600 \times V \times K \times E}{C_a \times t.}$$

$$V = 1.34 \text{ m}^3 \text{ (teoría)} - 1.50 \text{ (práctica)}$$

$$K = 1.045$$

$$E = 0.75$$

$$C_a = \text{Tomamos el valor medio consignado para arcilla sin contaminaciones} = 1.45$$

$$t = \text{Para arcilla dura compactada, Giro de 180 grados y cargando camiones tenemos:}$$

$$45 \text{ seg.} \times 1.10 = 49.5 \text{ seg.}$$

$$R = \frac{3600 \times 1.5 \text{ m}^3 \times 1.045 \times 0.75}{1.45 \times 49.5 \text{ Seg.}} = 58.97 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Adicionalmente debemos hacer la corrección por profundidad de corte ya que la corrección por giro se incluyó en el ciclo.

Porcentaje de la profundidad óptima de corte: profundidad óptima de corte (o carrera óptima de corte) para arcilla dura y compacta y cucharón de $1\frac{3}{4}$ Yd³. - - (11.3 pies) = 3.44 mts.

$$\frac{2.00 \text{ mts.}}{3.44 \text{ mts.}} = 0.58$$

Con este valor y ángulo correspondiente a 90 grados (ya que la corrección por Giro ya se efectuó) obtenemos un factor de:

$$= 0.97$$

Aplicándole este factor al rendimiento obtenido tendremos el rendimiento real:

$$R = 58.97 \text{ m}^3/\text{h.} \times 0.97 = \underline{57.2 \text{ m}^3/\text{h.}}$$

b) utilizando las tablas de rendimientos obtenemos que el rendimiento teórico de una draga de 13/4 Yd³., de capacidad excavando orilla dura y compactadas de:

$$R = 180 \text{ Yd}^3/\text{h.} \text{ (medido en banco)}$$

Factores a aplicar:

$$\text{Por carga a comión} = 0.9$$

$$\text{Por profundidad de corte y Giro para un porcentaje de la carrera optima de 0.58...} = 0.74$$

$$\text{Por eficiencia en el trabajo...} = 0.75$$

$$\text{Por cambio a m}^3\text{...} = 0.765$$

$$R = 180 \text{ Yd}^3/\text{h.} \times 0.765 \text{ m}^3/\text{Yd}^3. \times 0.74 \times 0.75 \times 0.9 =$$

$$R = \underline{68.78 \text{ m}^3/\text{h.}}$$

1) Obtener el rendimiento de una Pala Mecánica excavando en un Banco de arena y grava.

a) Utilizando la fórmula

b) Utilizando la gráfica de rendimientos.

Datos:

Pala con cucharón de 2 Yd³.

Factor de rendimiento o eficiencia en el trabajo para condiciones de Dirección Buenas y condiciones del trabajo regulares.

Coefficiente de abudamiento 1.10.- Angulo de Giro = 90 grados.

$$a) \quad R = \frac{3600 \times V \times K \times E}{C_a \times t.}$$

$$V = 1.53 \text{ m}^3.$$

$$K = 0.96$$

$$E = 0.69$$

$$C_a = 1.10$$

$$t = 21 \text{ Seg.}$$

$$R = \frac{3600 \times 1.53 \text{ m}^3 \times 0.96 \times 0.69}{1.10 \times 21 \text{ Seg.}} = 157.9 \text{ m}^3/\text{h.}$$

b) Apoiando la gráfica de rendimiento.

R teorico = 330 Yd³/h. para Giro de 90 grados y carrera optima

$$R = \frac{330 \text{ Yd}^3/\text{h.} \times 0.765 \text{ m}^3/\text{Yd}^3. \times 0.69}{1.1} = 158.4 \text{ m}^3/\text{h.}$$

II) Con los datos obtenidos en el ejemplo anterior, obtener los rendimientos para un Giro de 120 grados y carrera de corte de 2.00 mts.

De la tabla de carrera óptima obtenemos que para arena y grava y cucharón de 2 Yd³, la carrera óptima de corte es de 7.8 pies = 2.38 mts.

Porcentaje de la carrera óptima:

$$\frac{2.00 \text{ mts.}}{2.38 \text{ mts.}} = 0.84$$

Para un porcentaje de la carrera óptima de 0.84 y Giro de 120 grados obtenemos un factor de corrección = 0.865.

Rendimientos:

a) $157.9 \text{ m}^3/\text{h.} \times 0.865 = 136.58 \text{ m}^3/\text{h.}$

b) $158.4 \text{ m}^3/\text{h.} \times 0.865 = 137.02 \text{ m}^3/\text{h.}$

MOTOCONFORMADORA

Rendimiento de una motoconformadora extendiendo en capas material previamente excavado y amontonado por un tractor con objeto de formar un terraplén.

7

Suponemos que el material se está colocando en capas de 30 cm. (abundado) y que se requiere de 4 pasadas de la motoconformadora para cada capa.

Para este ejemplo usaremos una motoconformadora HUBER 1700 que tiene una cuchilla de 3.96 mts. de largo.

Tiempo total requerido por la motoconformadora en extender una capa del ancho de la cuchilla de la máquina y de un kilómetro de longitud.

$$t = \frac{N \times D}{V \times E}$$

$$N = 4$$

$$D = 1 \text{ Km.}$$

V = Tomando el valor medio correspondiente a extendido y nivelación de materiales, utilizando un modelo pesado, de 2.5 a 4 Km/h.-- Promedio = 3.25 Km/h., consideramos la velocidad constante en las tres pasadas.

$$E = 0.75$$

$$T = \frac{4 \times 1 \text{ Km.}}{3.25 \text{ Km/h.} \times 0.75} = 1.64 \text{ hr.}$$

Volumen de la franja conformada.

$$1000 \text{ m} \times 3.96 \text{ m.} \times 0.30 \text{ m.} \times 0.80 = 950 \text{ m}^3.$$

El factor 0.80, es por traslape de las capas conformada y que la cuchilla generalmente no se lleva normal al eje del camino.

Rendimiento horario:

$$R = \frac{950 \text{ m}^3.}{1.64 \text{ h.}} = 579 \text{ m}^3/\text{h.} \text{ (abundados)}$$

TRASCAVO

Obtener el rendimiento de una pala cargadora con cucharón de 13/4 Yd³. extra - yendo material de un banco de préstamo y cargando a camión.

- a).- Aplicando la fórmula
b).- Aplicando la tabla de rendimientos.

Datos:

El material excavado es: Arcilla cohesiva húmeda con un abudamiento de 30%.

$$a).- R = \frac{V \times K \times 60}{Ca \times t} \times E$$

$$V = 1.75 \text{ Yd}^3. \times 0.765 \text{ m}^3/\text{Yd}^3. = 1.34 \text{ m}^3.$$

$$K = \text{para } 1 \frac{3}{4} \text{ tomamos el valor medio entre } 1 \frac{1}{2} \text{ y } 2 \text{ Yd}^3. = 1.11$$

$$Ca = 1.3$$

$$t = 0.45$$

$$E = 0.75$$

$$R = \frac{1.34 \text{ m}^3. \times 1.11 \times 60 \text{ min./h.} \times 0.75}{1.3 \times 0.45 \text{ min.}}$$

$$R = 114.4 \text{ m}^3/\text{h. (medido en banco)}$$

b).- $R \text{ teoría} = 185 \text{ m}^3/\text{h.}$

$$\frac{185 \text{ m}^3/\text{h.} \times 0.75}{1.3} = 106.7 \text{ m}^3/\text{h. (medido en banco)}$$

Desmonte utilizando Tractor D-8

Tiempo requerido por un tractor, desmontando y retirando el producto a 40 mts. fuera de la zona desmontada.

a).- Arboles de 60 cm. ϕ

14.5 min/árbol

b).- Arboles de 50 cm. ϕ

6.67 min/árbol

c).- Arboles de 20 cm. ϕ

1.9 min/árbol

Utilizando la gráfica.

a).- 15 min.

b).- 8 min.

c).- 2.5 min.

... de un Tractor excavando un préstamo lateral para formar un -

... con S.T.

... de acarreo 100 pies.

... utilizando:

- a).- Angledozer
- b).- Bulldozer

... = 460 yd³/h.

... eficiencia de trabajo = 0.75

- a).- Angledozer

... x 0.765 m³/yd³ x 0.75 (Eficiencia) x 0.75 (Angle)

R = 197.94 m³/h. (Abundado)

- b).- Bulldozer

... x 0.765 m³/yd³ x 0.75 (Eficiencia)

R = 263.92 m³/h (Abundado)

Rendimientos aflojando materiales, utilizando Arado No. 8 y Tractor 0-8

a).- Cuando se tiene como dato la velocidad de las ondas sísmicas.

Para un material con una velocidad de 900 m/seg.

Utilizando la gráfica obtenemos un rendimiento teórico de:

$$R = 500 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Para obtener el rendimiento práctico, aplicamos un factor de eficiencia de 0.75.

$$R = 500 \text{ m}^3/\text{h} \times 0.75 = 375 \text{ m}^3/\text{h.}$$





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de Ingeniería, unam



II CURSO DE

CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

INTEGRACION Y PRESENTACION DE CONCURSOS

T E M A "D"

PRECIOS UNITARIOS

ING. GERARDO TENA OROZCO
Agosto de 1979.



TEMA D.- PRECIOS UNITARIOS

d.1 DEFINICION

Se denomina "precio unitario" al precio resultante de dividir el monto total de las erogaciones que deba ejercer un Contratista para la ejecución de un cierto volumen de trabajo de acuerdo con las especificaciones y procedimientos de construcción más adecuado, más sus utilidades legítimas y los intereses del capital invertido, todo ello entre el volumen de trabajo ejecutado.

CARGOS QUE INTEGRAN UN PRECIO UNITARIO

- a) Cargos Directos
- b) Indirectos y utilidad

Cargos Directos son aquellos que intervienen directamente en la ejecución de un concepto de obra específico, como son

Salarios

Equipo

Herramientas

Materiales

Combustibles y lubricantes

Cargos Indirectos son aquellos que no se pueden aplicar a un concepto específico:

Personal Técnico

Personal Administrativo

Personal de vigilancia

Transportes de equipo y personal

Campamento

Bodegas

Caminos de construcción (construcción y conservación).

Financiamiento, Fianzas, etc.

Es práctica generalizada que en el análisis de precios-unitarios únicamente se calculen los cargos directos. Los indirectos se expresan como un porcentaje (20%) de los cargos directos. A su vez, la utilidad del Contratista se calcula como un porcentaje (15%) del monto de los cargos directos más los indirectos.

SALARIOS

La República está dividida en zonas, con salarios mínimos diferentes, que se toman como base para obtener los salarios-correspondientes de todo el personal que interviene en forma directa en la ejecución de un concepto de obra, ya sea como operadores de los equipos de construcción o con la aplicación de la mano de obra.

Al salario diario por turno de 8 horas, se le agrega - la cuota para el pago del Seguro Social que es de 19.6875% sobre el salario mínimo y de 15.9375% para el salario del personal especializado, obteniéndose así el salario nominal que paga el Contratista.

Para obtener el coeficiente que hay que multiplicar -- por el salario nominal para obtener el salario real se consideraron de acuerdo con la Ley Federal del Trabajo:

| | |
|---|------------|
| Días pagados al año | 365 |
| Días pagados por aguinaldo
anual | 15 |
| Más 25% sobre los 6 días de
vacaciones | <u>1.5</u> |
| SUMA: | 381.5 |

Para obtener los días laborables en el año, se descontaron a los 365 días del año los días no laborables que de acuerdo con la -- Ley Federal del Trabajo son:

| | |
|---------------|----------|
| Domingos | 52 |
| Vacaciones | 6 |
| Días festivos | <u>7</u> |
| | 65 |

Por lo que los días laborables en el año serán 300 y - las horas laborables que de acuerdo con la Ley Federal del Trabajo serán: $300 \times 8 \text{ h/trno} = 2\,400 \text{ h.}$

El cargo horario por concepto de salarios es:

S x 381.5

2 400 h

En el que S es el salario diario nominal

Obtención del cargo directo por salarios

Para que sea más claro lo haremos por medio de un ejemplo:

Obtener el costo por hora y por día de una cuadrilla formada por un cabo y 20 peones que van a ejecutar un trabajo de excavación.

La obra está en la Zona 33. (Sinaloa Sur, Pág. 85 Salarios Minimos) que tiene un salario mínimo de 32.50.

Salario cabo 54.00

Salario peón 32.50

Cuota S.S. cabo 54.00 x 0.159375 = 8.61

Cuota S.S. peón 32.50 x 0.196875 = 6.40

Salarios incluyendo S. S.

Cabo \$ 62.61/día

Peón \$ 38.90/día

Costo cuadrilla

Cabo 1 x 62.61 \$ 62.61/día

Peones 20 x 38.90 \$ 778.00/día

\$ 840.61/día

Cargo horario por concepto de salarios

$$\frac{\$ 840.61/\text{día} \times 381.5 \text{ días}}{2\,400 \text{ h.}} = \$ 133.62/\text{h. cuadrilla}$$

Cargo diario por concepto de salarios

$$\frac{\$ 840.61/\text{día} \times 381.5 \text{ días}}{300 \text{ días}} = \$ 1\,068.98/\text{día cuadrilla}$$

EQUIPO

Costo por hora de operación de una máquina

La práctica sugiere la conveniencia de estructurar todos los análisis de precios unitarios sobre la base del costo de operación por hora de las máquinas.

Cargos que integran un costo horario de una máquina.

a) Cargos fijos

- 1) Depreciación, que depende de la vida económica.
- 2) Intereses, impuestos y seguros.
- 3) Reparaciones.

La depreciación ocurre de acuerdo a una trayectoria de función lineal proporcional a la vida de la máquina. Si el valor original de una máquina es de \$ 100 000.00 y su vida económica es de 5 años, la depreciación ocurrirá como se indica:

| A iniciación del año | Valor de la máquina | Depreciación acumulativa | Fondo de amortización |
|----------------------|---------------------|--------------------------|-----------------------|
| Primero | \$ 100 000.00 | \$ 0.00 | \$ 0.00 |
| Segundo | 80 000.00 | 20 000.00 | 20 000.00 |
| Tercero | 60 000.00 | 40 000.00 | 40 000.00 |
| Cuarto | 40 000.00 | 60 000.00 | 60 000.00 |
| Quinto | 20 000.00 | 80 000.00 | 80 000.00 |
| Sexto | 0.00 | 100 000.00 | 100 000.00 |

Para la máquina de referencia de este ejemplo, se tendrá una inversión promedio durante el período de su vida económica con valor de:

Suma de las cantidades de la columna segunda: \$ 300 000.00

Valor promedio de la máquina $\frac{\$ 300\ 000.00}{5} = \$60\ 000.00$

Valor promedio expresado como un porcentaje del costo original -- de adquisición:

$$\frac{\$ 60\ 000.00 \times 100}{\$ 100\ 000.00} = 60\%$$

Para la determinación de la inversión media anual de cualquier máquina, bastará emplear la fórmula siguiente:

Valor promedio anual de la máquina:

$$\frac{(n + 1)}{2n} \times 100 = \% \text{ del costo original de la misma.}$$

Fórmula en la cual "n" es el número de años de vida económica correspondiente a la máquina de que se trate.

De gran interés resulta conocer el promedio de inversión anual --

de una máquina, ya que lógicamente, los impuestos, intereses y seguros correspondientes a la misma se pagarán sobre la base de tal valor medio.

El cargo de Intereses, Impuestos y Seguros se tasa en 10% aplicable sobre la inversión media anual correspondiente al equipo de construcción.

Por lo que toca a reparaciones, este cargo se calcula como porcentaje anual con respecto al costo de adquisición de la maquinaria y varía con el tipo de la misma.

b) Consumos

Considerando:

1. Que el consumo de combustible de una máquina de combustión interna es uno de los elementos que se toman en cuenta para la determinación de los costos de hora máquina.
2. Que el consumo de combustible horario es función de gran número de factores no fácilmente mensurables entre los que pueden citarse: potencia de la máquina, ciclo de trabajo efectivo, experiencia de los operadores, condiciones mecánicas de diseño y operación; altura sobre el nivel del mar a la que opera, etc.
3. Que de acuerdo a lo expuesto en el considerando 2 es deseable obtener el consumo de combustible horario mediante medi-

ción directa del mismo, lo cual es muy difícil que lo puedan hacer las personas físicas que van a determinar costo de la hora, siendo sin embargo el proceso ideal.

4. Que existen grupos de máquinas cuyos ciclos de trabajo efectivo se pueden considerar cuantitativamente del mismo orden.

De lo expresado en los párrafos anteriores se deduce que la forma precisa de obtener el consumo de combustible es por medición directa, pero como en la práctica, para efectos de análisis de precios unitarios este procedimiento es inoperante.

Para conocer previamente los consumos, se pueden utilizar la tabla de GRUPOS DE EQUIPOS, para obtener el grupo de máquina a la que pertenece la considerada.

A partir del grupo seleccionado y con la POTENCIA NOMINAL de la máquina considerada; expresada en Caballos de Potencia (H.P.), el consumo de combustible horario, en litros/hora estará dado por la ecuación que aparece en la siguiente tabla:

GRUPOS DE EQUIPOS.

| I | II | III | IV |
|---------------------------------------|---|--|--------------------------------------|
| 1.- Autoermiones | 1.- Bombas autoceb. | 1.- Bandas transportadoras portátiles y fijas. | 1.- Camiones de 12 ton. en adelante. |
| 2.- Motores fuera de -
borda. | 2.- Camiones estacas hasta -
de 6.5 ton. | 2.- Pavimentadora | 2.- Locomotoras |
| 3.- Plantas eléctricas
hasta 5 KW. | 3.- Camiones tanque hasta -
5 m3. | 3.- Bombas concreto | 3.- Motoescrapas. |
| | 4.- Camiones volteo hasta -
6.5 ton. | 4.- Camiones de volteo y estacas 6.5-
a 12 ton. | 4.- Perforadoras de pozo profundo. |
| | 5.- Compresoras, hasta - - -
1,200 p.c.m. | 5.- Camiones tanque -
de más de 5 m3. | 5.- Palas. |
| | 6.- Mezcladoras concreto -
portátiles hasta 165. | 6.- Dragas. | 6.- Retroexcavadora. |
| | 7.- Máquinas de soldar | 7.- Grúas | 7.- Tractores de arrastre y empuje. |
| | 8.- Motor estacionario hasta 100 H.P. | 8.- Mezcladoras de -
concreto estacionarias o montadas a -
camión. | 8.- Rezagadoras. |
| | 9.- Motores marinos | 9.- Motocompactor. | 9.- Cargadores frontales |
| | 10.- Petrolizadora hasta 10 m3 | 10.- Motoconformadora | |
| | 11.- Camioneta (Pick-Up) hasta 1 ton. | 11.- Plantas eléctricas -
mayores de 5 KW. | |
| | 12.- Vibradores | 12.- Motores estacionarios de mas de 100 H.P. | |
| | 13.- Pisones | 13.- Compresoras de más -
de 1,200 p.c.m. | |

COMBUSTIBLE UTILIZADO

| GRUPO | GASOLINA | | DIESEL | |
|-------|--------------|-------------|--------------|------------|
| | G en lts/hr. | Nn. en H.P. | D en lts/hr. | Nn en H.P. |
| I | G = 0.1020 * | H.P. nom. | D = 0.0688 * | H.P. nom. |
| II | G = 0.0893 * | H.P. nom. | D = 0.0620 * | H.P. nom. |
| III | G = 0.1108 * | H.P. nom. | D = 0.0774 * | H.P. nom. |
| IV | G = 0.153 * | H.P. nom. | D = 0.1032 * | H.P. nom. |

CONSIDERANDO:

1. Que el consumo de aceite lubricante horario es uno de los elementos que se toman en cuenta para la determinación del costo de hora máquina.
2. Que de acuerdo con observaciones efectuadas tanto en laboratorios como en el campo de la Ingeniería, el consumo de horario de aceite lubricante total es función de: a). La capacidad del carter de la máquina. b). Del tipo T de operación de la máquina entre dos cambios sucesivos de aceite. c). Del consumo del combustible utilizado.

SE PROPONE:

1. Para obtener el consumo horario de aceite lubricante total expresado como L_{gt} cuando el combustible utilizado sea gasolina y como L_{dt} cuando el combustible empleado sea Diesel y dados en litros/hora se utilicen una de las dos ecuaciones

siguientes:

$$L_{gt} = \frac{C}{T} + 0.0075 G \quad \text{litros/hora para motores a Gasolina}$$

$$L_{dt} = \frac{C}{T} + 0.0095 D \quad \text{litros/hora para motores a Diesel}$$

en donde:

C = Capacidad del carter en litros

T = Tiempo de operación de la máquina entre dos cambios sucesivos de aceite lubricante en horas.

G = Consumo horario de gasolina en litros/hora

D = Consumo horario de diesel en litros/hora

Obteniéndose G o D como se indicó en el apartado correspondiente a consumo de combustible horario.

El cargo por consumo horario de llantas se obtiene dividiendo el costo de las mismas entre el número de horas de vida, que dependen de:

- a) Tipo de vehículo
- b) Velocidad
- c) Superficie de rodamiento
- d) Carga de operación
- e) Grado de las curvas
- f) Pendiente del camino
- g) Mantenimiento

Se deben calcular cargos en llantas por depreciación, intereses, seguros, impuestos y talleres.

c) Salarios

Se calcula este cargo como ya se indicó anteriormente.

ANALISIS DEL COSTO HORARIO DE UN TRACTOR D-8

DATOS:

| | |
|---|--|
| Valor de Adquisición..... | 1'146,840.00 |
| Valor de rescate..... | 10% |
| Vida Económica..... | 5 años de 2000 h/año |
| Motor (Por el tipo de combustible)..... | Diesel |
| Potencia Nominal..... | 270 H.P. |
| Salario del operador (de acuerdo con el Salario mínimo de la Zona)..... | \$ 70.00/día (Para salario mínimo = 32.50) |
| Costo de Gasolina..... | 0.85 _ |
| Costo de Diesel..... | 0.32 |
| Costo de Aceite..... | 6.00 |
| Porcentaje anual por intereses seguros y almacenaje..... | 6.81 |
| Porcentaje anual por mantenimiento y reparaciones.. | 15.00 |
| Capacidad del Carter..... | 33.1 Lts. |

Para el consumo de gasolina para el arranque del motor se pueden utilizar los valores de la tabla siguiente:

| Potencia Nominal del Motor en H.P. | Consumo de Gasolina en Lt./h. |
|------------------------------------|-------------------------------|
| 0 - 50 | 0.5 |
| 50 - 100 | 0.75 |
| 100 - 150 | 1.00 |
| 150 - 200 | 1.25 |
| 200 - 250 | 1.50 |
| 250 - 300 | 1.75 |
| 300 - 350 | 2.00 |
| 350 - 400 | 2.25 |
| 400 - 450 | 2.50 |
| 450 - 500 | 2.75 |

Cuando la potencia coincide con los número 50, 100, 150, etc. se debe tomar el consumo de gasolina con el límite superior.

| | | |
|---|------------|-----------------------------|
| S. R. H.
DIRECCION DE
CONSTRUCCION. | OBRA: | HOJA No. _____ DE _____ |
| | UBICACION: | REVISO _____
FECHA _____ |

| | | |
|--|------------------------------------|-----------------|
| CLASE Y MODELO DE MAQUINA | TRACTOR D-8 CON CUCHILLA ANGULABLE | |
| | VALOR DE ADQUISICION | \$ 1'146,840.00 |
| EQUIPO ADICIONAL | | \$ |
| | SUMA | \$ 1'146,840.00 |
| MENOS VALOR DE LLANTAS | | \$ |
| | VALOR A CONSIDERAR | \$ 1'146,840.00 |
| MENOS <u>10</u> % VALOR DE RESCATE (VR) | <u>114,684.00</u> | \$ 114,684.00 |
| | VALOR POR DEPRECIAR (Vd) | \$ 1'032,156.00 |
| VIDA ECONOMICA <u>5</u> AÑOS. HORAS DE TRABAJO POR AÑO <u>2000</u> | | |
| MOTOR <u>Diesel</u> POTENCIA AL VOLANTE <u>270</u> HP | | |

I. - CARGOS FIJOS SOBRE EL VALOR POR DEPRECIAR POR AÑO:

| | | |
|------------------------------------|--------------|----------------|
| a) DEPRECIACION | <u>20.00</u> | % |
| b) INTERESES, SEGUROS Y ALMACERAJE | <u>6.81</u> | % |
| c) MANTENIMIENTO Y REPARACIONES | <u>15.00</u> | % |
| | SUMA | <u>41.81</u> % |

41.81 % x \$ 1'032,156.00 = \$ 215.77 /

2000 HORAS / AÑO

II. - CONSUMOS POR HORA

| COMBUSTIBLES | H P MOTOR | FACTOR | CONSUMO LT. | PRECIO/LT. | |
|------------------------------------|----------------------|-----------------|----------------|------------------|------------------|
| a) GASOLINA | x | = | x \$ | = | \$ |
| b) DIESEL | <u>270</u> | x <u>0.1032</u> | = <u>27.86</u> | x \$ <u>0.32</u> | = \$ <u>8.92</u> |
| c) GASOLINA PARA MOTOR DE ARRANQUE | | | <u>1.75</u> | x \$ <u>0.85</u> | = \$ <u>1.49</u> |
| LUBRICANTES | | | | | |
| d) ACEITE CAMBIO CARTER | <u>33.10</u> | LT. | <u>0.331</u> | x \$ <u>6.00</u> | = \$ <u>1.99</u> |
| ACEITE MOTOR | | | | | |
| CONSUMO COMB. LT. | | | | | |
| e) 0.0075 x | | GASOLINA = | | x \$ | = \$ |
| f) 0.0095 x | <u>27.86</u> | DIESEL = | <u>0.26</u> | x \$ <u>6.00</u> | = \$ <u>1.56</u> |
| SUMA COMBUSTIBLES Y LUBRICANTES | | | | | \$ <u>13.96</u> |
| LLANTAS | | | | | |
| g) LLANTAS POR Hr. | VALOR ADQUISICION \$ | | | | |
| | | | hrs. DE VIDA | | |
| SUMA CONSUMOS | | | | | \$ <u>13.96</u> |

III.- SALARIOS

| PERSONAL | SAL. DIARIO | + CUOTA SEM. S. S. | TOTAL |
|----------------------------|-------------|--------------------|----------|
| | \$ 70.00 | \$ 7 días | \$ 81.16 |
| OPERADOR | | \$ 11.16 | \$ 81.16 |
| | | | \$ |
| | | | \$ |
| | | | \$ |
| | | | \$ |
| SUMAN LOS SALARIOS POR DIA | | | \$ 81.16 |

SALARIOS POR HORA:

| | | |
|----------|-------------------------------|-------------|
| \$ 81.16 | SALARIOS/DIA X 381.5 DIAS/AÑO | \$ 15.48 /h |
| 2000 | HORAS POR AÑO DE LA MAQUINA | |

RESUMEN DE CARGOS DIRECTOS POR HORA

| | |
|------------------|-----------|
| I.- CARGOS FIJOS | \$ 215.77 |
| II.- CONSUMOS | \$ 13.96 |
| III.- SALARIOS | \$ 15.48 |

Suman los cargos directos por hora \$ 245.21
 MAS 38 % Por administración y utilidad 93.18

Total por hora efectiva de trabajo \$ 338.39 /h





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de Ingeniería, unam



II CURSO DE
CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

INTEGRACION DE DATOS PARA CONCURSOS DE OBRA

T E M A "A"

- a.1.) Equipo de construcción
- a.2.) Rendimientos

ING. GERARDO TENA OROZCO
Agosto de 1979.



CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO.-

INTEGRACION Y PRESENTACION DE CONCURSOS

TEMA "A": EQUIPO PARA CONSTRUCCION

- a.1. GENERALIDADES.- Prácticamente no existe obra de la SARH - en la que no estén involucradas actividades de excavación, transporte y/o colocación de grandes volúmenes de materiales granulares pétreos y térreos, por lo que conviene tener presentes las propiedades y características de los mismos, ya que están íntimamente ligados con la maquinaria que se utilizará para manejarlos durante la construcción. Al respecto, deben quedar claras las siguientes definiciones:
- Material en Banco.- El volumen de banco correspondiente a una terracería cualquiera, es el volumen que ocupa la misma antes de ser removida del sitio en que fué excavada. Generalmente, salvo indicación en contrario, los volúmenes para efectos de pago se miden en banco. El peso en banco, es el peso volumétrico del material en su estado original-inalterado.
- Abundamiento o Esponjamiento.- El aumento de volumen que experimenta un material al ser excvado se conoce como abundamiento. El porcentaje de abundamiento de un material -

T A B L A 3 - 1

TIPOS ESPECIFICOS O VOLUMETRICOS DE MATERIALES DIVERSOS

| MATERIAL | Peso | Vol. Esq. | MATERIAL | Peso | Vol. Esq. |
|-------------------------|------|-----------|---|------|-----------|
| ARCILLAS: | | | GRAVA: | | |
| En bancos naturales | 1955 | 3300 | En bancos naturales | 1857 | 3200 |
| Excavada | 1360 | 2300 | Suelta y seca | 1800 | 3200 |
| ARCILLA Y GRAVA: | | | Suelta y húmeda | 1955 | 3200 |
| En bancos naturales | 2015 | 3400 | Contaminada con arcilla, seca | 1600 | 2700 |
| Material suelto, seco | 1600 | 2700 | Excavada en agua | 950 | 1600 |
| Material suelto, húmedo | 1840 | 3100 | LUTITAS Y PIZARRAS: | | |
| ARENA: | | | En bancos naturales | 2725 | 4500 |
| En bancos naturales | 1900 | 3200 | Sueltas excavadas | 1540 | 2600 |
| Suelta y seca | 1600 | 2700 | MINERAL DE NIQUEL: | | |
| Saturada de humedad | 2015 | 3400 | En bancos naturales | 2725 | 4500 |
| ARENISICAS: | | | Excavada suelta | 1310 | 2200 |
| En bancos naturales | 2370 | 4000 | MOLES IGUALS DE GRUPO NO FIJO Y COLOR C-2 | | |
| Excavadas, sueltas | 1500 | 2200 | CURO (Basalto, andesita, etc.) | | |
| ARENA Y GRAVA: | | | En bancos naturales | 2360 | 3600 |
| En bancos naturales | 1835 | 3100 | Sueltas, excavadas | 1720 | 2900 |
| Suelta, seca | 1540 | 2600 | ROCA CALIZA: | | |
| Suelta y húmeda | 1920 | 3200 | En bancos naturales | 2600 | 4400 |
| ARCILLAS ESQUISTOSAS: | | | Excavada suelta | 1540 | 2600 |
| En bancos naturales | 2400 | 4400 | TIERRA COMUN: | | |
| Excavadas sueltas | 1480 | 2500 | En bancos naturales | 2100 | 3500 |
| CARBON DE ACTIVACION: | | | Suelta, con humedad | 1650 | 2800 |
| En bancos naturales | 1540 | 2600 | arcillosa, seca | 1600 | 2700 |
| Excavada, suelta | 830 | 1400 | TIERRA NEGRA MANGUÉ SA: | | |
| CARBON BITUMINOSO: | | | En bancos naturales | 1780 | 3000 |
| En bancos naturales | 1330 | 2250 | Suelta y seca | 1215 | 1800 |
| Excavada, suelta | 740 | 1250 | Suelta, húmeda | 1244 | 2100 |
| GRANITO: | | | Suelta como lodo -- secca. | 1720 | 2900 |
| En bancos naturales | 2725 | 4600 | YESO: | | |
| Excavada, suelta | 1540 | 2600 | En bancos naturales | 2540 | 4300 |
| | | | En lechones irrigu-
lados | 1540 | 2600 |
| | | | Triturado | 890 | 1500 |

T A B L A 3 - 2
COEFICIENTES DE ABUNDAMIENTO DE DIVERSOS MATERIALES

| MATERIAL | COEFICIENTES | |
|---|--------------|----------|
| | Limites | Promedio |
| arena o grava limpias | 1.05 a 1.15 | 1.10 |
| tierra y grava limpias mojadas | 1.10 a 1.20 | 1.15 |
| capas de tierra vegetal | 1.10 a 1.20 | 1.15 |
| tierra común | 1.20 a 1.40 | 1.30 |
| marías arenosas | 1.10 a 1.30 | 1.20 |
| marías arcillosas | 1.15 a 1.35 | 1.25 |
| lodo de tierra común | 1.25 a 1.50 | 1.40 |
| arcilla sin contaminaciones | 1.30 a 1.60 | 1.45 |
| arcilla blanda, friable densa | 1.35 a 1.55 | 1.45 |
| arcilla dura mezclada con piedras | | 1.50 |
| roca bien tronada | 1.50 a 1.80 | 1.65 |
| roca mal tronada en grandes trozos | 1.70 a 2.00 | 1.85 |
| pedraza y arcillas esquistosis | | 1.65 |
| bloques trapecianos (Basalto, riolita, granito, etc.) | | 1.50 |

se determina mediante la ecuación:

$$S_a = \left(\frac{B}{A} - 1 \right) \times 100$$

Siendo S_a = % (por ciento) de abundamiento

B = Peso del material inalterado (en banco)

A = Peso del material suelto abundado

Los pesos se expresan en kg/m³.

La tabla 3-1 indica valores de pesos volumétricos de diversos materiales.

La tabla 3-2 consigna coeficientes de abundamiento límites y los valores promedio para diversos materiales (aproximados).

Al hacer análisis de capacidad de máquinas que transportan materiales, debe examinarse tanto su capacidad volumétrica como la capacidad por peso, ya que alguna de las dos puede ser limitativa. Lógicamente, el material transportado será abundado.

Compactación y Contracción.- Se entiende por compactación todo proceso que aumente el peso volumétrico de un material granular. En las obras de riego se requiere compactar determinadas terracerías para mejorar su resistencia al esfuerzo cortante, reducir su compresibilidad y hacerlas más impermeables. Al ocurrir el acomodo intergranular durante

un proceso de compactación, el volumen del material que forma el terraplén disminuye, conociéndose esta disminución como contracción, la que generalmente se refiere al volumen que a tal material le corresponde en su estado inalterado (en banco). El porcentaje de contracción se determina mediante la fórmula:

$$S_c = (1 - \frac{B}{C}) \times 100$$

En donde S_c = % (por ciento) de contracción

d = Peso del material inalterado

C = peso del material compactado

Las estructuras de terracerías construidas por SARH, generalmente están formadas por cuatro clases principales de materiales, a saber:

Material impermeable

Material permeable

Material de transición

Enrocamientos

Para estos cuatro tipos de materiales la tabla 3-3 consigna valores promedio de abundamiento y contracción, referidos a las condiciones inalteradas o de banco. La figura 3-1 ilustra las variaciones volumétricas que sufren los materiales en el proceso de excavación, transportación y colocación.

T A B L A 3 - 3

D

5

VALORES PROMEDIO APROXIMADOS DE PESOS VOLUMETRICOS Y COEFICIENTES DE ABUNDAMIENTO (+)

| MATERIAL | PESOS VOLUMETRICOS Kg./m ³ . | | COEFICIENTES DE ABUNDAMIENTO | | |
|--|---|-----------|------------------------------|----------------------|-------------------|
| | EN BANCO | EN CAMION | DE BANCO A CAMION | DE BANCO A TERRAPLEN | TERRAPLEN A BANCO |
| IMPERMEABLE CON COMPACTACION ESPECIAL | 1750 | 1400 | 1.25 | 0.85 | 1.18 |
| PERMEABLE SIN COMPACTACION ESPECIAL (Bordos de canales, respaldos de cortinas de presas, terrapienes en general compactados por el paso del equipo de construcción). | 1840 | 1600 | 1.15 | 1.00 | 1.00 |
| MATERIAL DE ENROCAMIENTO EN CORTINAS Y PEDRAPLENES EN GENERAL (SE EXCLUYEN LAS ESTRUCTURAS DE ROCA ACOMODADA A MANO) | 2870 | 1800 | 1.60 | 1.60 | 0.625 |

(+).—Nota.—Véanse los esquemas de la Fig. 3-1.

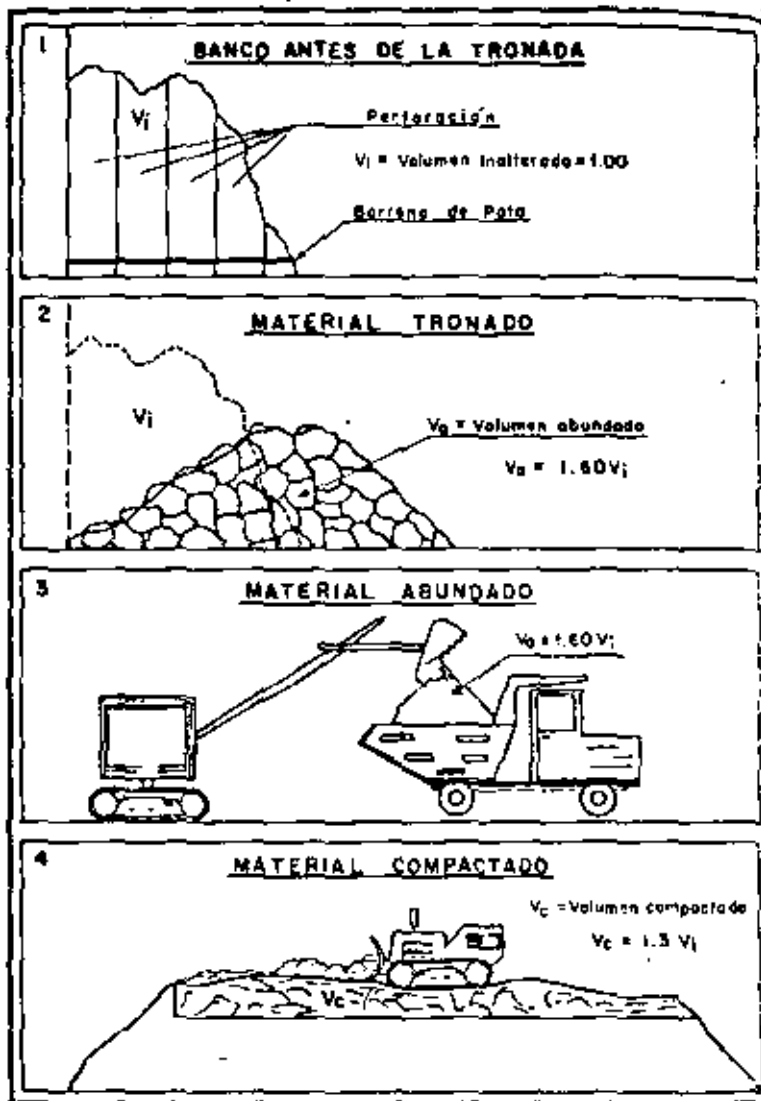


FIG. 3-1

ESQUEMA DE LAS VARIACIONES VOLUMETRICAS QUE SUFREN LOS MATERIALES AL SER EXCAVADOS, TRANSPORTADOS Y COLOCADOS

ELEMENTOS GENERALES DE CALCULO EN EL MOVIMIENTO DE MATERIALES

RESISTENCIA AL RODAMIENTO

Es la fuerza horizontal que deberá desarrollar un vehículo que se mueve sobre una superficie de rodamiento plana horizontal para vencer la resistencia que dicha superficie opone al movimiento del mismo. Básicamente la resistencia al rodamiento es función del tipo y condiciones de la superficie sobre la que se transita, siendo práctica generalizada expresar dicha resistencia en kilogramos por tonelada de peso del vehículo, o bien, en libras por toneladas cortas. Por ejemplo, un camión cargado con peso de 50 toneladas cortas que transite sobre un camino a nivel con resistencia al rodamiento de 160 lb./ton. debe vencer la resistencia al rodamiento empleando una fuerza tractiva de:

$$160 \text{ lb/ton.} \times 50 \text{ ton} = 8 \ 000 \text{ lbs.}$$

La tabla 3-4 da valores aproximados de resistencia al rodamiento para diferentes tipos de caminos.

RESISTENCIA POR PENDIENTE

Según que un vehículo recorra un camino con pendiente ascendente (+) o descendente (-) la fuerza de la gravedad retardará o ayudará al movimiento del mismo, y este se manifiesta en un aumento o disminución de la fuerza tractiva que la máquina desarrollará para mantener el vehículo a un régimen de velocidad. El valor de-

dicha fuerza, que denominamos P, para vencer cualquier pendiente-
será de:

$$P = 10 \text{ kg.} \times \% \text{ de pendiente} \times \text{Ton.}$$

En el sistema inglés:

$$P=20 \text{ lbs.} \times \% \text{ de pendiente} \times \text{Ton. corta.}$$

FUERZA TRACTIVA

También conocida como "Rimpull", es la fuerza de tracción-
que desarrollan las llantas u orugas de una máquina (motrices) y-
la superficie sobre la que transita. Si el coeficiente de trac -
ción, descrito adelante, es lo suficiente alto para eliminar el -
deslizamiento de las llantas u orugas, la fuerza tractiva o --
rimpull es función de la potencia del motor y de la velocidad de-
circulación y se expresa en kilos o libras, obteniéndose mediante
las fórmulas:

$$E = \frac{275 \times CV \times 0.80}{v} \quad (\text{sistema métrico})$$

Expresándose la potencia en caballos de vapor y la veloci-
dad en km/hr.

$$E = \frac{375 \text{ hp} \times 0.80}{v} \quad (\text{sistema inglés})$$

En este caso la potencia es la nominal (horse power) y la-
velocidad en millas por hora.

En general, los fabricantes de maquinaria señalan la fuer-
za tractiva de sus productos para diferentes velocidades, de opera-

ción, dato muy importante en el análisis de precios unitarios como se verá más adelante.

COEFICIENTE DE TRACCION

Es el factor por el que debe multiplicarse la carga sobre una rueda u oruga motriz para obtener la fuerza tractiva máxima posible que se desarrolla y utiliza entre las llantas u orugas y la superficie de rodamiento antes de ocurrir el deslizamiento. -- Por lo general, el coeficiente siempre será menor a la unidad.

No se debe confundir la fuerza de traccion que es capaz de desarrollar un vehículo dependiendo de la potencia del mismo y la velocidad, con la fuerza efectivamente utilizada en un momento dado, la cual depende del coeficiente de tracción, cuyos valores para diferentes superficies de rodamiento, se consignan en la tabla 3-5.

FUERZA EN EL GANCHO O FUERZA EN LA BARRA

Es la tracción efectiva que un tractor o vehículo puede -- ejercer sobre una carga remolcada, y se expresa en libras o kilogramos. De la tracción total que para una determinada velocidad pueda desarrollar la máquina, deben deducirse las fuerzas que se oponen al movimiento de la misma (resistencia al rodamiento y por pendiente) y el remanente constituye justamente la fuerza en el gancho.

T A B L A 3-4

VALORES PROMEDIO DE LA RESISTENCIA AL RODAMIENTO PARA
VARIOS TIPOS DE SUPERFICIES Y DE DISPOSITIVOS DE TRANSITO

(Porcentaje del peso total de la máquina).

| CARACTERISTICAS DE LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO | RUEDAS DE ACEITE PLANAS DOTADAS DE CHUMACERAS. | TRANSITOS DOTADOS DE ORUGAS | LLANTAS DE HULE CON CHUMACERAS ANTIFRACCIONANTES | |
|---|--|-----------------------------|--|-----------------|
| | | | De alta presión | De baja presión |
| Pista de concreto con acabado liso | 2 | 2.75 | 1.75 | 2.25 |
| Pista de asfalto bien conservada | 2.5-3.5 | 3-3.5 | 2-3.25 | 2.5-3 |
| Camino con superficie de tierra compactada, bien conservado | 3-5 | 3-4 | 2-3.5 | 2.5-3.5 |
| Camino con superficie de tierra, mal conservado y con baches | 5-7.5 | 4-5.5 | 5-7 | 3.5-5 |
| Camino de tierra, lodoso, mal mantenido y con baches | 10-12.5 | 7-9 | 8-11 | 7.5-10 |
| Camino con superficie terminada de grava y arena sueltas | 14-16 | 8-10 | 13-14.5 | 11-13 |
| Camino de tierra muy lodoso, con baches y superficie reblandecida | 17.5-20 | 10-12 | 15-20 | 14-17 |

T A B L A 3-5

COEFICIENTES DE TRACCION CORRESPONDIENTES A
VARIOS TIPOS DE SUPERFICIES DE
RODAMIENTO

| SUPERFICIE DE RODAMIENTO | LLANTAS DE HULE | TRANSITOS DE ORUGAS |
|--------------------------------|-----------------|---------------------|
| De concreto, seco, rugoso | 0.80 a 1.00 | 0.45 |
| Tierra negra arcillosa, seca | 0.50 a 0.70 | 0.90 |
| Tierra negra arcillosa, húmeda | 0.40 a 0.50 | 0.70 |
| Arena suelta y seca | 0.20 a 0.30 | 0.30 |
| Nieve dura | 0.20 | 0.15 a 0.35 |
| Hielo | 0.10 | 0.10 a 0.25 |
| Terreno enlodado | 0.15 | |

Los fabricantes de maquinaria al señalar la fuerza en el gancho para los tractores de orugas, lo hacen en base a la prueba Nebraska realizada sobre una superficie a nivel con resistencia al rodamiento de 110 lbs/Ton., o en el sistema métrico 55 kg/Ton. De acuerdo a lo anterior, cuando se opera un tractor en condiciones diferentes, la fuerza en el gancho consignada por los fabricantes deberá corregirse.

Por ejemplo: Sea un tractor D-8 para el cual los fabricantes consignan una fuerza en el gancho de 24 100 lbs. al transitar en 3a. velocidad. El tractor operando tiene un peso de 47 220 lbs. Si el camino sobre el que va a transitar el tractor tiene una resistencia al rodamiento de 200 lbs/Ton. y una pendiente positiva del 5%, la fuerza en el gancho disponible para esas condiciones sería de:

Peso del tractor operando = 47 220 lbs = 23.61 ton.cortas

Fuerza en el gancho en 3a. vel.:

24 100 - 23.61 (200 - 110) = 21 975 lbs.

Resistencia por pendiente:

23.61 x 20 x 5 = 2 361 lbs

Fuerza disponible en el gancho: 19 614 lbs.

PROBLEMAS.- Resolver los siguientes problemas del libro de Peurifoy capítulo 4: 4-1, 4-5, 4-9, 4-10 y 4-11.

a.2 EQUIPO Y RENDIMIENTOS

TRACTORES Y EQUIPO CONEXOE S C R E P A S

Máquinas transportadoras que a la vez tienen capacidad para excavar, autocargarse, descargar y distribuir materiales --- terraos.

Son cajas montadas sobre ruedas neumáticas de baja presión y dotadas de una cuchilla frontal que realiza el corte en el terreno, introduciendo el material al interior de la caja, a través de una abertura localizada sobre la cuchilla cortadora y regulada por una compuerta móvil.

A) Escrepas.- Cajas excavadoras, remolcadas por tractor de orugas, accionadas por cables o hidráulicamente, normalmente están equipadas con 4 ruedas neumáticas.

Su empleo es conveniente en operaciones que implican -- acarreos cortos con superficies de rodamiento adversos.

Normalmente se pueden cargar con la fuerza del tractor -- eventualmente requieren el auxilio de tractor empujador.

B) Motoescrepas.- Remolques excavadores montados sobre -- dos ruedas y remolcadas por un tractor de ruedas que forma parte integral de la unidad.

Para su carga generalmente se requiere un tractor empuja -- dor.

Capacidad de las escrepas, depende de la capacidad volumétrica de las cajas de las mismas, completamente llena y al ras, o a su capacidad máxima cuando se carguen capeteadas sin exceder el límite en peso, la capacidad capeteada es sobre la base de un talud de reposo de 1:1, esto no es una regla generalizada ya que este ángulo de reposo depende del tipo de material.

Generalmente el material excavado con escrepa sufre un -- abundamiento menor que cuando son excavados con otros equipos.

El espesor de ataque de una escrepa varía de 10 a 20 cm.

Debido a la forma de llenado, los materiales que penetran en la caja se compactan en forma apreciable, razón por la cual el coeficiente de abundamiento es más reducido que si la excavación es ejecutada con otro tipo de equipos.

Si un material al ser excavado por una draga y depositado en camión abunda 30%, este mismo material excavado y cargado con escrepa probablemente su abundamiento solo sería de 20 a 25%.

Excavación y carga con escrepas y motoescrepas.

| CONDICIONES FAVORABLES | CONDICIONES DESFAVORABLES |
|--|--|
| Excavación en capas de tierra vegetal. | Excavación en arcillas pesada y húmeda. |
| Excavación de arcilla gredosa seca. | Excavación en arenas sueltas. |
| Excavación de gredas arenosas | Carga de cascajo suelto o grava. |
| Excavación de arcilla sin contenido -- elevado de humedad. | Excavación en arcillas densas en esquistos. |
| Materiales granulares compactados de grano fino y sin elevado contenido de humedad. | Excavación en conglomerados u otras rocas muy compactas. |
| Carga en pendiente descendente. | Excavación en roca o materiales granulares con apreciable contenido de fragmentos de roca. |
| Cuando se disponga de más de 60 m. para realizar la carga, no existiendo limitaciones que impidan la fácil maniobra de las máquinas. | excavación en superficies húmedas sobre las cuales patinen las máquinas. |
| Cuando la superficie de excavación esté uniforme, lisa, libre de hoyancos y marcas de rodadas. | Excavación en el sentido de pendientes ascendentes y en laderas de colinas. |
| Cuando la operación es auxiliada por un tractor empujador. | Carga en superficie de excavación que se encuentren muy accidentadas o que el material tenga muy poca capacidad de carga, originando el hundimiento de las orugas o llantas. |

Los rendimientos de escrepas son una función inversa a la resistencia al rodamiento y de las pendientes de los caminos de construcción, ya que la fase de acarreo es la que toma más tiempo en el ciclo de trabajo.

Tractor Empujador.- En las escrepas remolcadas por tractor de orugas solamente en forma eventual se requiere el uso del tractor empujador en tanto que en las motoescrepas por lo general es forzoso su empleo.

Número de escrepas que puede abastecer en forma efectiva y económica un tractor empujador.

Número de escrepas por empujador =

$$\frac{\text{Tiempo total del ciclo de la escrepa}}{\text{Tiempo del ciclo del empujador}}$$

El ciclo del tractor empujador incluye: a) carga de cada unidad (escrepa); b) maniobras necesarias para acomodarse detrás de la siguiente unidad de acarreo. Por experiencia se sabe que en condiciones promedio el ciclo completo de un tractor empujador suele ser de 1.5 a 2.0 minutos, del cual se puede considerar que el 50% corresponde a cada una de las operaciones que forman el ciclo.

Tiempos Fijos.- Son la suma de tiempos empleados en acomodo para cargar, carga, descarga y maniobras para iniciar regreso. Para condiciones normales promedio se pueden considerar los si --

güentes:

| | |
|---------------------------|-------------|
| Escrepas sin empujador | 2.0 minutos |
| Escrepas con empujador | 1.5 " |
| Motoescrepa con empujador | 1.5 " |

Tiempos variables.- Lo forma el recorrido de ida y vuelta de la escrepa, obteniéndose a partir de la velocidad promedio

$$V_m = \frac{V' \times V'' \times 2}{V' + V''}$$

V_m = velocidad promedio en el viaje redondo

V' = velocidad en el recorrido de ida

V'' = velocidad en el recorrido de regreso.

Rendimiento teórico

El rendimiento teórico de una escrepa está dado por la fórmula siguiente:

$$R = \frac{E \times V \times 60}{ca \times t}$$

En donde:

R = rendimiento expresado en unidades volumétricas (metros o yardas cúbicas) por hora.

E = Eficiencia general, que corresponde al factor de rendimiento de trabajo.

V = Capacidad geométrica de la caja de la escrepa, que puede ser al ras o copeteada.

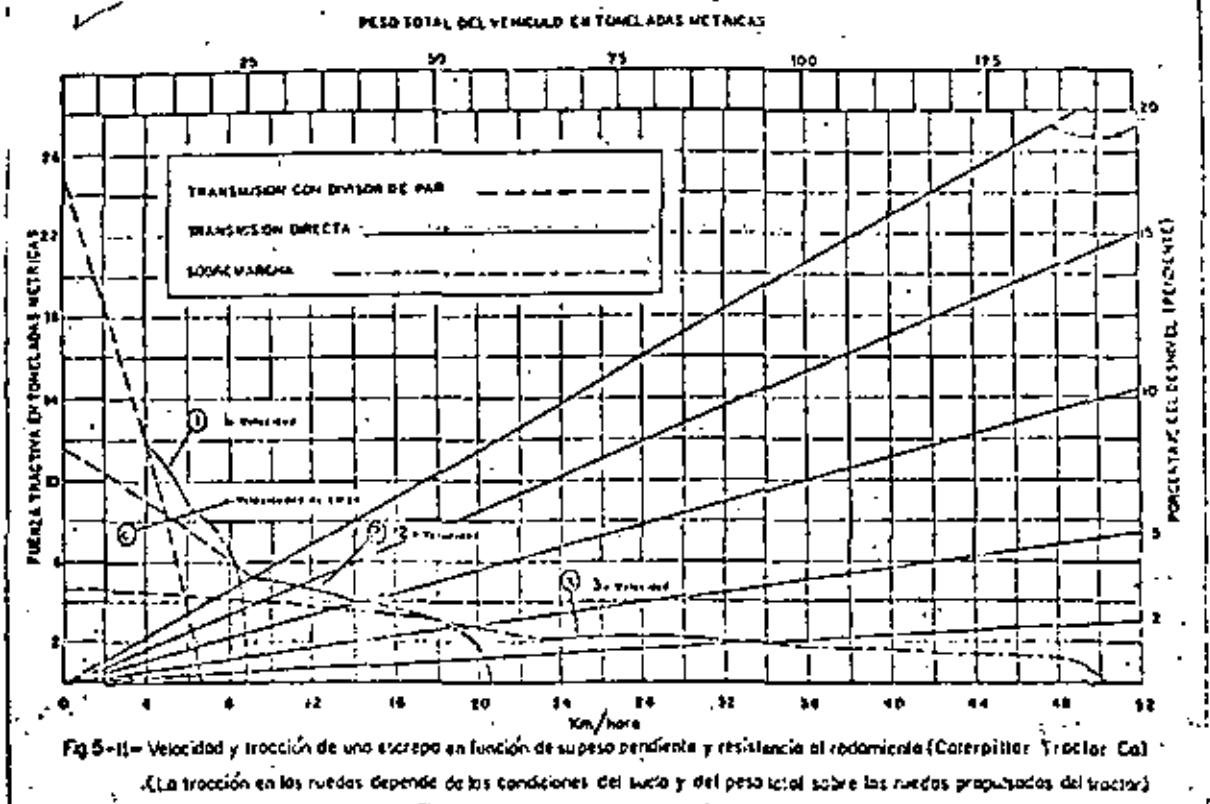
ca = Coeficiente de abundamiento

t = tiempo total que dura un ciclo (tiempos fijos más tiempos variables).

Para obtener las velocidades a las que puede transitar una motoescrepa, se pueden utilizar las gráficas de los fabricantes - como la que se indica a continuación, estas gráficas varían para cada tipo de máquina.

GRAFICA ESCREPA

5



En forma práctica por cada 10 kilogramos por tonelada de resistencia al rodamiento, se considera 1% de pendiente, que sumada a la pendiente física nos da la pendiente virtual.

Forma de utilización

Partiendo del peso total de la escrepa ya sea cargada o vacía, se baja una línea hasta la línea inclinada que representa la pendiente virtual del camino. En la intersección de la línea vertical con la inclinada, se corre una línea horizontal hasta su intersección con la curva correspondiente a la velocidad máxima que se puede obtener para las condiciones del movimiento.

A las velocidades obtenidas de las gráficas se les deberá aplicar el factor de velocidad ya que las que se obtienen son velocidades teóricas.

Factor de Velocidad

El factor de velocidad lo integran los siguientes conceptos:

- a) La influencia de la velocidad inicial o si la máquina parte del reposo.
- b) Si el camino es de una o dos vías.
- c) Cruces con otras vías.
- d) Paso sobre puentes o cruces a desnivel.
- e) Limitaciones por medidas de seguridad.
- f) Existencia de curvas con poca visibilidad.

- g) Gran densidad de curvas.
- h) Cuando por el mismo camino circulan vehículos con velocidades de operación muy diferentes.
- i) Relación peso potencia de las máquinas.
- j) Pendiente del camino.

La tabla siguiente nos da los factores de velocidad que -- aplicados a las velocidades teóricas, se obtienen las velocidades reales.

Calificándose las condiciones del camino en favorables medias y adversas, de acuerdo con los factores enlistados y que integran el factor de velocidad.

FACTORES DE VELOCIDAD PARA DIVERSAS CONDICIONES DE TRANSITO APLICABLES A VEHICULOS DE ACARREO DE TERRACERIAS

| LONGITUD DEL CAMINO O TRAMO RECORRIDO | VEHICULO CON VELOCIDAD INICIAL | | | VEHICULO SIN VELOCIDAD INICIAL | | |
|---------------------------------------|--------------------------------|--------|----------|--------------------------------|--------|----------|
| | Favorables | Medias | Adversas | Favorables | Medias | Adversas |
| De 0 a 100 m. | 0.70 | 0.60 | 0.50 | 0.50 | 0.38 | 0.25 |
| de 100 a 225 m. | 0.75 | 0.67 | 0.60 | 0.60 | 0.48 | 0.35 |
| de 225 a 450 m. | 0.80 | 0.75 | 0.70 | 0.65 | 0.58 | 0.50 |
| de 450 a 750 m. | 0.80 | 0.78 | 0.75 | 0.70 | 0.65 | 0.60 |
| de 750 a 1000 m. | 0.85 | 0.83 | 0.80 | 0.75 | 0.70 | 0.65 |
| Más de 1000 m. | 0.90 | 0.85 | 0.80 | 0.85 | 0.78 | 0.70 |

En términos generales los factores de la tabla anterior se aplican para el acarreo de los equipos cargados.

Cuando transitan vacíos se pueden aplicar los valores siguientes:

Condiciones favorables 0.85 de velocidad máxima

Condiciones medias 0.80 de velocidad máxima

Condiciones adversas 0.75 de la velocidad máxima.

Si en un cierto recorrido transitando en vacío se presentan diversos factores de retraso, la velocidad de regreso (vacío) deberá calcularse aplicando, según proceda, algunos de los coeficientes de la tabla anterior.

TRACTORES

Son máquinas diseñadas para convertir la energía de sus motores en fuerza tractiva, para empujar o remolcar vehículos y servir de base para montar herramientas de desmonte, limpieza, nivelación, etc.

Existen dos tipos principales:

1. Tractores de orugas. Cuando se requiere máxima potencia, sacrificando altas velocidades; utilización en terrenos accidentados o con poca capacidad de carga.
2. Tractores de ruedas neumáticas. Cuando se tengan superficies de rodamiento resistentes y bien conservadas, se logran altas

velocidades para acarreos largos; su potencia y fuerza tractiva son inferiores en comparación con las correspondientes a tractores de orugas.

Tractor de Orugas.

Para el tipo de trabajos de Zona de Riego el más usado es el de orugas.

El tractor de orugas forma siempre la avanzada de toda fuerza de construcción, pues realiza los trabajos preliminares de cualquier obra, caminos de acceso o construcción, desmontes, despalmas, etc.

La capacidad de los tractores se determina de acuerdo con la potencia y su tamaño o peso.

El peso multiplicado por el coeficiente de tracción o de adherencia da la máxima fuerza tractiva de una cierta superficie de rodamiento, independientemente de la potencia desarrollada por el motor del tractor.

La fuerza en el gancho se obtiene de restar el total de fuerza tractiva, la suma de todas las resistencias que se oponen al movimiento.

Para tractores de orugas en las normas de los fabricantes, la fuerza en la barra consignada considera una resistencia al rodamiento de 110 libras por tonelada (norma Nebraska). Esto no es válido para tractores de ruedas neumáticas.

Tractores de ruedas neumáticas

Su principal aplicación consiste en remolcar grandes volúmenes a largas distancias; son menos versátiles que los tractores de orugas, ya que su fuerza tractiva utilizable es menor y requieren para operar de superficies de rodamiento refinadas.

Puede ser de dos y de cuatro ruedas, siendo su capacidad - función de su tamaño (peso) y su potencia.

En general, en obras hidráulicas, los tractores de ruedas-neumáticas se usan como unidades tractoras de escrementos y cajas de remolque.

DOZER

Dozer, se define como un tractor equipado con cuchilla empujadora.

| | | |
|-------|--------------|---|
| Dozer | Bulldozer - | Tractor equipado con una hoja fija |
| | Angledozer - | Tractor equipado con una hoja que puede girarse con respecto al eje longitudinal del tractor. |

Existen 3 tipos de cuchillas empujadoras: rectas, angulares y "U".

Aplicaciones.-

El rendimiento máximo de los Dozers se obtiene en movimientos y transportes a distancias menores de 100 m. y excavando en -

una distancia de 8 a 12 m. de preferencia en materiales cohesivos.

Se aplican en trabajos de:

Desmonte, desenraice y deshierbe.

Construcción de brechas.

Excavación y acarreo de terracerías (100 m).

Formación de bordos.

Afine tosco en bordos y taludes

Relleño de trincheras, zanjas y dentellones

Como tractor empujador

Limpieza de bancos y retiro de desperdicios

Mantenimiento de caminos y brechas.

Rendimientos

Los rendimientos teóricos están dados por la siguiente fórmula:

$$R = \frac{E \times V \times Cc \times 60}{Ca \times t}$$

R = Rendimiento en metros cúbicos del material medido en banco

E = Eficiencia general o factor de rendimiento de trabajo.

V = Capacidad de carga de la hoja empujadora expresada en metros cúbicos, que es un volumen geométrico expresado por la fórmula:

$$v = \frac{L \times h^2}{2 \tan \alpha}$$

L = Longitud de la hoja empujadora

h = altura de la misma

α = ángulo de reposo del material

Ca = coeficiente de abundamiento

Cc = coeficiente de carga correspondiente al material
arrastrado.

0.8 para arena, grava, roca fragmentada, etc.

0.9 a 1.00 para tierra, arcilla, y otros materiales
cohesivos.

t = tiempo que emplea la máquina en un ciclo completo:-
excavación, acarreo hasta el sitio de tiro, viaje -
de regreso, cambios de velocidades.

El coeficiente 60 se incluye para expresar la hora de 60 -
minutos.

La fórmula anterior es aplicable a trabajos en terrenos --
planos. Cuando se trabaje en terrenos inclinados los rendimientos
se verán afectados de los coeficientes siguientes:

Cuesta abajo: Aumentan de un 2% a un 8% por cada uno por-
ciento de pendiente, según la clase y cohesión del material.

Cuesta arriba: Disminuye de 2% a 4% por cada uno por cien-
to de pendiente.

En términos generales y debido a la tendencia de todos los
materiales a escurrirse, por cada 30 metros adicionales a los 30-

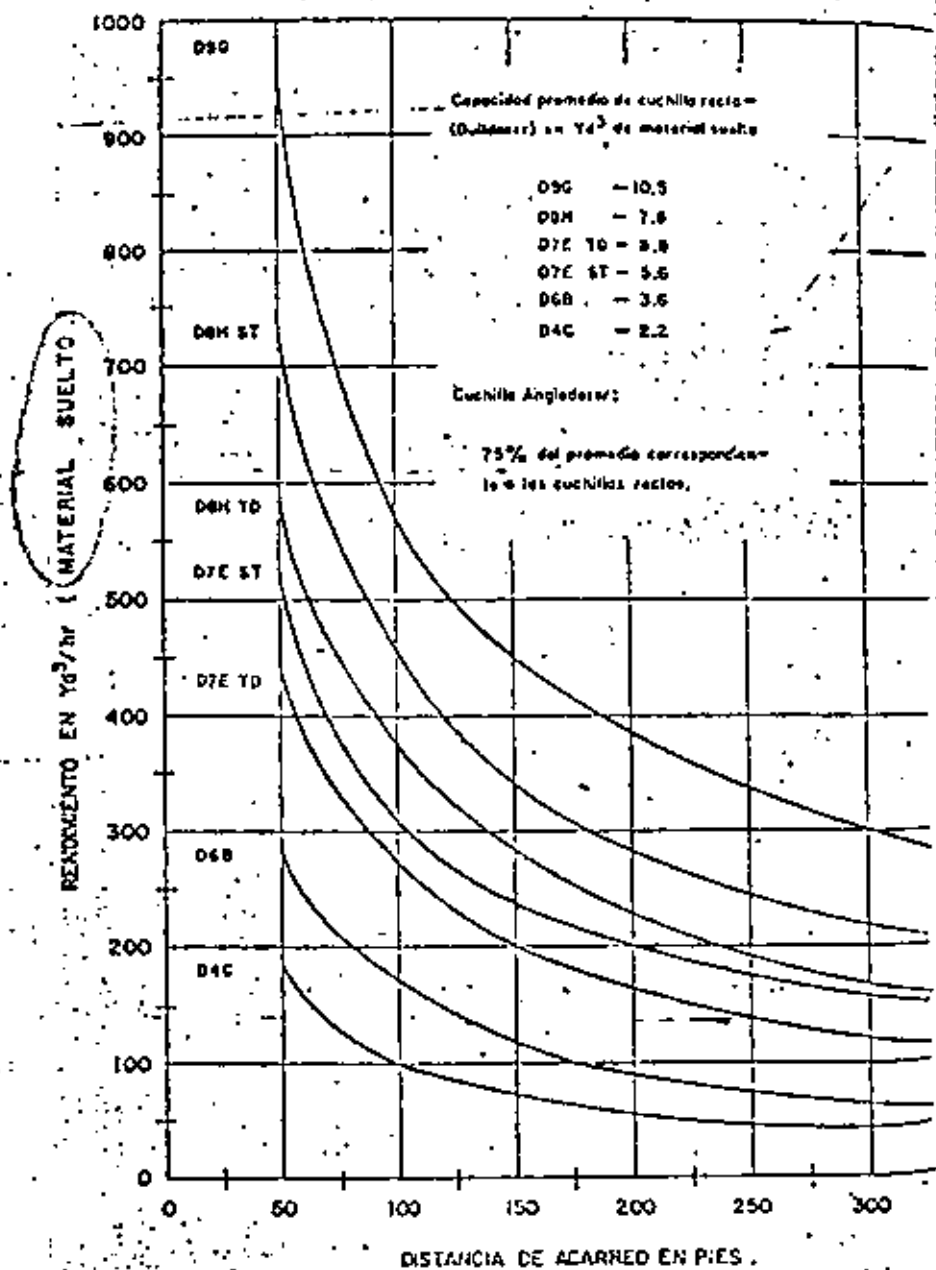
primeros, en forma práctica, se puede considerar una disminución en el rendimiento de 5%.

La distancia requerida por un tractor para excavar el volumen correspondiente a la capacidad de la cuchilla, es de 8 a 12 metros.

C I C L O

Basándose en observaciones estadísticas, el tiempo fijo correspondiente a cambios de velocidad y maniobras de los Bulldozer y Angledozer un tiempo promedio de 0.15 a 0.25 minutos, según el tipo de trabajo recorrido. Generalmente el tramo de carga se recorre en primera, el viaje de ida en primera para distancias menores de 30 mts. y en segunda para distancias mayores; en segunda o tercera en reversa, según sea la distancia de recorrido.

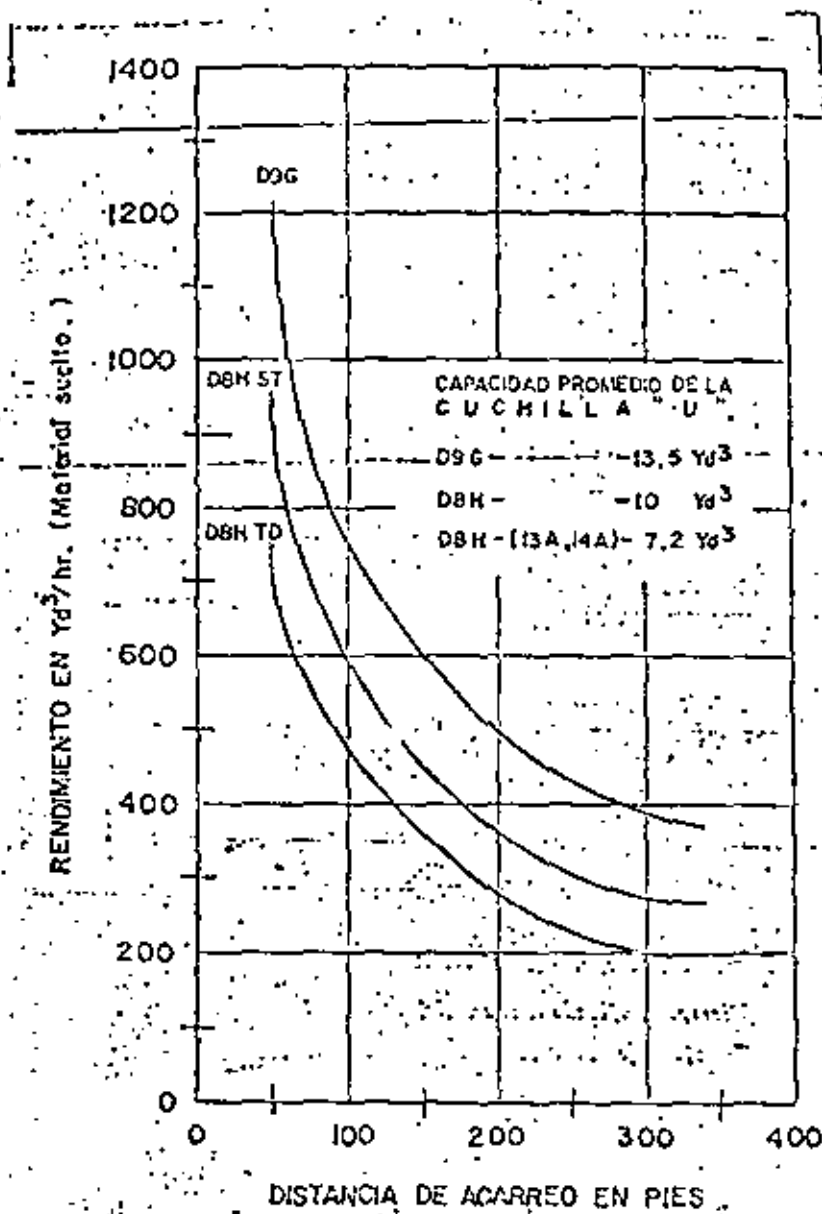
En forma práctica se pueden obtener los rendimientos de excavación con tractor, utilizando las dos gráficas siguientes:



Rendimiento promedio de tractores equipados con hojas empujadas (Bulldozer y Angledozer, Caterpillar-Mexicana de tractores y maquinaria)

RENDIMIENTOS PROMEDIO ESTADISTICOS.

11.6



Rendimiento promedio de cuchillas empujadoras tipo "U" (Caterpillar-Mexicana de Tractores y Maquinaria).

Las tablas anteriores consideran:

Que la excavación se realiza en un terreno horizontal, horas de 60 minutos, que el material no es previamente aflojado, el trabajo se ejecuta con una hoja recta de Bulldozer y que el coeficiente de carga es igual a 1.0.

D E S M O N T E S

El tractor de orugas equipado como Bulldozer con hoja empujadora recta es el equipo más empleado en los trabajos de desmonte.

CLASIFICACION DEL MONTE

| DIMENSIONES DE ARBOLES | NUMERO DE ARBOLES POR HECTAREA | | |
|--|--------------------------------|----|----|
| | A | B | C |
| MONTE PESADO | | | |
| Arboles entre 50 y 75 cm de diámetro | 8 | 6 | 4 |
| Arboles entre 25 y 50 cm de diámetro | 20 | 15 | 10 |
| Arboles con diámetros menores de 25 cm | 80 | 70 | 60 |
| MONTE MEDIANO | | | |
| Arboles entre 50 y 75 cm de diámetro | 2 | 2 | 1 |
| Arboles entre 25 y 50 cm de diámetro | 10 | 5 | 3 |
| Arboles con diámetros menores de 25 cm | 60 | 50 | 40 |
| MONTE LIVIANO | | | |
| Arboles entre 25 y 50 cm de diámetro | 3 | 2 | 1 |
| Arboles con diámetros menores de 25 cm | 30 | 20 | 10 |

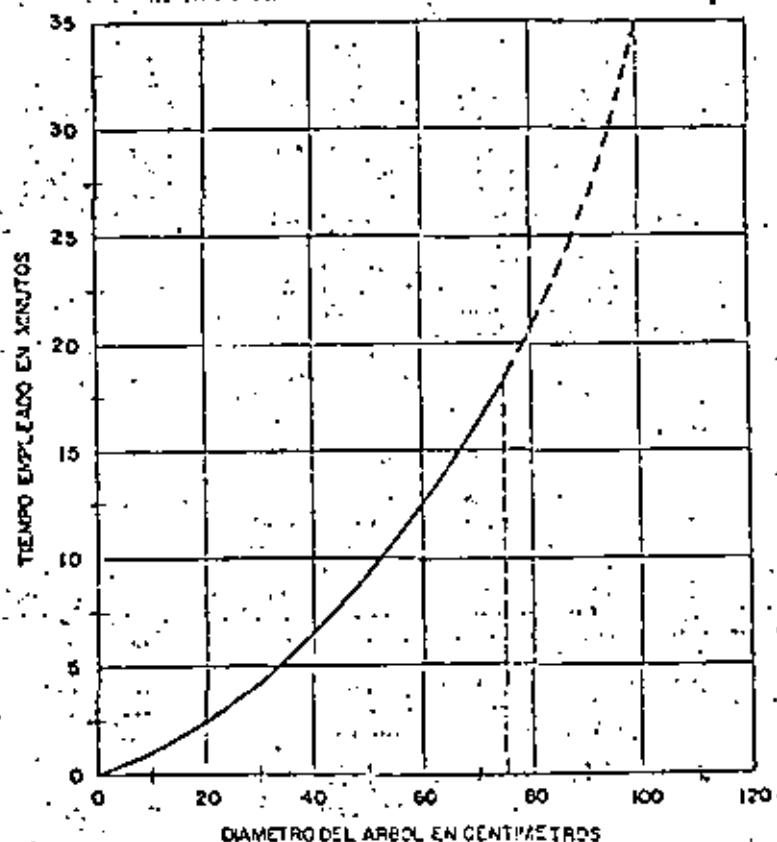
Rendimiento de desmonte, ejecutado con tractor D-8 para su aplicación deberán considerarse horas de 50 minutos.

- 1) Arboles entre 50 y 75 cm de diámetro
 - a) Tractor cortando raíces 6 min/árbol
 - b) Tractor tirando árboles 6 min/árbol
 - c) Tractor arrimando árboles 2.5 min/árbol
- 2) Arboles entre 25 y 50 cm de diámetro
 - a) Tractor tirando árboles 5 min/árbol
 - b) Tractor arrimando árboles 1.67 min/árbol
- 3) Arboles con diámetros menores de 25 cm.
 - a) Tractor tirando árboles 1.25 min/árbol
 - b) Tractor arrimando árboles 0.65 min/árbol

Para estudios aproximados, se puede utilizar la tabla siguiente, en forma tentativa, donde se consignan los rendimientos promedio de un tractor D-8 en trabajos de desmonte; acarreado el material producto del desmonte hasta una distancia promedio de 30 a 50 mts, amontonar el producto del desmonte para su quema, -- eliminación de desechos y maniobras auxiliares.

El procedimiento más recomendable para estudiar los rendimientos de desmonte, es haciendo muestreos, principalmente en montes con vegetación muy densa ya que su determinación previa es -- muy imprecisa.

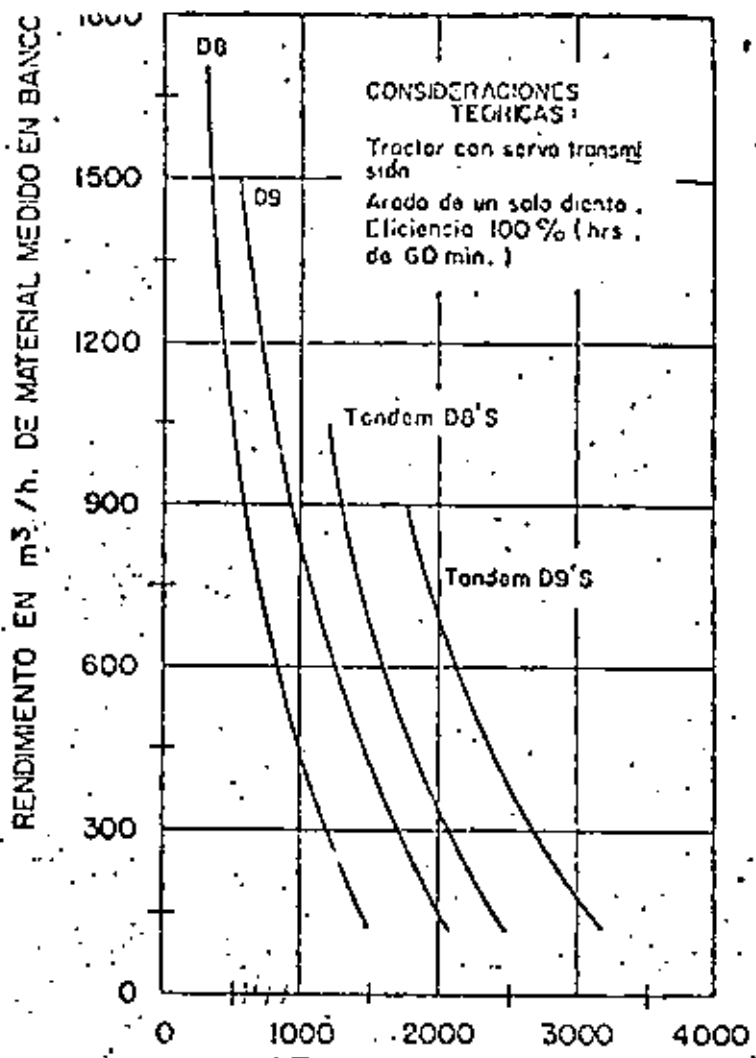
(Tractor D-8)



ARADOS DESGARRADORES

La función fundamental de los arados desgarradores es la de roturar y escarificar los suelos, fragmentándolos hasta un grado tal que el material pueda ser removido, bien sea por medio de un bulldozer empujador de una escrepa o de cualquier otra máquina excavadora.

Para poder determinar la aplicabilidad de un arado y sus rendimientos, se pueden utilizar las dos gráficas que se indican-



VELOCIDAD SISMICA (m. por seg.)
 Producción de arado No. 9 remolcado por tractor D-9 y No. 8 remolcado por tractor D8-H. (Caterpillar-Mexicana de Tractores y Maquinaria).

Para la determinación de rendimientos utilizando la última de las gráficas, deberá conocerse previamente la velocidad de propagación de las ondas sísmicas en la formación que se pretende excavar. Los rendimientos consignados en la citada gráfica son para condiciones ideales, por lo que para obtener los rendimientos reales, será necesario ajustarlos aplicando los coeficientes de corrección correspondientes, tanto por abundamiento como por efi-

ciencia en el trabajo.

El rendimiento teórico de un arado está dado por la fórmula

$$R = \frac{E \times V \times a \times h}{N}$$

En la que R = volumen de material aflojado medido en banco y expresado en m³/hora.

E = factor de rendimiento de trabajo

V = velocidad promedio de operación del tractor (m/hr)

a = ancho del zurco labrado por el diente o dientes.

h = penetración del arado en m.

N = número necesario de pasadas para aflojar el material

En la práctica conviene determinar el rendimiento mediante la gráfica, conociendo las características del material.

MOTOCONFORMADORAS

Las motoconformadoras son máquinas de aplicaciones múltiples, principalmente en trabajos de movimientos de terracerías, rasantes, afine de superficies de rodamiento o de terraplenes, es carificación, etc. En obras hidráulicas se emplean en escarificación y afine de terracerías, excavación de cunetas laterales para drenaje, desplazamiento y mezcla de áridos, solas o con asfalto, tendido y nivelación de capas asfálticas.

Rendimientos:

Teóricamente el rendimiento de una motoconformadora se calcula con la fórmula siguiente

$$\text{Tiempo total: } \frac{N \times D}{V \times E}$$

Tiempo total expresado en horas:

N = número de pasadas necesarias para ejecutar el trabajo.

D = distancia recorrida en cada pasada (en Km).

v = velocidad de régimen de operación durante el trabajo

E = factor de eficiencia en el trabajo

El factor de eficiencia, debido a que las motoconformadoras, con mucha frecuencia no están programadas para trabajar en forma balanceada con el resto del equipo, normalmente es bajo, del orden de 0.60 debido al alto porcentaje de tiempos parados, aunque deberá ajustarse para cada obra en particular.

La velocidad debe expresarse en km/hr. y tener presente que para cada pasada la velocidad debe ser más alta que la anterior.

En la tabla siguiente se consignan velocidades aproximadas-promedio de trabajo para motoconformadoras que corresponden a condiciones de trabajo normales y terreno favorable.

VELOCIDADES PROMEDIO DE DESPLAZAMIENTO DE
CONFORMADORAS Y MOTOCONFORMADORAS EN LA
EJECUCIÓN DE TRABAJOS DIVERSOS (1)

| TIPO DE TRABAJO | VELOCIDAD EMPLEANDO UN MODELO | |
|---|-------------------------------|-----------|
| | MEDIANO | PESADO |
| | Km./h. | Km./h. |
| Desbroce o desmonte muy ligero | 1.6 a 2.7 | 2.5 a 4.0 |
| Limpia de bancos de préstamo (retiro de capa vegetal) | 1.6 a 2.7 | 2.5 a 3 |
| Construcción de cunetas y terrepleno sobre espaldones | 1.6 a 2.7 | 2.5 a 4 |
| Afinación de taludes | 1.6 a 2.7 | 2.5 a 4 |
| Arrastre de tierras recién excavadas | 3 a 6 | 3 a 6 |
| Extendido y nivelación de materiales | 1.6 a 2.7 | 2.5 a 4 |
| Escarificación | 1.6 a 2.7 | 2.5 a 6 |
| Conservación de pavimentos asfálticos | 3 a 6 | 3 a 6 |
| Mezclado de materiales granulares | 4 a 8 | 4 a 6 |
| Trabajos de afinación y acabado de terreplenos | 2 a 4 | 2 a 4 |

(1) A fin de evitar confusiones, en el manejo de esta Tabla, debe tenerse presente que por lo general se requieren varias pasadas de la máquina para ejecutar un trabajo.

PALAS CARGADORAS.- (TRASCAVO)

Las palas cargadoras, son tractores equipados con cucharón excavador, montado sobre brazos articulados sujetos al tractor y que son accionados por medio de dispositivos hidráulicos.

Estas máquinas son muy útiles en excavaciones ligeras, explotación de bancos de préstamo, rezagado de túneles.

Rendimientos

El rendimiento teórico de una pala cargadora está dado por la siguiente ecuación:

$$R = \frac{V \times K \times 60}{C_a \times t} \times E$$

R = rendimiento de la máquina, expresado en metros cúbicos por hora, de material medido en banco.

V = capacidad nominal de cucharón expresado en metros cúbicos.

K = factor de llenado del cucharón correspondiente al material que se excave.

✓ FACTOR DE LLENADO PARA CUCHARONES DE PALAS CARGADIZAS.

| CAPACIDAD NOMINAL DEL CUCHARON: (Yd ³) | K | 1 | 1 1/2 | 2 | 2 1/2 | 3 | 3 1/2 | 4 |
|--|------|------|-------|------|-------|------|-------|------|
| MATERIAL EXCAVADO: | | | | | | | | |
| Arcilla húmeda o arenosa ligera | 1.15 | 1.15 | 1.15 | 1.16 | 1.16 | 1.16 | 1.20 | 1.22 |
| Arena o grava. | 0.93 | 0.93 | 0.93 | 0.93 | 0.96 | 0.98 | 1.02 | 1.02 |
| Tierra común compacta. | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.05 | 1.05 | 1.05 | 1.08 | 1.03 |
| Arcilla dura y tenaz. | 1.10 | 1.10 | 1.10 | 1.12 | 1.12 | 1.12 | 1.16 | 1.18 |
| Arcilla cohesiva húmeda. | 1.10 | 1.10 | 1.10 | 1.12 | 1.12 | 1.12 | 1.16 | 1.18 |
| Roca bien tronada. | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 0.91 | 0.95 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Roca mal tronada. | 0.60 | 0.70 | 0.70 | 0.80 | 0.80 | 0.90 | 0.95 | 0.95 |
| Escombros comunes con piedra y raíces. | 0.85 | 0.85 | 0.90 | 0.90 | 0.90 | 0.95 | 0.95 | 0.95 |

C_a = factor o coeficiente de abundamiento del material excavado

t = tiempo empleado en realizar un ciclo completo de trabajo expresado en minutos.

E = factor de rendimiento de trabajo o eficiencia.

Ciclo de trabajo

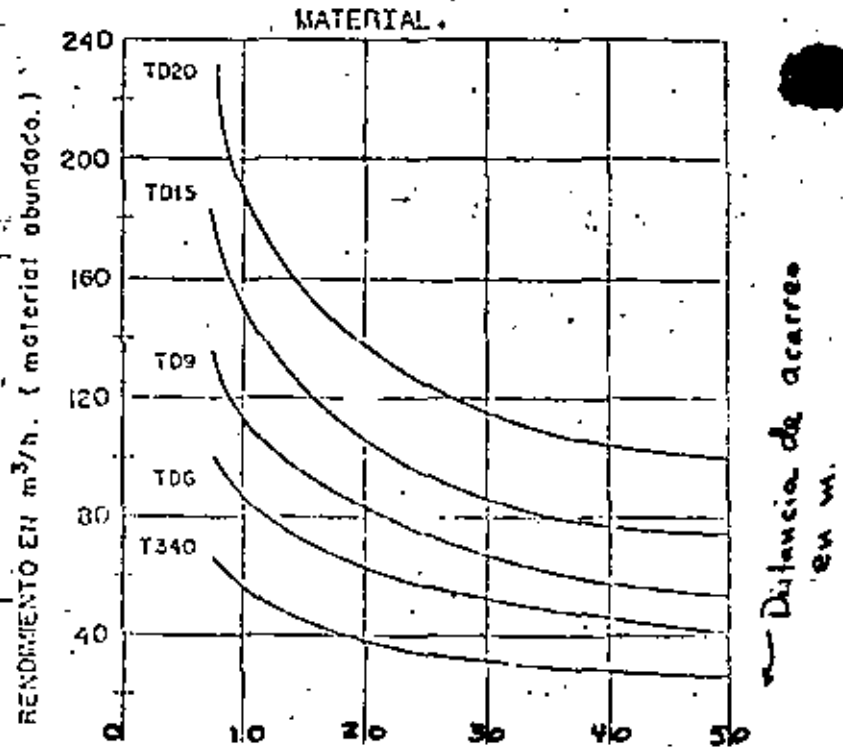
Un ciclo de trabajo está integrado por los tiempos fijos y los variables.

Tiempos fijos

- Operación de cargar el material en el frente de ataque.
- Giros o virajes del tractor durante los viajes de acercamiento y retirada del frente de excavación.
- Descarga del material sobre vehículos transportadores.

RENDIMIENTO DE PALAS CARGADORAS EXCAVANDO Y TRANSPORTANDO

| TRABAJO EJECUTADO | TIPO DE TRANSMISION | |
|--------------------------------------|---------------------|--------------|
| | Directa | Envi-motores |
| PALA EQUIPADA CON ORUGAS: | | |
| Excavando en material amontonado: | 0.35 | 0.25 |
| Excavación en banco: | 0.60 | 0.45 |
| PALA EQUIPADA CON NEUMATICOS: | | |
| Excavación de material amontonado: | | 0.20 |



Los valores de la tabla son teóricos, deberán multiplicarse

se por el factor de eficiencia.

Tiempos variables:

Los tiempos variables son los requeridos por la máquina para efectuar el recorrido de ida y regreso desde el frente de excavación hasta el sitio de descarga. (este proceso es poco usado).

En la gráfica siguiente se ilustran los rendimientos de diversas palas cargadoras International, en función de las distancias de acarreo.

Los valores consignados consideran:

- a) El rendimiento corresponde a material suelto.
- b) Eficiencia de 100%.
- c) Se considera que el cucharón se cargaba totalmente incluyendo "copete".
- d) Se consideró un tiempo fijo de 0.30 minutos para acarreos cortos y 0.36 minutos para acarreos largos.

Por lo anterior, los valores de la gráfica deberán afectarse de los factores de corrección correspondiente.

Cuando se pretenda atacar un banco de préstamo o almacenamiento donde los tiempos variables del ciclo tienden a cero, se pueden tomar los valores de la tabla que se indica a continuación, los cuales deberán afectarse del correspondiente factor de eficiencia para que se obtengan rendimientos promedio reales.

Rendimiento en metros cúbicos por hora de material abundado cargado en camiones por un "traxcavator".

| Potencia del motor en el volante en - HP. | Equivalente para Caterpillar | Capacidad del cucharón en m ³ | Cargando camiones de | | | |
|---|------------------------------|--|----------------------|------------------|------------------|--------------------|
| | | | 3 m ³ | 4 m ³ | 6 m ³ | 7.5 m ³ |
| 150 | 977 | 1.90 | | 255 | 246 | 254 |
| 100 | 955 | 1.34 | | 185 | 1.83 | |
| 50 | 933 | 0.83 | 85.5 | 86.5 | | |

Capacidad del camión = 4 a 6 veces capacidad de la pala.

MAQUINARIA PARA EXCAVACION

EXCAVADORAS CONVERTIBLES

Son máquinas diseñadas para su empleo en la ejecución de trabajos muy diversos en las que se requiere de la utilización de herramientas básicas diferentes, las cuales son intercambiables en la misma máquina, según que la máquina vaya a ser empleada como pala mecánica, retro-excavadora, grúa, draga de arrastre, excavadora de cucharón de almeja, martinete hincador, etc.

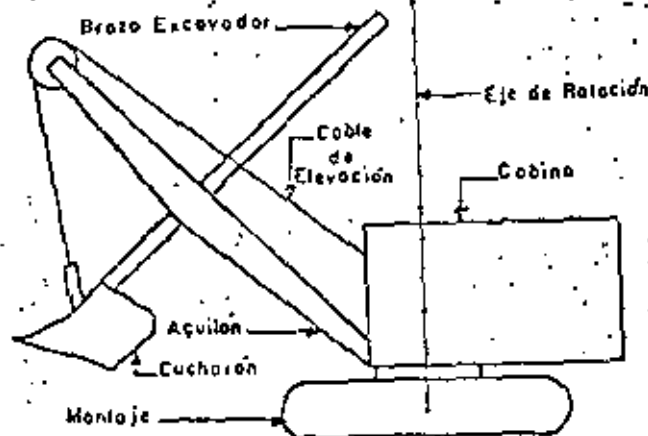
Las excavadoras pueden ser:

- a) Propulsión por Orugas (la más usual)
- b) Autopropulsión sobre llantas neumáticas
- c) Montaje sobre camión.

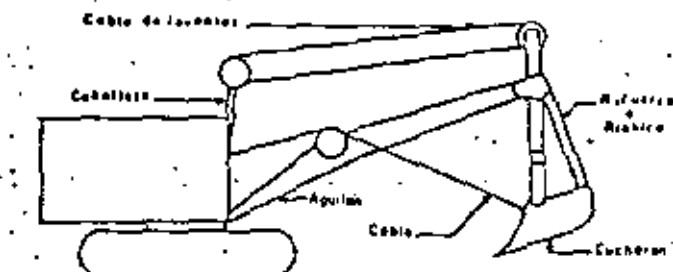
Tipos de aguilón o pluma

- a) Aguilón de pala mecánica

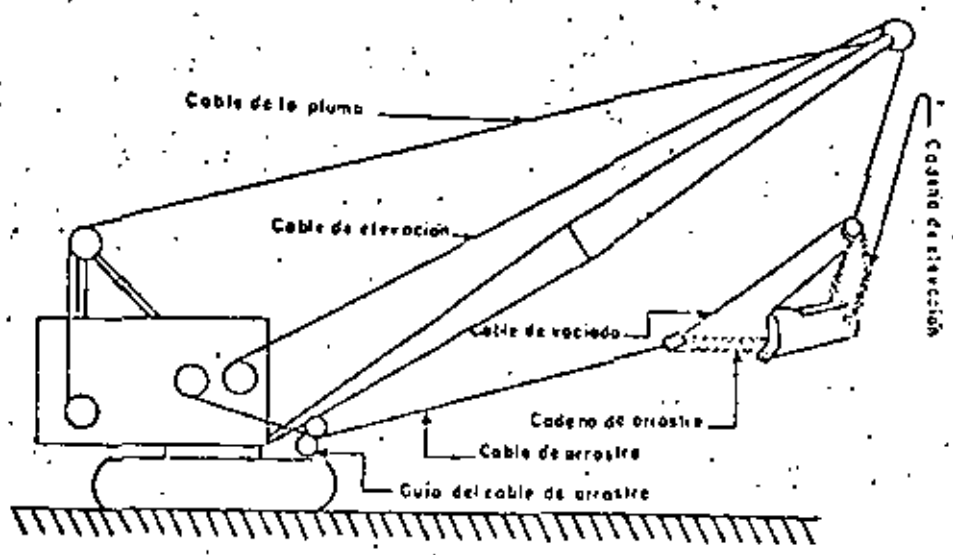
- b) Aguilón de grúa, que puede ser usado como grúa, -
 draga de arrastre, excavadora de cucharón de alme-
 ja, como martinete, etc.
- c) Aguilón de pala retro-excavadora.



Partes básicas que integran
 el equipo frontal de una pala mecánica.
 (Power Crane and Shovel Association)



Esquema ilustrando el equipo frontal de una
 pala retroexcavadora. (Power Crane and Shovel Association).



Esquema mostrando los accesorios que integran el equipo frontal de una draga de arrastre. (Power Crane and Shovel Association).

Para lograr buenos rendimientos con una máquina excavadora cargando camiones, la capacidad de la caja de estos, deber ser de 4 a 6 veces, la del cucharón y que los camiones se llenen con un número entero de baldes.

PALAS MECANICAS

Rendimientos:

Los rendimientos teóricos de una pala están dados por la siguiente ecuación:

$$R = \frac{3\ 600 \times V \times K \times E}{Ca \times t} \text{ (en m}^3\text{/hr)}$$

3 600 segundos de la hora.

V = capacidad del cucharón en m³

K = factor de llenado

Ca = Coeficiente de abundamiento del material excavado.

t = tiempo promedio empleado por la máquina en realizar -
un ciclo completo en segundos.

E = factor de rendimiento de trabajo.

EFICIENCIA EN EL TRABAJO

| Condiciones del trabajo | Excelente | Buena | Regular | Deficiente |
|-------------------------|-----------|-------|---------|------------|
| Buenas | 0.78 | 0.75 | 0.71 | 0.65 |
| Excelentes | 0.84 | 0.81 | 0.76 | 0.70 |
| Regulares | 0.72 | 0.69 | 0.65 | 0.60 |
| Deficientes | 0.63 | 0.61 | 0.57 | 0.52 |

2

FACTOR DE LLENADO PARA CUCHARONES DE PALAS MECANICAS.

| CAPACIDAD NOMINAL DEL CUCHARON: (Yd ³) | ¾ | 1 | 1 ¼ | 2 | 2 ½ | 3 | 3 ½ | 4 |
|--|------|------|------|------|------|------|------|------|
| MATERIAL ENCAVADO: | | | | | | | | |
| Arcilla húmeda o arenosa ligera | 1.15 | 1.15 | 1.15 | 1.16 | 1.16 | 1.16 | 1.20 | 1.20 |
| Arena o grava. | 0.93 | 0.93 | 0.96 | 0.96 | 0.96 | 0.98 | 1.02 | 1.02 |
| Tierra común compacta. | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.05 | 1.05 | 1.05 | 1.08 | 1.08 |
| Arcilla dura y tenaz. | 1.10 | 1.10 | 1.10 | 1.12 | 1.12 | 1.12 | 1.18 | 1.18 |
| Arcilla cohesiva húmeda. | 1.10 | 1.10 | 1.10 | 1.12 | 1.12 | 1.12 | 1.16 | 1.13 |
| Roca bien tronada. | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 0.91 | 0.95 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Roca mal tronada. | 0.60 | 0.70 | 0.70 | 0.80 | 0.80 | 0.90 | 0.95 | 0.95 |
| Escombros comunes con piedra y raíces. | 0.85 | 0.85 | 0.90 | 0.90 | 0.90 | 0.95 | 0.95 | 0.95 |

CICLOS DE EXCAVACION Y CARGA DE PALAS MECANICAS, A CARRERA OPTIMA DE CORTE, DIVERSOS ANGULOS DE GIRO, SIN PERDIDAS DE TIEMPO Y CON LOS CAMIONES AL MISMO NIVEL DE LA EXCAVADORA.

-(Tiempos en segundos)-

| TAMANO DEL CUCHARON
YD ³ . | EXCAVACION FACIL
Marga húmeda o arena arcillosa o suelta | | | | EXCAVACION MEDIA
Tierra común o vegetal | | | | EXCAVACION DURA
Arcilla dura, roca bien tronada. | | | |
|--|---|-----|------|------|--|-----|------|------|---|-----|------|------|
| | 45° | 90° | 135° | 180° | 45° | 90° | 135° | 180° | 45° | 90° | 135° | 180° |
| ¾ | 12 | 16 | 19 | 22 | 15 | 19 | 23 | 26 | 19 | 24 | 29 | 33 |
| ½ | 12 | 16 | 19 | 22 | 15 | 19 | 23 | 26 | 19 | 24 | 29 | 33 |
| ¾ | 13 | 17 | 20 | 23 | 16 | 20 | 24 | 27 | 20 | 25 | 30 | 34 |
| 1 | 14 | 18 | 21 | 25 | 17 | 21 | 25 | 29 | 21 | 26 | 31 | 36 |
| 1 ¼ | 14 | 18 | 21 | 25 | 17 | 21 | 25 | 29 | 21 | 26 | 31 | 36 |
| 1 ½ | 15 | 19 | 23 | 27 | 18 | 23 | 27 | 31 | 22 | 28 | 33 | 38 |
| 1 ¾ | 16 | 20 | 24 | 28 | 19 | 24 | 28 | 32 | 23 | 29 | 34 | 39 |
| 2 | 17 | 21 | 25 | 30 | 20 | 25 | 29 | 34 | 24 | 30 | 35 | 41 |
| 2 ½ | 18 | 22 | 27 | 32 | 21 | 26 | 31 | 36 | 25 | 31 | 37 | 43 |

Para adaptar los rendimientos a la carrera real de corte se aplican los valores de las tablas que se indican a continuación:

CARRERA OPTIMA DE EXCAVACION CON PALAS MECANICAS
(Expresados en piés)

| CLASE DE MATERIAL | CAPACIDAD NOMINAL DEL CUCILARON EN Yds. | | | | | | | | |
|---|---|-----|-----|-----|-------|-------|-------|------|-------|
| | 1/4 | 1/2 | 3/4 | 1 | 1 1/4 | 1 1/2 | 1 3/4 | 2 | 2 1/2 |
| Materiales sueltos, como margas, arena, grada | 3.8 | 4.6 | 5.3 | 6.0 | 6.5 | 7.0 | 7.4 | 7.8 | 8.4 |
| Arena y grava | 3.8 | 4.6 | 5.3 | 6.0 | 6.5 | 7.0 | 7.4 | 7.8 | 8.4 |
| Tierra común o vegetal | 4.5 | 5.7 | 6.8 | 7.8 | 8.5 | 9.2 | 9.7 | 10.2 | 11.2 |
| Arcilla dura, tenáz | 6.0 | 7.0 | 8.0 | 9.0 | 9.8 | 10.7 | 11.5 | 12.2 | 13.3 |
| Arcilla húmeda, pegajosa | 6.0 | 7.0 | 8.0 | 9.0 | 9.8 | 10.7 | 11.5 | 12.2 | 13.3 |

FACTOR DE CONVERSION POR CARRERA DE CORTE Y ANGULO DE GIRO,
PARA PALAS MECANICAS

| PORCENTAJE DE LA CARRERA OPTIMA | ANGULO DE GIRO EN GRADOS | | | | | | |
|---------------------------------|--------------------------|------|------|------|------|------|------|
| | 45 | 60 | 75 | 90 | 120 | 150 | 180 |
| 40 | 0.93 | 0.89 | 0.85 | 0.80 | 0.72 | 0.65 | 0.59 |
| 60 | 1.10 | 1.03 | 0.96 | 0.91 | 0.81 | 0.73 | 0.66 |
| 80 | 1.22 | 1.12 | 1.04 | 0.98 | 0.86 | 0.77 | 0.69 |
| 100 | 1.26 | 1.16 | 1.07 | 1.00 | 0.88 | 0.79 | 0.71 |
| 120 | 1.20 | 1.11 | 1.03 | 0.97 | 0.86 | 0.77 | 0.71 |
| 140 | 1.12 | 1.04 | 0.97 | 0.91 | 0.81 | 0.73 | 0.66 |
| 160 | 1.03 | 0.98 | 0.90 | 0.85 | 0.75 | 0.67 | 0.62 |

El porcentaje de la carrera óptima se obtiene dividiendo la carrera real entre la óptima.

La experiencia ha demostrado que resulta más práctico y conduce a resultados más satisfactorios, el estimar el rendimiento de las palas mecánicas, basándose en valores estadísticos representativos; con este objeto se elaboró la tabla siguiente:

RENDIMIENTOS IDEALES DE PALAS MECANICAS, EXPRESADOS EN YARDAS CUBICAS
POR HORA, DE MATERIAL MEDIDO EN BANCO

| CLASE DE MATERIAL | TAMANO NOMINAL DE LA PALA EN YARDAS | | | | | | | | |
|---|-------------------------------------|---------------|---------------|-----|-----------------|-----------------|-----------------|-----|-----------------|
| | $\frac{3}{8}$ | $\frac{1}{2}$ | $\frac{3}{4}$ | 1 | 1 $\frac{1}{2}$ | 1 $\frac{3}{4}$ | 1 $\frac{1}{2}$ | 2 | 2 $\frac{1}{2}$ |
| Marga húmeda o arcilla arenosa suelta. | 65 | 115 | 105 | 205 | 250 | 225 | 220 | 355 | 405 |
| Arena y grava | 80 | 110 | 155 | 200 | 230 | 270 | 300 | 330 | 390 |
| Tierra común | 70 | 95 | 135 | 175 | 210 | 240 | 270 | 300 | 350 |
| Arcilla dura y compacta. | 50 | 75 | 110 | 145 | 180 | 210 | 235 | 265 | 310 |
| Roca bien tronada | 40 | 60 | 95 | 125 | 155 | 180 | 205 | 230 | 275 |
| Tierra común contaminada con piedras y raíces | 30 | 50 | 80 | 105 | 150 | 155 | 180 | 200 | 245 |
| Arcilla húmeda y pegajosa. | 25 | 40 | 70 | 95 | 120 | 145 | 165 | 185 | 230 |
| Roca mal tronada en grandes bloques | 15 | 25 | 50 | 75 | 95 | 115 | 140 | 160 | 195 |

A los valores de la tabla anterior para obtener los valores reales, deberá afectárseles de los coeficientes de: carrera óptima de corte, giro, y factor de eficiencia o rendimiento de trabajo, ya que los valores consignados son para un giro de 90° y carrera óptima.

Rendimientos para trabajos de afiae.

En taludes 1 a 1 un 60% del rendimiento normal.

En taludes 1.5 a 1 un 40% del rendimiento normal.

DRAGA DE ARRASTRE

La draga de arrastre es una excavadora convertible -- equipada con pluma de grúa, un balde de arrastre que acciona como cucharón excavador, un cable adicional que es el que ejerce la -- fuerza tractora sobre el balde y un dispositivo de guiado del cable de arrastre.

La pluma de una draga puede operarse a diversos ángulos de inclinación, aunque los fabricantes recomiendan que nunca se operen a ángulos menores de 30° ni mayores de 50° a 60°, operar una máquina fuera de estos límites, además de ser ineficiente puede ser peligroso.

En obras hidráulicas la aplicación más frecuente de -- una draga es la excavación de canales y drenes, eventualmente en la excavación de estructuras y frecuentemente también en la excavación de bancos de préstamo.

Rendimientos:

- a) Teórico.- Teóricamente el rendimiento de una draga está dado por la ecuación siguiente:

$$\text{Rendimiento} = \frac{3\ 600 \times V \times K \times E}{Ca \times t}$$

El rendimiento está expresado en metros cúbicos por --

hora.

3 600 = segundos que integran una hora

V = capacidad del balde en metros cúbicos.

K = factor de llenado o de eficiencia del balde de arrastre, que depende de las dimensiones del mismo y las propiedades del material excavado.

Ca = Coeficiente abundamiento

t = tiempo empleado por la máquina en realizar un ciclo completo expresado en segundos.

E = factor de rendimiento de trabajo o eficiencia.

CICLOS DE TRABAJO DE DRAGAS DE ARRASTRE PARA DIFERENTES ANGULOS DE GIRO (EN SEGUNDOS) A PROFUNDIDAD

OPTIMA - - -

| TAMAÑO DEL BALDE. | EXCAVACION FACIL | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------------|--|-----|------|------|---------------|-----|------|------|---------------|-----|------|------|-----------------------|-----|------|------|
| | Arcilla blanda, - suelta, margas, etc. | | | | Arena o grava | | | | Tierra común. | | | | Arcilla dura compacta | | | |
| | 45° | 90° | 135° | 180° | 45° | 90° | 135° | 180° | 45° | 90° | 135° | 180° | 45° | 90° | 135° | 180° |
| 3/8 | 16 | 19 | 22 | 25 | 17 | 20 | 24 | 27 | 20 | 24 | 28 | 31 | | | | |
| 1/2 | 16 | 19 | 22 | 25 | 17 | 20 | 24 | 27 | 20 | 24 | 28 | 31 | | | | |
| 3/4 | 17 | 20 | 24 | 27 | 18 | 22 | 26 | 29 | 21 | 26 | 30 | 33 | 25 | 30 | 35 | 39 |
| 1 | 19 | 22 | 26 | 29 | 20 | 24 | 28 | 31 | 23 | 28 | 32 | 35 | 27 | 32 | 37 | 41 |
| 1 1/4 | 19 | 23 | 27 | 30 | 20 | 25 | 29 | 32 | 23 | 28 | 33 | 36 | 27 | 32 | 38 | 42 |
| 1 1/2 | 21 | 25 | 29 | 32 | 22 | 27 | 31 | 34 | 25 | 30 | 35 | 38 | 29 | 34 | 40 | 44 |
| 1 3/4 | 22 | 26 | 30 | 33 | 23 | 28 | 32 | 35 | 26 | 31 | 36 | 39 | 30 | 35 | 41 | 45 |
| 2 | 23 | 27 | 31 | 35 | 24 | 29 | 33 | 37 | 27 | 32 | 37 | 41 | 31 | 37 | 42 | 47 |
| 2 1/2 | 25 | 29 | 34 | 38 | 26 | 31 | 35 | 40 | 29 | 34 | 40 | 44 | 33 | 39 | 45 | 50 |

Cargando camiones el tiempo se incrementa en 10%

Con objeto de apegar los rendimientos obtenidos al --
 substituir los valores de las tablas anteriores en la fórmula pa-
 ra el rendimiento de dragas de arrastre, a las condiciones reales
 del trabajo, se deberán aplicar los factores de corrección corres-
 pondientes a profundidad de corte y ángulo de giro, a continuación
 se tabulan estos valores:

FACTOR DE LLENADO DE BALDES DE DRAGAS DE ARRASTRE

| CAPACIDAD NOMINAL
DEL BALDE (Yd3.) | ½ | 1 | 1 ½ | 2 | 2 ½ | 3 | 3 ½ | 4 | 4 ½ |
|---------------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Arquilla ligera
húmeda | 1.27 | 1.27 | 1.27 | 1.27 | 1.27 | 1.28 | 1.28 | 1.28 | 1.28 |
| Arena o grava | 0.93 | 0.94 | 0.97 | 1.00 | 1.00 | 1.02 | 1.02 | 1.02 | 1.02 |
| Tierra común | 1.00 | 1.06 | 1.07 | 1.07 | 1.07 | 1.07 | 1.07 | 1.07 | 1.07 |
| Arquilla dura | 1.03 | 1.03 | 1.04 | 1.05 | 1.05 | 1.07 | 1.07 | 1.07 | 1.07 |
| Arquilla mojada y
pegajosa | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Roca en fragmen-
tos pequeños | 0.80 | 0.80 | 0.85 | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 0.95 | 0.95 | 0.95 |

COEFICIENTES DE ABUNDAMIENTO DE DIVERSOS MATERIALES

| MATERIAL | COEFICIENTES | |
|---|--------------|----------|
| | Límites | Promedio |
| Arena o grava limpias | 1.05 a 1.15 | 1.10 |
| Tierra y grava limpias mojadas | 1.10 a 1.20 | 1.15 |
| Capas de tierra vegetal | 1.10 a 1.20 | 1.15 |
| Tierra común | 1.20 a 1.40 | 1.30 |
| Margas arenosas | 1.10 a 1.30 | 1.20 |
| Margas arcillosas | 1.15 a 1.35 | 1.25 |
| Lodo de tierra común | 1.25 a 1.50 | 1.40 |
| Arquilla sin contaminaciones | 1.30 a 1.60 | 1.45 |
| Arquilla blanda, fríasle densa | 1.35 a 1.55 | 1.45 |
| Arquilla dura mezclada con ple-
dras | | 1.50 |
| Roca bien tronada | 1.50 a 1.80 | 1.65 |
| Roca mal tronada en grandes
trozos | 1.70 a 2.00 | 1.85 |
| Pizarra y arcillas esquistosas | | 1.65 |
| Resas traqueadas (basalto, pío- | | |

CARRERA OPTIMA DE EXCAVACION CORRESPONDIENTE A DRAGAS DE ARRASTRE (EN PIES)

| CAPACIDAD NOMINAL DEL BALDE EN Yd3. | ¼ | ½ | ¾ | 1 | 1 ¼ | 1 ½ | 1 ¾ | 2 | 46 |
|-------------------------------------|-----|-----|-----|-----|------|------|------|------|------|
| CLASE DE MATERIAL: | | | | | | | | | |
| Arcilla húmeda y suelta o marga | 5.0 | 5.5 | 6.0 | 6.6 | 7.0 | 7.4 | 7.7 | 8.0 | 8.5 |
| Arena o grava | 5.0 | 5.5 | 6.0 | 6.6 | 7.0 | 7.4 | 7.7 | 8.0 | 8.5 |
| Tierra común | 6.0 | 6.7 | 7.4 | 8.0 | 8.5 | 9.0 | 9.5 | 9.9 | 10.3 |
| Arcilla dura y compacta | 7.3 | 8.0 | 8.7 | 9.3 | 10.0 | 10.7 | 11.3 | 11.8 | 12.3 |
| Arcilla húmeda, pegajosa | 7.3 | 8.0 | 8.7 | 9.3 | 10.0 | 10.7 | 11.3 | 11.8 | 12.3 |

INFLUENCIA DE LA CARRERA DE CORTE Y ANGULO DE GIRO EN LOS RENDIMIENTOS DE DRAGAS DE ARRASTRE

| CARRERA DE CORTE EN PORCENTAJE DE LA OPTIMA | ANGULO DE GIRO EN GRADOS | | | | | | | |
|---|--------------------------|------|------|------|-------|------|------|------|
| | 30° | 45° | 60° | 75° | 90° | 120° | 150° | 180° |
| 20 | 1.06 | 0.99 | 0.94 | 0.90 | 0.87 | 0.81 | 0.75 | 0.70 |
| 40 | 1.17 | 1.08 | 1.02 | 0.97 | 0.93 | 0.85 | 0.78 | 0.72 |
| 60 | 1.24 | 1.13 | 1.05 | 1.01 | 0.97 | 0.88 | 0.80 | 0.74 |
| 80 | 1.29 | 1.17 | 1.09 | 1.04 | 0.99 | 0.90 | 0.82 | 0.76 |
| 100 | 1.32 | 1.18 | 1.11 | 1.05 | 1.00 | 0.91 | 0.83 | 0.77 |
| 120 | 1.29 | 1.17 | 1.09 | 1.03 | 0.985 | 0.90 | 0.82 | 0.76 |
| 140 | 1.25 | 1.14 | 1.06 | 1.00 | 0.96 | 0.88 | 0.81 | 0.75 |
| 160 | 1.20 | 1.10 | 1.02 | 0.97 | 0.93 | 0.85 | 0.79 | 0.73 |
| 180 | 1.15 | 1.05 | 0.98 | 0.94 | 0.90 | 0.82 | 0.76 | 0.71 |
| 200 | 1.10 | 1.00 | 0.94 | 0.90 | 0.87 | 0.79 | 0.73 | 0.69 |

Estos factores de corrección que aplicados al rendimiento óptimo para giro de 90° y profundidad óptima de corte, darán los rendimientos reales.

Para la aplicación de la fórmula para el rendimiento teórico de una draga, es conveniente tener presente que existe una pequeña diferencia entre la capacidad nominal y la real de los baldes. Estas diferencias se consignan en la tabla siguiente:

Capacidad real del
balde en Yd3.

Capacidad real del
balde al ras en Yd3.

| | |
|-------|-------|
| 3/8 | 0.407 |
| 1/2 | 0.631 |
| 3/4 | 0.889 |
| 1 | 1.186 |
| 1 1/4 | 1.445 |
| 1 1/2 | 1.741 |
| 1 3/4 | 1.963 |
| 2 | 2.222 |
| 2 1/4 | 2.483 |
| 2 1/2 | 2.742 |
| 2 3/4 | 3.333 |
| 3 | 3.533 |

b) Rendimientos prácticos tomando como base datos estadísticos

Se ha comprobado que se llega a resultados más --
prácticos, precisos y convenientes, por medio del empleo de valo-
res basados en observaciones estadísticas. En la tabla siguiente
se consignan valores estadísticos para el rendimiento de dragas.

50

RENDIMIENTOS OPTIMOS DE DRAGAS DE ARRASTRE CON PLUMA CORTA NORMAL, EXPRESADO EN YARDAS CUBICAS POR HORA (MATERIAL MEDIDO EN BANCO)

| CAPACIDAD NOMINAL DEL BALDE | M A T E R I A L E S | | | | |
|-----------------------------|------------------------------------|---------------|--------------|--------------------------|---------------------------|
| | Arquilla húmeda y suelta o magosa. | arena o grava | Tierra común | Arquilla dura y compacta | Arquilla húmeda pegajosa. |
| 3/8 Yd3. | 70 | 65 | 55 | 35 | 20 |
| 1/2 Yd3. | 95 | 90 | 75 | 55 | 30 |
| 3/4 Yd3. | 130 | 125 | 105 | 90 | 55 |
| 1 Yd3. | 160 | 155 | 135 | 110 | 75 |
| 1 1/4 Yd3. | 195 | 185 | 165 | 135 | 95 |
| 1 1/2 Yd3. | 220 | 210 | 190 | 160 | 110 |
| 1 3/4 Yd3. | 245 | 235 | 210 | 180 | 130 |
| 2 Yd3. | 265 | 255 | 230 | 195 | 145 |
| 2 1/2 Yd3. | 305 | 295 | 265 | 230 | 175 |
| 3 Yd3. | 350 | 340 | 305 | 270 | 210 |
| 3 1/2 Yd3. | 390 | 380 | 340 | 305 | 240 |
| 4 Yd3. | 465 | 455 | 375 | 340 | 270 |
| 5 Yd3. | 540 | 530 | 445 | 410 | 330 |
| 6 Yd3. | 610 | 600 | 510 | 475 | 385 |

En los valores consignados en la tabla anterior se hacen las siguientes consideraciones:

- a) Profundidad óptima de corte.
- b) Angulo de giro igual a 90°
- c) Trabajo efectivo durante 60 minutos de la hora cronológica.
- d) Eficiencia 100%

Para obtener los rendimientos prácticos, deberán afectarse a los valores obtenidos de la tabla anterior, con los factores de eficiencia, profundidad de corte y giro, consignados en las tablas correspondientes, usados para aplicarse a los rendimientos teóricos.

Cuando la descarga del material excavado por una -

draga sea depositado a bordo de cajas de vehículos de acarreo los valores de la tabla anterior deberán afectarse de un factor = 0.9

EQUIPO DE BARRENACION

COMPRESORAS.- PLANTAS PRODUCTORAS DE AIRE COMPRIMIDO

Las compresoras pueden ser estacionarias o portátiles. Capacidad de una compresora, se mide por la cantidad de aire comprimido que produce por minuto.

Las compresoras se les conoce por su capacidad de producción; así por ejemplo un compresor 600, quiere decir que es un compresor que produce 600 pies cúbicos por minuto de aire comprimido; todos los rendimientos están dados a una presión de 100-libras sobre pulgada cuadrada.

Perforadora neumática: Son máquinas diseñadas para perforar materiales duros a base de un movimiento combinado de impacto y rotación, transmitido a travez de una barra, que puede ser seccional o integral, a la broca o elemento de ataque. El material triturado por la broca, es expulsado a base de aire que circula por orificios que para este efecto, tienen las barras y las brocas.

En la construcción de zonas de riego, las perforadoras más comúnmente usadas son:

Perforadoras neumáticas de mano (pistolas)

Perforadoras neumáticas montadas sobre ruedas
(Wagon-drill)

Perforadoras neumáticas montadas sobre orugas
(Trac-dill).

La primera, la presión o empuje sobre la máquina para lograr su avance la dá el operador, se usa para diámetros de perforación pequeños.

Para las dos últimas, la presión o empuje es ejercido por medios mecánicos.

Los rendimientos de barrenación para las perforadoras neumáticas están consignados en la tabla siguiente

Rendimientos promedio representativos de Barrenación con Perforadoras Neumáticas de Pistón recíprocante en metros por hora.

| Diámetro del Barrano | Calidad de la Roca | Perforadoras de Mano | Perforadoras con Alimentación Mecánica |
|----------------------|--------------------|----------------------|--|
| 1 1/4" | Suave | 5 a 6.5 | 10 a 15 |
| | Media | 3 a 4.5 | 8 a 12 |
| | Dura | 2 a 3.5 | 5 a 10 |
| 2 1/4" | Suave | 3.5 a 5 | 10 a 17 |
| | Media | 2.5 a 3.5 | 6.5 a 12 |
| | Dura | 1.5 a 3 | 5 a 10 |
| 3" | Suave | — o — | 10 a 17 |
| | Media | — o — | 5 a 10 |
| | Dura | — o — | 3 a 7 |
| 4" | Suave | — o — | 3.5 a 8.5 |
| | Media | — o — | 1.8 a 5 |
| | Dura | — o — | 0.7 a 3 |

Para clasificar las rocas en cuanto a su dureza, se puede tomar como guía la tabla siguiente:

Indice de la Dureza de algunas Rocas, referida a la Escala de Mohs.

| ROCA O MINERAL | INDICE DE DUREZA |
|-------------------------|------------------|
| Diamante | 10.0 |
| Cuarzo | 7.0 |
| Basalto | 7.0 |
| Hornsteno | 6.5 |
| Feldespatos | 6.2 |
| Onices | 5.2 |
| ROCAS DURAS | |
| Esquistos | 5.0 |
| Magnetita | 4.2 |
| Granito | 4.0 |
| Areniscas | 3.8 |
| Dolomitas | 3.7 |
| Rocas calizas | 3.3 |
| ROCAS MEDIAS | |
| Pizarra | 3.1 |
| Lutitas | 3.1 |
| Calca | 3.0 |
| Antracita | 3.0 |
| Mármol | 3.0 |
| ROCAS SUAVES | |
| Carbón bituminoso | 2.5 |
| Mica | 2.3 |
| Yeso | 2.0 |
| Talco | 1.0 |
| ROCAS MUY SUAVES | |

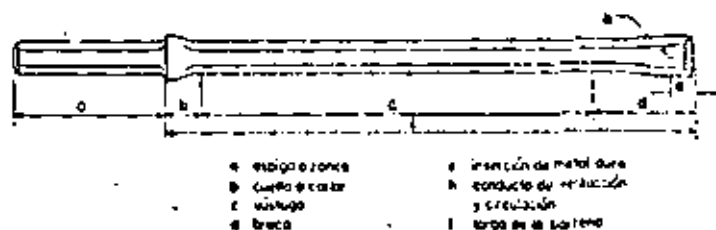
Un tipo de roca muy común son los conglomerados, cuya dureza depende, tanto del material que forma los granos aglutinados, como del que constituye el cementante. Los conglomerados suaves tienen una dureza del orden de 3.0 a 3.5, en tanto que los duros cementados con silice, tienen una dureza del orden de 5 a 6.

Acero y brocas de barrenación

Acero integral: El acero integral está formado -- por una sola pieza en la que se encuentran incorporados todos los elementos de la "sarta de barrenación" como son:

- a) La espiga o zanco que es la pieza que se ajusta al broquero de la perforadora.
- b) El cuello o collar, que sirve como elemento de ajuste y soporte en el broquero y portaherramienta de la perforadora.
- c) El cuerpo o vástago del acero, que es de longitud variable según necesidades del caso.
- d) La correspondiente broca.
- e) El conducto de soplado o limpieza.

Esquema de una barrena integral, con inserto de metal duro (Broca tipo cincel)



Acero hueco seccional de barrenación

Por acero hueco seccional de barrenación se entienden barras de acero hueco dotadas con rosca en cada uno de sus extremos, las que son surtidas por los fabricantes en diámetros y longitudes variables para emplearse en barrenación muy profunda, acoplada cada barra a la subsecuente por medio de coples.

El acero seccional de barrenación, se instala en broqueros de la perforadora por medio de zancos adaptadores, que en su extremo libre se unen a la primera sección de acero por medio de un cople roscado.

En el extremo de la última barra se coloca la broca.

Consumos de Acero de barrenación

En la tabla que se indica a continuación nos da los rendimientos del acero de barrenación de acuerdo con la dureza del material perforado.

La barrenación se mide en metros lineales pero según sea la profundidad de un barreno la vida del acero de barrenación podrá ser variable, dependiendo de la relación existente entre dicha profundidad y la longitud de cada tramo de acero.

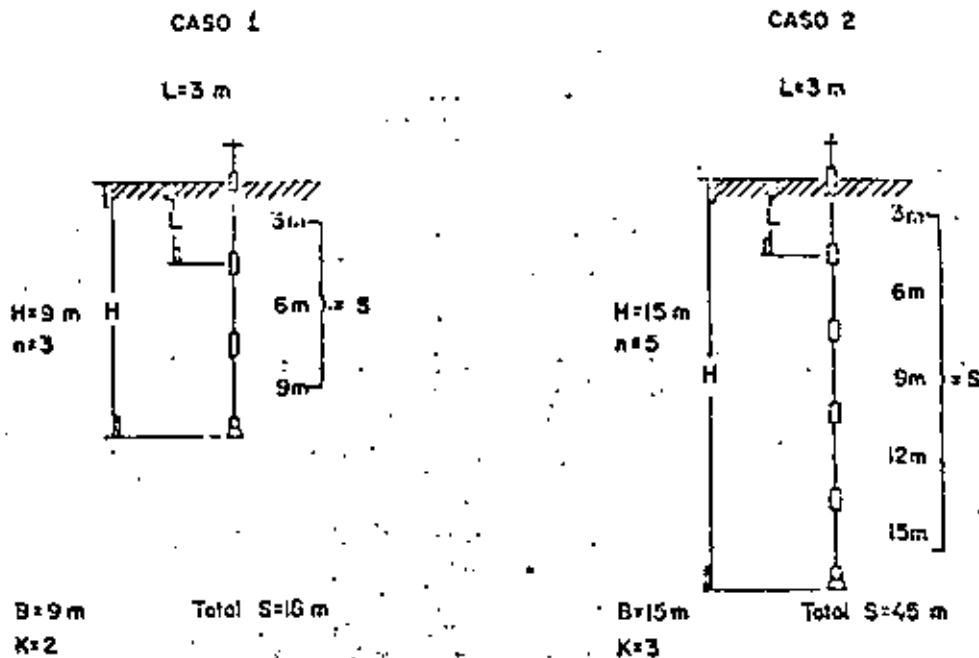
Valores índice de la vida económica promedio de aceros de barrenación integrales y seccionales (En metros).

| CLASE DE ROCA | V I D A |
|---|------------|
| MUY DURAS: | |
| Cuarzo, basalto y hematita: | 10 a 100 |
| Hortensio y feldespatos: | 50 a 100 |
| MEDIANAMENTE DURAS: | |
| Gneises y conglomerados muy duros silicificados: | 100 a 150 |
| Esquistos, granito, riolitas, andesitas y similares: | 150 a 200 |
| Areniscas duras y diabasa: | 200 a 250 |
| Areniscas suaves y similares: | 250 a 400 |
| SUAVES Y DESCOMPUESTAS: | |
| Areniscas muy suaves, dolomitas y rocas calizas, así como conglomerados suaves poco cementados y materiales granulares sueltos; rocas similares intemperizadas: | 400 a 800 |
| ROCAS MUY SUAVES | |
| Pizarras, lutitas, antracita, mármol, mica y carbon: | 600 a 1000 |

En tanto mayor sea el número de cambios de acero necesarios para barrenar un agujero hasta su profundidad total, menor será la vida del acero, expresado en "metros barra", ya que el valor medido en "metros barra" es completamente diferente del valor de metros de barrenación, si un barreno con profundidad total de 6 metros se practica empleando dos barras, la primera de 3 metros y la segunda de 6, tratándose de acero integral, es evidente que el acero de barrenación de la primera barra realizará un trabajo de 3 "metros-barra", en tanto que el segundo tramo lo realizará de 6 "metros-barra", lo que sumado arroja un total de -

9 "metros-barra" contra 6 metros de barrenación.

En la figura siguiente se ilustra la relación existente entre el valor de metros de barrenación y "metros-barra" para el caso de realizar el trabajo empleando tramos seccionales de acero de barrenación.



La relación entre los valores "metros-barra" y metros de perforación, dependen del número de barras que se deben emplear en la horadación de un barreno determinado, de acuerdo con la fórmula siguiente

$$K = \frac{N + 1}{2}$$

K = factor de conversión para convertir los metros de barrenación a "metros-barra", siendo el valor "metros-barra" el representativo del trabajo efectivamente realizado para horadar un barreno.

N = Es el número de barras empleadas para barrenar un barreno, ya sea que se trate del número de cambios de acero, cuando se haga con acero integral, o de tramos cuando se haga con acero seccional.

Empleando el concepto "metros-barras" como representativo del trabajo real ejecutado, es posible utilizar varios índices consignados en la tabla de valores índices de la Vida Económica, aplicando la siguiente fórmula:

$$\text{Vida del acero de barrenación} = \frac{\text{Valor índice de la vida económica}}{K}$$

Rendimientos de las brocas intercambiables. Como regla empírica se ha llegado a establecer que la vida de una broca de acero dotada con insertos de carburo de tungsteno de dureza apropiada a la formación geológica en que se utilice, es igual a su diámetro respectivo en pulgadas, multiplicado por 100 (cien) - obteniéndose así su rendimiento en metros de barrenación, para condiciones de dureza media.

PROBLEMA TEMA "A".-

59

Se desea saber la fuerza necesaria de excavación para construir un terraplén formado de material impermeable, el cual tendrá un volumen de 94 000 m³ y se dispone de 30 días para ejecutarlo. El material será excavado de un banco ubicado a 370 m del centro de gravedad del terraplén, ligándolos un camino de construcción terminado en tierra compactada, con una superficie que estará bien conservada. El camino tiene pendiente positiva de 8% del banco al terraplén.

La excavación se hará con escrapas remolcadas por tractores.

Datos Tractor:

Potencia: 235 HP (232 CP)

Peso total operando: 47 220 lbs (21 419 kg)

| Velocidad de Engranaje | Velocidad de tránsito km/hr | Fuerza tractiva en Kgs. |
|------------------------|-----------------------------|-------------------------|
| Primera | 2.4 | 21 267 |
| Segunda | 3.1 | 16 464 |
| Tercera | 4.3 | 11 869 |
| Cuarta | 5.6 | 9 114 |
| Quinta | 7.4 | 6 897 |
| Sexta | 10.1 | 5 033 |

Datos Escrepa:

| | | |
|----------------------------|------------------------|-------------------------|
| Capacidad copeteada: | 24.5 yd ³ . | (18.73 m ³) |
| Capacidad límite por peso: | 63 000 lbs | (28 577 kgs) |
| Peso de escrepa cargada: | 92 652 lbs | (42 027 kgs) |
| Peso de escrepa vacía: | 34 860 lbs | (15 812 kgs) |

Tomando en forma tentativa los valores consignados en la Tabla 3-3 de este Capítulo, se tendrán las siguientes limitaciones en la capacidad de las escrepas:

$$\text{medido en banco:} \quad \frac{18.73 \text{ m}^3}{1.25} = 14.98 \text{ m}^3$$

$$\begin{array}{l} \text{Capacidad límite de material} \\ \text{medido en terraplén compacta} \\ \text{do:} \end{array} \quad \frac{18.73 \text{ m}^3}{1.25 \times 1.18} = 12.69 \text{ m}^3$$

Capacidad límite por volumen: $14.98 \text{ m}^3 \times 1750 \text{ kg/m}^3 = 26\,215 \text{ kg.}$, que resulta menor que la capacidad límite de la escrepa, en peso. Por lo anterior, la capacidad limitativa de las escrepas es de -- 12.69 m³. medidas en el terraplén compactado (14.98 m³ medidos en el banco).

Suponiendo que en el banco de préstamo se dispondrá de la fuerza necesaria y suficiente consistente en tractores empujadores para facilitar la carga de las escrepas y que en el terraplén se dispondrá de la suficiente fuerza constructiva para acomodar y com --

pactar el material al mismo ritmo de la excavación y transportación, se tendrán los siguientes tiempos fijos:

| | |
|----------------------------------|-------------------|
| Tiempo de carga de cada escrepa: | 1.0 minuto |
| Tiempo de descarga y retorno : | <u>1.0</u> minuto |
| TIEMPO FIJO TOTAL:..... | 2.0 minuto |

Por datos estadísticos se sabe (suposición) que las escrepas de la capacidad aquí considerada, cuando se encuentran auxiliadas por un tractor adicional empujador, (pusher) se cargan en un trayecto aproximadamente de 25 metros y se descargan en otros 25 metros, por lo que la distancia de acarreo será:

$$370 \text{ m} - (25 \text{ m} \times 2) = 320 \text{ m}$$

Para la superficie de rodamiento señalada y de acuerdo con lo consignado en la Tabla 3-4 de este Capítulo, se adopta una resistencia al rodamiento con valor de 4% (cuatro por ciento) para el tractor y de 3.5% (tres y medio por ciento) para las escrepas, referidas al peso de los mismos.

Deberá tenerse en cuenta que el camino tiene una pendiente positiva de 8% (ocho por ciento) del banco al terraplén, la cual retardará el movimiento del equipo en su recorrido de ida cargado y lo acelerará en su recorrido de regreso descargado.

Por otra parte, para la superficie de rodamiento de que se trata -

y considerando los tractores de orugas, se tendrá un coeficiente de tracción con valor promedio aproximado de 0.80 (tomando la Tabla 3-5), y por tanto, la máxima fuerza tractiva utilizable por el tractor será de:

$$21\ 419\ \text{kg} \times 0.80 = 17\ 135\ \text{Kg.}$$

de donde se deduce que, cuando el tractor opere en primera velocidad solamente podrá utilizar el:

$$\frac{17\ 135}{21\ 267} \times 100 = 80.57\% \text{ de su fuerza tractiva potencial, pues si se pretendiera aplicar mayor potencia el tractor patinaría.}$$

Para el movimiento del tractor se tendrán las siguientes resistencias a vencer:

| | | |
|-----------------------------|----------------------------------|-----------------|
| Resistencia al rodamiento: | $0.04 \times 21419\ \text{kg} =$ | 857 kg |
| Resistencia a la pendiente: | $0.08 \times 21419\ \text{kg} =$ | <u>1 714 kg</u> |
| | TOTAL: | 2 571 kg |

Con los datos anteriores se puede calcular la fuerza en el gancho de que dispondrá el tractor para remolcar su correspondiente es crepa, la cual es la diferencia de restar a la fuerza tractiva utilizable las resistencias que debe vencer el tractor para su propio movimiento:

| VELOCIDAD ENGRANADA | FUERZA TRACTIVA UTIL. | RESISTENCIA AL RODAMIENTO | RESISTENCIA A LA PENDIENTE | FUERZA EN EL GANCHO | |
|---------------------|-----------------------|---------------------------|----------------------------|---------------------|------------|
| | | | | SUBIENDO | BAJANDO |
| Primera | 17,135 | 857 | 1714 | 14,564 | 17,135 (*) |
| Segunda | 16,464 | 857 | 1714 | 13,893 | 17,135 (*) |
| Tercera | 11,869 | 857 | 1714 | 9,298 | 12,726 |
| Cuarta | 9,114 | 857 | 1714 | 6,543 | 9,971 |
| Quinta | 6,897 | 857 | 1714 | 4,326 | 7,754 |
| Sexta | 5,053 | 857 | 1714 | 2,482 | 5,910 |

(*) Valor límite fijado por el coeficiente de tracción, arriba del cual la máquina destrozará patinando.

Ahora bien, cuando el equipo viaje cargado hacia el terraplén, la escrepa sufrirá las siguientes resistencias; las cuales deberán ser vencidas por el tractor:

$$\text{Resistencia al rodamiento: } 0.035 \times 42.027 = 1\,471 \text{ kg}$$

$$\text{Resistencia a la pendiente: } 0.080 \times 42.027 = 3\,362 \text{ kg}$$

$$\text{TOTAL: } 4\,833 \text{ kg}$$

Por lo anterior, comparando la resistencia de la escrepa con la fuerza en el gancho del tractor disponible para sus diversas velocidades, se ve que la máxima velocidad a que podrá viajar el equipo cargado será de 5.6 kilómetros por hora, la cual corresponde a la cuarta velocidad en la caja de velocidades del tractor. La velocidad en quinta no es posible, ya que para tal posición en el tren de engranajes se dispondrá solo de una fuerza en el gancho con valor de 4 326 kg. que resulta inferior a la resistencia de la escrepa.

Por consiguiente, el recorrido de ida desde el banco hasta el terraplén con la escrepa cargada se hará en cuarta velocidad, o sea, a razón de 5.6 km por hora, lo cual llevará un tiempo de:

$$\frac{370 \text{ m} - (25 \text{ m} + 25 \text{ m})}{5.6 \text{ km/hora}} \times \frac{60}{1000} = 3.43 \text{ min.}$$

En el viaje de regreso con la escrepa vacía se tendrá la siguiente resistencia al movimiento de la escrepa:

$$\text{Resistencia al rodamiento: } 0.035 \times 15\,812 \text{ kg} = 553 \text{ kg}$$

$$\text{Resistencia por pendiente: } 0.080 \times 15\,812 \text{ kg} = -1265 \text{ kg}$$

$$\text{TOTAL: } -712 \text{ kg}$$

El signo negativo indica que la escrepa por sí sola se podrá mover en virtud de la fuerza de gravedad.

Por consiguiente, el tractor podrá viajar de regreso remolcando la escrepa a su máxima velocidad (sexta) de 10.1 km/hora, tomando en el viaje de regreso un tiempo de :

$$\frac{320 \text{ m} \times 1 \times 60}{10.1 \text{ km/h} \times 1000} = 1.90 \text{ min.}$$

TIEMPO TOTAL POR CICLO:

| | |
|----------------------|------------------|
| Carga de la escrepa | 1.00 min |
| Viaje de ida cargada | 3.43 min |
| Viaje de regreso | 1.90 min |
| Descarga y retorno | 1.00 min |
| TOTAL: | 7.33 min. |

65

Considerando un FACTOR DE RENDIMIENTO DE 0.75, se tendrán un rendimiento de:

$$\frac{60 \text{ min/hr} \times 10 \text{ horas/día} \times 0.75 \times 12.69 \text{ m}^3/\text{viaje}}{7.33 \text{ minutos por viaje}} = 780 \text{ m}^3/\text{día.}$$

(material medido en terraplén)

Para excavar, transportar y colocar los 94 300 m³ del terraplén - del ejemplo, en un plazo de 30 días efectivos de trabajo, considerando jornadas de 10 horas por día, se necesitará una fuerza mínima de excavación y transportación formada por:

$$\frac{94\ 300 \text{ m}^3 \text{ de terraplén}}{30 \text{ días} \times 780 \text{ m}^3/\text{escrepa/día}} = 4 \text{ escrepas}$$





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de Ingeniería, unam.



II CURSO DE

CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

INTEGRACION Y PRESENTACION DE CONCURSOS

T E M A "D"

d.2.) Resolución de problemas de Precios Unitarios

ING. GERARDO TENA OROZCO
Agosto de 1979.

Se pretende ejecutar el desmonte de una zona donde se construirá un dren.

El monto de acuerdo con la clasificación de la Secretaría de Recursos Hidráulicos corresponde a Monte pesado tipo B en donde se tienen 6 árboles entre 50 y 75 cm. de diámetro, 15 árboles entre 25 y 50 cm. de diámetro y 70 árboles con diámetros menores a 25 cm. de diámetro.

Se utilizará un tractor D-8

Rendimientos:

- Se requieren 14.5 min/árbol para cortar raíces, tirar el árbol y retirarlo cuando su diámetro varía entre 50 y 75 cm.
- Se requieren 6.67 min/árbol para tirar el árbol y retirarlo -- cuando su diámetro varía entre 25 y 50 cm.
- Se requieren 1.9 min/árbol para tirarlo y retirarlo de la zona de trabajo cuando su diámetro es menor de 25 cm.

Costo horario tractor D-8 ----- \$ 245.21/h.

Tiempo requerido por el tractor para desmontar una hectárea.

$$\begin{array}{r}
 6 \text{ árboles} \times 14.5 \text{ min/árbol} = 87.00 \text{ min.} \\
 15 \text{ árboles} \times 6.67 \text{ min/árbol} = 100.05 \text{ min.} \\
 70 \text{ árboles} \times 1.9 \text{ min/árbol} = 133.00 \text{ min.} \\
 \hline
 320.05 \text{ min.}
 \end{array}$$

$$\frac{320.05 \text{ min.}}{60} = 5.33 \text{ horas.}$$

Costo Directo por Hectárea.

$$5.33 \text{ horas} \times \$ 245.21/h. = \$ 1,306.97/Ha.$$

Suma de Cargos Directos ----- \$ 1,306.97/Ha.

33% indirecto y utilidad ----- \$ 496.65/Ha.

PRECIO UNITARIO:- \$ 1,803.62/Ha.

Para la construcción de un dren se requiere despalar una franja de terreno de 80 mts., depositando el material producto del despalma a 20 mts. fuera de los límites de la zona despalmada.

El carreo medio del material será de 40 mts. ya que se puede atacar del eje del Dren hacia los lados.

De la gráfica donde se consignan los rendimientos de un tractor excavando se observa que para una distancia de 40 mts. tenemos un rendimiento teórico de 375 Yd³/h para un tractor D-8 equipado con servo transmisión.

Costo horario tractor D-8..... \$ 245.21/h.

Rendimiento:

Factores.

a) Eficiencia en el trabajo = 0.75

b) para pasar a m³. = 0.765

c) Para usar angledozer... = 0.75

$$R = 375 \text{ Yd}^3/\text{h.} \times 0.765 \times 0.75 \times 0.75 = 161 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Costo por m³.

$$\frac{\$ 245.21/\text{h}}{161 \text{ m}^3/\text{h}} = \dots\dots\dots \$ 1.52/\text{m}^3.$$

| | |
|-----------------------------|-------------------------------|
| Suma cargos directos:- | \$ 1.52/m ³ . |
| 38% indirectos y utilidad:- | \$ 0.58 |
| Precio Unitario. | <u>\$ 2.10/m³.</u> |

La excavación se ejecutará con una draga con balde de 2 Yd3, auxiliada con un tractor D-8 para formación de rampas y descopete de bordos.

La profundidad media real de la excavación es de 2.50 mts.

Por las dimensiones de la pluma de la draga y la posición de los bordos con la excavación se requiere de un Giro de 120 grados para depositar el material en los bordos.

El material a excavar es tierra común.

Profundidad Optima = 3.02 mts.

RENDIMIENTO:

El rendimiento Optimo para tierra común, de una draga de 2 Yd3, descopetado en banco es de 230 Yd3/h para Giro de 90 grados y profundidad Optima.

FACTORES A APLICAR:

a) Profundidad de corte y Giro.

Porcentaje del corte Optimo.

$$\frac{2.50 \text{ m}}{3.02 \text{ m}} = 0.83$$

Para un porcentaje de 0.83 y Giro de 120 grados el factor es: 0.9

b) para pasar de Yd3. a m3..... 0.765

c) eficiencia en el Trabajo..... 0.75

$$230 \text{ Yd3/h} \times 0.765 \text{ m3/Yd3.} \times 0.75 \times 0.9 = 118.8 \text{ m3/h.}$$

Costos Horarios.

Draga de 2 Yd³..... \$ 173.34/h. (para salario mínimo de 32.50)

Tractor D - 8..... \$ 245.21/h.

Para efectos de análisis de precios unitarios se puede considerar que un tractor D-8 puede auxiliar a 4 dragas para accesos y descopetar bordos.

Costo por m³.

a) CARGO POR DRAGA

$$\frac{\$ 173.34/h.}{118.8 \text{ m}^3/h.} = \dots\dots\dots \$ 1.46/m^3.$$

b) CARGO POR TRACTOR.

$$\frac{\$ 245.21/h.}{118.8 \text{ m}^3/h. \times 4} = \dots\dots\dots \$ 0.52/m^3.$$

| | |
|---------------------------|-------------------------------|
| Suma cargos directos | \$ 1.98/m ³ . |
| 38% indirectos y utilidad | \$ 0.75/m ³ . |
| PRECIO UNITARIO | \$ 2.73/m³. |

Equipo a utilizar y sus costos horarios:

| | |
|--|--------------|
| Motoescrapas caterpillar 621 de 14 Yd3 al ras..... | \$ 258.35/h. |
| Tractor Caterpillar D-4..... | \$ 60.49/h. |
| Rodillo vibratorio liso..... | \$ 37.07/h. |
| Tractor D-8..... | \$ 243.86/h. |
| Camión Pipa de 5000 lts. operando..... | \$ 38.26/h. |
| Camión Pipa de 5000 lts. ocioso..... | \$ 23.97/h. |
| Bomba de 2"..... | \$ 12.32/h. |

1).- EXCAVACION, ACARREO A 250 mts. Y COLOCACION.

Ciclo de la Escropa.

Datos Motoescropa.

Vacia peso total..... 23,320 Kg.

Cargada peso total..... 45,080 kg.

Resistencia al rendimiento: Suponiendo que el camino es tierra compactada bien conservada, para llantas de hule de baja presión, la resistencia al rodamiento varía de 2.5 a 3.5% del peso total de la máquina.

Suponiendo que el terreno tiene una pendiente de 5% y tomando un valor medio de la resistencia al rodamiento, se tiene un 3% del peso de la máquina, que sumado a la pendiente real tenemos una pendiente virtual de 8%.

Partiendo del peso total de la Motoescropa cargada y para una pendiente de 8% obtenemos que puede transitar en 5a. velocidad a 16 Km/h.

Cuando la motoescrpa transita vacia de regreso en bajada, la velocidad se limitará por el espacio a recorrer y las condiciones de seguridad de la obra, FACTORES DE VELOCIDAD, para el tránsito cargado.

Para una distancia de 250 mts., vehículo con velocidad inicial y condiciones medias el factor = 0.75

$$\text{Velocidad real } 16 \text{ km./h} \times 0.75 = 12 \text{ km/h.}$$

$$\text{De regreso podemos suponer } = 20 \text{ km./h.}$$

Velocidad Media de recorrido:

$$V_m. = \frac{2 \times 20 \text{ Km/h.} \times 12 \text{ km/h.}}{20 \text{ km/h} + 12 \text{ km/h.}} = 15 \text{ Km./h.}$$

Tiempo de recorrido, ida y vuelta:

$$t = \frac{0.5 \text{ km.} \times 60 \text{ min/h.}}{15 \text{ Km/h.}} = 2 \text{ min.}$$

Ciclo completo:

$$\text{Tiempos fijos} \text{ ————— } 1.5 \text{ minutos.}$$

$$\text{Tiempos variables} \text{ ————— } 2.0 \text{ minutos.}$$

$$\text{————— } 3.5 \text{ minutos.}$$

Número de Motoescrepas.

$$\frac{3.5}{1.5} = 2.3 \text{ Tomamos 2 escrepas.}$$

Rendimiento con un tractor y 2 escrepas.

Para medir el rendimiento en el terraplén, consideremos la capacidad al ras de la Motoescrta y un coeficiente de reducción de volumen de 1.20

Rendimiento considerando un factor de eficiencia de 0.75.

7

Número de viajes por hora.

$$\frac{60}{3.5} = 17 \text{ Viajes.}$$

$$R = \frac{2 \times 17 \times 14 \text{ Yd}^3 \times 0.765 \times 0.75}{120} = 228 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Cargo por m³.

Costo Equipado por Hora.

| | | |
|------------|-------|---------------------|
| 2 x 258.35 | _____ | 516.70 |
| 1 x 243.86 | _____ | 243.86 |
| | | <u>\$ 760.56/h.</u> |

$$\frac{\$ 760.56/\text{h.}}{228 \text{ m}^3/\text{h.}} = \underline{\underline{\$ 3.29/\text{m}^3.}}$$

II).- CARGO POR AGUA.

La fuente de abastecimiento de agua está a 10 km. CARGA DE LA PIPA, con una bomba de 2" ϕ , esta bomba de un gasto de 10,000 galones por hora.

$$\text{Tiempo de Carga} = \frac{5000 \text{ lts.} \times 60 \text{ min./h.}}{10,000 \times 3.785 \text{ lts./h.}} = 8 \text{ minutos.}$$

Considerándole a la carga una eficiencia del 75% al tiempo de carga

$$\text{es} = \frac{8}{0.75} = 10.7 \text{ minutos.}$$

CARGO POR BOMBA.

$$\frac{10.7 \text{ min.} \times \$ 12.32/\text{h.}}{60 \text{ min./h.} \times 5 \text{ m}^3} = \$ 0.44/\text{m}^3. (\text{de agua})$$

CARGO POR CAMION PARADO DURANTE LA CARGA.

$$\frac{10.7 \text{ min.} \times \$ 23.97/\text{h.}}{60 \text{ min./hora} \times 5 \text{ m}^3} = \$ 0.85/\text{m}^3. (\text{de agua})$$

Acarreo y Descarga.

Ida a 20 km/h.

$$t_{ida} = \frac{10 \text{ km}}{20 \text{ Km/h.}} = 0.50 \text{ h.}$$

Regreso a 30 km/h.

$$t_{regreso} = \frac{10 \text{ km.}}{30 \text{ km/h.}} = 0.33 \text{ h.}$$

$$\text{Total Acarre:} = 0.83 \text{ h.}$$

Descarga en el banco de arcilla.- Una pipa de 5000 lt. se puede descargar en 15 minutos.

$$\text{Tiempo de descarga} \frac{15}{60} = 0.25 \text{ h.}$$

$$\text{Tiempo de acarreo y descarga} = 1.08 \text{ h.}$$

Cargo por m3. de agua por acarreo y descarga:

$$\frac{1.08 \text{ h.} \times \$ 38.62/\text{h.}}{5 \text{ m}^3} = \$ 8.34/\text{m}^3.$$

Costo total por m3. de agua: \$ 9.63/m3. (incluyendo cargo por bomba camión parado).

Cargo por m3. de terraplén.

Podemos considerar un consumo de 200 lts. por m3.

$$\$ 9.63/\text{m}^3 \text{ agua} \times 0.20 \text{ m}^3 \text{ agua}/\text{m}^3 \text{ terraplén} = \$ 1.93/\text{m}^3.$$

III).- CARGO POR COMPACTACION.

| EQUIPO | COSTO HORARIO. |
|-------------------------|----------------|
| Tractor D-4 | \$ 60.49/h. |
| Rodillo vibratorio liso | \$ 37.07/h. |
| | \$ 97.56/h. |

Rendimiento:

Ancho del rodillo _____ 1.90 m.
Espesor de las capas ya compactadas.... 20 cm.
Velocidad de compactación _____ 4 km/h.

FACTORES . .

Eficiencia _____ 0.75
Traslapes _____ 0.90

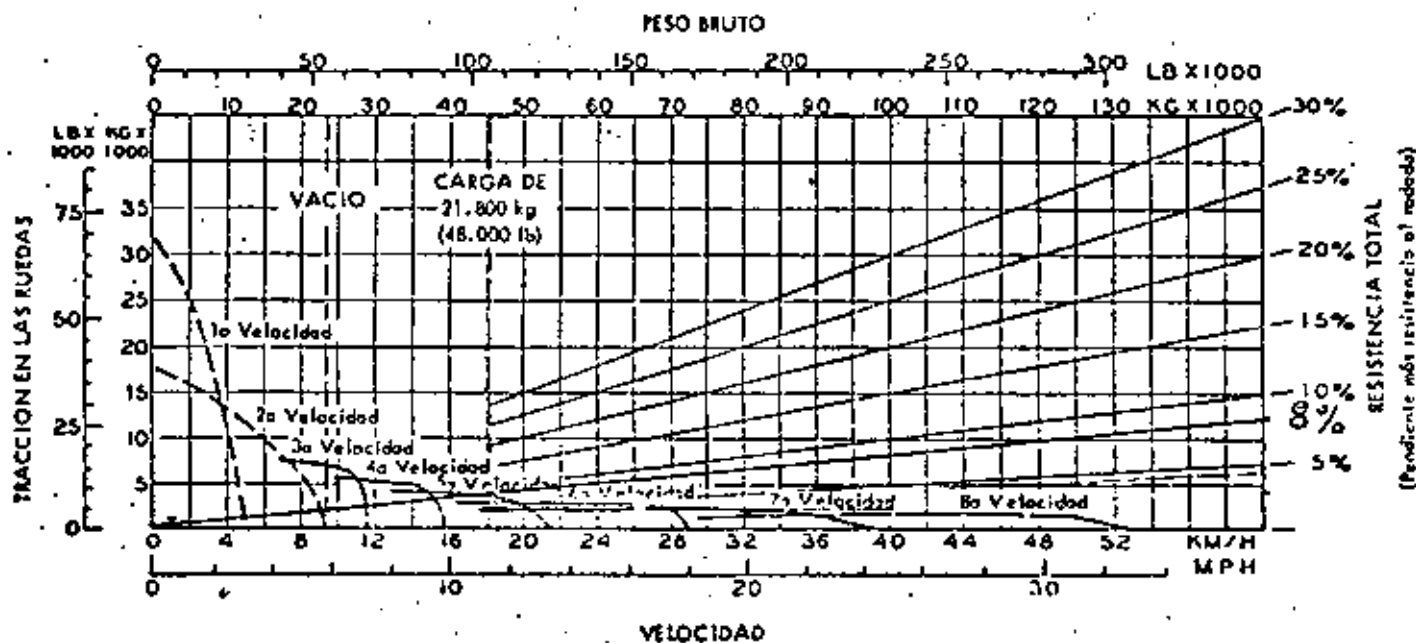
Consideramos que la compactación requerida es 95% y se especifican 10 pasadas para lograrla.

$$R = \frac{4000 \text{ m/h.} \times 1.90 \text{ m} \times 0.20 \times 0.75 \times 0.90}{10 \text{ pasadas}} = 102.6 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Cargo Por m³ Compactado.

| | | | | |
|---|-------|-------|-----------------------|-----------------------|
| $\frac{\$ 97.56/\text{hr.}}{102.6 \text{ m}^3/\text{h.}}$ | = | _____ | \$ | 0.95/m ³ . |
| Suma de Cargos Directos | _____ | \$ | 6.17/m ³ . | |
| 38% Indirectos y Utilidad | _____ | \$ | 2.34/m ³ . | |
| PRECIOS UNITARIO:- | _____ | \$ | 8.51/m ³ . | |

PENDIENTE-VELOCIDAD-TRACCION



MANDO CON CONVERTIDOR DE TORCION

TRANSMISION DIRECTA

Cómo determinar el rendimiento en pendientes: A partir del peso bruto, descienda hasta el % de resistencia total. (La resistencia total es igual al % de la pendiente existente más el 1% por cada 10 kg/tonelada métrica al rodado -- 20 lb/tonelada.) Partiendo del punto peso-pendiente, avance horizontalmente hasta la curva con la gama de velocidad más alta obtenible, y luego descienda hasta la velocidad máxima. La tracción en las ruedas depende de las condiciones del suelo y del peso total sobre las ruedas propulsadas.

Los materiales y especificaciones están sujetos a cambios sin previo aviso.

CATERPILLAR

Caterpillar y Cat son marcas registradas de Caterpillar Inc.

$$\frac{50}{60} = 0.83$$

Rendimiento efectivo por hora cuadrilla.

$$\frac{5 \text{ m}^3/\text{turno peon} \times 10 \text{ peones} \times 0.833}{8 \text{ horas /turno.}} = 5.2 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Cargo por m³. de excavación a mano.

$$a) \frac{\$ 71.79/\text{hora}}{5.2 \text{ m}^3/\text{hora}} \times 0.12 = 1.66/\text{m}^3.$$

b) Cargo por herramientas.

Podemos considerar el 3% del cargo por mano de obra.

$$\$ 1.66/\text{m}^3. \times 0.03 = \$ 0.05/\text{m}^3.$$

c) Cargo por extracción del producto de la excavación a mano.

Se ejecutará con la misma draga y podemos considerar el mismo rendimiento que para la excavación, por ser un volumen pequeño y requerirse se ejecute con el cuidado suficiente para no maltratar la sección que ya está afinada (El rendimiento debía ser mayor ya que el material ya está aflojado).

$$\frac{\$ 173.34/\text{h.}}{79.5 \text{ m}^3/\text{h.}} \times 0.12 = \$ 0.26/\text{m}^3.$$

III).- ACARREO DEL MATERIAL A 1 KM.

Ciclo de los Camiones.

Capacidad del camión medido en banco.

El abudamiento de la arcilla dura y compactada lo podemos considerar. de 1.3.

$$\frac{4 \text{ m}^3}{1.3} = 3.08 \text{ m}^3. \text{ en banco.}$$

Tiempo de Carga.

$$\rightarrow \frac{3.08 \text{ m}^3 \times 60 \text{ min./h.}}{79.5 \text{ m}^3/\text{h.}} = 2.32 \text{ min.}$$

Acorreo de ida a 15 km/h. cargada.

$$\frac{1 \text{ Km.} \times 60 \text{ min./h.}}{15 \text{ Km.}} = 4.00 \text{ min.}$$

✓ Obtener el precio unitario por m³ de excavación de un canal, que va a ser revestida de concreto y se requiere el afine a mano de la sección y el producto de la excavación se deberá retirar en camiones, a una distancia de 1 Km.

DATOS DEL PROYECTO.

El material a excavar es arcilla dura y compacta.

La profundidad media de la excavación es de 1.70 m.

El volumen de excavación por metro lineal de canal es de ^{22.6}30 m³, el volumen de afine a mano por metro de canal es de 2.6 m³, considerando un espesor de excavación para afine de 0.20 mts.

El Giro que requiere ejecutar la draga para depositar el material en los camiones es de 150 grados.

| | | |
|---|-------|--------------|
| Draga de 2 yd ³ | _____ | \$ 173.34/h. |
| Camión volteo F-600 de 4 m ³ | _____ | \$ 37.42/h. |

1).- CARGO POR EXCAVACION CON DRAGA:

RENDIMIENTO DRAGA:

Para arcilla dura y compacta y draga con bote de 2 yd³, la profundidad óptima es de _____ 3.60 m.

El rendimiento optimo para Giro de 90 grados y profundidad optimo es de _____ 195 yd³/h.

Factores .

- a) Por profundidad de corte y giro, para un porcentaje de la profundidad optima de $\frac{1.70}{3.60} = 0.47$ y giro de 150 grados el factor es _____ 0.79
- b) Por eficiencia 0.75
- c) Para pasar de yd³. a m³ _____ 0.765
- d) Por carga a camión _____ 0.90

$$R = 195 \text{ Yd}^3/\text{h.} \times 0.79 \times 0.75 \times 0.765 \times 0.90 = 79.5 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Si en cada metro de canal tenemos ^{22.6} 22.6 m³. de excavación de los cuales 2.6 m³. son de afine, por cada m³. excavado tendremos.

a) $\frac{20}{22.6} = \text{-----} 88\%$ de excavación con Draga.

b) $\text{-----} 12\%$ de excavación a mano.

Cargo por m³. de excavación con draga.

$$\frac{\$ 173.34/\text{h.}}{79.5 \text{ m}^3/\text{h.}} \times 0.88 \text{ ----- } \$ 1.92/\text{m}^3.$$

II).- CARGO POR EXCAVACION A MANO.

a) Excavación

Cuadrilla para ejecutar la excavación.

| | Salario. | S.S. | Total sin -
7o. día |
|-----------|----------|-------|------------------------|
| 1 Cabo | 54.00 | 8.61 | 62.61 |
| 10 Peones | 325.00 | 64.00 | 389.00 |
| | | | <u>451.61/día.</u> |

Cargo horario incluyendo 7o. día.

$$\frac{\$ 451.61/\text{día} \times 381.5}{2400} = \$ 71.79/\text{hora.}$$

Rendimiento de un peón excavando a mano.

Podemos suponer que un peón, excavando arcilla dura y compacta, arrojando el producto de la excavación a la plantilla del canal, para que previamente sea extraído con la Draga.

Rendimiento teórico = 5 m³/turno.

Como factor de corrección para las operaciones manuales es considerar que para cada hora de trabajo se trabaja efectivamente 50 minutos.

Regreso vacío a 30 Km/h.

$$\frac{1 \text{ Km.} \times 60 \text{ min/h.}}{30 \text{ Km/h.}} = 2.00 \text{ min.}$$

Acomodo y Descarga. 1.00 min.
9.32 min.

Número de Camiones.

$$\frac{\text{Ciclo total } 9.32 \text{ min.}}{\text{tiempo de carga } 2.32 \text{ min.}} = 4 \text{ Camiones.}$$

CARGO POR ACARREO.

$$\frac{4 \text{ Camiones} \times \$ 37.42/\text{h.}}{79.5 \text{ m}^3/\text{h.}} = \$ 1.88/\text{m}^3.$$

Sumas Cargos Directos \$ 5.77/m³.

38% Indirecto y Utilidad \$ 2.19/m³.

PRECIO UNITARIO \$ 7.96/m³.

OBTENER EL PRECIO UNITARIO POR METRO CUBICO DE CONCRETO EN REVESTIMIENTO
DE CANALES, CON LOS SIGUIENTES DATOS:

15

Obtención de grava por trituración; del banco de roca a la trituradora y clasificadora 500 m. de aquí a la planta de concreto 9 km.

Arena.- Obtención de banco natural, acarreo a la planta cribadora 1.km.- de aquí al lugar de dosificación del concreto, 20 km.

Cemento de la Estación del Ferrocarril al lugar de dosificación, tenemos un acarreo de 40 km.

Agua.- El sitio de abastecimiento del agua, se tiene a 4 km. de la planta de concreto.

De la planta de concreto al centro de gravedad de la colocación de concreto es de 4 km.

EQUIPO NECESARIO

| | |
|--|--------------|
| Compresor 600 | \$ 111.52/h. |
| Perforadora con orugas Trac Drill 3100..... | \$ 91.07/h. |
| Pala mecánica de 3/4 yd ³ | \$ 130.67/h. |
| Tractor D-8..... | \$ 243.86/h. |
| Camión F-600 Volteo, operando..... | \$ 37.42/h. |
| Camión F-600 Volteo, ocioso..... | \$ 22.59/h. |
| Planta trituradora..... | \$ 532.52/h. |
| Traxcavo Caterpillar 941 de 1½ yd ³ | \$ 73.28/h. |

##...

| | |
|-------------------------------------|--------------|
| Camión F-600 redilas, operando..... | \$ 35.53/h. |
| Camión F-600 redilas, ocioso..... | \$ 20.88/h. |
| Dosificadora Torres T2GM..... | \$ 113.19/h. |
| Camión Revolvedora 6 yds..... | \$ 99.32/h. |
| Colocadora de concreto..... | \$ 354.19/h. |

I).- OBTENCIÓN DE AGREGADOS.-

a).- Grava:

Utilizaremos para la explotación del banco de roca, un Compresor 600 y un Trac Drill 3100. El consumo de aire del Trac Drill es de 525-550 p.c.m., por lo tanto usaremos una sola perforadora con el compresor.

El rendimiento efectivo de perforación, lo podemos considerar de 12 ml/h. Como usaremos barrenos de 2 1/2" y el material a obtener debe ser de dimensiones pequeñas para la trituración, podemos considerar una separación entre barrenos de 1.60 m. No se requiere despalma.

1.- Cargo por barrenación:

| | |
|-----------------|--------------|
| Compresor..... | \$ 111.52/h. |
| Trac Drill..... | \$ 91.07/h. |
| Suma: | \$ 202.59/h. |

$$\frac{\$ 202.59/h}{12 \text{ ml/h} \times 3.24 \text{ m}^3/\text{ml}} = \$ 5.21/\text{m}^3.$$

2.- Acero de barrenación y brocas:

El frente del banco lo suponemos de 6.5 m.

Utilizaremos barras de 1 1/2" y de 3.65 de longitud (esta máquina puede operar con barras hasta de 4.47 m).

Costo acero de barrenación:

| | |
|---|----------------|
| Barrenos de 1 1/2" y 3.65 de largo..... | \$ 718.75/Pza. |
| Coples..... | \$ 162.50/Pza. |
| Zanco..... | \$ 368.75/Pza. |

Cargo por coples y zanco.- Como usaremos 2 barras, necesitamos 1 -
cople únicamente, el zanco y el cople le podemos considerar una vida de
500 m.

Como barrenaremos 7.00 para lograr 6.50 efectivos, tenemos un fac-
tor de $\frac{7.00}{6.50}$ =

Cargo por m3 de roca en banco.-

Copla**** \$ 162.50/Pza.

Zanco..... \$ 368.75/Pza.

\$ 531.25/Pza.

$$\frac{\$ 531.25}{500 \times 3.24 \text{ m}^3/\text{h}} \times \frac{7.00}{6.50} = \$ 0.36/\text{m}^3.$$

Cargo por barrenos:

Vida útil teórica 250 m.

Factor de corrección para 2 barras.

$$K = \frac{1+2}{2} = 1.5$$

$$R \text{ efectivo} = \frac{250 \text{ m.}}{1.5} = 167 \text{ m.}$$

Cargo por m3 de roca en banco.

$$\frac{\$ 718.75/\text{Pza.}}{167 \text{ m.} \times 3.24 \text{ m}^3/\text{m.}} \times \frac{7.00}{6.50} = \$ 1.44/\text{m}^3.$$

Cargo por brocas.

Costo broca 2 1/2" ϕ \$ 662.50/Pza.

Rendimiento: 250 m.

Cargo por m3 de roca en banco.

$$\frac{\$ 662.50/\text{Pza.}}{250 \text{ m} \times 3.24 \text{ m}^3/\text{m}} \times \frac{7.00}{6.50} = \$ 0.69/\text{m}^3.$$

3.- Carga, Poblado y Tronado:

Cuadrilla para Poblado y Tronado

| | Salario | S.S. | Total
sin 7º. día |
|------------|----------|---------|----------------------|
| 1 Poblador | \$ 47.00 | \$ 7.49 | \$ 54.49/día |
| 1 Cargador | 37.00 | 5.90 | 42.90/día |
| 1 Ayudante | 33.00 | 5.26 | <u>38.26/día</u> |
| | | | S U M A 135.65/día |

$$\frac{\$ 135.65/\text{día} \times 381.5}{2400} = \$ 21.56/\text{hora}$$

Rendimiento cuadrilla 60 m³/h.

Cargo por m³.

$$\frac{\$ 21.56/\text{hora}}{60 \text{ m}^3/\text{h}} = \$ 0.36/\text{m}^3.$$

Explosivos y Accesorios:

Consumo de explosivos 0.4 k/m³.

25% de Dinamita.

75% de Maxamón.

Costo Materiales

Dinamita \$ 9.00/kg.

Maxamón \$ 3.50/kg.

Estopines \$ 5.00/Pza.

Alambre \$ 0.50/m.

Cargos por m³.

Dinamita 0.4 x 0.25 x 9.00 = \$ 0.90/m³.

Maxamón 0.4 x 0.75 x 3.50 = \$ 1.05/m³.

///...

Estopinos 1 por barreno:

$$\frac{\$ 5.00/\text{Pza.}}{6.50 \text{ m} \times 3.24 \text{ m}^3/\text{m}} = \$ 0.24/\text{m}^3.$$

5.-

19

Alambre de conexión y conducción:

$$\frac{9 \text{ m}/\text{barreno}}{6.50 \text{ m} \times 3.24 \text{ m}^3/\text{m}} = \$ 0.43/\text{m}^3.$$

SUMA DE CARGOS POR BARRENACION, POBLADO Y TRONADO.

| | |
|-----------------------------------|-------------------------------|
| 1.- Barrenación..... | \$ 5.21/m ³ . |
| 2.- Acero de barrenación y brocas | \$ 2.69/m ³ . |
| 3.- Carga, poblado y tronado..... | \$ <u>2.98/m³.</u> |
| Suma: | \$ 10.88/m ³ . |

Por ser material para trituración, podemos considerar que en el banco únicamente se desperdicia un 5%.

Costo de barrenación, poblado y tronado hasta la trituradora.

$$\$ 10.88/\text{m}^3. \times 1.05 = \$ 11.42/\text{m}^3.$$

4.- Carga y acarreo a la trituradora.

Para la carga utilizaremos una pala de 3/4 yd³, auxiliada por 1/3 de Tractor D-8, en selección y amontonamiento.

| | | |
|----------------------------|---------------|--------------------|
| 1 Pala 3/4 yd ³ | 130.67 | \$ 130.67/h. |
| 1/3 Tractor D-8 | <u>243.85</u> | <u>\$ 81.29/h.</u> |
| | 3 | \$ 211.95/h. |

Rendimiento Pala:

Por ser en banco podemos considerar profundidad óptima y giro de 90°.

R = 95 yd³/h (medido abundado).

///...

Si le consideramos un abudamiento de 50% para medir un banco ya sin el factor 1.05 pues la carga es de material aprovechable.

$$R = \frac{95 \text{ yd}^3/\text{h}}{1.6} = 59.4 \text{ yd}^3/\text{h}.$$

Factores de corrección:

| | |
|-----------------|-------|
| Eficiencia | 0.75 |
| Para pasar a m3 | 0.765 |

$$R = 59.4 \text{ yd}^3/\text{h} \times 0.765 \times 0.75 = 34.1 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Medido en banco original.

Cargo por selección y carga:

$$\frac{\$ 211.96/\text{h.}}{34.1 \text{ m}^3/\text{h.}} = \$ 6.22/\text{m}^3.$$

Acarreo a la trituradora.

Capacidad del camión medido en el banco original.

$$\frac{4 \text{ m}^3.}{1.6} = 2.5 \text{ m}^3.$$

Tiempo de carga $\frac{2.5 \text{ m}^3}{34.1 \text{ m}^3/\text{h}} = .07 \text{ h.}$

Acarreo, cargado 10 km/h.

$$\frac{0.5 \text{ km.}}{10 \text{ km/h.}} = .05 \text{ h.}$$

Regreso vacío 15 km/h

$$\frac{0.5 \text{ km.}}{15 \text{ km/h.}} = .03 \text{ h.}$$

Acomodo y descarga.

$$\frac{1 \text{ min.}}{60 \text{ min/h.}} = .02 \text{ h.}$$

S u m a: = .17 h.

$$\frac{0.17 \times \$37.42/h}{2.5 \text{ m}^3} = \$ 2.54/m^3$$

21

Carga por suministro de roca en la trituradora:

1 a 3.- Barrenación, poblado y tronado\$ 11.42/m3

4.- Selección, carga y acarreo a la tri-

turadora..... 8.76/m3

Suma \$ 20.18/m3 (en banco)

Para obtener el costo por m3 de grava podemos considerar un factor de:

$$\frac{2500 \text{ kg/m}^3 \text{ de roca}}{1600 \text{ kg/m}^3 \text{ de grava}} = 1.56$$

Carga por m3 de grava:

$$\frac{\$20.18/m^3}{1.56} =$$

\$ 12.94/m3

5.- Trituración y clasificación.

Las instalaciones y retiro de la planta trituradora y clasificadora, las podemos suponer en \$60 000.00, considerando que se produzcan 30 000 m3 de grava.

Por m3 de grava:

$$\frac{\$60\ 000.00}{30\ 000 \text{ m}^3} = \$ 2.00/m^3$$

Carga por trituración:

Costo horario planta trituradora y clasificadora:

\$532.52/h.

Rendimiento de 40 a 50 m3/h.

Tomamos 45 m3/h.

Carga por m3.

$$\frac{\$ 532.52/h}{45 \text{ m}^3/h} = 11.83/m^3$$

5.- Carga en los patios de almacenamiento y acarreo a la Dosificadora
9 km.

22

Carga con un tractor Caterpillar 941

Costo horario \$ 73.28/h.

Rendimiento en la carga.

Teórico: 86.5 m³/h.

Usaremos únicamente el factor de eficiencia = 0.75, ya que la carga es en banca.

$$R = 86.5 \text{ m}^3/\text{h} \times 0.75 = 65 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Cargo por carga:

$$\frac{\$ 73.28/\text{h.}}{65 \text{ m}^3/\text{h.}} = \$ 1.13/\text{m}^3$$

A c a r r e o:

Ciclo de los camiones:

T. de carga:

$$\frac{4 \text{ m}^3 \times 60}{65 \text{ m}^3/\text{h.}} = 3.7 \text{ min.}$$

Acarreo cargado 20 km/h.

$$T = \frac{9 \text{ km} \times 60 \text{ min/h.}}{20 \text{ km/h.}} = 27.0 \text{ min.}$$

Regreso vacío 30 km/h.

$$T = \frac{9 \text{ km} \times 60 \text{ min/h.}}{30 \text{ km/h.}} = 18.0 \text{ min.}$$

Descarga y maniobras: = 1.0 min.

Tiempo ciclo total: = 49.7 min.

///...

Carga por Acarreo:

$$\frac{\$ 37.42/h \times 49.7 \text{ min.}}{4 \text{ m}^3 \quad 60 \text{ min/h.}}$$

$$= \$ 7.75/m^3.$$

23

Resumen costo grava puesta en la Planta de Concretos:

Consideramos un desperdicio en la trituración del 10%.

| | POR M3 DE
PIEDRA | POR M3 DE
GRAVA |
|---|----------------------------------|---------------------------|
| 1 a 4.- Piedra puesta en la
trituradora..... | \$ 12.94/m ³ x 1.10 = | \$ 14.23/m ³ . |
| 5.- TRITURACION Y CLASIFICACION: | | |
| Instalaciones..... | | \$ 2.00/m ³ . |
| Trituración..... | \$ 11.83/m ³ x 1.10 = | \$ 13.00/m ³ . |
| 6.- CARGA Y ACARREO A DOSIFICA-
DORA: | | |
| Carga..... | | \$ 1.13/m ³ . |
| Acarreo | | \$ 7.75/m ³ . |
| | S U M A: | \$ 38.11/m ³ . |

Carga de Grava por m³ de Concreto:Se requieren 0.85 m³ de grava/m³ de concreto.

$$\$ 38.11/m^3 \text{ grava} \times 0.85 \text{ m}^3 \text{ grava/m}^3 \text{ concreto} = \$ 32.39/m^3.$$

6.- A r e n a :

1).- Extracción con Tractor D-8.

Lo suponemos al tractor un acarreo de 40 mts.

R. teórico 375 yd³/h.

Factores:

| | |
|-------------------------|-------|
| Eficiencia | 0.75 |
| Por Angle | 0.75 |
| Paso a m ³ . | 0.765 |

///...

R. Efectivo $375 \text{ yd}^3/\text{h} \times 0.75 \times 0.765 \times 0.75 = 151.36 \text{ m}^3/\text{h}$.

Costo horario Tractor D-8 \$ 243.86/h.

Cargo por Extracción:

$$\frac{\$ 243.86/\text{h.}}{151.36 \text{ m}^3/\text{h.}} = \$ 1.51/\text{m}^3.$$

2).- Carga con traxcavo Caterpillar 941.

R. teórico = 86.5 m³/h.

R. efectivo. = 86.5 m³/h x 0.75 = 65 m³/h.

Cargo por carga:

$$\frac{\$ 73.28/\text{h.}}{65 \text{ m}^3/\text{h.}} = \$ 1.13/\text{m}^3.$$

3).- Acarreo a Planta Cribadora 1 km.

Ciclo camiones:

$$\text{Tiempo de carga. } \frac{4 \text{ m}^3 \times 60 \text{ min/h.}}{65 \text{ m}^3/\text{h.}} = 3.7 \text{ min.}$$

Acarreo cargado 15 km/h.

$$t = \frac{1 \text{ km} \times 60 \text{ min/h.}}{15 \text{ km/h.}} = 4.0 \text{ min.}$$

Regreso vacío 25 km/h.

$$t = \frac{1 \text{ km} \times 60 \text{ min/h.}}{25 \text{ km/h.}} = 2.4 \text{ min.}$$

Maniobras y descarga.

= 1.0 min.

Tiempo ciclo total:

= 11.1 min.

Cargo por m³.

$$\frac{11.1 \text{ min} \times \$ 37.42/\text{h}}{60 \text{ min/h.} \times 4 \text{ m}^3} = \$ 1.73/\text{m}^3.$$

4).- Cribado.

Instalaciones:

Suponemos un costo de instalaciones de \$ 30,000.00 y que se requiera procesar 20,000 m3 de arena.

Cargo por m3.

$$\frac{\$ 30,000.00}{20,000 \text{ m}^3} = \$ 1.50/\text{m}^3.$$

Cargo por cribado:

Costo cribadora \$ 85.00/h.

Rendimiento 15 m3/h.

$$\frac{\$ 85.00/\text{h.}}{15 \text{ m}^3/\text{h.}} = \$ 5.67/\text{m}^3.$$

5).- Carga y acarreo a Dosificadora 20 km.

Cargo por carga con traccavo 94t.

Costo horario \$ 73.28/h.

R. efectivo 65 m3/h.

$$\frac{\$ 73.28/\text{h.}}{65 \text{ m}^3/\text{h.}} = \$ 1.13/\text{m}^3.$$

A c a r r e o .

Ciclo de los camiones:

$$\text{tiempo de carga } \frac{4 \text{ m}^3. \times 60 \text{ min/h.}}{65 \text{ m}^3/\text{h.}} = 3.7 \text{ min.}$$

Acarreo cargado a 20 km./h.

$$\text{Tiempo de acarreo } \frac{20 \text{ km.} \times 60 \text{ min/h.}}{20 \text{ km/h.}} = 60.0 \text{ min.}$$

###...

Regreso vacío a 30 km./h.

$$\text{Tiempo de regreso} \frac{20 \text{ km.} \times 60 \text{ min/h}}{30 \text{ km/h.}} = 40.0 \text{ min.}$$

26

$$\text{Descarga y maniobras} = \underline{1.0 \text{ min.}}$$

$$104.7 \text{ min.}$$

Cargo por m³.

$$\frac{104.7 \text{ min.} \times \$ 37.42/\text{h.}}{60 \text{ min/h.} \times 4 \text{ m}^3} = \$ \text{16.32/m}^3.$$

Resumen costo arena puesta en la Planta de Concreto.

Podemos considerar para la arena un 15% de desperdicio en la cribada

| | | | |
|--------------------------------------|--------------------------|--------|---------------------------------|
| 1).- Extracción | \$ 1.51/m ³ . | x 1.15 | = \$ 1.74/m ³ . |
| 2).- Carga | \$ 1.13/m ³ . | x 1.15 | = \$ 1.30/m ³ . |
| 3).- Acarreo a cribadora | \$ 1.73/m ³ . | x 1.15 | = \$ 1.99/m ³ . |
| 4).- Cribado. | | | |
| Instalaciones | \$ 1.50/m ³ . | | \$ 1.50/m ³ . |
| Cribado | \$ 5.67/m ³ . | x 1.15 | = \$ 6.52/m ³ . 6.52 |
| 5).- Carga y acarreo a Dosificadora: | | | |
| Carga | \$ 1.13/m ³ | | \$ 1.13/m ³ . |
| Acarreo | \$ 16.32/m ³ | | \$ 16.32/m ³ . |

CARGO TOTAL POR M³ DE ARENA = \$ 30.50/m³.

Cargo de arena por m³ de Concreto.

Consumo 0.45 m³ arena/m³ concreto.

$$\$ 30.50/\text{m}^3 \text{ arena} \times 0.45 \text{ m}^3 \text{ arena/m}^3 \text{ concreto} = \$ \text{13.73/m}^3$$

II).- CEMENTO.

Se requiere de 2 maniobras de carga y 2 de descarga con un acarreo de 40 (cuarenta) kilómetros, para situar el cemento en la Dosificadora, pasando por la bodega.

///...

| | Salario | S. S. | Total
sin 7° día |
|-----------|---------|-------|---------------------|
| 1 Cabo | 54.00 | 8.61 | \$ 62.61 |
| 10 Peones | 325.00 | 64.00 | \$ <u>389.00</u> |
| | | Suma: | \$ 451.61/día |

27

Incluyendo 7° día.

$$\frac{\$ 451.61/\text{día} \times 381.5}{2400} = \$ 71.79/\text{h.}$$

Rendimiento de un peón.

Cargando cemento 1.1 ton/h.

Descargando cemento 1.7 ton/h.

Cargo por las 2 maniobras de carga:

$$\frac{2 \times \$ 71.79/\text{h.}}{1.1 \text{ ton/h} \times 10} = \$ 13.05/\text{ton.}$$

Cargo por las 2 maniobras de descarga:

$$\frac{2 \times \$ 71.79/\text{h.}}{1.7 \text{ ton/h} \times 10} = \$ 8.45/\text{ton.}$$

Camión parado en carga y descarga:

Tiempo de carga por maniobra.

$$\frac{5 \text{ ton.}}{1.1 \text{ t/h} \times 10} = 0.45 \text{ h/maniobra.}$$

Cargo por tonelada 2 maniobras:

$$\frac{2 \times 0.45 \text{ h} \times \$ 20.88/\text{h}}{5 \text{ ton.}} = \$ 3.76/\text{ton.}$$

Tiempo de descarga por maniobra:

$$\frac{5 \text{ ton.}}{1.7 \text{ t/h} \times 10} = 0.29 \text{ h/maniobra}$$

Cargo por tonelada 2 maniobras:

$$\frac{2 \times 0.29 \text{ h} \times \$ 20.88/\text{h}}{5 \text{ ton.}} = \$ 2.42/\text{ton.}$$

Acarreo 40 km.

Velocidad cargada 25 km/h.

Velocidad vacio 40 km/h.

Tiempo de acarreo:

Ida

$$\frac{40 \text{ km.}}{25 \text{ km/h.}} = 1.6 \text{ h.}$$

Regreso

$$\frac{40 \text{ km.}}{40 \text{ km/h.}} = 1.0 \text{ h.}$$

Tiempo total: 2.6 h.

Cargo por Acarreo:

$$\frac{2.6 \text{ h} \times \$ 35.53/\text{h}}{5 \text{ ton.}} = \$ 18.48/\text{ton.}$$

Cargo total por maniobras del cemento:

| | |
|--------------------------------------|---------------|
| Cargas..... | \$ 13.05/ton. |
| Descargas..... | \$ 8.45/ton. |
| Camión parado en car-
gas..... | \$ 3.76/ton. |
| Camión parado en des-
cargas..... | \$ 2.42/ton. |
| Acarreo..... | \$ 18.48/ton. |
| S u m a: | \$ 46.16/ton. |

///...

Carga por maniobras del cemento por m³ de concreto:

Le suponemos un consumo de cemento de 300 kg/m³.

29

\$ 46,16/ton x 0.3 ton/m³.

\$ 13.85/m³.

III).- A G U A.-

Carga de la pipa:

La bomba de 2" ϕ tiene un gasto de 10,000 galones por hora.

Tiempo de carga $\frac{5000 \text{ lt} \times 60 \text{ min/h}}{10,000 \times 3.785 \text{ lt/h.}}$ = 8 min.

Con una eficiencia de 0.75

$\frac{8}{0.75}$ = 10.7 min.

Carga por Bomba:

$\frac{10.7 \text{ min.} \times \$ 12.32/\text{h.}}{60 \text{ min/h.} \times 5 \text{ m}^3}$ = \$ 0.44/m³.

Carga por camión parado durante la carga:

$\frac{10.7 \text{ min} \times \$ 23.97/\text{h.}}{60 \text{ min/h} \times 5 \text{ m}^3}$ = \$ 0.85/m³.

Acarreo y descarga:

Ida a 15 km/h.

Tiempo ida: $\frac{4 \text{ km} \times 60 \text{ min/h.}}{15 \text{ km/h}}$ = 16.00 min.

Regreso a 25 km/h.

Tiempo regreso $\frac{4 \text{ km} \times 60 \text{ min/h}}{25 \text{ km/h}}$ = 9.60 min.

Descarga, = 15.00 min.

Tiempo ciclo total: = 40.60 min.

Cargo por m³:

$$\frac{40.60 \text{ min} \times \$ 38.62/\text{h.}}{60 \text{ min/h.} \quad 5 \text{ m}^3} = \$ 5.23/\text{m}^3.$$

30

$$\text{CARGO TOTAL POR M}^3 \text{ DE AGUA} = \$ 5.67/\text{m}^3. \quad + / 0.85$$

Por m³ de concreto, podemos considerar un consumo de 500 lts.

Cargo por m³ de concreto.

$$0.5 \text{ m}^3 \text{ agua/m}^3 \text{ concreto} \times \$ 5.67/\text{m}^3 \text{ agua} = \$ 2.84/\text{m}^3.$$

IV).- DOSIFICACION Y ACARREO.-

Equipo:

| | |
|--|--------------|
| Dosificadora Torres T20M | \$ 113.19/h. |
| Rendimiento Dosificadora 20 m ³ /h. | |
| Traxcavo 941\ | \$ 73.28/h. |
| Camión Revolvedora 6 yd ³ | \$ 99.32/h. |

Intalaciones:

Suponemos \$ 40,000.00 como costo de las instalaciones y se van a producir 60,000 m³ de concreto.

$$\frac{\$ 40,000.00}{60,000 \text{ m}^3} = \$ 0.67/\text{m}^3.$$

Ciclo del camión:

Tiempo de carga 10.00 min (2 min. en dosificación
8 min. en carga).

Ac a r r e o:

Ida 15 km./h.

$$\frac{4 \text{ km.} \times 60 \text{ min/h.}}{15 \text{ km./h.}} = 16.00 \text{ min}$$

Regreso 25 km./h.

$$\frac{4 \text{ km.} \times 60 \text{ min./h.}}{25 \text{ km./h.}} = 9.60 \text{ min.}$$

31

Descarga 5.00 min.

Acomodo y virajes 1.50 min.

Tiempo ciclo total: 42.10 min.

Número de Camiones:

$$\frac{42.10 \text{ min.}}{10.00 \text{ min.}} = 4.2 \text{ camiones.}$$

Usaremos 4 camiones.

Producción de los camiones:

Le consideramos un factor de eficiencia de 0.75 por la sincronización de los camiones con la Dosificadora y la Colocadora.

$$\frac{60 \text{ min/h} \times 6 \text{ yd}^3 \times 0.765 \times 4 \times 0.75}{42.1 \text{ min.}} = 19.5 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Limitaremos la producción de los camiones a la capacidad de la Dosificadora (20 m³/h)

CARGO POR DOSIFICACION, MEZCLADO Y ACARREO.

Dosificadora \$ 113.19/h.

Traxcavo \$ 73.28/h.

4 Camiones revolvedora \$ 397.28/h.

S U M A: \$ 583.75/h.

$$\frac{\$ 503.75/h}{20 \text{ m}^3/\text{h.}}$$

$$= \$ 29.19/\text{m}^3.$$

///...

| | |
|--------------------------------------|-------------------------------|
| Instalaciones..... | \$ 0.67/m ³ . |
| Dosificación, Mezclado y Acarreo.... | \$ 29.19/m ³ . |
| | <u>\$ 29.86/m³</u> |

32

V).- COLOCACION.-

Se usará una colocadora de concreto que tiene una producción de 40 yd³/h., considerando el mismo factor de 0.75 por eficiencia.

$$40 \text{ yd}^3/\text{h} \times 0.765 \times 0.75 = 22.95 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Cargo por Colocación:

Ajustamos la colocación al volumen dosificado 20 m³/h.

Costo horario colocadora \$ 354.19/h.

$$\frac{\$ 354.19/\text{h.}}{20 \text{ m}^3/\text{h.}}$$

\$ 17.71/m³.

VI).- RAYADO.-

El rayado transversal lo hacen 2 peones con una cercha y el longitudinal 4 peones que van sobre la colocadora.

| | Salario | S. S. | TOTAL
sin 7° día |
|----------|-----------|----------|---------------------|
| 6 Peones | \$ 195.00 | \$ 38.40 | \$ 233.40 |

Incluyendo 7° día:

$$\frac{\$ 233.40/\text{día} \times 381.5}{2400} = \$ 37.10/\text{h}.$$

Cargo por m³:

$$\frac{\$ 37.10/\text{h.}}{20 \text{ m}^3/\text{h.}}$$

\$ 1.86/m³.

Material:

Costo \$ 2.50/litro
 Rendimiento 4 m²/litro.
 Para un espesor de 0.10 mts.

33

Número de m² por litro:

$$4 \text{ m}^2/\text{litro} \times 0.10 \text{ m}^3/\text{m}^2 = 0.4 \text{ m}^3/\text{litro.}$$

Cargo por m³.

$$\frac{\$ 2.50/\text{litro}}{0.4 \text{ m}^3/\text{litro}}$$

\$ 6.25/m³.

Mano de Obra:

1 Albañil de 2a. rinda 50 m²/h.

Cargo por Mano de Obra.

| | Salario | S. S. | Total
sin 7º día |
|---------|----------|---------|---------------------|
| Albañil | \$ 37.00 | \$ 5.90 | \$ 42.90 |

$$\frac{\$ 42.90/\text{día} \times 381.5}{2400}$$

\$ 6.82/h.

$$\frac{\$ 6.82/\text{h.}}{50 \text{ m}^2/\text{h} \times 0.1 \text{ m}^3/\text{m}^2}$$

\$ 1.36/m³.

VIII).- SOBRECULOCACION 5% DE CONCEPTOS I) A V).

$$.05 \times \$ 110.38/\text{m}^3.$$

\$ 5.52/m³.

IX).- CEMENTO EN SOBRECULOCACION.

Costo cemento \$ 300.00/ton.

Consumo 0.3 ton.cemento/m³ concreto.

$$\$ 300.00/\text{ton} \times 0.3 \text{ ton.cemento}/\text{m}^3 \text{ concreto} \times .05 = \$ 4.50/\text{m}^3.$$

###...

RESUMEN FINAL:

I).- AGREGADOS.

Grava..... \$ 32.39/m3.
Arena..... 13.73/m3.

\$ 46.12/m3

II).- CEMENTO

13.85/m3

III).- AGUA

2.84/m3

IV).- DOSIFICACION Y ACARREO

29.86/m3

V).- COLOCACION

17.71/m3

VI).- RAYADO

1.86/m3

VII).- CURADO

7.61/m3

VIII).- SOBRECOCACION 5% I) A V)

5.52/m3

IX).- CEMENTO DE SOBRECOCACION

0.3 t/m3 x \$300.00/ton. x 0.05.....

4.50/m3

SUMA CARGOS DIRECTOS:

\$ 129.87/m3

38% INDIRECTOS Y UTILIDAD :

49.35/m3

PRECIO UNITARIO :

\$ 179.22/m3

Obtener el precio unitario por m³ de mampostería para revestimiento de un canal sin incluir el suministro del cemento.

La roca será producto de banco de préstamo, que requiere despallar un metro y el frente del banco es de 5 metros.

La arena será de banco natural cribado y cargado a mano, el banco se encuentra a 15 kms de la obra.

El banco de roca está a 5 kms de la obra

El abastecimiento de agua está a 3 kms.

Para las maniobras del cemento se considerará que la estación del ferrocarril está a 30 kms.

| <u>EQUIPO</u> | <u>COSTO HORARIO</u> |
|--|----------------------|
| Compresor 600 p.c.m. | \$ 111.52/h |
| Pistolas S58 | \$ 16.37/h |
| Pala mecánica 3/4 yd ³ | \$ 130.67/h |
| Camión F600 volteo operando..... | \$ 37.42/h |
| Camión F600 volteo ocioso | \$ 22.59/h |
| Camión Pipa 5 000 lts operando..... | \$ 38.62/h |
| Camión pipa 5 000 lts ocioso..... | \$ 23.97/h |
| Bomba de 2" ø | \$ 12.32/h |
| Tractor D-8 | \$ 243.86/h |
| Camión redilas 5 ton. operando..... | \$ 35.53/h |
| Camión redilas 5 ton ocioso..... | \$ 20.88/h |

1) OBTENCION DE ROCA

a) DESPALME

El material producto del despalme se deposita a una distancia de 40 metros del centro de gravedad del banco al sitio de tiro.

Lo ejecutaremos con un tractor D-8.

En la tabla de rendimiento de un tractor D-8 excavando y para una distancia de acarreo medio de 40 mts obtenemos un rendimiento teórico de:

$$R = 375 \text{ yd}^3.$$

Factores;

| | |
|-----------------------------|-------|
| Eficiencia | 0.75 |
| Por Angle | 0.75 |
| Para pasar a m ³ | 0.765 |
| Abundamiento | 1.20 |

$$R \text{ efectivo} = \frac{375 \text{ yd}^3/\text{h} \times 0.75 \times 0.75 \times 0.765}{1.20} = 134 \text{ m}^3/\text{h}$$

Considerando un frente del banco de roca de 5 mts y que un m³ de roca en banco nos da un m³ de mampostería, ya que el 30% que ocupa el mortero se puede considerar al equivalente del desperdicio.

El cargo por m³ de mampostería por concepto de despilme es:

$$\frac{\$ 243.86/h}{134 \text{ m}^3/h \times 5 \text{ m}^3 \text{ de roca/m}^3 \text{ despirme}} = \$ 0.36/\text{m}^3$$

b) EXPLOTACION BANCO DE ROCA

1) Barrenación

Costo de los barrenos integrales de 1" y corte de 1 1/2" ϕ con longitudes de:

| Long. en mts. | C o s t o |
|---------------|-----------|
| 0.8 | 347.50 |
| 1.6 | 380.00 |
| 2.4 | 411.25 |
| 3.2 | 443.75 |
| 4.0 | 475.00 |
| 4.8 | 507.00 |
| 5.6 | 538.75 |

Usaremos para la perforación un compresor 600 y pistolas S.58, ya que cada una de estas consume poco menos de 100 p.c.m. cada una.

Velocidad de perforación:

Podemos considerar el valor consignado en la tabla de rendimientos promedio de barrenación por diámetro de 1 3/4" y para roca de dureza media.

$$R = 3.75 \text{ m/h}$$

Considerando para este diámetro una separación entre

barrenos de 1.20 m.

Cargo por m³

Por compresor

$$\frac{\$ 111.52/h}{6 \times 3.75 \text{ m} \times 1.2 \times 1.2} \times \frac{5.5 \text{ m barrenados}}{5.0 \text{ m efectivos}} = \$ 3.78/m^3$$

Por pistolas

$$\frac{\$ 16.65/h}{3.75 \text{ m} \times 1.2 \times 1.2} \times \frac{5.5}{5} = \$ 3.33/m^3$$

Acero de barrenación

Para aprovechar 5 mts de profundidad se necesita barrenar aproximadamente 5.5 mts., para esto usaremos barras desde 0.8 hasta 5.6 mts. necesitando hacerse 6 cambios.

Para el rendimiento teórico del acero de barrenación podemos considerar 250 mts.

Factor de corrección

$$K = \frac{6 + 1}{2} = 3.5$$

$$\text{Rendimiento efectivo} = \frac{250 \text{ mts}}{3.5} = 71.4 \text{ mts.}$$

Consideramos el valor de la barra de 4.0 mts por ser intermedio.

Cargo por m³

$$\frac{\$ 475.00}{71.4 \text{ mts} \times 1.2 \times 1.2} \times \frac{5}{5.0} = \$ 5.8/m^3$$

2) Poblado y tronado

Una cuadrilla compuesta de un poblador, un cargador y un ayudante, pueden preparar para tronar 50 m³/h.

Costo cuadrilla

| | Salario | S.S. | Total sin 7° día |
|-----------------|-------------|------------|-------------------|
| 1 poblador_____ | 47.00 _____ | 7.49 _____ | 54.49 |
| 1 cargador_____ | 37.00 _____ | 5.90 _____ | 42.90 |
| 1 ayudante_____ | 33.00 _____ | 5.26 _____ | 38.26 |
| | | | <u>135.65/día</u> |

Considerando 7° día

$$\frac{\$ 135.65/día \times 381,5}{2\ 400} = \underline{\$ 21.56/hora}$$

Cargo por m³

$$\frac{\$ 21.56/hora}{50\ m^3/h} = \underline{\$ 0.43/m^3}$$

3) Consumo de explosivos y accesorios

Podemos considerar un consumo de explosivos de -
0.4 kg/m³, de los cuales 25% de dinamita y 75% de Mexamon.

Materiales por m³

| | |
|----------------|------------|
| Costo dinamita | \$ 9.00/kg |
| Costo mexamon | \$ 3.50/kg |

Dinamita

0.4 x 0.25 x \$ 9.00/kg \$ 0.90/m3

Mexaamon

0.4 x 0.75 x \$ 3.50/kg \$ 1.05/m3

Estópinas uno por barreno

Costo estópinas \$ 5.00/pieza

$\frac{\$ 5.00/pieza}{5 \text{ m} \times 1.2 \times 1.2} = \$ 0.69/m3$

Alambre de conexión y conducción

Costo por metro \$ 0.50/m

$\frac{7 \text{ mts}/barreno \times \$ 0.50/m}{5 \text{ m} \times 1.2 \times 1.2} = \$ 0.48/m3$

C) CARGA Y ACARREO

Para seleccionar la roca, separar desperdicio y -
cargar, podemos utilizar:

| | | | |
|-----------------------|-------------|-------|---------------------|
| 1 Pala 3/4 yd3 _____ | \$ 130.67/h | _____ | \$ 130.67/h |
| 1/3 tractor D-8 _____ | \$ 243.86/h | _____ | \$ 81.29/h |
| | | | <u>\$ 211.96/m3</u> |

Rendimiento Pala

Rendimiento para roca bien tronada

Podemos considerar profundidad óptima y giro de -
90 grados

R = 95 yd3/h (de material medido en banco)

En este caso se considera como banco el material-
ya tomado, abundado.

Factores de corrección

| | |
|---------------------------------|-------|
| Eficiencia | 0.75 |
| Para pasar a m3 | 0.765 |
| Para medir en la
mampostería | 0.85 |

Se considera que un m3 suelto o en camión nos da-
0.85 m3 de mampostería.

Cargo por selección y carga

$$R \text{ efectivo} = 95 \text{ yd}^3/\text{h} \times 0.75 \times 0.765 \times 0.85 = 46 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\frac{211.96/\text{h}}{46 \text{ m}^3/\text{h}} \quad \$ \quad 4.61/\text{m}^3$$

Acarreo

Ciclo de camiones

$$4 \text{ m}^3 \times 0.85 = 3.40 \text{ m}^3$$

t. de carga

$$\frac{3.40 \text{ m}^3 \times 60 \text{ min/h}}{46 \text{ m}^3/\text{h}} \quad 4.4 \text{ min}$$

Acarreo cargado a 20 km/h

$$\frac{5 \text{ km} \times 60}{20 \text{ km/h}} \quad 15.0 \text{ min}$$

Acarreo vacío a 30 km/h

$$\frac{5 \text{ km} \times 60}{30 \text{ km/h}} \quad 10.0 \text{ min.}$$

| | |
|--------------------|----------------|
| Acomodo y descarga | <u>1.0 min</u> |
| | 30.4 min |

Costo por acarreo

$$\frac{30.4 \text{ min} \times \$ 37.42/\text{h}}{60 \text{ min/h} \times 3.40 \text{ m}^3} = \$ 5.57/\text{m}^3$$

RESUMEN PUNTO 1 OBTENCION Y ACARREO DE ROCA

| | |
|------------------------------|-------------------------------|
| a) Despalle | \$ 0.36/m ³ |
| b) Explotación banco de roca | |
| 1. Barrenación | \$ 12.19/m ³ |
| 2. Poblado y tronado | \$ 0.43/m ³ |
| 3. Explosivos y accesorios | \$ 3.13/m ³ |
| c) Carga y acarreo | \$ 10.18/m ³ |
| | <u>\$ 26.29/m³</u> |

II) A R E N A

a) Extracción y paso por la criba, estas dos maniobras las podemos considerar dentro de una sola operación.

Estos los ejecutaremos a mano.

| Cuadrilla | Salarios | S.S. | Total sin 7° día |
|-----------|----------|-------|------------------|
| 1 Cabo | 54.00 | 8.61 | 62.61 |
| 10 Peones | 325.00 | 64.00 | <u>389.00</u> |
| | | | \$ 351.61/día |

Incluyendo 7° día

$$\frac{\$ 451.61/\text{día} \times 381.5}{2\ 400} = \$ 71.79/\text{hora}$$

Rendimiento de un peon, extrayendo arena y pasándola a través de la criba, lo podemos considerar de 0.80 m³/h, que -- aplicándole el coeficiente de eficiencia o corrección horario nos da un rendimiento efectivo de:

$$R = 0.80 \text{ m}^3/\text{h} \times 0.833 = 0.67 \text{ m}^3/\text{h}$$

Cargo por m³ de extracción y cribado

$$\frac{\$ 71.79/\text{h cuadrilla}}{0.67 \text{ m}^3/\text{h peon} \times 10 \text{ peones}} = 10.71/\text{m}^3/\text{de arena}$$

b) Carga o camión

Rendimiento peon cargando camión = 1.15 m³/h, aplicando factor 0.83.

$$R = 1.15 \text{ m}^3/\text{h} \times 0.83 = 0.96 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Cargo por carga

$$\frac{\$ 71.79/\text{h}}{0.96 \text{ m}^3/\text{h} \times 10} = \$ 7.48/\text{m}^3 \text{ de arena}$$

c) Camión parado durante la carga

Para el tiempo de carga suponemos que por limitaciones de espacio cada camión es cargado por 5 peones.

t de carga

$$\frac{4 \text{ m}^3}{5 \times 0.96/\text{m}^3/\text{h}} = 0.83 \text{ h}$$

Cargo por camión parado

$$\frac{\$ 22.59/h \times 0.83 h}{4 m^3} = \$ 4.69/m^3 \text{ arena}$$

d) Acarreo a 15 km

Velocidad cargado 20 km/h

Velocidad vacío 40 km/h.

Tiempo de ida

$$\frac{15 \text{ km}}{20 \text{ km/h}} = 0.75/h$$

Tiempo de regreso

$$\frac{15 \text{ km}}{40 \text{ km/h}} = 0.38; \quad 0.38 h + 0.75 h = 1.13 h.$$

Cargo por acarreo

$$\frac{1.13 h \times \$ 37.42/h}{4 m^3} = \$ 10.57/m^3 \text{ de arena}$$

RESUMEN COSTO ARENA

| | |
|------------------------------|-------------------------------|
| a) Extracción y cribado | \$ 10.71/m ³ |
| b) Carga a camión | \$ 7.48/m ³ |
| c) Camión parado en la carga | \$ 4.69/m ³ |
| d) Acarreo | \$ 10.45/m ³ |
| | <u>\$ 33.45/m³</u> |

Cargo por m³ de mampostería

Se consumen 0.3 m³/arena por m³ de mampostería, podemos considerar un 5% de desperdicio.

$$\$ 33.45/m^3 \times 0.3 \times 1.05 = \$ 10.54/m^3$$

III) AGUA, OBTENCION Y ACARREO A 3 KM.

a) Carga con bomba de 2" ϕ

Rendimiento de la bomba de 2" : 10 000 galones por hora

Tiempo de carga

$$\frac{5\ 000\ \text{lbs} \times 60\ \text{min/h}}{10\ 000 \times 3.785\ \text{lbs/h}} = 8\ \text{min}$$

Considerando una eficiencia del 75%

$$\frac{8}{0.75} = 10.7\ \text{minutos}$$

Carga por bomba

$$\frac{10.7\ \text{min} \times 12.32/\text{h}}{60\ \text{min/h} \times 5\ \text{m}^3} = \$\ 0.44/\text{m}^3$$

b) Camión parado durante la carga

$$\frac{10.7\ \text{min} \times \$\ 23.97/\text{h}}{60\ \text{min/h} \times 5\ \text{m}^3} = \$\ 0.85/\text{m}^3$$

c) Acarreo y descarga

Ida a 15 km/h

$$t\ \text{ida} \frac{3\ \text{km}}{15\ \text{km/h}} = 0.2\ \text{h}$$

Regreso a 25 km/h

$$t\ \text{regreso} \frac{3\ \text{km}}{25\ \text{km/h}} = 0.12\ \text{h}$$

Ida y regreso = 0.32 h

Descarga 15 minutos

$$\frac{15\ \text{min}}{60\ \text{min/h}} = \underline{\underline{0.25\ \text{h}}}$$

Tiempo total 0.57 h

Cargo por m3 de agua

$$\frac{0.57 \text{ h} \times \$ 38.62/\text{h}}{5 \text{ m}^3} = \$ 4.40/\text{m}^3 \text{ de agua}$$

RESUMEN AGUA

| | |
|------------------------------|----------------------|
| a) Carga | \$ 0.44/m3 |
| b) Camión parado en la carga | 0.85/m3 |
| c) Acarreo y descarga | <u>4.40/m3</u> |
| | \$ 5.69 m3 (de agua) |

Un m3 de mampostería consume 0.5 m3 de agua incluyen do la necesaria para mojar las piedras y humedecer el talud.

Cargo por m3 de mampostería

$$\$ 5.69/\text{m}^3 \times 0.5 \quad \$ 2.85/\text{m}^3$$

IV) MANIOBRAS DEL CEMENTO

El cemento se entrega al contratista en la estación- L.A.B. los carros del ferrocarril, dentro del precio unitario de be incluir:

Descarga del FF.CC. al camión, acarreo a la bodega - de la obra, descarga en la bodega, carga de la bodega al camión, acarreo al sitio de utilización y descarga.

De acuerdo con lo anterior, tendremos dos maniobras- de carga y descarga y 30 km de acarreo total.

a) Maniobras de carga y descarga

Se ejecutarán con una cuadrilla de 1 cabo y 10 peones

Costo cuadrilla

| | Salarios | S.S. | Total sin 7° día |
|-----------------|--------------|-------------|------------------|
| 1 cabo _____ | 54.00 _____ | 8.61 _____ | 62.61 |
| 10 peones _____ | 325.00 _____ | 64.00 _____ | <u>389.00</u> |
| | | | \$ 451.61/h |

Incluyendo 7° día

$$\frac{\$ 451.61/\text{día} \times 381.5}{2400} = 71.79/\text{hora}$$

Rendimiento de un peón

Cargando cemento 1.1 t/h

descargando cemento 1.7 t/h

Carga por maniobras de carga

$$\frac{2 \times \$ 71.79/h}{1.1 \text{ t/h} \times 10} = 13.05/\text{ton}$$

Carga por maniobras de descarga

$$\frac{2 \times \$ 71.79/h}{1.7 \text{ t/h} \times 10} = \$ 8.45/\text{ton.}$$

b) Camión parado en cargas y descargas

Tiempo de carga por maniobra

$$\frac{5 \text{ ton}}{1.1 \text{ t/h} \times 10} = 0.45 \text{ h/maniobra}$$

Carga por tonelada (dos maniobras)

$$\frac{2 \times 0.45 \text{ h} \times \$ 20.88/h}{5 \text{ ton}} = \$ 3.76/\text{ton.}$$

Tiempo de descarga por maniobra

$$\frac{5 \text{ ton}}{1.7 \text{ t/h} \times 10} = 0.29/\text{h maniobra}$$

Cargo por tonelada (dos maniobras)

$$\frac{2 \times 0.29 \text{ h} \times \$ 20.88/\text{h}}{5 \text{ ton}} = \$ 2.42/\text{ton}$$

c) Acarreo

Velocidad cargado 25 km/h

Velocidad vacio 40 km/h

Tiempo de acarreo

Ida

$$\frac{30 \text{ km}}{25 \text{ km/h}} = 1.2 \text{ h}$$

Regreso

$$\frac{30 \text{ km}}{40 \text{ km/h}} = 0.75 \text{ h}$$

$$1.95 \text{ h}$$

Cargo por tonelada

$$\frac{1.95 \text{ h} \times \$ 35.53/\text{h}}{5 \text{ ton}} = \$ 13.86/\text{ton}$$

RESUMEN CEMENTO

| | |
|--|--------------|
| a) Maniobras de carga y descarga | \$ 21.50/ton |
| b) Camión parado en cargas y descargas | \$ 6.18/ton |
| c) Acarreo | \$ 13.86/ton |
| SUMA | \$ 41.54/ton |

Consideramos un consumo de medio de 110 Kg/m³ de mampostoría.

Cargo por m³ de mampostoría

$$\$ 41.54/\text{ton} \times 0.110 \text{ ton}/\text{m}^3 = \$ 4.57/\text{m}^3$$

V) FABRICACION DE LA MAMPOSTERIA

La cuadrilla para la fabricación de la mampostoría la forman:

1 albañil

1.5 peones

El medio peon es para la fabricación del mortero, se considera que puede abastecer a 2 albañiles.

Costo Cuadrilla

| | Salario | S.S. | Total sin 7° día |
|------------|---------|------|------------------|
| 1 Albañil | 43.00 | 6.85 | \$ 49.85/día |
| 1.5 peones | 48.75 | 9.60 | \$ 58.35/día |
| | | | \$ 108.20/día |

Por 7° día

$$\frac{\$ 108.20/\text{día} \times 381.5}{300} = 137.59/\text{día}$$

Rendimiento cuadrilla

Podemos considerar que esta cuadrilla puede fabricar 2.5 m³/día (efectivo)

CARGO POR M³

$$\frac{\$ 137.59/\text{día}}{2.5 \text{ m}^3/\text{día}} = \$ 55.04/\text{m}^3$$

RESUMEN

| | | |
|------|---------------------------|----------------------------|
| I) | Obtención de roca | \$ 26.29/m ³ |
| II) | Arena | 10.54/m ³ |
| III) | Agua | 2.85/m ³ |
| IV) | Cemento | 4.57/m ³ |
| V) | Fabricación | 55.04/m ³ |
| | Suma cargos directos | \$ 99.29/m ³ |
| | Indirectos y utilidad 38% | <u>37.70/m³</u> |
| | | \$ 136.99/m ³ |



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de Ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

PROYECTO DE DESAGUE TOTAL EN LA ESTACION 0 + 300
DEL CANAL PRINCIPAL MARGEN DERECHA.- ZONA DE RIEGO
LA PURISIMA, GTO.

AGOSTO DE 1979

I N D I C E

| C O N C E P T O | H O J A |
|------------------------|---------|
| GENERALIDADES | 2 |
| CALCULOS HIDRAULICOS | 5 |
| CALCULOS ESTRUCTURALES | 27 |
| VOLUMENES DE OBRA | 61 |
| PLANOS | 74 |



SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
 SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA
 DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION
 SUBDIRECCION DE PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE ZONAS DE RIEGO

GENERALIDADES.-

En las obras que esta Secretaría realiza en la Zona de Riego "La Purísima", correspondiente al Distrito de Riego del Río Guanajuato, en el Estado del mismo nombre, se está construyendo actualmente una Presa de Almacenamiento sobre este Río.

La obra de toma, en esta presa, tendrá capacidad para desalojar $40 \text{ m}^3/\text{seg.}$ las cuales llegarán hasta la estación $0 + 300.00$ (el origen del kilometraje es la salida del conducto cubierto) donde se localiza una estructura que funcionará como desagüe total. Esta estructura tiene a su vez una toma para $6.369 \text{ m}^3/\text{seg.}$ que conducirá las aguas por un canal llamado principal hacia la zona de riego propiamente dicha.

Analizando el funcionamiento hidráulico de la estructura en cuestión, podemos observar lo siguiente:

1. - El desagüe total, y cuando lo requiera así la presa de almacenamiento, tendrá capacidad para desalojar hacia el Río $40 \text{ m}^3/\text{seg.}$ Este gasto es esporádico y solo se presentará en ocasiones en que la presa de almacenamiento esté totalmente llena y requiera desalojar agua excedente. En este caso el canal de conducción se diseñará para el gasto ya mencionado.
2. - En la mayor parte del año el canal de conducción solo llevará $6.369 \text{ m}^3/\text{seg.}$ gasto necesario requerido para el canal principal, que llevará dichas - - aguas a la zona de riego.

En este caso, las compuertas del Desague Total permanecerán cerradas y solo se abrirá la

compuerta de la toma para encausar hacia el canal principal el caudal mencionado.

3.- Habrá casos en que tenga que utilizarse el Desagüe Total y la toma, es decir, que se necesite desalojar agua de la presa y que también se necesite agua para riego. En este caso se abrirán ambas compuertas sacando $33.30 \text{ m}^3/\text{seg.}$ por el desagüe y $6.369 \text{ m}^3/\text{seg.}$ por la toma.

4.- Por último se puede presentar el caso en que por el desagüe se desalojen gastos variables y que la toma necesite enviar los $6.369 \text{ m}^3/\text{seg.}$ para riego. En este caso, se tabulará y graficará la abertura que tendrá la compuerta de la toma para las distintos tirantes del canal de conducción.

ELECCION DE TIPO. -

Con los datos obtenidos del Departamento de Zonas de Riego, tales como planos topográficos y de localización, así como también datos hidráulicos, y tomando en cuenta las alternativas antes citadas se procederá a elaborar los "Anteproyectos" respectivos.

El Jueves 26 de octubre del año en curso se le presentaron al Ing. Sergio Garrido Tena Orozco, Jefe del Departamento de Zonas de Riego, los anteproyectos, mismos que sometió a revisión, y posteriormente se nos comunicó la decisión de cuál era el proyecto que deberíamos acatar como definitivo.

Las características generales y dimensiones, de la estructura aprobada por el Departamento de Zonas de Riego están mostradas en el "Plano General", primero de los planos definitivos.

- CALCULOS HIDRAULICOS -

a). - Características hidráulicas del Canal de Conducción y del Canal de Desagüe.

Las secciones normales de éstos canales pueden verse en en el Plano General

Los datos enviados por la Residencia de Proyectos en Irapuato, Gto. para estos canales son los siguientes:

$$b = 2.800 \text{ m}$$

$$d = 2.800 \text{ m}$$

$$n = 0.016$$

$$s = 0.0006$$

Talud 1.5:1

$$\text{Bordo libre} = 0.30 \text{ m}$$

$$A = (b + md) d = (2.80 + 1.5 \times 2.80) 2.80 = 19.600 \text{ m}^2$$

$$p = b + 2d \sqrt{1 + m^2} = 2.80 + 2 \times 2.80 \times \sqrt{1 + 1.5^2} = 12.896 \text{ m}$$

$$r = \frac{A}{p} = \frac{19600}{12.896} = 1.520 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 1.520^{2/3} = 1.322$$

$$V = \frac{r^{2/3} \sqrt{s}}{n} = \frac{1.322 \sqrt{0.0006}}{0.016} = 2.024 \text{ m/seg.}$$

$$Q = AV = 19.600 \times 2.024 = 39.666 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

b). - Características hidráulicas del Canal de Conducción cuando solo trae 6.369 m³/seg., es decir, cuando únicamente lleva el agua requerida para el Canal de riego.

En este caso desconocemos el tirante (d) y por lo tanto haremos los tanteos pertinentes para encontrarlo.

De las ecuaciones de Manning y de Continuidad podemos igualar los valores de la velocidad y despejamos los valores no conocidos, de acuerdo a la siguiente:

$$V = \frac{r^{2/3} \sqrt{s}}{n} \dots \textcircled{1} \quad V = \frac{Q}{A} \dots \textcircled{2}$$

$$\text{Entonces: } \frac{r^{2/3} \sqrt{s}}{n} = \frac{Q}{A}$$

$$\text{Y por lo tanto: } Ar^{2/3} = \frac{Q n}{\sqrt{s}} = \frac{6.3693 \times 0.16}{\sqrt{0.0006}}$$

$$Ar^{2/3} = 4.1604$$

$$\text{Suponiendo: } d = 1.1313 \text{ m}$$

$$A = (2.80 + 1.5 \times 1.1313) 1.1313 = 5.0873 \text{ m}^2$$

$$P = 2.80 + 2 \times 1.1313 \times \sqrt{1 + 1.5^2} = 6.8789 \text{ m}$$

$$r = \frac{5.0873}{6.8789} = 0.7396 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.8178$$

$$Ar^{2/3} = 5.873 \times 0.8178 = 4.1604 \text{ m}^3/\text{seg.} = 4.1604 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad \therefore \text{ bién}$$

De acuerdo con ésta última igualdad podemos decir que el tirante supuesto fué el correcto y por lo tanto también lo son los datos calculados.

$$\text{Por último: } V = \frac{Q}{A} = \frac{6.3698}{5.0873} = 1.252 \text{ m/seg.}$$

c). - Características hidráulicas del Canal de Riego.

$$b = 1.400 \text{ m}$$

$$d = 1.200 \text{ m}$$

$$n = 0.016$$

$$s = 0.0012$$

Talud 1.5:1

$$\text{Bordo Libre} = 0.30 \text{ m}$$

$$A = (1.400 + 1.5 \times 1.20) 1.20 = 3.840 \text{ m}^2$$

$$p = 1.40 + 2 \times 1.20 \times \sqrt{1 + 1.5^2} = 5.727 \text{ m}$$

$$r = \frac{3.840}{5.727} = 0.671 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.766$$

$$V = \frac{0.766 \times \sqrt{0.0012}}{0.016} = 1.659 \text{ m/seg.}$$

$$Q = 3.840 \times 1.659 = 6.369 \text{ m}^2/\text{seg.}$$

$$h_v = \frac{1.659^2}{2 \times 9.81} = 0.140 \text{ m}$$

CALCULO DE LAS ABERTURAS QUE DEBE TENER LA COMPUERTA DE LA ESTRUCTURA QUE CONDUCIRA EL AGUA HACIA EL CANAL DE RIEGO. -

En ésta estructura se tiene la compuerta radial de $B = 250 \text{ cm}$, $A = 300 \text{ cm}$ y $H = 300 \text{ cm}$.

De acuerdo con la cuarta alternativa, citada anteriormente, en el sentido de que se pueden presentar tirantes variables debidos a distintas descargas, vamos entonces a calcular las aberturas que debe tener la compuerta para desalojar los $6.369 \text{ m}^3/\text{seg.}$ que

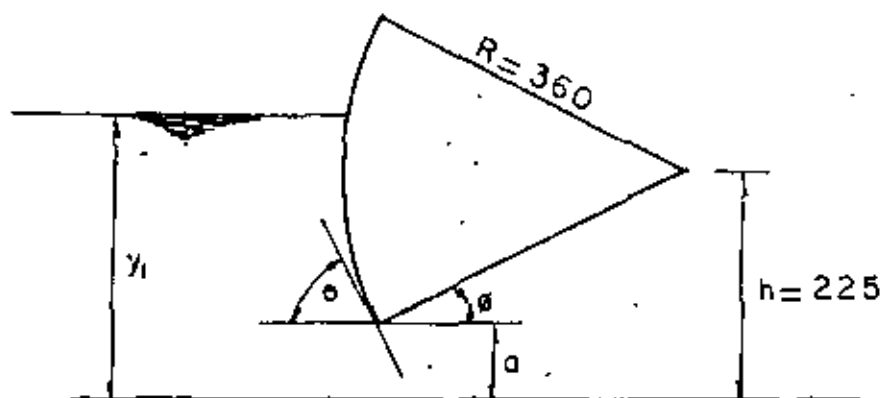
necesita el canal de riego.

Este cálculo es a base de tanteos, según las ecuaciones que para ello se proponen en el libro "Hidráulica" de Sotelo para el caso de compuertas radiales donde conocemos su radio y su altura al pasador de la compuerta.

Las ecuaciones mencionadas están en función del gasto unitario, es decir, --

$$q = \frac{6.369}{2.50}$$

$$q = 2.5476 \text{ m}^3/\text{seg.}$$



De acuerdo con la figura anterior se tiene:

$$a = \frac{q}{C_d \sqrt{2gy_1}} \dots \textcircled{1}$$

$$\text{Donde } C_d = \frac{C_c C_v}{\sqrt{1 + \frac{C_c a}{Y_1}}}$$

Y por su parte:

$$C_c = 1 - 0.008333 \theta + 0.0000445 (\theta)^2$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \theta - 0.0475) \frac{a}{Y_1}$$

1. - Para $Y_1 = 2.80 \text{ m}$ y $a = 0.577 \text{ m}$

$$\theta = \text{ang. sen } \frac{2.25 - 0.577}{3.60} = 27.6922^\circ$$

$$\therefore \theta = 62.3078^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.00833 \times 62.3078 + 0.0000445 \times 62.3078^2$$

$$C_c = 0.654$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 62.3078 - 0.0475) \frac{0.577}{2.80}$$

$$C_v = 0.971$$

$$C_d = \frac{0.654 \times 0.971}{\sqrt{1 + \frac{0.654 \times 0.577}{2.80}}} = 0.596$$

$$\therefore q = 0.596 \times 0.577 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 2.80} = 2.5477 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

2. - Para $Y_1 = 2.70 \text{ m}$ y $a = 0.590 \text{ m}$

$$\theta = \text{ang. sen } \frac{2.25 - 0.590}{3.60} = 27.4588^\circ$$

$$\theta = 62.5412^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.00833 \times 62.5412 + 0.0000445 \times 62.5412^2$$

$$C_c = 0.653$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 62.5412 - 0.0475) \frac{0.590}{2.70}$$

$$C_v = 0.972$$

$$C_d = \frac{0.653 \times 0.972}{\sqrt{1 + \frac{0.653 \times 0.590}{2.70}}} = 0.594$$

$$\therefore q = 0.594 \times 0.590 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 2.70} = 2.5508 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$3. - \text{Pump } Y_1 = 2.60 \text{ m } \quad y \quad a = 0.604 \text{ m}$$

$$\beta = \text{ang. tan. } \frac{2.25 - 0.604}{3.60} = 27.2080^\circ$$

$$\theta = 62.7920^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 62.7920 + 0.0000445 \times 62.7920^2$$

$$C_c = 0.652$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 62.7920 - 0.0475) \frac{0.604}{2.60}$$

$$C_v = 0.973$$

$$C_d = \frac{0.652 \times 0.973}{\sqrt{1 + \frac{0.652 \times 0.604}{2.60}}} = 0.591$$

$$q = 0.591 \times 0.604 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 2.60} = 2.5499 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$4. - \text{Pump } Y_1 = 2.50 \text{ y } \quad a = 0.618$$

$$\beta = \text{ang. sen } \frac{2.25 - 0.618}{3.60} = 26.9577^\circ$$

$$\theta = 63.0423^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.00833 \times 63.0423 + 0.0000445 \times 63.0423^2$$

$$C_c = 0.652$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 63.0423 - 0.0475) \frac{0.618}{2.50}$$

$$C_v = 0.973$$

$$C_d = \frac{0.652 \times 0.973}{\sqrt{1 + \frac{0.652 \times 0.618}{2.50}}} = 0.589$$

$$q = 0.589 \times 0.618 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 2.50} = 2.5475 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$5. - \text{Para } Y_1 = 2.40 \text{ m } \text{ y } a = 0.634 \text{ m}$$

$$\beta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.634}{3.60} = 26.6724^\circ$$

$$\theta = 63.3276^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 63.3276 + 0.0000445 \times 63.3276^2$$

$$C_c = 0.651$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 63.3276 - 0.0475) \frac{0.634}{2.40}$$

$$C_v = 0.974$$

$$C_d = \frac{0.651 \times 0.974}{\sqrt{1 + \frac{0.652 \times 0.634}{2.40}}} = 0.586$$

$$\therefore q = 0.586 \times 0.634 \times \sqrt{2.981 \times 2.40} = 2.5486 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$6. - \text{Para } Y_1 = 2.30 \text{ m } \text{ y } a = 0.651 \text{ m}$$

$$\beta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.651}{3.60} = 26.3700^\circ$$

$$\theta = 63.6300^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.00833 \times 63.63 + 0.0000445 \times 63.63^2$$

$$C_c = 0.650$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 63.63 - 0.0475) \frac{0.651}{2.30}$$

$$C_v = 0.976$$

$$C_d = \frac{0.650 \times 0.976}{\sqrt{1 + \frac{0.650 \times 0.651}{2.30}}} = 0.583$$

$$\therefore q = 0.583 \times 651 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 2.30} = 2.5486 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$7 - \text{Para } Y_1 = 2.20 \text{ m } \text{ y } a = 0.669 \text{ m}$$

$$\beta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.669}{3.60} = 26.0507^\circ$$

$$\theta = 63.9493^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 63.9493 + 0.0000445 \times 63.9493^2$$

$$C_c = 0.649$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 63.9493 - 0.0475) \frac{0.669}{2.20}$$

$$C_v = 0.977$$

$$C_d = \frac{0.649 \times 0.977}{\sqrt{1 + \frac{0.649 \times 0.669}{2.20}}} = 0.580$$

$$\therefore q = 0.580 \times 0.669 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 2.20} = 2.5472 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$8. - \text{Para } Y_1 = 2.10 \text{ m } \text{ y } a = 0.689 \text{ m}$$

$$\beta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.689}{3.60} = 25.6969^\circ$$

$$\theta = 64.3031^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.00833 \times 64.3031 + 0.0000445 \times 64.3031^2$$

$$C_c = 0.648$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 64.3031 - 0.0475) \frac{0.689}{2.10}$$

$$C_v = 0.978$$

$$C_d = \frac{0.648 \times 0.978}{\sqrt{1 + \frac{0.648 \times 0.689}{2.10}}} = 0.576$$

$$\therefore q = 0.576 \times 0.689 \times \sqrt{19.62 \times 2.10} = 2.5471 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

9. - Para $Y_1 = 2.00 \text{ m}$ y $\alpha = 0.711 \text{ m}$

$$\beta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.711}{3.60} = 25.3090^\circ$$

$$\theta = 64.6910^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.00833 \times 64.6910 + 0.0000445 \times 64.6910^2$$

$$C_c = 0.647$$

$$C_v = 0.96 + (0.001615 \times 64.6910 - 0.0475) \frac{0.711}{2.00}$$

$$C_v = 0.980$$

$$C_d = \frac{0.647 \times 0.980}{\sqrt{1 + \frac{0.647 \times 0.711}{2.00}}} = 0.572$$

$$\therefore q = 0.572 \times 0.711 \times \sqrt{19.62 \times 2.00} = 2.5476 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

10. - Para $Y_1 = 1.90$ y $\alpha = 0.735$

$$\beta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.735}{3.60} = 24.8872^\circ$$

$$\theta = 65.1128^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 65.1128 + 0.0000445 \times 65.1128^2$$

$$C_c = 0.646$$

$$C_v = 0.96 + (0.001615 \times 65.1128 - 0.0475) \frac{0.735}{1.90}$$

$$C_v = 0.982$$

$$C_d = \frac{0.646 \times 0.982}{\sqrt{1 + \frac{0.646 \times 0.735}{1.90}}} = 0.568$$

$$\therefore q = 0.568 \times 0.735 \times \sqrt{19.62 \times 1.90} = 2.5475 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

II. - Para $Y_1 = 1.80 \text{ m}$ y $a = 0.761 \text{ m}$

$$\phi = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.761}{3.60} = 24.4319^\circ$$

$$\theta = 65.5681^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 65.5681 + 0.0000445 \times 65.5681^2$$

$$C_c = 0.645$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 65.5681 - 0.0475) \frac{0.761}{1.80}$$

$$C_v = 0.985$$

$$C_d = \frac{0.645 \times 0.985}{\sqrt{1 + \frac{0.645 \times 0.761}{1.80}}} = 0.563$$

$$\therefore q = 0.563 \times 0.761 \times \sqrt{19.62 \times 1.80} = 2.5453 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$12.- \text{ Para } Y_1 = 1.70 \text{ m } \quad \text{y} \quad a = 0.791 \text{ m}$$

$$\varphi = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.791}{3.60} = 23.9085^\circ$$

$$\theta = 66.0915^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 66.915 + 0.0000445 \times 66.0915^2$$

$$C_c = 0.644$$

$$C_v = 0.96 + (0.001615 \times 66.0915 - 0.0475) \frac{0.791}{1.70}$$

$$C_v = 0.988$$

$$C_d = \frac{0.644 \times 0.988}{\sqrt{1 + \frac{0.644 \times 0.791}{1.70}}} = 0.558$$

$$\therefore q = 0.558 \times 0.791 \times \sqrt{19.62 \times 1.70} = 2.5491 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$13.- \text{ Para } Y_1 = 1.60 \text{ m } \quad \text{y} \quad a = 0.824 \text{ m}$$

$$\varphi = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.824}{3.60} = 23.3353^\circ$$

$$\theta = 66.6647^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 66.6647 + 0.0000445 \times 66.6647^2$$

$$C_c = 0.642$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 66.6647 - 0.0475) \frac{0.824}{1.60}$$

$$C_v = 0.991$$

$$C_d = \frac{0.642 \times 0.991}{\sqrt{1 + \frac{0.642 \times 0.824}{1.60}}} = 0.552$$

$$\therefore q = 0.552 \times 0.824 \times \sqrt{19.62 \times 1.60} = 2.5472 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$14. - \text{Para } Y_1 = 1.50 \text{ m } \text{ y } a = 0.862 \text{ m}$$

$$\varphi = \text{ang. sen } \frac{2.25 - 0.862}{3.60} = 22.6782^\circ$$

$$\theta = 57.3218^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 67.312 + 0.0000445 \times 67.3218^2$$

$$C_c = 0.641$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 67.3218 - 0.0475) \frac{0.862}{1.50}$$

$$C_v = 0.995$$

$$C_d = \frac{0.641 \times 0.995}{\sqrt{1 + \frac{0.641 \times 0.862}{1.50}}} = 0.545$$

$$\therefore q = 0.545 \times 0.862 \times \sqrt{19.62 \times 1.50} = 2.5472 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$15. - \text{Para } Y_1 = 1.40 \text{ m } \text{ y } a = 0.904 \text{ m}$$

$$\beta = \text{ang. tan. } \frac{2.25 - 0.904}{3.60} = 21.9557^\circ$$

$$\theta = 68.0443^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 68.0443 + 0.0000445 \times 68.0443^2$$

$$C_c = 0.641$$

$$C_v = 0.960 (0.001615 \times 68.0443 - 0.0475) \frac{0.904}{1.40}$$

$$C_v = 1.000$$

$$C_d = \frac{0.641 \times 1.000}{\sqrt{1 + \frac{0.641 \times 0.904}{1.40}}} = 0.538$$

$$\therefore q = 0.538 \times 0.904 \times \sqrt{19.62 \times 1.40} = 2.5480 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$16.- \text{ Para } Y_1 = 1.30 \text{ m } \quad y \quad a = 0.961 \text{ m}$$

$$\beta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.961}{3.60} = 20.9808^\circ$$

$$\theta = 69.0192^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 69.0192 + 0.0000445 \times 69.0192^2$$

$$C_c = 0.637$$

$$C_v = 1.000$$

$$C_d = \frac{0.637 \times 1.00}{\sqrt{1 + \frac{0.637 \times 0.961}{1.30}}} = 0.525$$

$$q = 0.525 \times 0.961 \times \sqrt{19.62 \times 1.30} = 2.5486 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$17.- \text{ Para } Y_1 = 1.20 \text{ m } \quad y \quad a = 1.029 \text{ m}$$

$$\beta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 1.029}{3.60} = 20.8346^\circ$$

$$\theta = 70.1654^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.00833 \times 70.1654 + 0.0000445 \times 70.1654^2$$

$$C_c = 0.634$$

$$C_v = 1.00$$

$$C_d = \frac{0.634 \times 1.00}{\sqrt{1 + \frac{0.634 \times 1.029}{1.20}}} = 0.511$$

$$\therefore q = 0.511 \times 1.029 \times \sqrt{19.62 \times 1.20} = 2.5481 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$18. - \text{Para } Y_1 = 1.131283 \text{ m } y \quad a = 1.083 \text{ m}$$

$$\beta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 1.029}{3.60} = 18.9112^\circ$$

$$\theta = 71.0888^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.00833 \times 71.0888 + 0.0000445 \times 71.0888^2$$

$$C_c = 0.633$$

$$C_v = 1.000$$

$$C_d = \frac{0.633 \times 1.00}{\sqrt{1 + \frac{0.633 \times 1.083}{1.131283}}} = 0.499$$

$$\therefore q = 0.499 \times 1.083 \times \sqrt{19.62 \times 1.131286} = 2.5473 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

TABULACION Y GRAFICA ALTURA-ABERTURA .-

Estos conceptos se muestran en las hojas siguientes.

ABERTURA DE LA COMPUERTA RADIAL DE

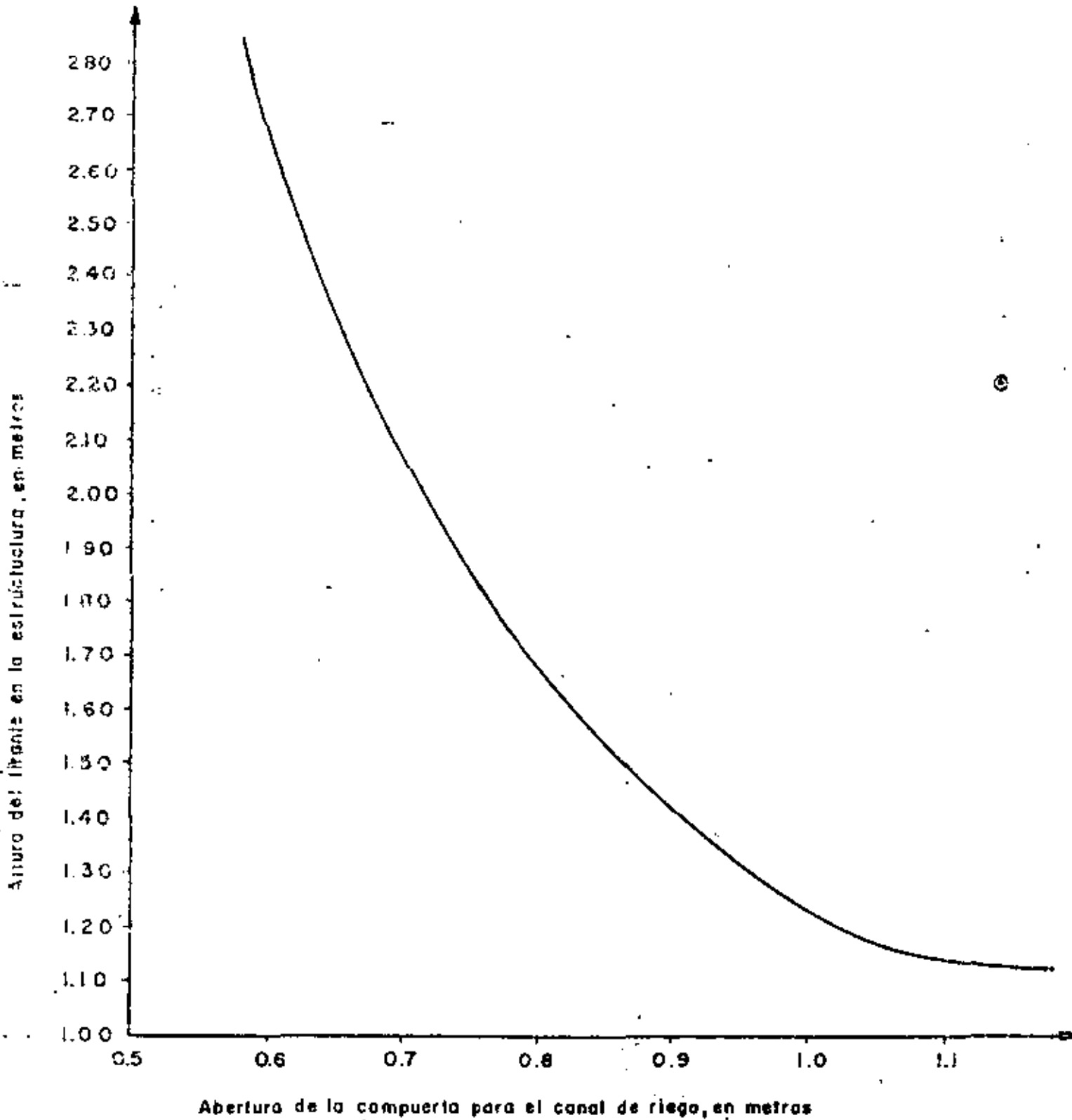
$B = 250$, $A = 300$ y $H = 300$, PARA

PROPORCIONAR UN GASTO UNITARIO

$$q = 2.5476 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

| Y_1
(m) | a
(m) | C_c | C_v | C_d | θ
(grados) | TIPO DE
DESCARGA |
|--------------|------------|-------|-------|-------|----------------------|---------------------|
| 2.80 | 0.577 | 0.654 | 0.971 | 0.596 | 62.308° | Libre* |
| 2.70 | 0.590 | 0.653 | 0.972 | 0.594 | 62.541° | Libre* |
| 2.60 | 0.604 | 0.652 | 0.973 | 0.591 | 62.792° | Libre* |
| 2.50 | 0.618 | 0.652 | 0.973 | 0.589 | 63.042° | Libre* |
| 2.40 | 0.634 | 0.651 | 0.974 | 0.586 | 63.328° | Libre* |
| 2.30 | 0.651 | 0.650 | 0.976 | 0.583 | 63.630° | Libre* |
| 2.20 | 0.669 | 0.649 | 0.977 | 0.580 | 63.949° | Libre* |
| 2.10 | 0.689 | 0.648 | 0.978 | 0.576 | 64.303° | Libre* |
| 2.00 | 0.711 | 0.647 | 0.980 | 0.572 | 64.691° | Libre* |
| 1.90 | 0.735 | 0.646 | 0.982 | 0.568 | 65.113° | Libre* |
| 1.80 | 0.761 | 0.645 | 0.985 | 0.563 | 65.568° | Libre* |
| 1.70 | 0.791 | 0.644 | 0.988 | 0.558 | 66.092° | Libre* |
| 1.60 | 0.824 | 0.642 | 0.991 | 0.552 | 66.665° | Libre |
| 1.50 | 0.862 | 0.641 | 0.995 | 0.545 | 67.322° | Libre |
| 1.40 | 0.904 | 0.639 | 1.000 | 0.538 | 68.044° | Libre |
| 1.30 | 0.961 | 0.637 | 1.000 | 0.525 | 69.019° | Libre |
| 1.20 | 1.029 | 0.634 | 1.000 | 0.511 | 70.165° | Libre |
| 1.131 | 1.083 | 0.633 | 1.000 | 0.499 | 71.089° | Libre |

(*) Se forma resalto



CARACTERISTICAS DEL CANAL DE DESCARGA

I.- CALCULO GEOMETRICO DE LA CURVA.

$$\text{DATOS: PI} = 0 + 018.291$$

$$\text{PC} = 0 + 000.000$$

$$\Delta = 50^\circ 40'$$

$$G = 30^\circ$$

a) RADIO DE LA CURVA

$$R = \frac{10}{\text{Sen } G/2} = \frac{10}{\text{Sen } 15^\circ} = \frac{10}{0.258819}$$

$$R = 38.637 \text{ m.}$$

b) SUBTANGENTE DE LA CURVA

$$ST = R \text{ Tan } A/2 = 38.637 \times \text{tan } 25^\circ 20'$$

$$ST = 38.637 \times 0.473410$$

$$ST = 18.291 \text{ m.}$$

c) LONGITUD DE LA CURVA

$$LC = \frac{20 A}{G} = \frac{20 \times 50.667^\circ}{30^\circ} = 33.778 \text{ m.}$$

$$LC = 33.778 \text{ m.}$$

d) PRINCIPIO DE TANGENTE

$$PT = PC + LC = 0 + 000.00 + 33.778$$

$$PT = 0 + 033.778$$

e) RESUMEN

$$PI = 0 + 018.291$$

$$\Delta = 50^{\circ}40'$$

$$G = 30^{\circ}$$

$$ST = 18.291 \text{ m.}$$

$$LC = 33.778 \text{ m.}$$

$$PC = 0 + 000$$

$$PT = 0 + 033.778$$

$$R = 38.637 \text{ m.}$$

2.- CALCULOS HIDRAULICOS DE LA RAPIDA.

DATOS:

$$Q = 39.666 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$b = 2.800 \text{ m.}$$

$$n = 0.016$$

$$s = 0.0427$$

Talud 1.5:1

DE LAS ECUACIONES: $V = r^{2/3} S^{1/2}$ (Manning)

$$V = \frac{Q}{A} \text{ (Continuidad)}$$

$$\text{Tenemos que } Ar^{2/3} = \frac{QN}{S^{1/2}} = \frac{39.666 \times 0.016}{\sqrt{0.0427}}$$

$$Ar^{2/3} = 3.0711 \dots \textcircled{1}$$

Suponiendo $d = 0.9628$ m.

Entonces:

$$A = (2.80 + 1.5 \times 0.9628) \times 0.9628$$

$$A = 4.0863 \text{ m}^2$$

$$p = 2.80 + 2 \times 0.9628 \times \sqrt{1 + 1.5^2}$$

$$p = 6.2714 \text{ m.}$$

$$r = \frac{A}{P} = \frac{4.0863}{6.2714} = 0.6516 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 0.6516^{2/3} = 0.7516$$

$$Ar^{2/3} = 4.0863 \times 0.7516 = 3.0712$$

Observamos que este valor obtenido es idénticamente igual al valor de la ecuación 1, por lo tanto concluimos que el tirante supuesto fué correcto.

$$v = \frac{0.7516 \times \sqrt{0.0427}}{0.016} = 9.7067 \text{ m/seg.}$$

RESUMEN.-

$$Q = 39.666 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.016$$

$$A = 4.086 \text{ m}^2$$

$$S = 0.0427$$

$$b = 2.800 \text{ m}$$

Talud 1.5:1

$$d = 0.963 \text{ m}$$

$$b.l. = 2.137 \text{ m.}$$

$$V = 9.707 \text{ m/seg.}$$

$$p = 6.271 \text{ m.}$$

$$b.L. = 3.137 \text{ m}$$

$$r = 0.652 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 0.752$$

III.- CALCULOS HIDRAULICOS DEL CANAL DE DESCARGA

DATOS:

$$b = 2.80 \text{ ,.}$$

$$d = 2.80 \text{ m.}$$

$$n = 0.016$$

$$s = 0.0006$$

Talud 1.5:1

Bordo Libre = 0.30 m.

$$A = (2.80 + 1.50 \times 2.80) 2.80$$

$$A = 19.600 \text{ m}^2$$

$$p = 2.80 + 2 \times 2.80 \times \sqrt{1 + 1.5^2}$$

$$p = 12.896 \text{ m.}$$

$$r = \frac{A}{p} = \frac{19.600}{12.896} = 1.520 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 1.520^{2/3} = 1.322$$

$$V = \frac{1.322 \sqrt{0.0006}}{0.016} = 2.024 \text{ m/seg.}$$

$$Q = 19.60 \times 2.024 = 39.666 \text{ m}^3/\text{seg.}$$



CALCULOS ESTRUCTURALES

Todos los miembros estructurales (a excepción de las losas de l puente) se diseñarán con el criterio elástico, de acuerdo con las normas del A.C.I.

Utilizaremos concreto con esfuerzo de ruptura a la compresión de $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

El acero de refuerzo será redondo, corrugado y deberá satisfacer las Normas D. G. N. 8-6-1969 y las Especificaciones

A. S. T. M. A-305-56T y A-15-62T y cuyo esfuerzo permisible de trabajo será $f_s = 200 \text{ Kg/cm}^2$.

Por lo tanto las constantes de cálculo para el concreto reforzado, serán:

$$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.40 f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$k = 0.30$$

$$j = 0.90$$

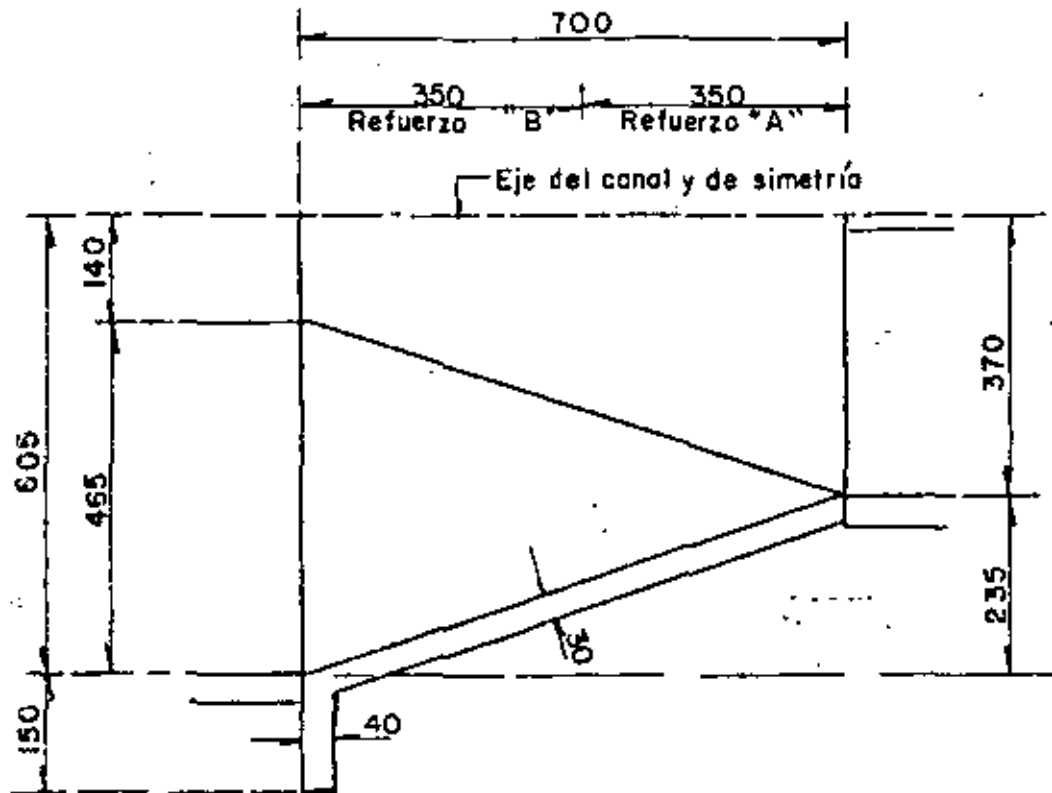
$$K = 13.69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0.270$$

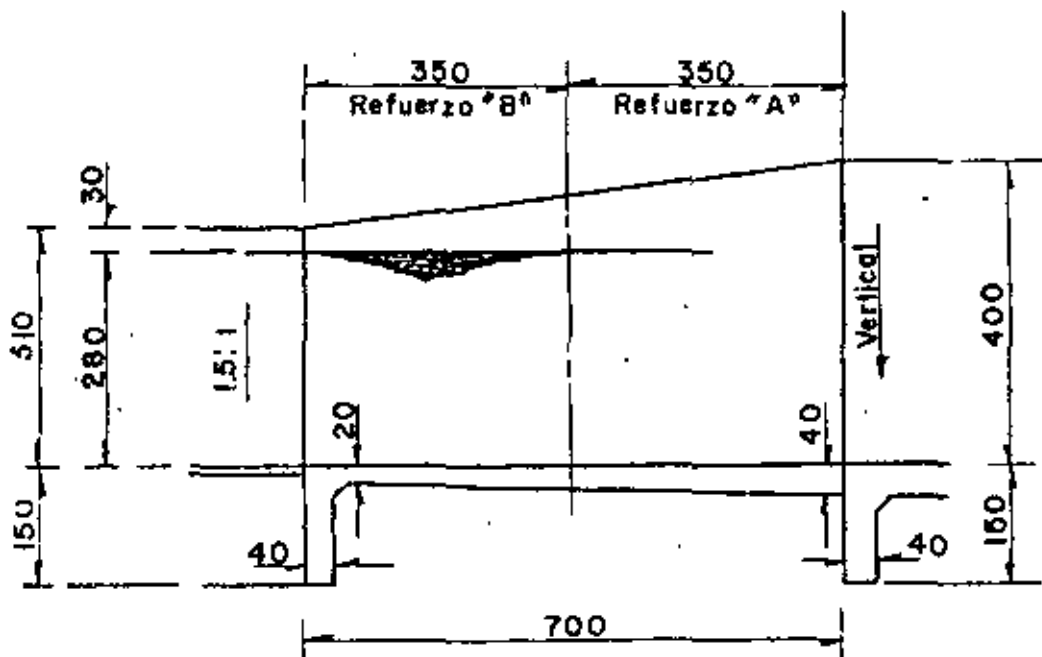
1. - CALCULO ESTRUCTURAL DE LAS TRANCIONES. -

Estas estructuras son de sección variable, tanto la plantilla como los muros laterales, variando estos últimos de un talud de 1.5:1 a muro vertical.

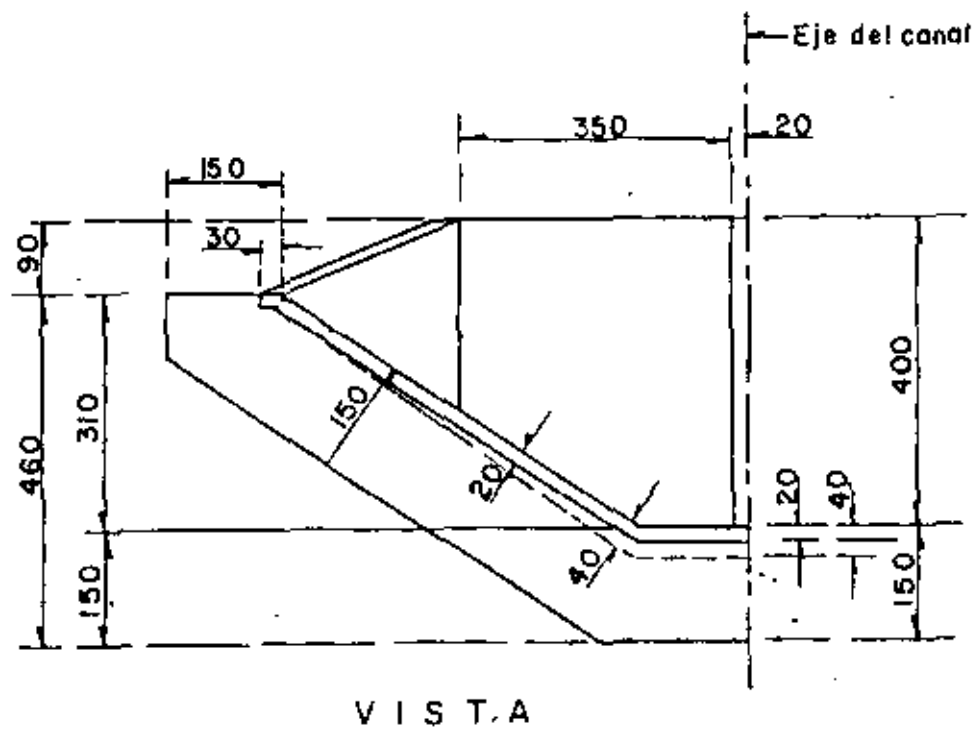
Con el propósito de disminuir en lo posible la subpresión y proporcionar un anclaje contra deslizamientos se dotará de dentellones de 1.50 m de profundidad.



PLANTA



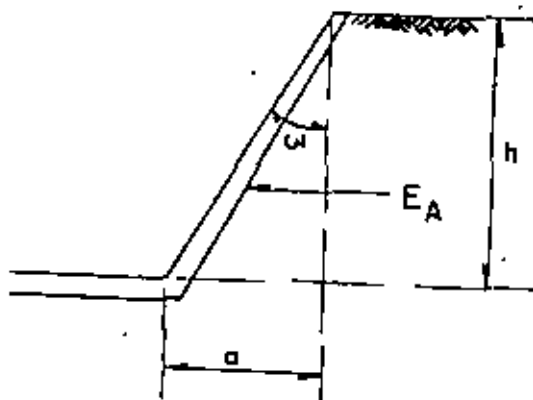
Corte por el eje del canal



Llamamos "Zona de Refuerzo A" al refuerzo que resulte de calcular las solicitaciones en la sección vertical, es decir, la zona inmediata a la estructura de compuertas.

Llamamos "Zona de Refuerzo B" al refuerzo que resulte de calcular las solicitaciones en la sección a la mitad exacta de la longitud total de la transición.

Con el refuerzo que nos resulte en ambas zonas, lo aplicaremos también a la transición del canal de riego.



Aplicando la teoría de Rankine para valorar el empuje de tierras

en su estado activo tenemos:

$$E = 0.5 k_0 \gamma h (h + 2h_1)$$

$$Y = \frac{h^2 + 3hh_1}{3(h+2h_1)}$$

$$k_0 = \frac{\cos^2 (\beta + w)}{\cos^3 w \left(1 + \frac{\sin \beta}{\cos w}\right)^2}$$

Donde: $\gamma = 1600 \text{ Kg/m}^3$

h = Altura del relleno

$h_1 = 0.60 \text{ m}$

β = Angulo de fricción interno del material

$\beta = \text{ang. tan. } \frac{1}{1.5} = 33.690068^\circ = 33^\circ 41' 24''$

w = Angulo de inclinación del paño del muro con la vertical

c). - Análisis de la sección para el refuerzo "A"

$w = 0^\circ$

$$k_0 = \frac{\cos^2 (33.690068^\circ + 0^\circ)}{\cos^3 0^\circ \left(1 + \frac{\sin 33.690068^\circ}{\cos 0^\circ}\right)^2} = 0.286$$

$h = 4.00 \text{ m}$

$h_1 = 0.60 \text{ m}$ (por especificación)

$E = 0.5 \times 0.286 \times 1600 \times 4.00 (4.00 + 2 \times 0.60)$

$E = 4759 \text{ Kg.}$

$$Y = \frac{4.00^2 + 3 \times 4.00 \times 0.60}{3 (4.00 + 2 \times 0.60)} = 1.487 \text{ m}$$

$M = 4759 \times 1.487 = 7074 \text{ Kg - m}$

$$d_m = 0.270 \times \sqrt{\frac{707400}{100}} = 22.71 \text{ cm}$$

$$d_v = \frac{4759}{4.62 \times 100} = 10.30 \text{ cm}$$

Adoptamos: $d = 33 \text{ cm}$; $r = 7 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{707\,400}{2000 \times 0.90 \times 33} = 11.91 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 5C a cada 16 cm ($A_s = 12.38 \text{ cm}^2$)

La profundidad (a partir de la parte superior) a la que puede cortarse la mitad del acero principal de refuerzo podemos considerarla de la siguiente manera:

Suponiendo que $h = 3.035 \text{ m}$

$$E = 0.143 \times 1600 \times 3.035 \times (3.035 + 1.20) = 2941 \text{ Kg}$$

$$Y = \frac{3.035^2 + 3 \times 3.035 \times 0.60}{3(3.035 + 1.20)} = 1.155 \text{ m}$$

$$M = 2941 \times 1.155 = 3397 \text{ Kg-m}$$

$$d = 23 + 0.025 \times 303.5 = 30.588 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{388\,200}{2000 \times 0.90 \times 30.575} = 6.17 \text{ cm}^2$$

Cortaremos alternadamente las varillas 5C a un metro a partir del piso de la transición.

Acero por temperatura. -

$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 40 = 6.00$$

Se colocarán varillas 4C a cada 20 cm en dos direcciones en la cara del terraplén y varillas 4C a cada 20 cm en la cara interior.

b). - Análisis de la sección para el refuerzo "B"

$$w = \text{ang. tan. } \frac{266.25}{355} = 36.869898 = 36^\circ 52' 12''$$

$$\vartheta = 33.690068^\circ$$

$$k_o = \frac{\cos^2 (33.690068 + 36.869898)}{\cos^3 36.869898 \left(1 + \frac{\text{Sen } 33.690068}{\cos 33.690068} \right)^2} = 0.075447$$

$h = 3.55 \text{ m}$

$h_1 = 0.60 \text{ m}$

$E = 0.50 \times 0.75 \times 1600 \times 3.55 \times (3.55 + 2 \times 0.60)$

$E = 1018 \text{ Kg}$

$Y = \frac{3.55^2 + 3 \times 3.55 \times 0.60}{3(3.55 + 2 \times 0.60)} = 1.333 \text{ m}$

$M = 1018 \times 1.333 = 1357 \text{ Kg - m}$

$d = (40 + 20) 0.5 - 7 = 23 \text{ cm}; r = 7 \text{ cm}; h = 30 \text{ cm}$

$A_s = \frac{135700}{2000 \times 0.90 \times 23} = 3.28 \text{ cm}^2$

Observamos que este acero es menor que el que se podría proporcionar por temperatura, es decir, $A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$, por lo tanto, haciendo caso a las recomendaciones S. A. R. H., colocaremos varillas 4C a cada 20 cm en dos direcciones y en una sola cara para espesores de 30 cm ó menos.

2.- CALCULO DE LAS LOSAS DE LOS PUENTES CARRETEROS. -

a). - Losas de 3.75 m de claro

Datos para el proyecto. -

claro = 3.75 m

Longitud total = 4.00 m

Ancho de calzada = 6.70 m

Ancho de los guarniciones = 0.30 m

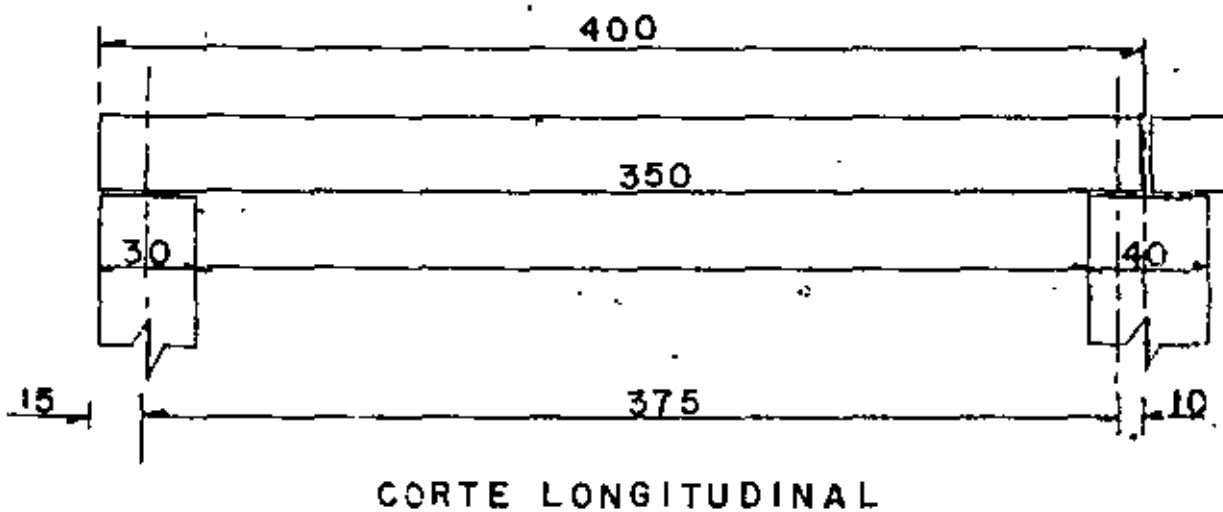
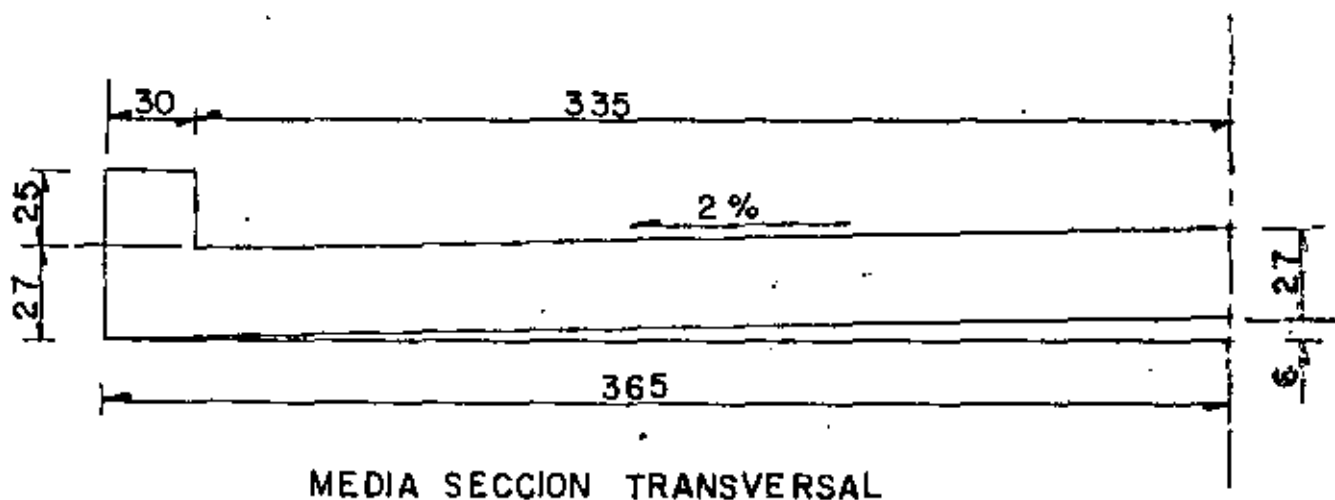
Ancho total del puente = 7.30 m

Peralte de los guarniciones = 0.25 m

Carga viva tipo HS-20 en dos líneas de circulación

Parapeto de tubo de fierro fundido de $2\frac{1}{2}'' \phi$

Se diseñará el puente elásticamente de acuerdo con las especificaciones A.S.S.H.O.



Carga Móvil. - (HS-20)

De las Especificaciones de Puentes para Caminos, S. O. P., página 163, Apéndice "A", se tiene:

$$\text{Para } 3.66 \text{ m} \quad M = 13273 \text{ Kg} - \text{m} \quad R = 14515 \text{ Kg}$$

$$\text{Para } \frac{3.96 \text{ m}}{0.30 \text{ m}} \quad M = \frac{14379 \text{ Kg} - \text{m}}{1106 \text{ Kg} - \text{m}} \quad R = \frac{14515 \text{ Kg}}{0}$$

Entonces para 3.75 m, tendremos

$$M = 13272 + \frac{1106 \times 0.09}{0.30} = 13605 \text{ Kg} - \text{m/carril}$$

$$R = 14515 \text{ Kg/carril}$$

$$\text{Impacto } I = \frac{15.24}{3.75 + 38.10} = 0.364 > 0.30$$

Limitamos el impacto al valor permisible máximo que es del 30%, es decir $I = 0.30$

$$\text{Ancho de distribución. - } E = 0.065 + 1.22$$

$$E = 0.06 \times 3.75 + 1.22 = 1.445 \text{ m}$$

$$M = \frac{13605 \times 1.30}{2 \times 1.445} = 6120 \text{ Kg} - \text{m}$$

Carga Muerta. -

$$\text{Peso propio} = (7.30 \times 0.27 + 2 \times 0.30) 2400 = 5090 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso del barandal (40 Kg/m)} = 80 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso de la carpeta asfáltica} = 0.030 \times 2200 = \frac{66 \text{ Kg/m}}{5236 \text{ Kg/m}}$$

$$w = \frac{5236}{7.30} = 717 \text{ Kg/m}$$

$$M_{cm} = \frac{717 \times 3.75^2}{8} = 1261 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

El momento total vale: $M_r = 6120 + 1261 = 7381 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

Peralte. - $d = 0.270 \sqrt{7381} = 23.20 \text{ cm}$

Adoptamos $d = 24 \text{ cm}$; $r = 3 \text{ cm}$; $h = 27 \text{ cm}$

Acero de refuerzo principal. -

$$A_s = \frac{738100}{2000 \times 0.90 \times 24} = 17.09 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 6C a cada 16 cm ($A_s = 17.81 \text{ cm}^2$)

Doblado de varillas. -

A partir del centro del claro tendremos: $X = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{1}{2}} + 0.30$

$$X = 0.5 \times 3.75 \times \sqrt{0.5} + 0.30 = 1.63 \text{ m}$$

Por lo tanto, doblaremos la mitad del acero principal de refuerzo a una distancia de 1.63 m a partir del centro del claro y medida sobre el semiperalte.

Acero para distribución. -

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 3.75}} = 28.51 \%$$

$$\therefore A_{sd} = 0.2851 \times 17.81 = 5.08 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 4C a cada 25 cm.

Acero por temperatura. -

$$A_{s_t} = 0.0025 \times 100 \times 27 = 6.75 \text{ cm}^2$$

El cálculo nos da varillas 4C a cada 19 cm, pero para facilidad en el armado los colocaremos de la siguiente manera:

Vars. 4C a cada 16 cm paralelos al acero principal.

Vars. 4C a cada 25 cm paralelos al acero de distribución.

Refuerzo en las guarniciones. -

Colocaremos 4 varillas (2 superiores y 2 inferiores) 6C y estribos 4C a cada 25 cm.

Revisión por cortante y adherencia. -

Según AASHO, para el caso de losas de puente con las solicitaciones consideradas para su cálculo, no es necesario revisarlas por cortante y adherencia, por lo tanto omitiremos las revisiones.

b). - Losa de 2.80 m de clara

Datos para el proyecto. -

Clara = 2.80

Longitud total = 3.10

Ancho de la calzada = 6.70 m

Ancho de las guarniciones = 0.30 m

Ancho total del puente = 7.30 m

Peralte de las guarniciones = 0.25 m

Carga viva tipo HS-20 en dos líneas de circulación.

Parapeto de tubo de fierro fundido de $2\frac{1}{2}'' \phi$

Carga móvil. -

Para 2.74 m $M = 9955 \text{ Kg} \cdot \text{m}$ $R = 14515 \text{ Kg.}$

Para $\frac{3.05 \text{ m}}{0.31 \text{ m}}$ $M = \frac{11061 \text{ Kg} \cdot \text{m}}{1106 \text{ Kg} \cdot \text{m}}$ $R = \frac{14515 \text{ Kg.}}{0}$

Para 2.80 m:

$$M = 9995 + \frac{1106 \times 0.06}{0.31} = 10209 \text{ Kg - m/faixa}$$

$$R = 14515 \text{ Kg/faixa}$$

$$\text{Impacto. - } l = 0.30$$

Ancho de distribución. -

$$E = 0.060 \times 2.80 + 1.22 = 1.388 \text{ m}$$

$$\text{Momento. - } M_{cv+I} = \frac{10209 \times 1.30}{2 \times 1.388} = 4781 \text{ Kg - m}$$

Carga Muerta. -

$$\text{Peso propio} = (7.30 \times 0.25 + 2 \times 0.25 \times 0.30) 2400 = 4740 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso del barandal} \quad 80 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso de la carpeta asfáltica} \quad \frac{66 \text{ Kg/m}}{4886 \text{ Kg/m}}$$

$$w = \frac{4886}{7.30} = 670 \text{ Kg/m}$$

$$M_{cm} = \frac{670 \times 2.80^2}{8} = 657 \text{ Kg - m}$$

$$\text{El momento total vale: } M_t = 5438 \text{ Kg - m}$$

$$\text{Peralte. - } d = 0.270 \sqrt{5438} = 19.91 \text{ cm}$$

$$\text{Adaptamos: } d = 22 \text{ cm; } r = 3 \text{ cm; } h = 25 \text{ cm.}$$

Refuerzo principal. -

$$A_s = \frac{543800}{2000 \times 0.90 \times 22} = 13.73 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 5C a cada 14 cm ($A_s = 14.14 \text{ cm}^2$)

Doblado de varillas. -

$$X = 0.5 \times 2.80 \times \sqrt{0.5 + 0.30} = 1.29 \text{ m}$$

Acero de distribución. -

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 2.80}} = 33\%$$

$$A_{sd} = 0.33 \times 14.14 = 4.67 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 4C a cada 27 cm

Acero por temperatura. -

$$A_{st} = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Vars. 4C a cada 14 paralelas al acero principal

Vars. 4C a cada 27 paralelas al acero de distribución.

Refuerzo en las guarniciones. -

Colocaremos 4 varillas 4C y estribos 4C a cada 27 cm

3. - CALCULO DE LAS LOSAS DE MANIOBRAS. -

a). - Losa de $3.75 \times 1.50 \times 0.20 \text{ m}$

Carga uniforme. -

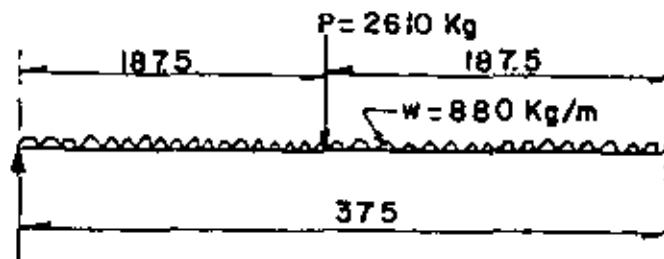
$$\text{Peso propio} = 0.20 \times 2400 = 480 \text{ Kg/m}^2$$

$$\begin{array}{rcl} \text{Carga viva considerada} & = & 400 \text{ Kg/m}^2 \\ w & = & \frac{480}{880} \text{ Kg/m}^2 \end{array}$$

Carga concentrada. - (La suponemos al centro del claro)

$$\text{Peso de los malacates} = 2 \times 438 = 876 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso al levantar la compuerta} = \frac{1734 \text{ Kg}}{p = 2610 \text{ Kg}}$$



$$M = \frac{880 \times 3.75^2}{8} + \frac{2610 \times 3.75}{4} = 1547 + 2447 = 3994 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{Peralte: } d = 0.270 \sqrt{3994} = 17.06 \text{ cm}$$

$$\text{Adoptamos: } d = 17 \text{ cm; } r = 3 \text{ cm; } h = 20 \text{ cm}$$

Acero principal. -

$$A_s = \frac{399400}{2000 \times 0.90 \times 17} = 13.05 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 5C a cada 15 cm ($A_s = 13.20 \text{ cm}^2$)

Doblado de varillas. -

$$X = 0.354 \times 3.75 + 0.30 = 1.63 \text{ m}$$

Acero para distribución. -

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 3.75}} = 28.51\%$$

$$A_{sd} = 0.2851 \times 13.20 = 3.76 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 4C a cada 30 cm

Acero por temperatura. -

$$A_{st} = 0.00125 \times 100 \times 20 = 2.50$$

Colocaremos:

Varillas 4C a cada 30 cm en dos direcciones

Revisión por cortante

$$\sqrt{f_{perm}} = 0.292 \sqrt{f_c} = 0.292 \sqrt{250} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V = \frac{2610}{2} + \frac{880 \times 3.75}{2} = 2955 \text{ Kg.}$$

$$\sqrt{cálc} = \frac{2955}{100 \times 17} = 1.74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1.74 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bién}$$

Revisión por adherencia. -

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{f_c}}{D} \leq 25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.59} = 22.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_o = \frac{4 A_s}{D} = \frac{4 \times 13.20}{1.59} = 33.21 \text{ cm}$$

$$\mu_{cálc} = \frac{2955}{33.21 \times 0.90 \times 17} = 5.82 \text{ Kg/cm}^2$$

$$5.82 \text{ Kg/cm}^2 < 22.87 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bién}$$

NOTA. - Este mismo refuerzo lo llevará la losa de maniobras para agujas.

b). - Losa de $2.80 \times 1.50 \times 0.20$ m

Carga Uniforme. -

$$\text{Peso propio} = 0.20 \times 2400 = 480 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva considerada} = 400 \text{ Kg/m}^2$$

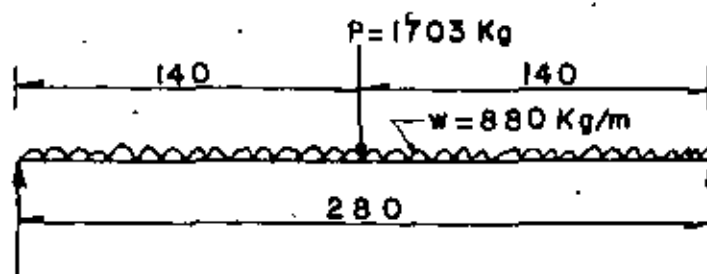
$$w = 880 \text{ Kg/m}^2$$

Carga concentrada. - (Supuesta al centro del claro)

$$\text{Peso de los malacates} = 2 \times 314 = 628 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso al levantar la compuerta} = 1075 \text{ Kg}$$

$$p = 1073 \text{ Kg}$$



$$M = \frac{880 \times 2.80^2}{8} + \frac{1703 \times 2.80}{4} = 862 + 1192 = 2054 \text{ Kg - m}$$

$$\text{Peralte. - } d = 0.270 \sqrt{2054} = 12.24 \text{ cm}$$

$$\text{Adoptamos: } d = 17 \text{ cm; } r = 3 \text{ cm; } h = 20 \text{ cm}$$

Acero principal. -

$$A_s = \frac{205\,400}{2000 \times 0.90 \times 17} = 6.71 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 4C a cada 18 cm ($A_s = 7.06 \text{ cm}^2$)

Doblado de varillas. -

$$X = 0.354 \times 2.80 + 0.30 = 1.29 \text{ m}$$

Acero para distribución. -

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 2.80}} = 33\%$$

$$A_{sd} = 0.33 \times 7.06 = 2.33 \text{ cm}^2$$

Este acero es menor que el proporcionado por temperatura.

Acero por temperatura. -

$$A_{st} = 0.00125 \times 100 \times 20 = 2.50$$

Colocaremos varillas 4C de la siguiente manera:

En dos direcciones en el lecho superior, y

perpendiculares al acero principal en el lecho inferior.

Revisión por cortante. -

$$\sqrt{f_{perm}} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V = \frac{880 \times 2.80}{2} + \frac{1703}{2} = 2084 \text{ Kg.}$$

$$\sqrt{f_{calc}} = \frac{2084}{100 \times 20} = 1.04 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1.04 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

Revisión por adherencia. -

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.27} = 28.63 \text{ Kg/cm}^2 > 25 \text{ Kg/cm}^2$$

Limitamos $\mu_{perm} = 25 \text{ Kg/cm}^2$

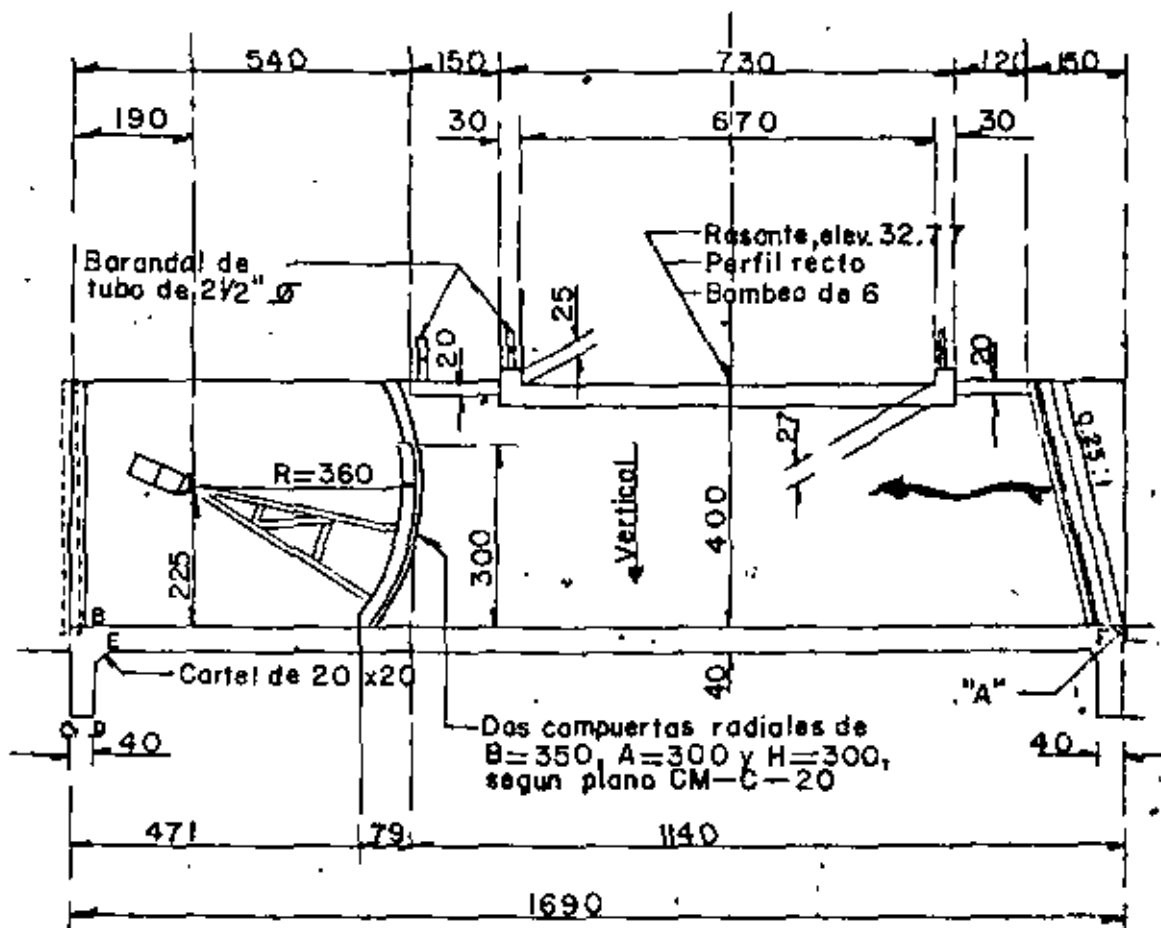
$$\varepsilon_o = \frac{4 A_s}{D} = \frac{4 \times 7.06}{1.27} = 22.24 \text{ cm}$$

$$\mu_{calc} = \frac{2084}{22.24 \times 0.90 \times 17} = 6.13 \text{ Kg/cm}^2$$

$6.13 \text{ Kg/cm}^2 < 25 \text{ Kg/cm}^2 \therefore$ bien

NOTA. - Este mismo refuerzo lo llevaré la losa de maniobra para agujas.

4. - CALCULO DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL



Tomaremos en cuenta 4 condiciones de carga, consideradas como las más críticas.

- I. - Estructura vacía, sin subpresión y con carga viva sobre el puente.
- II. - Estructura vacía, con subpresión y sin carga viva sobre el puente.
- III. - Estructura llena hasta 3.00 m, estando la compuerta cerrada, con subpresión, y carga viva sobre el puente.
- IV. - El mismo caso anterior solo con la compuerta abierta.

El diseño de cada una de las componentes estructurales se regirá teniendo en cuenta la combinación de carga que produzca los efectos más desfavorables.

CASO I. -

Los momentos son respecto al punto "A" de la figura.

1. - Losa del puente carretero

$$P_1 = (7.30 \times 0.27 + 2 \times 0.25 \times 0.30) 8.00 \times 2400 = 40723 \text{ Kg.}$$

$$X_1 = 6.35 \text{ m}$$

$$M_1 = 40723 \times 6.35 = 258592 \text{ Kg - m}$$

2. - Losa de maniobras para agujas.

$$P_2 = 1.20 \times 0.20 \times 8.00 \times 2400 = 4608 \text{ Kg}$$

$$Y_2 = 2.10 \text{ m}$$

$$M_2 = 4608 \times 2.10 = 9677 \text{ Kg - m}$$

3. - Losa de maniobras para las compuertas

$$P_3 = 1.50 \times 0.20 \times 8.00 \times 2400 = 5760 \text{ Kg.}$$

$$Y_3 = 10.75 \text{ m}$$

$$M_3 = 5760 \times 10.75 = 61920 \text{ Kg - m}$$

4. - Muros laterales

$$P_4 = \left[(0.40 + 0.30) 0.5 \times 4.00 \times 16.90 \right] 2 \times 2400 = 113\,568 \text{ Kg.}$$

$$Y_4 = 8.45 \text{ m}$$

$$M_4 = 113\,568 \times 8.45 = 959\,650 \text{ Kg - m}$$

5. - Muro Intermedio. -

$$P_5 = 0.40 \times 4.00 \times 16.40 \times 2400 = 62\,976 \text{ Kg}$$

$$Y_5 = 8.47 \text{ m}$$

$$M_5 = 62\,976 \times 8.47 = 533\,407 \text{ Kg - m}$$

6. - Losa del piso. -

$$P_6 = 16.90 \times 8.20 \times 0.40 \times 2400 = 133\,037 \text{ Kg.}$$

$$Y_6 = 8.45 \text{ m}$$

$$M_6 = 133\,037 \times 8.45 = 1\,124\,163 \text{ Kg - m}$$

7. - Dentellón izquierdo

$$P_7 = 0.40 \times 1.10 \times 8.20 \times 2400 = 8\,659 \text{ Kg.}$$

$$Y_7 = 16.90 - 0.20 = 16.70 \text{ m}$$

$$M_7 = 8\,659 \times 16.70 = 144\,605 \text{ Kg.}$$

8. - Dentellón derecho. -

$$P_8 = 0.40 \times 1.10 \times 8.20 \times 2400 = 8\,659 \text{ Kg.}$$

$$Y_8 = 0.20 \text{ m}$$

$$M_8 = 8\,659 \times 0.20 = 1\,732 \text{ Kg - m}$$

9. - Puertas radiales

$$P_9 = 1734 \times 2 = 3468 \text{ Kg (plano CM-C-20)}$$

$$Y_9 = 12.19 \text{ m}$$

$$M_9 = 34.68 \times 12.19 = 42275 \text{ Kg - m}$$

10. - Molacates. -

$$P_{10} = 2 \times 438 = 876 \text{ Kg.}$$

$$Y_{10} = 11.05 \text{ m}$$

$$M_{10} = 876 \times 11.05 = 9680 \text{ Kg - m}$$

11. - Mensulas. -

$$P_{11} = 4 \times 179 = 716 \text{ Kg}$$

$$Y_{11} = 15.40 \text{ m}$$

$$M_{11} = 716 \times 15.40 = 11026 \text{ Kg - m}$$

12. - Carga de camión en el puente. -

$$P_{12} = 2 \times 14515 = 29030 \text{ Kg.}$$

$$Y_{12} = 8.48 \text{ m}$$

$$M_{12} = 29030 \times 8.48 = 246174 \text{ Kg - m}$$

Por peso propio: $\Sigma F = 383050 \text{ Kg.}$

$$\Sigma M = 3156727 \text{ Kg - m}$$

$$\text{CASO I. - } \Sigma M = 3156727 + 246174 = 3402901 \text{ Kg - m}$$

$$\Sigma F = 383050 + 29030 = 412080 \text{ Kg.}$$

$$X = \frac{\sum M}{\sum F} = \frac{3\,402\,901}{412\,080} = 8.258 \text{ m}$$

$$e = \frac{L}{2} - X = \frac{16.90}{2} - 8.258 = 0.192 \text{ m}$$

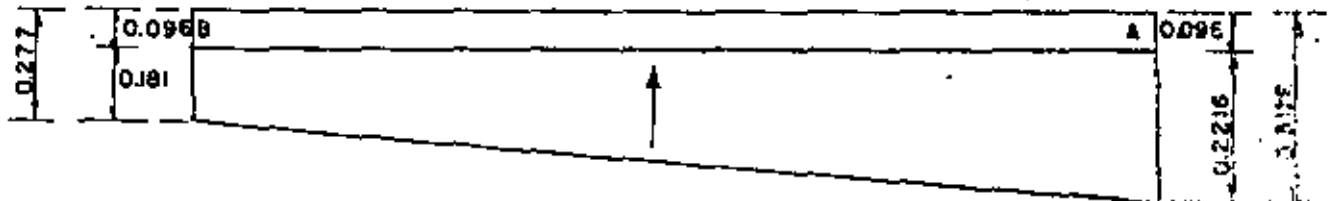
Las presiones (esfuerzos) sobre la cimentación son:

$$f_A = \frac{412\,080}{16.90 \times 8.20} \left(1 + \frac{6 \times 0.192}{16.90} \right) = 3176.29 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_A = 0.3176 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_B = \frac{412\,080}{16.90 \times 8.20} \left(1 - \frac{6 \times 0.192}{16.90} \right) = 2770.89 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_B = 0.2771 \text{ Kg/cm}^2$$



13. - Subpresión (Teoría de Blight)

$$L = 1.50 + 0.40 + 1.10 + 16.10 + 0.57 = 19.67 \text{ m}$$

$$H = 3.00 \text{ m (Altura máxima posible del agua)}$$

$$K = \frac{3.00}{19.67} = 0.153$$

$$C = 0.75$$

$$S = \gamma_a C (H + h - KX) = 1000 \times 0.75 (3.00 + h - 0.159 X)$$

$$S = 750 (3 + h - 0.159 X)$$

Punto C.-

$$s = 750 (3 + 1.50 - 0.153 \times 1.50) = 3\,202.88 \text{ Kg/m}^2$$

Punto D .-

$$s = 750 (3 + 1.50 - 0.159 \times 1.90) = 3\,156.98 \text{ Kg/m}^2$$

Punto E .-

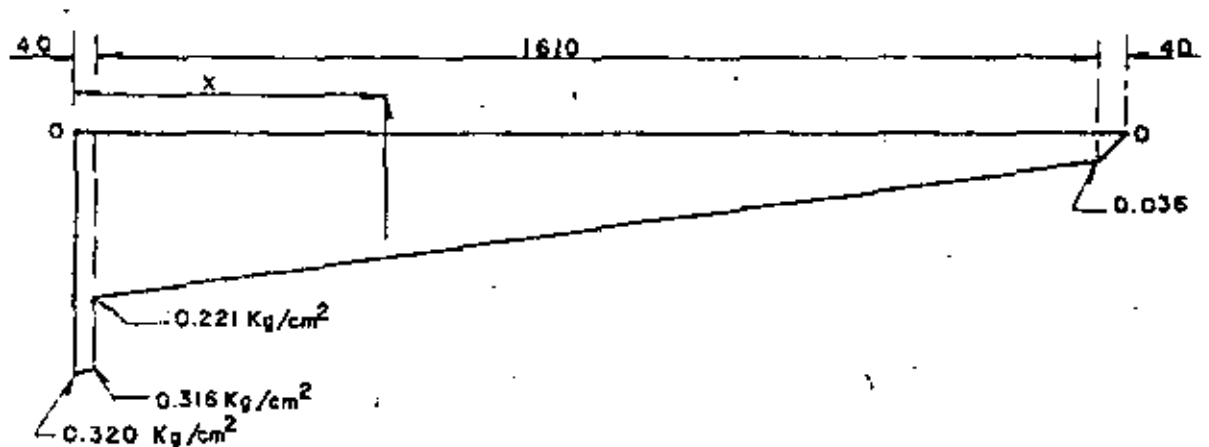
$$s = 750 (3.00 + 0.40 - 0.153 \times 3.00) = 2\,205.75 \text{ Kg/m}^2$$

Punto F .-

$$s = 750 (3.00 + 0.40 - 0.153 \times 19.10) = 358.28 \text{ Kg/m}^2$$

Punto A .-

$$s = 750 (3.00 + 0.00 - 0.153 \times 19.67) = 0$$



Posición de la resultante. - (X)

$$A_1 = 0.315698 \times 0.40 = 0.126279$$

$$X_1 = 0.20 \text{ m}$$

$$M_1 = 0.126279 \times 0.20 = 0.025256$$

$$A_2 = 0.004590 \times 0.40 \times 0.5 = 0.000918$$

$$X_2 = \frac{0.40}{3} = 0.1333 \text{ m}$$

$$M_2 = 0.000122$$

$$A_3 = (0.220575 + 0.035828) \times 0.5 \times 16.10 = 2.064044$$

$$X_3 = \frac{16.10}{3} \left(\frac{0.220575 + 2 \times 0.035828}{0.220575 + 0.035828} \right) = 6.116568$$

$$M_3 = 12.624866$$

$$A_4 = 0.035828 \times 0.40 \times 0.5 = 0.007166$$

$$X_4 = 16.10 + \frac{0.40}{3} = 16.233333$$

$$M_4 = 0.116322$$

$$\Sigma A = 2.198407$$

$$\Sigma M = 12.766566$$

$$X = \frac{\Sigma M}{\Sigma A} = 5.807189 \text{ m} \quad (\text{A partir del punto B})$$

CASO II .-

$$\text{Peso propio} = 838.050 \text{ Kg.}$$

$$M_{pp} = 3156727 \text{ Kg - m}$$

$$\text{Subpresión} = 21984.07 \text{ Kg}$$

$$X = 5.807189 \text{ m}$$

$$M_s = 127666 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{Entonces: } \Sigma F = 383050 + 21984 = 405034 \text{ Kg}$$

$$\Sigma M = 3156727 + 12766 = 3\ 284\ 393 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

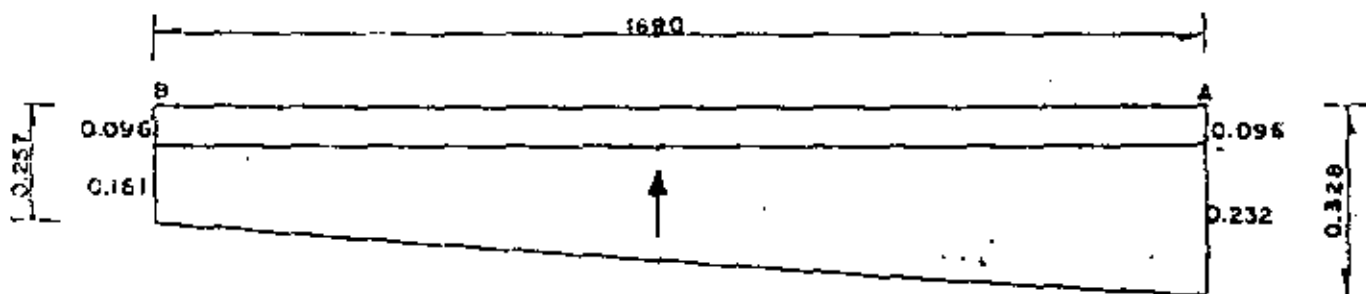
$$X = \frac{3\ 284\ 393}{405\ 034} = 8.109 \text{ m}$$

$$e = \frac{16.90}{2} - 8.109 = 0.34 \text{ m}$$

Los esfuerzos sobre la cimentación serán. -

$$f_A = \frac{405\ 034}{16.90 \times 8.20} \left(1 + \frac{6 \times 0.34}{16.90} \right) = 3275.55 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_E = \frac{405\ 034}{16.90 \times 8.20} \left(1 - \frac{6 \times 0.34}{16.90} \right) = 2569.94 \text{ Kg/m}^2$$



CASO III .-

1. - Peso propio = 383050 Kg (Vertical)

$$M_{pp} = 3156727 \text{ Kg} - \text{m}$$

2. - Carga de camión = 29030 Kg. (Vertical)

$$M_{cv} = 246174 \text{ Kg} - \text{m}$$

3. - Peso del agua (3 m de altura) (Vertical)

$$P_a = 3 \times 7.00 \times 11.40 \times 1000 = 239400 \text{ Kg.}$$

$$X_a = 5.70 \text{ m}$$

$$M_a = 239\,400 \times 5.70 = 1364580 \text{ Kg} - \text{m}$$

4. - Empuje hidrostático sobre la pila. - (Horizontal)

$$E_p = 0.40 \times 2.80^2 \times 1000 \times 0.50 = 1568 \text{ Kg.}$$

$$X_p = 0.933 \text{ m}$$

$$M_p = 1463 \text{ Kg} - \text{m}$$

5. - Fuerza transmitida por las compuertas a los pasadores. -

$$F_{pa} = 3330 \text{ Kg (Vertical)} \quad 9000 \text{ Kg (horizontal)}$$

$$X_{pa} = 15.00 \quad 8.25 \text{ m}$$

$$M = 49950 \text{ Kg} - \text{m} \quad 20250 \text{ Kg} - \text{m}$$

6. - Subpresión = - 21984 Kg (Vertical)

$$M_s = - 127666 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$\Sigma FV = 626166 \text{ Kg}$$

$$\Sigma FH = 10568 \text{ Kg}$$

$$\epsilon MV = 4\,589\,865 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\epsilon MH = 21\,713 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$X = \frac{\epsilon MV}{\epsilon FV} = \frac{4\,589\,865}{626\,166} = 7.33 \text{ m}$$

$$e = 8.45 - 7.33 = 1.12 \text{ m}$$

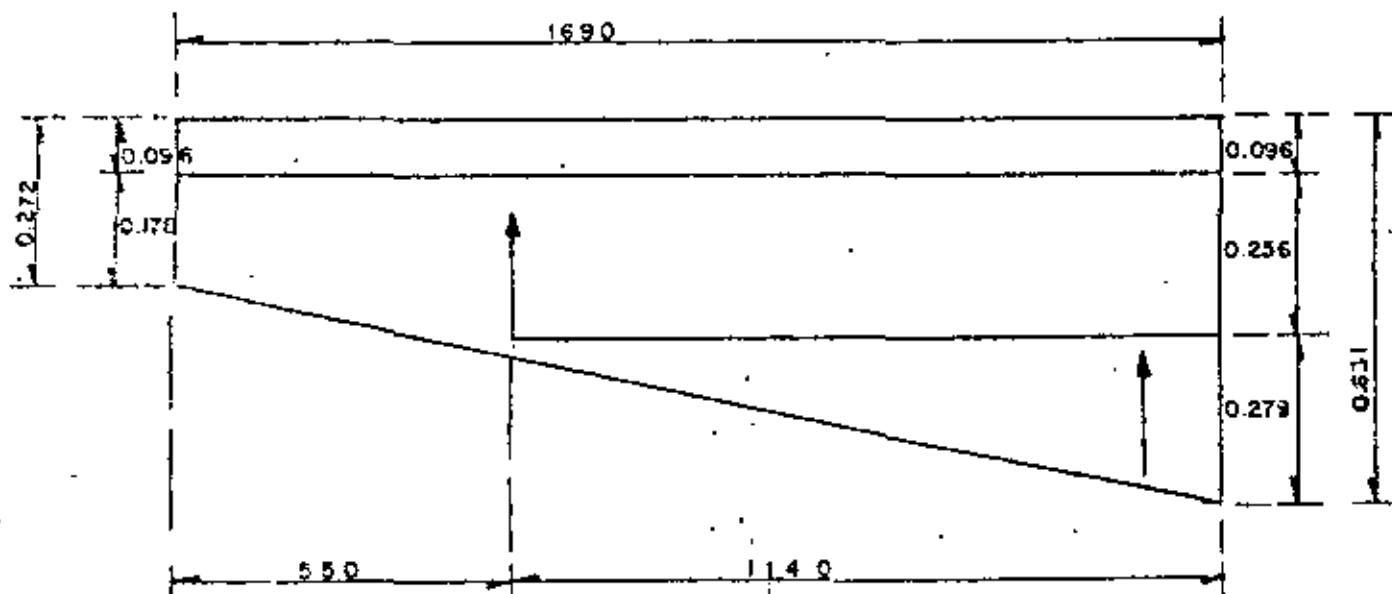
Las presiones totales sobre la losa de cimentación son :

$$f_a = \frac{626\,166}{13.90 \times 8.20} \left(1 + \frac{6 \times 1.12}{16.90} \right) = 6315.13 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_b = \frac{626\,166}{16.90 \times 8.20} \left(1 + \frac{6 \times 1.12}{16.90} \right) = 2721.76 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso de la losa} = 0.40 \times 2400 = 960 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso del agua} = 3.00 \times 7.00 \times 1000 \times \frac{1}{8.20} = 2561 \text{ Kg/m}^2$$



CASO IV .-

1. - Peso propio = 379582 Kg. (Descontamos peso de compuertas)

$$M_{pp} = 3114452 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

2. - Peso soportado por malacates. - (compuertas abiertas)

$$P_2 = 3468 \text{ Kg.}$$

$$M_2 = 42275 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

3. - Subpresión. -

$$P_3 = 21984 \text{ Kg.}$$

$$M_3 = 127666 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

4. - Empuje hidrostático sobre la pila

$$P_4 = 1568 \text{ Kg (Horizontal)}$$

$$M_4 = 1463 \text{ Kg.}$$

$$\sum FV = 405034 \text{ Kg.}$$

$$\sum MV = 3\,284\,393 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\sum FH = 1568 \text{ Kg.}$$

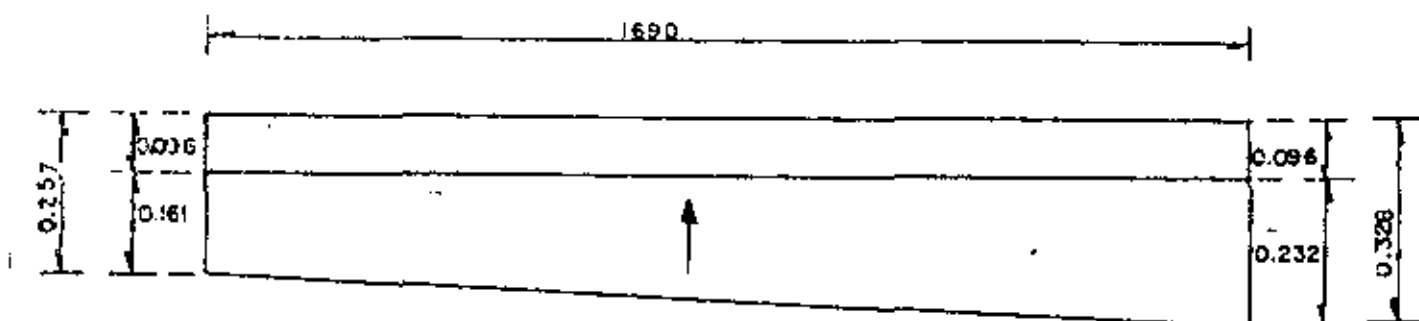
$$\sum MH = 1463 \text{ Kg.}$$

$$X = \frac{3\,284\,393}{405034} = 8.11 \text{ m}$$

$$e = 0.5 \times 16.90 - 8.11 = 0.34 \text{ m}$$

$$f_A = \frac{405\,034}{16.90 \times 8.20} \left(1 + \frac{6 \times 0.34}{16.90} \right) = 3275.55 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_B = \frac{405\,034}{16.90 \times 8.20} \left(1 - \frac{6 \times 0.34}{16.90} \right) = 2569.94 \text{ Kg/m}^2$$



Observamos que en los 4 casos analizados la reacción total cae dentro del núcleo central de la superficie de cimentación, por lo tanto se garantiza la estabilidad de la estructura al volteamiento.

Respecto al deslizamiento, éste está impedido por los dentellones extremos de la estructura que tomarían en su caso el esfuerzo cortante que pudiera generarse por concepto de empujes longitudinales, suponiendo que la fricción con la superficie del suelo no fuera lo suficiente para impedirlo.

CARGAS HORIZONTALES SOBRE LOS MUROS LATERALES. -

a). - 0.143 Empuje de tierra

$$E = 0.143 \times 1600 \times 4.00 (4.00 + 2 \times 0.60) = 4759 \text{ Kg}$$

$$M = \frac{4.00^2 + 3 \times 4.00 \times 0.60}{3 (4.00 + 2 \times 0.60)} = 1.487 \text{ m}$$

$$M = 4759 \times 1.487 = 7078 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

b). - Empuje hidrostático (Al nivel del tirante máximo de operación)

$$E_h = 0.5 \times 1000 \times 2.80^2 = 3920 \text{ Kg.}$$

$$Y_h = \frac{2.80}{3} = 0.933$$

$$M_h = 3920 \times 0.933 = 3659 \text{ Kg} - m$$

c). - Frenaje. -

$$FR = 0.05 \times 2.9030 = 1452 \text{ Kg.}$$

$$Y = 4.00 - 0.27 = 3.73 \text{ m}$$

$$M = 1452 \times 3.73 = 5416 \text{ Kg} - m$$

d). - Fricción. - (Reacción por carga muerta)

$$R_{cm} = \frac{40723}{2} = 20361 \text{ Kg}$$

$$Fr = 0.05 \times 20361 = 1018$$

$$\text{Brazo} = 4.00 - 0.27 = 3.73$$

$$M = 1018 \times 3.73 = 3797 \text{ Kg} - m$$

NOTA. - Cuando la represa está vacía es cuando los muros laterales trabajan a su máximo momento, por ésta razón, debemos trabajar sólo con empuje de tierra, frenaje y fricción.

$$\leq FH = 7229 \text{ Kg}$$

$$\leq MH = 16292 \text{ Kg} - m$$

$$\text{Peralte .- } d = 0.270 \sqrt{16291} = 34.46$$

$$\text{Adoptamos: } 35 \text{ cm; } r = 5 \text{ cm; } h = 40$$

Acero de refuerzo. -

$$A_s = \frac{1629100}{2000 \times 0.90 \times 35} = 25.86 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas de 1" ϕ a cada 20 cm c.a.c.

($A_s = 25.35 \text{ cm}^2$).

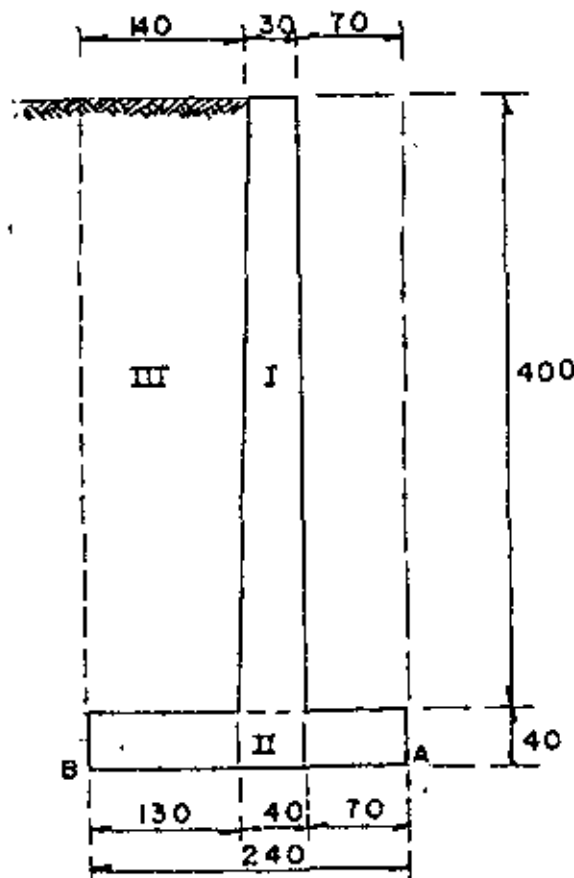
De acuerdo a la altura de corte de la mitad del acero principal de refuerzo, cuando calculamos las transiciones, podemos cortar este a 100 cm a partir del piso de la estructura.

El refuerzo en la pila central se proporcionará por temperatura y haciendo caso a las recomendaciones que para el caso indica la SARH, es decir, colocaremos varillas 4C a cada 20 cm en dos direcciones y en cada cara.

Por otra parte, el momento producido por los empujes será transmitido a la propia losa.

Finalmente diremos que todos los cálculos anteriores aplicados a la estructura principal, es decir, para el caso de las dos compuertas, serán válidos para el caso de la estructura que tiene una sola compuerta.

5. - CALCULO DEL MURO DE SOSTENIMIENTO



$$E = 0.143 \times 1600 \times 4.40 (4.40 + 2 \times 0.60) = 5638 \text{ Kg}$$

$$Y = \frac{40.40^2 + 3 \times 4.40 \times 0.60}{3 (4.40 + 2 \times 0.60)} = 1.624 \text{ m}$$

$$M = 5638 \times 1.624 = 9156 \text{ Kg - m}$$

Espesor del muro, -

$$d = 0.270 \sqrt{9156} = 25.84 \text{ cm}$$

Adoptamos : $d = 33 \text{ cm}$; $r = 7 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$

Refuerzo, -

$$A_s = \frac{915600}{2000 \times 0.90 \times 33} = 15.41 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 6C a cada 18 cm c.a.c.

$$(A_{st} = 0.00125 \times 100 \times 40 = 5.00$$

Se colocarán varillas 4C a cada 25 cm c.a.c.

($A_s = 5.08 \text{ cm}^2$) en dos capas y en dos direcciones para el caso de la zapata y en caso del muro en una sola capa y en dirección perpendicular al acero principal.

Análisis de la estabilidad del muro, - (consideramos un metro de profundidad del muro y - los momentos se referirán al punto "A")

$$P_1 = 0.35 \times 4.00 \times 2400 = 3360 \text{ Kg}$$

$$X_1 = 0.70 + 0.176 = 0.876 \text{ m}$$

$$M_1 = 3360 \times 0.876 = 2943 \text{ Kg - m}$$

$$P_2 = 0.40 \times 2.40 \times 2400 = 2304 \text{ Kg}$$

$$X_2 = 1.20$$

$$M_2 = 2304 \times 1.20 = 2765 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$P_3 = 1.35 \times 4.00 \times 1600 = 8640 \text{ Kg.}$$

$$Y_3 = 2.40 - 0.675 = 1.725 \text{ m}$$

$$M_3 = 8640 \times 1.725 = 14904 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$\Sigma FV = 14304 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma MV = 20612 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$\Sigma FH = 5638 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma MH = 9156 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$X = \frac{(20612 - 9156)}{14304} = 0.80 \text{ m}$$

$$e = \frac{2.40}{2} - 0.80 = 0.400 \text{ m}$$

Los esfuerzos sobre la cimentación serán:

$$f_A = \frac{20612}{2.40 \times 1.00} \left(1 - \frac{6 \times 0.40}{2.40} \right) = 0 \text{ Kg/cm}$$

$$f_B = \frac{20612}{2.40 \times 1.00} \left(1 + \frac{6 \times 0.40}{2.40} \right) = 17177 \text{ Kg/cm}^2$$

El coeficiente de seguridad al volteamiento es:

$$CS_V = \frac{20612}{9156} = 2.25 \approx 2 \therefore \text{No se voltea}$$

El coeficiente de seguridad al deslizamiento es:

$$CS_d = \frac{5638}{0.52 \times 14304} = 0.76 < 1 \therefore \text{No se desliza}$$

ABANICOS. -

Estos constán de un macizo de concreto simple, junto al muro de entrada de la estructura de compuertas, y una losa de 25 cm de espesor, de talud variable y apoyada en muros --

con zapata, (contrafuertes) .

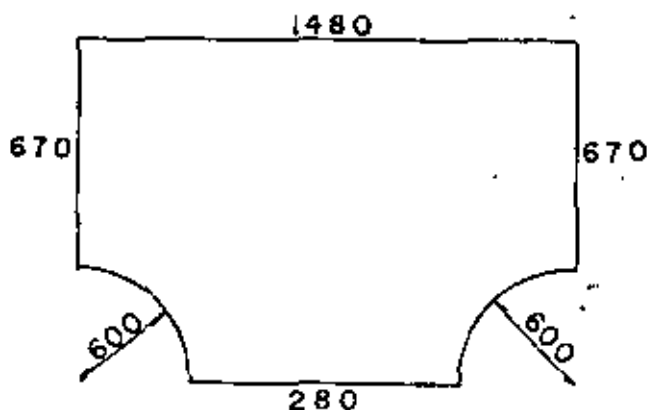
El acero se proporciona según las recomendaciones que para el caso hace la S.A.R.H., es decir, que tanto la losa como los muros con zapata se armarán con varillas de 5C a cada 25 cm en dos direcciones.



CUBICACIONES

(1). - ESTRUCTURA REPARTIDORA .-

a). - Loso de piso



Espesor del piso = 0.20 m

$$\text{Area} = 14.80 \times 12.70 - \frac{3.14 \times 12.00^2}{8} = 131.41 \text{ m}^2$$

$$\text{Volúmen de concreto} = 131.41 \times 0.20 = \underline{\underline{26.28 \text{ m}^3}}$$

1 m² de loso tiene 10 m. de varilla (Vars. 1/2" Ø en dos direcciones en una sola capa)

$$\therefore = 131.24 \times 10 \times 1.00 = \underline{\underline{1312 \text{ Kg}}} \quad (1/2" \text{ Ø})$$

b). - Muro de contención. - (19.10 m de desarrollo)

$$A = 0.40 \times 2.40 + 0.35 \times 4.00 = 2.36 \text{ m}^2$$

$$\text{Volúmen de concreto} = 19.10 \times 2.36 = \underline{\underline{45.08 \text{ m}^3}}$$

Longitud de una varilla cortada de 3/4" Ø a cada 36 cm = 2.45 m

Número de varillas en todo el desarrollo = 53

$$\text{Peso} = 53 \times 2.45 \times 2.25 = \underline{292 \text{ Kg.}}$$

Longitud de varillas prolongadas de $3/4'' \phi$ a cada 36 cm = 5.25 m

Número de varillas en todo el desarrollo = 52

$$\text{Peso} = 52 \times 5.25 \times 2.25 = \underline{614 \text{ Kg}}$$

$$\text{Total} = \underline{906 \text{ Kg}} \quad (3/4'' \phi)$$

Número de varillas $1/2'' \phi$, con 19.00 m de desarrollo = 44

$$\text{Peso} = 44 \times 1.00 \times 19.00 = \underline{836 \text{ Kg.}}$$

Número de varillas de $1/2'' \phi$, con 2.30 m de desarrollo = 190

$$\text{Peso} = 190 \times 2.30 \times 1.00 = \underline{437 \text{ Kg.}}$$

$$\text{Total} = \underline{1273 \text{ Kg}} \quad (1/2'' \phi)$$

c). - Abanicos. -

$$\text{Desarrollo inferior} = \frac{2 \times 3.1416 \times 6.00}{4} = 9.42 \text{ m}$$

$$\text{Longitud promedio} = (6.00 + 4.00) 0.5 = 5.00 \text{ m}$$

$$\text{Área total del abanico} = 9.42 \times 5.00 = 47.12 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de concreto en dos abanicos} = 47.12 \times 0.20 \times 2 = \underline{18.85 \text{ m}^3}$$

En un m^2 de losa del abanico se tienen 6 m de varilla de $5/8'' \phi$.

$$\therefore \text{Peso de dos abanicos} = 47.12 \times 6.00 \times 1.57 = \underline{443.87 \text{ Kg.}} \quad (5/8'' \phi)$$

Un abanico tiene dos contrafuertes de 5.50 m de altura y base promedio de 4.50 m, con zapata de 0.80 m de ancho y 0.30 de altura.

$$\text{Volúmen de dos contrafuertes} = 0.30 \times 4.50 \times 0.80 + 0.20 \times 4.50 \times 1.00 + 0.20 \times 4.50 \times 4.20 \times 0.5 = \underline{\underline{3.87 \text{ m}^3}}$$

En un m^2 de contrafuerte hay 6.00 m de varilla de $5/8'' \varnothing$

$$A = (0.80 \times 4.50 + 4.50 \times 1.00 + 4.50 \times 4.20 \times 0.5) 2 = 35.10 \text{ m}^2$$

$$= 35.10 \times 6.00 \times 1.57 = \underline{\underline{330.64 \text{ Kg.}}} \quad (5/8'' \varnothing)$$

Cada abanico tiene dos contrafuertes de concreto simple cuyo volúmen vale:

$$V = (4.00 \times 1.00 \times 0.45) 2 = \underline{\underline{3.60 \text{ m}^3}}$$

Dentellón de los abanicos

$$\text{Concreto} = 0.40 \times 1.50 \times 14.80 = \underline{\underline{8.88 \text{ m}^3}}$$

$$\text{Acero} = (1.30 \times 14.80 \times 8.00 \times 1.00) 2 = \underline{\underline{307.84 \text{ Kg}}} \quad (1/2'' \varnothing)$$

Dentellones de la estructura distribuidora

$$\text{Concreto} = (0.40 \times 1.50 \times 8.00) 2 = \underline{\underline{9.60 \text{ m}^3}}$$

$$\text{Acero} = (1.30 \times 8.00) \times 8.00 \times 1.00 \times 4 = 332.80 \text{ Kg} \quad (1/2'' \varnothing)$$

Resúmen del inciso (1) .-

$$\text{Concreto Reforzado} = 26.28 + 45.08 + 18.85 + 3.87 + 8.88 + 9.60 = 112.56 \text{ m}^3$$

$$\text{Concreto simple} = 3.60 \text{ m}^3$$

$$\text{Acero de } 1/2'' \varnothing = 3226 \text{ Kg.}$$

$$\text{Acero de } 5/8'' \varnothing = 775 \text{ Kg.}$$

$$\text{Acero de } 3/4'' \varnothing = \frac{906}{4907} \text{ Kg.}$$

(II) . - ESTRUCTURA PARA EL DESAGUE. -

$$A = 8.20 \times 0.40 + 2 \times 0.35 \times 4.00 + 0.40 \times 4.00 = 7.68 \text{ m}^2$$

$$V = 7.68 \times 16.90 = \underline{\underline{129.79 \text{ m}^3}}$$

$$85 \text{ varillas } 1/2" \phi \text{ con L} = 15.50 \text{ m} = 1317.50 \text{ m}$$

$$175 \text{ varillas } 1/2" \phi \text{ con L} = 4.80 \text{ m} = 816.00 \text{ m}$$

$$201 \text{ varillas } 1/2" \phi \text{ con L} = 16.80 \text{ m} = \frac{3375.80 \text{ m}}{5510.30 \text{ m}}$$

$$= 5510.30 \times 1.00 = \underline{\underline{5510.30 \text{ Kg} (1/2" \phi)}}$$

$$43 \text{ varillas } 1" \phi \text{ con L} = 16.70 \text{ m} = 718.10 \text{ m}$$

$$42 \text{ varillas } 1" \phi \text{ con L} = 11.10 \text{ m} = \frac{466.20 \text{ m}}{1184.30 \text{ m}}$$

$$= 1184.30 \text{ m} \times 4.00 = \underline{\underline{4737.20 \text{ Kg} (1" \phi)}}$$

Resumen del Inciso (II). -

$$\text{Concreto} = 129.79 \text{ m}^3$$

$$\text{Acero de } 1/2" \phi = 5510.30 \text{ Kg}$$

$$\text{Acero de } 1" \phi = 4737.20 \text{ Kg.}$$

(III) . - ESTRUCTURA PARA EL CANAL DE RIEGO. -

$$A = 3.30 \times 0.40 + 2 \times 0.35 \times 4.00 = 4.12 \text{ m}^2$$

$$V = 4.12 \times 16.50 = \underline{\underline{67.98 \text{ m}^3}}$$

$$83 \text{ varillas } 1/2" \phi \text{ con L} = 10.60 \text{ m} = 879.80 \text{ m}$$

$$111 \text{ varillas } 1/2" \phi \text{ con L} = 16.50 \text{ m} = \frac{1820.40 \text{ m}}{2700.20 \text{ m}}$$

$$W = 2700.20 \times 1.00 = 2700.20 \text{ Kg.}$$

$$42 \text{ varillas de } 1'' \varnothing \text{ con } L = 11.80 \text{ m} = 495.60 \text{ m}$$

$$41 \text{ varillas de } 1'' \varnothing \text{ con } L = 6.30 \text{ m} = \frac{258.30 \text{ m}}{753.90 \text{ m}}$$

$$W = 753.90 \times 4.00 = \underline{\underline{3015.60 \text{ Kg.}}} \quad (1'' \varnothing)$$

Resumen del inciso (III)

$$\text{Concreto} = 30.90 \text{ m}^3$$

$$\text{Acero } 5/8'' \varnothing = 359.37 \text{ Kg}$$

$$\text{Acero } 1/2'' \varnothing = 612.22 \text{ Kg.}$$

(III). - TRANCISION DEL DESAGUE

$$\text{Desarrollo en la sección vertical} = 15.40 \text{ m}$$

$$\text{Desarrollo en el centro del claro} = 14.69 \text{ m}$$

$$\text{Desarrollo promedio} = 15.05 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud de medio claro} = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Espesor promedio} = 0.35 \text{ m}$$

$$\text{Volumen de concreto} = 15.05 \times 3.50 \times 0.35 = \underline{\underline{18.45 \text{ m}^3}}$$

$$11 \text{ varillas de } 5/8'' \varnothing \text{ con } L = 8.10 \text{ m} = 89.10 \text{ m}$$

$$10 \text{ varillas de } 5/8'' \varnothing \text{ con } L = 13.98 \text{ m} = \frac{139.80 \text{ m}}{228.90 \text{ m}}$$

$$W = 228.90 \times 1.57 = \underline{\underline{359.37 \text{ Kg.}}} \quad (5/8'' \varnothing)$$

En un m^2 tenemos 4 m de varillas de $1/2'' \varnothing$, de donde:

$$= 15.05 \times 3.50 \times 4 \times 1.00 = \underline{\underline{210.70 \text{ Kg}}} \quad (1/2" \varnothing)$$

$$\text{Desarrollo al centro del claro} = 14.69 \text{ m}$$

$$\text{Desarrollo en la sección 1.5: 1} = 13.98 \text{ m}$$

$$\text{Desarrollo promedio} = 14.34 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de medio claro} = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Espesor promedio} = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Volúmen de concreto} = 14.34 \times 3.50 \times 0.25 = \underline{\underline{12.54 \text{ m}^3}}$$

En un m^2 de concreto tenemos 8 m de varilla de $1/2" \varnothing$

$$W = 14.34 \times 3.50 \times 8.00 \times 1.00 = \underline{\underline{401.52 \text{ Kg}}} \quad (1/2" \varnothing)$$

(IV) .- TRANCISION DEL CANAL DE RIEGO

$$\text{Desarrollo en la sección vertical} = 10.50 \text{ m}$$

$$\text{Desarrollo en el centro del claro} = 8.83 \text{ m}$$

$$\text{Desarrollo promedio} = 9.665 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de medio claro} = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Espesor promedio} = 0.35 \text{ m}$$

$$\text{Volúmen de concreto} = 9.665 \times 3.50 \times 0.35 = \underline{\underline{11.84 \text{ m}^3}}$$

$$11 \text{ varillas de } 5/8" \varnothing \text{ con L} = 4.93 \text{ m} = 54.18 \text{ m}$$

$$10 \text{ varillas de } 5/8" \varnothing \text{ con L} = 9.665 \text{ m} = \frac{96.67 \text{ m}}{150.85 \text{ m}}$$

$$W = 9.665 \times 3.50 \times 4.00 \times 1.00 = \underline{\underline{135.31 \text{ Kg}}} \quad (1/2" \varnothing)$$

Desarrollo en el centro del claro = 8.83 m

Desarrollo en la sección 1.5:1 = 6.80 m

Desarrollo promedio = 7.82 m

Longitud del medio claro = 3.50 m

Espesor promedio = 0.25 m

Volúmen de concreto = $7.82 \times 3.50 \times 0.25 = \underline{6.84 \text{ m}^3}$

En un m^2 de concreto tenemos 8.00 m de varillas de $1/2'' \phi$

$W = 7.82 \times 3.50 \times 8.00 \times 1.00 = \underline{218.96 \text{ Kg } (1/2'' \phi)}$

Resúmen del inciso (IV) .-

Concreto = 18.68 m^3

Acero de $5/8'' \phi$ = 236.80 Kg.

Acero de $1/2'' \phi$ = 354.27 Kg.

JUNTA ASFALTICA DE 2 DE ESPESOR

A = $118.90 \times 0.20 = 23.78 \text{ m}^2$

SELLO TIPO LIGERO. -

| | |
|---|--------------------|
| En transición del desague con canal | 13.60 m^2 |
| En estructura de desague con transición | 15.60 m^2 |
| En estructura de desague con repartidora | 15.60 m^2 |
| En el muro de contención con piso repartidora | 14.90 m^2 |
| En abanicos con estructura repartidora | 26.80 m^2 |

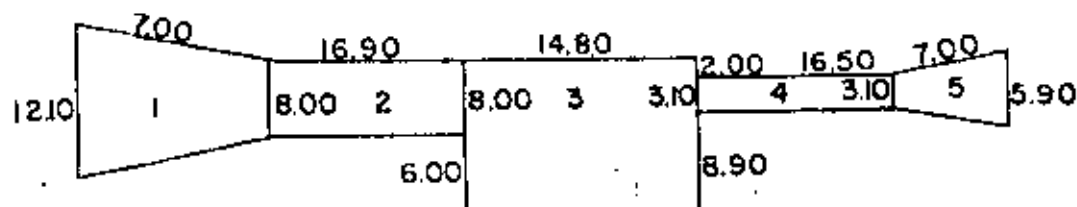
| | |
|--|-----------------------|
| En canal de conducción con abanicos | 17.40 m ² |
| En repartidora con estructura del canal de riego | 15.40 m ² |
| En estructura del canal con transición de riego | 11.20 m ² |
| En transición de riego con canal de riego | 7.00 m ² |
| | <hr/> |
| | 137.50 m ² |

BARANDAL DE TUBO DE FIERRO DE 2 1/2" Ø

| | |
|---------------------------------------|---------|
| En puente carretero (desague) | 15.60 m |
| En losa de maniobras (desague) | 7.80 m |
| En muro de contención | 17.25 m |
| En los abanicos | 13.95 m |
| En puente carretero (Canal de riego) | 5.80 m |
| En losa de maniobras (Canal de riego) | 2.90 m |
| | <hr/> |
| | 63.30 m |

EXCAVACIONES (APROXIMADAS)

Se consideraron taludes verticales y sin banquetas



Para tomar en cuenta las excavaciones de los dentellones tomaremos una altura del terreno natural de 2.00 m.

$$\begin{aligned}
 A_1 &= (12.10 + 8.00) 0.5 \times 7.00 = & 70.35 \text{ m}^2 \\
 A_2 &= 16.90 \times 8.00 = & 135.20 \text{ m}^2 \\
 A_3 &= 14.80 \times 14.00 = & 207.20 \text{ m}^2 \\
 A_4 &= 3.10 \times 16.50 = & 51.15 \text{ m}^2 \\
 A_5 &= (3.10 + 5.90) 0.5 \times 7.00 = & \underline{31.50 \text{ m}^2} \\
 A_{\text{tot}} &= & 495.40 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Volúmen aproximado de excavación = 495.40×2.00

$$V = 991 \text{ m}^3$$

RELLENOS COMPACTADOS (APROXIMADOS) .-

Según vemos el plano general donde se muestran las plataformas a la elevación 32.77 tendremos que rellenar 4.00 m de altura aproximadamente

$$\begin{aligned}
 A_1 &= 7.00 \times 7.00 = 49.00 \text{ m}^2 \\
 A_2 &= 16.90 \times 7.00 = 118.30 \text{ m}^2 \\
 A_3 &= 15.10 \times 7.00 = 105.70 \text{ m}^2 \\
 A_4 &= 16.50 \times 9.15 = 150.98 \text{ m}^2 \\
 A_5 &= 8.075 \times 7.00 = 56.53 \text{ m}^2 \\
 A_6 &= 2.60 \times 7.00 = 18.90 \text{ m}^2 \\
 A_7 &= 3.50 \times 16.90 = 59.15 \text{ m}^2 \\
 A_8 &= 3.50 \times 16.50 = 57.75 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$A_g = 7.00 \times 2.75 = \underline{19.25 \text{ m}^2}$$

$$A \text{ total} = 635.56 \text{ m}^2$$

$$\text{Altura promedio de relleno} = 2.60 \text{ m}$$

Volumen total del relleno (Según las líneas de proyecto)

$$V = 635.56 \times 2.60 = 1652 \text{ m}^3$$

LOSAS. -

1. - En la estructura para desague

a). - Dos tramos de losa para puente carretero

$$\text{Acero} = 1914 \text{ Kg (según plano)}$$

Concreto:

$$V_1 = 7.30 \times 0.27 \times 8.00 = 15.77 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 0.25 \times 0.30 \times 8.00 \times 2 = 1.20 \text{ m}^3$$

$$V_3 = 4 (0.03 \times 0.25 \times 7.30) = 0.22 \text{ m}^3$$

b). - Dos tramos de losa de maniobras para las compuertas.

$$\text{Acero} = 284 \text{ Kg (según plano)}$$

$$\text{Concreto} = 0.20 \times 1.50 \times 8.00 = 2.40 \text{ m}^3$$

c). - Dos tramos de losa de maniobras para agujas. -

$$\text{Acero} = 227 \text{ Kg (según plano)}$$

$$\text{Concreto} = 0.20 \times 1.20 \times 8.00 = 1.92 \text{ m}^3$$

$$\text{Total de acero en losas del desague} = 2425 \text{ Kg.}$$

$$\text{Total de concreto en losas del desague} = \underline{\underline{21.51 \text{ m}^3}}$$

2. - En la estructura para el canal de riego. -

a). - Un tramo de losa para puente carretero

Acero = 655 Kg (según plano)

Concreto:

$$V_1 = 7.30 \times 0.25 \times 3.10 = 5.66 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 0.25 \times 0.30 \times 3.20 \times 2 = 0.47 \text{ m}^3$$

$$V_3 = (0.03 \times 0.30 \times 7.30) \times 2 = 0.13 \text{ m}^3$$

$$6.26 \text{ m}^3$$

b). - Un tramo de losa de maniobra para compuerta. -

Acero = Kg. (según plano)

$$\text{Concreto} = 0.20 \times 1.50 \times 3.10 = 0.93 \text{ m}^3$$

c). - Un tramo de losa de maniobras para agujas. -

Acero = Kg (según plano)

$$\text{Concreto} = 0.20 \times 1.20 \times 3.10 = 0.74 \text{ m}^3$$

3. - Drenes

6 piezas (2 drenes por tramo)

4. - Junta asfáltica de 2 de espesor

$$A_1 = 0.38 \times 8.00 = 3.04 \text{ m}^2$$

$$A_2 = (0.30 + 0.40 + 0.30) 8.00 = 8.00 \text{ m}^2$$

$$A_3 = (0.30 + 0.30) 3.10 = 1.86 \text{ m}^2$$

$$12.90 \text{ m}^2$$

5. - Concreto asfáltico. -

$$V_1 = 6.70 \times 0.03 \times 8.00 = 1.61 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 6.70 \times 0.03 \times 3.10 = \frac{0.62 \text{ m}^3}{2.23 \text{ m}^3}$$



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de Ingeniería, unam



II CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

CONCEPTOS DE TRABAJO

ING. FRANCISCO GUERRA FELIX
AGOSTO, 1979



| S. R. H.
IRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION DE CONSTRUCCION | | ESTACION LEONARDO
CALLE DE RIEGO -
MAYOR EJECUTOR DE OBRAS PUBLICAS S.A. -
32000 AL KM. 43.000 DEL CARRETERO NACIONAL, M.R. -
CARRERA DEL N.O. PARALELO ASENTA UNIDAD. CANTON DE
SANTO DOMINGO DE LOS RIOS Y CANTON DE... | | CIUDAD DE RIEGO -
NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE | | NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR
MORA NO 1 DE 5 | |
|--|--|--|----------|---|----------|---|--------------|
| C O N C E P T O | | | | PRECIO | UNITARIO | PRECIO | IMPORTE (\$) |
| CLASIFICACION | ENUNCIADO | UNIDAD | CANTIDAD | (CON | LETRA) | UNITARIO (\$) | |
| 2.1.1. | EXCAVACIONES | | | | | | |
| 2.1.1.1. | EXCAVACIONES | | | | | | |
| 2.1.1.1.1. | Desmonte, desmenuado, pesaje y limpia del terreno para propósitos de construcción. | M ² | 73.0 | | | | |
| 2.1.2. | EXCAVACIONES | | | | | | |
| 2.1.2.1. | Excavación en cualquier material para formar la cuneta del canal. | M ³ | 56,746.0 | | | | |
| 2.1.2.1.1. | Excavación en cualquier material para formar la cuneta del canal con espesor libre de un kilómetro. | M ³ | 11,377.0 | | | | |
| 2.1.2.1.2. | Excavación en cualquier material en los tajos. | M ³ | 92,922.0 | | | | |
| 2.1.2.2.1. | Excavación en cualquier material en los tajos con espesor libre de un kilómetro. | M ³ | 22,230.0 | | | | |
| 2.1.2.3. | Excavación en cualquier material, para la formación de contra curvas. | M ³ | 16,410.0 | | | | |
| 2.1.2.4. | Excavación en cualquier material, para formar la ranja en que se alojarán los terraplenes o rellenos compactados del canal principal. | M ³ | 11,840.0 | | | | |
| 2.1.3. | CONSTRUCCION DE BORDOS Y TERRAPLENES | | | | | | |
| 2.1.3.1. | Terraplén para bordos y caminos, formado con material obtenido de préstamo con espesor. | | | | | | |
| 2.1.3.1.1. | No mayor de 50 metros. | M ³ | 21,156.8 | | | | |
| 2.1.3.1.2. | Mayor que 50 y hasta 100 metros. | M ³ | 8,819.5 | | | | |
| 2.1.3.1.3. | Mayor que 100 y hasta 500 metros. | M ³ | 3,527.8 | | | | |
| 2.1.3.1.4. | Mayor que 500 y hasta 1,000 metros. | M ³ | 1,763.9 | | | | |
| 2.1.3.2. | Compensación adicional por compactación de los terraplenes construidos según los conceptos números 2.1.3.1.1., 2.1.3.1.2. y 2.1.3.1.3. | M ³ | 37,778.0 | | | | |

| S. R. H.
REGION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION DE CONSTRUCCION | | CONTRATO
MARCAS TERMINADAS DE 2100 MTS. CON LA PRINCIPAL...
32-000 AL NO. 41-000 DEL PROYECTO CHICAYAN, VERA...
CIUDAD DEL RIO (CONDO) DEL TIPO UNIDAD. CANTIDAD...
CONCRETOS DE TUBOS Y CANTONAS DE...
ZONA DE RIESGO | | FORMA Y TIPO DE REPRESENTACION | | NOMBRE Y FIRMA DEL AUTOR | |
|---|--|---|-----------|--------------------------------|-------------------------|--------------------------|-------------------------|
| CONCEPTO | | UNIDAD | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO (COP) | PRECIO UNITARIO (LETRA) | PRECIO UNITARIO (COP) | PRECIO UNITARIO (LETRA) |
| CLASIFICACION | ENUNCIADO | | | | | | |
| 2.1.3.3. | Revestimiento de caminos con acarreo libre. | | | | | | |
| 2.1.3.3.3. | Mayor que 500 y hasta 1000 metros. | m ³ | 17,500.3 | | | | |
| 2.1.4. | SOBRELAPADO DE TERRACENOS | | | | | | |
| 2.1.4.1. | Acarreo de los materiales producto de las excavaciones de los conceptos 2.1.2.1.1. y 2.1.2.2.1., en los kilómetros subsiguientes al primero. | m ³ | 16,935.8 | | | | |
| 2.1.4.2. | Acarreo de los materiales utilizados en los conceptos 2.1.3.1.4. y 2.1.3.3.3., en los kilómetros subsiguientes al primero. | m ³ | 474,324.0 | | | | |
| 2.3. | ESTRUCTURA LA GENERAL. | | | | | | |
| 2.3.1. | TIERRAS PARA ESTRUCTURAS. | | | | | | |
| 2.3.1.2. | Excavación en cualquier material para alojar las estructuras. | m ³ | 7,385.0 | | | | |
| 2.3.1.3. | Relleno sin compactar, de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones -- brevas. | m ³ | 735.4 | | | | |
| 2.3.1.4. | Relleno sin compactar, de cualquier material excepto roca, proveniente de bancos de préstamo. | m ³ | 47.9 | | | | |
| 2.3.1.5. | Relleno compactado, de cualquier material, excepto roca, proveniente de excavaciones -- brevas. | m ³ | 3,987.6 | | | | |
| 2.3.1.6. | Relleno compactado, de cualquier material -- excepto roca, proveniente de bancos de préstamo. | m ³ | 756.5 | | | | |
| 2.3.1.8. | Relleno de entrocamiento con material proveniente de bancos de préstamo. | m ³ | 155.0 | | | | |
| 2.3.1.9. | Relleno de grava ó grava y arena, inclusive "Drenas" "Lioradoras" y filtros. | m ³ | 40.0 | | | | |
| 2.3.2. | ABRICACION Y COLOCACION DE MATERIALES MANUFACTURADOS PARA ESTRUCTURAS. | | | | | | |
| 2.3.2.1. | Imprado en seco. | m ³ | 109.0 | | | | |

| S. R. H.
IRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION DE CONSTRUCCION | | CONCURSO CONTRATO
MARGEN IZQUIERDA DE 2165 M2; CANAL PRINCIPAL, KM. 12-000 AL KM. 41-000 DEL PROYECTO CHICAYEN, MCR., CUENCA DEL RIO MARLEO; SEPTIMA UNIDAD. CATALOGO DE CONCEPTOS DE TRAZADO Y CONSTRUCCION DE OBRAS | | ZONA DE RIEGO | | NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE | NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR |
|--|--|--|----------|-----------------------------|----------------------|----------------------------------|---------------------------|
| CONCEPTO | | UNIDAD | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO (CON LETRA) | PRECIO UNITARIO (\$) | IMPORTE (\$) | No. NO 3 de 9 |
| 1.3.1.1 | Mano de obra para el transporte de materiales para el transporte | m ³ | 50.0 | | | | |
| 1.3.1.2 | Mano de obra para el transporte de materiales para el transporte | m ³ | 1,361.6 | | | | |
| 1.3.1.3 | Mano de obra para el transporte de materiales para el transporte | m ³ | 100.0 | | | | |
| 1.3.1.4 | Mano de obra para el transporte de materiales para el transporte | m ³ | 80,354.1 | | | | |
| 1.3.1.5 | Mano de obra para el transporte de materiales para el transporte | m ³ | 200.0 | | | | |
| 1.3.1.6 | Mano de obra para el transporte de materiales para el transporte | m ³ | 1,500.0 | | | | |
| 1.3.1.7 | Mano de obra para el transporte de materiales para el transporte | m ³ | 3,900.0 | | | | |
| 1.3.1.8 | Mano de obra para el transporte de materiales para el transporte | m ³ | 70.0 | | | | |
| 1.3.1.9 | Mano de obra para el transporte de materiales para el transporte | m ³ | 200.0 | | | | |
| 1.3.1.10 | Mano de obra para el transporte de materiales para el transporte | m ³ | 100.0 | | | | |
| 1.3.1.11 | Mano de obra para el transporte de materiales para el transporte | m ³ | 100.0 | | | | |
| 1.3.1.12 | Mano de obra para el transporte de materiales para el transporte | m ³ | 100.0 | | | | |
| 1.3.1.13 | Mano de obra para el transporte de materiales para el transporte | m ³ | 100.0 | | | | |
| 1.3.1.14 | Mano de obra para el transporte de materiales para el transporte | m ³ | 100.0 | | | | |
| 1.3.1.15 | Mano de obra para el transporte de materiales para el transporte | m ³ | 100.0 | | | | |
| 1.3.1.16 | Mano de obra para el transporte de materiales para el transporte | m ³ | 100.0 | | | | |
| 1.3.1.17 | Mano de obra para el transporte de materiales para el transporte | m ³ | 100.0 | | | | |
| 1.3.1.18 | Mano de obra para el transporte de materiales para el transporte | m ³ | 100.0 | | | | |
| 1.3.1.19 | Mano de obra para el transporte de materiales para el transporte | m ³ | 100.0 | | | | |
| 1.3.1.20 | Mano de obra para el transporte de materiales para el transporte | m ³ | 100.0 | | | | |

| S. R. H.
IRRIGACION Y CONTROL DE PISOS
DIRECCION DE CONSTRUCCION | | CONCURSO GENERAL
MANEJO DE CUERPO DE 2165 HA: CAJAL PRINCIPAL, KM. 12-000 AL KM. 41-000 DEL PREVEDIO CENTRAL, CON. -
CANTON DEL AGUAFRANCO, GUAYAS, GUAYAS, GUAYAS | | ZONA DE RIEGO -
NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE | | NUMERO Y FIRMA DEL POSTO
No. 142 4 de 4 | |
|--|--|--|-----------|---|----------|--|-------------|
| C O N C E P T O | | | | PRECIO | UNITARIO | PRECIO | |
| CLASIFICACION | ENUNCIADO | UNIDAD | CANTIDAD | (CON | LETRA) | UNITARIO | IMPORTE (C) |
| | | | | | | (S) | |
| 3.1.1. | ALUMBRADO | | | | | | |
| 3.1.1.1. | Demantos, cemento, desyerbo y limpieza del terreno para propósitos de construcción. | Ha. | 130.5 | | | | |
| 3.1.2. | EXCAVACIONES | | | | | | |
| 3.1.2.1. | Excavación en cualquier material en el terreno natural, para formar la cubeta del canal. | M ³ | 25,553.5 | | | | |
| 3.1.2.2. | Excavación en cualquier material en tajos. | M ³ | 179,494.0 | | | | |
| 3.1.2.3. | Excavación en cualquier material para formación de corte cunetas. | M ³ | 15,400.0 | | | | |
| 3.1.2.4. | Excavación en cualquier material para formar la ranja en que se alojarán los terraplenes o rellenos compactados sobre los que se excavará la cubeta del canal. | M ³ | 45,302.0 | | | | |
| 3.1.2.5. | Excavación para formar la cubeta del canal - en los terraplenes o rellenos compactados. | M ³ | 25,950.2 | | | | |
| 3.1.3. | CONSTRUCCION DE BORDOS Y FERRALLONES | | | | | | |
| 3.1.3.1. | Terración semiconductores para alisar la cubeta del canal formada con material obtenido de préstamos con acarreo. | M ³ | | | | | |
| 3.1.3.1.1. | No mayor que 50 metros. | M ³ | 175,645.9 | | | | |
| 3.1.3.1.2. | Mayor que 50 y hasta 100 metros. | M ³ | 74,435.8 | | | | |
| 3.1.3.1.3. | Mayor que 100 y hasta 500 metros. | M ³ | 29,776.3 | | | | |
| 3.1.3.1.4. | Mayor que 500 y hasta 1000 metros. | M ³ | 14,387.2 | | | | |
| 3.1.3.2. | Terración para bordos y caminos formada con material obtenido de préstamos con acarreo. | M ³ | | | | | |
| 3.1.3.2.1. | No mayor que 50 metros. | M ³ | 14,887.5 | | | | |
| 3.1.3.2.2. | Mayor que 50 metros hasta 100 metros. | M ³ | 3,711.3 | | | | |
| 3.1.3.2.3. | Mayor que 100 metros hasta 500 metros. | M ³ | 1,625.7 | | | | |
| 3.1.3.2.4. | Mayor que 500 metros hasta 1000 metros. | M ³ | 740.4 | | | | |

| S. R. H.
IRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION DE CONSTRUCCION | | CONCEPTO | | PRECIO UNITARIO
(CON LETRA) | | PRECIO UNITARIO
(S) | | IMPORTE (S) | |
|--|--|----------------|-----------|--------------------------------|--|------------------------|--|-------------|--|
| 3.1.3.3. | Compensación adicional por compactación de los terraplenes construidos según los conceptos 3.1.2.1., 3.1.2.5., 3.1.3.1. y 3.1.3.g. | M ³ | 297,743.2 | | | | | | |
| 3.1.4. | Desmonte de los materiales producto de la excavación para los conceptos 3.1.3.1.4. y 3.1.3.2.4. en los kilómetros subsiguientes al primero | M ³ | 15,637.2 | | | | | | |
| 3.2. | TERRAJENAS PARA DRENE. | | | | | | | | |
| 3.2.1. | DESMONTE. | | | | | | | | |
| 3.2.1.1. | Desmonte, desentrase, desyerbe y limpieza del terreno para propósito de construcción. | M ² | 130.3 | | | | | | |
| 3.2.2. | EXCAVACIONES. | | | | | | | | |
| 3.2.2.1. | Excavación para drenes en cualquier material. | M ³ | 329,479.3 | | | | | | |
| 3.2.3. | CONSTRUCCION DE MURDOS Y TERRAJENAS. | | | | | | | | |
| 3.2.3.1. | Compensación adicional por compactación de los terraplenes construidos en las excavaciones ejecutadas bajo el concepto nº. 3.2.2.1. | M ³ | 15,976.0 | | | | | | |
| 3.3. | REVESTIMIENTOS. | | | | | | | | |
| 3.3.2. | FABRICACION DE MAMPUESTA. | | | | | | | | |
| 3.3.2.1. | Fabricación de mampuestas para revestimiento | M ³ | 60.0 | | | | | | |
| 3.4. | ESTRUCTURAS EN GENERAL. | | | | | | | | |
| 3.4.1. | EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS. | | | | | | | | |
| 3.4.1.1. | Excavación de cualquier material para elevar las estructuras. | M ³ | 11,308.6 | | | | | | |
| 3.4.1.3. | Relleno sin compactar, de cualquier material excepto roca proveniente de excavaciones orgánicas. | M ³ | 598.9 | | | | | | |
| 3.4.1.4. | Relleno sin compactar, de cualquier material excepto roca, proveniente de bancos de préstamo | M ³ | 25.5 | | | | | | |

| S. R. H.
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION DE CONSTRUCCION | | CONCURSO SUPLENTE
MANEJO Y MANTENIMIENTO DE LA OBRERA
37,000 M. CUB. ANEXO DEL PROYECTO UNIC-100, VINA
CARRERA DEL RIO MANZANO, PRIMERA DEGRADA, CANTON DE
SANTA FE Y GUAYAS, GUAYAS | | MONEDA Y FORMA DEL REPRESENTANTE | | ALABRE Y ... DEL PASTOR. | |
|---|---|--|-----------|--------------------------------------|---------------------------|--------------------------|--|
| C O N C E P T O | | | | | | | |
| CLASIFICACION | ENUNCIADO | UNIDAD | CANTIDAD | PRECIO
UNITARIO
(CON
LETRA) | PRECIO
UNITARIO
(S) | MORTE (S) | |
| 3.4.1.5. | relleno compactado de cualquier material ex-
cepto roca, proveniente de excavaciones pre-
vias. | M ³ | 4,910.6 | | | | |
| 3.4.1.6. | relleno compactado, de cualquier material --
excepto roca, proveniente de banco de "frío-
tamo" | M ³ | 547.8 | | | | |
| 3.4.1.9. | relleno de grava 5 grava y arena inclusive --
Drenas, Lladeros y Filtros | M ³ | 85.0 | | | | |
| 3.4.2. | FABRICACION Y COLOCACION DE ARMAZONES DE
ACERO PARA ESTRUCTURAS. | | | | | | |
| 3.4.2.1. | Zanado en acero | M ³ | 50.0 | | | | |
| 3.4.2.2. | Mano de obra para estructuras, inclusive zan-
pado con martillo. | M ³ | 80.0 | | | | |
| 3.4.2.3. | Fabricación y colocación de concreto com-
pacto | M ³ | 4,387.3 | | | | |
| 3.4.2.4. | Fabricación y colocación de concreto ciclope
. | M ³ | 100.0 | | | | |
| 3.4.2.5. | Colocación de fierro de refuerzo. | KG. | 246,970.5 | | | | |
| 3.4.3. | ARMAZONES DE ACERO | | | | | | |
| 3.4.3.1. | Armado y colocación de acero estructural.
. . . . | KG. | 520.7 | | | | |
| 3.4.3.2. | Armado y colocación de placas y barras --
de acero para los arcos de los puentes. | KG. | 370.7 | | | | |
| 3.4.4. | ARMADO DE ACERO | | | | | | |
| 3.4.4.1. | Armado e instalación de conjuntos tipo
"Waller" | | | | | | |
| 3.4.4.1.1. | para tubo de 45 cm. de diámetro | PCS. | 70.0 | | | | |
| 3.4.4.1.2. | para tubo de 60 cm. | PCS. | 10.0 | | | | |
| 3.4.4.2. | Armado en el sitio de la construcción de
conjuntos tipo "Waller". | | | | | | |
| 3.4.4.2.1. | para tubo de 45 cm. de diámetro. | PCS. | 15.0 | | | | |
| 3.4.4.2.2. | para tubo de 60 cm. de diámetro. | PCS. | 5.0 | | | | |

| S. R. H.
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION DE CONSTRUCCION | | CONCEPTO | | PRECIO UNITARIO
(CON LETRA) | | PRECIO UNITARIO
(S) | |
|---|---|----------------|----------|--------------------------------|--|------------------------|-------------|
| CLASIFICACION | ENUNCIADO | UNIDAD | CANTIDAD | | | | IMPORTE (S) |
| 3.4.4.3. | Suministro e instalación de canchales de concreto, de tipo estructural. | kg. | 20,710.0 | | | | |
| 3.4.5. | Tuberías de concreto. | | | | | | |
| 3.4.5.1. | Suministro e instalación de tubería de concreto. | | | | | | |
| 3.4.5.1.3. | Tubo de 40 cm. de diámetro. | Ml. | 730.0 | | | | |
| 3.4.5.1.3.4 | Tubo de 61 cm. de diámetro. | Ml. | 115.0 | | | | |
| 3.4.5.1.4. | Suministro de tubería de concreto en el Almacén de la Secretaría. | | | | | | |
| 3.4.5.2.3. | Tubo de 45 cm. de diámetro. | Ml. | 50.0 | | | | |
| 3.4.5.2.3.4 | Tubo de 61 cm. de diámetro. | Ml. | 10.0 | | | | |
| 3.4.8. | INDICIOS DISTINGUOS. | | | | | | |
| 3.4.8.1. | Suministro y colocación de Junta Asfáltica de 2 (dos) centímetros de espesor. | M ² | 84.0 | | | | |
| 3.4.8.2. | Suministro y colocación de pillos de tubo de 3 pulgadas o de círculo de polivinilo corrugado. | Ml. | 254.0 | | | | |
| 3.4.8.3. | Suministro y colocación de varoncillos de tubo de fierro galvanizado de 5.05 cm. (2") de diámetro nominal. | kg. | 530.0 | | | | |
| 3.4.8.5. | Suministro y colocación de tubo de fierro galvanizado de 6.35 cm. (2 1/2") de diámetro nominal para lloraderas. | Pza. | 250.0 | | | | |
| 3.4.8.6. | Suministro y colocación de tubos de cemento-cemento para desagües de los cuentes y las estructuras formadoras. | Pza. | 80.0 | | | | |
| 3.4.8.7. | Suministro e instalación de faros y señalamientos para canales. | Pza. | 1,200.0 | | | | |
| 3.6. | CANAL PARA ENLLENOS. | | | | | | |
| 3.6.1. | Construcción de esas para canales. | M ² | 230.0 | | | | |

| S. R. H. S.
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION DE CONSTRUCCION | | MANEJO EXHAUSTIVO DE TIERRAS DE 2165 HA; CUAL PRESENTA UN -
32-000 AL KM. 41-000 DEL PROYECTO DALLAN, N. L., -
CASA DEL RIO PUECO; SEGUNDA UNIDAD. CANTON -
CANTONES DE TRAJILLO Y UNIDADES DE TIERRA. | | NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE | | NOMBRE Y FIRMA DEL OTRO | |
|--|--|---|----------|----------------------------------|------------------------|-------------------------|--|
| CONCEPTO | | UNIDAD | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO
(CON LETRA) | PRECIO UNITARIO
(S) | Monto (A) | |
| CLASIFICACION | ENUNCIADO | | | | | | |
| 5. | CAJONES | | | | | | |
| 5.1. | PREPARACION | | | | | | |
| 5.1.1. | PREPARACION | | | | | | |
| 5.1.1.1. | Desmonte, desbroche, desyerbe y limpieza del terreno para preparacion de construcciones. | Ha. | 20.0 | | | | |
| 5.1.2. | EXCAVACIONES | | | | | | |
| 5.1.2.1. | Excavacion en cualquier material para la construcion de caminos con acerreo libre. | | | | | | |
| 5.1.2.1.1. | no mayor que 100 metros. | M ³ | 4,650.0 | | | | |
| 5.1.2.1.2. | Mayor que 100 metros. | M ³ | 3,025.0 | | | | |
| 5.1.2.1.3. | Mayor que 500 metros y hasta 1000 metros. | M ³ | 3,025.0 | | | | |
| 5.1.2.2. | Excavacion en cualquier material para la construcion de zanjas y contrazanjas. | M ³ | 4,650.0 | | | | |
| 5.1.3. | CONSTRUCCION DE TERRAZONES | | | | | | |
| 5.1.3.1. | Formacion de terrazones con cualquier material para caminos con acerreo libre de prafecto con acerreo libre. | | | | | | |
| 5.1.3.1.1. | no mayor que 50 metros. | M ³ | 2,925.0 | | | | |
| 5.1.3.1.2. | Mayor que 50 metros y hasta 100 metros. | M ³ | 11,700.0 | | | | |
| 5.1.3.1.3. | Mayor que 100 metros y hasta 500 metros. | M ³ | 11,700.0 | | | | |
| 5.1.3.1.4. | Mayor que 500 metros y hasta 1000 metros. | M ³ | 2,925.0 | | | | |
| 5.1.4. | SUBCARREROS DE TERRAZONES | | | | | | |
| 5.1.4.1. | Sobrecarreo de materiales procedente de las excavaciones para la construcion de caminos. | M ³ - Ha. | 9,075.0 | | | | |

| S. R. H.
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION DE CONSTRUCCION | | MARGEN IZQUIERDA DE 2165 HA; CANAL PRINCIPAL KM. 32+000 AL KM. 41+000 DEL PROYECTO CHICAYAN, VERA, CUENCA DEL RIO PANULO; SEPTIMA UNIDAD, CANTON DE...
CONCEPTO DE TRABAJO Y CANTIDADES DE OBRA. | | ZONA DE RILLO | | NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE | NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR |
|---|---|---|-------------|-----------------------------|----------------------|----------------------------------|---------------------------|
| CONCEPTO | | UNIDAD | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO (CON LETRA) | PRECIO UNITARIO (\$) | IMPORTE (\$) | |
| CLASIFICACION | ENUNCIADO | | | | | | |
| 5.1.4.2. | Sobrecarros de materiales para la formación de terraplenes compactados para caminos. | M ³ -Km. | 34,625.0 | | | | |
| 5.2. | REVESTIMIENTOS | | | | | | |
| 5.2.1. B | Revestimiento de caminos (con escarros libre de un kilómetro) | M ³ | 35,853.0 | | | | |
| 5.2.2. | SOBRECARRO DE TERRACERIA | | | | | | |
| 5.2.2.1. | Sobrecarros de materiales para revestimiento de caminos a distancia mayor que un kilómetro. | M ³ - Km. | 11075,800.0 | | | | |

Hoja No 5 de 5

•
•
•
•

•

•

•

DIRECTORIO DE ASISTENTES DEL II CURSO DE "CAPACITACION PARA INGENIEROS
PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO", PATROCINADO POR LA S.A.R.H., del 15 de
MARZO al 31 DE AGOSTO DE 1979.

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|--|--|
| 1.- FELIPE DE JESUS ALATORRE IBARRA
Yerrero # 330-B-7
Tlatelolco
México, D.F. | SECRETARIA DE AGRICULTURA Y
RECURSOS HIDRAULICOS
Urbano Rosales # 130
Grullo, Jalisco |
| 2.- ISIDRO ANTONIO ALTAMIRANO LOPEZ
Venustiano Carranza # 107
Col. Aleman
Oaxaca, Oax. | |
| 3.- LEOPOLDO AVENDAÑO VASQUEZ
Clemente Orozco # 1625
Cd. Satelite, Puebla
4-385-71 | |
| 4.- JOSE LIBRADO BOJORQUEZ GARCIA
Carpio # 205-4
Sta. Ma. la Ribera
México 4, D.F. | S.A.R.H.
Campamento SARH
Ebano, S.L.P.
3-20-84 |
| 5.- MIGUEL ANGEL CARIÑO AGUILAR
51 Poniente # 914
Col. Prado Agua Azul
Puebla, Pue.
43-09-68 | JUNTA DE MEJORAMIENTO MORAL
CIVICO Y MATERIAL DEL MPO.
11 Sur # 2104-3º Piso
Puebla, Pue.
43-34-00 |
| 6.- RUBEN CAMBERO BORRAYO
Abasolo # 852
Col. Zapata
Tepic, Nay.
2-28-49 | S.A.R.H.
Rehabilitación Rfo Santiago Nayarit
Morelos # 288
Tepic, Nay.
2-60-43 |
| 7.- FELIPE CANDELARIO ALVAREZ
Guadalajara # 101
Col. Lauro Aguirre
Tampico, Tam. | S.A.R.H.
Zona de Riego Chicayen, Ver.
Carretera Panuco-Temporal Km.2
Panicu, Ver. |
| 8.- TOMAS MANUEL CORTES RUIZ
Benito Juárez # 6
Col. Ixcotel
Oaxaca, Oax. | |
| 9.- JOSE GUADALUPE CRISTERNA JUAREZ
Calle Libertad # 38
Col. Centro
Escuinapa, Sin. | |

DIRECTORIO DE ASISTENTES DEL II CURSO DE "CAPACITACION PARA INGENIEROS
PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO", PATROCINADO POR LA S.A.R.H., del 15 de
MARZO AL 31 DE AGOSTO DE 1979.

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|--|---|
| 10.- MARIO DURAND VILLASEÑOR
Apdo. Postal 20-513
Cd. Universitaria
México 20, D.F.
519-80-46 | |
| 11.- ENRIQUE ELIOSA LIMA
Calle Zaragoza # 14-B
Col. Guerrero | |
| 12.- GERARDO FERRETIZ DE LEON
R. Bustamante # 603
Col. del Pueblo
Tampico, Tam. | |
| 13.- GABRIEL GAMBOA NORIEGA
Simón Bolívar # 2
Mazatlan, Sin.
1-68-58 2-29-16 | |
| 14.- AURELIO GARCIA SAINZ

Cullacán, Sin. | |
| 15.- MIGUEL ANGEL GONZALES ACEVEDO
Guerrero Ote. # 1720
Cd. Victoria, Tam.
2-30-04 | S.A.R.H.
Dir. Gral. de Obras Hidráulicas
e Ingeniería Agrícola para Desarrollo
Palacio Federal 1° Piso
Cd. Victoria, Tam. |
| 16.- ROGELIO REGINO HERNANDEZ HERNANDEZ
Netzahualcoyotl # 162-13
México 1, D.F.
518-29-36 | |
| 17.- MAURO INIGUEZ COVARRUBIAS
Bucareli # 161-13
México 6, D.F.
535-31-09 | |
| 18.- MIGUEL ANGEL LORIA AYUSO
Quito 7920
Fracc. Jardines del Norte
Chihuahua, Chih.
3-72-14 | |

DIRECTORIO DE ASISTENTES DEL II CURSO DE "CAPACITACION PARA INGENIEROS
PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO", PATROCINADO POR LA S.A.R.H., del 15 de
MARZO AL 31 DE AGOSTO DE 1979.

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|---|--|
| 19.- RENE GERARDO MACIAS ROMO
A. Ceballos # 9
Col. Moctezuma
col. Moctezuma
México 9, D.F.
762-10-75 | S.A.R.H.
Subdirección de Est. Específicos
Plaza de la República # 31-1º P.
Col. Tabacalera
México 1, D.F.
546-85-51 |
| 20.- JESUS MIRANDA LOZORIA
Calle 11 # 67
Hermosillo, Son. | S.A.R.H.
Juárez y Yucatan
2-20-46 |
| 21.- HAZAEL MORALES SALAZAR
Begonias 102 "A"
Col. Nva. Santa María
México 16, D.F.
355-38-02 | |
| 22.- FRANCISCO JAVIER MORENO
Francisco Pérez # 24-4
Héroes de Nacozari
México 15, D.F. | S.A.R.H.
Reforma # 45-10º Piso
México 1, D.F.
592-00-34 |
| 23.- DANIEL MUÑOZ SANCHEZ
Oaxaca # 25
Dolores Hgo, Gto.
2-06-90- 2-05-28 | |
| 24.- VICTOR MANUEL NORIEGA LOYA
Calle 4ta. # 1769
Col. Libertad
Culiacán, Sin. | |
| 25.- JOSE LUIS ORTEGA ELIZONDO
Domicilio Conocido
Ingeniero Santa Clara
Los Reyes, Mich.
2-08-78 | |
| 26.- JOSE PALACIOS SALAZAR
Cisterna # 435
Nva. Santa María
México 16, D.F.
547-63-24 | S.A.R.H.
Depto. de Zonas de Riego
Reforma # 45-10 º Piso
México 1, D.F.
592-00-34 592-01-08 |

DIRECTORIO DE ASISTENTES DEL II CURSO DE "CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO", PATROCINADO POR LA S.A.R.H., del 15 de MARZO AL 31 DE AGOSTO DE 1979.

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|--|---|
| <p>27.- RODOLFO PARRA SANCHEZ
Pavo Real # 1400
Col. Morelos
Guadalajara, Jal.
12-58-46</p> | |
| <p>28.- RAFAEL PENICHE BARRERA
Calle 23 # 242
Col. San Miguel
Mérida, Yucatán
2-24-45 1-16-06</p> | <p>S.A.R.H.
Dirección Regional del Sureste</p> |
| <p>29.- EDUARDO RODRIGUEZ ZAMUDIO
27 de Septiembre # 872 Pte.
Culiacan, Sin.</p> | |
| <p>30.- FERMIN ROSALES DELCADO
Av. Genaro García # 248
Col. Jardín Balbuena
México 9, D.F.
571-06-74</p> | <p>S.A.R.H.
Reforma # 45-10° Piso
México 1, D.F.
592-46-29</p> |
| <p>31.- JUAN SALAZAR PACHECANO
Reforma Nte. # 630 Depto. 903
Tlatelolco
México 3, D.F.
529-90-80</p> | <p>S.A.R.H.
Reforma # 45-11° Piso
México 1, D.F.
592-56-29</p> |
| <p>32.- GUILLERMO VALENCIA UGALDE
Copilco # 108
Fracc. Valle Alameda
Querétaro, Qro.
2-12-62</p> | <p>S.A.R.H.
Avenida Colón # 2
Querétaro, Qro.
4-03-59</p> |
| <p>33.- MANUEL JACOB VELASQUEZ RODRIGUEZ
Benito Juárez # 5
Ixcotel
Oaxaca, Oax.</p> | |
| <p>34.- JOSE LUIS WONG CANTUN
Calle 20 # 7
San José
Campeche, Camp.</p> | <p>S.A.R.H.
Calle 10-B No. 238
Col. Guadalupe
Campeche, Camp.
6-54-79</p> |
| <p>35.- CARLOS ZUNIGA LEAL
Rosalio Bustamante # 603 Nte.
Col. del Pueblo
Tampico, Tam</p> | |