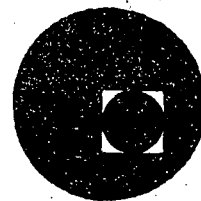




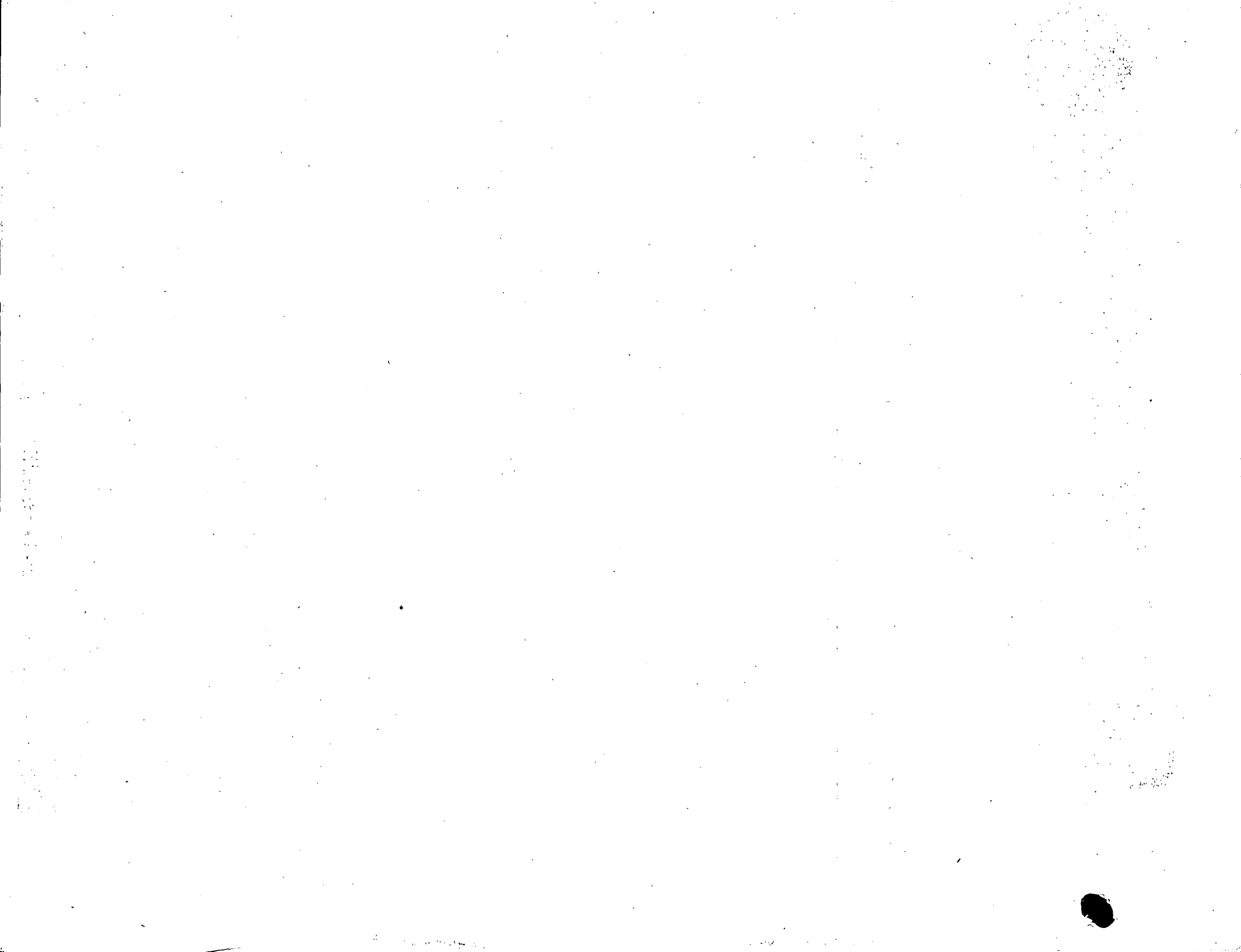
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION DE INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

INSTRUCCIONES GENERALES PARA ZONAS DE RIEGO

Julio de 1978



INDICE de CONTENIDO:

T E M A :	P A G I N A . -
Breve ORGANIGRAMA	4
"Sistemas de Riego" estudios previos :	5
planos de localización	5
planos topográficos	6
planos agrologicos	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
A fine 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 Guamúchil	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 contracunetas	
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
RANURAS (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 al-
cantarillado.

Direcc. Gral. de Usos de agua
y prevención de Contamin.

DIRECCION DE
CONTROL DE RIOS

DIRECCION GRAL. ARRO-
VECHAMIENTO 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
ACUICULTURA

DIR. GRAL. DE OPERACION
AGUA POTABLE Y ALCANTAR

DIRECCION DE
ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

DIR. de GEOTECNIA
Y ZONAS ARIDAS

DIRECCION DE
AGROLOGIA (SUELOS)

DIRECCION DE
OPERACION

DIRECCION DE
HIDROLOGIA

CONSERVACION Y
MANTENIMIENTO

DIR. DE AGUAS
SUBTERRANEAS

DIRECCION DE
GEOLOGIA

-D-

4

SISTEMAS DE RIEGO.

Para Obtener los fines deseados, debemos tener unos estudios previos:

- SUB-SECRETARIA DE PLANEACION
- DIRECCION de ESTUDIOS: { 1.- Planos de Localización
2.- Planos topográficos
3.- Mosaicos fotográficos
- DPTO. de AGRALOGIA { 4.- Planos Agrológicos
5.- Planos de uso actual de la tierra.
- D.A.A.C. 6.- Planos que detallan la distribución de la propiedad.
(Plano Catastral al principio, prop. privada, ejido etc.)
- DPTO. de CLIMATOLOGIA.- { 7.- Datos Climatológicos
8.- Datos Hidrológicos.
- DPTO. de ESTUDIOS: 9.- Relación de Cultivos Adecuados.
- DPTO. de GEOLOGIA: 10.- Planos Geológicos
- DPTO. de INGENIERIA EXPERIMENTAL (Tecamahtalco) 11.- Características físico-químicas de los Suelos.
- DPTO. de ESTUDIOS: 12.- Estudios Socio-económicos.

PLANOS DE LOCALIZACION.- (Datos Proporcionados)

- a)- Muestran 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): 6

- a).- Topografía de la Zona.
- b).- Muestran 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 hidrológicas.

PLANOS AGROLOGICOS.-

NOS MUESTRAN:

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).- Calidad 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:

NOS MUESTRAN:

NOS SIRVEN:

- a).- Tipos de cultivos que se siembran en la actualidad.
- b).- Zonas Silvícolas
(las que habrá que proteger contra las frías. eólicas)

- a).- Estudios de los cultivos.

DATOS CLIMATOLOGICOS: 7
 PROPORCIONAN: NOS SIRVEN:

- 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 SIRVEN:

- 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 (azolves).
- d).- Extensión de la cuenca y sus características
- e).- Forma del cauce (definido o divergente).
- f).- Volúmenes proporcionados de aguas subterráneas.

- a).- Determinar la potencialidad 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.

$$Q = x \quad A = y \quad (\text{método grueso})$$

$$q = \frac{x}{y} \times 1000 = \text{Coefic. lts/seg/Ha.}$$

PLANOS GEOLOGICOS:
 NOS MUESTRAN: NOS SIRVEN:

- 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.-

NOS PROPORCIONAN:

- 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.

NOS SIRVEN:

- a).- Necesidad de revestimientos
- b).- Tipos de cimentación de las estructuras.
- c).- Compactación de los suelos.
- d).- Proporcionamientos y tipos de cemento.
- e).- Determinación de los volúmenes disponibles de material de construcción.

ESTUDIOS SOCIO-ECONÓMICOS: PLANEACION.- CONSTRUCCION.- OPERACION.-

a).- Uso de la tierra.

b).- Tenencia

c).- Tamaño de las parcelas.

d).- o de los lotes.

a).- Nivel de vida de la región

b).- Asociaciones sindicales

c).- Enfermedades propias de la región.

a).- Grado de Madurez técnico.

1- 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).- Galerías filtrantes
- b).- Pozos profundos.

3 - CANAL PRINCIPAL.-

- a).- Tramo de Conducción o tramo muerto.
- b).- Tramo distribuidor.

4.- CANALES DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION.

- a).- Laterales
- b).- Sublaterales
- c).- Ramales
- d).- Sub-ramales
- e).- Regaderas

5.- ESTRUCTURAS EN EL CANAL PRINCIPAL Y SISTEMA DE DISTRIBUCION.

- a).- Distribución
- b).- Cruce
- c).- Protección Hídrica de Vampaje

6.- RED DE DRENAJE:

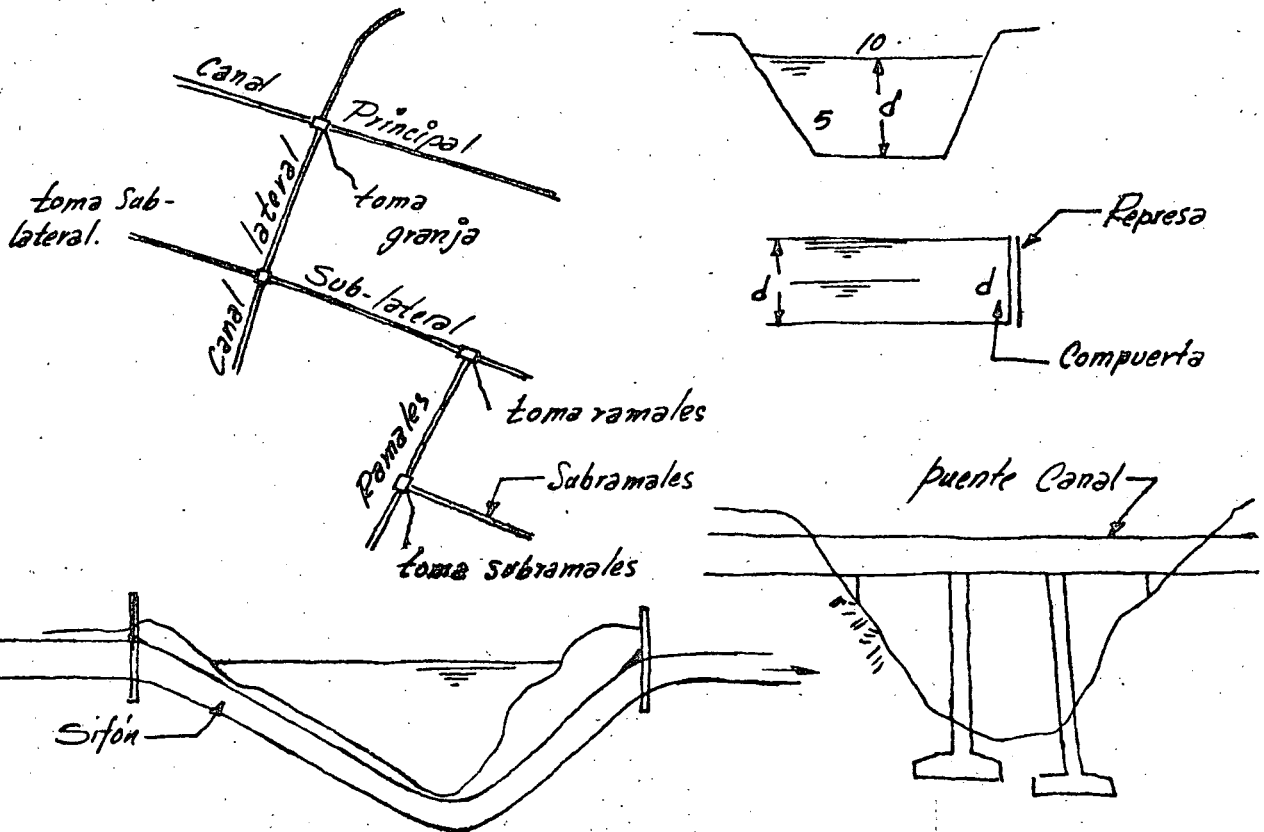
- a).- primario
- b).- Secundario
- c).- Terciario
- d).- Parcelario.

7.- ESTRUCTURAS DE LA RED DE DRENAJE.-

- a).- Cruce
- b).- Protección

8.- 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).- ~~(Café)~~ Caminos principales y vecinales. (ROSA)
- b).- Pios y legunas. (AZUL)
- c).- Arroyos y drenes. (VERDE)
- 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 (dote), se marcan los linderos de las pequeñas propiedades, zonas ejidales y comunales.

C.- Localización del canal principal. - El canal principal en la mayoría de los casos, 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 compas y se lleva un 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 ~~que varían entre 1 y 3~~ 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 acercarse 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.	P.I.	Δ	G	R	S.T.	L.C.	P.C.	P.T.	T

Se deberá localizar la parte final del canal de modo que pueda descargar a un arroyo, Río o Dren

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 lomeríos)
- 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 su 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 representan ventajas:

- 1.- Conveniente 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 necesarias otras estructuras para cruzar los drenes.

La pendiente máxima del terreno en este sistema, no debe de ser mayor de dos metros por kilómetro. 5×10^{-4}



C)- Localización respetando los linderos.-

En algunas ocasiones cuando ya existen linderos de propiedades bien definidas en el campo es necesario localizar los canales siguiendo precisamente estos linderos hasta donde las condiciones topográficas lo permitan. 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.-

Localizados los canales del sistema de distribución se deberán trazar las curvas horizontales y cadenas 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 planos y en el campo, la ubicación de estas porciones de tierra que deben ser servidas con una toma de lote, su ubicación, número, área tributaria de cada canal y otras datos adicionales que nos permitirán determinar los gastos máximos que deben manejarse en los canales y sus 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 2 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 50 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

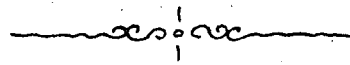
b).- SUPERFICIE NETA.

a).- SUPERFICIE BRUTA.- Es la 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, pumontarios, 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 por el eje 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 1:20 000 se efectuará el proyecto del trazo definitivo sobre las hojas de plancheta 1:5 000 afinando la localización, fijando sobre las hojas las deflexiones de cada vértice, radios de curvatura, longitud de las 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.

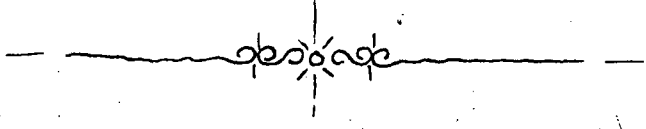
Estos pozos deberán hacerse a cada 500 mts. en los canales de la zona de riego y a cada 200.00 mts. en el canal principal.

Es muy importante tener en cuenta las condiciones geológicas, para estar seguros de proyectar los taludes mas convenientes que deben tener los canales. En algunas ocasiones, se ve la necesidad de desechar 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.



G.- 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 POR REGAR	Coef. Unit. DE RIEGO	CAPACIDAD		DATOS CANAL		
			BRUTAS	NETAS			NECES.	ADOPT.	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 GRAFICA DE AREAS Y CAPACIDADES DE LOS CANALES.-

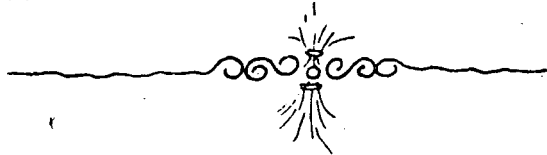
Con los datos de las columnas 2, 6 y 7 de la tabla anterior, se procede a dibujar la representación gráfica de estos conceptos.

Sobre un eje horizontal, se marcan los kilometrajes del canal a una escala conveniente; sobre un eje vertical levantando 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, PUENTES, 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 domine toda el área de riego para lo cual se les proyecta. Se debe determinar primeramente 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} tomas de lote.

Se deberán tomar como bajos de diseño los siguientes:

extensión media del lote, una toma en el canal alimentador provista

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 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 los más alejados 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 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 adopte. - 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_h) 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 considera 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-ramales) 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 ~~canal~~ 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	$0.85d$	al nivel de Operación.

Esta condición se debe de cumplir para el diseño de las tomas de laterales, sub-laterales, ramales y sub-ramales.

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 azules 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.

$$V_{RAPIDAS} \geq 1.2 V_c$$

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 adaptada 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 3.0 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 tirante 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 2.40 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 dejarse 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.
- 3.- (NOTA PENDIENTE.)
(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~~ 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 preveer la posibilidad de que se depositen azolves.

A 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 espaciamiento máximo y mínimo entre represas en lo que respecta a operación, vienen dados por las fórmulas siguientes:

$$\left. \begin{aligned} L_{\text{máx}} &= \frac{d - (0.25d + h) - 0.50}{S} \\ L_{\text{mín}} &= \frac{d - (0.25d + h) - 0.4d}{S} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{CANAL PRINCIPAL} \\ \text{(TIERRA Y CONCRETO)} \end{array}$$

$$L = \frac{d}{3S}$$

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:

$$\left. \begin{aligned} L_{\text{máx}} &= \frac{d - (0.15d + h) - 0.20}{S} \\ L_{\text{mín}} &= \frac{d - (0.15d + h) - 0.4d}{S} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{CANALES DE LA RED DE} \\ \text{DISTRIBUCION.} \\ \text{(LATERALES, SUB-LATERALES, RAMALES etc.)} \end{array}$$

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:

$$L_{\text{máx}} = \frac{d}{3S} \quad \left(\begin{array}{l} \text{Para canales revestidos} \\ \text{(Por evitar rompan los} \\ \text{en el vaciado rápido del canal)} \end{array} \right)$$

Los métodos anteriormente expuestos, deberán usarse con algunas limitaciones ya que se observa que las fórmulas no involucran la topografía, tanto para el espaciamiento máximo, como para el mínimo.

Así, 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 deben 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 prever y proveer derramaderos, que se colocan a la elevación del tirante normal y que puedan actuar como vertedores 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"

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.

La 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, absorba 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 CRITICO.- (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 AFORADORA 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 los siguientes requisitos:

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 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 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 azolada, da mediciones incorrectas.

b).- ESTRUCTURA AFORADORA DE AGUAS.-

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 poco 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 regadera 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:

a).- 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 los taludes de la regadera o canal.

Dependiendo de sus dimensiones, la estructura afora gastos desde ... 5.00 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 a 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 fija 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 represa 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 tuviere problemas de azolves era la finalidad. El Ing. RALPH L. PARSHALL, en EEUA. 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, colocados 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 , para calcular el gasto.

A la relación H_b/H_a , se le llama "GRADO DE SUMERGENCIA" 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 lt/seg. y de 10 cm. para gastos mayores.

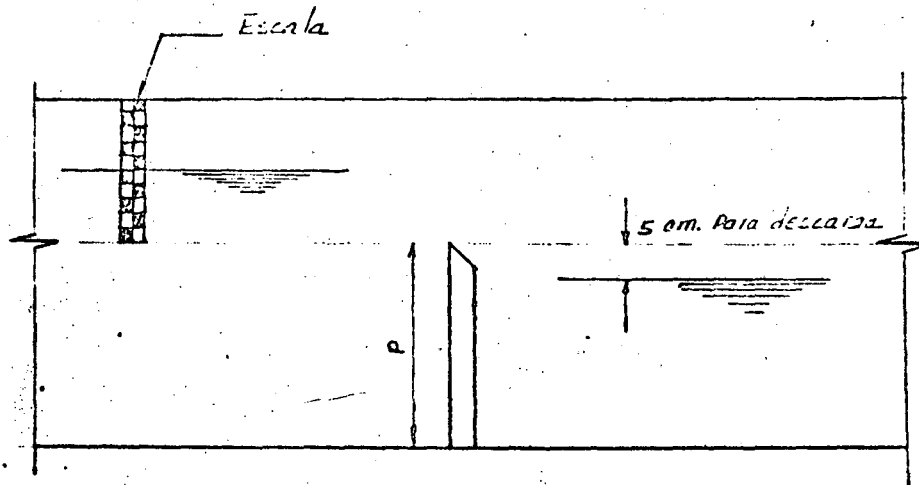
Para el correcto funcionamiento de la estructura es necesario respetar las dimensiones indicadas en los proyectos Tipo así como los tirantes mínimos establecidos en el canal de derivación:

"Las VENTAJAS que presenta la estructura aforadora de CARGA CONSTANTE" son las siguientes:

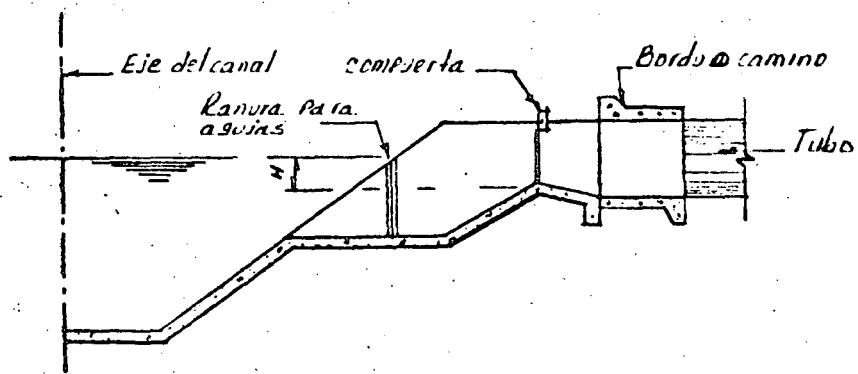
- 1.- Se requiere poca carga para su operación
- 2.- Tiene poco rango de variabilidad de gastos.
- 3.- Las pérdidas de carga en la estructura son bajas.

Como DESVENTAJAS se pueden mencionar las siguientes:

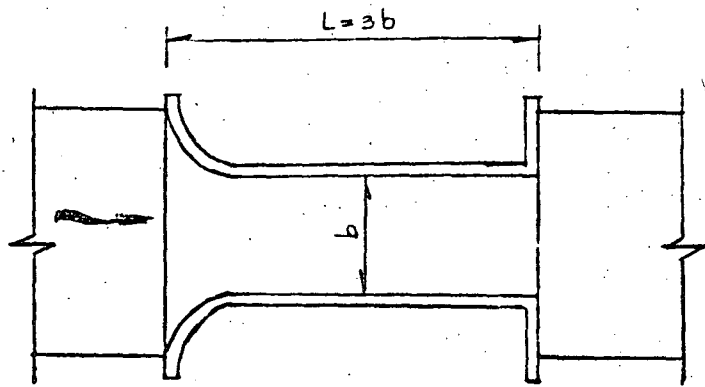
- 1.- La afectan las condiciones de (carga) entrada y salida así como las propias dimensiones de la caja.
- 2.- La compuerta anterior debe tener un 80% de ahogamiento.
- 3.- El régimen en el canal se debe mantener sin muchas fluctuaciones.



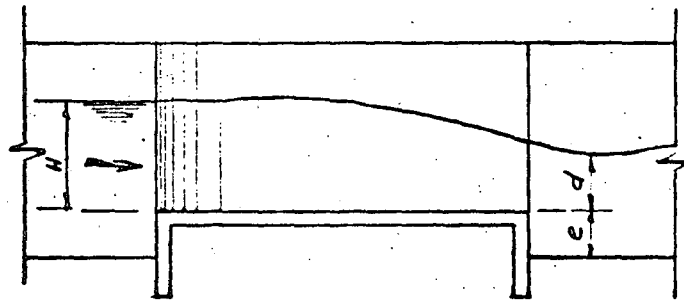
ESTRUCTURA AFORADORA TIPO GUAMUCHIL



ESTRUCTURA AFORADORA TIPO CELAYA

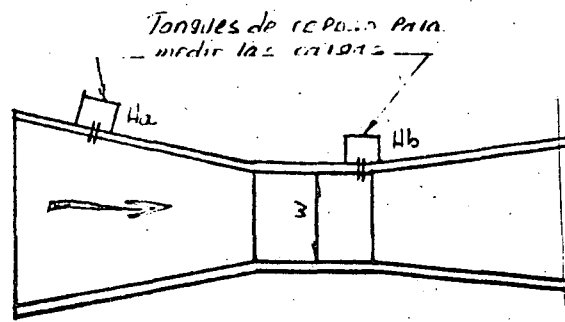


PLANTA

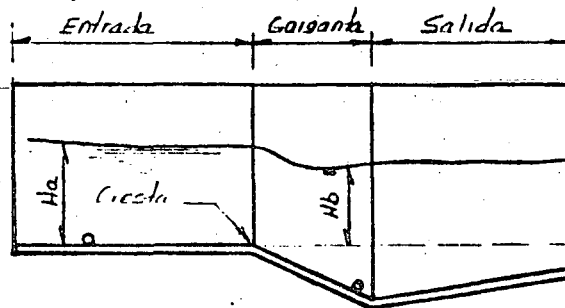


ELEVACION

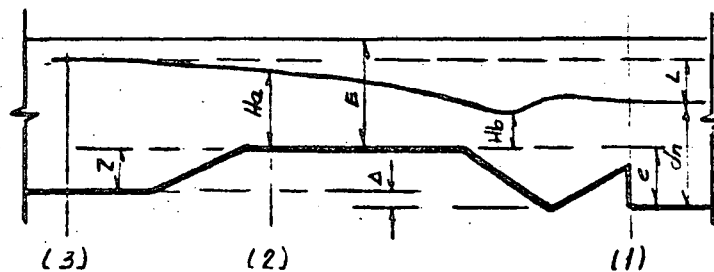
ESTRUCTURA AFORADORA TIPO VENTURI



PLANTA

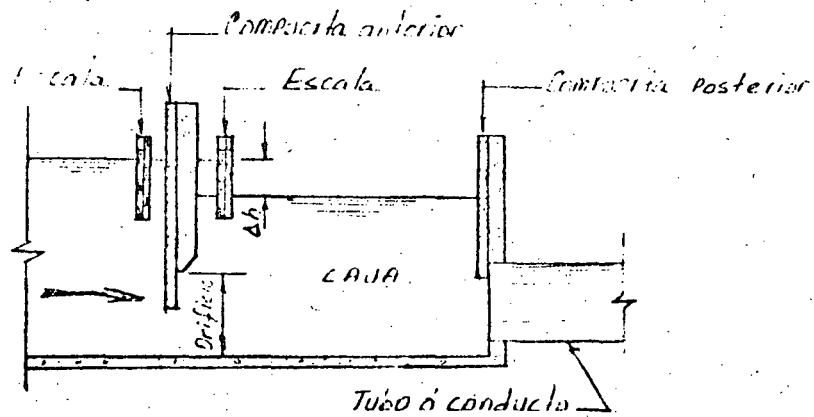


ELEVACION



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 enclavar 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 un 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.-

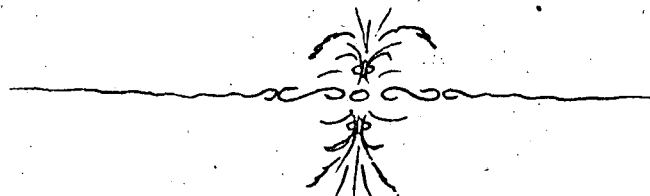
El uso de los diques en los canales principales garantiza un mejor aprovechamiento del agua, ya que con ellos se logra la triple función de CONDUCCIÓN, ALMACENAMIENTO Y REGULACIÓN.

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 arroyo 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 incosteable. - 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 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 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 esurrimientos 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.

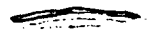

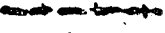


Pensando en estos beneficios, se estima conveniente, desmontar durante la construcción del dique, las áreas que ocupará el embalse del vaso.

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	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 FERTILIZANTE)	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 invade el vaso.
GEOLOGIA Y MECANICA DE SUELOS	Que la capa de desplante no este tan profunda que requiera grandes excavaciones o bombeo. Que las excavaciones profundas no descubran al suelo permeable en peligro.	Naturaleza del material de excavación para el desarrollo del canal y del material de desplante del sifón. Que las socavaciones no se hagan en peligro al sifón.	Material de maestre que pueda obstruir el canal que la entrada de agua no ponga en peligro los bordes del canal. No 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 arcillas (arena y arena) para la construcción.			Materiales con características adecuadas y en cantidad suficiente para formar el vaso del dique.
CONSECUENCIAS AGUAS ABAJO	Las pérdidas de agua disminuyen la superficie posible de riego.	Reducción en la superficie regable y aumento en el movimiento de terracerías.	Reducción en la superficie regable y mayor movimiento de terracerías.	Permite riego una gran superficie, por lo tanto la producción es mayor.
REYUNDO DE LA TIERRA DEL AGUA.	No existen pérdidas de agua, por lo tanto permite mantener un nivel adicional.	No existen pérdidas de agua, pero tampoco permite ninguna captación adicional.	Es posible proporcionar un mayor gasto que el que tendría el canal debido a la entrada de agua.	Evaluación del agua subterránea, posibilidad de riego, características de la tierra, etc. En el uso, no puede retener el agua en el vaso. Similitud con el caso de riego por gravedad, pero con el gasto adicional por el movimiento.
ECONOMICOS	Costo inicial, operación y 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

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 (mas comunmente usados) 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 utilizan los diques de materiales graduados.

b).- VERTEDOR :

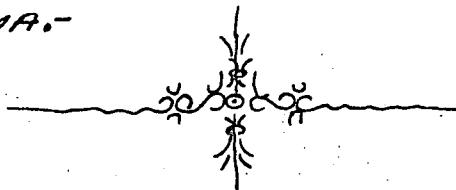
Los vertedores más comunmente recomendados, son los de cresta libre, por no necesitar de Operación para su funcionamiento, siendo los más usados, el vertedor de cimacio y el de Sifón.

La dimensión y tipo de vertedor dependerá del estudio del tránsito de los gastos de entrada al vaso.

c).- VASO.-

d).- CANAL ALIMENTADOR.-

e).- OBRA DE TOMA.-

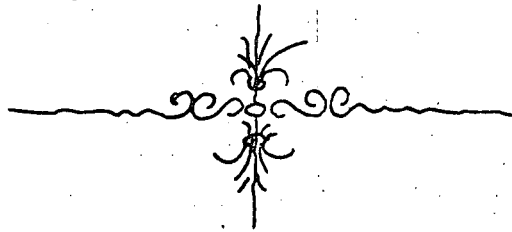


EMPLEOS DE LOS DIQUES.-

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 ércamo 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.



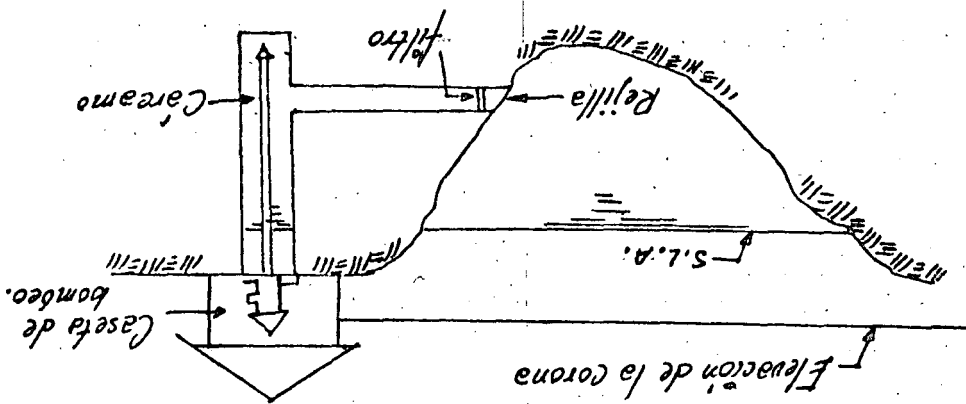


FIG. IV.

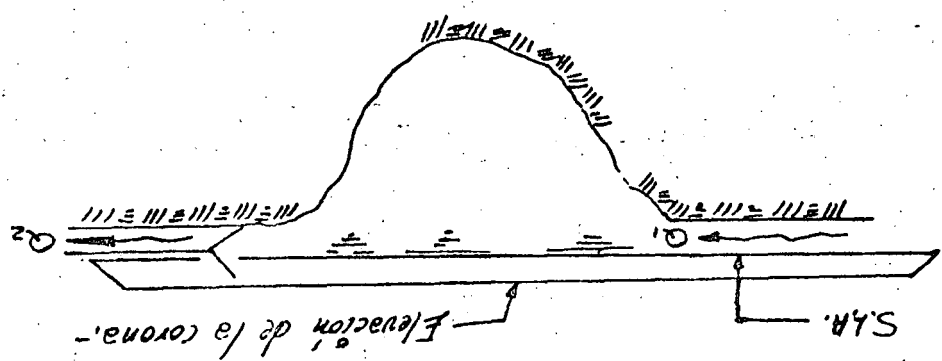


FIG. III.

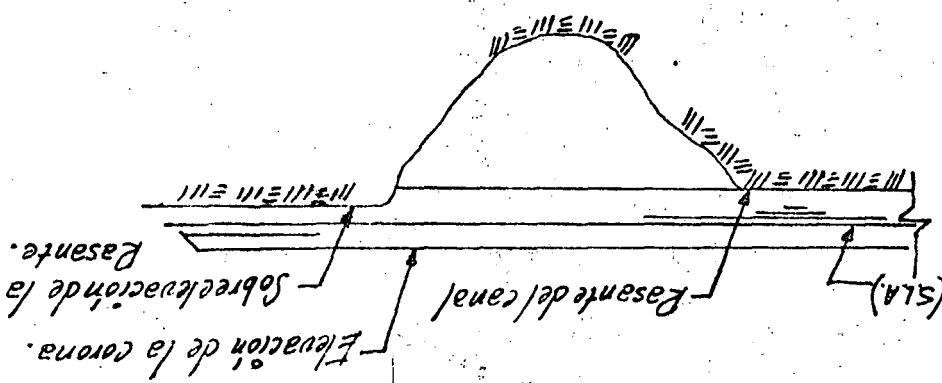


FIG. II
PARA LEVANTAR
LA PASANTE DEL
CANAL.

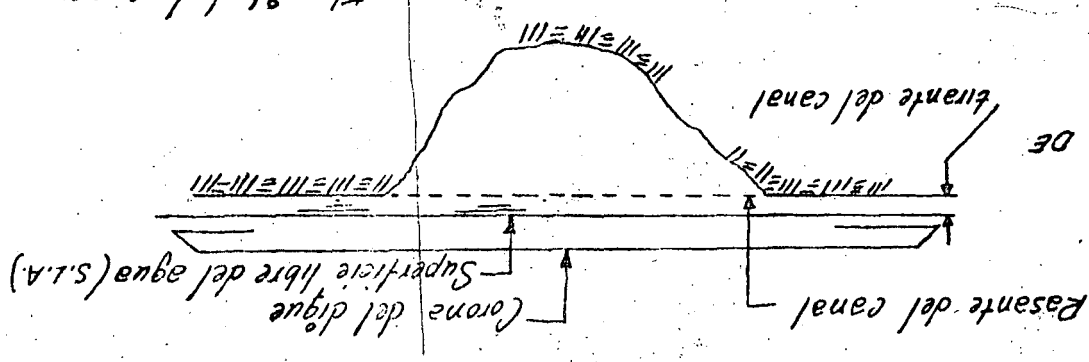
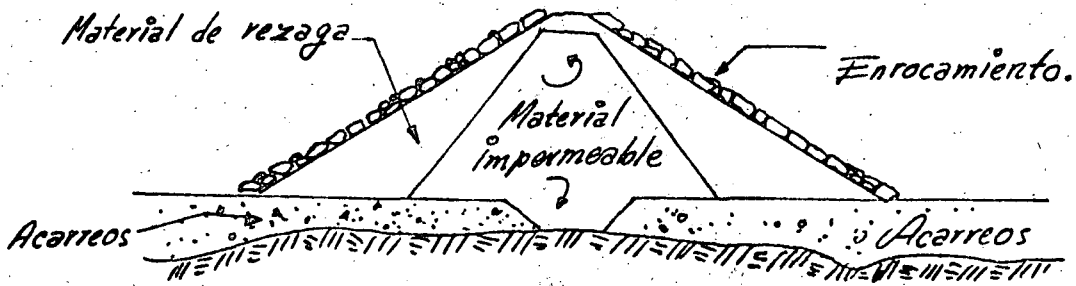
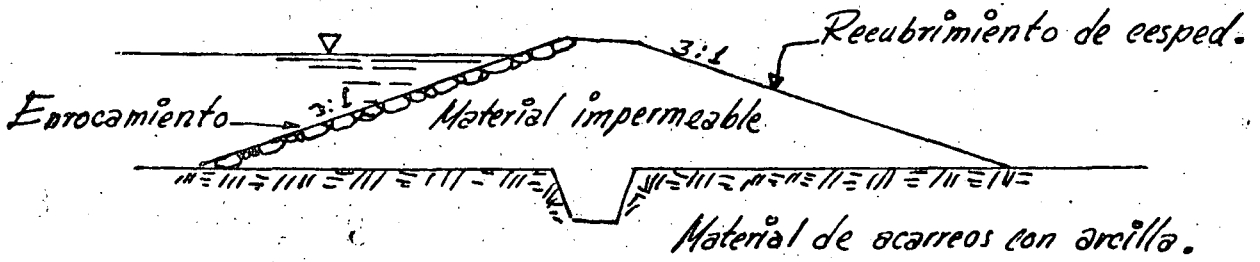


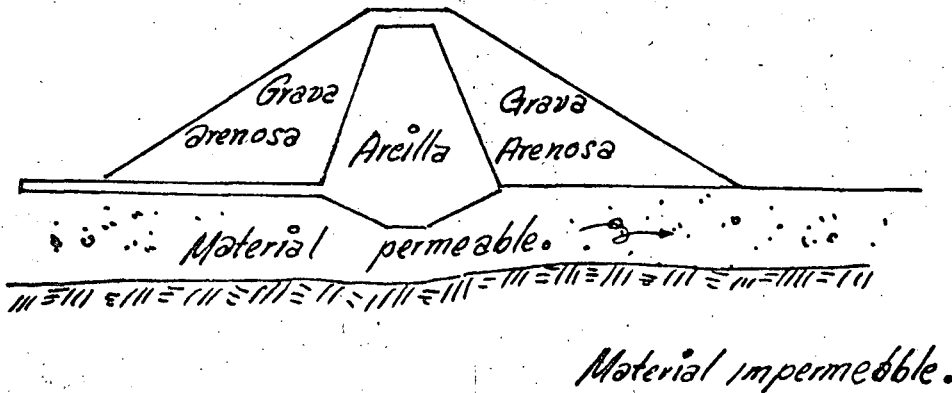
FIG. I.
ESTRUCTURA DE
CRUCE.



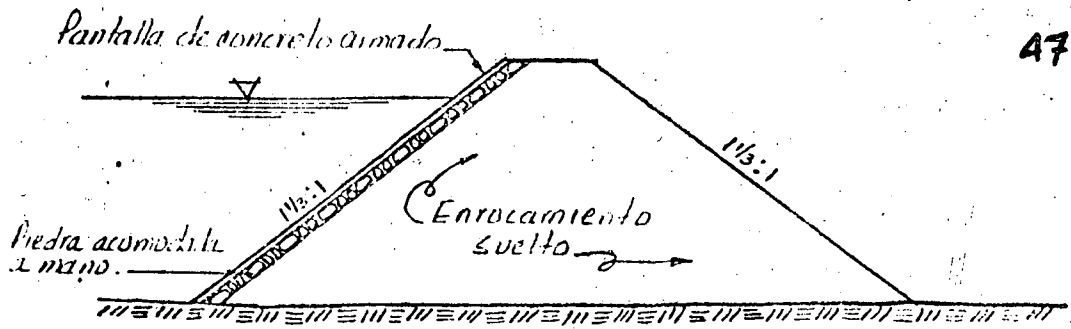
- SECCION DE MATERIALES GRADUADOS. -



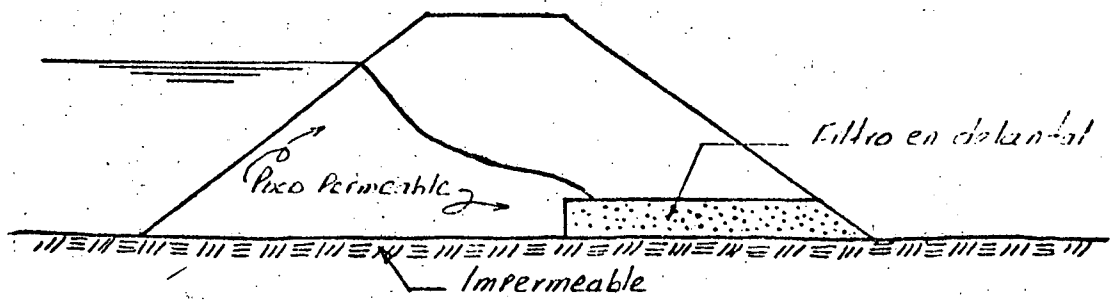
- SECCION Homogenea. -



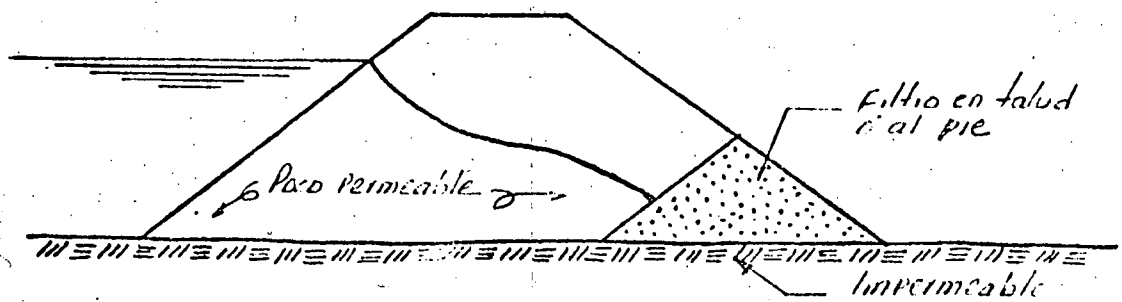
- SECCION DE MATERIALES GRADUADOS. -



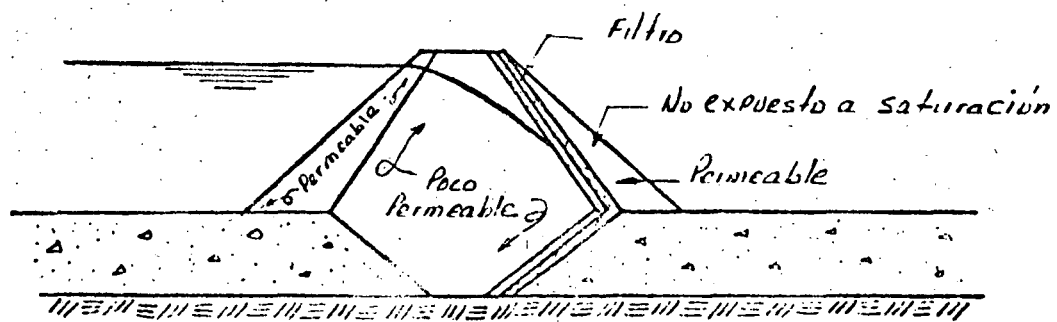
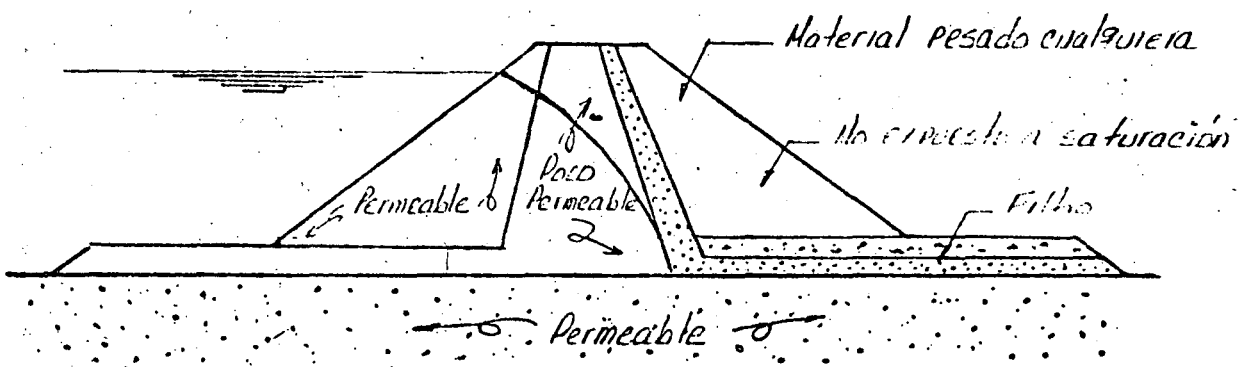
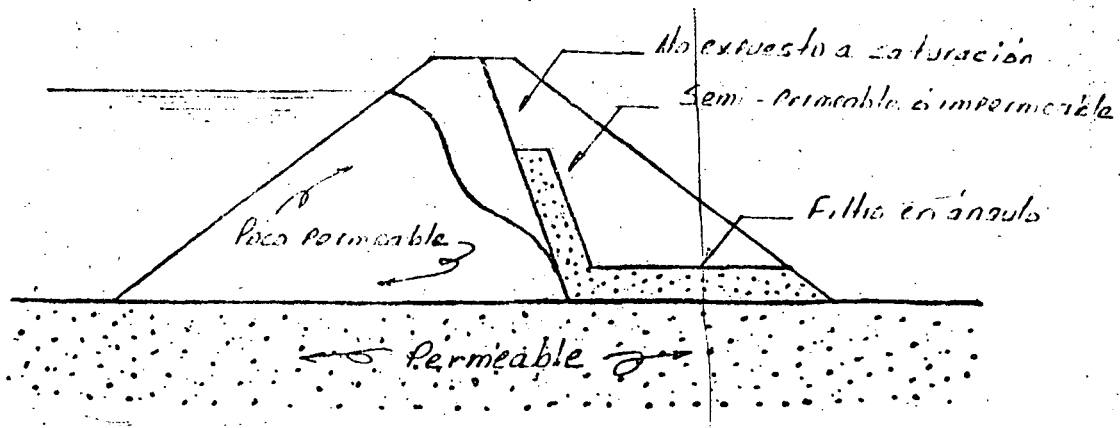
SECCION DIQUE DE ENROCAMIENTO



SECCION HOMOGENA SOBRE CIMENTACION IMPERMEABLE



CIMENTACION PERMEABLE



SECCIONES MIXTAS CON TRINCHERA IMPERMEABLE

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 cierra a $1.00, 1.50, 2.00$ metros máximo, salvo casos especiales, lo que tiene por objeto principal, construir estructuras tipo.

b).- La localización 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....

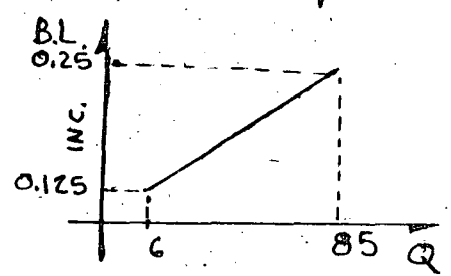
3.- TANQUE AMORTIGUADOR.-

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 se 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 sobreleva 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 vayan 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 colocarán ... A lo largo del canal; en el caso "d" se colocarán aguas arriba de los lugares en que se teme, puedan ocurrir las Obstrucciones.

Las descargas de los desagües de excedencias, se deberán hacer a los cauces naturales o drenaje del sistema de riego.

Los tipos de estructuras más comunmente usadas para desagües de excedencias son: Vertedores de cresta libre y controlada y Vertedores de Sifón.

2.- 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 cauce 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 teme pueda haber deslaves que obstruyan por completo el canal o en los que se teme 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 desalcjar

de una manera automática descargando a un dren o a un cauce natural, los excedentes de agua que no vayan a ser utilizados para riego.

Esta descarga puede ser mediante un vertedor 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 brancas.

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 revistiendo 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.- ^{del material} Permeabilidad 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.-

Haciendo 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 LLEVAR 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 usen, determinan 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 mas 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 ~~mas~~ canal con cualquier tipo de material, siempre necesita justificación económica.

Los 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 infiltrado.
- 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.-

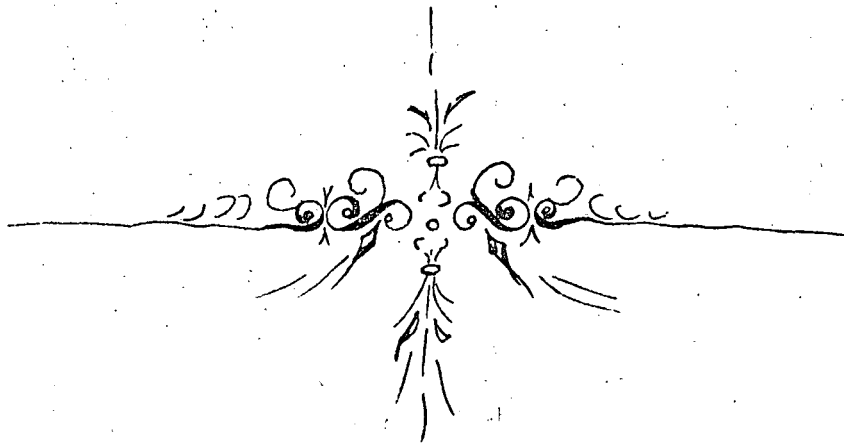
- a).- De tierra sin compactar
- b).- " compactada
- c).- Concreto asfáltico
- d).- Membranas asfálticas.
- e).- Gunita
- f).- Membrana sintética
- g).- Bentonita.

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, resulta un revestimiento más funcional.

Consiste en una capa de material sin compactar, seleccionado de grano fino que se deposita en la plantilla y taludes del canal. El espesor de la capa varía entre 15 y 30 cm., 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 paso 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.-

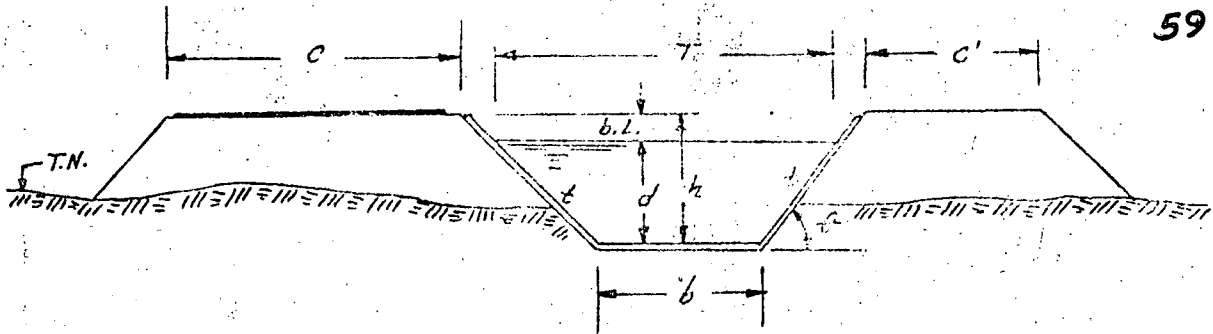
FORMAS GENERALES DE DISEÑO.-

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 cuyos elementos principales se enumeran a continuación: (pág sigte.).



- d = tirante del agua
 b = ancho de plantilla
 $b.l.$ = bordo 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 = $\cot \phi$)
 c = Ancho de la corona del bordo con camino.
 c' = Ancho de la corona del bordo sin camino.
 ϕ = Angulo 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:

$$\frac{b}{d} = 2 \tan \frac{\phi}{2}$$

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 MÍNIMA FILTRACIÓN.-

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:

$$b/d = 4 \tan \frac{\theta}{2}$$

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 ($\cot. \theta$)

TALUD (t)	ANGULO (θ)	MAXIMA EFICIENCIA	MINIMA FILTRACION	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 URSS 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-trinante, generalmente tiene valores comprendidos entre 1 y 2 para canales revestidos y de 2 a 7 para canales sin revestir.

B. TALUDES.

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 deleznales, 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 arcillosa, 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 tirante normal y la corona de los bordos y en cada caso se indicarán sus 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 producirá 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 lleve 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 ellos, 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 los represas, si se produce en ellas el area hidráulica, de la sección transversal del canal, dichas velocidades hacen que se pueda formar un salto hidráulico 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 fote.

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 sección 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 sección, ya que terrenos arenosos y gueltos sin materia cementante, se erosionan fácilmente y terrenos con arcilla, arena o grava con constituyentes cementantes, son muy resistentes a la erosión.

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)		
	Minima		Maxima
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)		
	Minima		Maxima.
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)

$$V_s = 0.652 C d^{0.64}$$

 $V_s =$ 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 MINIMA EN AGUAS CLARAS.

$$V_s = 0.552 C d^{0.5} \quad (\text{KENNEDY})$$

Velocidad mínima para evitar el crecimiento de plantas en la sección del canal.

$$\begin{aligned} \text{Velocid. mínima} &= 0.45 \text{ a } 0.60 \text{ m/seg (canales de } d \leq 50 \text{ cms.)} \\ \text{Veloc. mínima} &= 0.60 \text{ a } 0.80 \text{ " (canales con } d > 50 \text{ cms.)} \end{aligned}$$

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 deleznable 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 o 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 el 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.

b).- 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 arcillosos compactados. = veloc. máxima permisible varía de 0.60 a 1.25 m/seg. - Cuando el material arcilloso, 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 abra 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 MAXIMA -

<u>Material de Revestimiento</u>	<u>v máxima</u>	<u>(m/seg)</u>
1. Material arcilloso compactado	0.60	1.25
2. Revestimientos con membranas enterradas (vinilo, kilón)	1.00	1.50
3. Revestimientos asfálticos	1.00	1.50
4. Revestimientos de concreto sin refuerzo	2.50 ó	0.8 V_c
5. Revestimientos de concreto reforzado	2.50	10 m/seg
6. Revestimiento de concreto sin refuerzo en a) canales abiertos en suelos de partículas finas y sin cohesión (arenas, limos)	1.50	
7. Revestimientos de mampostería	2.50 ó	0.8 V_c
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 EXCAVADO	Arcilla con depósitos de arena limpio	0.025
CANAL EXCAVADO	Arena fina o compacta	0.025
CANAL EXCAVADO	Depósitos aluviales	0.029
CANAL EXCAVADO	Roca usando explosivos	0.040
CANAL CON UN TALUD REVESTIDO DE CONCRETO Y EL OTRO SIN REVESTIR		0.026

B) Canales Revestidos de arcilla.

$Q < 35 \text{ m}^3/\text{seg}$	0.020
$Q > 35 \text{ m}^3/\text{seg}$	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 asfalticos.-

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 /seg)	Incremento del area
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 hidraulico (r)	n
0 - - 0.45	0.033
0.45 - 0.72	0.032
0.72 - 1.10	0.031
> 1.10	0.030

Con respecto a la velocidad mínima en canales revestidos, no presenta un problema o peligro tan marcado como en los canales sin revestir, ya que al soportar la sección, velocidades mayores sin poner en peligro la estabilidad del canal, puede aumentarse esta velocidad mínima permisible a valores tales, que no provoquen el fenómeno de sedimentación y que no propicien el crecimiento de plantas acuáticas, (de musgo o lama).

En general para canales revestidos, es usual adoptar como velocidad mínima permisible para evitar el fenómeno de sedimentación y para fines de proyecto económico, una velocidad mínima de 1,00 m/seg.

3.- COEFICIENTES DE RUGOSIDAD.- (pags. 69 y 70).

El coeficiente de rugosidad en un canal cualquiera, representa la valuación de los factores que se oponen o tienden a retardar el escurrimiento.

Estos factores pueden deberse a muy diferentes causas desde las que dependen de las propiedades físicas del agua como la viscosidad, hasta las que tienen una mayor o menor intervención del hombre y la naturaleza y que por lo tanto, pueden hacerlo variar con el tiempo.

La selección de un coeficiente de rugosidad, por lo tanto, no debe basarse exclusivamente en el tipo de acabado de la sección al concluir su construcción, sino que se debe aplicar un coeficiente basado en el grado de alteración que dicha superficie tendrá durante su vida útil.

Esta alteración puede deberse a muy diferentes factores, algunos de los cuales se mencionan en la pag. 69 (ver donde dice "factores que afectan el coeficiente de Rugosidad").

Con base en esto, la S. R. H. propone como guía general de criterios, los valores del coeficiente de Rugosidad de Manning (n) expresados en la misma pag. mencionada (69 y 70), y las correspondientes indicaciones para investigar el valor que se empleará de acuerdo con el programa de limpia y conservación que se adopte.

Canales Revestidos con losas de Concreto con juntas Suaves y superficie lisa	0.012
Revestimientos de concreto	0.014
Concreto con tela metálica	0.014
Concreto en canales pequeños y rectos	0.016
Concreto lanzado neumáticamente con acabado terso	0.017
" " " " " rugoso	0.018
" " " " " Sobre la sección excavada en lava	0.020
" " " " " sobre la sección excavada en Roca	
irregularmente terminada	de 0.020 a 0.027

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.

Cuando 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:

73

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/seg. 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 estos apuntes)

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 mas recomendados son los que se dan en la tabla de la pag 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)

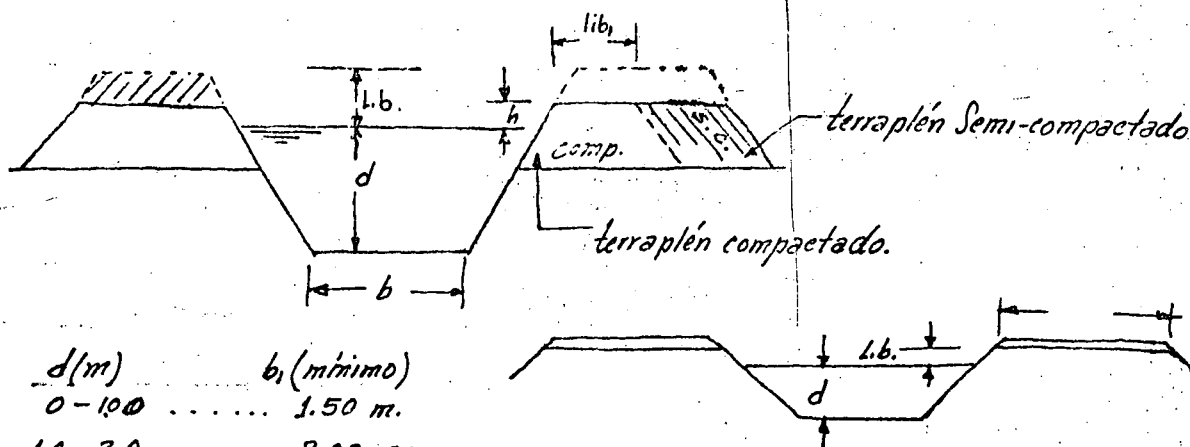
Los bordos libres, ancho de corona de los bordos, coeficientes de rugosidad, Serán los mismos que para canales sin revestir.-

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).

b).- ancho y altura del terraplén por compactar.-



$d(m)$	$b_1(m\text{m\u00ednimo})$
0-1.00	1.50 m.
1.0-2.0	2.00 m.
> 2.00	2.50

$Q(m^3/seg)$	$h(m\text{m\u00ednimo})$
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.

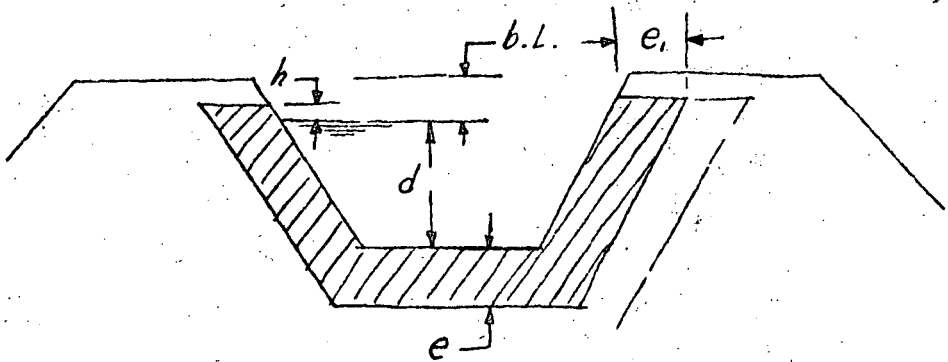
BORDOS LIBRES Y ANCHO DE LA CORONA DE LOS BORDOS.-

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



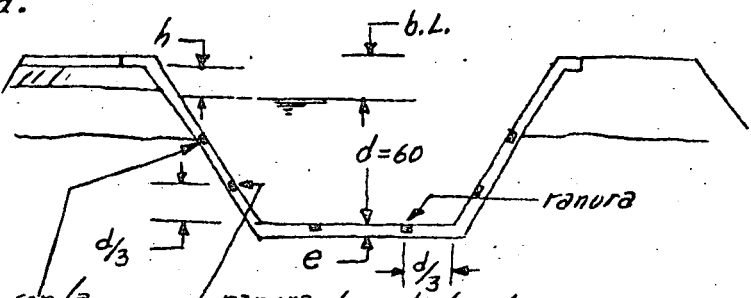
$d(m)$	$e(m)$	$e_1(m)$
0 - 0.60	0.30	1.00
0.60 - 1.20	0.45	1.50
1.20 - 1.80	0.60	2.00
> 1.80	0.70	2.50

ESPESORES DE LOS REVESTIMIENTOS DE TIERRA

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

a) - Coeficientes de rugosidad.

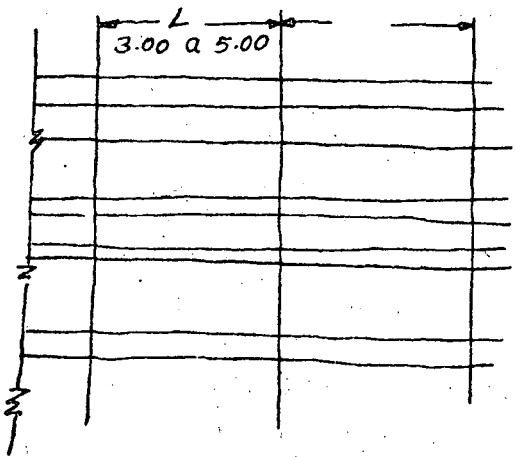
$R(m)$	"n"
0 - 0.45	0.018
0.45 - 0.74	0.017
0.74 - 1.10	0.016
> 1.10	0.015



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 701-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 mastique para evitar dichas filtraciones. Este sello plástico se puede omitir cuando se tengan trantes 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 espaciamento 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 arcillas 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	(Ver pág 79)
15 - 20	6	
20 - 30	7	

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.-
Varían en función del gasto y tenemos los siguientes valores.-

Gasto (m ³ /seg)	BORDO CON CAMINO (m)	BORDO SIN CAMINO (m)
0 - 75	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.

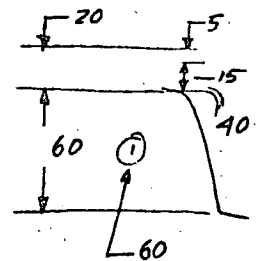
CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA.- (buena Calidad)

Coefficientes de Rugosidad

R	n
0 — 0.45	0.023
0.45 — 0.74	0.022
0.74 — 0.93	0.021
> 0.93	0.020

BORDOS LIBRES

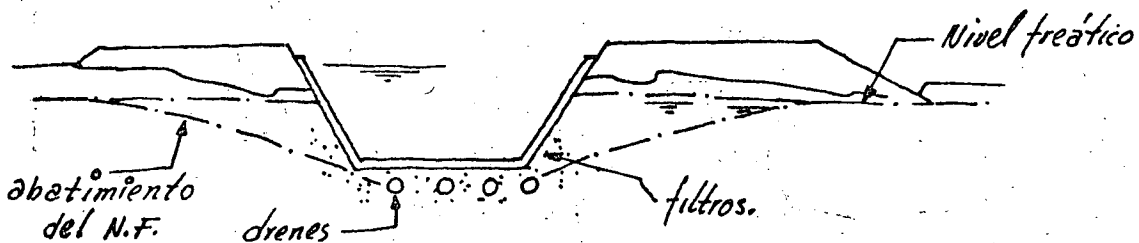
Q (m ³ /seg)	b.L. (cm)
0 — 4	15
4 — 8	20
8 — 12	25
12 — 20	30
20 — 30	35
30 — 40	40
40 — 60	50
60 — 100	60



Los anchos de corona de los bordos se pueden tomar los mismos valores que para canales revestidos de concreto.

DRENAJE EN CANALES REVESTIDOS.-

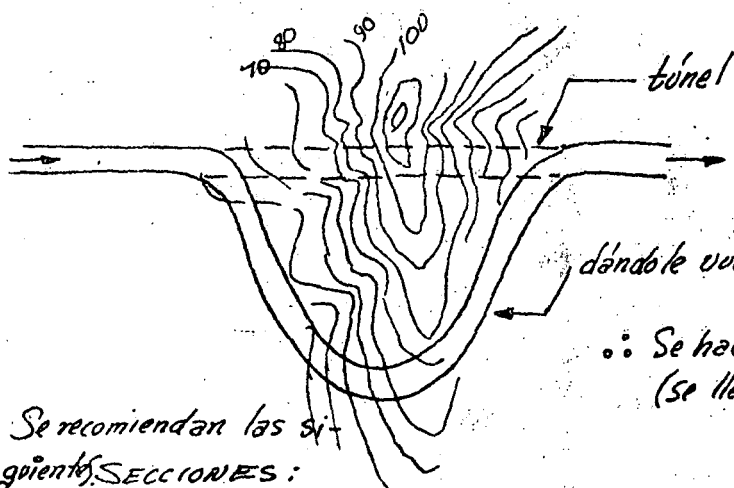
(se hará cuando el nivel freático esté muy superficial e invada con esto, el area de construcción del canal).



Estos drenes se colocan tanto para canales revestidos de concreto, como para mampostería y asfalto.

- CONDUCTOS CERRADOS QUE TRABAJAN POR GRAVEDAD.-

(trabajan parcialmente llenos.
No trabajan a presión)



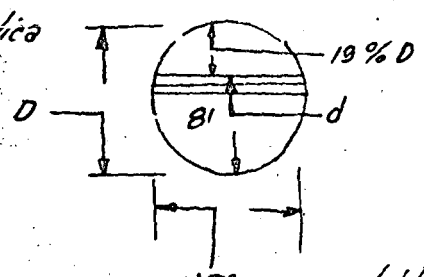
∴ Se hace una comparación de costos.-
(se llevará a cabo el conveniente)

Se recomiendan las siguientes SECCIONES:

- 1.- Conductos circulares
 - 2.- Conductos en herradura
- } Parcialmente llenos.

Relación d/D máxima eficiencia hidráulica

$$\frac{d}{D} = 0.81$$



1.50 recomendable como mínimo

Con esta ecuación, obtenemos: r máx

VELOCIDADES: (permitidas)

$v_{máx} = 0.8 v_c$ Régimen tranquilo

$V_{máx}$ para Operación = 1.50 m/seg.

Velocidades máximas permisibles:

	Material:	$V_{máx}$ (m/seg)
Cond. cerrados	Revestimiento de Concreto	2.50
	Mampostería	2.50
túneles	Conglomerados	2.00 - 2.50
	Esguistas y pizarras	2.00 - 2.50
	Roca sedimentaria suave	2.00 - 2.50
	Roca dura	3.00 - 4.50

V_{min} . - 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.-

81

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 ALIVIADEROS DE CHARNEZA, 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 aliviaderos 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 TIENANTE-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 $0.8 V_c$ 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 permisióles dependiendo del material en que se encuentra alojada la sección hidráulica, ver las veloc. que recomienda Eteherry (pág. 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 arrastre, la velocidad debe ser lo suficientemente alta para evitar el depósito de estos sedimentos.

A continuación se enumeran algunas velocidades mínimas, dependiendo del sedimento que lleva el agua:

Velocidades mínimas con valores de 0.80 a 1.20 m/seg. son suficientes para mantener en movimiento las partículas del sedimento.

Velocidades de 1.75 a 2.50 m/seg. son suficientes para prevenir depósitos de arena y grava.

3.- **Coefficientes de Rugosidad.** - Para conductos circulares parcialmente llenos, el valor del coeficiente de rugosidad (n) es mayor que cuando el conducto trabaja completamente lleno.

Algunos valores recomendados de " n " (aun cuando ya se dieron anteriormente) son los siguientes:

MATERIAL:	COEF. DE RUGOSIDAD (n)
Revestimiento de Concreto	0.014
Concreto lanzado neumat. con acabado terso	0.017
" " " " " " rugoso	0.018
" " " " sobre una sección excavada en lava	0.020
" " " " sobre una sección excavada en roca irregularmente terminada	0.022 a 0.027
Revestimiento de mampostería	0.025
Condueto sin revestir excavado en roca usando explosivos	0.040 a 0.060
Condueto excavado en roca con buen afine	0.025 a 0.035

C.- CONDUCTOS CERRADOS QUE TRABAJAN A PRESIÓN.-

El empleo más frecuente de los conductos que trabajan a presión, en proyectos de irrigación, es en los cruces de tipo de SIFÓN INVERTIDO, ALCANTARILLA y ocasionalmente como canales en la red de distribución de la Zona de Riego.

1.- **VELOCIDADES.** - La velocidad mínima permisible en una conducción cerrada que trabaja a presión, puede tener valores muy bajos, pero sin que esto de lugar al fenómeno de sedimentación de las partículas que lleva el agua.

Esta velocidad se ha limitado a valores del Orden de 1.00 a 1.50 m/seg.

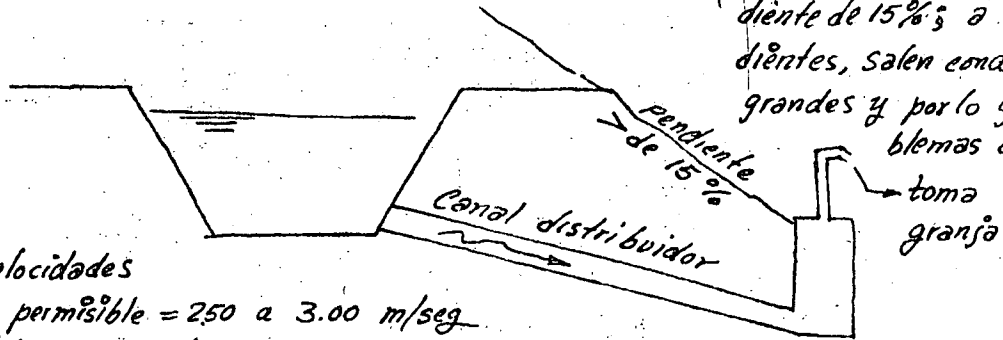
Las velocidades máximas permisibles en secciones revestidas de concreto varían de 2.50 a 3.00 mts./seg. ya que con velocidades mayores, se corre el peligro o riesgo de erosionar el revestimiento.

2.- **COEFICIENTES DE RUGOSIDAD.** - (ver pág 83).-

- CONDUCTOS CERRADOS QUE TRABAJAN A PRESIÓN -

Se utilizan: a) - ESTRUCTURAS DE CRUCE
 1.- Sifones
 2.- Alcantarillas.

b) - Canales DISTRIBUIDORES: (cuando el terreno tiene una pendiente de 15%; a menores pendientes, salen conductos mas grandes y por lo gral. hay problemas de azolve).



Velocidades
 Máx permisible = 250 a 3.00 m/seg
 mínima = 1.00 y 1.50 "

2. - COEFICIENTE 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

$$K = \frac{148.6}{m} = \frac{(b + 2d + b) \sqrt{1+t^2}}{e} = \frac{(5 + 3.606(d+b))}{e}$$

DATOS	SECCIONES TIPO 84									
	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	0.510	0.156	0.670	0.174	0.900	0.191	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	1.188	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								

$bL = 0.20m ; e = 0.05m ; BCC = 4.0m ; BSC = 2$

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO (2)

DATOS	SECCIONES TIPO 85									
	6		7		8		9		10	
b	0.750		0.900		0.900		1.050		1.050	
d	0.750		0.800		0.900		0.950		1.050	
A	0,209	1.410	0,225	1.680	0,243	2.020	0,222	2.350	0,344	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	1.895	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								

$e=0.05$
 $Lb=0.20$

$e=0.05$
 $Lb=0.20$

$e=0.05$
 $Lb=0.20$

$e=0.06$
 $Lb=0.25$

$e=0.06$
 $Lb=0.25$

BCC = 4.00m
BSC = 2.00m

BCC = 6.00
BSC = 2.00

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO (3)

D A T O S	S E C C I O N E S T I P O 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	<i>0,366</i>	3.140	<i>0,386</i>	3.600	<i>0,486</i>	4.030	<i>0,511</i>	4.560	<i>0,534</i>	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	3.348	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								
		<i>e=0,06</i>	<i>e=0,06</i>		<i>e=0,07</i>		<i>e=0,07</i>		<i>e=0,07</i>	
		<i>Lb=0,25</i>	<i>Lb=0,25</i>		<i>Lb=0,30</i>		<i>Lb=0,30</i>		<i>Lb=0,30</i>	
		<i>BCC = 6,00m</i>	<i>BCC = 6,00</i>		<i>BCC = 6,00</i>		<i>BCC = 6,00</i>		<i>BCC = 6,00</i>	
		<i>BSC = 2,00m</i>			<i>BSC = 2,50</i>					

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	0,769	7.830	0,797	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
0.00010	0.623	3.504	0.644	4.018	0.677	4.892	0.695	5.443	0.716	6.129
0.00015	0.763	4.291	0.789	4.921	0.829	5.991	0.851	6.666	0.877	7.506
0.00020	0.881	4.955	0.911	5.682	0.958	6.918	0.983	7.897	1.013	8.667
0.00025	0.985	5.540	1.018	6.353	1.071	7.735	1.099	8.606	1.133	9.690
0.00030	1.079	6.069	1.115	6.959	1.173	8.473	1.204	9.427	1.241	10.615
0.00035	1.165	6.555	1.205	7.517	1.267	9.152	1.300	10.182	1.340	11.466
0.00040	1.245	7.008	1.288	8.036	1.354	9.784	1.390	10.886	1.433	12.258
0.00045	1.32	7.433	1.366	8.523	1.436	10.377	1.474	11.546	1.519	13.001
0.00050	1.39	7.835	1.440	8.984	1.514	10.938	1.554	12.170	1.602	13.704
0.00055	1.46	8.217	1.510	9.422	1.588	11.472	1.630	12.764	1.680	14.373
0.00060	1.52	8.583	1.577	9.841	1.658	11.982	1.702	13.332	1.755	15.012
0.00065	1.58	8.933	1.642	10.243	1.726	12.472	1.772	13.876	1.826	15.625
0.00070	1.64	9.270	1.704	10.630	1.791	12.943	1.839	14.400	1.895	16.215
0.00075	1.70	9.596	1.764	11.003	1.854	13.397	1.903	14.906	1.962	16.784
0.00080	1.762	9.911	1.822	11.364	1.915	13.836	1.966	15.394	2.026	17.335
0.00085	1.815	10.216	1.878	11.714	1.974	14.262	2.020	15.868	2.088	17.868
0.00090	1.869	10.512	1.932	12.053	2.031	14.675	2.085	16.328	2.149	18.386
0.00095	1.920	10.800	1.985	12.384	2.087	15.078	2.142	16.766	2.208	18.890
0.00100	1.970	11.080	2.037	12.705	2.141	15.469	2.198	17.212	2.265	19.381
0.00110	2.036	11.621	2.136	13.325	2.246	16.224	2.305	18.052	2.376	20.327
0.00120	2.108	12.138	2.231	13.918	2.345	16.946	2.408	18.854	2.481	21.231
0.00130	2.186	12.634	2.322	14.486	2.441	17.638	2.506	19.624	2.583	22.098
0.00140	2.261	13.110	2.410	15.033	2.533	18.304				

$e = 0.07$ $e = 0.08$ $e = 0.08$ $e = 0.08$ $e = 0.08$
 $Lb = 0.30$ $Lb = 0.35$ $Lb = 0.35$ $Lb = 0.40$ $Lb = 0.40$

BCC = 6.00
BSC = 2.50

\rightarrow BCC = 7.00 m \leftarrow
 BSC = 2.50 m

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	0.824	9.210	0.852	10.000	10.915	0.824*				
r	1.040		1.090		1.1352					
n	0.014		0.014		0.014					
t	1.500		1.500		1.5					
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.734	6.761	0.754	7.545	1	-				
0.00015	0.899	8.281	0.924	9.240						
0.00020	1.038	9.562	1.067	10.670	1.0993	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						

$e = 0.08$ $e = 0.08$
 $Lb = 0.40$ $Lb = 0.10$

$BCC = 7.00m$
 $BS C = 2.50$

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	
t	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 91									
	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	
t	1.500		1.500		1.500		1.500		1.500	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.275	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	0.537	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	2.075	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	4.445
0.00240	1.346	1.893	1.426	2.396	1.520	3.078	1.596	3.752	1.684	4.643
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	2.319	1.747	2.935	1.862	3.770	1.954	4.595	2.063	5.686
0.00380	1.694	2.382	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 92									
	11		12		13		14		15	
b	1.200		1.200		1.350		1.350		1.500	
d	1.100		1.200		1.250		1.350		1.400	
A	3.140		3.600		4.030		4.560		5.040	
r	0.610		0.650		0.690		0.730		0.770	
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	0.359	1.124	0.376	1.353	0.390	1.572	0.406	1.852	0.420	2.117
0.00015	0.439	1.377	0.460	1.657	0.477	1.925	0.498	2.268	0.514	2.593
0.00020	0.507	1.589	0.531	1.913	0.551	2.223	0.575	2.619	0.594	2.994
0.00025	0.567	1.777	0.594	2.139	0.616	2.485	0.643	2.928	0.664	3.347
0.00030	0.621	1.947	0.651	2.343	0.675	2.722	0.704	3.208	0.727	3.667
0.00035	0.671	2.103	0.703	2.531	0.729	2.940	0.760	3.465	0.786	3.960
0.00040	0.717	2.248	0.752	2.706	0.780	3.143	0.813	3.704	0.840	4.234
0.00045	0.761	2.384	0.797	2.870	0.827	3.334	0.862	3.929	0.891	4.491
0.00050	0.802	2.513	0.840	3.025	0.872	3.514	0.909	4.141	0.939	4.734
0.00055	0.841	2.636	0.881	3.173	0.914	3.686	0.953	4.344	0.985	4.965
0.00060	0.878	2.753	0.921	3.314	0.955	3.850	0.996	4.537	1.029	5.185
0.00065	0.914	2.865	0.958	3.449	0.994	4.007	1.036	4.722	1.071	5.397
0.00070	0.949	2.974	0.994	3.580	1.032	4.158	1.075	4.900	1.111	5.601
0.00075	0.982	3.078	1.029	3.705	1.068	4.304	1.113	5.072	1.150	5.797
0.00080	1.014	3.179	1.063	3.827	1.103	4.445	1.150	5.239	1.189	5.988
0.00085	1.045	3.277	1.096	3.945	1.137	4.582	1.185	5.400	1.225	6.172
0.00090	1.076	3.372	1.127	4.059	1.170	4.715	1.219	5.556	1.260	6.351
0.00095	1.105	3.464	1.158	4.170	1.202	4.844	1.253	5.709	1.295	6.525
0.00100	1.134	3.554	1.188	4.278	1.233	4.970	1.285	5.857	1.328	6.694
0.00110	1.189	3.728	1.246	4.487	1.293	5.213	1.348	6.143	1.393	7.021
0.00120	1.242	3.893	1.302	4.687	1.351	5.444	1.408	6.416	1.455	7.333
0.00130	1.293	4.052	1.355	4.878	1.406	5.667	1.466	6.678	1.514	7.633
0.00140	1.341	4.205	1.406	5.062	1.459	5.881	1.521	6.930	1.572	7.921
0.00150	1.388	4.353	1.456	5.240	1.510	6.087	1.574	7.173	1.627	8.199
0.00160	1.434	4.496	1.503	5.412	1.559	6.287	1.626	7.408	1.680	8.468
0.00170	1.478	4.634	1.550	5.578	1.607	6.480	1.676	7.636	1.732	8.728
0.00180	1.521	4.768	1.594	5.740	1.654	6.668	1.725	7.858	1.782	8.981
0.00190	1.563	4.899	1.638	5.897	1.699	6.851	1.772	8.073	1.831	9.227
0.00200	1.603	5.026	1.681	6.051	1.744	7.029	1.818	8.283	1.878	9.467
0.00220	1.682	5.272	1.763	6.346	1.829	7.372	1.907	8.687	1.970	9.929
0.00240	1.756	5.506	1.841	6.628	1.910	7.700	1.991	9.073	2.058	10.371
0.00260	1.828	5.731	1.916	6.899	1.988	8.014	2.073	9.444	2.142	10.794
0.00280	1.897	5.947	1.989	7.159	2.063	8.317	2.151	9.800	2.223	11.202
0.00300	1.964	6.156	2.058	7.411	2.135	8.608	2.226	10.144	2.301	11.595
0.00320	2.028	6.358	2.126	7.654	2.205	8.891	2.299	10.477	2.376	11.975
0.00340	2.090	6.554	2.191	7.889	2.273	9.164	2.370	10.799	2.449	12.344
0.00360	2.151	6.744	2.255	8.118	2.339	9.430	2.439	11.113		
0.00380	2.210	6.928								

CANALES REVESTIDOS CON MAMPOSTERIA

DATOS	SECCIONES TIPO 93										
	16		17		18		19		20		
	b	d	A	r	n	t	s	V	Q	V	Q
b	1.500	1.700	1.700	1.850	1.850						
d	1.500	1.550	1.700	1.750	1.850						
A	5.630	6.240	7.230	7.830	8.560						
r	0.810	0.860	0.920	0.960	1.000						
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	0.436	2.453	0.451	2.812	0.474	3.424	0.487	3.810	0.501	4.290	
0.00015	0.534	3.004	0.552	3.445	0.580	4.194	0.596	4.666	0.614	5.254	
0.00020	0.617	3.469	0.638	3.977	0.670	4.843	0.688	5.388	0.709	6.067	
0.00025	0.689	3.878	0.713	4.447	0.749	5.414	0.769	6.024	0.793	6.783	
0.00030	0.755	4.248	0.781	4.871	0.821	5.931	0.843	6.599	0.868	7.431	
0.00035	0.816	4.589	0.843	5.262	0.887	6.406	0.910	7.128	0.938	8.026	
0.00040	0.872	4.905	0.902	5.625	0.948	6.849	0.973	7.620	1.003	8.580	
0.00045	0.925	5.203	0.956	5.966	1.005	7.264	1.032	8.082	1.064	9.101	
0.00050	0.975	5.484	1.008	6.289	1.060	7.657	1.088	8.519	1.121	9.593	
0.00055	1.023	5.752	1.057	6.596	1.112	8.031	1.141	8.935	1.176	10.061	
0.00060	1.068	6.008	1.104	6.889	1.161	8.388	1.192	9.332	1.228	10.509	
0.00065	1.122	6.253	1.149	7.170	1.208	8.730	1.240	9.713	1.278	10.988	
0.00070	1.154	6.489	1.193	7.441	1.254	9.060	1.287	10.080	1.327	11.351	
0.00075	1.194	6.717	1.235	7.702	1.298	9.378	1.332	10.434	1.373	11.749	
0.00080	1.233	6.937	1.275	7.955	1.341	9.685	1.376	10.776	1.418	12.134	
0.00085	1.271	7.151	1.314	8.200	1.382	9.983	1.418	11.108	1.462	12.508	
0.00090	1.308	7.358	1.352	8.437	1.422	10.273	1.460	11.430	1.504	12.870	
0.00095	1.344	7.560	1.389	8.668	1.461	10.554	1.500	11.743	1.545	13.223	
0.00100	1.379	7.756	1.426	8.894	1.499	10.829	1.538	12.048	1.586	13.567	
0.00110	1.446	8.135	1.495	9.328	1.572	11.357	1.614	12.636	1.663	14.229	
0.00120	1.510	8.497	1.562	9.743	1.642	11.862	1.685	13.198	1.737	14.862	
0.00130	1.572	8.843	1.625	10.140	1.709	12.346	1.754	13.737	1.808	15.468	
0.00140	1.632	9.177	1.687	10.523	1.773	12.812	1.820	14.255	1.876	16.052	
0.00150	1.689	9.499	1.746	10.892	1.836	13.262	1.884	14.756	1.942	16.616	
0.00160	1.744	9.811	1.803	11.250	1.896	13.697	1.946	15.240	2.006	17.161	
0.00170	1.798	10.113	1.859	11.596	1.954	14.119	2.006	15.709	2.067	17.689	
0.00180	1.850	10.406	1.913	11.932	2.011	14.528	2.064	16.164	2.127	18.202	
0.00190	1.901	10.691	1.965	12.259	2.066	14.926	2.121	16.607	2.186	18.700	
0.00200	1.950	10.969	2.016	12.578	2.120	15.314	2.176	17.039	2.242	19.186	
0.00220	2.045	11.504	2.114	13.191	2.223	16.061	2.282	17.870	2.352	20.123	
0.00240	2.136	12.016	2.208	13.778	2.322	16.775	2.383	18.665	2.456	21.017	
0.00260	2.223	12.507	2.299	14.341	2.417	17.460	2.481	19.427	2.557	21.876	
0.00280	2.307	12.979	2.385	14.882	2.508	18.120	2.574	20.160	2.653	22.701	
0.00300	2.388	13.434	2.469	15.404	2.596	18.756	2.665	20.868	2.746	23.498	
0.00320	2.467	13.875	2.550	15.909	2.681	19.371	2.752	21.552	2.836	24.269	
0.00340	2.543	14.302									

CANALES REVESTIDOS CON MAMPOSTERIA

DATOS	SECCIONES TIPO 94										
	21		22								
	b	d	A	r	n	f	s	V	Q	V	Q
	2.000	1.900	9.210	1.040	0.020	1.500					
	2.000	2.000	10.000	1.090	0.020	1.500					
	0.514	4.733	0.528	5.281							
0.00010	0.629	5.797	0.647	6.468							
0.00015	0.726	6.693	0.747	7.469							
0.00020	0.812	7.484	0.835	8.350							
0.00025	0.890	8.198	0.915	9.147							
0.00030	0.961	8.855	0.988	9.880							
0.00035	1.027	9.466	1.056	10.563							
0.00040	1.090	10.040	1.120	11.203							
0.00045	1.148	10.583	1.181	11.809							
0.00050	1.205	11.100	1.239	12.386							
0.00055	1.258	11.593	1.294	12.936							
0.00060	1.309	12.067	1.346	13.465							
0.00065	1.359	12.522	1.397	13.973							
0.00070	1.407	12.962	1.446	14.463							
0.00075	1.453	13.387	1.494	14.938							
0.00080	1.497	13.799	1.540	15.397							
0.00085	1.541	14.199	1.584	15.844							
0.00090	1.583	14.588	1.628	16.278							
0.00095	1.624	14.967	1.670	16.701							
0.00100	1.703	15.698	1.752	17.516							
0.00110	1.779	16.396	1.829	18.295							
0.00120	1.852	17.065	1.904	19.042							
0.00130	1.922	17.709	1.976	19.761							
0.00140	1.989	18.331	2.045	20.454							
0.00150	2.054	18.932	2.113	21.125							
0.00160	2.118	19.515	2.178	21.775							
0.00170	2.179	20.080	2.241	22.407							
0.00180	2.239	20.631	2.302	23.021							
0.00190	2.297	21.167	2.362	23.619							
0.00200	2.409	22.200	2.477	24.771							
0.00220	2.516	23.187	2.587	25.873							
0.00240	2.619	24.134	2.693	26.929							
0.00260	2.718	25.045	2.795	27.946							
0.00280	2.813	25.924	2.893	28.927							
0.00300	2.905	26.774									
0.00320											

CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA (SECCION DE GRAVEDAD)

DATOS	SECCIONES TIPO 95									
	1		2		3		4		5	
	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
b	40		40		50		50		60	
d	40		50		50		60		60	
A	22		30		35		44		60	
r	18		20		22		25		27	
n	0.200		0.200		0.200		0.200		0.200	
t	0.4:1		0.4:1		0.4:1		0.4:1		0.4:1	
s										
00010	158	035	173	052	183	064	197	088	207	104
00015	194	043	212	064	225	079	242	107	254	128
00020	224	050	245	073	259	091	279	124	293	148
00025	250	056	273	082	290	102	312	139	328	165
00030	274	061	300	090	318	111	342	152	359	181
00035	296	066	324	097	343	120	369	164	388	195
00040	316	071	346	104	367	128	395	175	414	209
00045	335	075	367	110	389	136	419	186	439	221
00050	354	079	387	116	410	144	441	196	463	233
00055	371	083	406	122	430	151	463	206	486	245
00060	387	087	424	127	449	157	484	215	507	256
00065	403	090	441	132	468	164	503	223	528	266
00070	418	094	458	137	485	170	522	232	548	276
00075	433	097	474	142	502	176	541	240	567	286
00080	447	100	489	147	519	182	558	248	586	295
00085	461	103	504	151	535	187	575	256	604	304
00090	474	106	519	156	550	193	592	263	621	313
00095	487	109	533	160	565	198	608	270	638	322
00100	500	112	547	164	580	203	624	277	655	330
00110	524	117	574	172	608	213	655	291	687	346
00120	548	123	599	180	636	222	684	304	718	362
00130	570	128	624	187	661	232	712	316	747	376
00140	592	133	647	194	686	240	739	328	775	391
00150	612	137	670	201	711	249	765	339	802	404
00160	633	142	692	208	734	257	790	351	829	418
00170	652	146	713	214	756	265	814	361	854	430
00180	671	150	734	220	778	272	837	372	879	443
00190	689	154	754	226	800	280	860	382	903	455
00200	707	158	773	232	820	287	883	392	926	467
00220	742	166	811	243	861	301	925	411	972	490
00240	775	174	847	254	899	315	967	429	1.015	511
00260	806	181	882	265	936	327	1.007	447	1.056	532
00280	837	187	915	275	971	340	1.045	464	1.096	552
00300	866	194	947	284	1.005	352	1.081	480	1.135	572
00320	895	200	978	294	1.038	363	1.117	496	1.172	591
00340	922	207	1.008	303	1.070	374	1.151	511	1.208	609
00360	949	213	1.038	311	1.101	385	1.184	526	1.243	626
00380	975	218	1.066	320	1.131	396	1.217	540	1.277	644
00400	1.000	224	1.094	328	1.160	406	1.248	554	1.310	660

CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA (SECCION DE GRAVEDAD)

DATOS	SECCIONES TIPO 96									
	1		2		3		4		5	
b	40		40		50		50		60	
d	40		50		50		60		60	
A	22		30		35		44		50	
r	18		20		22		44		50	
n	0.200		0.200		0.200		0.200		0.200	
t	0.4		0.4		0.4		0.4		0.4	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
00420	1.025	230	1.121	336	1.189	416	1.279	569	1.343	677
00440	1.049	235	1.147	344	1.217	424	1.309	581	1.374	693
00460	1.072	240	1.173	352	1.244	43	1.339	594	1.405	708
00480	1.096	245	1.198	359	1.271	445	1.368	607	1.435	723
00500	1.118	250	1.223	367	1.297	454	1.396	620	1.465	738
00520	1.140	255	1.247	374	1.323	463	1.423	632	1.494	753
00540	1.162	260	1.271	381	1.348	472	1.451	644	1.522	767
00560	1.183	265	1.294	388	1.373	481	1.477	656	1.550	781
00580	1.204	270	1.317	395	1.397	489	1.503	667	1.578	795
00600	1.225	274	1.340	402	1.42	497	1.529	679	1.605	809
00620	1.245	279	1.362	409	1.445	506	1.554	690	1.63	822
00640	1.265	283	1.384	415	1.468	514	1.579	701	1.657	835
00660	1.285	288	1.405	422	1.490	522	1.604	712	1.687	848
00680	1.304	292	1.426	428	1.513	530	1.628	723	1.709	861
00700	1.323	296	1.447	434	1.535	537	1.652	733	1.733	874
00720	1.342	301	1.468	440	1.557	545	1.675	744	1.759	886
00740	1.360	305	1.488	446	1.578	552	1.698	754	1.782	898
00760	1.378	309	1.508	452	1.599	560	1.72	764	1.806	910
00780	1.397	313	1.527	458	1.620	567	1.743	774		
00800	1.414	317	1.547	464	1.64	574	1.766	784		
00820	1.432	321	1.566	470			1.787	794		
00840	1.449	325	1.585	476						
00860	1.467	328	1.604	481						
00880	1.485	332	1.622	487						

CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA (SECCION DE GRAVEDAD)

DATOS	SECCIONES TIPO 97									
	6		7		8		9		10	
b	60		70		70		80		80	
d	70		70		80		80		90	
A	62		69		82		90		104	
r	29		31		34		36		38	
n	0200		0200		0200		0200		0200	
f	0.4:1		0.4:1		0.4:1		0.4:1		0.4:1	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
00010	220	136	230	157	242	198	251	225	263	275
00015	270	166	281	193	297	242	307	275	322	336
00020	312	192	325	223	343	279	355	318	372	388
00025	348	215	363	249	383	312	397	355	416	434
00030	382	235	398	273	419	342	435	389	456	476
00035	412	254	429	295	453	370	469	421	492	514
00040	441	271	459	315	484	395	502	450	526	549
00045	467	288	487	334	514	419	532	477	558	583
00050	493	304	513	352	542	442	561	503	588	614
00055	517	318	538	369	568	463	588	527	617	644
00060	540	333	562	386	593	484	615	551	644	673
00065	562	346	585	401	617	504	640	573	671	700
00070	583	359	607	417	641	523	664	595	696	727
00075	604	372	629	431	663	541	687	616	720	752
00080	623	384	649	445	685	559	710	636	744	777
00085	642	396	669	459	706	576	731	655	767	801
00090	661	407	689	472	727	593	753	674	789	824
00095	679	418	708	485	746	609	773	693	811	846
00100	697	429	726	498	766	625	793	711	832	868
00105	731	450	761	522	803	655	832	746	872	911
00110	763	470	795	545	839	685	859	779	911	951
00115	795	489	828	568	873	713	905	811	948	990
00120	825	508	859	589	906	739	939	841	984	1028
00125	853	526	889	610	938	765	972	871	1019	1064
00130	881	543	918	630	969	790	1004	899	1052	1098
00135	909	560	946	649	999	815	1034	927	1085	1132
00140	935	576	974	668	1028	838	1064	954	1116	1165
00145	961	592	1001	686	1056	861	1094	980	1147	1197
00150	986	607	1027	704	1083	884	1122	1005	1176	1228
00155	1034	637	1077	739	1136	927	1177	1054	1234	1288
00160	1080	665	1125	771	1186	968	1229	1101	1289	1345
00165	1124	692	1170	803	1235	1008	1279	1146	1341	1400
00170	1166	718	1215	833	1282	1046	1328	1190	1392	1453
00175	1207	744	1257	863	1326	1082	1374	1231	1441	1504
00180	1247	768	1299	891	1370	1118	1419	1272	1488	1553
00185	1285	792	1338	918	1412	1152	1463	1311	1534	1601
00190	1322	814	1377	945	1453	1186	1505	1349	1578	1648
00195	1358	837	1415	971	1493	1218	1547	1386	1621	1693
00200	1394	859	1452	996	1532	1250	1587	1422	1664	1737

CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA (SECCION DE GRAVEDAD)

DATOS	SECCIONES TIPO 98									
	6		7		8		9		10	
b	60		77		70		80		80	
d	70		70		80		80		90	
A	62		69		82		90		104	
r	29		31		34		36		36	
n	0200		0200		0200		0200		0200	
t	0.4:1		0.4:1		0.4:1		0.4:1		0.4:1	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
00420	1.428	.880	1.488	1.021	1.570	1.281	1.626	1.457	1.705	1.780
00440	1.462	.900	1.523	1.045	1.606	1.311	1.664	1.491	1.745	1.822
00460	1.495	.921	1.557	1.068	1.643	1.340	1.702	1.525	1.784	1.863
00480	1.527	.940	1.590	1.091	1.678	1.369	1.738	1.558	1.822	1.903
00500	1.558	.960	1.623	1.113	1.713	1.397	1.774	1.590	1.860	1.942
00520	1.589	.979	1.655	1.136	1.746	1.425	1.809	1.621	1.897	1.980
00540	1.619	.998	1.687	1.157	1.780	1.452	1.844	1.652	1.933	2.018
00560	1.649	1.016	1.718	1.178	1.812	1.479	1.878	1.682	1.968	2.055
00580	1.678	1.034	1.748	1.199	1.844	1.505	1.911	1.712	2.003	2.091
00600	1.707	1.052	1.778	1.220	1.876	1.531	1.943	1.741	2.038	2.127
00620	1.735	1.069	1.807	1.240	1.907	1.556	1.976	1.770	2.071	2.162
00640	1.763	1.086	1.836	1.260	1.937	1.581	2.007	1.798	2.104	2.197
00660	1.790	1.103	1.865	1.279	1.968	1.605	2.038	1.826	2.137	2.231
00680	1.817	1.119	1.893	1.299	1.997	1.630	2.069	1.854	2.169	2.265
00700	1.844	1.136	1.921	1.318	2.026	1.653	2.099	1.881	2.201	2.298
00720	1.870	1.152	1.948	1.336	2.055	1.677				
00740	1.896	1.168								
00760	1.921	1.183								

CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA (SECCION DE GRAVEDAD)

DATOS	SECCIONES									
	11		12		13		14		15	
	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
b	90		90		1.00		1.00		1.10	
d	90		1.00		1.00		1.10		1.10	
A	1.13		1.30		1.40		1.58		1.69	
r	40		43		44		47		49	
n	0200		0200		0200		0200		0200	
f	0.41		0.41		0.41		0.41		0.41	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0010	271	308	283	368	291	408	302	479	310	525
0015	332	377	347	451	357	499	370	587	380	644
0020	384	435	400	520	412	576	428	678	439	743
0025	429	487	448	582	460	644	478	757	490	831
0030	470	533	490	637	504	706	524	830	537	910
0035	508	576	530	689	545	762	566	896	580	983
0040	543	615	566	736	582	815	605	958	620	1051
0045	576	653	601	781	618	865	642	1016	658	1115
0050	607	688	633	823	651	911	676	1071	694	1171
0055	636	722	664	863	683	956	709	1124	727	1232
0060	665	754	693	901	713	998	741	1173	760	1287
0065	692	785	722	938	742	1039	771	1221	791	1340
0070	718	814	749	974	770	1078	800	1268	821	1390
0075	743	843	775	1008	797	1116	828	1312	849	1439
0080	768	870	801	1041	823	1153	855	1355	877	1486
0085	791	897	825	1073	849	1188	882	1397	904	1532
0090	814	923	849	1104	873	1223	907	1437	931	1576
0095	836	949	873	1134	897	1256	932	1477	956	1620
0100	858	973	895	1164	921	1289	950	1515	981	1662
0105	900	1021	939	1221	965	1352	1003	1589	1029	1743
0110	940	1066	981	1275	1008	1412	1048	1660	1074	1820
0115	978	1110	1021	1327	1050	1469	1090	1727	1118	1895
0120	1015	1151	1059	1377	1089	1525	1132	1793	1161	1966
0125	1051	1192	1096	1425	1127	1578	1171	1855	1201	2035
0130	1085	1231	1132	1472	1164	1630	1210	1916	1241	2102
0135	1119	1269	1167	1517	1200	1680	1247	1975	1279	2166
0140	1151	1306	1201	1561	1235	1729	1283	2033	1316	2229
0145	1183	1341	1234	1604	1269	1776	1318	2088	1352	2290
0150	1214	1376	1266	1646	1302	1823	1353	2143	1387	2350
0155	1273	1443	1328	1726	1365	1912	1419	2247	1455	2465
0160	1329	1508	1387	1803	1426	1997	1482	2347	1520	2574
0165	1384	1569	1443	1877	1484	2078	1542	2443	1582	2679
0170	1436	1628	1498	1947	1540	2157	1600	2535	1641	2780
0175	1486	1686	1551	2016	1594	2232	1657	2624	1699	2878
0180	1535	1741	1601	2082	1647	2305	1711	2710	1755	2972
0185	1582	1794	1651	2146	1697	2376	1764	2793	1809	3064
0190	1628	1846	1699	2208	1747	2445	1815	2874	1861	3153
0195	1673	1897	1745	2269	1794	2512	1864	2953	1912	3239
0200	1716	1946	1790	2328	1841	2578	1913	3030	1962	3323

CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA (SECCION DE GRAVEDAD)

DATOS	SECCIONES TIPO 100									
	11		12		13		14		15	
b	90		90		100		100		110	
d	90		100		100		110		110	
A	1.13		1.30		1.40		1.58		1.69	
r	40		43		44		47		49	
n	0200		0200		0200		0200		0200	
t	0.4:1		0.4:1		0.4:1		0.4:1		0.4:1	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
00420	1.759	1.994	1.835	2.385	1.887	2.641	1.960	3.105	2.010	3.405
00440	1.800	2.041	1.878	2.441	1.931	2.703	2.006	3.178	2.057	3.485
00460	1.841	2.087	1.920	2.496	1.974	2.764	2.051	3.249	2.104	3.564
00480	1.880	2.132	1.961	2.550	2.017	2.824	2.095	3.319	2.149	3.640
00500	1.919	2.176	2.002	2.602	2.058	2.882	2.139	3.388	2.193	3.715
00520	1.957	2.219	2.041	2.654	2.099	2.939	2.181	3.455	2.237	3.789
00540	1.994	2.261	2.080	2.704	2.139	2.995	2.223	3.520	2.279	3.861
00560	2.031	2.303	2.118	2.754	2.178	3.050	2.263	3.585	2.321	3.932
00580	2.067	2.344	2.156	2.803	2.217	3.104	2.303	3.649	2.362	4.002
00600	2.102	2.384	2.193	2.851	2.255	3.157	2.343	3.711	2.403	4.070
00620	2.137	2.423	2.229	2.898	2.292	3.209	2.381	3.772	2.442	4.137
00640	2.171	2.462	2.265	2.944	2.329	3.260	2.420	3.833		
00660	2.205	2.500	2.300	2.990						

CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA (SECCION DE GRAVEDAD)

DATOS	SECCIONES									
	16		17		18		19		20	
	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
b	1.10		1.20		1.20		1.30		1.30	
d	1.20		1.20		1.30		1.30		1.40	
A	1.90		2.02		2.24		2.37		2.60	
r	51		53		56		58		60	
n	0.200		0.200		0.200		0.200		0.200	
f	0.41		0.41		0.41		0.41		0.41	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
00010	321	609	329	663	339	759	347	820	357	930
00020	393	746	403	812	416	929	425	1005	437	1139
00030	454	861	465	937	480	1073	490	1160	505	1315
00040	508	963	520	1048	537	1200	548	1297	565	1470
00050	556	1055	569	1148	588	1314	600	1421	619	1611
00060	601	1139	615	1240	635	1420	649	1535	668	1740
00070	642	1218	657	1325	679	1518	693	1640	714	1860
00080	681	1292	697	1406	720	1610	735	1740	758	1973
00090	718	1362	735	1482	759	1697	775	1834	799	2080
00100	753	1428	771	1554	796	1780	813	1924	838	2181
00110	787	1492	805	1623	831	1859	849	2009	875	2278
00120	819	1553	838	1689	865	1935	884	2091	911	2371
00130	850	1611	870	1753	898	2008	917	2170	945	2461
00140	880	1668	900	1815	930	2078	949	2246	978	2547
00150	908	1722	930	1874	960	2147	981	2320	1010	2630
00160	936	1775	958	1932	990	2213	1011	2391	1041	2711
00170	964	1827	986	1988	1018	2277	1040	2461	1071	2790
00180	990	1877	1013	2042	1046	2339	1069	2528	1101	2866
00190	1016	1926	1039	2095	1073	2400	1096	2594	1129	2941
00200	1065	2020	1090	2198	1126	2517	1150	2720	1185	3084
00210	1113	2110	1139	2295	1176	2629	1201	2841	1237	3222
00220	1158	2196	1185	2389	1224	2736	1250	2957	1288	3353
00230	1202	2279	1230	2479	1270	2840	1297	3069	1336	3480
00240	1244	2359	1273	2566	1315	2939	1343	3177	1383	3602
00250	1285	2436	1315	2651	1358	3036	1387	3281	1429	3720
00260	1324	2511	1355	2732	1399	3129	1429	3382	1473	3834
00270	1363	2584	1394	2811	1440	3220	1471	3480	1515	3946
00280	1400	2655	1433	2888	1479	3308	1511	3575	1557	4054
00290	1436	2723	1470	2963	1518	3394	1550	3668	1597	4159
00300	1507	2856	1542	3108	1592	3560	1626	3847	1675	4362
00310	1574	2983	1610	3246	1663	3718	1698	4018	1750	4556
00320	1638	3105	1676	3379	1731	3870	1768	4182	1821	4742
00330	1700	3222	1739	3506	1796	4016	1834	4340	1890	4921
00340	1759	3336	1800	3629	1859	4157	1899	4493	1956	5094
00350	1817	3445	1859	3748	1920	4293	1961	4640	2020	5261
00360	1873	3551	1917	3864	1979	4425	2021	4783	2082	5423
00370	1927	3654	1972	3976	2036	4554	2080	4921	2143	5580
00380	1980	3754	2026	4085	2092	4678	2137	5056	2202	5733
00390	2031	3852	2079	4191	2147	4800	2193	5188	2259	5882

CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA (SECCION DE GRAVEDAD)

D A T O S	S E C C I O N E S T I P O 102									
	16		17		18		19		20	
b	1.10		1.20		1.20		1.30		1.30	
d	1.20		1.20		1.30		1.30		1.40	
A	1.90		2.02		2.24		2.37		2.60	
r	51		53		56		58		60	
n	0200		0200		0200		0200		0200	
t	0.4:1		0.4:1		0.4:1		0.4:1		0.4:1	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
00420	2.082	3.947	2.130	4.294	2.200	4.918	2.247	5.316	2.315	6.027
00440	2.131	4.040	2.180	4.395	2.251	5.034	2.300	5.441	2.369	6.169
00460	2.178	4.130	2.229	4.494	2.302	5.147	2.351	5.563	2.422	6.308
00480	2.225	4.219	2.277	4.591	2.352	5.258	2.402	5.683	2.474	6.443
00500	2.271	4.306	2.324	4.685	2.400	5.366	2.451	5.800	2.525	6.576
00520	2.316	4.391	2.370	4.778	2.448	5.473	2.500	5.915	2.575	6.706
00540	2.360	4.475	2.415	4.869	2.494	5.577	2.545	6.028	2.624	6.834
00560	2.404	4.557	2.460	4.959	2.540	5.679	2.594	6.138	2.673	6.960
00580	2.446	4.638	2.503	5.046	2.585	5.780	2.640	6.247	2.720	7.083
00600	2.488	4.717	2.546	5.133	2.629	5.879				
00620	2.529	4.795								

CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA (SECCION DE GRAVEDAD)

D A T O S	S E C C I O N E S									
	21		22		23		24		25	
b	1.40		1.40		1.50		1.50		1.60	
d	1.40		1.50		1.50		1.60		1.60	
A	2.74		3.00		3.15		3.42		3.58	
r	.62		.65		.67		.69		0.71	
n	.0200		.0200		.0200		.0200		.0200	
f	0.4:1		0.4:1		0.4:1		0.4:1		0.4:1	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
00010	364	999	374	1123	381	1201	391	1340	398	1427
00015	446	1224	459	1376	467	1471	479	1641	488	1747
00020	515	1413	530	1589	539	1699	553	1895	563	2018
00025	576	1580	592	1776	603	1899	619	2119	629	2256
00030	631	1731	649	1946	661	2081	678	2321	690	2471
00035	681	1870	701	2102	713	2247	732	2507	745	2669
00040	728	1999	749	2247	763	2402	783	2680	796	2854
00045	773	2120	794	2383	809	2548	830	2843	844	3027
00050	814	2235	837	2512	853	2686	875	2996	890	3190
00055	854	2344	878	2634	894	2817	918	3143	934	3346
00060	892	2448	917	2752	934	2942	959	3282	975	3495
00065	929	2548	955	2864	972	3063	998	3416	1015	3638
00070	964	2644	991	2972	1009	3178	1035	3545	1053	3775
00075	997	2737	1025	3076	1044	3290	1072	3670	1090	3907
00080	1030	2827	1059	3177	1079	3398	1107	3790	1126	4036
00085	1062	2914	1092	3275	1112	3502	1141	3907	1161	4160
00090	1093	2998	1123	3370	1144	3604	1174	4020	1194	4280
00095	1123	3080	1154	3462	1175	3702	1206	4130	1227	4398
00100	1152	3160	1184	3552	1206	3799	1238	4237	1259	4512
00110	1208	3315	1242	3726	1265	3984	1298	4444	1320	4732
00120	1262	3462	1297	3891	1321	4161	1356	4642	1379	4942
00130	1313	3603	1350	4050	1375	4331	1411	4831	1435	5144
00140	1363	3739	1401	4203	1427	4495	1464	5014	1490	5339
00150	1411	3871	1450	4351	1477	4652	1516	5190	1542	5526
00160	1457	3998	1498	4493	1525	4805	1565	5360	1592	5707
00170	1502	4121	1544	4632	1572	4953	1614	5525	1641	5883
00180	1545	4240	1589	4766	1618	5096	1660	5685	1689	6053
00190	1588	4356	1632	4896	1662	5236	1706	5841	1735	6219
00200	1629	4470	1675	5024	1705	5372	1750	5993	1780	6381
00220	1708	4688	1756	5269	1789	5634	1836	6285	1867	6692
00240	1784	4896	1834	5503	1868	5885	1917	6565	1950	6990
00260	1857	5096	1909	5728	1944	6125	1996	6833	2030	7275
00280	1927	5288	1981	5944	2018	6356	2071	7091	2107	7550
00300	1995	5474	2051	6153	2089	6579	2144	7339	2180	7815
00320	2060	5654	2118	6355	2157	6795	2214	7580	2252	8071
00340	2424	5828	2183	6550	2224	7004	2282	7813	2321	8319
00360	2185	5997	2247	6740	2288	7207	2348	8040	2389	8561
00380	2245	6161	2308	6925	2351	7405	2412	8260	2454	8795
00400	2304	6321	2368	7105	2412	7597	2475	8475	2518	9024

CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA (SECCION DE GRAVEDAD)

DATOS	SECCIONES TIPO 104									
	21		22		23		24		25	
b	1.40		1.40		1.50		1.50			
d	1.40		1.50		1.50		1.60			
A	2.74		3.00		3.15		3.42			
r	.62		.65		.67		.69			
n	.0200		.0200		.0200		.0200			
t	0.4:1		0.4:1		0.4:1		0.4:1			
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.0420	2.360	6.477	2.427	7.280	2.471	7.785	2.536	8.684	2.580	9.247
0.0440	2.416	6.629	2.484	7.451	2.530	7.968	2.596	8.888	2.641	9.464
0.0460	2.470	6.778	2.540	7.619	2.586	8.147	2.654	9.088	2.700	9.677
0.0480	2.523	6.924	2.594	7.783	2.642	8.322	2.711	9.284	2.758	9.885
0.0500	2.575	7.067	2.648	7.943	2.697	8.494	2.767	9.475	2.815	10.089
0.0520	2.626	7.207	2.700	8.100	2.750	8.662	2.822	9.663	2.871	10.289
0.0540	2.676	7.344	2.752	8.255	2.802	8.827	2.876	9.847	2.925	10.485
0.0560	2.726	7.479	2.802	8.406	2.854	8.989	2.929	10.028		
0.0580	2.774	7.611	2.852	8.555						

CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA (SECCION DE GRAVEDAD)

DATOS	SECCIONES TIPO 105									
	26		27		28		29		30	
	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
b	1.600	1.581	1.700	1.677	1.700	1.847	1.800	1.800	1.800	1.800
d	1.700	1.936	1.700	2.054	1.800	2.263	1.800	1.800	1.900	1.900
A	3.880	2.236	4.050	2.372	4.360	2.513	4.540	4.540	4.860	4.860
r	0.740	0.577	0.750	0.586	0.780	0.600	0.800	0.800	0.830	0.830
n	0.020	0.645	0.020	0.655	0.020	0.671	0.020	0.020	0.020	0.020
t	0.400	0.707	0.400	0.718	0.400	0.735	0.400	0.400	0.400	0.400
s	0.408	0.577	0.414	0.586	0.424	0.600	0.431	0.609	0.440	0.622
00010	0.408	1.581	0.414	1.677	0.424	1.847	0.431	1.953	0.440	2.140
00015	0.500	1.936	0.508	2.054	0.519	2.263	0.527	2.392	0.539	2.621
00020	0.577	2.236	0.586	2.372	0.600	2.513	0.609	2.762	0.622	3.027
00025	0.645	2.500	0.655	2.652	0.671	2.921	0.681	3.088	0.696	3.384
00030	0.707	2.738	0.718	2.905	0.735	3.200	0.746	3.383	0.762	3.707
00035	0.763	2.958	0.775	3.137	0.793	3.456	0.806	3.654	0.823	4.004
00040	0.816	3.162	0.829	3.354	0.848	3.695	0.861	3.906	0.880	4.281
00045	0.865	3.354	0.879	3.558	0.900	3.919	0.913	4.143	0.933	4.540
00050	0.912	3.535	0.927	3.750	0.948	4.131	0.963	4.367	0.984	4.786
00055	0.957	3.708	0.972	3.933	0.995	4.333	1.010	4.580	1.032	5.019
00060	0.999	3.873	1.015	4.108	1.039	4.525	1.055	4.784	1.078	5.243
00065	1.040	4.031	1.057	4.276	1.081	4.710	1.098	4.979	1.122	5.457
00070	1.079	4.183	1.097	4.437	1.122	4.888	1.139	5.167	1.164	5.663
00075	1.117	4.330	1.135	4.593	1.161	5.059	1.179	5.349	1.205	5.861
00080	1.154	4.472	1.172	4.743	1.200	5.225	1.218	5.524	1.245	6.054
00085	1.189	4.609	1.208	4.889	1.236	5.386	1.255	5.694	1.283	6.240
00090	1.224	4.743	1.243	5.031	1.272	5.542	1.292	5.859	1.320	6.421
00095	1.257	4.873	1.278	5.169	1.307	5.694	1.327	6.020	1.356	6.597
00100	1.290	5.000	1.311	5.303	1.341	5.842	1.362	6.176	1.391	6.768
00110	1.353	5.244	1.375	5.562	1.407	6.127	1.428	6.478	1.459	7.099
00120	1.413	5.477	1.436	5.810	1.469	6.400	1.492	6.766	1.524	7.414
00130	1.471	5.700	1.494	6.047	1.529	6.661	1.552	7.042	1.587	7.717
00140	1.526	5.916	1.551	6.275	1.587	6.912	1.611	7.308	1.646	8.008
00150	1.580	6.123	1.605	6.495	1.643	7.155	1.668	7.564	1.704	8.289
00160	1.632	6.324	1.658	6.708	1.696	7.390	1.722	7.812	1.760	8.561
00170	1.682	6.519	1.709	6.915	1.749	7.617	1.775	8.053	1.814	8.825
00180	1.731	6.708	1.759	7.115	1.799	7.838	1.827	8.286	1.867	9.080
00190	1.778	6.891	1.807	7.310	1.849	8.053	1.877	8.513	1.918	9.329
00200	1.824	7.071	1.854	7.500	1.897	8.262	1.926	8.735	1.968	9.572
00220	1.913	7.416	1.944	7.866	1.989	8.665	2.020	9.161	2.064	10.039
00240	1.998	7.745	2.031	8.216	2.078	9.051	2.109	9.568	2.156	10.485
00260	2.080	8.062	2.114	8.551	2.163	9.420	2.196	9.959	2.244	10.913
00280	2.158	8.366	2.193	8.874	2.244	9.776	2.278	10.335	2.328	11.325
00300	2.234	8.660	2.270	9.186	2.323	10.119	2.358	10.698	2.410	11.723
00320	2.307	8.944	2.345	9.487	2.399	10.451	2.436	11.048	2.489	12.107
00340	2.378	9.219	2.417	9.779	2.473	10.772	2.511	11.389	2.566	12.480
00360	2.447	9.486	2.487	10.062	2.545	11.085	2.583	11.719	2.640	12.842
00380	2.514	9.746	2.555	10.338	2.614	11.388	2.654	12.040	2.712	13.194
00400	2.580	9.999	2.622	10.607	2.682	11.684	2.723	12.353	2.783	13.536

CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA (SECCION DE GRAVEDAD)

DATOS	SECCIONES TIPO 106									
	26		27		28		29		30	
b	1.600		1.700		1.700		1.800		1.800	
d	1.700		1.700		1.800		1.800		1.900	
A	3.880		4.050		4.360		4.540		4.860	
r	0.740		0.750		0.780		0.800		0.830	
n	0.020		0.020		0.020		0.020		0.020	
t	0.400		0.400		0.400		0.400		0.400	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
00420	2.643	10.246	2.686	10.869	2.749	11.973	2.790	12.658	2.852	13.871
00440	2.706	10.487	2.749	11.124	2.813	12.255	2.856	12.956	2.919	14.197
00460	2.767	10.723	2.811	11.374	2.876	12.530	2.920	13.247	2.984	14.516
00480	2.826	10.954	2.872	11.619	2.938	12.799	2.983	13.532	3.049	14.828
00500	2.884	11.179	2.931	11.859	2.999	13.063	3.045	13.811	3.111	15.134
00520	2.941	11.401	2.989	12.093	3.058	13.322	3.105	14.084	3.173	15.434
00540	2.997	11.618	3.046	12.324	3.117	13.576				

CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA (SECCION DE GRAVEDAD)

D A T O S	S E C C I O N E S T I P O 107							
	31		32		33			
	b	d	A	r	n	t	s	
b	1.90	1.90	2.00					
d	1.90	2.00	2.00					
A	5.05	5.40	5.60					
r	.84	.87	.89					
n	.0200	.0200	.0200					
t	0.4:1	0.4:1	0.4:1					
	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
00010	.446	2.256	.456	2.461	.462	2.587		
00015	.547	2.763	.558	3.014	.566	3.168		
00020	.631	3.190	.644	3.480	.653	3.658		
00025	.706	3.567	.720	3.890	.730	4.090		
00030	.773	3.907	.789	4.262	.800	4.480		
00035	.835	4.220	.852	4.603	.864	4.839		
00040	.893	4.512	.911	4.921	.924	5.173		
00045	.947	4.786	.967	5.220	.980	5.487		
00050	.998	5.044	1.019	5.502	1.033	5.784		
00055	1.047	5.291	1.069	5.770	1.083	6.066		
00060	1.093	5.526	1.116	6.027	1.131	6.336		
00065	1.138	5.752	1.162	6.273	1.178	6.594		
00070	1.181	5.969	1.206	6.510	1.222	6.843		
00075	1.222	6.178	1.248	6.738	1.265	7.084		
00080	1.263	6.381	1.289	6.959	1.306	7.316		
00085	1.301	6.577	1.328	7.174	1.347	7.541		
00090	1.339	6.768	1.367	7.382	1.386	7.760		
00095	1.376	6.953	1.404	7.584	1.424	7.972		
00100	1.412	7.134	1.441	7.781	1.461	8.179		
00110	1.480	7.482	1.511	8.161	1.532	8.579		
00120	1.546	7.815	1.578	8.523	1.600	8.960		
00130	1.609	8.134	1.643	8.872	1.665	9.326		
00140	1.670	8.441	1.705	9.206	1.728	9.678		
00150	1.729	8.737	1.765	9.530	1.789	10.018		
00160	1.785	9.024	1.823	9.842	1.848	10.346		
00170	1.840	9.301	1.879	10.145	1.904	10.665		
00180	1.894	9.571	1.933	10.439	1.960	10.974		
00190	1.946	9.833	1.986	10.725	2.013	11.274		
00200	1.996	10.089	2.038	11.004	2.066	11.567		
00210	2.094	10.581	2.137	11.541	2.166	12.132		
00220	2.187	11.052	2.232	12.054	2.263	12.671		
00230	2.276	11.503	2.323	12.546	2.355	13.189		
00240	2.362	11.937	2.411	13.020	2.444	13.687		
00250	2.445	12.356	2.496	13.477	2.530	14.167		
00260	2.525	12.762	2.578	13.919	2.613	14.632		
00270	2.603	13.154	2.657	14.347	2.693	15.082		
00280	2.678	13.536	2.734	14.763	2.771	15.519		
00290	2.752	13.907	2.809	15.168	2.847	15.944		
00300	2.823	14.268	2.882	15.562	2.921	16.359		

CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA(SECCION DE GRAVEDAD)

DATOS	SECCIONES TIPO 108									
	31		32		33					
b	1.90		1.90		2.00					
d	1.90		2.00		2.00					
A	5.05		5.40		5.60					
r	.84		.87		.89					
n	.0200		.0200		.0200					
f	0.4:1		0.4:1		0.4:1					
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
.00420	2.893	14.620	2.953	15.946	2.993	16.763				
.00440	2.961	14.964	3.022	16.321	3.064	17.157				
.00460	3.027	15.301	3.090	16.688	3.133	17.543				
.00480	3.093	15.630	3.157	17.047	3.200	17.920				
.00500	3.156	15.952	3.222	17.398	3.266	18.290				
.00520	3.219	16.268	3.286	17.743						

CANALES REVESTIDOS DE MAESTRERIA.-

PAJUD 1.5:1

DATOS	S E C C I O N T I P O 109							
	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	0.023		0.023		0.023		0.023	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.146	0.047	0.157	0.063	0.172	0.091	0.182	0.114
0.00015	0.179	0.058	0.192	0.077	0.211	0.112	0.223	0.139
0.00020	0.207	0.067	0.222	0.089	0.243	0.129	0.258	0.161
0.00025	0.231	0.075	0.248	0.099	0.272	0.144	0.288	0.180
0.00030	0.253	0.082	0.272	0.109	0.298	0.158	0.316	0.198
0.00035	0.274	0.089	0.294	0.118	0.322	0.170	0.341	0.213
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	0.408	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	0.278
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	0.304
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	0.426
0.00150	0.566	0.183	0.608	0.243	0.667	0.353	0.706	0.441
0.00160	0.585	0.189	0.628	0.251	0.689	0.364	0.729	0.456
0.00170	0.603	0.195	0.648	0.259	0.710	0.376	0.751	0.469
0.00180	0.620	0.201	0.667	0.267	0.731	0.387	0.773	0.483
0.00190	0.637	0.206	0.685	0.274	0.751	0.397	0.794	0.496
0.00200	0.654	0.212	0.702	0.281	0.770	0.407	0.815	0.509
0.00220	0.686	0.222	0.737	0.295	0.808	0.427	0.855	0.534
0.00240	0.716	0.232	0.769	0.308	0.843	0.446	0.893	0.558
0.00260	0.746	0.242	0.801	0.320	0.878	0.464	0.929	0.583

amb.

CANALES REVESTIDOS DE MAESTRERIA.-				TALUD 1.5:1				
DATOS	S E C C I O N				T I P O			
	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	0.023	0.023	0.023	0.023				
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00280	0.774	0.251	0.831	0.332	0.911	0.482	0.965	0.503
0.00300	0.801	0.260	0.861	0.344	0.943	0.499	0.998	0.624
0.00320	0.827	0.268	0.889	0.356	0.974	0.515	1.031	0.644
0.00340	0.853	0.276	0.916	0.366	1.004	0.531	1.063	0.664
0.00360	0.877	0.284	0.943	0.377	1.033	0.546	1.094	0.684
0.00380	0.901	0.292	0.968	0.387	1.061	0.561	1.123	0.702
0.00400	0.925	0.300	0.993	0.397	1.089	0.576	1.153	0.721
0.00420	0.948	0.307	1.018	0.407	1.116	0.590	1.181	0.738
0.00440	0.970	0.314	1.042	0.417	1.142	0.604	1.209	0.756
0.00460	0.992	0.321	1.065	0.426	1.168	0.618	1.236	0.773
0.00480	1.020	0.330	1.088	0.435	1.193	0.631	1.263	0.789
0.00500	1.034	0.335	1.111	0.444	1.217	0.644	1.289	0.806
0.00520	1.054	0.341	1.133	0.453	1.242	0.657	1.314	0.821
0.00540	1.080	0.350	1.160	0.464	1.271	0.672	1.346	0.841
0.00560	1.094	0.354	1.175	0.470	1.288	0.681	1.364	0.853
0.00580	1.114	0.361	1.196	0.478	1.311	0.694	1.388	0.868
0.00600	1.133	0.367	1.217	0.487	1.334	0.706		
0.00620	1.151	0.373	1.237	0.495				
0.00640	1.170	0.379	1.257	0.503				
0.00660	1.188	0.385						

CANALES REVESTIDOS DE MAESTRERIA.

TAJUD 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		0.90		0.99		1.122	
P	2.583		2.763		2.913		3.024	
r	0.3035		0.3257		0.3399		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	0.210	0.221	0.248
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	0.430
0.00035	0.367	0.288	0.385	0.347	0.396	0.392	0.414	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	0.608
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	0.656
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	0.643	0.724
0.00090	0.589	0.462	0.617	0.555	0.635	0.629	0.663	0.744
0.00095	0.605	0.474	0.635	0.572	0.653	0.646	0.682	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	0.894
0.00140	0.734	0.575	0.770	0.693	0.792	0.784	0.827	0.928
0.00150	0.760	0.596	0.797	0.717	0.820	0.812	0.856	0.960
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 MAPOSTERIA.- TAMAÑO 1.5:1

DATOS	S E C C I O N T I P O I I 3							
	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		1.407		1.519		1.680	
P	3.274		3.454		3.604		3.784	
r	0.3848		0.4073		0.4215		0.444	
n	0.023		0.023		0.023		0.023	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.230	0.290	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	0.736
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	0.996
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	0.797	1.004	0.828	1.165	0.847	1.287	0.877	1.473
0.00130	0.829	1.045	0.862	1.213	0.881	1.338	0.912	1.532
0.00140	0.861	1.085	0.894	1.258	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	1.700
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	1.804
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	1.994
0.00240	1.127	1.420	1.170	1.646	1.197	1.818	1.240	2.083
0.00260	1.173	1.478	1.218	1.714	1.246	1.893	1.290	2.167

amb.

CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA.- TALLUD 1.5:1 114

DATOS	SECCION TIPO							
	9		10		11		12	
	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
b	0.75		0.75		0.90		0.90	
d	0.70		0.75		0.75		0.80	
A	1.260		1.407		1.519		1.620	
P	3.274		3.454		3.604		3.784	
r	0.3848		0.4073		0.4215		0.444	
n	0.023		0.023		0.023		0.023	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00280	1.217	1.533	1.264	1.778	1.294	1.966	1.339	2.249
0.00300	1.260	1.586	1.309	1.842	1.339	2.034	1.386	2.322
0.00320	1.301	1.639	1.352	1.902	1.383	2.101	1.431	2.404
0.00340	1.341	1.690	1.393	1.960	1.425	2.165	1.475	2.478
0.00360	1.380	1.739	1.433	2.016	1.467	2.228	1.518	2.550
0.00380	1.418	1.787	1.473	2.073	1.507	2.289	1.560	2.621
0.00400	1.455	1.833	1.511	2.126	1.546	2.348	1.600	2.698
0.00420	1.491	1.879	1.548	2.178	1.584	2.406	1.640	2.755
0.00440	1.526	1.923	1.585	2.230	1.621	2.462	1.678	2.819
0.00460	1.560	1.966	1.620	2.279	1.658	2.519	1.716	2.883
0.00480	1.593	2.007	1.655	2.329	1.693	2.572	1.753	2.945
0.00500	1.626	2.049	1.689	2.376	1.728	2.625		
0.00520	1.659	2.090						

CANALES REVESTIDOS DE LAMPOSTERIA.-

PENDIENTE 1.5:1

115

DATOS	SECCION TIPO							
	13		14		15		16	
	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		0.4885		0.5029		0.5255	
n	0.022		0.022		0.022		0.022	
S								
0.00010	0.273	0.505	0.282	0.571	0.287	0.620	0.296	0.696
0.00015	0.335	0.619	0.345	0.699	0.352	0.760	0.363	0.854
0.00020	0.387	0.716	0.399	0.808	0.407	0.879	0.419	0.985
0.00025	0.432	0.799	0.446	0.903	0.454	0.981	0.468	1.101
0.00030	0.473	0.875	0.488	0.988	0.498	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	0.746	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	1.755	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	2.084	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	2.259	1.261	2.553	1.285	2.776	1.324	3.114
0.00220	1.282	2.370	1.323	2.679	1.348	2.912	1.387	3.267
0.00240	1.339	2.476	1.381	2.797	1.408	3.041	1.450	3.410
0.00260	1.394	2.578	1.438	2.912	1.466	3.167	1.510	3.552

amo.

CANALES REVESTIDOS DE MAESTRÍA.- TABLAS 1.5:1 116

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	3.965		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
0.00280	1.446	2.674	1.492	3.021	1.521	3.285	1.567	3.686
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 INVERTIDOS DE MAESTRÍA.- - TALLE 1.5:1 117

DATOS	S E C C I O N - T I P O							
	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	0.022		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	1.445
0.00025	0.481	1.227	0.494	1.362	0.502	1.463	0.515	1.615
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	1.964	0.691	2.166
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	2.395
0.00060	0.745	1.900	0.766	2.112	0.778	2.267	0.798	2.502
0.00065	0.776	1.979	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	3.063
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	3.233
0.00110	1.009	2.573	1.037	2.859	1.054	3.071	1.081	3.389
0.00120	1.054	2.688	1.083	2.986	1.101	3.208	1.129	3.539
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	3.956
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

amo.

CANALES REVESTIDOS DE MAJPOSPERIA.- TALUD 1.5:1 118

DATOS	SECCION TIPO							
	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		0.6052	
n	0.022		0.022		0.022		0.022	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00280	1.610	4.106	1.654	4.560	1.681	4.898	1.724	5.407
0.00300	1.657	4.251	1.712	4.720	1.741	5.073	1.784	5.592
0.00320	1.721	4.389	1.768	4.874	1.797	5.236	1.843	5.775
0.00340	1.774	4.524	1.822	5.023	1.853	5.400	1.900	5.957
0.00360	1.826	4.656	1.875	5.169	1.906	5.554	1.955	6.127
0.00380	1.876	4.784	1.926	5.310	1.958	5.706	2.008	6.295
0.00400	1.924	4.906	1.976	5.448	2.009	5.854	2.060	6.458
0.00420	1.972	5.029	2.025	5.583				

CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA.-

ESCALA 1:5:1 119

DATOS	SECCION TIPO							
	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		4.032	
P	5.346		5.527		5.677		5.857	
r	0.6293		0.6513		0.6658		0.6884	
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	2.020
0.00025	0.528	1.776	0.540	1.944	0.548	2.071	0.560	2.258
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	0.663	2.673
0.00040	0.668	2.247	0.683	2.459	0.693	2.620	0.709	2.859
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	0.938	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	4.040
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	1.278	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	1.376	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	6.064
0.00190	1.455	4.895	1.489	5.360	1.511	5.712	1.545	6.228
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	6.701
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	7.286

amb.

CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA.-

TALUD 1.5:1 120

DATOS	SECCION TIPO							
	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		4.032	
P	5.346		5.527		5.677		5.857	
r	0.6293		0.6513		0.6658		0.6884	
n	0.022		0.022		0.022		0.022	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00280	1.767	5.944	1.807	6.505	1.834	6.933	1.875	7.569
0.00300	1.829	6.153	1.871	6.736	1.899	7.178	1.941	7.826
0.00320	1.888	6.351	1.932	6.955	1.961	7.413	2.005	8.084
0.00340	1.946	6.546	1.992	7.171	2.021	7.639	2.066	8.330
0.00360	2.003	6.738	2.049	7.376	2.079	7.859	2.126	8.572
0.00380	2.058	6.923	2.105	7.578	2.136	8.074	2.184	8.806
0.00400	2.111	7.101	2.160	7.776				

CANALES REVESTIDOS DE MAESTRERIA.-

PAISAJE 1.5:1 (2)

DATOS	S E C C I O N T I P O							
	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		6.368		6.548	
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	0.392	1.867	0.400	2.016
0.00015	0.443	1.900	0.453	2.064	0.481	2.291	0.490	2.470
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	3.185
0.00030	0.627	2.690	0.640	2.916	0.680	3.239	0.693	3.493
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	0.826	3.764	0.877	4.178	0.894	4.506
0.00055	0.849	3.642	0.866	3.946	0.920	4.383	0.938	4.728
0.00060	0.887	3.805	0.905	4.124	0.961	4.578	0.980	4.938
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	5.518
0.00080	1.024	4.393	1.045	4.762	1.110	5.288	1.131	5.702
0.00085	1.055	4.526	1.077	4.908	1.144	5.450	1.166	5.877
0.00090	1.085	4.659	1.109	5.054	1.177	5.607	1.200	6.048
0.00095	1.116	4.788	1.139	5.190	1.210	5.764	1.233	6.214
0.00100	1.145	4.912	1.169	5.327	1.242	5.917	1.265	6.376
0.00110	1.201	5.152	1.226	5.587	1.302	6.203	1.327	6.688
0.00120	1.254	5.380	1.280	5.833	1.360	6.479	1.386	6.988
0.00130	1.305	5.598	1.332	6.070	1.415	6.741	1.442	7.268
0.00140	1.354	5.809	1.383	6.302	1.468	6.994	1.497	7.532
0.00150	1.402	6.015	1.431	6.521	1.520	7.241	1.549	7.807
0.00160	1.448	6.212	1.478	6.735	1.570	7.479	1.600	8.061
0.00170	1.492	6.401	1.523	6.940	1.618	7.708	1.649	8.311
0.00180	1.536	6.589	1.568	7.145	1.665	7.932	1.697	8.553
0.00190	1.578	6.770	1.611	7.341	1.711	8.151	1.743	8.788
0.00200	1.619	6.946	1.652	7.528	1.755	8.351	1.789	9.017
0.00220	1.698	7.284	1.733	7.897	1.841	8.771	1.876	9.451
0.00240	1.773	7.606	1.810	8.248	1.923	9.161	1.959	9.873
0.00260	1.846	7.919	1.884	8.585	2.001	9.523	2.039	10.277

amb.

CANALES REVESTIDOS DE MAESTRERIA.

TAJUD 1.5:1 122

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		6.368		6.548	
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
0.00250	1.767	5.944	1.807	6.505	1.834	6.933	1.875	7.560
0.00300	1.829	6.153	1.871	6.736	1.899	7.178	1.941	7.826
0.00320	1.888	6.351	1.932	6.955	1.961	7.413	2.005	8.084
0.00340	1.946	6.546	1.992	7.171	2.021	7.639	2.066	8.330
0.00360	2.003	6.738	2.049	7.376	2.079	7.859	2.126	8.572
0.00380	2.058	6.923	2.105	7.578	2.136	8.074	2.184	8.806
0.00400	2.111	7.101	2.160	7.776				

CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA.-

TABLA 1.5.1

DATOS	S E C C I O N T I P O 123							
	29		30		31		32	
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		6.567	
P	6.728		6.908		7.108		7.459	
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	2.500	0.437	2.867
0.00015	0.499	2.659	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	4.054
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	4.959
0.00035	0.763	4.066	0.777	4.371	0.789	4.675	0.817	5.359
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	5.587	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	7.019
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	7.583
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	7.069	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	8.594
0.00095	1.257	6.699	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	7.834	1.497	8.421	1.521	9.012	1.575	10.330
0.00140	1.525	8.127	1.554	8.741	1.578	9.350	1.634	10.719
0.00150	1.579	8.414	1.608	9.045	1.633	9.676	1.691	11.092
0.00160	1.631	8.692	1.661	9.343	1.687	9.995	1.747	11.460
0.00170	1.681	8.958	1.712	9.630	1.739	10.304	1.801	11.815
0.00180	1.730	9.219	1.762	9.911	1.789	10.600	1.853	12.158
0.00190	1.777	9.470	1.810	10.181	1.838	10.890	1.904	12.490
0.00200	1.823	9.715	1.857	10.446	1.886	11.175	1.953	12.811
0.00220	1.912	10.189	1.948	10.958	1.978	11.720	2.049	13.445
0.00240	1.997	10.642	2.034	11.441	2.066	12.241	2.139	14.032
0.00260	2.079	11.079	2.117	11.908	2.151	12.745	2.227	14.590

amb.

CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA.

TALUD 1.5:1

DATOS	SECCION TIPO 124							
	29		30		31		32	
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	0.021		0.021		0.021		0.021	
S	V		Q		V		Q	
0.00280	2.157	11.495	2.197	12.358	2.232	13.225	2.311	15.16
0.00300	2.233	11.900	2.275	12.797	2.310	13.687	2.392	15.69
0.00320	2.306	12.289	2.349	13.213	2.386	14.137	2.470	16.20
0.00340	2.377	12.667	2.421	13.618				

CANALES REVESTIDOS DE MAESTRERIA.-

TABLA 1.5:1

DATOS	S E C C I O N T I P O							
	33		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		7.480		8.557		9.700	
P	7.829		7.979		8.520		9.061	
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	5.083
0.00015	0.553	3.995	0.587	4.391	0.614	5.254	0.641	6.218
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	0.859	7.436	0.907	8.758
0.00035	0.845	6.105	0.896	6.702	0.938	8.026	0.979	9.426
0.00040	0.903	6.524	0.958	7.166	1.003	8.583	1.047	10.156
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	11.359
0.00055	1.058	7.644	1.123	8.400	1.176	10.063	1.228	11.912
0.00060	1.106	7.991	1.173	8.774	1.229	10.517	1.283	12.445
0.00065	1.151	8.316	1.221	9.133	1.279	10.944	1.335	12.949
0.00070	1.194	8.627	1.267	9.477	1.327	11.355	1.385	13.435
0.00075	1.236	8.930	1.312	9.814	1.374	11.757	1.434	13.910
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	14.812
0.00090	1.354	9.783	1.437	10.749	1.505	12.878	1.571	15.239
0.00095	1.392	10.057	1.477	11.048	1.546	13.229	1.614	15.656
0.00100	1.428	10.317	1.515	11.332	1.587	13.580	1.656	16.063
0.00110	1.497	10.816	1.589	11.886	1.653	14.230	1.736	16.839
0.00120	1.564	11.300	1.660	12.417	1.738	14.872	1.814	17.596
0.00130	1.628	11.762	1.727	12.918	1.808	15.471	1.888	18.317
0.00140	1.689	12.203	1.792	13.404	1.877	16.061	1.959	19.002
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	2.006	17.165	2.094	20.312
0.00170	1.861	13.445	1.975	14.773	2.068	17.696	2.158	20.933
0.00180	1.915	13.836	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	2.117	15.295	2.247	16.808	2.353	20.135	2.456	23.823
0.00240	2.211	15.974	2.346	17.548	2.457	21.025	2.565	24.881
0.00260	2.302	16.632	2.442	18.266	2.557	21.880	2.669	25.889

amb.

CANALES REVESTIDOS DE MAESTRERIA.

ESCALA 1:5:1

DATOS	SECCION TIPO 127							
	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		7.903		8.269	
r	0.8606		0.9052		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	7.079
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	8.028
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	7.730	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	7.899	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	1.601	12.552
0.00120	1.568	9.996	1.622	11.419	1.616	11.514	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	10.793	1.752	12.334	1.745	12.433	1.806	14.159
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	16.048
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 MAMPOSTERIA.-

TALEUE 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	
d	1.50		1.60		1.50		1.60	
A	7.875		8.640		8.625		9.44	
P	8.408		8.769		8.908		9.269	
r	0.9356		0.9853		0.9682		1.0184	
n	0.020		0.020		0.020		0.020	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.479	3.772	0.495	4.277	0.489	4.218	0.506	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	10.138
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	10.031	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	12.649
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	17.879
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	19.701
0.00180	2.031	15.994	2.101	18.153	2.076	17.906	2.147	20.268
0.00190	2.086	16.427	2.158	18.645	2.133	18.397	2.206	20.825
0.00200	2.141	16.860	2.214	19.129	2.188	18.872	2.263	21.363
0.00220	2.245	17.679	2.323	20.071	2.296	19.803	2.374	22.411
0.00240	2.345	18.467	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 REVESTIDOS DE MAPOSTERIA.-

TALUD 1.5:1

DATOS	SECCION TIPO 130							
	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		8.640		8.625		9.44	
P	8.408		8.769		8.908		9.269	
r	0.9366		0.9853		0.9582		1.0134	
n	0.020		0.020		0.020		0.020	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00280	2.533	19.947	2.620	22.637	2.590	22.339		

CANALES SIN REVESTIR.-

Tabla 1.5:1

DATOS	S E C C I O N T I P O 13/							
	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 REVESTIR.-

Tabla 1.5:1

DATOS	SECCION TIPO 132							
	1		2		3		4	
	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
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								
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	0.168
0.00050	0.228	0.074	0.245	0.098	0.268	0.142	0.284	0.178
0.00055	0.239	0.077	0.257	0.103	0.281	0.149	0.298	0.188
0.00060	0.250	0.081	0.268	0.107	0.294	0.156	0.311	0.194
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	0.408	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	0.328
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	0.298	0.596	0.373
0.00240	0.499	0.162	0.536	0.214	0.587	0.311	0.622	0.389
0.00250	0.520	0.168	0.558	0.223	0.612	0.324	0.648	0.405

CANALES SIN REVESTIR.-

TALUD 1.5:1

DATOS	SECCIONES 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		3.094	
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	0.148	0.147	0.154	0.173
0.00015	0.168	0.132	0.176	0.158	0.181	0.179	0.189	0.212
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	0.283	0.323
0.00040	0.274	0.215	0.287	0.258	0.295	0.292	0.303	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	0.373	0.424
0.00065	0.349	0.274	0.366	0.329	0.376	0.372	0.393	0.441
0.00070	0.362	0.284	0.380	0.342	0.391	0.387	0.403	0.458
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	0.489
0.00085	0.399	0.313	0.418	0.376	0.430	0.426	0.449	0.504
0.00090	0.410	0.321	0.430	0.387	0.443	0.439	0.462	0.518
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	0.548
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	0.599
0.00130	0.493	0.387	0.517	0.465	0.532	0.527	0.556	0.624
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	0.734
0.00190	0.596	0.467	0.625	0.563	0.643	0.637	0.672	0.754
0.00200	0.612	0.480	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

CANALES SIN REVESTIR.-

TALUD 1.5:1

DATOS	S E C C I O N T I P O I 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		3.094	
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
0.00260	0.724	0.568	0.759	0.683	0.781	0.773	0.815	0.914
0.00300	0.749	0.587	0.786	0.707	0.809	0.801	0.844	0.947
0.00320	0.774	0.607	0.811	0.730	0.835	0.827	0.872	0.978
0.00340	0.798	0.626	0.836	0.752	0.861	0.852	0.899	1.009
0.00360	0.821	0.644	0.861	0.775	0.886	0.877	0.925	1.038
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	1.193
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	1.378	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

and.

CANALES SIN REVESTIR.-

TALUD 1.5:1

DATOS	S E C C I O N T I P O 136							
	5		6		7		8	
	b	d	A	P	r	n		
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	3.094				
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
0.00920	1.312	1.029	1.376	1.238	1.416	1.402	1.478	1.658
0.00940	1.326	1.040	1.391	1.252	1.431	1.417	1.494	1.676
0.00960	1.340	1.051	1.406	1.265	1.446	1.432	1.510	1.694
0.00980	1.354	1.062	1.420	1.278	1.461	1.446		
0.01000	1.368	1.073	1.434	1.291	1.476	1.461		
0.01100	1.435	1.125	1.505	1.355	1.573			

CHINA

CANALES SIN REVESTIR.-				TAIBUD-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	0.75	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
d	0.70	0.70	0.75	0.75	0.75	0.75	0.80	0.80
A	1.260	1.007	1.007	1.519	1.519	1.519	1.680	1.680
P	3.274	3.454	3.454	3.604	3.604	3.604	3.784	3.784
r	0.3848	0.4073	0.4073	0.4215	0.4215	0.4215	0.444	0.444
n	0.033	0.033	0.033	0.033	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	0.296
0.00015	0.196	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	0.628
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	0.608	0.414	0.695
0.00060	0.393	0.495	0.408	0.411	0.417	0.633	0.432	0.726
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	0.896	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	1.186
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

amb.

CANALES SIN REVESTIR.

TABLA 1.5:1

DATOS	S E C C I O N T I P O 138							
	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		1.639	
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	1.563
0.00300	0.878	1.106	0.912	0.918	0.933	1.417	0.956	1.623
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	1.729
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	2.009
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	2.334
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	2.444
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						

amo.

CANALES SIN REVESTIR.--

TALUD 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		1.05	
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		0.4885		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 REVESTIR.

TALUD 1.5:1

DATOS	SECCIONES							
	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	3.965		4.145		4.295		4.475	
r	0.4663		0.4885		0.5020		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	2.075	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	1			
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						

CANALES SIN REVESTIR.-

TAJUD 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		0.6069	
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	0.853
0.00020	0.296	0.755	0.304	0.838	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	0.408	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	1.646
0.00060	0.512	1.306	0.526	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	0.788	2.296	0.807	2.530
0.00140	0.783	1.997	0.803	2.214	0.818	2.384	0.838	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	2.809
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	2.779	1.025	2.987	1.051	3.295
0.00240	1.025	2.614	1.052	2.900	1.070	3.116	1.097	3.439
0.00250	1.066	2.718	1.095	3.019	1.114	3.246	1.143	3.583

CANALES SIX REVERTER.-

EAGLE 1.9:1

DATOS	SECCION T I P O 142								
	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		1.183	3.017	1.215	3.350	1.235	3.599	1.267	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	4.213
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	4.442
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 REVESTIR.-

TALUD 1.5: 1

DATOS	SECCION TIPO 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		3.780		4.032	
P	5.346		5.527		5.677		5.857	
r	0.6293		0.6513		0.6658		0.6834	
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	0.949	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	1.580	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	2.778
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	2.990	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	3.716	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	3.954	1.118	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	5.008

CANALES SIN REVESTIR.-				TALUD 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		1.50		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		6.368		6.548	
r	0.7106		0.7329		0.7481		0.7697	
n	0.032		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	4.138	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	6.088	1.355	6.455	1.382	6.965

CANALES SIN REVESTIR.-

TALUD 1.5:1

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		7.459	
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	1.942
0.00015	0.339	1.807	0.345	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	3.064
0.00030	0.478	2.547	0.488	2.745	0.495	2.933	0.512	3.359
0.00035	0.516	2.750	0.526	2.959	0.534	3.164	0.554	3.634
0.00040	0.552	2.942	0.562	3.161	0.572	3.389	0.592	3.884
0.00045	0.585	3.117	0.597	3.358	0.607	3.596	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	5.314
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	6.140
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	6.999
0.00140	1.034	5.510	1.053	5.923	1.069	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	6.980	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	7.566	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
0.00260	1.408	7.503	1.434	8.066	1.457	8.633	1.508	9.892

CANALES SIN REVERSER.-				TALUD 1.5:1				
DATOS	S E C C I O N T I P O 148							
	33		34		35		36	
b	1.70		1.85		1.85		1.85	
d	1.70		1.70		1.85		1.00	
A	7.225		7.480		8.557		9.700	
P	7.829		7.979		8.520		9.061	
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	3.269
0.00015	0.375	2.709	0.378	2.827	0.397	3.397	0.414	4.016
0.00020	0.432	3.121	0.436	3.261	0.458	3.919	0.478	4.637
0.00025	0.483	3.490	0.489	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	9.826
0.00095	0.942	6.806	0.953	7.128	0.997	8.531	1.041	10.098
0.00100	0.968	6.994	0.977	7.308	1.024	8.762	1.069	10.359
0.00110	1.014	7.326	1.025	7.667	1.073	9.182	1.120	10.864
0.00120	1.059	7.651	1.070	8.004	1.121	9.592	1.170	11.349
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	12.688
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	13.900
0.00190	1.333	9.631	1.347	10.076	1.410	12.065	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	1.498	10.823	1.514	11.325				
0.00260	1.558	11.257						

amb.

CANALES SIN REVESTIR .-

ESCALA: 1.0:1

DATOS	SECCION TIPO 149							
	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		8.259	
r	0.8605		0.9062		0.9210		0.9481	
n	0.031		0.031		0.031		0.031	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.292	1.862	0.302	2.126	0.301	2.145	0.312	2.448
0.00015	0.358	2.282	0.370	2.605	0.368	2.622	0.381	2.987
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	3.719	0.540	4.224
0.00035	0.546	3.481	0.565	3.978	0.563	4.011	0.582	4.563
0.00040	0.583	3.717	0.605	4.259	0.601	4.282	0.623	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	5.723
0.00060	0.715	4.558	0.740	5.210	0.738	5.258	0.763	5.982
0.00065	0.744	4.743	0.771	5.428	0.768	5.472	0.794	6.225
0.00070	0.773	4.928	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	6.682
0.00080	0.826	5.266	0.855	6.019	0.852	6.071	0.880	6.899
0.00085	0.852	5.432	0.881	6.202	0.877	6.249	0.908	7.119
0.00090	0.876	5.585	0.906	6.378	0.903	6.434	0.935	7.332
0.00095	0.899	5.731	0.931	6.554	0.928	6.612	0.960	7.526
0.00100	0.924	5.891	0.956	6.730	0.953	6.790	0.985	7.722
0.00110	0.969	6.177	1.002	7.054	0.999	7.118	1.033	8.099
0.00120	1.011	6.445	1.046	7.364	1.043	7.431	1.079	8.458
0.00130	1.052	6.707	1.089	7.667	1.085	7.731	1.123	8.803
0.00140	1.092	6.962	1.131	7.962	1.126	8.023	1.166	9.141
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	10.059
0.00180	1.238	7.892	1.282	9.025	1.276	9.092	1.321	10.357
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	10.913
0.00220	1.369	8.727	1.417	9.976	1.412	10.061	1.461	11.454
0.00240	1.430	9.116	1.480	10.419	1.474	10.502	1.525	11.956
0.00260	1.488	9.486	1.540	10.842	1.534	10.930		

amb.

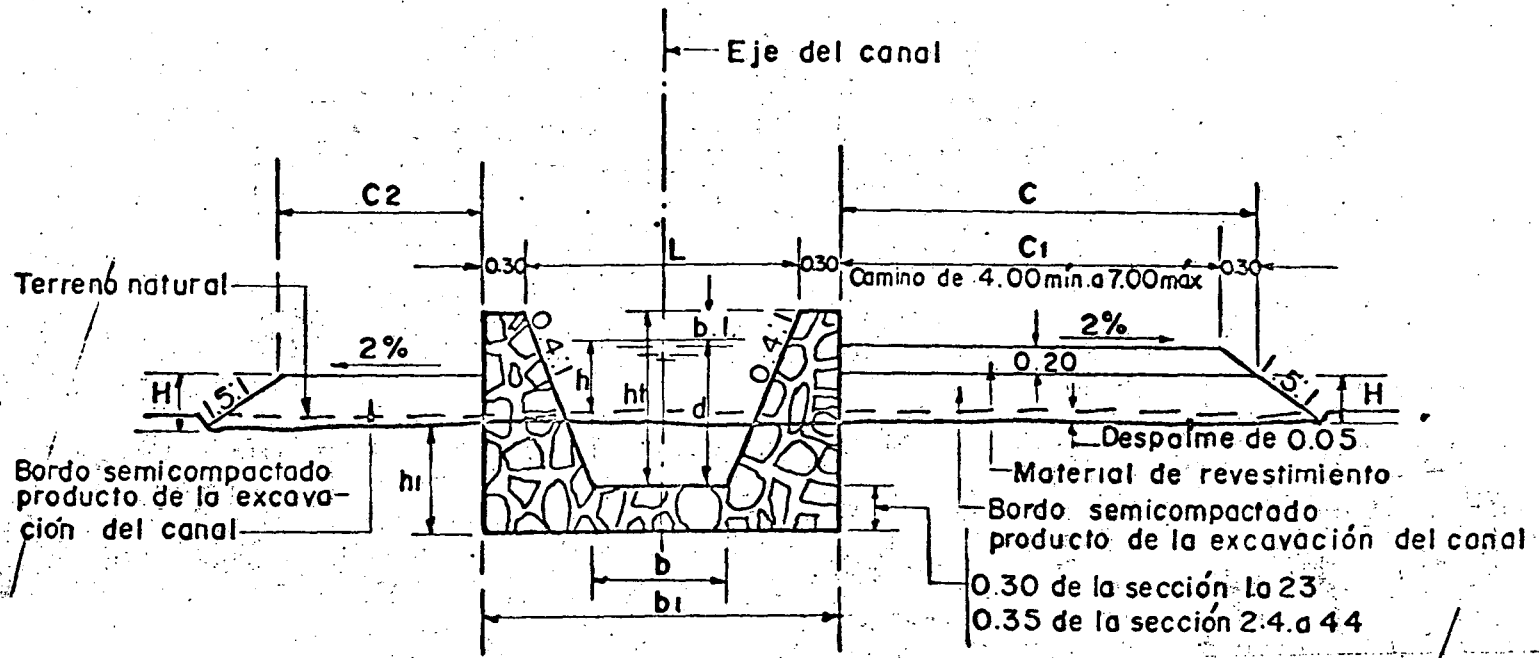
CANALES SIN REVESTIR.-

TAIBED 1.5:1

DATOS	S E C C I O N T I P O I S 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		8.640		8.625		9.440	
P	8.408		8.769		8.908		9.269	
r	0.9366		0.9853		0.9682		1.0184	
n	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	3.087
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	0.693	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	8.439
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	10.548	1.265	11.942
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	11.379	1.302	11.230	1.346	12.706
0.00180	1.309	10.308	1.355	11.707	1.339	11.549	1.385	13.074
0.00190	1.346	10.500	1.392	12.027	1.376	11.868	1.423	13.424
0.00200	1.381	10.875	1.429	12.347	1.412	12.179	1.461	13.792
0.00220	1.448	11.403	1.498	12.942	1.481	12.774	1.532	14.462
0.00240	1.513	11.915						
0.00260								

amo.

SECCION	CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA talud 0.4:1 despaline = 0.05m											
	D A T O S D E L C A N A L											
	b	d	b.l.	ht	H	h	h ₁	c	c ₁	C ₂	L	m
1	0.40	0.35	0.15	0.50	0.30	0.40	0.20	4.30	4.00	1.00	0.81	1.41
2	0.40	0.40	0.15	0.55	0.30	0.40	0.25	4.30	4.00	1.00	0.85	1.44
3	0.50	0.45	0.15	0.60	0.30	0.40	0.30	4.30	4.00	1.00	0.89	1.47
4	0.50	0.50	0.15	0.65	0.30	0.40	0.35	4.30	4.00	1.00	1.02	1.62
5	0.60	0.55	0.15	0.70	0.30	0.40	0.40	4.30	4.00	1.00	1.16	1.76
6	0.60	0.60	0.15	0.75	0.30	0.40	0.45	4.30	4.00	1.00	1.20	1.80
7	0.75	0.60	0.15	0.75	0.30	0.40	0.45	4.30	4.00	1.00	1.35	1.55
8	0.75	0.65	0.15	0.80	0.30	0.40	0.50	4.30	4.00	1.00	1.39	1.59
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	2.07
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	2.34
14	0.90	0.90	0.20	1.10	0.30	0.40	0.75	4.30	4.00	1.00	1.78	2.38
15	1.05	0.90	0.20	1.10	0.30	0.40	0.75	4.30	4.00	1.00	1.93	2.53
16	1.05	0.95	0.20	1.15	0.40	0.50	0.70	4.30	4.00	1.00	1.97	2.57
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	2.80
20	1.20	1.10	0.20	1.30	0.40	0.50	0.85	4.30	4.00	1.00	2.24	2.84
21	1.20	1.15	0.20	1.35	0.40	0.50	0.90	4.30	4.00	1.00	2.28	2.88
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	3.38
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	0.65	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

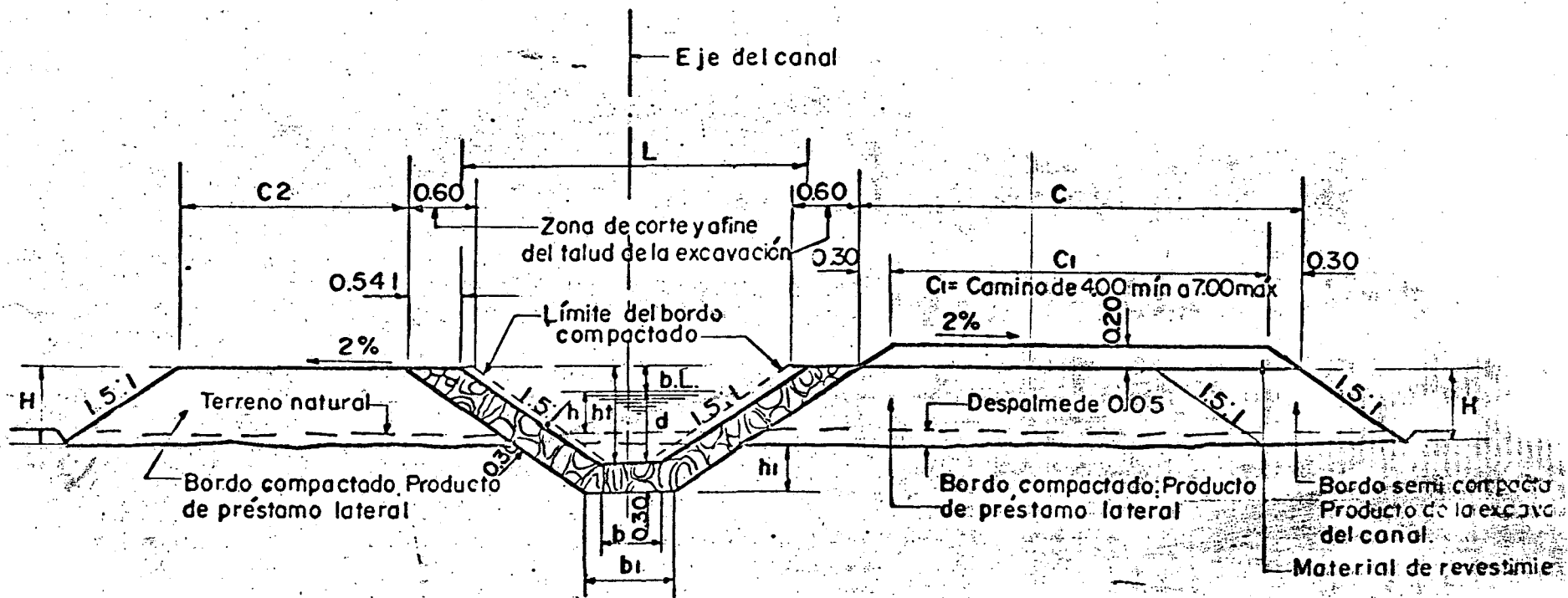


SECCION TIPO

(Acotaciones en metros)

152

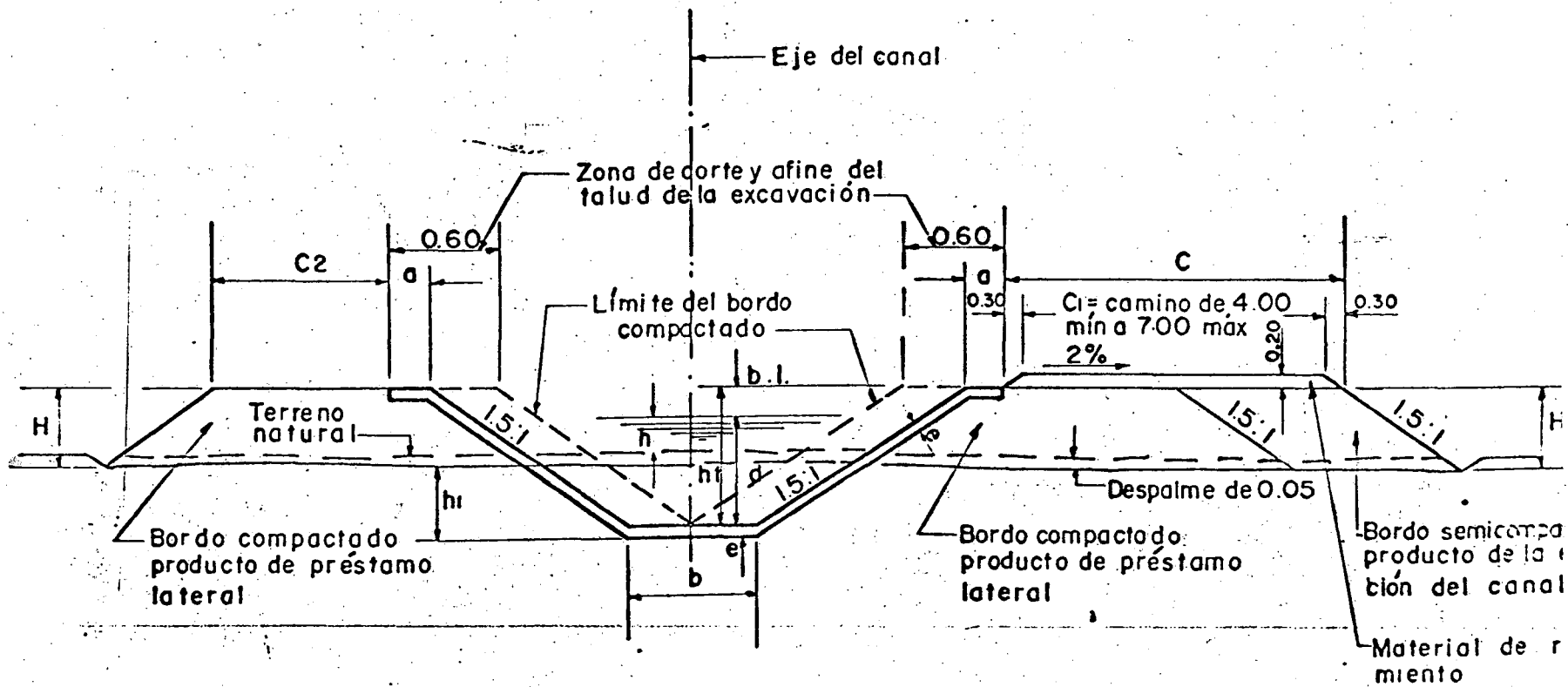
SECCION	CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA talud 1.5:1 despalme=0.05m											
	DATOS DEL CANAL											bi
	b	d	b.l.	ht	H	h	h ₁	c	c ₁	Ca	L	
1	0.40	0.35	0.15	0.50	0.60	0.40	0.20	4.60	4.00	2.00	1.95	0.882
2	0.40	0.40	0.15	0.55	0.60	0.40	0.25	4.60	4.00	2.00	2.05	0.882
3	0.50	0.45	0.15	0.60	0.60	0.40	0.30	4.60	4.00	2.00	2.30	0.882
4	0.50	0.50	0.15	0.65	0.60	0.40	0.35	4.60	4.00	2.00	2.45	0.882
5	0.60	0.55	0.15	0.70	0.60	0.40	0.40	4.60	4.00	2.00	2.70	0.782
6	0.60	0.60	0.15	0.75	0.60	0.40	0.45	4.60	4.00	2.00	2.85	0.782
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	1.382
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	7.90	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	8.55	2.482
42	3.00	1.60	0.35	1.95	0.95	0.55	1.30	7.60	7.00	2.50	8.85	2.482
43	3.50	1.50	0.35	1.85	0.90	0.50	1.25	7.60	7.00	2.50	9.05	2.632
44	3.50	1.60	0.35	1.95	0.95	0.55	1.30	7.60	7.00	2.50	9.35	2.632



SECCION TIPO
(acotaciones en metros)

154

SECCION	CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO talud 1.5:1 despalme = 0.65											
	D A T O S D E L C A N A L											
	b	d	b.l.	ht	e	a	H	h	h _r	c	c ₁	c ₂
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	6.60	6.00	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	0.86	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	2.50	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

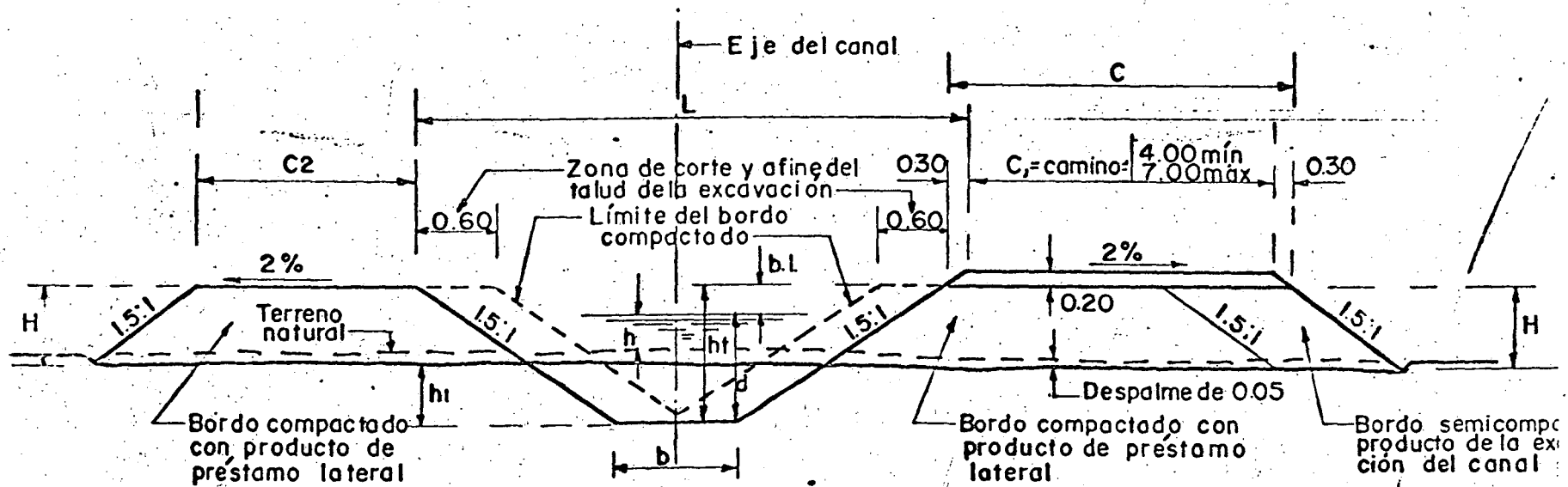


SECCION TIPO

(Acotaciones en metros)

151

S e- c- c- e- s	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	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	0.031
27	1.50	1.35	0.45	1.80	0.80	0.30	1.00	6.60	6.00	2.00	6.90	0.031
28	1.50	1.40	0.45	1.85	0.80	0.30	1.05	6.60	6.00	2.50	7.05	0.031
29	1.50	1.45	0.50	1.95	0.90	0.35	1.05	6.60	6.00	2.50	7.35	0.031
30	1.50	1.50	0.50	2.00	0.90	0.35	1.10	6.60	6.00	2.50	7.50	0.031
31	1.70	1.50	0.50	2.00	0.90	0.35	1.10	6.60	6.00	2.50	7.70	0.031
32	1.70	1.60	0.50	2.10	0.95	0.40	1.15	6.60	6.00	2.50	8.00	0.031
33	1.70	1.70	0.55	2.25	0.95	0.35	1.30	6.60	6.00	2.50	8.45	0.031
34	1.85	1.70	0.55	2.25	0.95	0.35	1.30	6.60	6.00	2.50	8.60	0.031
35	1.85	1.85	0.55	2.40	1.05	0.45	1.35	7.60	7.00	2.50	9.05	0.031
36	1.85	2.00	0.60	2.60	1.05	0.40	1.55	7.60	7.00	2.50	9.65	0.031
37	2.00	1.50	0.50	2.00	0.90	0.35	1.10	7.60	7.00	2.50	8.00	0.031
38	2.00	1.60	0.50	2.10	0.95	0.40	1.15	7.60	7.00	2.50	8.30	0.031
39	2.50	1.50	0.55	2.05	0.90	0.30	1.15	7.60	7.00	2.50	8.65	0.031
40	2.50	1.60	0.55	2.15	0.95	0.35	1.20	7.60	7.00	2.50	8.95	0.031
41	3.00	1.50	0.55	2.05	0.90	0.30	1.15	7.60	7.00	2.50	9.15	0.031
42	3.00	1.60	0.55	2.15	0.95	0.35	1.20	7.60	7.00	2.50	9.45	0.031
43	3.50	1.50	0.55	2.05	0.90	0.30	1.15	7.60	7.00	2.50	9.65	0.031
44	3.50	1.60	0.55	2.15	0.95	0.35	1.20	7.60	7.00	2.50	9.95	0.031



SECCION TIPO
(Acotaciones en metros)

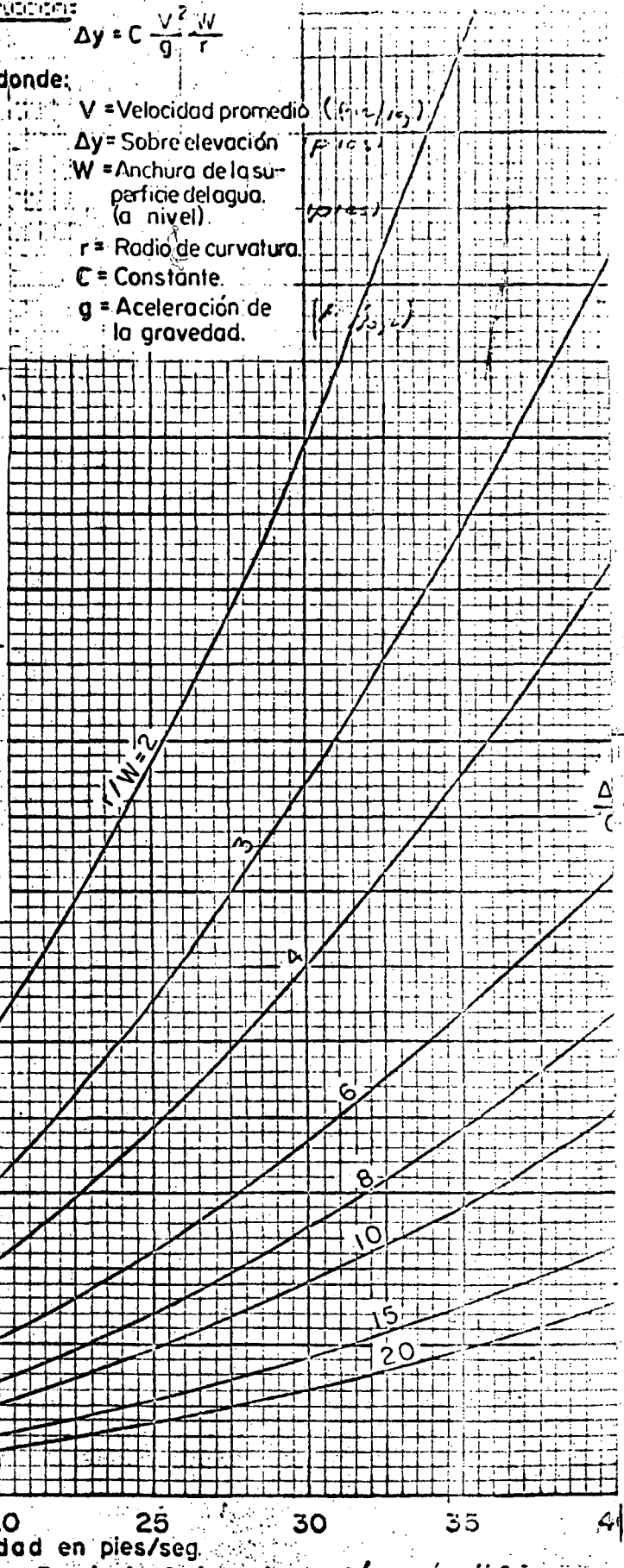
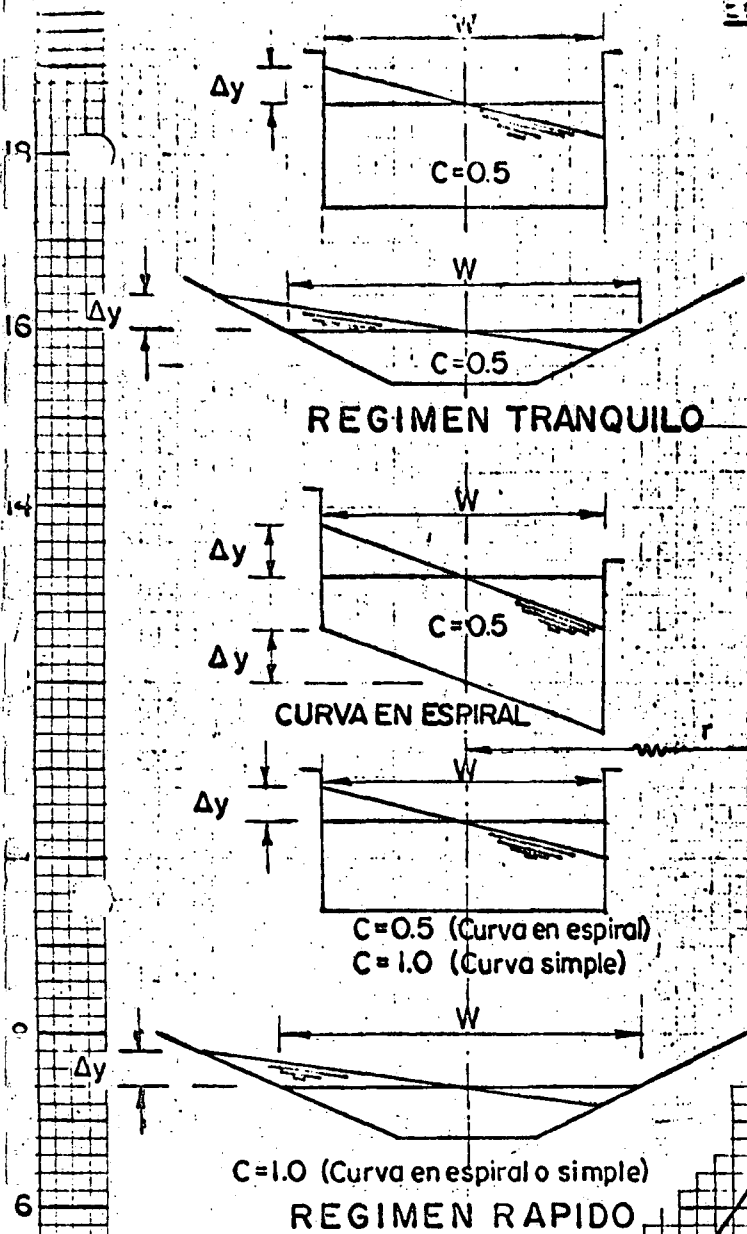
CURVAS EN CANALES

Ecuación:

$$\Delta y = C \frac{V^2 W}{g r}$$

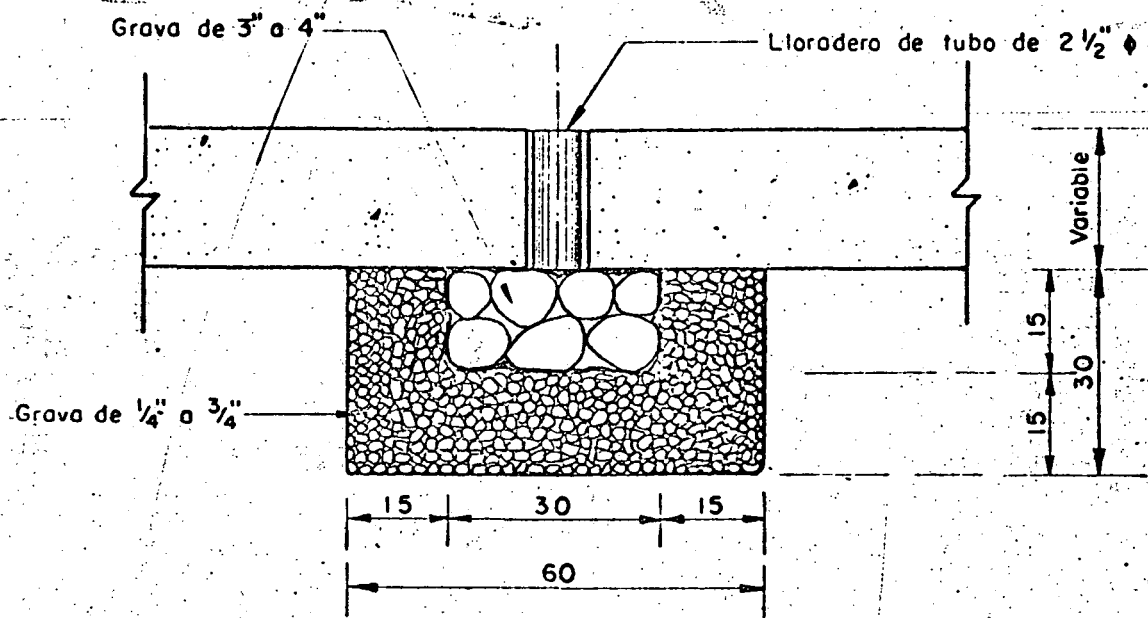
donde:

- V = Velocidad promedio (ft/s)
- Δy = Sobre elevación (ft)
- W = Anchura de la superficie del agua (a nivel) (ft)
- r = Radio de curvatura (ft)
- C = Constante
- g = Aceleración de la gravedad (ft/s²)



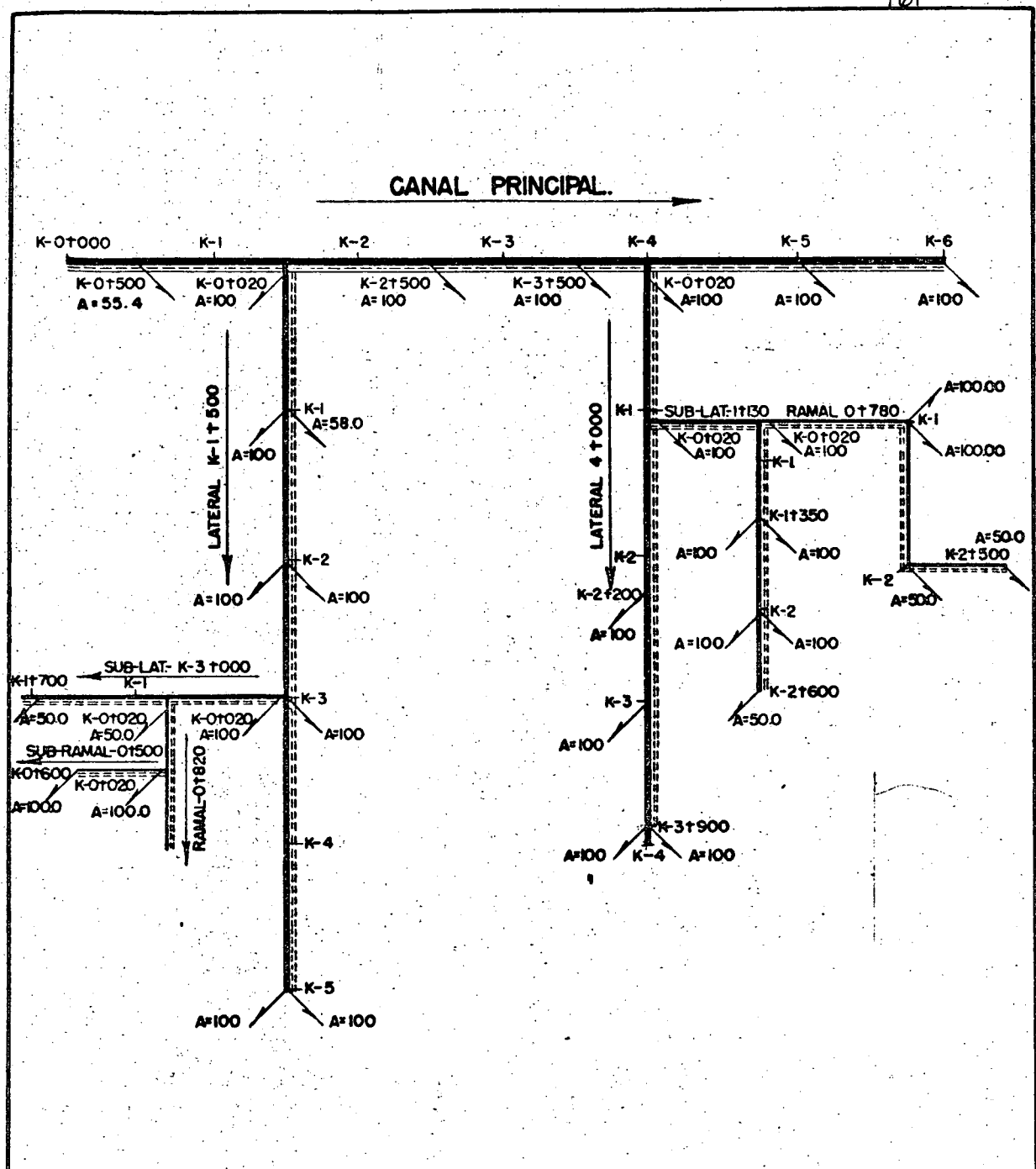
V - Velocidad en pies/seg.


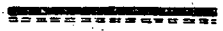



160



*Esta Grafica
se la robe a
Alfonso Pineros 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: _____
JEFE DEL DEPTO. DIRECTOR GRAL. DE EST. Y PROJ. DEPTO. CONSULTIVO.

Aprobó: _____
INGENIERO EN JEFE. SECRETARIO.

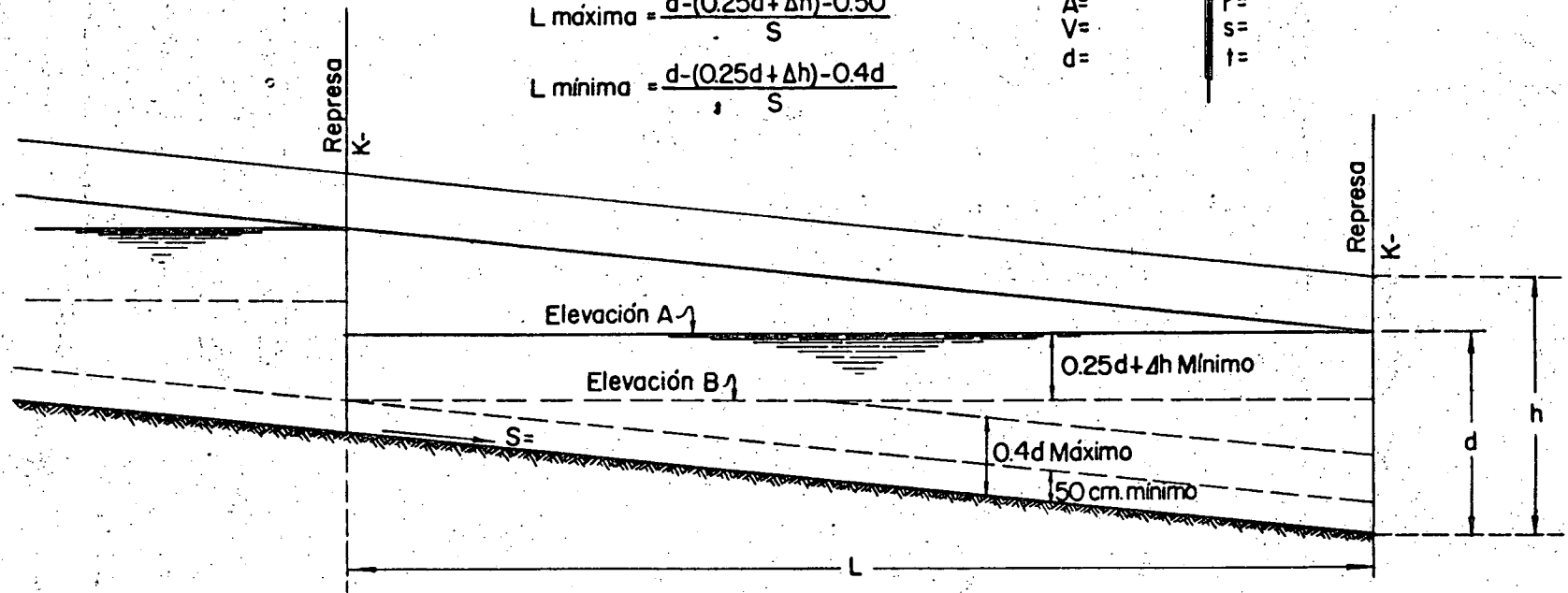
MEXICO, D.F. NOV. 1949 TC-C-197

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

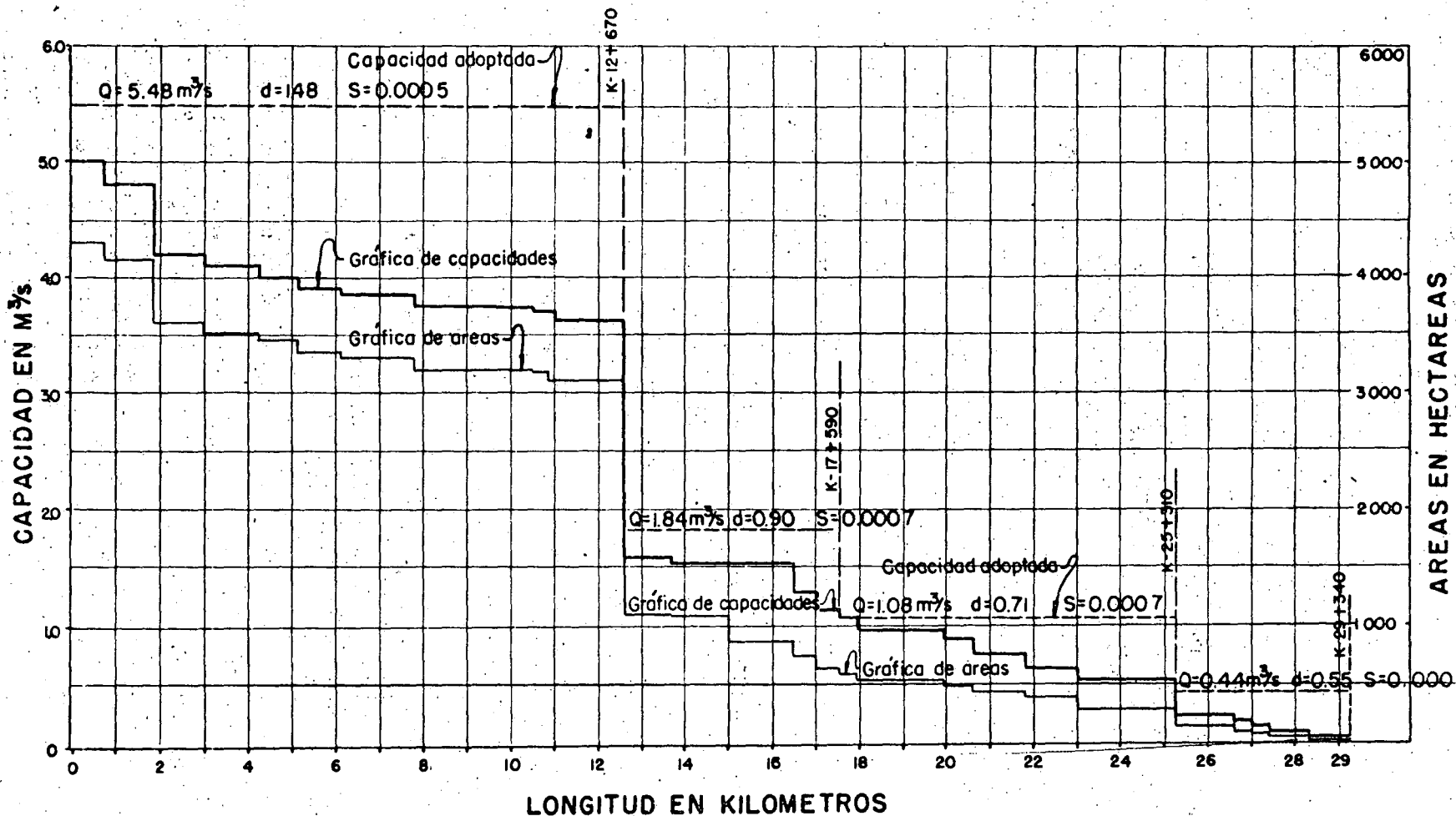
**LOCALIZACION DE REPRESAS EN
 CANALES PRINCIPALES**

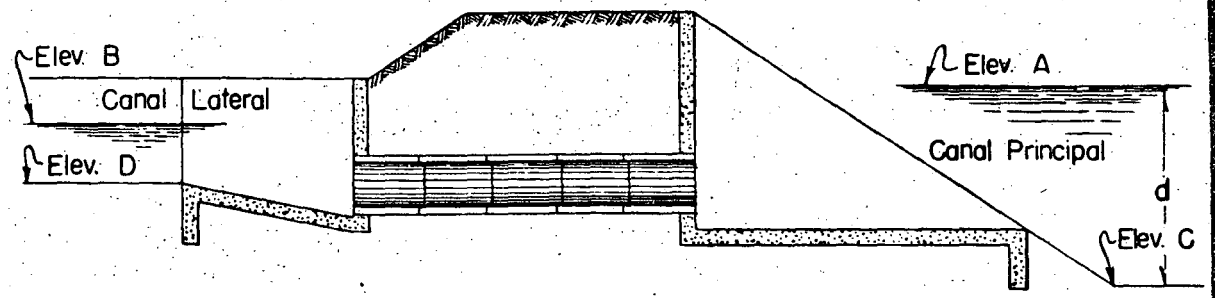
Conforme: _____
JEFE DEL DEPTO. DIRECTOR GERAL. DE EST. Y PROYS. DEPTO CONSULTIVO
 Aprobó: _____
INGENIERO EN JEFE SECRETARIO

MEXICO, D.F. JUN. 1950 TC - 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 presa.

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.

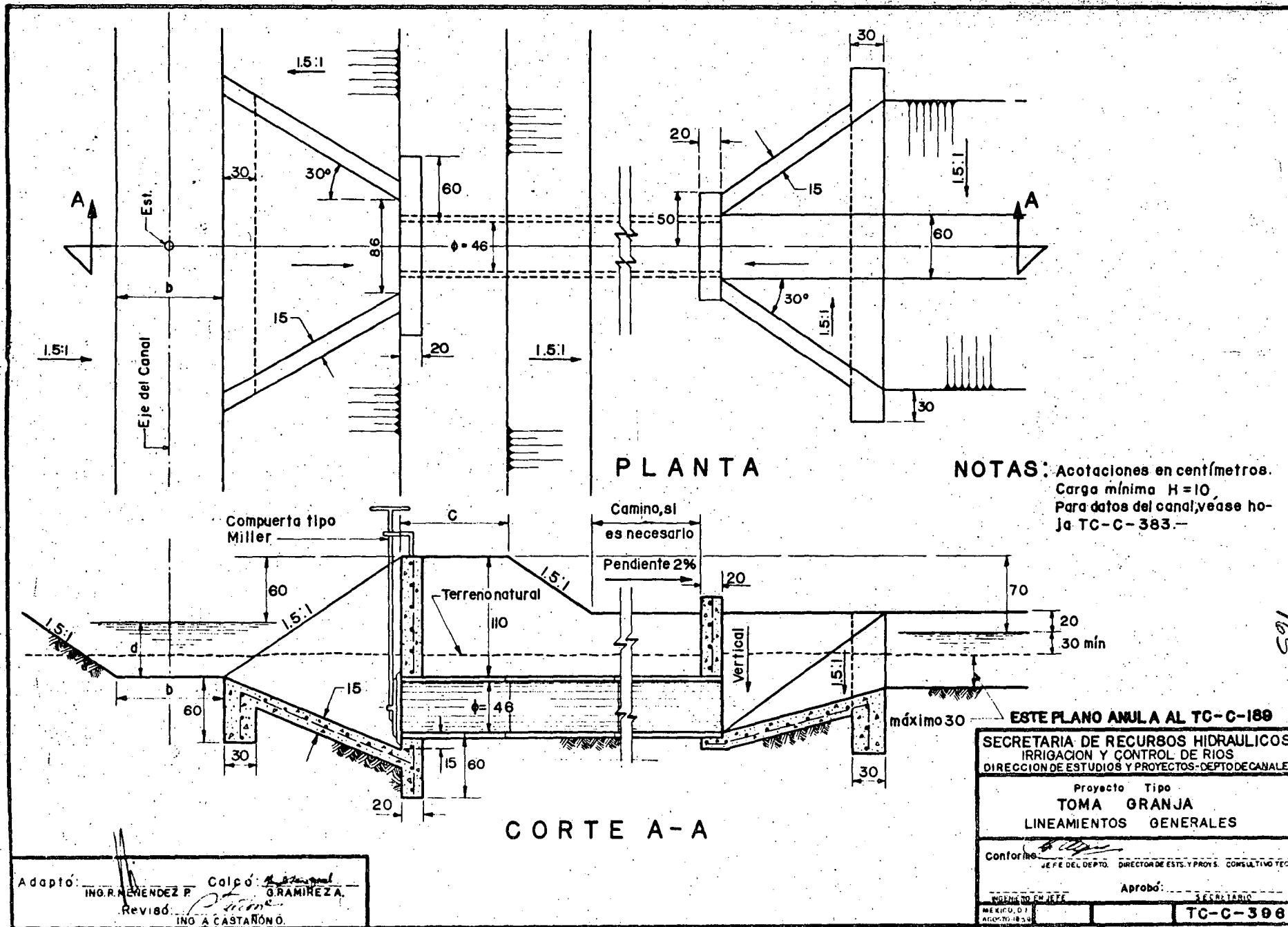
**DATOS PARA TOMAS
PARA LATERALES**

Conforme: JEFE DEL DEPTO. DIRECTOR GRAL. DE EST. Y PROJ. DEPTO. CONSULTIVO.

INGENIERO EN JEFE Aprobó: SECRETARIO.

MEXICO, D.F.
MAYO 1950

TC-C-248



PLANTA

NOTAS: Acotaciones en centímetros.
Carga mínima H=10.
Para datos del canal, vease hoja TC-C-383.

CORTE A-A

ESTE PLANO ANULA 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
LINEAMIENTOS GENERALES

Conforme: *[Signature]*
JEFE DEL DEPTO. DIRECTOR DE ESTS. Y PROYS. CONSULTIVO TEC.

Aprobó: *[Signature]*
SECRETARIO

MEXICO, D.F. ABOGADO EN LEY
TC-C-388

Adaptó: *[Signature]* Calco: *[Signature]*
ING. R. MENENDEZ P. GRAMINEZA
Revisó: *[Signature]*
ING. A. CASTAÑÓN

165

PROYECTO DE ZONAS DE RIEGO

III

I. Situación actual.

México cuenta con una superficie de 194 millones de hectáreas, de las cuales 164 las ocupan desiertos y montañas que no se pueden 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 (bombeos) 2.4 y 1.8 por humedad. Las 7.8 restantes están sin utilizar.

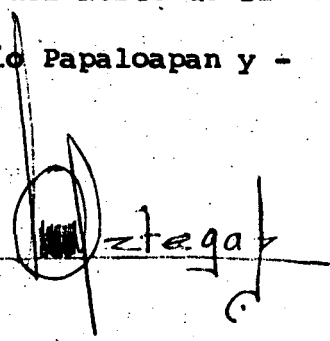
Se ha observado que las superficies con siembra de temporal dan rendimientos de 2.5 menores al de la superficie con riego, de aquí la importancia que tiene este en la producción.

II. Recursos disponibles.

México cuenta con 360 000 x 10⁶ anuales de agua superficial y 200 000 x 10⁶ m4 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 LOCALIZACION 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, permitiendo con ello 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 Xochitlán, 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 COMPENDIDAS 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 maeras 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 mosicos 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, silvícolas, lacustres, 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 drenes a lo largo de los linderos, con el fin de evitar indemnizaciones costosas.

7. DATOS CLIMATOLOGICOS.

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.

(a hoja 10).....

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: fajas 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, suelos-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 deba tener tanto para la tierra como para el sistema en sí, ya que si se logra despertar en la gente la responsabilidad de cuidado 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

28/21/74

- a) Escurrimiento superficial (ríos, lagunas, etc).
- b) Escurrimiento 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.

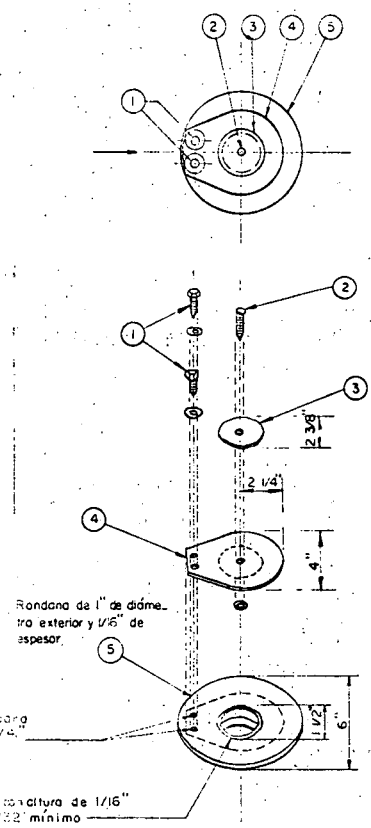
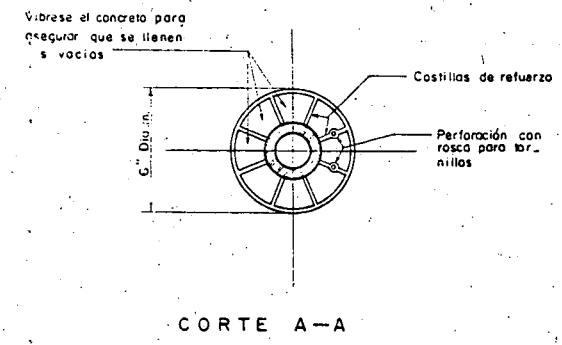
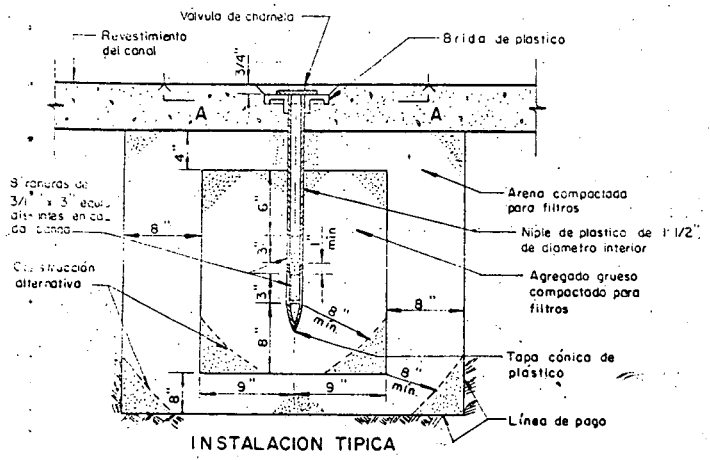
1. Presas de almacenamiento.

Cuando los escurrimientos de una corriente, en época de es -
tíaje son menores que las demandas de riego para un plan de cultivos -
dado, se hace necesaria la construcción de una presa de almacena -
miento 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 escurre 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 local -
iza por los puntos más altos del terreno se le llama línea de parte --
aguas.



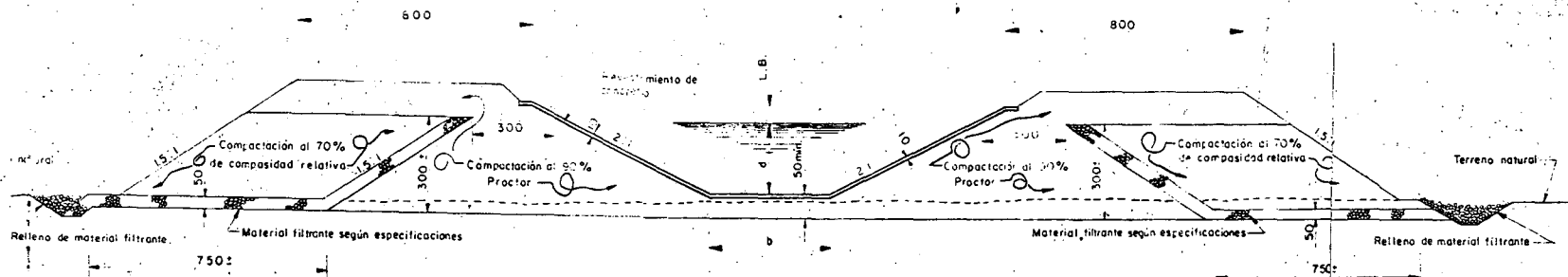
- ① Tornillo de 1/4" de bronce con cabeza hexagonal y rondana
- ② Tornillo de 1/4" de bronce con cabeza redonda, rondana y tuerca de bronce
- ③ Disco de bronce de 1/8" de espesor mínimo
- ④ Placa de neoprema de 1/8" de espesor
- ⑤ Brida de plástico

NOTAS:
Este plano es copia del plano N° 103-D-1044 del U.S.B.R.

112

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS			
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS			
DIRECCION DE PROYECTOS — DEPARTAMENTO DE CANALES			
Distrito de Riego N° 14 — Río Colorado B.C. y Son.			
VALVULA DE CHARNELA			
Conforme:	JEFE DEL DEPTO.	DIR. DE PROYECTOS	CONSEJERO TECNICO
	INGENIERO EN JEFE	Aprobado:	SECRETARIO
MEXICO, D.F.			13005-C-3256

Diseñado: ING. E. MORALES C. Revisado: ING. J. SANCHEZ R.
 Arquitecto: ING. E. MORALES C. Revisado: ING. J. SANCHEZ R.

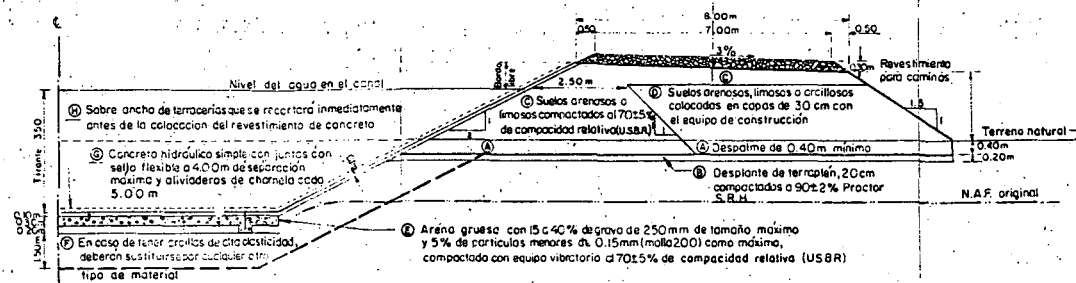


SECCION TIPO-TRAMO EN POSTIZO

NOTAS: Escalaciones en centímetros.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS		
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS		
DIRECCION DE PROYECTOS - DEPARTAMENTO DE CANALES		
Distrito de Riego No 14 - Rio Colorado, B. C. y San		
GERENCIA DE OBRAS DE REHABILITACION		
NUEVO CANAL DELTA		
PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION		
Conforme:		
JEFE DEL DEPTO	DIRECTOR DE PROYECTOS	CONSULTIVO TECNICO
INGENIERO EN JEFE		Aprobó: SECRETARIO
MEXICO D.F. AGOS 1963	3005-R-5575	3005-C-3276

Dibujó: F. HERRERA G.
Revisó: ING. J. SANCHEZ R.



1 Sobre ancho de terracerías que se recortará inmediatamente antes de la colocación del revestimiento de concreto

2 Concreto hidráulico simple con juntas con sello flexible a 4.00m de separación máxima y aliviaderos de chamela cada 5.00m

3 En caso de tener perfilos de alta plasticidad, deberán sustituirse por cualquier otro tipo de material

4 Arena gruesa con 15 a 40% de grava de 250mm de tamaño máximo y 5% de partículas menores de 0.15mm (malla 200) como máximo, compactada con equipo vibratoria a 70±5% de compacidad relativa (USBR)

5 Suelos arenosos, limosos o arcillosos colocados en capas de 30 cm con el equipo de construcción

6 Desplante de terraplén, 20cm compactados a 90±2% Proctor S.B.H.

7 Desplante de 0.40m mínimo

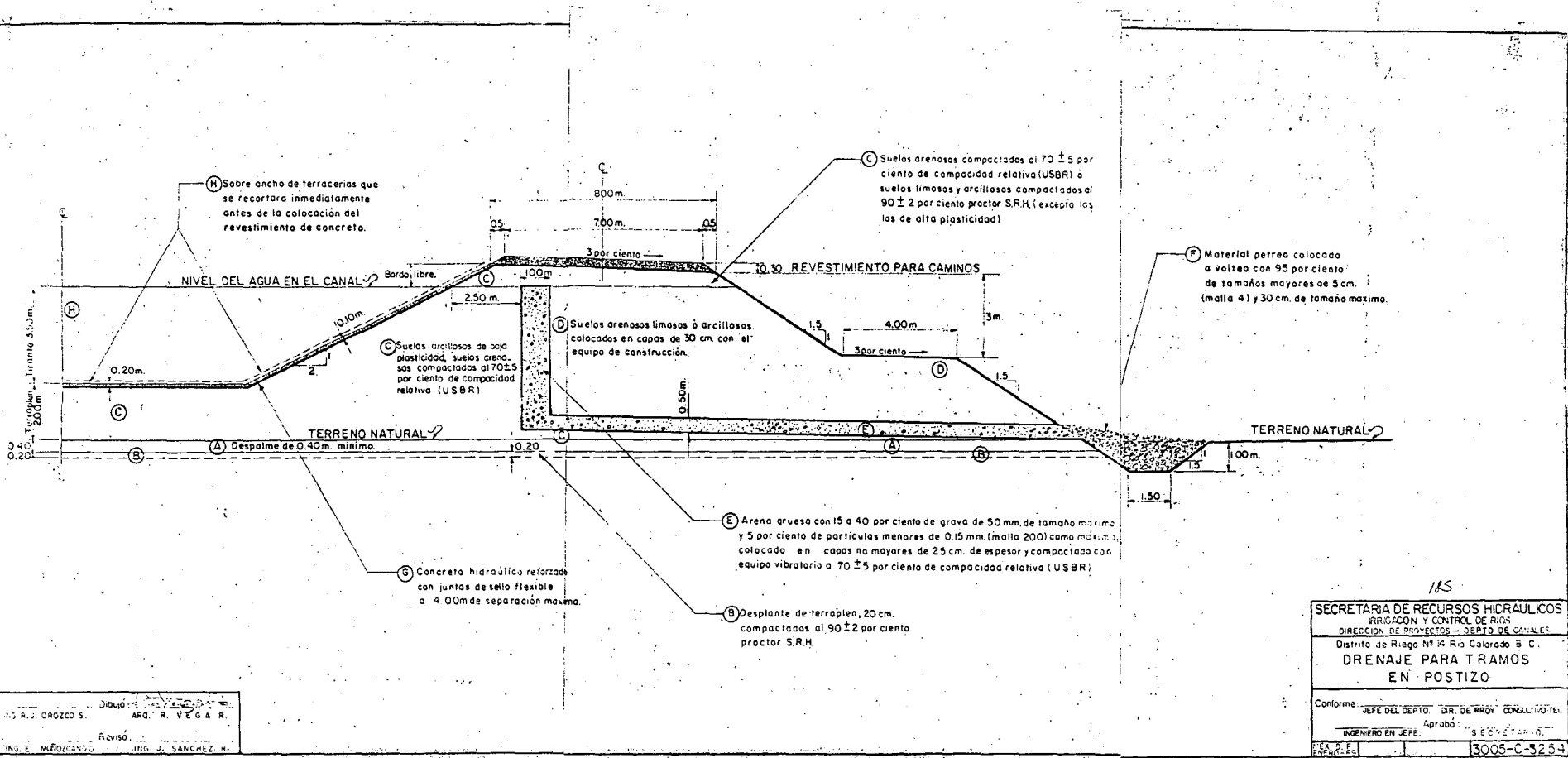
NOTA : Si el N.A.F. original se localiza más de 1.00 m. bajo la plantilla del canal, no se requiere la zona 6 ni los aliviaderos de chamela.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
 DIRECCION DE PROYECTOS DEPTO. DE CANALES
 Distrito de Riego No. 14, Rio Colorado, B.C.
 DRENAJE EN TRAMOS CON NIVEL
 FREATICO ALTO

Conforme: JEFE DEL DEPTO. DIRECT. DE PROT. CONSULT. TEC.
 INGENIERO EN JEFE Aprobó: SECRETARIO

MEVICO 07
 ENC071965 3005-C-3235

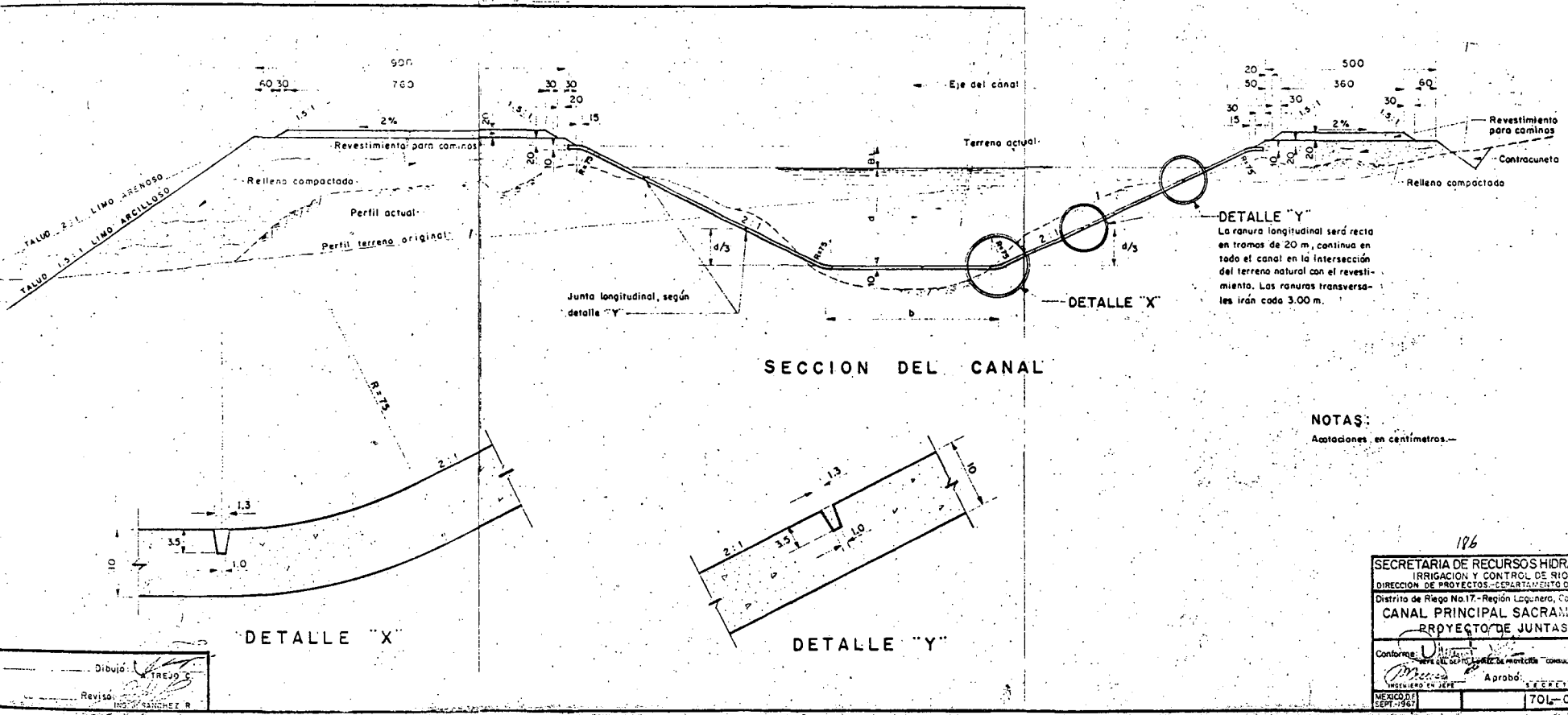
Proyecto: ING. R.V. ORIZCO S. Dibujo: R. FERNANDEZ M.
 Verifico: ING. E. MUÑOZCANO S. Revisó: ING. J. SANCHEZ R.



185

SECRETARÍA DE RECURSOS HIDRÁULICOS	
IRRIGACIÓN Y CONTROL DE RÍOS	
DIRECCIÓN DE PROYECTOS - DEPTO. DE CANALES	
Distrito de Riego N° 14 Río Colorado B. C.	
DRENAJE PARA TRAMOS EN POSTIZO	
Conforme: JEFE DEL DEPTO. SR. DE RÍOS CONGLIQUÍTEL INGENIERO EN JEFE. Aprobó: SECRETARIO.	
S. E. D. E. 22/06/64	3005-C-5254

Dibujo: ARG. R. VEGA R. Revisó: ING. E. MORALES S. Revisó: ING. J. SANCHEZ R.



SECCION DEL CANAL

DETALLE "Y"
 La ranura longitudinal será recta en tramos de 20 m, continua en todo el canal en la intersección del terreno natural con el revestimiento. Las ranuras transversales irán cada 3.00 m.

NOTAS:
 Aotaciones en centímetros.

Dibujó: TREJO C
 Revisó: SANCHEZ R

186

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS	
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS	
DIRECCION DE PROYECTOS - DEPARTAMENTO DE CANALES	
Distrito de Riego No.17 - Región Lagunera, Coahuila	
CANAL PRINCIPAL SACRAMENTO	
PROYECTO DE JUNTAS	
Conforme: <i>[Signature]</i>	Consultivo: <i>[Signature]</i>
Aprobó: <i>[Signature]</i>	SEFETE
MEXICO 22	70L-C

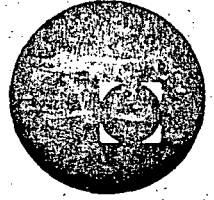


1997

1997



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



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

PRESAS DE DERIVACION

Julio de 1978



10.



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

SECRETARIO
EDUARDO CHAVEZ R.

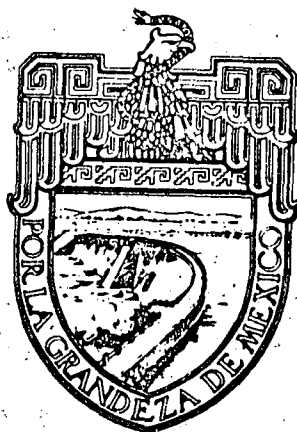
SUB-SECRETARIO
ING. LUIS ECHEAGARAY BABLOT

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

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 planos 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 sólo 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

4

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 límite 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.

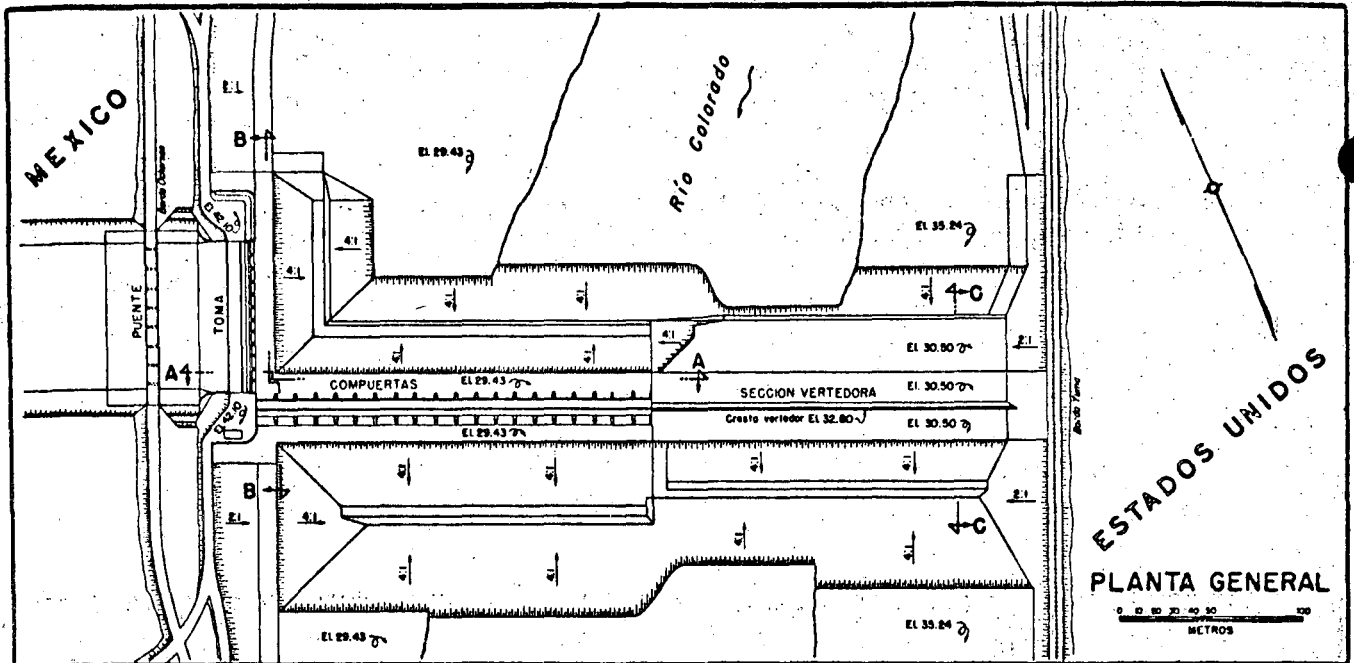
Esta situación incierta y otras circunstancias especiales hicieron ver la necesidad de llegar a un arreglo con los Estados Unidos para el uso de las aguas del río Colorado. El Tratado Internacional de Aguas que se celebró el 3 de Febrero de 1944, dejó claramente definida la situación de México en el 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.

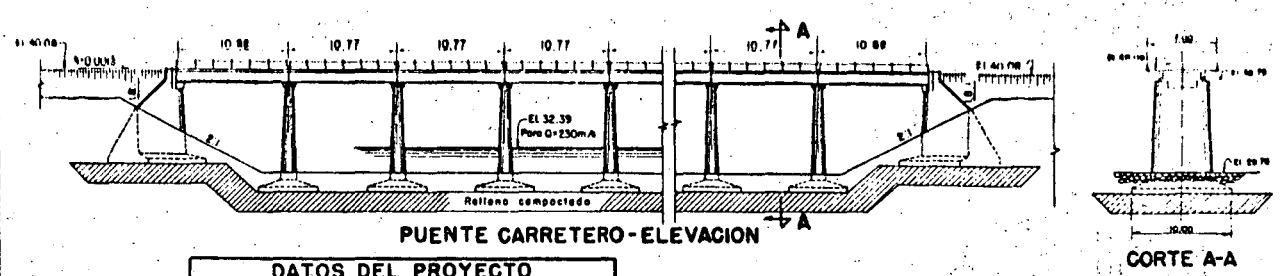
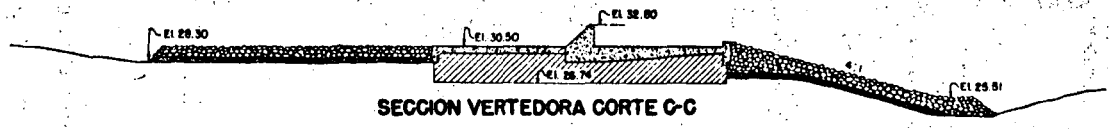
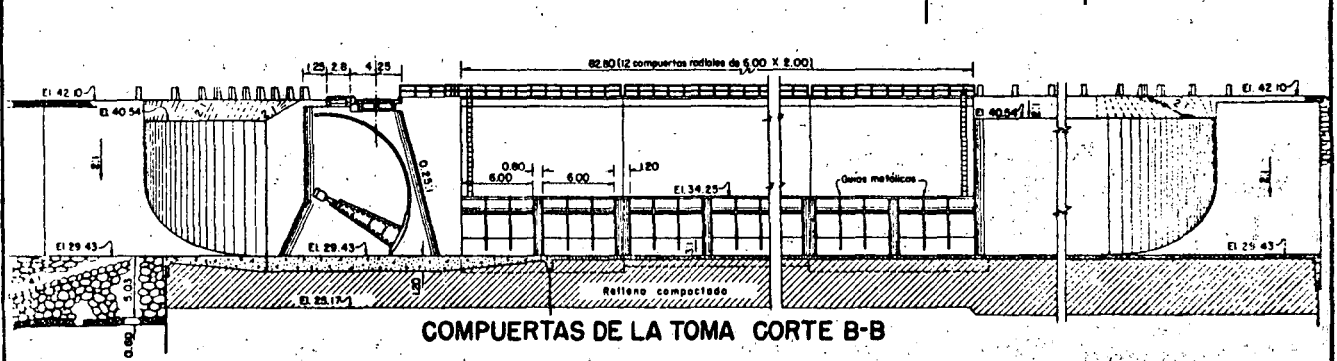
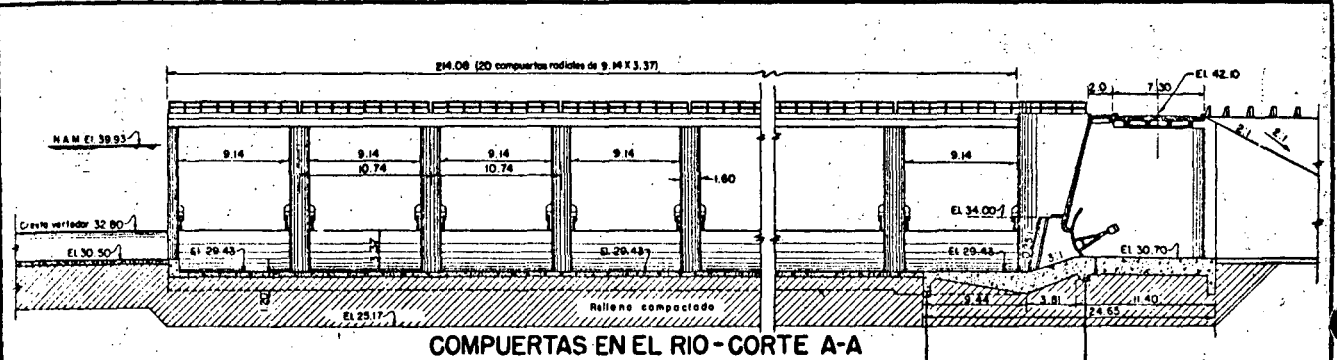
El Artículo 12° del Tratado de referencia establece que México construirá a sus expensas, en un plazo de 5 años contados a partir de la fecha en que entre en vigor el Tratado, una estructura principal de derivación ubicada aguas abajo del punto en que la parte más al Norte de la línea divisoria internacional 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 derivado ra 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-



ESTADOS UNIDOS
PLANTA GENERAL



DATOS DEL PROYECTO	
Elevación de la cresta vertedora	32.80 m
Longitud de la cresta vertedora	181.30 m
Avenda máxima	10000 m ²
Carga máxima (hasta la elev. 39.93)	7.13 m
Elevación de la planicie de la toma	30.70 m
Elevación del nivel del agua en la toma	32.39 m
Capacidad de la toma	230 m ³
Cubicación total de la estructura: Concreto	27 250
Enrocamiento	211 300
	238 550 m ³

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 estableció la comunicación a lo largo del bordo Ockerson, o sea el bordo derecho del río Colorado.

Descripción general de la obra

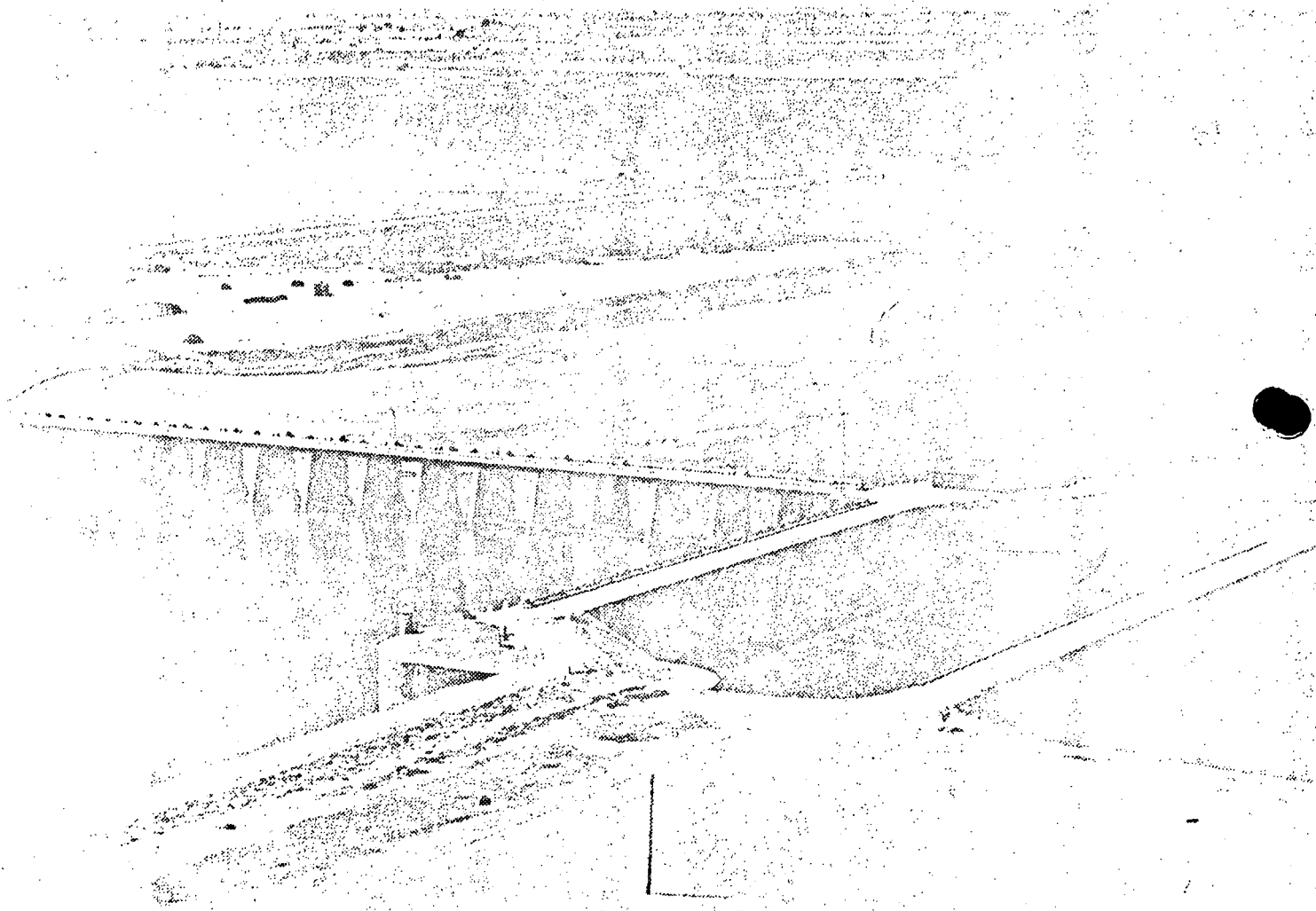
Una característica importante de la presa derivadora Morelos es la de que las diversas partes estructurales que la forman se construyeron como unidades independientes, llevando juntas de hule entre losa y losa, y juntas de contracción rellenas con material asfáltico entre las superficies de contacto.

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 delantales del mismo material con dentellones en sus extremos y prote



4.
9.

gidos por ataguías metálicas y enrocamientos, tanto aguas arriba como aguas abajo. Los delantales 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 provista en su extremo de aguas arriba de una pantalla de concreto para formar orificio.

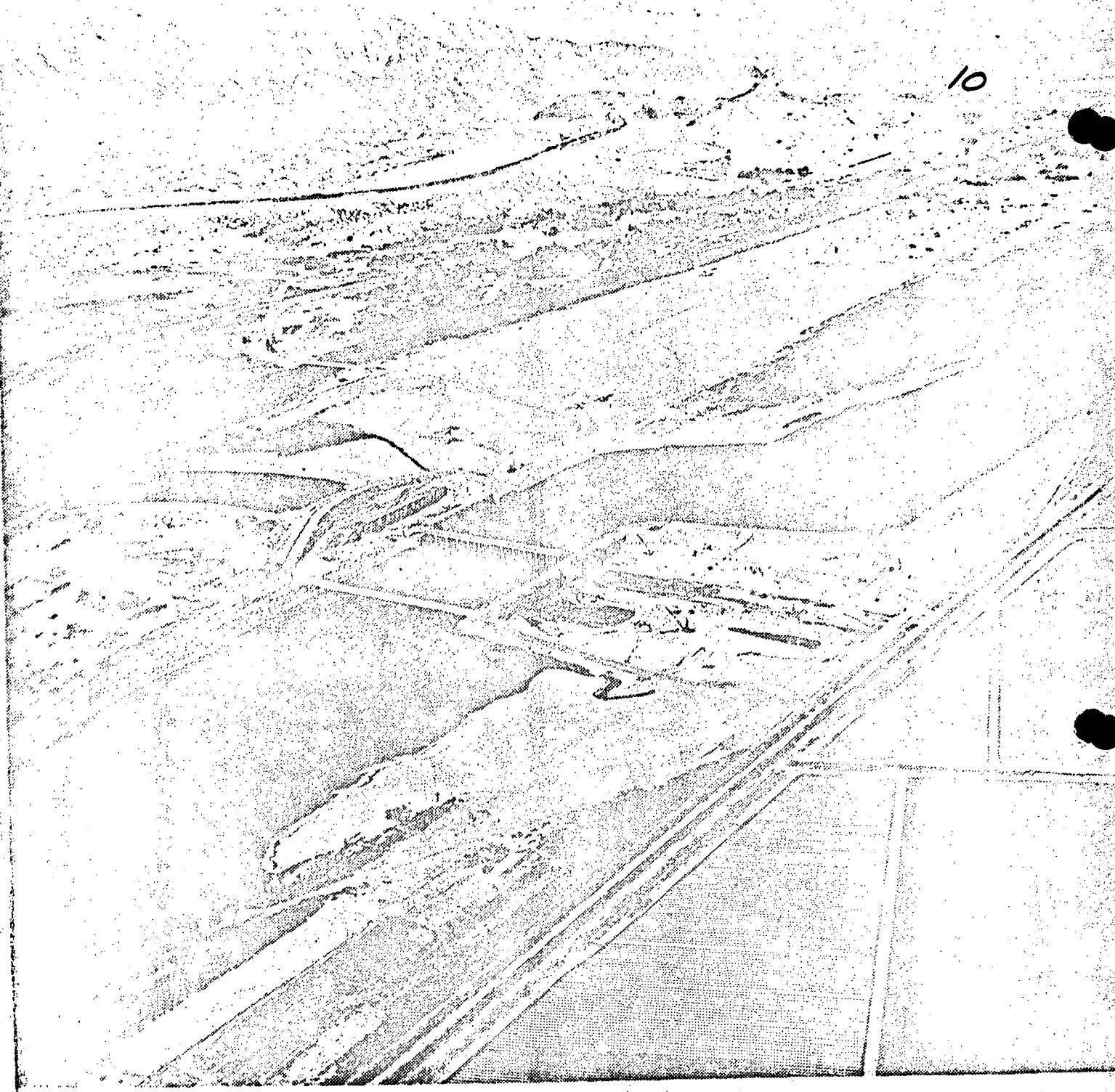
La estructura está cimentada sobre una plataforma de concreto de 25 m de anchura, que se prolonga hacia aguas abajo por medio de un delantal de unos 25 m de longitud, con dentellones tanto aguas arriba como aguas abajo y protegida con ataguías metálicas y enrocamientos. La estructura está desplantada 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, sobresaliendo 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 ambos márgenes.

En ambos márgenes del río así como aguas arriba y aguas abajo de las estructuras se colocaron enrocamientos de protección.



PRESA DERIVADORA MORELOS. Trabajos dentro de la atagüa de la margen izquierda.
1 de 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 derivadora Morelos, llevándose la dirección y supervisión de los trabajos por medio de una Residencia.

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:

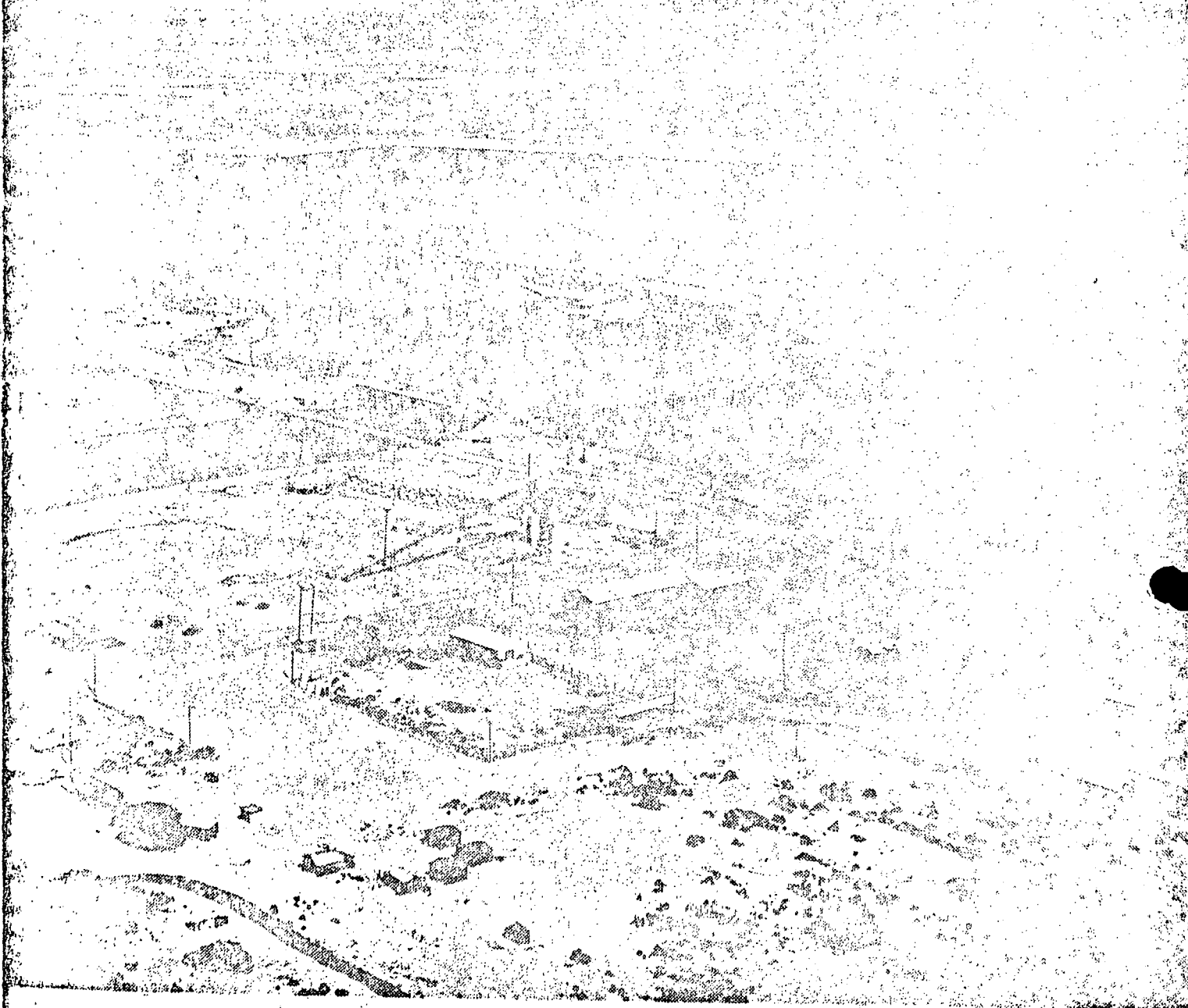
Primera Etapa.- Mediante la construcción en el lado mexicano de una ataguía de tierra y roca, que entraba al río hasta desviar las aguas por un canal de unos 130 m de anchura, junto a la margen americana, se aisló un recinto para la construcción de 12 unidades de la estructura de compuertas del río, 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 construída 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 las 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

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 élla.

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 aquélla, 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 bombeado 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.

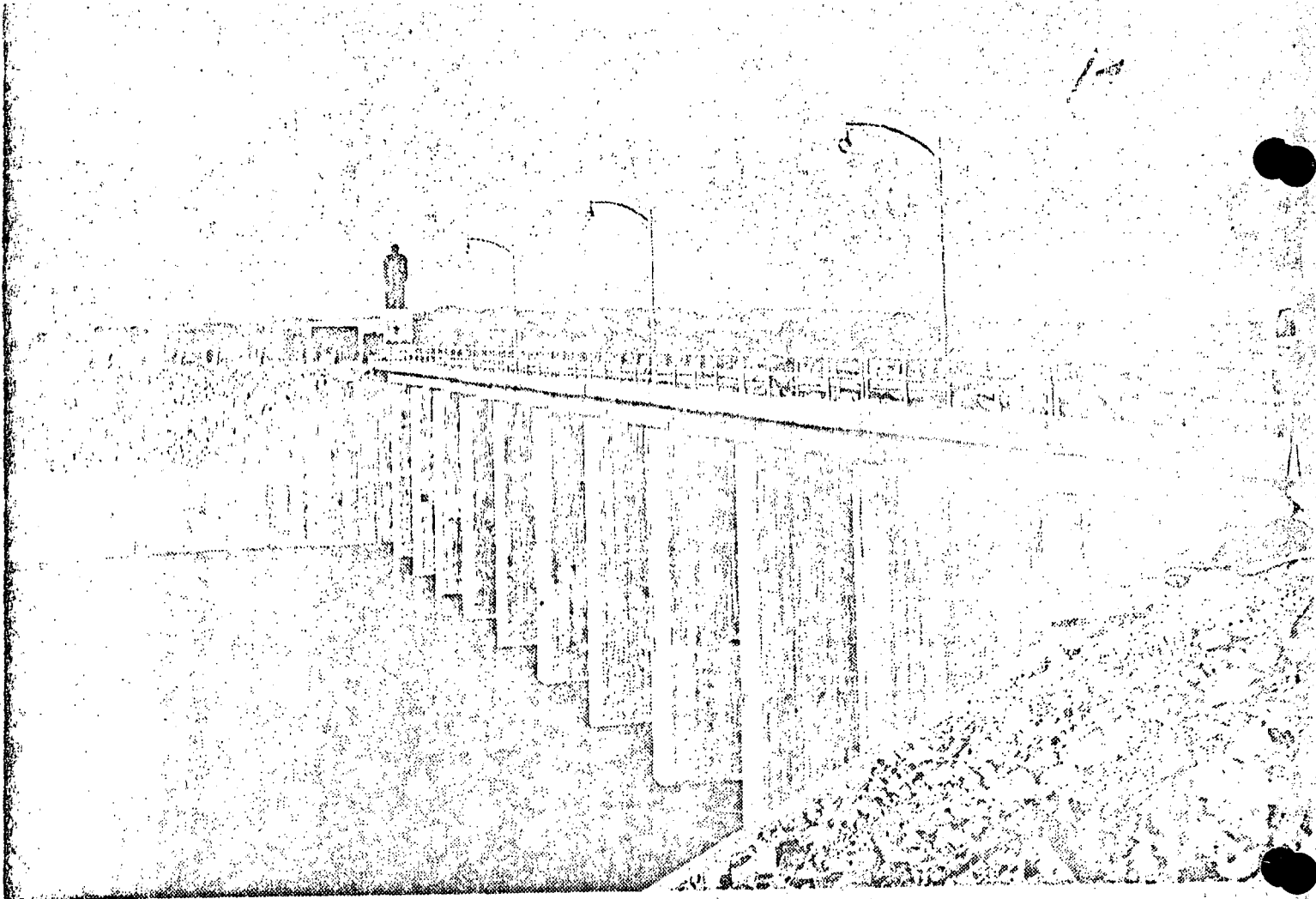
Después de seguir el proceso de bombeo seguido en la presa Morelos, no es aventurado asegurar que, de no haberse contado con el sistema de bombeo de puntos de succión, no se hubiera podido llegar a hacer el desagüe del sitio y, por lo tanto, hubiera sido imposible construir la obra. El éxito se debió 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, 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. **Beneficios**

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 16 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 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 en 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-Colina, 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 se 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 el 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 báltica 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 macizo rocoso de unos 85 m de anchura. El brazo izquierdo tiene unos 60 m de anchura y por su cauce pasaba prácticamente todo el escurri -

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.

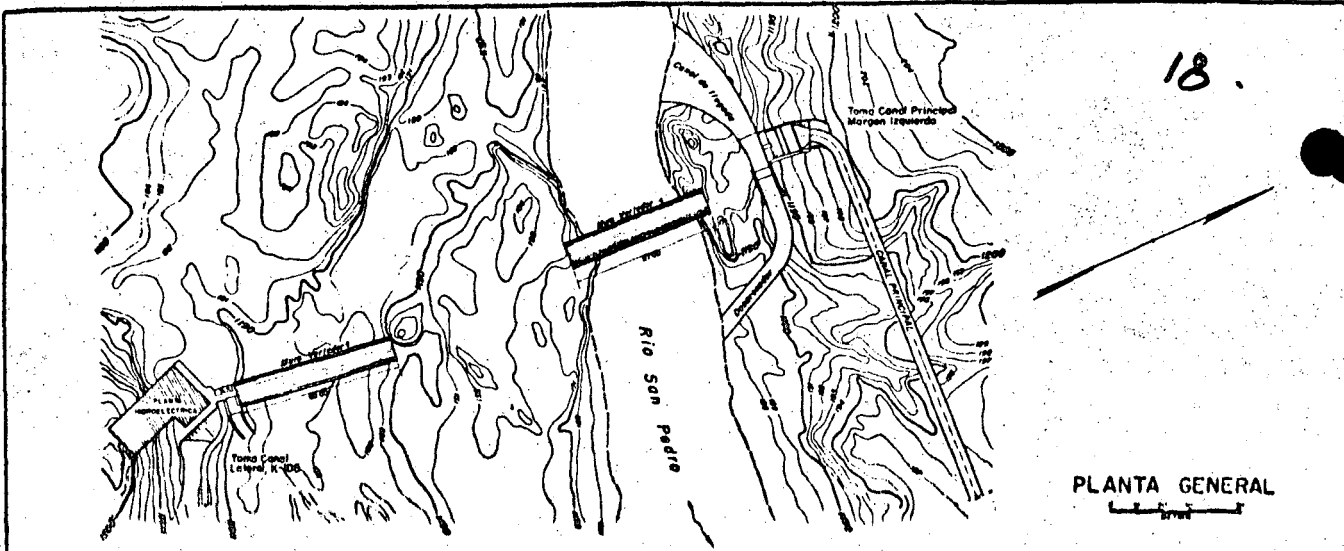
Aunque hay la probabilidad de que ocurran avenidas mayores que la ocurrida en 1932, de 4 000 m³/s, esta fué la cifra que se adoptó para el diseño de la presa derivadora, teniéndose en cuenta que el efecto regulador del vaso de la presa Francisco I. Madero reduciría el gasto máximo de cualesquiera avenida 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

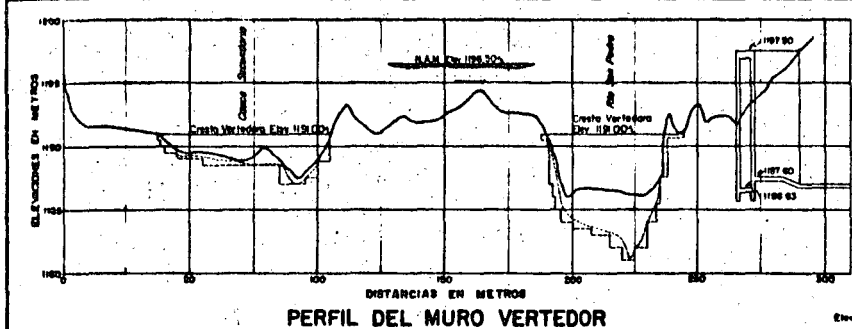
Se estudiaron los factores citados y sus relaciones entre sí: a) Costo de la presa a diferentes alturas, b) Costo de las terracerías del canal principal, c) Créditos obtenidos por producción de energía eléctrica y d) Superficies beneficiadas por el riego.

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.

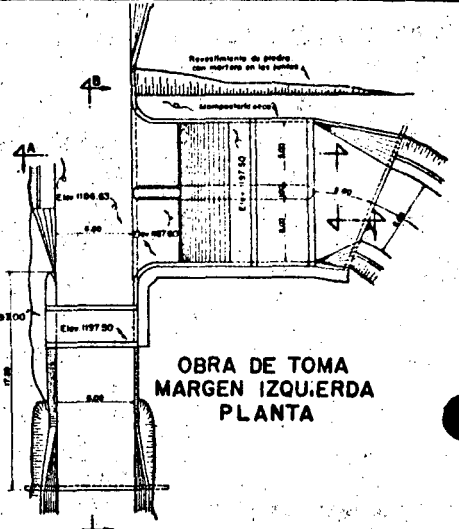
Para seleccionar el tipo de presa más económico se estudiaron alternativas para una presa hueca de concreto, una de mampostería de piedra y otra de concreto ciclópeo, habiéndose elegido esta última. Sin embargo, tomando en cuenta la calidad de la roca de que se podía disponer, así como su acarreo y colocación 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

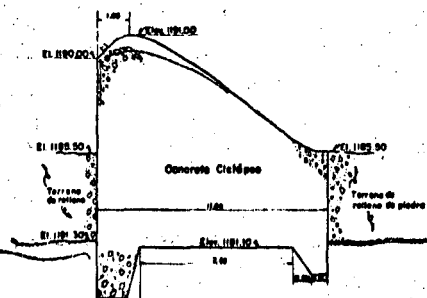


PERFIL DEL MURO VERTEDEDOR

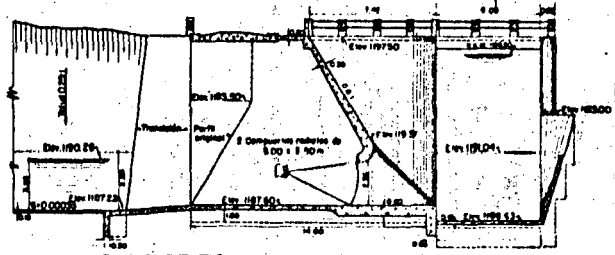


OBRA DE TOMA MARGEN IZQUIERDA PLANTA

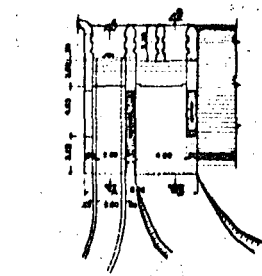
DATOS DEL PROYECTO	
Elevación de la Cresta Vertedero.....	1191.00 m
Longitud de la Cresta Vertedero.....	125.00 m
Avance máxima considerado.....	4000.00 m ²
Carga máxima (Para la elev. 1194.50).....	8.50 m
Elevación de la planilla en la toma IZ.....	1187.80 m
Elev. del nivel del agua en la toma.....	1190.88 m
Capacidad de la toma izquierda.....	57.70 m ³ /s
Capacidad de la toma derecha.....	5.80 m ³ /s



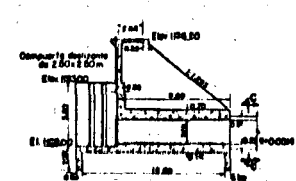
SECCION DEL MURO VERTEDEDOR



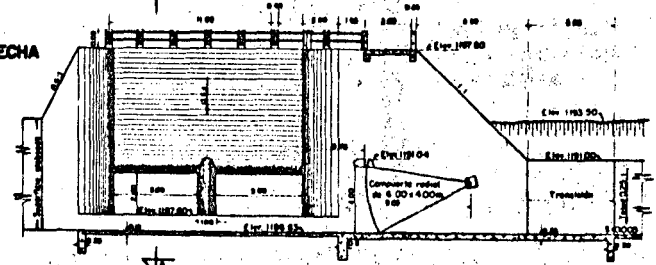
OBRA DE TOMA - MARGEN IZQUIERDA CORTE A-A



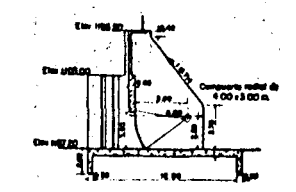
OBRA DE TOMA - MARGEN DERECHA PLANTA



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, CHIH.
PRESA DERIVADORA DE SAN PEDRO

La presa está constituida esencialmente por la sección vertedero ra, 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.

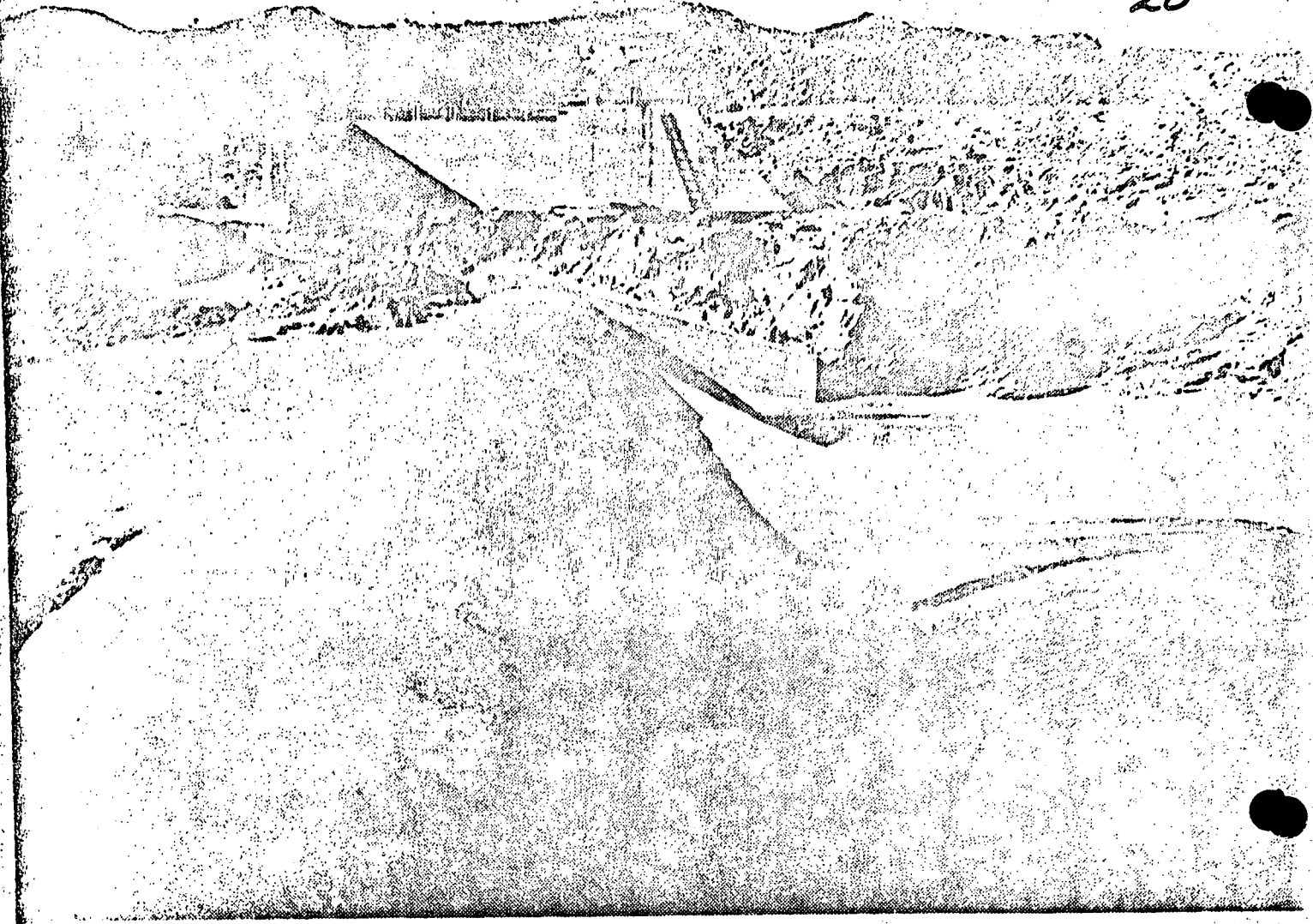
Las obras de desviación de la corriente consistieron esencialmente en una atagüa de tierra construida a unos 50 m aguas arriba del eje de la presa y apoyada directamente en el material de acarreo del río, que desviaba las aguas para hacerlas pasar a través de los canales de arrastre y descarga de la 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 anti-gua 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 vertedora. 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.

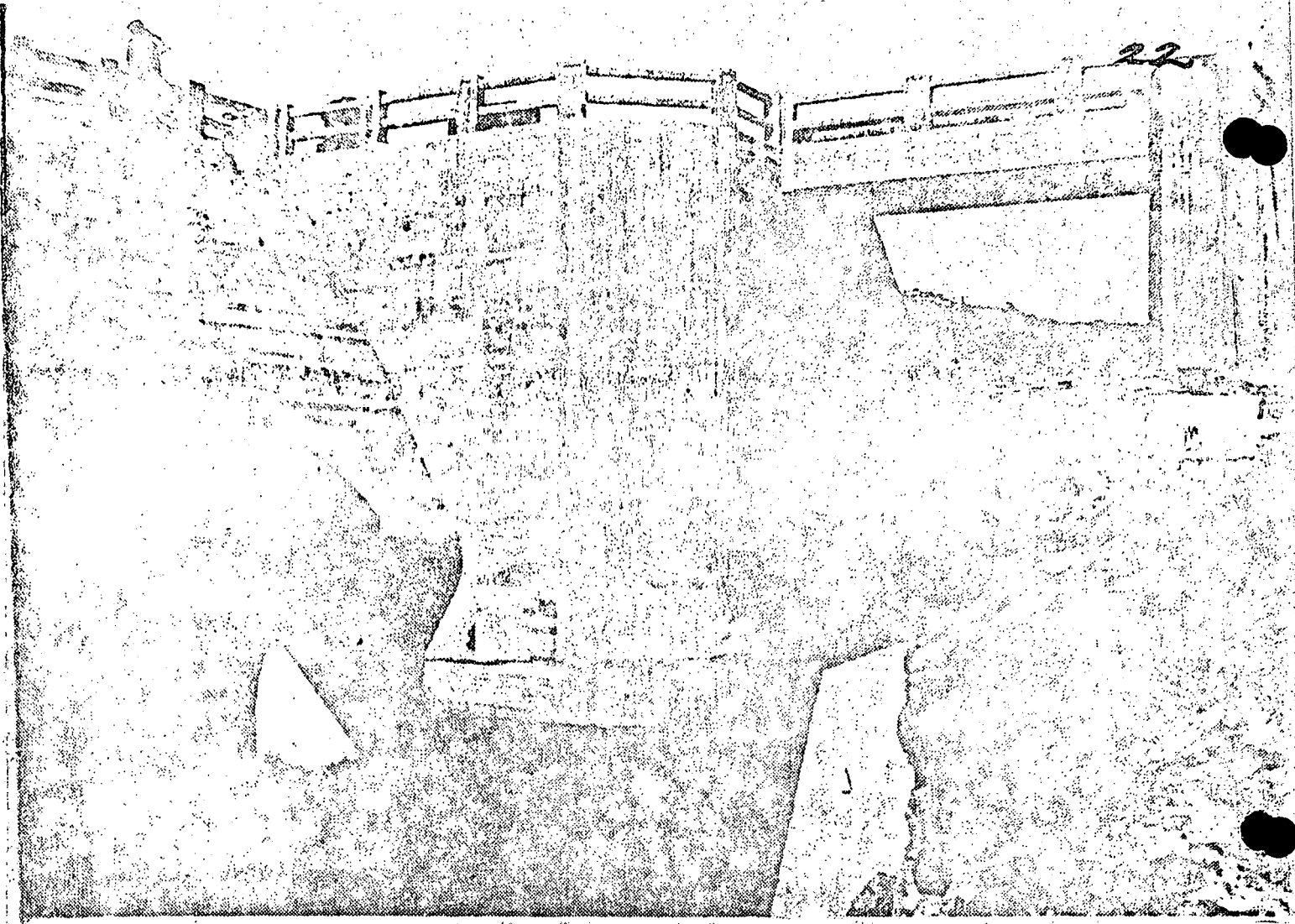
La obra de toma se construyó de concreto reforzado, ligada con la obra de limpia y normal a ésta, quedando su acceso enfrente del canal de arrastre.

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 riego 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

PRESA DERIVADORA DE EL SUFRAGIODISTRITO DE RIEGO DEL RIO FUERTE, SIN.

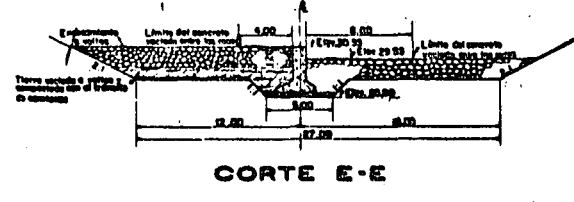
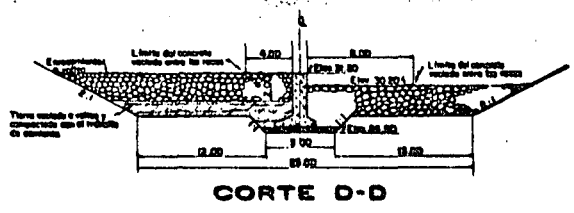
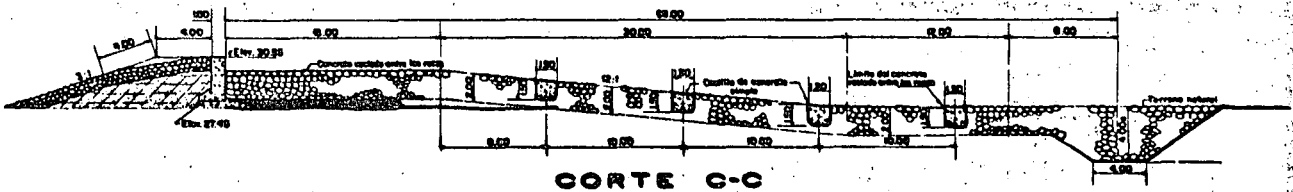
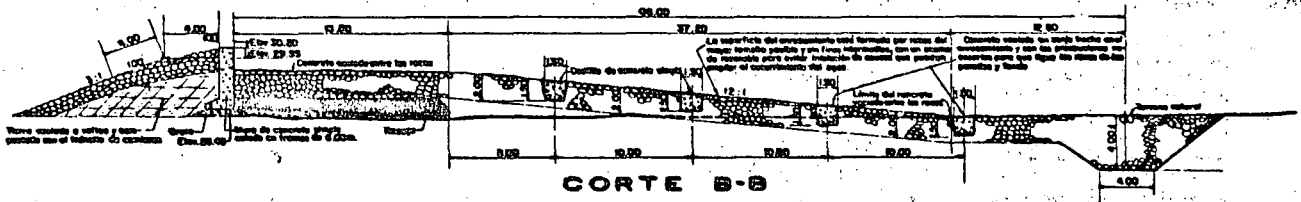
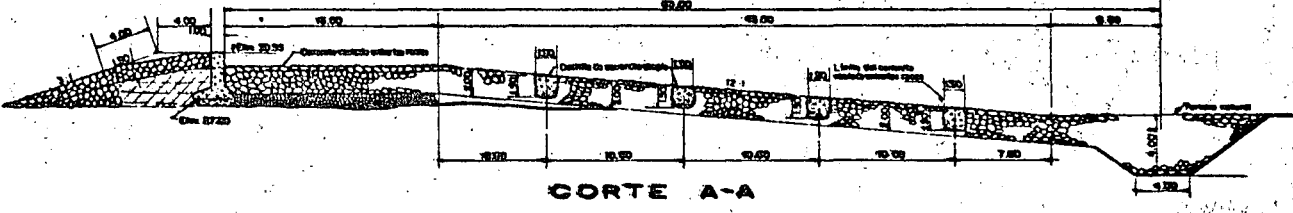
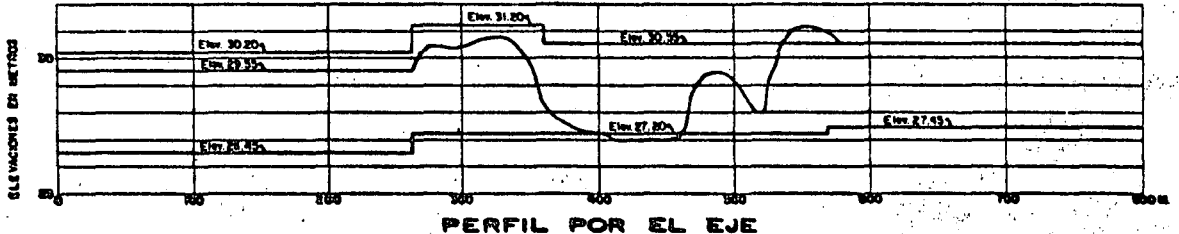
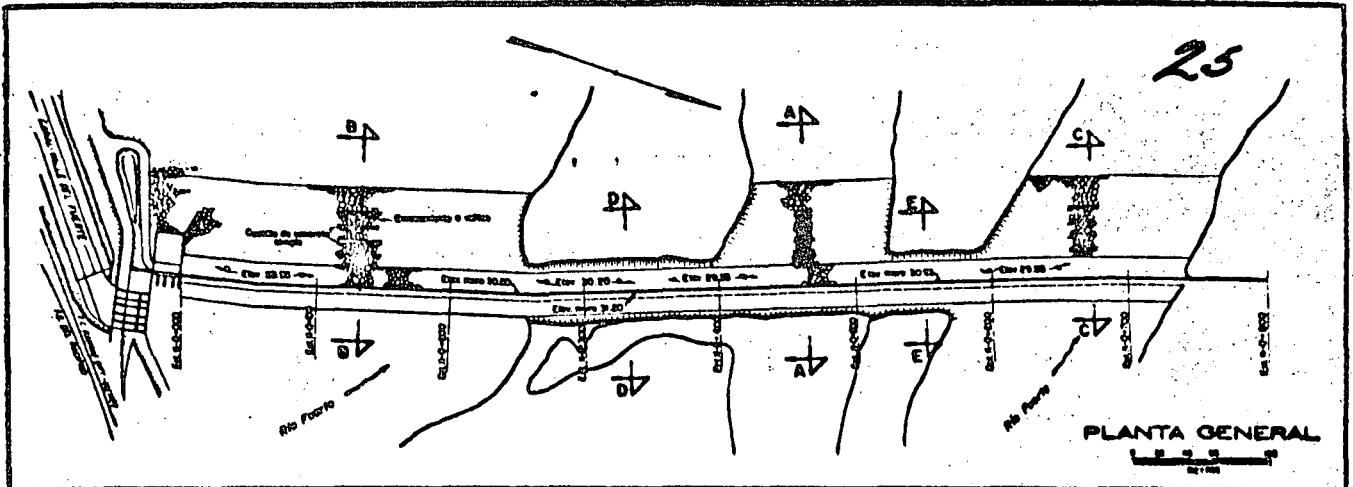
La presa derivadora de El Sufragio está situada sobre el río - Situación
Fuerte, a unos 3 Km aguas abajo de la población de San Blas, en el mu-
nicipio del Fuerte del Estado de Sinaloa.

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.

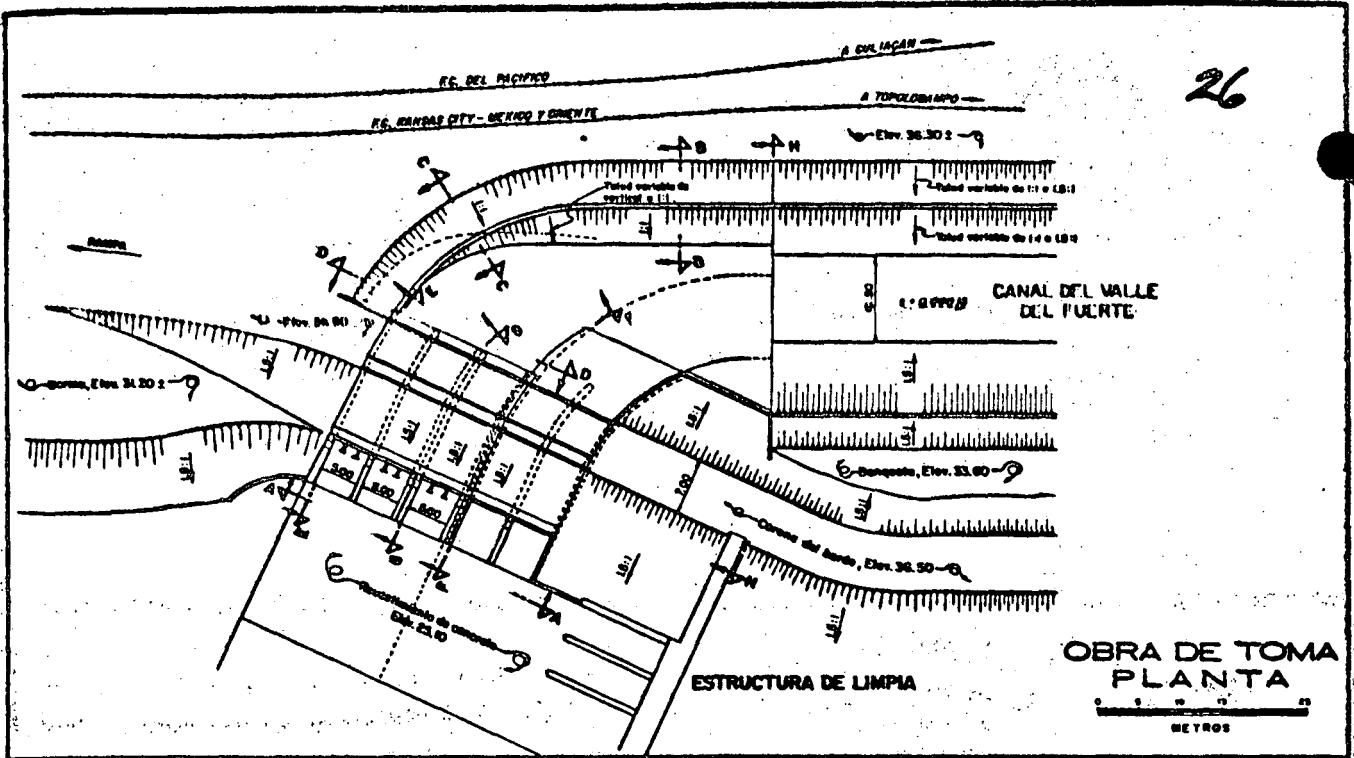
En el año de 1938 fueron expropiados los terrenos de la compa-
ñía para dotar a los ejidatarios de la región, constituyéndose la So-
ciedad de Interés Colectivo Agrícola Ejidal, Emancipación Proletaria
de R.S. (SICAE). Esta Sociedad conservó y amplió las obras proporci-
onando riego no solamente a los 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

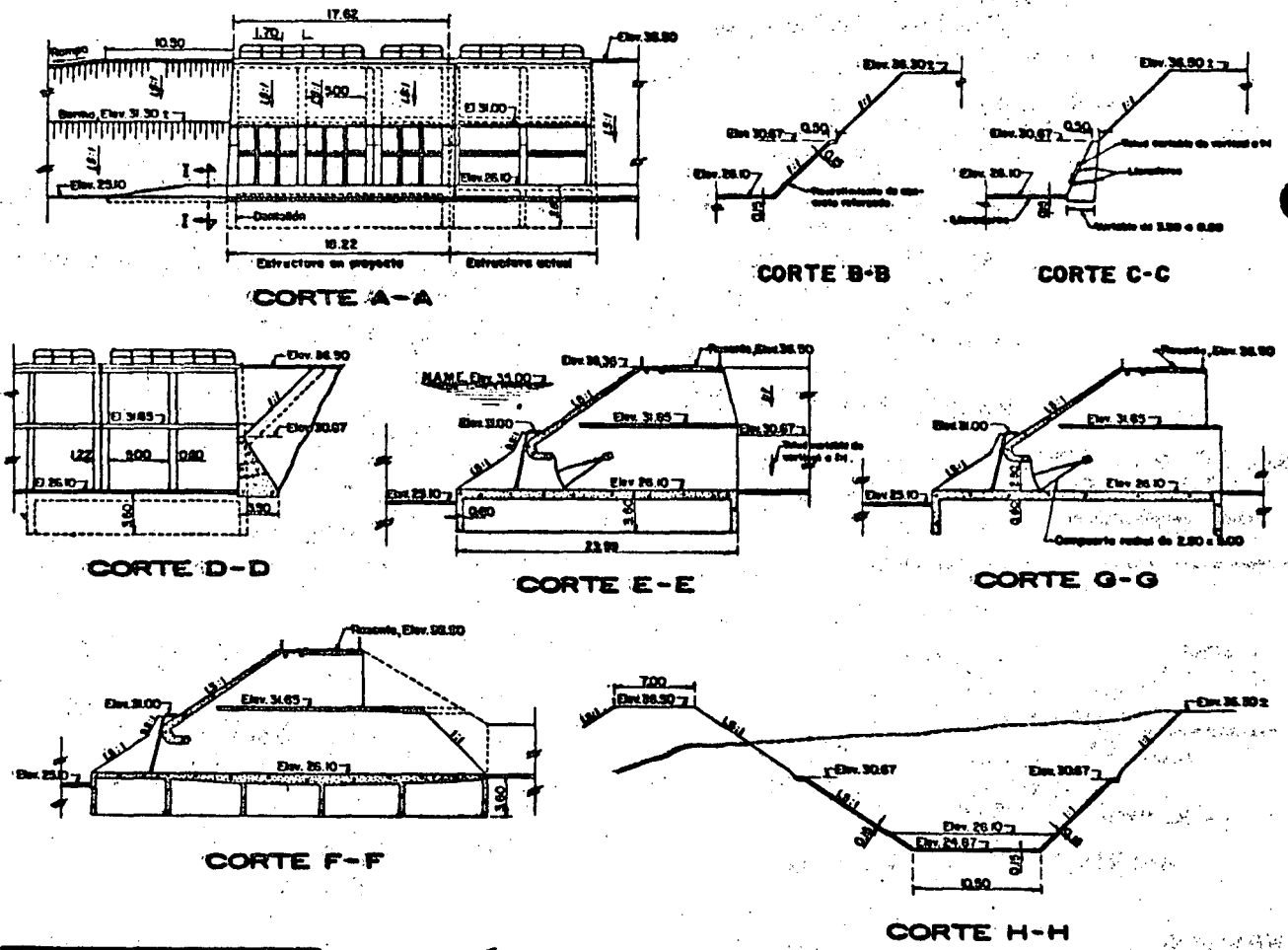


DATOS DEL PROYECTO	
Longitud de la cresta vertedera	740.00 m
Avance máximo (Diciembre de 1943)	42 679.00 m ³
Nivel máximo del agua	34.70 m
Elevación de la cresta del barril	36.50 m
Capacidad de la toma	147.00 m ³
Elevación de la planicie de la toma	26.10 m

COMISION DEL RIO FUERTE, SIN.
PRESA DERIVADORA DEL SUFRAGIO

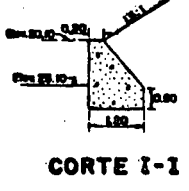


**OBRA DE TOMA
PLANTA**
METROS



MODIFICACIONES A LOS DATOS DEL PROYECTO

Capacidad de la toma	14700 m ³ /h
Elev. de la planicie de la toma	26.10 m
Elev. del nivel del agua en la toma	



**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 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.

Descripción general de la obra

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.

Aguas 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-

22

Obra de toma y canal SICAE.

zículos; 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 acomodo 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.

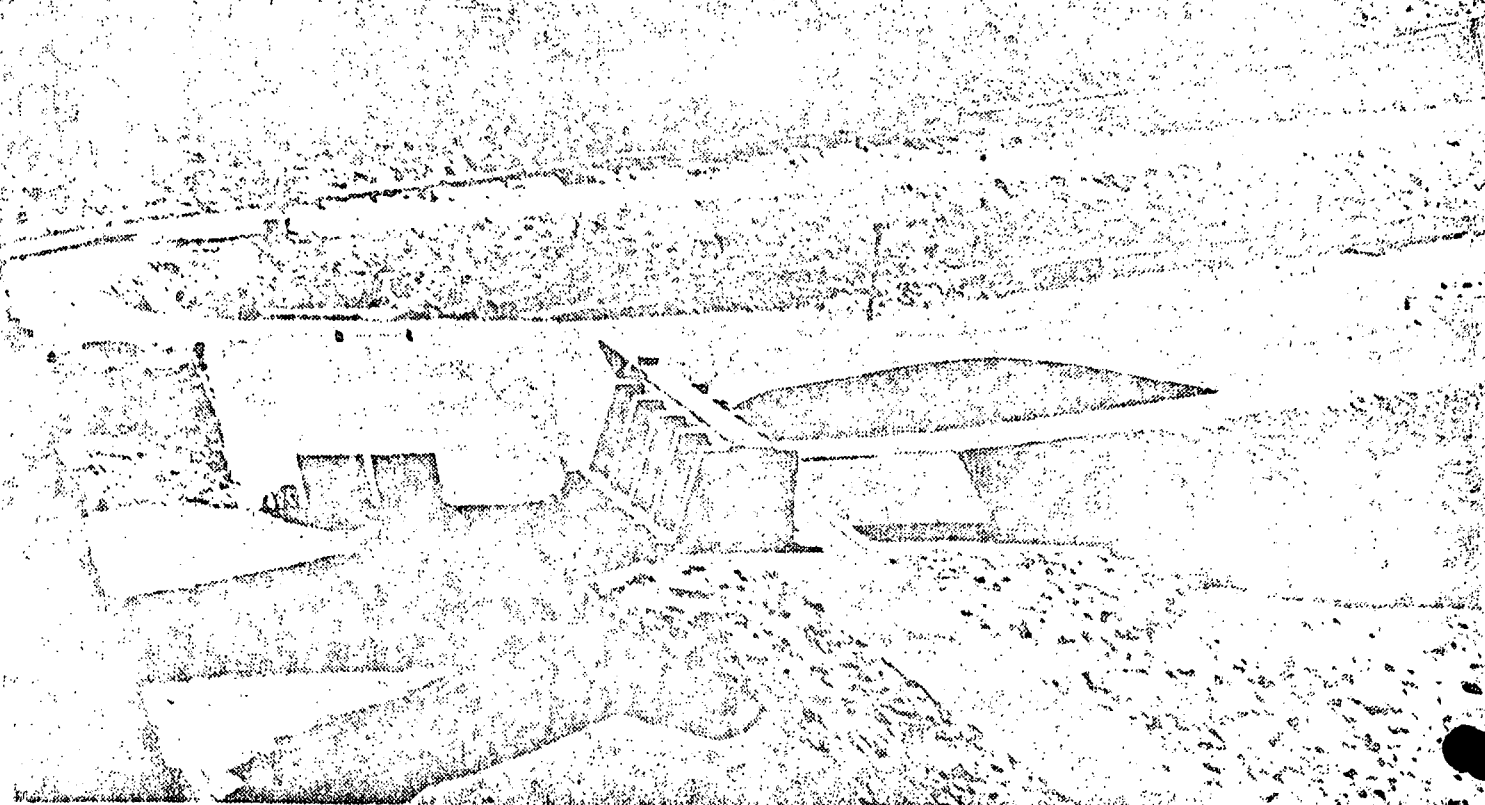
En el delantal de enrocamiento se construyeron 4 costillas de concreto paralelas al muro vertedor y espaciadas 10.00 m de centro a centro, quedando la primera a 24.00 m de éste, es decir, donde termina la zona rellena de concreto en los huecos superficiales. Estas costillas tienen como mínimo 1.50 m 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 donde 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 toma y de limpia en la Primera Etapa

31

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 Sanalona, 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 sobre elevación 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 provista 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 los terrenos de la margen izquierda del río Fuerte que originalmente se regaban por bombeo, y ampliar la superficie regada hasta 40 000 Ha. Beneficios

En la Segunda Etapa de desarrollo del Distrito pasará a regar una superficie total de 180 000 Ha de la margen izquierda, con el siguiente 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.

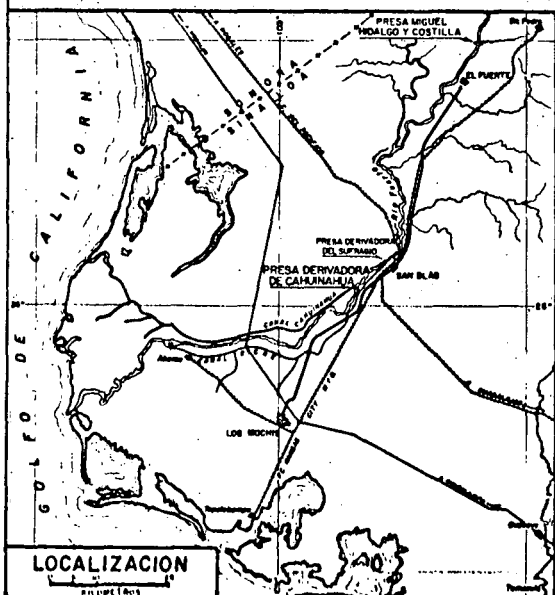
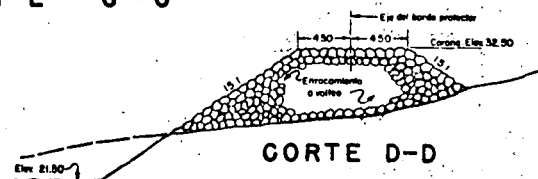
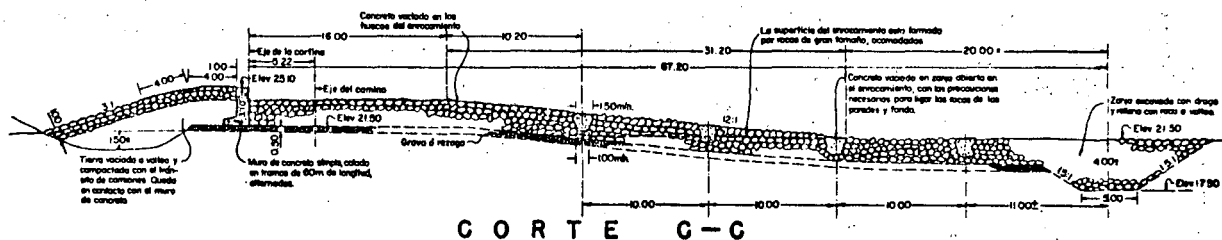
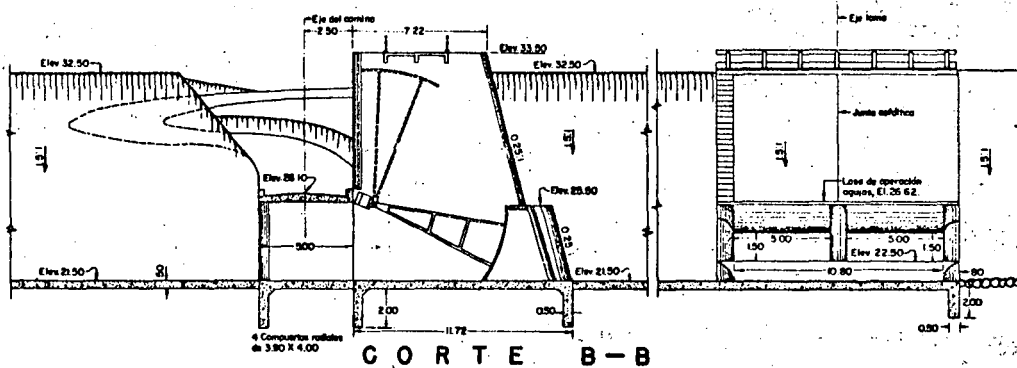
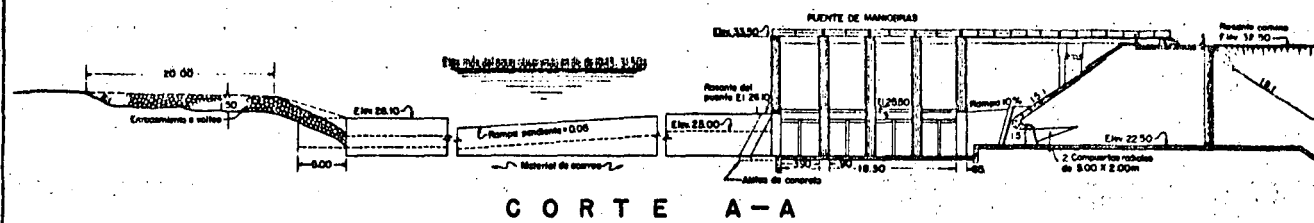
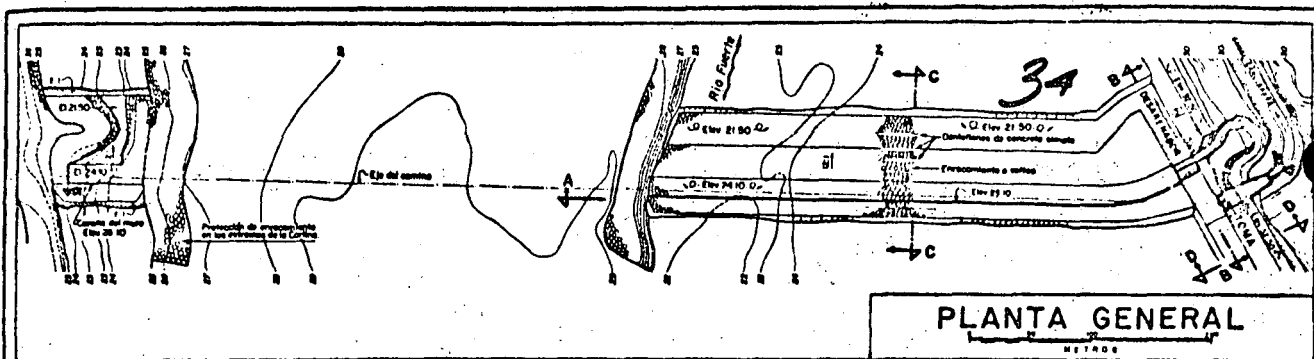
La presa derivadora de Cahuinahua tiene por objeto derivar las -- Objeto
aguas del río Fuerte, mediante el canal Cahuinahua, para regar terren-
nos de la margen derecha. En la Primera Etapa de desarrollo del Dis-
trito, que comprende el aprovechamiento del régimen natural del río -
Fuerte, se riega mediante 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 re-
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 cresta vertedora.....	547.00 m
Elevación de la cresta vertedora.....	25.10 m
Avenida máxima (Diciembre de 1943).....	12675.00 m ³ /s
Carga máxima (Hasta Elev.31.50 m).....	6.40 m
Elevación de la corona del bordo.....	32.50 m
Capacidad de la toma.....	30.00 m ³ /s
Elevación de la plantilla de la toma.....	22.50 m
Elevación del nivel del agua en la toma.....	24.77 m

COMISION DEL RIO FUERTE, SIN.
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, quedando 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.

Aguas 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 acomodo necesario para evitar la formación de cauces que pudieran ampliarse con el escurrimiento del agua. En una faja de 26.00 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 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 zanjales en el enrocamiento, que se rellenaron de concreto con las precauciones 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 CAHUINAHUA. 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 Cahuinehua.

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 I-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.

39

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 Sanalona, 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

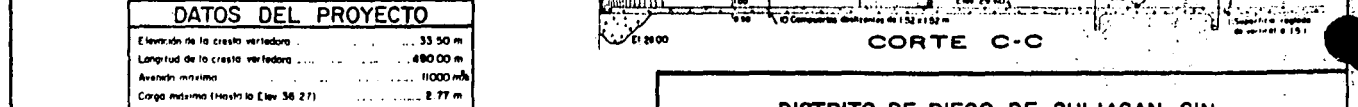
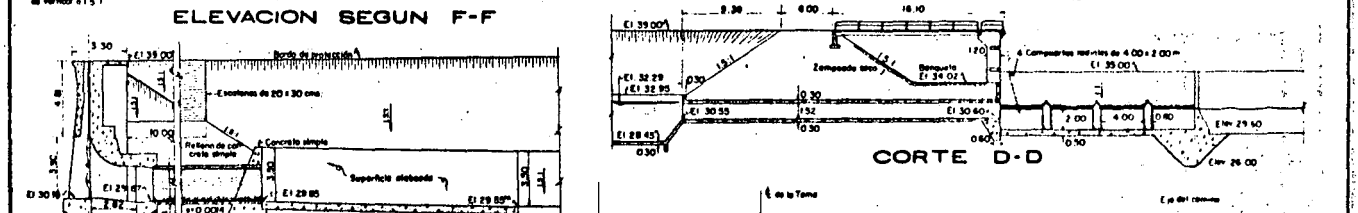
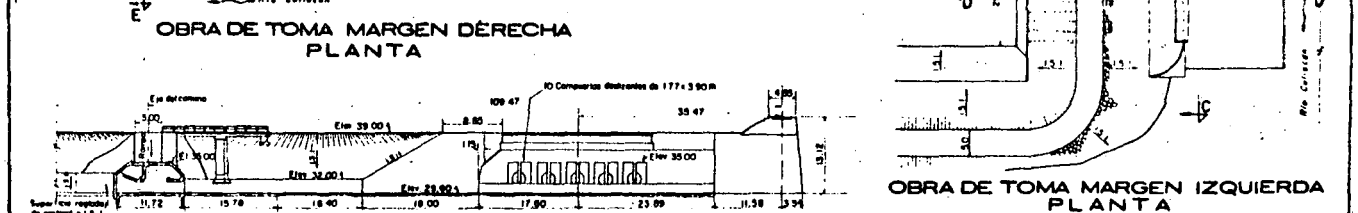
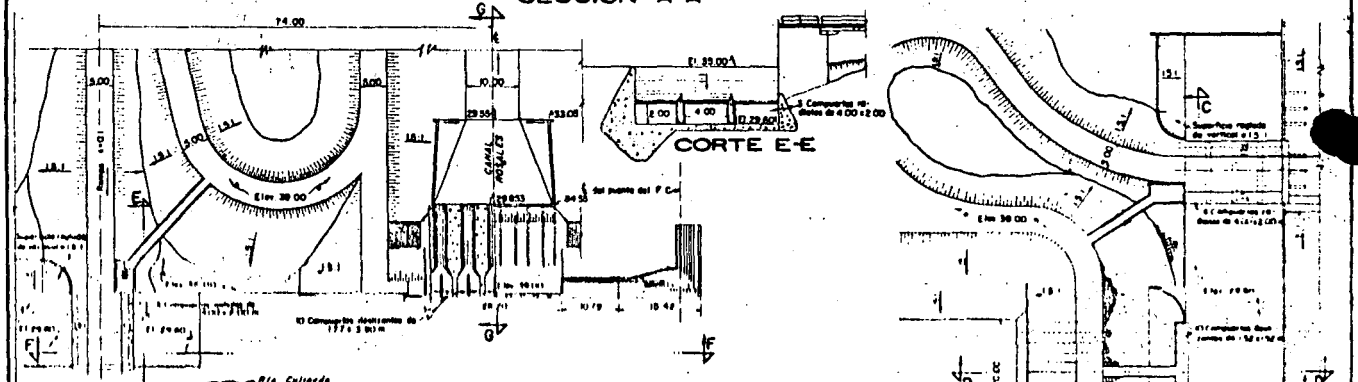
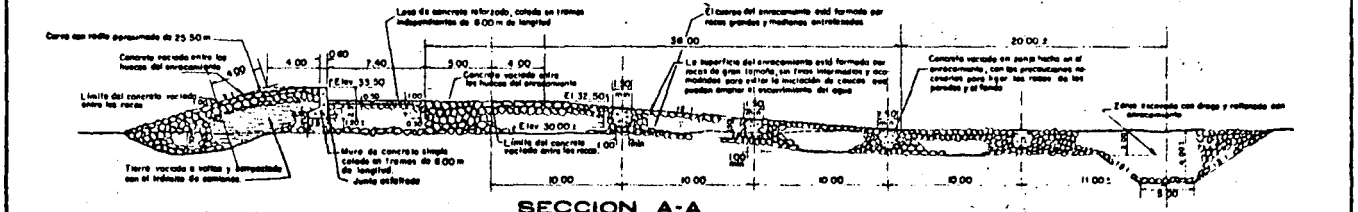
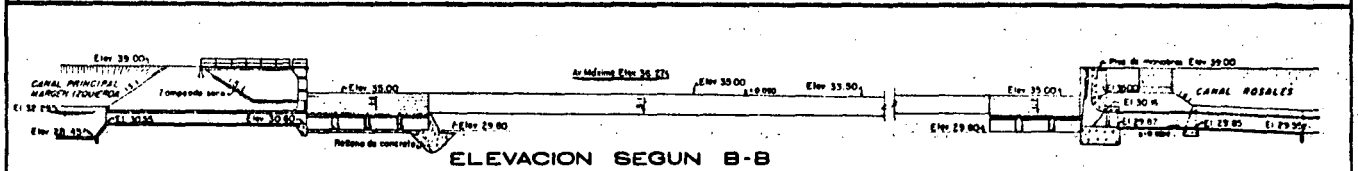
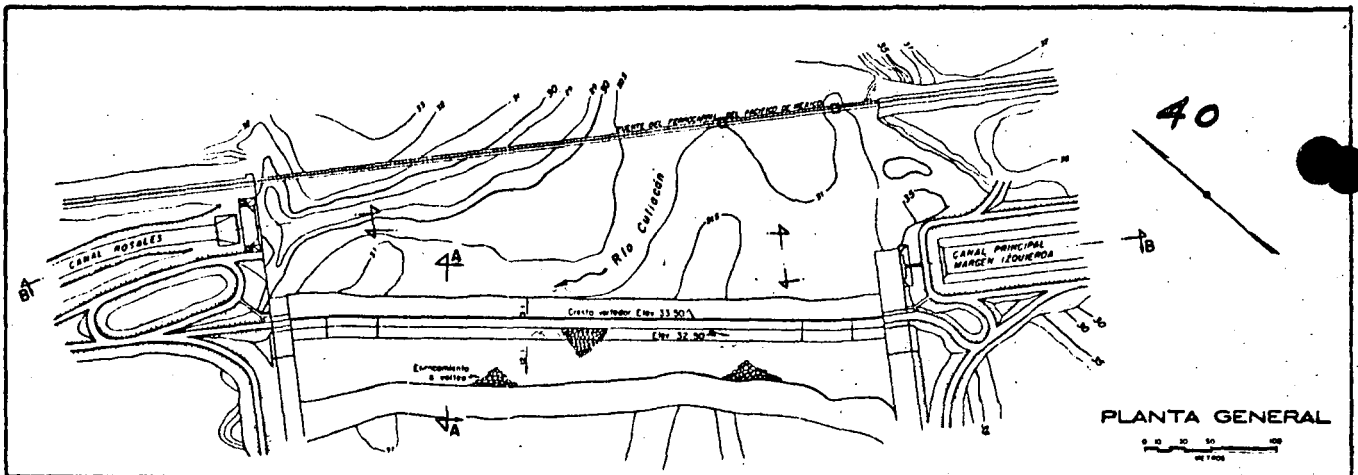
Las primeras obras para el aprovechamiento de las aguas del río Culiacán, que fueron efectuadas a fines del siglo pasado por la compañía Azucarera Almada, S.A., consistieron en la construcción de la bocatoma Cañedo y sus correspondientes obras de conducción y distribución, para aprovechar las aguas de estiaje y avenidas del río en riego de terrenos de la margen izquierda, llegándose a regar una superficie de 6 000 Ha. Antecedentes

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	
Elevación de la cresta vertedero	33.50 m
Longitud de la cresta vertedero	480.00 m
Avance máximo	11000 m/s
Carga máxima (hasta la Elev. 36.27)	2.77 m
Elevación de la planchilla en la toma del canal Rosales	30.16 m
Capacidad de la toma del canal Rosales	36.00 m/s
Elevación de la planchilla en la toma de la margen izquierda	30.60 m
Capacidad de la toma en el canal margen izquierda	80.00 m/s

DISTRITO DE RIEGO DE CULIACAN, SIN.
PRESA DERIVADORA DE CULIACAN

41

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 Sanalón 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.

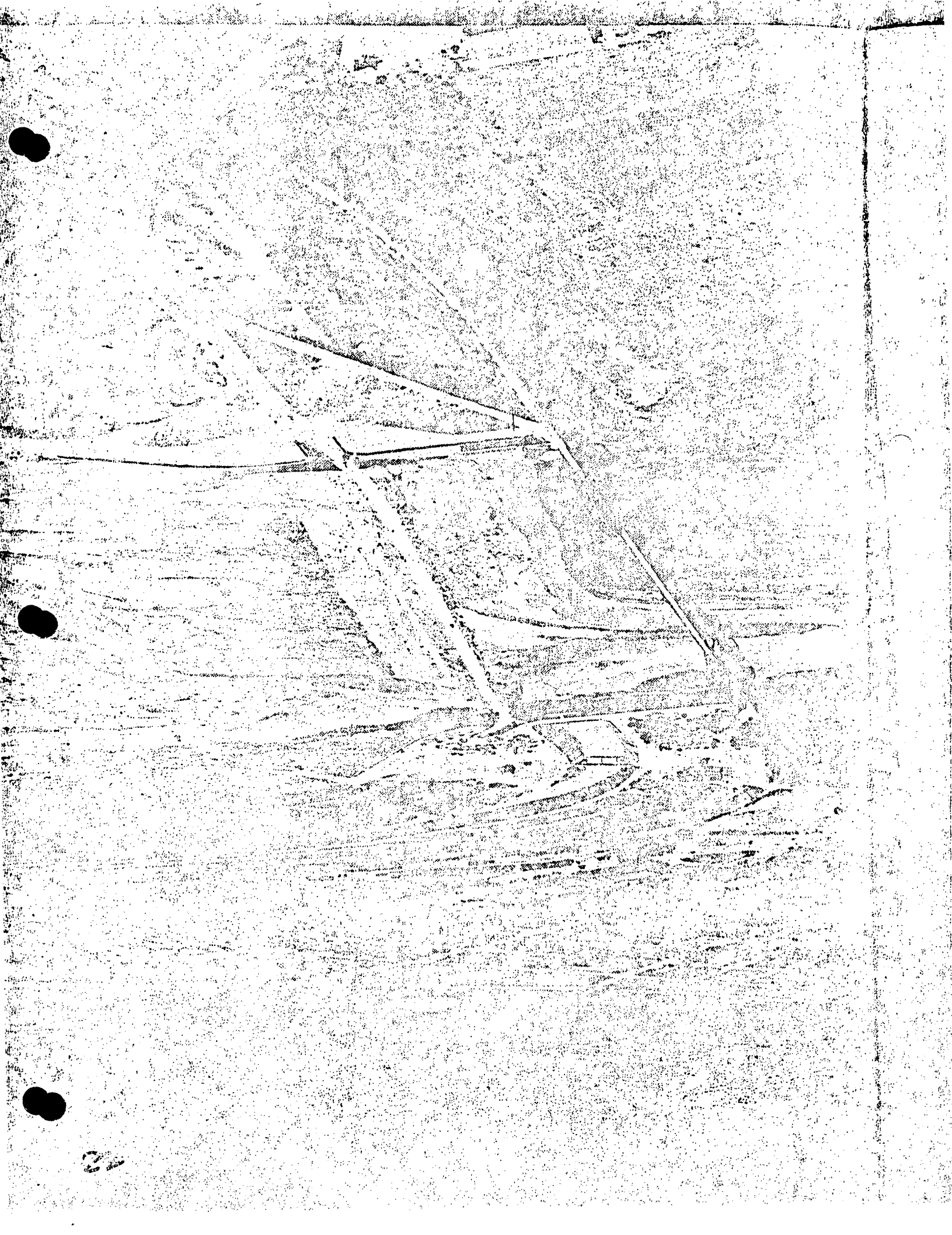
La presa derivadora de Culiacán se construyó inmediatamente aguas abajo de la confluencia de los ríos Humaya y Tamazula, donde el río Culiacán sale a la gran planicie costera del Estado de Sinaloa y precisamente en el sitio donde se construía la presa provisional. Descripción general de la obra

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 amplio 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 banqueta 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.

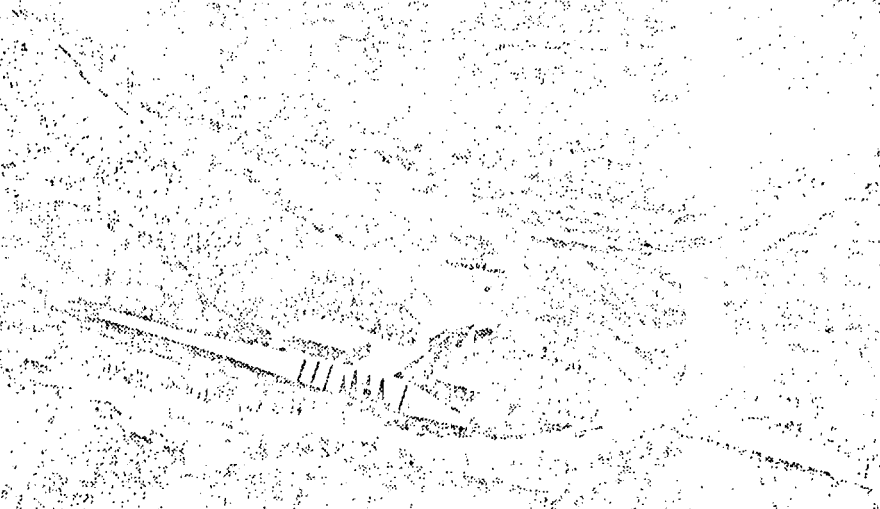
En el delantal de enrocamiento se construyeron 4 costillas de concreto paralelas al muro vertedor y espaciadas 10.00 m de centro a centro, quedando la primera a 15.00 m del extremo de la losa. Estas costillas tienen como mínimo 1.50 m de espesor en la superficie, 1.00 m en la base y 1.50 m de profundidad 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



FERRA DERIVADORA DE CULIACAN. Obra de limpia de la margen derecha en construcción

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 borde 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

46



PRESA 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 fué 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
de una avenida de 1 200 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 - **Situación**
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 Lo
renzo, en el municipio de Culiacán del Estado de Sinaloa.

La presa de San Lorenzo es la estructura derivadora del Distri- **Objeto**
to 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.

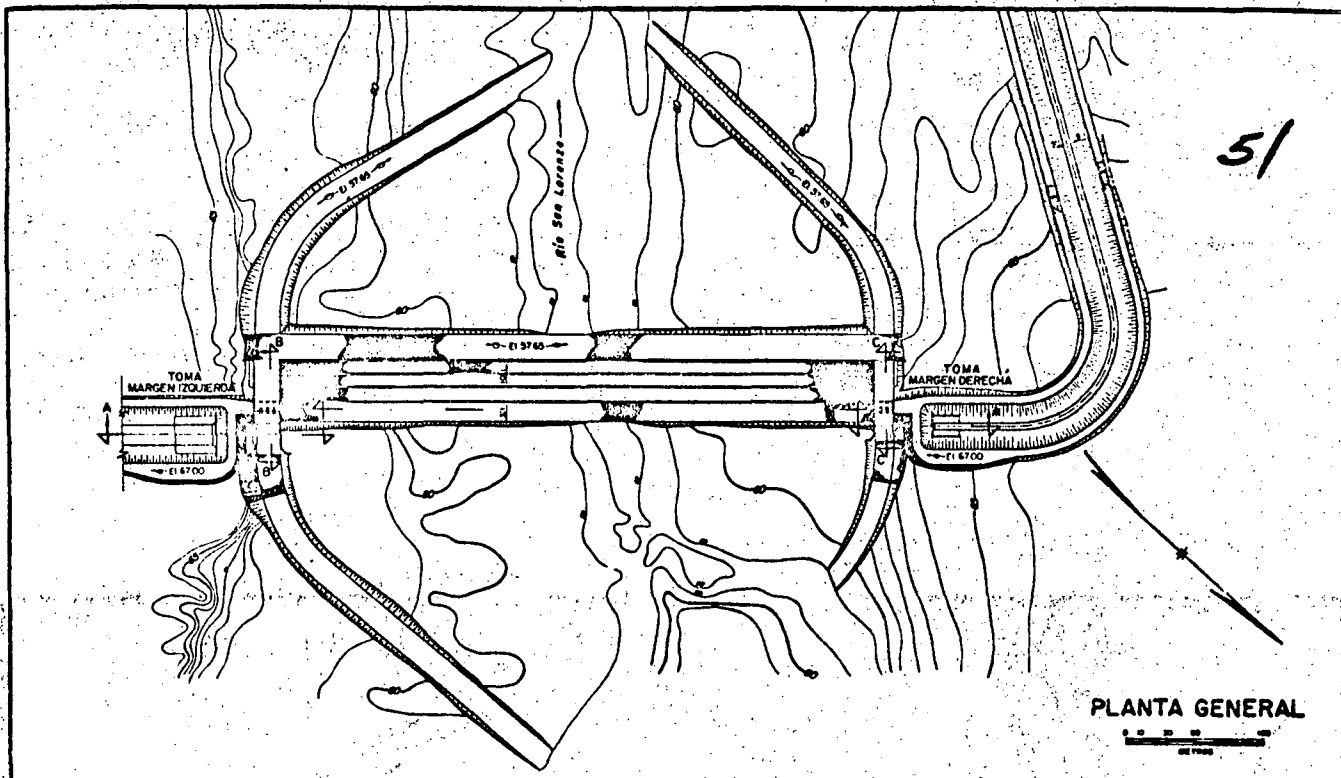
La presa tiene como objetivo inmediato derivar las aguas de es-
tiaje del río San Lorenzo para mejorar el abastecimiento de agua de -
una superficie de 10 000 Ha de terrenos situados en ambas márgenes y
que actualmente reciben riego en forma deficiente. A continuación se
ampliarán los sistemas de conducción 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 de-
rivar las aguas del río San Lorenzo, controladas en la presa de alma-
cenamiento de El Comedero, para regar una superficie total de 80 000
Ha distribuidas en ambas márgenes.

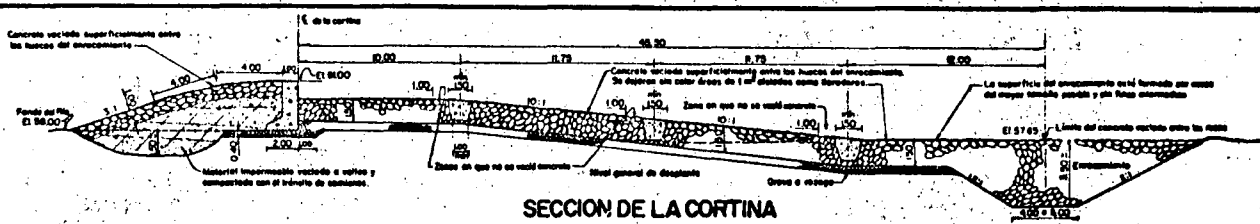
El aprovechamiento de las aguas de estiaje del río San Lorenzo **Antecedentes**
se inició a principios del presente siglo, al construirse el canal Ba
rrantes, que se inicia en un lugar cercano al rancho de San Lorenzo y
regaba en forma deficiente unas 5 000 Ha de terrenos de la margen de-
recha que abastecen 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.

La superficie dominada por ambos canales era de unas 10 000 Ha,
regándose anualmente en forma precaria, debido a la falta de una pre-
sa derivadora y de un sistema de riego bien acondicionado, una super-
ficie variable de acuerdo con el gasto de estiaje del río San Lorenzo,
teníendose dificultades en la zona agrícola tributaria del ingenio de
El Dorado, que impedían el abastecimiento eficiente de caña. Esta zo-
na no podía regarse con aguas del río Culiacán debido a las limitacio-
nes que se tienen para el aprovechamiento de esta corriente mientras
se construye un almacenamiento sobre el río Humaya.

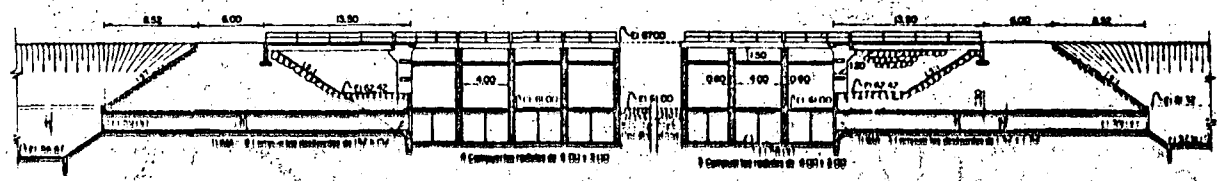
Ante esta situación, en el año de 1953 intervino la Secretaría
de Recursos Hidráulicos, iniciando en el mes de Octubre la construc-
ción de la presa derivadora de San Lorenzo, que se terminó en Julio -
de 1954.



PLANTA GENERAL
0 20 40 60 80 100
Metros

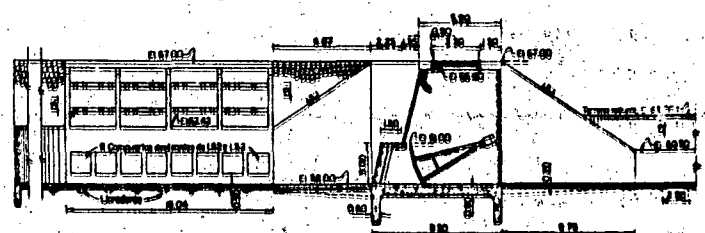


SECCION DE LA CORTINA

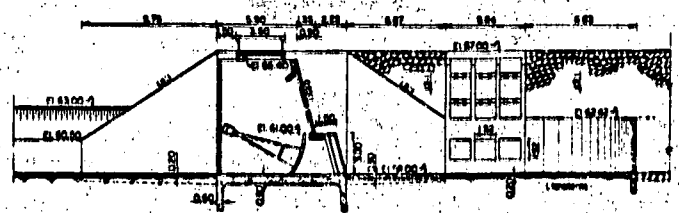


CORTE A-A

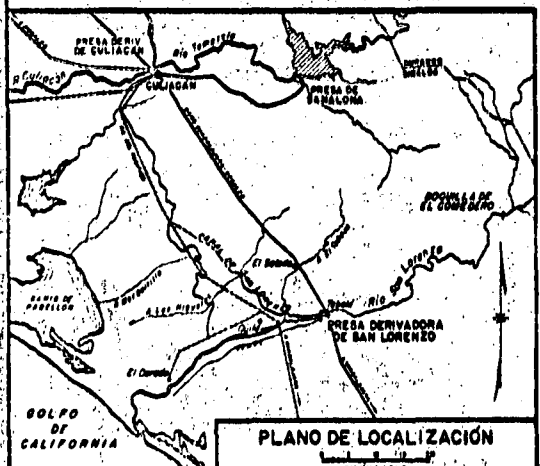
DATOS DEL PROYECTO	
Elevación de la cresta vertedera	61.00 m
Longitud de la cresta vertedera	435.00 m
Área máxima	8.000 m ²
Carga máxima	
Elevación de la pantalla en la toma izquierda	59.00 m
Elevación de la pantalla en la toma derecha	59.00 m
Capacidad de la toma izquierda	65.00 m ³ /s
Capacidad de la toma derecha	20.00 m ³ /s



CORTE B-B



CORTE C-C



PLANO DE LOCALIZACIÓN

DISTRITO DE RIEGO DEL RIO SAN LORENZO, SIN.
PRESA DERIVADORA DE SAN LORENZO

Esta presa está provista de una obra de toma en cada margen donde 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 limpia de la margen derecha.

54

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 permitan 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.

58

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.

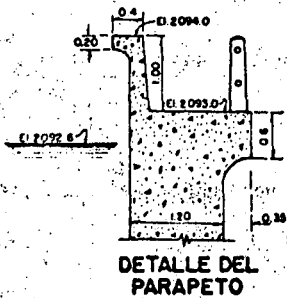
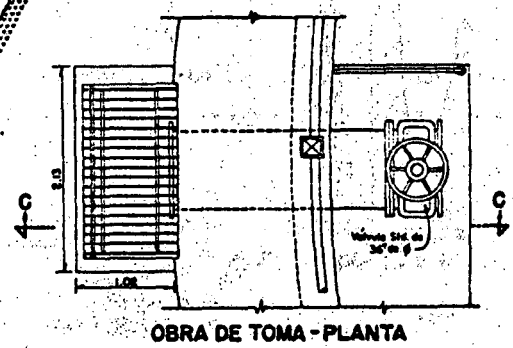
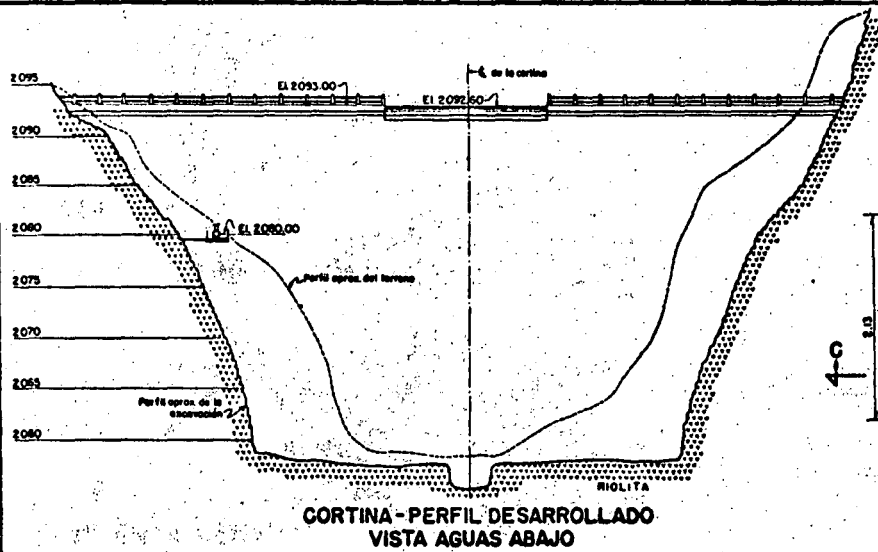
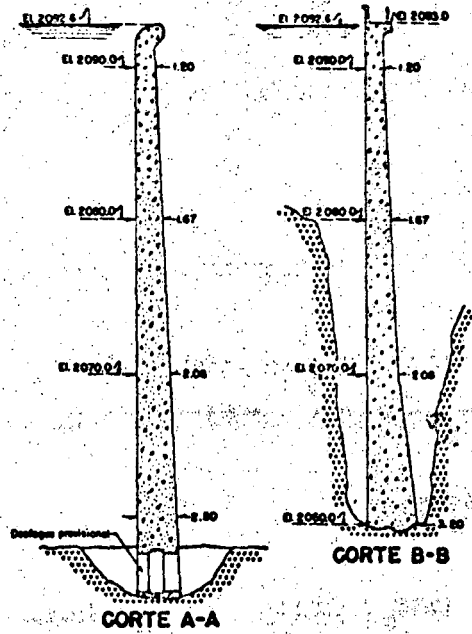
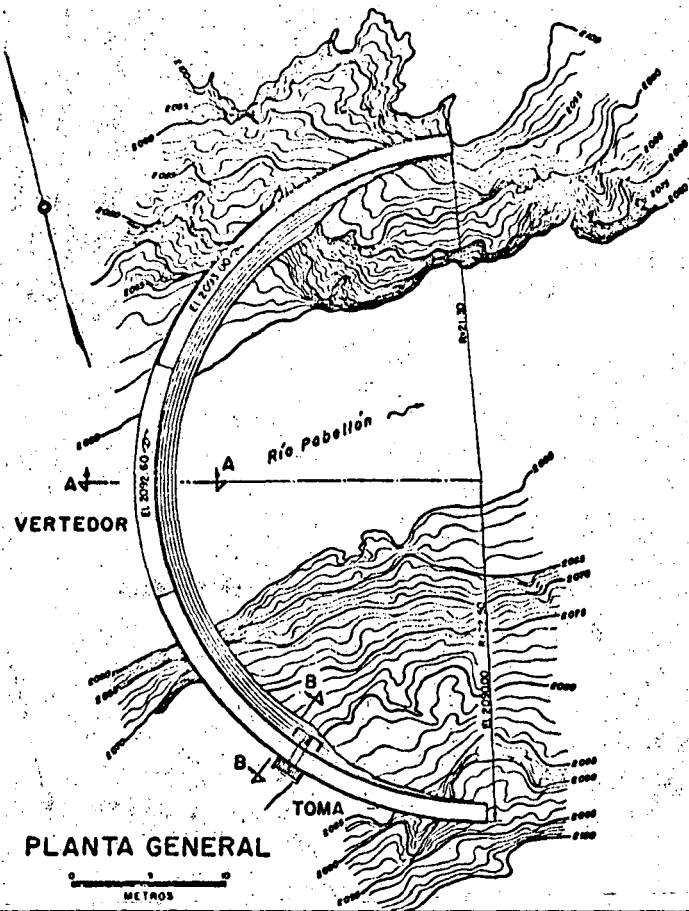
La presa de Pabellón tiene por objeto derivar los volúmenes de agua escurridos por el río Pabellón hacia la presa Calles, a través del túnel de Potrerillos, a fin de poder aumentar las extracciones de aquélla para satisfacer las demandas de riego del Distrito de Riego de Pabellón. **Objeto**

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**

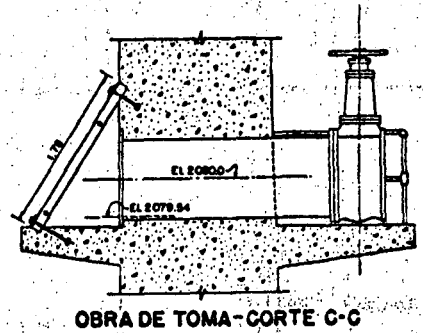
La construcción de la presa derivadora de Pabellón fué uno de los últimos trabajos realizados en el Distrito y se llevó a cabo de 1930 a 1931, después de construida la presa Calles y demás obras complementarias.

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	
Elevación de la cresta vertedero	2092.60 m
Longitud de la cresta vertedero	15.00 m
Elevación de la planilla en la entrada del túnel N° 2	2086.40 m



DISTRITO DE RIEGO DE PABELLON, AGS.
PRESA DERIVADORA DE PABELLON

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, realiza- Cosots dos en 1930 y 1931 tuvieron un costo total de \$ 160 000.00, incluyen do el costo de acondicionamiento del camino de construcción, y el campamento.

En la actualidad se han incrementado notablemente los para este tipo de obras.



62

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

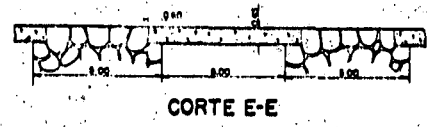
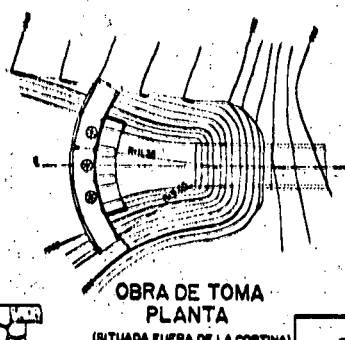
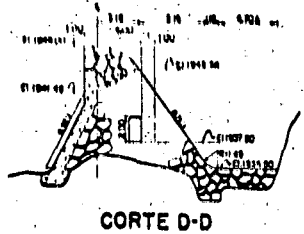
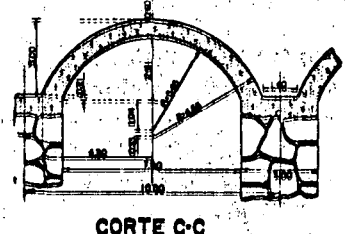
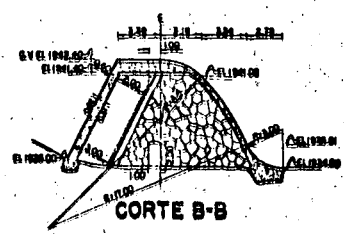
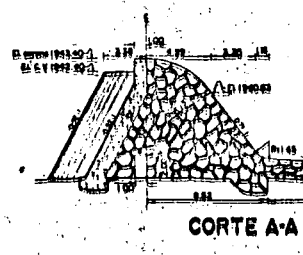
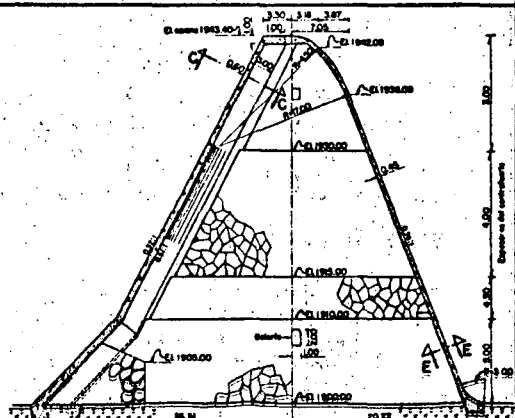
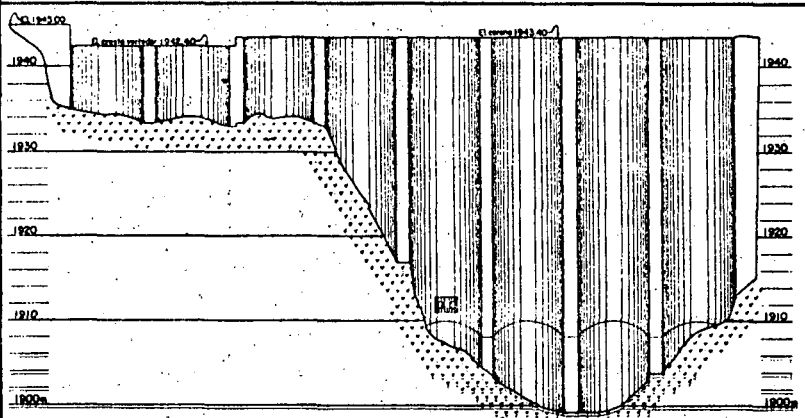
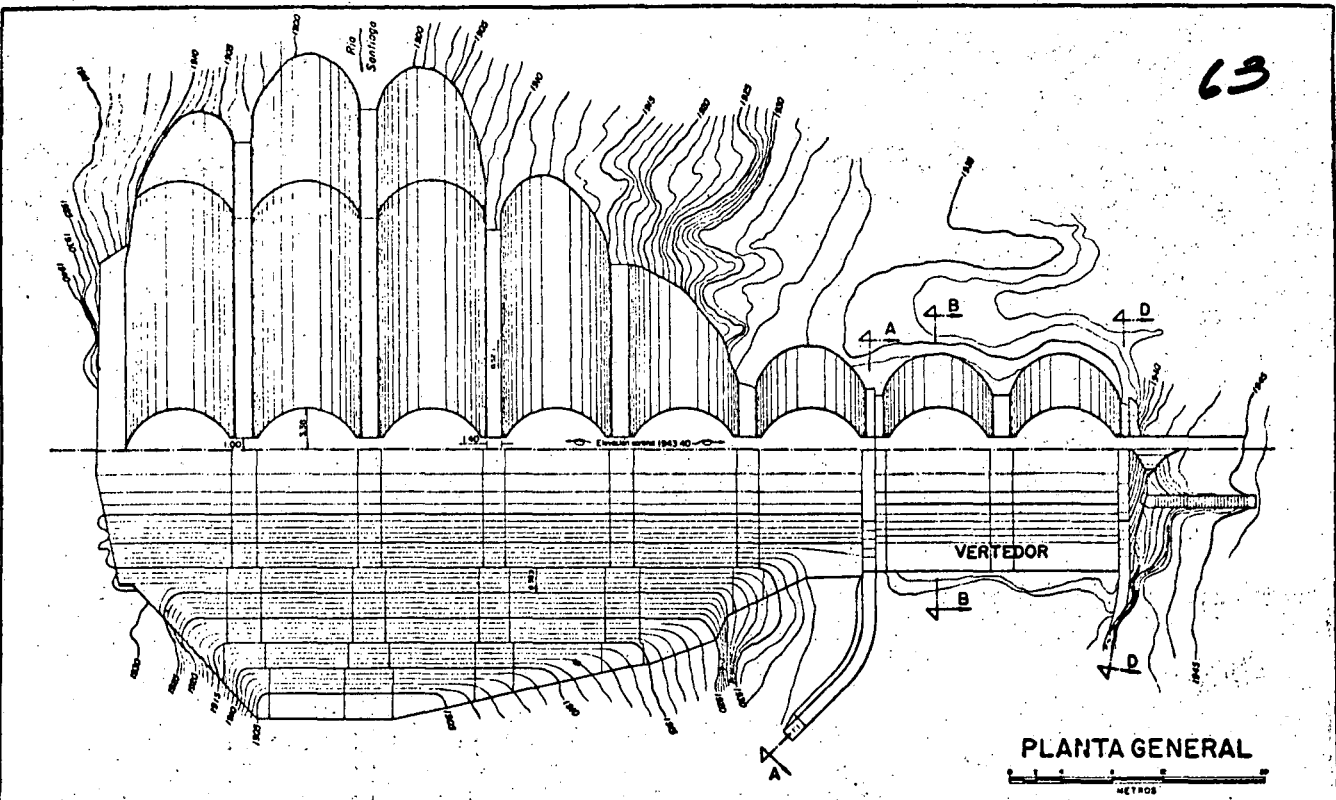
Se estudiaron varios sitios para la construcción de la presa y los primeros kilómetros del canal principal. En el sitio finalmente aceptado para la derivación, localizado a la salida del cañón, se estudiaron dos alternativas para conducir el agua a los terrenos de riego; la primera consiste en un canal 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 limpiá 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

63



DATOS DEL PROYECTO	
Capacidad total del vaso	100.000.000 m ³
Longitud de la corona	60 m
Elevación de la corona vertedera	1943.40 m
Elevación de la toma (Túnel)	1939.00 m
Elevación de la toma (Corfina)	1912.00 m

DISTRITO DE RIEGO DE PABELLON, AGS.
PRESA DERIVADORA DE JOCOQUI

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 canto a centro y construidos 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 Jocoqui 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 Cañón de Santiago. Sitio donde se construyó la presa de Jocoqui.

66



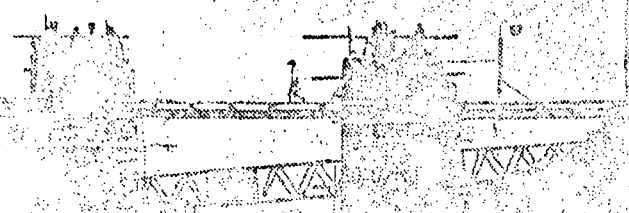
PRESA DERIVADORA JOCOQUI. Vista del lado de aguas abajo durante la construcción.

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 desde 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.



69

PRESA DERIVADORA DE LAS PILASDISTRITO DE RIEGO DEL RÍO 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

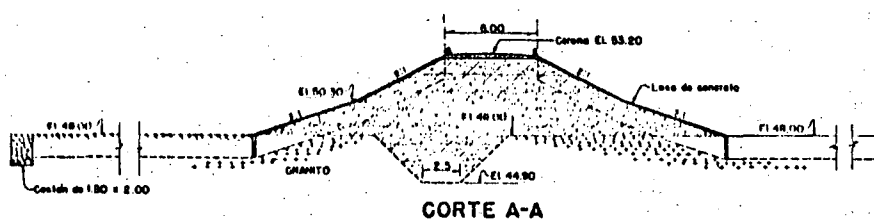
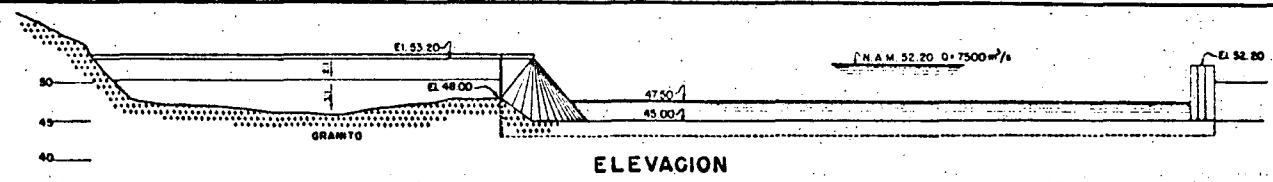
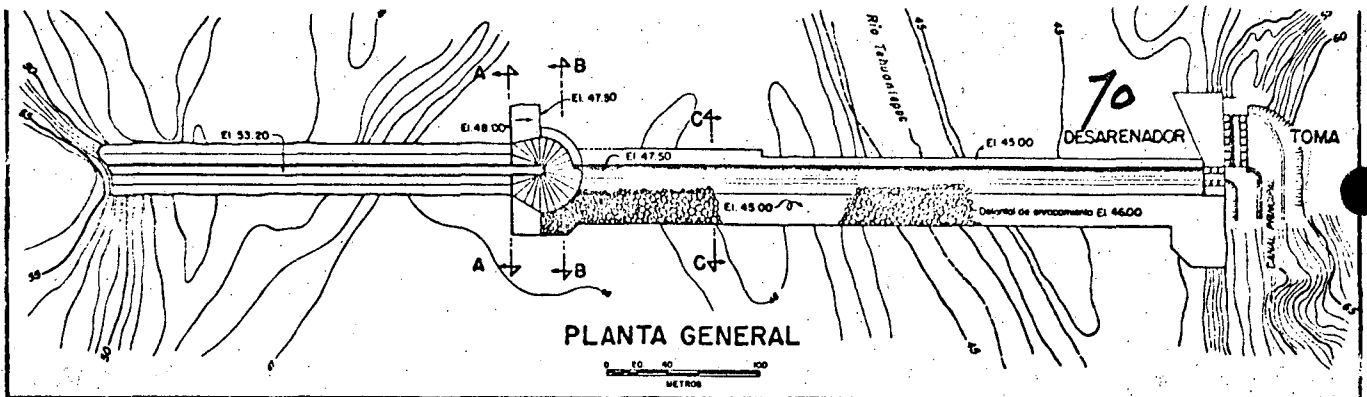
La derivación de las aguas se hacía mediante un represo provisional construido a través del río, formado con horcones de madera que servían de puntales a una palizada rolliza sobre la que se colocaban ramas y hojas de plátano, cubiertas con piedras y arena del cauce del río. Este represo permitía la sobreelevación 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.

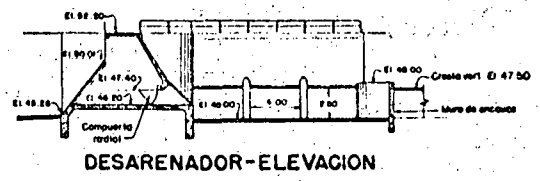
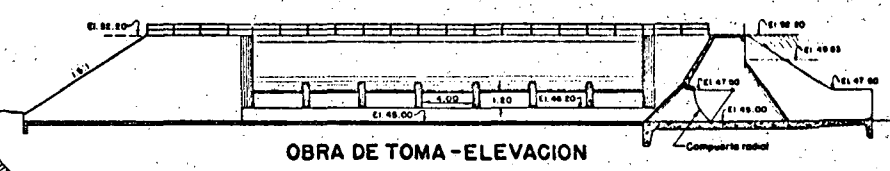
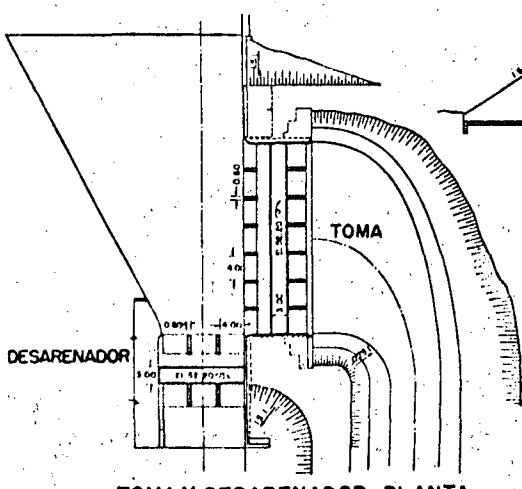
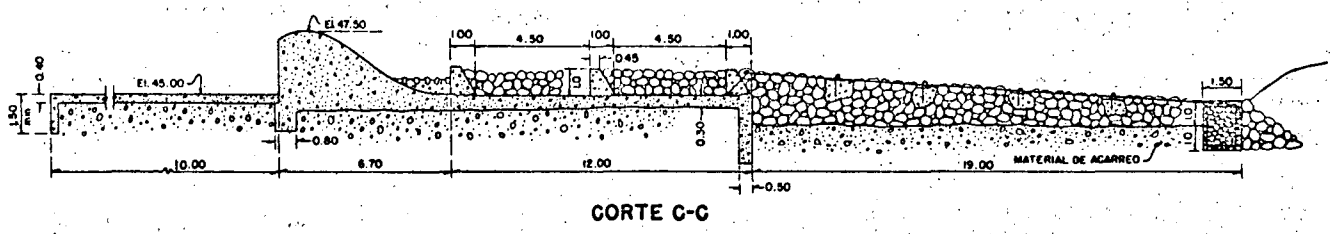
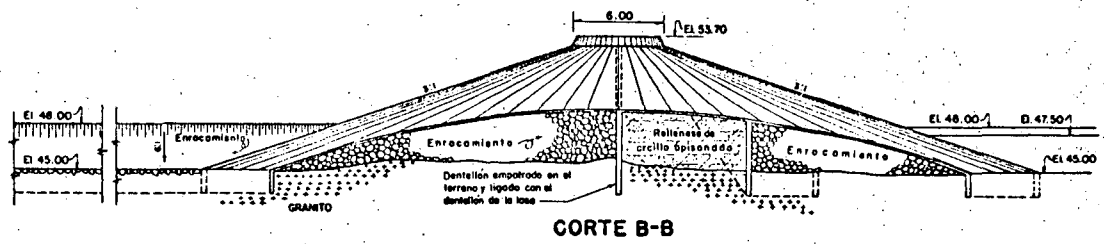
En diferentes ocasiones a partir de la segunda decena del presente siglo se efectuaron reconocimientos preliminares de la región, atendiendo solicitudes para la construcción de obras de riego, pero fué hasta el año de 1935 cuando la extinta Comisión Nacional de Irrigación inició los estudios que permitieron 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 cresta vertedera	47.50m
Longitud de la cresta vertedera	400.00m
Área máxima	7.500 (Xm ²)
Carga máxima hasta la elev 52.20	4.7 (m ²)
Elevación de la planilla de la toma	46.20m
Capacidad de la toma	50m ³
Elevación del nivel del agua en la toma	46.90m



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 caminos 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 fué 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 ele



PRESA DERIVADORA DE LAS PILAS. Obras de toma y de limpia.

vación 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.

79



PRESA 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 ciclopeo 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.

Fué 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 removida 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.

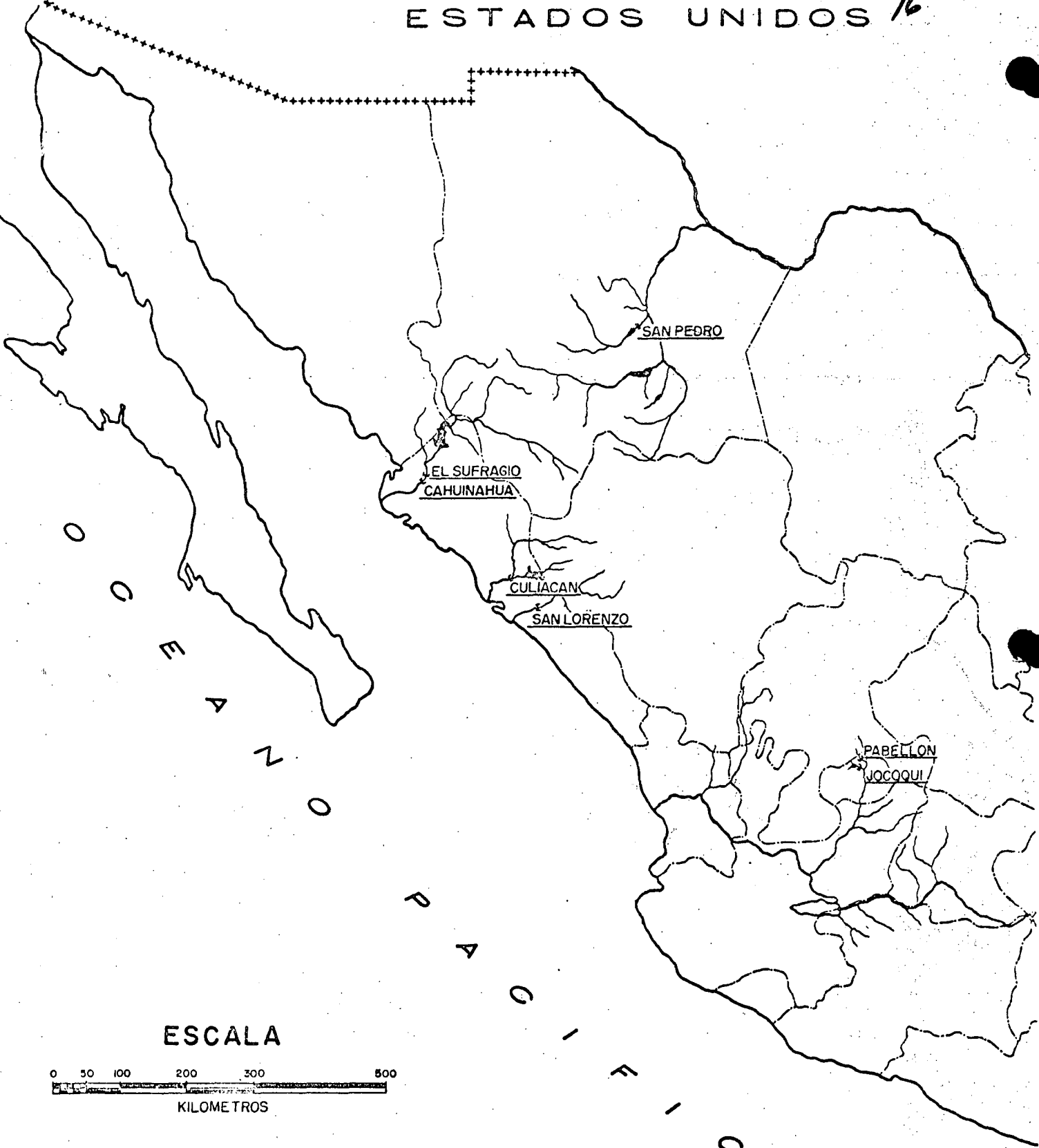
La presa así reparada ha venido trabajando bien, desde su terminación en 1946.

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.

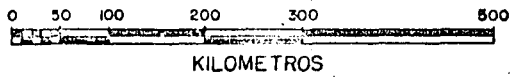
La cantidad total erogada en construir y reconstruir la presa resulta así de \$ 5 150 082.33.

MORELOS

ESTADOS UNIDOS 76



ESCALA



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS

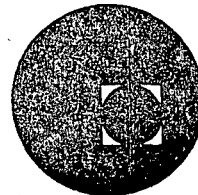
PRESAS DE DERIVACION

Presas	Río	Estado
Morelos	Colorado	Baja California
San Pedro	San Pedro	Chihuahua
El Sufragio	Fuerte	Sinaloa
Cahuinahua	Fuerte	Sinaloa
Culiacán	Culiacán	Sinaloa
San Lorenzo	San Lorenzo	Sinaloa
Pabellón	Pabellón	Aguascalientes
Jocoqui	Santiago	Aguascalientes
Las Pilas	Tehuantepec	Oaxaca





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



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

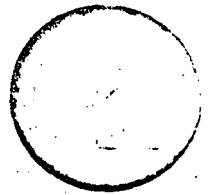
APUNTES PARA SELECCION DE EQUIPOS DE BOMBEO
CALCULO Y GRAFICAS

ING. RODOLFO ORTEGA ARMENDARIZ



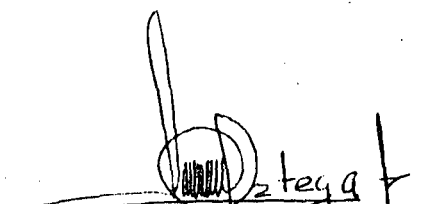


centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO DE OBRAS HIDRAULICAS

APUNTES PARA SELECCION DE EQUIPOS DE BOMBEO
CALCULOS Y GRAFICAS.


Ing- Rodolfo Antonio Ortega Armendáriz

Tacuba 5, primer piso. México 1, D.F.
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95

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 carcaza ó envolvente.
 - a).- De voluta.
 - b).- De carcaza 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 descarga 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 CAMO HUMEDO.

- 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.

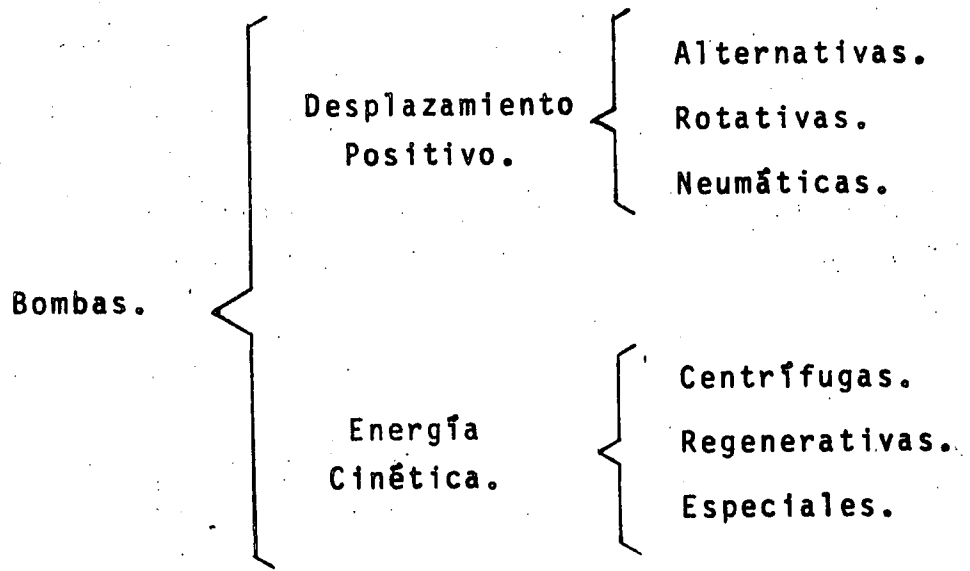
I.- GENERALIDADES.

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 engranes, 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.

I.3.- Campo hidráulico de cobertura. Ver FIG. # 1.

PRESSION KE/CM²

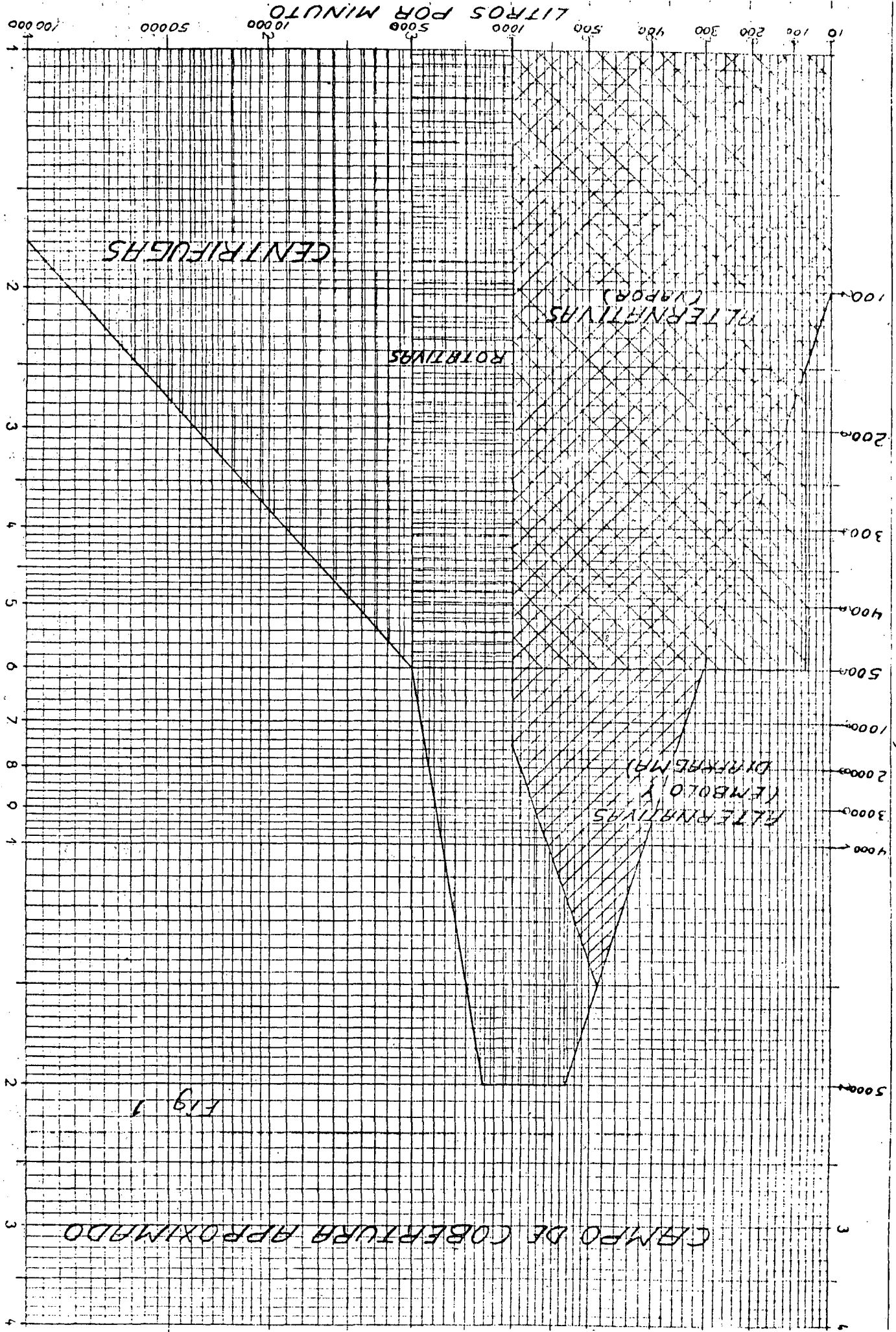


Fig 1

CAMPO DE COBERTURA APROXIMADO

I.4.- Justificación del uso de bombas Centrífugas.

Uno de los factores más importantes que han contribuido al creciente uso de bombas centrífugas 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 centrífugas más ligeras y baratas conectadas directamente.

Las bombas centrífugas 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 centrífugas son de menor tamaño para una capacidad dada, reduciendo así el costo de la cimentación y de la bomba.

Las bombas centrífugas 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 acoplamientos 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-

11

5

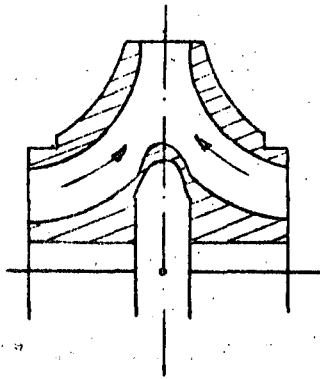
palmente por la acción de una fuerza centrífuga. - El fluido entra normalmente al ojo del impulsor y fluye radialmente hacia la periferia. Ver. FIG. #2.

II.2.- Flujo axial.

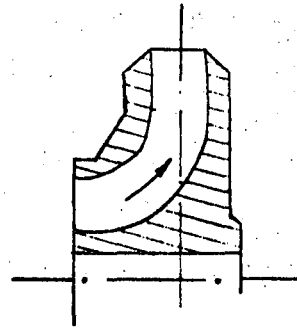
Bombas en las cuales la carga se desarrolla por la acción de impulso o elevación de las aspas del impulsor sobre el líquido. Tienen impulsor de simple succión y el flujo entra axialmente y sale axialmente. Ver. FIG. # 3.

II.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.

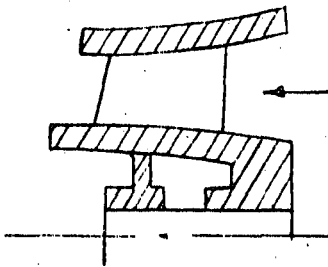


Impulsor de flujo radial
doble succión

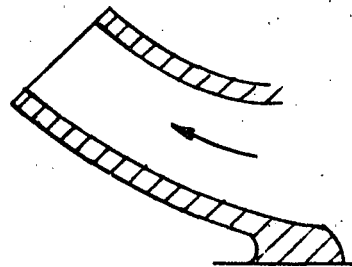


Impulsor de flujo radial
simple succión

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.

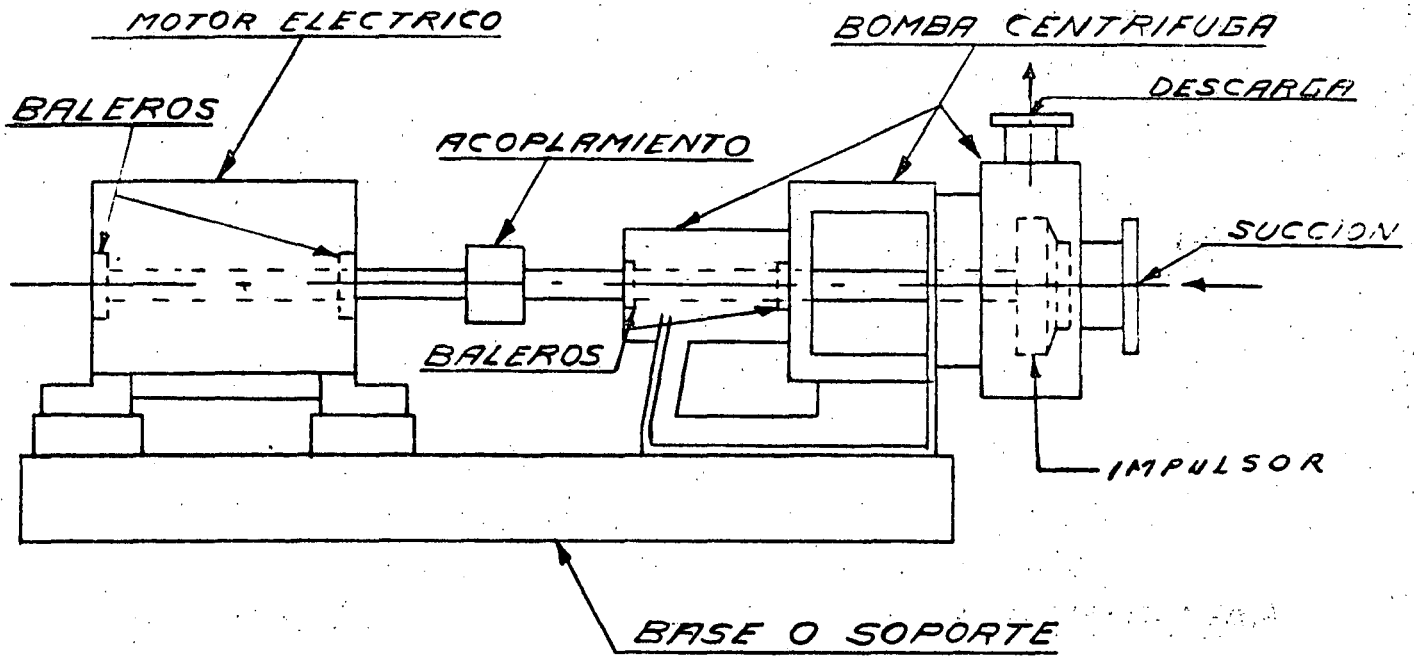


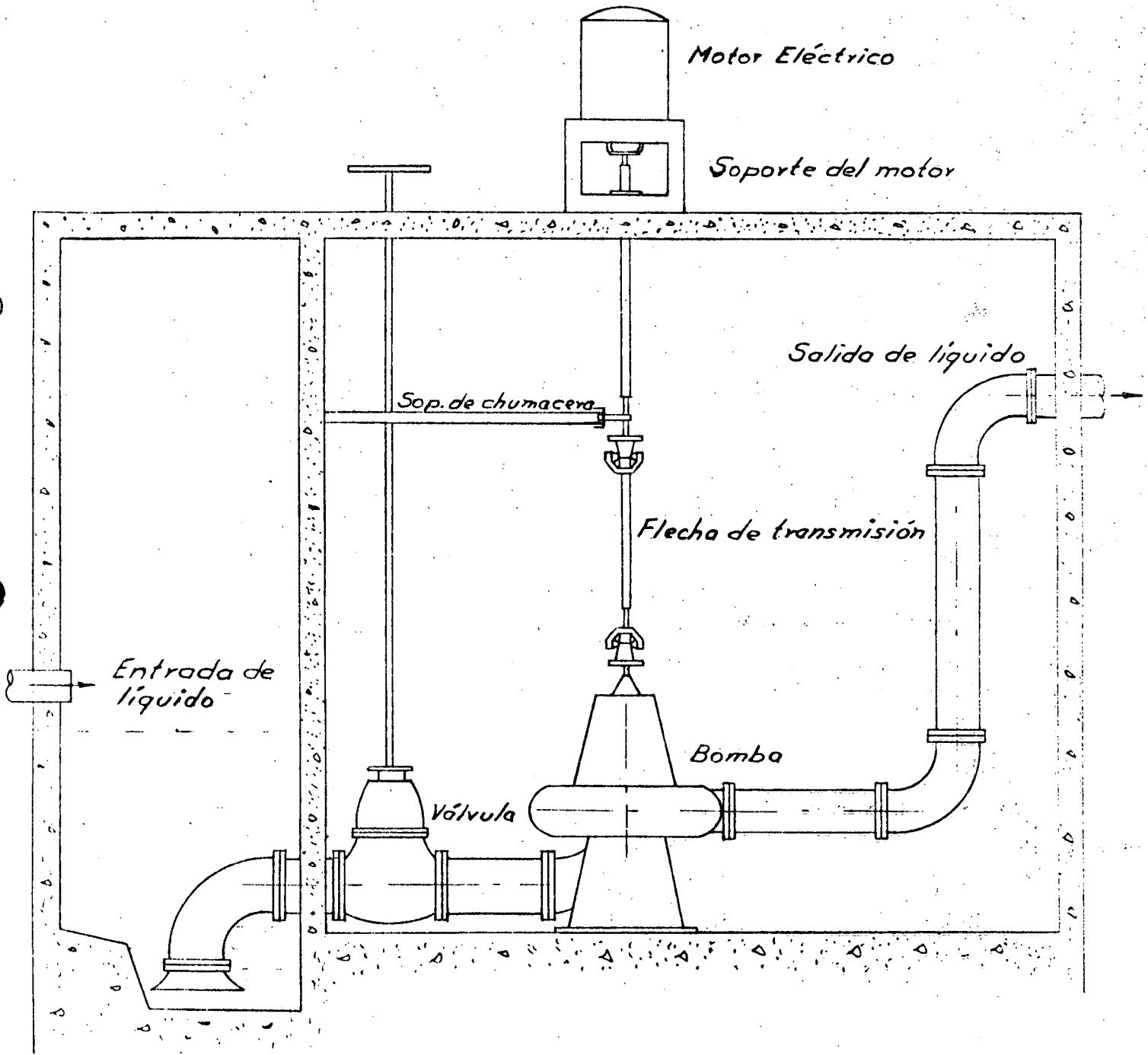
FIG. 5

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 pre-determinado, 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

c).- Vertical (del tipo sumergido).

Bomba sumergida en el líquido 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.

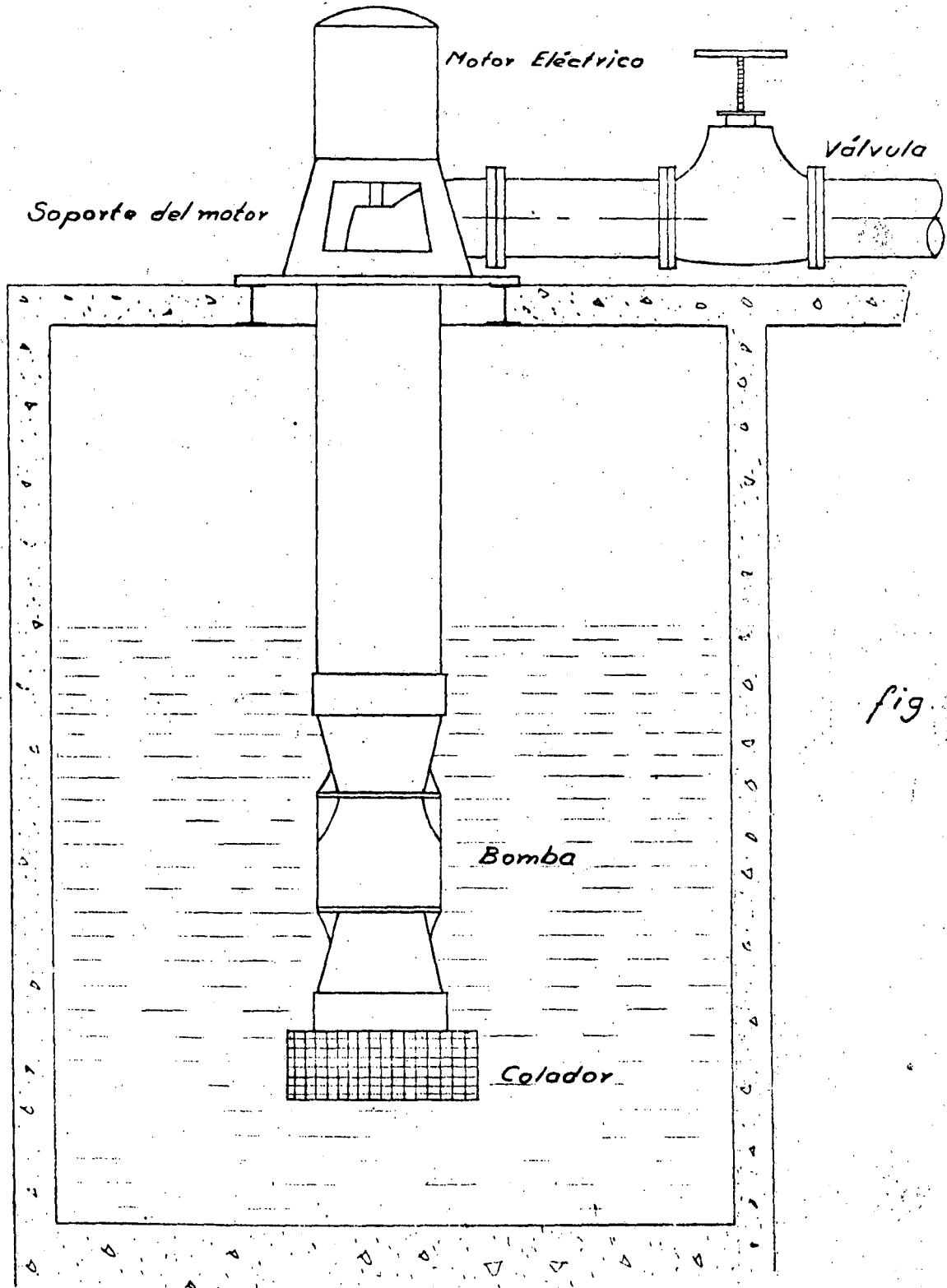


fig 7

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/min y tan altas como 94625 Lt/min 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 intermedios (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 consiste de la propia columna de tubo, la transmisión 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 descarga (para descarga arriba del nivel del suelo) , el motor o soporte del motor, y ya sea el estopero (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 álabes 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.

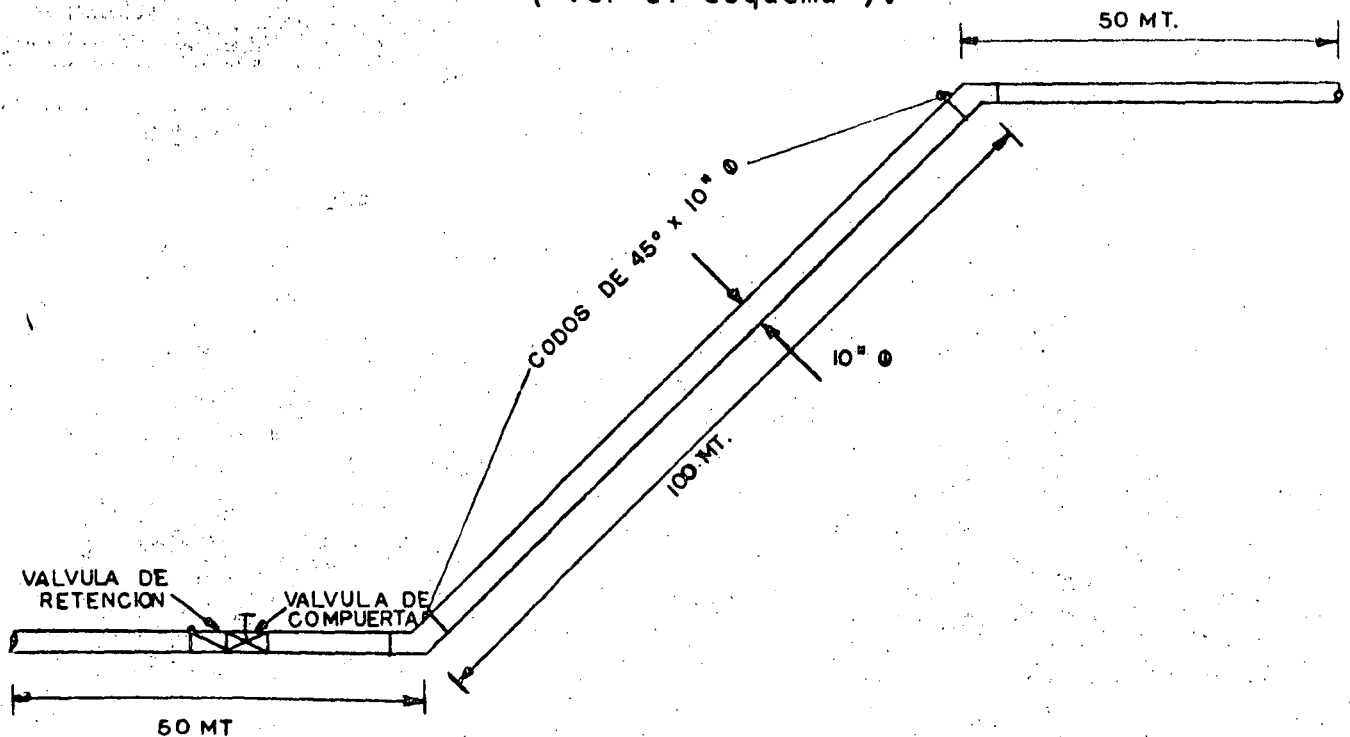
V.1.1.- Determinación del gasto y la carga.

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).



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:

$$L_{eq_{vr}} = 20 \text{ m.}$$

La longitud equivalente de la válvula de - compuerta, cuando está completamente abierta; es:

$$L_{eq_{vc}} = 2.5 \text{ m.}$$

La longitud equivalente de los dos codos - de 45° es:

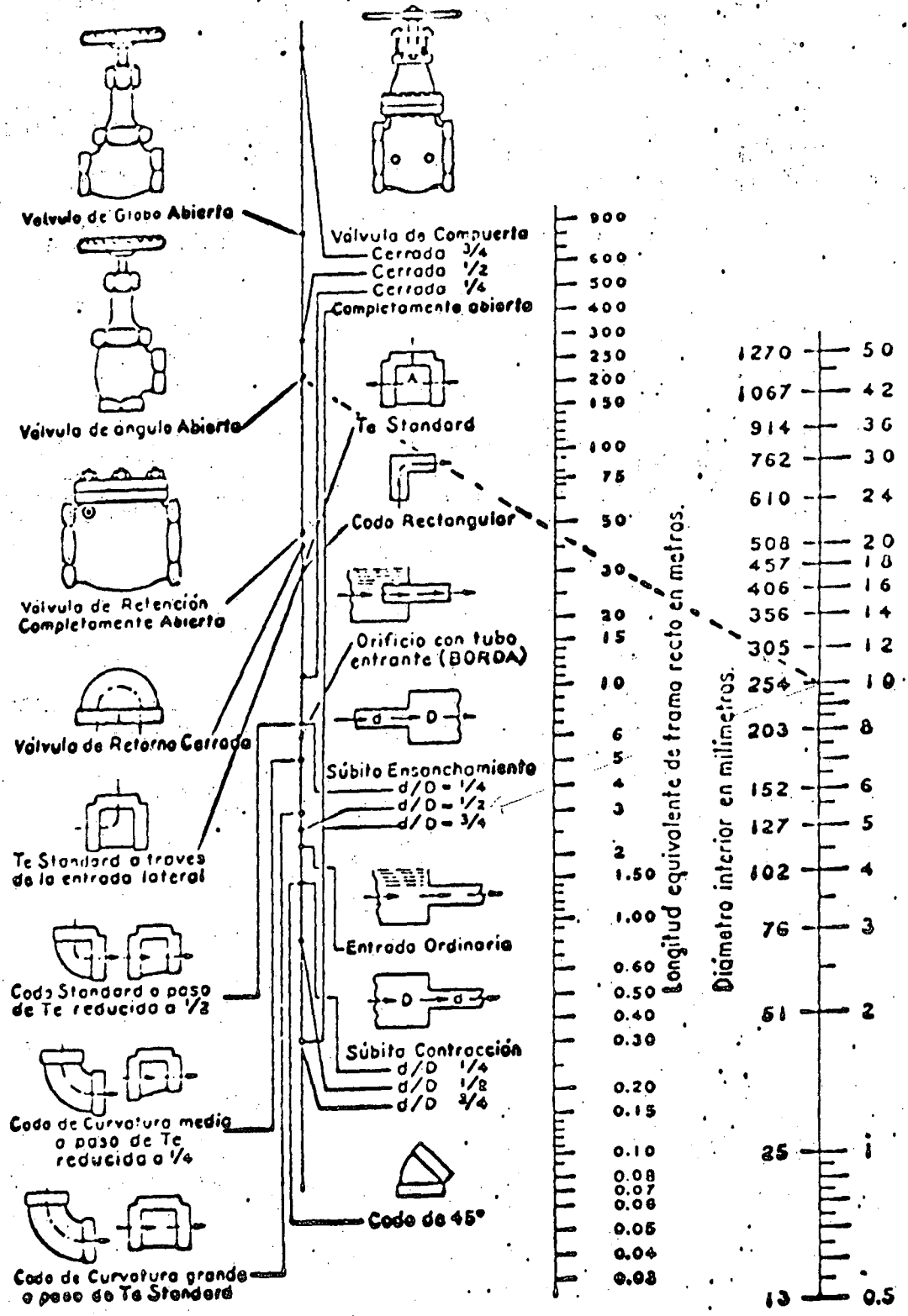
$$L_{eq_c} = 2 (4) = 8 \text{ m.}$$

La longitud equivalente total es:

$$L_{eq_t} = 20 + 2.5 + 8 = 30.5 \text{ m.}$$

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.

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.

SECTION II--FRICTION OF WATER

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 $\nu = 0.00001216$ 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

$\frac{1}{4}$ " 0.364" 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	31.8
2.0	6.17	0.59	69.0	3.5	5.88	0.54	42.6
2.5	7.71	0.92	105.0	4.0	6.72	0.70	54.9
3.0	9.25	1.33	148.0	5.0	8.40	1.10	83.5
3.5	10.79	1.81	200.0	6.0	10.08	1.53	113.0
4.0	12.33	2.36	259.0	7.0	11.80	2.15	153.0
5.0	15.42	3.69	398.0	8.0	13.40	2.81	205.0
				9.0	15.10	3.56	258.0
				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	3.0	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	4.21
3.5	3.70	0.21	13.3	5.0	3.01	0.14	6.32
4.0	4.22	0.28	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	0.36	15.0
7.0	7.39	0.85	48.7	9.0	5.42	0.46	18.8
8.0	8.45	1.11	62.7	10.0	6.02	0.56	23.0
9.0	9.50	1.40	78.3	12.0	7.22	0.81	32.6
10.0	10.56	1.73	95.9	14.0	8.42	1.10	43.5
12.0	12.70	2.49	136.0	16.0	9.63	1.44	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	101.0
				24.0	14.40	3.24	122.0
				26.0	15.60	3.80	143.0
				28.0	16.80	4.41	161.0

CAUTION: No allowance has been made for age, differences 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 15% is recommended.

Courtesy Hydraulic Institute. See Page 6.

30

TABLE I. (Cont.)
FRICTION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW
WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

1" 1.049" inside dia.				1 1/4" 1.380" 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
6	2.33	0.03	2.63	10	2.15	0.72	1.77
8	2.97	0.14	4.51	12	2.57	0.10	2.48
10	3.71	0.21	6.86	14	3.00	0.14	3.28
12	4.45	0.31	9.62	16	3.43	0.18	4.20
14	5.20	0.42	12.8	18	3.86	0.23	5.22
16	5.94	0.55	16.5	20	4.29	0.29	6.34
18	6.68	0.69	20.6	22	4.72	0.35	7.59
20	7.42	0.86	25.1	24	5.15	0.41	8.92
22	8.17	1.04	30.2	25	5.36	0.45	9.6
24	8.91	1.23	35.6	30	6.44	0.64	13.6
25	9.27	1.34	38.7	35	7.51	0.87	18.2
30	11.1	1.93	51.6	40	8.58	1.14	23.5
35	13.0	2.63	73.3	45	9.65	1.44	29.4
40	14.8	3.43	95.0	50	10.7	1.79	36.0
45	16.7	4.34	119.0	55	11.8	2.16	43.2
50	18.6	5.35	146.0	60	12.9	2.57	51.0
55	20.4	6.46	176.0	65	13.9	3.02	59.6
60	22.3	7.71	209.0	70	15.0	3.50	68.8
65	24.2	9.10	245.0	75	16.1	4.03	78.7
70	26.0	10.49	283.0	80	17.2	4.58	89.2
75	27.9	12.10	324.0	85	18.2	5.15	100.0
80	29.7	13.7	367.0	90	19.3	5.79	112.0
				95	20.4	6.45	125.0
				100	21.5	7.15	138.0
				120	25.7	10.3	197.0
				140	30.0	14.0	267.0

1 1/2" 1.610" 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
14	2.21	0.09	1.53	65	10.24	1.63	27.1
15	2.52	0.10	1.96	70	11.03	1.89	31.3
18	2.84	0.12	2.42	75	11.8	2.16	35.8
20	3.15	0.15	2.91	80	12.6	2.47	40.5
22	3.47	0.19	3.52	85	13.4	2.79	45.6
24	3.73	0.22	4.14	90	14.2	3.13	51.0
25	3.94	0.24	4.48	95	15.0	3.49	56.5
30	4.73	0.38	6.26	100	15.8	3.86	62.2
35	5.51	0.47	8.37	120	18.9	5.56	89.3
40	6.30	0.62	10.79	140	22.1	7.56	119.0
45	7.04	0.78	13.45	160	25.2	9.88	156.0
50	7.83	0.97	16.4	180	28.4	12.50	196.0
55	8.67	1.17	19.7	200	31.5	15.40	241.0
60	9.48	1.39	23.2				

CAUTION: No allowance has been made for age differences in diameter resulting from manufacturing tolerances or 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 15% is recommended.

TABLE I. (Cont.)
FRICTION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW
WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

2" 2.067" inside dia.				2 1/2" 2.469" 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	0.03	1.20	25	1.68	0.01	0.54
25	2.39	0.09	1.29	30	2.01	0.06	0.75
30	2.87	0.13	1.52	35	2.35	0.09	1.00
35	3.35	0.17	2.42	40	2.68	0.11	1.28
40	3.83	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	60	4.02	0.25	2.72
55	5.25	0.43	5.51	70	4.69	0.34	3.63
60	5.74	0.51	6.59	80	5.36	0.45	4.66
65	6.21	0.60	7.70	90	6.03	0.57	5.82
70	6.69	0.70	8.86	100	6.70	0.70	7.11
75	7.16	0.80	10.15	120	8.04	1.00	10.0
80	7.65	0.91	11.10	140	9.38	1.37	13.5
85	8.11	1.03	12.6	160	10.7	1.79	17.4
90	8.60	1.15	14.2	180	12.1	2.26	21.9
95	9.09	1.29	15.8	200	13.4	2.79	26.7
100	9.56	1.42	17.4	220	14.7	3.38	32.2
120	11.5	2.05	24.7	240	16.1	4.02	38.1
140	13.4	2.78	33.2	260	17.4	4.72	44.5
160	15.3	3.61	43.0	280	18.8	5.47	51.3
180	17.2	4.60	51.1	300	20.1	6.28	58.5
200	19.1	5.68	66.3	350	23.5	8.55	79.2
220	21.0	6.88	80.0	400	26.8	11.2	103.0
240	22.9	8.18	95.0				
260	24.9	9.60	111.0				
280	26.8	11.14	128.0				
300	28.7	12.8	146.0				

3" 3.063" 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
50	2.17	0.07	0.66	220	9.55	1.42	10.7
60	2.60	0.11	0.92	240	10.4	1.69	12.6
70	3.04	0.14	1.22	260	11.3	1.98	14.7
80	3.47	0.19	1.57	280	12.2	2.29	16.9
90	3.91	0.24	1.96	300	13.0	2.63	19.2
100	4.34	0.29	2.39	350	15.2	3.58	26.1
120	5.21	0.42	3.37	400	17.4	4.68	33.9
140	6.03	0.57	4.51	500	21.7	7.32	52.5
160	6.94	0.75	5.81	550	23.8	8.85	63.2
180	7.81	0.95	7.28	600	26.0	10.5	74.8
200	8.68	1.17	8.90	700	30.4	14.3	101.0

CAUTION: No allowance has been made for age differences 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 15% is recommended.

TABLE 1. (Cont.)
FRICTION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW
WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

4" 4.026" inside dia.				5" 5.047" inside dia.			
U.S. Gals. Per Min.	vel. f.p.s.	vel. head $\frac{1}{2}$ g feet	frict. loss $\frac{h}{f}$ feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f.p.s.	vel. head $\frac{1}{2}$ g feet	frict. loss $\frac{h}{f}$ feet
90	2.27	0.08	0.52	140	2.25	0.08	0.380
100	2.52	0.10	0.62	160	2.57	0.10	0.487
120	3.02	0.14	0.83	180	2.89	0.13	0.606
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	1.035
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	1.58
260	6.55	0.67	3.74	350	5.61	0.49	2.11
280	7.06	0.77	4.30	400	6.41	0.64	2.72
300	7.56	0.89	4.89	450	7.22	0.81	3.41
350	8.82	1.21	6.55	500	8.02	1.00	4.16
400	10.10	1.58	8.47	550	8.81	1.21	4.91
450	11.4	2.00	10.65	600	9.62	1.44	5.83
500	12.6	2.47	13.0	700	11.20	1.96	7.93
550	13.9	3.00	15.7	800	12.80	2.56	10.22
600	15.1	3.55	18.6	900	14.40	3.24	12.90
700	17.6	4.84	25.0	1000	16.00	4.00	15.80
800	20.2	6.32	32.4	1200	19.20	5.76	22.50
900	22.7	8.00	40.3	1400	22.50	7.83	30.40
1000	25.2	9.87	50.2	1600	25.7	10.2	39.5
				1800	28.80	12.90	49.70

6" 6.065" inside dia.				8" 7.981" inside dia.				10" 10.020" inside dia.			
U.S. Gals. Per Min.	vel. f.p.s.	vel. head $\frac{1}{2}$ g feet	frict. loss $\frac{h}{f}$ feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f.p.s.	vel. head $\frac{1}{2}$ g feet	frict. loss $\frac{h}{f}$ feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f.p.s.	vel. head $\frac{1}{2}$ g feet	frict. loss $\frac{h}{f}$ feet
200	2.22	0.08	0.30	800	8.88	1.23	4.03	600	2.44	0.093	0.190
220	2.44	0.09	0.357	850	9.43	1.39	4.50	650	2.64	0.103	0.224
240	2.66	0.11	0.419	900	9.99	1.55	5.05	700	2.85	0.126	0.256
260	2.89	0.13	0.487	950	10.55	1.73	5.61	750	3.05	0.145	0.291
280	3.11	0.15	0.56	1000	11.10	1.92	6.17	800	3.25	0.164	0.329
300	3.33	0.17	0.637	1100	12.20	2.32	7.41	850	3.46	0.187	0.366
350	3.89	0.24	0.851	1200	13.30	2.76	8.76	900	3.66	0.209	0.410
400	4.44	0.31	1.09	1300	14.40	3.24	10.2	950	3.87	0.233	0.455
450	5.00	0.39	1.36	1400	15.50	3.76	11.8	1000	4.07	0.257	0.500
500	5.55	0.48	1.66	1500	16.70	4.31	13.5	1100	4.48	0.311	0.600
600	6.66	0.69	2.34	1600	17.80	4.91	15.4	1200	4.88	0.370	0.703
650	7.21	0.81	2.72	1700	18.90	5.54	17.3	1300	5.29	0.435	0.818
700	7.77	0.94	3.13	1800	20.00	6.21	19.4	1400	5.70	0.505	0.94
750	8.32	1.08	3.59	1900	21.10	6.92	21.6	1500	6.10	0.579	1.07
				2000	22.20	7.67	23.8	1600	6.51	0.659	1.21
								1700	6.92	0.743	1.36
								1800	7.32	0.835	1.52
								1900	7.73	0.930	1.68
								2000	8.14	1.030	1.86
								2100	8.55	1.135	2.05
								2200	8.94	1.240	2.25
								2300	10.2	1.62	2.86
								3000	12.2	2.31	4.06
								3500	14.2	3.14	5.46
								4000	16.3	4.12	7.07
								4500	18.3	5.20	8.91
								5000	20.3	6.42	11.00
								6000	24.4	9.29	15.90

CAUTION: No allowance has been made for age, differences 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 15% is recommended.

TABLE 1. (Cont.)
FRICTION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW
WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

8" 7.981" inside dia.				10" 10.020" inside dia.				12" 11.935" inside dia.			
U.S. Gals. Per Min.	vel. f.p.s.	vel. head $\frac{1}{2}$ g feet	frict. loss $\frac{h}{f}$ feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f.p.s.	vel. head $\frac{1}{2}$ g feet	frict. loss $\frac{h}{f}$ feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f.p.s.	vel. head $\frac{1}{2}$ g feet	frict. loss $\frac{h}{f}$ feet
400	2.57	0.10	0.279	800	2.29	0.08	0.140	2000	5.73	0.51	0.776
450	2.89	0.13	0.318	850	2.44	0.09	0.154	2100	6.01	0.56	0.833
500	3.21	0.16	0.424	900	2.58	0.10	0.173	2200	6.29	0.61	0.936
600	3.85	0.23	0.597	950	2.72	0.12	0.191	2300	7.17	0.80	1.187
650	4.16	0.27	0.691	1000	2.87	0.13	0.210	3000	8.60	1.15	1.68
700	4.49	0.31	0.797	1100	3.15	0.15	0.251	3500	10.0	1.56	2.25
750	4.80	0.36	0.911	1200	3.44	0.18	0.296	4000	11.5	2.04	2.92
800	5.13	0.41	1.02	1300	3.73	0.22	0.311	4500	12.9	2.59	3.65
850	5.45	0.46	1.13	1400	4.01	0.25	0.395	5000	14.3	3.19	4.47
900	5.77	0.52	1.27	1500	4.30	0.29	0.450	6000	17.2	4.60	6.39
950	6.10	0.58	1.42	1600	4.59	0.33	0.509	7000	20.1	6.26	8.63
1000	6.41	0.64	1.56	1700	4.87	0.37	0.572	8000	22.9	8.17	11.20
1100	7.05	0.77	1.87	1800	5.16	0.41	0.636	9000	25.8	10.3	14.10
1200	7.70	0.92	2.20	1900	5.45	0.46	0.704				
1300	8.34	1.08	2.56								
1400	8.98	1.25	2.95								
1500	9.62	1.44	3.37								
1600	10.3	1.64	3.82								
1700	10.9	1.85	4.29								
1800	11.5	2.07	4.79								
1900	12.2	2.31	5.31								
2000	12.8	2.56	5.86								
2100	13.5	2.83	6.43								
2200	14.1	3.08	7.02								
2500	16.0	4.00	8.90								
3000	19.2	5.75	12.8								
3500	22.4	7.84	17.5								
4000	25.7	10.2	22.6								

CAUTION: No allowance has been made for age, differences 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 15% is recommended.

TABLE 1. (Cont.)
 FRICTION 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 1 1/2 g feet	frict. loss h/ feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f p.s.	vel. head 1 1/2 g feet	frict. loss h/ feet
1000	2.37	0.09	0.131	1100	2.54	0.10	0.127
1100	2.61	0.11	0.157	1500	2.72	0.12	0.14
1200	2.85	0.13	0.183	1600	2.90	0.13	0.163
1300	3.08	0.15	0.215	1700	3.09	0.15	0.183
1400	3.32	0.17	0.247	1800	3.27	0.17	0.203
1500	3.56	0.20	0.281	1900	3.45	0.19	0.225
1600	3.79	0.22	0.317	2000	3.63	0.21	0.248
1700	4.03	0.25	0.355	2500	4.51	0.32	0.377
1800	4.27	0.28	0.395	3000	5.45	0.46	0.535
1900	4.50	0.32	0.433	3500	6.35	0.63	0.718
2000	4.74	0.35	0.483	4000	7.26	0.82	0.921
2500	5.93	0.55	0.733	4500	8.17	1.04	1.15
3000	7.11	0.79	1.01	5000	9.08	1.28	1.41
3500	8.30	1.07	1.40	6000	10.9	1.81	2.01
4000	9.48	1.40	1.81	7000	12.7	2.51	2.69
4500	10.7	1.78	2.27	8000	14.5	3.23	3.49
5000	11.9	2.18	2.78	9000	16.3	4.15	4.38
6000	14.2	3.14	3.95	10000	18.2	5.12	5.38
7000	15.6	4.23	5.32	11000	20.0	6.22	6.50
8000	19.0	5.59	6.90	12000	21.8	7.33	7.69
9000	21.3	7.03	8.70	13000	23.6	8.66	8.95
10000	23.7	8.74	10.7	14000	25.4	10.04	10.10
11000	26.0	10.55	12.9	15000	27.2	11.50	11.90
12000	28.5	12.60	15.2	16000	29.0	13.10	13.50

18"
16.875" inside dia.

U.S. Gals. Per Min.	vel. f p.s.	vel. head 1 1/2 g feet	frict. loss h/ feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f p.s.	vel. head 1 1/2 g feet	frict. loss h/ feet
1800	2.59	0.10	0.114	7000	10.0	1.57	1.49
1900	2.73	0.12	0.126	8000	11.5	2.05	1.93
2000	2.87	0.13	0.139	9000	12.9	2.59	2.42
2500	3.59	0.20	0.211	10000	14.3	3.20	2.97
3000	4.30	0.29	0.297	11000	15.8	3.89	3.57
3500	5.02	0.39	0.397	12000	17.2	4.60	4.21
4000	5.74	0.51	0.511	13000	18.6	5.37	4.89
4500	6.45	0.65	0.629	14000	20.1	6.27	5.69
5000	7.17	0.80	0.781	15000	21.5	7.18	6.50
6000	8.61	1.15	1.11	16000	22.9	8.19	7.41
				18000	25.8	10.36	9.33
				20000	28.7	12.8	11.5

CAUTION: No allowance has been made for age, differences 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 15% is recommended.

TABLE 1. (Cont.)
 FRICTION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW
 WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

20" 18.814" inside dia.				24" 22.626" inside dia.			
U.S. Gals. Per Min.	vel. f p.s.	vel. head 1 1/2 g feet	frict. loss h/ feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f p.s.	vel. head 1 1/2 g feet	frict. loss h/ feet
2000	2.31	0.08	0.0812	3000	2.39	0.09	0.079
2500	2.89	0.13	0.123	3500	2.79	0.12	0.093
3000	3.46	0.19	0.174	4000	3.19	0.16	0.120
3500	4.04	0.25	0.232	4500	3.59	0.20	0.149
4000	4.62	0.33	0.298	5000	3.99	0.25	0.181
4500	5.19	0.42	0.372	6000	4.79	0.36	0.257
5000	5.77	0.52	0.455	7000	5.59	0.49	0.313
6000	6.92	0.75	0.615	8000	6.38	0.63	0.411
7000	8.08	1.01	0.862	9000	7.18	0.80	0.551
8000	9.23	1.32	1.11	10000	7.98	0.99	0.671
9000	10.39	1.68	1.39	11000	8.78	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	1.94	1.29
13000	15.0	3.50	2.86	15000	12.0	2.24	1.48
14000	16.2	4.08	3.29	16000	12.8	2.53	1.67
15000	17.3	4.65	3.75	17000	13.6	2.88	1.88
16000	18.5	5.30	4.26	18000	14.4	3.21	2.10
18000	20.8	6.71	5.35	19000	15.2	3.59	2.33
20000	32.1	8.28	6.56	20000	16.0	3.96	2.58
22000	25.4	10.02	7.91	25000	20.0	6.20	4.04
24000	27.7	11.9	9.39	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 1 1/2 g feet	frict. loss h/ feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f p.s.	vel. head 1 1/2 g feet	frict. loss h/ feet
5000	2.43	0.09	0.053	15000	7.28	0.83	0.426
6000	2.91	0.13	0.075	16000	7.77	0.94	0.478
7000	3.40	0.18	0.100	17000	8.25	1.06	0.538
8000	3.89	0.24	0.129	18000	8.74	1.19	0.598
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	0.44	0.237	25000	12.1	2.29	1.13
12000	5.83	0.53	0.277	30000	14.6	3.30	1.61
13000	6.31	0.62	0.320	35000	17.0	4.49	2.17
14000	6.80	0.72	0.371	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 age, differences 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 15% is recommended.

33

21

TABLE 1. (Cont.)

FRICITION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

36" 36.000" inside dia.				42" 42.000" inside dia.			
U.S. Gals. Per Min.	vel. / f.p.s.	vel. head 1 1/2g feet	frict. loss h/ feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. / f.p.s.	vel. head 1 1/2g feet	frict. loss h/ feet
8000	2.52	0.10	0.011	10000	2.32	0.08	0.0114
9000	2.84	0.13	0.055	11000	2.55	0.10	0.0380
10000	3.15	0.15	0.067	12000	2.78	0.12	0.0411
11000	3.46	0.19	0.081	13000	3.01	0.14	0.0511
12000	3.78	0.22	0.094	14000	3.24	0.16	0.0591
13000	4.10	0.26	0.109	15000	3.47	0.19	0.0680
14000	4.41	0.30	0.126	16000	3.71	0.21	0.0759
15000	4.73	0.35	0.141	17000	3.94	0.24	0.0852
16000	5.04	0.40	0.162	18000	4.17	0.27	0.0944
17000	5.35	0.45	0.182	19000	4.40	0.30	0.1044
18000	5.67	0.50	0.203	20000	4.63	0.33	0.115
19000	5.98	0.57	0.224	25000	5.79	0.52	0.176
20000	6.30	0.62	0.248	30000	6.95	0.75	0.250
25000	7.83	0.97	0.378	35000	8.11	1.02	0.334
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	0.545
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	18.9	5.56	2.07	80000	18.5	5.33	1.66
70000	22.1	7.56	2.81	90000	20.8	6.75	2.08
80000	25.2	9.88	3.66	100000	23.2	8.33	2.57
90000	28.4	12.5	4.59	120000	27.8	12.0	3.67

48" 48" inside dia.

U.S. Gals. Per Min.	vel. / f.p.s.	vel. head 1 1/2g feet	frict. loss h/ feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. / f.p.s.	vel. head 1 1/2g feet	frict. loss h/ feet
14000	2.48	0.10	0.031	60000	10.64	1.76	9.484
16000	2.84	0.13	0.039	70000	12.4	2.39	0.652
18000	3.19	0.16	0.049	80000	14.2	3.13	0.849
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	1.30
30000	5.32	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	7.09	0.78	0.222	160000	28.4	12.5	3.26
45000	7.93	0.99	0.278				
50000	8.87	1.22	0.341				

CAUTION: No allowance has been made for age, differences 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 15% is recommended.

TABLE 1. (Cont.)

FRICITION 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 1 1/2g feet	frict. loss h/ feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. / f.p.s.	vel. head 1 1/2g feet	frict. loss h/ feet
15000	2.52	0.10	0.027	20000	2.27	0.08	
20000	2.80	0.12	0.033	25000	2.84	0.13	
25000	3.50	0.19	0.050	30000	3.40	0.18	0.042
30000	4.20	0.27	0.071	35000	3.97	0.25	0.057
35000	4.90	0.37	0.096	40000	4.54	0.32	0.073
40000	5.60	0.49	0.124	45000	5.11	0.41	0.092
45000	6.30	0.62	0.155	50000	5.67	0.50	0.112
50000	7.00	0.76	0.189	60000	6.81	0.72	0.158
60000	8.10	1.10	0.267	70000	7.94	0.98	0.213
70000	9.81	1.49	0.358	80000	9.08	1.28	0.275
80000	11.21	1.95	0.465	90000	10.21	1.62	0.344
90000	12.6	2.47	0.586	100000	11.3	2.00	0.420
100000	14.0	3.05	0.715	120000	13.6	2.88	0.600
120000	16.8	4.39	1.02	140000	15.9	3.92	0.806
140000	19.6	5.98	1.38	160000	18.2	5.12	1.040
160000	22.4	7.81	1.80	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	28.4	12.5	2.11

72" 72" inside dia.

U.S. Gals. Per Min.	vel. / f.p.s.	vel. head 1 1/2g feet	frict. loss h/ feet
30000	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
50000	3.94	0.24	0.045
60000	4.73	0.35	0.064
70000	5.52	0.47	0.085
80000	6.31	0.62	0.110
90000	7.10	0.78	0.138
100000	7.89	0.97	0.168
120000	9.47	1.39	0.237
140000	11.0	1.89	0.321
160000	12.6	2.47	0.414
180000	14.2	3.13	0.522
200000	15.8	3.87	0.642
250000	19.7	6.04	1.00
300000	23.7	8.70	1.42
350000	27.6	11.8	1.92

CAUTION: No allowance has been made for age, differences 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 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 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 él de la tubería. Al efectuarse el estrangulamiento de la sección de flujo, parte de la carga de velocidad se transforma en carga de presión, midiéndose ésta por medio de un piezómetro instalado a una distancia mínima de 60 cm. a tres veces el diámetro de la tubería, 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 orificio y el diámetro de la tubería: $\frac{d}{D}$

g = Aceleración de la gravedad 9.81 m/seg.²

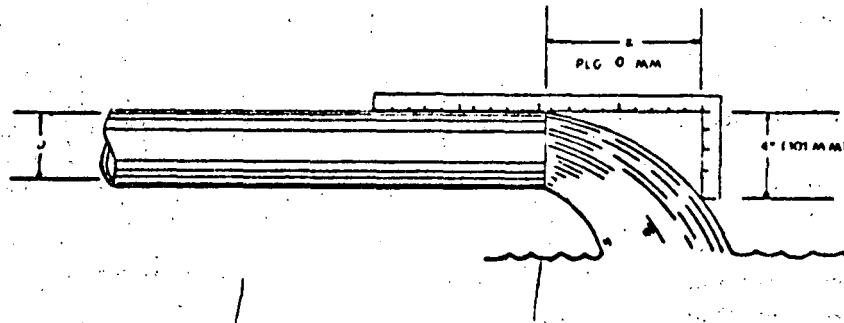
Otra forma de medir el gasto en una tube
ría es utilizando una escuadra graduada
en cm. ó pulgs., la cual debe tener un -
lado que mide 4" como en la figura si -
guiente.

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 acuífe -
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.



Z (PIG.)	DIÁMETRO DEL TUBO (EN PULGADAS)												VELOCIDAD PROMEDIO (PIG. POR HORAS)	
	1	1.5	2	2.5	3	4	5	6	8	10	12			
2	25	32	38	45	51	63	76	101	127	152	203	254	304	
GASTO (GALONES POR MINUTO)														
4	5.7	9.8	13.3	17.0	21.3	27.5	35.5	47.5	63.5	80.5	107.5	134.5	171.5	2.1
5	7.1	12.2	16.6	21.5	27.0	35.0	45.0	60.0	77.0	97.0	127.0	157.0	202.0	2.6
6	8.5	14.7	20.2	26.0	33.0	43.0	55.0	73.0	95.0	121.0	151.0	191.0	241.0	3.1
7	10.0	17.1	23.7	30.5	38.5	50.0	65.0	85.0	110.0	140.0	180.0	230.0	290.0	3.7
8	11.5	19.6	27.5	35.0	44.0	57.0	74.0	98.0	127.0	162.0	207.0	267.0	337.0	4.2
9	12.8	22.0	30.8	39.5	49.5	64.0	83.0	109.0	142.0	182.0	232.0	297.0	377.0	4.7
10	14.2	24.5	33.7	43.0	54.0	70.0	91.0	119.0	156.0	200.0	255.0	325.0	410.0	5.3
11	15.6	27.0	36.5	46.5	58.0	75.0	98.0	128.0	168.0	216.0	276.0	351.0	441.0	5.8
12	17.0	29.0	39.5	50.0	62.0	80.0	105.0	137.0	180.0	231.0	294.0	374.0	474.0	6.2
13	18.5	31.5	42.0	53.0	66.0	85.0	112.0	145.0	191.0	246.0	313.0	398.0	503.0	6.9
14	20.0	34.0	45.0	56.0	69.0	90.0	119.0	156.0	204.0	262.0	332.0	421.0	530.0	7.4
15	21.5	36.3	47.5	59.0	73.0	94.0	124.0	163.0	213.0	273.0	346.0	434.0	549.0	7.9
16	22.7	38.0	50.0	62.0	76.0	99.0	129.0	170.0	222.0	284.0	360.0	447.0	564.0	8.4
17		39.5	52.0	64.0	79.0	103.0	134.0	177.0	231.0	296.0	374.0	463.0	579.0	9.1
18		41.0	54.0	67.0	82.0	107.0	139.0	184.0	240.0	308.0	387.0	481.0	594.0	9.7
19		42.5	56.0	69.0	85.0	111.0	144.0	191.0	249.0	320.0	401.0	500.0	615.0	10.4
20		44.0	58.0	71.0	88.0	115.0	149.0	198.0	258.0	332.0	415.0	510.0	624.0	10.1
21		45.5	60.0	73.0	91.0	119.0	154.0	205.0	267.0	344.0	429.0	520.0	633.0	11.4
22		47.0	62.0	75.0	94.0	123.0	159.0	212.0	276.0	356.0	443.0	530.0	642.0	11.8
23		48.5	64.0	77.0	97.0	127.0	164.0	219.0	285.0	368.0	457.0	540.0	651.0	12.4
24		50.0	66.0	79.0	100.0	131.0	169.0	226.0	294.0	380.0	471.0	550.0	660.0	13.0

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 de orificio.

pondientes 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.

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 ce bado después de arran car.	2,3,5,6,7,8,11,12,13.
VI.5.- La bomba requiere fuer za 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 sobrecar gada y se pega.	1,4,21,22,24,27,28,35,36,41.

C L A V E .

- 1.- No está cebada la bomba.
- 2.- Bomba o tubería de succión no completamente llena de agua.
- 3.- Elevación de succión muy alta.
- 4.- Margen insuficiente entre la presión de succión y la presión de vapor.
- 5.- Cantidad excesiva de aire o gas en el líquido.
- 6.- Bolsa de aire en la línea de succión.
- 7.- Entrada de aire a la línea de succión.
- 8.- Entrada de aire a la bomba por los estoperos.
- 9.- Válvula de pie muy chica.
- 10.- Válvula de pie parcialmente atascada.
- 11.- Sumersión insuficiente del tubo de entrada de succión.
- 12.- Tubería del sello de agua tapada.
- 13.- Jaula de sello incorrectamente colocada en el estopero, evitando que el líquido sella dor entre al espacio para formar el sello.

Dificultades
en la succión.

- 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 en 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 pero 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.

Dificulta-
des Mecáni-
cas.

- 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 balas 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.

VII.- METODOS 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 consiste en determinar el gasto, carga que desarrolla 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 basado en el principio de diferencia de presiones. La diferencia de presiones se obtiene en un piezómetro, conectando su extremo a la entrada del venturi y el otro extremo en el lado de la descarga.

La carga que desarrolla la bomba se mide con un manómetro.

La potencia que requiere la bomba se conoce mediante 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 medición deberán calibrarse para confiar en sus lecturas 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 provocuen 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 regirá el comportamiento de la bomba.

SI

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.

$$h_s = h_b - h_r - h_f - h_v$$

En donde.

h_s = Altura en metros columna de agua del eje de la bomba al nivel del líquido.

h_b = 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.

Según la tabla siguiente, la altura equivalente a la presión atmosférica en el lugar de instalación es de 29 ft = 8.84 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 pér - didas de carga en la tubería y la carga de velo - ci - dad.

IX.2.1.- Carga estática.

La carga estática es de 9 m.

Cálculo de las pérdidas de carga.

Para calcular las pérdidas por fric - ci - ón se requiere conocer el diámetro - de la columna y tubería de descarga.

El diámetro de la tubería se seleccio - nar - á tomando como base que la veloci - dad en la columna y tubería no sea ma - y - or de 2.50 m./seg. Entonces, el diá - metro de la tubería será:

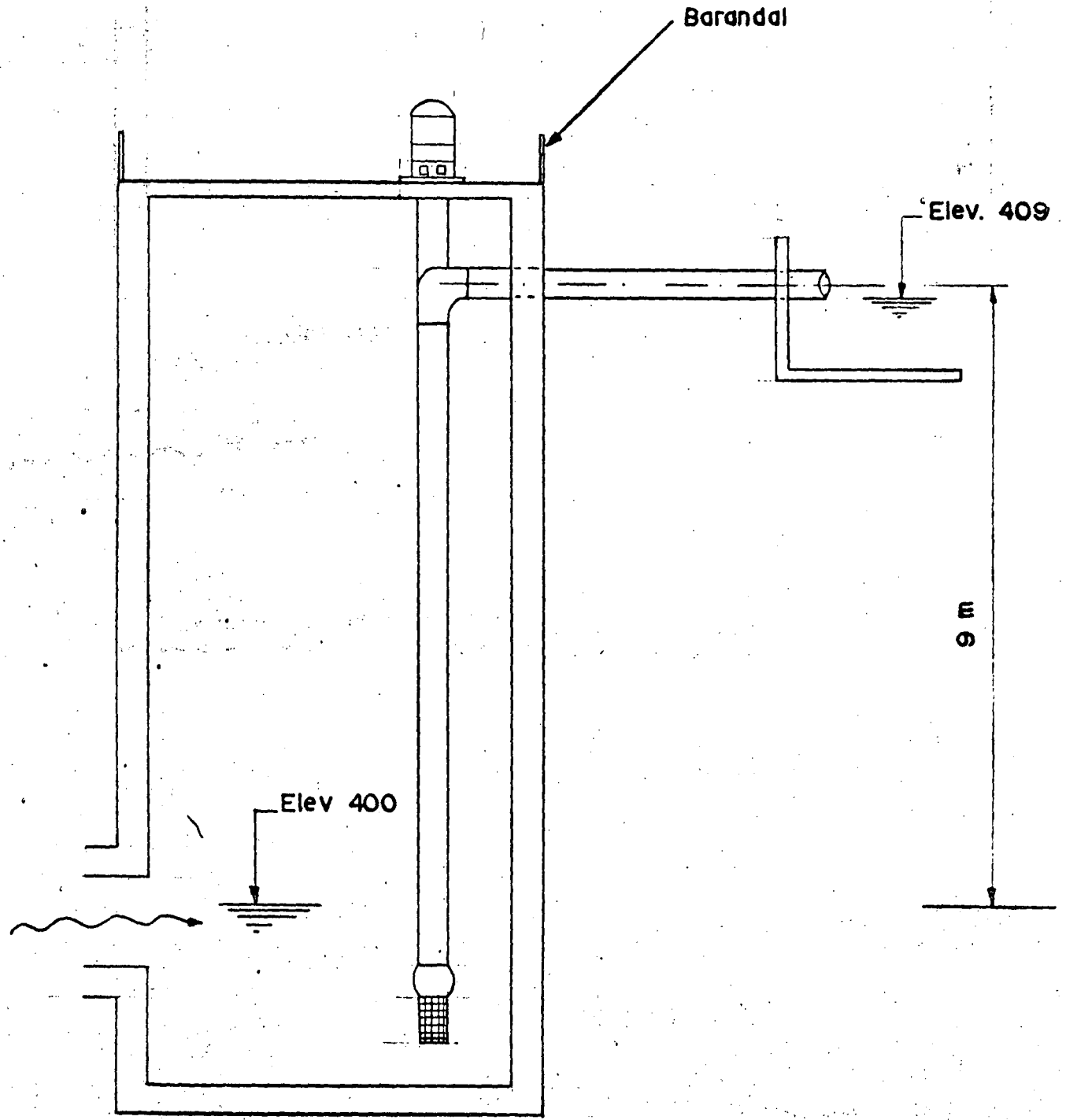


TABLE 24. ATMOSPHERIC PRESSURE, BAROMETER READING AND BOILING POINT OF WATER AT VARIOUS ALTITUDES

Altitude		Barometer Reading		Atmos. Press.		Boiling Point of Water °F
Feet	Meters	In. Hg.	Mer. Hg.	psia	Ft. Water	
- 1000	- 304.8	31.0	788	15.2	35.2	213.8
- 500	- 152.4	30.5	775	15.0	34.6	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	18.9	429	8.3	19.2	184.0

TABLE 25. WATER REQUIRED TO FEED BOILERS, U. S. GPM.

Boiler Hp	gpm	lb. hr.	Boiler Hp	gpm	lb. hr.
10	0.7	315	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 to 50 lbs. for 300 lb. Boilers can be used.

$$Q = VA = V \times 0.785 D^2$$

$$D = \sqrt{\frac{Q}{V \times 0.785}} = \sqrt{\frac{0.150}{2.50 \times 0.785}}$$

$$= 0.276 \text{ m.} = 27.6 \text{ cm.}$$

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.M.), 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, 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:

$$h_{f_c} = \frac{1.7}{100} \times 36 = 0.60 \text{ ft} =$$

$$= 0.18 \text{ m.}$$

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
10-1400 GPM

Friction losses listed below conform to ASA Specification B58.1 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

COL SIZE	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
2 1/2	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								
4	3/4						.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						.9	1.2	1.5	1.9	2.4	2.8	4.2	5.7	7.5	9.5	11.5	14.0	
5	1 1/16			.7	1.1	1.6	2.2	2.9	3.6	4.4	5.3	7.7	10.5	13.5					
	1 1/2-1 11/16											.8	1.1	1.4	1.8	2.3	2.7	3.2	3.8
5	1											1.0	1.3	1.7	2.2	2.7	3.3	3.9	4.5
	1 1/16									.9	1.4	1.9	2.5	3.1	3.9	4.6	5.5	6.4	
5	1 1/2-1 11/16									1.0	1.2	1.8	2.5	3.2	4.0	5.0	6.0	7.1	8.3
	1 3/16															.9	1.1	1.3	1.5
5	1 3/16														1.0	1.2	1.4	1.7	2.0
	1 5/16											.9	1.1	1.4	1.7	2.0	2.4	2.8	
5	1 5/16											.9	1.3	1.7	2.2	2.7	3.1	3.9	4.5

COL SIZE	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
4	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 1/16	7.2	8.3	9.4	10.5														
4	3/4	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	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					
	1 1/16	2.3	2.6	2.9	3.3	4.1	4.9	5.8	6.8	7.8	9.0	10.1							
4	1 1/2-1 11/16	3.2	3.6	4.1	4.6	5.7	6.9	8.1	9.5	11.0									
	1 3/16	5.2	6.0	6.7	7.5	9.3	11.5												
5	3/4									1.0	1.2	1.5	1.8	2.3	2.8	3.2	3.9	4.4	5.0
	1								1.0	1.2	1.4	1.7	2.0	2.5	3.0	3.5	4.2	4.8	5.5
5	1 1/16						.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
	1 1/2-1 11/16					.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
5	1 3/16			.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
	1 5/16	.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			
5	1															1.1	1.2	1.4	1.4
	1 1/16														1.0	1.2	1.4	1.6	1.6
5	1 1/2-1 11/16													1.0	1.2	1.4	1.6	1.9	2.2
	1 3/16												.9	1.2	1.4	1.7	2.0	2.3	2.7
5	1 5/16												1.0	1.2	1.4	1.7	2.0	2.3	2.7
	1 7/16									1.0	1.1	1.3	1.6	1.9	2.2	2.6	3.0	3.5	

59

California
ESTABLISHED 1909

Section 2C
Engineering Data
Page 1
October 24, 1966

**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	.12	.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													
	30	40	50	75	100	125	150	175	200	250	300	350	400	450
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.

6

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	4250	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 1/16	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 1/16	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 11/16	2.0	2.3	2.8	3.5	4.1	4.8	5.6	6.4	7.2	8.2	9.1							
	1 5/16	2.5	2.8	3.4	4.2	5.0	5.8	6.9	7.8	8.9	10.0								
	2 1/16 - 2 7/16	3.0	3.4	4.3	5.2	6.1	7.2	8.2	9.4										
2 1/2	3.9	4.5	5.5	6.7	7.9	9.3													
12	1 1/16			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 11/16		.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 5/16	.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 1/16 - 2 7/16	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 1/2	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 11/16						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 5/16				.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	4.7
	2 1/16 - 2 7/16			.9	1.0	1.2	1.4	1.7	2.0	2.2	2.4	2.7	3.0	3.3	3.7	4.0	4.4	4.9	5.3
	2 1/2	.9	1.0	1.1	1.4	1.6	1.9	2.2	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 11/16										1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.6	1.8	1.9	2.1
	1 5/16									.9	1.1	1.2	1.3	1.4	1.6	1.7	1.9	2.1	2.3
	2 1/16 - 2 7/16								.9	1.0	1.1	1.3	1.4	1.5	1.7	1.9	2.1	2.3	2.5
	2 1/2						.9	1.0	1.1	1.2	1.4	1.5	1.6	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9
2 5/16 - 3 1/16	.9	1.0	1.1	1.4	1.6	1.9	2.2	2.5	2.9	3.2	3.6	4.0	4.4	4.9	5.4	5.9	6.7	7.2	

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 11/16	3.2	3.6	4.0	4.7	5.6	6.4	7.4	8.5	9.7									
	1 5/16	3.5	3.9	4.3	5.1	6.0	7.0	8.0											
	2 1/16 - 2 7/16	4.0	4.4	4.9	5.8	6.9	8.0	9.2											
	2 1/2	4.6	5.0	5.5	6.7	8.0	9.3												
2 5/16 - 3 1/16	8.6	10.0																	
16	1 1/2 - 1 11/16	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 5/16	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 1/16 - 2 7/16	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 1/2	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 5/16 - 3 1/16	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 5/16		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 1/16 - 2 7/16	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 1/2	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 5/16 - 3 1/16	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 5/16				.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	4.7	5.3
	2 1/16 - 2 7/16				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	5.9
	2 1/2			.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	6.4
	2 5/16 - 3 1/16	.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	7.4	8.2

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	32	34	36	38	
1 ¹ / ₁₆	4.2	4.9	5.8	6.8	7.8	8.8													
2 ¹ / ₁₆ -2 ¹ / ₁₆	4.4	5.3	6.2	7.2	8.3	9.4													
2 ¹ / ₁₆	4.8	5.7	6.7	7.8	9.0														
2 ¹ / ₁₆ -3 ¹ / ₁₆	5.2	6.4	7.5	8.8															
1 ¹ / ₁₆	2.3	2.7	3.2	3.7	4.2	4.9	5.5	6.8	8.2										
2 ¹ / ₁₆ -2 ¹ / ₁₆	2.5	3.0	3.6	4.1	4.7	5.3	6.0	7.5	9.1										
2 ¹ / ₁₆	2.7	3.2	3.8	4.4	5.0	5.7	6.5	8.0											
2 ¹ / ₁₆ -3 ¹ / ₁₆	3.1	3.7	4.3	5.0	5.8	6.6	7.4	9.2											
24 2 ¹ / ₁₆ -2 ¹ / ₁₆	1.0	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.3	2.8	3.4	4.1	4.8	5.6	6.4	7.2	8.2				
2 ¹ / ₁₆	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 / ₁₆ -3 ¹ / ₁₆	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 / ₁₆ -3 ¹ / ₁₆	1.3	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 / ₁₆									1.0	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.3	2.6	2.9	3.2	
2 ¹ / ₁₆ -3 ¹ / ₁₆								.9	1.0	1.2	1.4	1.7	2.0	2.2	2.5	2.8	3.1	3.4	
3 ¹ / ₁₆ -3 ¹ / ₁₆								1.0	1.2	1.4	1.6	1.9	2.2	2.5	2.8	3.2	3.5	3.9	

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 11/16	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 5/8	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 11/16	20.5	30000		1035 3.24	691 2.23	514 1.66	412 1.33	346 1.11	294 .95	259 .84	229 .74	
2 5/8	24.5	36500			916 2.66	683 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 3/4	40.0	53500			1635 4.28	1218 3.19	973 2.55	814 2.13	695 1.82	611 1.60	542 1.42	
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 2.26	1025 2.09	
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 notes regarding pump thrust at top of page.

BOWL DATA

BOWL SIZE	THRUST FACTOR "K"	BOWL SHAFT DIAMETER	PRESSURE LIMITATIONS			
			CAST IRON - CL 30		CAST IRON - CL 40	
			PSI	FEET (1)	PSI	FEET (1)
4AXS-AS-BS	1.2	3/4	620	1430	825	1900
6AXC-6AC	2.9	3/4	545	1260	725	1675
6AXS-6AS	2.0	3/4	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
10BC-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
12BC-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 5/16	335	775	445	1030
14CC	20.5	1 5/16	280	650	375	865
14DC-EC	23.3	1 5/16	280	650	375	865
14DS-ES	22.7	1 5/16	280	650	375	865
16A/C-AHC	17.5	2 1/16	360	830	480	1110
16CLC-CMC-CHC	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 1/4	300	690	400	925
33CLC-CMC-CHC	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.

JOHNSTON PUMP COMPANY

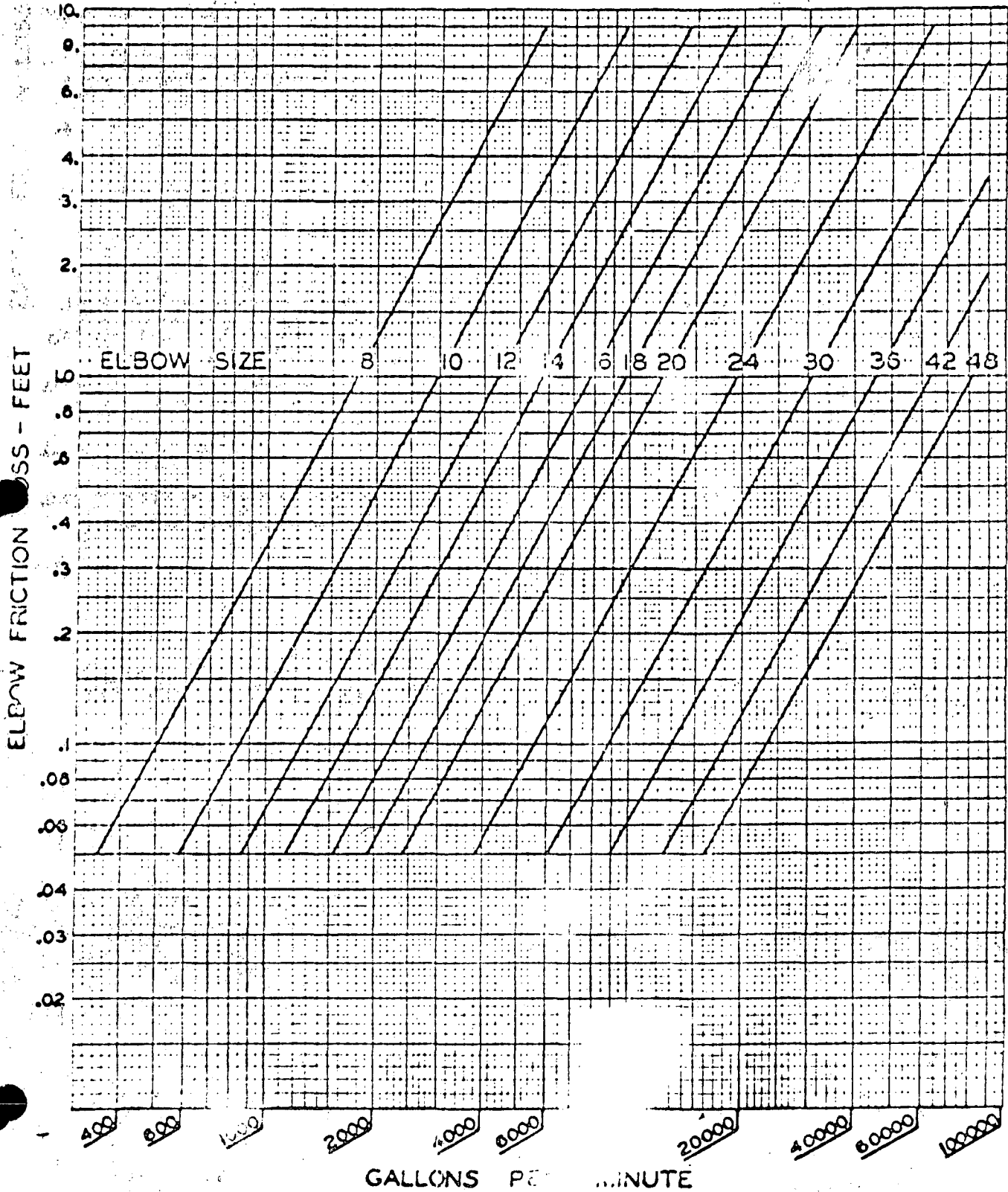
Glendora, California

ESTABLISHED 1909

Serial
Page
September 3, 1948



ELBOW FRICTION LOSS CHART

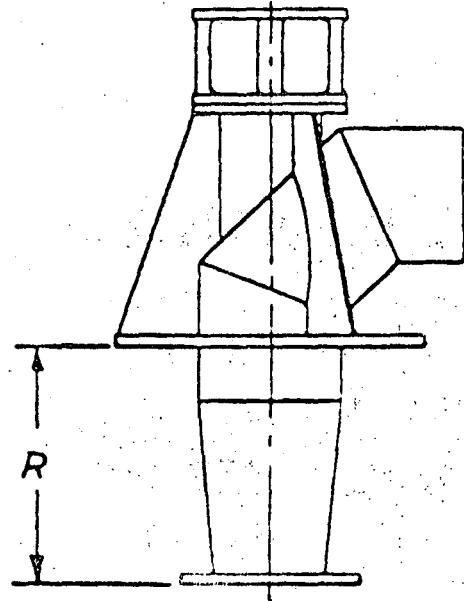
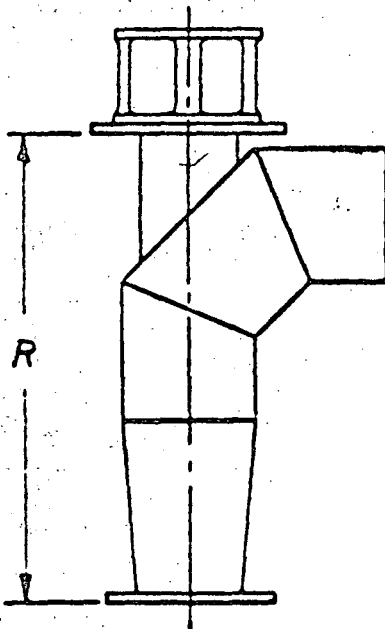


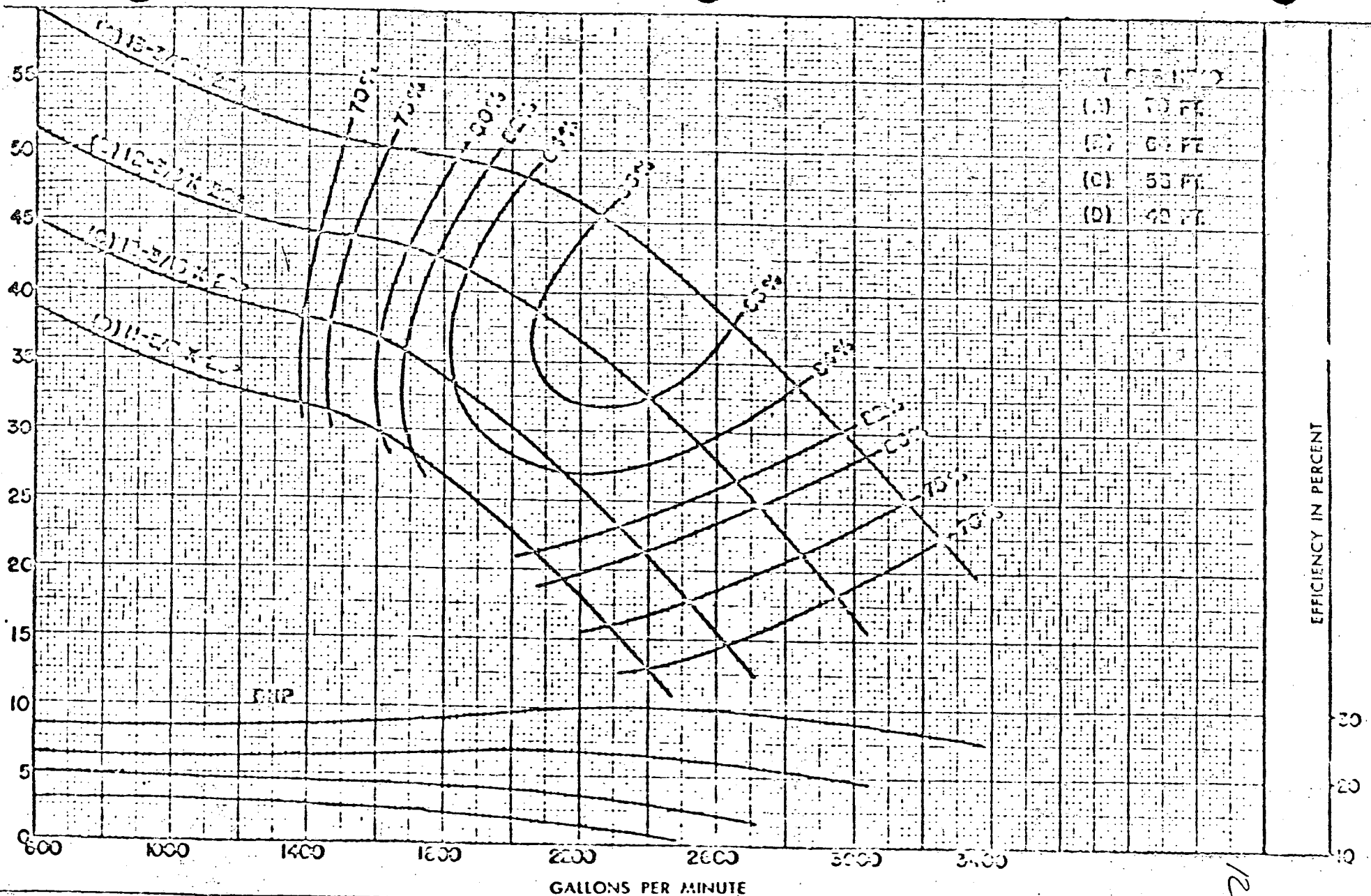
PROPELLER AND MIXED FLOW PUMPS COLUMN AND ELBOW PRICING

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.	





HEAD IN FEET
 (A) 70 FT
 (B) 60 FT
 (C) 55 FT
 (D) 48 FT

EFFICIENCY IN PERCENT

GALLONS PER MINUTE

12

Quantum
 TURBINE PUMPS

Performance based on pumping clear, fresh water at a temperature not over 85°F., and free of air or abrasives, and with flow properly adjusted and stabilized.

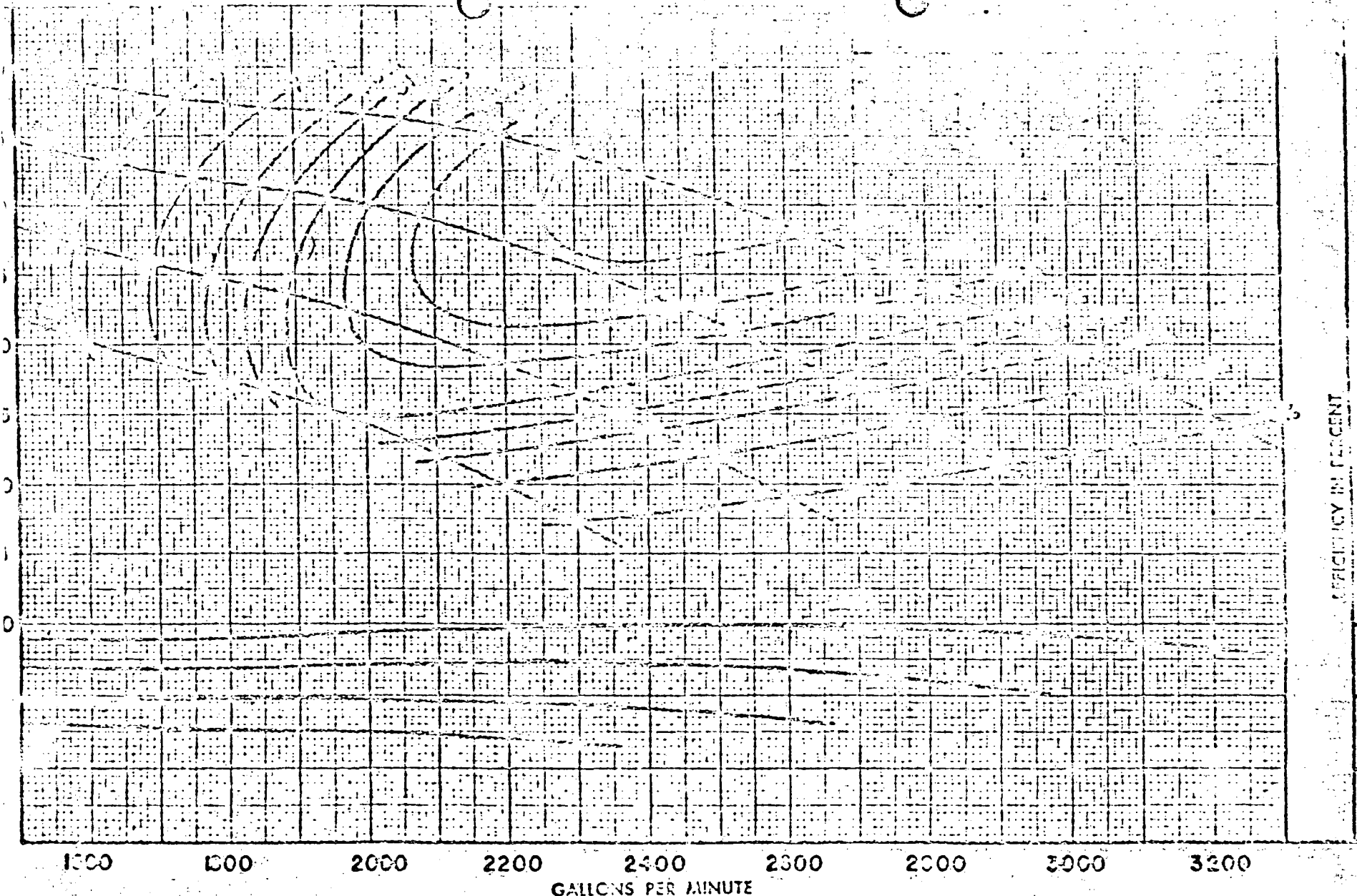
NUMBER OF POWS	CHANGE EFFICIENCY AS FOLLOWS
1	-3
2	-2
3	-1

Bowl Dia. 15-1/8 In.
 Bowl No. 3110-S, CLEAN
 Impeller No. 3113, BRONZE
 Eye Area 87.5 sq. In.
 Imp. Type 11-C

STAGE PERFORMANCE

Curve No. 15-1/8-30
 R. P. M. 1100
 Bowl 1

66



EFFICIENCY IN PERCENT

GALLONS PER MINUTE

Performance based on pumping clear, fresh water at a temperature not over 80°F. and free of sand, silt or abrasives, and with flow in a straight line and not at an angle.

NUMBER OF BOWLS	CHANGE EFFICIENCY AS FOLLOWS
1	-3
2	-2
3	-1

Bowl Dia. 15-1/4 in.
 Bowl No. 3110, C.I. ENAMEL
 Imp. Dia. No. 3112, BRONZE
 Bowl No. 61.6 Sq. In.

STAGE PERFORMANCE

Curve No.
 R. P. At.
 Bowl

$$h_{f_{c_0}} = 0.32 \text{ ft} = 0.09 \text{ m.}$$

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:

$$h_{f_t} = \frac{1.187}{100} \times 32.8 = 0.38 \text{ ft}$$

$$= 0.11 \text{ m.}$$

IX.2.5.- Carga de velocidad.

En la misma tabla de pérdidas, se localiza la carga de velocidad.

$$h_{v_d} = 0.80 \text{ ft} = 0.24 \text{ m.}$$

Sumando.

$$h_f = 0.18 + 0.09 + 0.11 + 0.24$$

$$= 0.62 \text{ m.}$$

La carga total que deberá desarrollar la bomba es

$$H = 9 + 0.62 = 9.62 \text{ m. (31.5')}.$$

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:

$$N = 22 + 3.3 = 25.3 \text{ HP.}$$

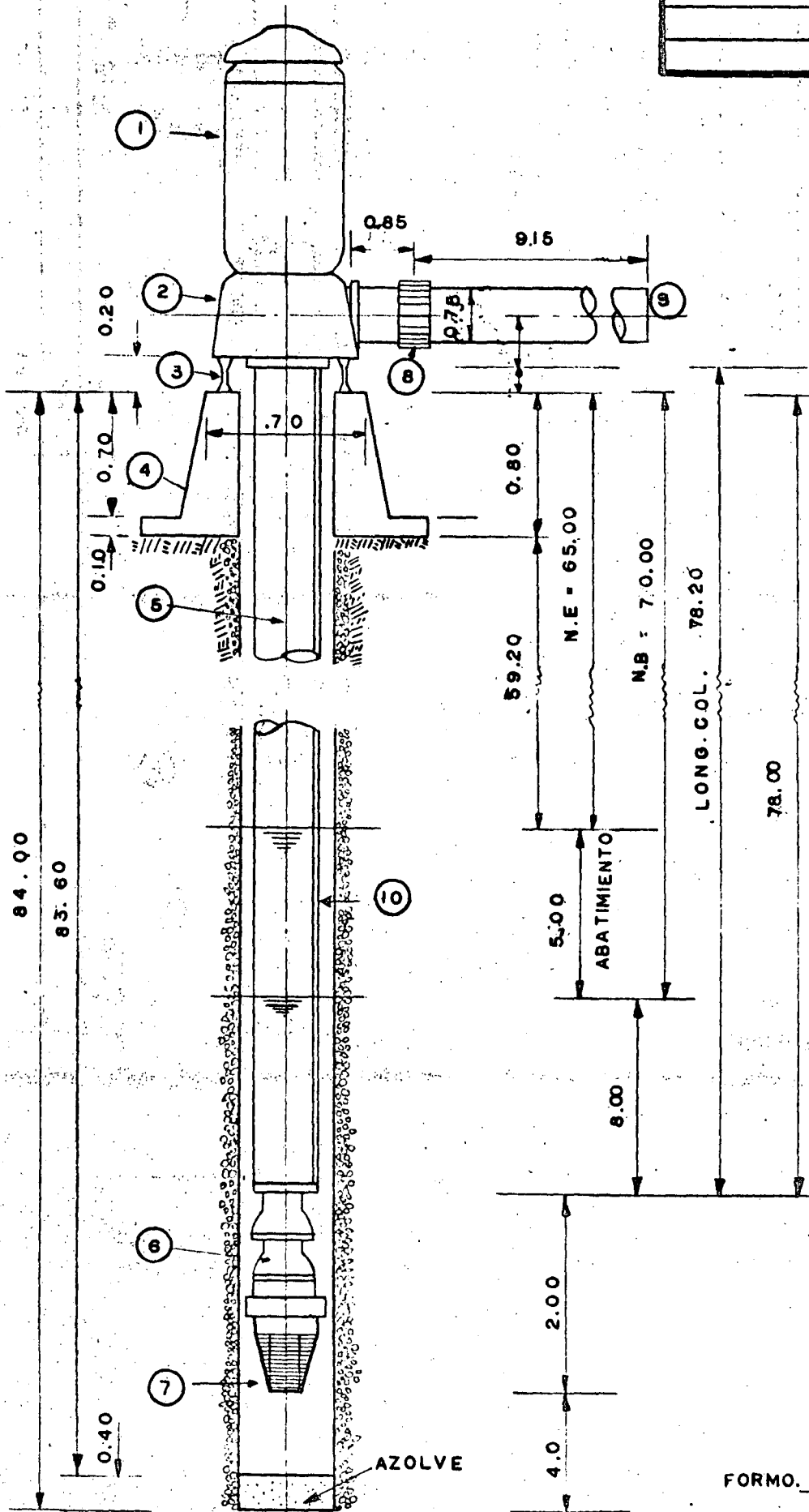
Entonces, el motor eléctrico se seleccionará para una potencia de 30 HP, a 1160 r.p.m.

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.



NOMENCLATURA

- 1 MOTOR ELECTRICO
- 2 CABEZAL DE DESCARGA
- 3 VIGUETAS I 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

72

HOJA DE SELECCION DE EQUIPOS DE BOMBEO DE POZO PROFUNDO

COMPANIA: _____ CONTRATO: _____ POZO N° _____
 DISTRITO DE RIEGO: _____ LOCALIZACION: _____ FECHA: 15

EQUIPO DE BOMBEO PERMANENTE

1)- LONGITUD COLUMNA

ALTURA VIGUETAS EN M.
 NIVEL DE BOMBEO EN M.
 SUMERGENCIA EN M.
 ABATIMIENTO ADICIONAL EN M.
SUMA
 LONGITUD REAL EN M.
 NUMERO DE TRAMOS

ACTUAL	FUTURA
0.20	
70.00	
3.00	
5.00	
78.20	
79.30	
26	

2)- PERDIDAS FRICCION HIDRS

LONG. COLUMNA X 0.023
 LONG. TUBO SUCCION X 0.012
 LONG. TUB DESCARGA X 0.012
 LONG. TUB CODOS X 0.45 ft
SUMA (m)

ACTUAL	FUTURA
1.82	
0.03	
0.12	
0.13	
2.10	

3)- CARGA DINAMICA (H)

SOBRE ELEVACION EN M.
 ALTURA DEL EJE S/BASE EN M.
 ALTURA VIGUETAS EN M.
 NIVEL DE BOMBEO EN M.
 PERDIDAS FRICCION HIDRS. EN M.
 CARGA DE VELOCIDAD EN M.
SUMA
 H. AISLADA EN PIES
 H. FUTURA INMEDIATA EN PIES

ACTUAL	FUTURA
0.00	
0.25	
0.20	
70.00	
2.10	
0.20	
72.75	
73.8' 238/5 = 47.6'	

4)- POTENCIA DEL MOTOR

GASTO EN L. P. S.
 GASTO EN G. P. M.
 H. AISLADA EN M.
 EFICIENCIA EN %
 POTENCIA HIDRAULICA EN H. P.
 POTENCIA REQUERIDA EN H. P.
 POTENCIA DEL MOTOR EN H. P.

ACTUAL	FUTURA
100	
158.5	
72.75	
80	
119.6 + 316	
122.76	
150	

5)- EQUIPO DE BOMBEO

MARCA
 MODELO
 CURVA N°
 IMPELENTE N°
 CURVA DEL IMPULSOR
 N° DE IMPULSORES
 TIPO DEL IMPULSOR

ACTUAL	FUTURA
Jacuzzi	
12 H5	
12H-64	
29.53	Curva de 70/74
A(Rec)	Recorrido
5	
Semi-abierto	

6)- MOTOR ELECTRICO

MARCA
 POTENCIA EN H. P.
 SERIE
 VELOCIDAD EN R. P. M.
 EJE
 FLECHA

ACTUAL	FUTURA
4.5	
150	
1760	
Vertical	
hueso	

7)- CABEZAL DE DESCARGA

MARCA
 MODELO (TAMAÑO)
 SERIE
 NEMA
 COLUMNA # EN CM.
 TUBO DE DESCARGA #

ACTUAL	FUTURA
Quintel	
0-10-20"	
20"	
25.4 (10")	
25.4 (10")	

8)- COLUMNA

LUBRICACION
 LONGITUD EN M.
 DIAMETRO TUBO EN CM.
 DIAMETRO CAMISA EN CM.
 DIAMETRO FLECHA EN CM.

ACTUAL	FUTURA
Aceto	
77.30	
25.4	
6.35	
3.81 1/2"	

9)- CUERPO BOMBA

GASTO EN L. P. S.
 CARGA TOTAL EN M.
 TAZON MODELO
 DIAMETRO EXTERIOR EN CM.
 DIAMETRO IMPULSOR EN CM.
 EFICIENCIA EN %

ACTUAL	FUTURA
100	
72.75	
12 H5	
28.58 (1 1/4")	
24.28 (9 3/16")	
80	

10)- TUBOS

LONG. TUBO DE SUCCION EN M.
 DIAM. TUBO DE SUCCION EN CM.
 LONGITUD TUBO DESC. EN M.
 DIAM. TUBO DESCARGA EN CM.

ACTUAL	FUTURA
305	
25.4 (10")	
10	
25.4 (10")	

11)- COLADOR CONICO GALV.

LONGITUD EN CM.
 DIAMETRO EN CM.

ACTUAL	FUTURA
14.7	
25.4 (10")	

12)- TUBO PARA LA SONDA

TUBO DE
 LONGITUD EN M.
 DIAMETRO EN CM.

ACTUAL	FUTURA
PVC	
20	
1.9	

TABLA DE PERDIDAS POR FRICCION EN COLUMNAS DE TURBINA

COLUMNA EXTERIOR	3"		4"			5"			6"			8"			10"			12"							
CUBIERTA INTERIOR	1 1/4"	1 1/4"	1 1/2"	2"	1 1/4"	1 1/2"	2"	1 1/2"	2"	2 1/2"	2"	2 1/2"	3"	2"	2 1/2"	3"	2"	2 1/2"	3"	3 1/2"					
Gasto LPS	Gasto GRM	PERDIDA DE CARGA EN PIES POR CADA 100' (6 MTS. POR CADA 100 MTS.) DE COLUMNA																							
1.6	25	1.8																							
3.2	50	4.6	.65	.86	1.6																				
4.7	75	9.0	1.3	1.7	3.3																				
6.3	100	14.	2.2	2.8	5.3	.54	.65	.94																	
7.9	125		3.2	4.2	7.8	.81	.96	1.4																	
9.4	150		4.4	5.8		1.1	1.3	1.9																	
11.0	175		5.8	7.5		1.5	1.7	2.5																	
12.6	200		7.3	9.4		1.8	2.2	3.1	.73	.96	1.4														
14.1	225					2.3	2.7	3.9	.90	1.2	1.7														
15.7	250					2.7	3.3	4.7	1.1	1.4	2.0														
17.3	275					3.3	3.9	5.6	1.3	1.7	2.4														
19.9	300					3.8	4.5	6.4	1.5	2.0	2.8														
20.4	325					4.4	5.2	7.4	1.7	2.3	3.2														
22.0	350					5.0	6.0	8.4	2.0	2.6	3.6														
23.6	375					5.6	6.7	9.5	2.2	2.9	4.1														
25.2	400					6.3	7.5		2.5	3.3	4.6	.61	.74	1.0											
28.3	450					7.8	9.3		3.1	4.1	5.7	.77	.91	1.3											
31.5	500								3.7	5.0	6.9	.93	1.1	1.5											
34.6	550								4.4	5.8		1.1	1.3	1.8											
37.8	600								5.2	6.8		1.3	1.5	2.1											
40.9	650								6.0			1.5	1.8	2.5											
44.1	700											1.7	2.0	2.8											
47.2	750											1.9	2.3	3.2											
50.4	800											2.2	2.6	3.6	.57	.65	.77								
53.5	850											2.4	2.9	4.0	.63	.72	.86								
56.7	900											2.7	3.2	4.5	.70	.80	.96								
59.9	950											2.9	3.5	4.9	.77	.88	1.1								
63.0	1000		La tabla siguiente servirá como guía al calcular pérdidas por fricción tomando en cuenta las condiciones de la tubería													3.2	3.9	5.4	.85	.97	1.2	.34	.38	.44	.50
75.6	1200															4.5	5.4	7.6	1.2	1.4	1.6	.47	.54	.62	.71
88.2	1400															6.0	7.2	10.	1.6	1.8	2.2	.62	.71	.82	.94
100.8	1600															7.6	9.1	13.	2.0	2.3	2.8	.80	.90	1.1	1.2
113.4	1800															9.4	11.		2.5	2.8	3.4	.99	1.1	1.3	1.5
126.0	2000		Condiciones de la pared interior del tubo	Edad Aprox. del tubo según uso ordinario en agua limpia.	use los valores arriba indicados multiplicados por el sig. factor.	11.	13.		3.0	3.5	4.2	1.2	1.4	1.6	1.2	1.4	1.6	1.6	1.6	1.6					
133.6	2200	3.6				4.1	5.0	1.4	1.6	1.9	2.2	2.5													
151.2	2400	4.2				4.9	5.8	1.7	1.9	2.2	2.5	2.9													
163.8	2600	4.9				5.6	6.8	1.9	2.2	2.5	2.9	3.4													
176.4	2800	5.6				6.4	7.8	2.2	2.5	2.9	3.4	4.1													
189.0	3000		Muy lisa	Nuevo	1.00				6.4	7.4	8.8	2.5	2.9	3.4	2.5	2.9	3.4	3.7	4.2	4.7					
201.6	3200	2.8				3.2	3.7	3.2	3.6	4.2	4.7	5.3													
214.2	3400	3.2				3.6	4.2	3.5	4.0	4.7	5.3	6.0													
226.8	3600	3.9				4.4	5.1																		
239.4	3800																								
252.0	4000		Mas ó menos lisa	1 1/2 años	1.51							4.3	4.9	5.6	4.7	5.3	6.0	6.7	7.4	8.1					
277.2	4400	5.1				5.8	6.7	5.6	6.3	7.4	8.1	8.9													
289.8	4600	5.6				6.3	7.4	6.0	6.8	7.9	8.9	9.9													
302.4	4800					Aspera	6 ó más años	2.35																	

FRICCION MECANICA

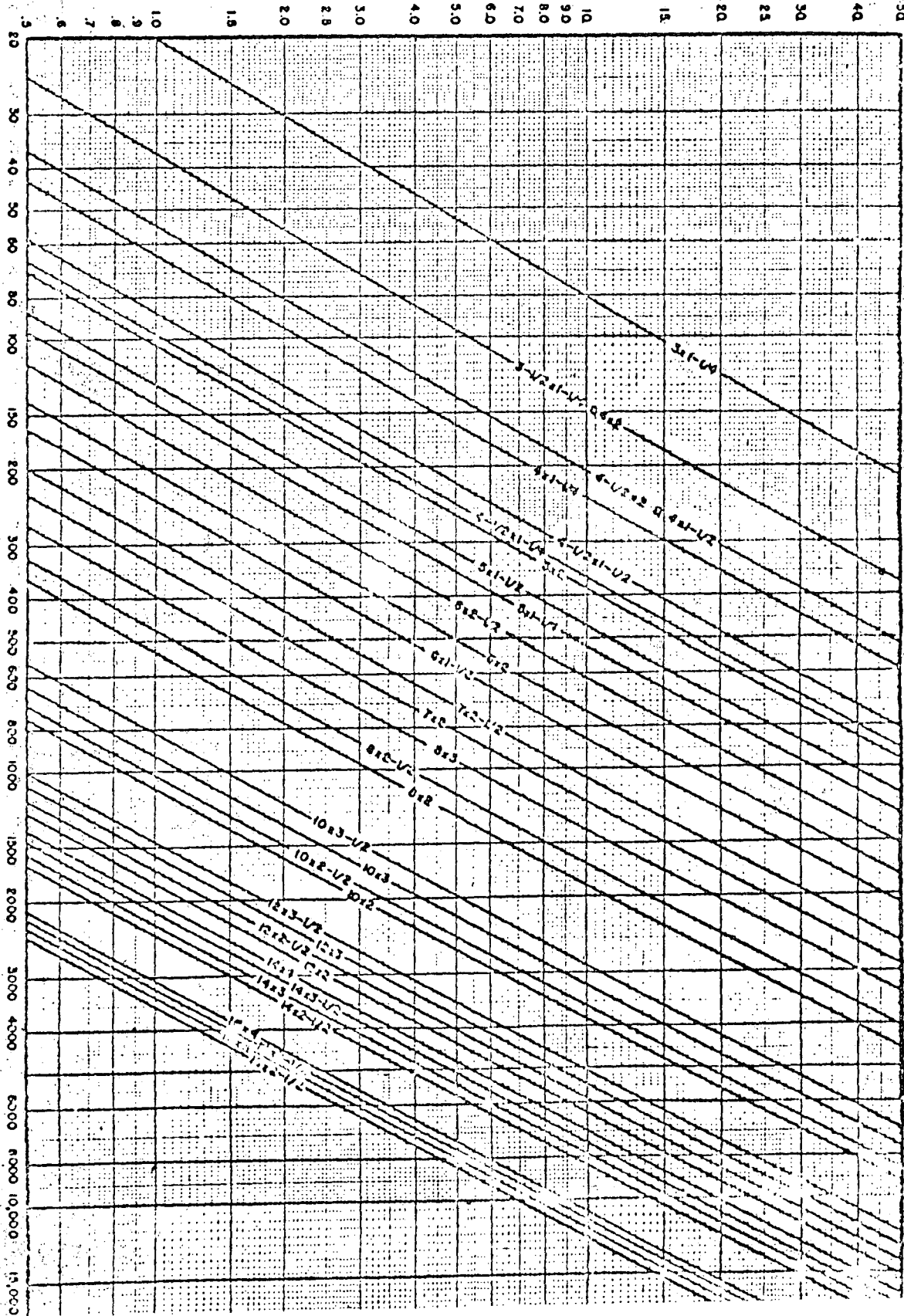
12

EN LAS FLECHAS DE LAS BOMBAS TURBINAS

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
Metros	Pies	Fricción Mecánica en H.P. a 1160 R.P.M.							
7.6	25	.19	.23	.30	.38	.46	.55	.66	.76
15.2	50	.37	.46	.60	.75	.93	1.10	1.32	1.52
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	3.24	3.85	4.62	5.32
61.0	200	1.48	1.84	2.40	3.00	3.70	4.40	5.28	6.08
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	7.60
83.8	275	2.04	2.53	3.30	4.13	5.09	6.05	7.26	8.36
91.4	300	2.22	2.76	3.60	4.50	5.55	6.60	7.92	9.12
99.0	325	2.41	2.99	3.90	4.88	6.01	7.15	8.58	9.88
106.7	350	2.59	3.22	4.20	5.25	6.48	7.70	9.24	10.64
114.3	375	2.78	3.45	4.50	5.63	6.94	8.25	9.90	11.40
121.9	400	2.96	3.68	4.80	6.00	7.40	8.80	10.56	12.16
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	13.68
144.8	475	3.52	4.37	5.70	7.13	8.79	10.45	12.54	14.44
152.4	500	3.70	4.60	6.00	7.50	9.25	11.00	13.20	15.20
		Fricción Mecánica en H.P. a 870 R.P.M.							
7.6	25	.14	.18	.23	.29	.35	.42	.50	.58
15.2	50	.28	.35	.45	.58	.70	.84	1.00	1.15
22.9	75	.42	.53	.68	.86	1.05	1.26	1.50	1.73
30.5	100	.56	.70	.90	1.15	1.40	1.68	2.00	2.32
38.1	125	.70	.87	1.13	1.44	1.75	2.10	2.50	2.94
45.7	150	.84	1.05	1.35	1.73	2.10	2.52	3.00	3.54
53.3	175	.98	1.23	1.58	2.01	2.45	2.94	3.50	4.08
61.0	200	1.12	1.40	1.80	2.30	2.80	3.36	4.00	4.68
68.6	225	1.26	1.58	2.03	2.59	3.15	3.78	4.50	5.22
76.2	250	1.40	1.75	2.25	2.88	3.50	4.20	5.00	5.76
83.8	275	1.54	1.93	2.48	3.16	3.85	4.62	5.50	6.36
91.4	300	1.68	2.10	2.70	3.45	4.20	5.04	6.00	6.96
99.0	325	1.82	2.28	2.93	3.74	4.55	5.46	6.50	7.56
106.7	350	1.96	2.45	3.15	4.03	4.90	5.88	7.00	8.16
114.3	375	2.10	2.61	3.38	4.31	5.25	6.30	7.50	8.76
121.9	400	2.24	2.80	3.60	4.60	5.60	6.72	8.00	9.36
129.5	425	2.38	2.97	3.83	4.89	5.95	7.14	8.50	9.96
137.1	450	2.52	3.15	4.05	5.18	6.30	7.56	9.00	10.56
144.8	475	2.66	3.33	4.28	5.46	6.65	7.98	9.50	11.28
152.4	500	2.80	3.50	4.50	5.75	7.00	8.40	10.00	11.90

GRAFICA DE PERDIDA POR FRICCION EN COLUMNA DE TURBINA LUBRICACION POR ACEITE

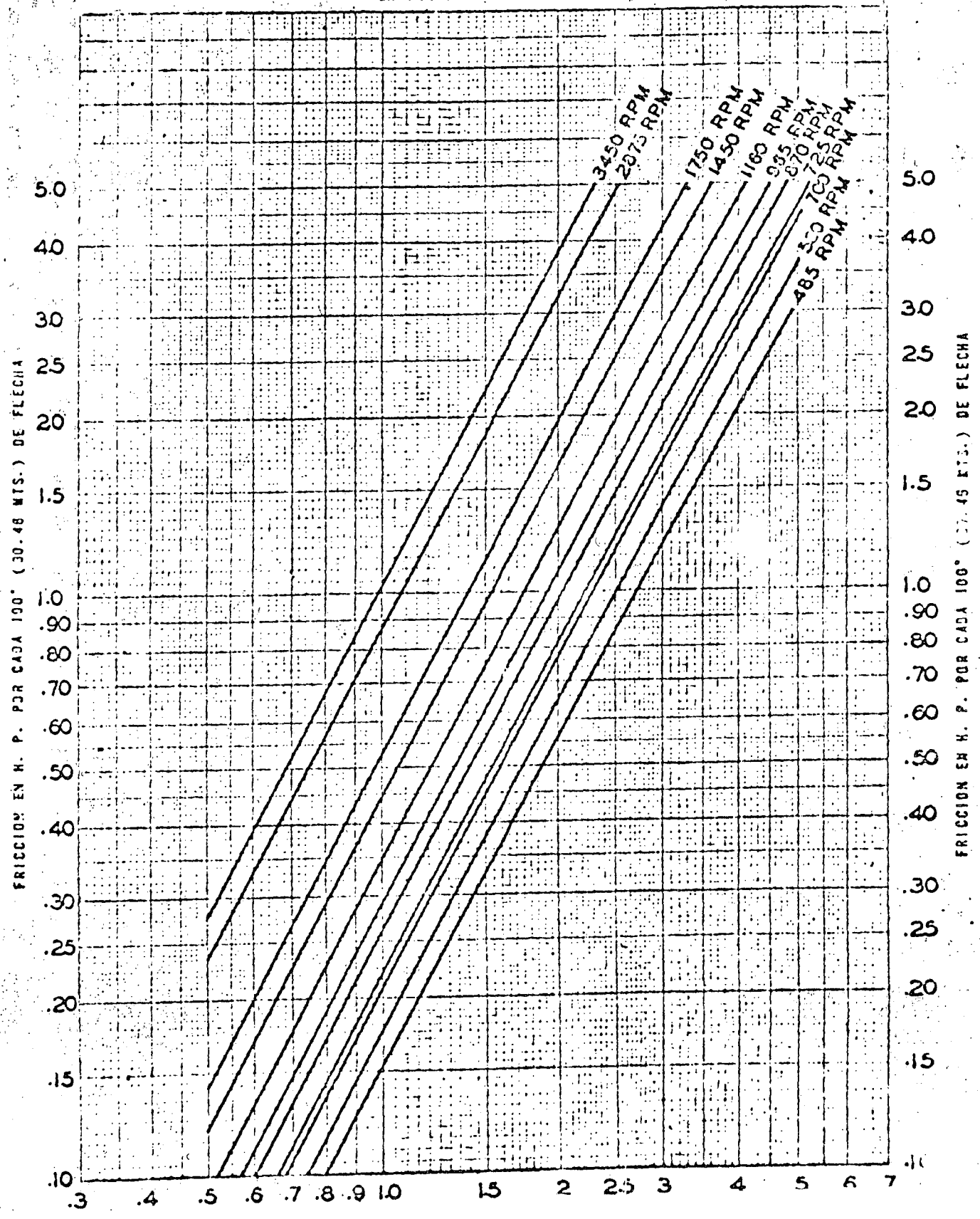
PARA CONVERTIR GALONES A LITROS MULTIPLIQUE POR 3.785
GASTO EN GALONES POR MINUTO



FRICCION MECANICA
EN LAS FLECHAS DE LAS BOMBAS TURBINAS

Longitud de la Flecha		DIAMETRO DE LA FLECHA										
		3/4"	1"	1 3/16"	1 7/16"	1 1/2"	1 11/16"	1 15/16"	2 3/16"	2 1/16"	2 11/16"	2 15/16"
Metros	Pies	Fricción Mecánica en H.P. A 1750 R.P.M.										
7.6	25	.08	.13	.18	.25	.29	.35	.45	.58	.71	.84	1.00
15.2	50	.15	.26	.36	.50	.58	.70	.90	1.15	1.42	1.69	2.00
22.9	75	.23	.39	.54	.75	.86	1.05	1.35	1.73	2.14	2.51	3.00
30.5	100	.30	.52	.72	1.00	1.15	1.40	1.80	2.30	2.85	3.35	4.00
38.1	125	.38	.65	.90	1.25	1.44	1.75	2.25	2.88	3.56	4.19	5.00
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	7.00
61.0	200	.60	1.04	1.44	2.00	2.30	2.80	3.60	4.50	5.70	6.70	8.00
68.6	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	8.39	10.00
83.9	275	.83	1.43	1.93	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	9.26	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	12.11	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	15.08	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
152.4	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.										
7.6	25	.06	.11	.15	.23	.24	.30	.38	.48	.60	.73	.85
15.2	50	.12	.23	.30	.45	.48	.60	.75	.95	1.20	1.41	1.70
22.9	75	.19	.34	.45	.68	.71	.90	1.13	1.42	1.80	2.14	2.55
30.5	100	.25	.45	.60	.90	.95	1.20	1.50	1.90	2.40	2.90	3.50
38.1	125	.31	.56	.75	1.13	1.19	1.50	1.88	2.38	3.00	3.63	4.25
45.7	150	.38	.68	.90	1.35	1.43	1.80	2.25	2.85	3.60	4.35	5.10
53.3	175	.44	.79	1.05	1.58	1.66	2.10	2.63	3.32	4.20	5.08	5.95
61.0	200	.50	.90	1.20	1.80	1.90	2.40	3.00	3.80	4.80	5.80	6.80
68.6	225	.56	1.01	1.35	2.03	2.14	2.70	3.38	4.28	5.40	6.53	7.65
76.2	250	.63	1.13	1.50	2.25	2.38	3.00	3.75	4.75	6.00	7.25	8.50
83.9	275	.69	1.24	1.65	2.48	2.61	3.30	4.13	5.22	6.60	7.98	9.35
91.4	300	.75	1.35	1.80	2.70	2.85	3.60	4.50	5.70	7.20	8.70	10.20
99.0	325	.81	1.46	1.95	2.93	3.09	3.90	4.88	6.17	7.80	9.43	11.15
106.7	350	.88	1.58	2.10	3.15	3.33	4.20	5.25	6.65	8.40	10.15	12.00
114.3	375	.94	1.69	2.25	3.38	3.56	4.50	5.63	7.15	9.00	10.88	12.75
121.9	400	1.00	1.80	2.40	3.60	3.80	4.80	6.00	7.60	9.60	11.60	14.00
129.5	425	1.06	1.91	2.55	3.83	4.04	5.10	6.38	8.07	10.20	12.33	14.65
137.1	450	1.13	2.03	2.70	4.05	4.28	5.40	6.75	8.55	10.80	13.05	15.50
144.7	475	1.19	2.14	2.85	4.28	4.51	5.70	7.13	9.04	11.40	13.78	16.35
152.4	500	1.25	2.25	3.00	4.50	4.75	6.00	7.50	9.50	12.00	14.50	17.00

FRICCION MECANICA EN FLECHAS DE BOMBAS TURBINAS



HOJA
INFORMACION
TECNICA

Jacuzzi-Universal, S.A.

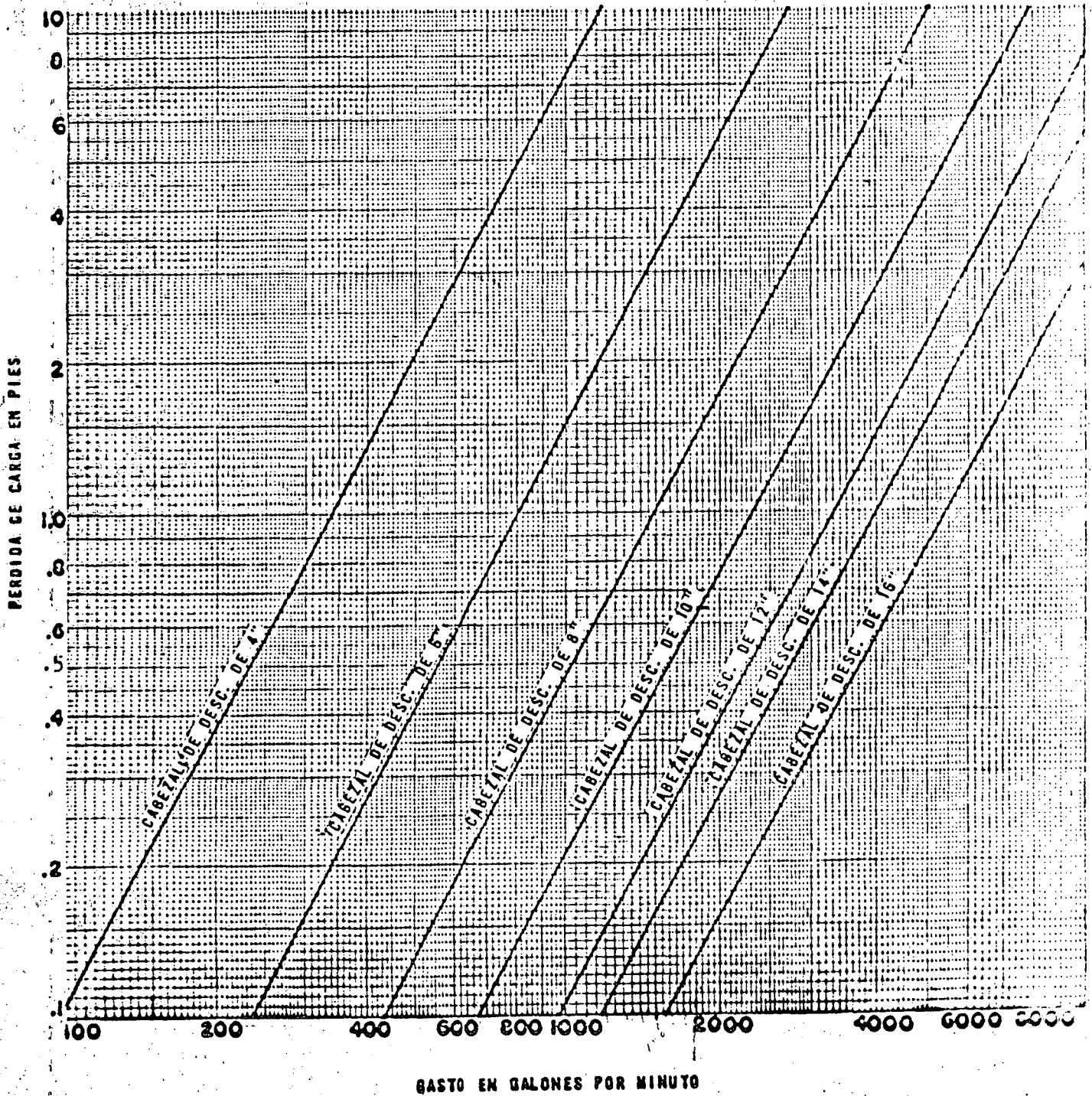
MONTERREY, N. L.

México, D. F. - Guadalajara, Jal.

SECTION 2410

19

GRAFICA DE PERDIDAS POR FRICCION
EN CABEZALES DE DESCARGA DE BOMBAS TURBINAS



PARA CONVERTIR GALONES A LITROS MULTIPLIQUE POR 3.785

FRICCION MECANICA EN FLECHAS DE BOMBAS TURBINAS

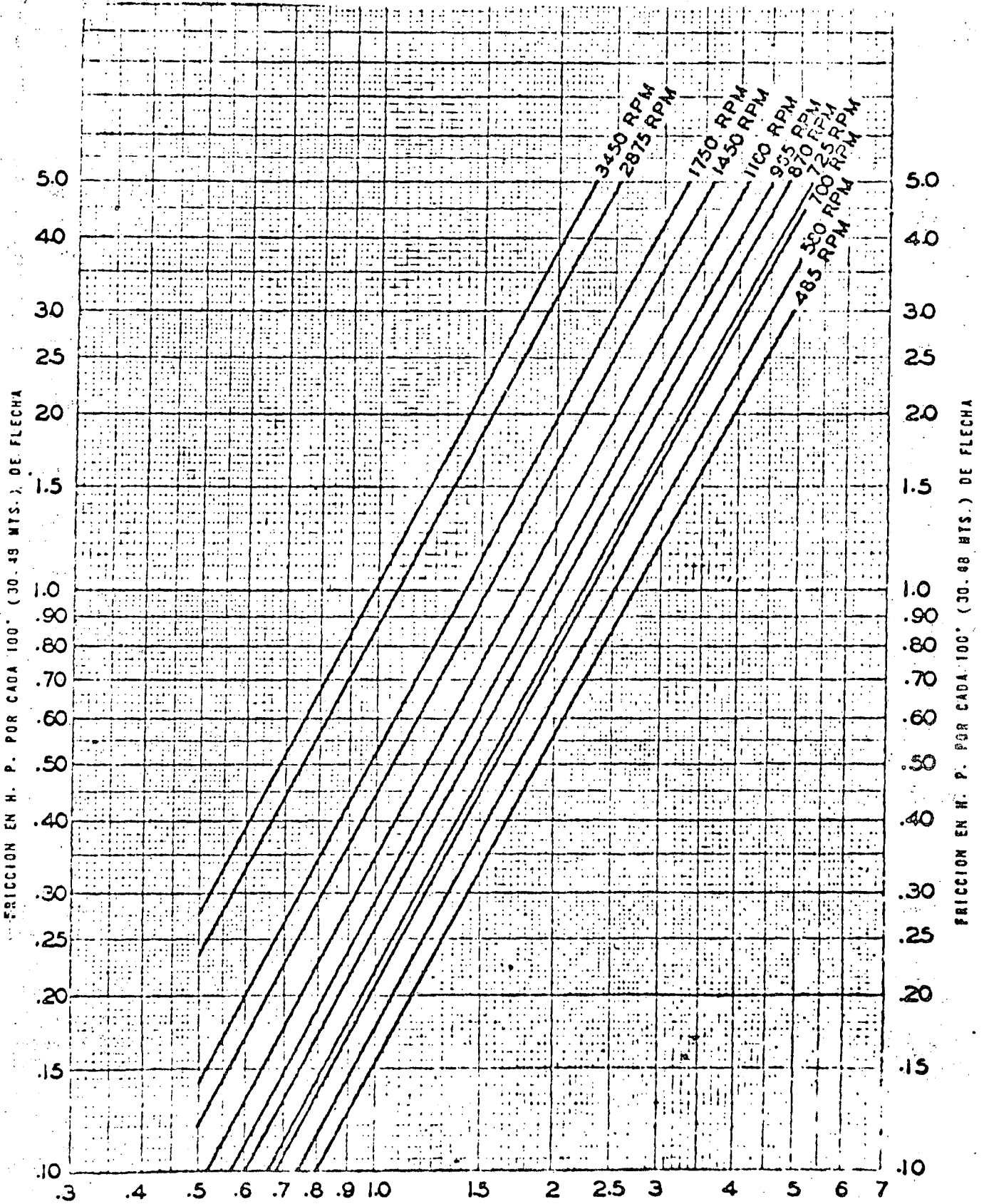


TABLA DE SELECCION DE FLECHAS
DE ACERO C-1045

DIAMETRO DE LA FLECHA m.m.(Pulg.)	Velocidad (RPM)	* TRACCION EN LA FLECHA KGS. (LBS)								
		454	907	1,361	2,268	3,402	4,536	6,804	9,072	13,608
		1,000	2,000	3,000	5,000	7,500	10,000	15,000	20,000	30,000
Potencia Admisible - HP										
19.05 (3/4)	1,750	20.0	19.5	18.8	16.3					
	1,150	13.2	12.9	12.4	10.7					
	850	9.8	9.5	9.2	8.0					
25.4 (1)	3,500	94.5	93.8	93.0	89.5	82.5				
	1,750	47.5	47.2	46.7	45.0	41.5				
	1,150	31.3	31.1	30.8	29.7	27.3				
	850	23.2	23.1	22.9	22.0	20.3				
30.16 (1 3/16)	3,500	167	167	166	163	157	149			
	1,750	84.0	84.0	83.5	82.0	79.0	75.0			
	1,150	55.4	55.4	55.0	54.1	52.1	49.4			
	850	41.0	41.0	40.7	40.0	38.6	36.6			
36.51 (1 7/16)	3,500			296	294	289	283	254		
	1,750			149	146	145	142	133		
	1,150			98.3	97.6	96.0	94.0	87.6		
	850			72.7	72.3	71.0	69.5	64.4		
39.10 (1 1/2)	3,500			336	334	330	324	306		
	1,750			169	168	166	163	154		
	1,150			111.2	110.7	109.2	107.2	101.4		
	850			82.6	82.1	81.1	79.6	75.2		
42.86 (1 11/16)	1,750			252	251	248	246	232	227	
	1,150			166	165	164	162	157	150	
	850			123	122	121	120	117	111	
49.21 (1 15/16)	1,750				393	392	390	382	373	345
	1,150				259	258	257	252	246	227
	850				192	192	191	187	182	167
55.56 (2 3/16)	1,750				578	577	576	570	562	515
	1,150				382	381	380	376	371	345
	850				283	282	281	279	275	255
61.91 (2 7/16)	1,750					816	815	810	802	741
	1,150					537	537	533	529	515
	850					398	398	395	392	371
68.26 (2 11/16)	1,750						1,070	1,062	1,055	1,000
	1,150						703	700	696	667
	850						520	518	515	495

* Se determina de acuerdo con las páginas 9 y 10 de esta misma Sección.

SELECCION DE LOS COPLES

TIPO DE IMPULSOR	TIPO DE COPLÉ	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 600', dirijase a la fabrica. Para grandes profundidades y altas cargas revítese el alargamiento de la flecha.

SELLO 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./pie de carga)	Modelo del Tazón	Juego Extremo * (pulgadas)	Constante de Empuje (Lbs./pie de carga)
			H4	3/8	1.5
			H4	1/4	1.5
6JC	3/8	1.56	6JS	3/8	1.74
6LC	3/8	1.56	6LS	3/8	1.72
6MC	1/2	2.24	6MS	1/2	2.43
6HC	1/2	2.24	6HS	1/2	2.29
6XC	5/8	2.83	6XS	5/8	2.35
8JC	7/16	2.98	8JS	7/16	3.52
8LC	7/16	2.98	8LS	7/16	3.34
8XC	7/16	3.93	8XS	7/16	4.42
8MC	7/16	3.93	8MS	7/16	4.28
8HC	3/8	5.4	8HS	3/8	5.4
10LC	1/2	6.6	10LS	1/2	7.5
10LC-XD	1	6.6			
10MC	5/8	6.6	10MS	5/8	7.5
10MC-XD	1	6.6			
10HC	5/8	8.1	10HS	5/8	9.2
10HC-XD	1 1/4	8.1			
10WC	7/8	10.3	10WS	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			
12MC	3/4	10.6	12MS	3/4	12.5
12MC-XD	1 1/4	10.6			
12HC	3/4	16.5	12HS	3/4	19.0
12HC-XD	1 1/4	16.5			
12XC	7/8	19.0			
14LC	7/8	17.2	14LS	7/8	19.7
14MC	7/8	21.8	14MS	7/8	23.4
14HC	7/8	21.8	14HS	7/8	25.2
14XC	7/8	21.8	14XS	7/8	23.4
16MC	1	34.9	16MS	1	38.9
16HC	1	34.9	16HS	1	39.5
20MC	1 1/2	38.0			
20HC	1 1/4	38.0			
24HC	2	59.0			
28HC	2 1/2	83.0			

* consulte a la Fábrica si se requiere juego adicional.

** XD indica construcción extra-fuerte para colocarse 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 plazo de entrega mayor.

LISTA DE PRECIOS
Sujeta a nuestras condiciones
de venta publicadas.

JACUZZI - UNIVERSAL, S.A.

MONTERREY, N. L.

MEXICO, D. F. GUADALAJARA, JAL.

82
CATALOGO
DE TURBINAS
SECCION 2300
PAGINA 3
MAR. 25 DE 1970

COLUMNA COMPLETA ESTANDAR

PARA BOMBAS TIPO TURBINA LUBRICADAS POR ACEITE
(PARA VELOCIDADES HASTA DE 2200 R. P. M.)

PRECIOS GRUPO X

Diámetro de la Flecha mm. (Pulg.)	Diámetro de la Cubierta mm. (Pulg.)	DIAMETRO COLUMNA EXTERIOR (1)		CAPACIDAD MAXIMA (2)		PRECIOS		Peso Aprox. en Kgs. x Tramo de 30.5 Cms. (1°)		Adición por cada 30.5 cms. (1°) Por flecha y Co-ple de acero inoxidable.	
		cms.	pulg.	L.P.S.	G.P.M.	Tramos de 3.048	Tramos de 1.524	Aceite	Agua	Tipo 416	** Tipo 303
						Mts. (10°)	Mts. (5°)				
*** 19.1 (3/4")	31.8 (1 1/4")	7.6	3	3.5	55	\$ 1,160	\$ 750	6	5	\$ 30	\$ 40
		10.2	4	10.1	160	1,350	750	7	6		
		15.2	6	39.4	625	1,760	1,130	11	10		
25.4 (1")	38.1 (1 1/2")	7.6	3	3.2	50	1,320	830	7	5	50	70
		10.2	4	9.5	150	1,460	960	8	6		
		15.2	6	31.9	600	1,880	1,200	12	10		
		20.3	8	45.2	1350	2,250	1,450	15	13		
30.2 (1 3/16")	50.8 (2")	10.2	4	7.9	125	1,780	1,100	10	7	70	100
		15.2	6	31.5	500	2,210	1,360	24	11		
		20.3	8	82.0	1350	2,620	1,640	16	14		
		25.4	10	164.0	2600	3,040	1,920	20	18		
		30.5	12	274.4	4350	3,720	2,370	26	24		
38.1 (1 1/2")	63.5 (2 1/2")	15.2	6	28.4	450	2,720	1,680	16	12	120	160
		20.3	8	72.6	1150	3,030	1,890	19	15		
		25.4	10	154.8	2450	3,470	2,210	22	19		
		30.5	12	257.4	4150	4,300	2,720	29	25		
43. (1 11/16")	63.5 (2 1/2")	15.2	6	26.5	420	2,880	1,790	17	13	140	180
		20.3	8	72.6	1150	3,160	2,000	20	16		
		25.4	10	157.7	2600	3,620	2,300	23	20		
		30.5	12	257.4	4100	4,440	2,810	30	26		
43. (1 11/16")	76.2 (3")	15.2	6	25.2	400	3,400	2,050	18	14	140	180
		20.3	8	63.1	1000	3,700	2,250	21	17		
		25.4	10	144.8	2200	4,120	2,570	24	21		
		30.5	12	236.6	3750	4,960	3,060	31	27		
43.2 (1 15/16")	76.2 (3")	20.3	8	63.1	1000	3,900	2,390	22	18	165	230
		25.4	10	144.8	2200	4,340	2,700	26	22		
		30.5	12	236.6	3750	5,160	3,210	32	28		
55.6 (2 3/16")	88.9 (3 1/2")	25.4	10	176.2	2700	5,850	3,500	29	23	220	250
		30.5	12	236.6	3500	6,670	4,000	35	29		

(1) Normalmente se suministran Roscas a Tope.

(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 unidades de 3450 R.P.M. y 2900 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 caballaje admisible para transmitir es solamente

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. (6') 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. E. (Rosca en ambos extremos).

Sección Intermedia.- Incluye: 3.05 Mts. (10') de flecha con cople, dos tramos de cubierta inte-
rior 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. (8') 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.

Se incluye sin cargo adicional, una araña de hule por cada 12.19 Mts. (40') de columna lubricada por -
aceite.

NOTA: La Columna Estándar está de acuerdo con las siguientes especificaciones:

AWWA A101-60

ASA B58.1 - 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
CATALOGO
DE TURBINAS
SECCION 2300
PAGINA 13
MAR. 25 DE 1970

ACCESORIOS

PRECIOS GRUPO X
TUBERIA Y COPLES

Medida (Pulg.)	3.05 Mts. (10')		1.52 Mts. (5')		Peso en kgs. por cada 1.00 mts. (3')	COPLES NEGROS	
	R.A.E.	R.U.E.	R.A.E.	R.U.E.		PRECIO UNIT.	Peso (Kgs.)
1.50	\$ 490	\$ 370	\$ 240	\$ 210	2.0	\$ 140	3.0
2.00	540	520	330	290	2.5	200	3.2
2.50	890	860	496	470	3.0	270	5.0
3.00	1 080	1 050	610	570	3.5	370	7.0
3.50	1 410	1 370	790	750	4.0	510	14.0
4.00	2 100	2 020	1 150	1 090	4.5	660	20.0
4.50	740	720	410	390	5.0	270	5.0
5.00	920	890	510	480	5.5	360	7.0
5.50	1 250	1 250	730	690	6.0	510	16.0
6.00	1 540	1 440	870	790	6.5	660	20.0

R. A. E.: Rosca en ambos extremos (Sin Cople)

R. U. E.: Rosca en un extremo (Sin cople)

NOTA: Para tramos menores de 1.52 Mts. (5') se aplica el precio del tramo de 1.52 Mts. (5')

Para tramos entre 1.52 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 (Pulg.)	CON COPLE ROSCADO		CON NIPLE ROSCADO		Peso Aprox. kgs.	Largo Aprox. cms. (Pulg.)
	Modelo	Precio	Modelo	Precio		
1.50 (4")	54e-3c	\$ 170	54e-3n	\$ 170	2	26.18 (9 1/2")
2.00 (5")	54e-4c	220	54e-4n	220	3	27.14 (10 3/4")
2.50 (6")	54e-6c	300	54e-6n	300	10	31.48 (12 1/2")
3.00 (7 1/2")	54e-8c	430	54e-8n	430	13	37.15 (14 1/2")
3.50 (9")	54e-10c	720	54e-10n	720	21	43.93 (17 1/2")
4.00 (10")	54e-12c	820	54e-12n	820	28	47.19 (18 1/2")

COLADERA TIPO CANASTA

MEDIDA (Pulg.)	CON COPLE ROSCADO		CON NIPLE ROSCADO		Peso Aprox. kgs.	Dimensiones de la Coladera	
	Modelo	Precio	Modelo	Precio		DIAM. EXT. cms. (Pulg.)	ALTO cms. (Pulg.)
1.50 (4")	54j-3	\$ 220	54jn-3	\$ 220	2	25.25 (10")	25.25 (10")
2.00 (5")	54j-4	270	54jn-4	270	3	26.18 (10 1/2")	26.18 (10 1/2")
2.50 (6")	54j-6	450	54jn-6	450	6	27.14 (10 3/4")	27.14 (10 3/4")
3.00 (7 1/2")	54j-8	510	54jn-8	510	1	28.10 (11")	28.10 (11")
3.50 (9")	54j-10	720	54jn-10	720	19	29.06 (11 1/2")	29.06 (11 1/2")
4.00 (10")	54j-12	820	54jn-12	820	28	29.92 (11 3/4")	29.92 (11 3/4")



Modelo 54e



Modelo 54j

85

A
DE TURBINA
SECCION
A G I
R. 25 DE 1970

GUZZI - UNIVERSAL, S.A.

LISTA DE PRECIOS
Sujeta a nuestras condiciones
de venta publicadas.

MONTERREY, N.

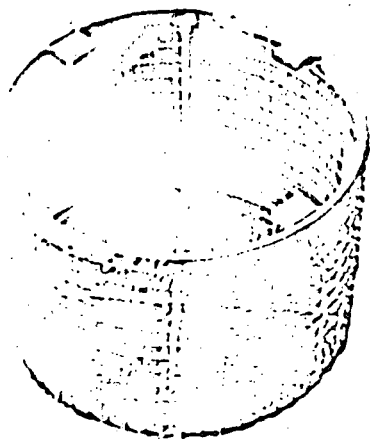
MEXICO, D. F. GUADALAJARA, JALISCO

COLADERAS Y VALVULAS DE PIE

PRECIOS GRUPO X

COLADERAS TIPO CANASTA

PARA BOMBAS TIPO TURBINA CON CAMPANA DE SUCCION



Modelo 54T

Coladera con armazón
de acero y tela de
acero soldada.

MODELO No.	PRECIO	Diámetro Exterior Nominal del Tazón cms. (pulg.)	Dimensiones de la Coladera			Peso Aprox. KGS.
			Diámetro Exterior cms. (pulg.)	Altura cms. (pulg.)	Malla m.m. (pulg.)	
54T-6	\$ 460	15.24(6")	19.42 (7 1/4")	15.24 (6")	13 x 13 (1/2" x 1/2")	4
54T-8	540	20.32(8")	23.50 (9 1/4")	15.24 (6")	13 x 13 (1/2" x 1/2")	5
54T-10	640	25.40(10")	28.58 (11 1/4")	25.40 (10")	19 x 19 (3/4" x 3/4")	7
54T-12	750	30.48(12")	33.66 (13 1/4")	25.40 (10")	19 x 19 (3/4" x 3/4")	8
54T-14	870	35.56(14")	38.74 (15 1/4")	30.48 (12")	19 x 19 (3/4" x 3/4")	10
54T-16	960	40.64(16")	55.88 (22")	30.48 (12")	25 x 25 (1" x 1")	17
54T-18	1,070	45.72(18")	60.96 (24")	30.48 (12")	25 x 25 (1" x 1")	18
54T-20	1,120	50.80(20")	68.58 (27")	30.48 (12")	25 x 25 (1" x 1")	20
54T-24	1,160	60.96(24")	91.28 (32")	40.64 (16")	25 x 25 (1" x 1")	23
54T-28	1,260	71.12(28")	96.52 (39")	45.72 (19")	25 x 25 (1" x 1")	29

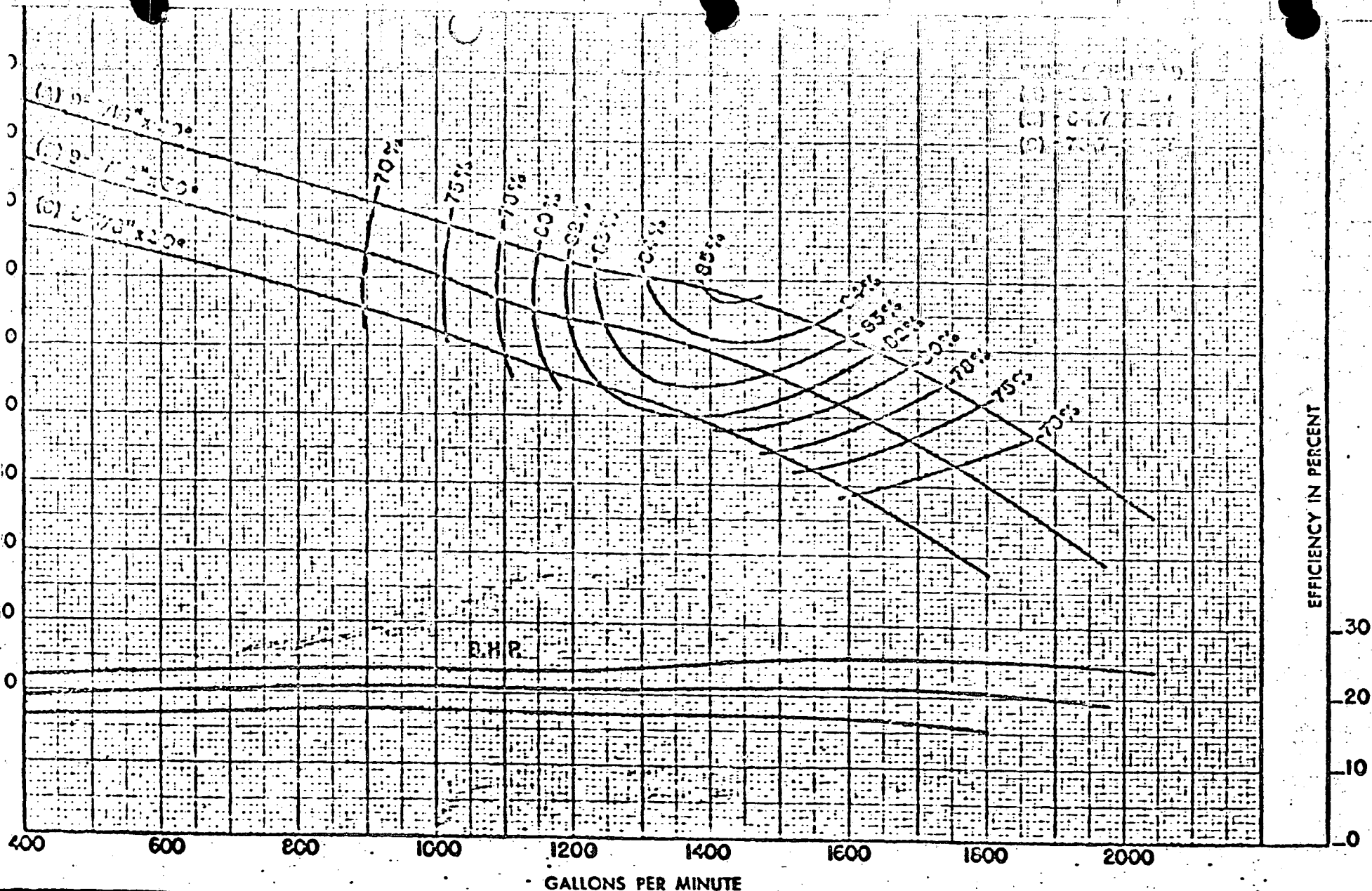
VALVULAS DE PIE DE FIERRO CON COLADERA



Modelo 54B

Medida cms. (pulg.)	MODELO No.	PRECIO	DIMENSIONES		Peso Aprox. KGS.
			Diám. Ext. cms. (pulg.)	Largo total cms. (pulg.)	
7.62(3")	54B-3	\$ 480	12.38(4 7/8")	20.32(8")	6
10.16(4")	54B-4	510	16.51(6 1/2")	24.77(9 3/4")	11
15.24(6")	54B-6	780	21.91(8 5/8")	32.39(12 3/4")	24
20.32(8")	54B-8	1,320	27.94(11")	40.64(16")	44
25.40(10")	54B-10	1,750	33.66(13 1/4")	45.72(18")	77

Esta válvula de pie permite un flujo sin restricción alguna, y brinda una operación silenciosa. Se limpia por sí misma y posee un elemento reemplazable.



General
TURBINE PUMPS

5-7-53

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 C.I. ENAM.
 Impeller No. 2914 BRONZE
 Eye Area 32.4 Sq. In.
 Imp. Type CLOSED K=15.5

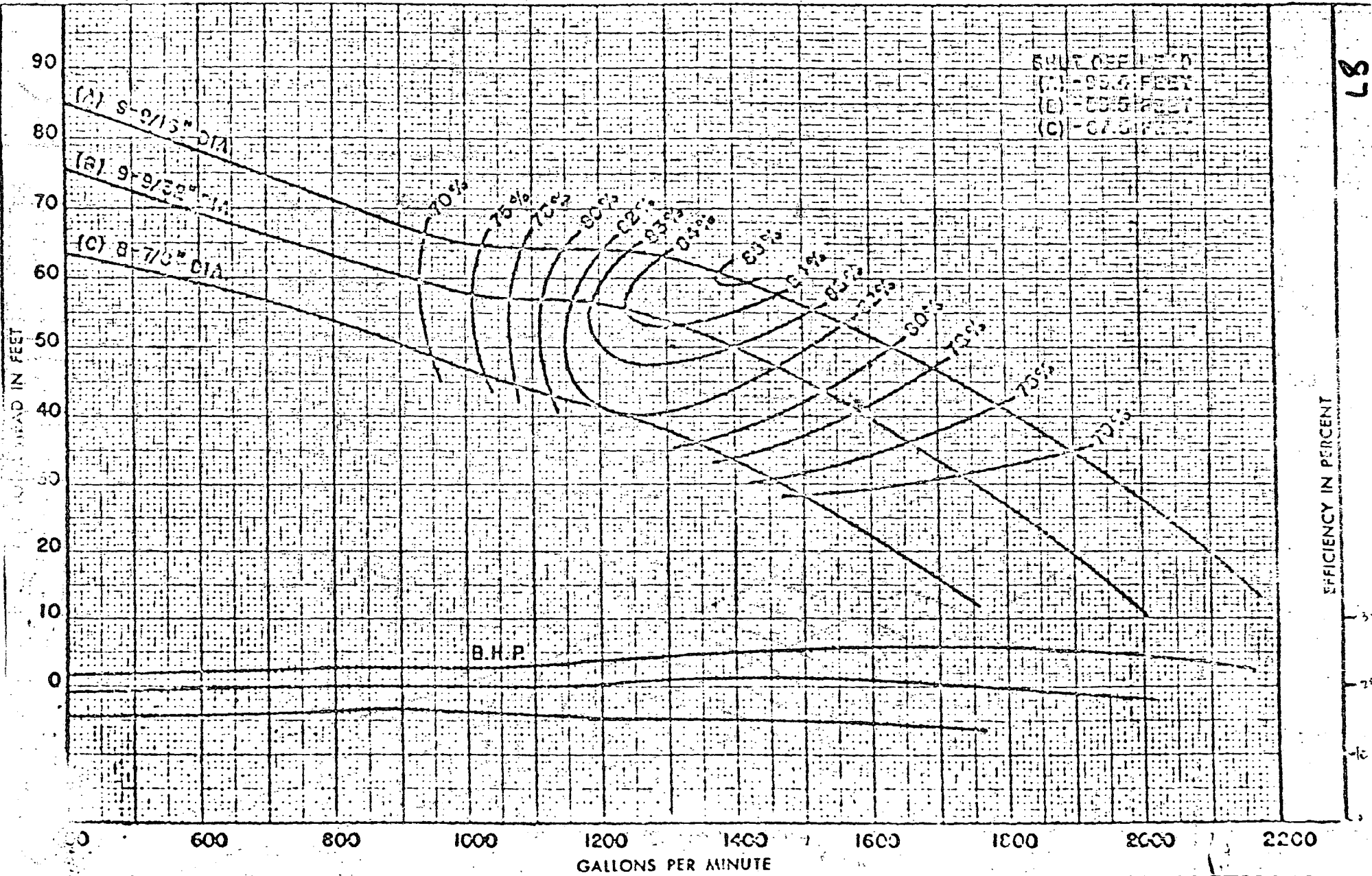
STAGE PERFORMANCE

Curve No.	12H-31
R. P. M.	1750
Bowl	12HC

Impeller correct

DRAWN BY ROBERT P. HARRIS

88



TURBINE PUMPS

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 affect both head and horsepower

Bowl Dia. **1 1/4 In.**
 Bowl No. **2015-S C.I. ENAM.**
 Impeller No **2953 BRONZE**
 Eye Area **32.4 Sq. In.**
 Imp. Type **SEMI-OPEN K-19**

STAGE PERFORMANCE

Curve No. **12H-63**

R. P. M. **30**

Bowl **12HS**

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 -

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 río 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 hincapie 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.

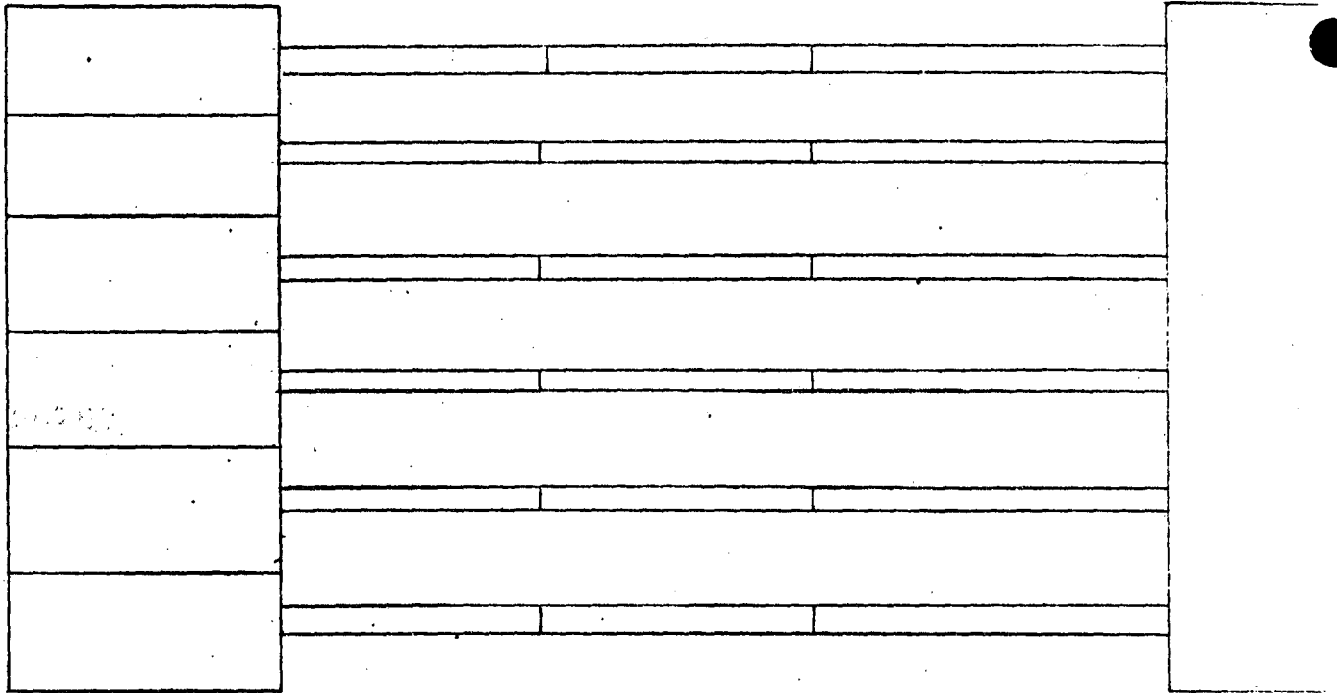
Sustituyendo. El diámetro de la tubería será:

$$D = \sqrt{\frac{0.833}{2 \times 0.785}} = \sqrt{0.53} = 0.729 \text{ m.}$$

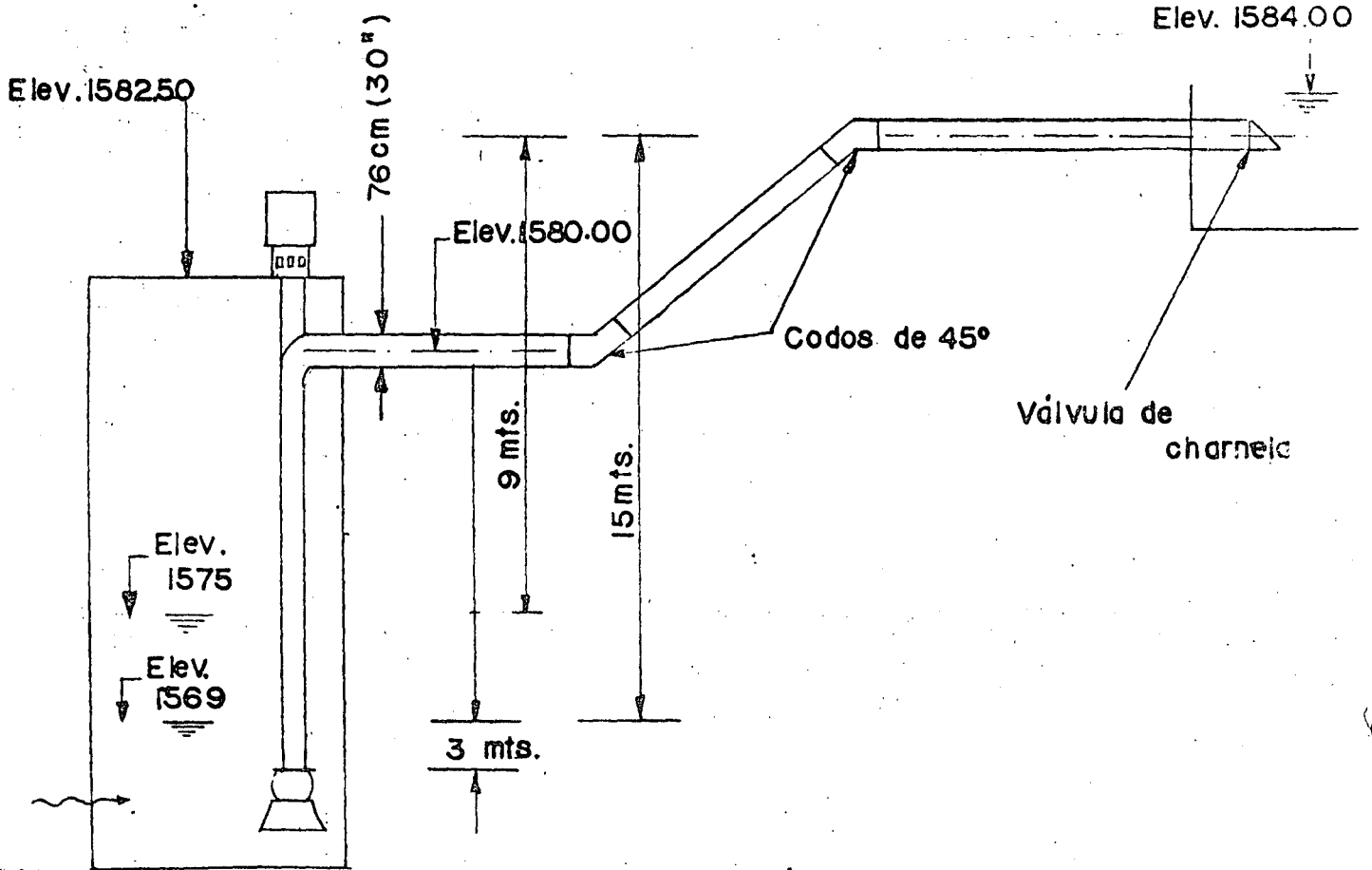
El diámetro comercial inmediato superior es de 76.2 cm. (30") por lo que se elegirá este diámetro.

Antes de calcular las pérdidas de carga, se ilustra en el siguiente esquema la disposición de las tuberías de descarga.

93



PLANTA



ELEVACION

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:

$$h_{f_{c_0}} = 0.18 \text{ ft} = 0.05 \text{ m.}$$

Tuberfa y codos de 45°.

$$L_{eq_{codos}} = 22.8$$

$$L_t = 80 + 22.8 = 102.8 \text{ m} = 337 \text{ ft}$$

$$h_{f_t} = \frac{0.36}{100} \times 337 = 1.21 \text{ ft} = 0.36 \text{ m.}$$

Válvula de charnela:

$$h_{f_v} = 0.052 \text{ ft} = \underline{0.01}$$

$$S U M A . \quad 0.49 \text{ m.}$$

Carga de Velocidad:

$$h_r = 0.64 \text{ ft} = \underline{0.19}$$

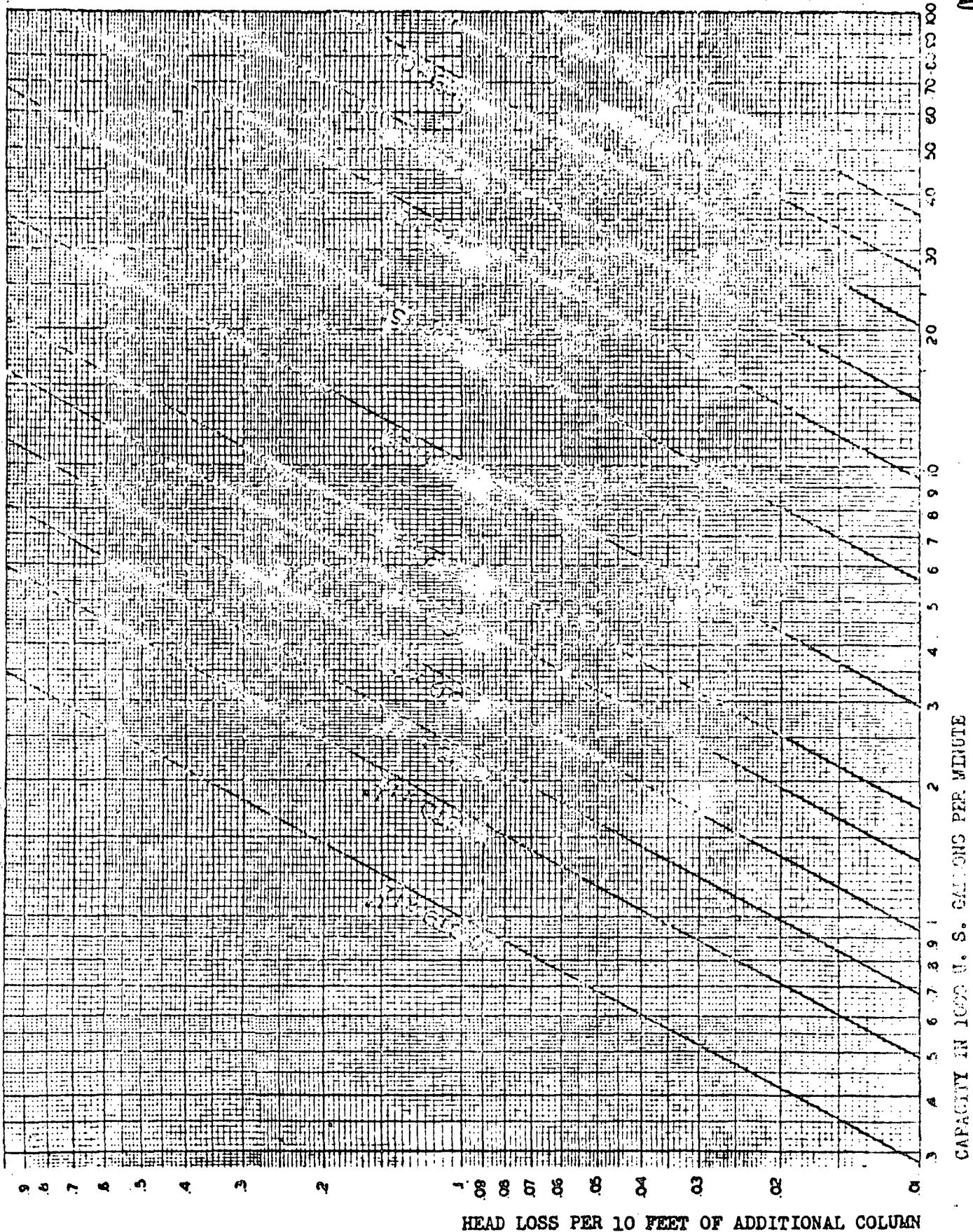
$$T O T A L . \quad 0.68 \text{ m.}$$

April 7, 1947

TABLE L

95

HEAD LOSS PER 10 FEET OF ADDITIONAL COLUMN

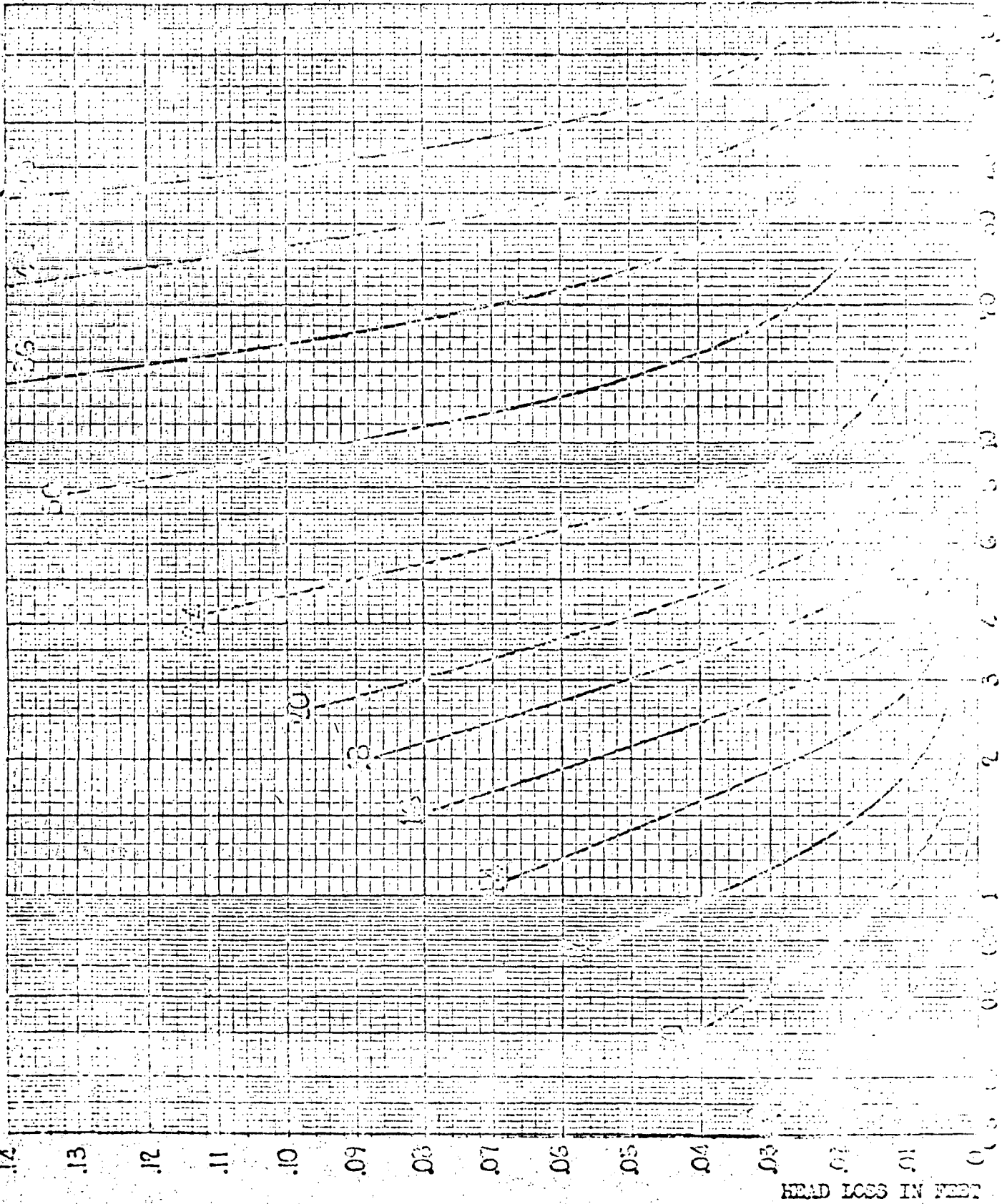


HEAD LOSS CHART FOR LIGHT FLAP VALVES

Sizes Noted are Diameters in Inches

96

TABLE J

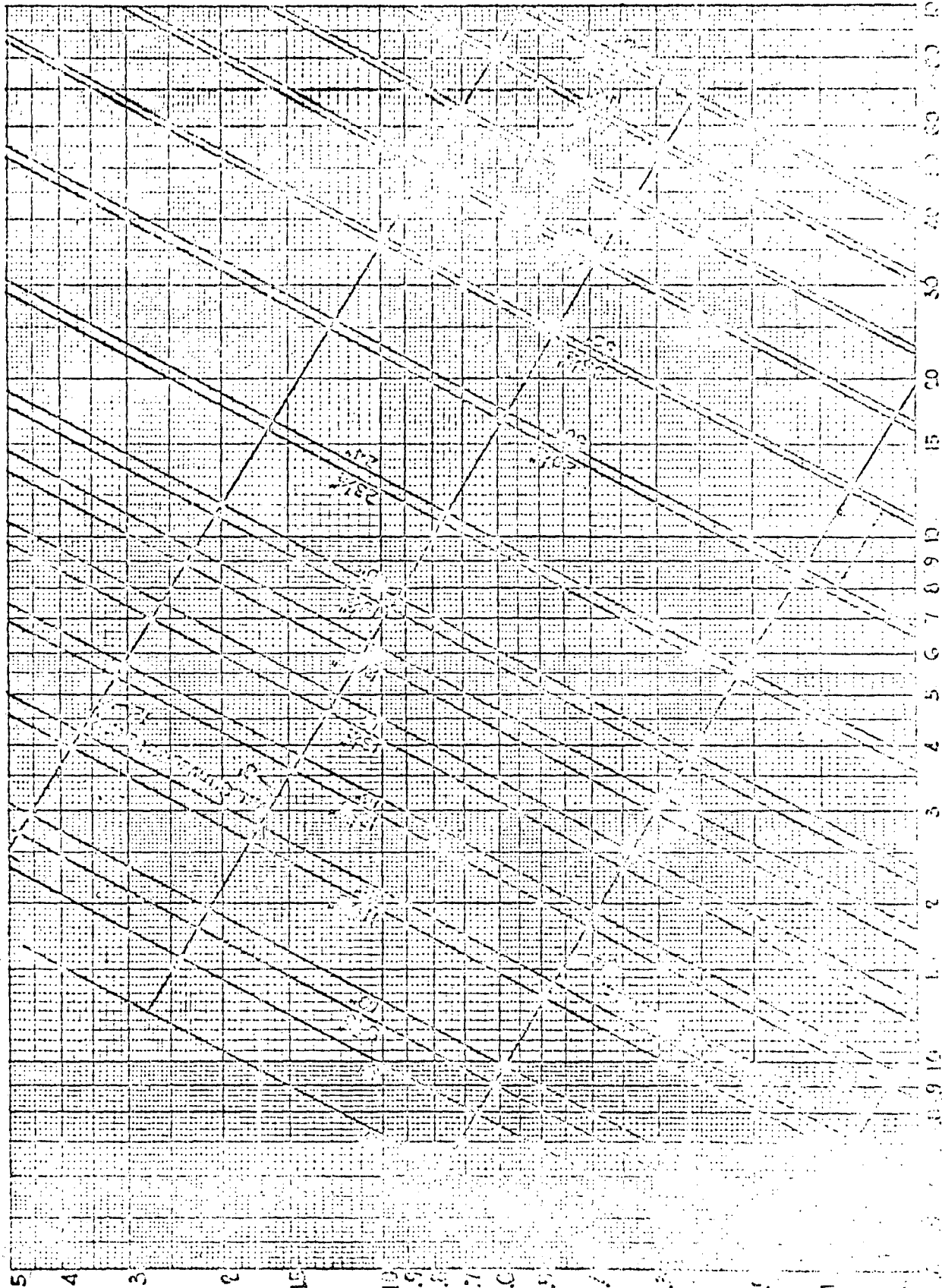


PIPE FRICTION LOSS CHART

Based on the William & Hazon Formula "C = 130"

32

TABLE H



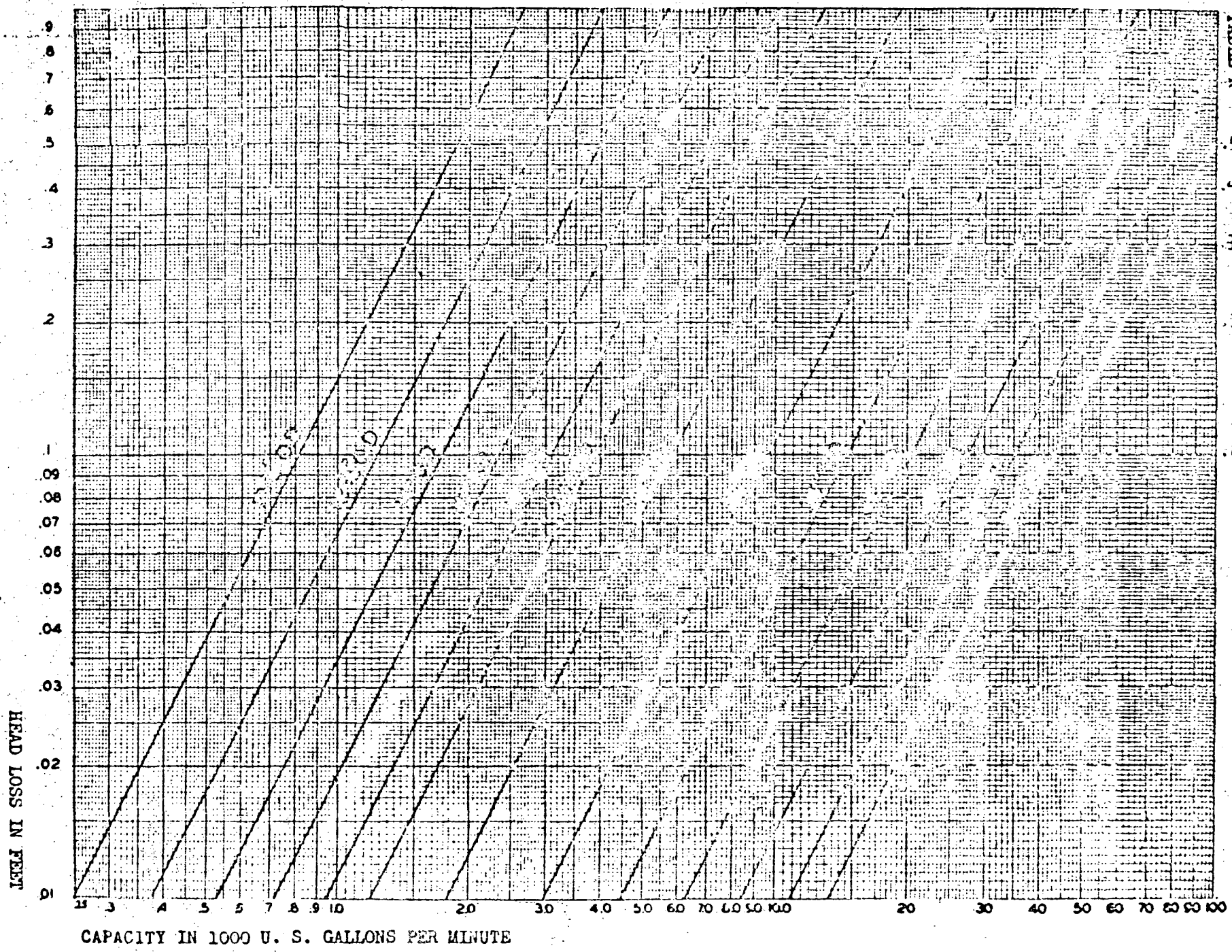
INCHES PIPE

G.P.M. PER 1000 U.S. GALLONS PER HOUR

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



Peerless Pump Division

UNIVERSITY MICROFILMS
Page 9
April 7, 1947

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.

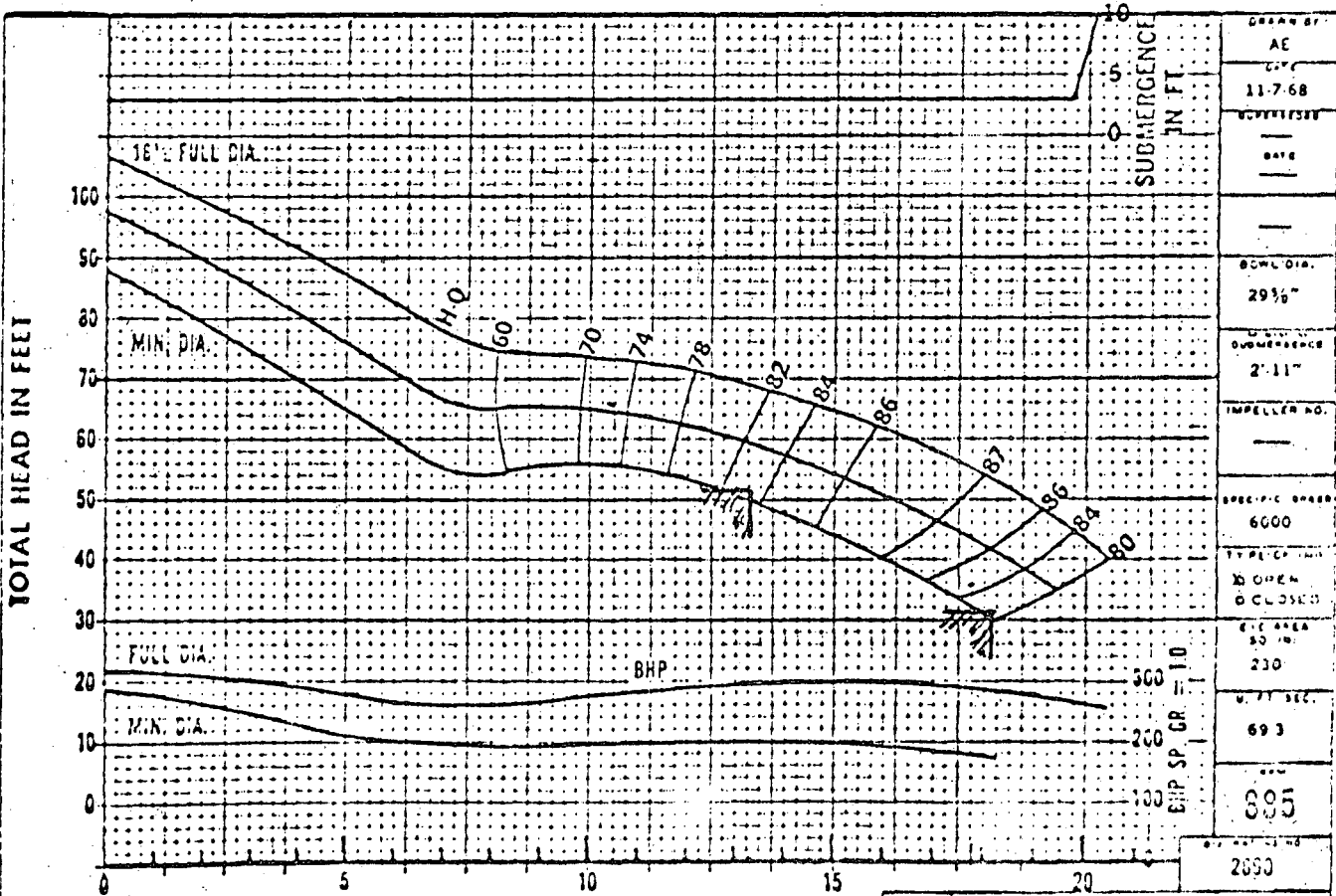
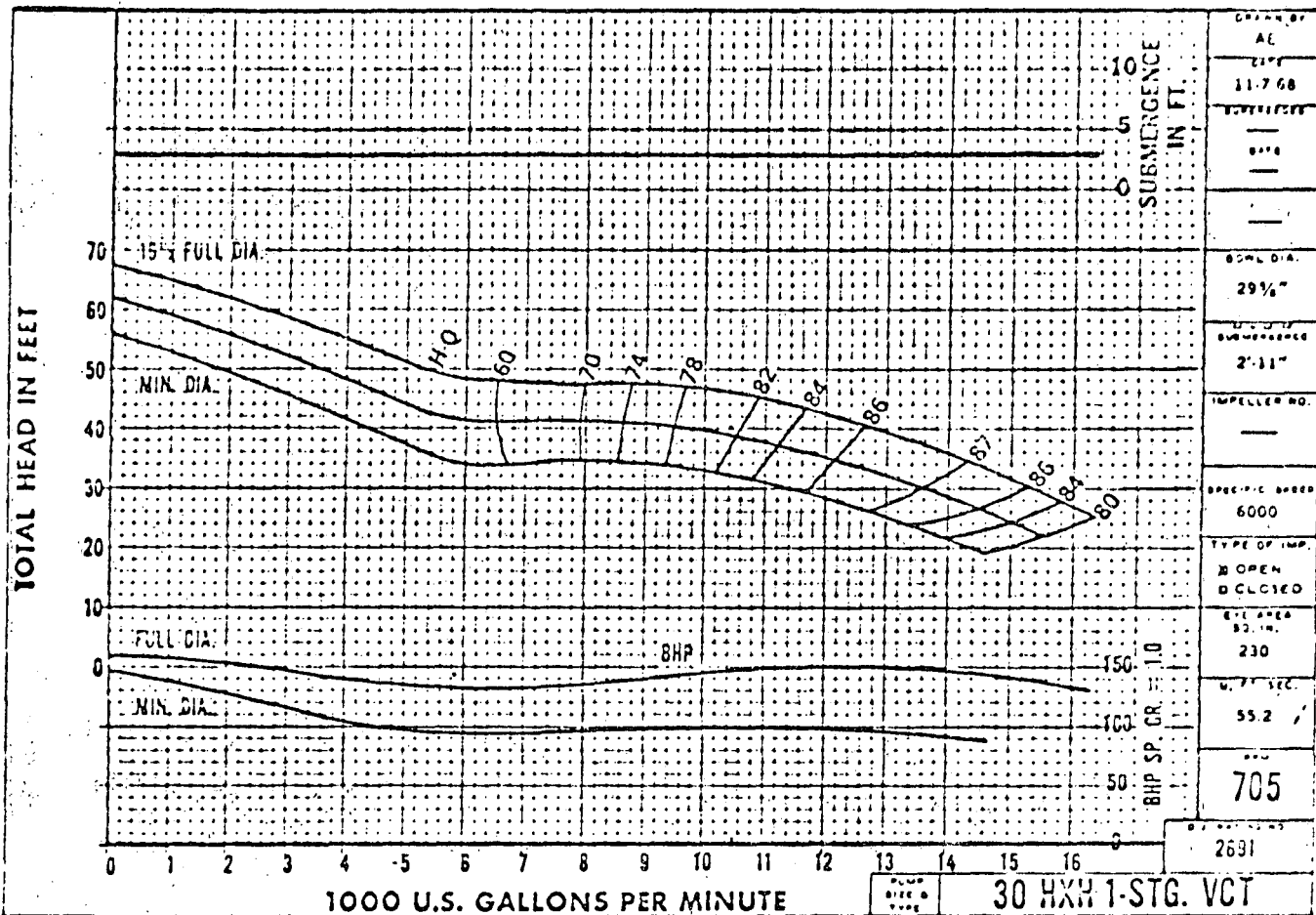
La capacidad del motor eléctrico dependerá de la potencia requerida por la bomba, esta potencia se calcula como sigue:

$$N = \frac{833 \times 15.68}{76 \times 0.83} = 207 \text{ HP}$$

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.

IGM/eca.

109
42

HOJA No. 11 DE 12.
LPWM: VIII

40

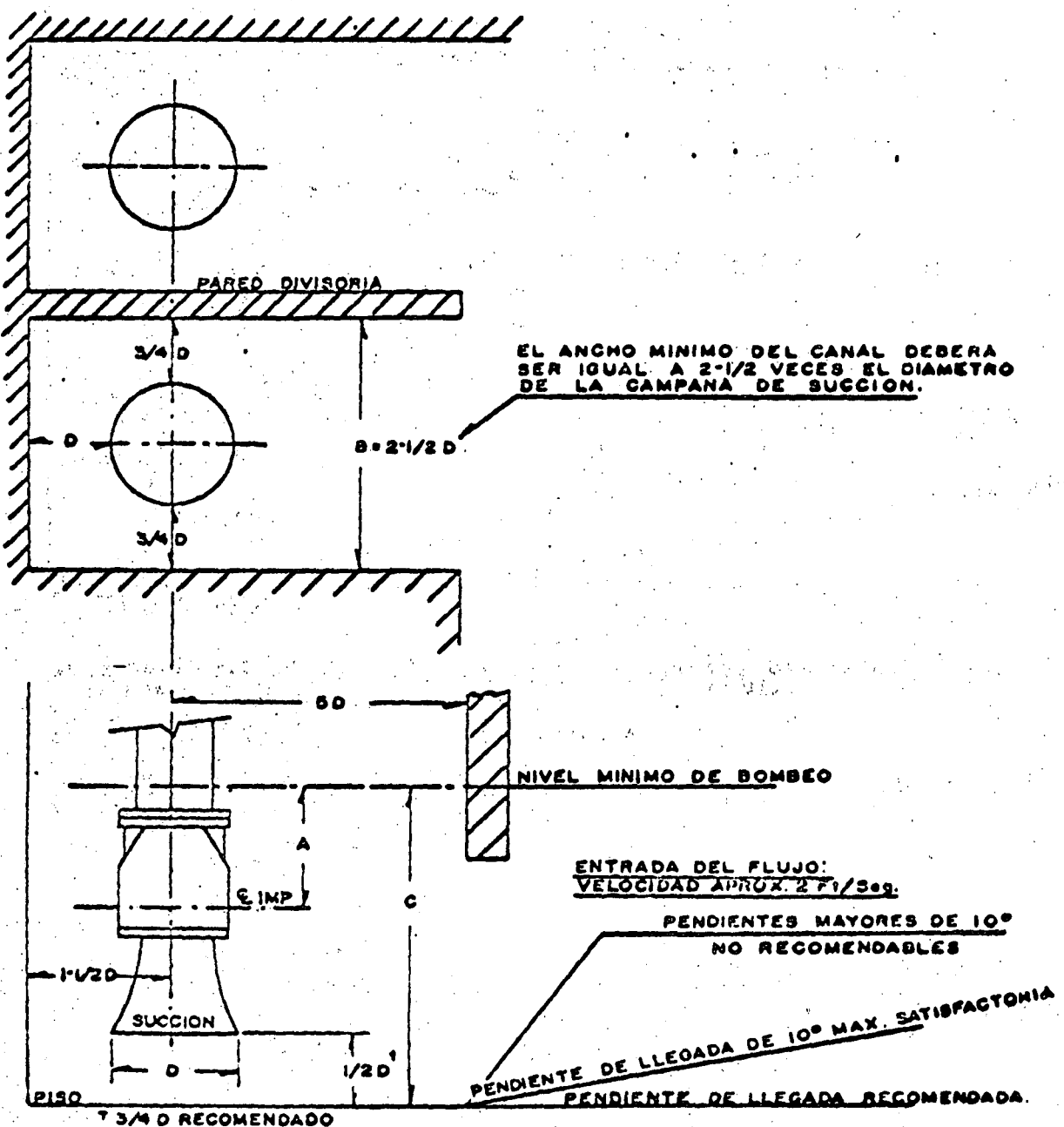


WORTHINGTON DE MEXICO, S.A.

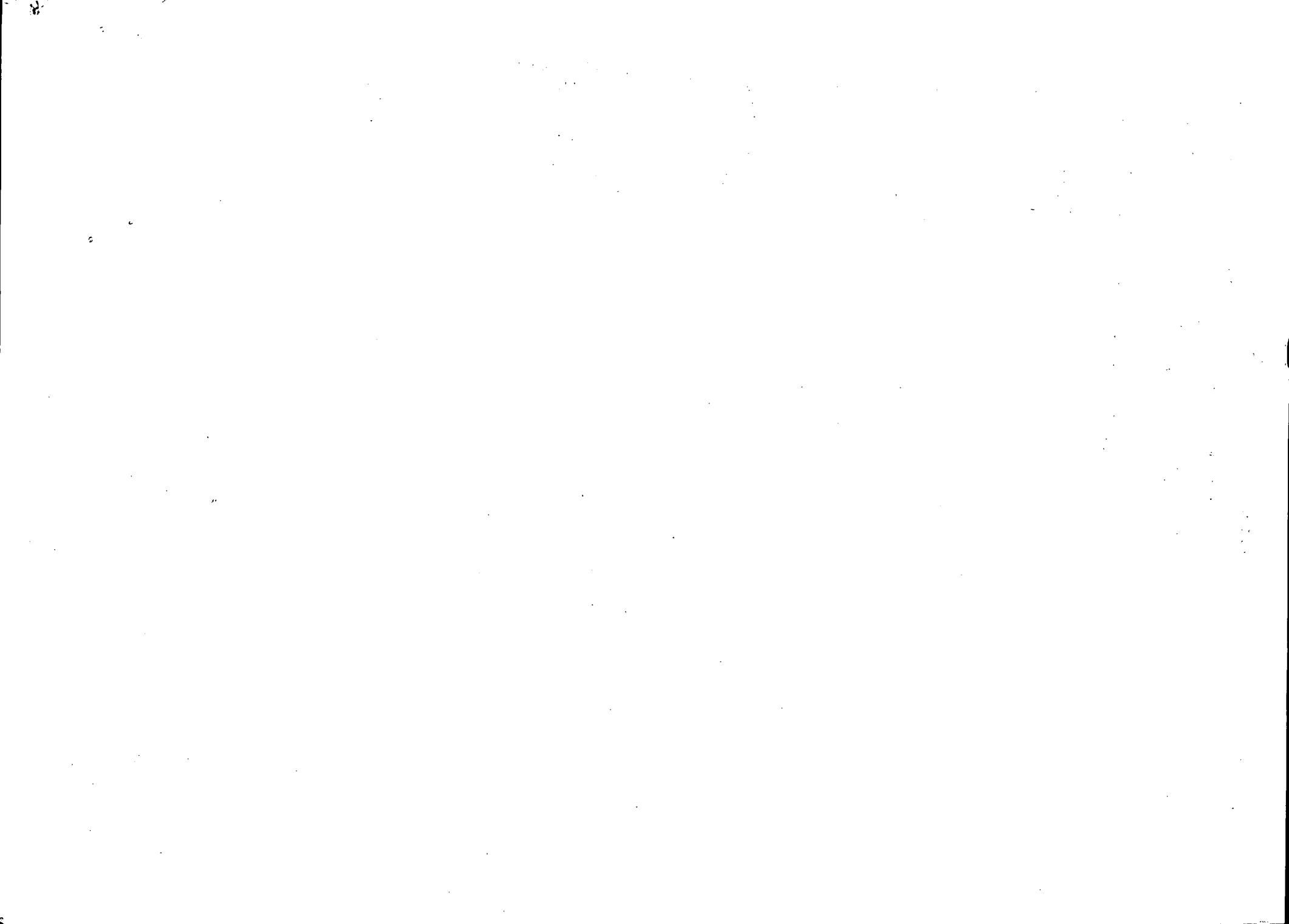
DATOS TÉCNICOS

INGENIERIA COMERCIAL

RECOMENDACIONES DE DISEÑO PARA CANALES Y CARCAMOS HUMEDOS.

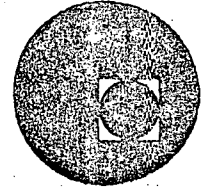


- A) LA MINIMA SUMERGENCIA SOBRE LA LINEA DE CENTROS DEL IMPULSOR DEPENDE DE LAS CARACTERISTICAS DE CAVITACION DE LA BOMBA.
 - B) ANCHO MINIMO DEL CANAL.
 - C) MINIMA PROFUNDIDAD DEL CARCAMO O CANAL. APROX. 4D.
 - D) DIAMETRO DE LA CAMPANA DE SUCCION.
- EL AREA TRANSVERSAL DEL CANAL (B=C) NO DEBERA SER MENOR QUE DIEZ VECES





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

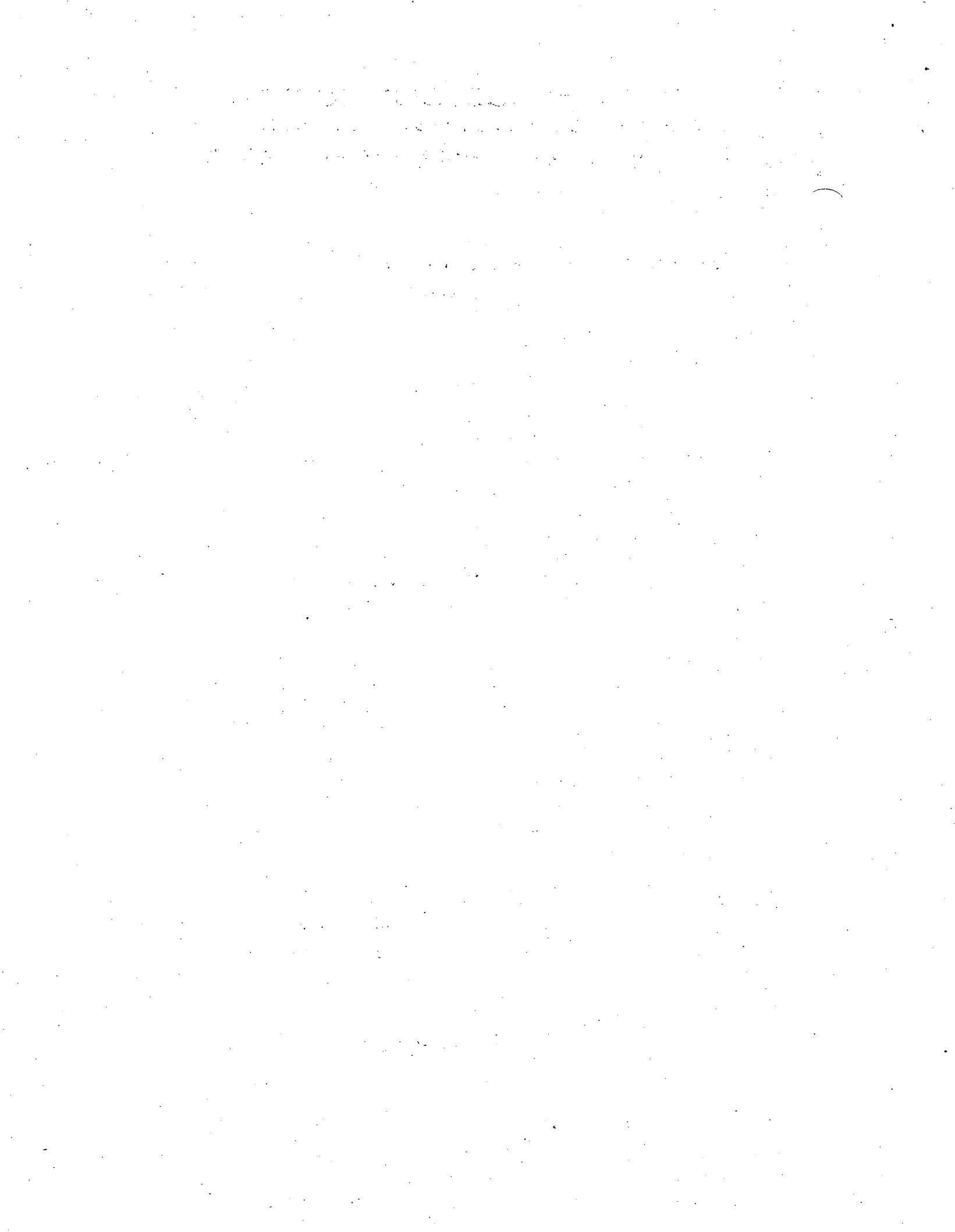


CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS EN ZONAS
DE RIEGO

CUANTO, CUANDO Y COMO REGAR

ING. OSCAR R. PLAISANT WONG
ING. RODOLFO ORTEGA A.

JUNIO, 1978



Revista

34

INGENIERIA HIDRAULICA

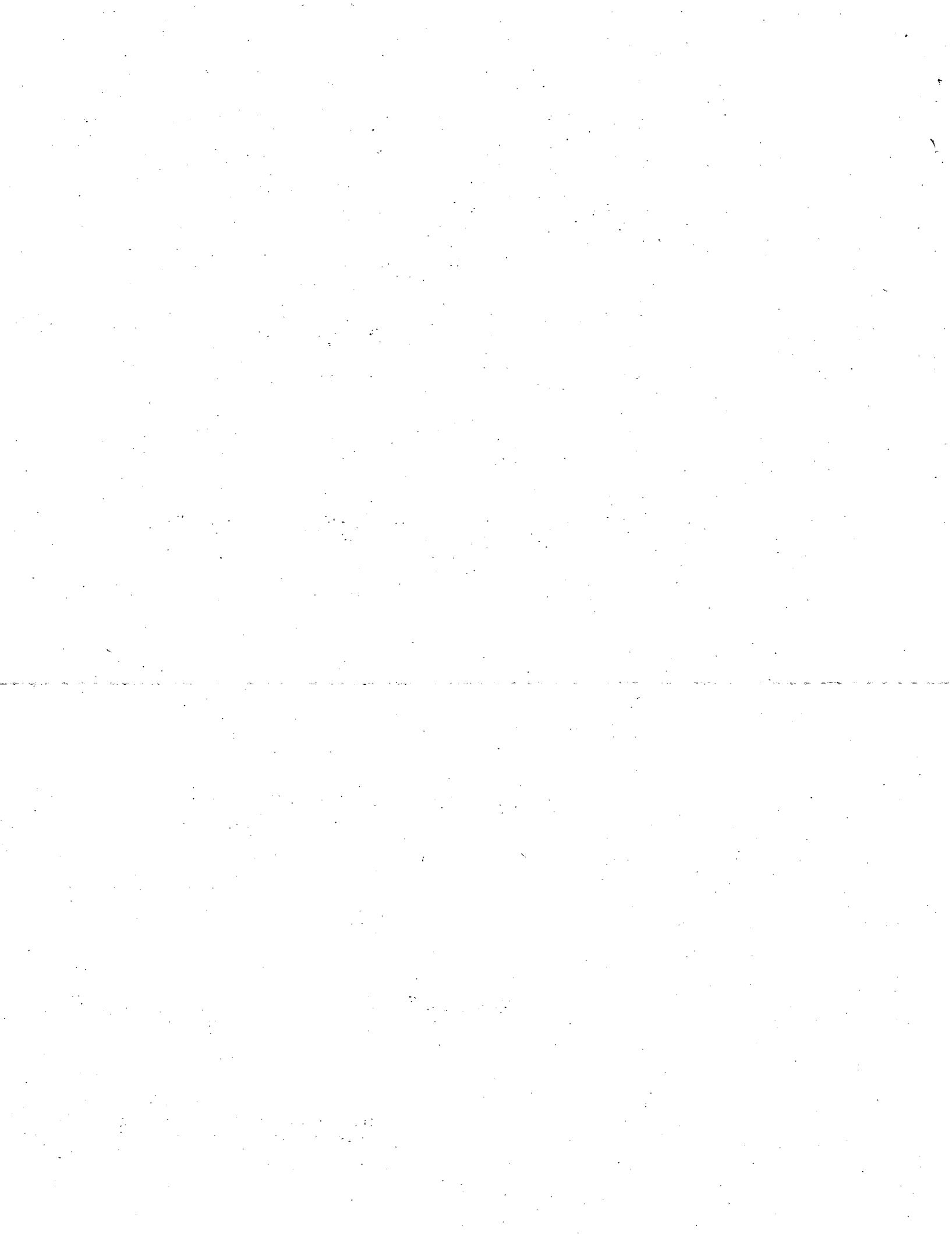
en México.

CUANTO, CUANDO Y COMO REGAR

Por el Ing.
ENRIQUE PALACIOS VELEZ

MEXICO, D. F.

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 sobrerriego, 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 sobrerriego 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.

P_{SS} = Peso del suelo seco.

V_p = Volumen de las partículas

$$\text{Entonces: } D_r = \frac{P_{SS}}{V_p}$$

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

$$\text{Por lo que: } D_a = \frac{P_{SS}}{V_t}$$

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 Veihmayer); 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
Francos	1.3
Arcillas	1.0
Suelos orgánicos — menos de	1.0

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:

$$Pr = \text{Porosidad}; \quad \text{entonces:}$$

$$Pr = \frac{\text{Volumen de poros}}{V_t} \times 100 \quad (1)$$

Como se acaba de ver:

$$Da = \frac{PSS}{V_t} \quad \text{y} \quad Dr = \frac{PSS}{V_p}$$

Es obvio que:

$$Dr = \frac{PSS}{V_t - \text{Vol. poros}}$$

despejando volumen de poros de esta ecuación se tiene.

$$\text{Vol. poros} = V_t - \frac{PSS}{Dr}$$

Sustituyendo en (1)

$$Pr = \frac{V_t - \frac{PSS}{Dr}}{V_t} \times 100$$

$$Pr = \left(1 - \frac{Da}{Dr}\right) \times 100$$

o bien,

$$Pr = \frac{Dr - Da}{Dr} \times 100.$$

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.

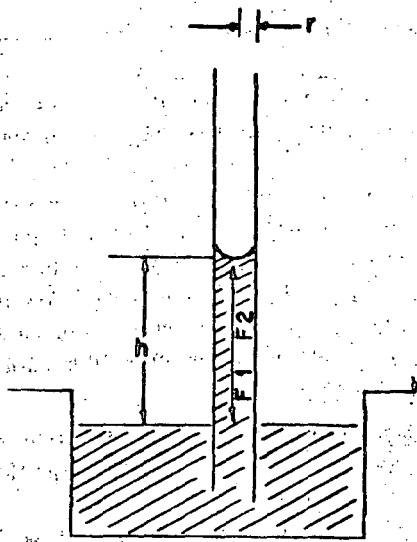


Fig N 2 1

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 frotación 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 quedaría 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.

Ps = Porcentaje de humedad respecto al peso del suelo seco.

$$Ps = \frac{PSH - PSS}{PSS} \times 100 = \frac{Pa}{PSS} \times 100 \quad (1)$$

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 por ciento 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).

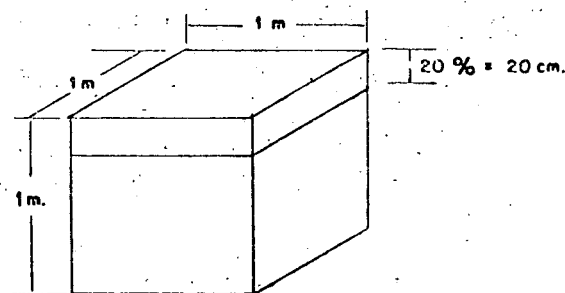


Fig. N.º 2

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 porciento (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 Pr , sin desperdiciar agua será:

$$L = (P_{s_{cc}} - P_{s_{pmp}}) \times Da \times Pr$$

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 ésta 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.

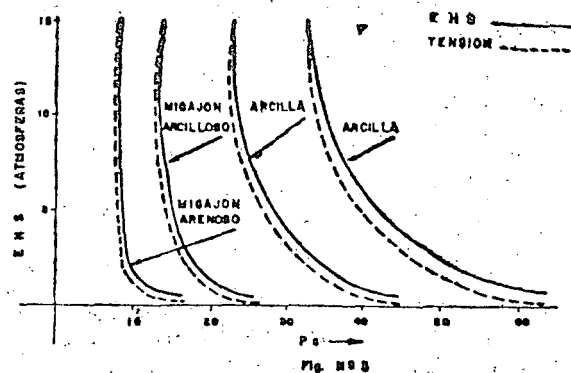


Fig. 333

Si tan sólo se considera la relación tensión — Ps , 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.

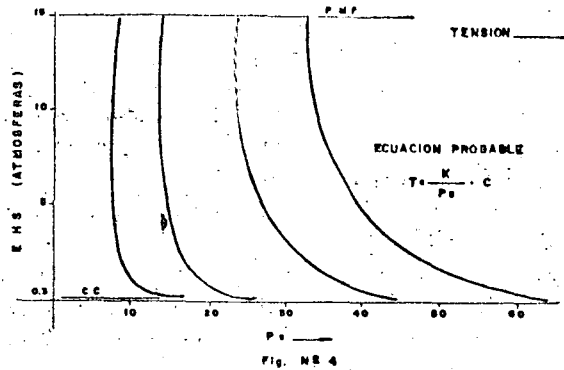


Fig. 4. Curvas de retención de humedad.

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 Ps a un papel logarítmico, se alinean siguiendo aproximadamente una recta, por lo menos entre los valores del PMP y de la C.C., luego la probable ecuación de la línea es:

$$T = \frac{k}{Ps^n} + C$$

T = Tensión del suelo.

Ps = 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 compactación 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:

$$\log (T - C) = \log k - \log Ps$$

El valor de n se puede indicar:

$$n = \frac{\log (T_{pmp} - C) - \log (T_{cc} - C)}{\log Ps_{pmp} - \log Ps_{cc}}$$

y para conocer el parámetro k se puede uno valer de la siguiente ecuación:

$$\log k = \log (T_{pmp} - C) + n \log Ps_{pmp}$$

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 pF . En algunas ocasiones se acostumbra expresar el EHS en función del pF 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 pF negativos y si se considera que el valor del EHS es cero, se tendrá un valor absurdo del p , 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 es retenida 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.

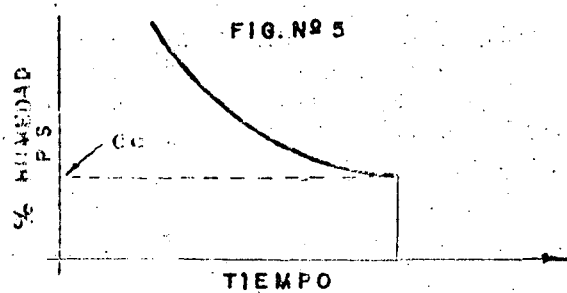
PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR O ESTIMAR LA CAPACIDAD DE CAMPO

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 permanezca 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 tienda 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 Uhland; 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.

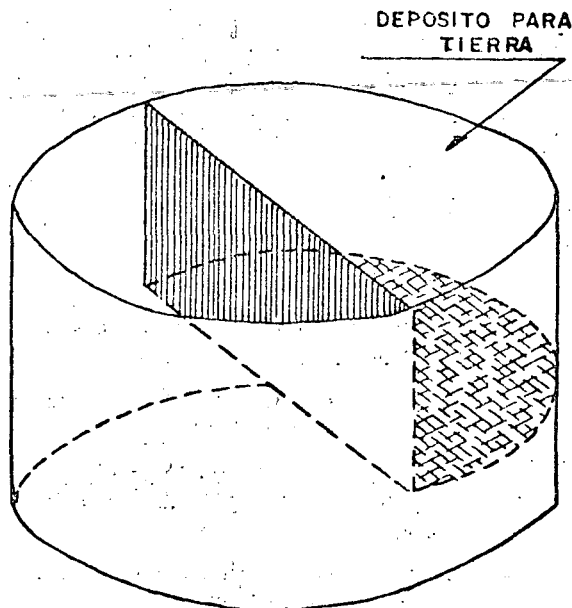


FIG. N° 6

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 desbaratan los terrenos procurando extender la tierra lo mejor posible y luego se le agregan 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 picar el suelo con un punzón, acomodado y vaciando 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:

$$\text{cm}^3 \text{ de agua} = S \times CC, \text{ fórmula en la que:}$$

$$S = \text{gramos de suelo agregados al tubo.}$$

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 *Ps* 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 McLane 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 (1944), encontraron que sometiendo 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 valer 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 (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.

Breese y McGeorge (1949), 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:

$$PO = 0.36 CE \times 10^8$$

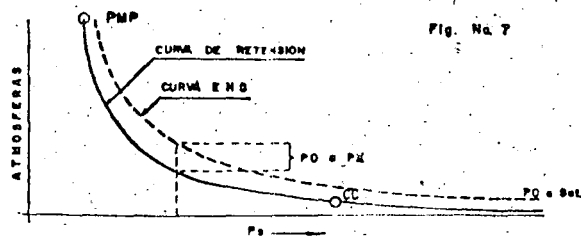
En donde:

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:

$$EHS = \frac{k}{Ps^n} + C + PO_{Psx}$$

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 Ps 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:

$$L = 0.8 (PS_{cc} - PS_{pmp}) \times Da \times Pr$$

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 Ps) 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.

- a) Muestras de suelos (al que nos hemos referido).
- b) Conos de cerámica.
- c) Bloques porosos.

2. Tensiómetros.
3. Resistencia eléctrica.
4. Aspersión de neutrones.
5. Olla y membrana de presión (ya se mencionó).
6. Capacidad eléctrica o resistividad.
7. Difusión y capacidad térmica.
8. Resistencia a la penetración.
9. Otros métodos de laboratorio como:
 - a) Centrifugación (utilizando para determinar la humedad equivalente).
 - b) Crioscopia.
 - c) 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).

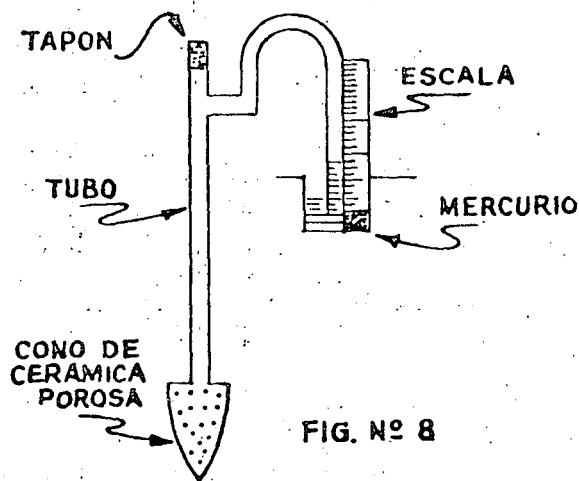


FIG. No. 8

El funcionamiento del aparato es el siguiente: se destapa el tubo, ya sea quitando el tapón o destornillando 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.

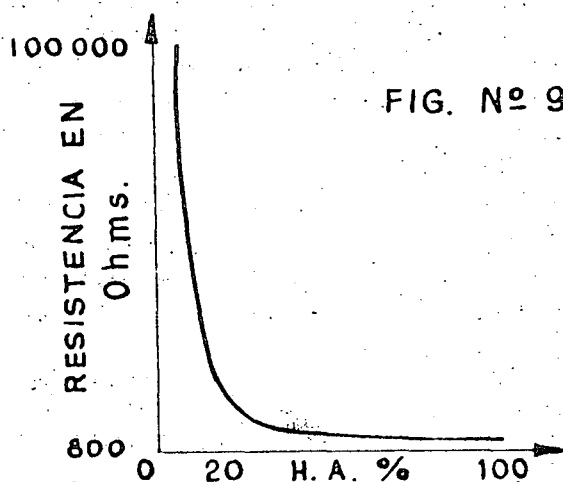
Método de la Conductividad Eléctrica. Este método está basado en la propiedad de conductividad eléctrica del agua. Se ha demostrado que la conductividad eléctrica del suelo es función de su contenido de humedad.

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 descada, 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 (Breceda 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.

NUMERO DEL PERFIL	CALCULO DE LA LAMINA	LAMINA — 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
	LAMINA TOTAL:	CM13.57

Como es de notarse, esta lámina es alta por ser el primer riego, pues los valores del porcentaje de

PROFUNDIDAD EN CENTIMETROS	TEXTURA	NUMERO	D_a	CC	PMP	H_a
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

NOTAS: Para la textura se utilizó el método del hidrómetro.

La densidad aparente se determinó directamente en el campo, por el método de la hoja de plástico.

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:

NUMERO	PROFUNDIDAD EN CENTIMETROS	P_s AL MUESTREAR — Por ciento
1	0 — 15	5
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:

$$L = (P_{s_{co}} - P_s) \times D_a \times Pr$$

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:

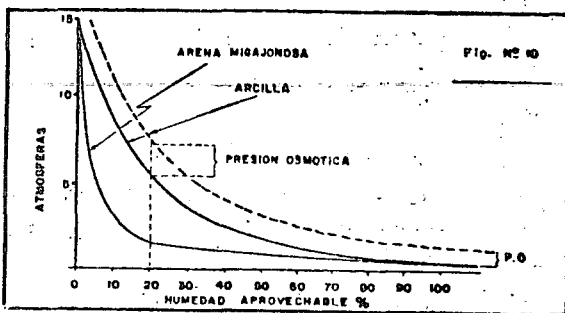
NUMERO DEL PERFIL	PROFUNDIDAD EN CENTIMETROS	P_s AL MUESTREAR — Por ciento
1	0 — 15	12.0
2	15 — 30	19.5
3	30 — 60	13.0
4	60 — 80	18.2

Para dar otro riego se calcula la lámina por aplicar según la siguiente tabla:

NUMERO DEL PERFIL	CALCULO DE LA LAMINA	LÁMINA — Cm.
1	$L_1 = (19.3 - 12) \times 1.35 \times 0.15 =$	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 ESTIMACION DE LA HUMEDAD APROVECHABLE

1. Se toma un puño de suelo representativo de la profundidad que se desec.
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 Memorándum 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	PESADA
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 formó 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 la baja 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.

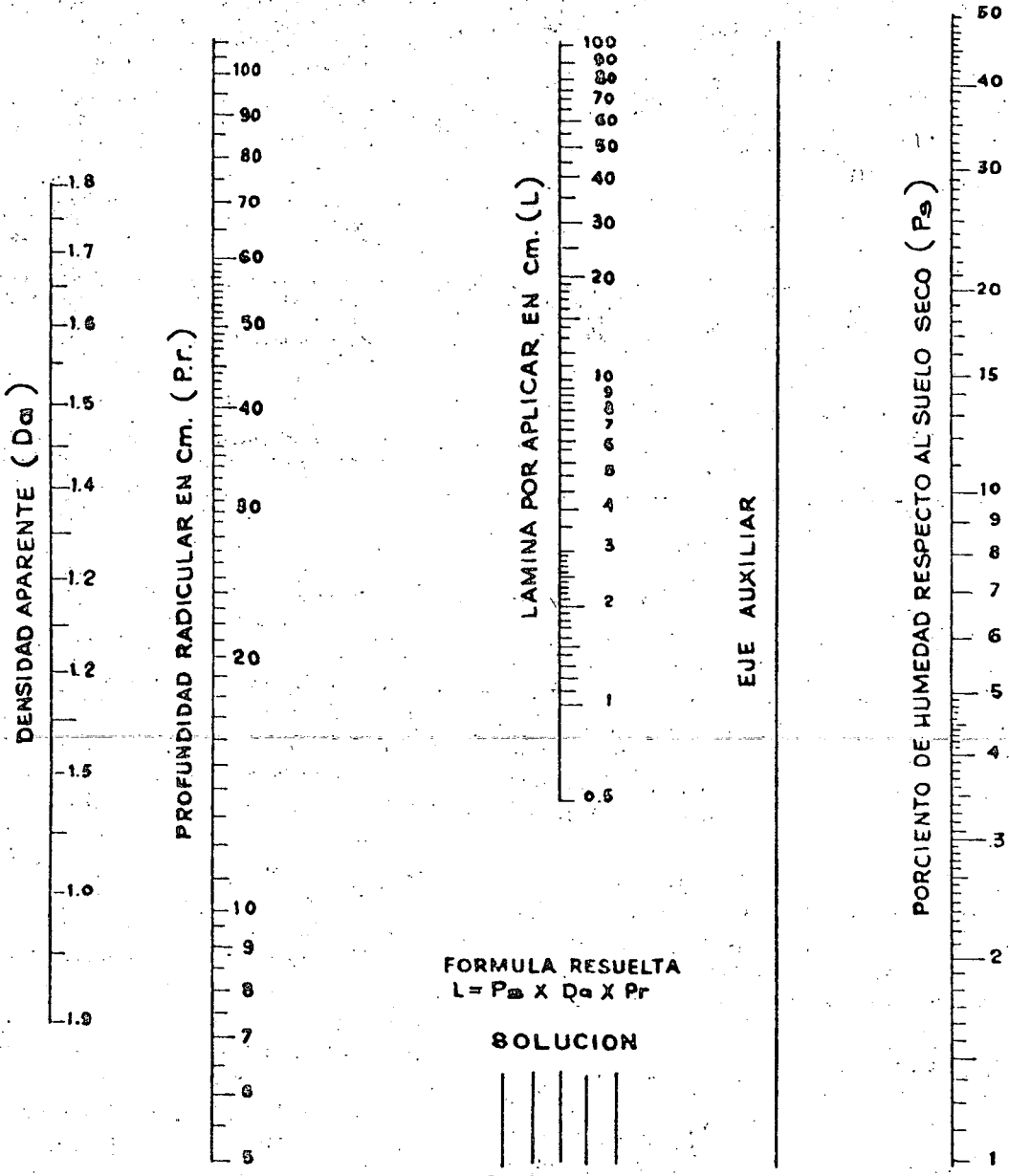
Uso de agua por la planta = Agua usada en la construcción de tejidos + transpiración + evaporación.

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 1848; 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.

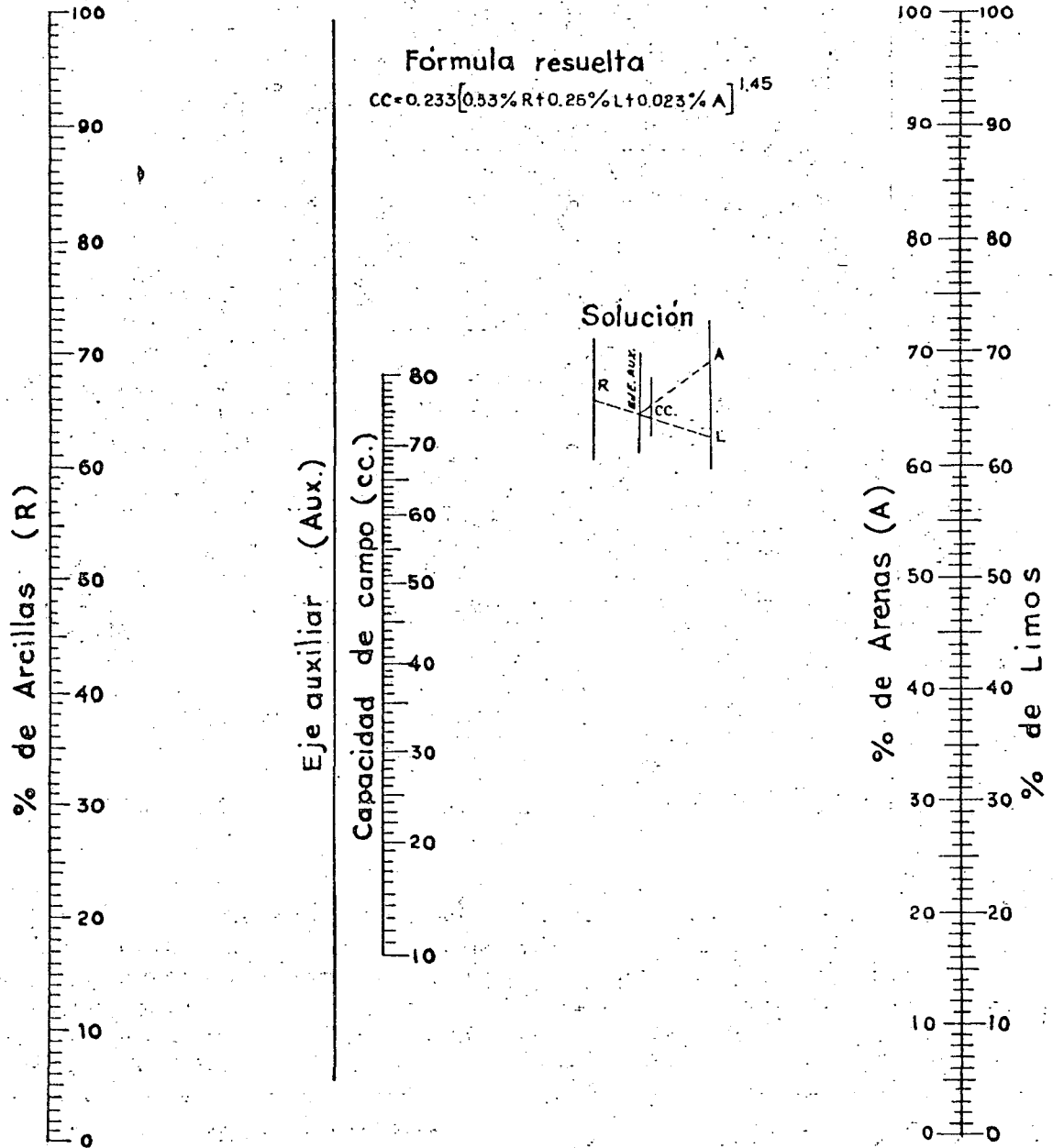
Ultimamente varios investigadores se han abocado a la experimentación para obtener fórmulas, la mayor parte empíricas, que correlacionen estos factores meteorológicos con el consumo de agua de las plantas o evapotranspiración; entre estos son dignos de mencionarse los trabajos de Charles R. Hedke que en 1924 relacionó el calor disponible en grados-días con el uso consuntivo; en 1942 Lowry y

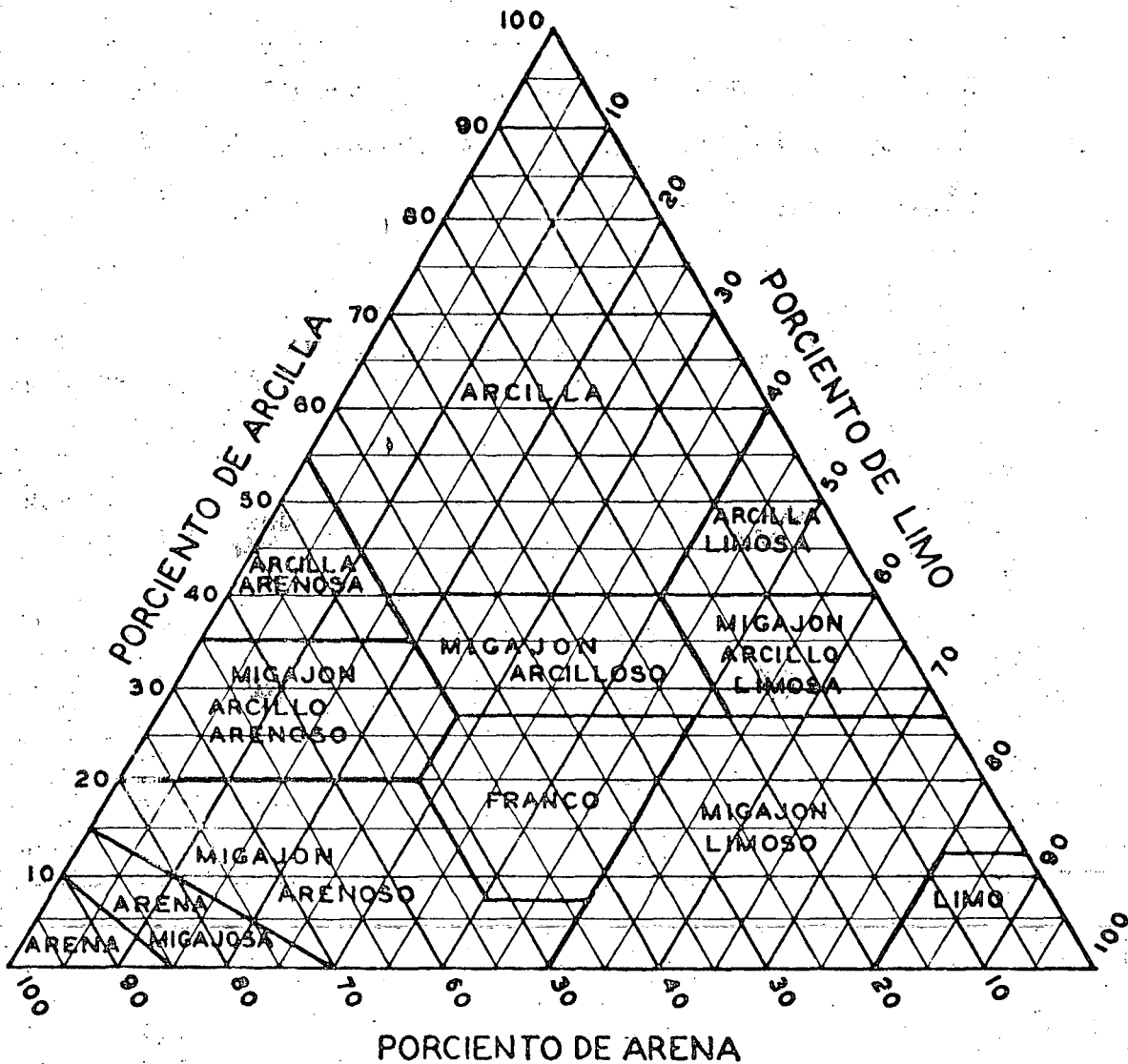
NOMOGRAMA PARA CALCULAR LA LAMINA POR APLICAR A UN SUELO PARA HUMEDECERLO A CC. HASTA UNA PROFUNDIDAD PROPUESTA



Calculó: ING. E. PALACIOS V.

NOMOGRAMA PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CAMPO EN FUNCION DE LOS PORCENTAJES DE ARCILLA, LIMO Y ARENA.





Gráfica Núm. 1

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 Joaquín 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 éstos antecedentes, vale la pena recordar al Ing. John E. 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 transpiración¹ 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

¹ 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:

$$L = \Delta P_s \times Da \times Pr$$

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 %.

Da = Densidad aparente del suelo.

Pr = 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 tarados 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 cercano (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 consuntivo o evapotranspiración, en el lapso considerado.

Ejemplo de cálculo:

TABLA NUMERO 1

PROFUNDIDAD EN CENTIMETROS	D_a	P_s anterior en %	P_s actual en %	Δp_s	Lámina en cm.
0 — 15	1.3	19.2	14.6	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).

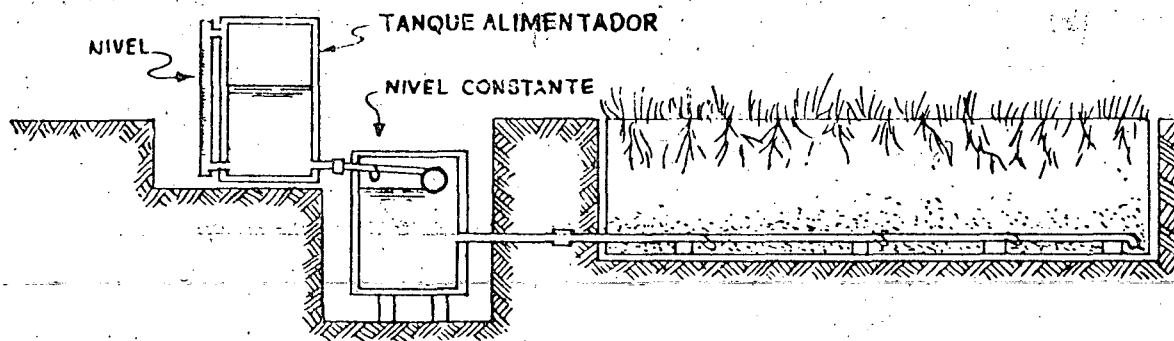


Fig. Núm. 11. Evapotranspirómetro de Thornthwaite

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.

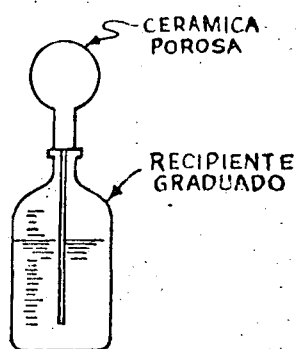


Fig. Núm. 12. Atmómetro

$$E_t = 0.87 (L_b - L_n)$$

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 Briggs 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.

Últimamente 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 evapotró. 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:

$$U. C. = K H. \quad \text{En donde:}$$

$U. C.$ = 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 Lowry 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:

$$E_t = \left(\frac{t}{5}\right)^{1.686}$$

donde:

T = Temperatura media mensual en °C

Investigadores 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.

$$a = 0.00000675 I^3 - 0.0000771 I^2 + 0.01792 I + 0.49239$$

Aplicación de método. Para aplicar la fórmula obtenida por el Dr. Thornthwaite es aconsejable seguir la siguiente secuela:

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:

$$a = 0.00000675 I^3 - 0.0000771 I^2 + 0.01792 I + 0.49239$$

5. Se estima la evapotranspiración en el mes considerado en función de la temperatura media mensual aplicando la fórmula:

$$e = 1.6 \frac{(10T)^a}{I}$$

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	<i>i</i>	<i>E_t</i> en cm.	<i>E_t</i> trigo cm.
Octubre.....	27.9	13.50	14.70
Noviembre.....	19.8	8.03	6.25	1.04
Diciembre.....	16.5	6.10	3.66	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	14.09	15.32
Julio.....	31.6	16.30	17.12
Agosto.....	29.9	14.99	16.15
Septiembre.....	29.4	14.62	15.82
TOTAL.....	124.63	118.66	17.36

Se puede observar que el valor obtenido de evapotranspiración por este método para el trigo de un período vegetativo de 140 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 período deseado mediante la siguiente ecuación:

$$f = \frac{t \times p}{100}$$

En donde:

T = Temperatura media para el período °F.

p = Porcentaje de horas luz para el período, 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_t y cuyo valor está dado por la siguiente expresión:

$$K_t = 0.03114t + 0.2396$$

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:

$$K_t \times \frac{(t + 17.8)}{21.8}$$

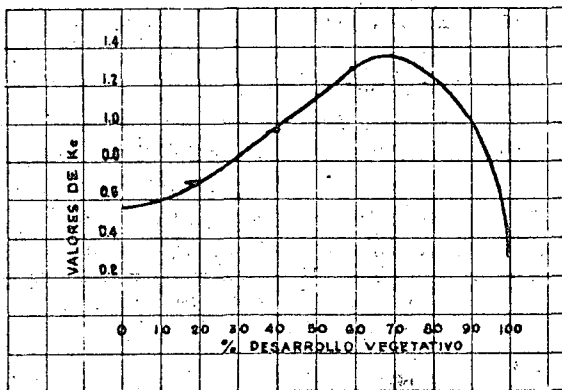
Ejemplo de aplicación. Puede aplicarse este método para calcular la evapotranspiración en el valle del Río Mayo, considerando los mismos valores de temperatura que en el ejemplo anterior. La latitud aproximada de la zona es de 27° norte; con este dato se calculan los porcentajes de horas-luz, en dicho lugar auxiliándose de la Tabla Núm. 6.

Para facilitar los cálculos se pueden tabular los valores como a continuación se indica:

CALCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACION POR EL METODO DE BLANEY Y CRIDDLE

M E S	Temperatura media °C	Valor de p	Factor (K _t t) P _z K _t		Días	E _t = K _c 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	9.309
Febrero.....	15.4	7.09	1.095	7.77	28	10.412
Marzo.....	14.3	8.38	1.008	8.45	31	9.041
Abril.....	21.6	8.65	1.648	14.26	16	2.283
E_t TOTAL DEL TRIGO						38.127

En la penúltima columna de la Tabla se tiene el valor del factor p , por el factor t corregido; estos valores deben de multiplicarse por los coeficientes de desarrollo K_c , 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_c , solamente se podrá calcular el uso consuntivo total con auxilio de los coeficientes que proponen

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 hacerse 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.

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:

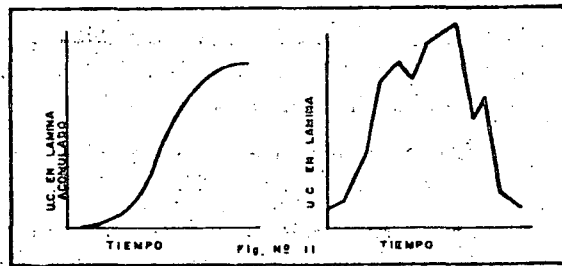
- L = Lámina de agua aplicada.
- $U.C.$ = Consumo diario de agua por la planta (Uso Consuntivo), en lámina.
- I = Intervalo de riego en días.

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.

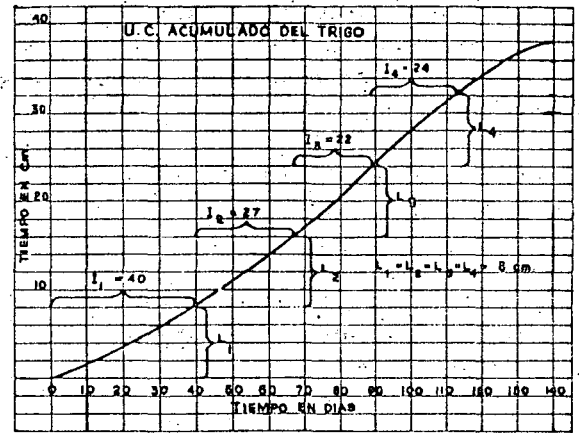


Fig. 12.

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	2.6 ✓	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:

1º Con los datos característicos del suelo, se calcula la lámina necesaria para humedecer hasta capacidad de campo, 60 centímetros de profundidad.

$$L = 0.8 (P_{scc} - P_{spp}) \times P_s + Pr$$

$$L = 0.8 (29 - 15) \times 1.2 \times 0.6$$

$$L = 8.06 \text{ cm.}$$

2º 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.

$$UC_{\text{diario}} = \frac{2.6 + 2.6 + 3.4}{42} = 0.205 \text{ cm.}$$

En la misma fórmula se pueden calcular los promedios diarios tomando los consumos observados cada 28 días por ejemplo.

3º Se calcula el intervalo de riego para cada período que será:

$$I_1 = \frac{8.06}{0.205} = 39 \text{ días } \checkmark$$

$$I_2 = \frac{8.06}{0.292} = 27 \text{ días}$$

$\frac{3.8 + 4.4}{28} = 0.292$

$$I_3 = \frac{8.06}{0.364} = 22 \text{ días}$$

$\frac{5.0 + 5.2}{28} = 0.369$

$$I_4 = \frac{8.06}{0.340} = 24 \text{ días}$$

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:

FECHA	LAMINA 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....	3.50	0.25	0.00
9-XI-62....	0.25	0.25	0.00
10-XI-62....	5.00	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:

$$L_e = CL; \quad \text{Donde:}$$

L_e = Lluvia efectiva (lámina en cm.)

L = Lluvia real (lámina en cm.)

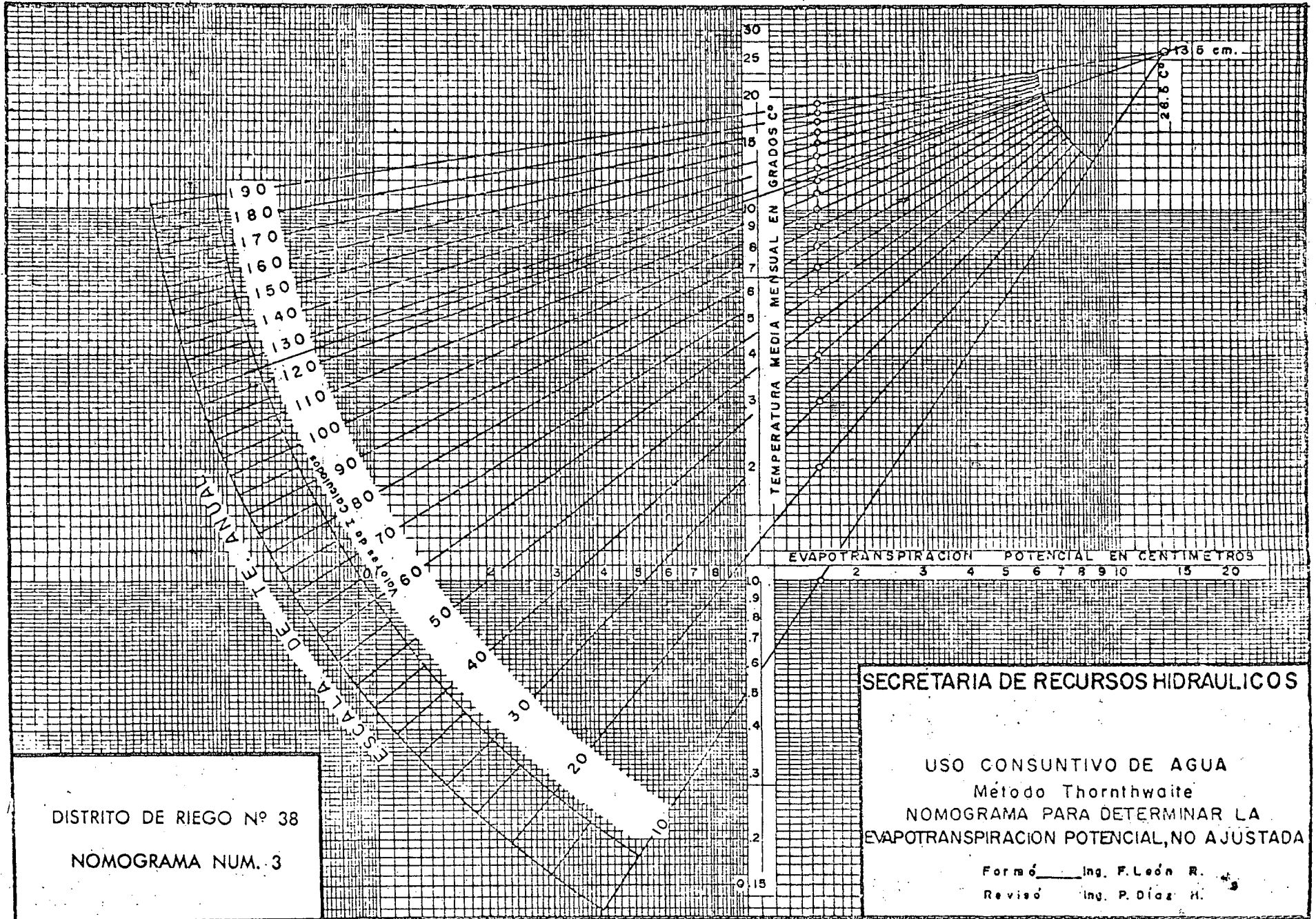
C = Coeficiente que depende del terreno, intensidad de la lluvia, duración, etc.

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

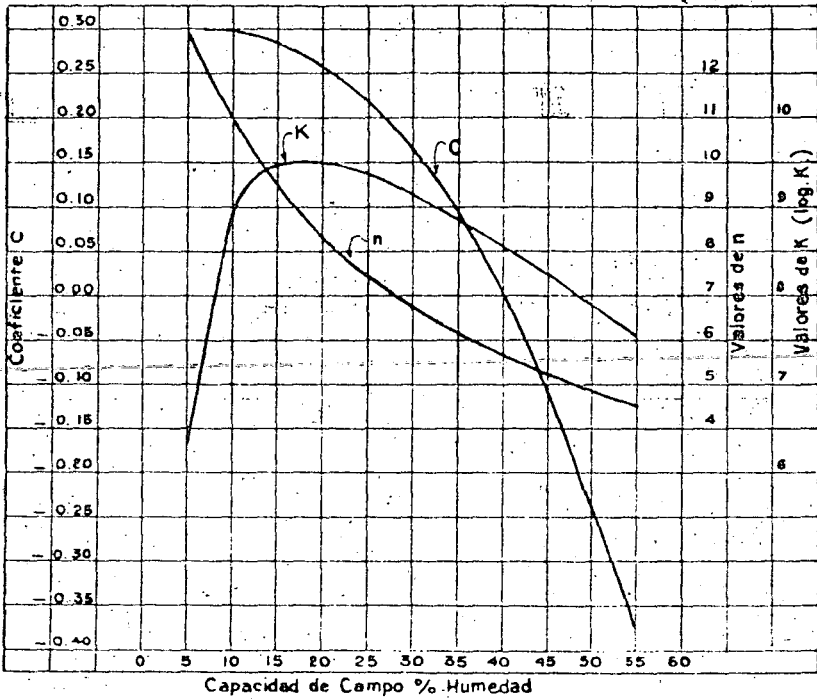


DISTRITO DE RIEGO Nº 38
NOMOGRAMA NUM. 3

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

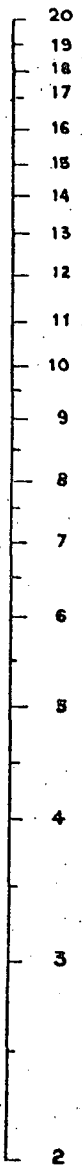
Formula obtenida. $-T = \frac{k}{p^n} + C$

Expresion logaritmica $\log. (T-C) = K - n \log. P_s$



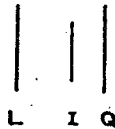
NOMOGRAMA PARA ESTIMAR EL GASTO NECESARIO PARA HUMEDECER 10 m² DE LA MELGA CON PENDIENTES DEL 0.5 POR CIENTO

(L) LAMINA DE AGUA NECESARIA PARA HUMEDECER LA ZONA RADICULAR EN CM.

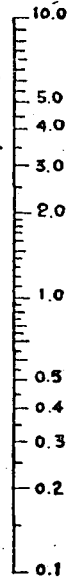


NOTA: PARA PENDIENTES DIFERENTES DEL 0.5 %
MULTIPLICAR POR EL FACTOR DE CORRECCION

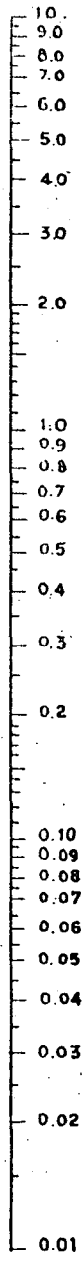
SOLUCION



(I) VELOCIDAD DE INFILTRACION Cm/hr (BASICA)

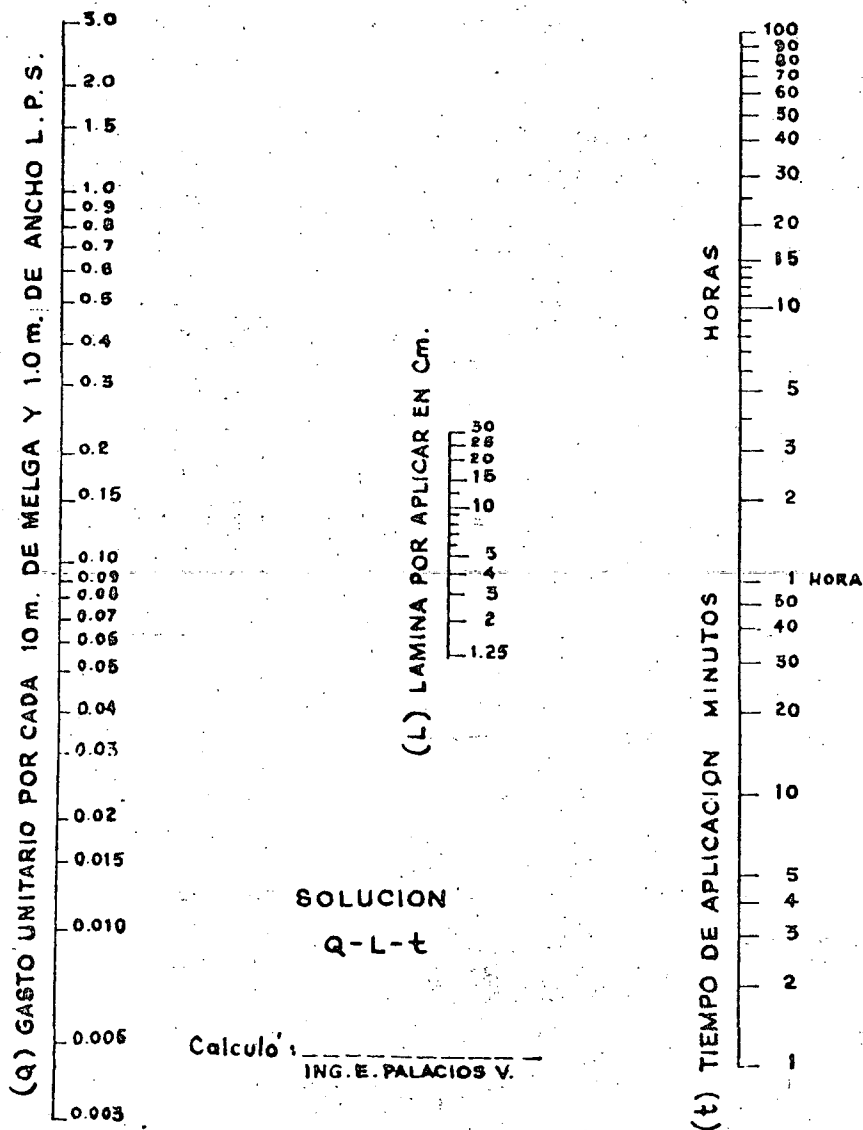


(Q) GASTO PARA CADA 10 m. DE MELGA Y 1.0 m. DE ANCHO EN L. P. S.



Calculó: _____
ING. E. PALACIOS V.

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 reducción 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
Alcachofa.....	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.....	0.60
Col.....	0.60
Melón Cantaloupe.....	1.20 a 1.80
Zanahoria.....	0.60 a 0.90
Coliflor.....	0.60
Cítricos.....	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
Pepinos.....	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
Zacates forrajeros.....	0.90 a 1.20
Trébol "ladino".....	0.60
Lechuga.....	0.30 a 0.45
Melón ordinario.....	1.20 a 1.50
Nueces, avellano.....	1.20 a 1.80
Cebollas.....	0.45
Pastinaca.....	0.90
Cacahuate.....	0.60
Chicharos.....	0.90 a 1.20
Papas.....	0.90 a 1.20
Camote.....	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
Tabaco.....	1.20
Jitomate.....	1.80 a 3.00
Nabo.....	0.90
Nuez de nogal.....	3.60
Sandías.....	1.80

To mado de Irrigage, Soil Moisture Measurement System.

TABLA NUM. 2

TABLA PARA CALCULAR EL VALOR MENSUAL DE T-E
 $i' = (T/5) 1.514$

°C	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
001	.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	16.15	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	14.24	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	16.08	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	18.02	.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	18.50002
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	PERIODO DE CRECIMIENTO	COEFICIENTE K
Algodón	7 meses	0.60 a 0.65
Alfalfa	Entre beladas	0.80 a 0.85
	En invierno	0.60
Arroz	3 a 5 meses	1.00 a 1.20
Cereales	3 meses	0.75 a 0.85
Cítricos	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
Trébol ladino	Todo el año	0.80 a 0.85

NOTA: Los valores más pequeños son para regiones costeras y los mayores para frías.

Tomado de H. F. Blaney y W. L. Criddle. Determining Water needs from climatological data. U.S. D.A. Soil Conservation Service. SOS-TP-96.

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	1.463	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 BIS

VALORES DE LA EXPRESION $K_t \left(\frac{t+17.8}{21.8} \right)$ 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	0.384	0.388	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	0.889	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	1.393
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	2.265	2.277	2.289	2.300	2.312	2.323
28	2.335	2.345	2.358	3.370	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. Nte.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agto.	Sept.	Oct.	Nov.	Dic.
15°	7.94	7.37	8.44	8.45	8.98	8.80	9.03	8.83	8.27	8.26	7.75	7.88
16°	7.93	7.35	8.44	8.46	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	9.04	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	7.46
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	7.36	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	7.00	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	7.95	7.11	7.05

Tomada de Blaney, H. F. y W. D. Criddle. SCS-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
T O T A L.	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 contruidos 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 en la aplicación, que constituye generalmente un fuerte 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 Consumitivo.

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:

$$Q_e = 1.688 Q_s - 0.061$$

$$Q_e = \text{Gasto extraído.}$$

$$Q_s = \text{Gasto servido en los terrenos.}$$

En donde:

$$p = Q_e - Q_s$$

$$p = 1.688 Q_s - 0.061 - Q_s$$

$$p = 0.688 Q_s - 0.061$$

Estas pérdidas se pueden expresar en porcentaje.

$$d = \frac{(0.688 Q_s - 0.061) \times 100}{1.688 Q_s - 0.061}$$

La eficiencia en la conducción puede servir de índice para calificar un sistema y hasta cierto punto permite conocer la bondad 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 láminas adecuadas.

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:

$$I = K t^n$$

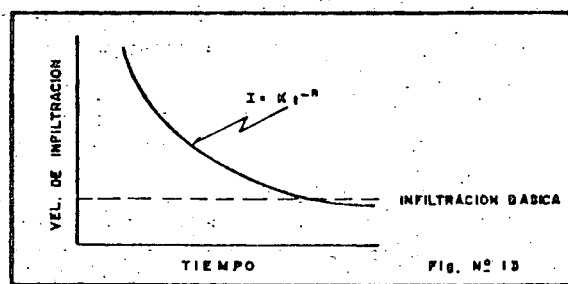
I = Velocidad de infiltración.

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.

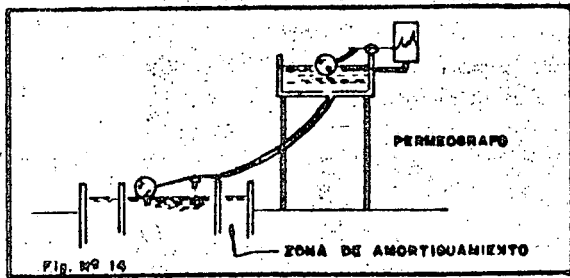
a) *Medición de la infiltración con infiltrómetro de anillo:*

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 plumi-lla 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:

$$L = \int_{k(1-n)} dt \dots \dots \dots (1)$$

$$L = \frac{k^{(1-n)}}{(1-n)} \dots \dots \dots (2)$$

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

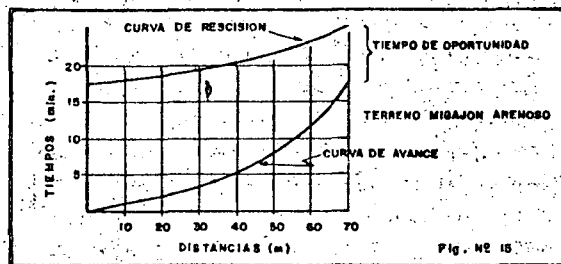
3. Gasto de aplicación.

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 secuela 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:

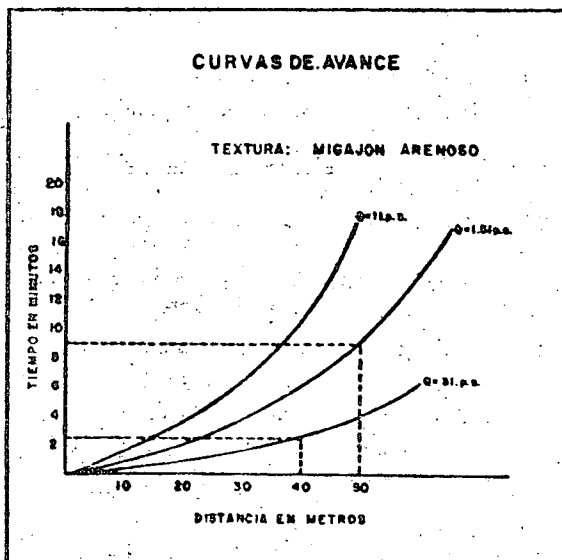
$$T = \left[\frac{L(1-n)}{k} \right]_{1-n} = \left[\frac{L(1-0.417)}{1.15} \right]_{0.583}$$

$$T = \left[\frac{7 \times 0.583}{1.15} \right] 1.71 = 9 \text{ minutos.}$$

Tiempo de mojado = 2.3 minutos.

Entrando en las curvas de avance, se encuentra como longitud más conveniente, 40 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:

$$L = \frac{KF_n 0.5}{S^{0.556}}$$

En donde:

$$\log K = 2.52 - 0.2 I_b$$

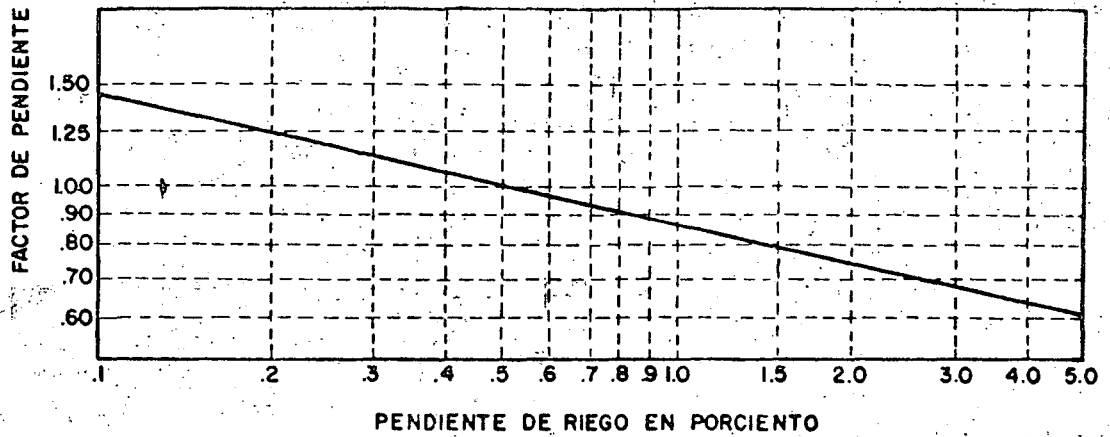
L = Longitud del surco, en pies.

F_n = Lámina de aplicación neta en pulgadas.

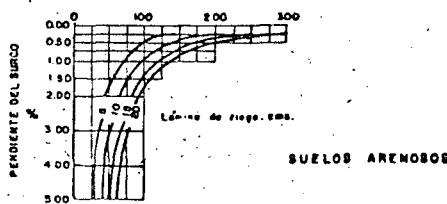
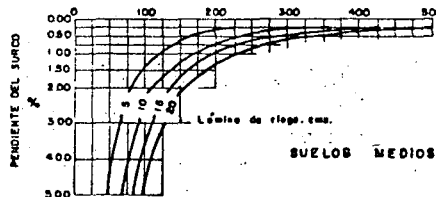
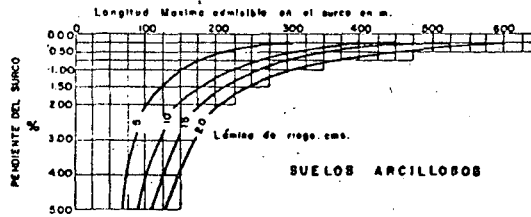
S = Pendiente del surco.

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° 5



GASTO MÁXIMO TOLERABLE POR SURCO PARA EVITAR LA EROSIÓN DE LA TIERRA EN FUNCIÓN DE LA PENDIENTE

0.16	0.32	1.56	100	0.75	0.58	0.38	0.24	0.16
P. en %	0.25	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	3.00	5.00

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 LAMINA APLICACION Centímetros	DIMENSION DE MELGA		SUGERENCIAS PARA EL DISEÑO
				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 melga 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 LAMINA APLICACION Centímetros	DIMENSION DE MELGA		SUGERENCIAS PARA EL DISEÑO
				Ancho (m.)	Longitud (m.)	
MIGAJOSO 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 (Perfil Uniforme)	Q. MELGA Lts./seg.	ANCHURA Metros	LONGITUD MAXIMA Metros	SUPERFICIE PROMEDIO	
				Hectáreas	Metros ²
MUY ALTA Textura gruesa (arena).....	70	6.0	60-100	0.04	400
ALTA Textura ligera (migajón arenoso).....	40-70	6-10.0	100-130	0.08	800
MODERADA Textura media (migajón limoso).....	28-56	6-15.0	130-200	0.16	1 600
BAJA Textura pesada (migajón arcilloso).....	14-40	6-20.0	200-300	0.28	2 800
MUY BAJA Textura muy pesada (arcilla).....	14-30	6-20.0	200-400	0.40	4 000

Estas especificaciones son para pendientes hasta del 1.0%. Para pendientes mayores hase melgas más angostas. Sin embargo las anchuras mínimas estarán de acuerdo con las operaciones con maquinaria. Cuando se trata de pasturas permanentes, el ancho podrá ser hasta de 4 ó 5 m.

REFERENCIAS: Border Irrigation (Inglés)
Leaflet Núm. 297.
USDA - 1951.

TABLA NUM. 10

DISEÑO DE MELGAS
(IICA — Lima, Perú)

TEXTURA DEL SUELO	Pendiente del terreno %	Lámina de riego cm.	TAMAÑO RECOMENDABLE PARA LAS MELGAS		Gasto recomen- dable Lts./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	185	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	185	9	30	
	15	300	9	30	
Fina	0.25	5	400	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	400	9	30
		10	400	9	30
		15	400	9	20

REFERENCIA: Blair Enrique F.
Manual de Riegos y Avenamientos (español).
Instituto Interamericano de C. Agrícolas.
Zona Andina OEA.
Lima, Perú.

Aplicando los mismos datos del problema anterior, tenemos:

$$F_n = 3 \text{ pulgadas} \quad S = 0.4 \quad I_b = 4 \text{ pulgadas por hora.}$$

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:

$$Q = \frac{10}{0.4} = 25 \text{ galones por minuto.}$$

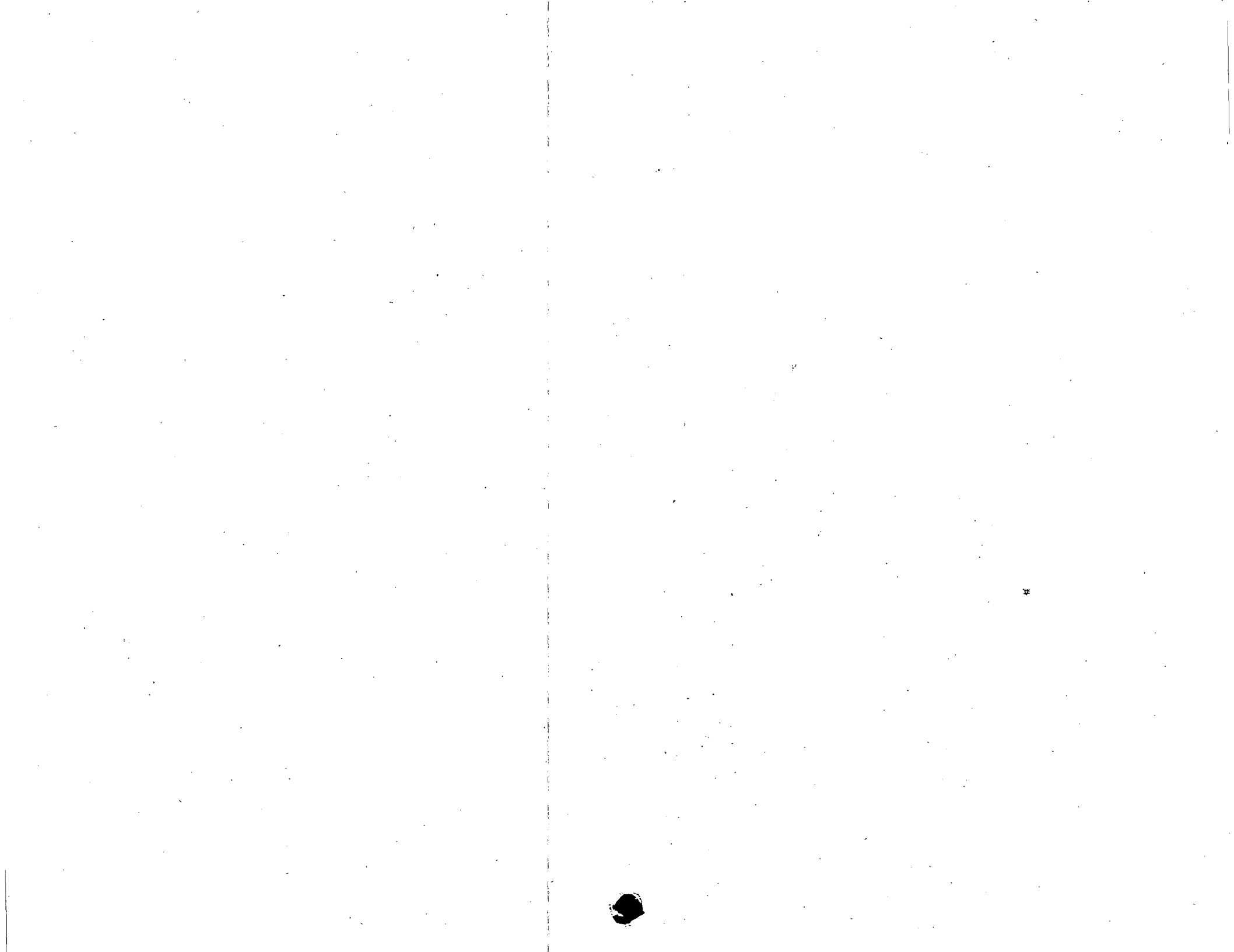
Es de insistirse en que los resultados obtenidos con estas fórmulas se chequen en el campo, siempre que sea posible.

$$Q = 1.58 \text{ litros por minuto.}$$

REFERENCIAS

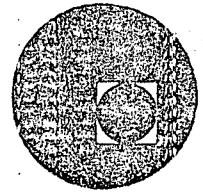
- BAVER, L. D. (1956). *Soil Physics*, John Wiley and Sons, Inc. New York.
- BONDURANT, J. A. (1957). *Developing a furrow Infiltrometer*, Agric. Eng. 38:602-604.
- FERNÁNDEZ, G. R. y R. J. LAIRD (1958). *Efecto de la humedad del suelo y de la fertilización con nitrógeno sobre el rendimiento y la calidad 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.
- GUTIÉRREZ, AYALA (1946). *El Uso Consuntivo 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.
- ISRAELSEN, 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 Drs. C. J. Bouyoucus y A. H. Mick y su aplicación en el control del riego*. S.R.H. Jefatura de Operación
- OLIVIER, Henry. (1963). *Riego y Clima*.—CECSA. México.
- U.S.A. Government.—Agric. Handbook N° 82 Proceeding A.R.S.S.C.S.—*Hdraulics on Surface Irrigation*, Agricultural Research Service 41-43.—S.C.S. Leaflet Nos. 343 y 344.
- VEIHMEYER, 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 EN ZONAS
DE RIEGO

DETERMINACION PRACTICA DEL USO CONSUNTIVO "

ING. OSCAR R. PLAISANT WONG
ING. RODOLFO ORTEGA A...

JUNIO, 1978



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:

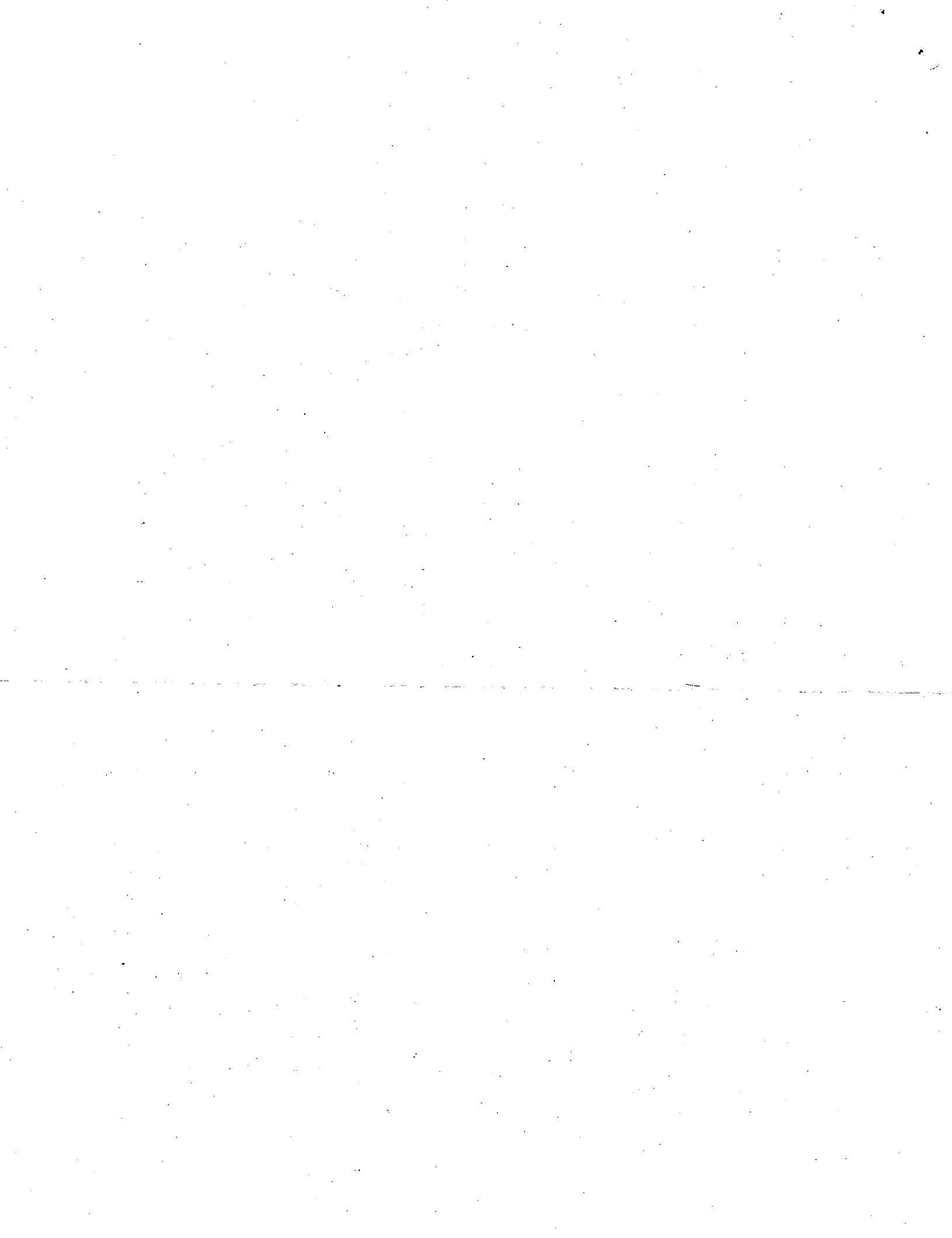
Hidrometría de Operación

Ingeniería de Riego y Drenaje.

Respecto a los estudios y logros de ambos, 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 concepiada 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, fruto o elementos químicos orgánicos que se pretenden 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.

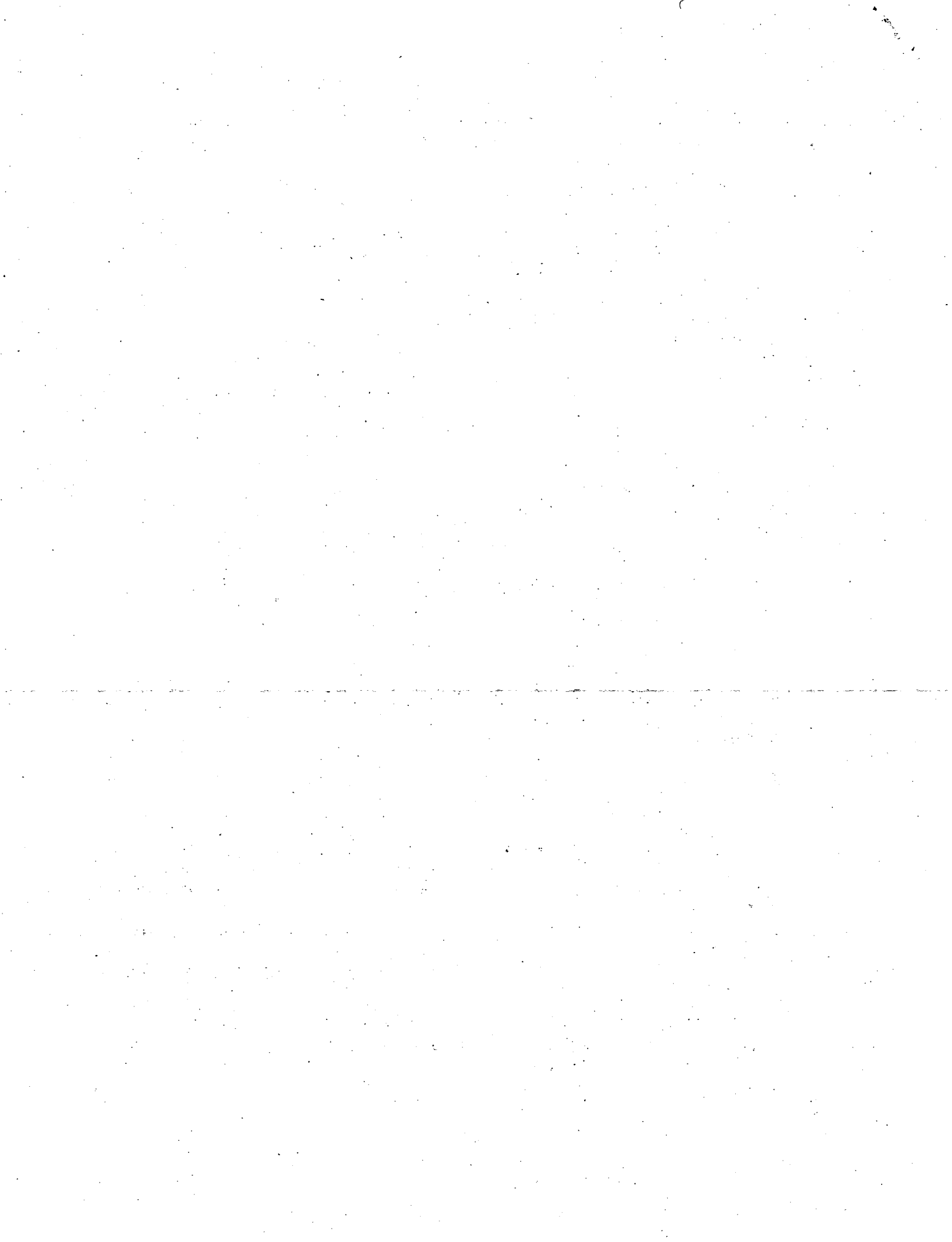
Tales trabajos se han realizado sólo esporádicamente en México, por el Instituto Nacional de Investigaciones Agrícolas y por el Departamento de Ingeniería de Riego y Drenaje de la Dirección General de Distritos de Riego (S.R.H.), por lo que ha sido necesario valerse de métodos indirectos para la estimación 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 cauce 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 interesan. 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 ($f \times Kt$), 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

$$F = \sum_1^n f$$

$$f = \frac{t \times p}{100} \quad (\text{Los valores son mensuales y en pulgadas})$$

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'.

M E S	1 Temperatura Unidad oF	2 p Por ciento	3 f Centímetros	4 Kt	5 fKt Centímetros	6 Ke	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	19.06	0.45	8.6
Junio.....	80.6	9.26	18.9	1.080	20.41	0.80	16.3
Julio.....	80.1	9.46	19.2	1.072	20.58	1.05	21.6
Agosto.....	79.0	9.09	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	0.894	12.78
Noviembre.....	61.2	7.38	11.5	0.744	8.56
Diciembre.....	54.7	7.38	10.3	0.633	6.52
			178.0		163.85		76.7

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 (Kt) 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 4 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_c representativos de cada uno. En la columna Núm. 6 aparecen los valores de K_c .

Finalmente se obtienen los usos consuntivos mensuales multiplicando K_c 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_c 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_c 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_c) 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.

$$K' = \frac{\sum_1^n f K_t K_c}{\sum_1^n f}$$

$$(U.C.)'_i = (U.C.)_i \frac{K'}{K} = \frac{K \left(\sum_1^n f \right) (f K_t K_c)_i}{\sum_1^n f K_t K_c}$$

Donde:

K = Coeficiente global seleccionado

K' = Coeficiente global obtenido

$U.C.'$ = Uso consuntivo ajustado

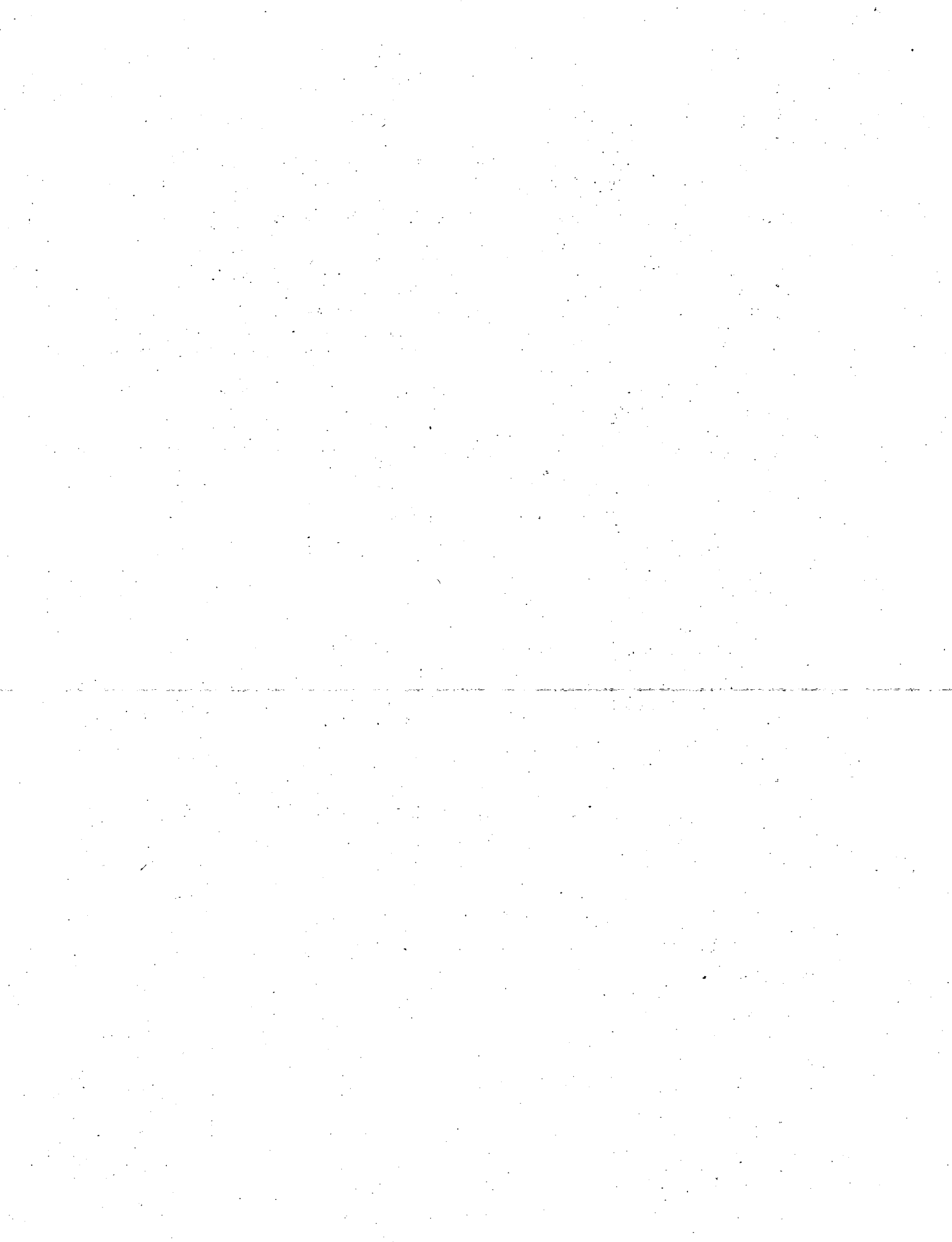
Continuando con el ejemplo:

M E S	3 f	7 U.C.	8 U.C.	9 U.C. Acumulado
Abril.....	15.8	3.6	3.30	3.30
Mayo.....	18.5	8.6	7.80	11.10
Junio.....	18.9	16.3	14.70	25.80
Julio.....	19.2	21.6	19.60	45.40
Agosto.....	18.2	16.7	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_e 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. 4 los valores mensuales de las evapotranspiraciones potenciales mensuales, calculadas por el método de Thornthwaite.

En las tablas del anexo Núm. 4, 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 DÍA PARA CADA MES Y AÑO
EN RELACION AL NUMERO TOTAL EN UN AÑO

LAT. NORTE	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
15°	7.94	7.37	8.44	8.45	8.98	8.80	9.03	8.83	8.27	8.26	7.75	7.88
16°	7.93	7.35	8.44	8.46	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	9.04	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	7.36	7.31
28°	7.40	7.07	8.39	9.68	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	7.00	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	7.95	7.11	7.05

Tomada de Blaney, H. F. y W. D. Criddle. S.C.S. - P-90. 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*, sobretiro 1948. Traducción del Ing. Miguel Pérez Espinoza.

ANEXO NUM. 2

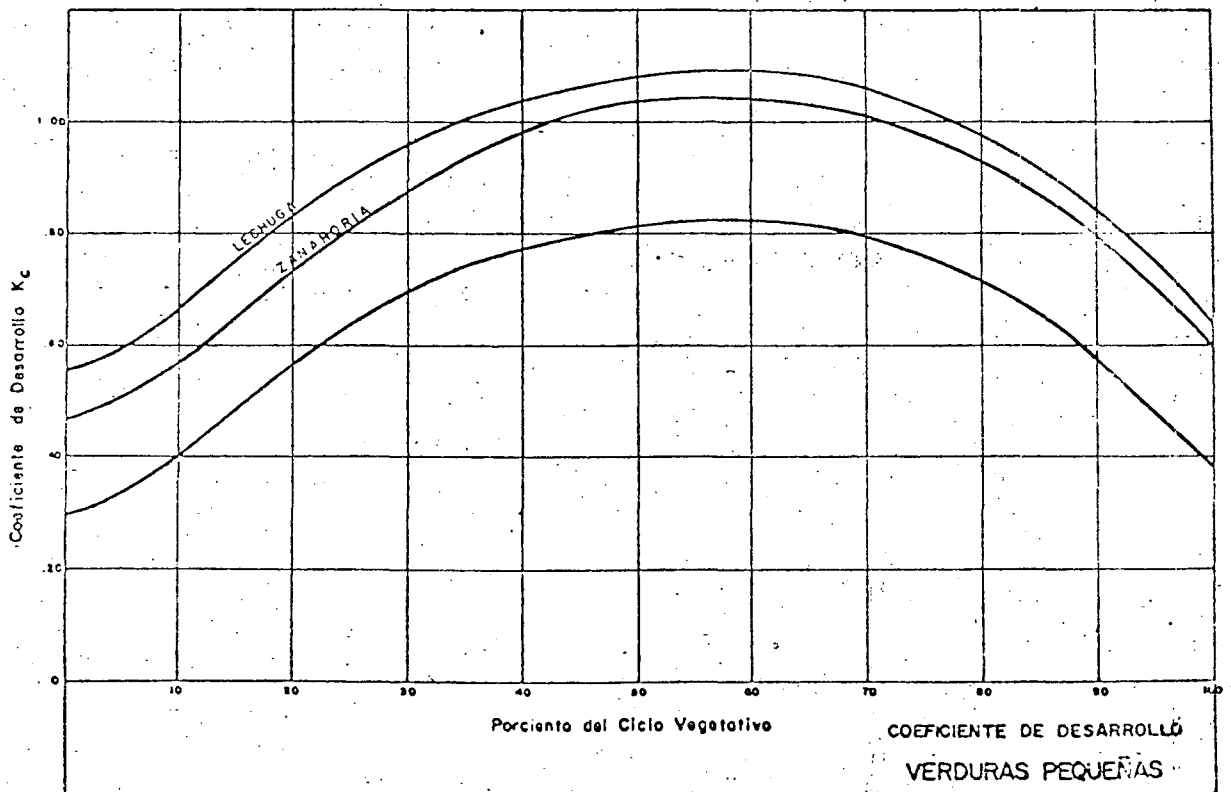
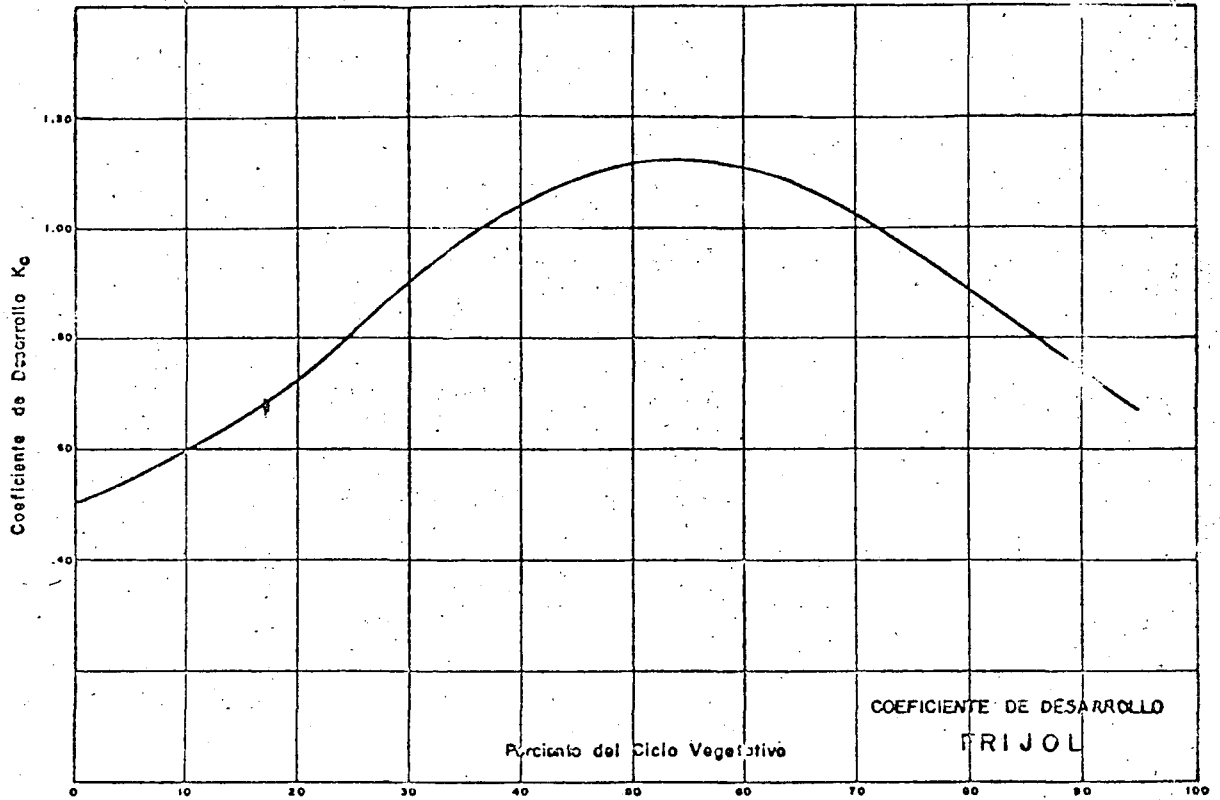
COEFICIENTE DE USO CONSUNTIVO
PARA DEFINIR EL CULTIVO

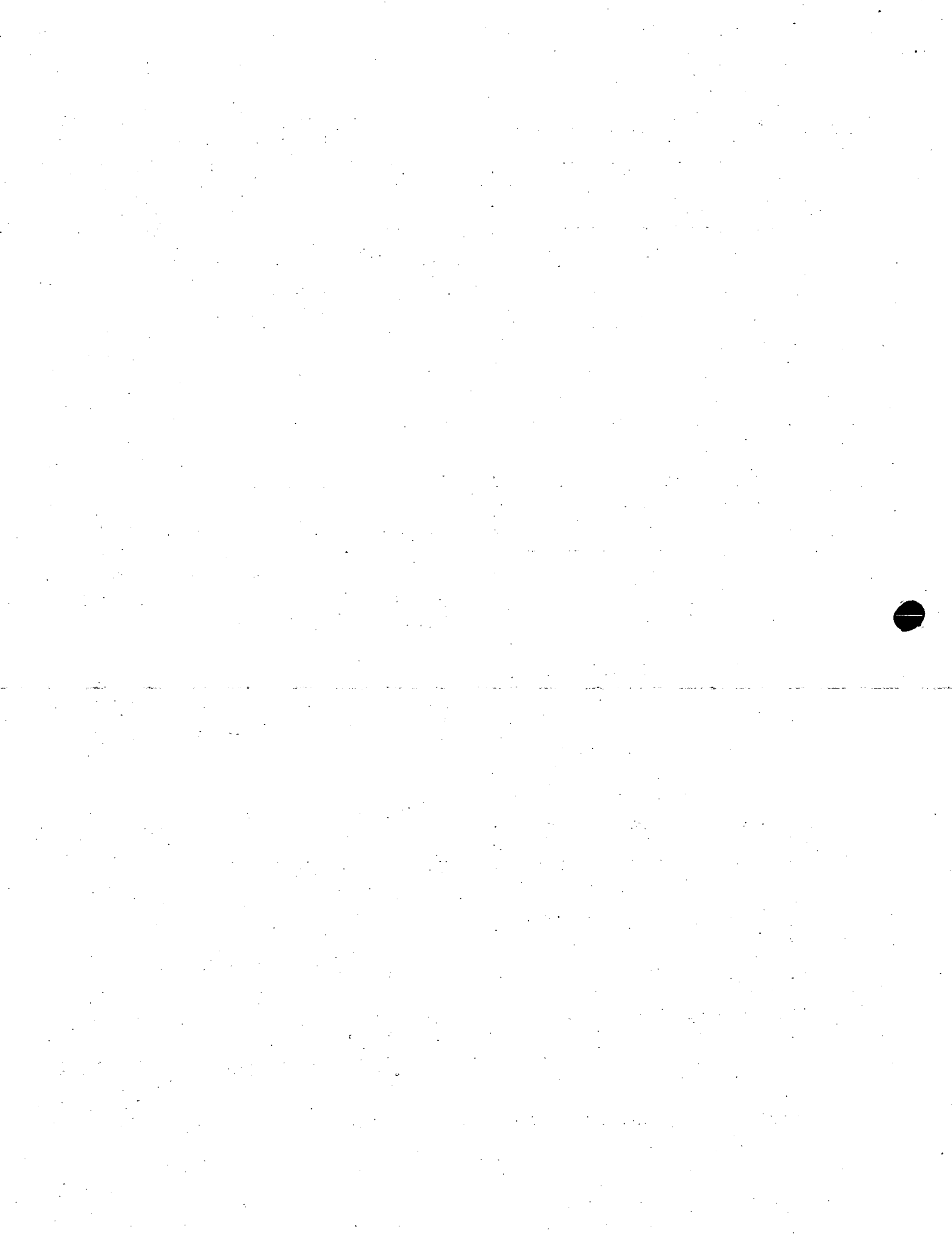
Cultivo	Período de crecimiento	Coefficiente K
Algodón.....	7 meses.....	0.60 a 0.65
Alfalfa.....	Entre heladas.....	0.80 a 0.85
"	En invierno.....	0.60
Arroz.....	3 a 5 meses.....	1.00 a 1.20
Cereales.....	3 meses.....	0.75 a 0.85
Cítricos.....	7 meses.....	0.50 a 0.65
Frijol.....	3 meses.....	0.60 a 0.70
Jitomate.....	4 meses.....	0.70
Mafz.....	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
Trébol ladino.....	Todo el año.....	0.80 a 0.85

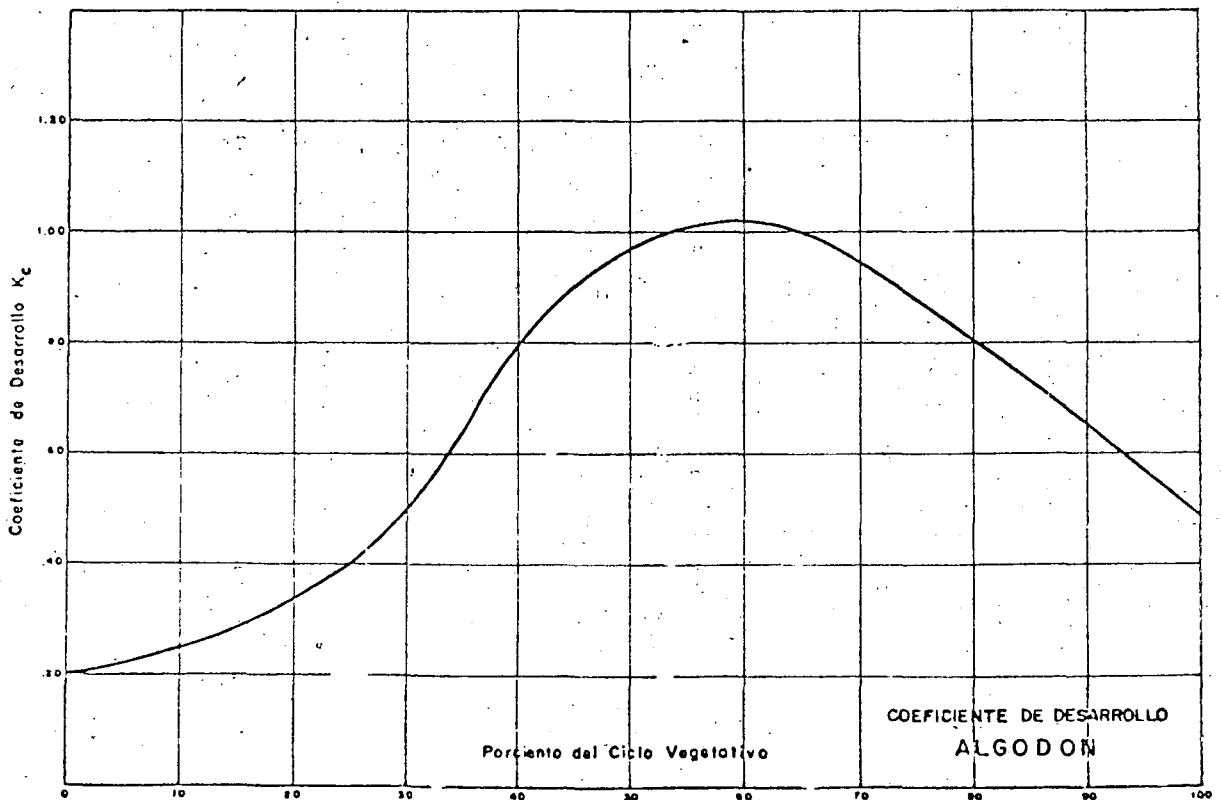
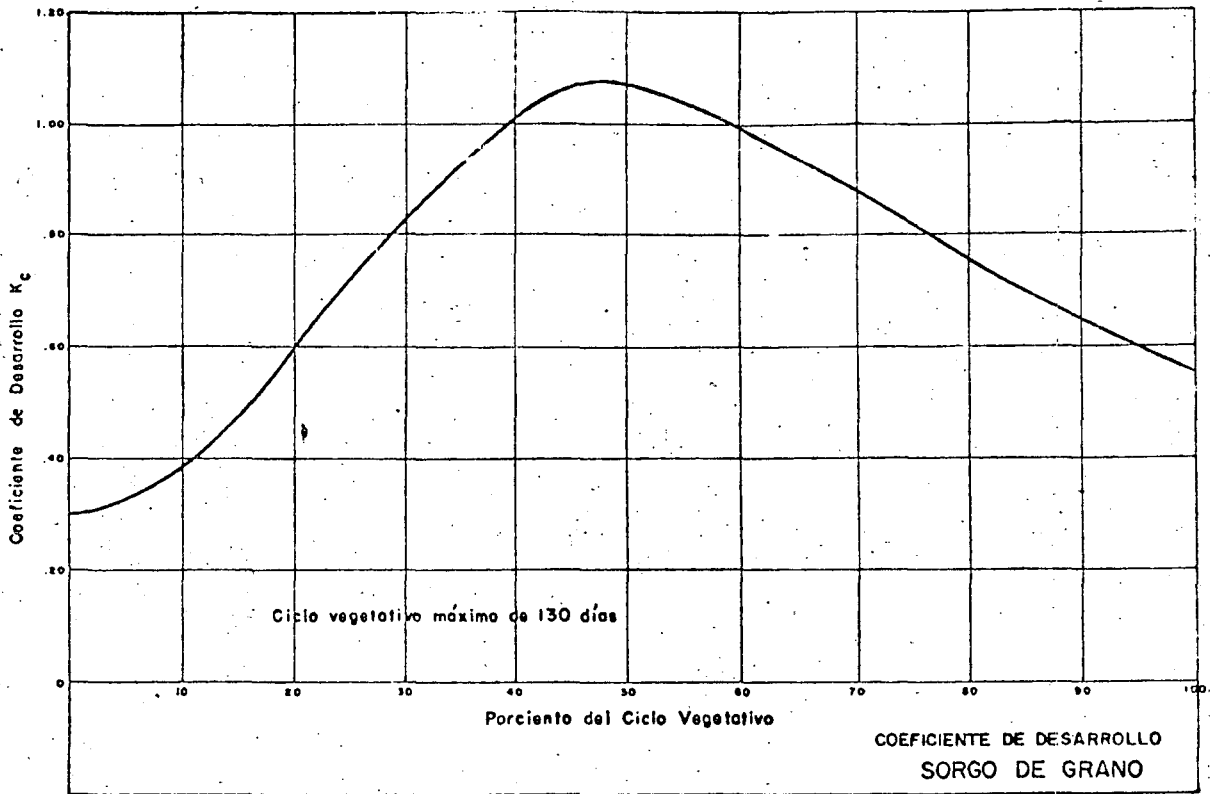
Nota: Los valores más pequeños son para regiones costeras y los mayores para zonas áridas. Tomado de H. F. Blaney y W. L. Criddle. - Determining Water needs from climatological data. U. S. D. A. Soil Conservation Service. 804-71-96



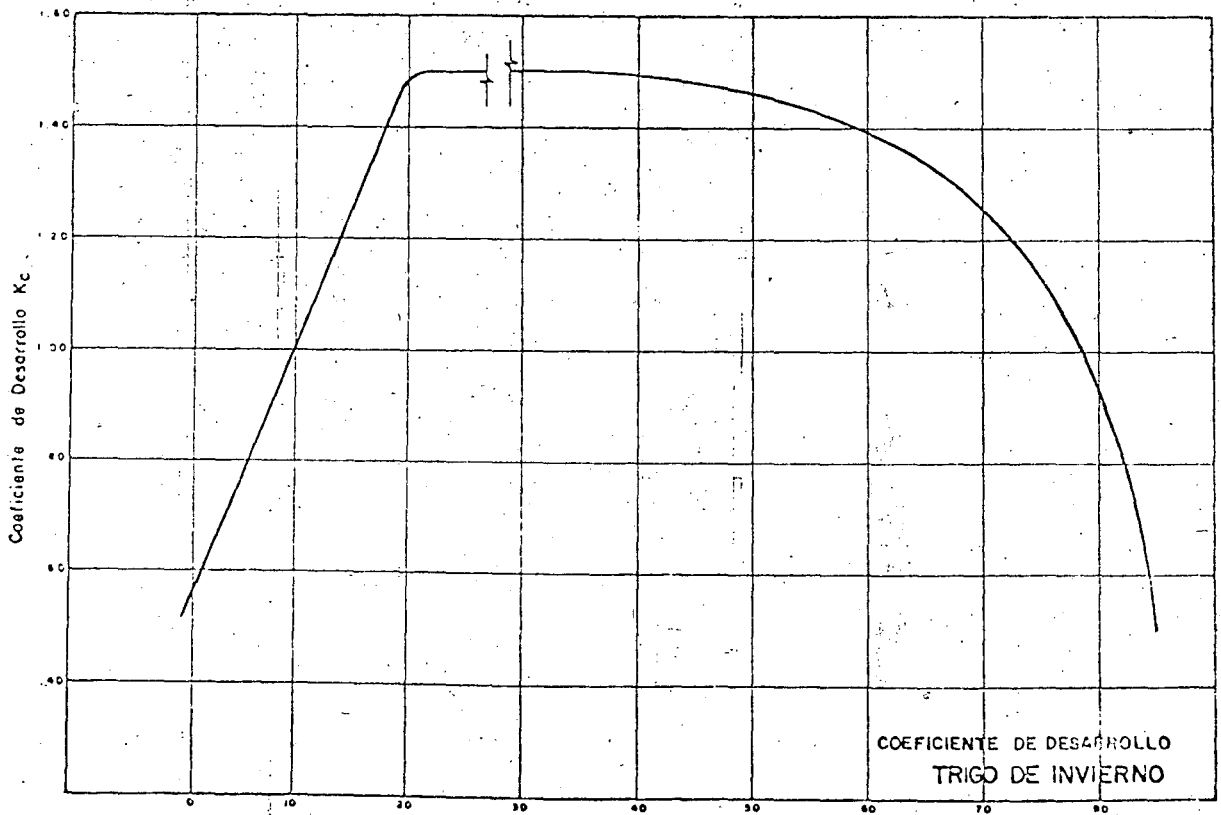
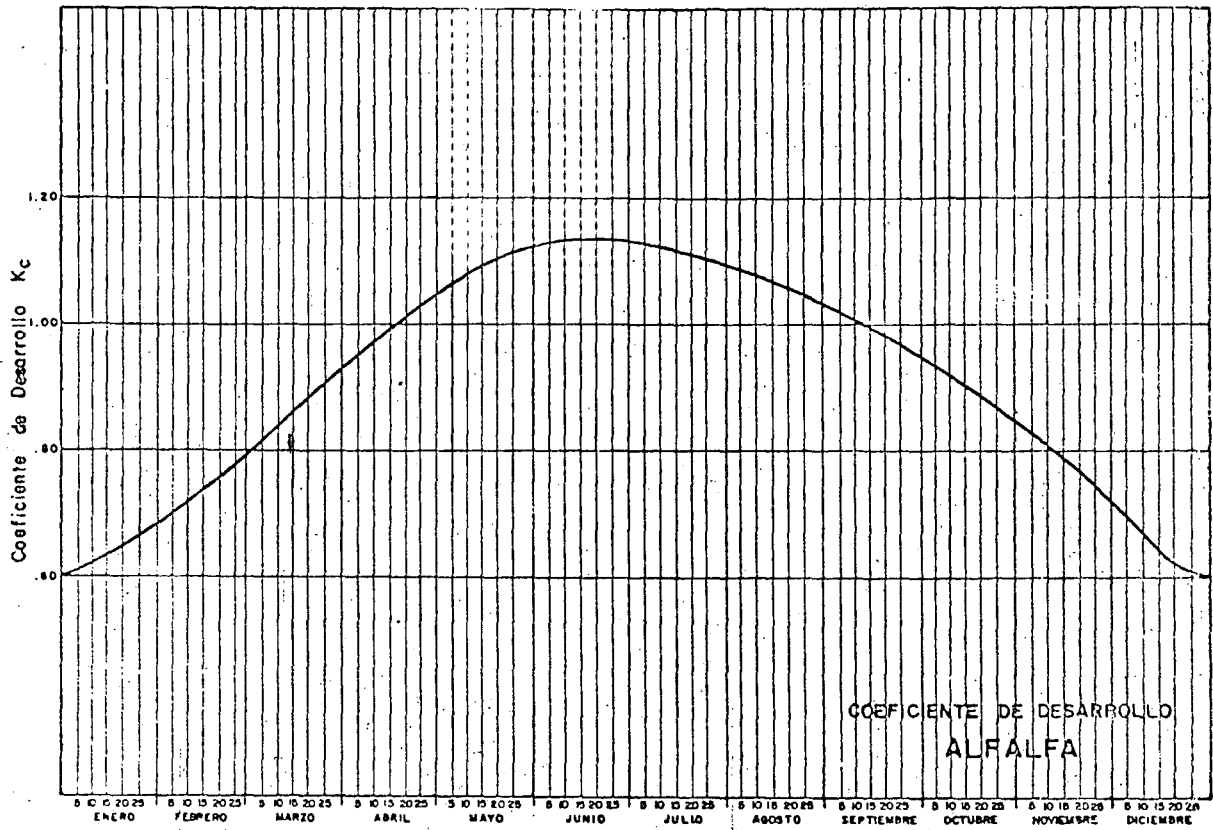
ANEXO NUM. 3



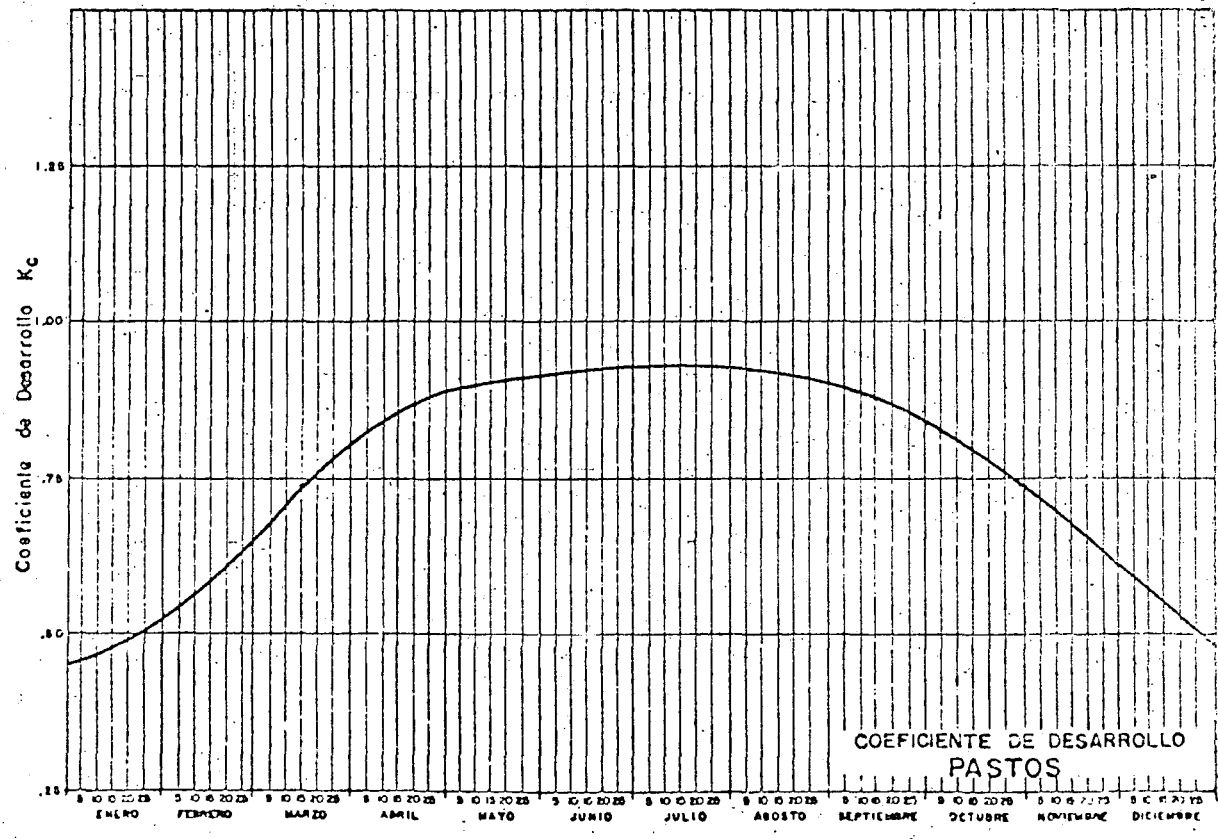
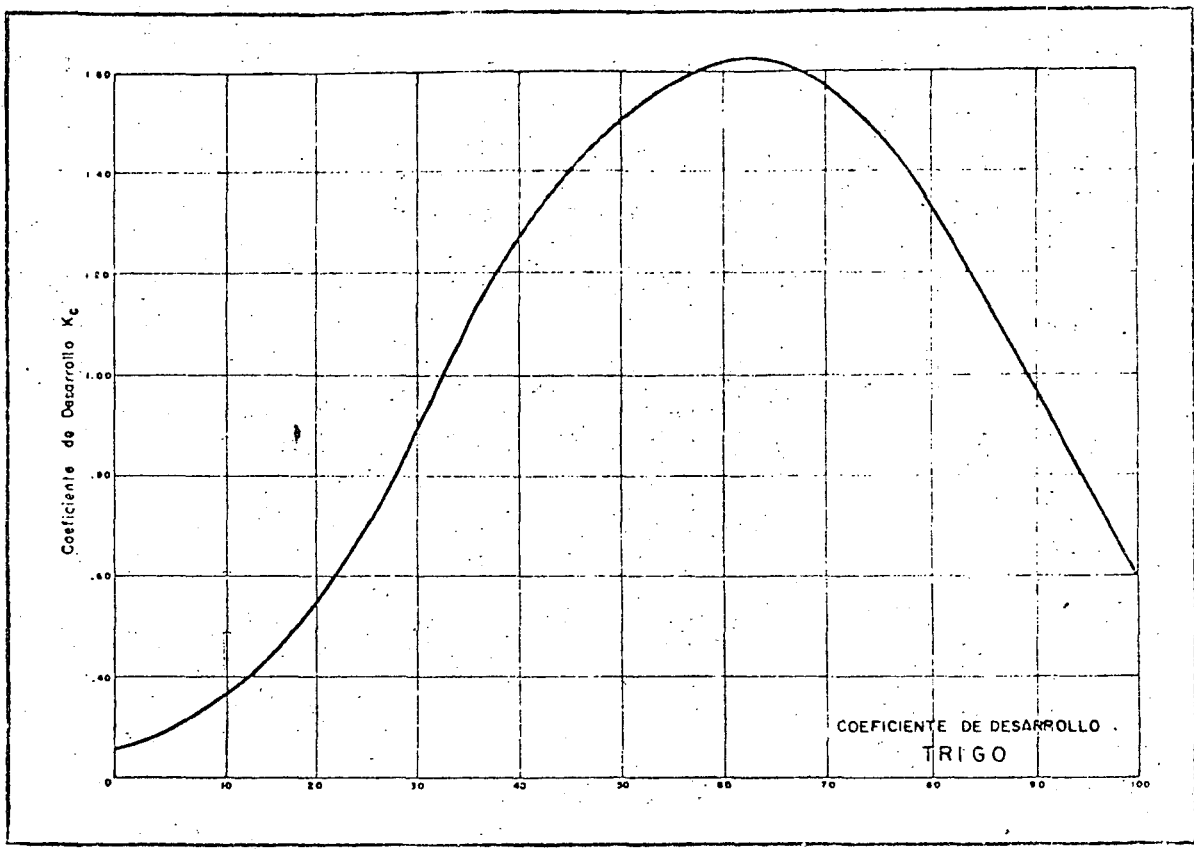




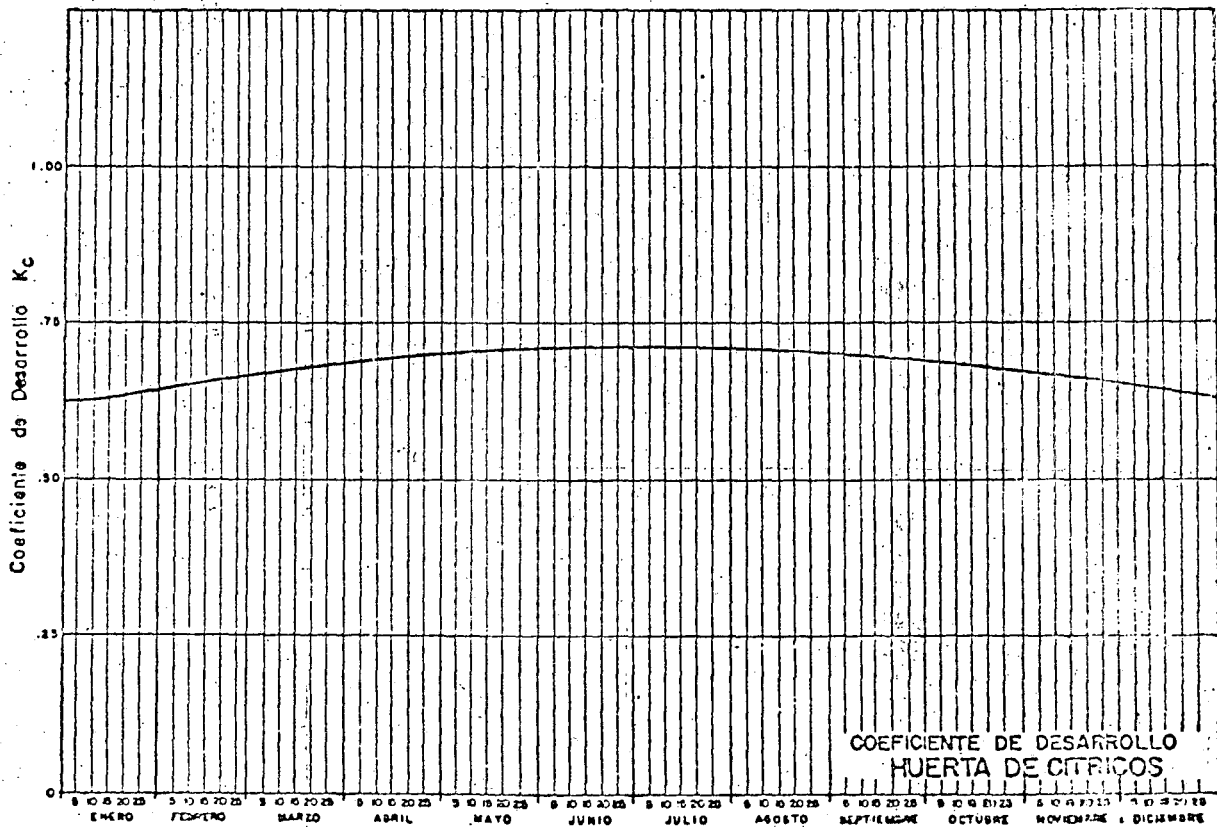
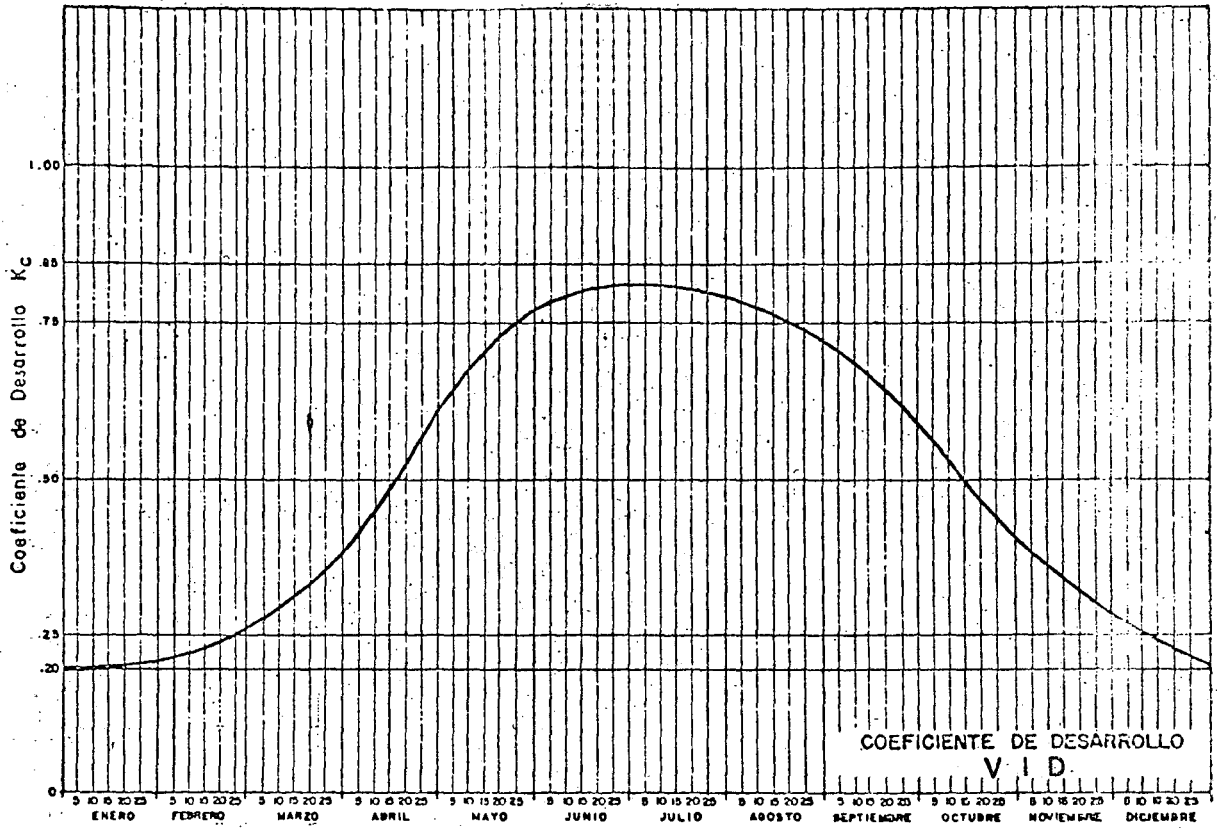




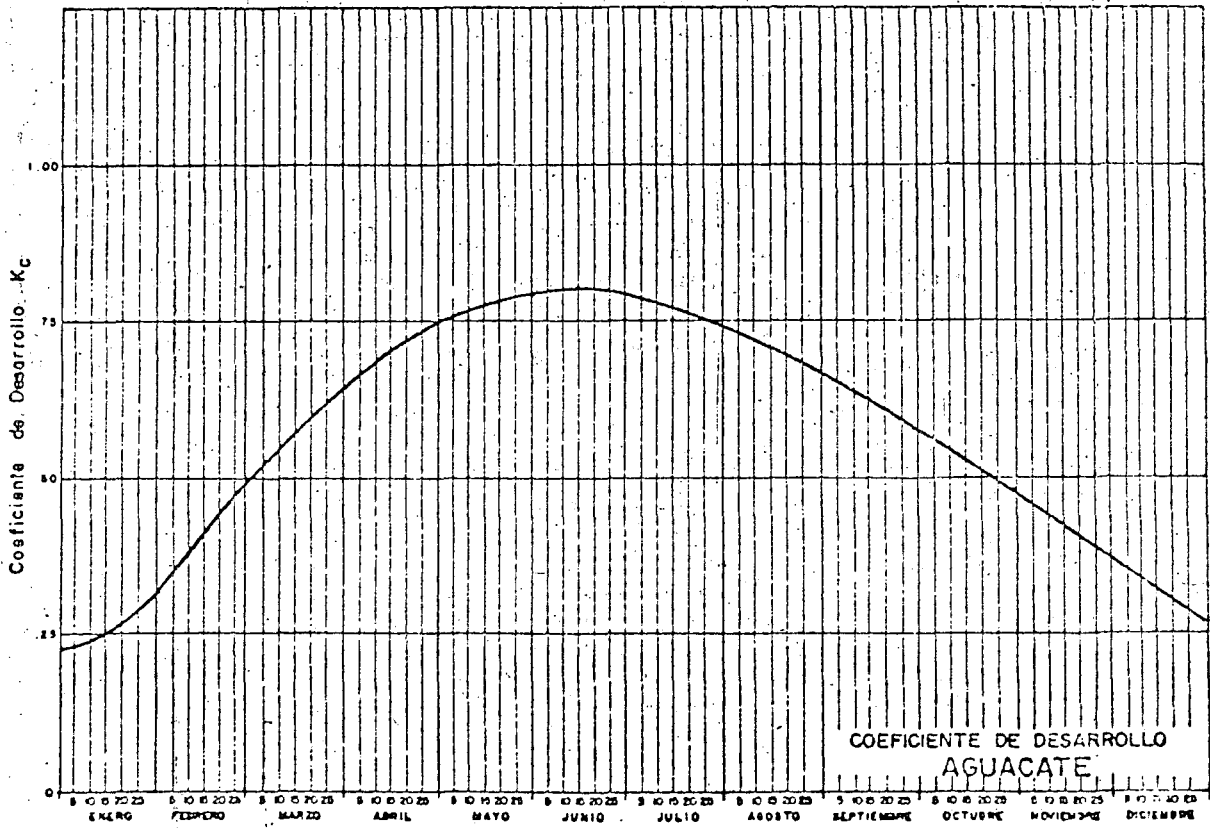
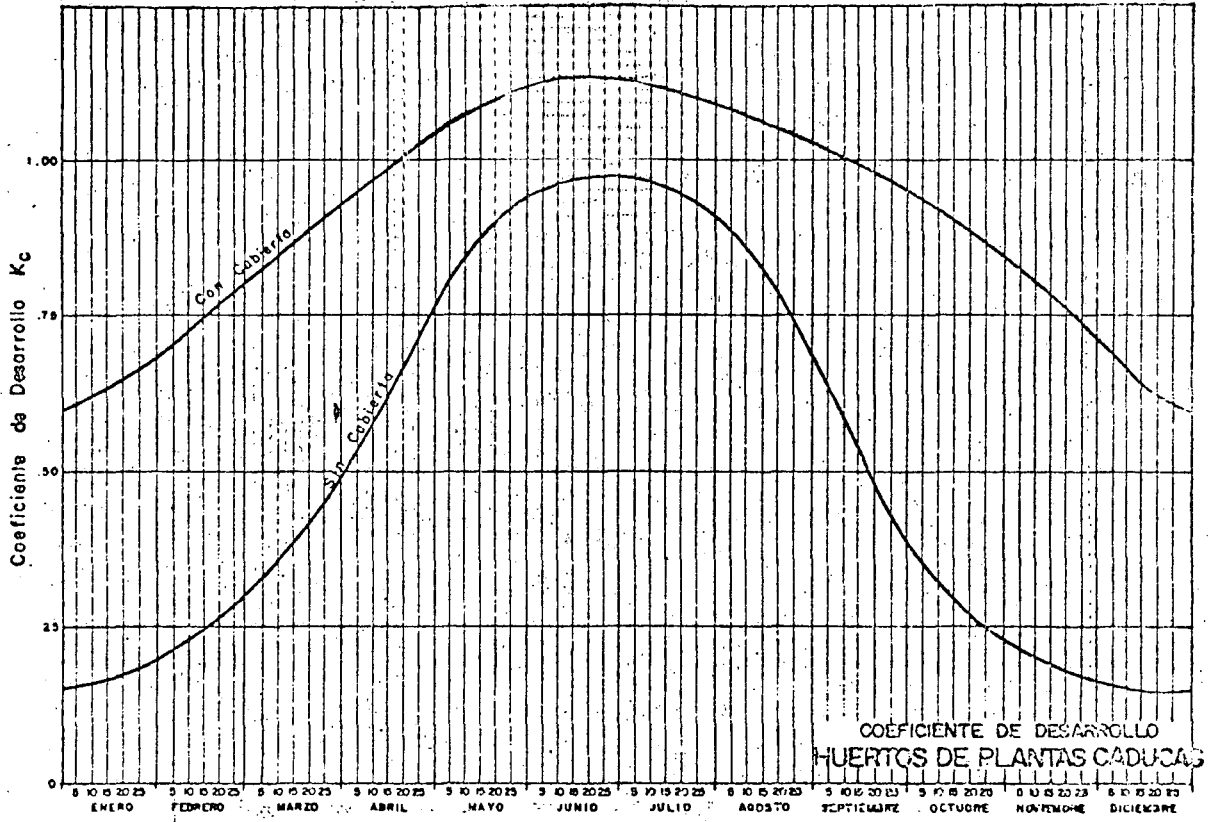




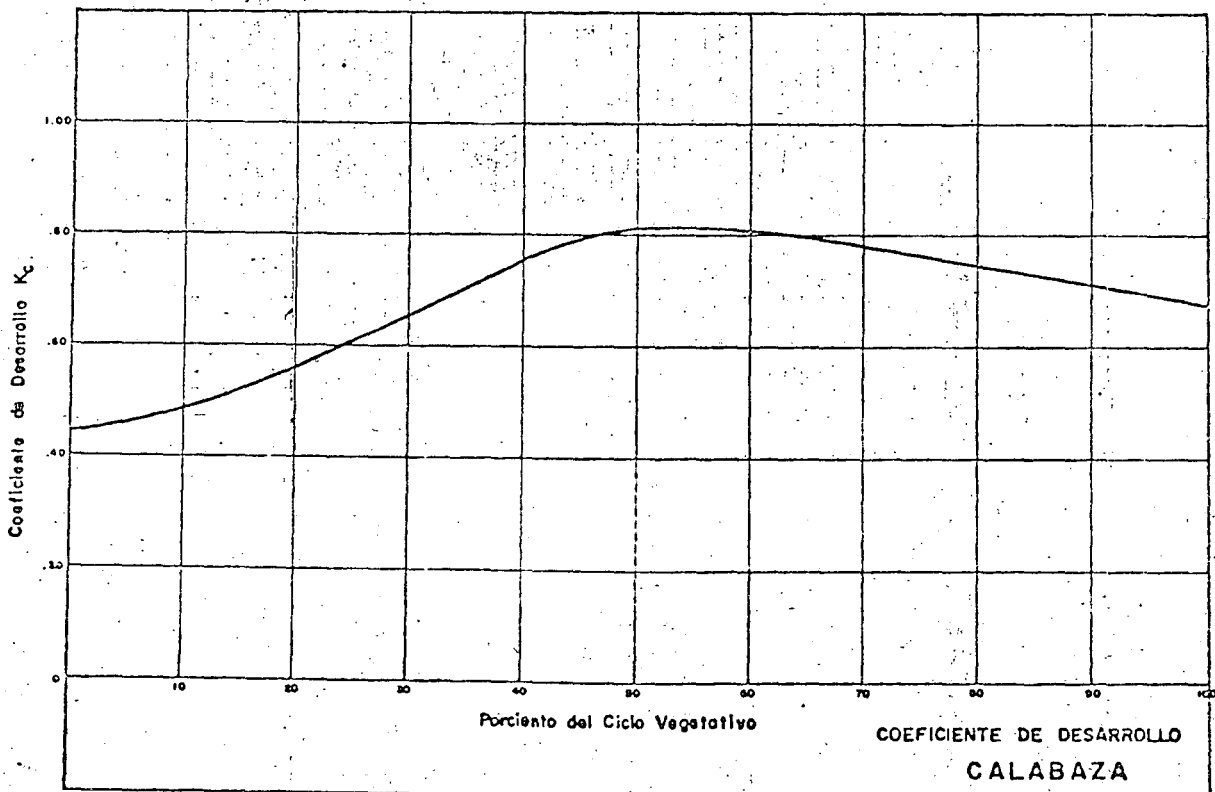
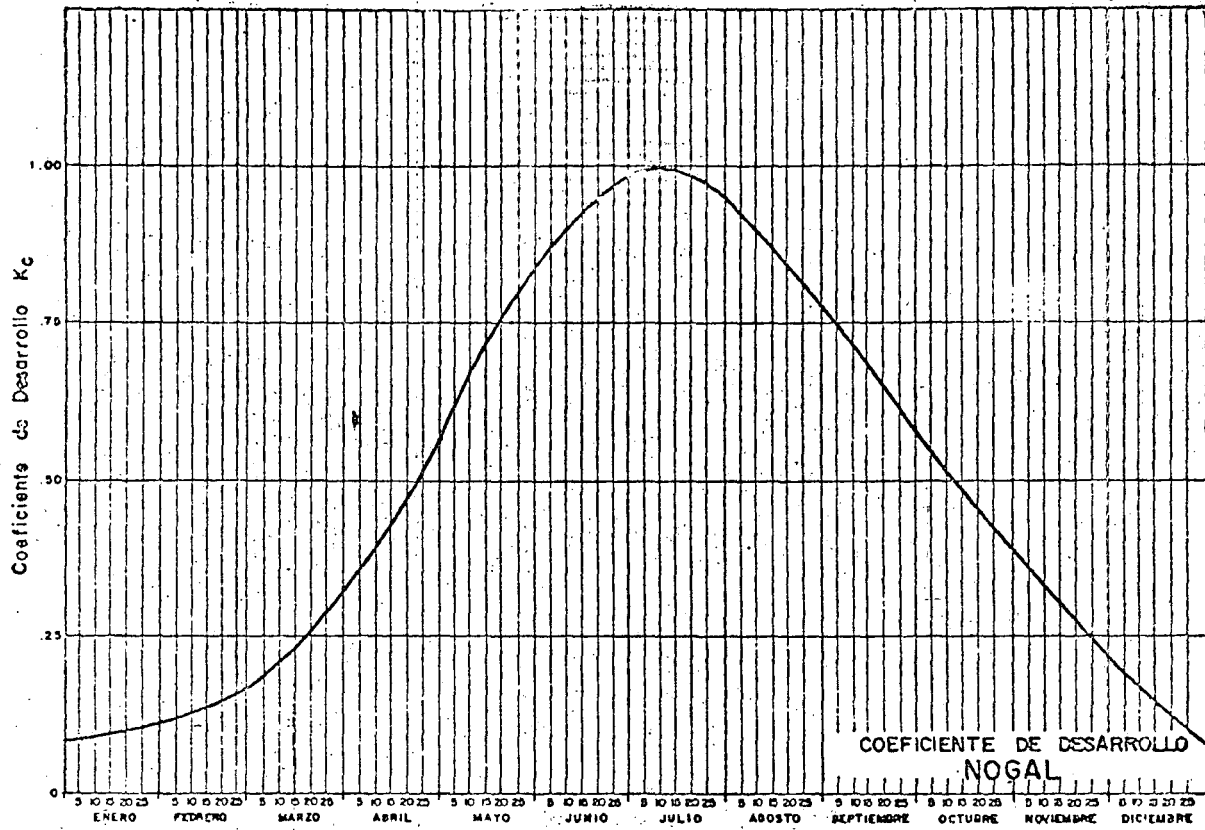


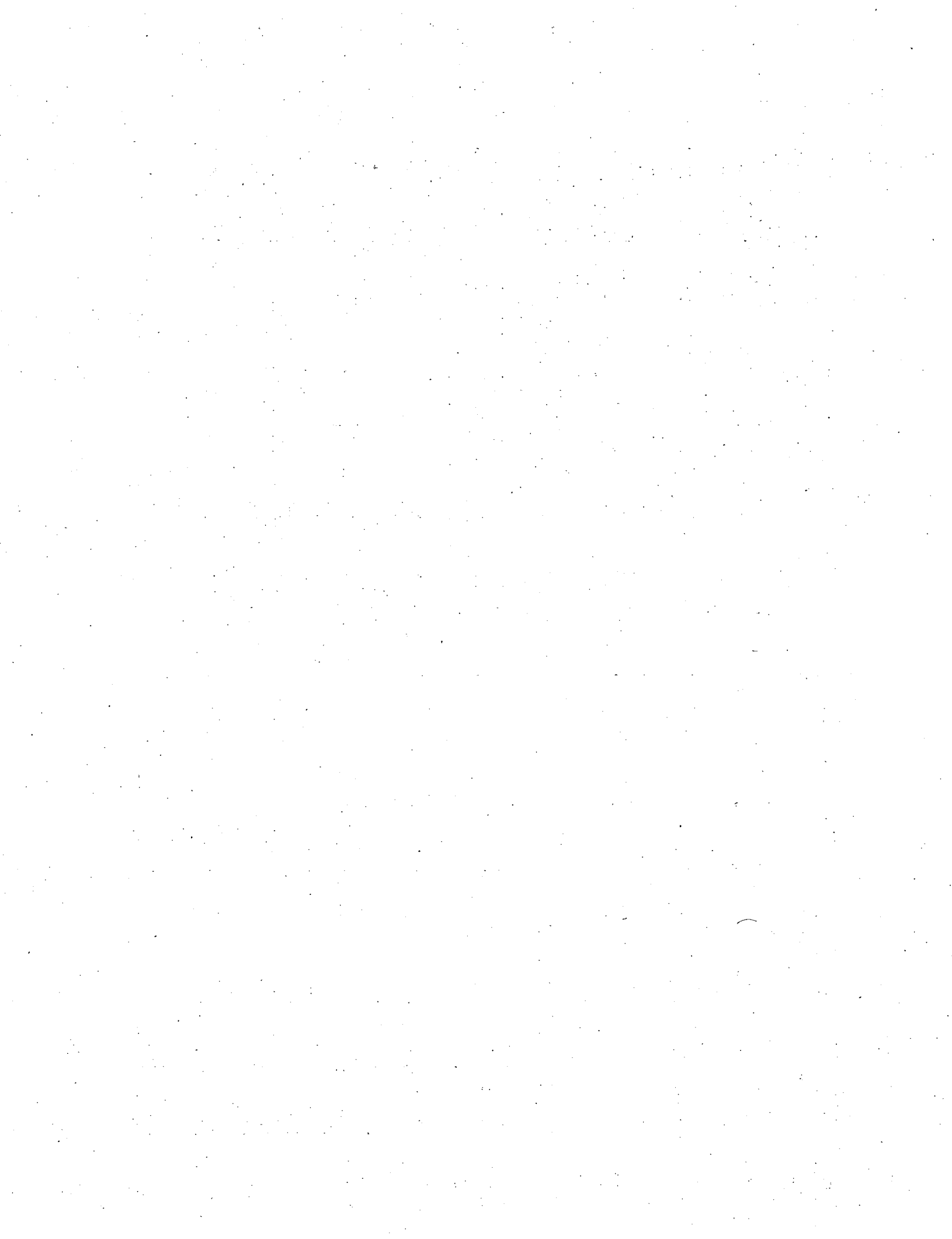


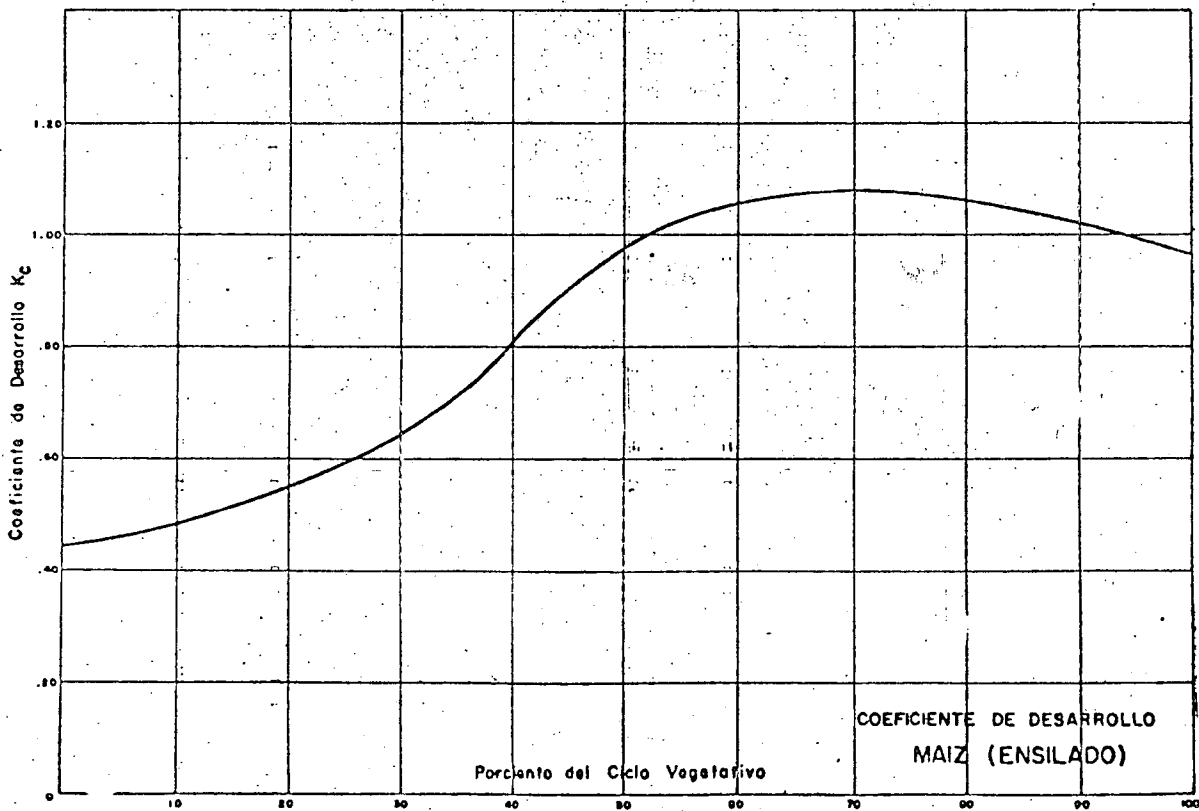
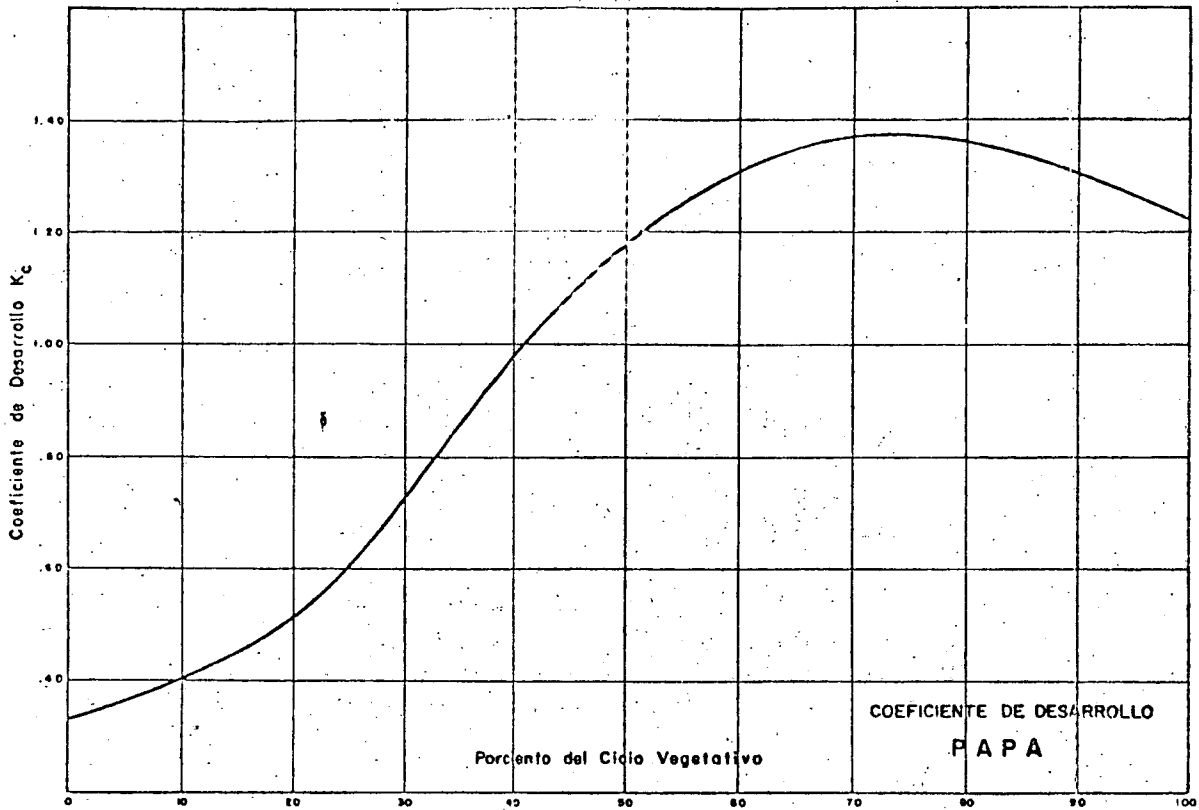




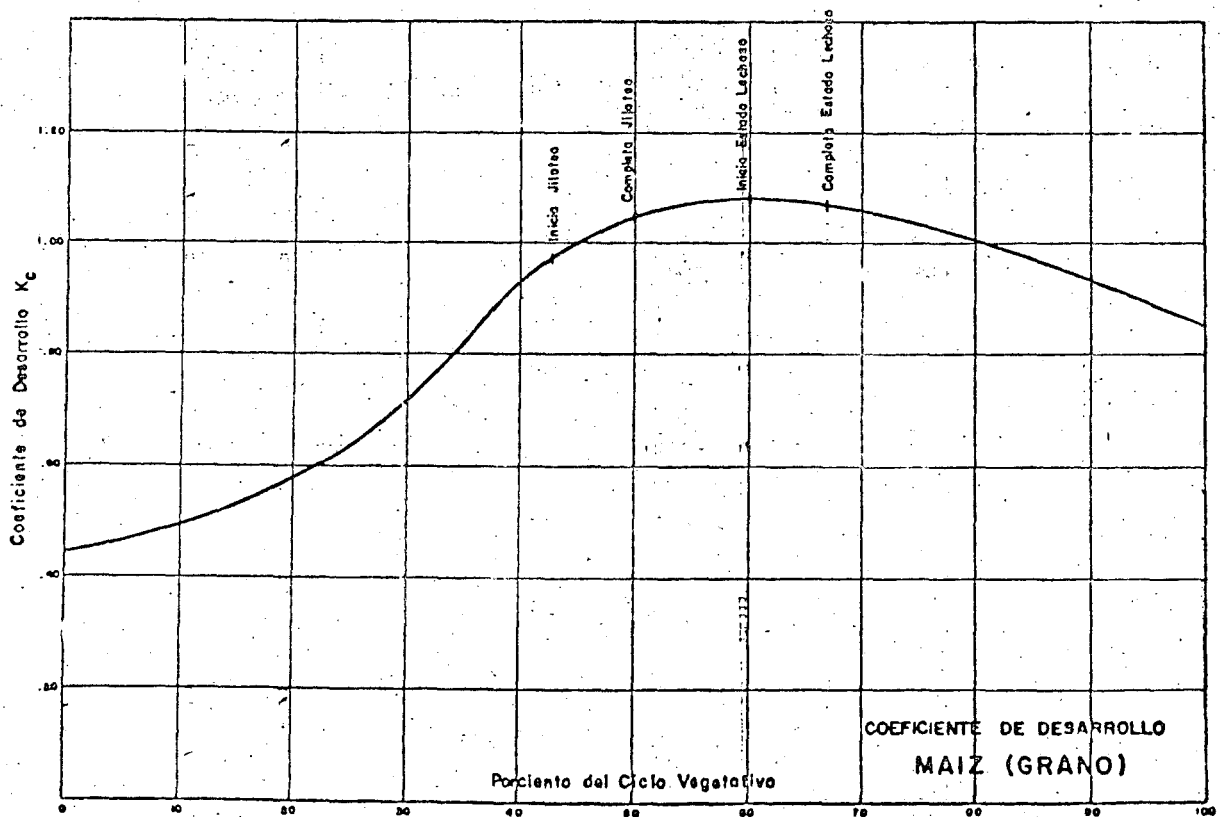
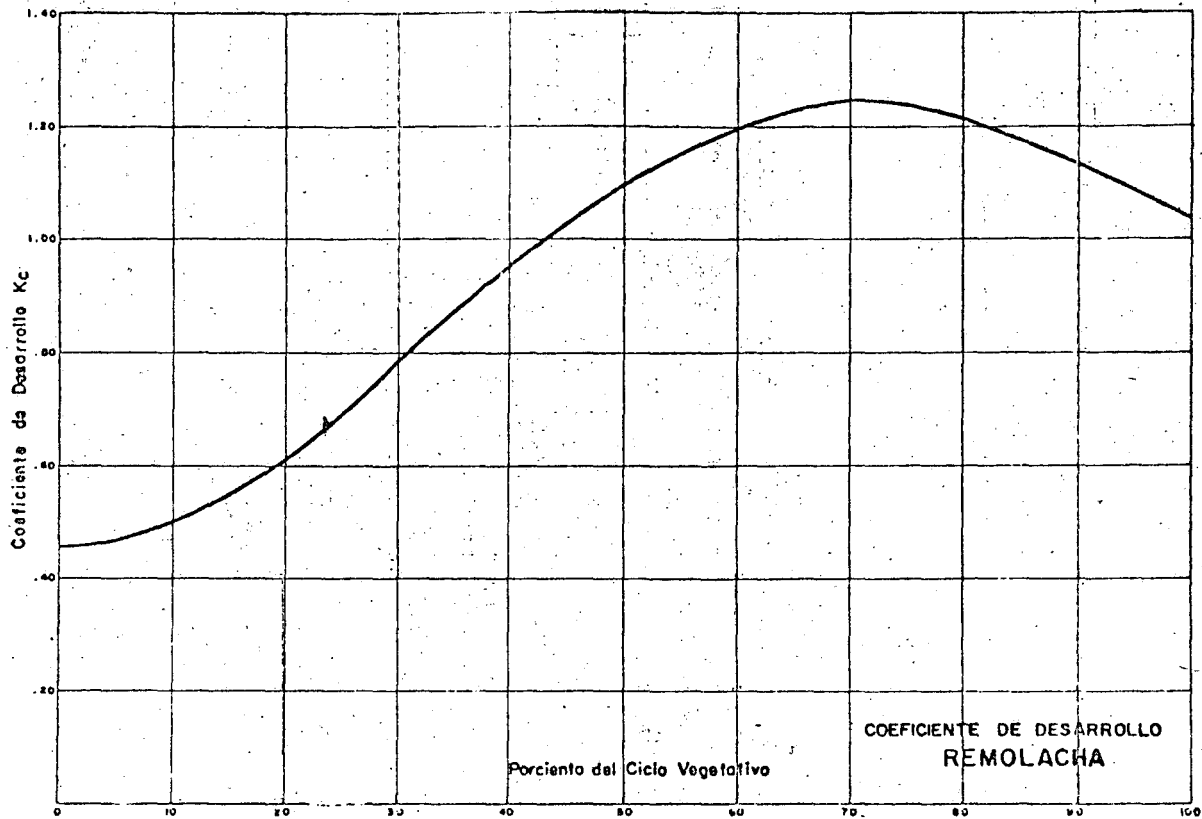


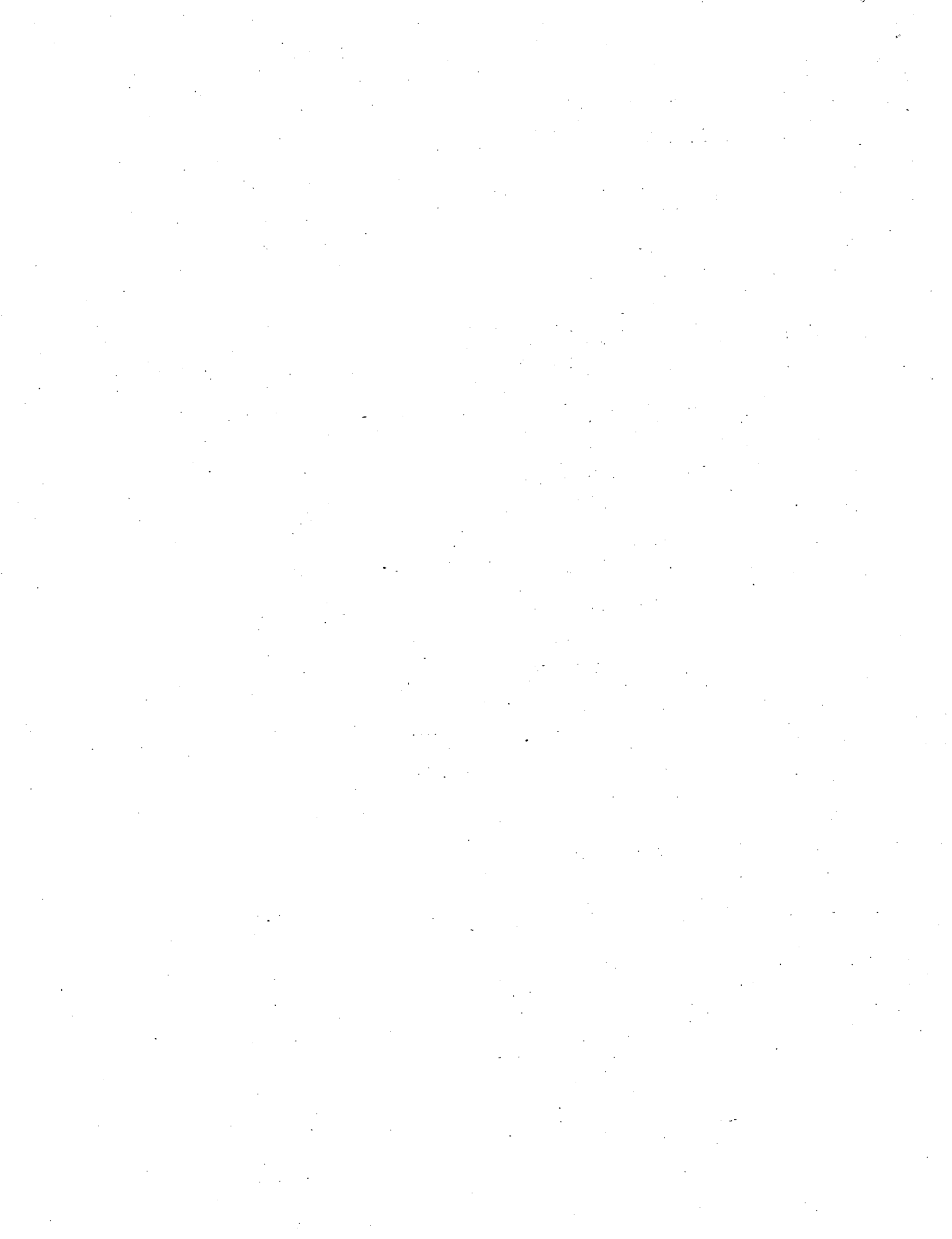


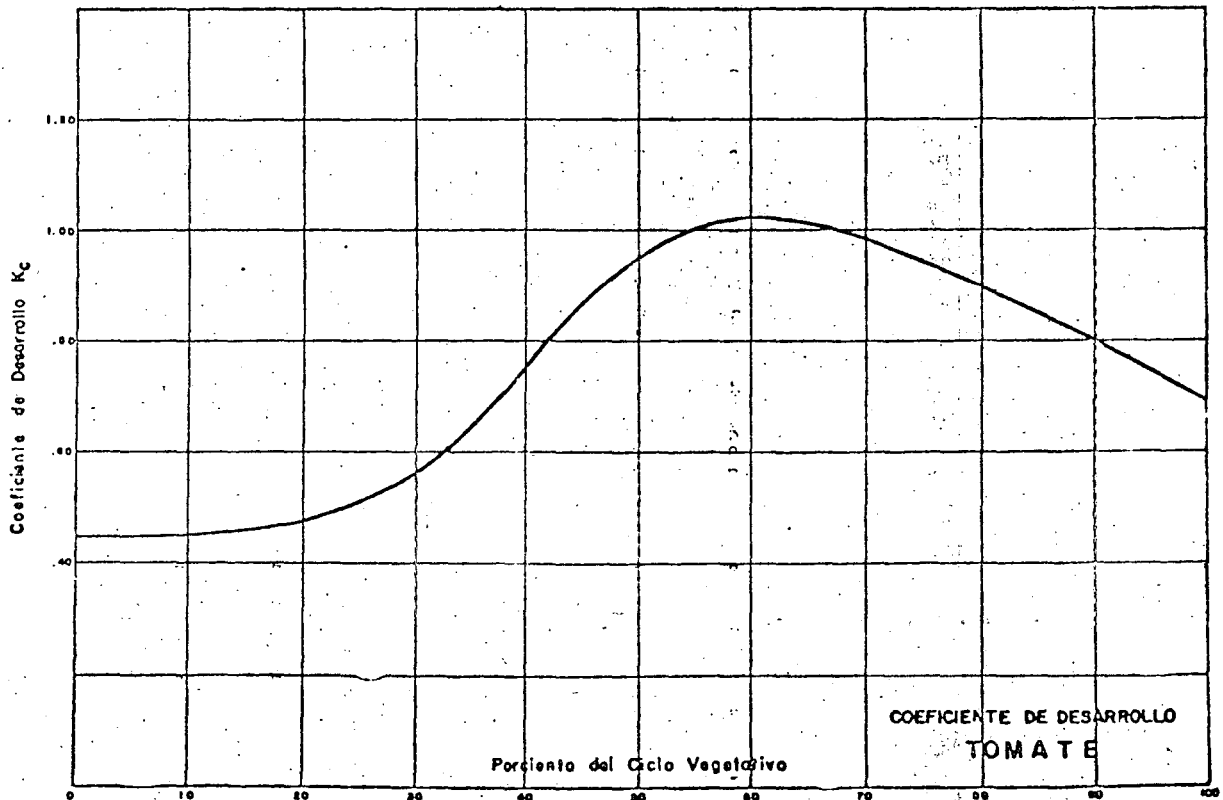
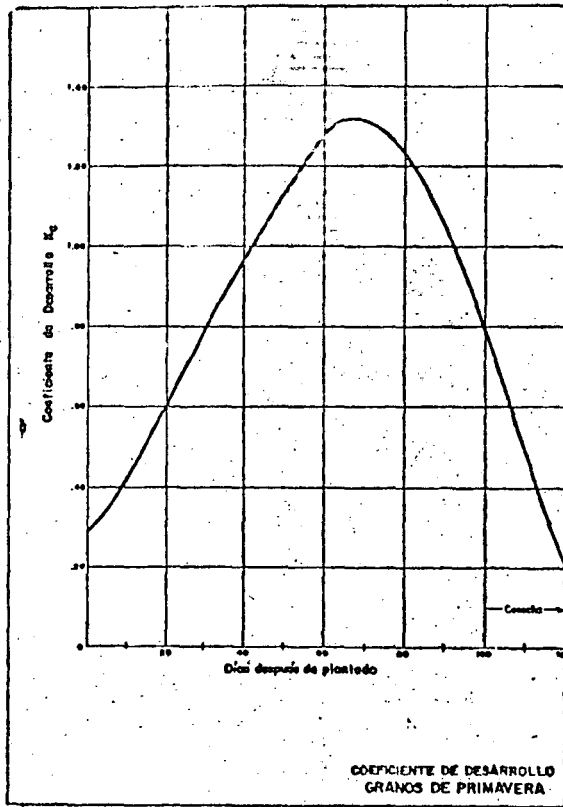






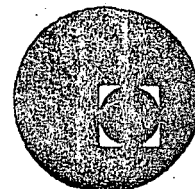








centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS EN
ZONAS DE RIEGO

ELEMENTOS DE FISILOGIA VEGETAL

ING. OSCAR R. PLAISANT WONG
ING. RODOLFO ORTEGA A.

JUNIO, 1978



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 por la vida 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 continúa 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 "autótrofas" 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 in directamente 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 H_2O 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, esto 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 -- anerobias 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 equilibrio.

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 continúa 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 Nitrosomas 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 sufren 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 continúa 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 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 - substancia semisaturada de agua no tendrá una presión de suc - -- ción tan alta como otra completamente seca. Si dos substancias- absorbentes están en contacto, el agua pasa de la que tiene me - nor a la que tiene mayor presión de succión. Las células son -- sistemás líquidos casi en su totalidad y el origen de sus presio - nes de succión pueden ser considerados como sigue:

La diferencia de presión de difusión entre el agua pu - ra y otra con substancias disueltas, puede llegar a contrarres - tar una presión hidrostática equivalente, que se llama presión - osmótica de la solución. Dicho de otro modo, la presión osmóti - ca 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 "ten - sión del suelo" (tensión capilar + adsorción) y la "presión osmó - tica". 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 me - nos de 15 atmósferas y en el punto de capacidad de campo es de - aproximadamente 0.3 atmósferas.

Las raíces desempeñan funciones de sostenimiento y nu - trición de las plantas, constituyendo a veces la mitad o más to - davía del peso total de las plantas de cultivo. Dos son sus fun - ciones principales: anclar la planta fijándola en el suelo y ab - sorber 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 difundiéndose 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 atraviesa 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 (carbohidratos, 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 meristemas 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 mitoplasma 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, man-ganeso, zinc, molibdeno y boro.

Tema No. 1.7. Uso Consuntivo. Evapotranspiración.

1.7.1 Definiciones

Uso 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 marchitamiento. 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 de cenal 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 de - cir, para considerar la precipitación como lluvia efectiva se re quiere que:

$$0.8 \quad P \quad 0.9 \quad E^{0.75}$$

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, edáficos 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 substancias 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 alcanzen 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.

$$L = A_{ps} \times D_a \times Pr$$

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 dejándolo 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 casos específicos.

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:

- Et = 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:

$$a = 0.000000675I^3 - 0.000077I^2 + 0.01792I + 0.49839 \dots\dots\dots 1.2$$

I = índice anual de calor (o temperatura). Es la suma de los índices de las eficiencias mensuales de temperatura (i).

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 expresó 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 conjungan 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.

$$i = \left(\frac{T}{5}\right) 1.5^{T/4}$$

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:

$$a = 0.000000675I^3 - 0.0000771I^2 + 0.01792I + 0.49239$$

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.- Tabúlese 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:

$$Et = KgF \dots\dots\dots(2.1)$$

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 medio 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:

$$f = p \left(\frac{t + 17.8}{21.8} \right) \dots\dots\dots (2.2)$$

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

$\frac{t + 17.8}{21.8}$ = 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:

$$f = p Kt \left(\frac{t + 17.8}{21.8} \right) \dots\dots\dots (2.4)$$

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 (Kc) se les denomina "coeficientes de desarrollo".

El Plano No. 1 muestra el ciclo vegetativo para diferentes cultivos, con sus respectivos valores de Kc .

En resumen, tenemos ahorita dos maneras de calcular el uso consuntivo. Uno, a partir del coeficiente global Kg que nos da el uso consuntivo para todo el ciclo (Et), 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 Kc , que nos permite obtener valores parciales y totales de la evapotranspiración (Et), 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:

$$K' = \frac{Kg ET'}{Et} \dots\dots\dots (2.5)$$

en la que:

K' = coeficiente de corrección.

Kg = coeficiente global.

Et = Evapotranspiración total obtenida a partir del coeficiente global Kg .

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-Criddle:

- 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 ta les condiciones da 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 (kc), empleados para el cálculo del uso consuntivo mensual, en el método de-

Blaney-Criddle, son los propuestos por Grassi-Christiansen 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 climática 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", entendiéndose 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 entendiéndose 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.

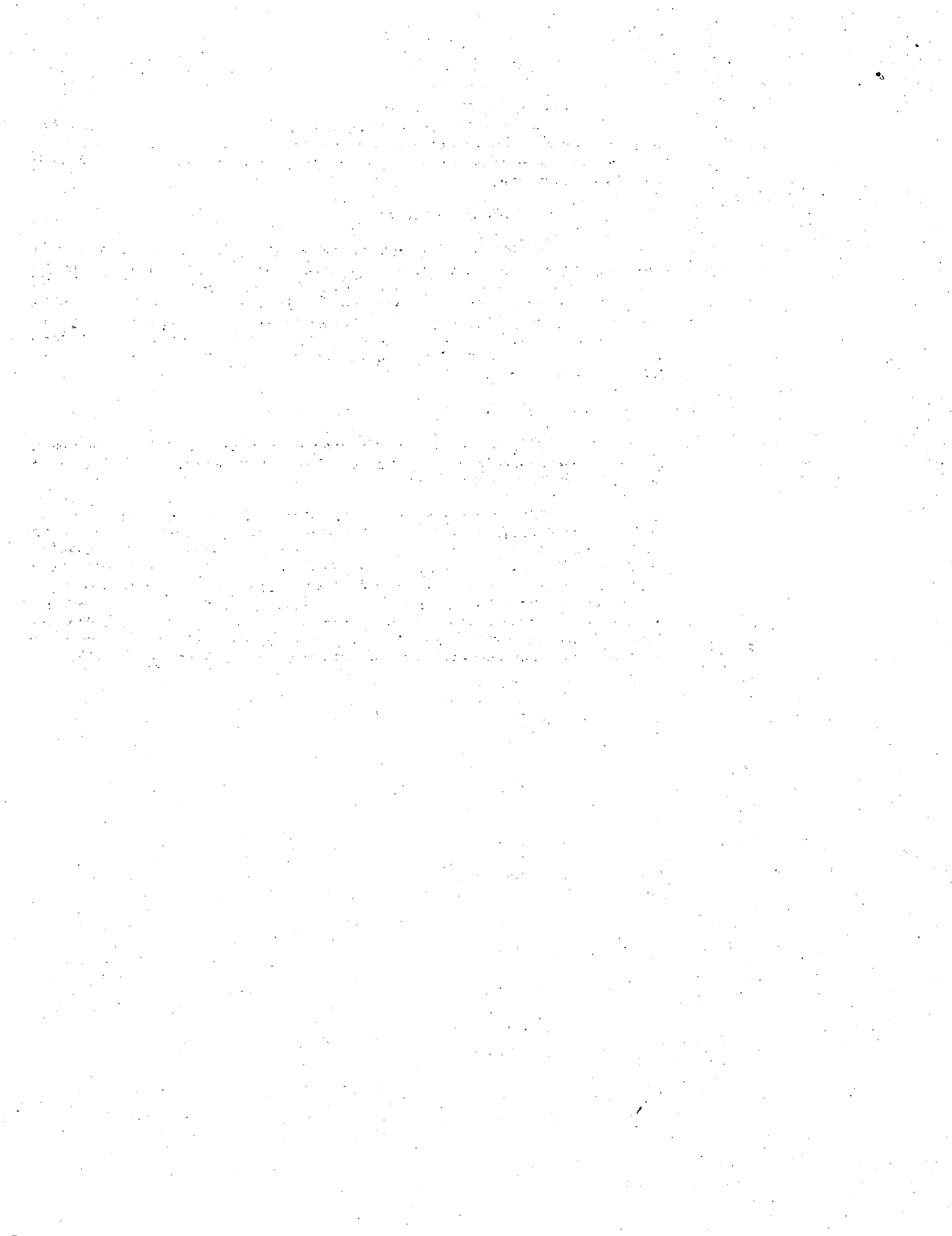
8) Método de Turc.

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. Expresó 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.

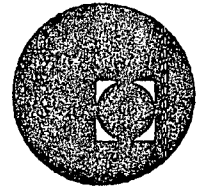
En 1956, George H. Hargreaves estableció una fórmula para estimar la evaporación en tanque, con base en un estudio de relaciones entre temperatura y humedad.

Hargreaves propone el uso de un tanque evaporómetro 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

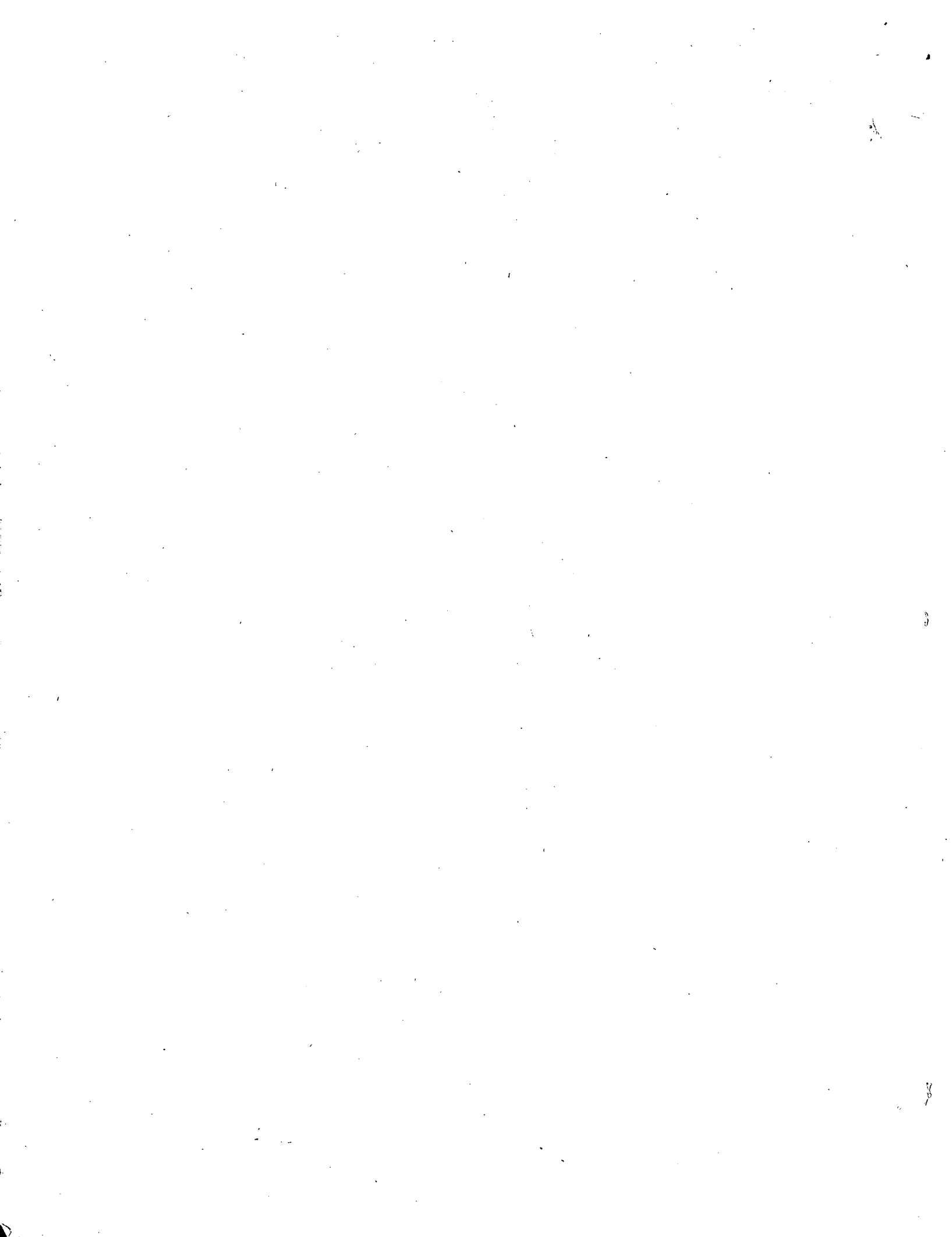


CAPACITACION DE INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

PLANEACION DE ZONAS DE RIEGO

INSTRUCCIONES GENERALES PARA
ZONAS DE RIEGO

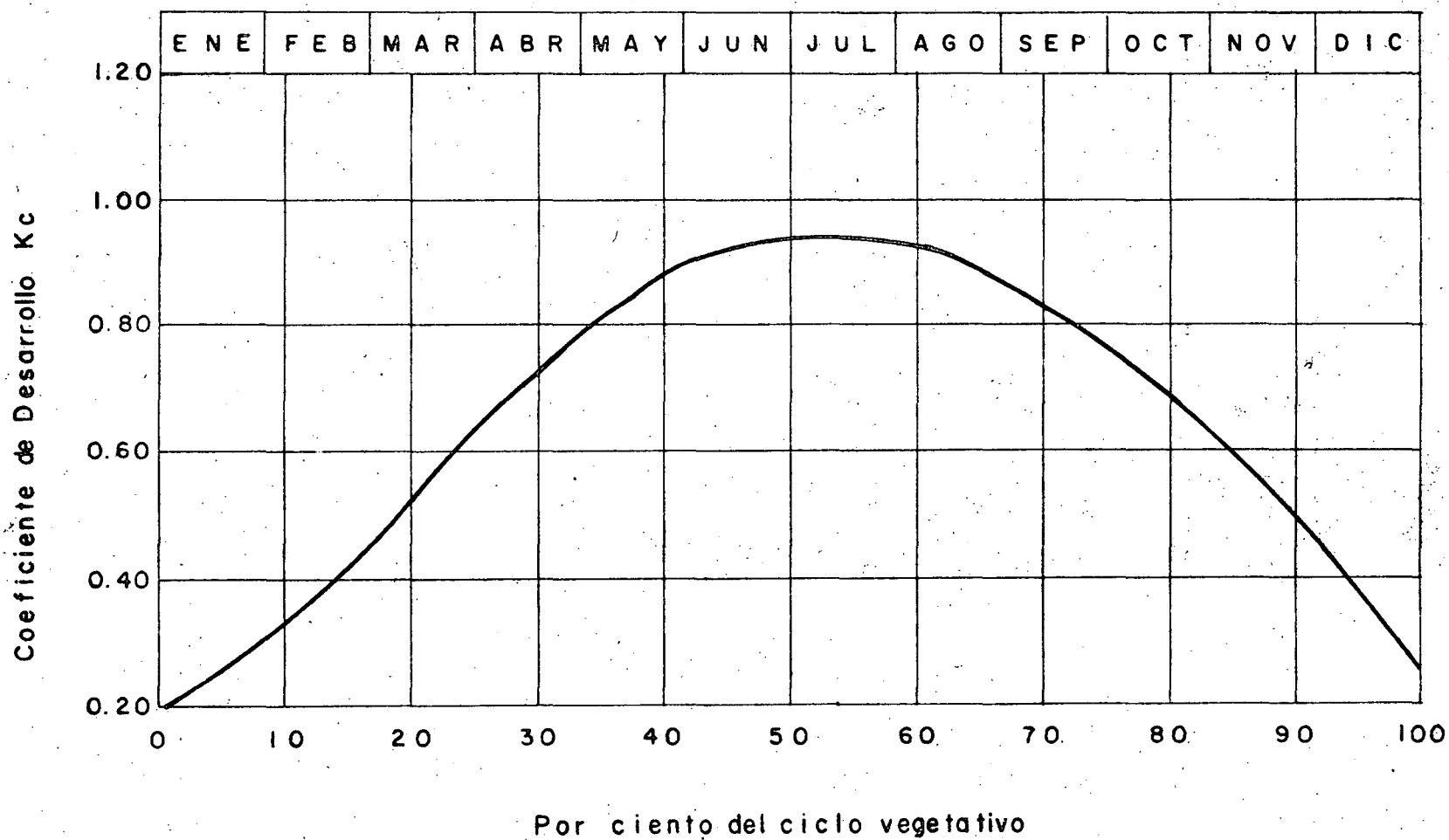
ING. ROGELIO O. PLAISANT WONG
ING. RODOLFO A. ORTEGA ARMENDARIZ



(1)

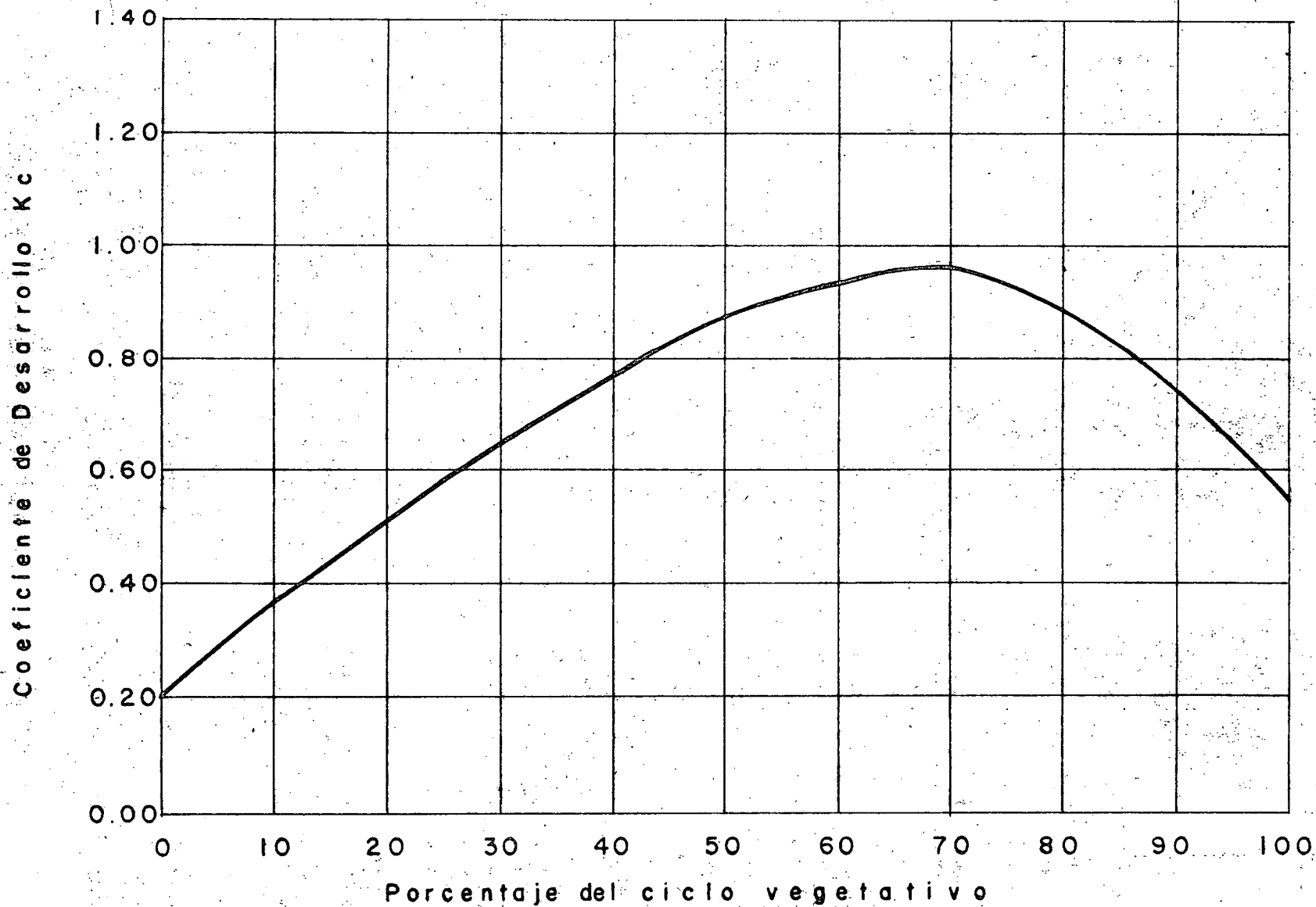
CULTIVO: P A S T O S

CICLOS VEGETATIVO = 360 DIAS



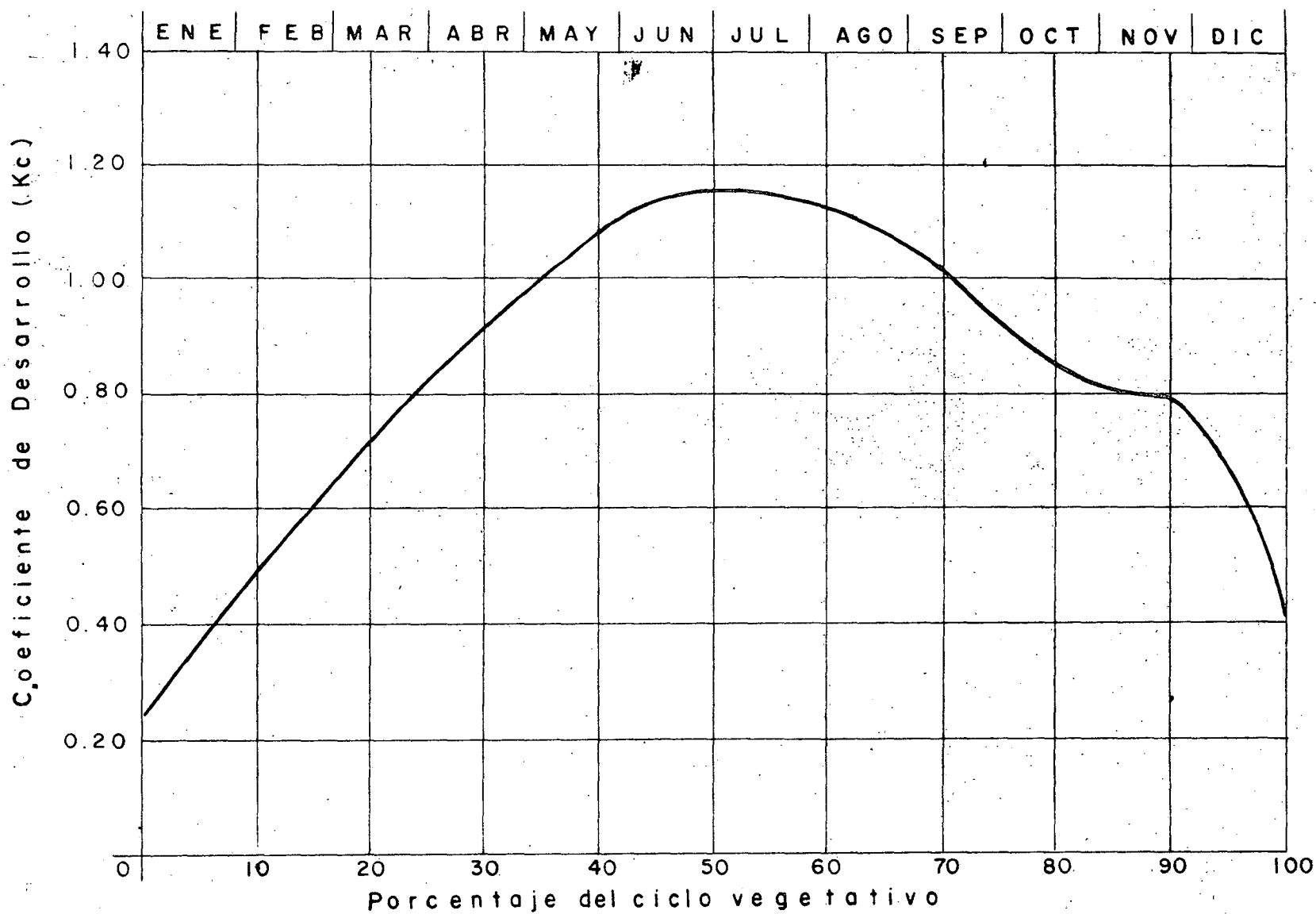
(2)

CULTIVO: TRIGO
CICLO VEGETATIVO: 150 DIAS



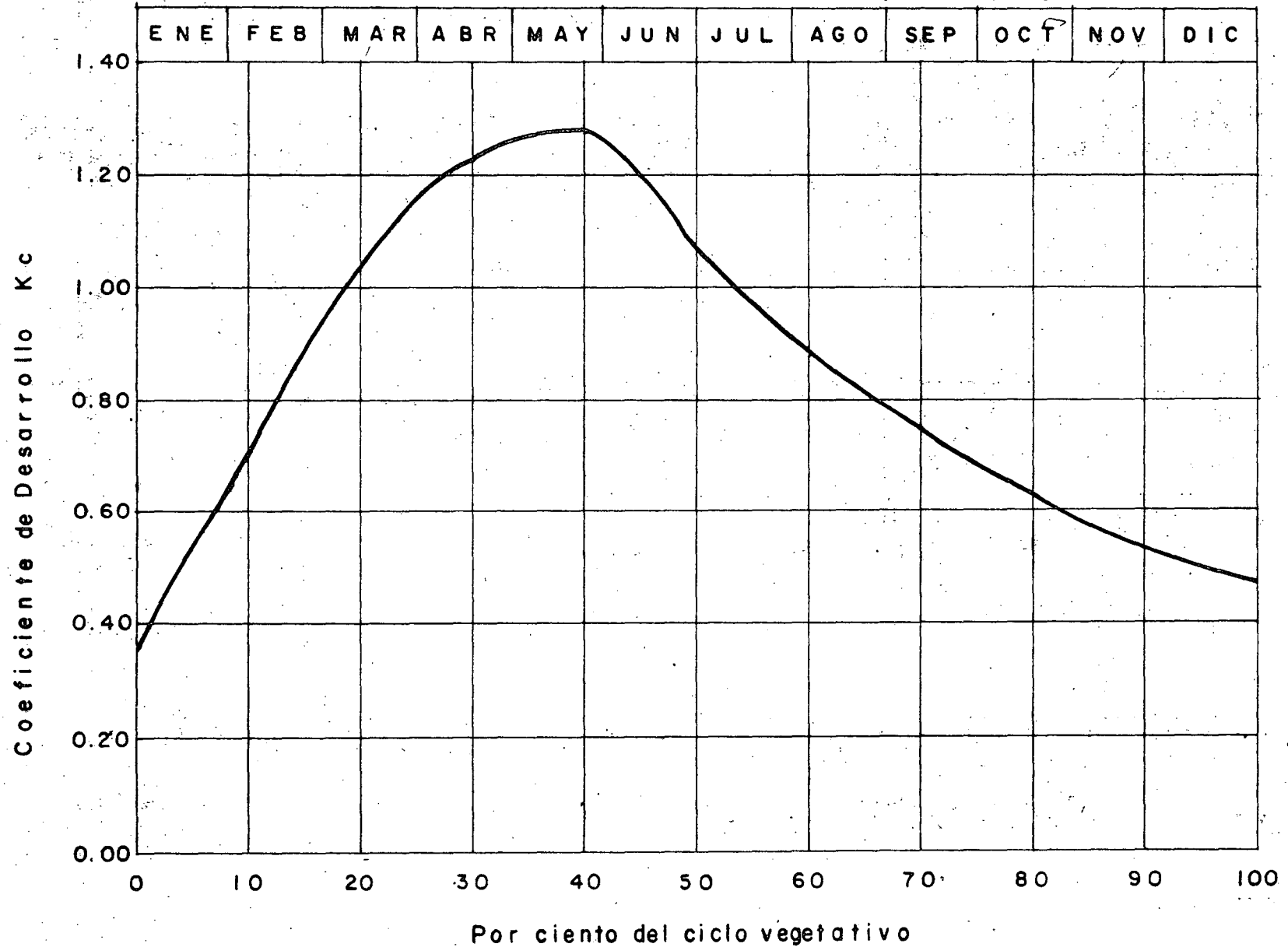
CULTIVO: ALFALFA
CICLO VEGETATIVO: 360 DIAS (PERENNE)

(3)



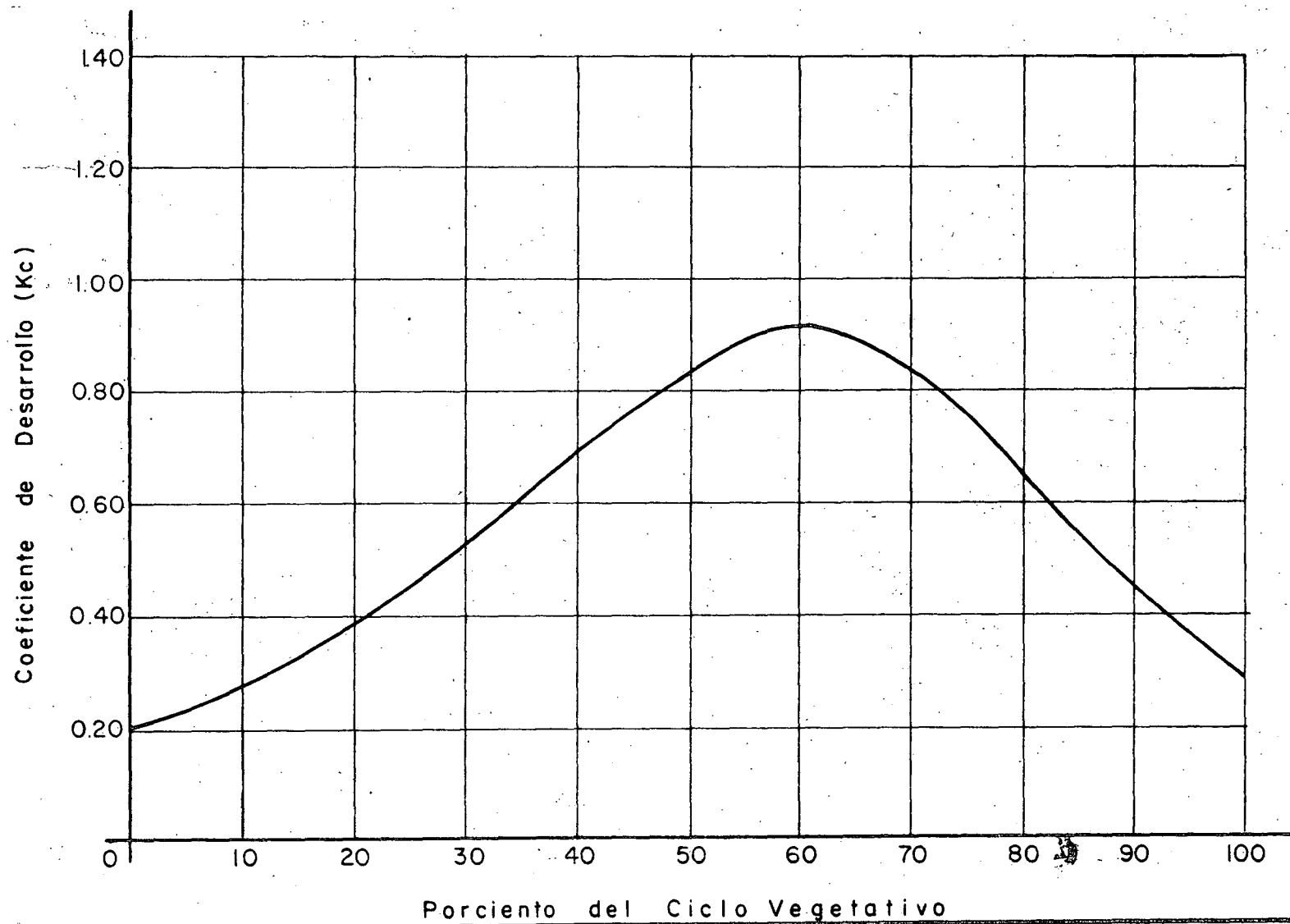
CULTIVO: CAÑA
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS (PERENNE)

(4)



Cultivo: S O Y A
Ciclo vegetativo: 90 a 150 días

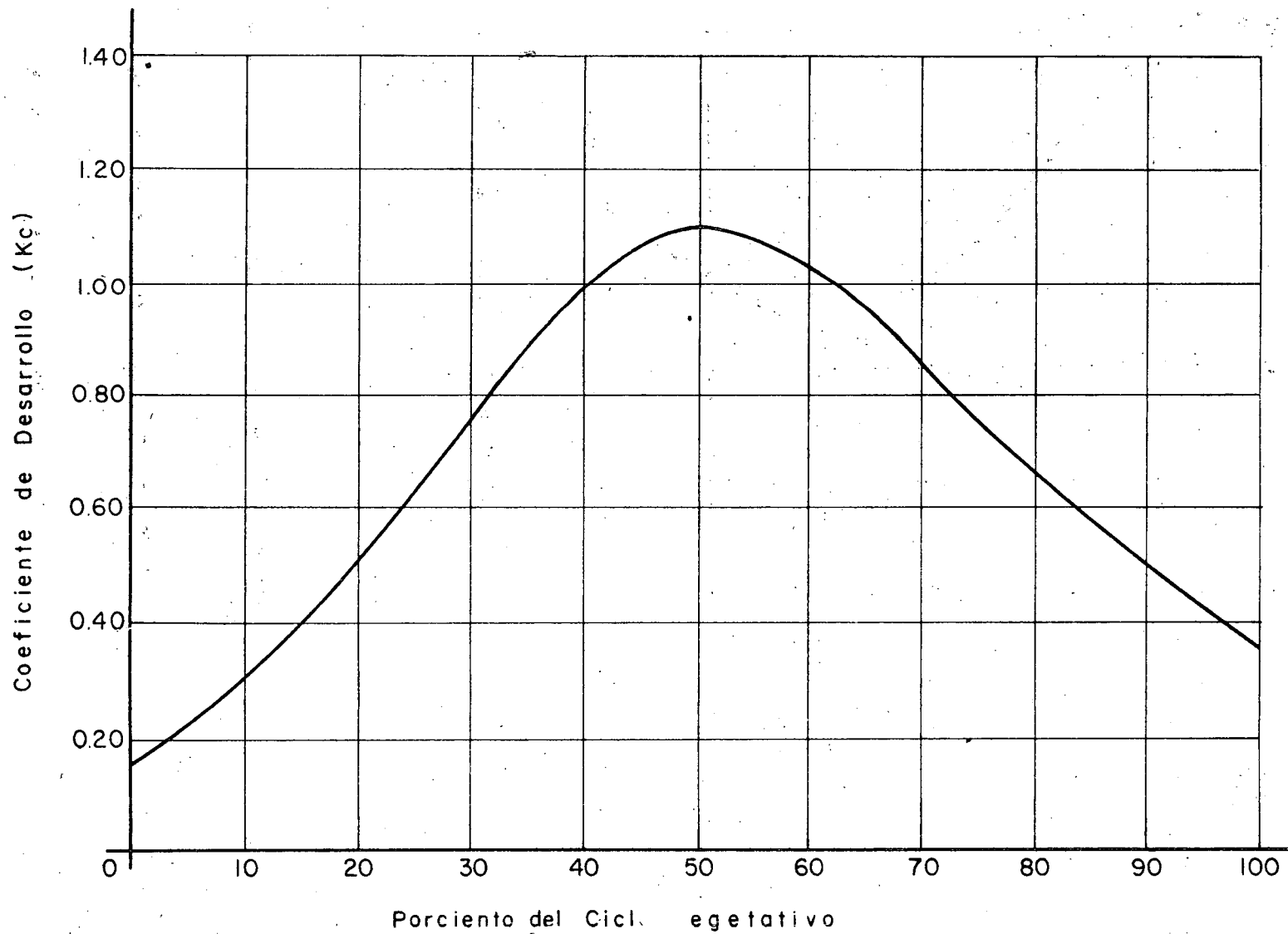
(5)



Cultivo: S O R G O

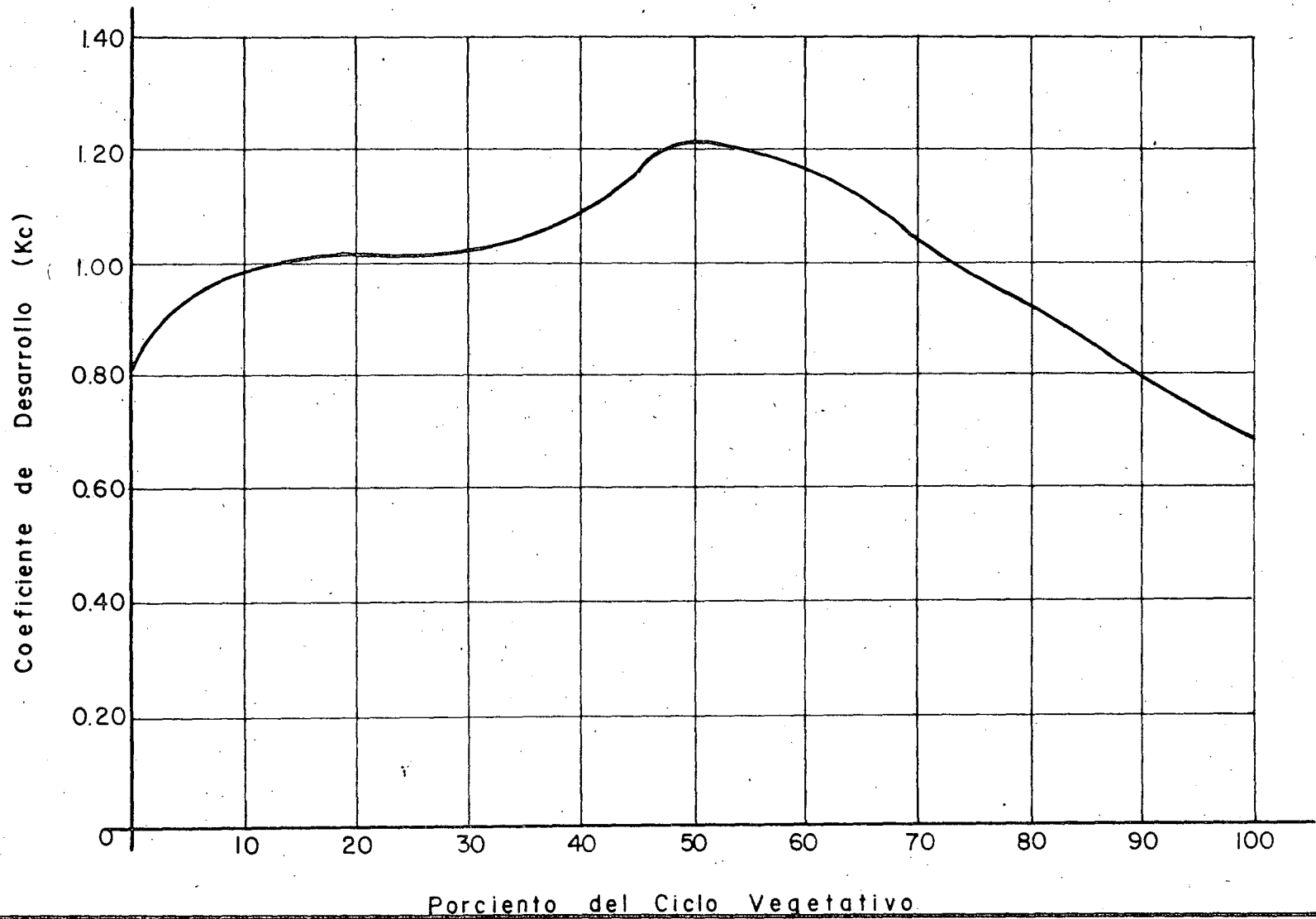
Ciclo vegetativo: 90 a 150 días.

(6)



Cultivo: ARROZ
Ciclo vegetativo: 180 a 210 días

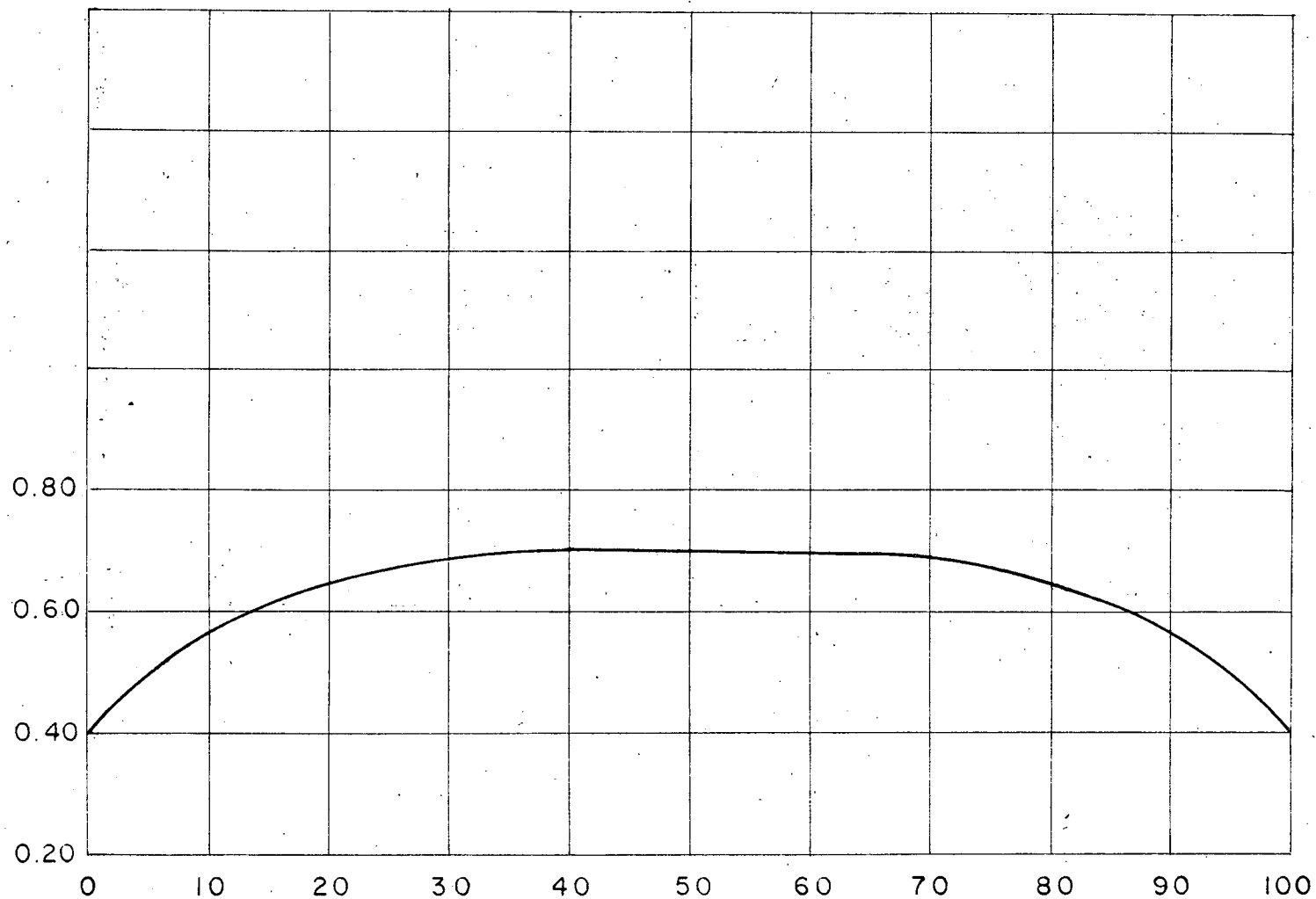
(7)



CULTIVO = FRIJOL
CICLO VEGETATIVO = 90 A 120 DIAS

(8)

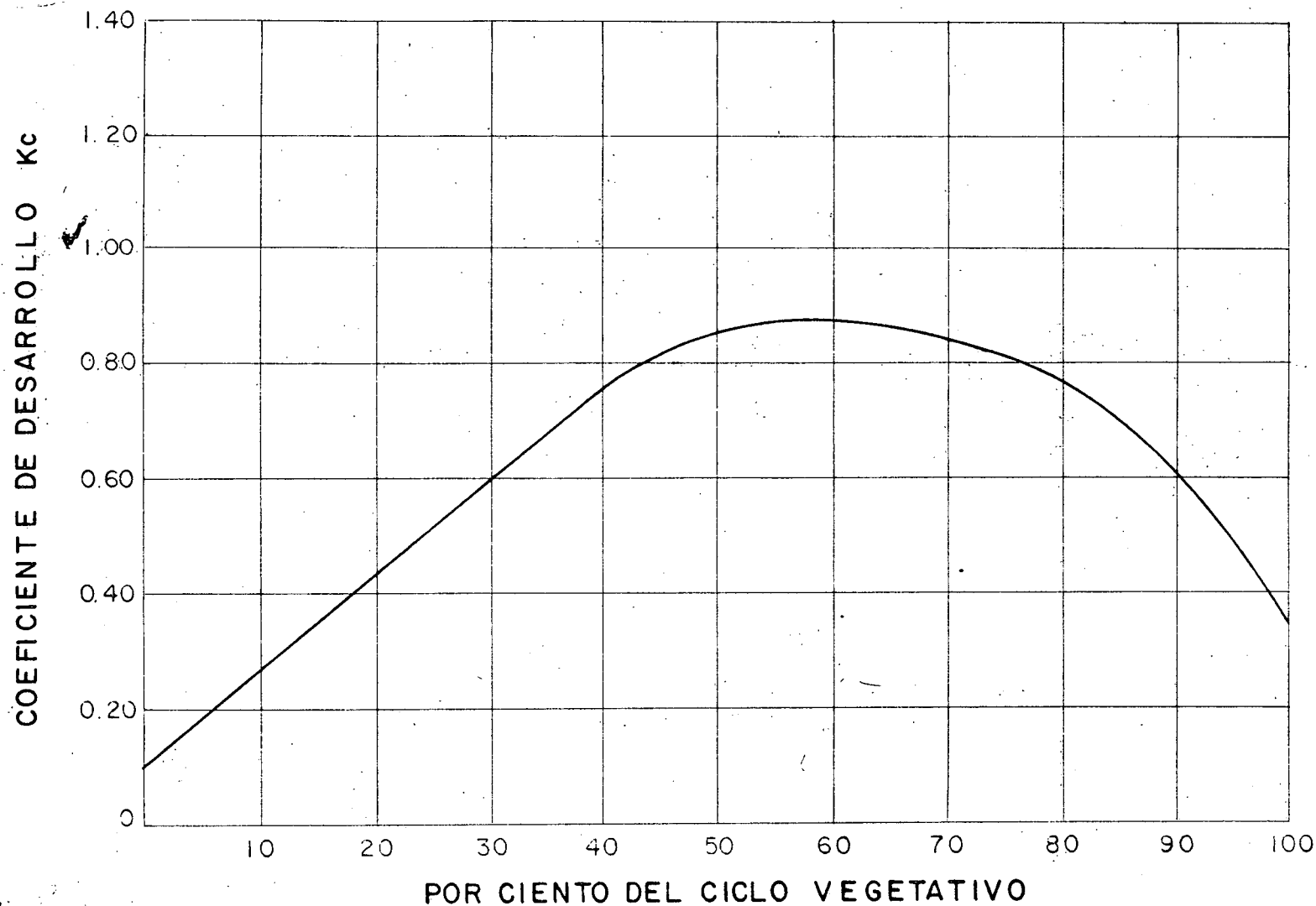
COEFICIENTE DE DESARROLLO Kc



CULTIVO = ALGODON

(9)

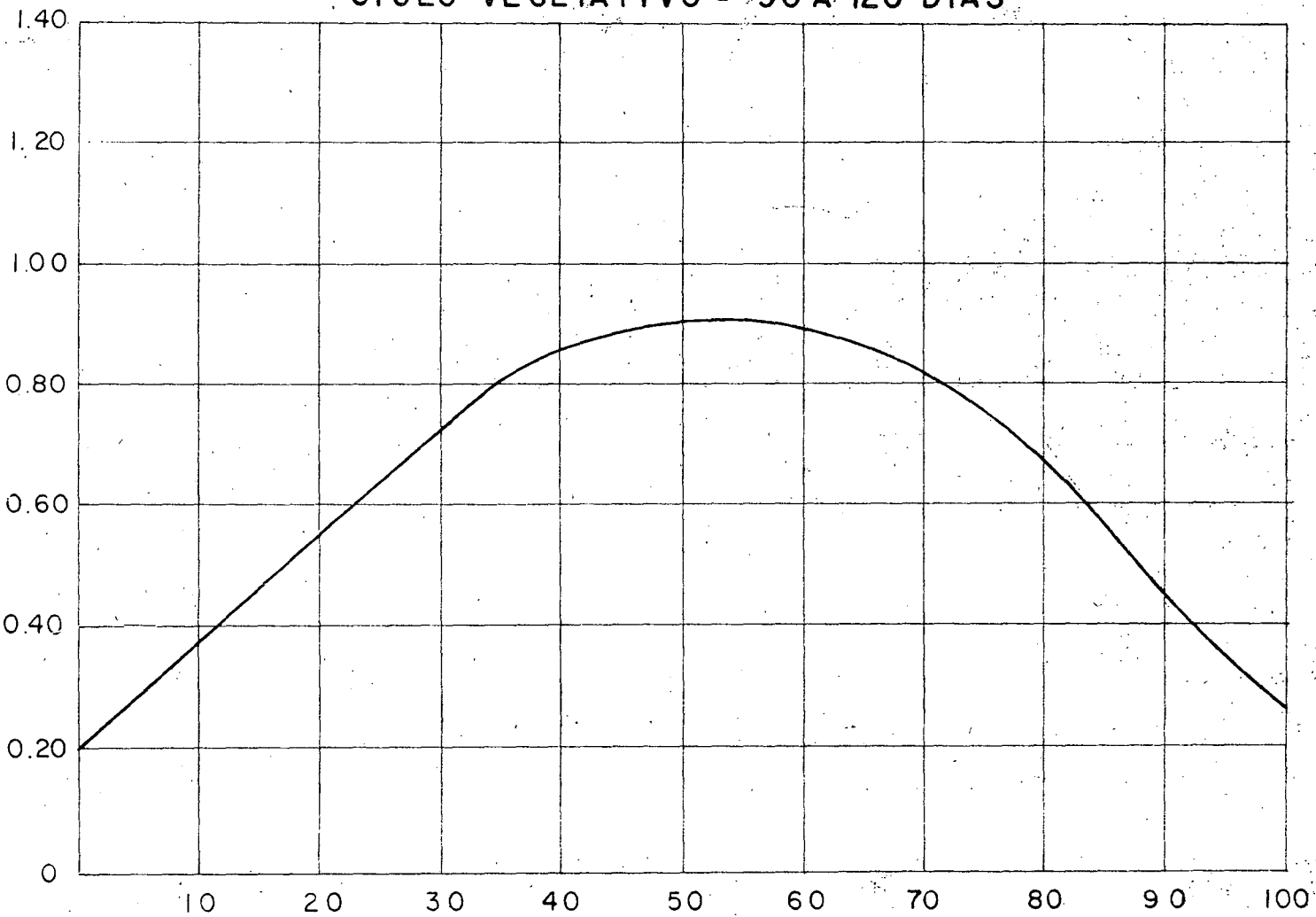
CICLO VEGETATIVO = 180 A 210 DIAS



CULTIVO = AJONJOLI
CICLO VEGETATIVO = 90 A 120 DIAS

(10)

COEFICIENTE DE DESARROLLO Kc

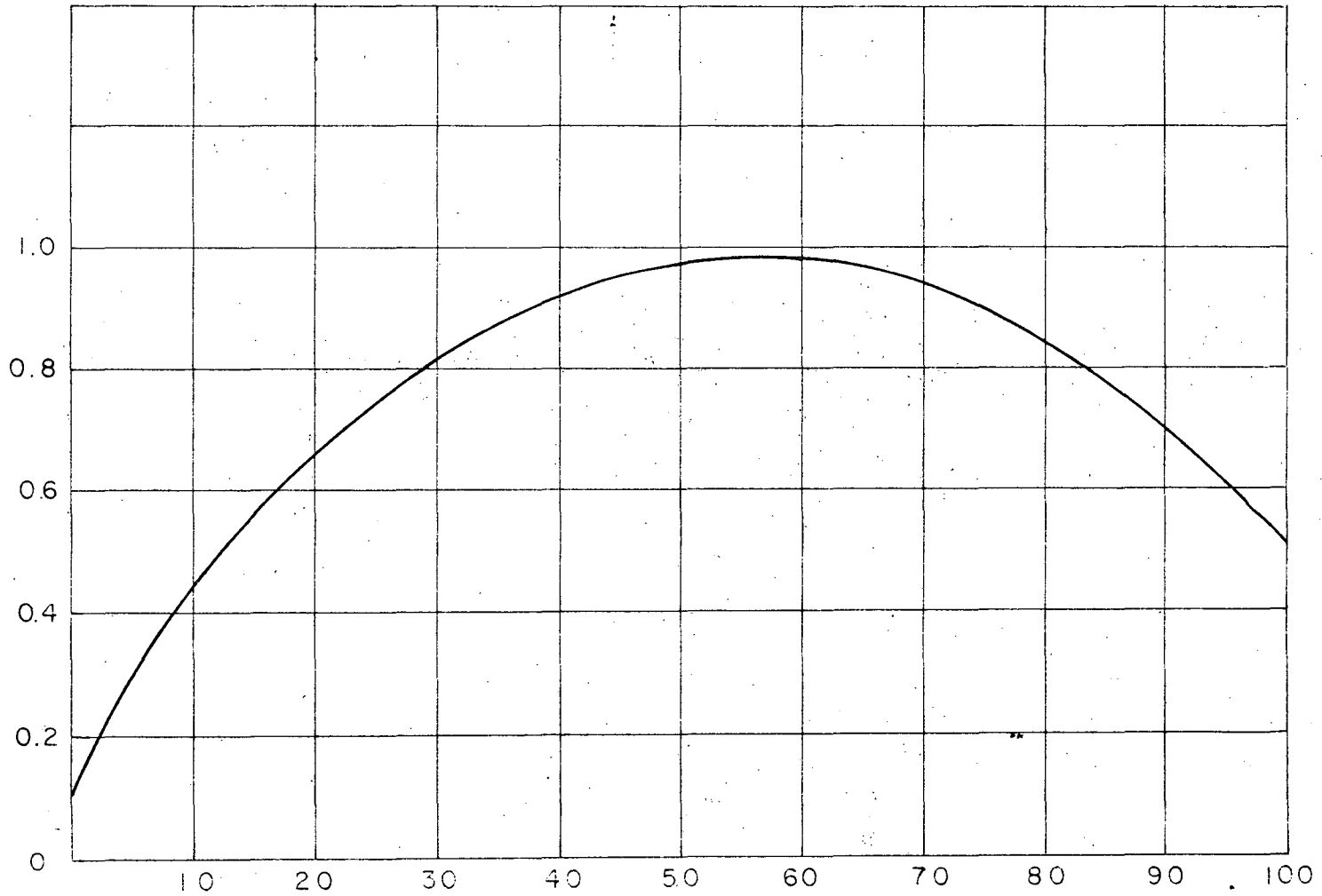


POR CIENTO DE CICLO VEGETATIVO

CULTIVO = JITOMATE
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

(II)

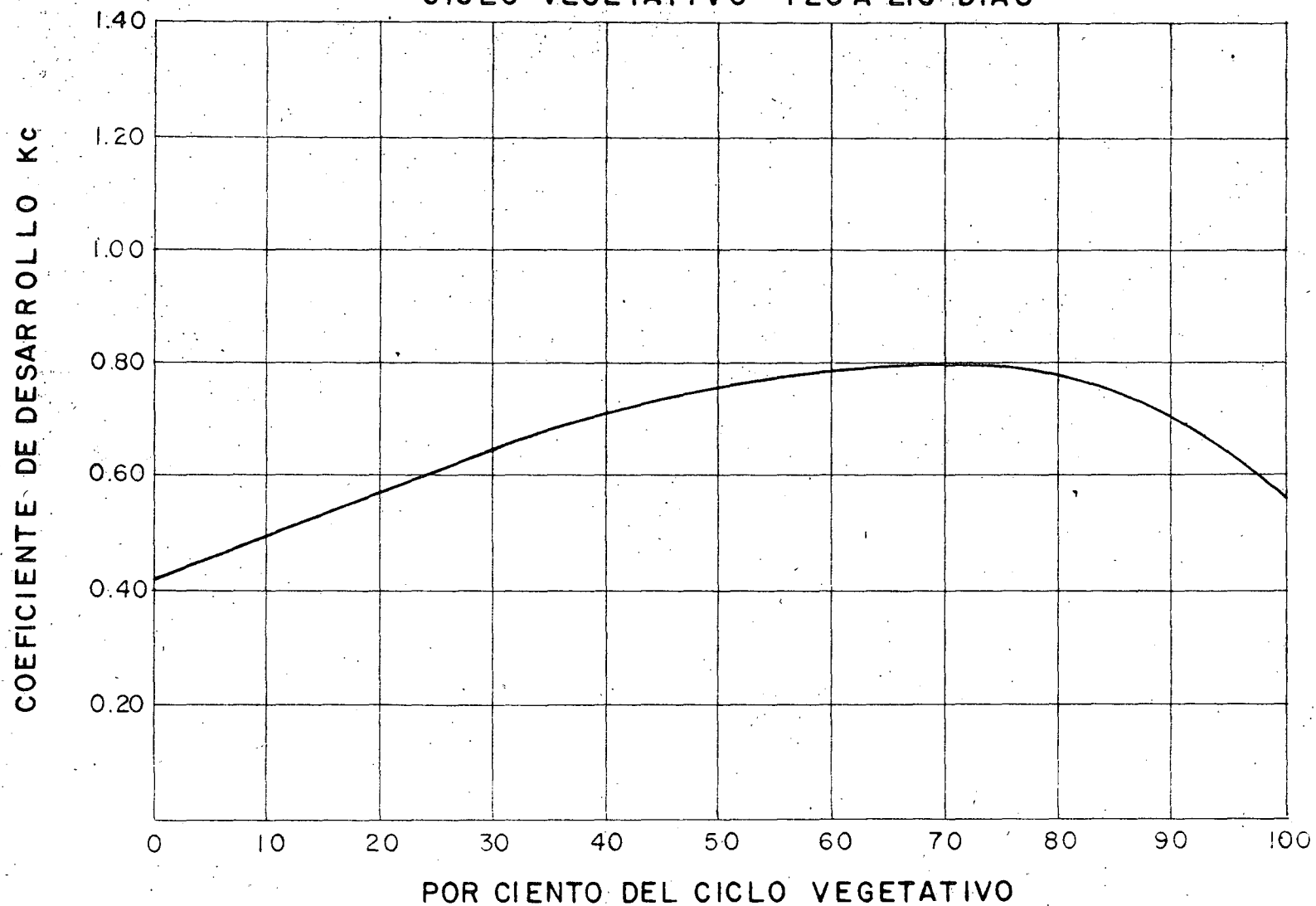
COEFICIENTE DE DESARROLLO Kc



CULTIVO=MAIZ

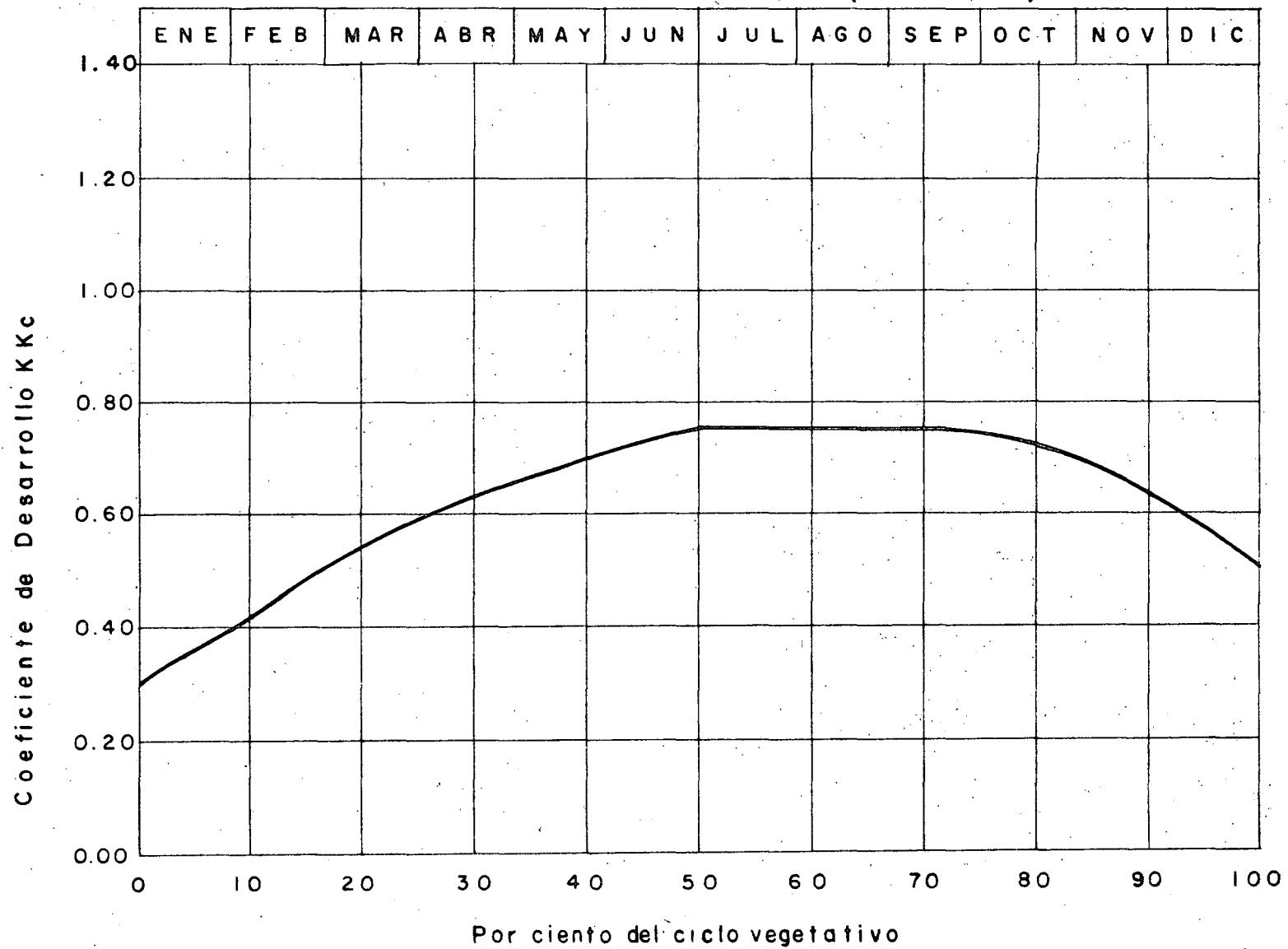
(12)

CICLO VEGETATIVO = 120 A 210 DIAS



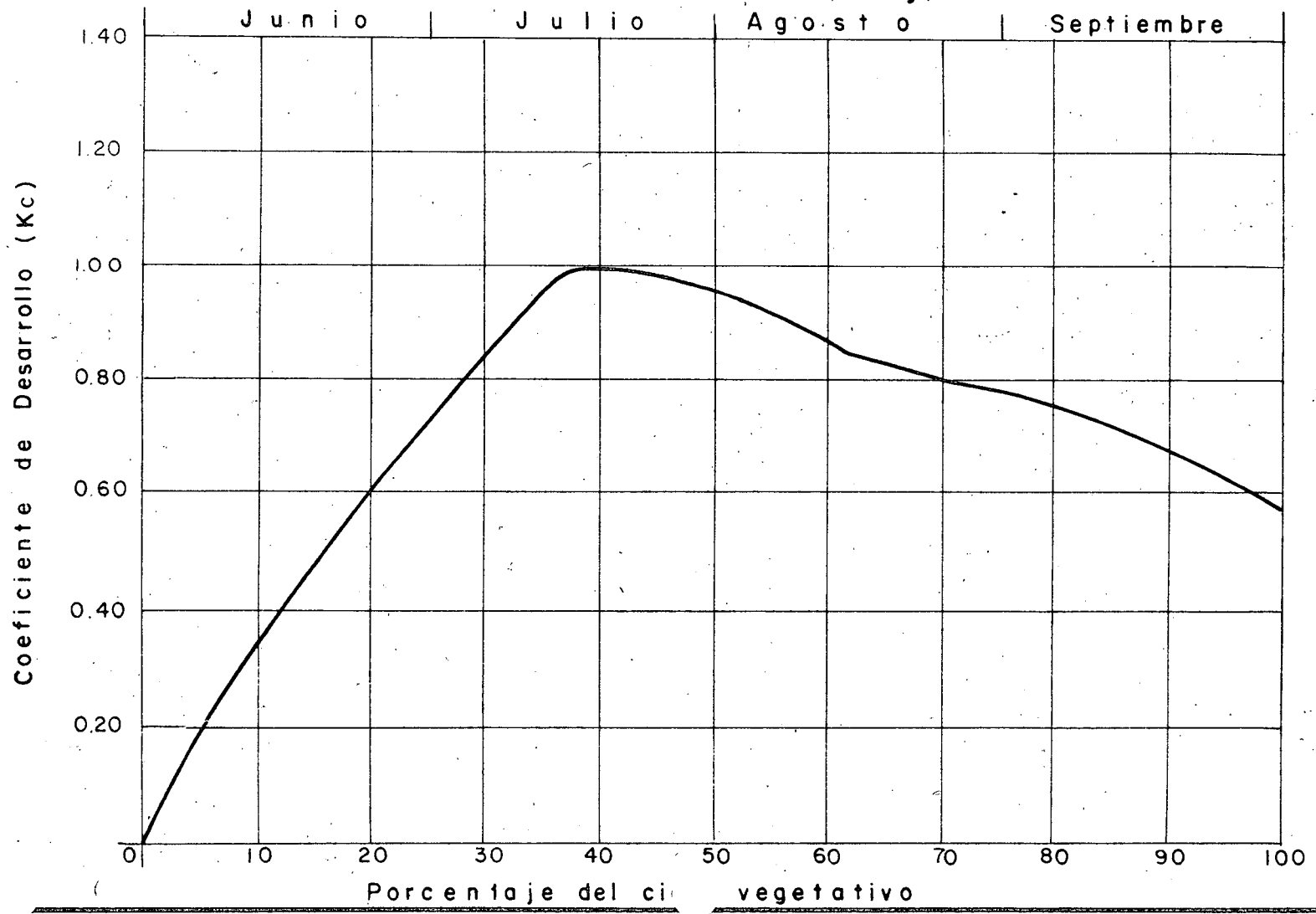
CULTIVO: FRUTALES
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS (PERENNE)

(13)



Cultivo: SORGO
Ciclo vegetativo: 120 días
Estado: Arizona (Salt River Valley)

(14)

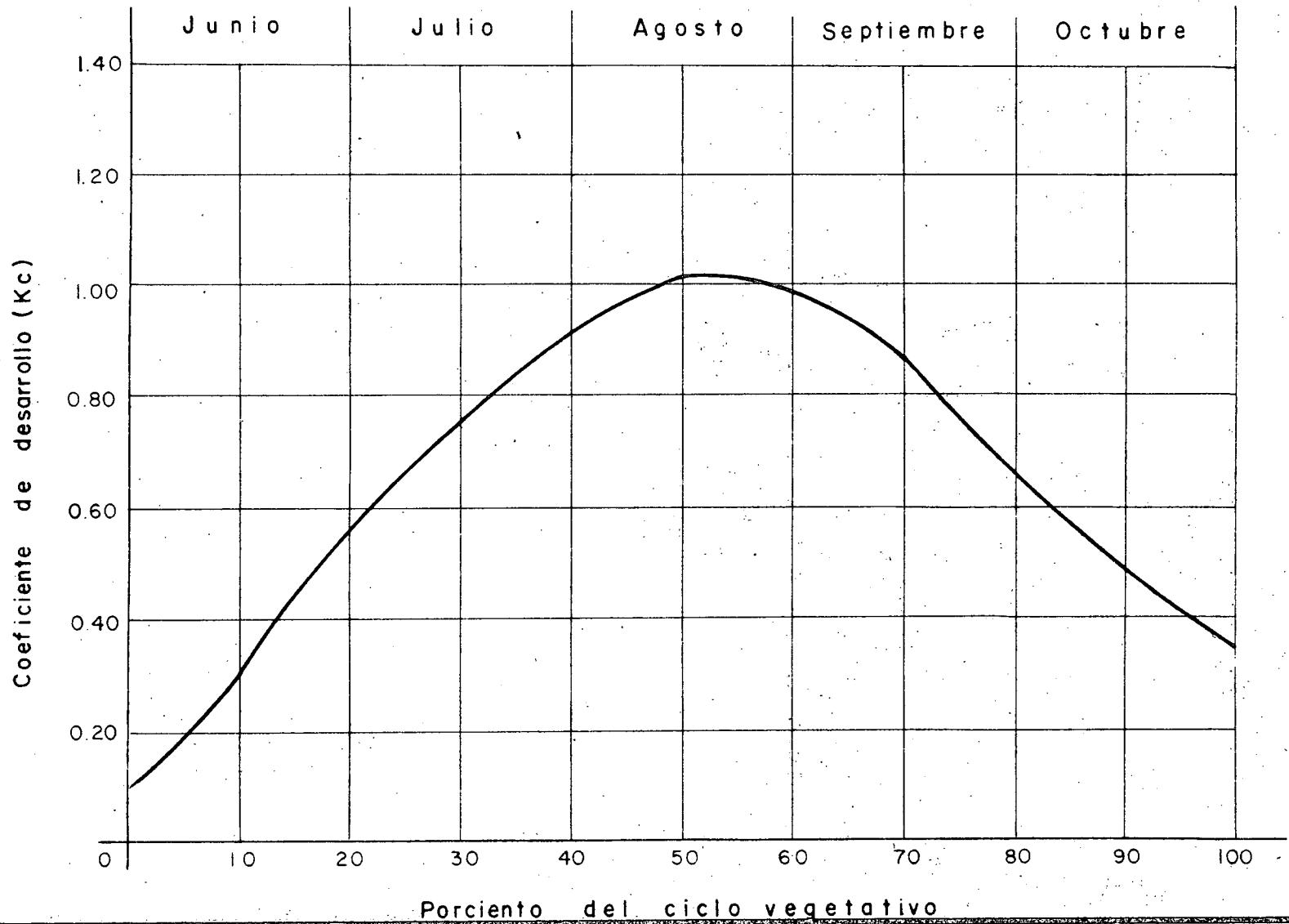


Cultivo: SORGO

Ciclo vegetativo: 150 días

Estado: Texas (Great Plains Field Station)

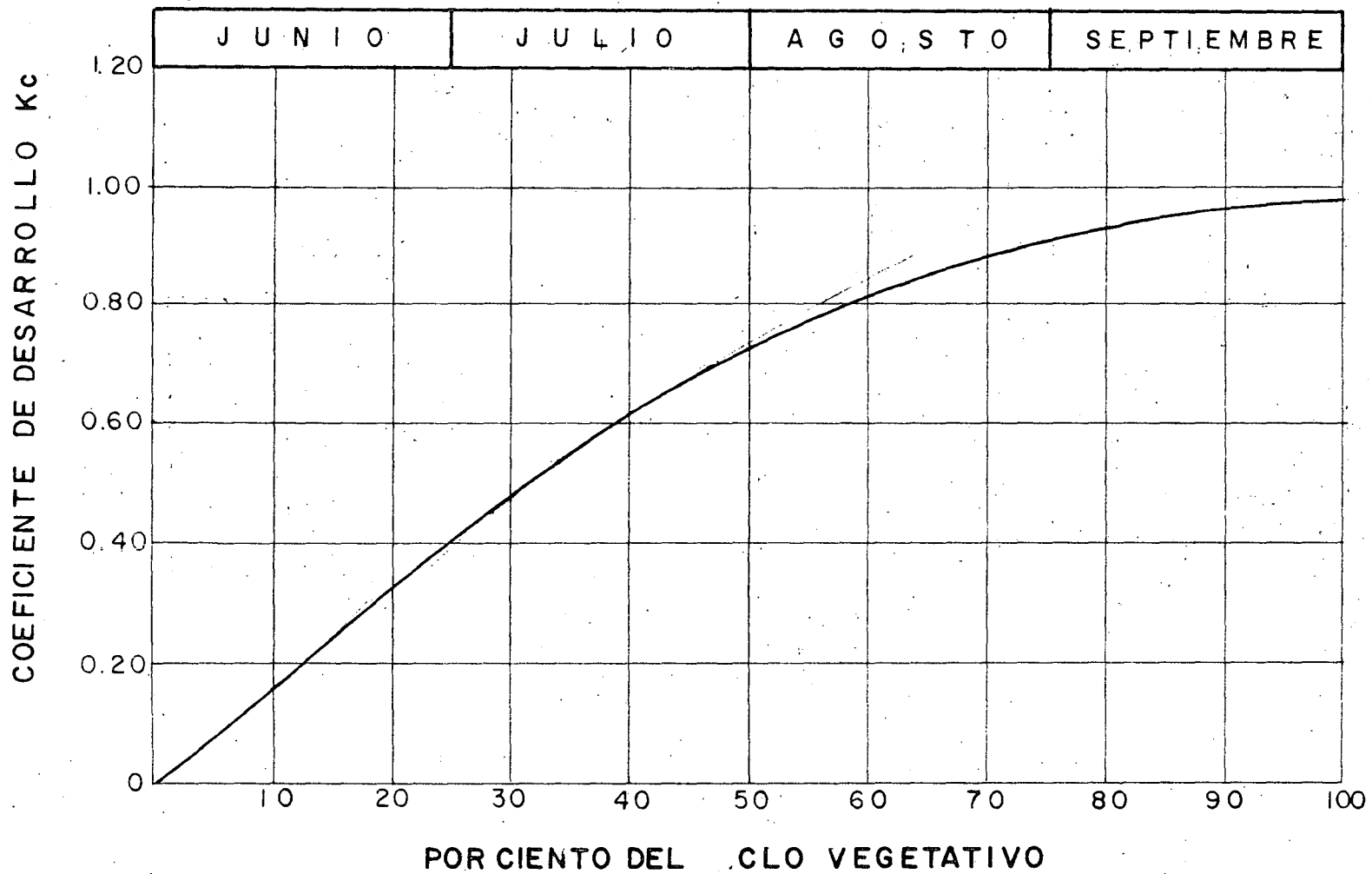
(15)



CULTIVO : P A P A
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

(16)

ESTADO NEBRASKA (SCOTT SBLUFF)

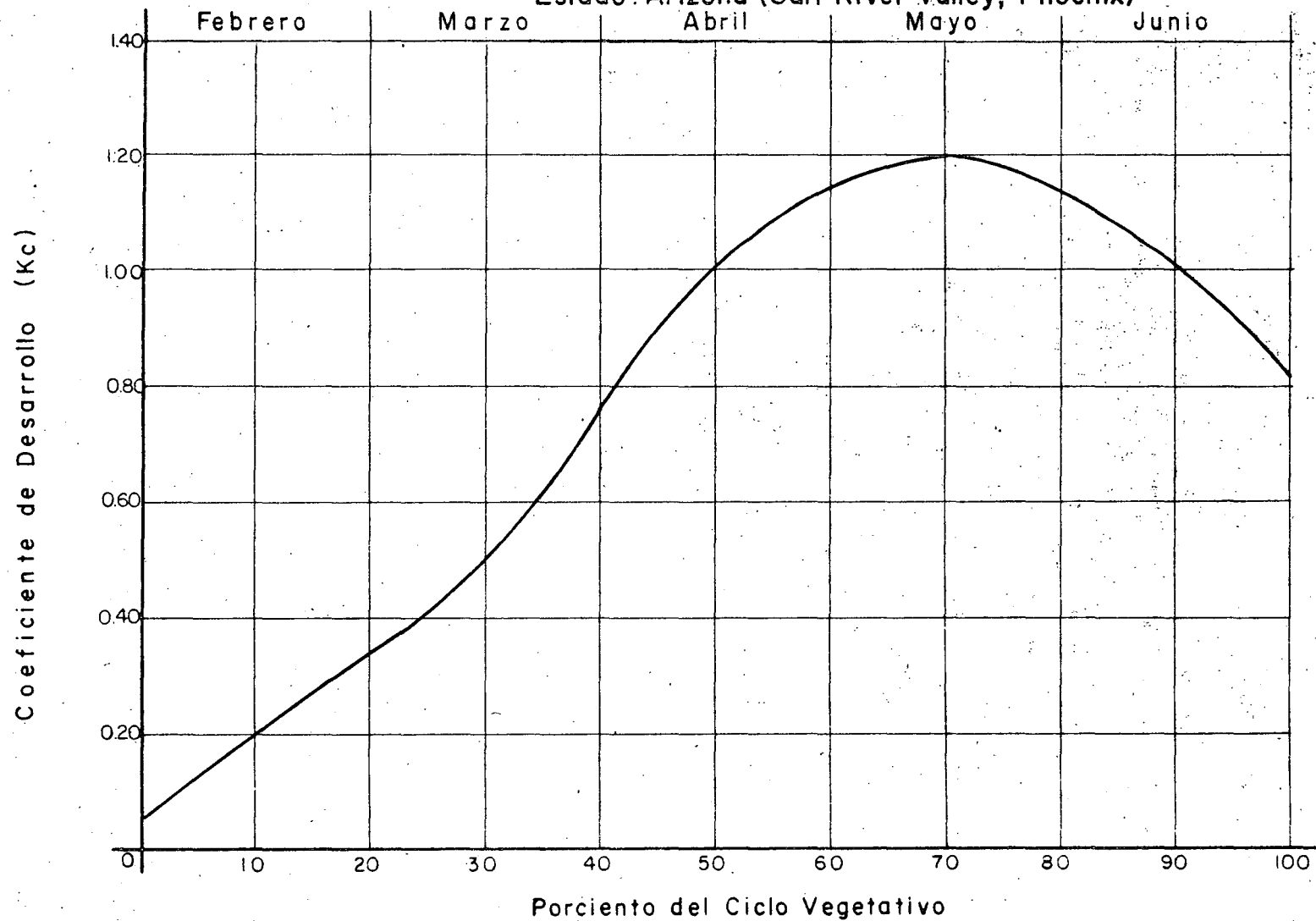


Cultivo: P A P A S

(17)

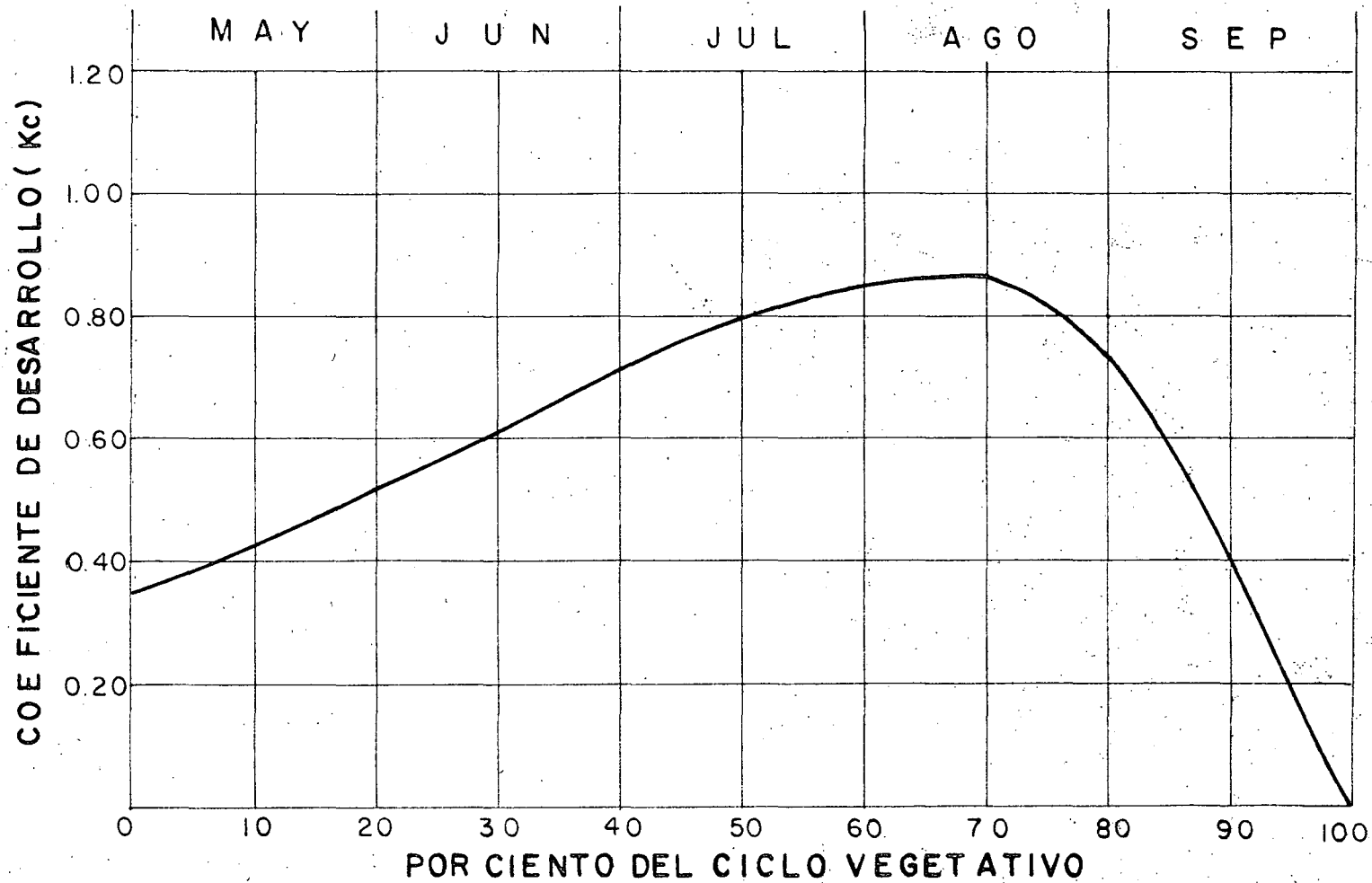
Ciclo vegetativo: 150 días.

Estado: Arizona (Salt River Valley, Phoenix)



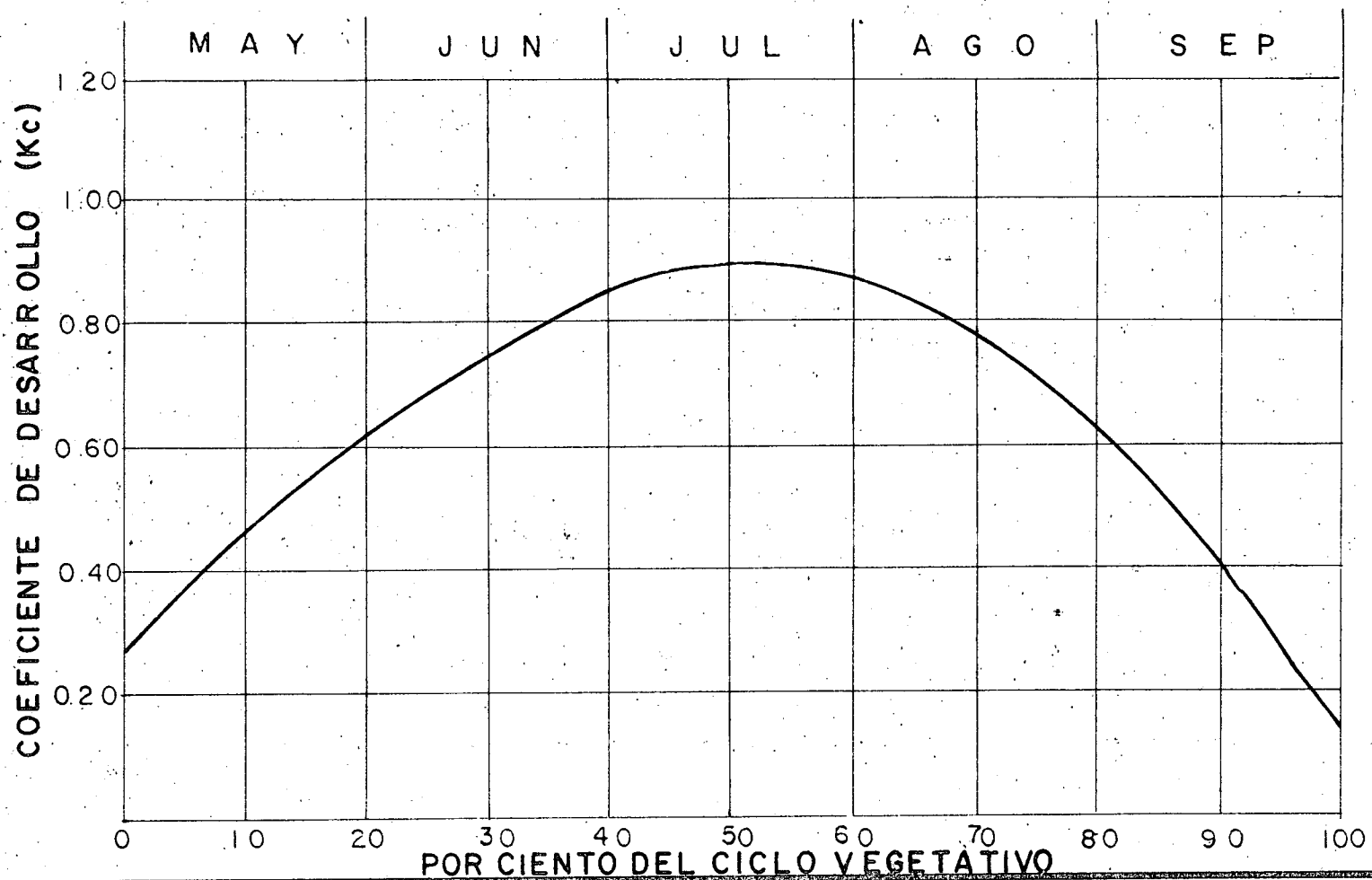
CULTIVO = P A P A S
CICLO VEGETATIVO = 150 DIAS
ESTADO: S O U T H D A K O T A

(18)



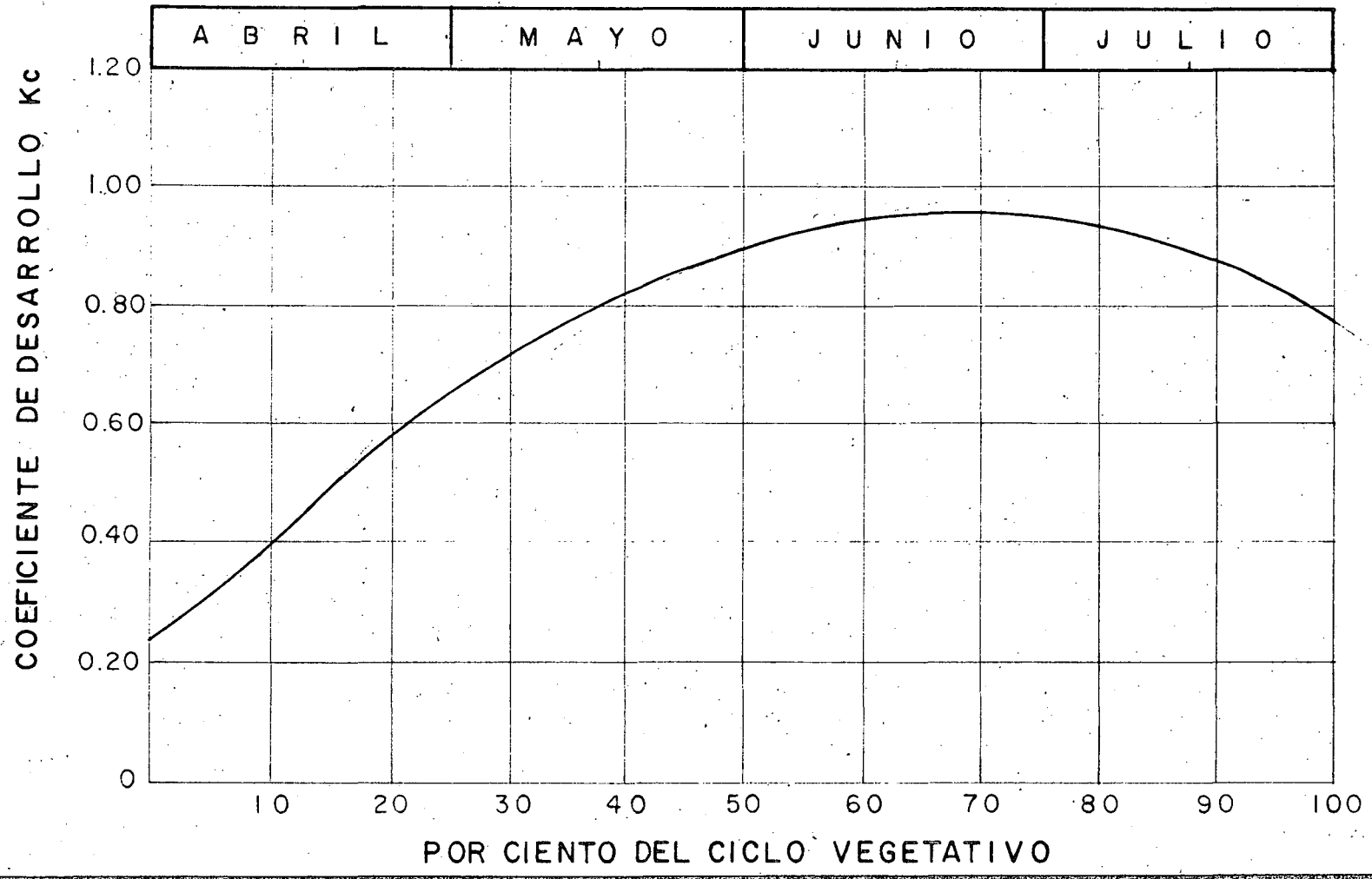
CULTIVO = PAPAS
CICLO VEGETATIVO = 150 DIAS
ESTADO: NORTH DAKOTA

(19)



CULTIVO = PAPAS
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

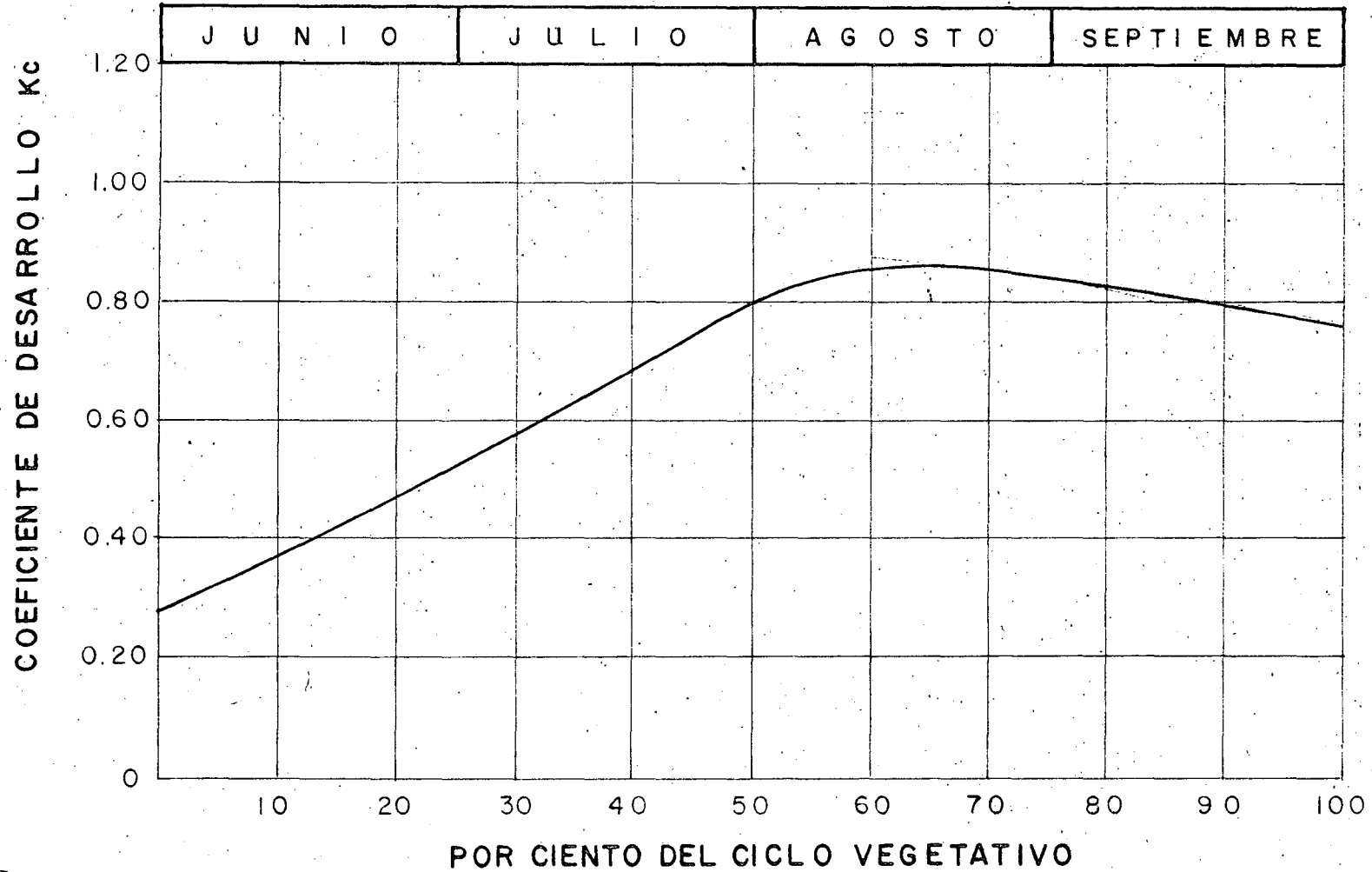
ESTADO CALIFORNIA (DAVIS SACRAMENTO)



CULTIVO = PAPA
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

(21)

ESTADO : U T A H (LOGAN)

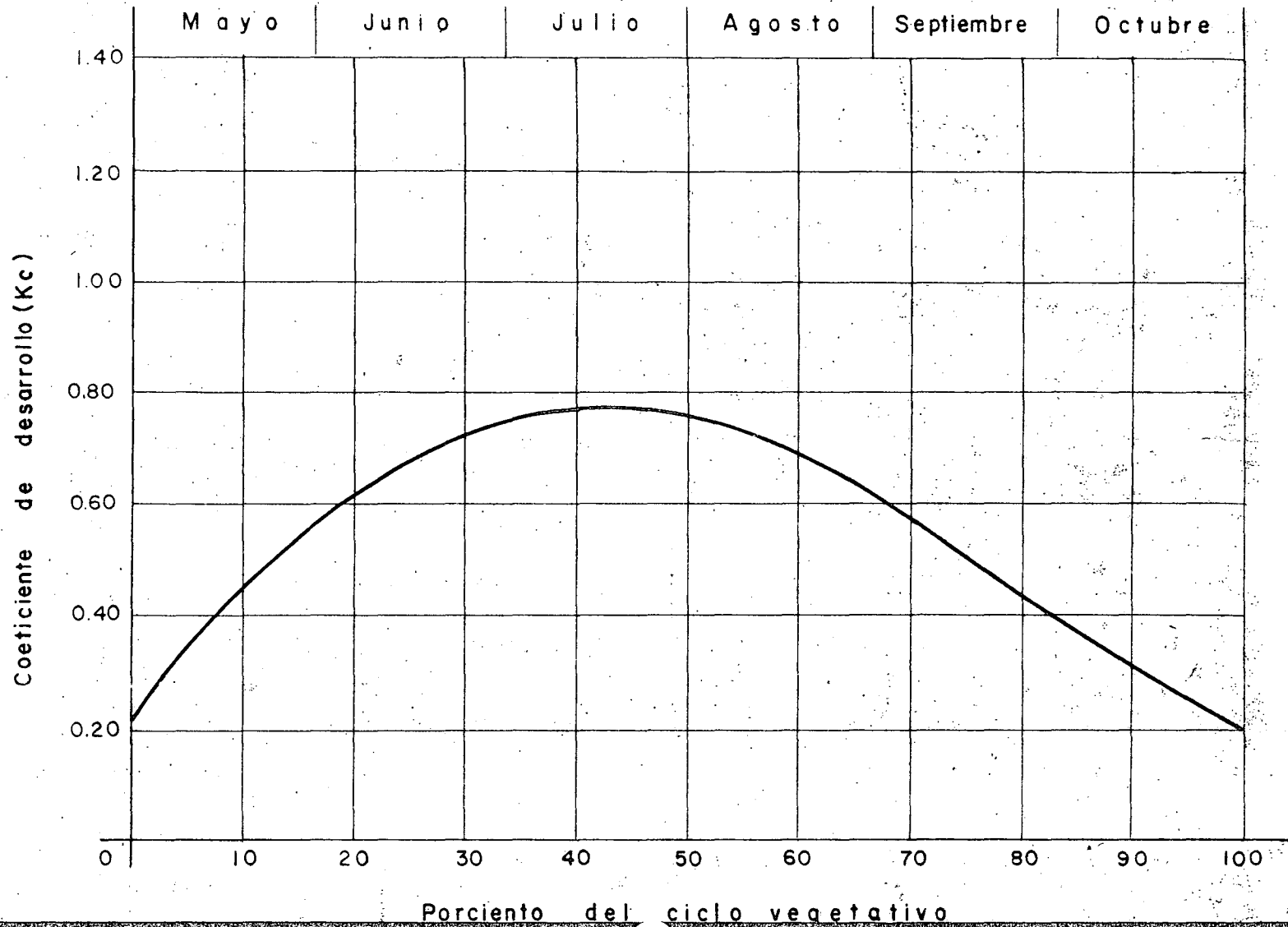


Cultivo : BETABEL

Ciclo vegetativo: 180 días

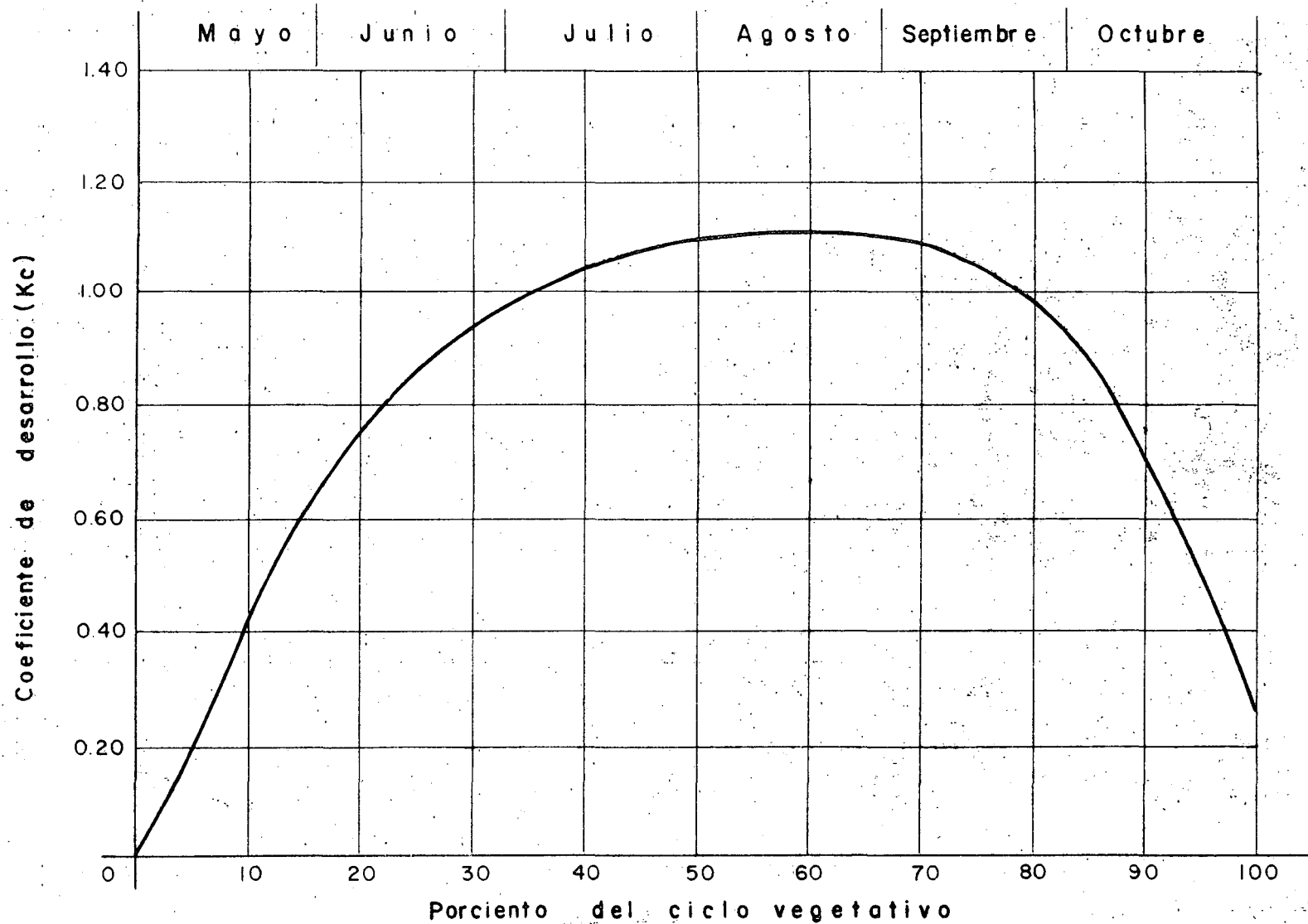
Estado : California (Santa Ynez)

(22)



Cultivo: BETABEL
Ciclo vegetativo: 180 días
Estado: Montana (Huntley)

(23)

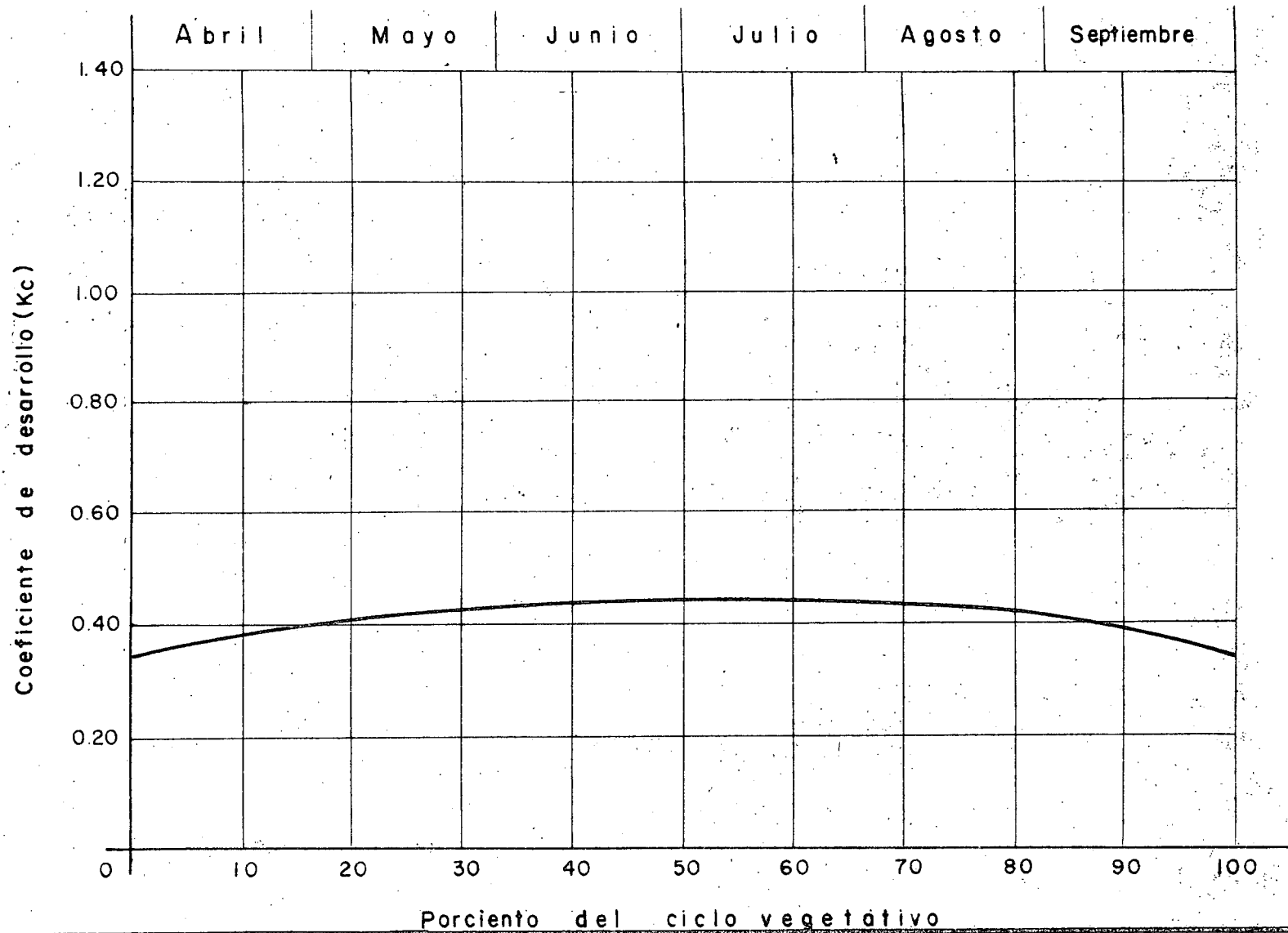


Cultivo: BETABEL

(24)

Ciclo vegetativo: 180 días

Estado: California (Regiones Costeras)

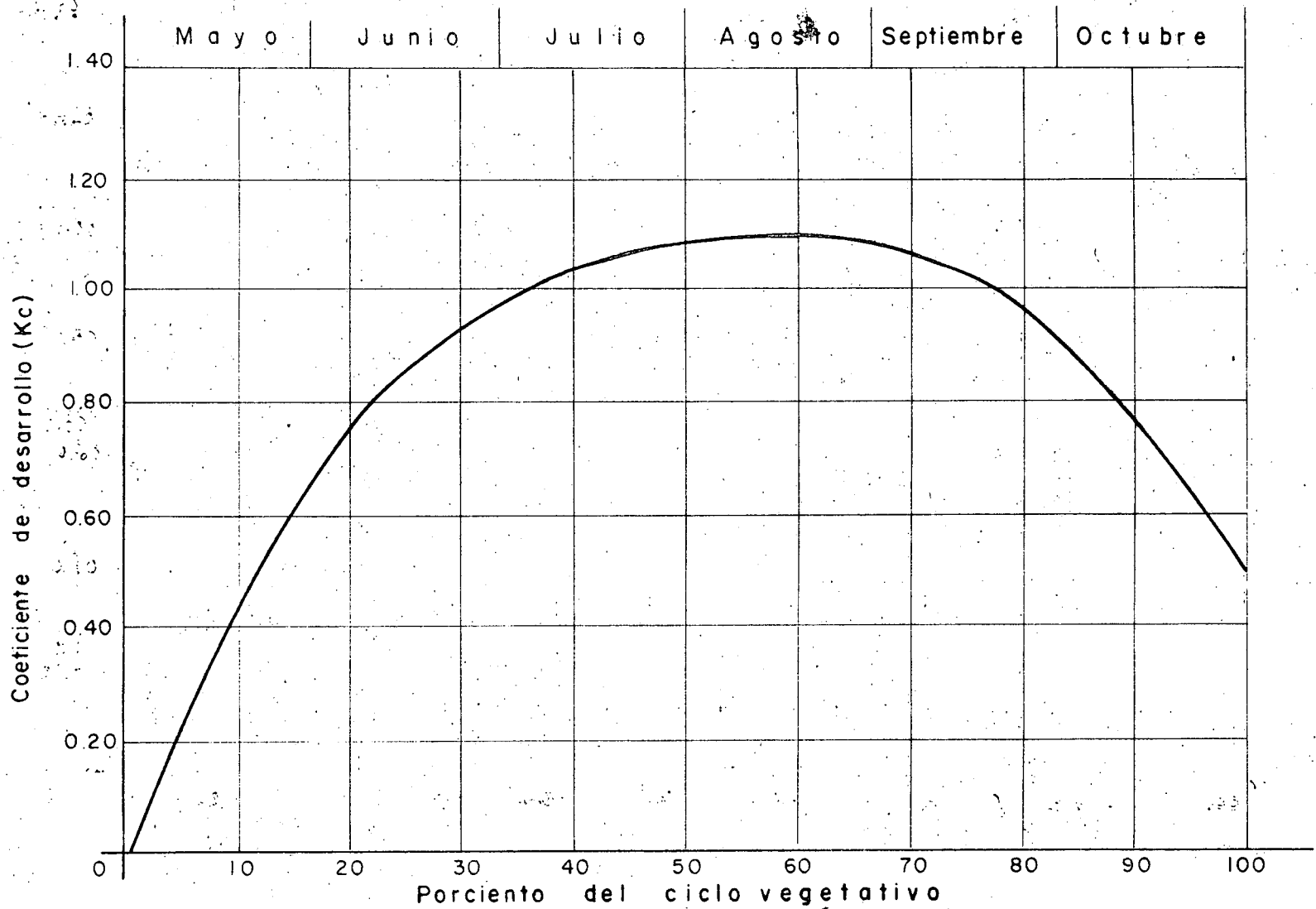


Cultivo: BETABEL

(25)

Ciclo vegetativo: 180 días

Estado: South Dakota (Redfield Development Farm)

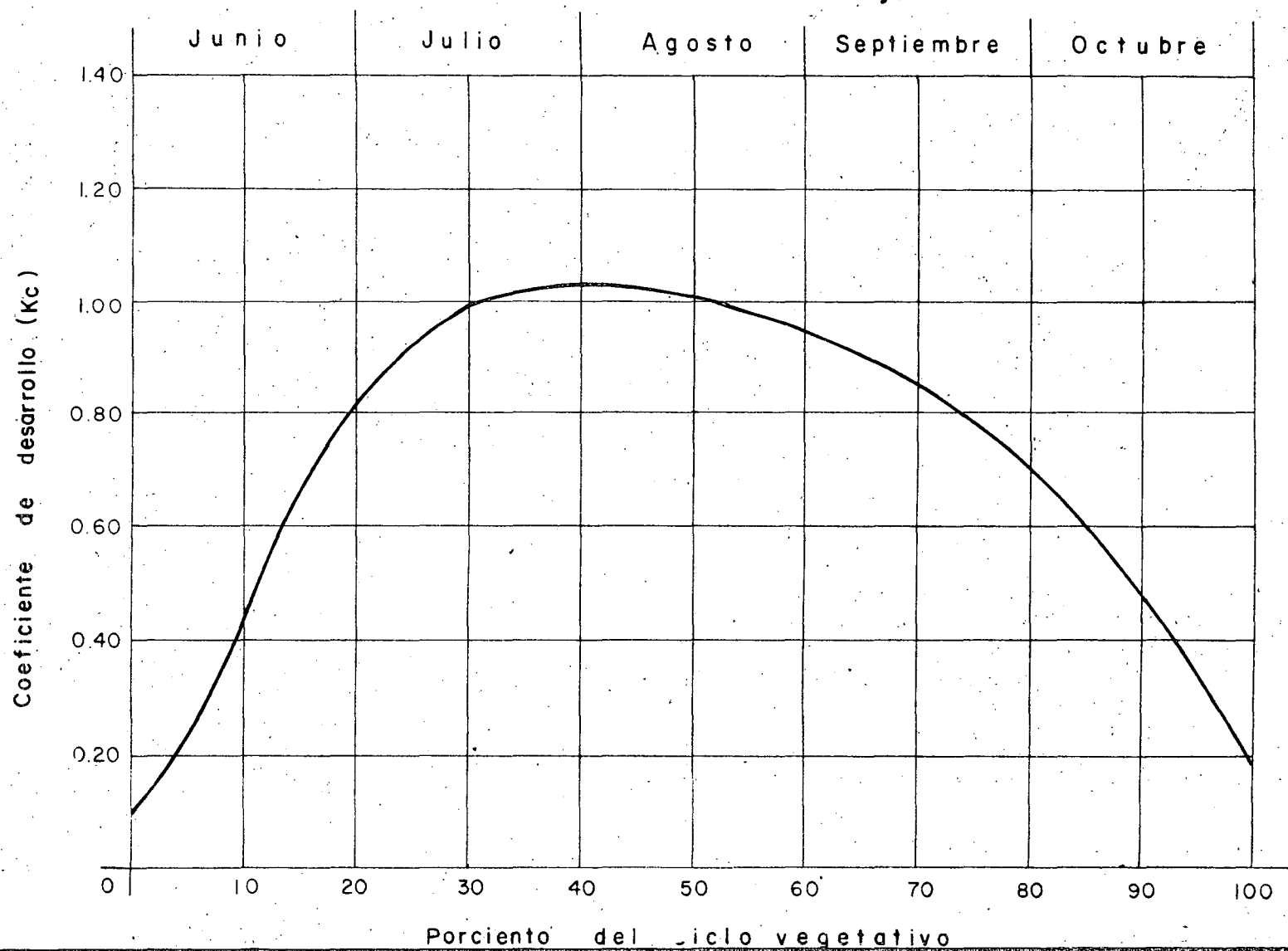


Cultivo: SORGO

Ciclo vegetativo: 150 días

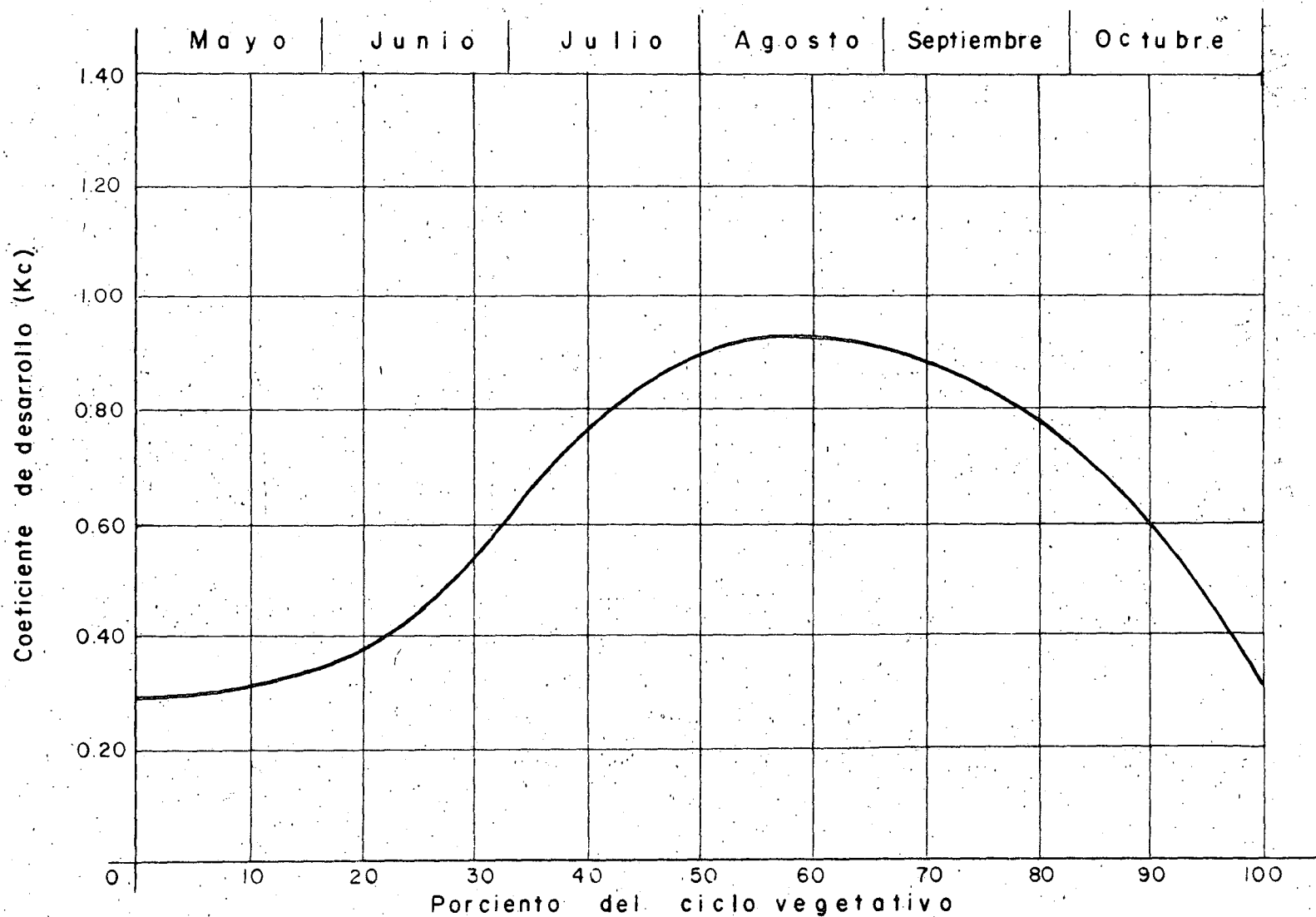
Estado: Kansas (Garden City)

(26)



Cultivo: BETABEL
Ciclo vegetativo: 180 días
Estado: Utah (Logan)

(27)

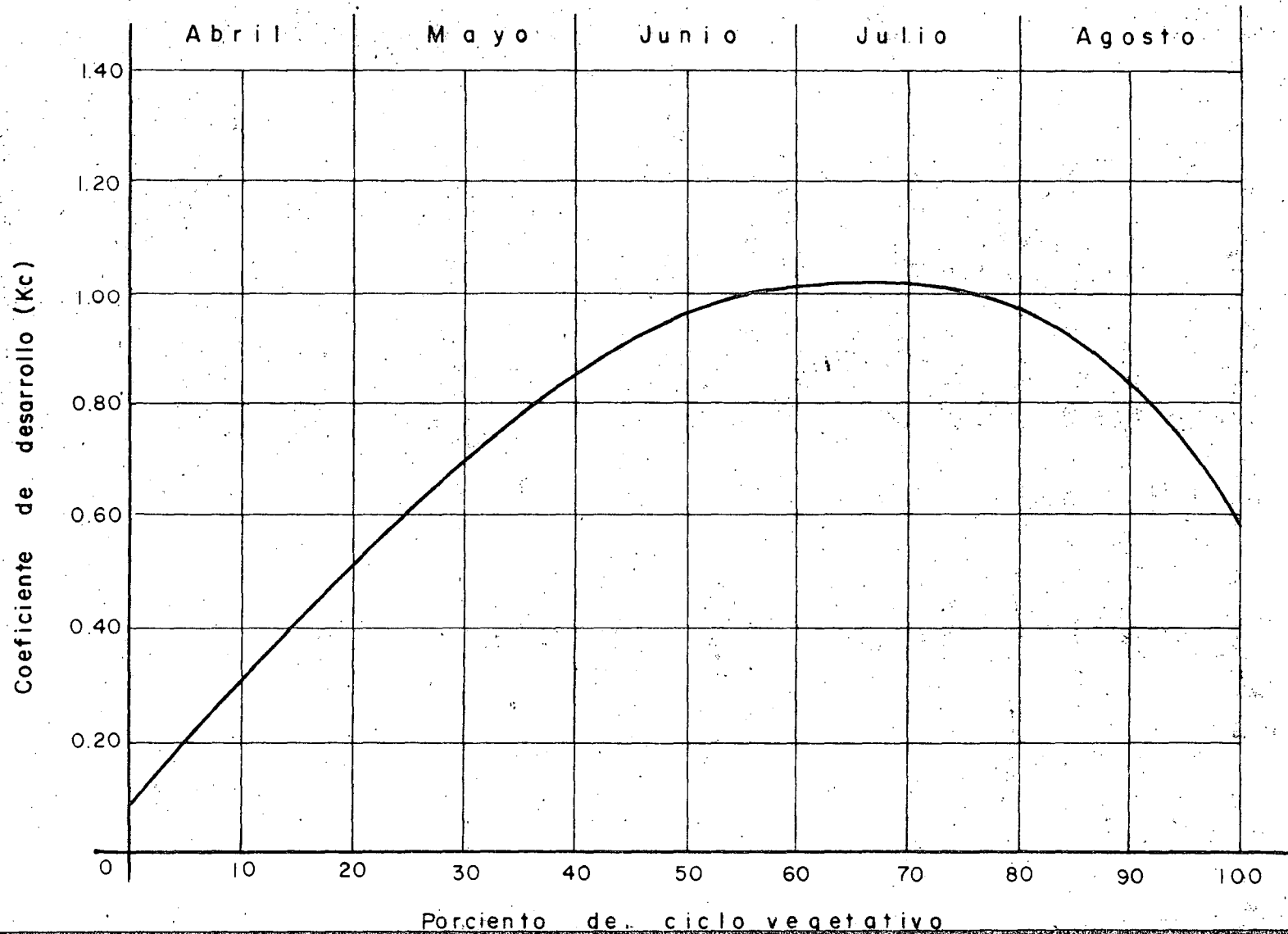


Cultivo: BETABEL

Ciclo vegetativo: 150 días

Estado: Norte de California

(28)

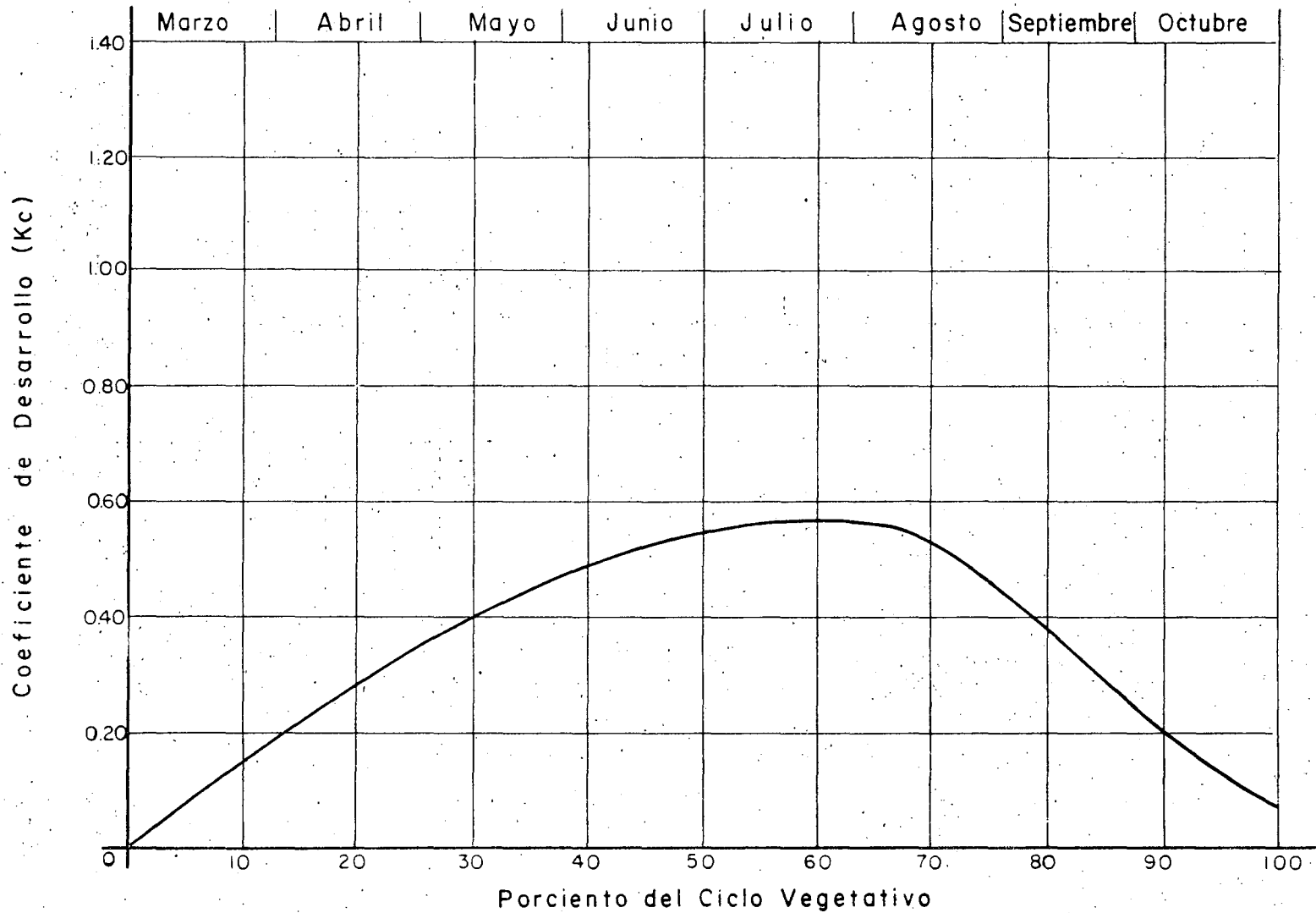


Cultivo: PASTOS

Ciclo vegetativo: 240 días

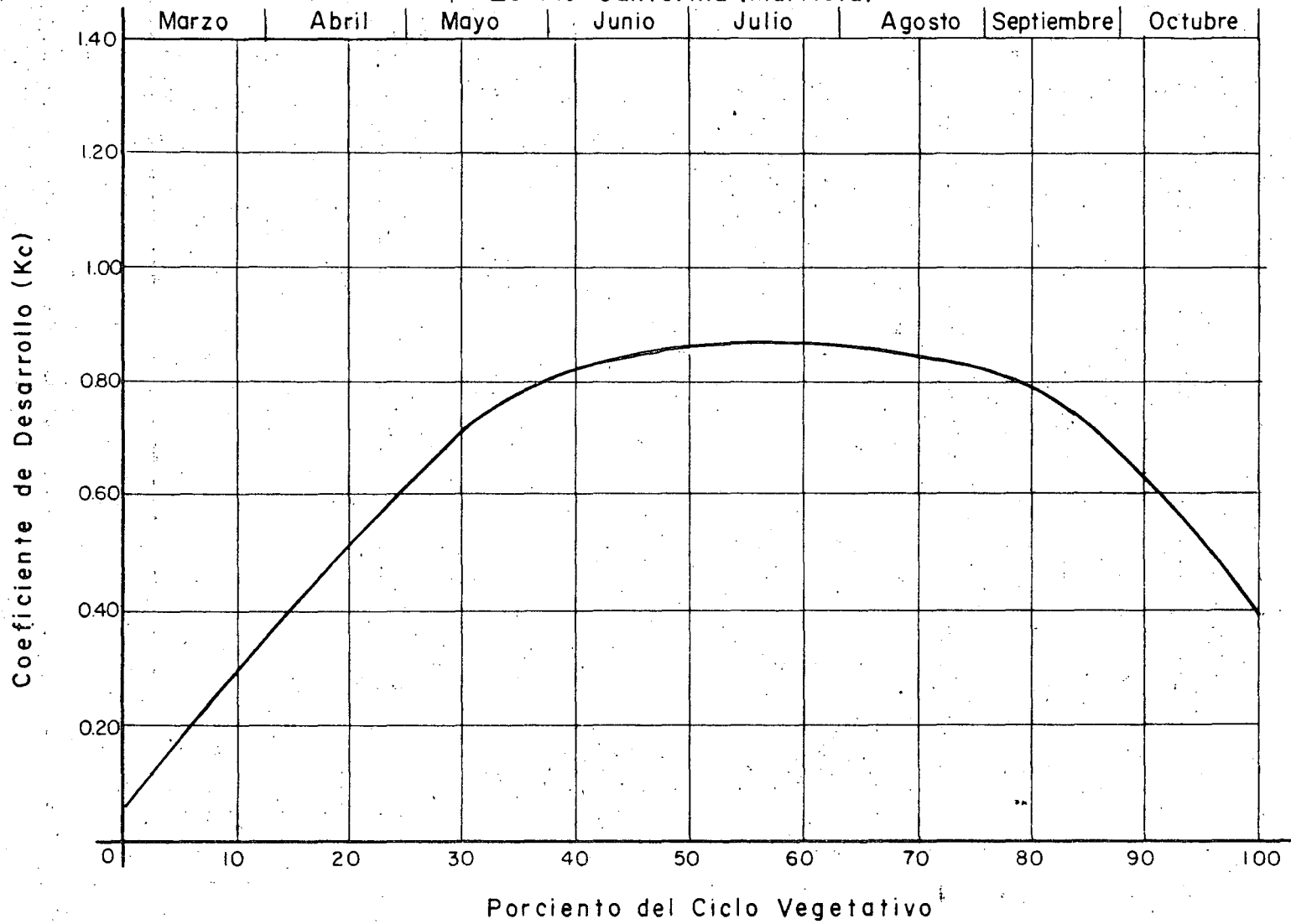
Estado: California (Davis, Sacramento)

(29)

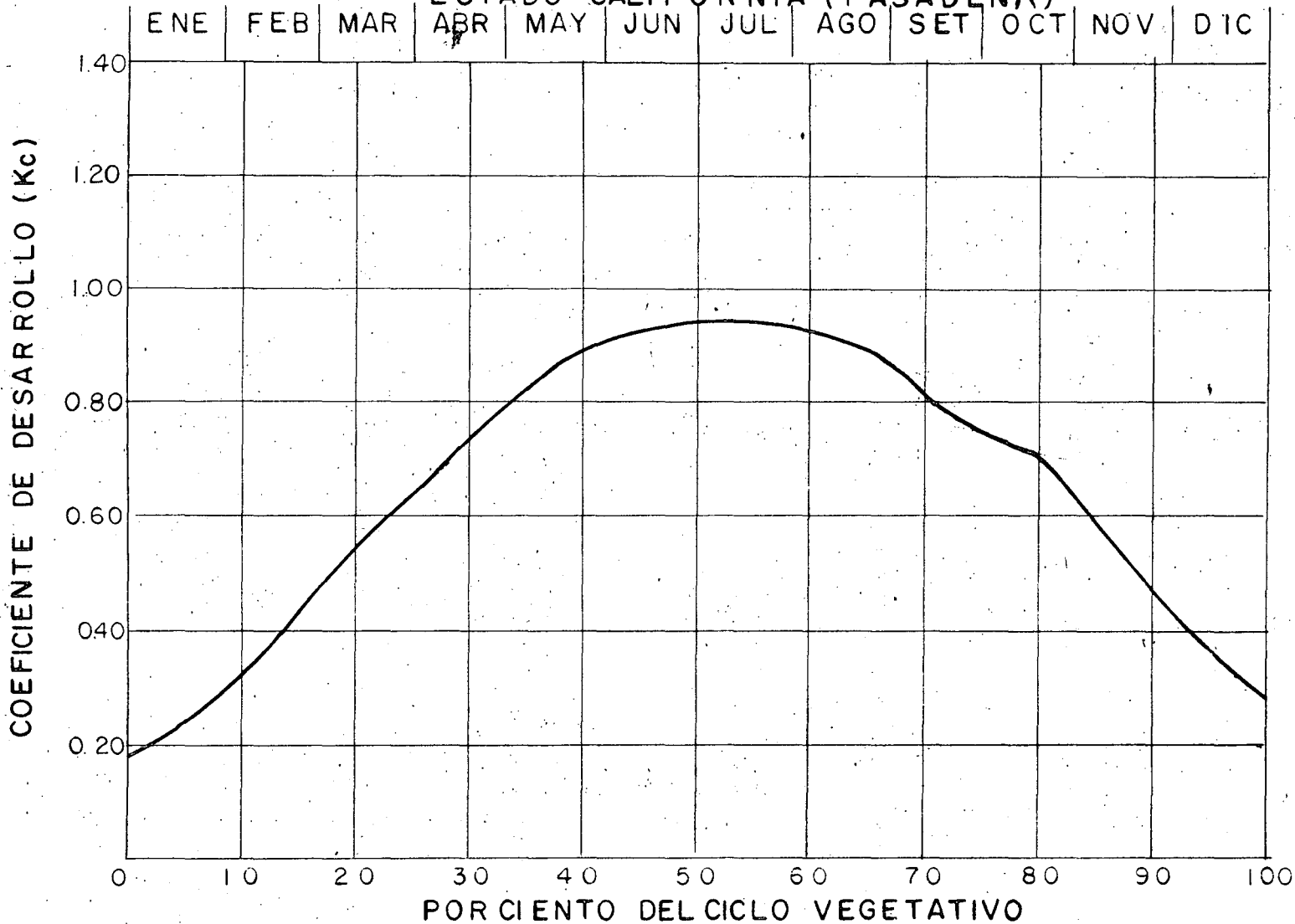


Cultivo: PASTOS
Ciclo vegetativo: 240 días.
Estado: California (Murrieta)

(30)



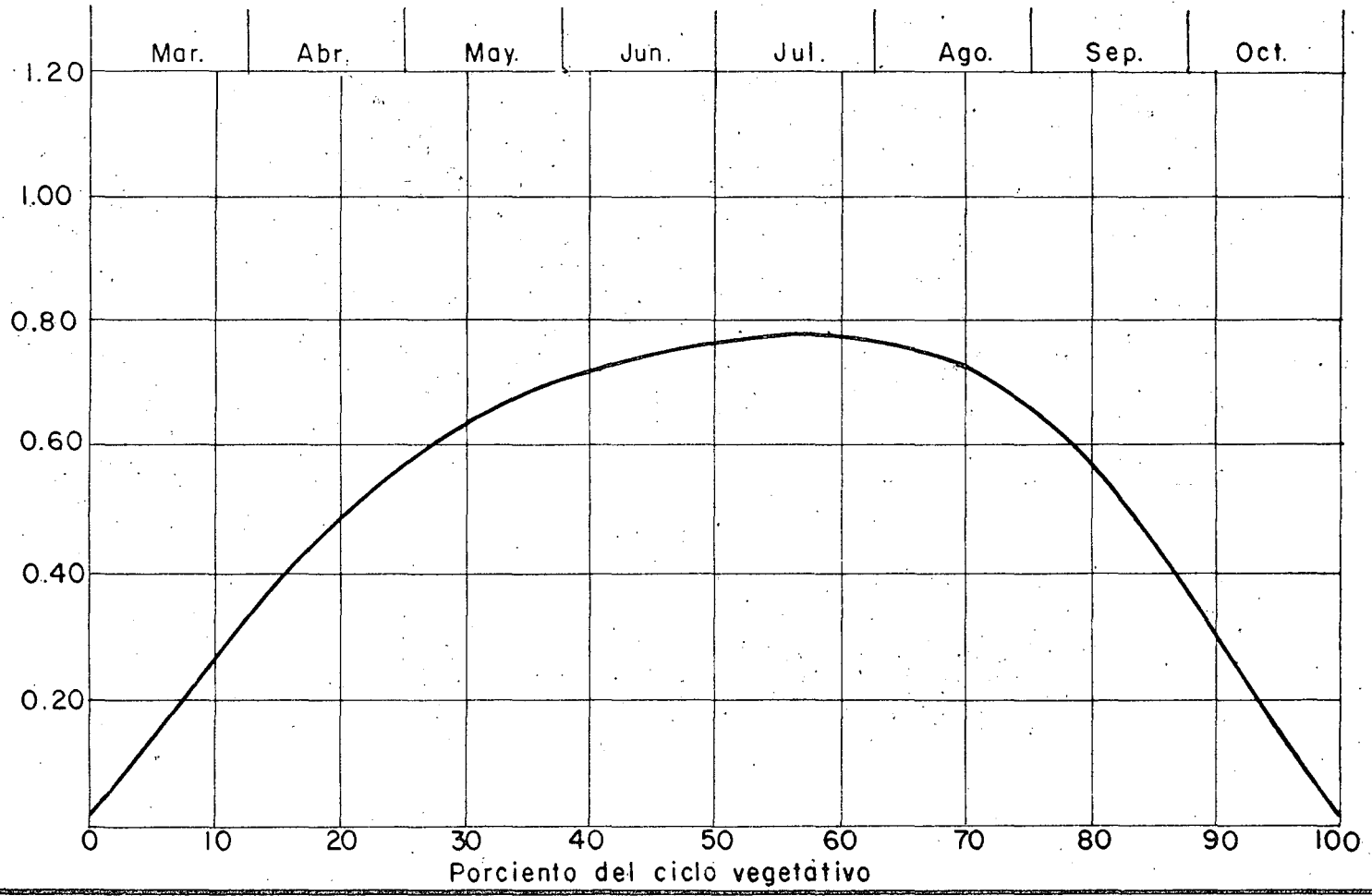
CULTIVO = PASTO
CICLO VEGETATIVO = 360 DÍAS
ESTADO: CALIFORNIA (PASADENA)



CULTIVO: PASTOS
Ciclo vegetativo: 240 días
Estado: California (merced)

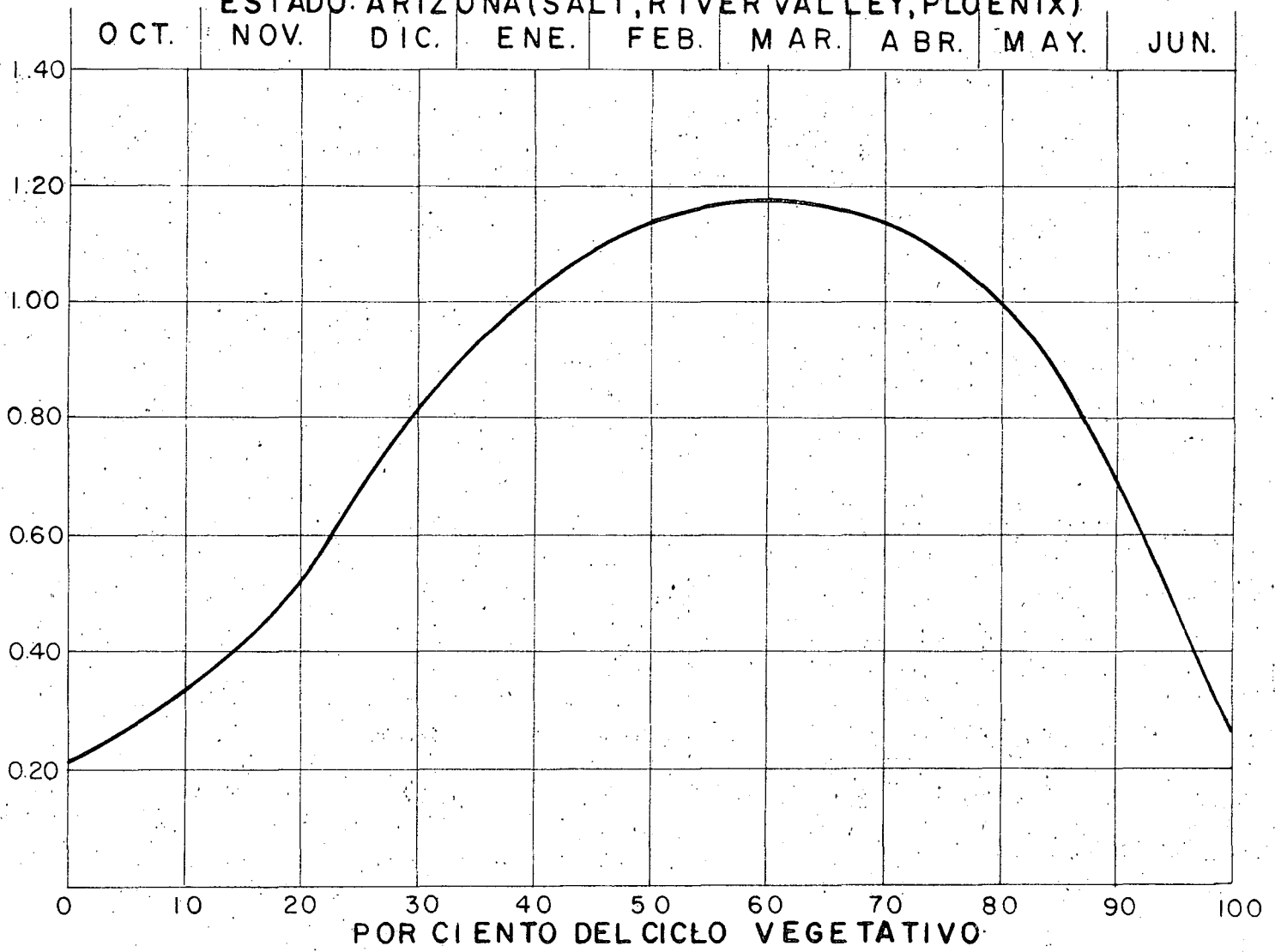
(32)

COEFICIENTES DE DESARROLLO (Kc)



CULTIVO = LINO
CICLO VEGETATIVO = 270 DIAS
ESTADO: ARIZONA (SALT RIVER VALLEY, PHOENIX)

COEFICIENTE DE DESARROLLO (Kc)

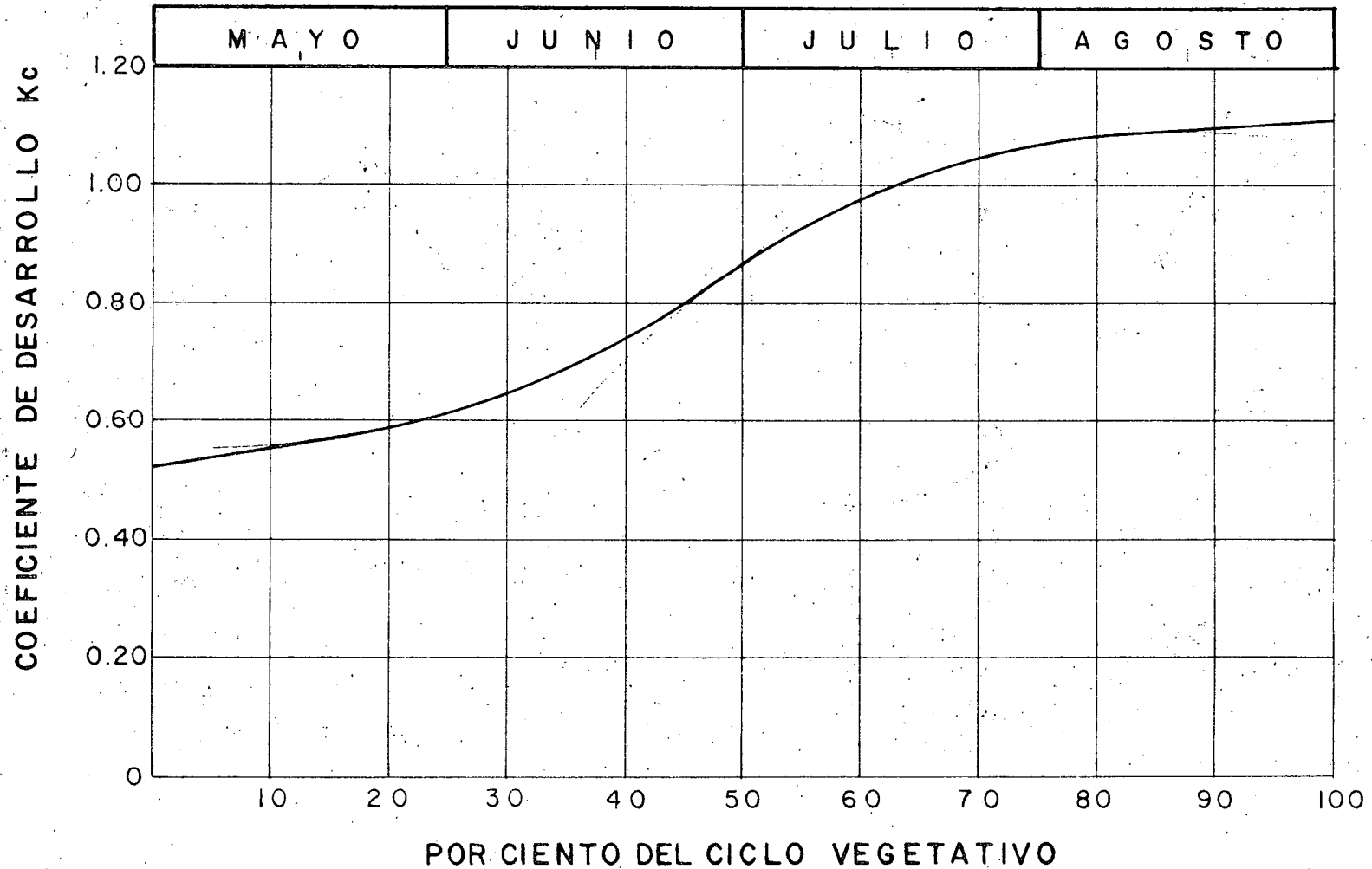


OCT. NOV. DIC. ENE. FEB. MAR. ABR. MAY. JUN.

CULTIVO : LINO
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

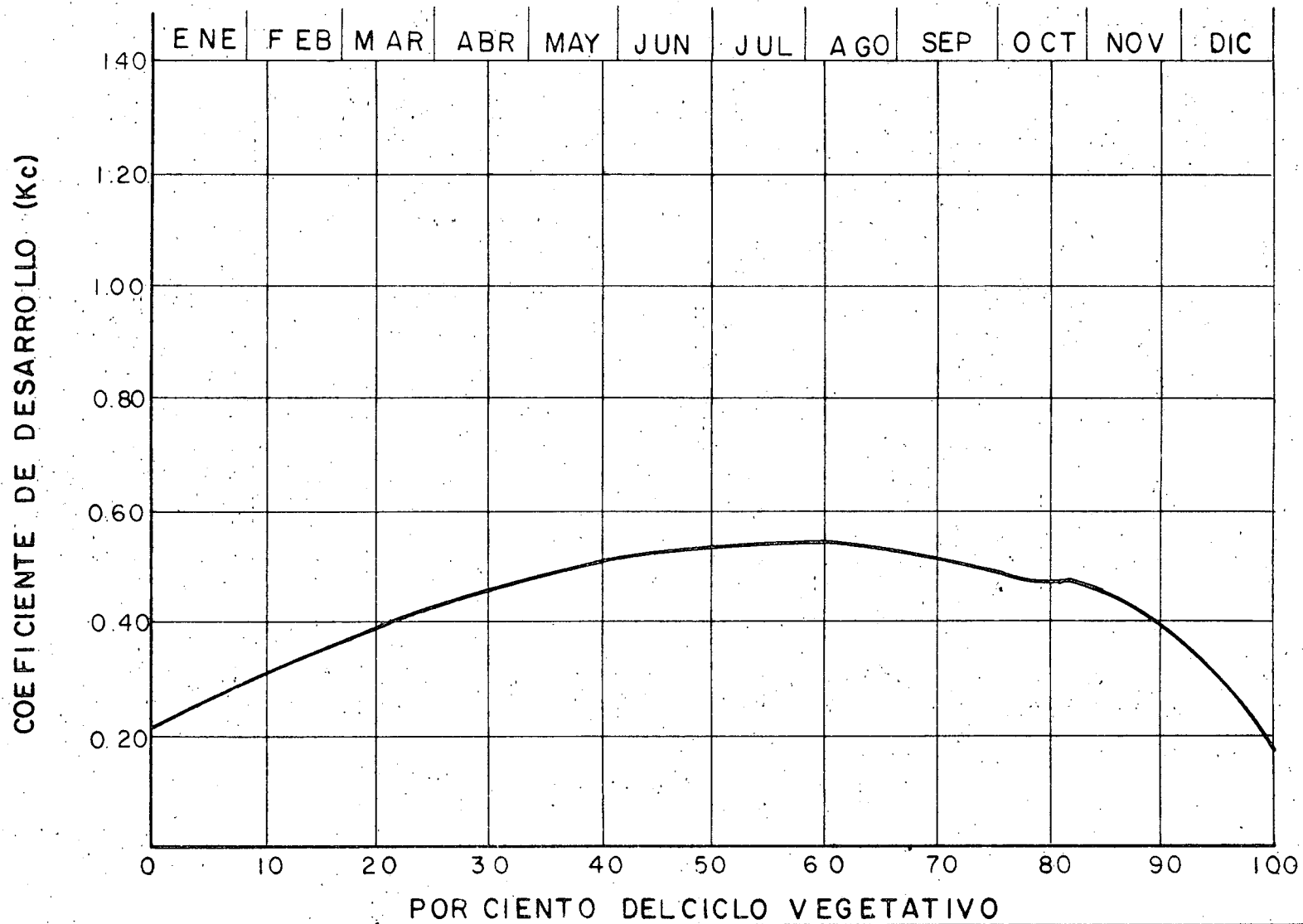
(34)

ESTADO : SOUTH DAKOTA : REDFIELD DEVELOPMENT FARM



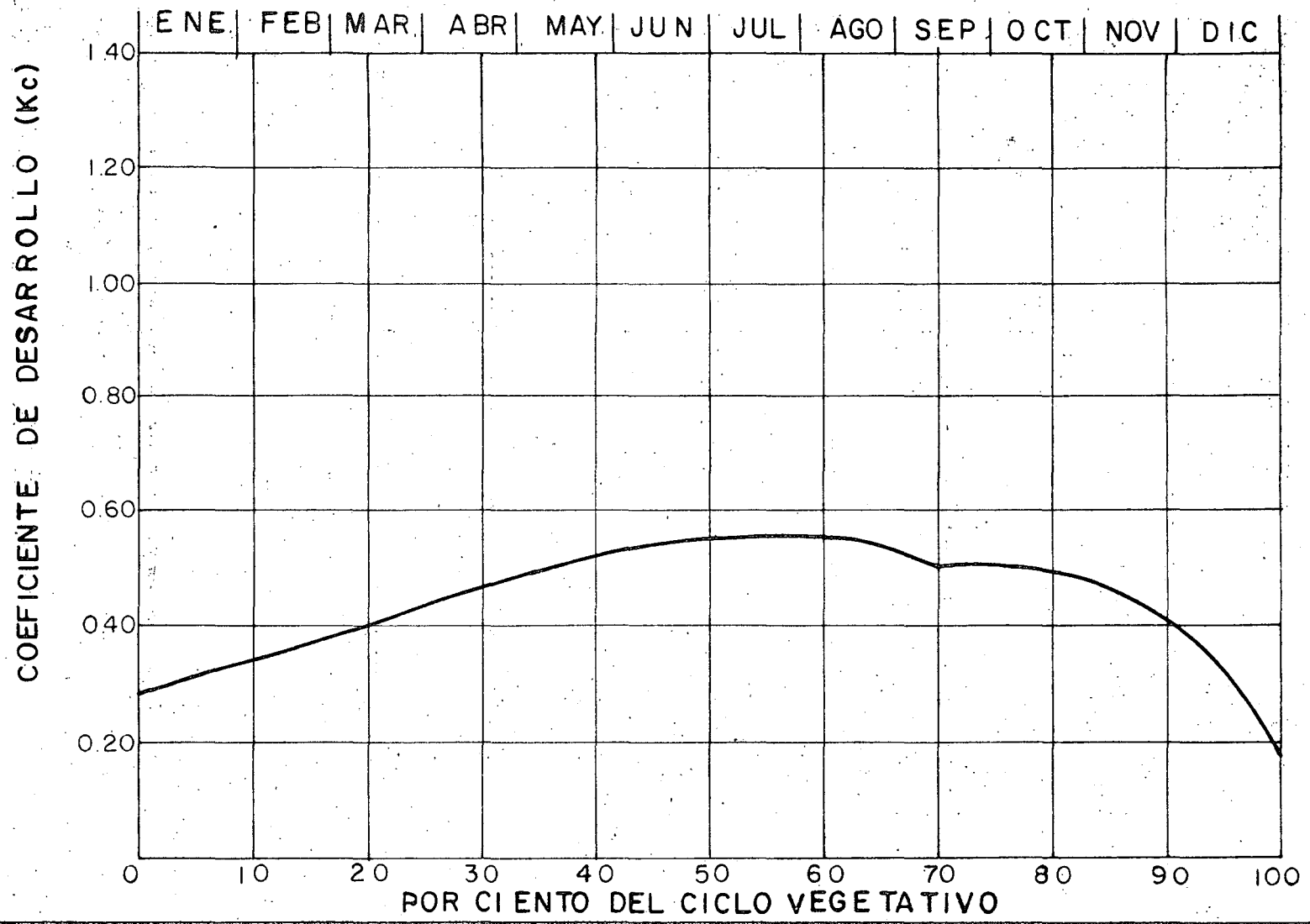
CULTIVO = NARANJA
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS
ESTADO: CALIFORNIA (REGIONES COSTERAS)

(35)

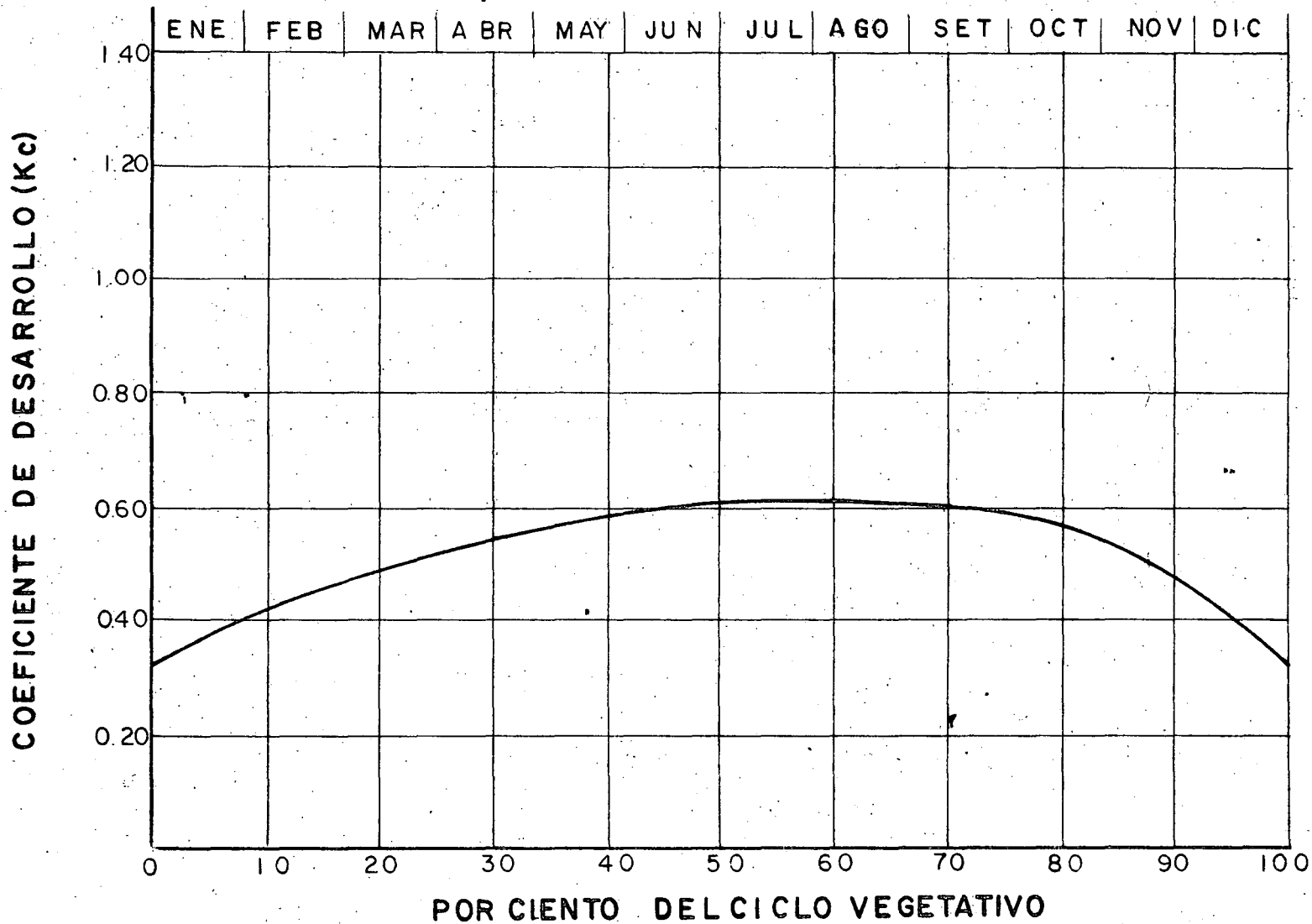


CULTIVO = NARANJA
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS
ESTADO: CALIFORNIA (LOS ANGELES)

(36)

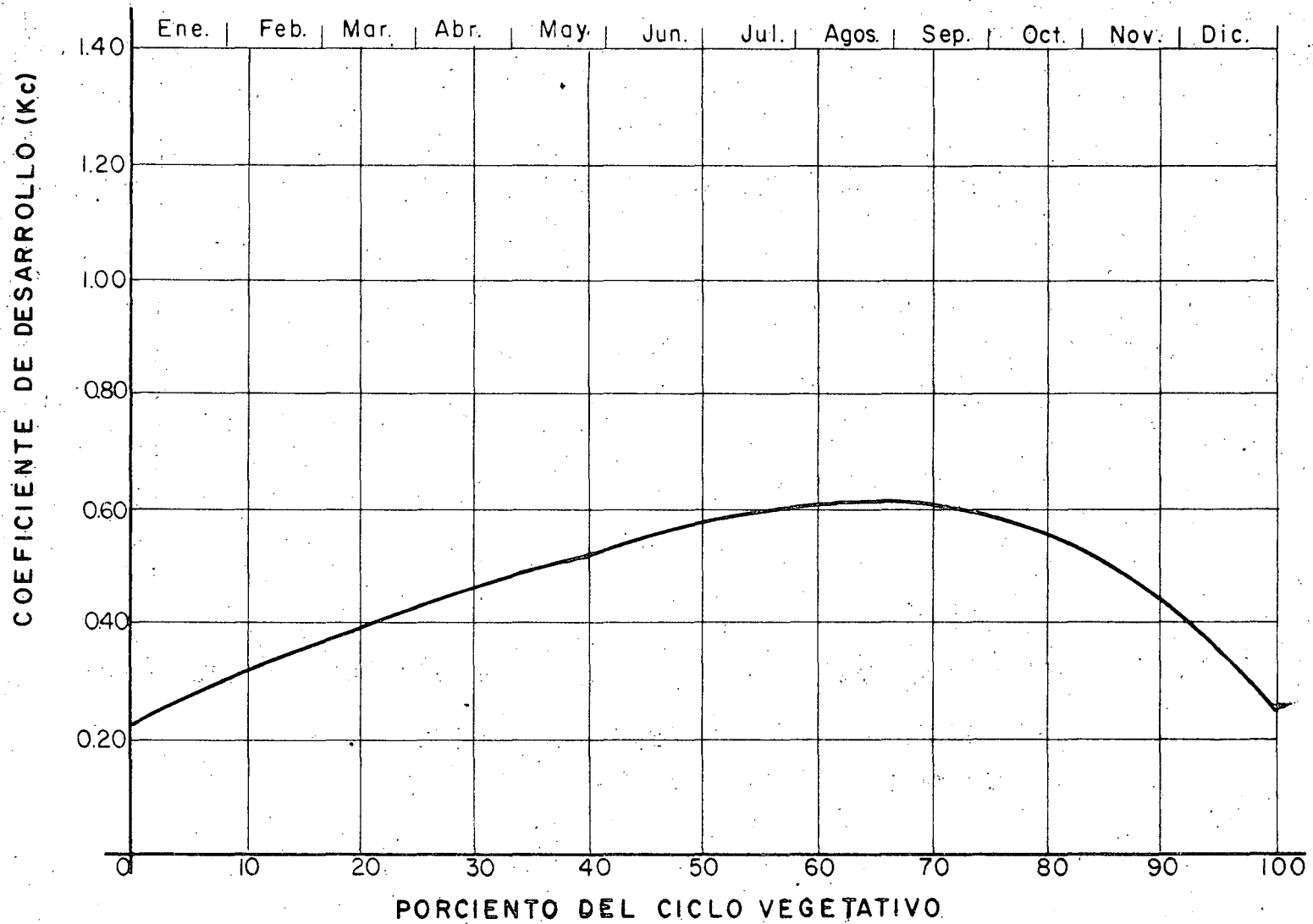


CULTIVO = NARANJA
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS
ESTADO: CALIFORNIA (REGIONES INTERIORES)

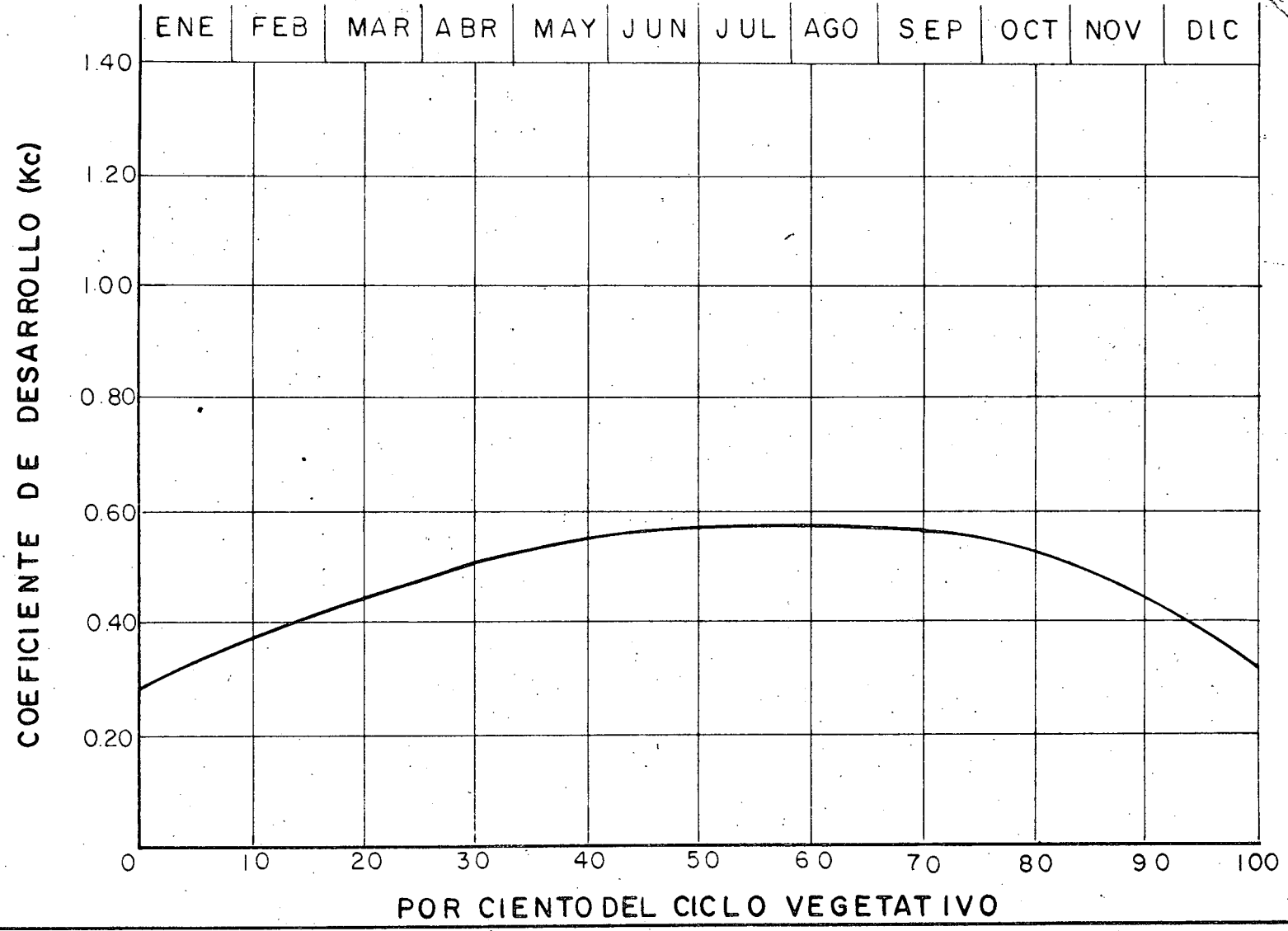


CULTIVO: NARANJA
CICLO VEGETATIVO: 360 días
ESTADO: Arizona (Salt River Valley, Phoenix)

(38)



CULTIVO = NARANJA
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS
ESTADO: CALIFORNIA (REGIONES INTERMEDIAS)

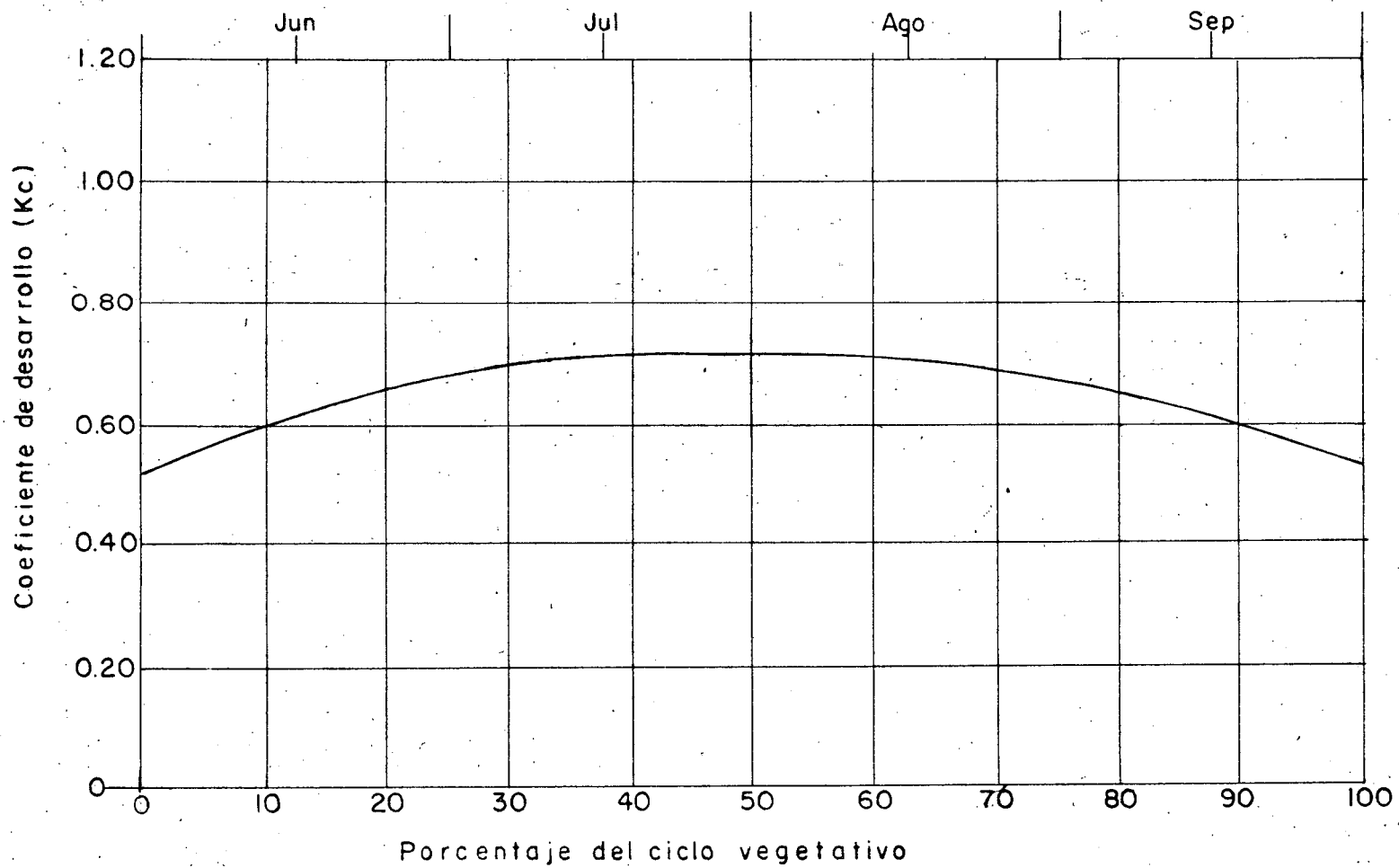


(40)

Cultivo: FRIJOL

Ciclo vegetativo: 120 días

Estado: California (Santa Ynez Valley, Santa Bárbara)

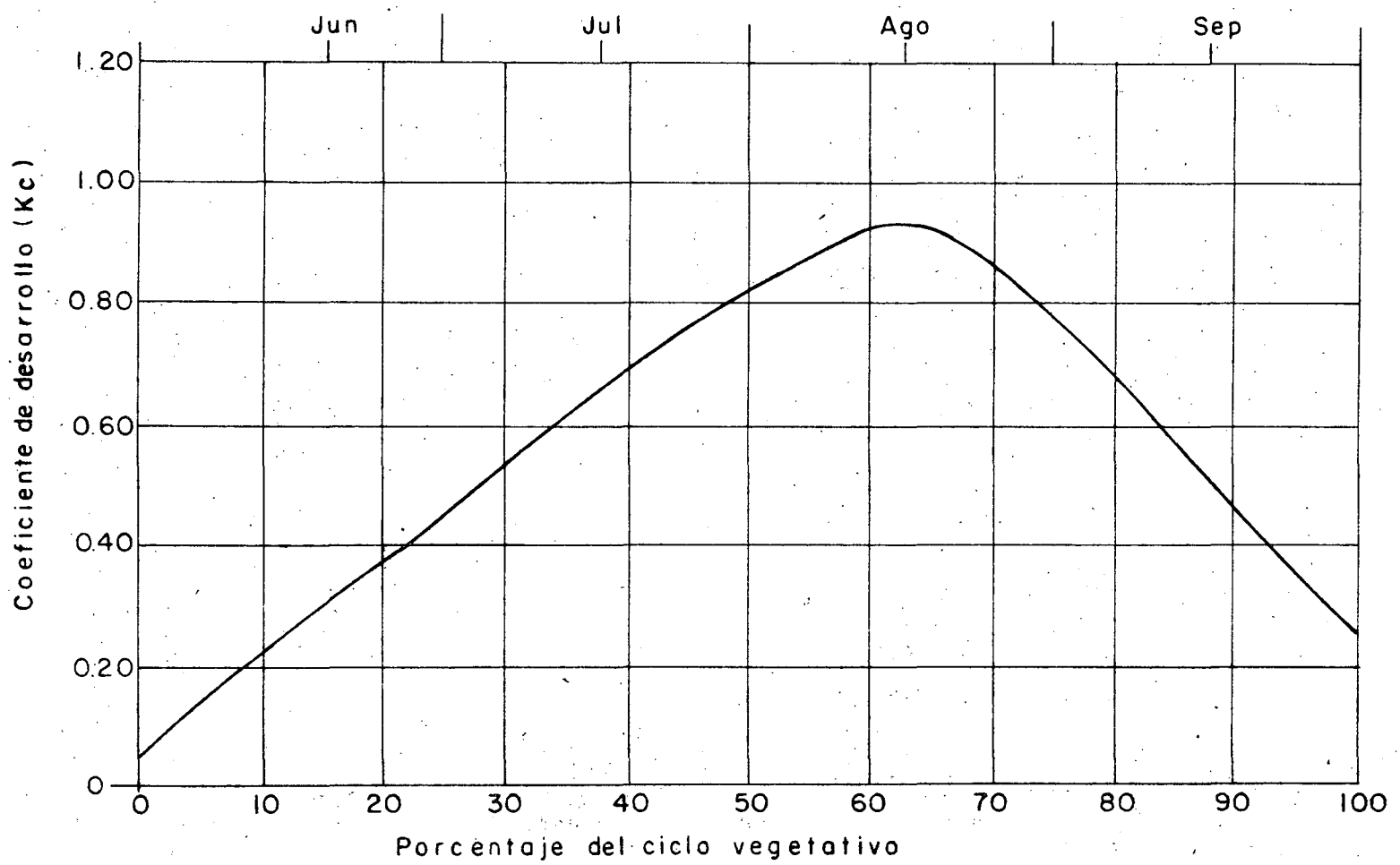


(41)

Cultivo: FRIJOL SOYA

Ciclo vegetativo: 120 días

Estado: Arizona (Salt River Valley, Phoenix)

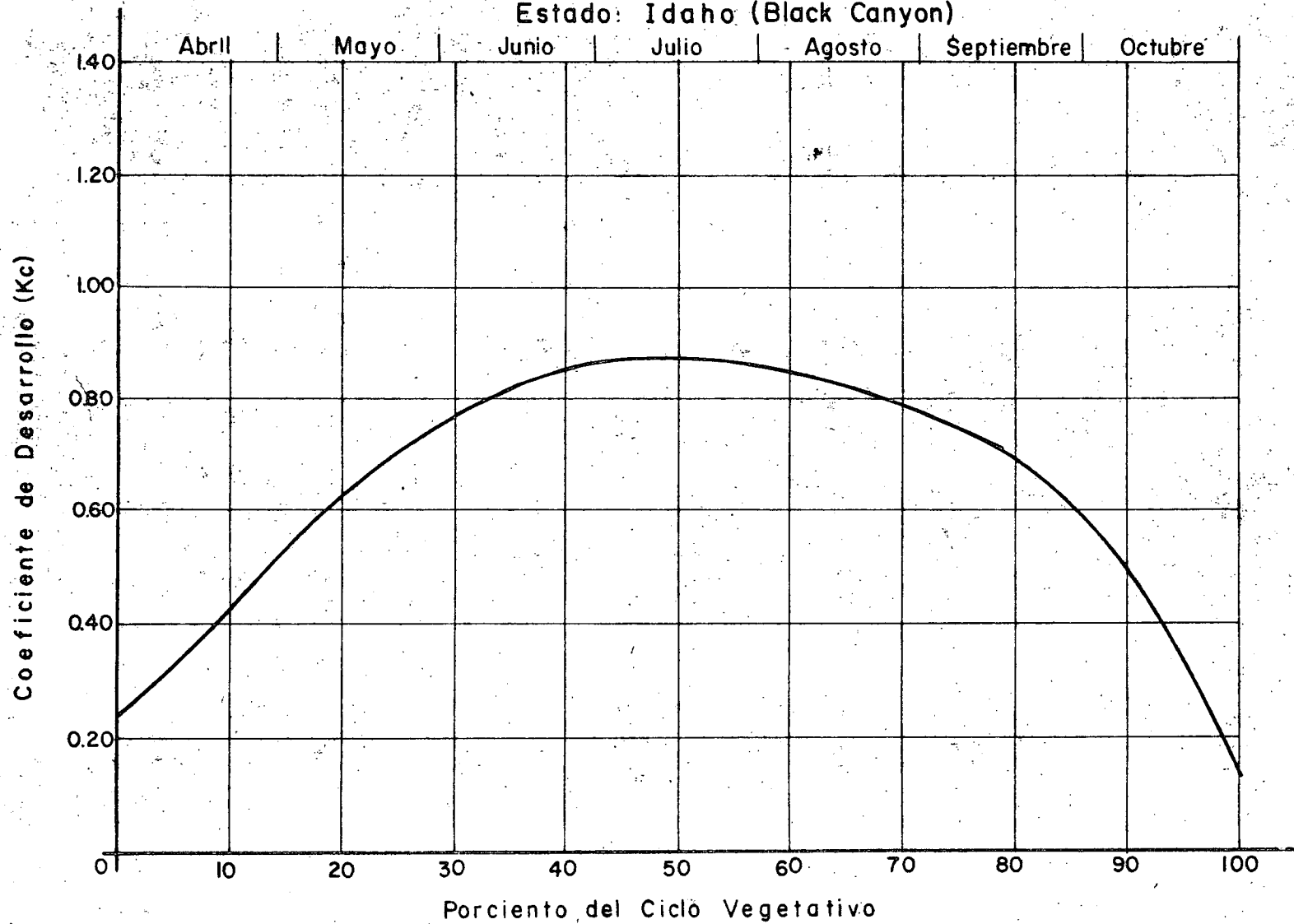


Cultivo: ~~FRÍJOL~~ ROJO

Ciclo vegetativo: 210 días

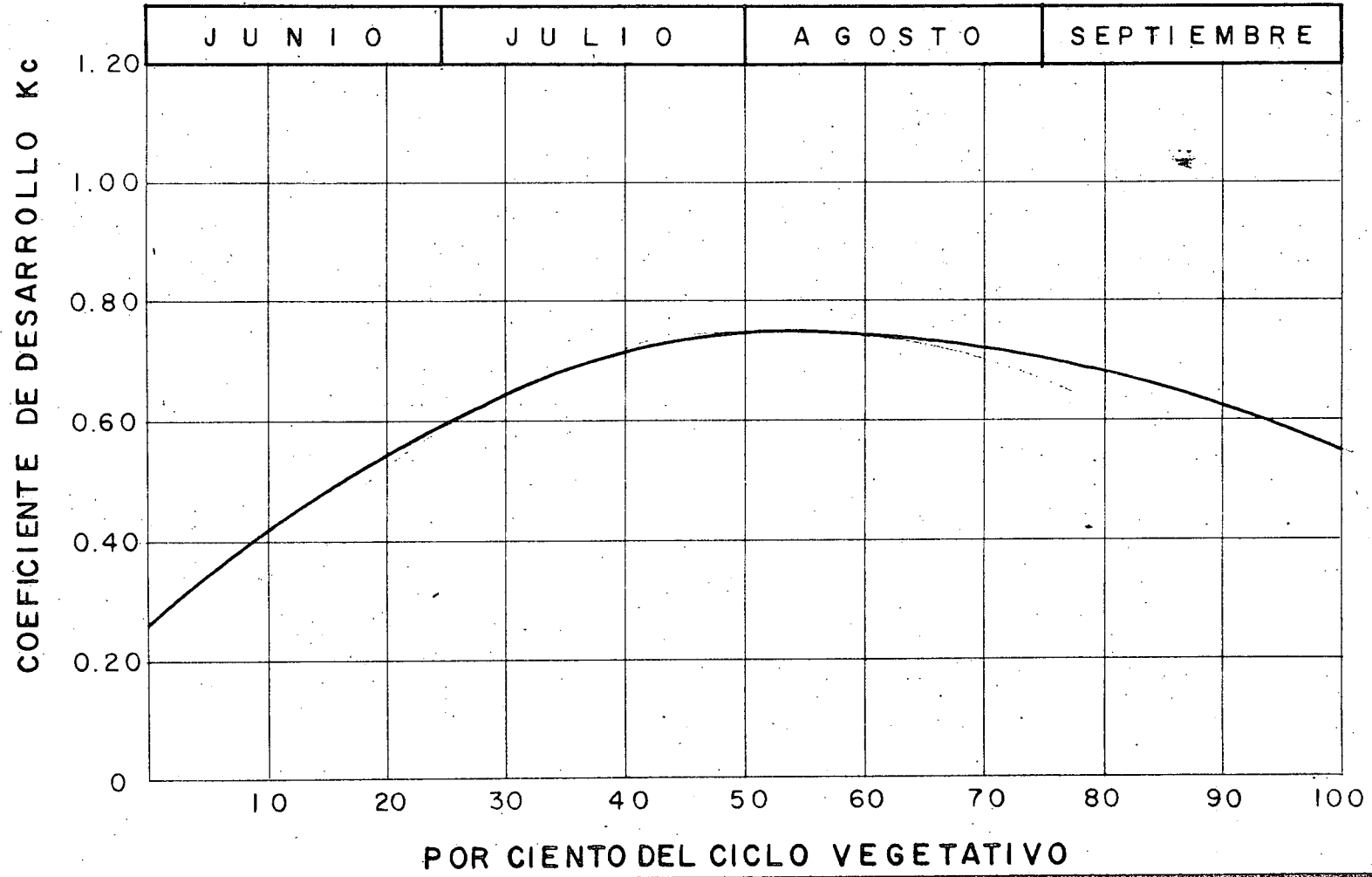
Estado: Idaho (Black Canyon)

(42)

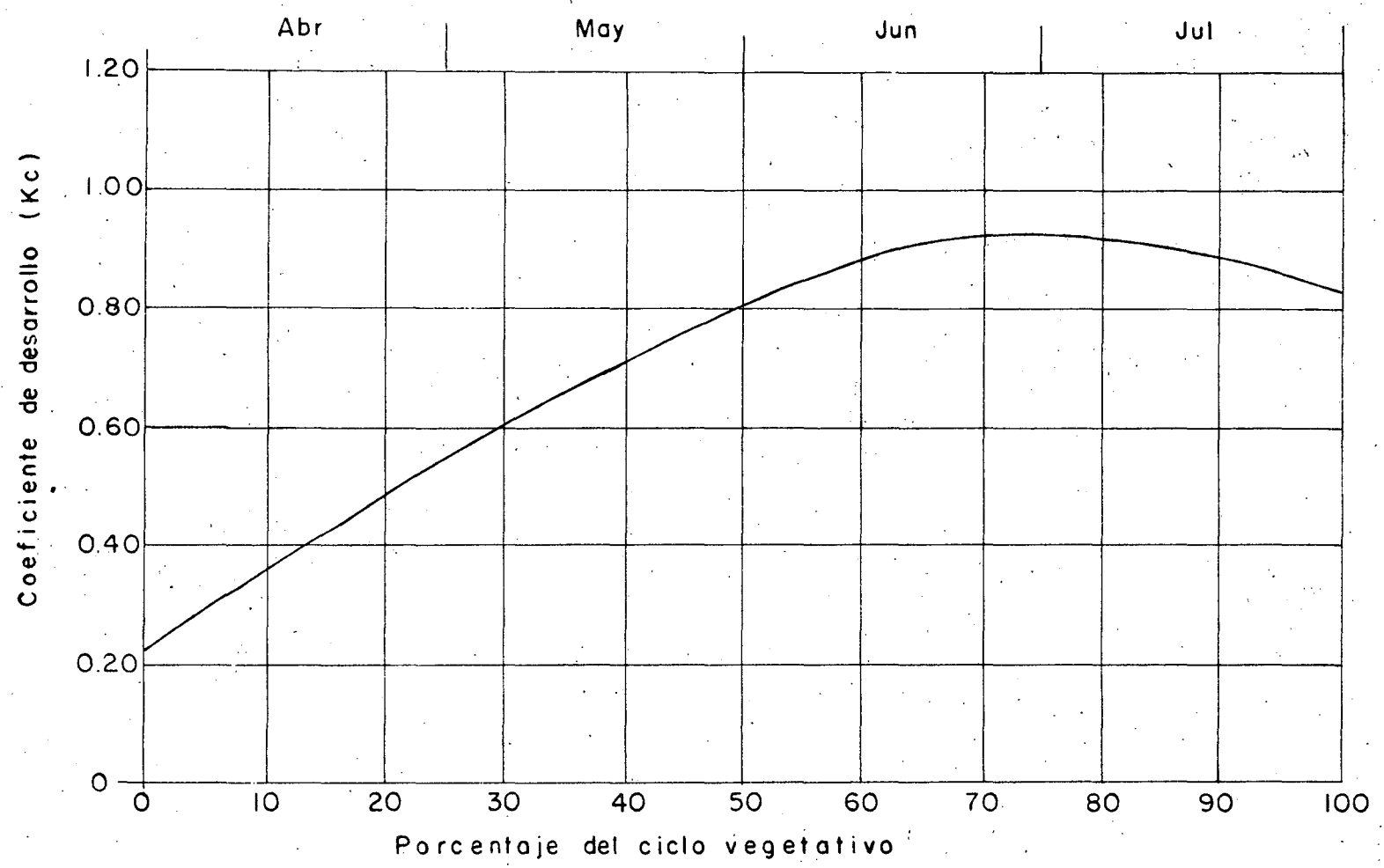


CULTIVO = MELON
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

ESTADO : CALIFORNIA (MURRIETA)



Cultivo: VARIEDAD DE MELON
Ciclo vegetativo: 120 días
Estado: Arizona (Mesa)

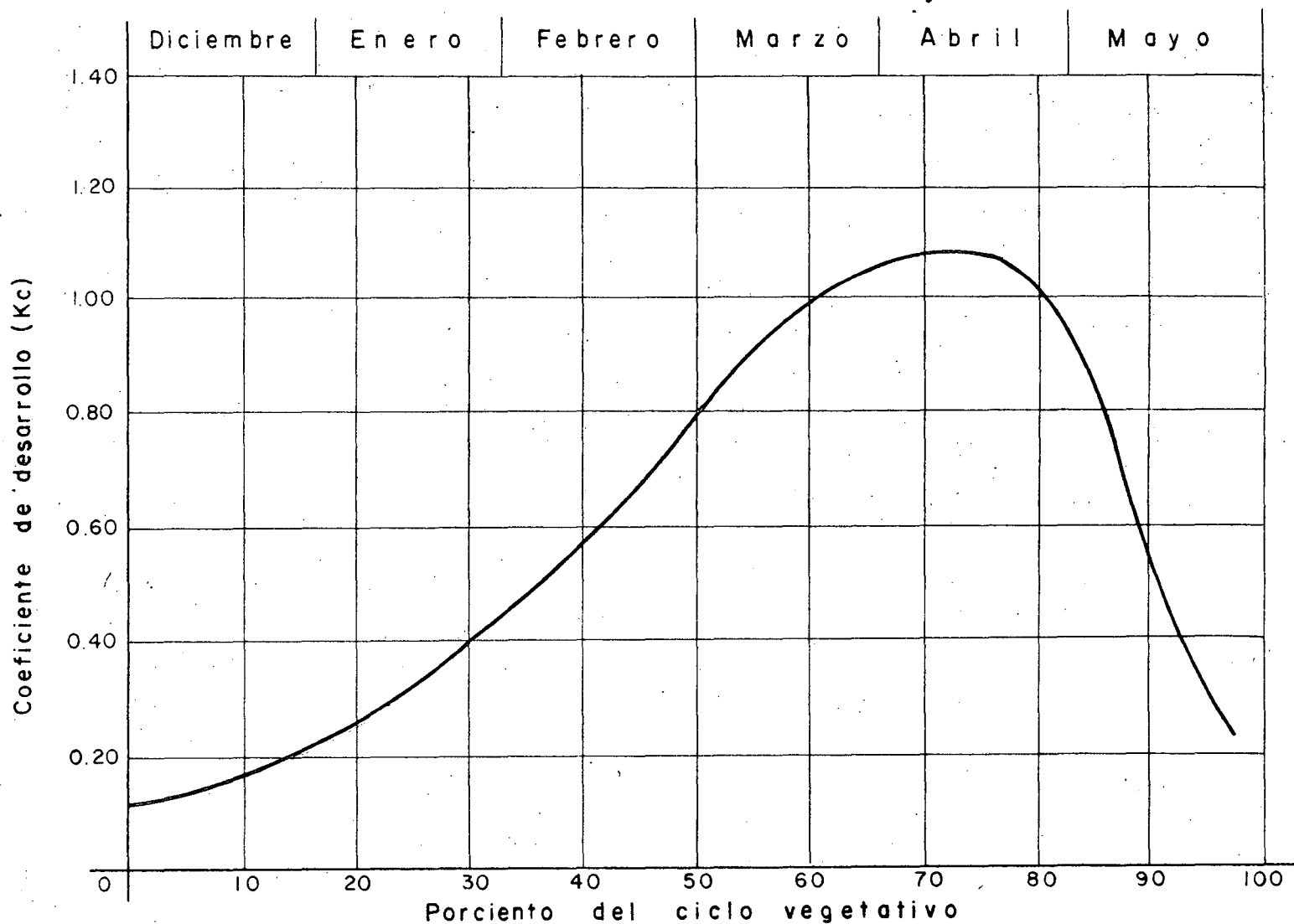


Cultivo: CEBADA

(45)

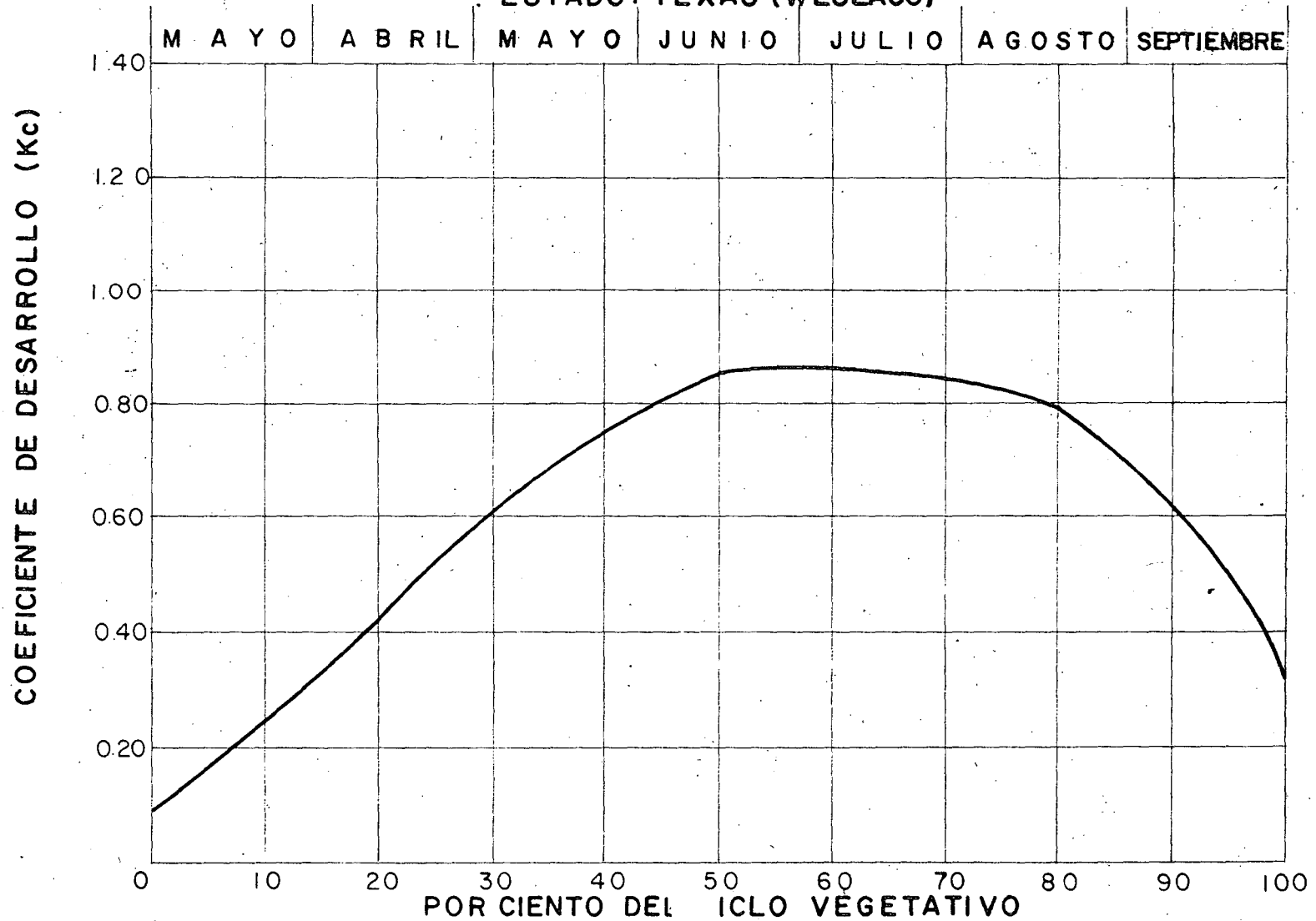
Ciclo vegetativo: 180 días

Estado: Arizona (Salt River Valley)



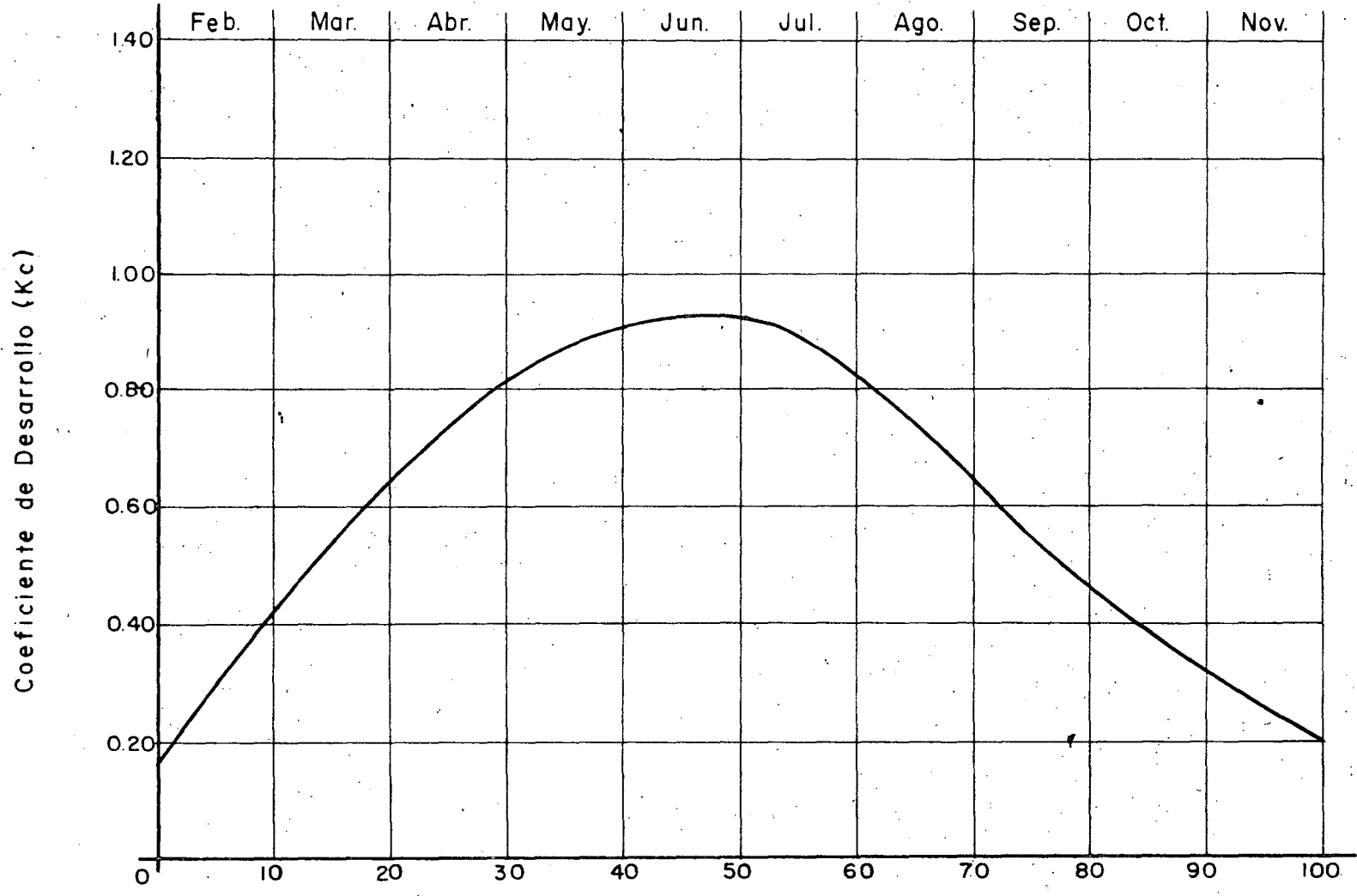
CULTIVO = ALGODÓN
CICLO VEGETATIVO = 210 DIAS
ESTADO: TEXAS (WESLACO)

(46)



Cultivo: NUEZ
Ciclo vegetativo: 300 días.
Estado: California (Southern areas)

(47)

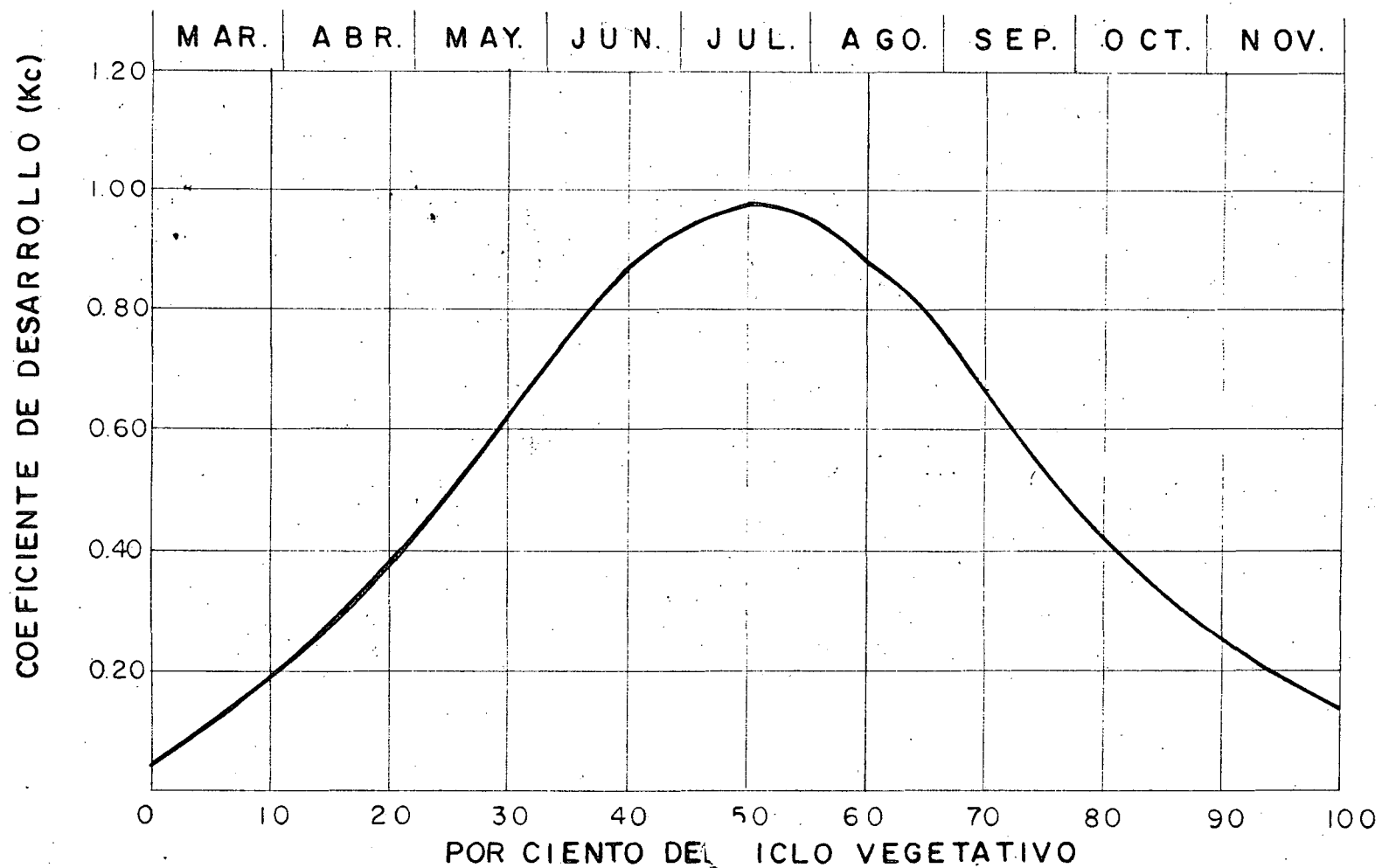


Porcentaje del Ciclo Vegetativo

Coeficiente de Desarrollo (Kc)

CULTIVO = NUEZ
CICLO VEGETATIVO = 270 DIAS
ESTADO: CALIFORNIA (DAVIS SACRAMENTO)

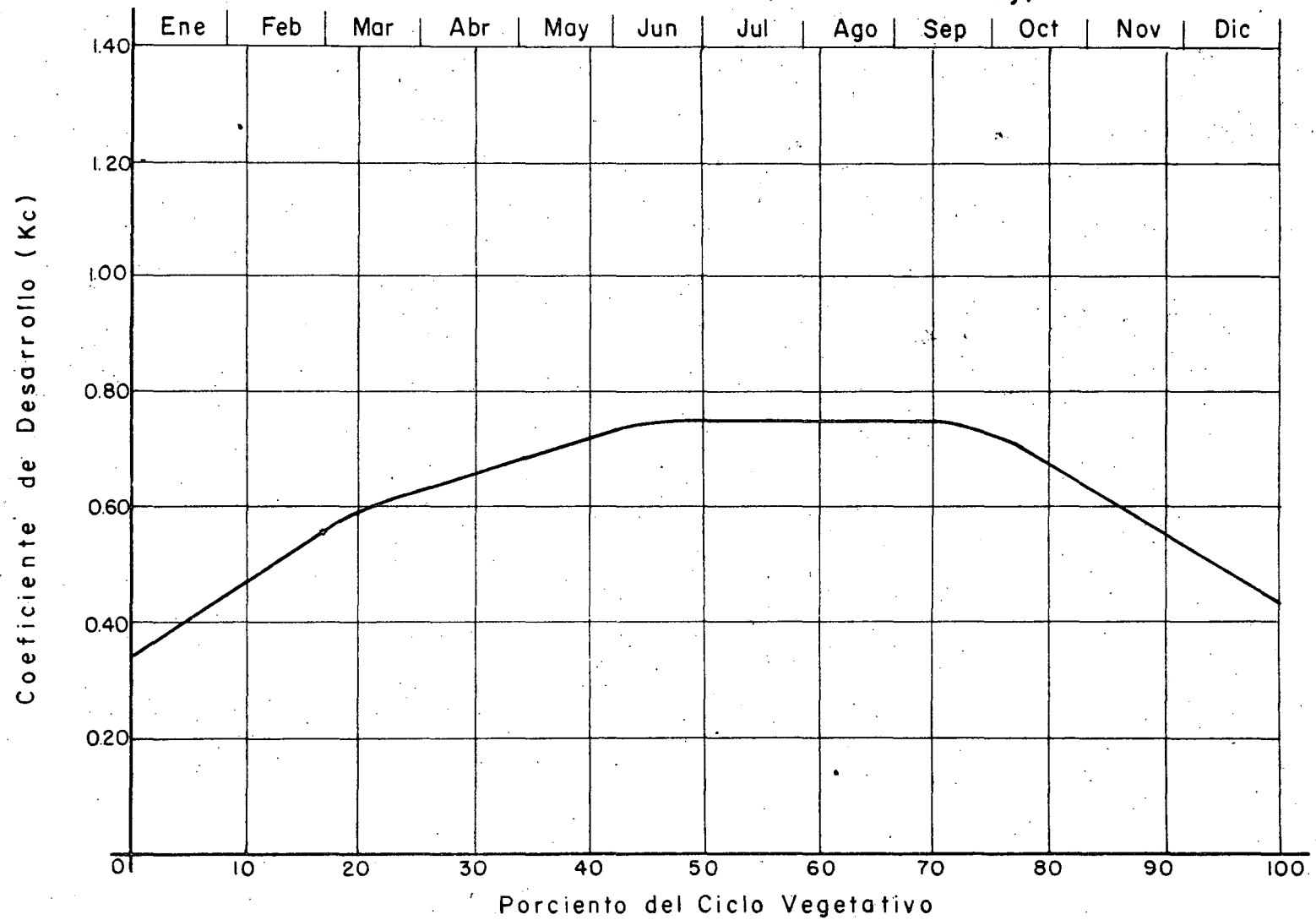
(48)



Cultivo: TORONJA
Ciclo vegetativo: 360 días

(49)

Estado: Arizona (Salt River Valley)

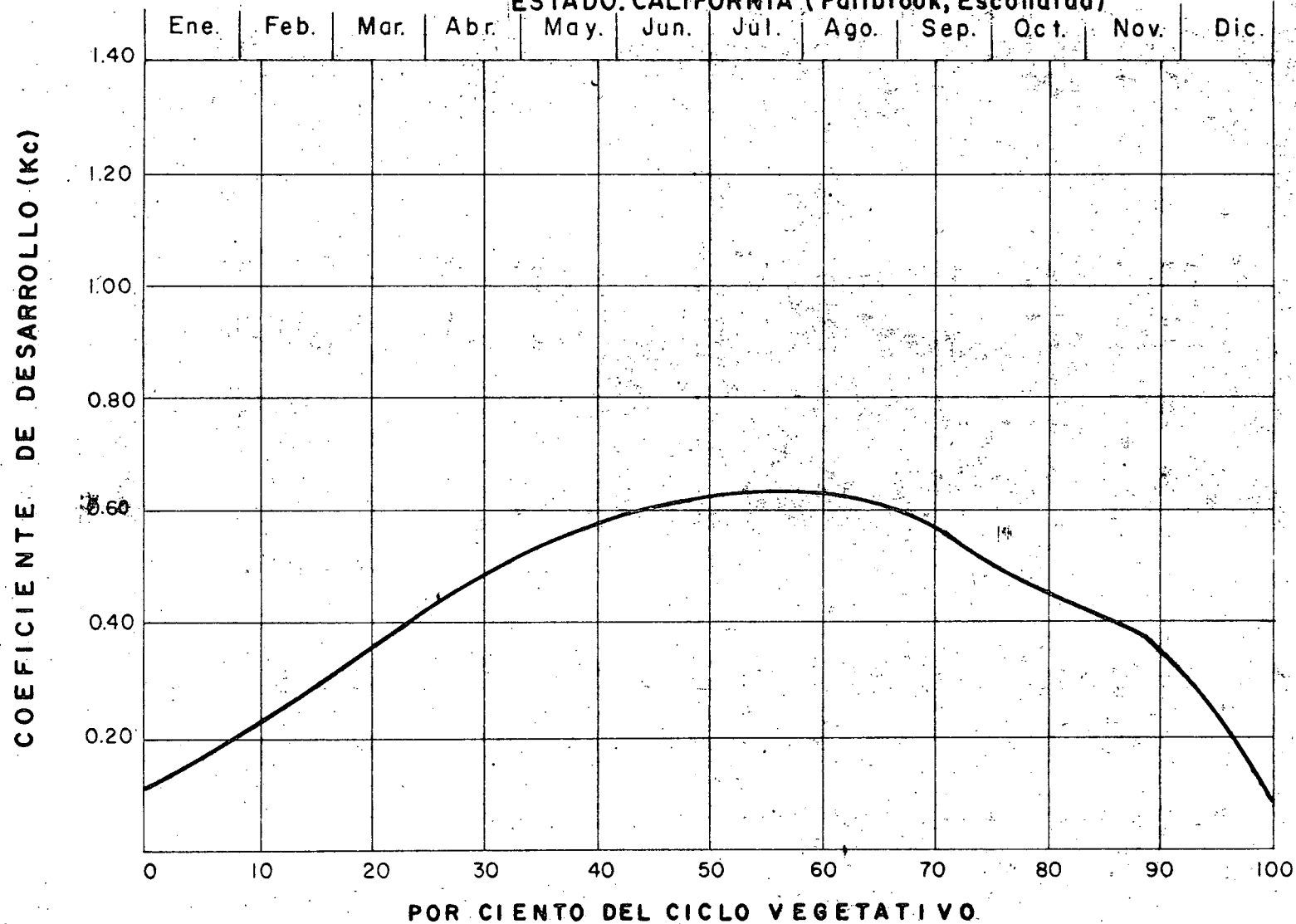


CULTIVO: AGUACATE

(50)

CICLO VEG: 360 días (Perenne)

ESTADO: CALIFORNIA (Fallbrook, Escondido)

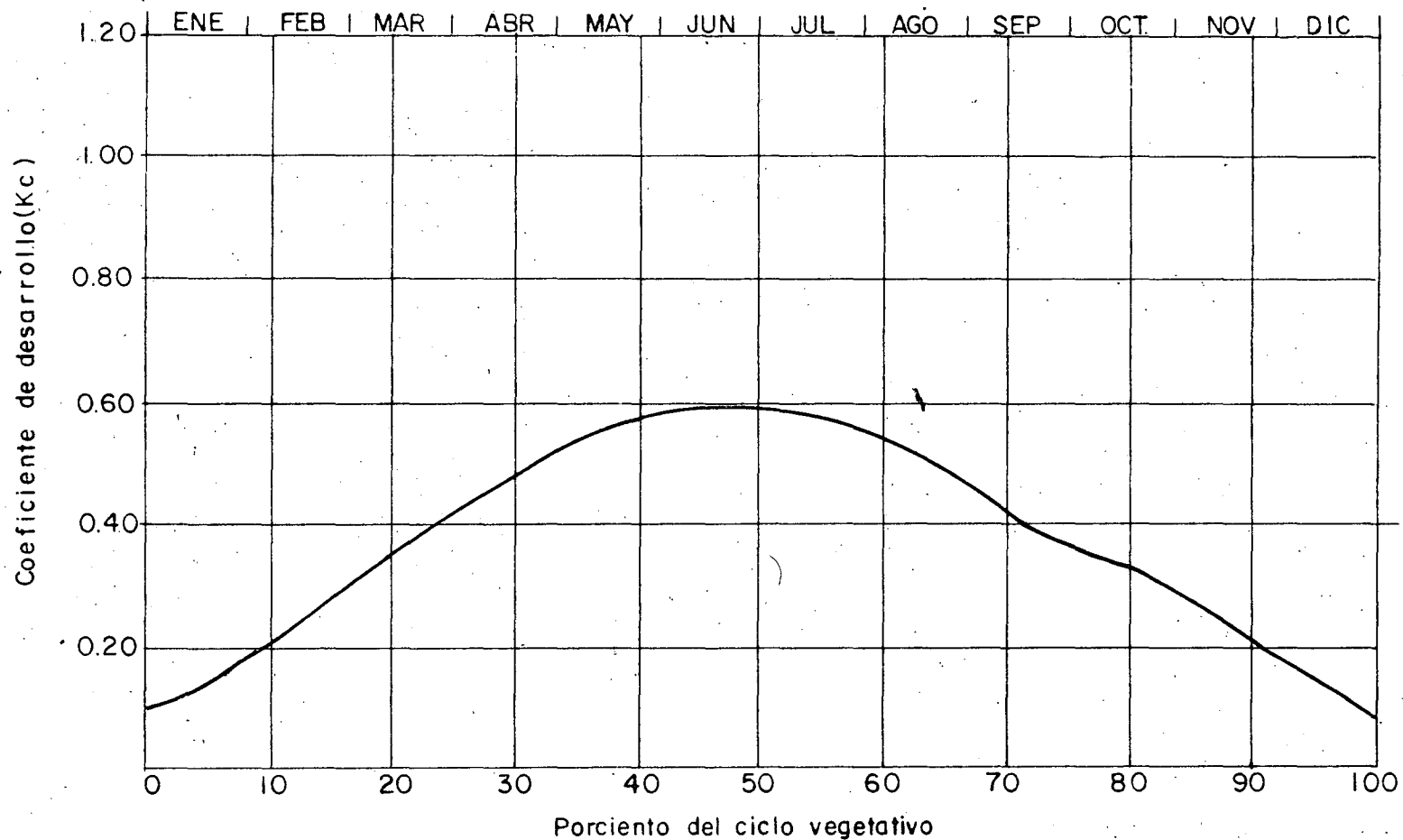


(51)

Cultivo : AGUACATE

Ciclo veg: 360 dias (Perenne)

Estado : California (Carpentería, Sta. Bárbara)

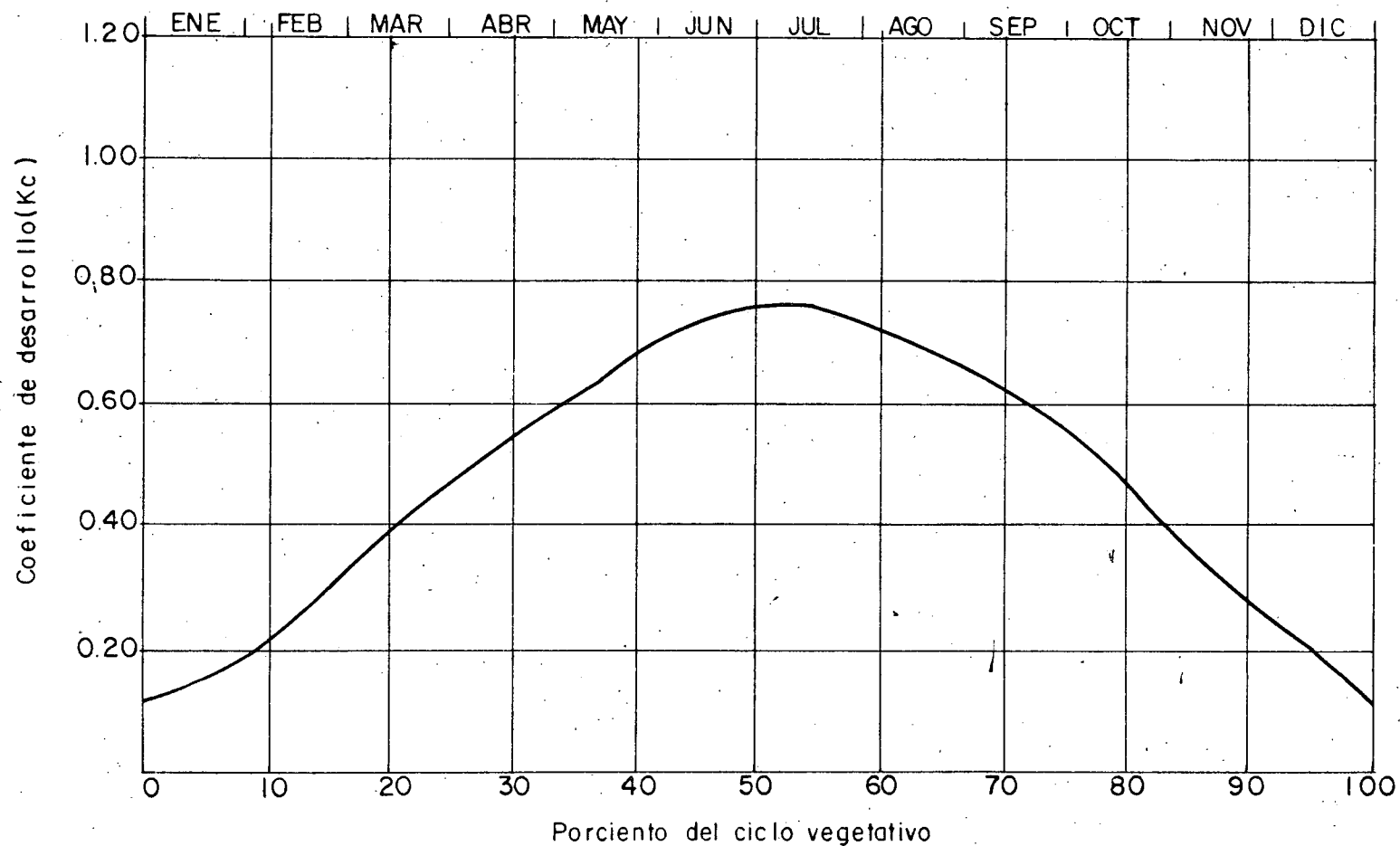


Cultivo : AGUACATE

(52)

Ciclo veg: 360 días (Perenne)

Estado: California (Goleta, Sta. Bárbara)

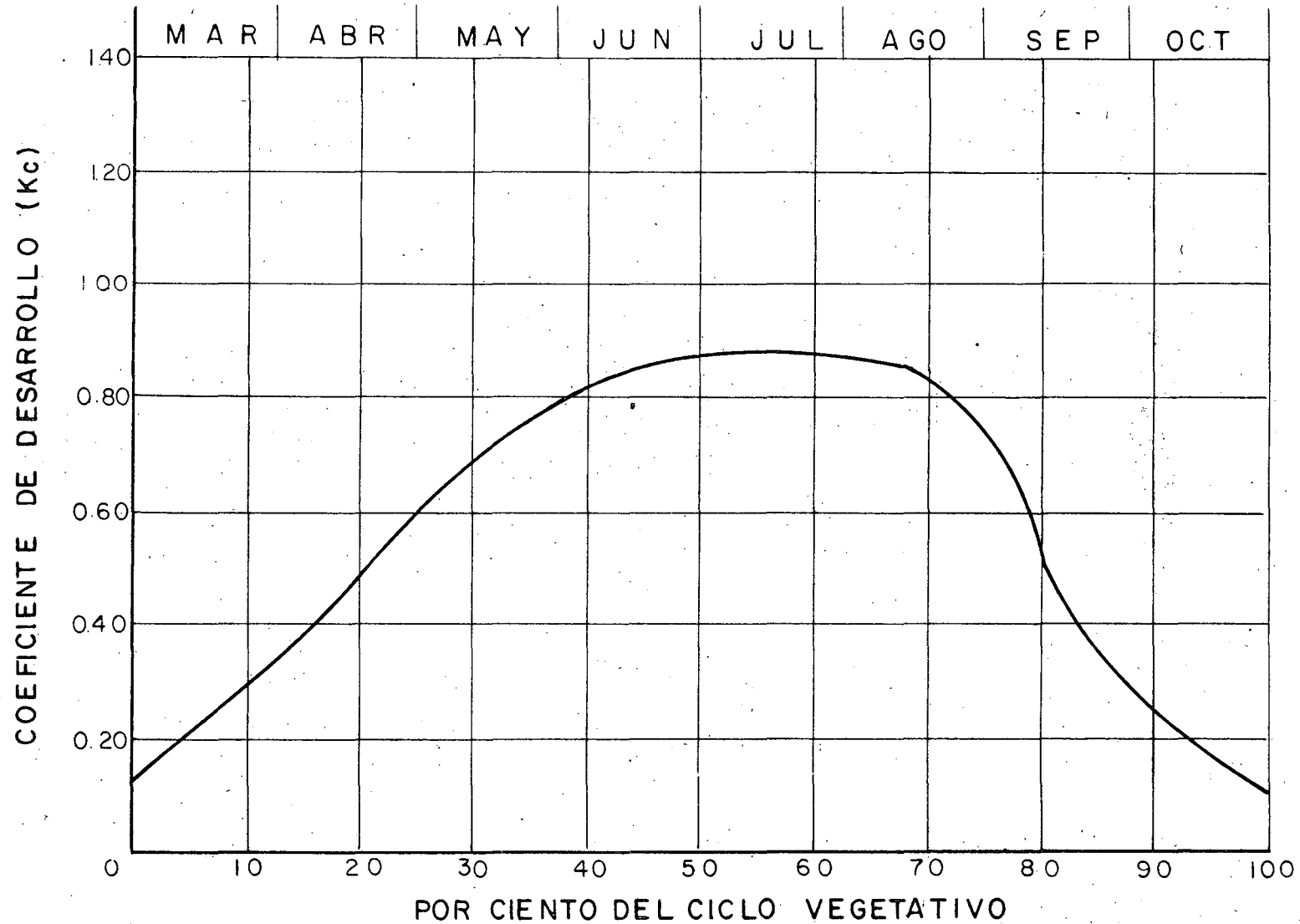


CULTIVO = FRUTAS DE HUERTO (DE HOJA DECIDUA

(53)

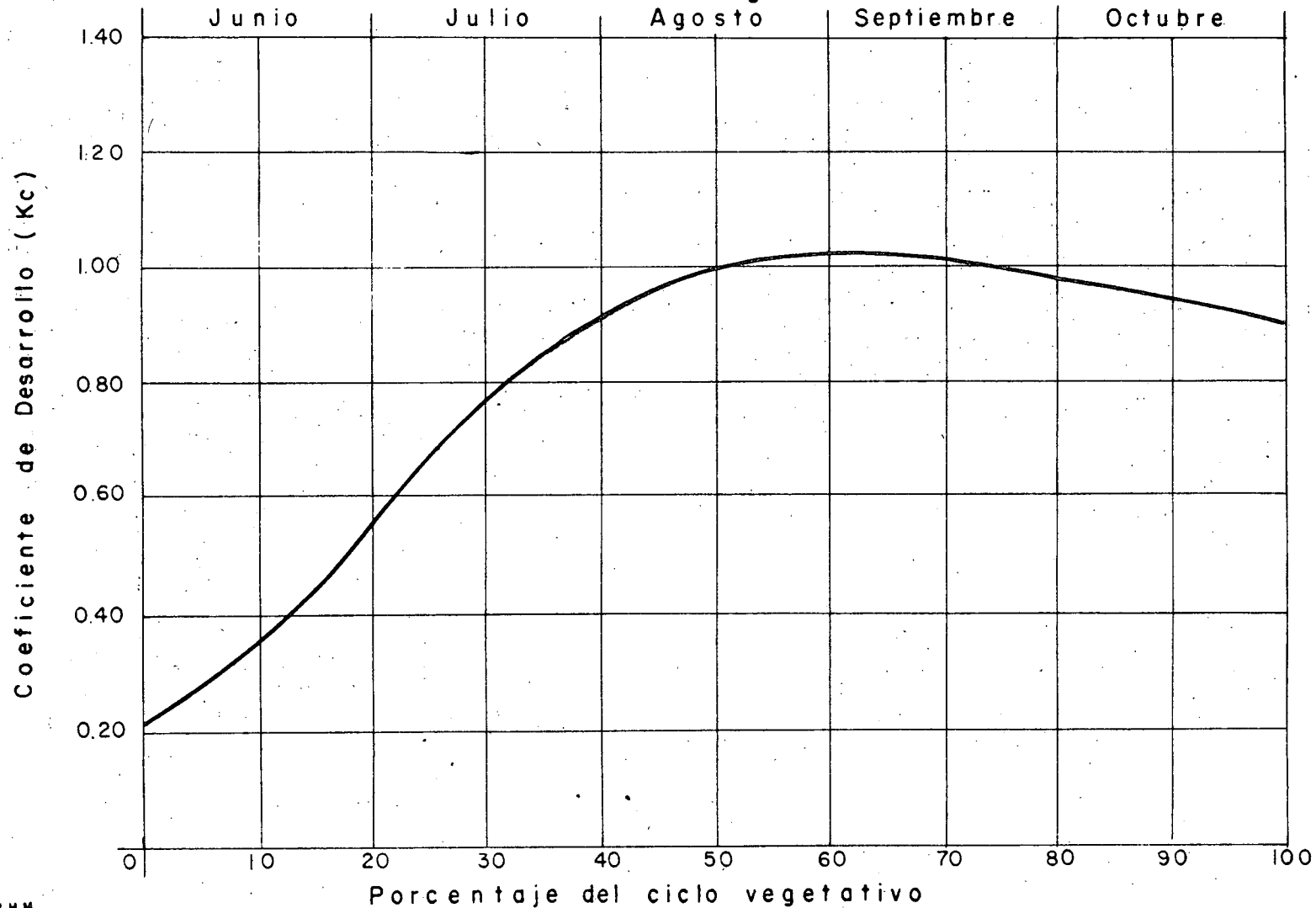
CICLO VEGETATIVO = 240 DIAS

ESTADO: CALIFORNIA (SAN JOAQUIN



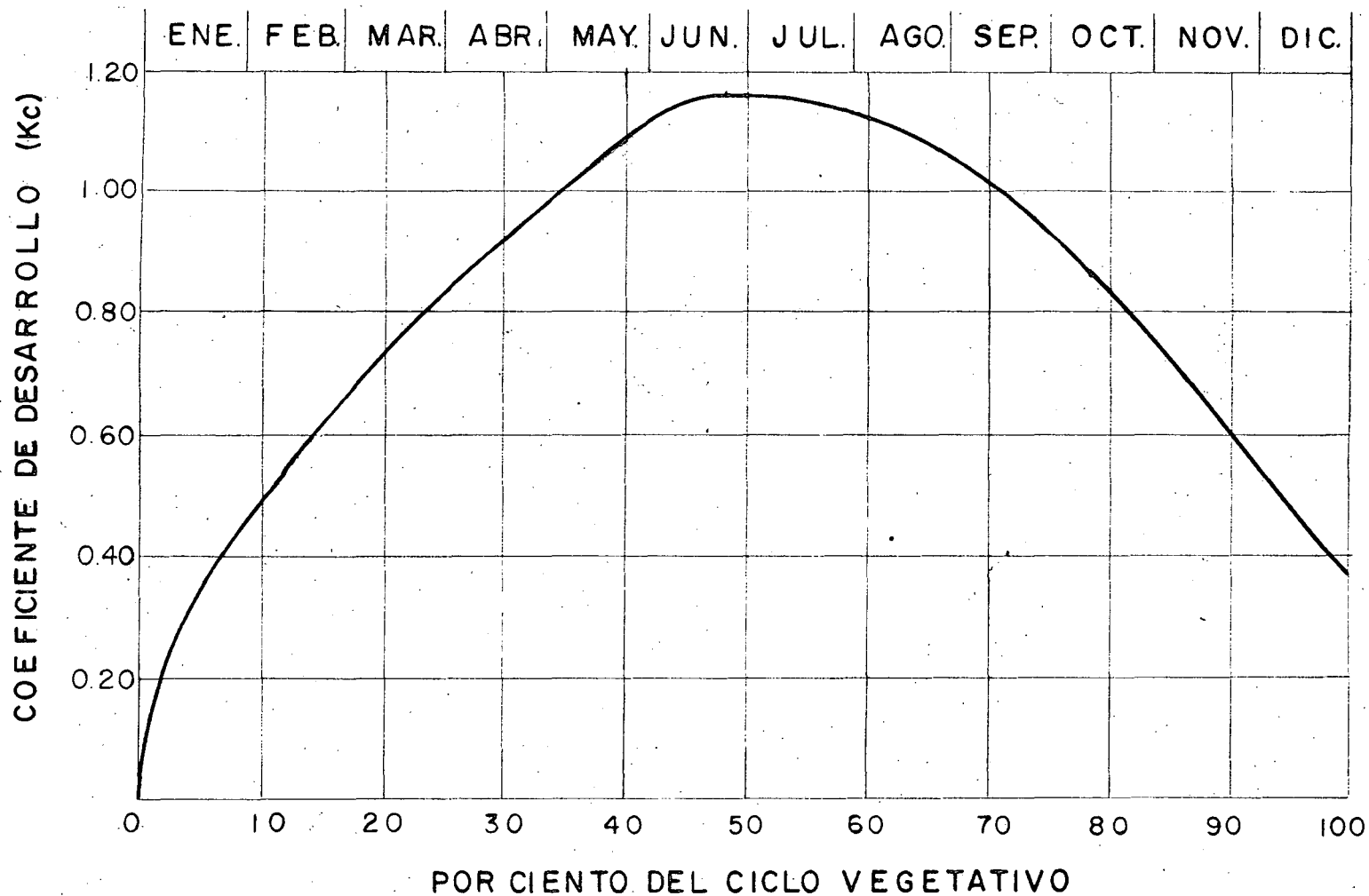
Cultivo: HEGARI
Ciclo vegetativo: 150 días
Estado: Utah (St George)

(54)



CULTIVO = ALFALFA
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS (PERENNE)
ESTADO: ARIZONA

(55)

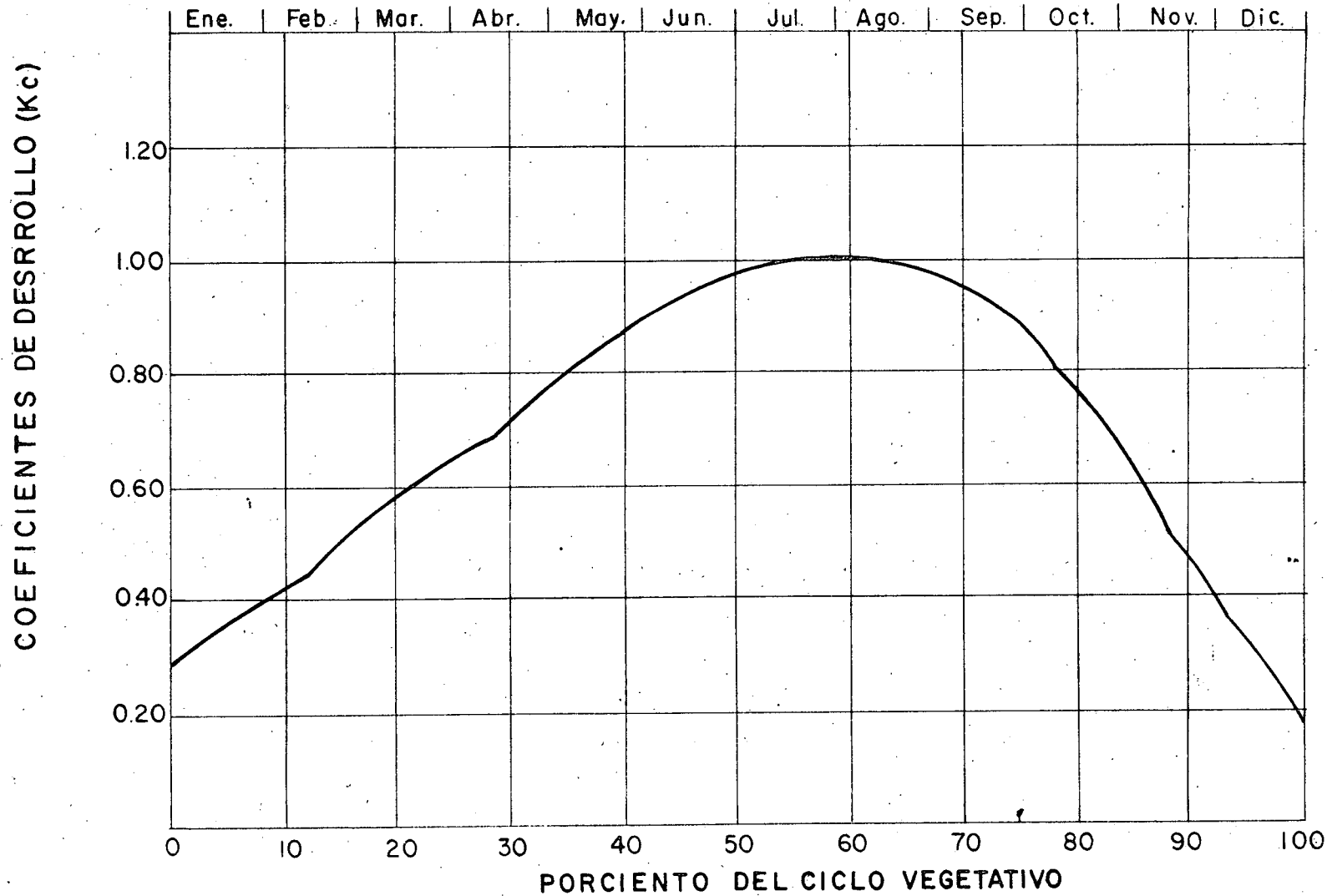


CULTIVO: ALFALFA.

CICLO VEG.: 360 días (Perenne)

ESTADO: CALIFORNIA (SAN FERNANDO VALLEY)

(56)

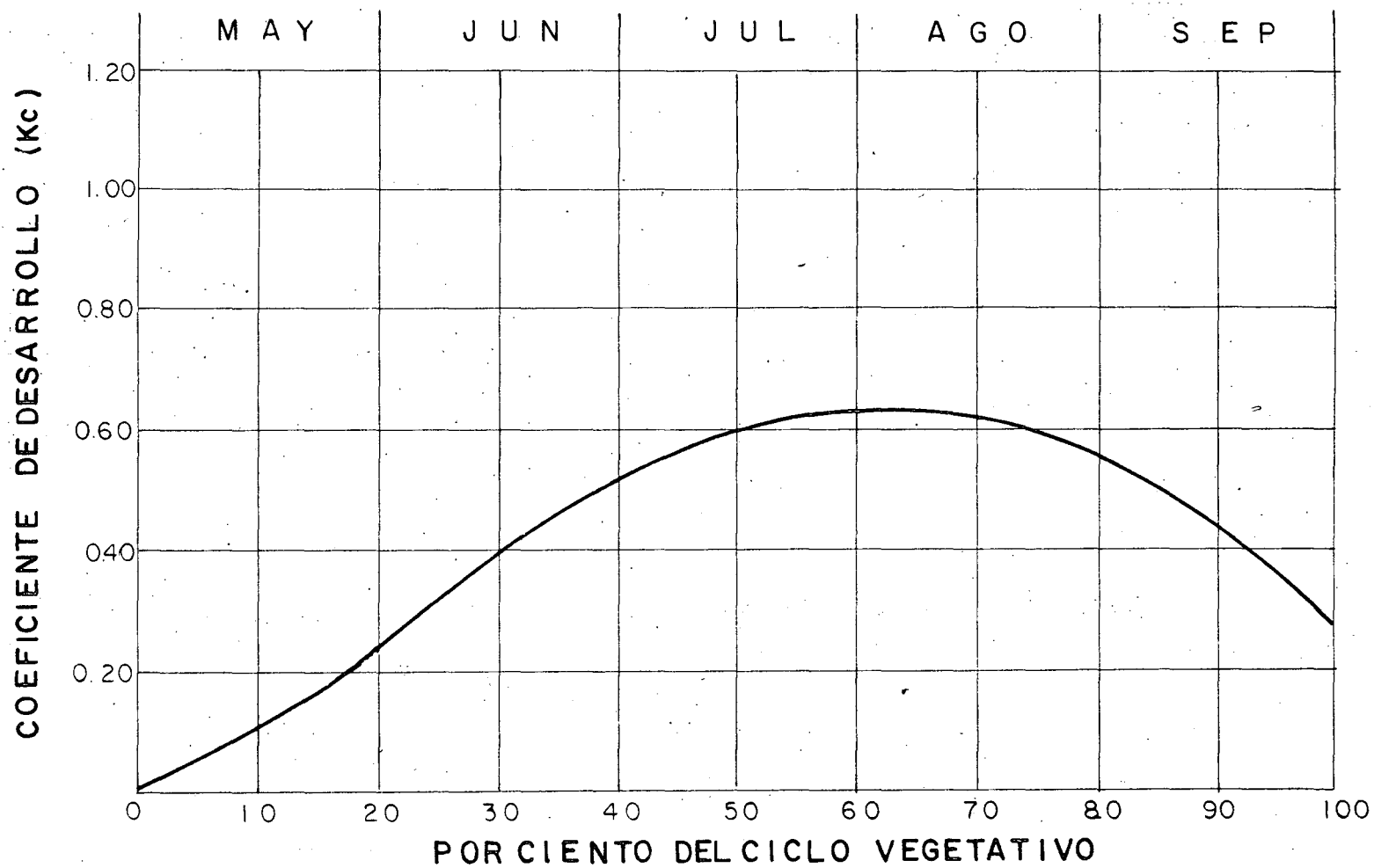


CULTIVO = MAIZ

(57)

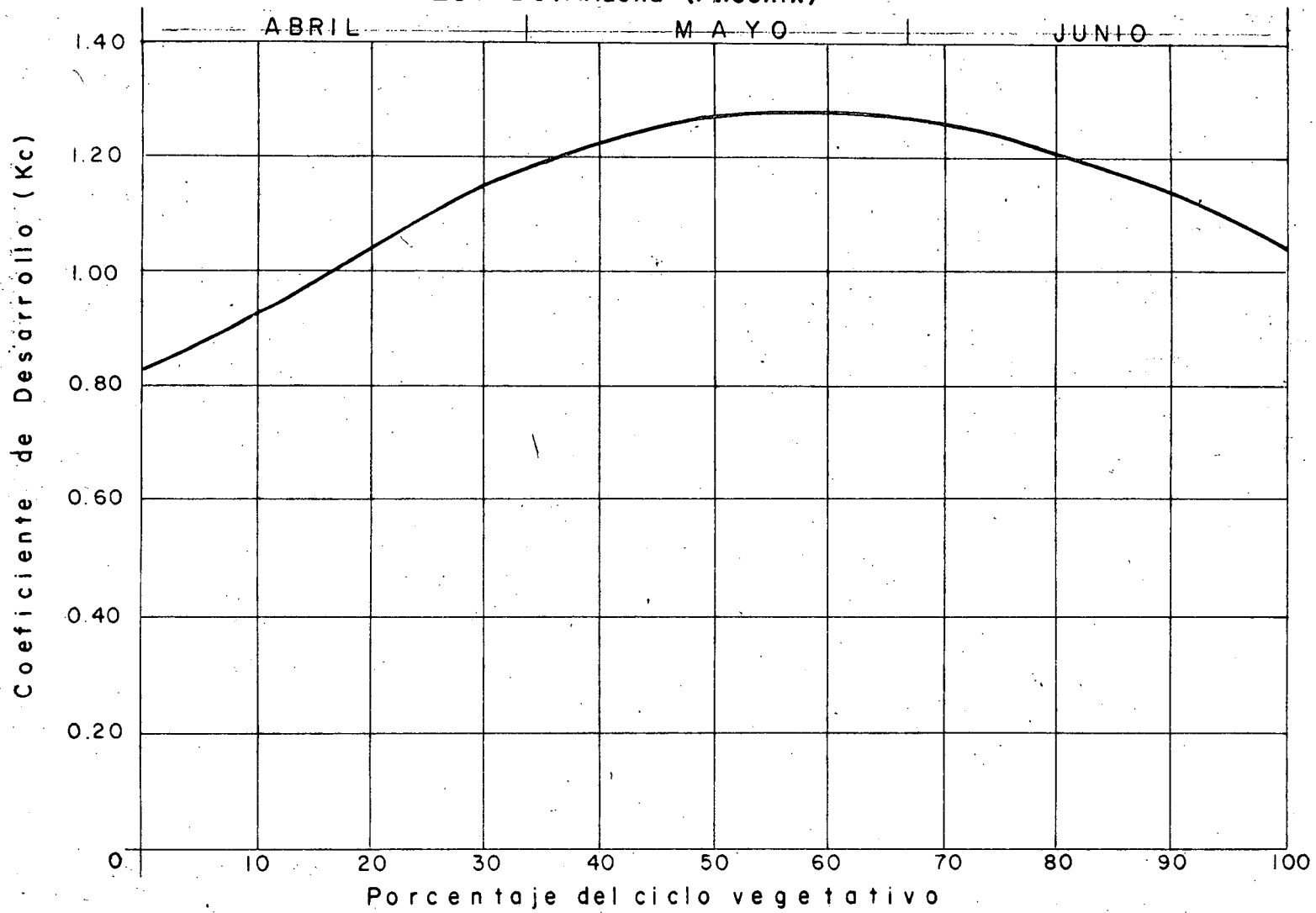
CICLO VEGETATIVO = 150 DIAS

ESTADO: CALIFORNIA (DAVIS AND SACRAMENTO)



CULTIVO: MAIZ
CICLO VEGETATIVO: 90 días
ESTADO: Arizona (Phoenix)

(58)

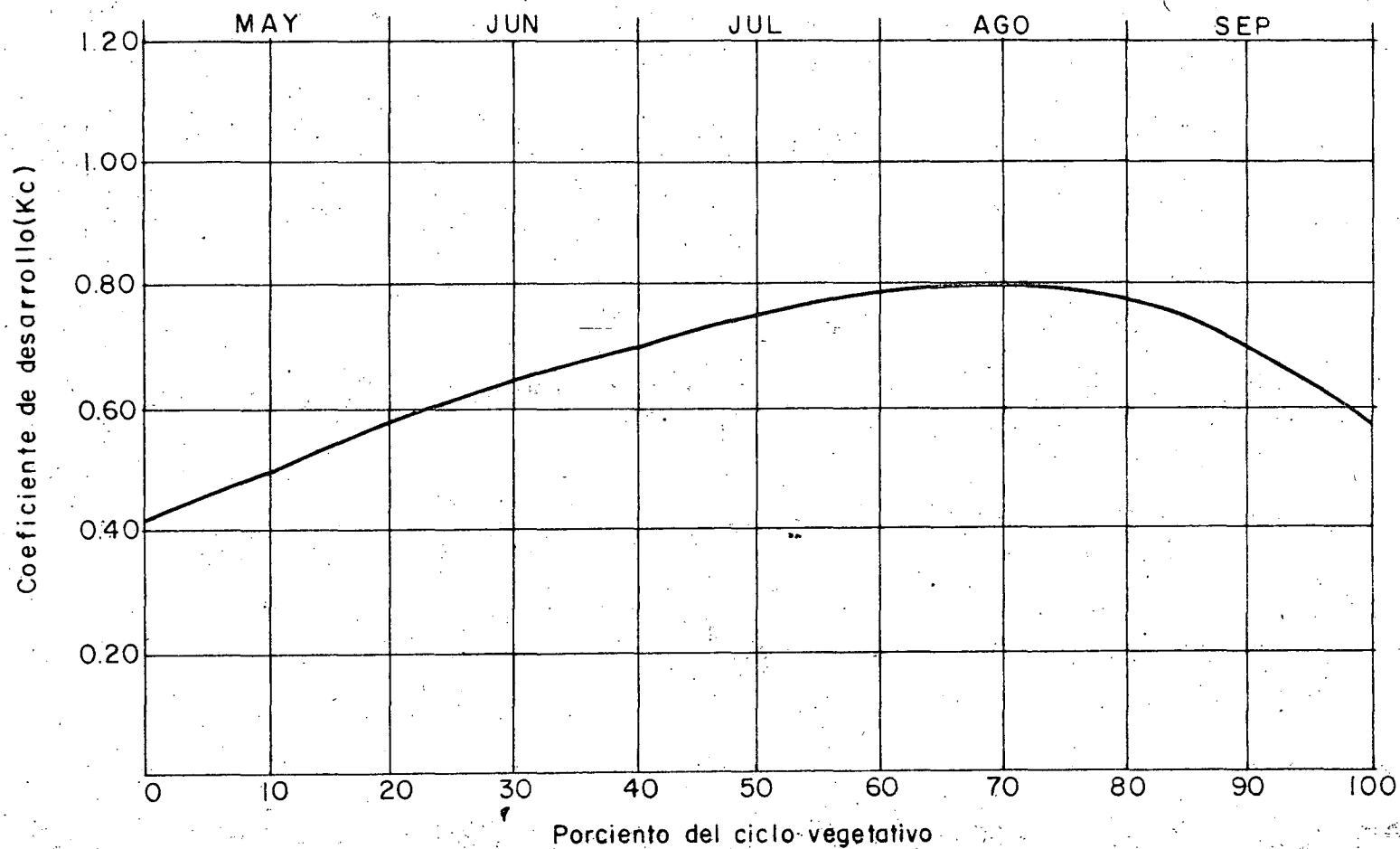


Cultivo : MAIZ

(59)

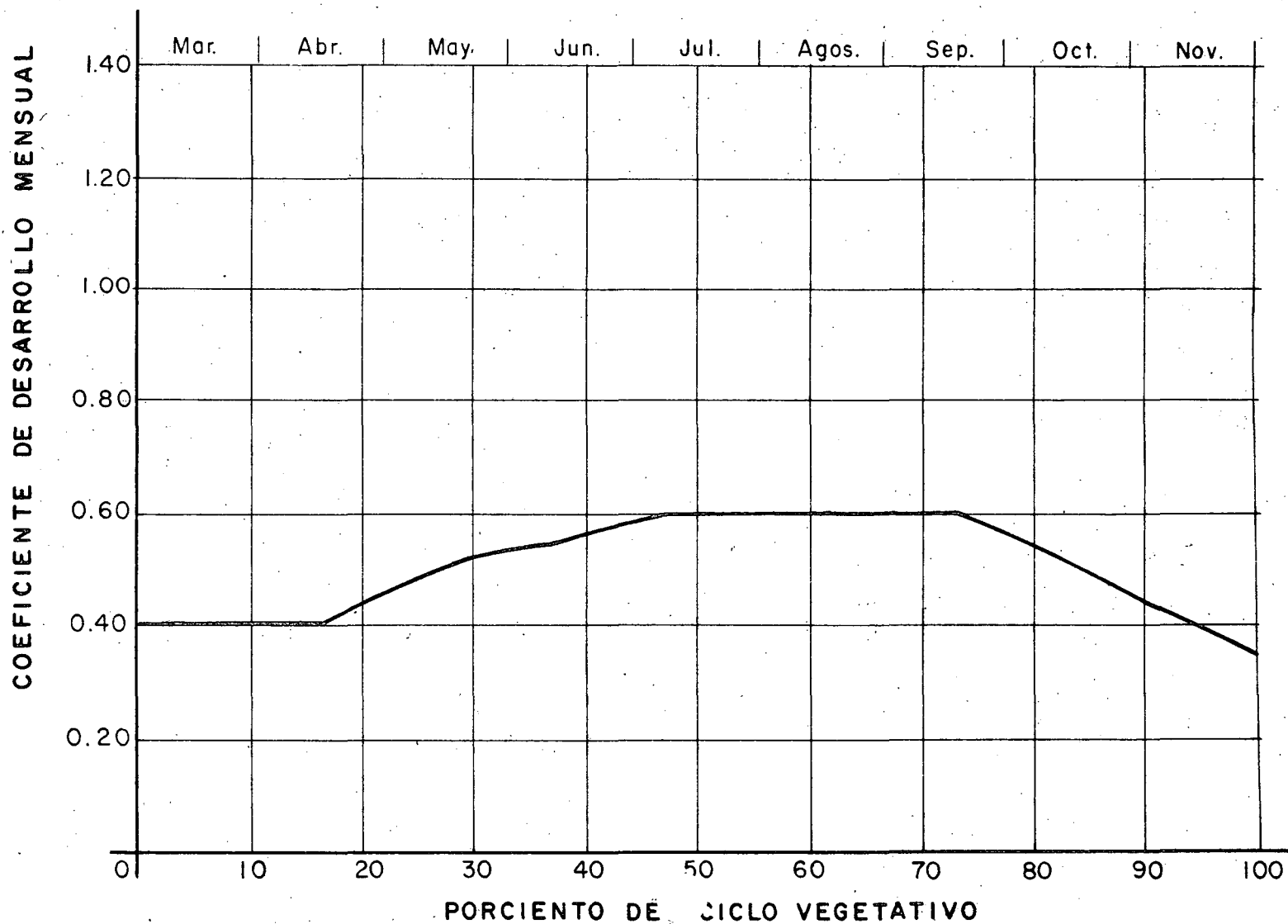
Ciclo veg: 150 días

Estado: North Dakota (Redfield Development Farm, Mandan)



CULTIVO: LIMON
CICLO VEGETATIVO: 270 dias
ESTADO: California

(60)

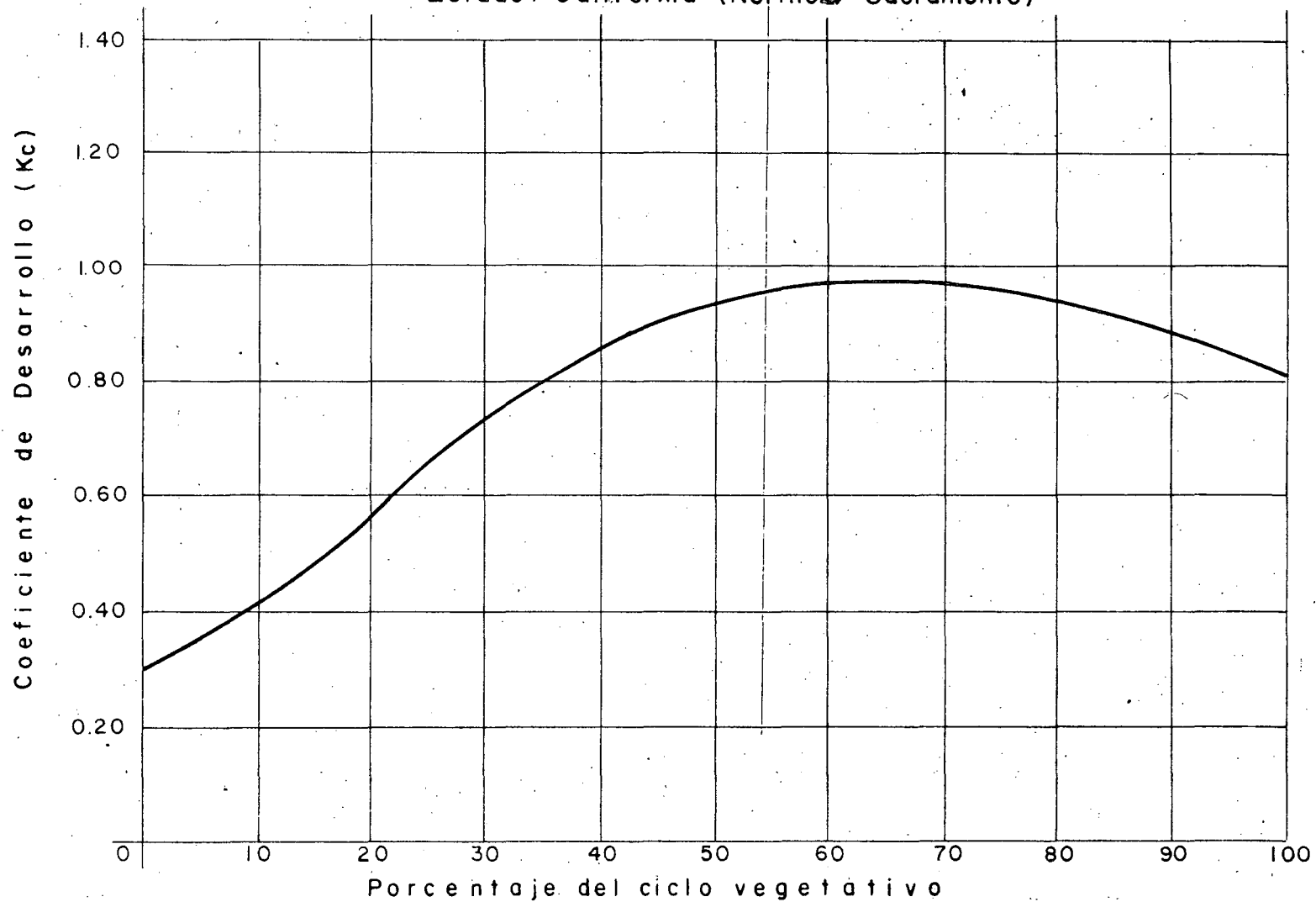


Cultivo: JITOMATE

Ciclo vegetativo: 150 días

Estado: California (Northern Sacramento)

(61)

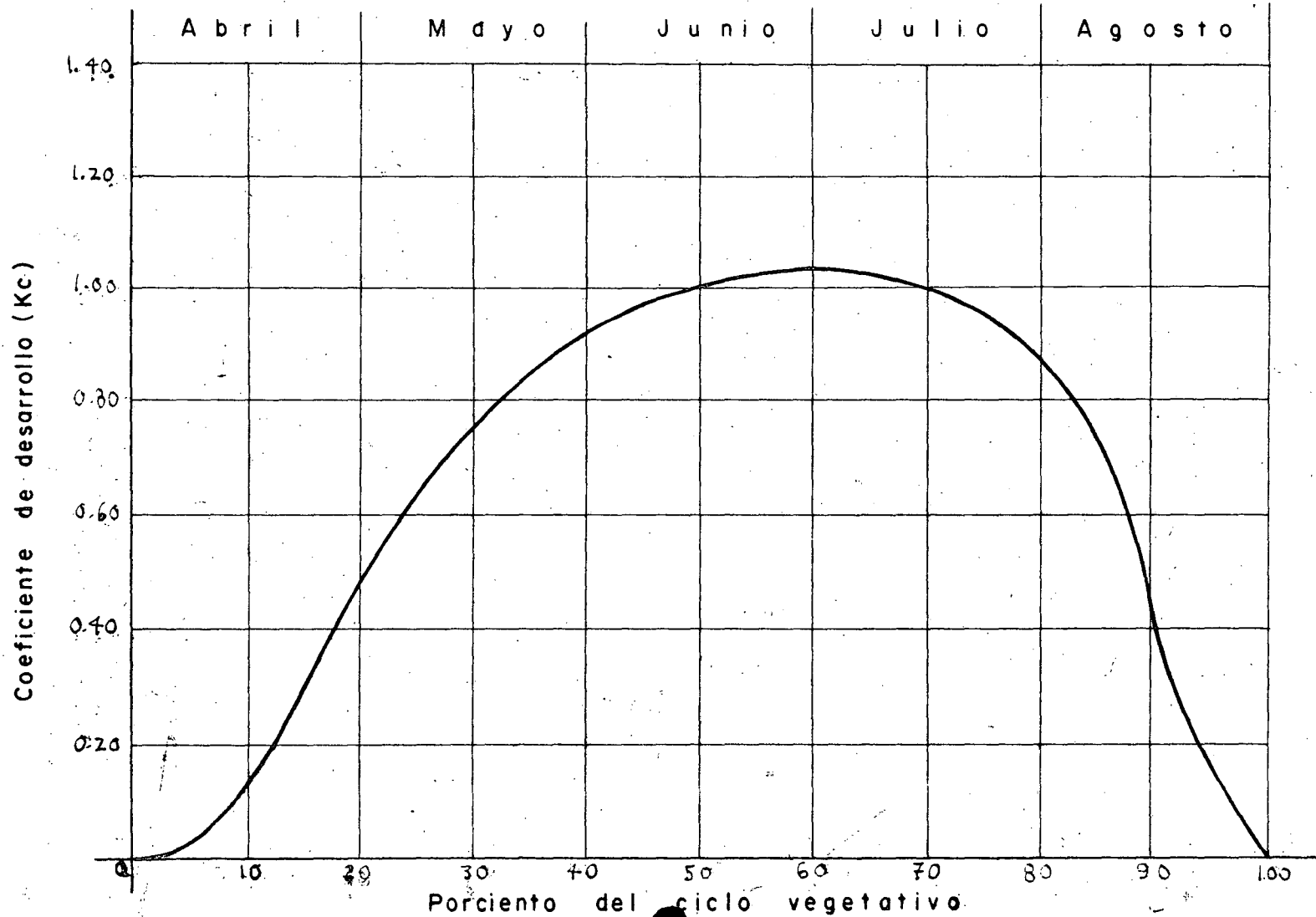


Cultivo: CEBADA

Ciclo vegetativo: 150 días

Estado: North Dakota (Deep River Development Farm)

(62)

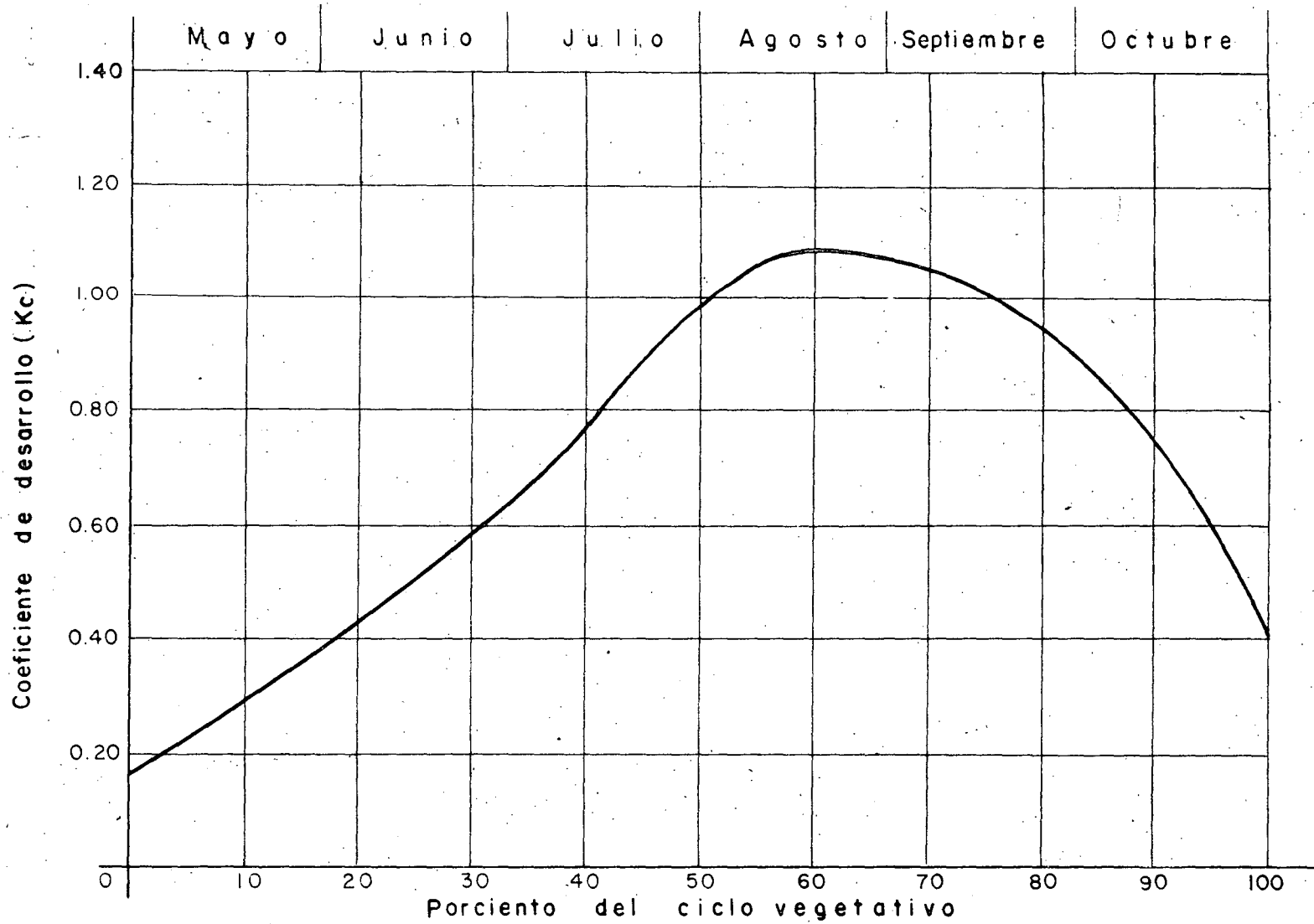


Cultivo: CEBADA

Ciclo vegetativo: 180 días

Estado: Nebraska (Scottsbluff)

(63)

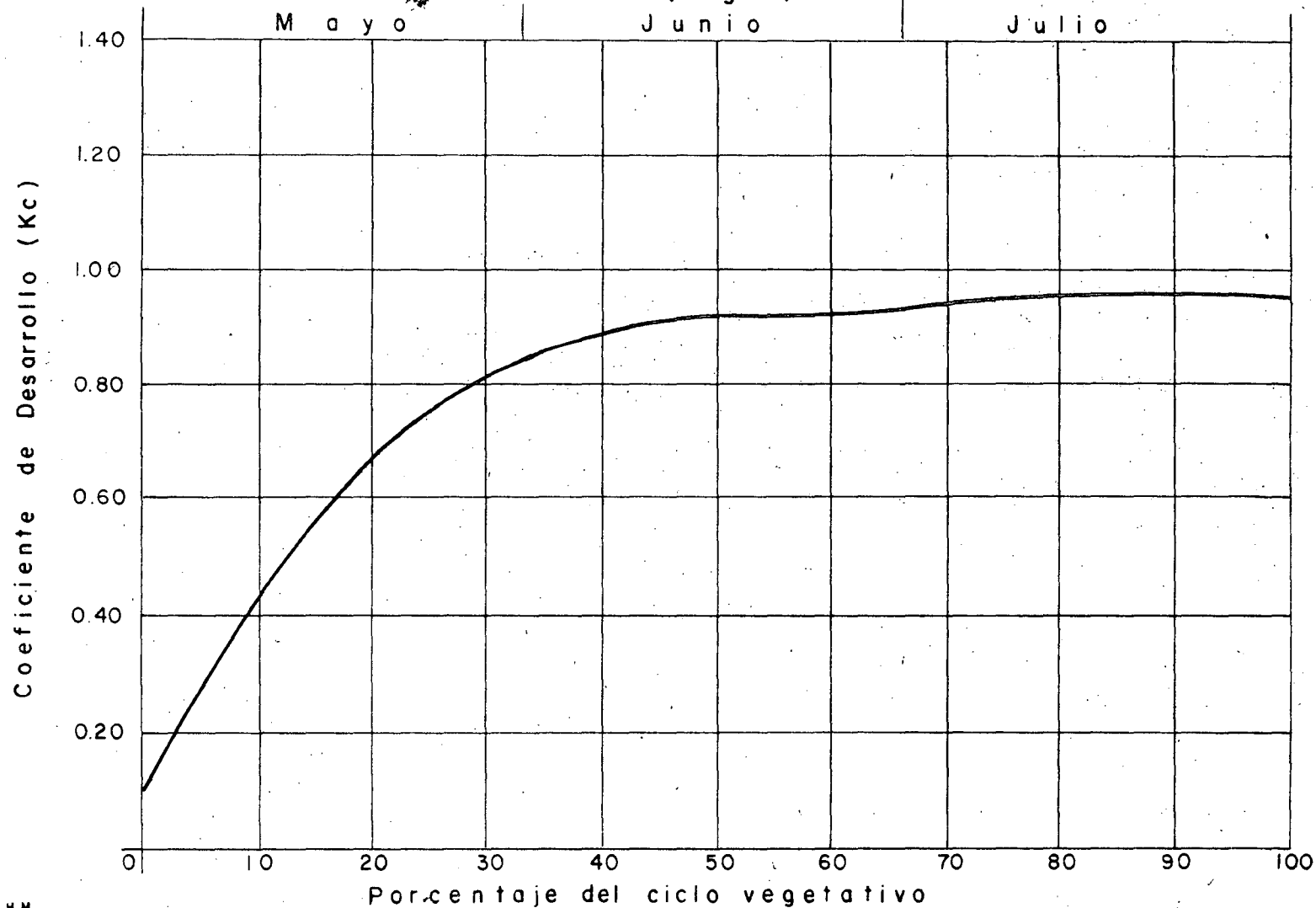


Cultivo: CEBADA

(64)

Ciclo vegetativo: 90 días

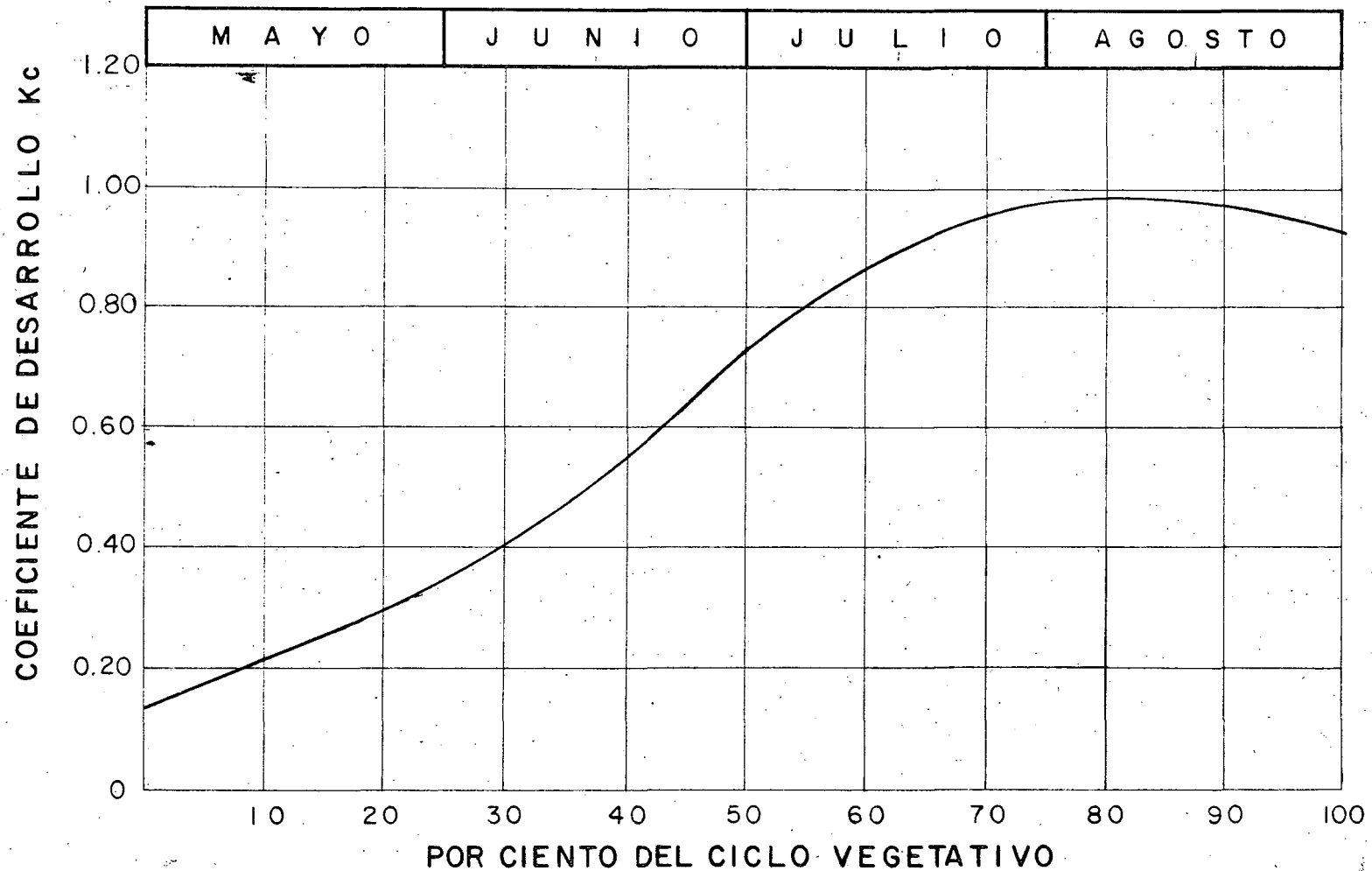
Estado: Utah (Logan)



CULTIVO = CHICHARO
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

(65)

ESTADO : UTAH (LOGAN)

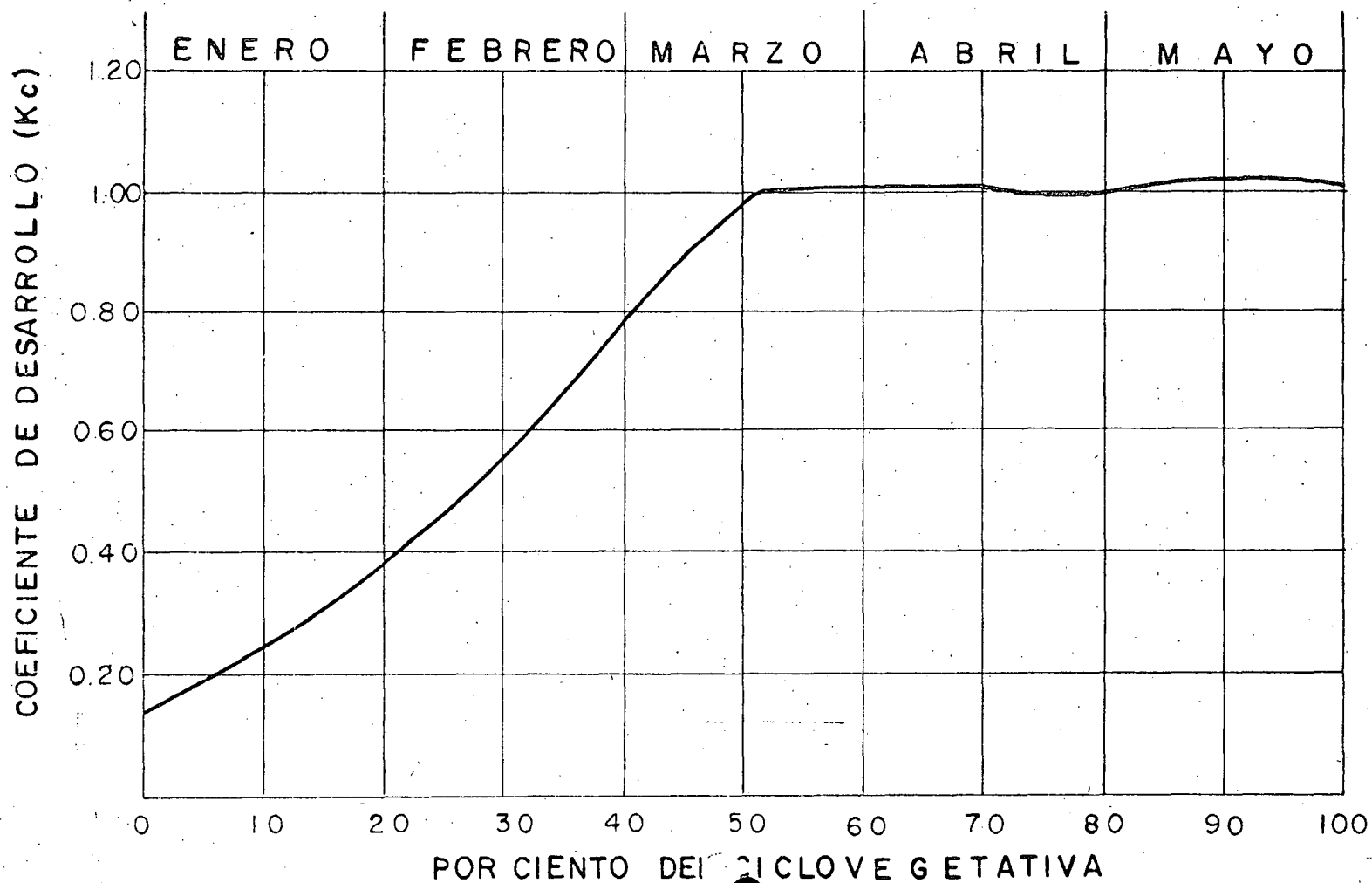


CULTIVO: CHICHAROS

CICLO VEG: 150 días

ESTADO: Arizona (Salt River Valley, Phoenix)

(66)

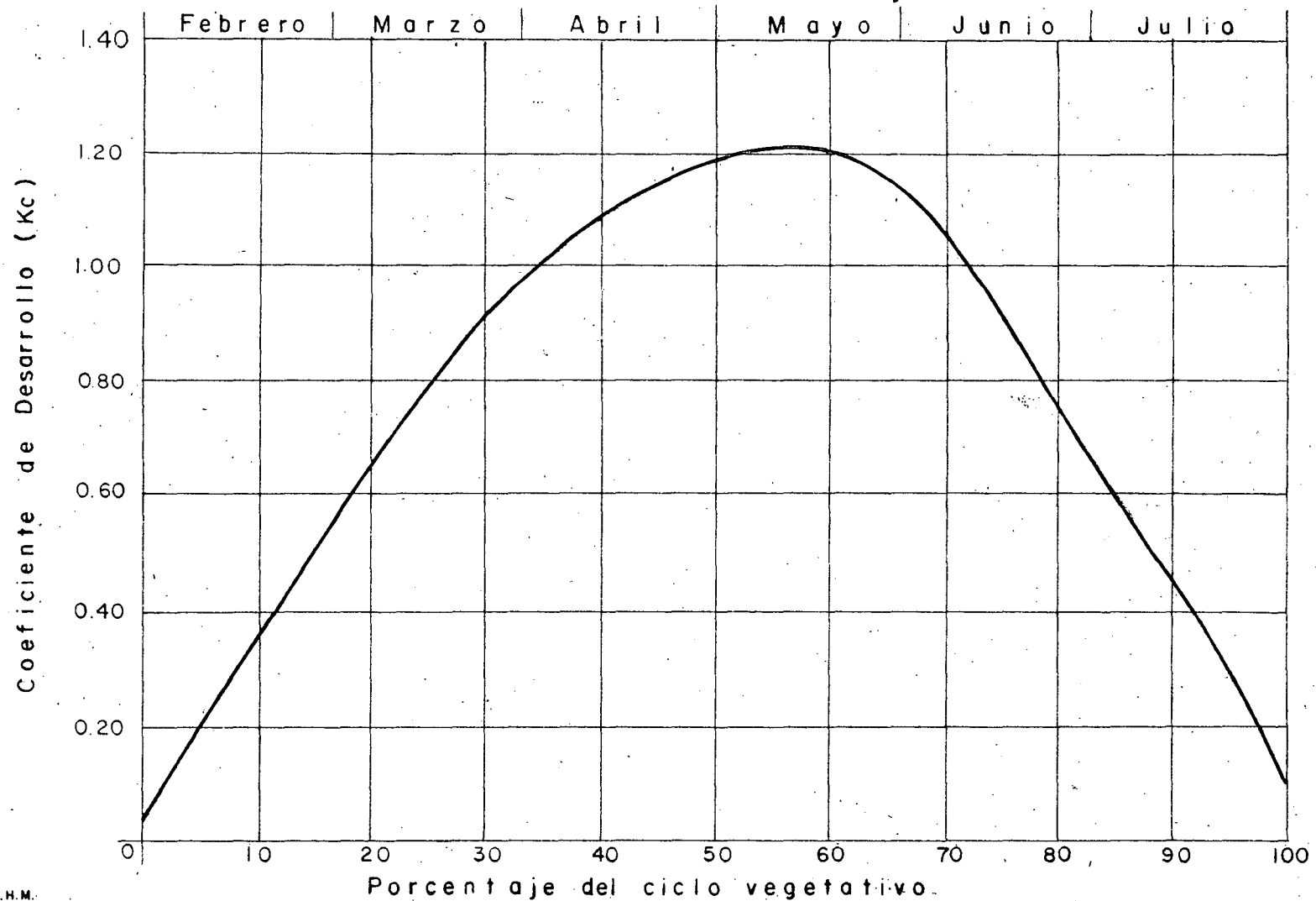


Cultivo: AVENA

(67)

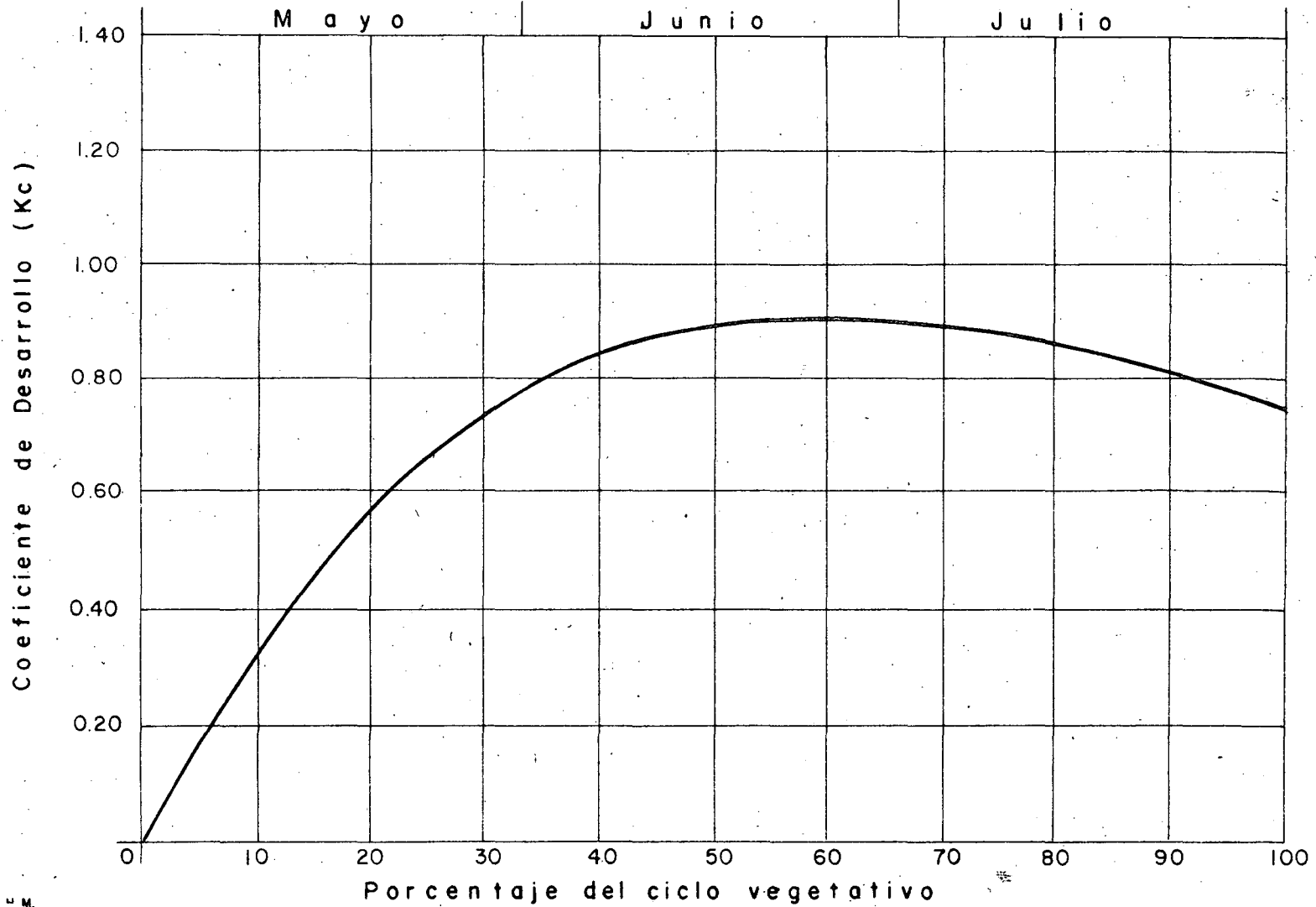
Ciclo vegetativo: 180 días

Estado: Arizona (Salt River Valley)



Cultivo: AVENA
Ciclo vegetativo: 90 días
Estado: Nebraska

(68)

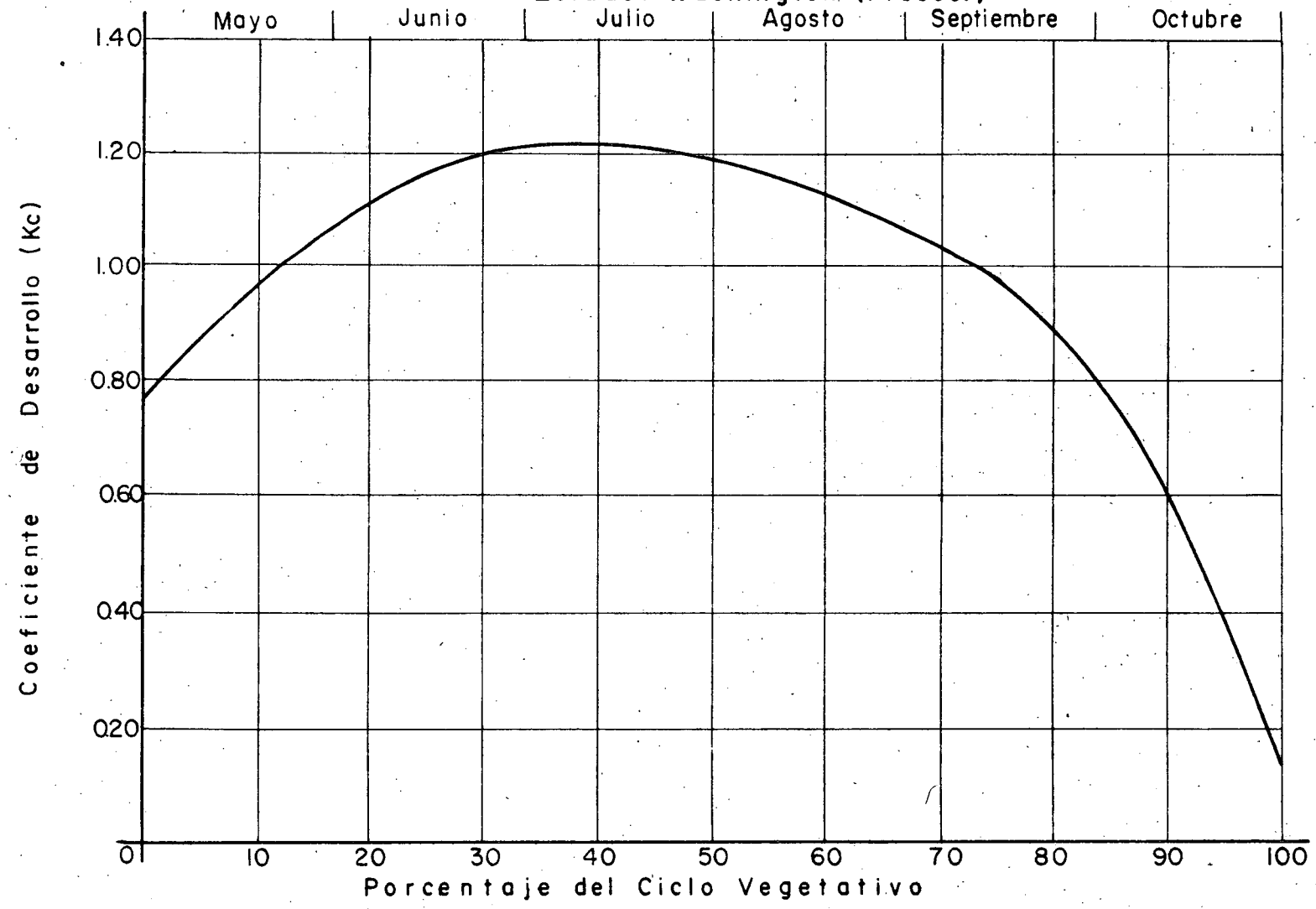


Cultivo: TREBOL

(69)

Ciclo vegetativo: 180 días

Estado: Washington (Presser)

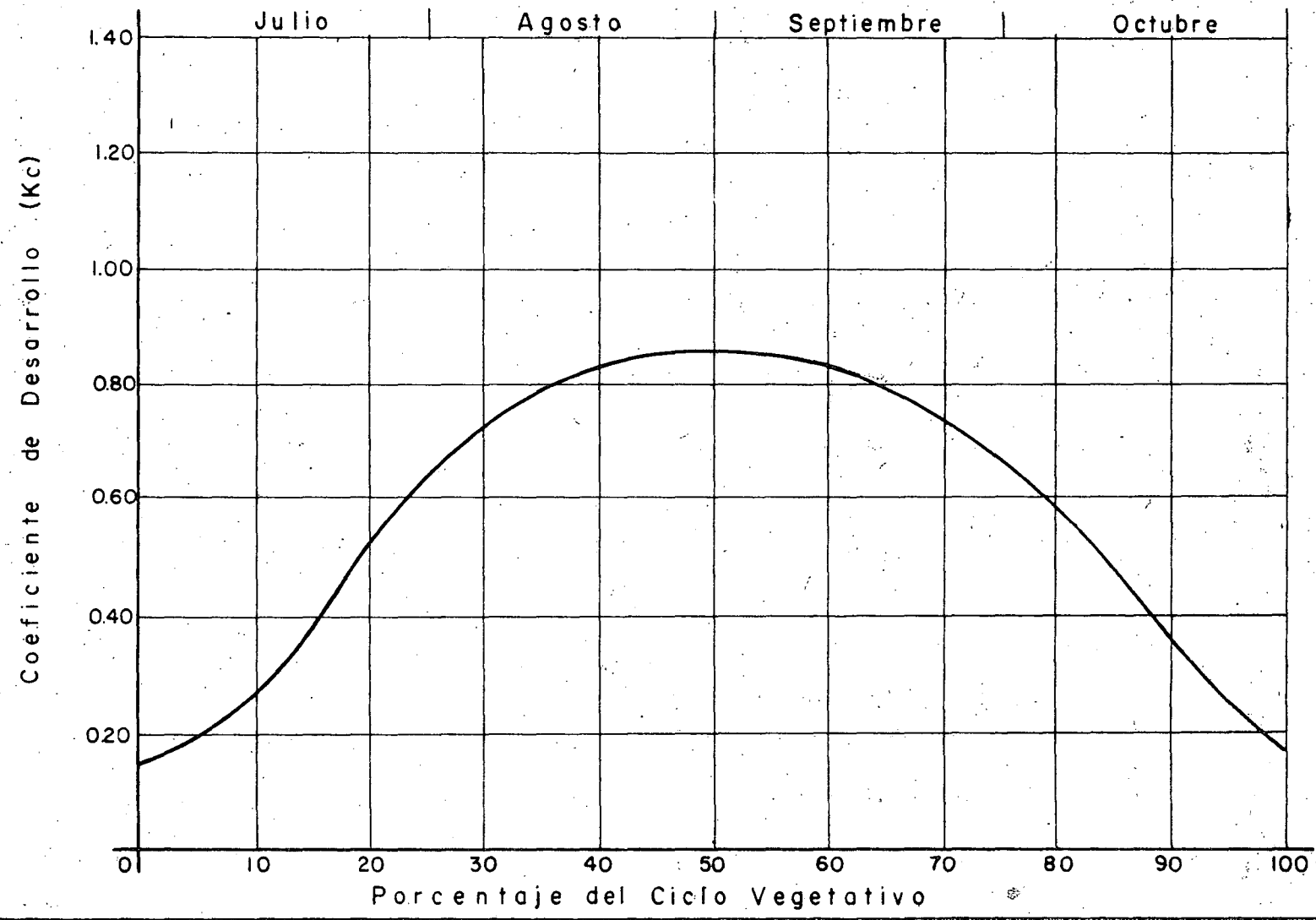


Cultivo: GUAR

Ciclo vegetativo: 120 días

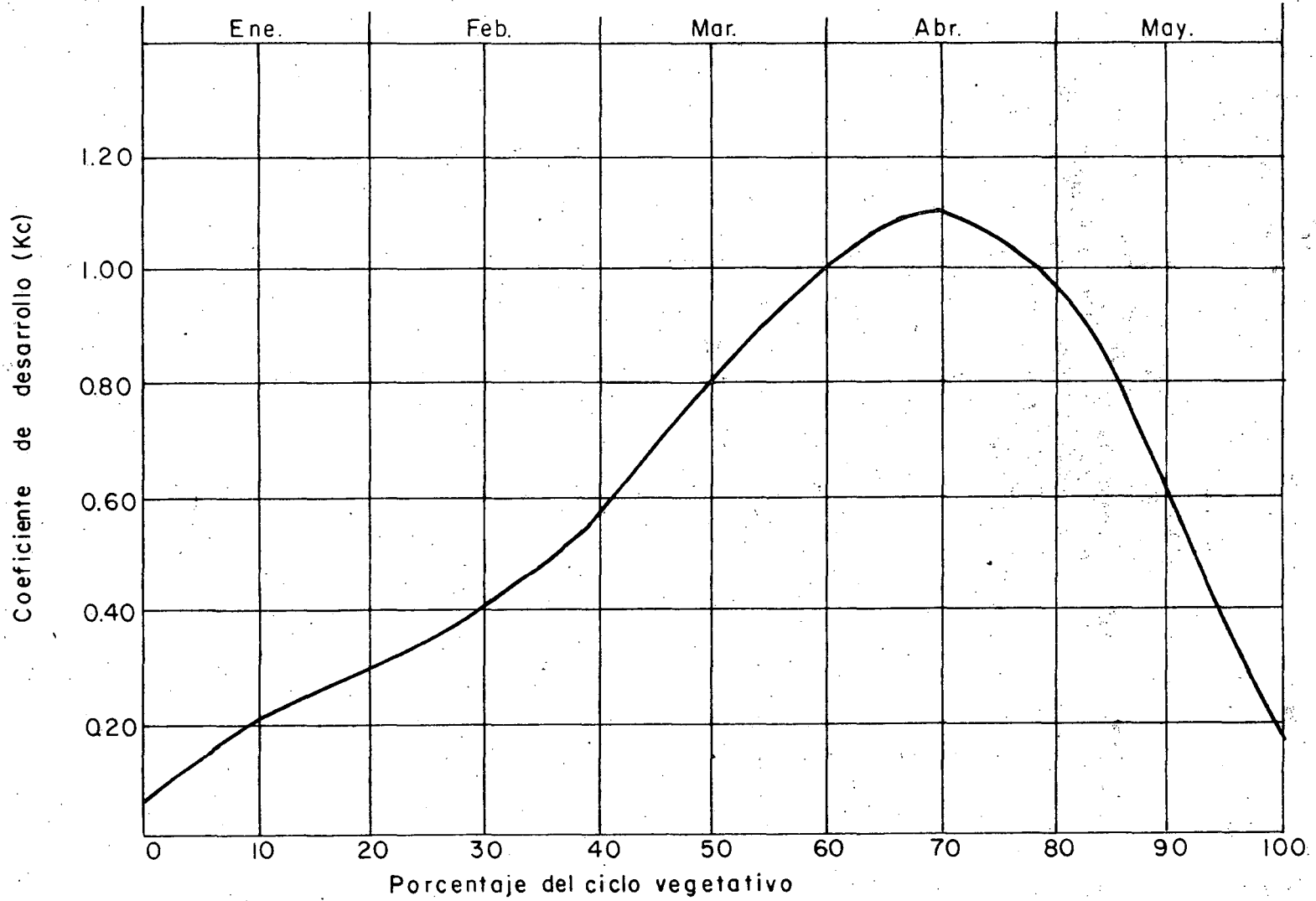
Estado: Arizona (Salt River Valley, Phoenix)

(70)



Cultivo: TRIGO
Ciclo vegetativo: 150 días
Estado: Arizona (Salt River Valley)

(71)

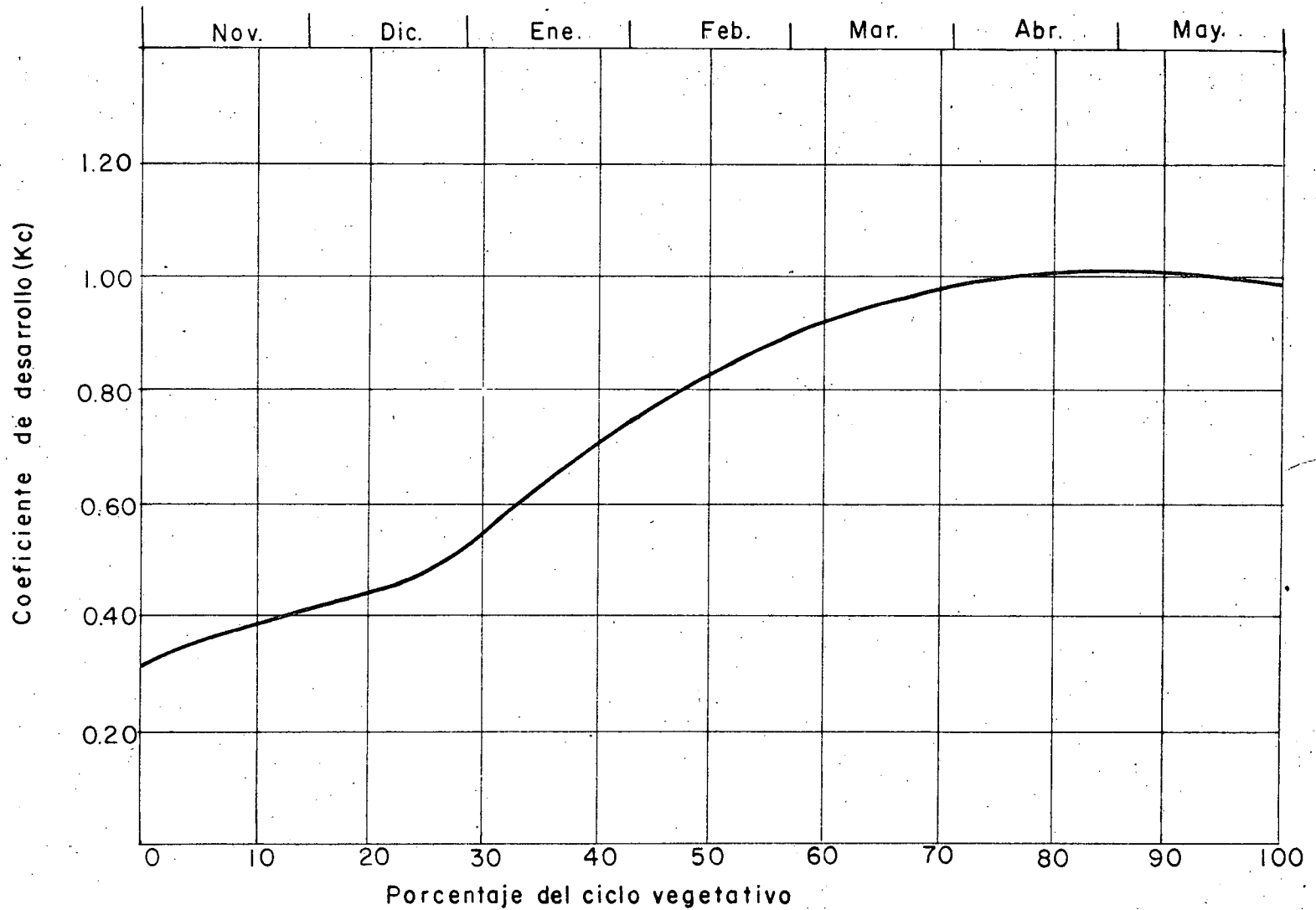


Cultivo: TRIGO

(72)

Ciclo vegetativo: 210 días.

Estado: Texas (Southwest Great Plains Field Station)

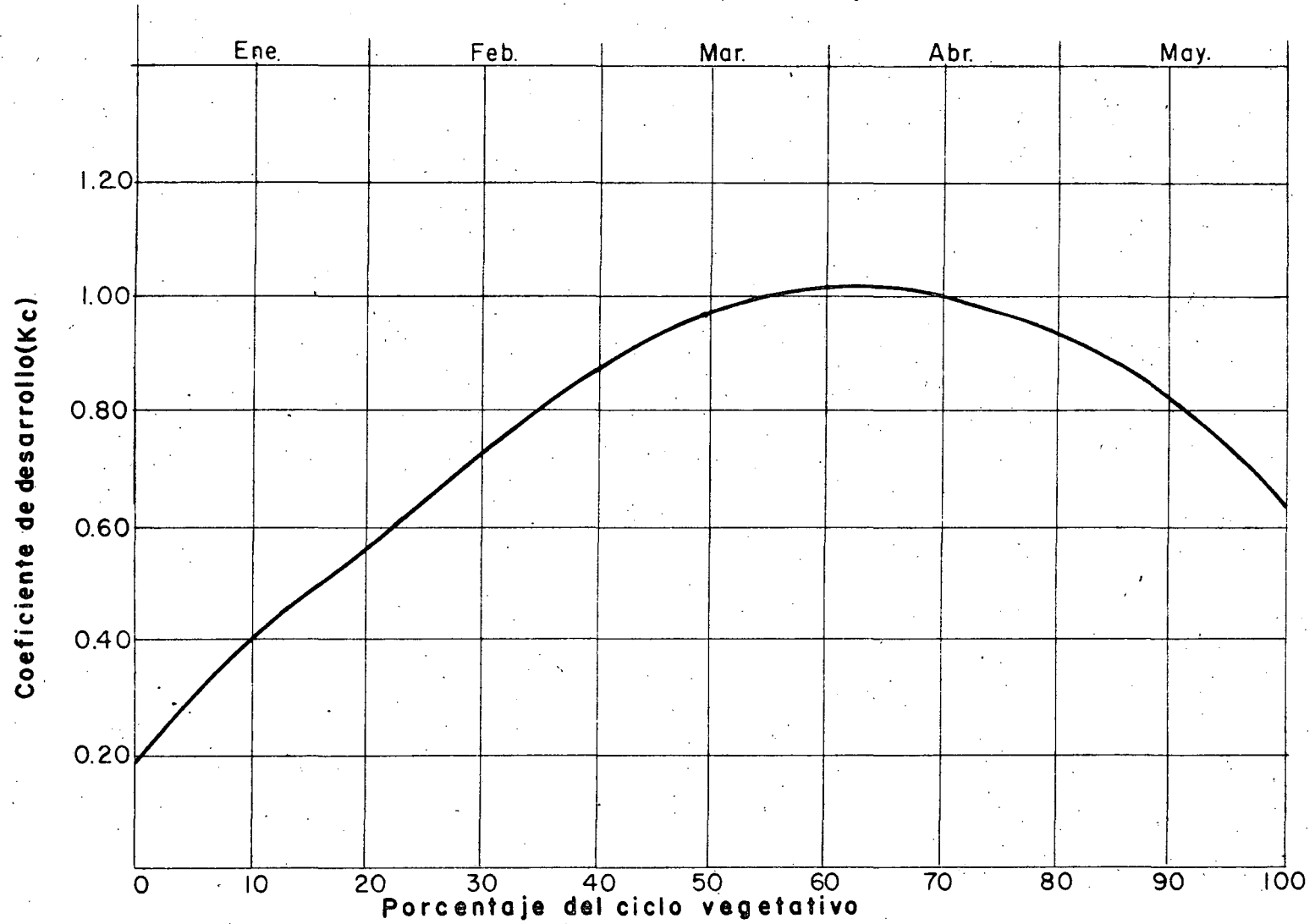


Cultivo: TRIGO

Ciclo vegetativo: 150 días

Estado: Kansas (Garden City)

(73)

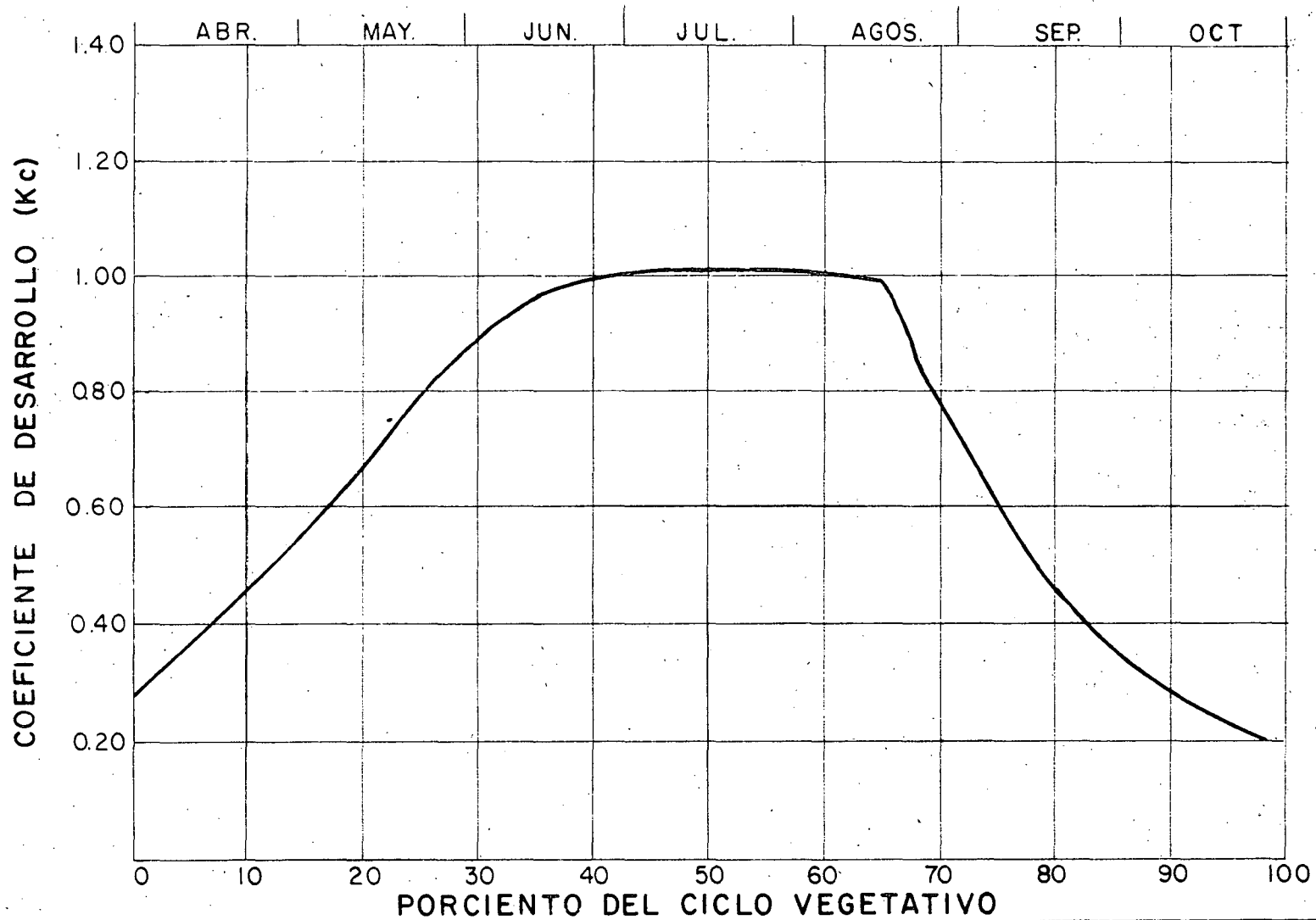


CULTIVO: BROMEGAS

CICLO VEG: 210 días

ESTADO: North Dakota (Deep River Development Farm)

(74)

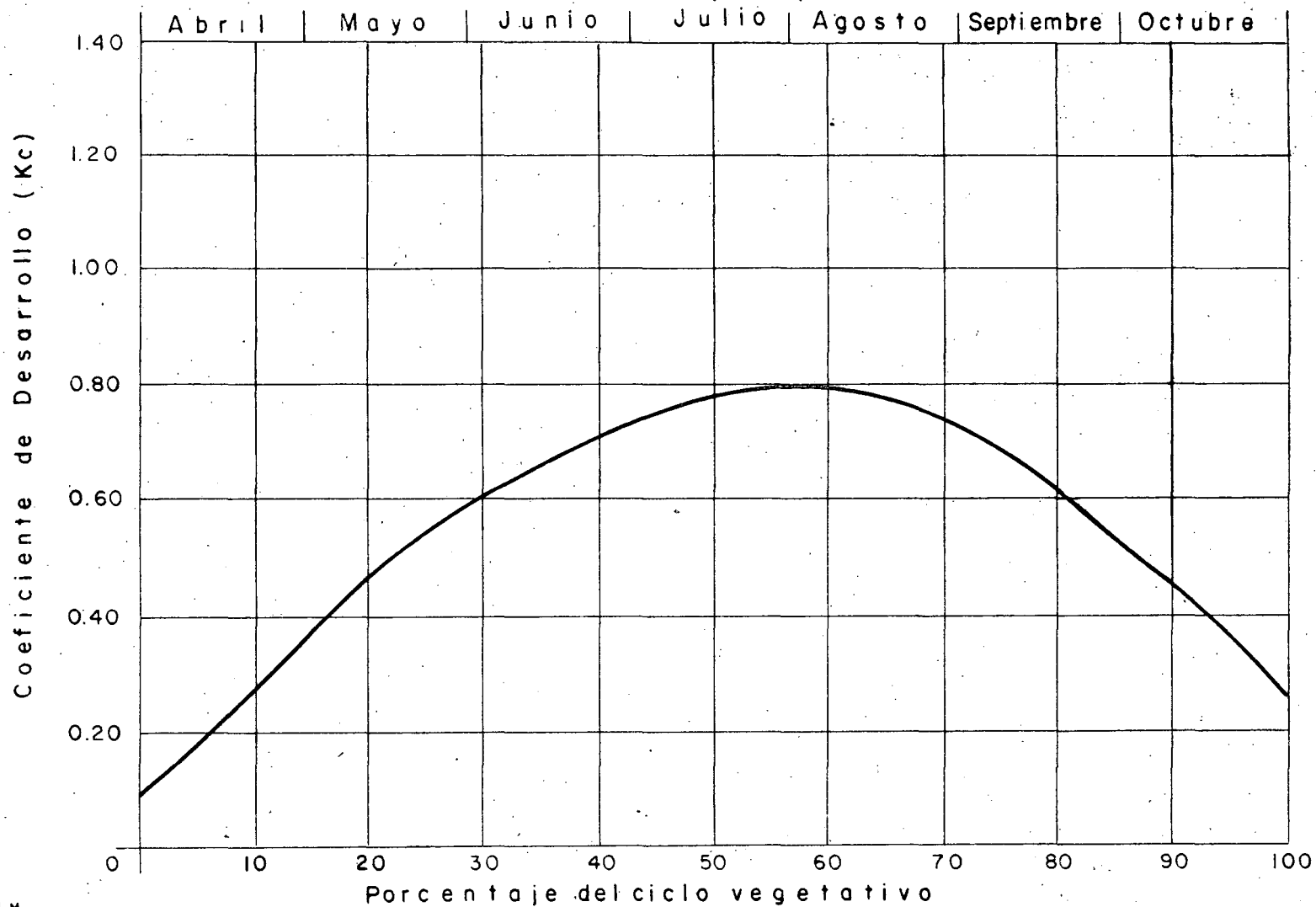


Cultivo: LEGUMBRES

(75)

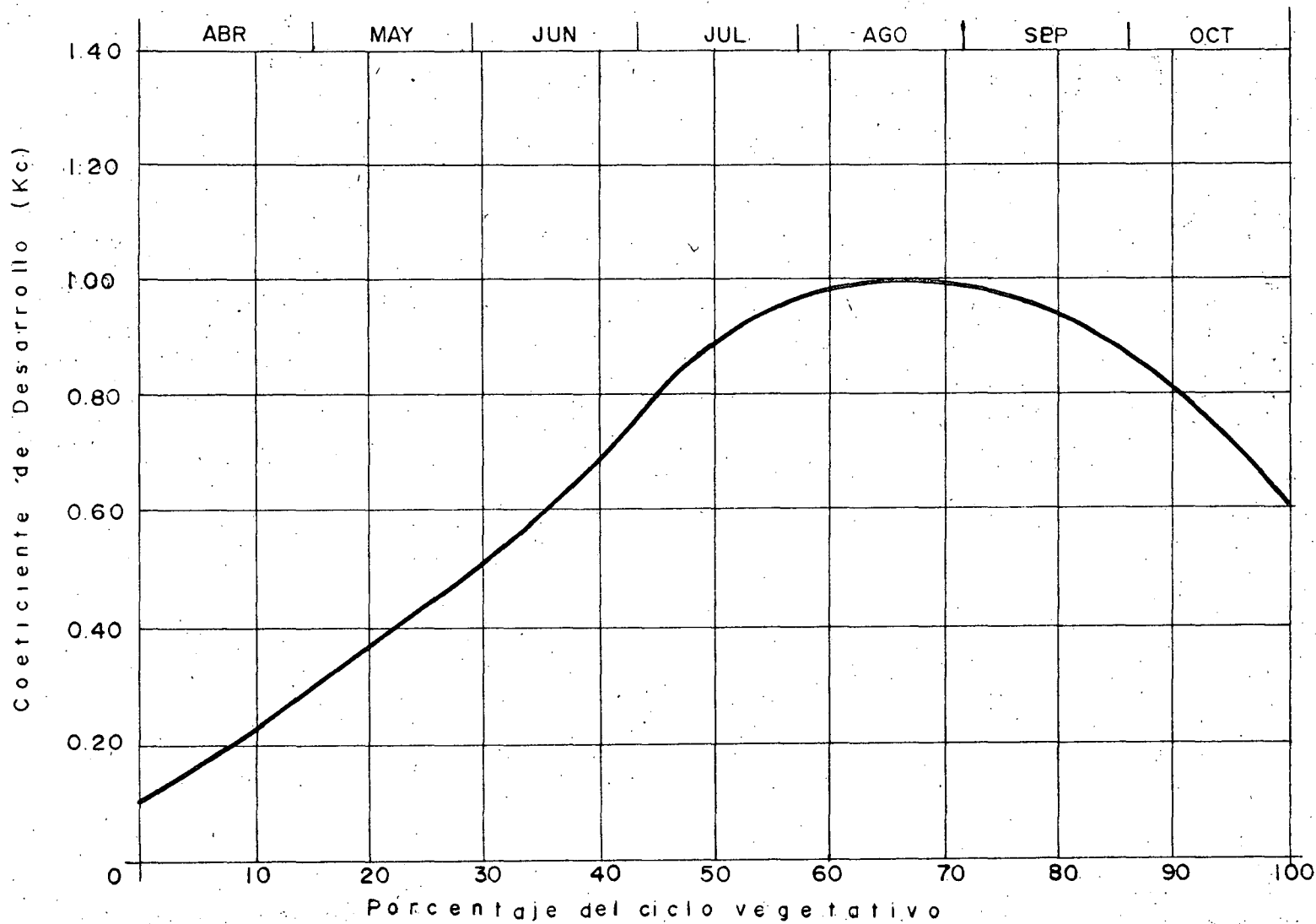
Ciclo vegetativo: 210 días

Estado: California (Delta)



CULTIVO: ALGODON
CICLO VEGETATIVO: 210 días
ESTADO: ARIZONA (Salt River Valley, Phoenix)

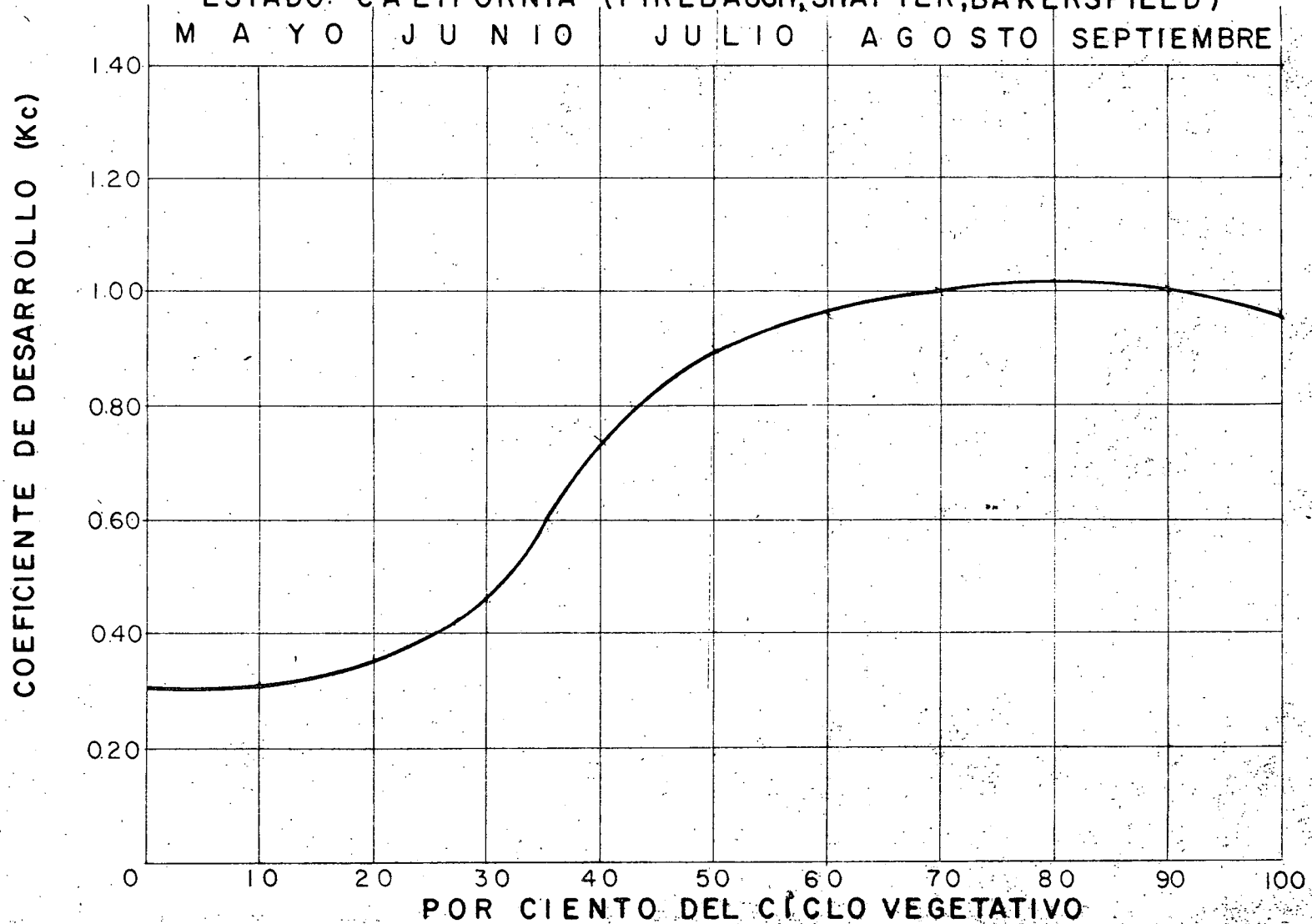
(76)



CULTIVO = ALGODON

(77)

CICLO VEGETATIVO = 150 DIAS
ESTADO: CALIFORNIA (FIREBAUGH, SHAFTER, BAKERSFIELD)







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

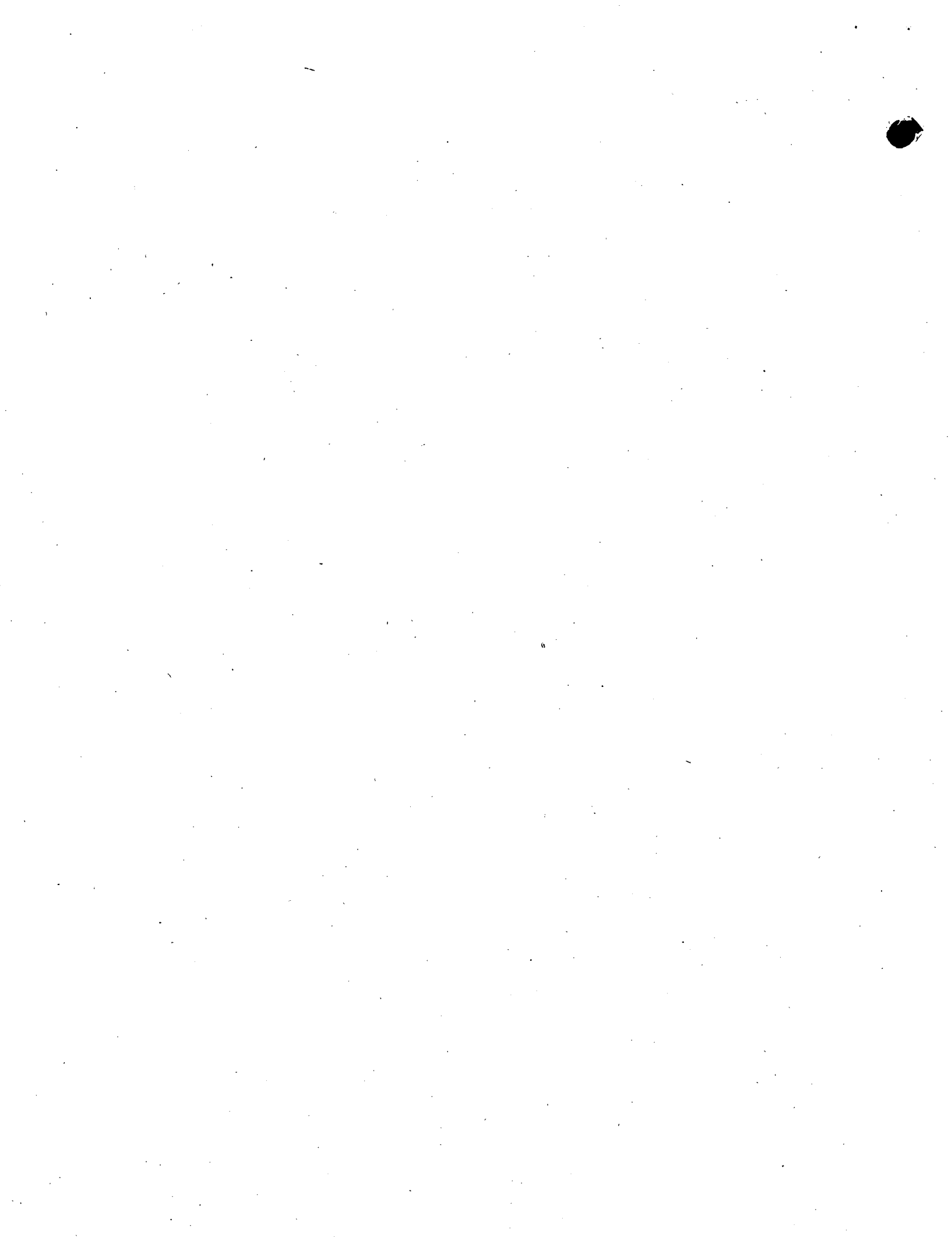


CURSO DE CAPACITACION PARA
INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO.

DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO.

ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ.
ING. HECTOR GOMEZ MONDRAGON.

1978



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 solucio - nes del problema de drenaje; que señalan los da - tos que se necesitan y dónde y cómo obtenerlos, registrarlos, analizarlos y aplicarlos; así mis - mo 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 resol - ver 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 so - lución 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 inadecua - do para desalojar los volúmenes de agua que lle - ga a una determinada zona, se hace necesario -- que el hombre construya obras de drenaje que -- vengán a resolver la deficiencia entre el drena - je natural existente y las necesidades reales de drenaje de esa zona.

El drenaje artificial generalmente comple - menta los sistemas naturales existentes, así te - nemos que los cauces naturales se pueden profun - dizar o bien cuando son escasos se construyen - nuevos cauces que permitan una mayor densidad - de estos, a fin de lograr una evacuación efi - ciente 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 constitu - ción. 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 enunciamos a contienuación.

1) Los suelos húmedos son impermeables al aire.

Cuando la cantidad de agua que contiene el suelo es excesiva, los intersticios situados entre las partículas de tierra están completamente 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 completamente. 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 suelo. 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 virtud 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 va - ría 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 traba - jar.-

Resulta, después de numerosas medidas efec - tuadas, que las tierras húmedas exigen, tanto - para las labores como para las formas de culti - vo, un derroche de fuerza de 25 a 30% más consi - derable 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 lly - viosa, la tierra, demasiado pastosa, ofrece una gran resistencia a los aperos, que, naturalmen - te resbalan sobre el suelo, se hunden y están - en malas condiciones para el trabajo; si las em - pezamos 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 pue - de 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 incon - venientes que todo agricultor tiene que compro - bar por él mismo, y que son muy graves. En pri - mavera, 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 airea 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 escurre 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 aireación 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 efectadas 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.

12

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:

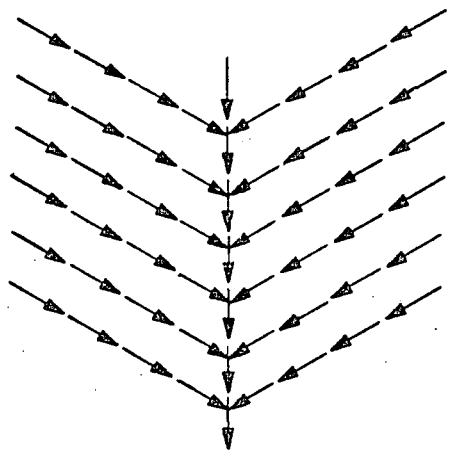
- a) Drenaje libre (al azar)
- b) Espina de pescado.
- c) Paralelos o emparrillados (a 30°, 60° y 90°).

15

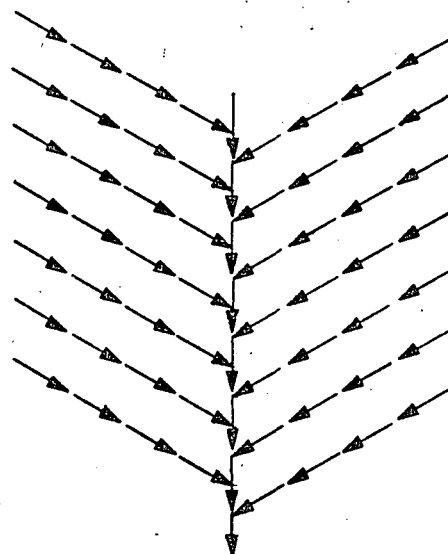
d) Doble Principal.

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.

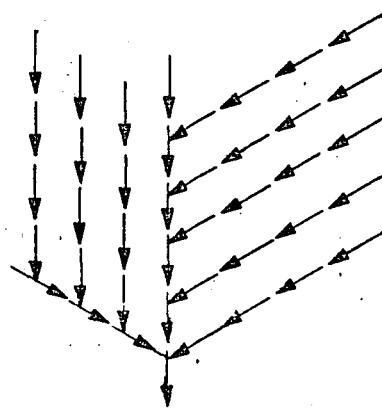
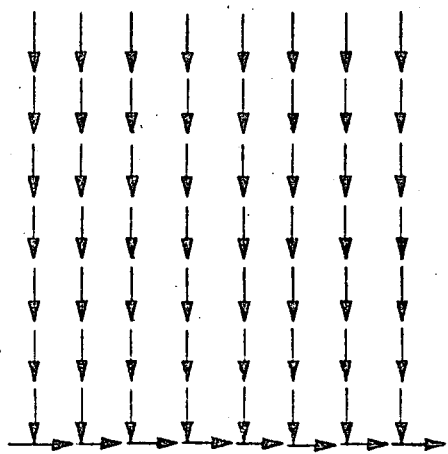
Los demás tipos de disposición se usan más fre-
cuentemente cerrados y en su trazo influye fuer-
temente el estudio freamétrico.



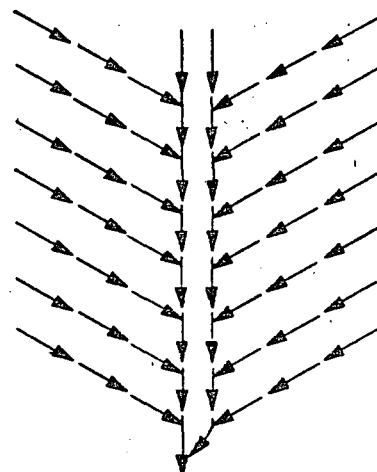
a.- Espina de pescado



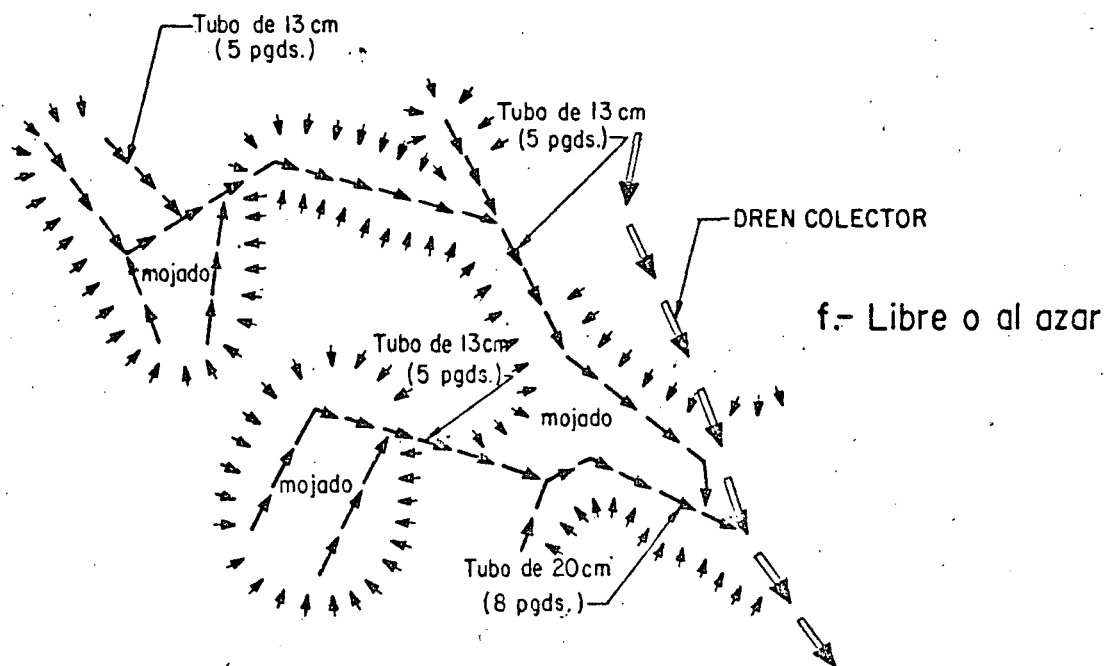
b.- Espigado



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 (ó 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 subterráneos superficiales, 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 abierta

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

19

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 llegado 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 naturales y artificiales a cielo abierto que tienen como - objetivos principales los siguientes:

- Eliminación de los excesos de agua superficial, ocasionados por la lluvia, riego y -- desfuegos 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 utilizarlas en la agricultura.
- Permitir el desalojo de los escurrimientos de cuencas externas que llegan a las áreas de riego.

- 10
- 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 desalojo 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.

21

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 renos 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 100 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 desfogues de aguas de -- las parcelas por sobrantes de agua de riego, escurrimiento del agua de lluvia y desfogues 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 freáticos.

Se desea hacer notar que en aquellos Distritos de Riego en donde con el tiempo se han presentado - problemas de drenaje (consistente en niveles freáticos altos) son aquellas zonas, en las que la separación 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 solucionar en la mayoría de los casos los problemas debidos a mantos freáticos altos, sin necesidad de recurrir 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 condiciones 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 posi -- ble la elevación de los niveles freáticos y satisf -- cer los requisitos que se necesitan para un funcio -- namiento 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 necesar - io 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 suficientes 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.

29

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)

	S U P E R F I C I E S (HAS)				LIBRE DE SALES	OBSERVACIONES
	META TOTAL	A F E C T A D A S		NO CULTIVABLE		
		MAL DRENAJE	ENSALITRAMIENTO TOTAL			
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	
43. 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	SÚPERFICIES (HAS)				LIBRE DE SALES	OBSERVACIONES
	META TOTAL	A F E C T A D A S				
		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. METZITLAN, 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. PEÑITAS, 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. TEPECCACUILCO, 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	431 374	

ZONAS Y DISTRITOS	SUPERFICIES (HAS)				LIBRE DE SALES	OBSERVACIONES
	META TOTAL	MAL DRENAJE	ENSALTRADAS			
			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. CAMPECHE, 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	90-100	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.

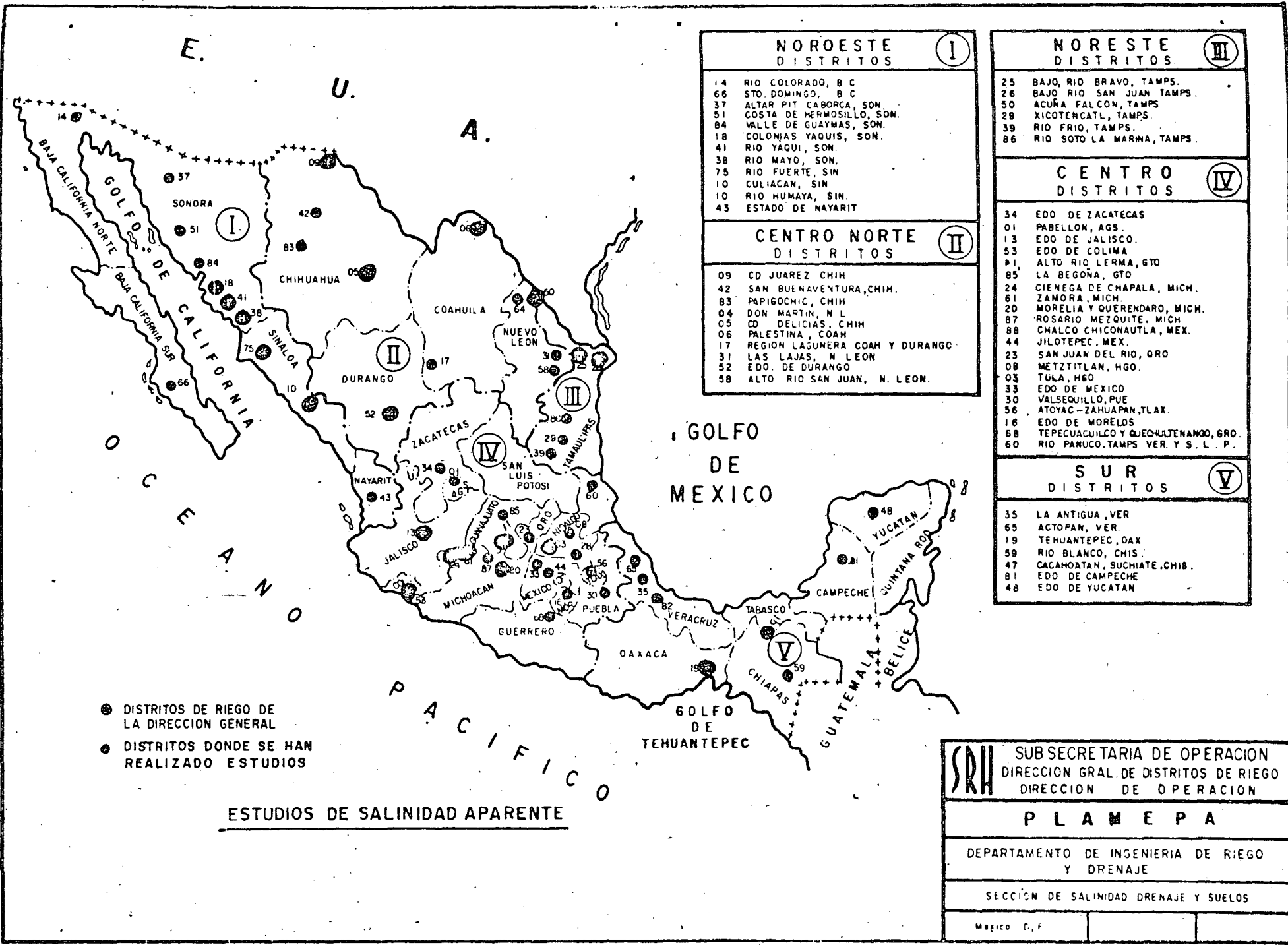
JERARQUIZACION DE DISTRITOS CON
PROBLEMAS DE ENSALITRAMIENTO

ANEXO Núm. 3

DISTRITOS	SUP. NETA	ENSALITRAMIENTO	
	TOTAL (HAS)	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
53. 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 COLORADO, B C
66	STO DOMINGO, B C
37	ALTAR PIT CABORCA, SON.
51	COSTA DE HERMOSILLO, SOM.
84	VALLE DE GUAYMAS, SON.
18	COLONIAS YAQUIS, SON.
41	RIO YAQUI, SON.
38	RIO MAYO, SON.
75	RIO FUERTE, SIN
10	CULIACAN, SIN
10	RIO HUMAYA, SIN.
43	ESTADO DE NAYARIT
CENTRO NORTE DISTritos II	
09	CD JUAREZ CHIH
42	SAN BUENAVENTURA, CHIH.
83	PAPIGOCHIC, CHIH
04	DON MARTIN, N L
05	CD DELICIAS, CHIH
06	PALESTINA, COAH
17	REGION LAGUNERA 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.
26	BAJO RIO SAN JUAN TAMPS.
50	ACUÑA FALCON, TAMPS
29	XICOTENCATL, TAMPS.
39	RIO FRIO, TAMPS.
86	RIO SOTO LA MARINA, TAMPS.
CENTRO DISTritos IV	
34	EDO DE ZACATECAS
01	PABELLON, AGS.
13	EDO DE JALISCO.
53	EDO DE COLIMA
81	ALTO RIO LERMA, GTO
85	LA BEGOÑA, GTO
24	CIENEGA DE CHAPALA, MICH.
61	ZAMORA, MICH.
20	MORELIA Y QUERENDARO, MICH.
87	ROSARIO MEZQUITE, MICH
88	CHALCO CHICONAUTLA, MEX.
44	JILOTEPEC, MEX.
23	SAN JUAN DEL RIO, GRO
08	METZTITLAN, HGO.
03	TULA, HGO.
33	EDO DE MEXICO
30	VALSEQUILLO, PUE
56	ATOYAC-ZAHUAPAN, TLAX.
16	EDO DE MORELOS
68	TEPECUACUILCO Y QUECHUJENANGO, GRO.
60	RIO PANUCO, TAMPS VER. Y S. L. P.
SUR DISTritos V	
35	LA ANTIGUA, VER
65	ACTOPAN, VER.
19	TEHUANTEPEC, OAX
59	RIO BLANCO, CHIS
47	CACAHOATAN, SUCHIATE, CHIS.
81	EDO DE CAMPECHE
48	EDO DE YUCATAN

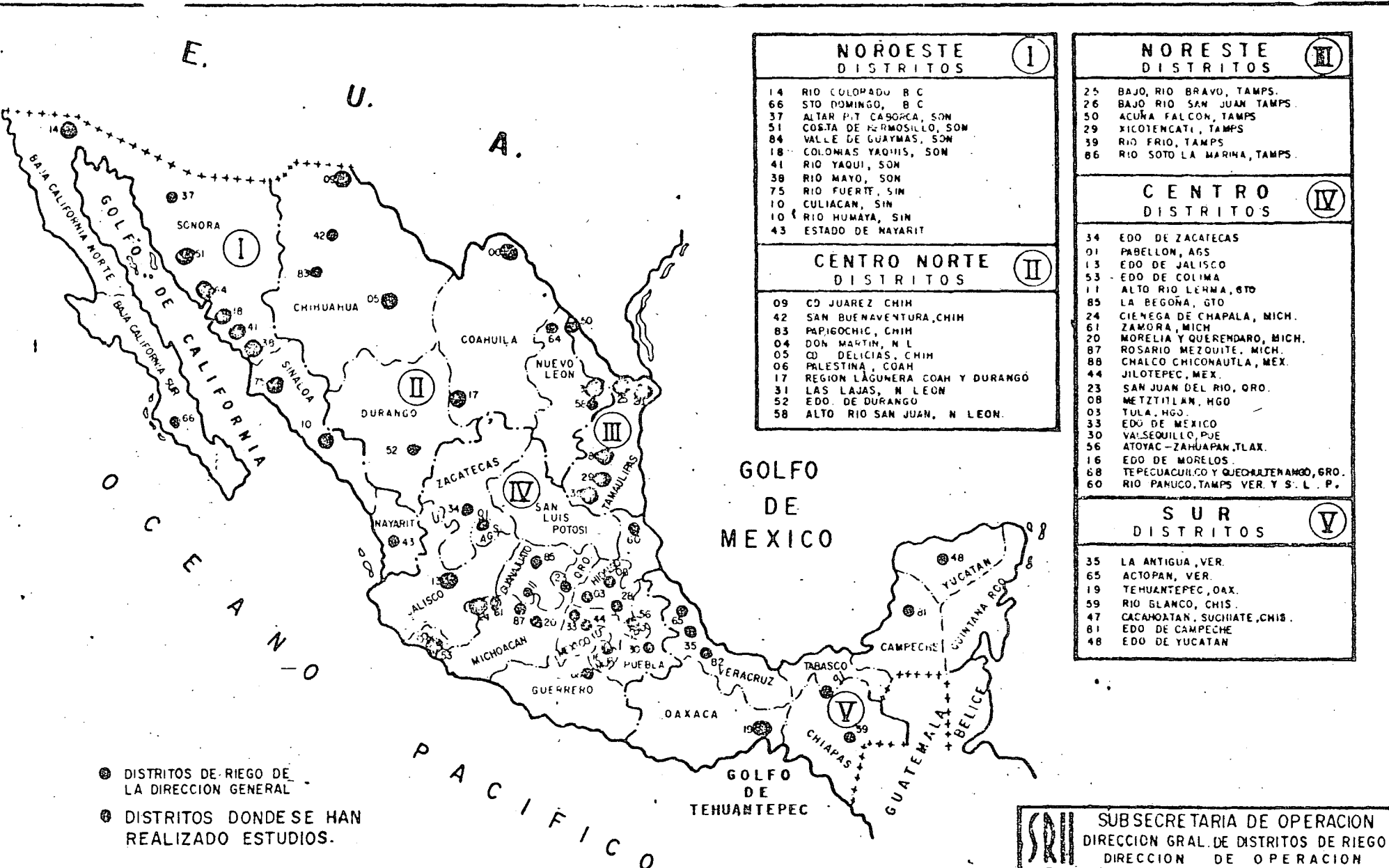
SRH SUBSECRETARIA DE OPERACION
 DIRECCION GRAL. DE DISTritos DE RIEGO
 DIRECCION DE OPERACION

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 HAN REALIZADO ESTUDIOS.

ESTUDIOS DE SALINIDAD ANALIZADA

NOROESTE DISTritos	
14	RIO COLOPADO, B.C.
66	STO DOMINGO, B.C.
37	ALTAR P.T. COAHUILA, SON.
51	COSTA DE HERMOSILLO, SON.
84	VALLE DE GUAYMAS, SON.
18	COLONIAS YAQUIS, SON.
41	RIO YAQUI, SON.
38	RIO MAYO, SON.
75	RIO FUERTE, SIM.
10	CULIACAN, SIM.
10	RIO HUMAYA, SIM.
43	ESTADO DE NAYARIT

CENTRO NORTE DISTritos	
09	CD JUAREZ CHIH.
42	SAN BUENAVENTURA, CHIH.
83	PAPIGOCHIC, CHIH.
04	DON MARTIN, N.L.
05	CD DELICIAS, CHIH.
06	PRESTINA, COAH.
17	REGION LAGUNERA COAH. Y DURANGO
31	LAS LAJAS, N. LEON.
52	EDO. DE DURANGO
58	ALTO RIO SAN JUAN, N. LEON.

NORESTE DISTritos	
25	BAJO, RIO BRAVO, TAMPS.
26	BAJO RIO SAN JUAN TAMPS.
50	ACUÑA FALCON, TAMPS.
29	XICOTENCATI, TAMPS.
39	RIO FRIO, TAMPS.
86	RIO SOTO LA MARINA, TAMPS.

CENTRO DISTritos	
34	EDO DE ZACATECAS
01	PABELLON, AGS.
13	EDO DE JALISCO
53	EDO DE COLIMA
11	ALTO RIO LERMA, GTO.
85	LA BEGONA, GTO.
24	CIENEGA DE CHAPALA, MICH.
61	ZAMORA, MICH.
20	MORELIA Y QUERENDARO, MICH.
87	ROSARIO MEZQUITE, MICH.
88	CHALCO CHICONAUTLA, MEX.
44	JILOTEPEC, MEX.
23	SAN JUAN DEL RIO, QRO.
08	METZTILAN, HGO.
03	TULA, HGO.
33	EDO DE MEXICO
30	VALSEQUILLO, PUE.
56	ATOYAC-ZAHUAPAN, TLAX.
16	EDO DE MORELOS.
68	TEPECUACUILCO Y QUERETANANGO, GRO.
60	RIO PANUCO, TAMPS. VER. Y S. L. P.

SUR DISTritos	
35	LA ANTIGUA, VER.
65	ACTOPAN, VER.
19	TEHUANTEPEC, OAX.
59	RIO BLANCO, CHIS.
47	CACAHOATAN, SUCIATE, CHIS.
81	EDO DE CAMPECHE
48	EDO DE YUCATAN

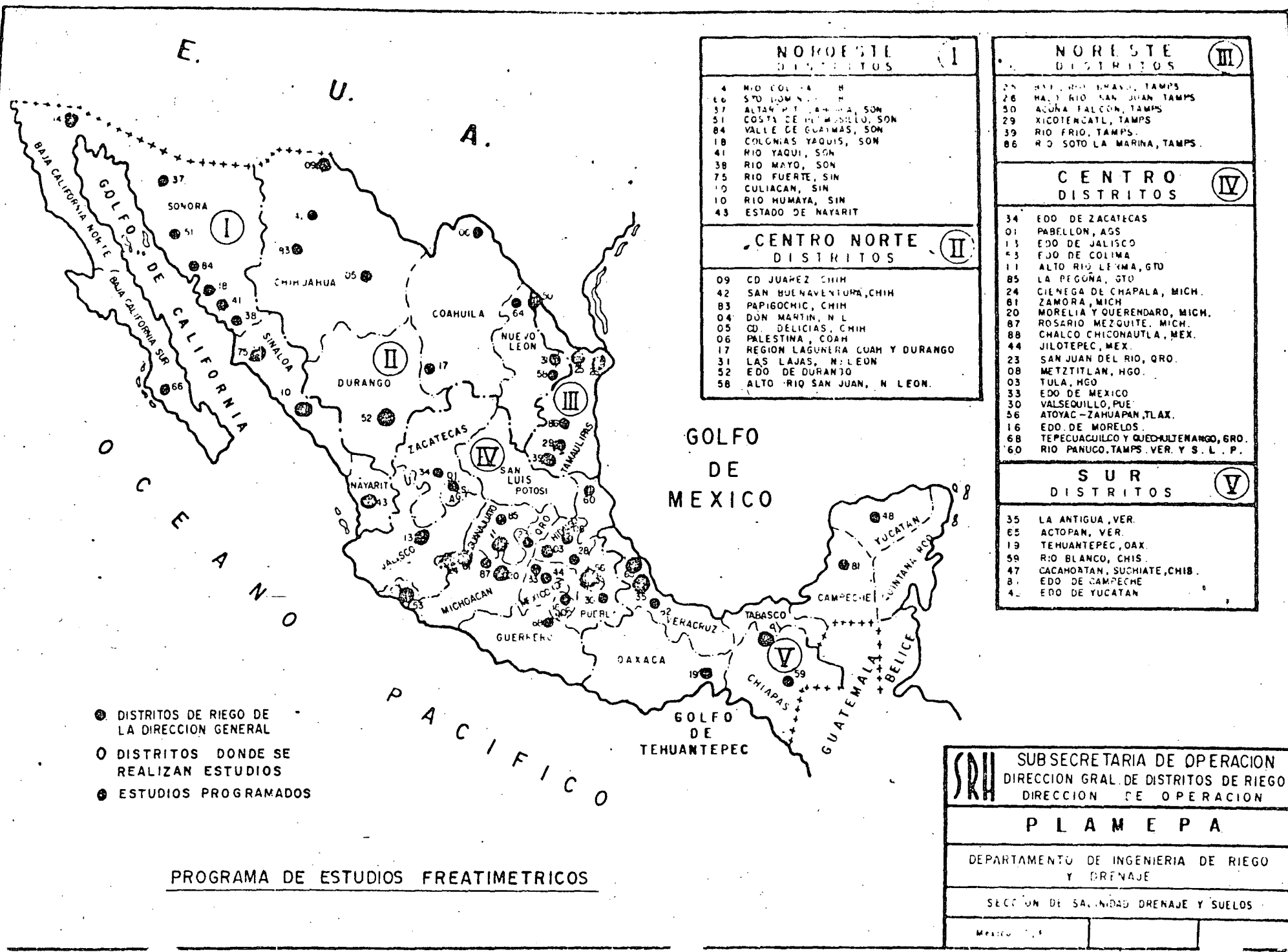
SNII SUBSECRETARIA DE OPERACION
 DIRECCION GRAL. DE DISTritos DE RIEGO
 DIRECCION DE OPERACION

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

NOROESTE DISTritos	
4	RIO COLIMA, N.
6	STO DOMINGO, N.
37	ALTAMIRANO, SON.
51	COSTA DE MEXICALCO, SON.
84	VALLE DE GUAYMAS, SON.
18	COLONIAS YAQUIS, SON.
41	RIO YAQUI, SON.
38	RIO MAYO, SON.
75	RIO FUERTE, SIN.
10	CULIACAN, SIN.
10	RIO HUMAYA, SIN.
43	ESTADO DE NAYARIT
CENTRO NORTE DISTritos	
09	CD JUAREZ CHIH.
42	SAN BUENAVENTURA, CHIH.
83	PAPIGOCHIC, CHIH.
04	DON MARTIN, N. L.
05	CD. DELICIAS, CHIH.
06	PALESTINA, COAH.
17	REGION LAGUNERA COAH Y DURANGO
31	LAS LAJAS, N. LEON.
52	EDO DE DURANGO
58	ALTO RIO SAN JUAN, N. LEON.

NORESTE DISTritos	
25	RIO SAN JUAN, TAMPS.
26	RIO SAN JUAN, TAMPS.
50	ACUNA FALCON, TAMPS.
29	XICOTENCATL, TAMPS.
39	RIO FRIO, TAMPS.
86	RIO SOTO LA MARINA, TAMPS.

CENTRO DISTritos	
34	EDO DE ZACATECAS
01	PABELLON, AGS.
13	EDO DE JALISCO
65	FUJO DE COLIMA
11	ALTO RIO LERMA, GTD.
85	LA REGONA, GTD.
24	CIENEGA DE CHAPALA, MICH.
81	ZAMORA, MICH.
20	MORELIA Y QUERENDARO, MICH.
87	ROSARIO MEZQUITE, MICH.
88	CHALCO CHICONAUTLA, MEX.
44	JILOTEPEC, MEX.
23	SAN JUAN DEL RIO, GRO.
08	METZTITLAN, HGO.
03	TULA, HGO.
33	EDO DE MEXICO
30	VALSEQUILLO, PUE.
56	ATOYAC-ZAHUAPAN, TLAX.
16	EDO DE MORELOS.
68	TEPECUACUILCO Y QUEDAJTENANGO, GRO.
60	RIO PANUCO, TAMPS. VER. Y S. L. P.

SUR DISTritos	
35	LA ANTIGUA, VER.
65	ACTOPAN, VER.
19	TEHUANTEPEC, OAX.
59	RIO BLANCO, CHIS.
47	CACAORTAN, SUCHIATE, CHIB.
81	EDO DE CAMPECHE
41	EDO DE YUCATAN

	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	



NOROESTE DISTRICTOS (I)	
14	RIO COLORADO, B.C.
66	STO DOMINGO, B.C.
37	ALTAR PIT CARORCA, SON.
51	COSTA DE MEHOBILLO, SON.
84	VALLE DE GUAYMAS, SON.
18	COLOMAS YAQUIS, SON.
41	RIO YAQUI, SON.
38	RIO MAYO, SON.
75	RIO FUERTE, SIN.
10	CULIACAN, SIN.
10	RIO HUMAYA, SIN.
43	ESTADO DE NAYARIT
CENTRO NORTE DISTRICTOS (II)	
09	CD JUAREZ CHIH.
42	SAN BUENAVENTURA, CHIH.
83	PAPIGOCHIC, CHIH.
04	DON MARTIN, N.L.
05	CD DELICIAS, CHIH.
06	PALESTINA, COAH.
17	REGION LAGUNERA COAH. Y DURANGO.
31	LAS LAJAS, N. LEON.
52	EDO DE DURANGO
58	ALTO RIO SAN JUAN, N. LEON.

NORESTE DISTRICTOS (III)	
25	BAJO RIO BRAVO, TAMPS.
26	BAJO RIO SAN JUAN TAMPS.
50	ACUÑA FALCON, TAMPS.
28	XICOTENCATL, TAMPS.
39	RIO FRIO, TAMPS.
86	RIO SOTO LA MARRA, TAMPS.
CENTRO DISTRICTOS (IV)	
34	EDO DE ZACATECAS.
01	PABELLON, AGS.
13	EDO DE JALISCO.
53	EDO DE COLIMA.
11	ALTO RIO LERMA, GTO.
85	LA BEGOÑA, GTO.
24	CIENEGA DE CHAPALA, MICH.
61	ZANORA, MICH.
20	MORELIA Y GUERENDARO, MICH.
87	ROSARIO MEZQUITE, MICH.
98	CHALCO CHICHAUTLA, MEX.
44	JILOTEPEC, MEX.
23	SAN JUAN DEL RIO, GRO.
08	METZTITLAN, HGO.
03	TULA, HGO.
33	EDO DE MEXICO
30	VALSEQUILLO, PUE.
56	ATOYAC-ZAHUAPAN, TLAX.
16	EDO. DE MORELOS.
68	TEPECUACUNCO Y QUERULTEHANSO, GRO.
60	RIO PARUCO, TAMPS. VER. Y S. L. P.
SUR DISTRICTOS (V)	
35	LA ANTIGUA, VER.
65	ACTOPAN, VER.
19	TEHUANTEPEC, OAX.
59	RIO BLANCO, CHIS.
47	CACAHOATAN, SUCHIATE, CHIS.
81	EDO. DE CAMPECHE.
48	EDO DE YUCATAN.

- DISTRICTOS 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

MEDIDAS MEJORATIVAS

SRI	SUB SECRETARIA DE OPERACION	
	DIRECCION GRAL. DE DISTRICTOS DE RIEGO	
DIRECCION DE OPERACION		
PLAMEPA		
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE		
SECCION DE SALINIDAD DRENAJE Y SUELOS		
Mexico, D.F.		



NOROESTE DISTRITOS (I)

- 14 RIO COLORADO, B C
- 66 STO DOMINGO, B C
- 37 ALTAR PIT CABORCA, SON
- 51 COSTA DE HERMOSILLO, SON
- 84 VALLE DE GUAYMAS, SON
- 8 COLONIAS YACUIS, SON
- 41 RIO YAQUI, SON
- 38 RIO MAYO, SON
- 75 RIO FUERTE, SIN
- 10 CULIACAN, SIN
- 10 RIO HUMAYA, SIN
- 43 ESTADO DE NAYARIT

CENTRO NORTE DISTRITOS (II)

- 09 CO JUAREZ, CHIH
- 42 SAN BUENAVENTURA, CHIH
- 83 PAPIGOCHIC, CHIH
- 04 DON MARTIN, N. L.
- 05 CO DELEGAS, CHIH
- 06 PALMUTINA, COAH
- 17 REGION LAGUNERA 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.
- 26 BAJO RIO SAN JUAN TAMPS.
- 50 ACUÑA FALCON, TAMPS.
- 29 XICOTENCATL, TAMPS.
- 39 RIO FRIO, TAMPS.
- 86 RIO SOTO LA MARINA, TAMPS.

CENTRO DISTRITOS (IV)

- 34 EDO DE ZACATECAS
- 01 PABELLON, AGS.
- 13 EDO DE JALISCO
- 53 EDO. DE COLIMA
- 11 ALTO RIO LERMA, GTD.
- 85 LA REGONA, GTD.
- 24 CIENEGA DE CHAPALA, MICH
- 61 ZAMORA, MICH
- 20 MORELIA Y QUERENDARO, MICH.
- 57 ROSARIO MEZQUITE, MICH
- 88 CHALCO CHICOMAUCLA, MEX
- 44 JILOTEPEC, MEX
- 23 SAN JUAN DEL RIO, GRO
- 08 METZTITLAN, HGO
- 03 TULA, HGO
- 33 EDO DE MEXICO
- 30 VALSEQUILLO, HUE
- 56 ATOYAC-ZAHUAPAN, TLA
- 16 EDO DE MORELOS
- 68 TEPECUACUILCO Y QUECHULTENANGO, GRO
- 60 RIO PANUCO, TAMPS VER Y S. L. P.

SUR DISTRITOS (V)

- 35 LA ANTIGUA, VER.
- 65 ACTOPAN, VER.
- 19 TEHUANTEPEC, OAX.
- 59 RIO BLANCO, CHIS
- 47 CACAHOATAN, SUCHIATE, CHIS.
- 81 EDO DE CAMPECHE
- 48 EDO DE YUCATAN
- 91 LA CHONTONA, TAB

○ DISTRITOS DE RIEGO DE LA DIRECCION GENERAL

- C₃S₁
- C₂S₁
- C₁S₁
- C₃S₂

NOTA: FALTA UBICAR LOS DISTRITOS II, 47 y 91

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.

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 proce- sos geológicos complicados, existen muchos tipos de suelos geológicos e innumerables combinacio- nes 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 artesia- nos puede ser importante desde el punto de vista de drenaje. Un acuífero artesiano que está bajo presión suficiente, de modo que el agua suba has- ta 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 agricul- tura.

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 cultivos 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 requerimiento 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

31

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 inte - rior. A veces se puede usar el método de cons -- trucción 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 quí - micos aceptados para delineación de suelos sali - nos y sódicos. Es de interés para el ingeniero - de drenaje, porque da una indicación de los pro - blemas de construcción, sin ser concluyente. En la práctica, las cpndiciones en una excavación se debe correlacionar con los valores físicos y quí - micos, para establecer una base para apoyar con - clusiones.

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 centíme - tro a 25°C.

** Por ciento 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 agríco - las. Como el agua tiende a moverse hacia los pun -

41

tos más bajos de la topografía, en la mayoría de los casos es normal que tanto el escurrimiento su per ficial como el subsuperficial ocupen el mismo cauce de eliminación. En consecuencia, al considerar el diseño del dren, se debe proporcionar su ficiente 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 tempes - tad, puede ser de interés principal en una cierta área de riego y se debe considerar en varios as - pectos del drenaje. La precipitación pluvial pue de 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 ma - nejo 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 hodrometeorológi - cas 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 --

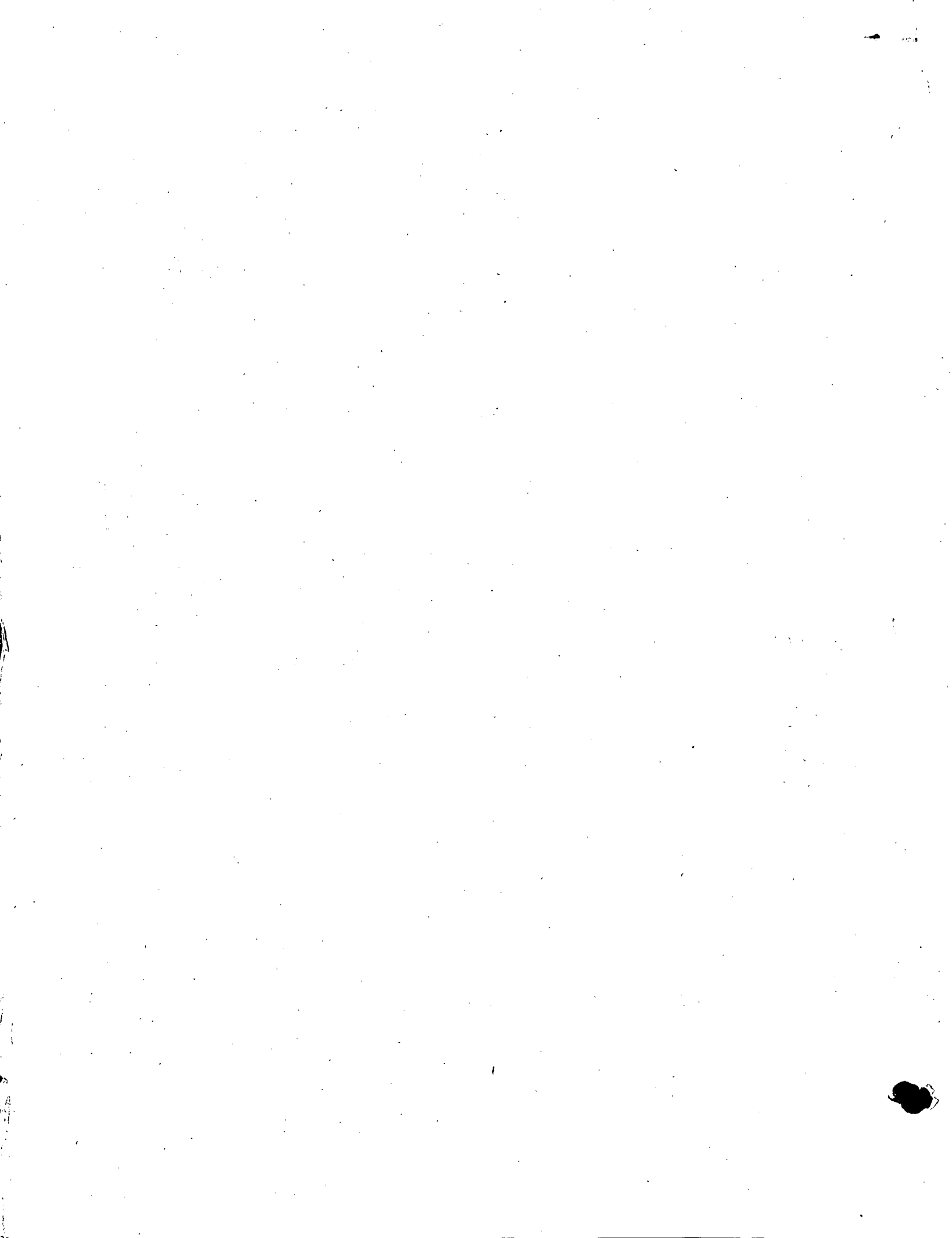
tración, es posible regar de modo que no exista - ningún desperdicio de agua de riego que salga fue -- ra del área regada, pero este caso es la excep -- ción más bien que la regla. Un suelo arenoso pro -- fundo con declives prácticamente planos y con ca -- rrera de riego corta, se maneja más fácilmente pa -- ra lograr que no exista desperdicio de las parce -- las, en tanto que un suelo de textura fina, que -- tiene fuertes declives y largos recorridos de rie -- go, es muy difícil de manejar para evitar el des -- perdicio. En la práctica, un sistema de drenaje se debe diseñar dando un cierto margen para el des -- perdicio de las parcelas, salvo que las operacio -- nes de riego en el área demuestren que ese márgen 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 ba -- san 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 capaci -- dad para el desperdicio de las parcelas que llega a los drenes, a menos que se disponga de mejor in -- formación, como la medición real del desperdicio de las parcelas de un proyecto que está en opera -- ción.

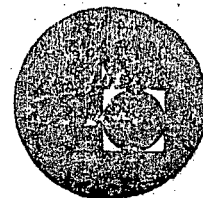
Un plano topográfico en el cual estén locali -- zadas las tierras regables y los drenes, permiti -- rá la determinación para cualquier punto en el -- dren, de las hectáreas totales regadas cuyo des -- perdicio de parcela debe pasar por dicho punto.

La capacidad de los laterales para esas hectáreas se puede obtener de la curva correspondiente. -- Aplicando un factor a dicha capacidad, el cual variará 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

DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO

ING. HECTOR GOMEZ

1 9 7 8



EL PRESUPUESTO FLEXIBLE ESTRUCTURADO CONFORME AL COSTEO

DIRECTO

Prólogo

Introducción

Capítulo I

Historia del Costeo Directo

a) Antecedentes históricos	2
b) Definición y fundamentos del mismo	6
c) Su utilización	10
d) Objetivos.....	12

Capítulo II

El Presupuesto Flexible

a) Definición y elementos.....	17
b) Clasificación de los presupuestos.....	21
c) Por qué se considera como un elemento de control	31
d) Su utilidad.....	34

Capítulo III

Toma de Decisiones basada en el Análisis de Diferencias

a) Comparación de los costos reales con los presupuestos.....	37
b) Análisis de las diferencias.....	40
c) Interpretación de las diferencias.....	48
d) Toma de decisiones.....	50

Conclusiones..... 54

Bibliografía..... 56

CAPITULO I

HISTORIA DEL COSTO DIRECTO

- a) Antecedentes históricos
- b) Definición y fundamentos del mismo
- c) Su utilización
- d) Objetivos

a) Antecedentes Históricos

La contabilidad de costos tuvo su origen en las organizaciones fabriles y una vez que se vieron los beneficios que brindaba esta técnica se hizo necesario hacerla extensiva a nuevas áreas.

Entre los grandes problemas con que se encontraba la Contabilidad General estaban los de suministrar información periódica, oportuna, ya que los inventarios físicos generales no podían ser practicados con la frecuencia requerida, por representar un trabajo muy laborioso en la toma del inventario de materiales, recuentos normales, recapitulación y valuación. Este procedimiento por ser tan detallado se traducía en una suspensión casi total de actividades, lo cual ocasionaba pérdidas porque a veces era necesario cerrar totalmente la empresa.

Fue así como se hizo preciso diseñar procedimientos y registros que por sí mismos pudieran acumular -- los costos realmente incurridos por cada clase de artículos, facilitando con esto la valuación del inventario físico.

Es por esto que se podría decir que la Contabilidad de Costos, surge cuando los registros e informes se establecen sobre bases analíticas individualizando pro

ductos, grupos de productos, servicios o grupos de servicios; a diferencia de la Contabilidad General en que sus procedimientos, registros e informes tienen una visión sintética por excelencia mientras que la Contabilidad de Costos suministra como ya se dijo anteriormente una información más analítica y por tanto podríamos decir que no se oponen sino que se armonizan e integran, formando, con objetivos diferentes una estructura final: la Contabilidad en su sentido más amplio.

Si atendemos a la naturaleza de la Contabilidad de Costos encontramos que el fenómeno del costo es concomitante a todo proceso productivo y que esta naturaleza del costo radica en los elementos económicos que lo integran; también observamos que éstos elementos -- económicos del costo, siempre que sean mediables en dinero, son registrados por la Contabilidad General; de aquí que nos preguntemos: ¿entonces para qué sirve la Contabilidad de Costos?, la respuesta es que la Contabilidad de Costos lleva la historia del costo en el -- proceso productivo analizándolo por cada unidad producida, cosa que no nos dice la Contabilidad General. Desde el punto de vista de su finalidad, la Contabilidad de Costos nos da la información de lo que ha acontecido, nos sirve de instrumento de control en las operaciones practicadas y constituye una norma o medida

de la eficiencia con que se realizan las operaciones de producción, podemos concluir diciendo que uno de los fines de la contabilidad de costos es servir de instrumento de control de operaciones ya que uno de los principales problemas que se presentan en las empresas lo constituye los cambios que tienen los costos unitarios de los artículos a diferentes volúmenes de producción; así como también la cuantificación del importe que representaría la producción de un artículo adicional. Estos dos conceptos motivaron al nacimiento de la técnica del Costeo Directo.

El origen del Costeo Directo se encuentra en trabajos económicos desarrollados en Alemania e Inglaterra, antes de la primera Guerra Mundial. Sin embargo, los primeros artículos específicos sobre el tema, fueron publicados en los Estados Unidos de Norteamérica, hacia el año de 1936.

A partir de entonces, se han suscitado interesantes especulaciones a través de estudios, conferencias, debates, mesas redondas y artículos en literatura especializada, en los cuales los diferentes autores han expresado en primer término sus razonamientos económicos, en los que han establecido la coexistencia de dos clases de costos dentro de cualquier actividad económica y en particular dentro de la empresa: los fijos que son

aquellos que permanecen constantes con relativa independencia, en cuanto a tiempo y límite de actividad, de la magnitud en que ésta última se desarrolle y los variables que siguen una tendencia directamente proporcional a las fluctuaciones de dicha actividad.

En segundo término sus razonamientos técnicos para quienes requieren un tipo de información que los métodos tradicionales del costo generalmente no suministran, necesario para tomar decisiones y efectuar una serie de operaciones en relación con la marcha de la compañía.

Y por último han sido a los propios contadores, al desarrollarse la técnica presupuestaria lo que les obligó a hacer una distinción entre los elementos fijos y variables que integran el costo total de la empresa en todas y cada una de sus funciones, derivándose de esta clasificación nuevos instrumentos al servicio de la administración que a la postre han venido a formar la técnica del costo directo.

b) Definición y Fundamentos del mismo.

El Costeo Directo o variable es aquel que varía en relación directa con el volumen de producción y venta de mercancías.

Samuel M. Woolsey en su obra técnica de Costeo Directo define el Costeo Directo "como aquellos que existen y en los que se incurre debido a las actividades de producción, de venta de mercancías o de la prestación de un servicio. La cantidad del costo tiende a variar con el volumen de producción, venta o servicios efectuados. No habría costo directo si llegara a paralizarse la actividad de la compañía.

Wilmer Wright en su obra Costos Directos estándar define los costos Directos o Variables "como aquellos que varían en relación directa con el volumen de producción tales como mano de obra directa, materia prima directa, energía y cargos aplicables a la mano de obra directa".

El C.P. Jaime Acosta Altamirano, en su libro Apuntes de Contabilidad de Costos III afirma:

"Costo Directo es aquel cuya magnitud fluctúa en razón directa o casi directamente proporcional a los cambios registrados en el volumen de producción o venta".

"Todo Costo Variable es directo en cuanto a que -
representa una erogación de la que puede responsabili-
zarse a la unidad producida y/o vendida e identificar-
se con ella, que tendrá que incurrirse si la unidad es
fabricada y que será evitando si no lo es. Estos cos-
tos dependen del nivel de actividad para el monto de su
incurrencia; aumentan al incrementarse la actividad y
viceversa".

El Costo Variable es uniforme por unidad, pero su
total fluctúa en proporción directa a los cambios en -
la actividad o volumen total relativo.

Sealtiel Alatraste Jr. en su libro Introducción a
la Técnica de los Costos, menciona:

"Los Costos Directos son los que pueden aplicarse en
forma específica al producto, cliente o división de la
Empresa".

El C.P. Cristóbal del Río González, M.C.A., en su
obra Contabilidad de Costos II.

"El Costo Directo, denominado también Costeo Varia-
ble, Costeo Marginal o Costeo Diferencial es un método
de análisis sustentado en principios económicos, que to-
ma como base el análisis o estudio de los gastos fijos
y variables, para aplicar a los costos unitarios solo los
gastos variables; en el caso del costo de producción este

se presenta integrado por: materia prima directa, obra de mano directa y solo los gastos indirectos variables".

El C.P. Héctor Salas González en su libro Control Presupuestal de los Negocios.

Los Costos Marginales son aquellos que para cada unidad adicional requieren una erogación adicional.

El C.P. Cristóbal del Río González, en su obra Técnica Presupuestal.

Los Costos Variables son aquellos que aumentan o disminuyen, según sea el ritmo operado en la producción, como son materiales y salarios directos, luz y fuerza, comisiones sobre ventas, empaques, etc.

Backer y Jacobsen en su obra Contabilidad de Costos un Enfoque Administrativo y Gerencial.

Un Costo Directo es aquel que puede identificarse directamente con un proceso, producto, trabajo, o cualquier otra sección del negocio.

Analizando las definiciones anteriores y tratando de ampliarlas podríamos decir que:

Los Costos Directos son aquellos en los que se incurre debido a las actividades de producción y que varían en relación directa con el volumen, de los cuales puede responsabilizarse a un producto, siempre y cuando se identifique con él y sea por concepto de materias --

primas directas, mano de obra directa y cargos indirectos variables.

Durante los últimos años, ha venido recibiendo cada vez mayor acogida un método de Costos alternativo - llamado Costeo Directo. Bajo éste método solo los costos de fabricación variables se asignan a los productos fabricados. La principal distinción de Costo bajo este sistema es la que existe entre los costos fijos y los variables. De acuerdo con la exposición razonada del método de Costeo Directo, los Costos de fabricación variables son los únicos costos en que se incurre de manera directa en la fabricación de un producto.

Los Costos Fijos representan la capacidad que existe independientemente de si se fabrican o no los productos; de ésta segregación de costos, de aquellos que son fijos y aquellos que varían directamente con el volumen, solamente los costos primos mas los costos de fabricación variables se usan para valorizar inventarios y costo de ventas, los demás gastos, comunmente se cargan a pérdidas y ganancias, ya que si no representan un activo deben excluirse de los costos para que no figuren como tal en los inventarios.

c) Su Utilización

El propósito primordial de utilizar el método de Costo Directo con preferencia a otros procedimientos de Costo es suministrar la información de una forma más útil para la administración en su proceso de toma de decisiones sobre costo volumen, ya que la información básica la encontramos recurriendo a las cuentas y/o a los estados financieros.

1. El método de Costeo Directo muestra con cuanta utilidad marginal están contribuyendo las actividades de la Compañía (producción, venta, y/o servicios) para cubrir los costos fijos, éste análisis puede detallarse por productos, departamentos, regiones, vendedores y/o algunas otras bases.

2. El método de Costeo Directo suministra cifras que son comparables porque su costo variable es uniforme por unidad.

3. Por medio de la segregación de costos en fijos y variables es posible evaluar y controlar los costos variables a medida que cambian los niveles de actividad-volumen.

4. El Costo Directo está estrechamente relacionado con el presupuesto flexible y con el análisis del punto de equilibrio.

5. La separación de Costos Fijos y Variables recalca a la administración la cantidad de costos fijos que deben ser recuperados, antes de que se pueda obtener una utilidad, esto es importante porque puntualiza la necesidad de conservar los costos fijos bajo control y el obtener suficiente volumen o un porcentaje mayor de utilidad marginal, para cubrir los costos fijos.

d) Objetivos

La Contabilidad de Costos se ocupa de la clasificación, acumulación asignación y control de costos. El contador de Costos clasifica los Costos de acuerdo a patrones de comportamiento, actividades y procesos los cuales se relacionan con los productos a los que corresponden, y otras categorías, dependiendo del tipo de medición que se desea. Los Costos pueden acumularse por cuentas, trabajos, procesos, productos u otros segmentos del negocio; teniendo ésta información, el contador de Costos calcula, informa y analiza el Costo para realizar diferentes funciones tales como la operación de un proceso, la fabricación de un producto y la realización de proyectos especiales. También prepara informes que sirven de ayuda a la administración para establecer planes y seleccionar entre los cursos de acción alternativos.

En general los Costos que se reúnen en las cuentas - sirven a tres propósitos principales:

1. Proporcionar informes relativos a Costos para medir los ingresos y valorar el inventario.
2. Ofrecen información para el control administrativo de las operaciones y actividades de la empresa (informes de control).
3. Proporcionan información sobre la cual se basa la administración para el planeamiento y la toma de deci-

siones (análisis y estudios especiales).

El sistema formal de Contabilidad de Costos generalmente ofrece información de Costos e informes para la realización de los dos primeros objetivos. Sin embargo para los fines de planeamiento y toma de decisiones de la administración, ésta información generalmente, debe reclasificarse, reorganizarse y complementarse con otros informes económicos y comerciales pertinentes, tomados en fuentes ajenas del sistema normal de Contabilidad de Costos. El objetivo del Costeo Directo, surgió de la necesidad para la administración, de un sistema de información, a través de un estado que presentara -- los beneficios que resultan en función directa de los volúmenes de actividades considerando que una empresa no podría tener beneficios, en tanto que no haya vendido sus productos; además de eliminar la distorsión en los costos unitarios de producción, al incluir en ellos una cuota por gastos fijos, en virtud de la fluctuación que sufren a medida que aumenta el volumen de producción.

Otra finalidad que persigue el sistema, es, la aplicación de los costos para la empresa, asignando los costos y gastos variables a la producción, para obtener un margen de utilidad y los gastos fijos para que sean cargados al ejercicio en el que se incurren.

En el sistema de los costos directos la variación

según el volumen operativo de un gasto, determina si ha de clasificarse como costo de un producto, o de un período.

Los costos de manufactura y los estados preparados de acuerdo con los métodos del costo directo tienden a seguir la forma de pensar de la administración en los negocios, hacen más fácil la comprensión de la información y facilitan la acción correspondiente.

El Costo Directo, constituye un concepto de costo de inventario, que corresponde justificadamente a los gastos desarrollados actuales necesarios para manufacturar las mercancías.

El Costo Directo es más simple y origina costos de operación de la contabilidad más bajos, debido a que eliminan las complicadas distribuciones de costos fijos.

En resumen, el Costeo Directo, tiene como finalidad, uniformar los costos de producción, con el objeto de presentar un estado que muestre claramente, la relación que existe para la empresa, entre los factores: Costo Volumen Utilidad determinando los Costos de los productos únicamente con Costos y gastos variables y consecuentemente el costo de lo vendido está formado únicamente con los costos variables de producción.

Como una ampliación a lo antes mencionado en este tema es necesario aclarar que el método de Costeo Directo es aplicable a todo tipo de empresas industriales, incluso

a empresas comerciales y de servicio, aclarando que todas estas empresas deberán estar bien organizadas y contar -- con la suficiente capacidad económica para poder implan-- tar el método de Costeo Directo.

CAPITULO II

EL PRESUPUESTO FLEXIBLE

- a) Definición y elementos
- b) Clasificación de los presupuestos
- c) Porque se considera como un elemento de control.
- d) Su utilidad

a) Definición y Elementos

Charles T. Horngren, en su libro la Contabilidad - de Costos en la Dirección de Empresas dice: "el presupuesto es un plan de acción cuantitativo y un auxiliar de la coordinación y el control. Los presupuestos, básicamente, no son sino estados financieros anticipados, expresiones formales de los planes administrativos, - - constituyen objetivos que abarcan todas las partes de - las operaciones (Ventas, producción, distribución y financiamiento)".

Glenn A. Welsh en su libro Presupuestos, Planificación y Control de las Utilidades asienta:

"Los presupuestos variables son programas de Costos o gastos que indican, en cuanto a cada subdivisión de la firma, cómo debe variar cada gasto con los cambios en el volumen, la producción o la actividad, que los gastos individuales han de ser a diversos volúmenes y no a un volumen fijo o concreto. Significativamente, los presupuestos variables expresan relaciones de costos y volúmenes a corto plazo dentro de una estrecha escala pertinente de volumen. De los presupuestos variables se dice que -- son presupuestos dinámicos, porque pueden calcularse fácilmente las provisiones de gastos para cualquier volumen o tasa de actividad. Este tipo de presupuesto se conoce indistintamente como presupuesto variable, flexible, de escala móvil, por etapas, de fórmulas de gastos y de

control de gastos."

La naturaleza propia del presupuesto flexible lo hace que sea susceptible de adaptación a cualquier volumen de operaciones y representa un instrumento de control por excelencia, permitiendo a la empresa considerar el monto de las inversiones, de financiamiento y de los recursos que requieren los procesos de producción y distribución, así como la influencia que los costos fijos y variables previstos o reales tienen en el número de unidades producidas, en las ventas y en las utilidades. Permite cuantificar las desviaciones facilitando su análisis por áreas de responsabilidad.

El presupuesto flexible se basa en la predeterminación de los gastos que posiblemente se erogarán en los distintos centros productivos teniendo en consideración distintos volúmenes de producción, con el fin de comparar con posterioridad lo que debió ser el costo de acuerdo con las actividades realizadas contra las erogaciones reales, determinando de ésta manera las desviaciones que pudieran ser controladas para períodos posteriores.

El presupuesto flexible se apoya sobre bases para el futuro, pero siempre coordinadas con la experiencia que se obtuvo en ejercicios anteriores, aprovechándose así como punto de partida, una comparación entre las condiciones realizadas y las estimaciones previstas, -

obteniendo como resultado una norma o guía para el logro de los objetivos de la empresa.

Concluyendo, podríamos decir que: los presupuestos como algo inherente a su naturaleza deben ser flexibles, dado que están basados en estimaciones de acontecimientos futuros de realización pronosticable pero incierta y sujetas a condiciones tales como variaciones en volúmenes, cambios de métodos operativos, de políticas internas y externas, etc., además de la flexibilidad constituye un requisito de conveniencia y gran ventaja a la vez; en contraposición con la inflexibilidad que podría representar una barrera infranqueable para el adecuado desarrollo de la entidad, sus bases deben ser fehacientes; - las cifras presupuestadas deben fundamentarse en estudios, investigaciones y conclusiones lógicas y las metas fijadas deben ser alcanzables, deben ser concretas, específicas y objetivas.

Su periodicidad debe ser uniforme y en forma genérica constituyen una de las mejores herramientas de control para el hombre de negocios, sabiéndolos utilizar; es por esto necesario, para que el presupuesto cumpla con las funciones señaladas, que abarque todos los aspectos de la empresa pues de otra forma solo se obtendrán beneficios parciales, con el riesgo inherente de vigilar solamente algunos aspectos de la empresa, quedando quizás renglones de capital importancia fuera de las áreas de control.

b) Clasificación de los presupuestos

En el siguiente cuadro se condensa la clasificación que, en relación a presupuestos es factible formular.

Según el sector que los utiliza.	a) Presupuestos públicos
	b) Presupuestos privados
Según el volumen de actividades.	a) Presupuestos fijos
	b) Presupuestos flexibles, variables o dinámicos
Por su importancia	a) Presupuestos principales o sumarios
	b) Presupuestos secundarios
Según el período que abarquen.	a) Presupuestos a corto plazo
	b) Presupuesto a mediano plazo
	c) Presupuesto a largo plazo
En cuanto a su origen o área que abarquen	a) Presupuestos de operación
	b) Presupuestos financieros

PRESUPUESTOS PUBLICOS.- Son los que elabora el poder público para estimar y controlar los ingresos suficientes para cubrir los gastos de un período futuro, a través de la recaudación de impuestos.

PRESUPUESTOS PRIVADOS.- Son aquellos que elabora y utiliza el sector privado para estimar y controlar los gastos que originan sus operaciones y los ingresos a obtener como consecuencia de su funcionamiento.

PRESUPUESTOS FIJOS, ESTATICOS O RIGIDOS.- Son los que se elaboran tomando como base un volumen de operaciones uniformes.

PRESUPUESTOS VARIABLES O FLEXIBLES.- Son los que se basan en diferentes volúmenes de operaciones, mismos que están comprendidos en una escala de probabilidades, que señala el nivel de actividades deseado.

PRESUPUESTOS PRINCIPALES O SUMARIOS.- Son aquellos que sirven de base para la elaboración de los estados financieros como son: Presupuestos de operación, presupuesto financiero, presupuesto de inversión, etc.

PRESUPUESTOS SECUNDARIOS.- Son los que sirven de base para la elaboración de los presupuestos principales, mostrando en forma analítica las operaciones estimadas como son: Presupuestos de materias primas, de mano de obra, de cargos indirectos, etc.

PRESUPUESTOS A CORTO PLAZO.- Es aquel cuya duración abarca hasta un año de operación estimado.

PRESUPUESTOS A MEDIANO PLAZO.- Es aquel que abarca hasta tres años de operaciones estimadas.

PRESUPUESTO A LARGO PLAZO.- Es aquel que abarca hasta cinco años de operaciones estimadas.

PRESUPUESTOS DE OPERACION.- Son aquellos que se refieren a cada una de las actividades generadoras de ingresos y egresos de la empresa.

PRESUPUESTOS FINANCIEROS.- El presupuesto financiero es el que se refiere al manejo, costo y productividad del efectivo y del capital propio y ajeno, o sea la administración de recursos invertidos y obtenidos tanto de fuentes internas como externas, comprendiendo básicamente a los presupuestos de efectivo; inversiones, compras, programa de pagos, proyectos capitalizables, no capitalizables y estado de situación financiera presupuestada.

Los presupuestos que en seguida se mencionan, se sugieren como esenciales para el establecimiento de un sistema de planeación, coordinación y control presupuestal en una empresa industrial de mediano tamaño.

Presupuestos de Operación.- Son aquellos que se refieren a las actividades generadoras de ingresos.

1. Presupuesto de Ventas
2. Presupuesto de Producción
 - a) Materias Primas
 - b) Mano de Obra Directa
 - c) Gastos de Fabricación
3. Presupuesto de Inventarios
4. Presupuesto de Gastos de Venta
5. Presupuesto de Gastos de Administración
6. Presupuesto de Costo de la Mercancía Vendida

Presupuestos Financieros.-

1. Presupuesto de Caja
 - a) Entradas de Caja
 - b) Salidas de Caja
2. Estado de Pérdidas y Ganancias presupuestado
3. Balance General presupuestado

1. Presupuesto de Ventas.- Por presupuesto de ventas se entiende la estimación en unidades y valores de las ventas de productos o servicios que se esperan realizar en un futuro determinado.

2. Presupuesto de Producción.- Para elaborar el presupuesto de producción, es indispensable tener en cuenta ciertos factores que han de intervenir directamente en la determinación del presupuesto. Este presupuesto se basa en dos elementos primordiales:

- El presupuesto de unidades que deben elaborarse relacionado con las unidades que se planea vender, de cada uno de los productos por fabricar.
- a)

- Las características:

Teniendo estos dos factores como apoyo, estamos en condiciones de elaborar el presupuesto de materias primas directas que es aquel que nos indica la cantidad y costo de los materiales directos requeridos para producir la cantidad de unidades necesarias para cubrir el plan de ventas.

- b) Presupuesto Mano de Obra.- El presupuesto de mano de obra comprende la estimación de las necesidades de mano de obra directa para poder satisfacer la producción planeada. Dicha estimación supone la determinación de horas hombre, con base en estudios minuciosos de tiempos y movimientos y cuotas unitarias.

- c) Presupuesto de Gastos de Fabricación.- Este presupuesto comprende todos aquellos gastos necesarios para la elaboración de un artículo, que no se encuentran incluidos en los materiales y mano de obra directos y que no pueden cargarse directamente al costo del producto. Tales gastos son los materiales indirectos, la mano de obra indirecta y gastos indirectos.

3. Presupuesto de Inventarios.- Es de vital importancia determinar el inventario adecuado, para lo cual es recomendable considerar varios factores, tales

como la duración del período de producción y la fluidez de la fabricación, de suerte que al mantener un ritmo en la producción, se provean las cantidades suficientes de inventarios para surtir en forma adecuada los pedidos y evitar la acumulación excesiva de existencias en la época de poca demanda. Para esto, el presupuesto de producción debe incluir la predeterminación del inventario necesario para cubrir eficientemente las existencias que deberán tenerse para cubrir las ventas predeterminadas.

La formulación de este presupuesto da a conocer el costo de los inventarios al principio y al final del año presupuestando como son: materias primas, producción en proceso y productos terminados. El valor de los inventarios depende del método de valuación implantado (PEPS, VEPS, promedios estándar).

4. Presupuesto de Gastos de Venta.- Está formado por presupuestos detallados y los principales renglones que lo integran son los gastos de almacenaje de productos determinados, empaque, despacho, entrega, sueldos de funcionarios de ventas, sueldos y comisiones o incentivos, prestaciones, gastos de viaje, gastos de publicidad y promoción, correos, telégrafos, transporte, etc.

5. Presupuesto de Gastos de Administración.- En este presupuesto se incluyen aquellos gastos que se derivan

directamente de las funciones de dirección y control de las diversas actividades de la empresa y su contenido es tan amplio que la determinación de su naturaleza dependerá de la organización interna y del medio en que se desarrolle cada empresa en particular. Como tradicionales de este tipo de gastos se tienen los erogados por honorarios a consejeros, gastos de representación de ejecutivos administrativos, sueldos del departamento de contabilidad, los de contraloría, sueldos de la gerencia, honorarios a abogados, renta, consumo papelería, etc. y algunos otros gastos que estén íntimamente ligados con el departamento administrativo.

6. Presupuesto de Costo de la Mercancía Vendida.- Este presupuesto se elabora con el presupuesto de producción el cual lleva implícito el presupuesto de materias primas, presupuesto de mano de obra y el presupuesto de gastos de fabricación y presupuesto de inventarios.

Presupuestos Financieros.- Son los que se refieren al manejo, costo y productividad del efectivo así como del capital propio y ajeno.

1. Presupuesto de Caja.- Este presupuesto está constituido por movimientos en caja y bancos, inversiones temporales de fácil realización, estimaciones de dinero a recibir, de acuerdo con la política de crédito y los hábi-

tos de pagos de clientes, así como los desembolsos - que deberán hacerse de acuerdo con las políticas financieras.

Su realización debe ser cuidadosamente planeada y desarrollada con base en los demás presupuestos, ya que se elabora obviamente al final, teniendo como objetivos:

a) Entradas de caja

- = Conocer la estimación correcta de los cobros, de acuerdo con las políticas de crédito establecidas.
- = Precisar el financiamiento externo de conformidad con los planes elaborados.
- = Palpar el cumplimiento de las decisiones tomadas en relación con las aportaciones adicionales de capital.
- = Procurar la obtención de líneas de crédito para el descuento de documentos.

= Ventas de contado.

b) Salidas de caja

- = Procurar el cumplimiento oportuno de las obligaciones regulares, por concepto de pago de sueldos y salarios, ciertos servicios de agua y luz, alquileres.
- = Fijación de políticas de pago por créditos de proveedores, en concordancia con la rotación de cuentas por cobrar y plazo medio de cobranza.

= Economía por pagos anticipados, ya que el descuento por ese concepto es superior a una tasa de interés sobre un préstamo normal.

En general el objetivo que persigue el presupuesto de caja es el mejor manejo del efectivo, manteniendo saldos a niveles lo más bajos posibles.

Existen cuatro procedimientos principales para la elaboración de un presupuesto de caja.

1. El de estimar directamente las entradas y salidas de efectivo durante los diferentes grupos de períodos de un ejercicio determinado.

2. El de partir de la utilidad o pérdida neta presupuestada para disminuirle los ingresos no traducibles en efectivo en el período respectivo y adicionarle los egresos que no impliquen desembolsos de efectivo durante dicho período.

3. El de tomar como base el capital de trabajo.

4. El de presupuestar balances generales durante períodos intermedios.

De los cuatro métodos citados, los dos primeros son en realidad los de uso más frecuente. El primero, a su vez, se usa de preferencia en los casos de presupuestos a corto plazo y el segundo en los de presupuestos a largo plazo.

Las bases fundamentales para la elaboración del pre

supuesto de caja dentro del sistema presupuestal son los siguientes:

1. El presupuesto de operaciones, que contiene el análisis de los ingresos planeados y del que puede determinarse cuáles son los renglones que implican entradas o desembolsos de efectivo.

2. El presupuesto de inversiones capitalizables

3. Las decisiones específicas de la gerencia en relación con:

- a) Pago de dividendos.
- b) Obtención y pago de financiamientos.
- c) Emisión de bonos y/o acciones.

2. Presupuesto de Pérdidas y Ganancias. - Este presupuesto se forma con el conjunto de presupuestos individuales de ventas, costo de producción y gastos de operación.

3. Balance General Presupuestado. - Este estado es el resultado o sumariación de todos los presupuestos a que antes nos hemos referido; deriva de un sistema de control presupuestal integral y requiere de una coordinación extrema. Y el detalle mensual de los presupuestos principales o sumarios permitirá integrar los estados de resultados y de situación financiera presupuestados, con los cuales podrá formularse el estado de cambios en la situación financiera presupuestado.

c) Porque se considera como un elemento de control.

Se puede decir que el control presupuestal es una técnica auxiliar de la administración ya que a través de la planeación, coordinación y control de las operaciones, se puede hacer una comparación entre las cifras reales y las presupuestadas con el objeto de establecer responsabilidades.

A continuación se enumera el porqué es considerado como un elemento de control.

1. A través del presupuesto es posible fijar la dirección que deben seguir las operaciones de la empresa para obtener el rendimiento óptimo. Deben tenerse presentes los planes fijados sobre los que tendrá que apegarse el presupuesto para reportar inmediatamente una desviación cuando ocurra.

2. Se considera como un elemento de control porque al ser comparado con las operaciones reales, se identifican claramente las fallas o desviaciones.

3. Ayuda en el control de las operaciones para que se ajusten al plan establecido. De no cumplirse éste objetivo, significaría una pérdida de tiempo y dinero al implantar un sistema de control presupuestal, así como falta de interés en el cumplimiento de los planes por parte de la dirección de la empresa. Esta etapa del control es primordial pues representa un elemento básico para la dirección al analizar problemas y tomar decisiones.

Es importante recalcar lo que debemos entender por control presupuestal. El control presupuestal no se limita solamente a la determinación de las diferencias entre el programa predeterminado y la realidad, por control presupuestal se debe entender la acción ejecutiva que debe tomarse a efecto de corregir las diferencias que se van mostrando mediante los reportes periódicos que elabora cada uno de los departamentos y de ésta manera cumplir los objetivos trazados.

El ciclo de control entraña tres diferentes fases - sumamente importantes:

1. El control antes de que el hecho suceda: período de planeación.
2. Control durante el transcurso de las operaciones: período de supervisión.
3. Control después de que el hecho se ha sucedido: implica comparación de la realidad con el plan y el análisis de las variaciones más importantes.

Analizadas las causas de las variaciones significativas entre la realidad y el presupuesto, la acción ejecutiva a que se hace referencia se puede encaminar a:

- a) Corregir los resultados no satisfactorios
- b) Prevenir que los resultados satisfactorios sigan sucediéndose.
- c) Corregir una planeación inadecuada

Para finalizar es necesario recordar que un control presupuestal, bajo los lineamientos del presupuesto flexible, está reconocido como una de las herramientas más efectivas con que cuenta la Gerencia para el logro de su objetivo más importante, o sea la realización de utilidades. Sin embargo, es necesario hacer hincapié que un control presupuestal, no obstante ser tan valioso auxiliar de la Gerencia, no reemplaza a una buena administración, pero sí pone en manos de los encargados de la misma, los elementos para hacer el trabajo más eficaz, proporcionando una norma o patrón cuyo buen uso permite que las decisiones que se tomen puedan hacerse con mayor seguridad y certeza.

d) Su utilidad

A continuación se enumera la utilidad que reporta un sistema de control presupuestal al ser implantado por una empresa.

- a) Ayuda a fijar la responsabilidad en cada función de la empresa.
- b) Debido a su carácter coordinador, hace que todos los departamentos de la empresa colaboren para alcanzar los objetivos generales fijados en el presupuesto.
- c) Ayuda a comprobar la eficiencia de los resultados
- d) Evita el desperdicio, en el sentido de que limita los gastos al máximo.
- e) Regula los gastos proyectados dentro de los límites del ingreso
- f) Ayuda a determinar el efecto de la política de ventas, de producción y de finanzas de la empresa
- g) Hace posible analizar las diferencias entre estimaciones y resultados para tomar las medidas pertinentes mismas que se reflejan al tomar alguna decisión o fijar una política

Los presupuestos variables pueden utilizarse en todos los departamentos de la empresa, aunque se usan más frecuentemente en los departamentos de operación, son especialmente apropiados para los centros de responsabilidad donde:

1. Las operaciones tienden a repetirse

2. Hay numerosos gastos heterogéneos

3. La producción o actividad puede medirse de manera realista

sección, que se debe considerar como un elemento de control de gestión, ya que permite conocer el estado de los recursos asignados a cada actividad.

El sistema de control de gestión debe ser flexible y adaptable a los cambios que se produzcan en la organización, ya que el entorno empresarial es muy dinámico. Por lo tanto, el sistema de control debe ser capaz de proporcionar información oportuna y precisa para la toma de decisiones.

CAPITULO III

TOMA DE DECISIONES BASADA EN EL ANALISIS DE DIFERENCIAS.

- a) Comparación de los costos reales con los presupuestados.
- b) Análisis de las diferencias.
- c) Interpretación de las diferencias.
- d) Toma de decisiones.

a) Comparación de los costos reales con los presupuestados.

Solamente por la comparación entre los costos pre-determinados y los costos reales, puede determinarse el monto de las diferencias así como analizar el porqué de las mismas, - lo cual será tratado en el siguiente inciso. Una vez que se determinan las diferencias y analizamos su causa estamos en posibilidad de corregir las deficiencias, que de otro modo, pasarán inadvertidas. Los presupuestos de costos desempeñan un papel muy importante porque indican al gerente, al compararlos con los costos reales, en primer lugar, la posición que guarda, y en segundo, la ruta que debe seguir. De este modo, el ejecutivo puede apreciar si está en el buen camino o si se ha desviado de él. La comparación permite imprimir las orientaciones que juzgue pertinentes para llegar a la meta deseada.

De esta manera los costos predeterminados se complementan con los costos históricos.

El costo real incurrido, o sea el que se obtiene a través de la contabilidad de costos, en determinado momento -- histórico, tiene un gran valor, pero aún lo tiene más el -- costo por realizar, o sea aquel que trata de suprimir diferencias.

Sólo en esta forma puede controlarse y corregirse las anomalías. De aquí que se diga que una contabilidad moderna de Costos, para llamarla así, mostrará los resultados históricos y además servirá de base para la predeterminación de

los costos y de los resultados que deban obtenerse, a fin de que la misma contabilidad se convierta en un instrumento de control que localice las causas de las diferencias en el cumplimiento de un plan prefijado de producción. Por esto podríamos decir que el éxito en los negocios modernos depende en gran medida de la efectividad con que los funcionarios de la empresa planean, dirigen y coordinan los diferentes aspectos operativos y administrativos de la misma. Esta actividad puede ser muy satisfactoria y conducir al éxito solo cuando se dispone de información adecuada en cuanto al progreso de los planes, los resultados reales y las metas logradas o por lograr. Es obvio que el valor de los reportes y registros relativos a información de esta naturaleza, depende casi completamente de su exactitud, lo adecuado que sean y la claridad con que haga resaltar la significación de los hechos importantes y proporcionan a los funcionarios la información que les haga sentir la necesidad de actuar correctivamente, cuando así es necesario.

De aquí que los documentos y reportes que reflejan la eficiencia o ineficiencia de cada fase de la actividad, sean tan esenciales a un administrador inteligente como lo son las buenas herramientas y maquinaria en la obtención de un producto de buena calidad. En tanto que los funcionarios de una empresa utilizan como uno de los contactos directos con las operaciones reales los reportes y registros, es de capital importancia que estos reflejen en todo momento

las condiciones reales y la eficiencia alcanzada.

Aparte de otros medios, los funcionarios obtienen la visión de cada actividad no a través del estudio detallado de cada uno de los registros, sino recibiendo reportes concisos con la información y datos en forma concisa y clara de los hechos más significativos acerca de todas las áreas que sean importantes para la buena marcha de la empresa. Con esta información pueden tomar las decisiones necesarias para corregir los problemas o asegurar la continuidad de las eficiencias logradas y operar la administración por sus responsabilidades.

Los reportes de eficiencia son más útiles cuando la información se arregla y presenta en forma sumaria y operando bajo un sistema presupuestal. Al centralizarse la atención en las diferencias se elimina la innecesaria revisión de operaciones que siguen una rutina planeada.

El sistema presupuestal es un medio eficaz para controlar los costos y medir el desempeño de las actividades. Permite a la gerencia conocer el estado de los recursos y planificar el futuro. El presupuesto es una herramienta esencial para la toma de decisiones y para la asignación de recursos. Proporciona una base para la evaluación del desempeño y para la identificación de áreas de oportunidad. El sistema presupuestal debe ser flexible y adaptable a los cambios en las condiciones de la empresa. La gerencia debe revisar y actualizar el presupuesto regularmente para asegurarse de que sigue siendo relevante y útil. El presupuesto también puede ser utilizado como una herramienta de motivación para el personal, al establecer metas claras y medibles. Sin embargo, es importante evitar que el presupuesto se convierta en un fin en sí mismo, en lugar de ser un medio para lograr los objetivos de la empresa.

b) Análisis de las Diferencias

Una vez que el presupuesto ha sido preparado, analizado y aprobado en su forma final; deben ejecutarse pruebas necesarias para verificar si el plan funciona o no a través de comparaciones de los resultados reales con los presupuestos, con el objeto de identificar las diferencias las cuales deberán someterse a un estudio para determinar la más apropiada solución.

Si partimos de la base de que el presupuesto es factible en las condiciones anticipadas para el período presupuestado y que el presupuesto refleja adecuadamente los objetivos de la empresa y por lo tanto es un plan a ejecutar, se tiene que convenir que las diferencias respecto al presupuesto son una medida adecuada de la eficiencia para alcanzar los objetivos de la empresa. Consecuentemente es necesario examinar los tipos de diferencias que puedan ocurrir.

Tales diferencias pueden agruparse como sigue:

a) Diferencias en la obtención del ingreso. - En este caso la medida de la eficiencia es la comparación entre las ventas reales y las ventas presupuestadas.

b) Diferencias en la producción de artículos y servicios. - Las comparaciones en esta área tienen que ver con la capacidad de producción la disponibilidad y utilización de equipo y materiales, la utilización de la mano de obra y comparaciones similares. Comúnmente estas comparaciones no están basadas en las secciones financieras del presupuesto

sino en las secciones referentes a la producción.

c) Diferencias en los costos incurridos. - El análisis

de diferencias en el costo, es importante, no solo por su magnitud económica sino también porque son indicadores de desviaciones en la ejecución de los planes. Y sus comparaciones deben hacerse contra los gastos autorizados al volumen real de operaciones y no al volumen presupuestado.

Variación de los Elementos de Producción

Los costos de producción son afectados por una variación total con respecto al estándar, cuando en él han influido variaciones de los componentes que fueron fijados como estándar y será necesario analizarlos para conocer las causas que los motivaron.

Las variaciones o diferencias pueden originarse en cualquiera de los tres elementos del costo: materiales, mano de obra y gastos de producción, por las causas fundamentales de cantidad y precio:

Variación en Cantidad de Materiales.

La variación en cantidad, será la diferencia de unidades de material realmente consumido en la producción y

las unidades asignadas por el estándar para la misma producción.

La variación puede tener varios orígenes, por lo que es conveniente analizarlos según la importancia que éstos puedan tener para que dentro del catálogo general de cuentas

tas, se asigne un grupo de sub-cuentas para codificar las causas de tales verificaciones.

Entre otras pueden citarse las siguientes causas:

- a) Desperdicio y material defectuoso que pueden echar a perder por deficiencias en su operación.
- b) Mermas incurridas en el proceso de operación por su misma naturaleza.
- c) Rechazos de control de calidad motivados por una inspección demasiado rígida por su misma naturaleza.
- d) Modificaciones al equipo utilizado, que afecten al material standarizado en cantidad o calidad requeridas por la naturaleza del producto, atendiendo a la modernización del equipo.
- e) Modificación en el diseño del producto original, escasez de material o cualquier otra causa análoga.

Variación en Precio de Material.— La variación en precio de material, es la diferencia del costo estándar con el real asignado, ponderado por las unidades reales consumidas en la producción.

En la variación en precio de material se encontrarán elementos motivados por causas especiales como las siguientes:

- a) Fluctuaciones en los precios del mercado originados por la ley de la oferta y la demanda.
- b) Volumen de compras que permite encontrar mejores precios y condiciones.

c) Compras de emergencia de cantidades menores.

d) Calidad o clase inadecuada para los estándares - del producto o que tiene en ocasiones que consumirse en un volumen mayor para conseguir los resultados necesarios.

Variación en cantidad de mano de obra.

La comparación del costo real de la mano de obra con el costo estándar muestra variación por las siguientes causas:

a) Eficiencia

b) Tiempo ocioso

a) Variación por eficiencia. - La variación en cantidad por eficiencia es el resultado de la diferencia de las unidades de mano de obra realmente utilizada en la producción, con las unidades estándar aseguradas para la misma.

Las causas que motivan esta variación entre otras son:

a) Modificación al diseño del producto y que afectan en mayor o menor consumo de unidades de mano de obra la -- producción, con el estándar físico establecido.

b) Modificación en el equipo que traerá un nuevo consumo de unidades de mano de obra por una mecanización de las operaciones.

c) Capacitación de aprendices que los adiestran en mayor tiempo para facilitar su adiestramiento.

d) Rotación extrema del personal que origina un tiempo extraordinario para su adaptación a los procesos.

e) Ineficiencias en las operaciones por incapacidad del personal para desarrollarlos o por métodos anticuados.

b) Variación por tiempo ocioso. Esta variación es originada por la diferencia de las horas pagadas, con las horas realmente trabajadas.

Las causas de esta variación podrán ser originadas por:

- a) Falta de supervisión en su aprovechamiento.
- b) Exceso de mano de obra para las necesidades de la producción.
- c) Programación inadecuada de su utilización.
- d) Tiempo perdido por reparaciones, falta de mantenimiento.
- e) Falta de abastecimiento adecuado de materiales, que provoca pérdida de tiempo a obreros y máquinas.

Variación en precio de la mano de obra.

Es el resultado de la diferencia del costo de las unidades reales de mano de obra a precio estándar con el total de las unidades consumidas a precio real.

Algunas de las causas de variación se deberán a:

- a) Cambios de cuota de salario influidos por la oferta y demanda de la mano de obra solicitada.
- b) Cuota de trabajo extraordinario pagado y ejecutado por esa causa.
- c) Cambios en la calidad de mano de obra que motiva pagar mayor o menor cuota.

Variación de los gastos de fabricación.

La variación de los gastos de fabricación se compone de elementos que son motivados por varias causas; con base

a las fundamentales se tiene la siguiente clasificación.

	Eficiencia	
Precio		Cantidad En Presupuesto
	Capacidad	

Variación de eficiencia.- La diferencia de los gastos de fabricación realmente aplicados a una orden, trabajo o proceso, con los cargos asignados por el estándar para la misma producción, es la variación de eficiencia.

Esta variación puede ser causada por:

a) Variación en cantidad de la mano de obra directa a los gastos de fabricación, si son aplicados sobre esta base.

b) Variación de cantidad de materiales directos a los gastos de fabricación si son aplicados sobre esta base.

Variación en capacidad.- Variación en capacidad es el resultado de la diferencia de la suma de los gastos de fabricación aplicados, con los asegurados a la cuota estándar para el nivel de producción presupuestado.

Esta variación podrá ser motivada por elementos controlables y no controlables, por lo que tendremos que algunos de éstos podrán originarse por:

Causas controlables

a) Tiempo perdido por los obreros en espera de instrucciones, herramientas, materiales, trabajo por mala administración, si los cargos se aplican con base en la mano de obra.

b) Falta de un programa de producción adecuado para utilización de la planta.

c) Programación inadecuada de ventas o producción.

d) Variación de calendario en períodos anormales por días festivos o naturales, con relación a períodos de actividad o capacidad normal.

Causas no controlables.

a) Oferta y demanda del mercado, para los productos elaborados.

Variación en presupuesto.- La variación en presupuesto, es la diferencia de los cargos de producción predeterminados, con los reales en el período.

Mediante un análisis exhaustivo de las cifras presupuestadas y las reales, se podrá hacer una clasificación de las erogaciones no presupuestadas y de los cambios en precio ocurridos.

La variación neta podrá ser afectada por las causas:

a) Oferta y demanda en el mercado de los costos de servicios que requieren ser comprados.

b) Exceso de materiales y mano de obra indirectos.

c) Gastos de fabricación no presupuestados e incurridos en la operación.

Estas dos últimas variaciones de capacidad y presupuesto, podrán ser referidas únicamente al centro de costo o departamento en conjunto, no pudiendo ser a una orden de producción u operación individual.

El análisis de las diferencias son el complemento del procedimiento de los costos estándar y no cumplirán estos - su función total sin considerarlos, ya que mostrarán el índice de eficiencia en la ejecución de los estándares establecidos dentro de las condiciones previstas para su funcionamiento operativo.

c) Interpretación de las Diferencias

Cuando es necesario interpretar alguna diferencia es preciso detectar la causa que la produce para así tener elementos de juicio para tomar las medidas correctivas. --

Las diferencias encontradas exigen ser explicadas por los responsables de los departamentos en que se producen, así,

si existe una diferencia en cuanto al material, la responsabilidad por ésta, sería del departamento de compras o

por el departamento de fabricación. El departamento de --

compras puede haber experimentado comprando un tipo o ca-

lidad diferente de materiales o a un precio más bajo, y

debido a esto era necesario usar más material, pero es-

to no obstante aún cuando se usara más material, el aho-

rrro de precio puede ser mayor que el costo de la cantidad

adicional.

Sin embargo es también posible que el departamento -

de compras haya sido capaz de comprar la calidad estándar

de material a menos de los precios estándares, aunque, me-

dante los desperdicios y la producción defectuosa en el

departamento de fabricación, el efecto del ahorro quedará

un poco anulado por haberse empleado en la producción más

que la cantidad presupuestada. Si aparte la diferencia es

en la mano de obra la responsabilidad por las diferencias

en el costo de la mano de obra recaen en el departamento

encargado de contratar el personal o en el departamento de

fabricación.

El hecho de que hubieran gastado menos horas en la fabricación puede ser atribuible a una supervisión más cuidadosa, mejor emplazamiento de la maquinaria o al hecho de que el departamento de personal escogió trabajadores más eficientes, ya que quizá está pagando salarios mayores a algunos de ellos.

El costo aumentado de la mano de obra puede ser debido a las condiciones del mercado laboral o a un aumento repentino en el volumen de producción, que exige salarios más elevados o el empleo de trabajadores capacitados. La disposición de la maquinaria y la supervisión inadecuada podrían también ocasionar diferencias del costo de la mano de obra, al exigir el uso de un número mayor de horas que el presupuestado. Una calidad inferior del material podría haber exigido mayor trabajo para el proceso adecuado.

Las diferencias serán debidas principalmente a la ineficiencia resultante de la falta de supervisión, herramientas de deficientes o materiales de baja calidad.

Si la diferencia es en la carga fabril puede tomarse sobre la base de las obras de mano de obra directa y en el caso de que se haya utilizado más horas de mano de obra de las presupuestadas entonces la diferencia es de eficiencia. En el caso de que se haya hecho, la diferencia sería presupuestaria y cuando la diferencia es de capacidad se debe a las relaciones de volumen de producción.

d) Toma de Decisiones

La toma de decisiones puede definirse como la selección basada en cierto criterio de la conducta alternativa derivada de dos o más posibilidades.

La toma de decisiones nunca es una actividad administrativa aislada siempre está relacionada con un problema, una dificultad o un conflicto. Las decisiones proporcionan una respuesta al problema o la solución al conflicto.

El proceso de la toma de decisiones es difícil porque implica no solamente experiencia, conocimientos, sentido común y criterio, sino también muchas incertidumbres futuras que pueden amenazar la acción que decidió tomar. Es por esto que resulta valioso un enfoque sistemático del análisis de problemas.

Hay tres clases de acciones que se pueden escoger al tratar un problema, y éstas son:

1. Acción interna.- Generalmente ésta es la primera acción que se toma antes de que se haya encontrado la causa y sea posible aplicar la acción correctiva. Es una acción que da tiempo al directivo para completar la especificación y el análisis del problema y encontrar la causa sin que se detenga la marcha de las operaciones.

2. Acción de adaptación.- Esta acción se toma después de haber localizado la causa del problema y el directivo encuentra que, o no puede hacer nada para eliminar la causa o que la acción no es factible para corregir directamente la desviación. Esta acción es a veces la única

que se puede tomar cuando la causa de un problema cae -- fuera del área de su influencia.

3. Acción Correctiva.- Es la que elimina la causa de la desviación. Por regla general, es la más eficiente de las acciones, pero solo es factible en los casos en que se conoce la causa.

En todo caso, sea cual fuere la acción que un directivo elija, ésta traerá consigo la toma de una decisión, y cualquier decisión para combatir un problema, bien sea provisional, de adaptación o correctivo, deberá desarrollarse sistemáticamente tomando en consideración los siguientes conceptos básicos de la toma de decisiones:

1. Establecer objetivos frente a los cuales elegir.
2. Clasificar los objetivos según su importancia
3. Desarrollar alternativas entre las cuales escoger.
4. Evaluar las alternativas frente a los objetivos para hacer la elección.
5. Escoger la mejor alternativa como decisión tentativa
6. Evaluar las consecuencias adversas de la elección
7. Controlar los efectos de la decisión final

Por último, antes de poner en marcha un plan, el directivo deberá darse cuenta de que pueden presentarse --- otras dificultades si no planea con cuidado la ejecución de su decisión. Por lo tanto, puede asegurar la ejecución de su plan si toma en consideración lo siguiente:

- a) Establecer sistemas de control y procedimientos de información de tal manera que pueda saber como avanza

su plan, de acuerdo con el programa que se ideó para ponerlo en marcha:

b) Vigilar estrechamente sus órdenes para saber si se han recibido y comprendido.

c) Determinar la responsabilidad para la ejecución de sus órdenes y verificar que éstas se entiendan.

d) Establecer fechas específicas para la recepción de informes en los que se examine la acción que se está llevando a cabo.

Ya se dijo anteriormente que una decisión debe estar basada en la experiencia, conocimientos y criterio, también es preciso señalar que los hechos deben dominar en las decisiones, la influencia importante sobre las decisiones de los funcionarios en los problemas que en éste capítulo nos ocupa. Tales como, las variaciones de los costos en la productividad de la empresa.

Cualquier informe sobre costos que revele un cambio en los mismos indica una variación en la productividad de la empresa. Por ejemplo, la variación en cantidad respecto del presupuesto, y análisis de las máquinas ociosas, apuntan los lugares específicos de las variaciones de la productividad.

Los estados periódicos que comparan los gastos reales y los presupuestados descubren los movimientos de -- productividad en el área del control de gastos. El estado comparativo de resultados muestra el movimiento de utilidades de toda la empresa. Una ventaja particular del costeo

El sistema directo es que hace que el estado comparativo de resultados muestre los movimientos de utilidades en forma más aguda y rápida de la que resulta del costeo por absorción. El sistema de costeo directo proporciona datos para la toma de decisiones a corto plazo.

CONCLUSIONES

Tratándose de empresas industriales, es necesario, - que tengan implantado un adecuado sistema de contabilidad de costos.

Una empresa se crea obviamente para hacer inversiones y obtener utilidades de ellas. Sin embargo, necesita saber el costo de sus actividades, saber si sus utilidades son determinadas correctamente, y también tener una herramienta administrativa que ayude a medir la eficiencia de sus operaciones.

La integración correcta del costo unitario de un producto refleja cuantitativamente la operación industrial existente, pero es imprescindible además el conocimiento detallado de la realidad.

El sistema de costeo directo podría decirse que es - uno de los medios modernos que aplican los administradores actuales, para manejar una empresa, debido a sus múltiples ventajas, expuestas en el contenido de éste trabajo.

La organización que requiere este sistema es detallada y minuciosa, asignando responsabilidades a un individuo o a un grupo de individuos a través de presupuestos en cada concepto correspondiente a su área de trabajo.

Los presupuestos no son un sustituto de la administración científica, pero sí una eficaz herramienta de la misma, ya que son los únicos planes que por su característica de ser numéricos permiten la cuantificación de los objetivos, facilitando su coordinación y control.

Al preparar los presupuestos, se deben estudiar minuciosamente todos los factores que puedan afectar el plan, con el fin de que todos los objetivos se establezcan con metas alcanzables.

Los presupuestos para su preparación deben clasificarse en presupuestos de operación y presupuestos financieros, ya que en los primeros se definen los objetivos y se encausan las actividades de la empresa hacia el logro del fin y en los presupuestos financieros se reflejan los resultados proyectados y el desarrollo financiero durante el período presupuestal.

Para que los presupuestos presten una verdadera utilidad a la administración es necesario ejercer un control de los presupuestos para determinar, mediante la comparación sistemática de las cifras presupuestadas con las reales obtenidas, las variaciones habidas, analizarlas y tomar las medidas correctivas necesarias.

La técnica del control presupuestal facilita las funciones de la dirección de las empresas como son: análisis de problemas y toma de decisiones; así como el control de las operaciones reales al suministrar información de éstas respecto a su origen, resultados y duración.

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

B I B L I O G R A F I A

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

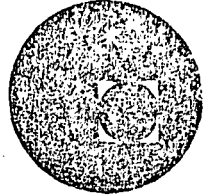
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

- Libro: CONTABILIDAD DE COSTOS
Por: C.P. Armando Ortega Pérez de León
Tercera Edición, UTEHA.
- Libro: COSTOS DIRECTOS STANDARD PARA LA DECISION Y CONTROL DE EMPRESARIOS.
Por: Wilmer Wright
- Libro: CONTROL PRESUPUESTAL DE LOS NEGOCIOS
Por: Héctor Salas González
- Libro: COSTOS III
Por: Cristóbal del Río González M.C.A.
- Libro: TECNICA DE COSTEO DIRECTO
Por: Samuel M. Woolsey
Editora Técnica, México, 1968
- Libro: APUNTES DE CONTABILIDAD DE COSTOS III
Por: C.P. Jaime Acosta Altamirano
- Libro: INTRODUCCION A LA TECNICA DE LOS COSTOS
Por: C.P. Seatiel Alatríste Jr.
- Libro: CONTABILIDAD DE COSTOS
Por: C.P. Cristóbal del Río González M.C.A.
- Libro: TECNICA PRESUPUESTAL
Por: C.P. Cristóbal del Río González
- Libro: CONTABILIDAD DE COSTOS, UN ENFOQUE ADMINISTRATIVO Y GERENCIAL
Por: Backer y Jacobsen.
- Libro: LA CONTABILIDAD DE COSTOS EN LA DIRECCION DE EMPRESAS
Por: Charles T. Horngren
- Libro: PRESUPUESTOS, PLANIFICACION Y CONTROL DE LAS UTILIDADES
Por: Glenn A. Welsch Ph. D. C.P.A.
- Libro: SISTEMA DE CONTROL PRESUPUESTAL
Por: C.P. Víctor M. Paniagua B.
- Libro: PRESUPUESTO FLEXIBLE N.A.A.
NATIONAL ASSOCIATION OF
ACCOUNTATES (COLEGIO DE CONTADORES PUBLICOS)
- Libro: TRATADO PRACTICO DE EMPRESAS TOMO III
G.I. CAMPION
Por: Francisco Casanova Editor
MONTSERRAT DE CASANOVAS, 49 BARCELONA



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

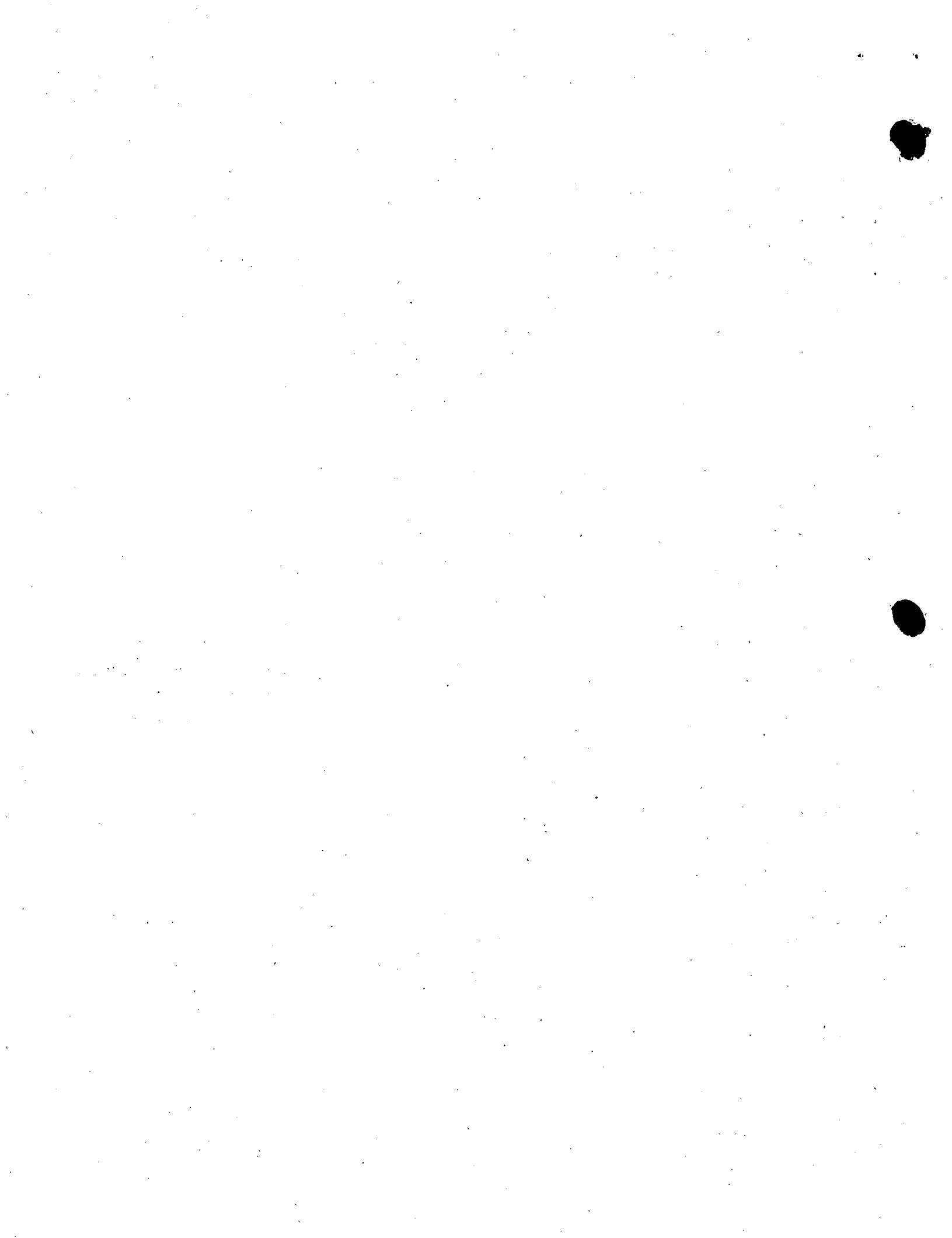


CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
EN ZONAS DE RIEGO.

DRENAJE DE ZONAS DE RIEGO.

Ing. Fernando Lozano Martínez

Octubre, 1978.



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.

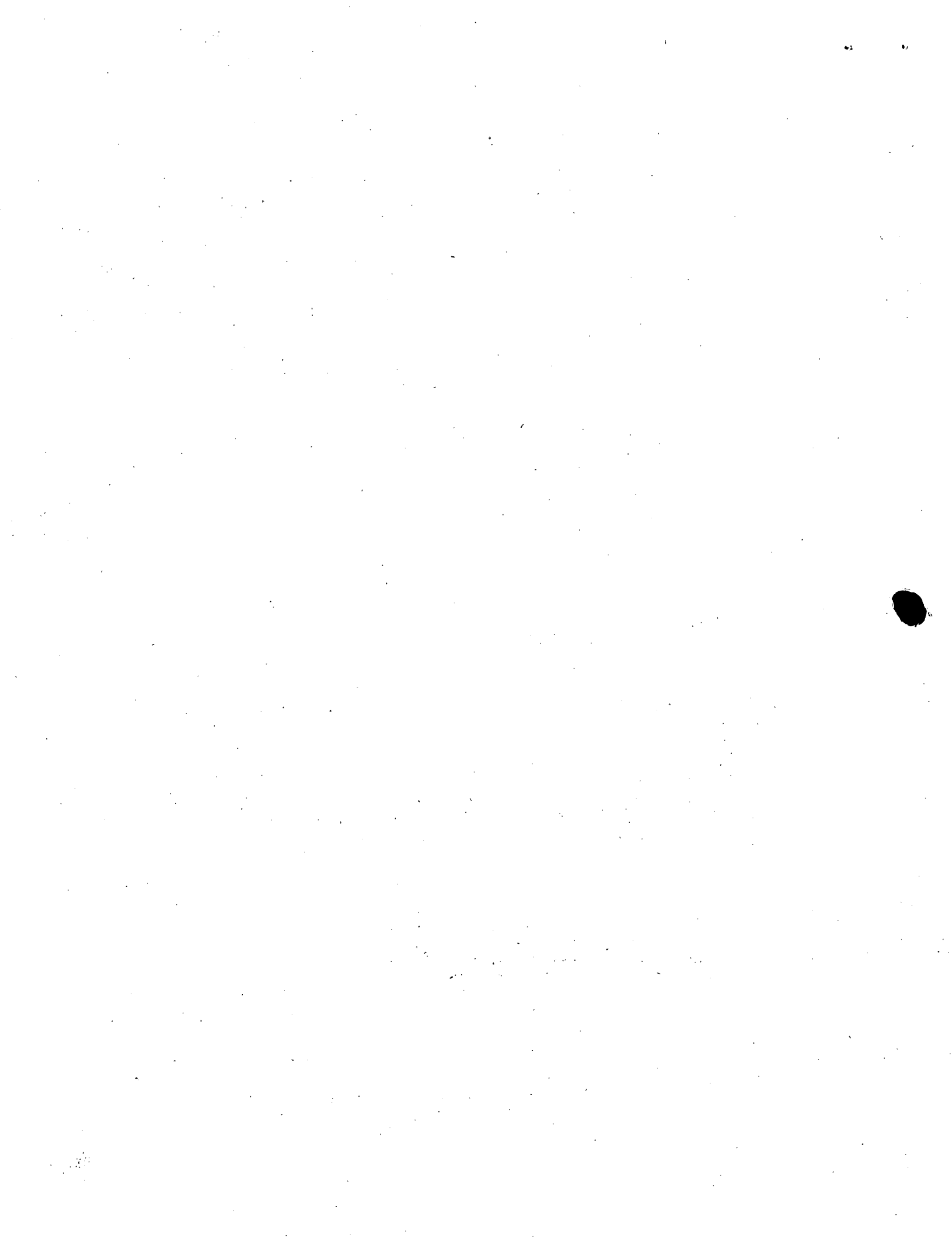
1) Coefficiente de rugosidad. Se recomienda utilizar para el coeficiente de rugosidad a un valor de ----- $n = 0.030$ a 0.035 para el empleo de la fórmula de Manning, en drenes nuevos de sección trapezoidal.

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

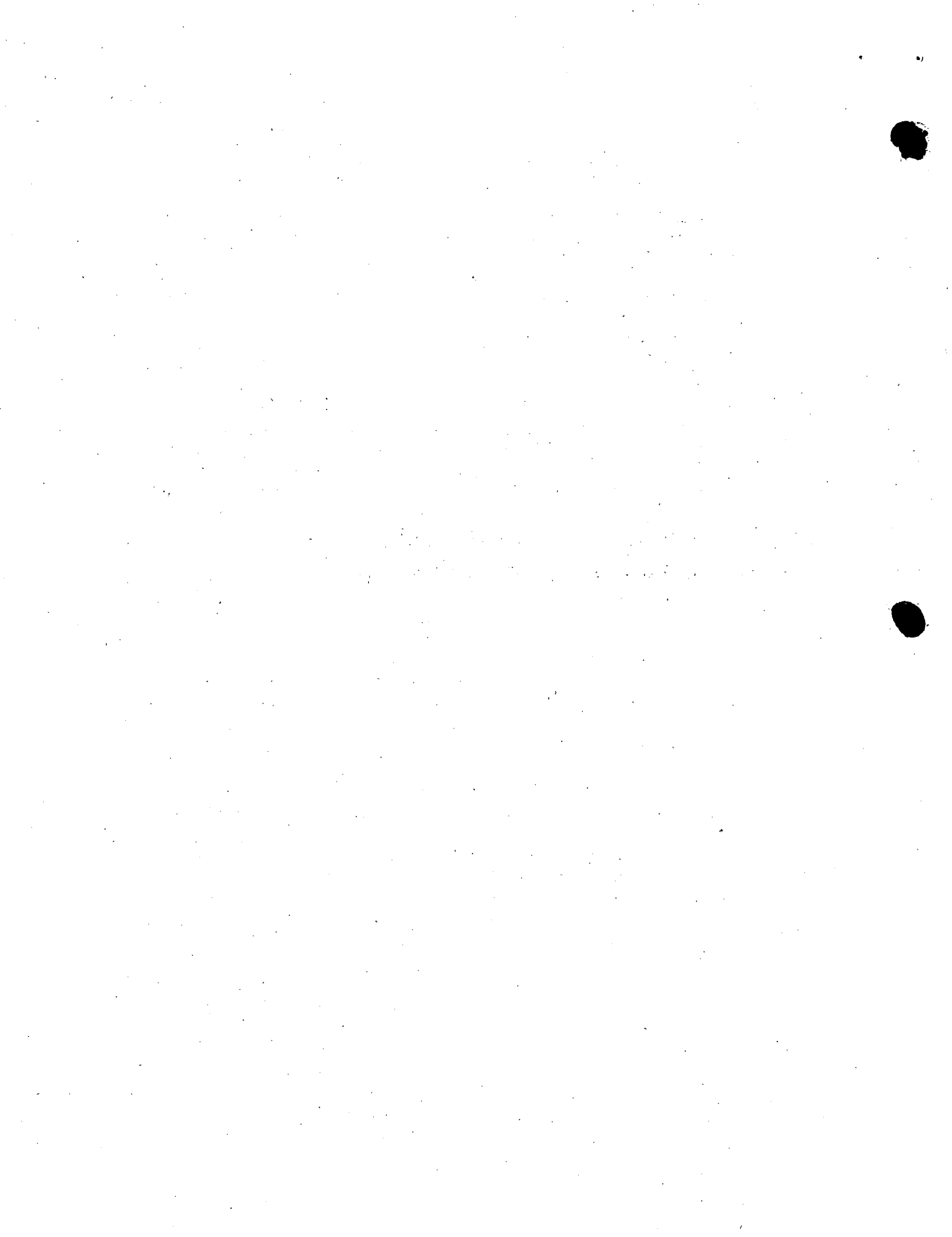
En cuanto a la velocidad mínima que se recomienda adoptar para evitar azolvamiento excesivo en un dren se propone el valor de 0.40 m/seg.



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 significativa. 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



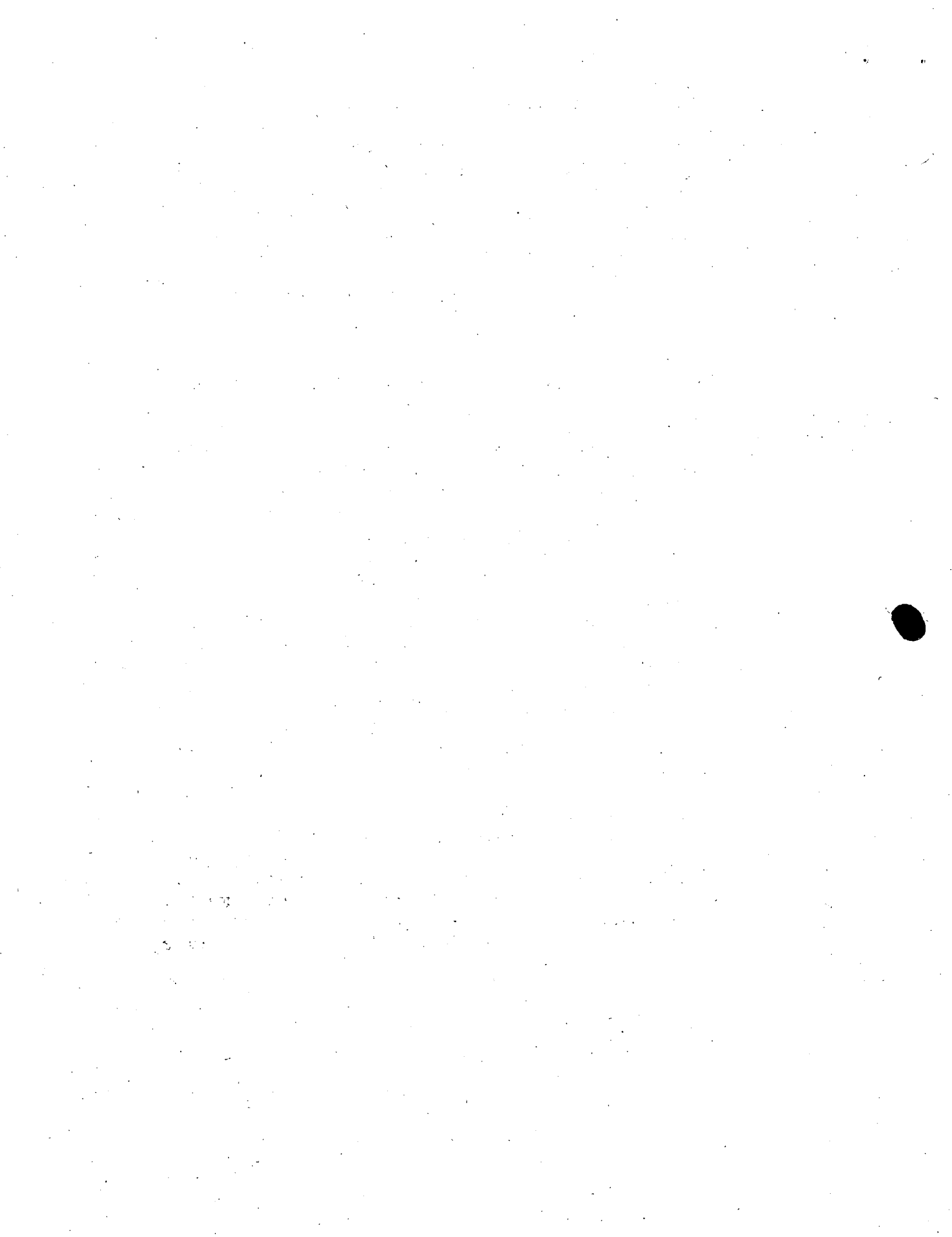
tema completo que consiste de drenes abiertos, porque - cuando se satisfacen los dos primeros requisitos, hay capacidad en exceso, que usualmente acomoda la mayoría de los gastos de avenida. Puede ser que los gastos de avenida eleven el nivel del agua en el dren a un nivel más alto que la elevación del 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 de 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

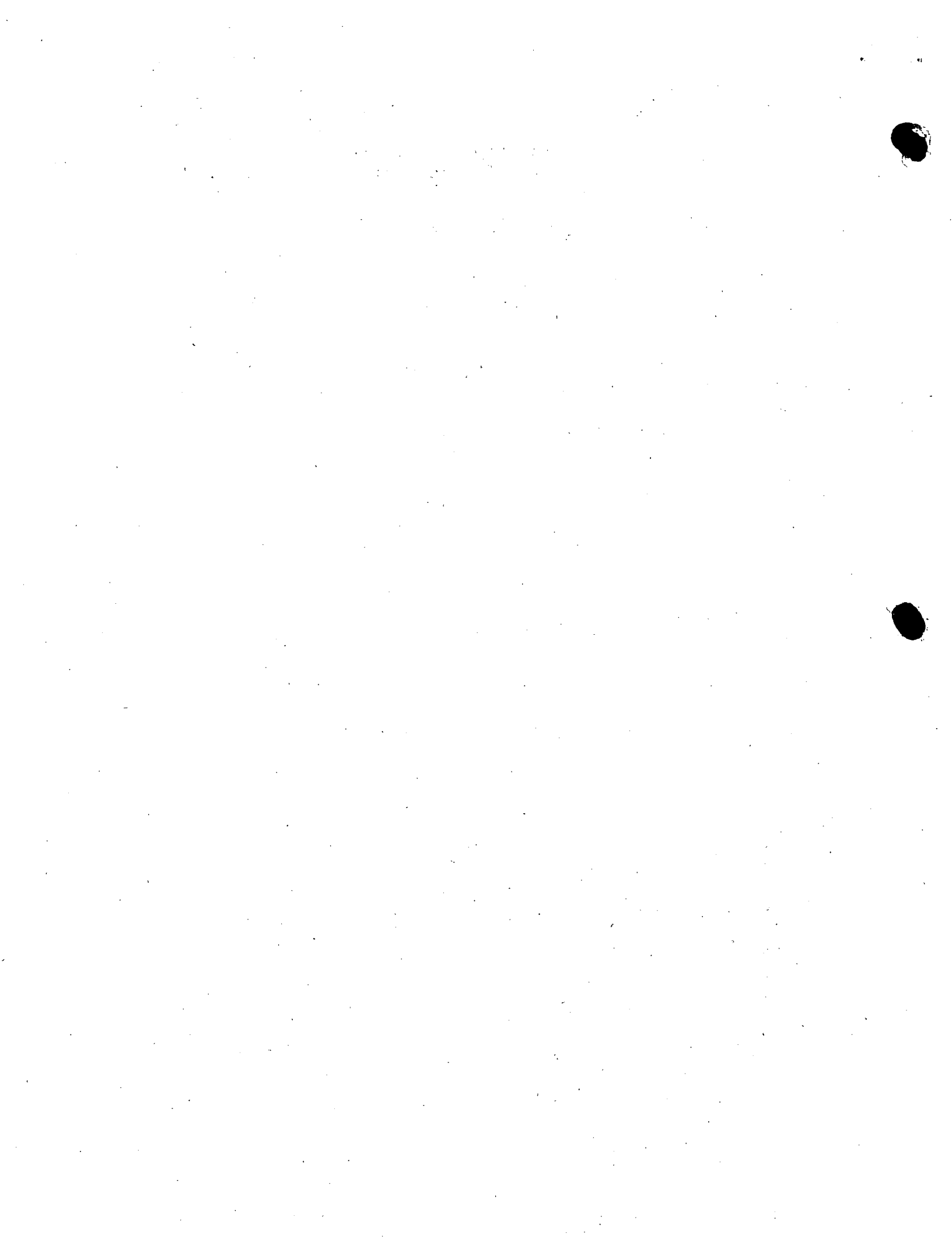


terial a través del cual se excava el dren. Los taludes laterales deben ser mayores que el ángulo de reposo del material saturado, por lo menos hasta la altura del talud que quedará mojada cuando el dren esté funcionando. Arriba de la línea de saturación los taludes pueden ser iguales al ángulo de reposo 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 banquetta 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 profundo 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.

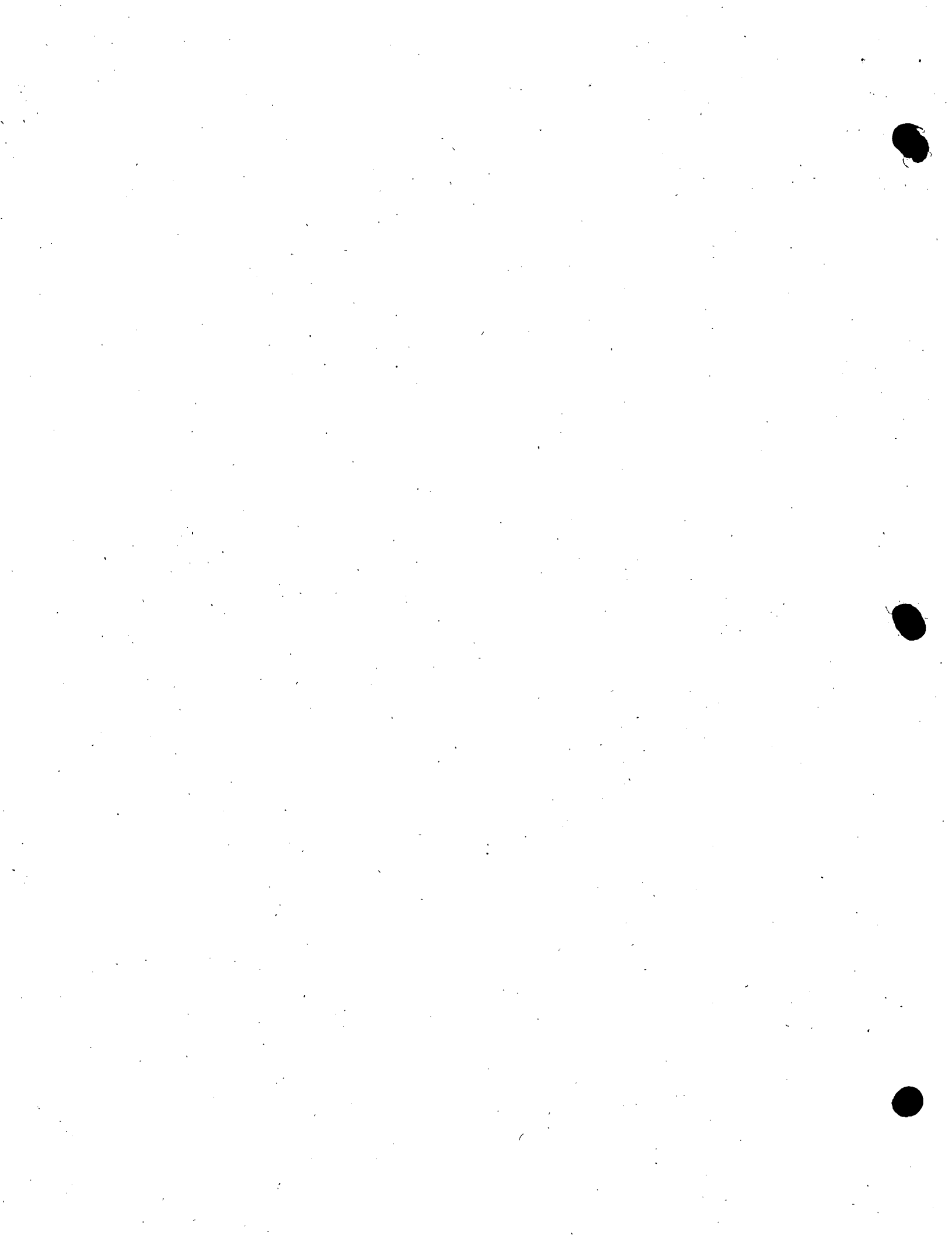
Las entradas de agua deben construirse en todos sitios que se requieran, de acuerdo con la topografía, es decir en todos los puntos bajos donde haya concentración de escurrimientos. Así mismo cada lote deberá tener su respectiva entrada de agua, para la descarga de excedentes de riego y agua pluvial 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 información 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 superficiales 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 períodos que excedan de 48 horas.

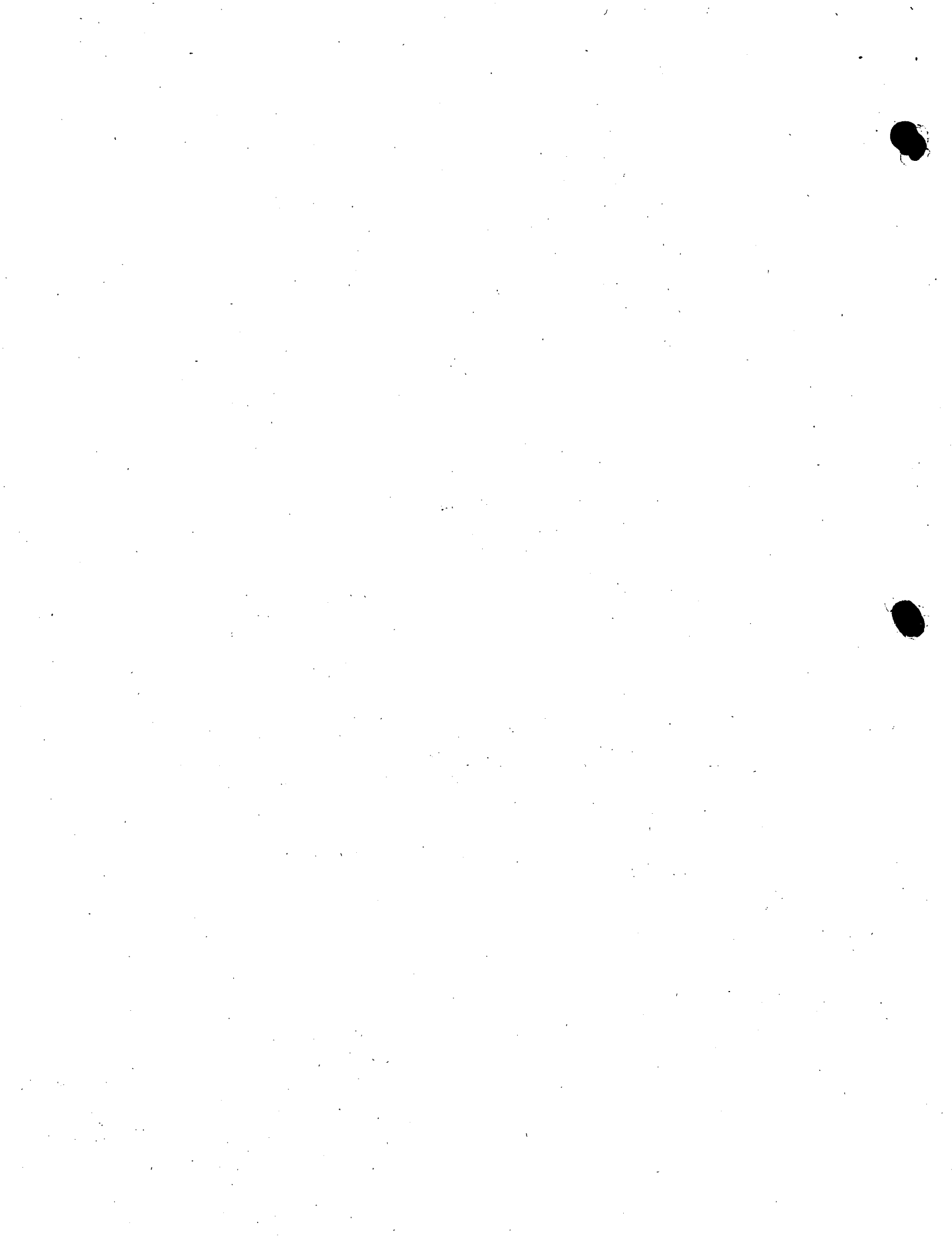
Las capacidades para los drenes abiertos colectores deben ser suficientes para conducir el escurrimiento normal de las aportaciones el agua fréatica y del desperdicio superficial de riego, más el gasto pluvial estimado, más las cantidades entregadas por los drenes de alivio y los interceptores a dichos 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 desagüe 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.

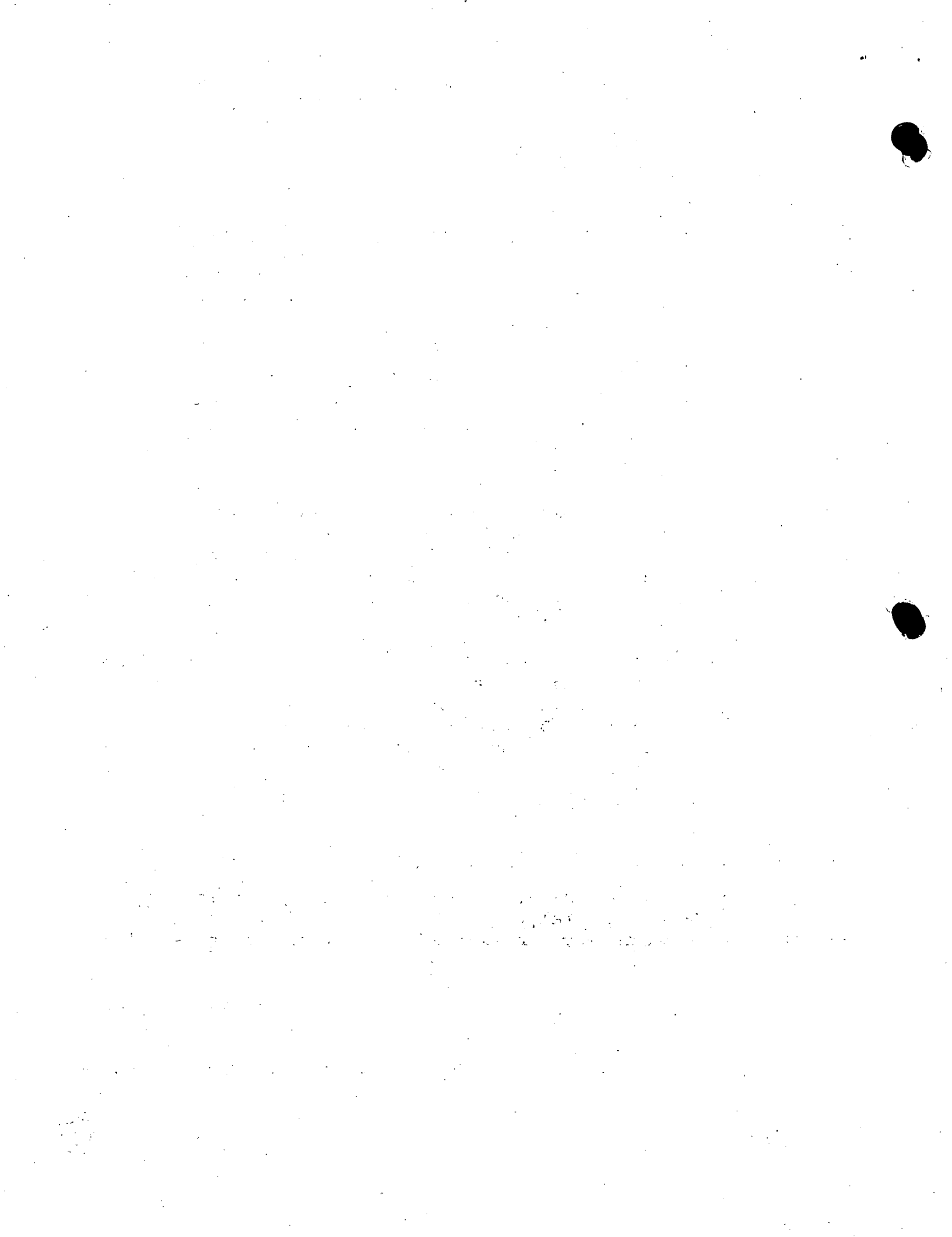
Para lograr esta condición se limita el área del distrito a una elevación de 5 m. ó más sobre el nivel del mar con la que se cuenta con desnivel suficiente para dar los 2.5 a 3.0 m. mínimos que requiere el drenaje dentro del distrito y además con 2.0 a 2.5 m. para dar pendiente al cauce del dren en su 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.

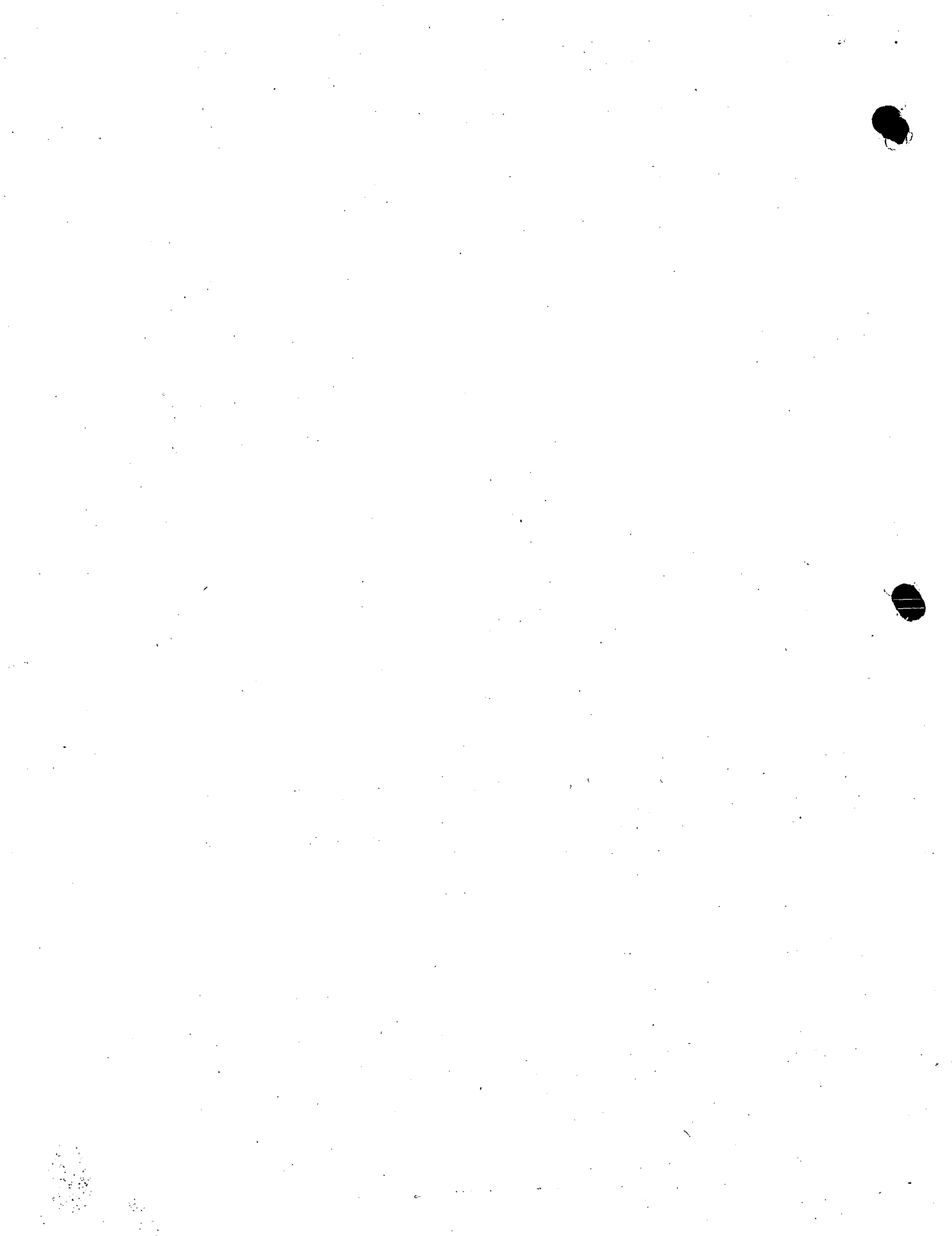
Las estructuras convencionales de rápida se deben usar cuando sean apropiadas. Las estructuras de caída se deben usar cuando por la pendiente del terreno y tipo de suelo, sea necesario controlar la velocidad del agua dentro de los límites de seguridad, se recomienda que la altura mínima de caída sea de 2.00 m. para que se justifique la construcción de la estructura.

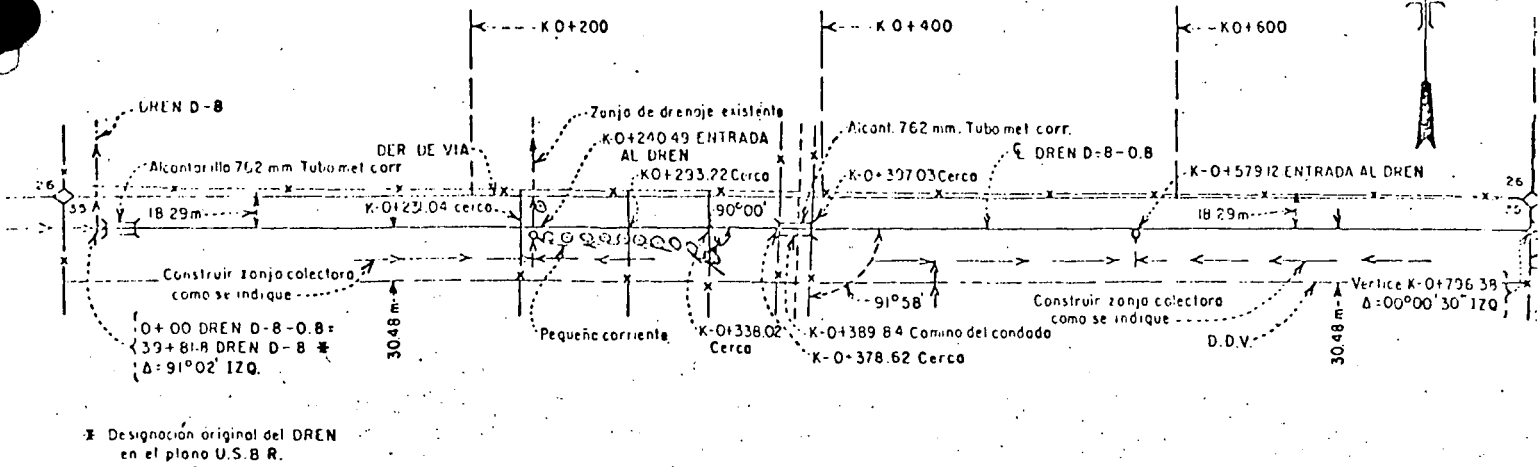
Los cruzamientos pueden ser de tubería de metal o de concreto, dependiendo de la importancia del cruzamiento, que se mide por la magnitud de la pérdida que resultaría de su fracaso. Si los suelos son agresivos o el agua es agresiva, el tubo debe estar protegido -- para alcanzar una vida económica. Los 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 zanjales 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 un 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

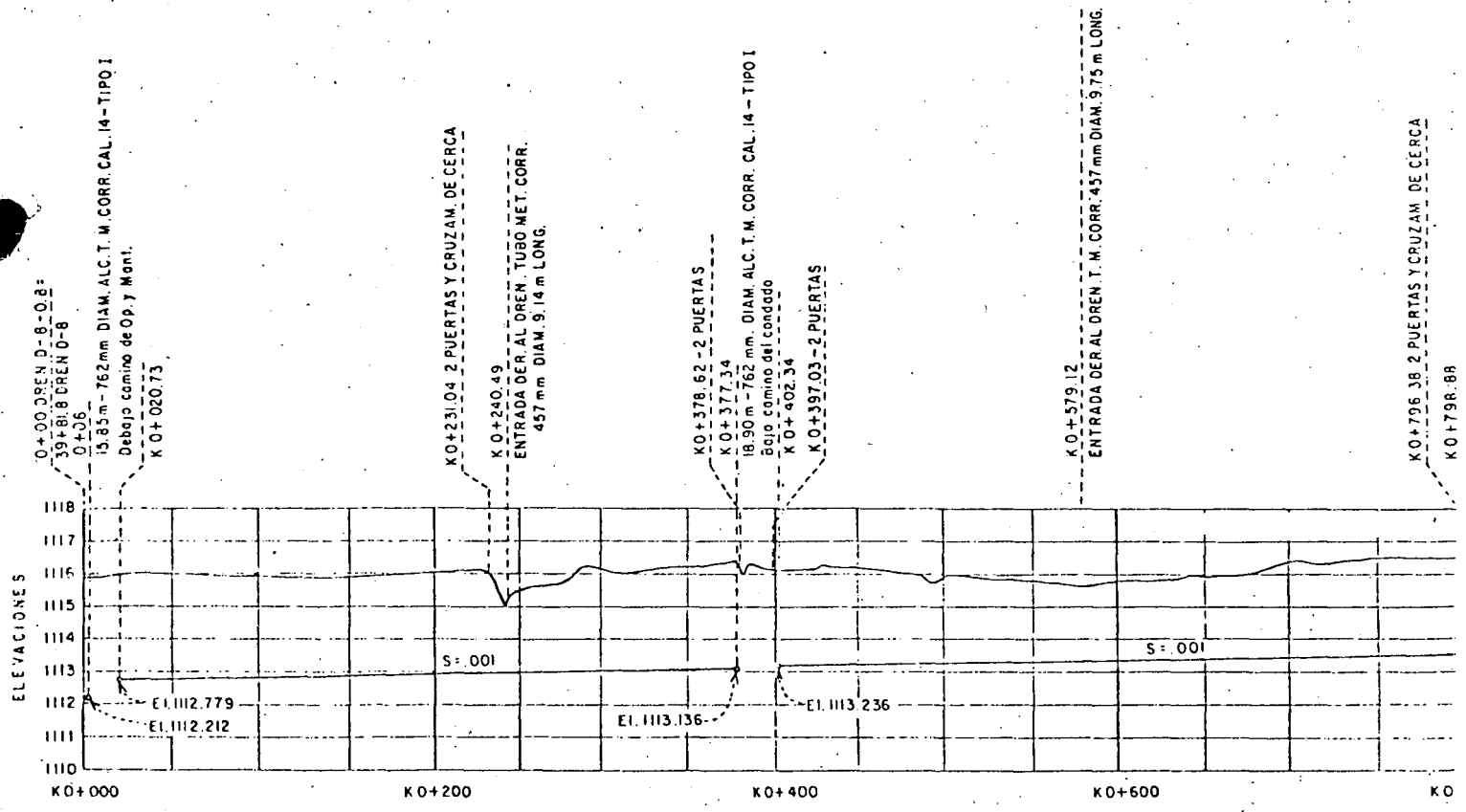


te transversal hacia afuera del dren de un 2% mínimo, para evitar que la lluvia arrastre material hacia el cauce del dren.



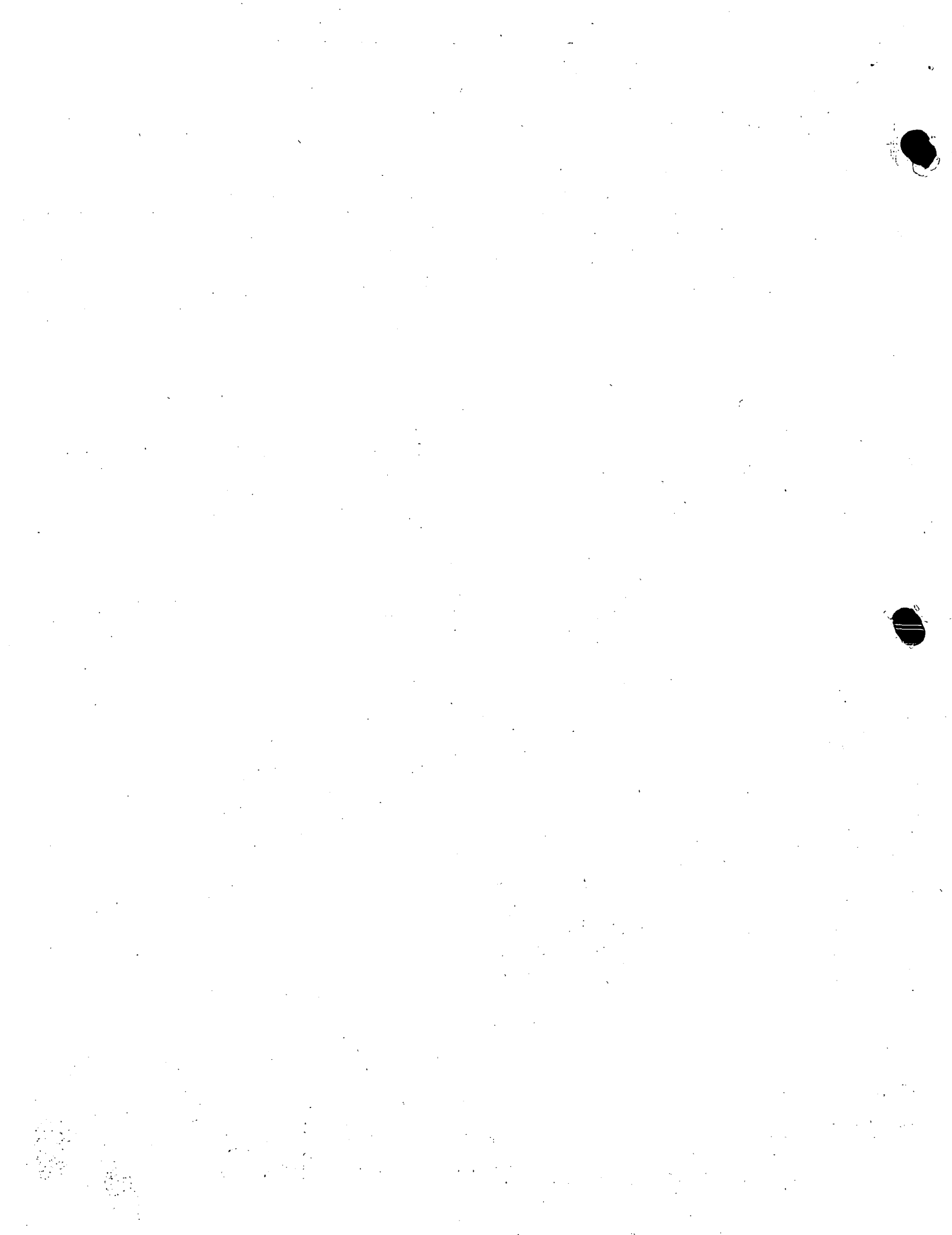


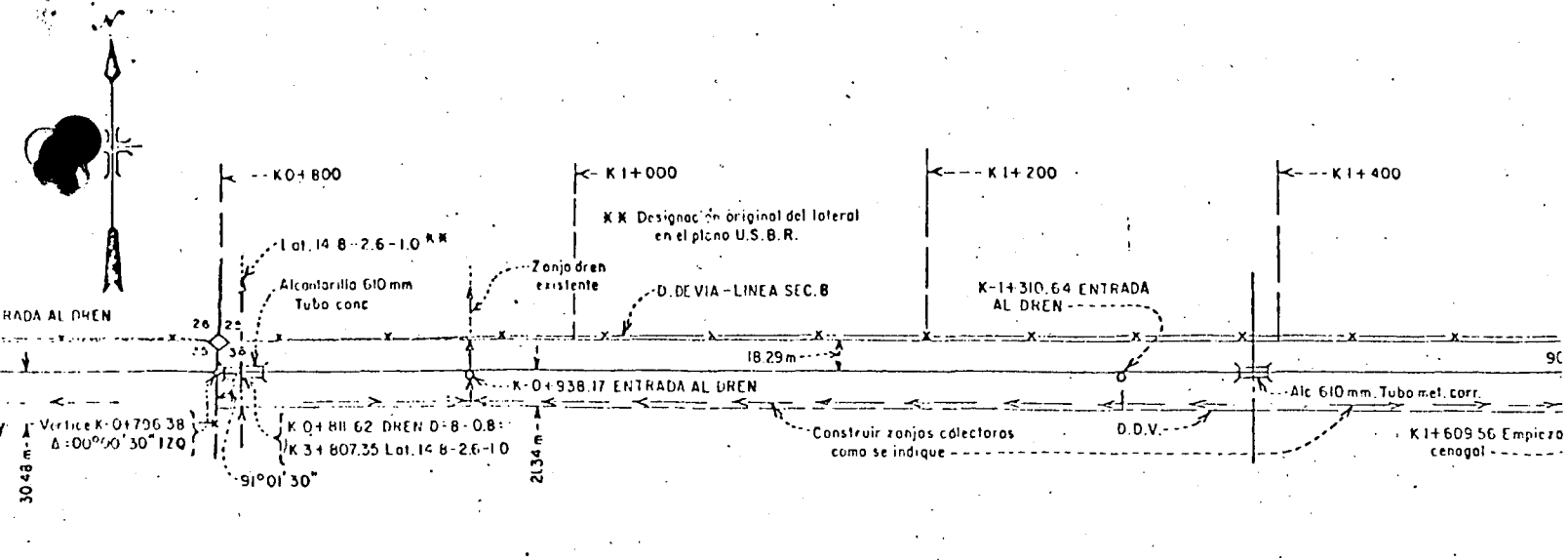
* Designación original del DREN en el plano U.S.B.R.



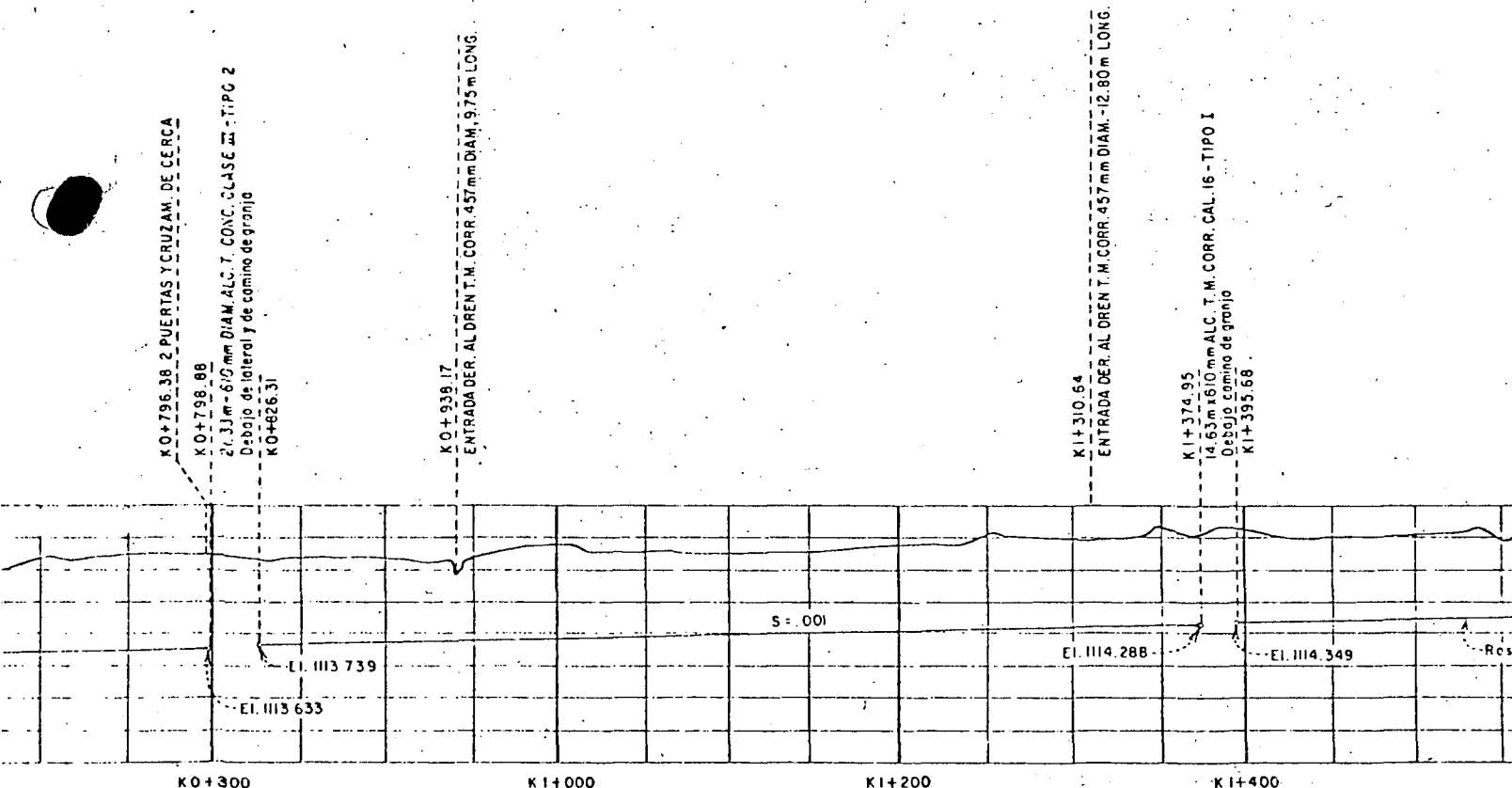
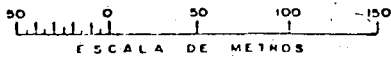
PROPIEDADES HIDRAULICAS
n = 0.30

TRAMO	b(m)	s	Q - m ³ /s		d (m)	A (m ²)
			NORMAL	TORRENTE		
0+020.73 a 0+402.34	1.219	.001	0.155	0.936	0.274 0.701	0.446 1.593
0+402.34 a 0+938.17	1.219	.001	0.113	0.653	0.213 0.579	0.330 1.211
0+938.17 a 1+621.54	1.219	.001	0.071	0.509	0.183 0.518	0.273 1.026
1+621.54 a 2+006.19	1.219	.001	0.028	0.311	0.091 0.396	0.124 0.719





PLANTA



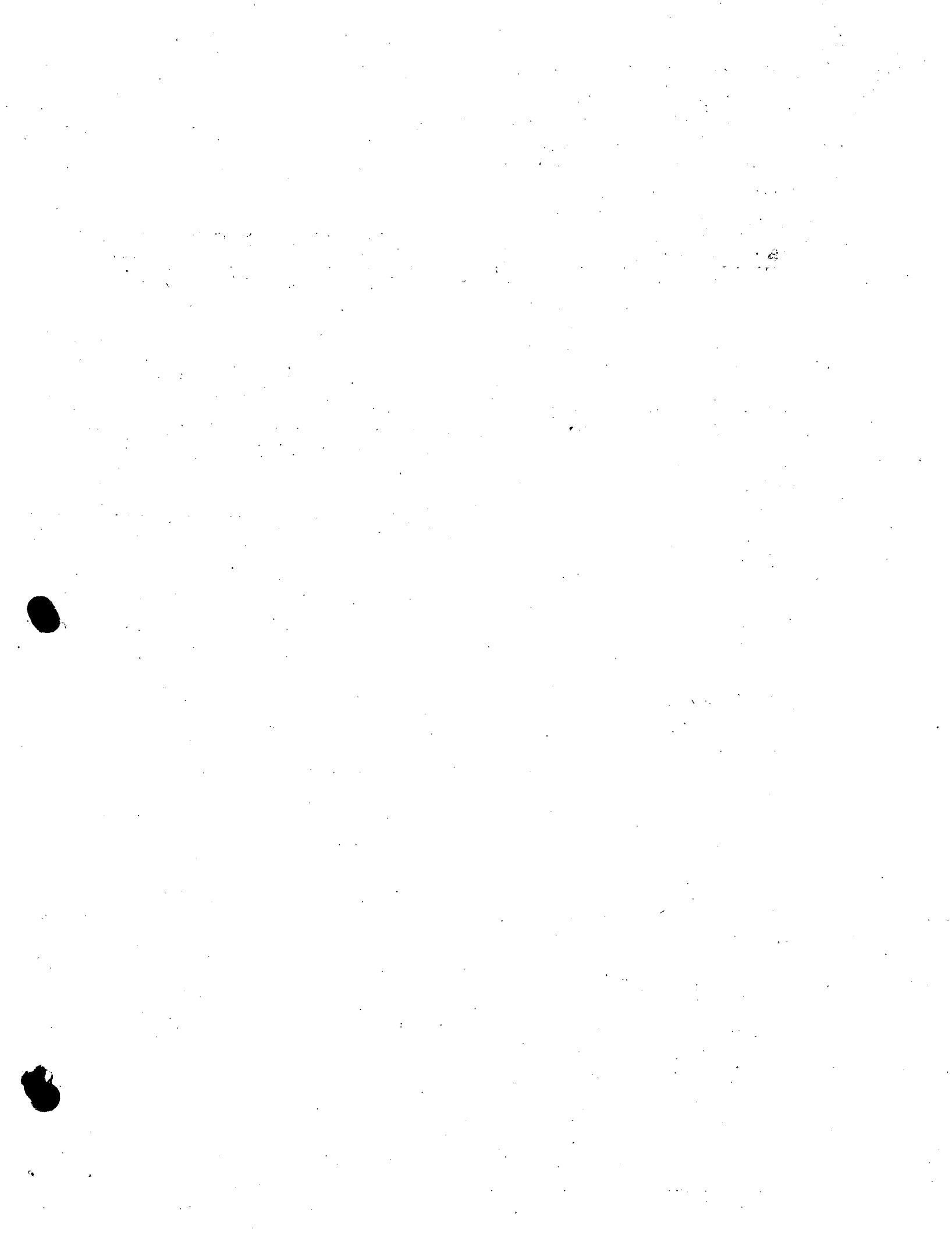
PERFIL

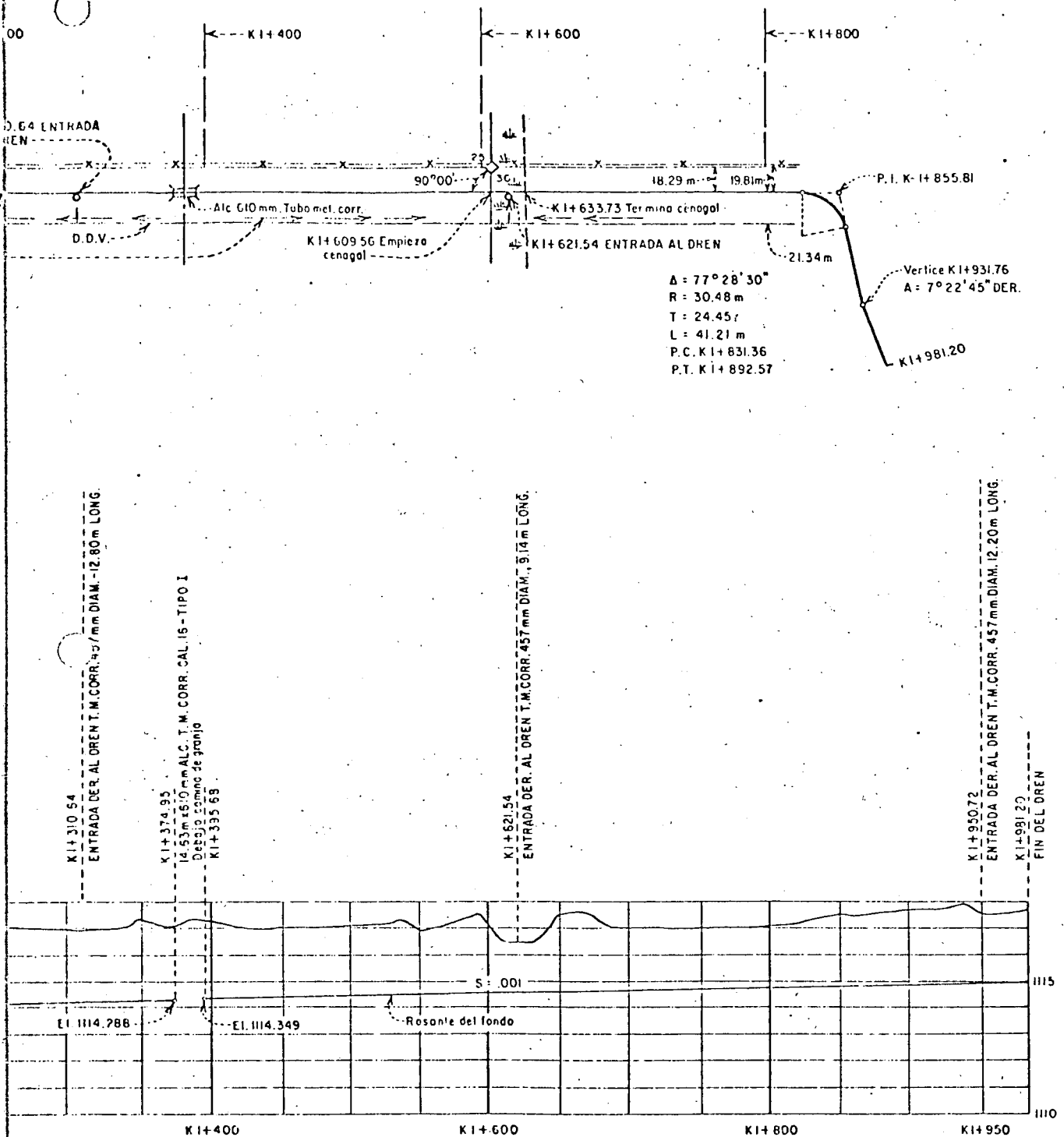
...ICAS

d (m)	A (m ²)	Y (m)	V (m/s)
0	0.448	0.201	0.347
0.1	1.593	0.427	0.588
0.2	0.330	0.165	0.344
0.279	1.211	0.366	0.539
0.183	0.273	0.146	0.259
0.514	1.036	0.335	0.491
0.091	0.124	0.079	0.229
0.336	0.719	0.271	0.433

NOTAS GENERALES PARA DRENES

Dimensiones y elevaciones en metros.
 El cadenamiento del dren tiene su origen en el punto mas bajo.
 Para secciones típicas de dren ver plano 103-D-664 (Fig. 3-Porr. 526.1.5)
 Para detalles de alcantarillas y entradas a drenes ver plano 103-D-683 (Fig. 4-Porr. 526.1.5)
 El gasto Q normal y las propiedades hidráulicas normales de la tabla corresponden a los apart. subsuperficiales mas el flujo de retorno de riego.
 El gasto Q para tormenta y las propiedades hidráulicas correspondientes de la tabla, son para normal mas el escurrimiento superficial estimado para una tormenta de frecuencia uno en 5 años. En donde se indican verticales en la planta, acomodar en el alineamiento una curva de 15m de r. si es factible.
 El trazo de los drenes puede ser modificado dentro del derecho de via según se indique.
 Cuando se indique se pondrá grava en los taludes del dren. El espesor sera 0.15 para Δ o menos y 0.30 para Δ mayor de 45°

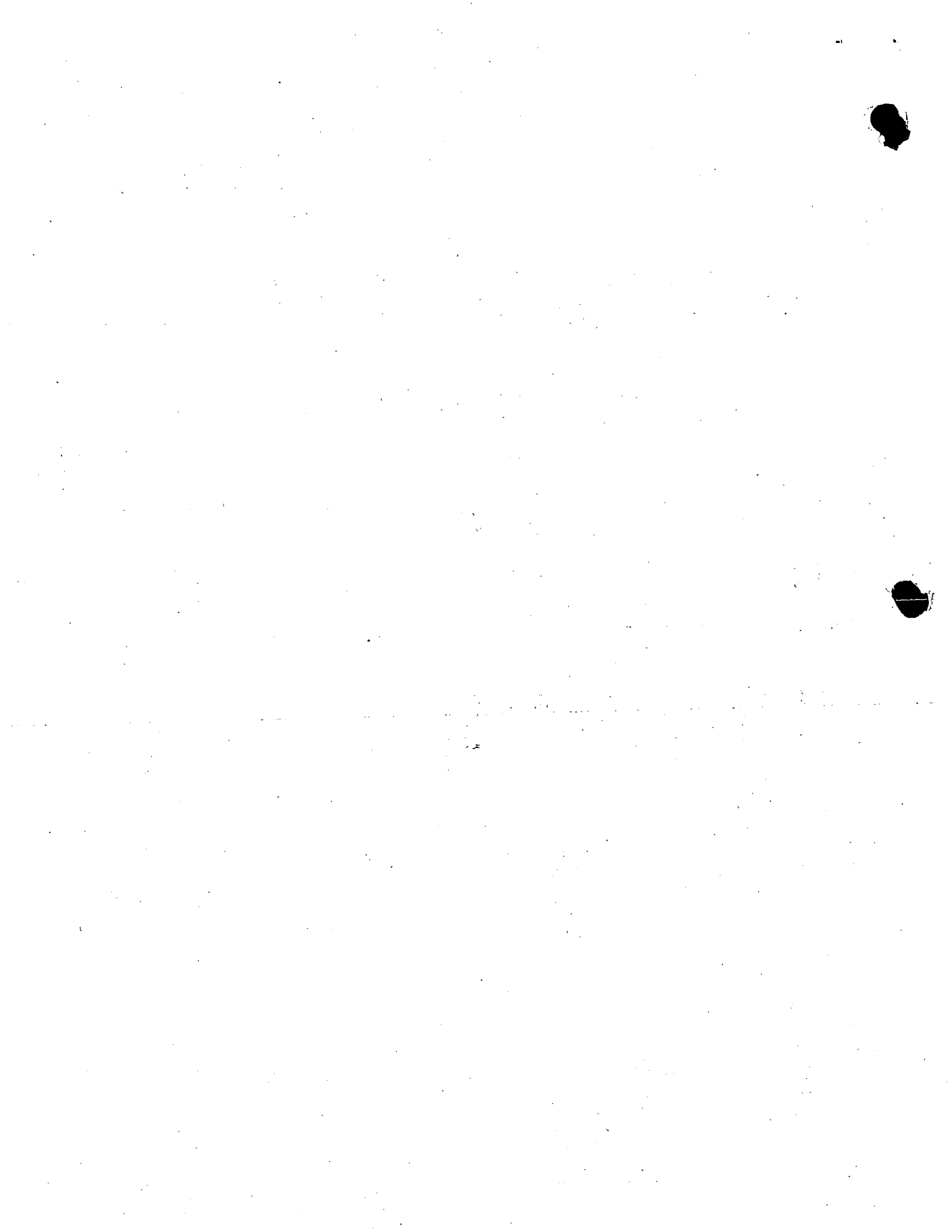




GENERALES PARA DRENES

El dren comienza en el punto más bajo.
 El plano 103-D-GG4 (Fig. 3-Parr. 526.15)
 y entradas a drenes ver plano 103-D-683 (Fig. 4-Parr. 526.17)
 Las hidr. normales de la tabla corresponden a las aportaciones
 de riego.
 Las hidr. correspondientes de la tabla, son para el 0 nor.
 superficial estimado para una tormenta de frecuencia uno en 5 años aproximadamente.
 El dren, acomodado en el alineamiento de una curva de 15m de radio,
 modificada dentro del derecho de vía según se indique.
 El espesor será 0.15 para Δ de 45°
 y de 45°

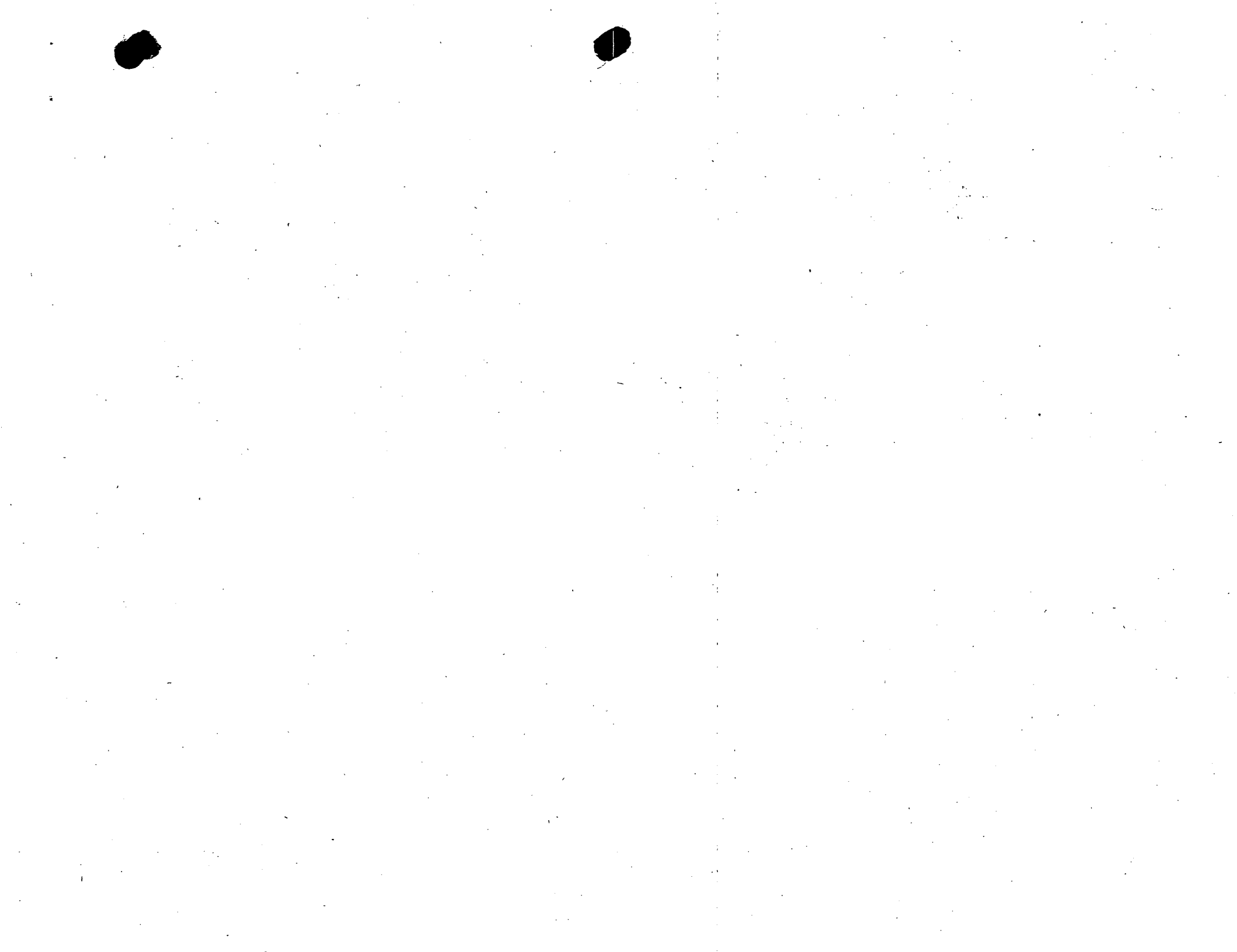
**DATOS DE DISEÑO
 DREN ABIERTO TÍPICO
 PLANTA Y PERFIL**



AREA DE LA SECCION TRANSVERSAL Y RADIO HIDRAULICO DE CANALES EN "V"

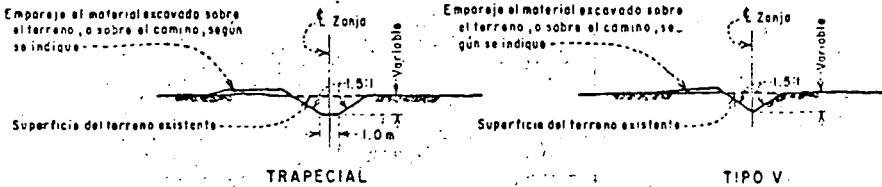
A en metros cuadrados r en metros

PROFUNDIDAD DECIMETROS	TALUDES LATERALES 1 1/2:1				PROFUNDIDAD DECIMETROS	TALUDES LATERALES 2 1/2:1			
	0.0		0.5			0.0		0.5	
	A	r	A	r		A	r	A	r
0	0	0	0.004	0.021	0	0	0.006	0.023	
1	0.015	0.042	0.034	0.062	1	0.025	0.046	0.056	0.070
2	0.050	0.083	0.094	0.104	2	0.100	0.093	0.156	0.116
3	0.135	0.125	0.184	0.146	3	0.225	0.139	0.306	0.162
4	0.240	0.166	0.304	0.187	4	0.400	0.186	0.506	0.209
5	0.375	0.208	0.454	0.229	5	0.625	0.232	0.756	0.255
6	0.540	0.250	0.634	0.270	6	0.900	0.279	1.056	0.302
7	0.735	0.291	0.844	0.312	7	1.225	0.325	1.406	0.348
8	0.960	0.333	1.084	0.354	8	1.600	0.371	1.806	0.395
9	1.215	0.374	1.354	0.395	9	2.025	0.418	2.256	0.441
10	1.500	0.416	1.654	0.437	10	2.500	0.464	2.756	0.487
11	1.815	0.458	1.984	0.478	11	3.025	0.511	3.306	0.534
12	2.160	0.499	2.344	0.520	12	3.600	0.557	3.906	0.580
PROFUNDIDAD DECIMETROS	TALUDES LATERALES 2:1				PROFUNDIDAD DECIMETROS	TALUDES LATERALES 3:1			
	0.0		0.5			0.0		0.5	
	A	r	A	r		A	r	A	r
0	0	0	0.005	0.022	0	0	0	0.008	0.024
1	0.020	0.045	0.045	0.067	1	0.030	0.047	0.068	0.071
2	0.080	0.089	0.125	0.112	2	0.120	0.095	0.188	0.119
3	0.180	0.134	0.245	0.157	3	0.270	0.142	0.368	0.166
4	0.320	0.179	0.405	0.201	4	0.480	0.190	0.608	0.213
5	0.500	0.224	0.605	0.246	5	0.750	0.237	0.908	0.261
6	0.720	0.268	0.845	0.291	6	1.080	0.285	1.268	0.308
7	0.980	0.313	1.125	0.335	7	1.470	0.332	1.688	0.356
8	1.280	0.358	1.445	0.380	8	1.920	0.379	2.168	0.403
9	1.620	0.402	1.805	0.425	9	2.430	0.427	2.708	0.451
10	2.000	0.447	2.205	0.470	10	3.000	0.474	3.308	0.498
11	2.420	0.492	2.645	0.514	11	3.630	0.522	3.968	0.545
12	2.880	0.537	3.125	0.559	12	4.320	0.569	4.688	0.593



Empareje el material excavado sobre el terreno, o sobre el camino, según se indique

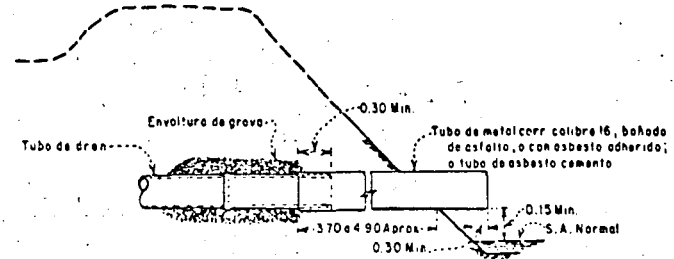
Empareje el material excavado sobre el terreno, o sobre el camino, según se indique



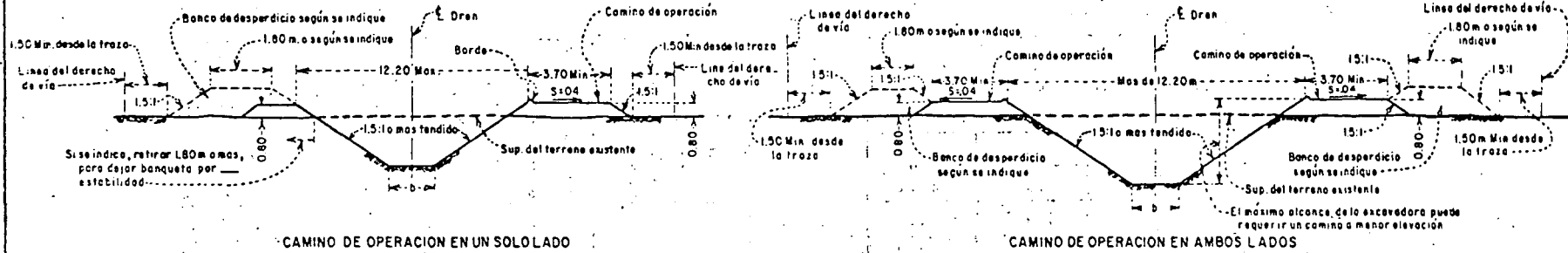
TRAPEZIAL

TIPO V

SECCIONES TÍPICAS DE ZANJAS SUPERFICIALES DE DRENAJE Y COLECTORAS



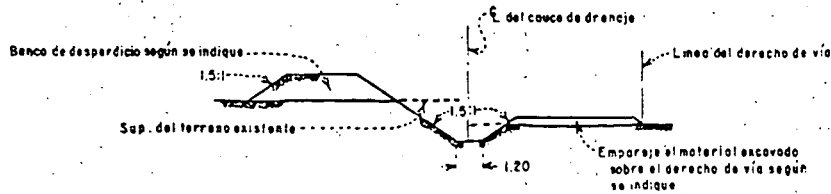
SALIDA DE UN DREN CUBIERTO (ELEVACION)



CAMINO DE OPERACION EN UN SOLO LADO

CAMINO DE OPERACION EN AMBOS LADOS

SECCIONES TÍPICAS DE DREN ABIERTO



CORTE MAYOR DE UN METRO

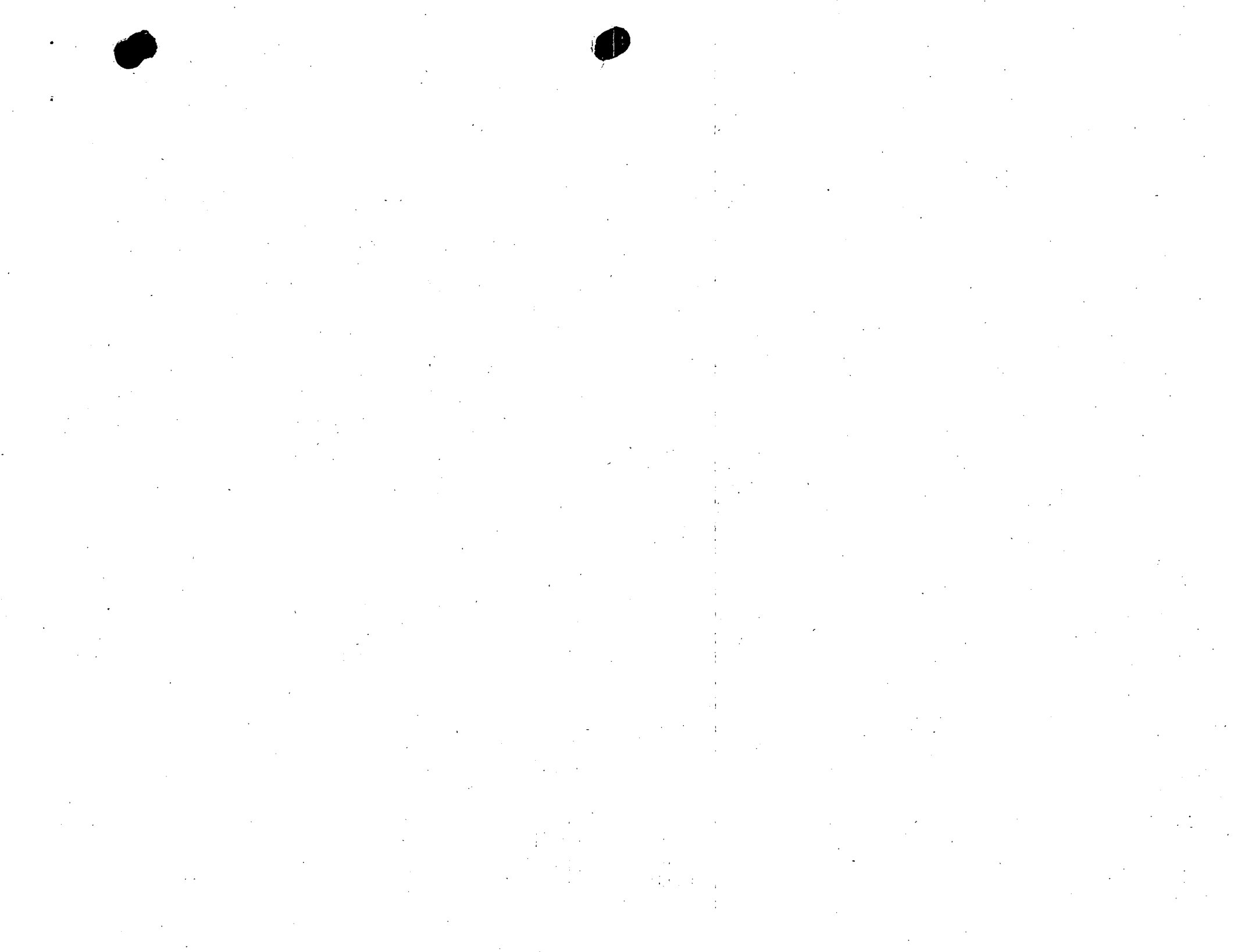
CORTE MENOR DE UN METRO

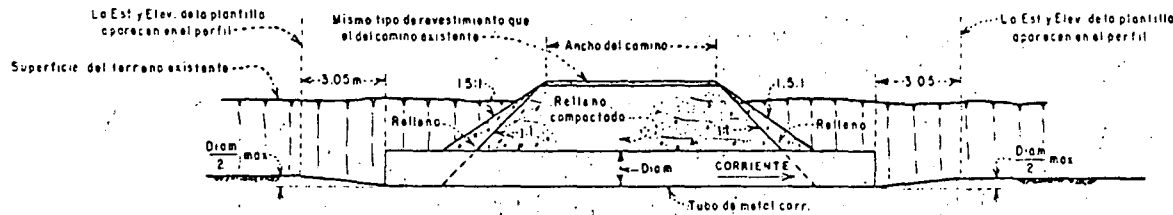
SECCION TIPICA DE CAUCE DE DRENAJE TRANSVERSAL

NOTAS

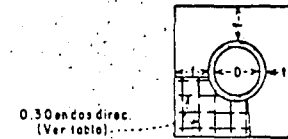
Dimensiones en metros.
Ver los planos de la planta y del perfil para el alineamiento, rasante, dimensiones y propiedades hidráulicas.

SECCIONES TÍPICAS DE DRENES Y DE ZANJAS COLECTORAS

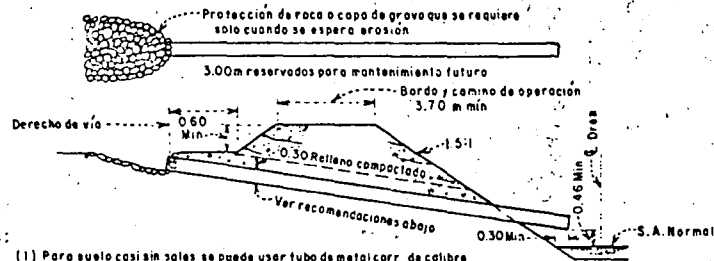




ALCANTARILLA EN LA LINEA-TIPO 1



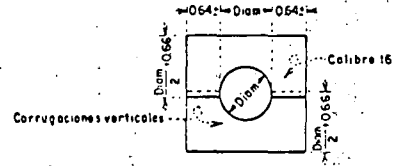
COLLAR DE CONCRETO (DENTELLON)



Notas:

- (1) Para suelos casi sin sales se puede usar tubo de metal corr. de calibre grueso, galvanizado.
- (2) Para suelos salinos o alcalinos se recomienda tubo de metal corr. protegido con asbestos echados o con protección similar. No se debe usar tubo galvanizado.
- (3) La dimensión mínima del tubo es 0.46 (18")

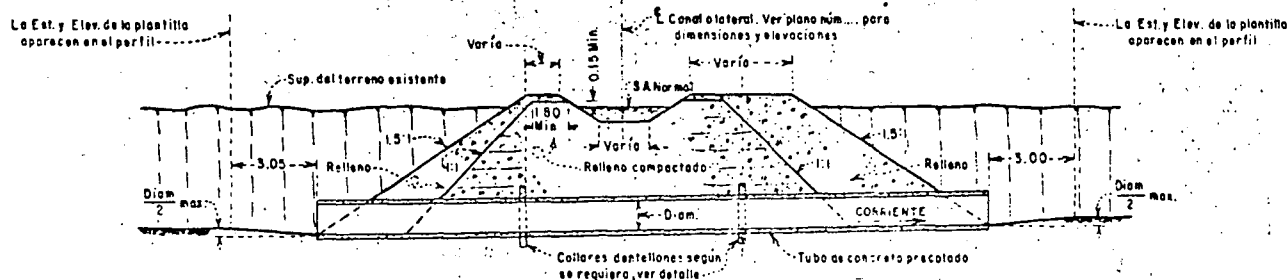
SECCION TIPICA DE ENTRADA A DREN



COLLAR DENTELLON DE METAL

TABLA DE DIM. Y REFUERZOS

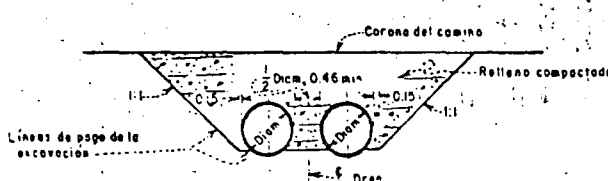
D	f	GRUESO NOMINAL	REFUERZO DEL COLLAR	
mm	pulg	mm	Varilla Num (Oct de pulg)	
457	18"	457	64	3
533	21"	457	70	3
610	24"	457	76	3
762	30"	508	89	3
914	36"	610	102	3
1067	42"	686	114	4
1219	48"	762	127	4
1372	54"	762	140	4
1524	60"	762	152	4



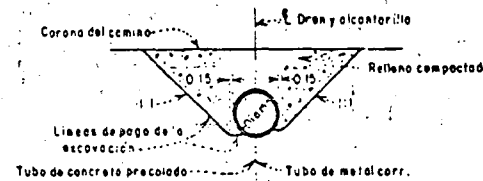
ALCANTARILLA EN LA LINEA-TIPO 2

NOTAS

- Dimensiones en metros.
 Para localizaciones y dimensiones de las alcantarillas y entradas a drenes, ver los planos de plantas y perfiles de drenes.
 Para detallar la protección en los extremos de las alcantarillas, tome como base el dato del gasto pluvial de diseño.
 Para secciones típicas de los drenes ver plano U.S.B.R. 103-D-664 (Fig. 3 - Parr. 526.1.5 de estas instrucciones)



SECCION TIPICA DE ALCANTARILLA DE DOBLE TUBERIA



SECCION TIPICA DE ALCANTARILLA DE UNA SOLA TUBERIA

ALCANTARILLAS Y ENTRADAS A DRENES TIPICAS



Vertical line of dots or a very faint vertical line.

Vertical line of dots or a very faint vertical line.

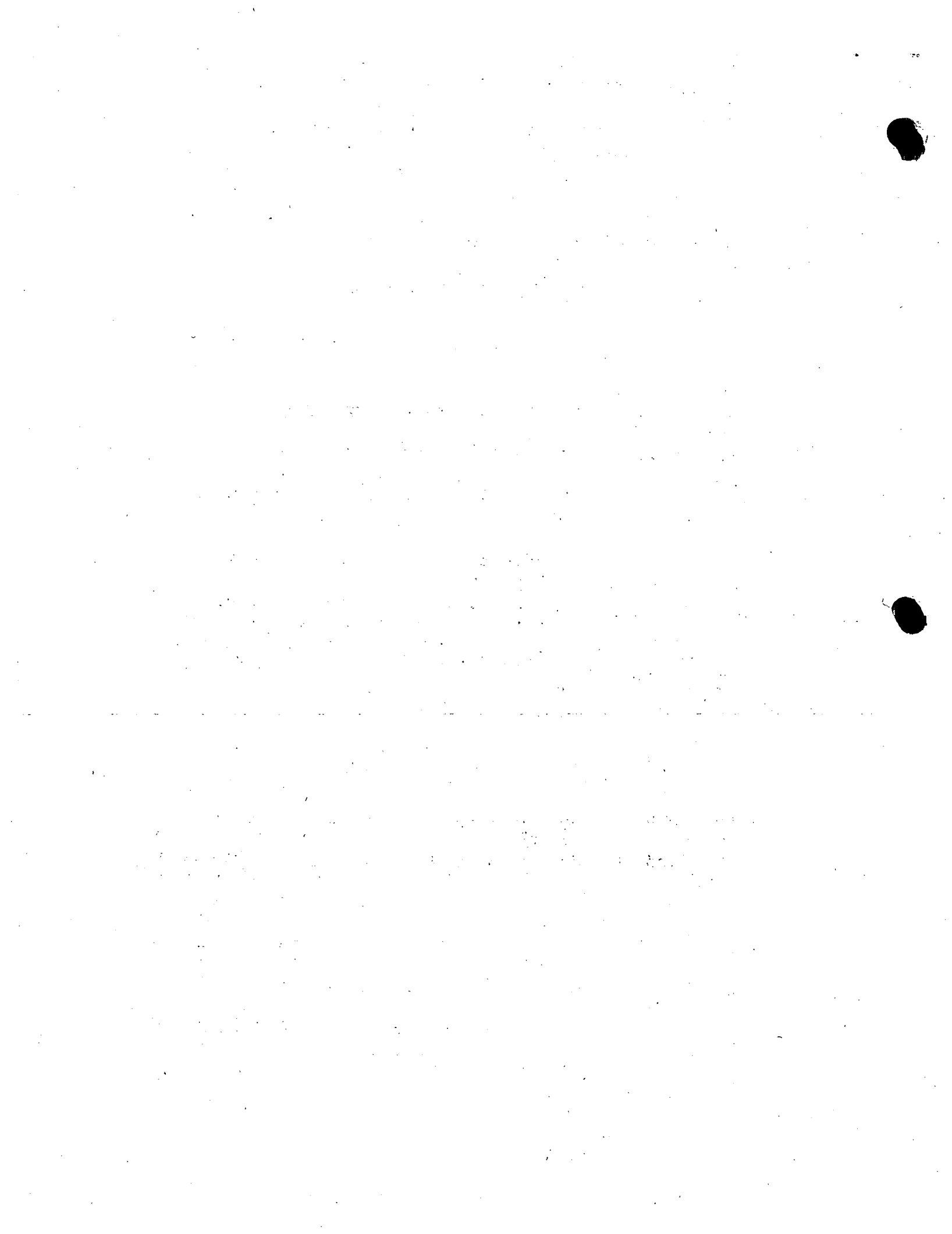
C.5.- CRITERIOS DE DISEÑO PARA DRENES CUBIERTOS

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 cos-- tos 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 ade-- más 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 ta-- maño 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 ente-- rrada provista de aberturas a través de las cuales -- puede entrar el agua. El agua recibida se conduce en-- tonces por la tubería hasta el punto de eliminación. El tubo se fabrica generalmente de barro o de concre-- to, pero puede ser de material plástico o de cual---- quier otro material que desempeñe la función y resis-- ta el deterioro.

Algunos tipos de tubería se fabrican con agujer-- os o con dispositivos especiales similares para per-- mitir la entrada de agua, pero estos tubos generalmen-- te son demasiado costosos para uso general. El tubo -- ordinario de drenaje, de barro o de concreto, se ins-- tala dejando aberturas de 3 mm entre secciones de tu-- bo, y esto permite que entre agua a la línea por di-- chas aberturas. Cuando las líneas de drenaje se insta-- lan debajo de canales, y algunas veces debajo de fe-- rrocarriles 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 pa-- ra la estructura que queda encima. La tubería de dre-- naje se fabrica con extremos lisos, o de macho y cam-- pana. En los dos últimos tipos, las secciones adyacen-- tes se enchufan, de modo que son más fáciles de colo-- car 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 períodos -- 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.

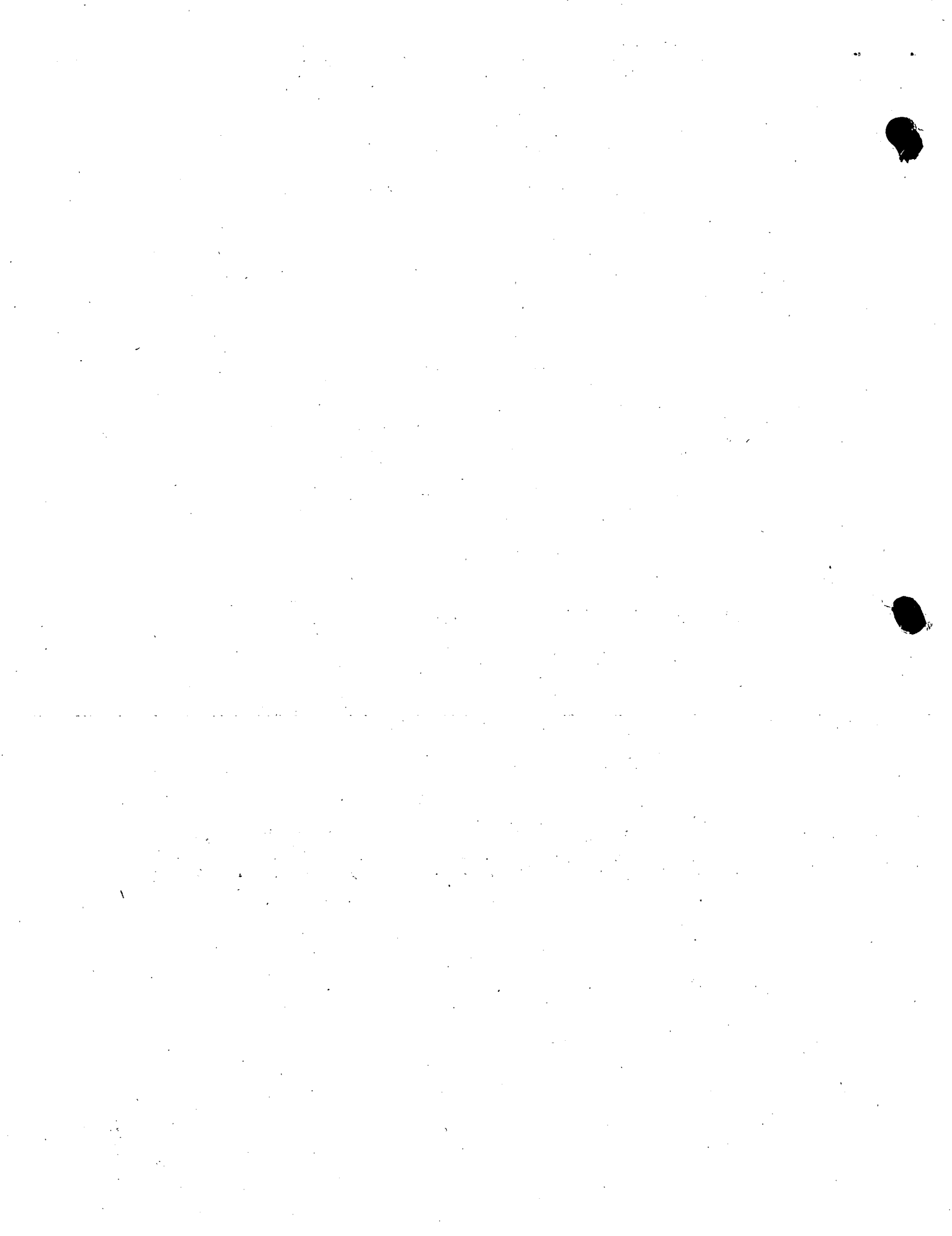
D.- Los tubos se deben secar al aire por no menos de 30 -- días antes de su colocación en el terreno.

E.- No se debe usar cloruro de calcio en el concreto que libremente 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 importante al planear un sistema de drenaje cubierto, es estudiar completamente las condiciones y requisitos de la salida para eliminación, la que debe funcionar en forma satisfactoria.

4) Profundidad de los drenes cubiertos.

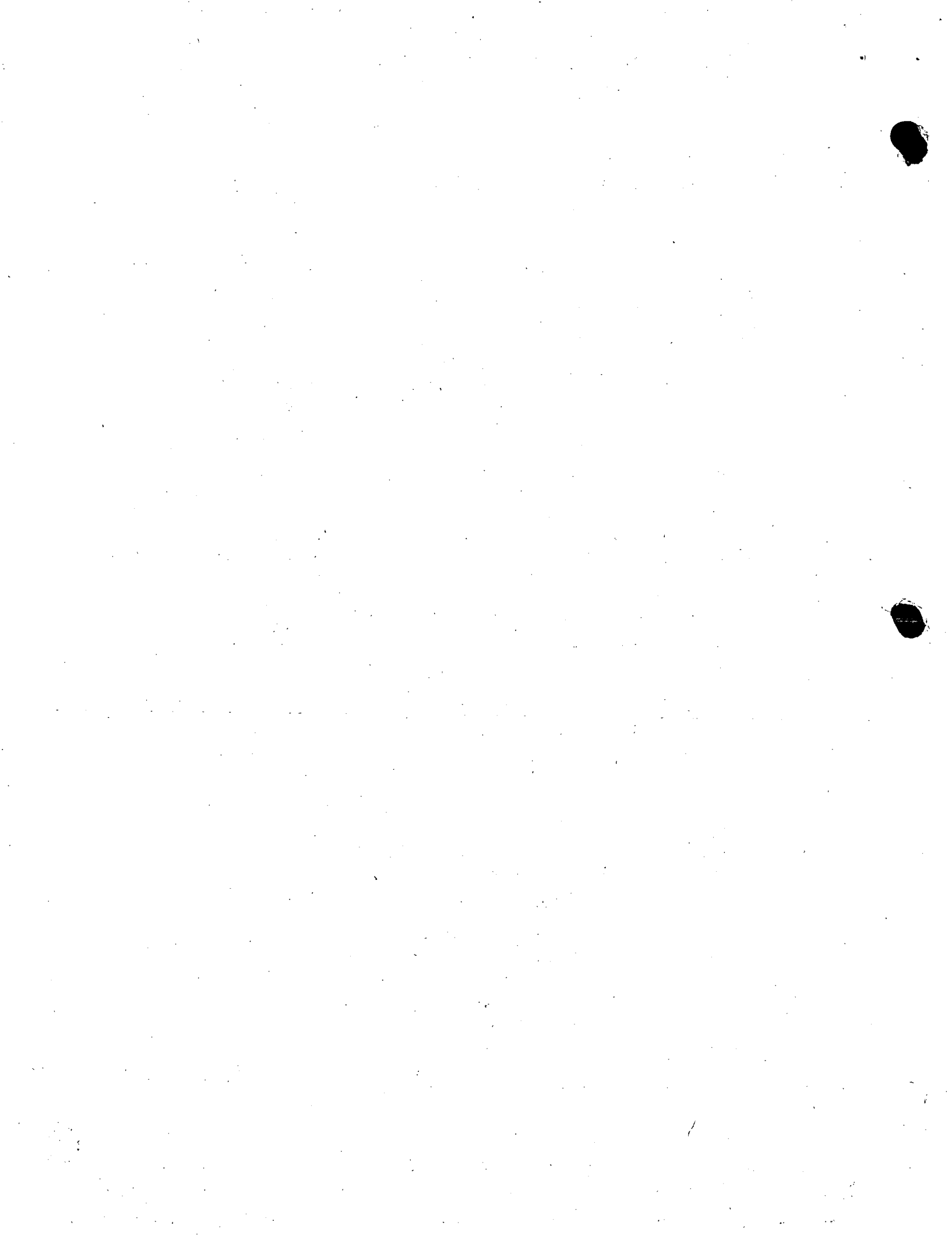
La profundidad de los drenes cubiertos es un asunto fundamental, porque el éxito o el fracaso de todo el sistema de drenaje puede depender de este factor. La profundidad depende usualmente de la elevación de la salida de descarga, de la topografía general de la superficie del terreno y de la posición 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



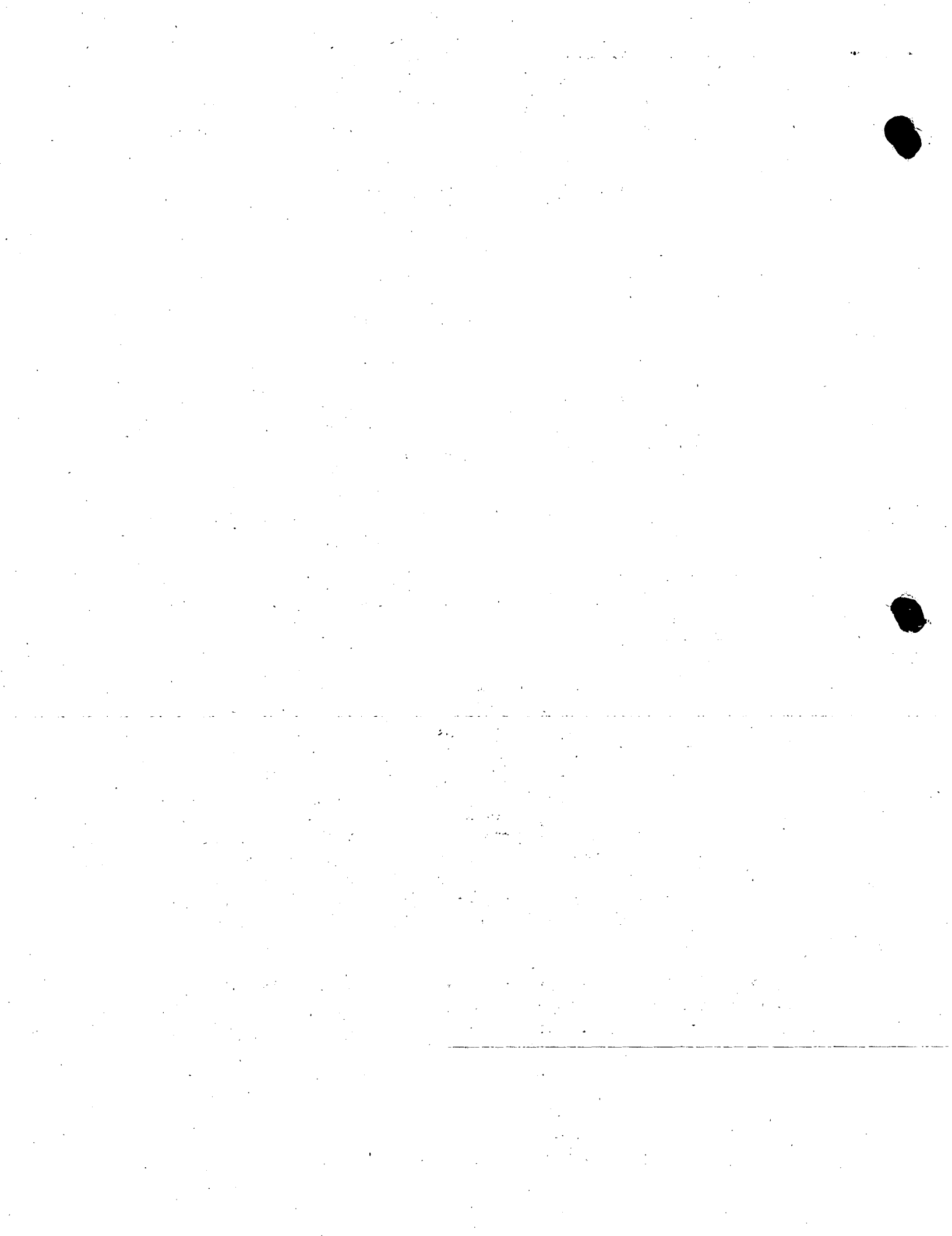
encamine hacia las uniones abiertas de las tuberías, - desde el material de base. Además de la envoltura de - grava, las uniones abiertas entre las secciones de tuberías de extremos lisos, se deben cubrir en la parte superior y a los lados con papel asfaltado, del que se usa en edificios, para impedir 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 rajarse 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.

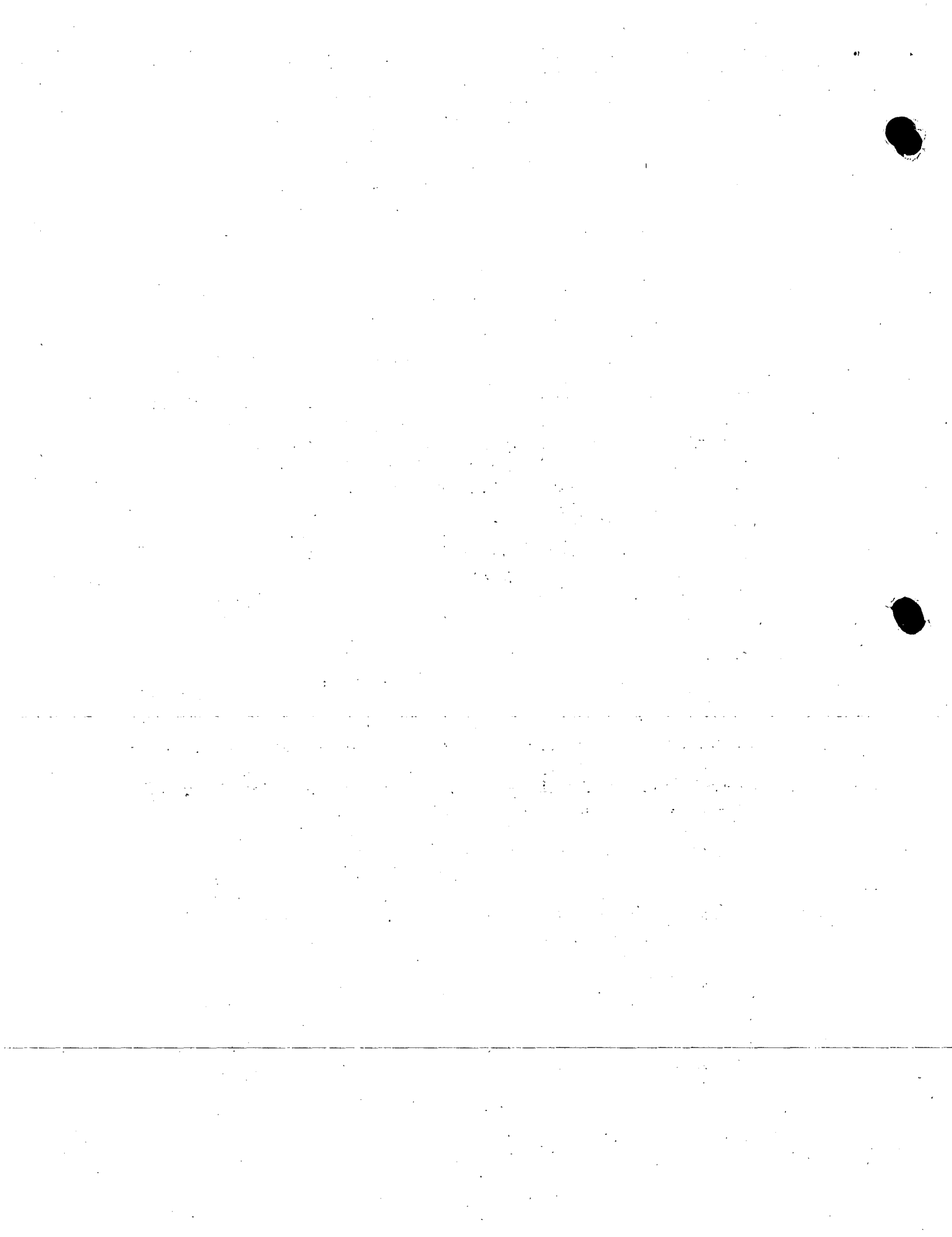
Las relaciones teóricas que existen entre el gasto, la permeabilidad de la envoltura de grava, y la -- pérdida de carga durante la convergencia del flujo hacia las ranuras entre las secciones de tubo, ha sido - desarrollada por el Sr. W. T. Moody del Bureau of Re- clamation. La relación es válida bajo 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

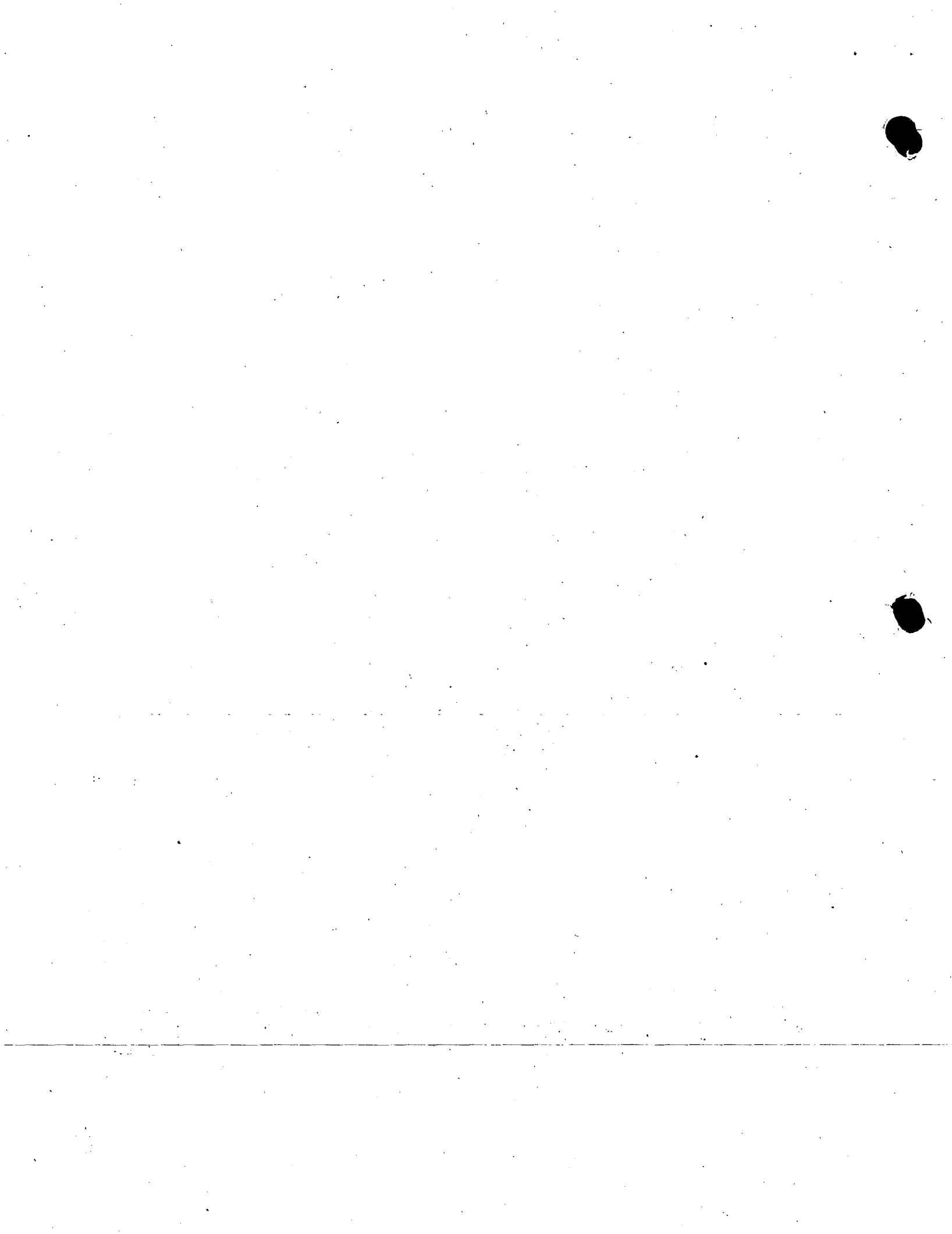


gasto de entrada de diseño y la permeabilidad de la envoltura de grava, se puede fijar el punto que corresponde a esas coordenadas en una o más de las figuras, y cualquier condición representada por las curvas que están a la derecha de dicho punto, satisfará el requisito. Se debe hacer notar que hay casos donde se construye 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 satisface los requisitos. Si los cumple, no hay necesidad de importar material para envoltura de grava, porque entonces el material excavado puede servir para este 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 rajarse 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 alterado, de una muestra representativa de los tamaños de 51 mm para abajo resultó de 812 mm por hora. Se observa 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 diámetro 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 material 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. Sin 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 trincheira 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 -



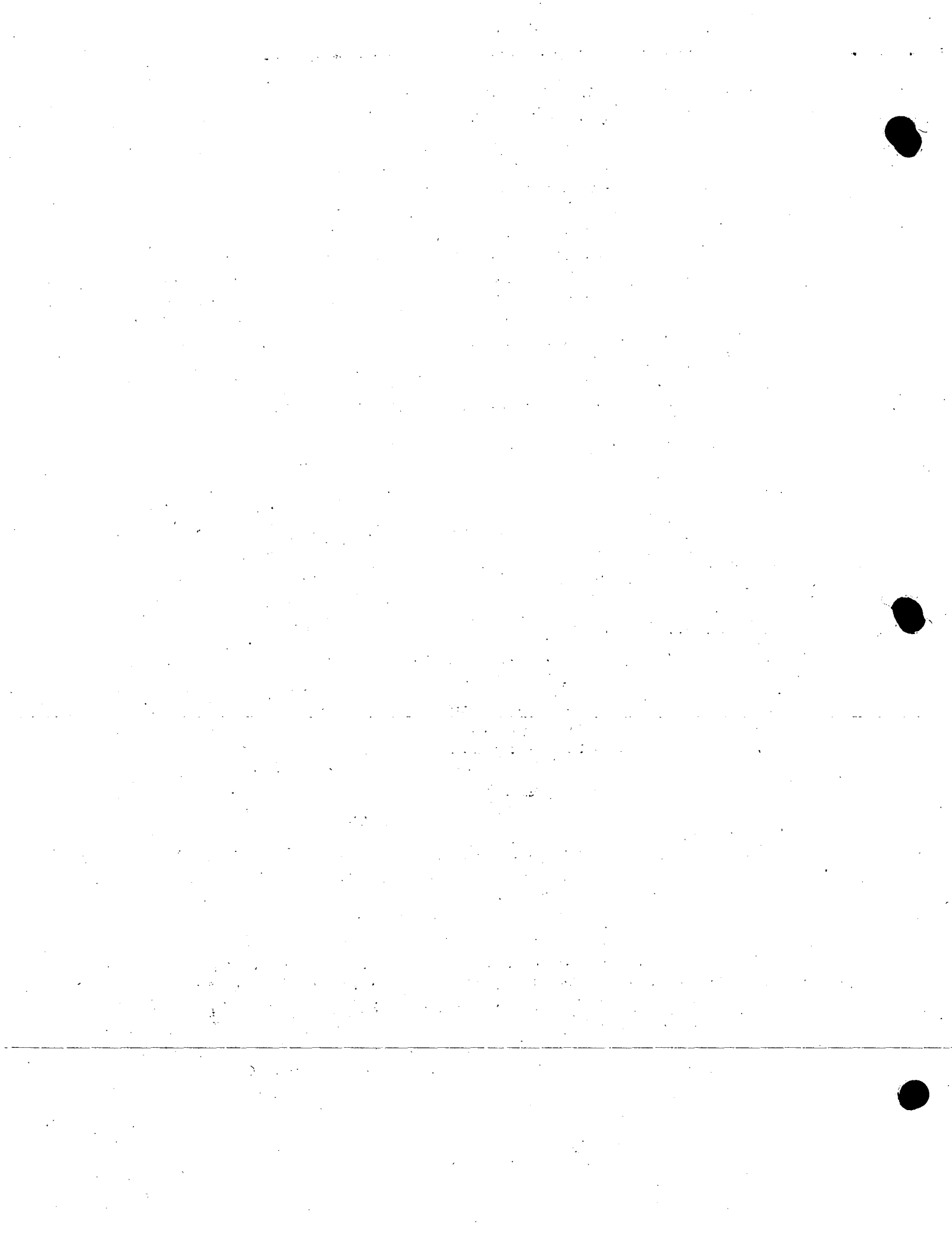
ello se puede necesitar sobreexcavación en algunos casos, en otros, la grava gruesa se hunde por si sola en el material fino inestable. Usualmente es suficiente -excavar hasta la profundidad que se requiere para colocar la envoltura de grava. Cualquier mezcla de arena y grava, incluyendo la grava del 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 di--seños 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 pun--tos de unión de dos o más líneas de la tubería de dre--naje, 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 de--be 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 aumen--tarán 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 reduc--ción normales. No se necesita pozo de visita en los pun--tos donde cambia la pendiente.

Los pozos de visita deben sobresalir como 60 cm en cima 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 don--de no estorben, si es posible. No se necesita ni pozo --de visita ni salida para limpieza, en el extremo supe--rior 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.

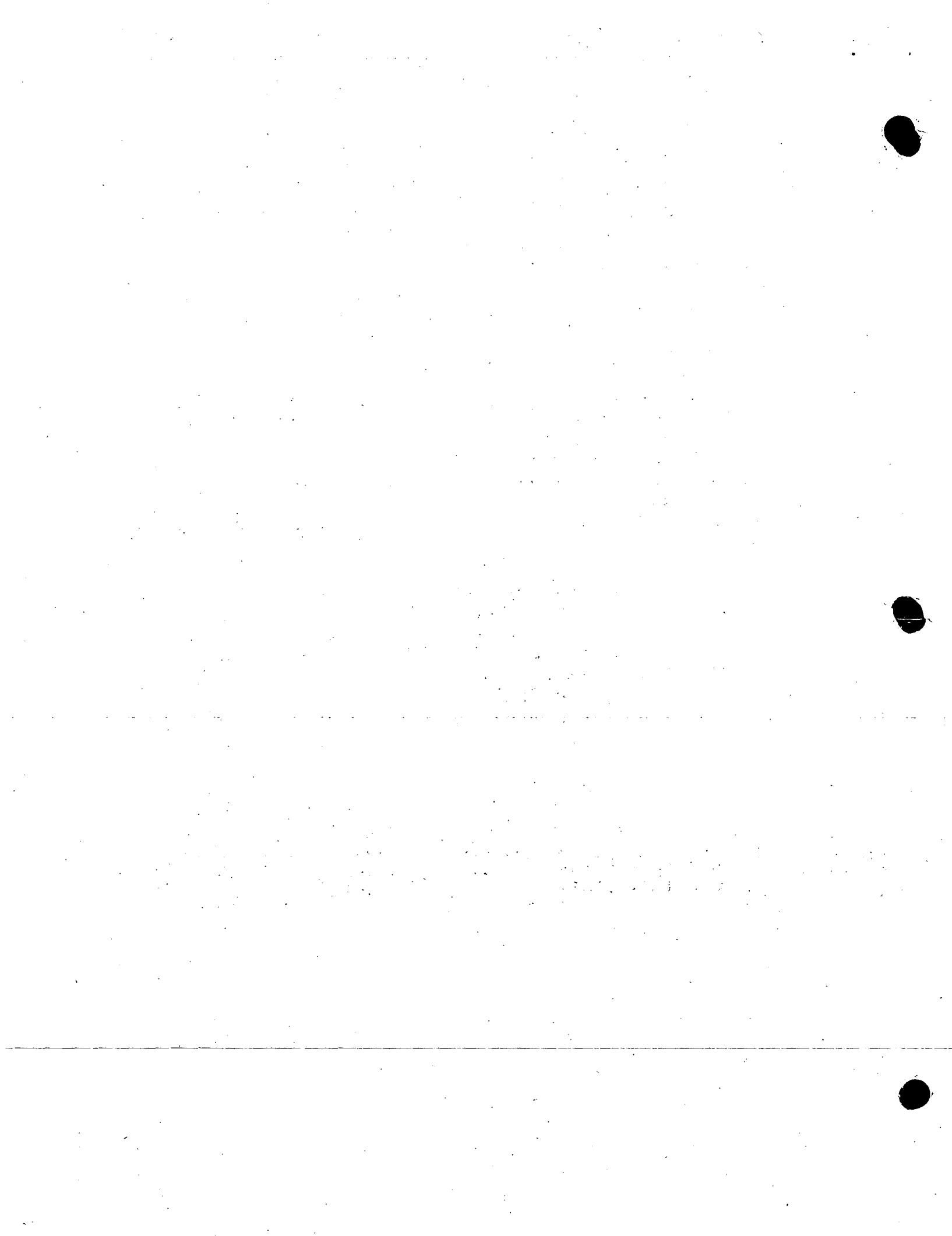
Ha sido práctica general proporcionar un escalón dentro de todos los pozos de visita, entre las plantillas de las tuberías de entrada y de salida. El propósito del escalón es compensar las pérdidas de carga -- dentro del pozo. Esta práctica es satisfactoria, pero no necesaria, y en ocasiones crea una situación crítica y costosa en terreno plano, donde la pendiente se -- tiene que obtener mediante el aumento de la profundi-- dad. Un método más racional es colocar la parte supe-- rior 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 nece-- sita ser de mayor diámetro y entonces, resulta inmedia-- tamente la caída necesaria; o (2) si los datos de dise-- ño 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 peque-- ña 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 pe-- riódicamente 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 me-- tal corrugado bañado en asfalto o con asbesto adherido, cuando esto resulta en ahorro de costo, y donde son ba-- jas la salinidad del suelo y del agua.

10) Entradas de superficie.

En general, no se considera buena práctica admi-- tir 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.

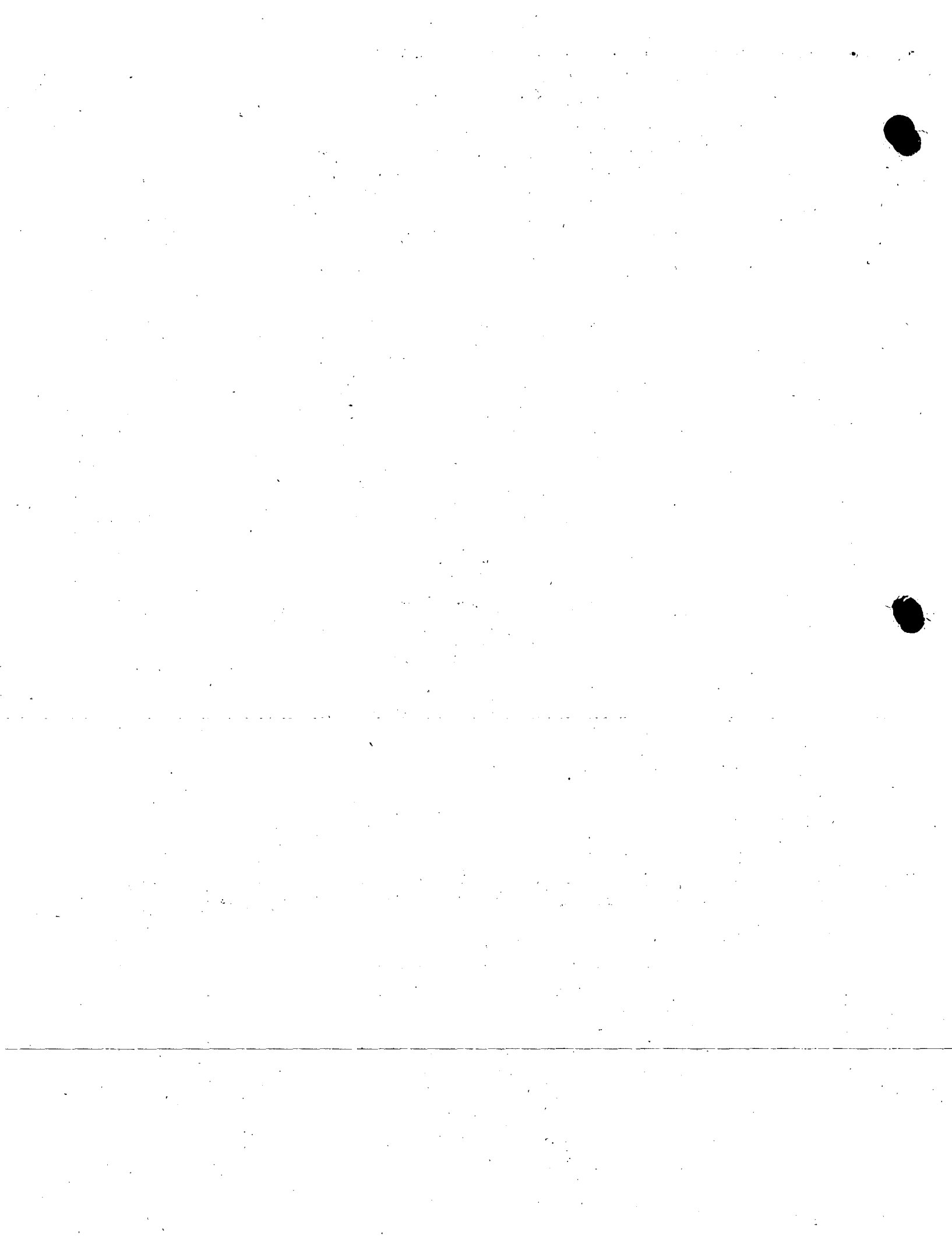
11) Estructuras de salida.

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 -- jo 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 fór -- 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 el 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.

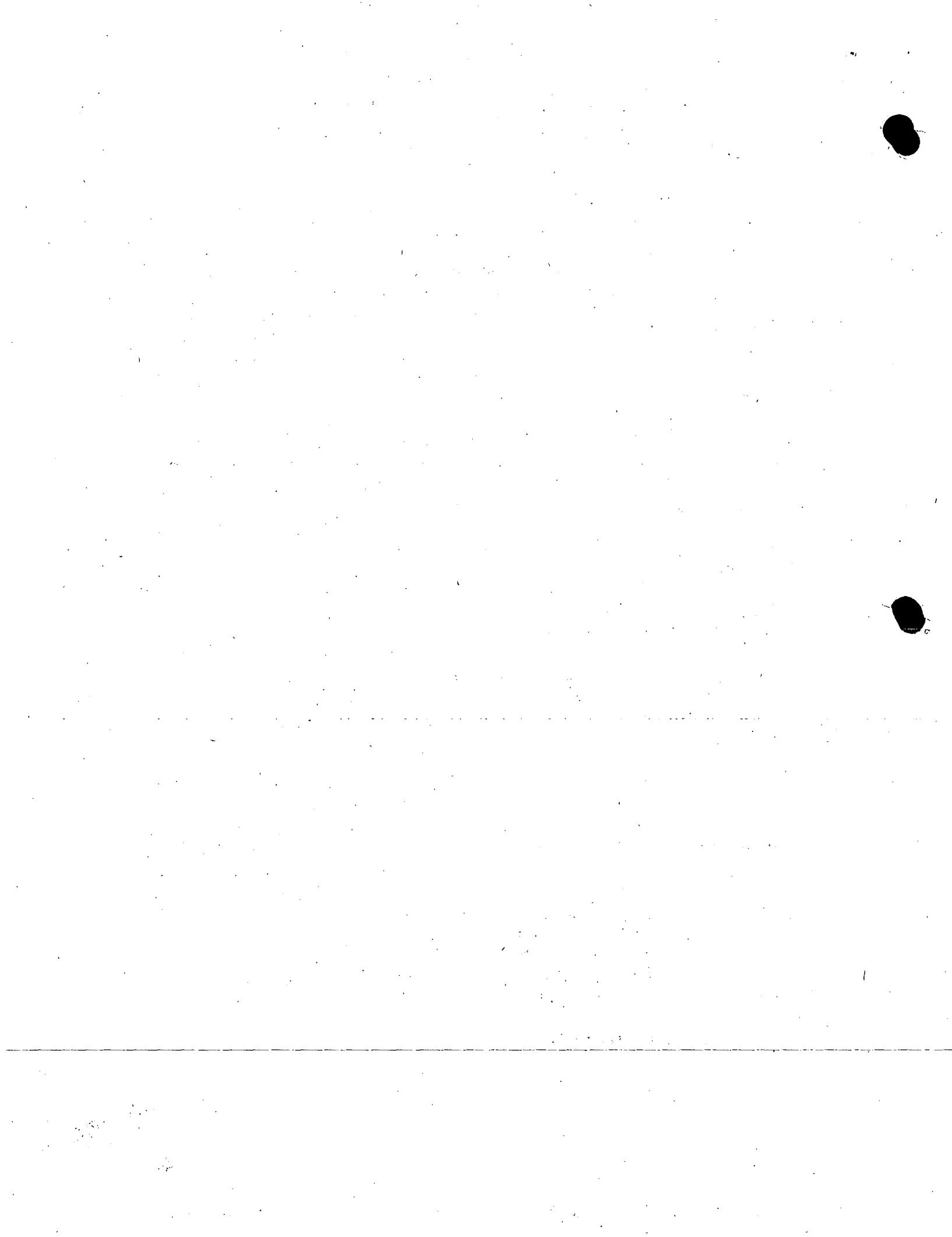
La Figura 15 da la resistencia permisible al aplastamiento, para tubos que se colocan con envoltura de grava. Si no se coloca envoltura de grava, se debe usar sólo el 75 por ciento de estos valores como valor permisible de resistencia al aplastamiento. Los valores de la tabla suponen que con la envoltura 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 la 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.

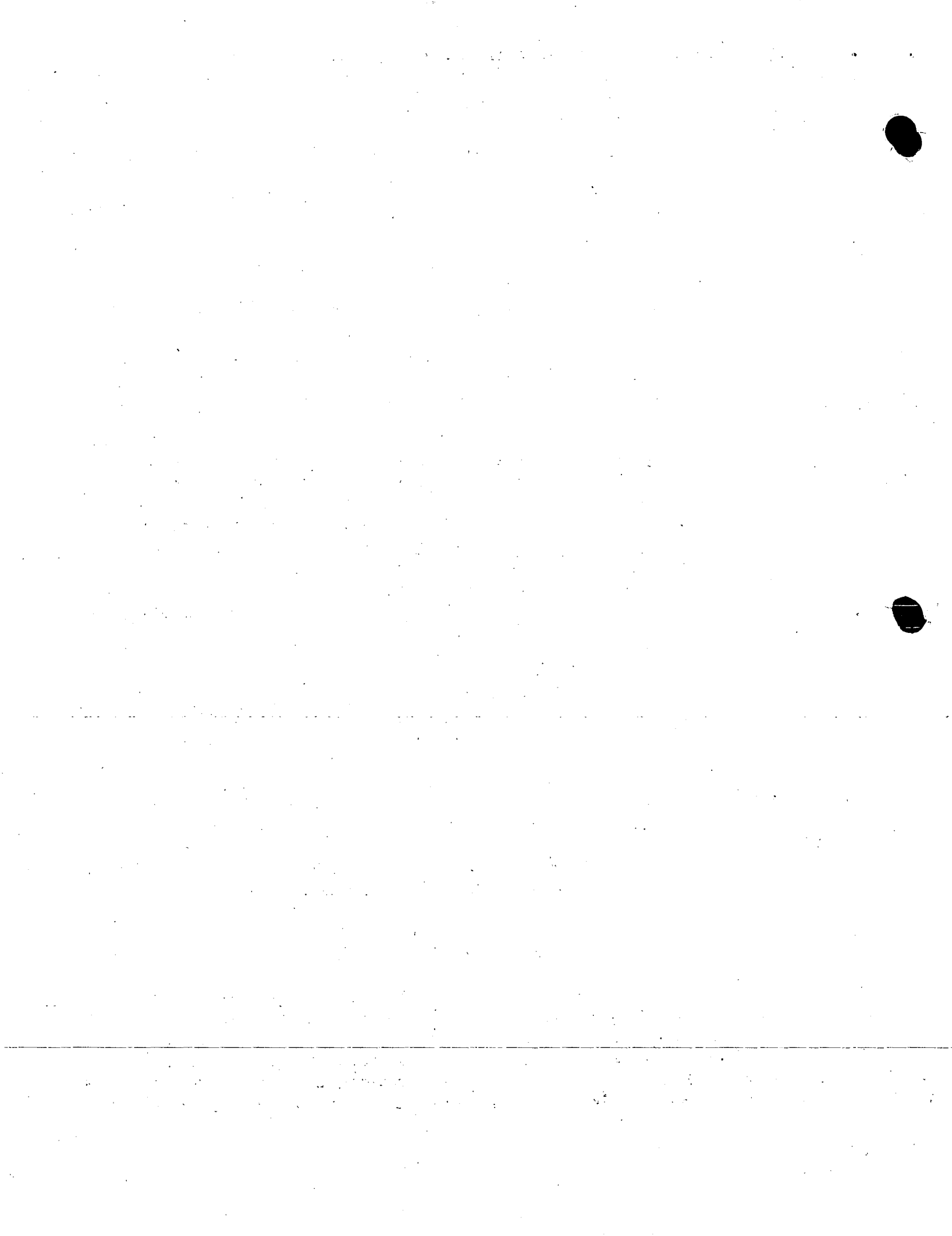
La tubería de drenaje se diseña para que funcione completamente llena, usando las fórmulas para aportación de agua subterránea conocidas. No se permite que ningún tubo tenga diámetro interior inferior a 102 mm, y este diámetro se puede usar sólo en los extremos superiores de una línea, que se supone 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 subsuperficial 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.



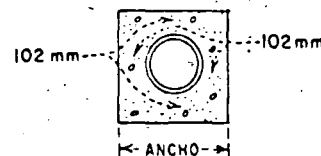
VOLUMENES DE EXCAVACION EN ZANJAS EN METROS CUBICOS
PARA VARIAS PROFUNDIDADES Y VARIOS ANCHOS

PROFUNDIDAD		METROS CUBICOS POR METRO PARA LOS SIGUIENTES ANCHOS			
		METROS			
Pies	m	0.61	0.69	0.76	0.91
0.1	0.03	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	0.124	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	0.842	0.927	1.110
5.0	1.52	0.927	1.049	1.155	1.383
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	2.105	2.318	2.776
11.0	3.35	2.044	2.312	2.546	3.049
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	3.245	3.886
15.0	4.57	2.788	3.153	3.473	4.159

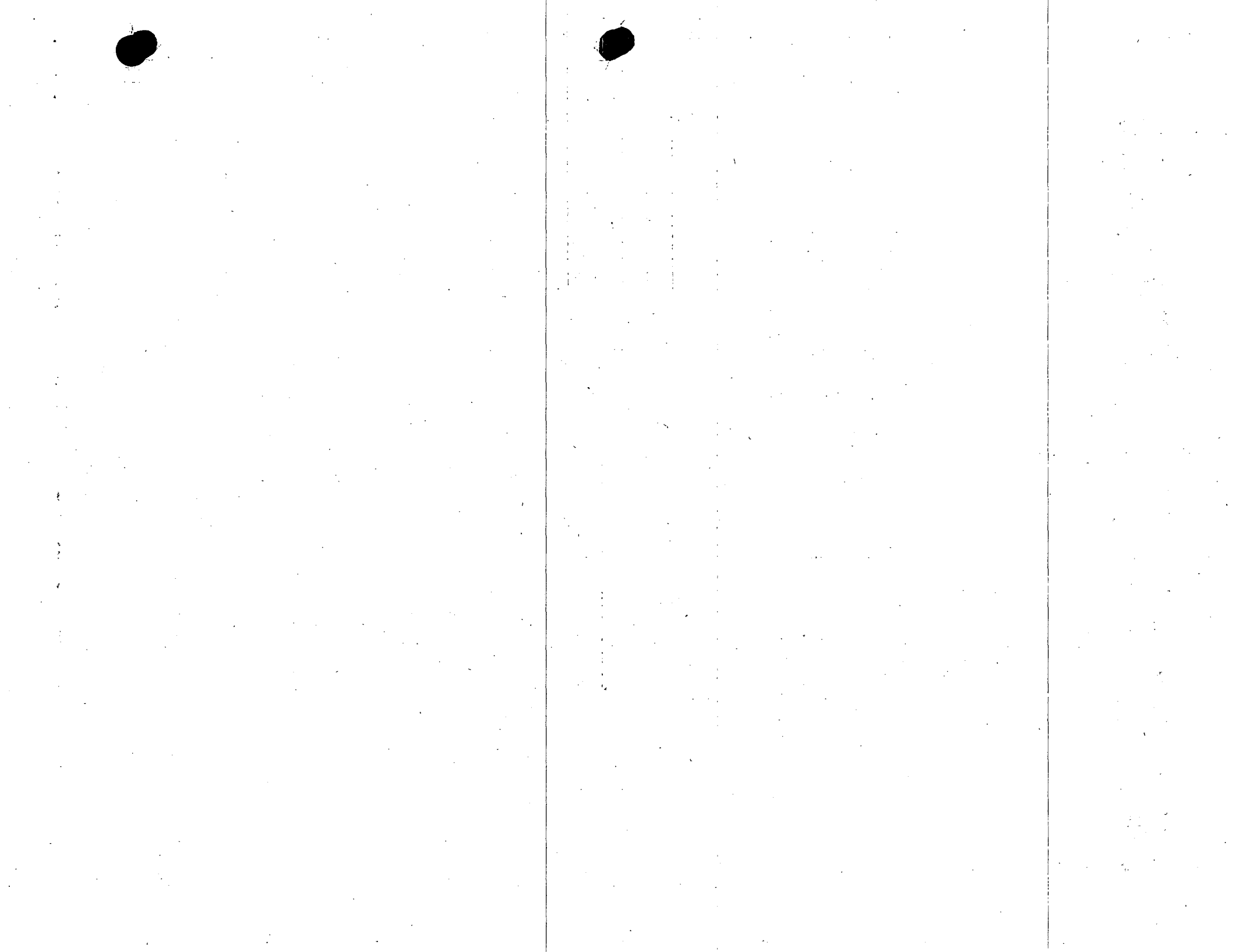
VOLUMENES DE GRAVA PARA RECUBRIR LA TUBERIA *

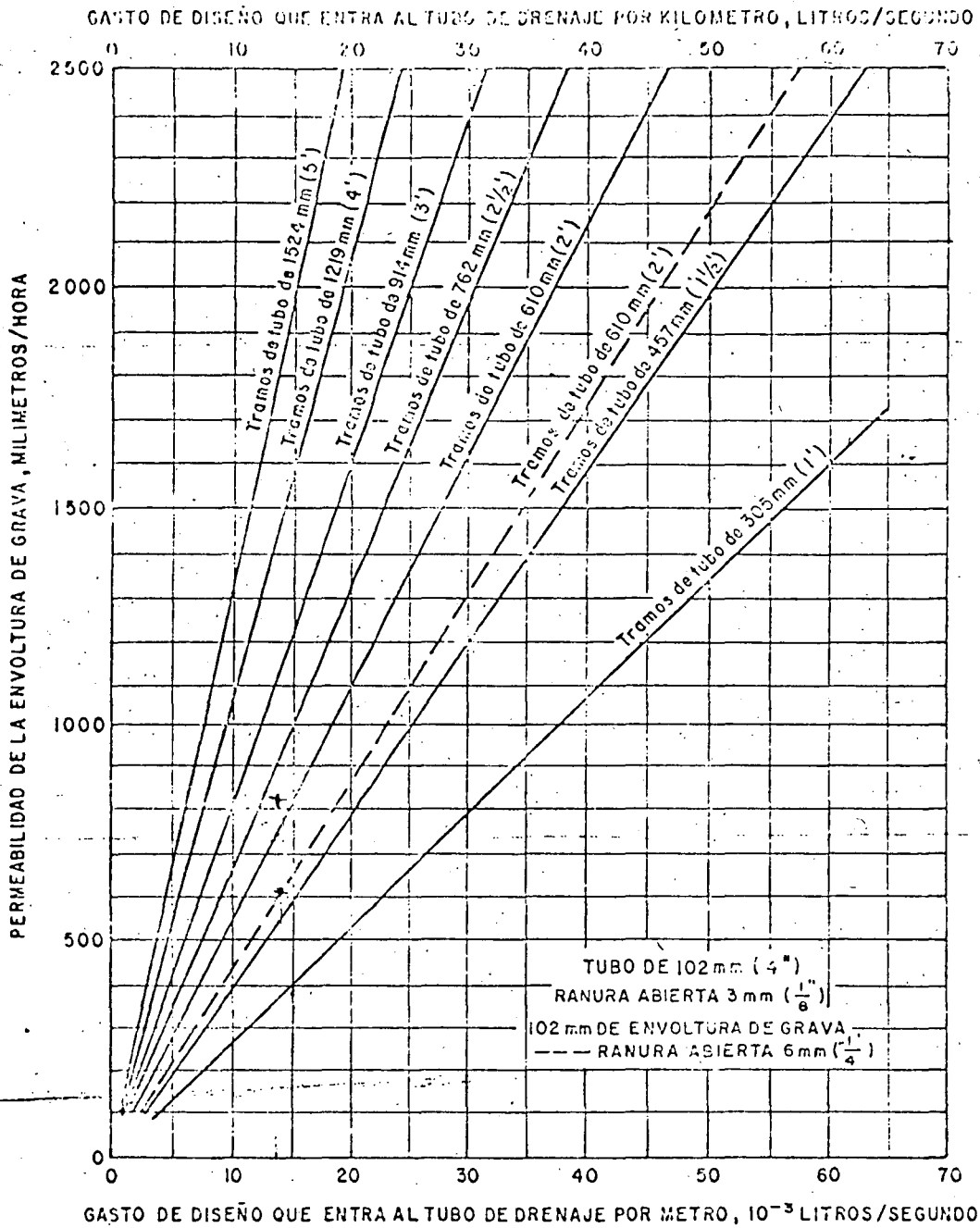
METROS CUBICOS POR METRO PARA VARIOS DIAMETROS DE TUBERIA.								
102 mm	152 mm	203 mm	254 mm	305 mm	381 mm	457 mm	533 mm	610 mm
(4")	(6")	(8")	(10")	(12")	(15")	(18")	(21")	(24")
0.095	0.123	0.153	0.181	0.213	0.263	0.318	0.376	0.439

* Estos volúmenes son aproximados, pero son satisfactorios para fines de estimación.



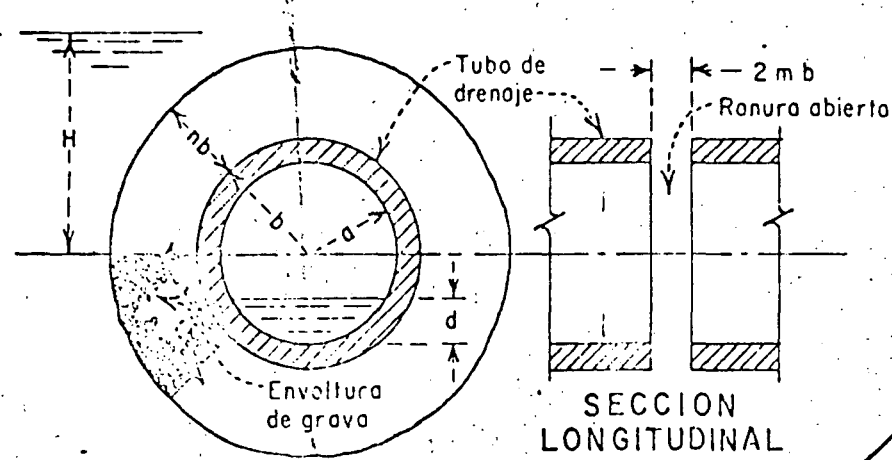
SECCION BASE PARA EL CALCULO DE LOS VOLUMENES DE GRAVA
VOLUMENES DE EXCAVACION Y DE GRAVA PARA DRENES CUBIERTOS





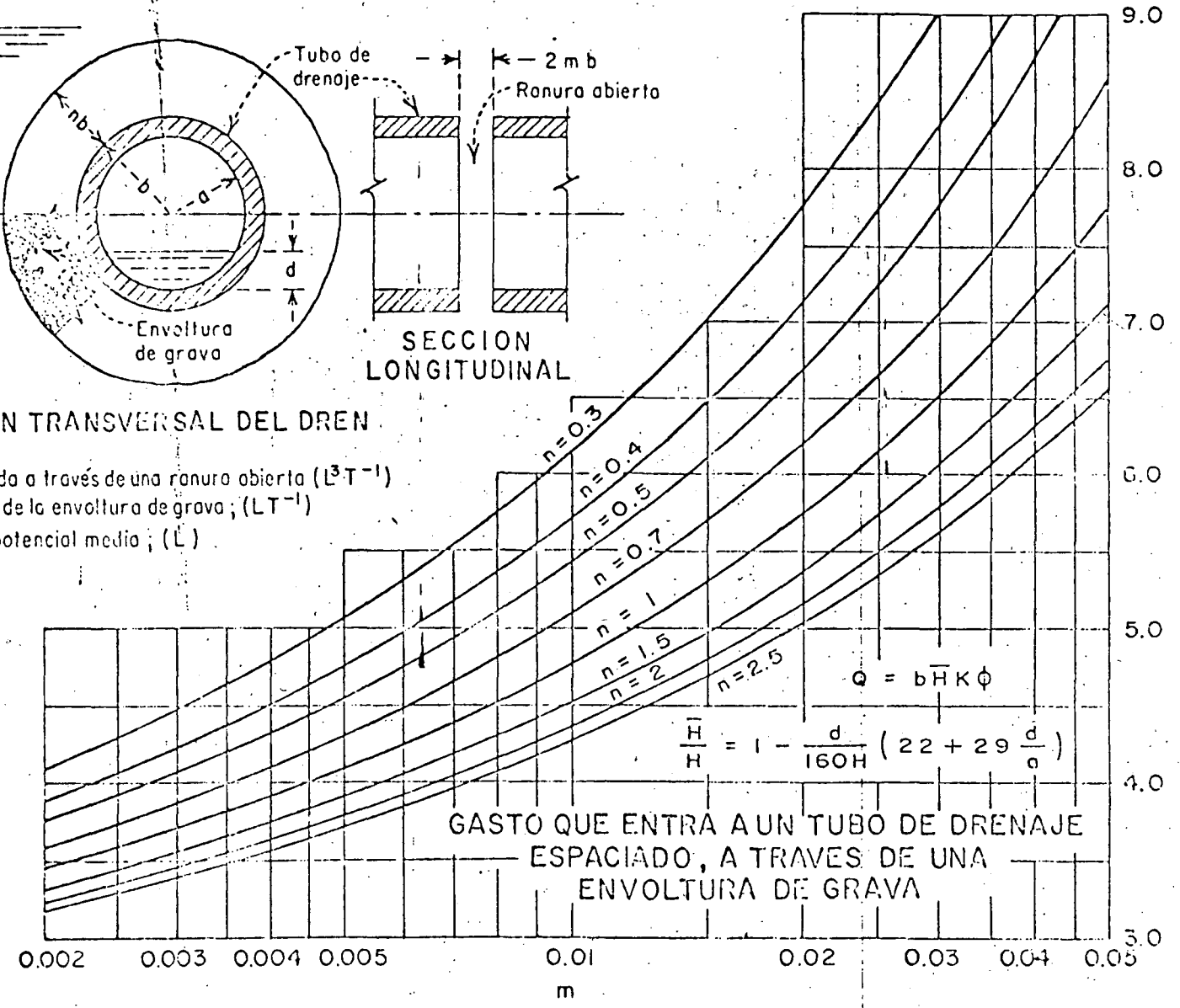
RELACIONES PARA TUBERIA DE DRENAJE AGRICOLA CON ENVOLTURA DE GRAVA





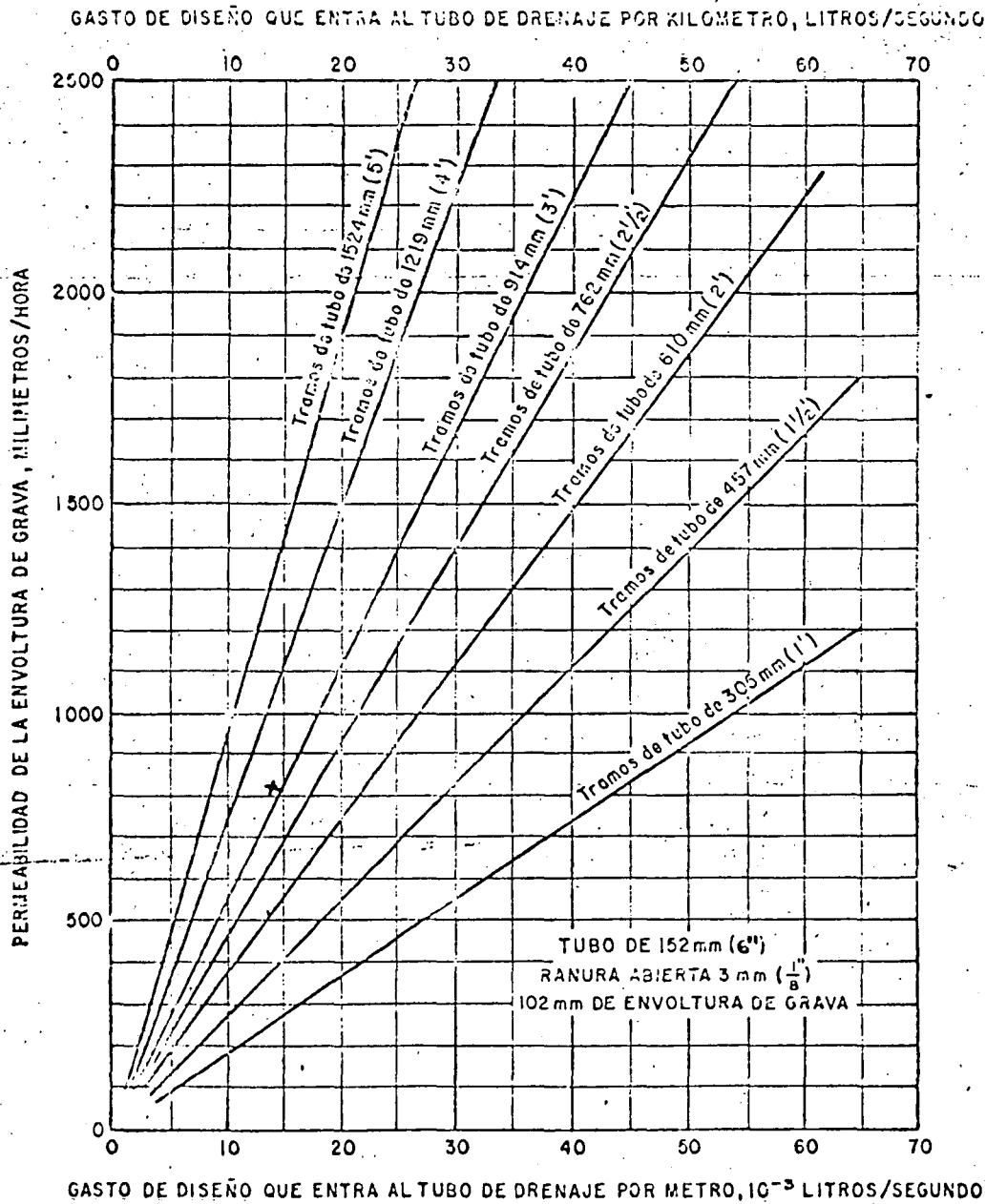
SECCION TRANSVERSAL DEL DREN

- Q = Gasto de entrada a través de una ranura abierta (L^3T^{-1})
- K = Permeabilidad de la envoltura de grava; (LT^{-1})
- \bar{H} = Diferencia de potencial medio; (L)

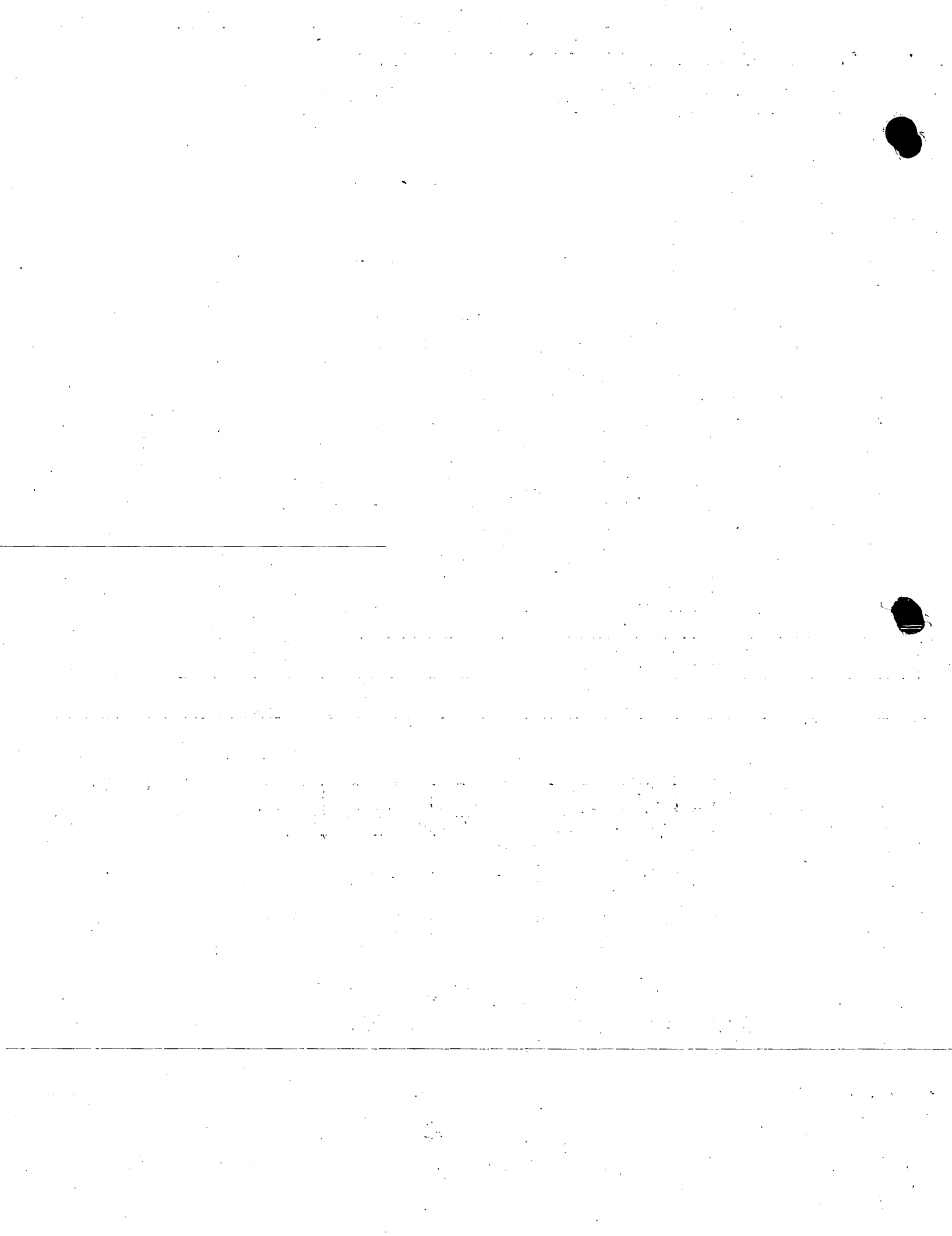


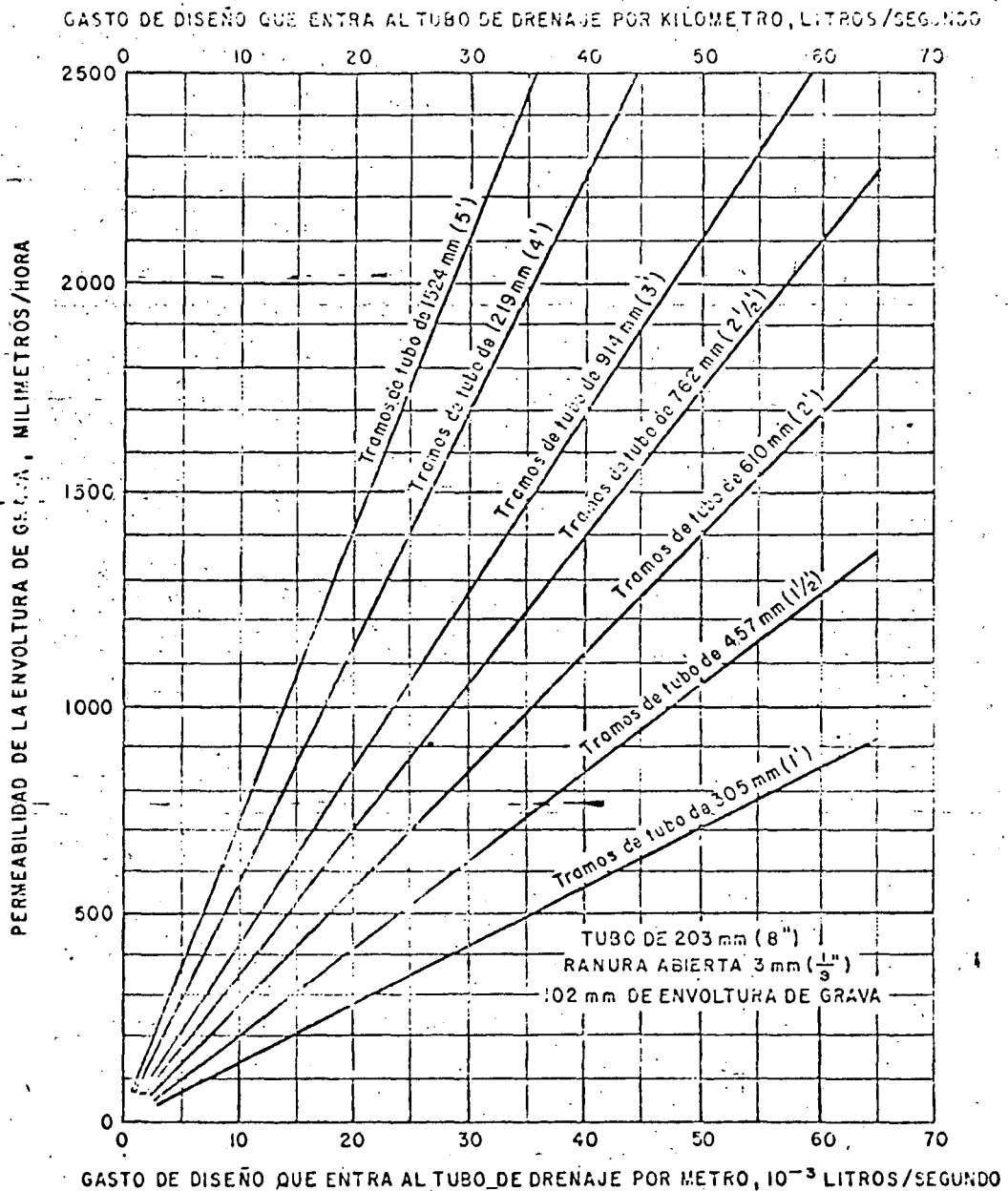
Adaptado del plano U.S.B.R. X-PEL-592



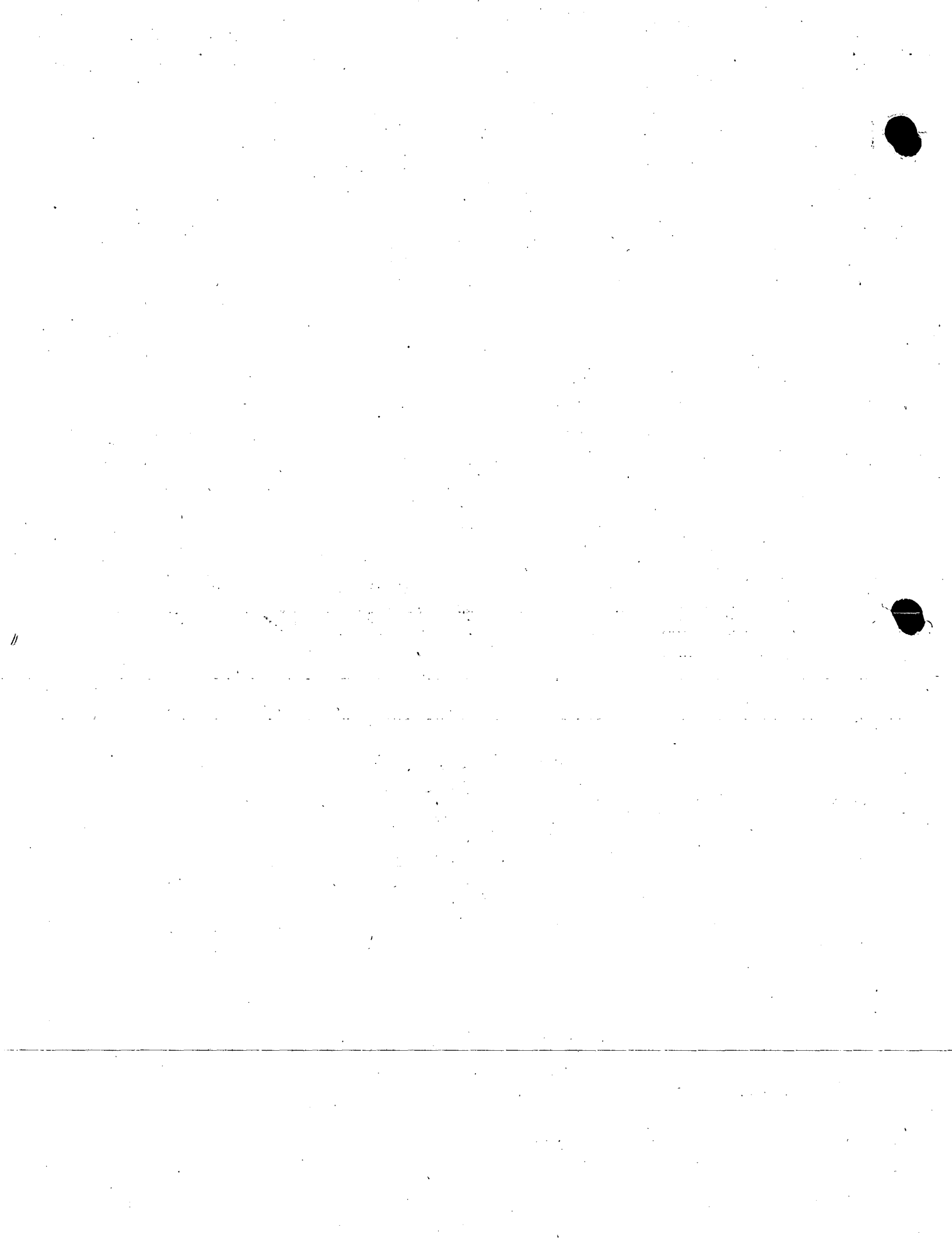


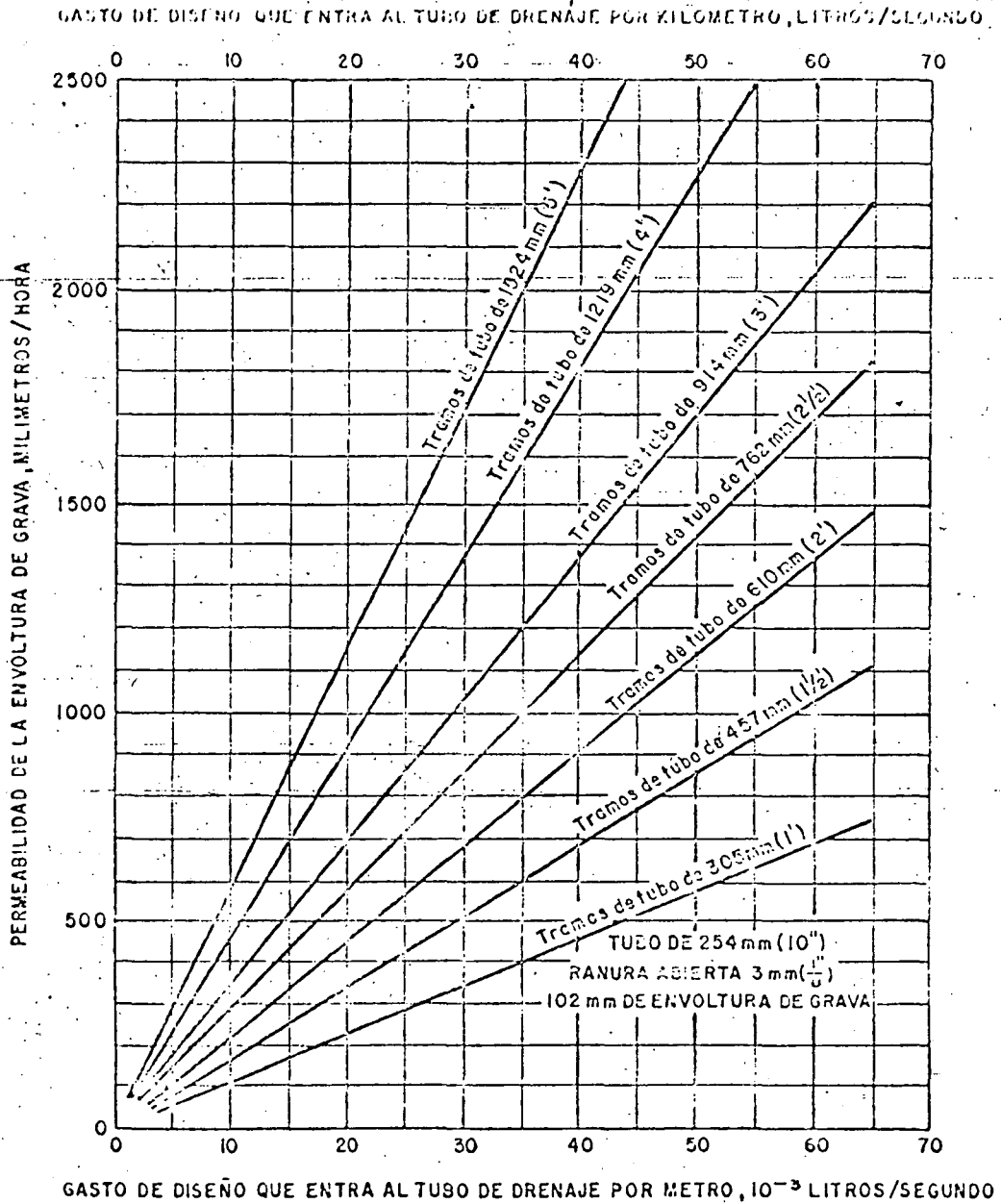
RELACIONES PARA TUBERIA DE DRENAJE AGRICOLA
CON ENVOLTURA DE GRAVA



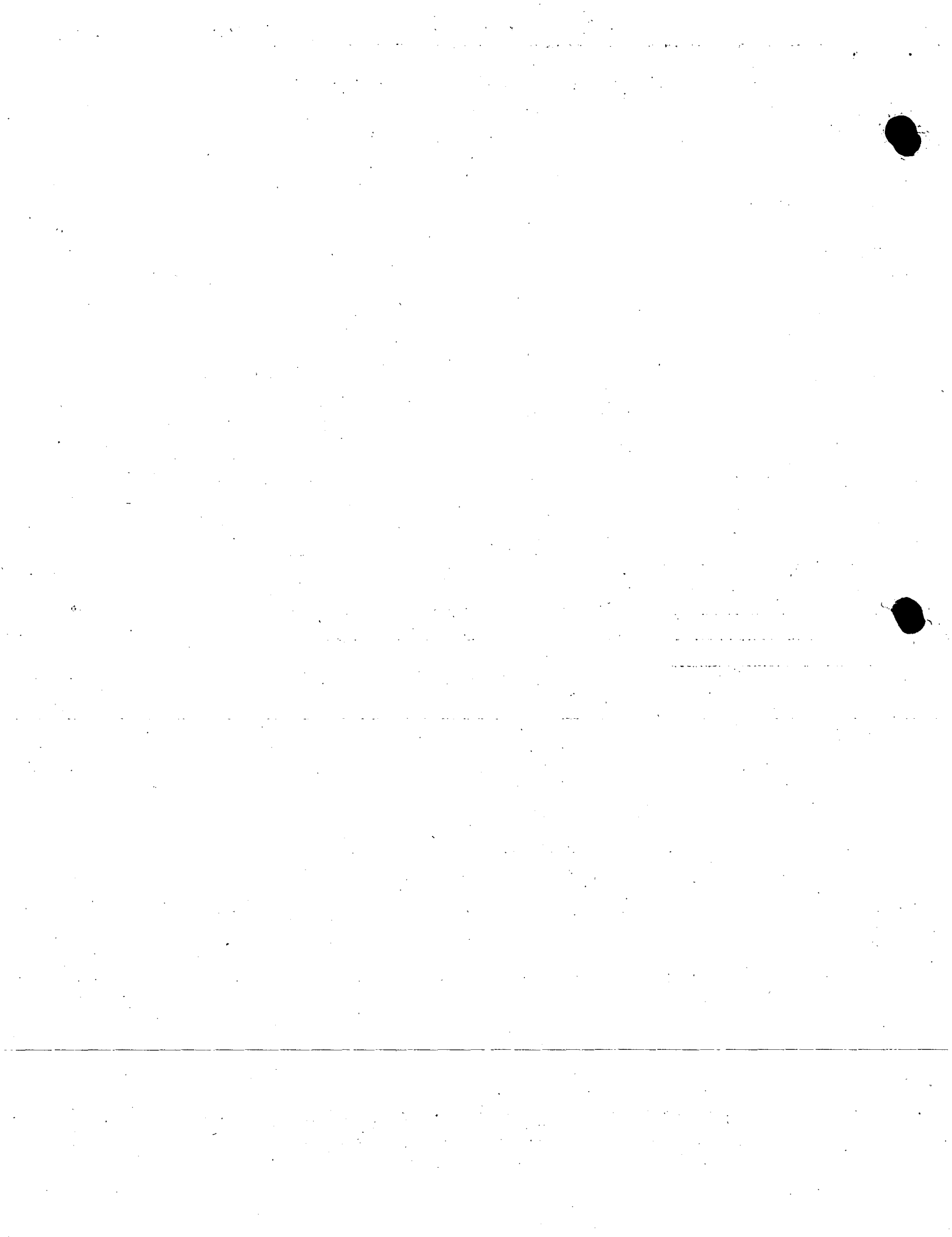


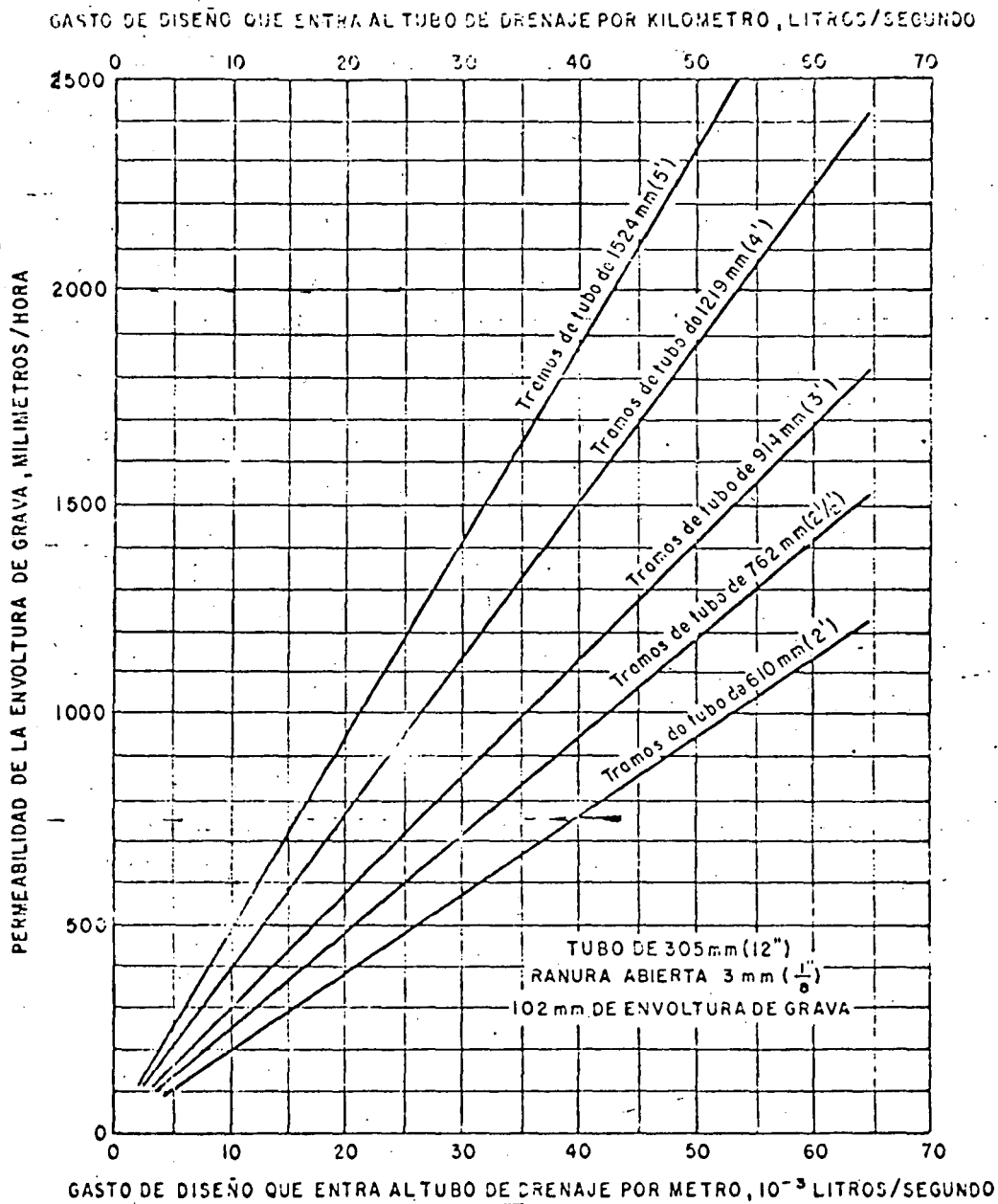
RELACIONES PARA TUBERIA DE DRENAJE AGRICOLA
CON ENVOLTURA DE GRAVA





RELACIONES PARA TUBERIA DE DRENAJE AGRICOLA
CON ENVOLTURA DE GRAVA





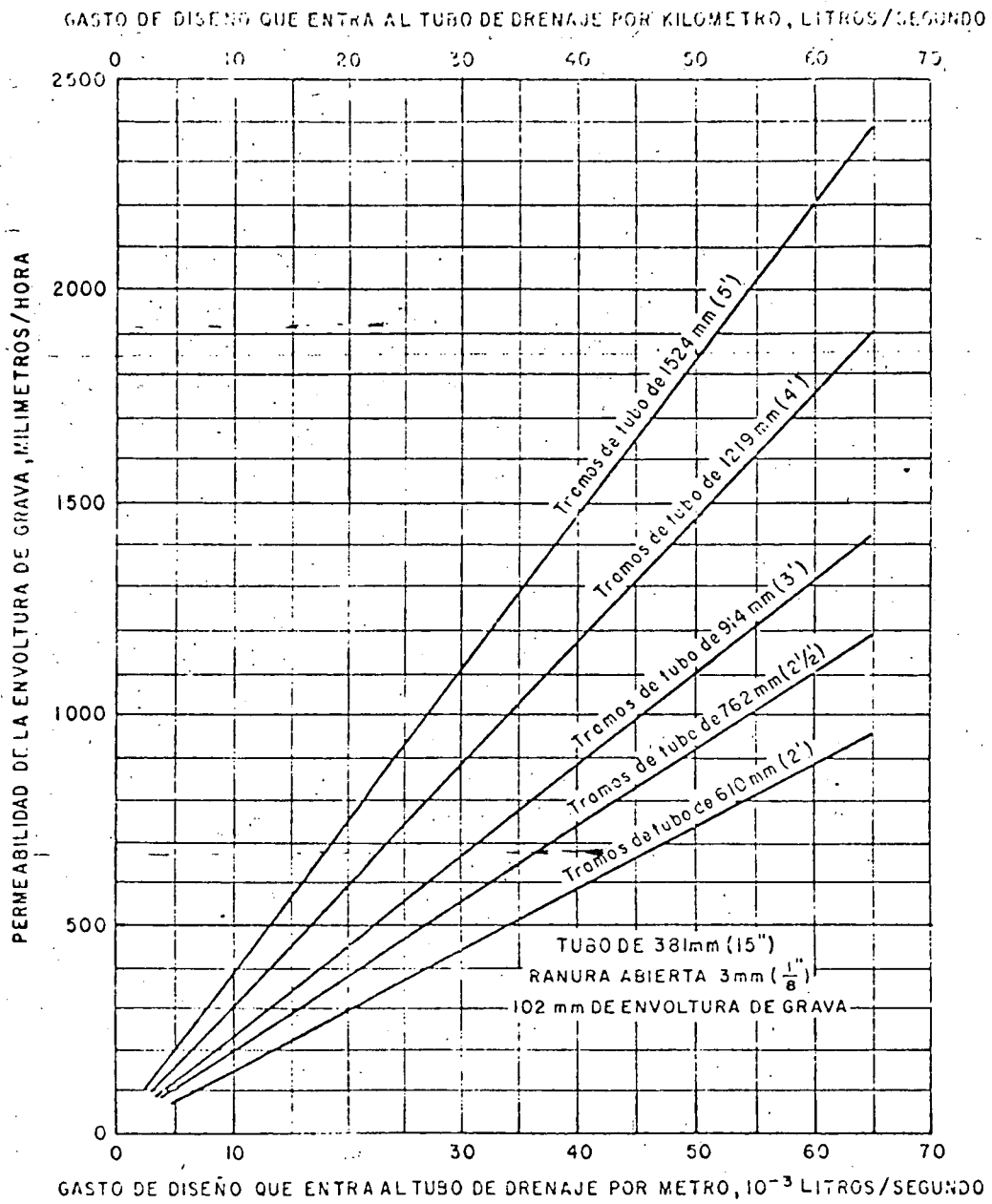
**RELACIONES PARA TUBERIA DE DRENAJE AGRICOLA
CON ENVOLTURA DE GRAVA**

100-100000

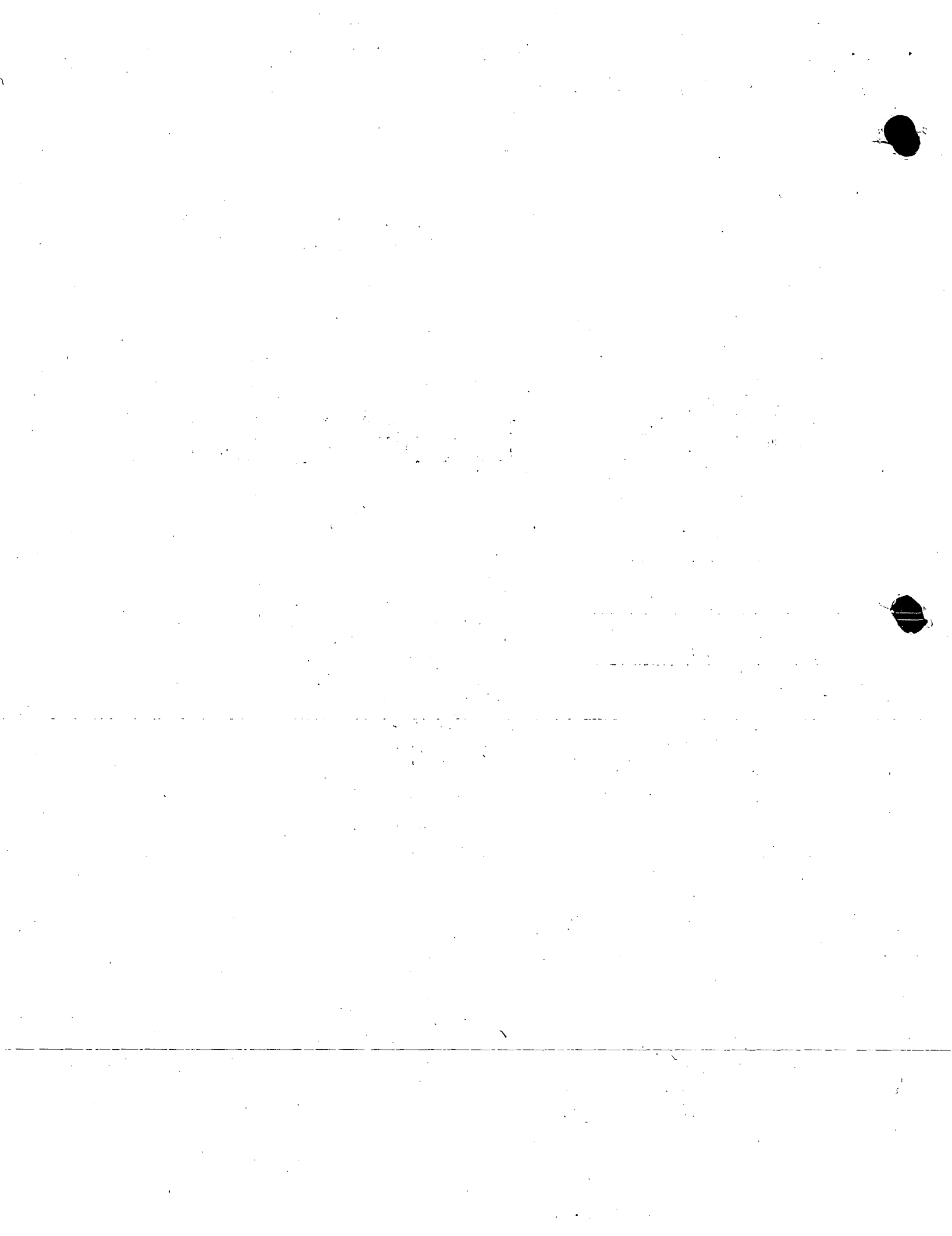


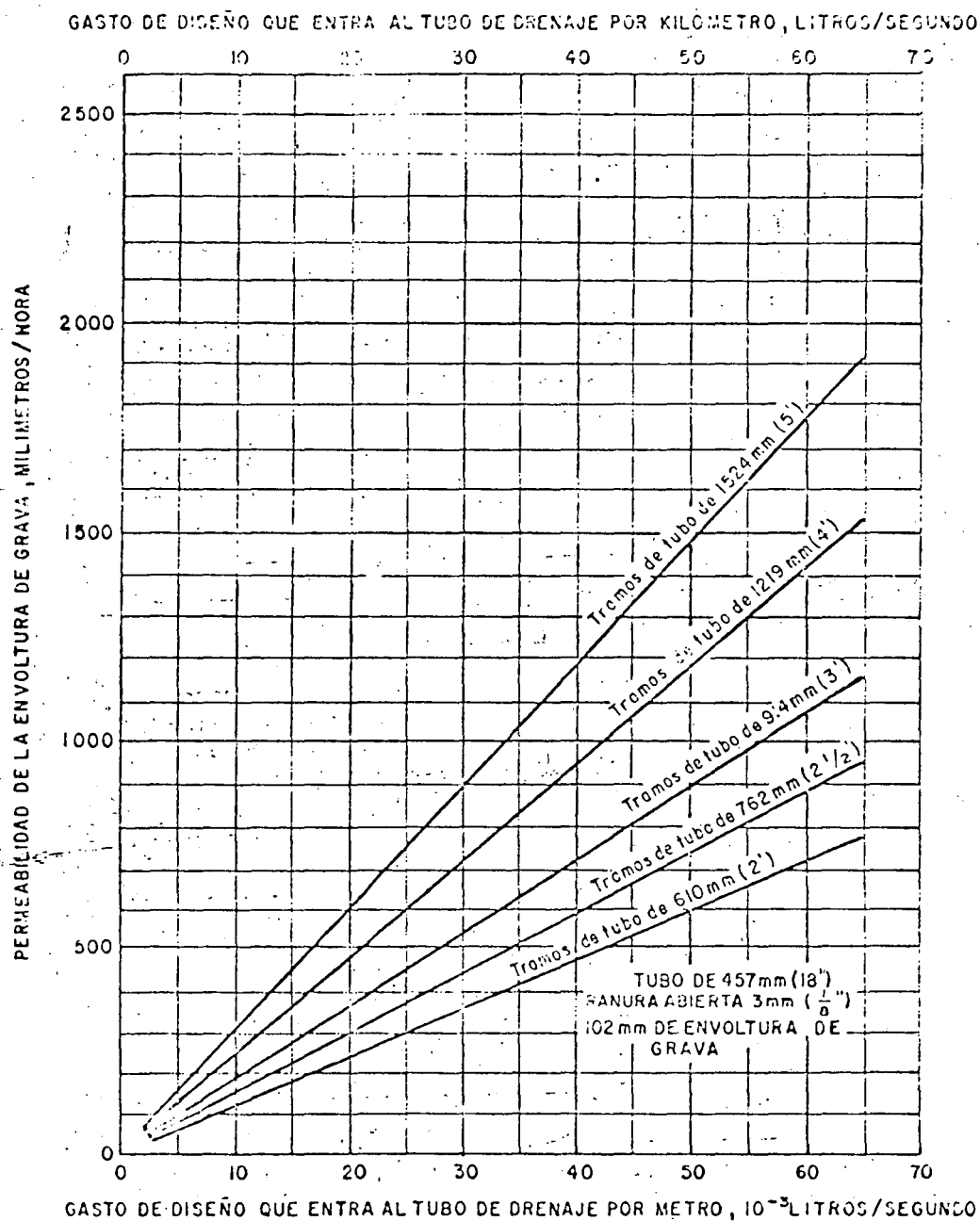
100-100000





RELACIONES PARA TUBERIA DE DRENAJE AGRICOLA
CON ENVOLTURA DE GRAVA





**RELACIONES PARA TUBERIA DE DRENAJE AGRICOLA
 CON ENVOLTURA DE GRAVA**



[Faint, illegible text spanning the middle and lower portion of the page, possibly bleed-through from the reverse side.]

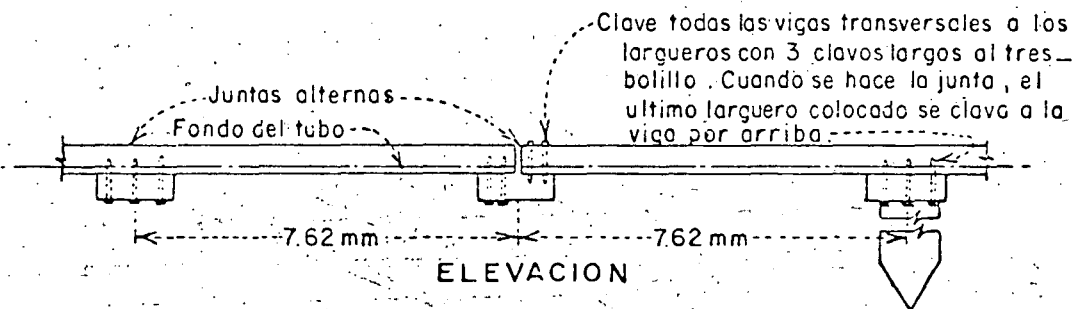
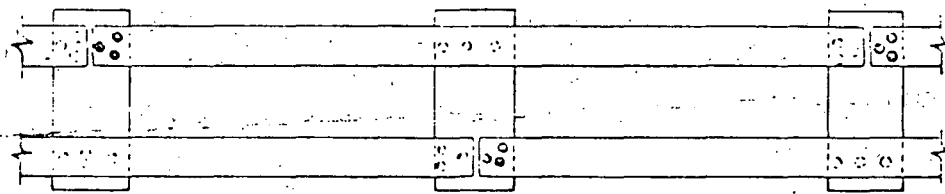
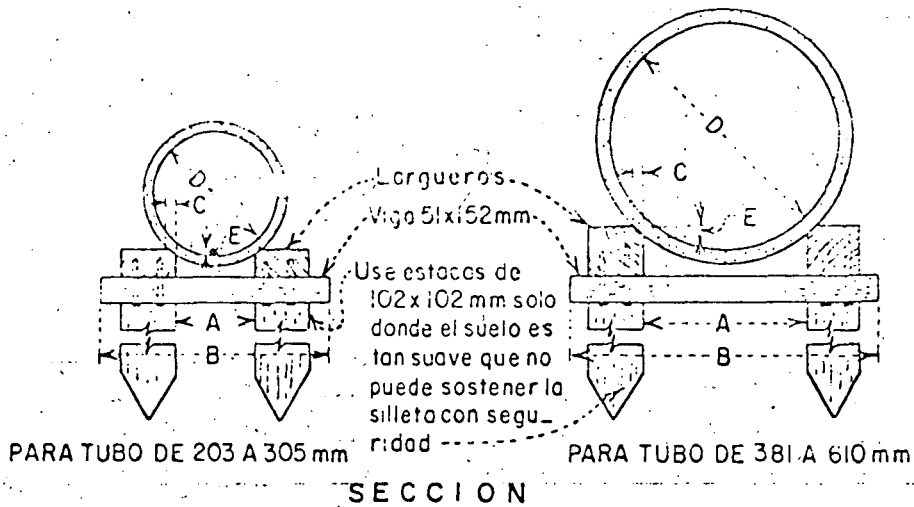
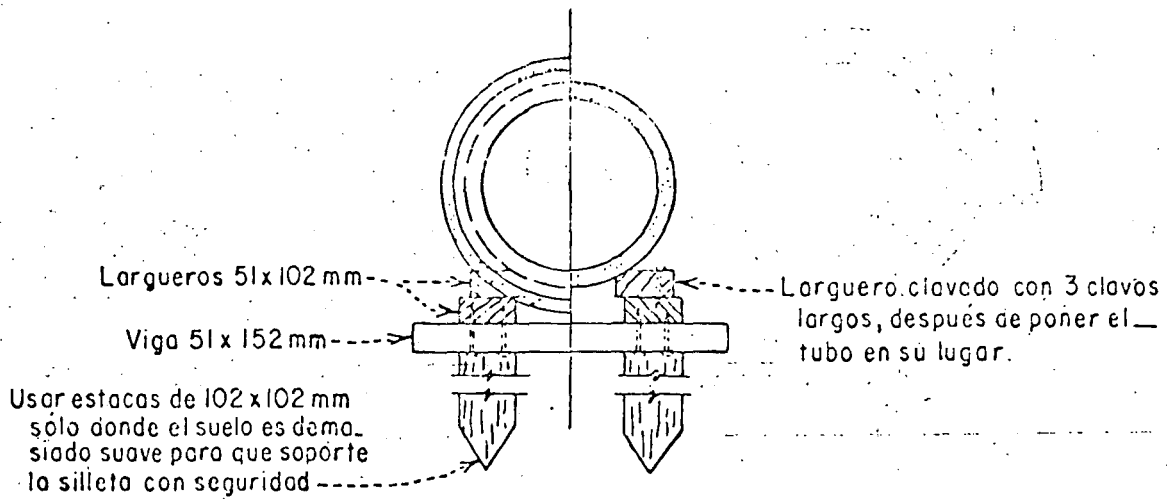


TABLA DE DIMENSIONES (En mm)

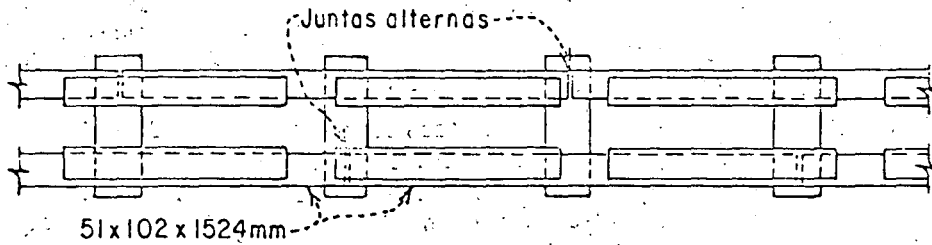
DIAMETRO DEL TUBO D	ESCUADRIA DEL LARGUERO	LARGUEROS SIN CEPILLAR				LARGUEROS CEPILLADOS (UNA CARA)			
		A	B	C	E	A	B	C	E
203	51 x 102	133	406	19	19	102	381	22	13
254	51 x 102	159	457	19	16	127	406	22	13
305	51 x 102	159	457	25	16	133	406	29	16
381	102 x 102	305	610	22	25	285	559	22	22
457	102 x 102	340	660	22	22	320	610	22	22
508	102 x 102	356	660	29	25	333	610	29	25
610	102 x 102	397	711	29	25	375	660	29	22

SILLETA DE MADERA TIPICA PARA TUBOS DE DRENAJE DE EXTREMOS EN FORMA DE LENGUETA Y RANURA

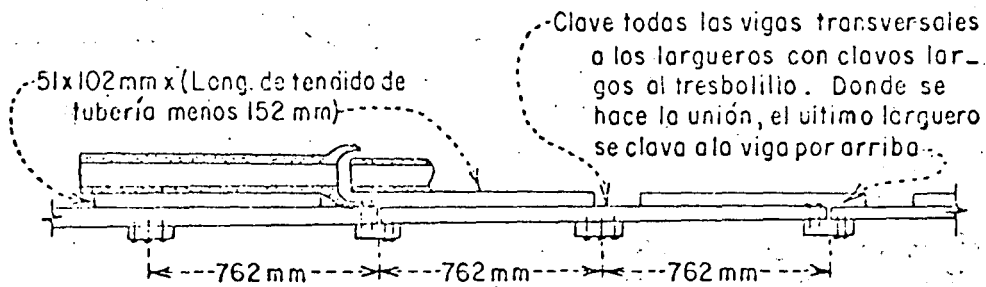




SECCION

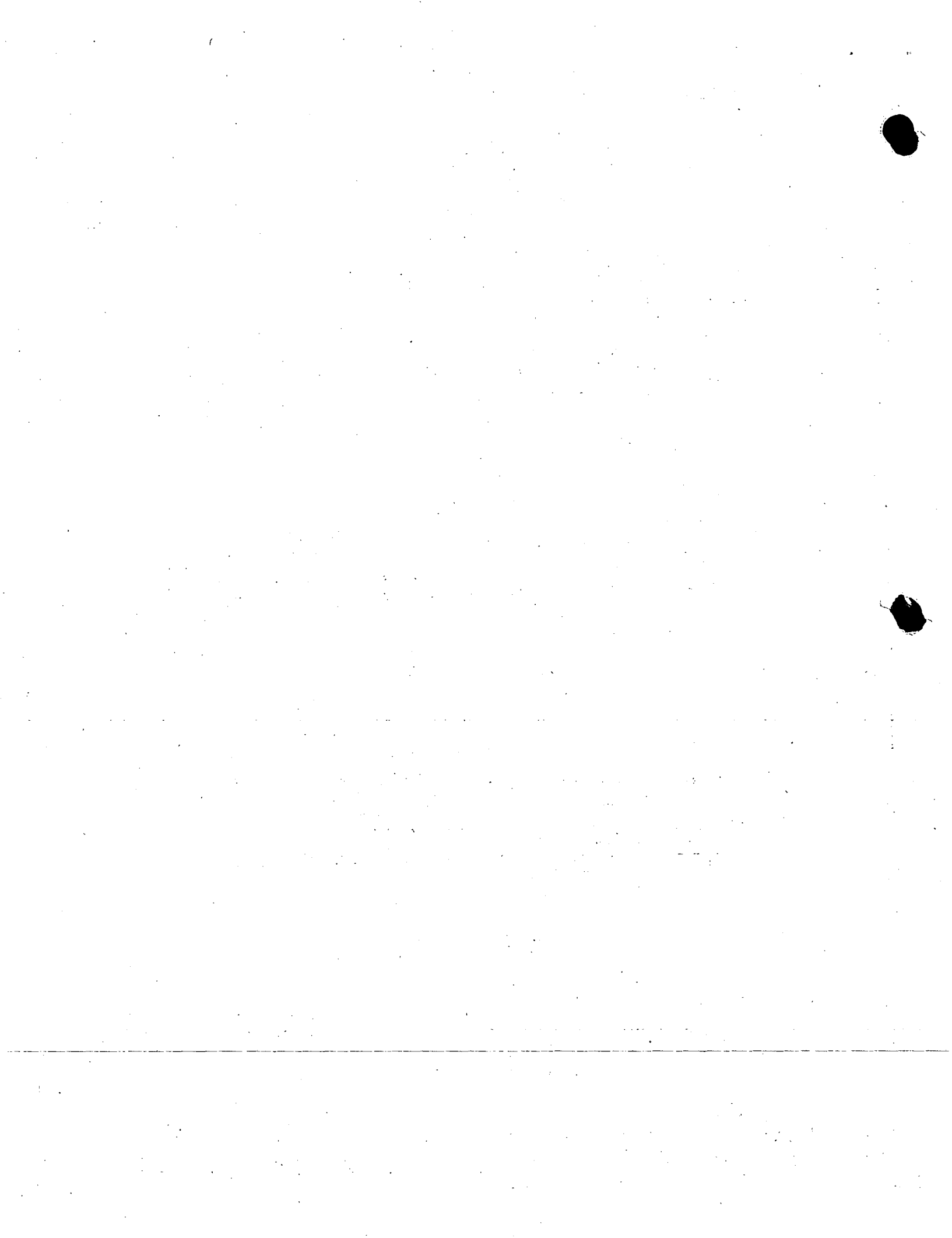


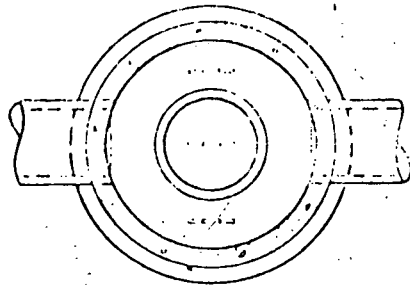
PLANTA



ELEVACION

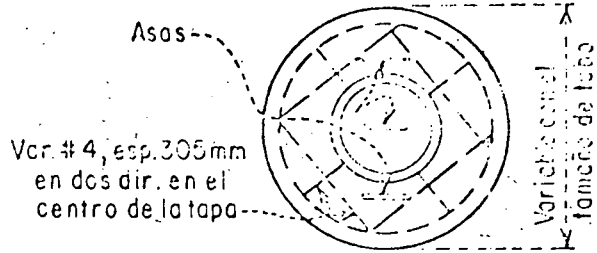
SILLETA DE MADERA TIPICA PARA TUBERIA DE MACHO Y CAMPANA



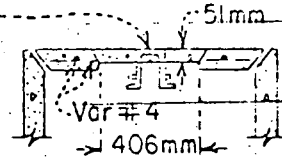


Nota: Use cadena u otro dispositivo con candado a través de las asas

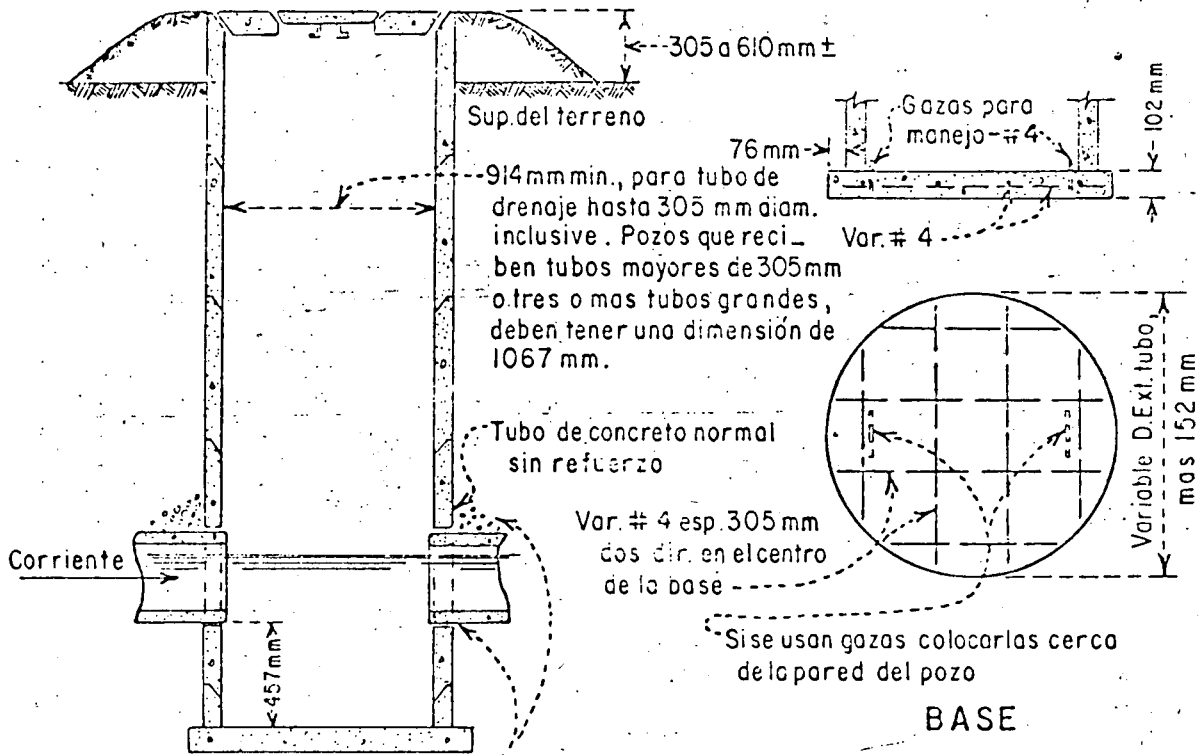
PLANTA



Asa Var # 4



TAPA



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.

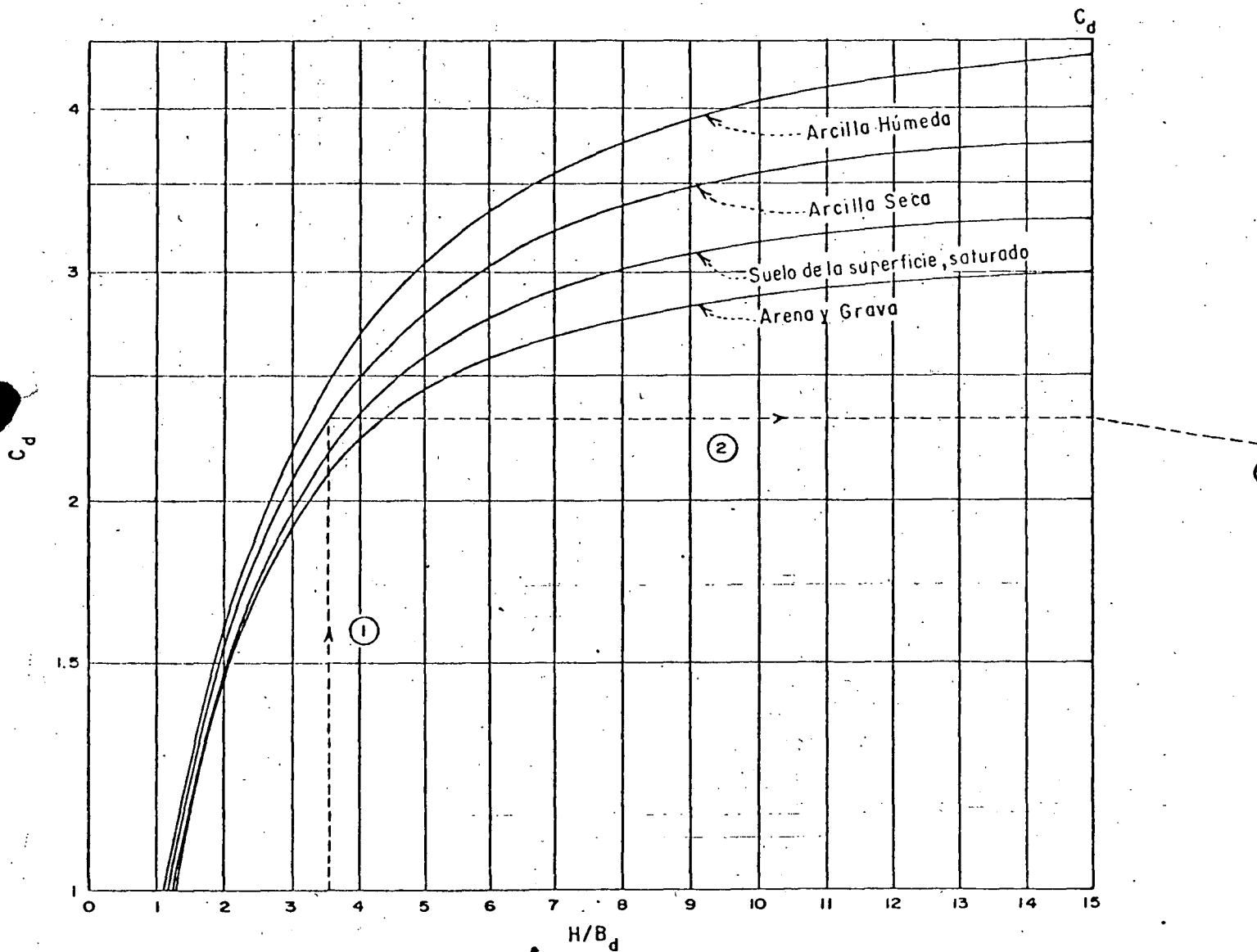
POZO TIPICO PARA HOMBRE EN DREN CUBIERTO (POZO DE VISITA)



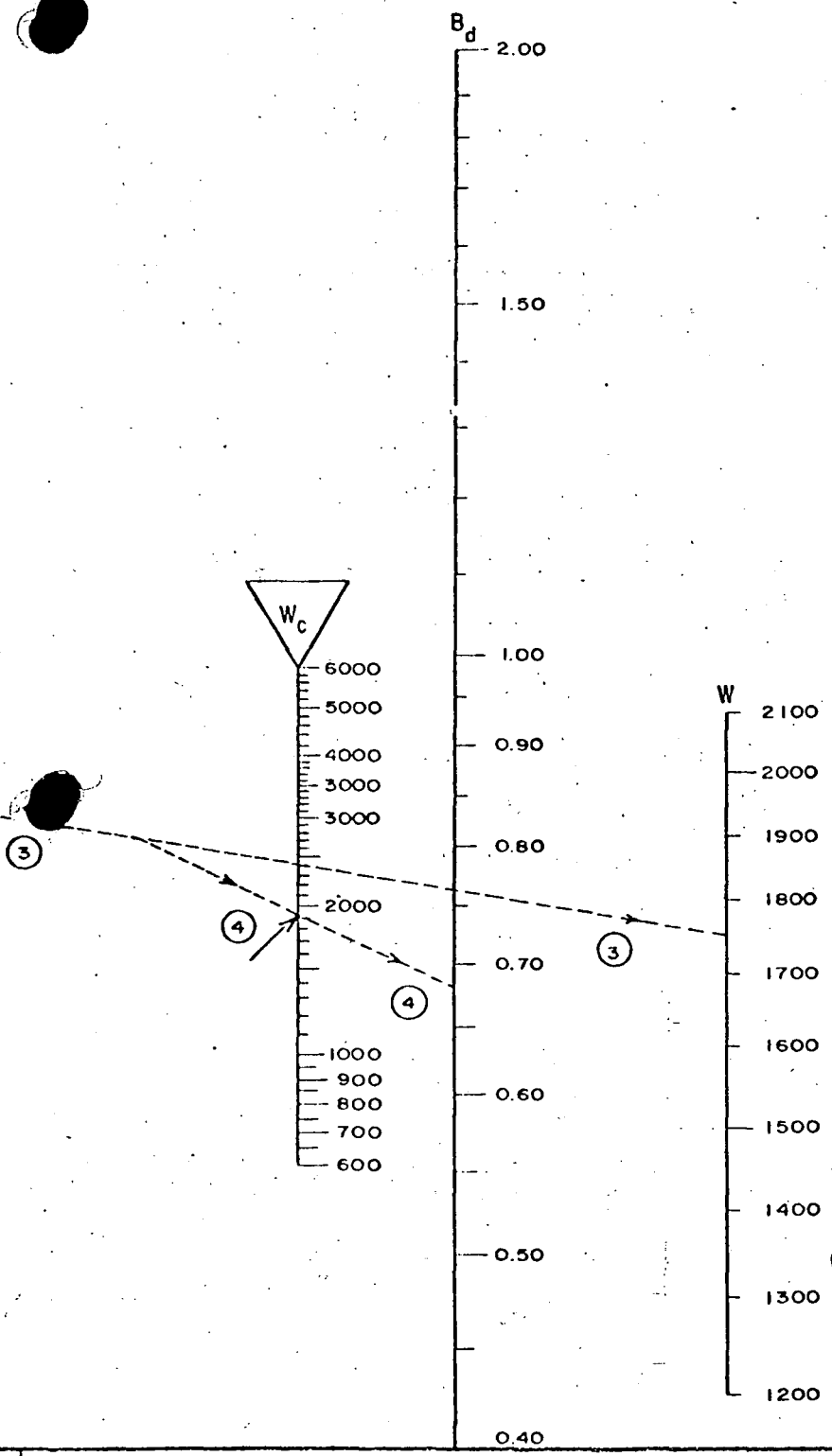


EJEMPLO

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 ($W = 1760$).
 $H/B_d = 2.44/0.68 = 3.58$. $W_c = 1940 \text{ Kg/m}$.







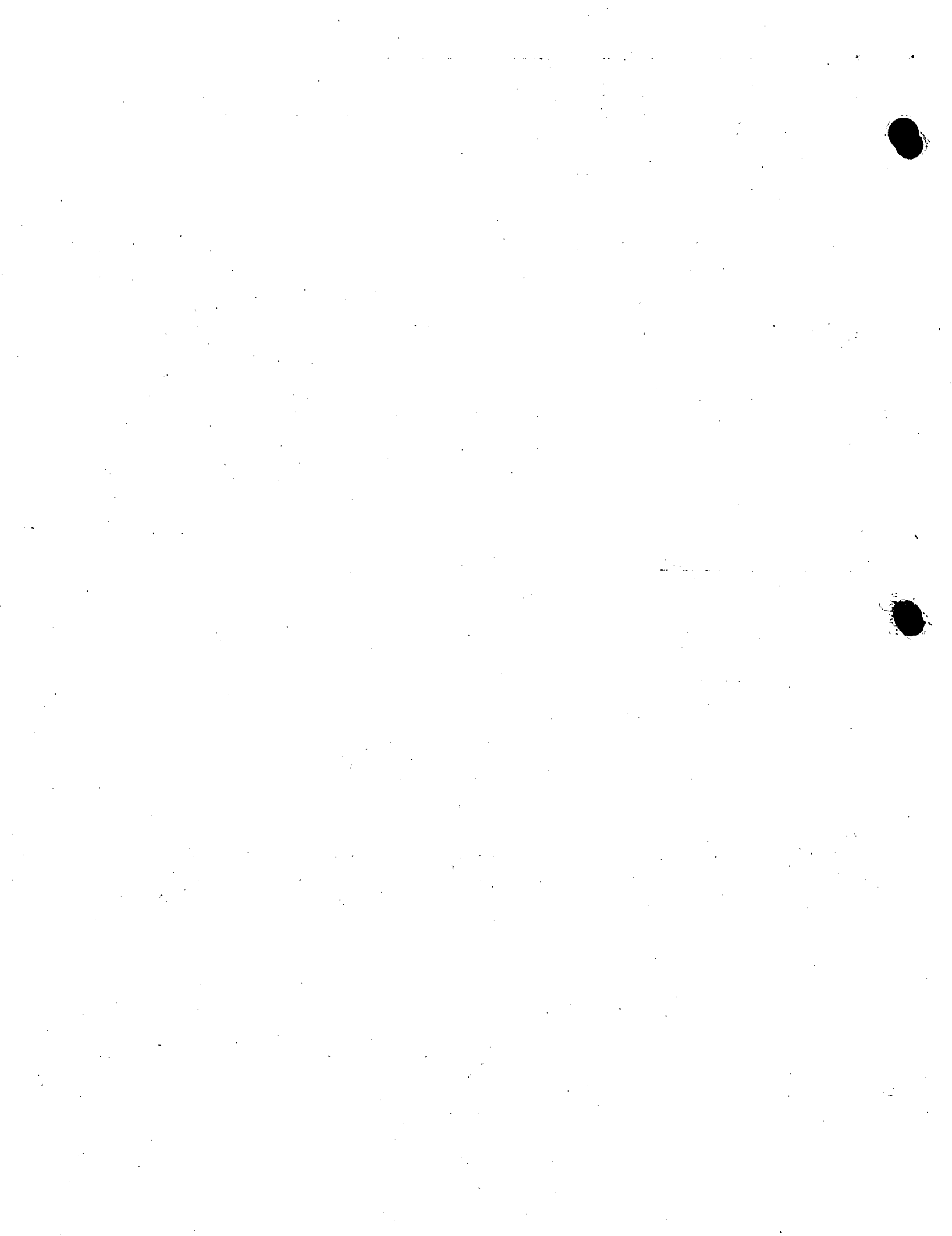
EXPLICACION

$$W_c = C_d \cdot w \cdot B_d^2$$

- Donde W_c = Carga vertical externa sobre un conducto cubierto, debida 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 VH



CARGAS DE AFLASTAMIENTO PERMISIBLES USADAS EN TUBOS PARA DRENES CON ENVOLTURA DE GRAVA
EN KILOGRAMOS POR METRO LINEAL DE TUBERIA

		TUBO DE BARRO PARA ALBAÑAL		TUBO DE CONCRETO PARA ALBAÑAL /3		TUBO DE BARRO PARA DREN /4			TUBO DE CONCRETO PARA DREN /5		TUBO DE /7 CONC. PARA IRRIGACION Y DRENAJE
DIAMETRO	PULG. mm	RESISTENCIA	RESISTENCIA	RESISTENCIA	RESISTENCIA	RESISTENCIA	CLASE	TRABAJO	CLASE	CLASE	
		NORMAL /1	EXTRA /2	NORMAL **	EXTRA	NORMAL	EXTRA	PESADO	NORMAL	EXTRA *	
4	102	2 232	-	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	4 464	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	3 460	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	3 343
14	356	-	-	-	-	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	4 688	-	2 455	3 795
18	457	4 464	7 366	4 464	7 366	-	2 902	5 223	-	2 679	4 018
20	508	-	-	-	-	-	-	-	-	2 902	4 130
21	533	4 911	8 594	4 911	8 594	-	3 237	5 982	-	3 125	4 241
24	610	5 357	9 872	5 357	8 929	-	3 720	6 697	-	-	4 464
27	686	6 139	10 492	-	-	-	4 018	7 441	-	-	-
30	762	7 143	11 161	-	-	-	4 464	8 014	-	-	-
33	838	7 813	12 277	-	-	-	-	-	-	-	-
36	914	8 706	13 393	-	-	-	-	-	-	-	-

* También clase especial

** También tubo de concreto perforado /6

NUM. DE ESPECIFICACION

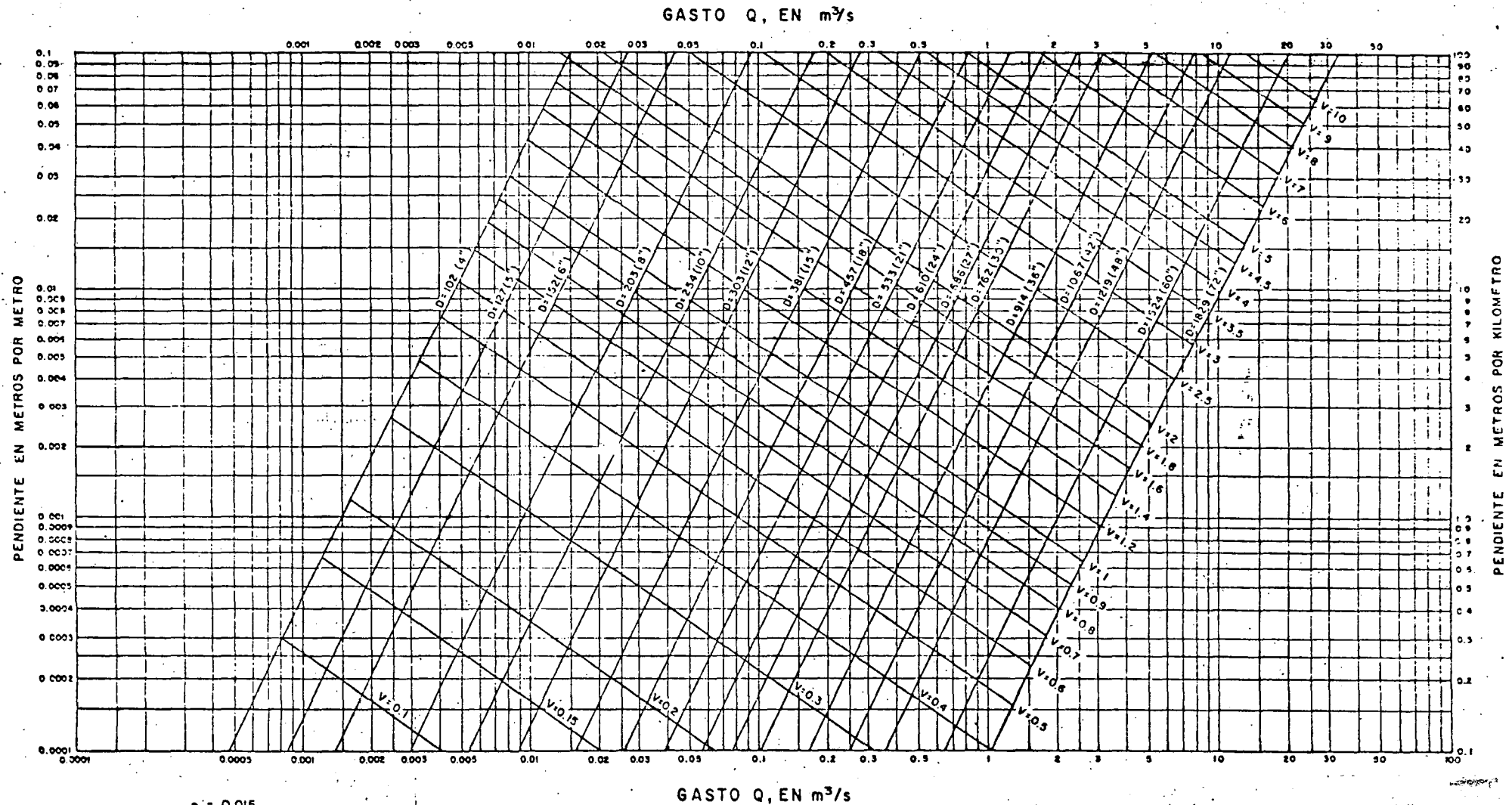
- /1 ASTM C 13-57 T
- /2 ASTM C 200-57T
- /3 ASTM C 14-59
- /4 ASTM C 4-59 T
- /5 ASTM C 412-58T
- /6 ASTM C 444-59T
- /7 ASTM C 118-59

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. SS-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.





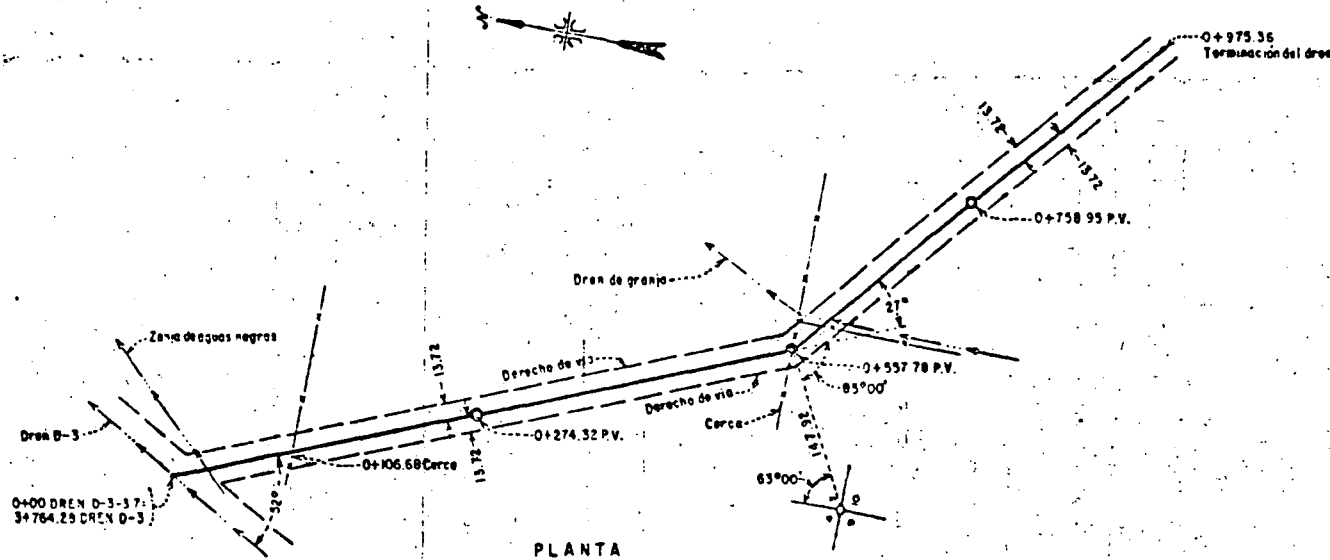
n = 0.015
 V = Velocidad en m/s (Formula de Manning)
 D = Diámetro del tubo en mm y pulgadas.

GASTO EN TUBERIAS DE DRENAJE

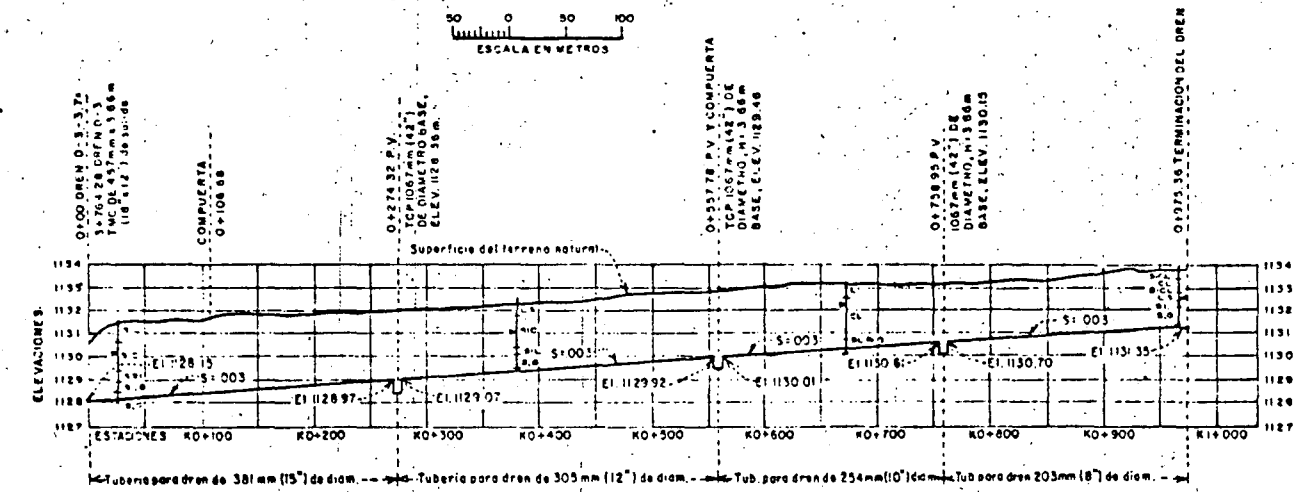
Adaptado del plano U.S.B.R. 103 - D - 566

JK





PLANTA



PERFIL

NOTAS

Para detalles de pozos de visita, sifletas de madera y tubos de salida; veanse:

DIBUJO	FIG.	PARR.
103-D-664	3	526.1.5
103-D-655	11	525.2.9
103-D-685	10	525.2.9
103-D-685	12	525.2.10

Las juntas de las tuberías para drenes, se hacen dejando una abertura de 3mm entre tubos

- SIMBOLOS**
- INGLES ESPAÑOL (Temativo)
- S- Silt S- Sedimento fino
 - C- Clay B- Arcilla (Barro)
 - L- Loam L- Limo
 - S- Sand A- Arena
 - G- Gravel G- Grava
 - E- Elevation de la Superficie en Mayo 21, 19...

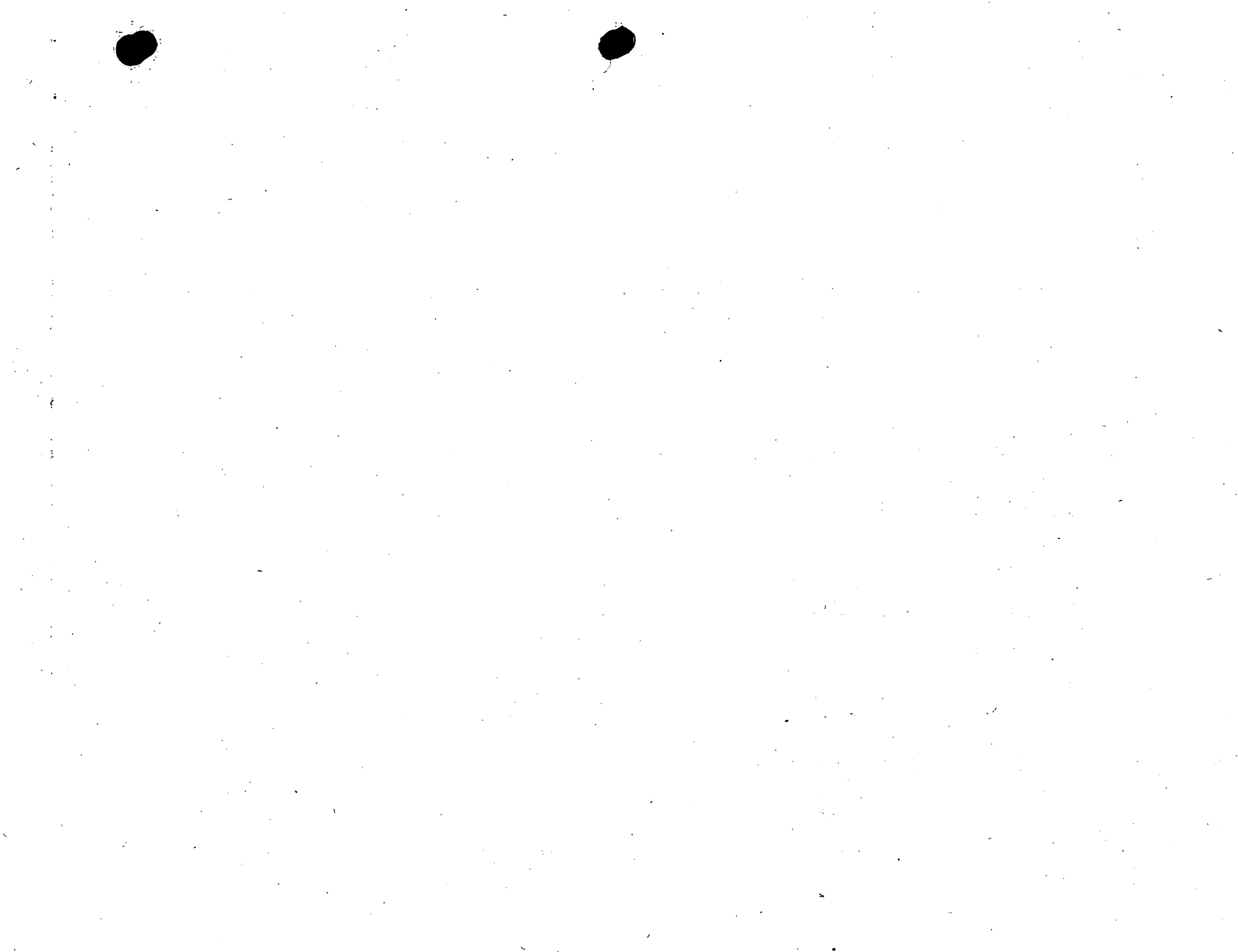
PROPIEDADES HIDRAULICAS

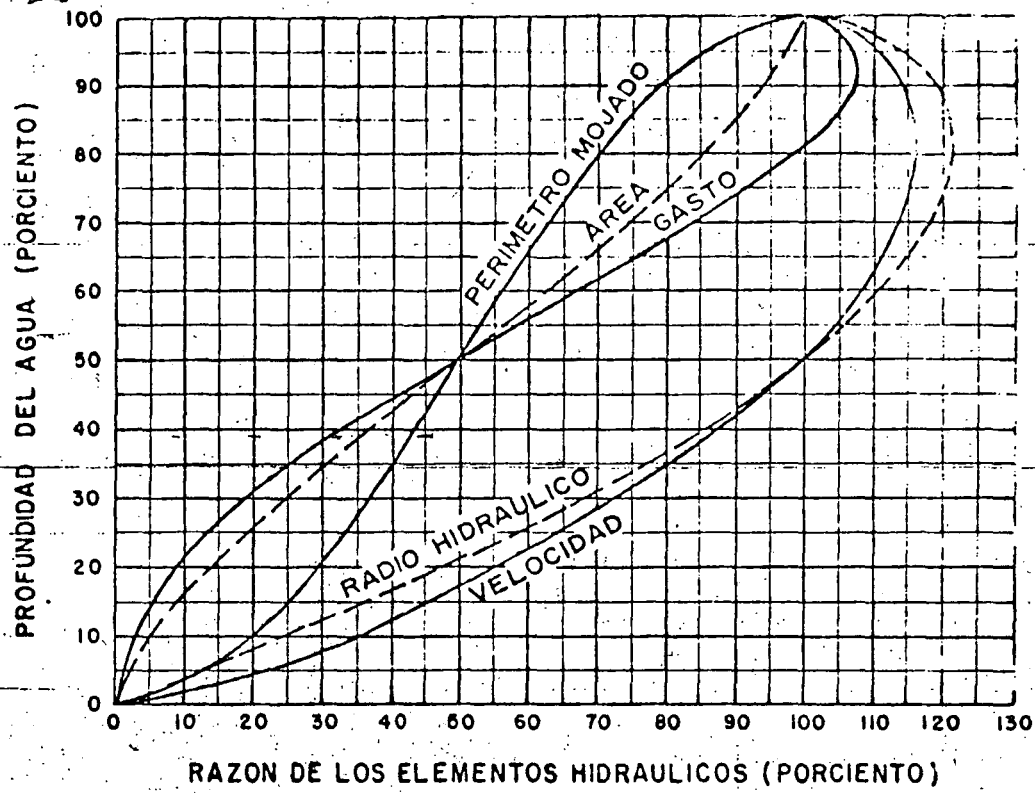
TRAMO	DIAMETRO Pulg. mm	S	n	V m/s	TUSOLLENO m ² /s	GASTO ESTIM. m ³ /s
0+000.00 A 0+274.32	15 381	.003	.015	0.76	0.085	0.051
0+274.32 A 0+557.78	12 305	.003	.015	0.55	0.048	0.037
0+557.78 A 0+758.95	10 254	.003	.015	0.58	0.029	0.023
0+758.95 A 0+975.36	8 203	.003	.015	0.21	0.016	0.011

- EXPLICACION**
- P.V. = Pozo de Visita (Pozo para hombre)
 - H = Altura del P.V.
 - TPC = Tubo precipitado de concreto
 - TMC = Tubo metálico corrugado
 - Elevaciones y dimensiones en metros.

DREN CUBIERTO TÍPICO
PLANTA Y PERFIL

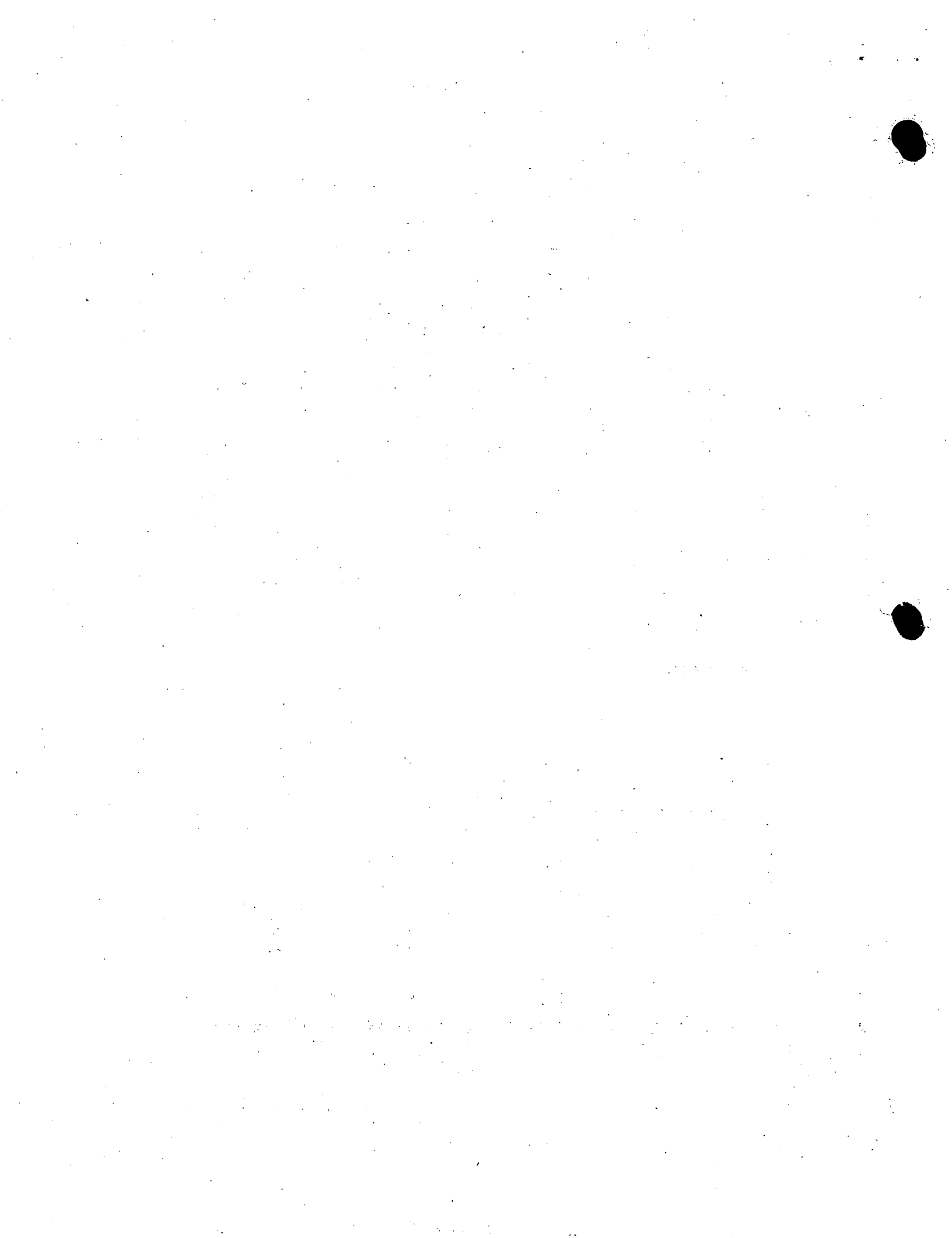
Adaptación del plano U.S.B.R. 103-D-667



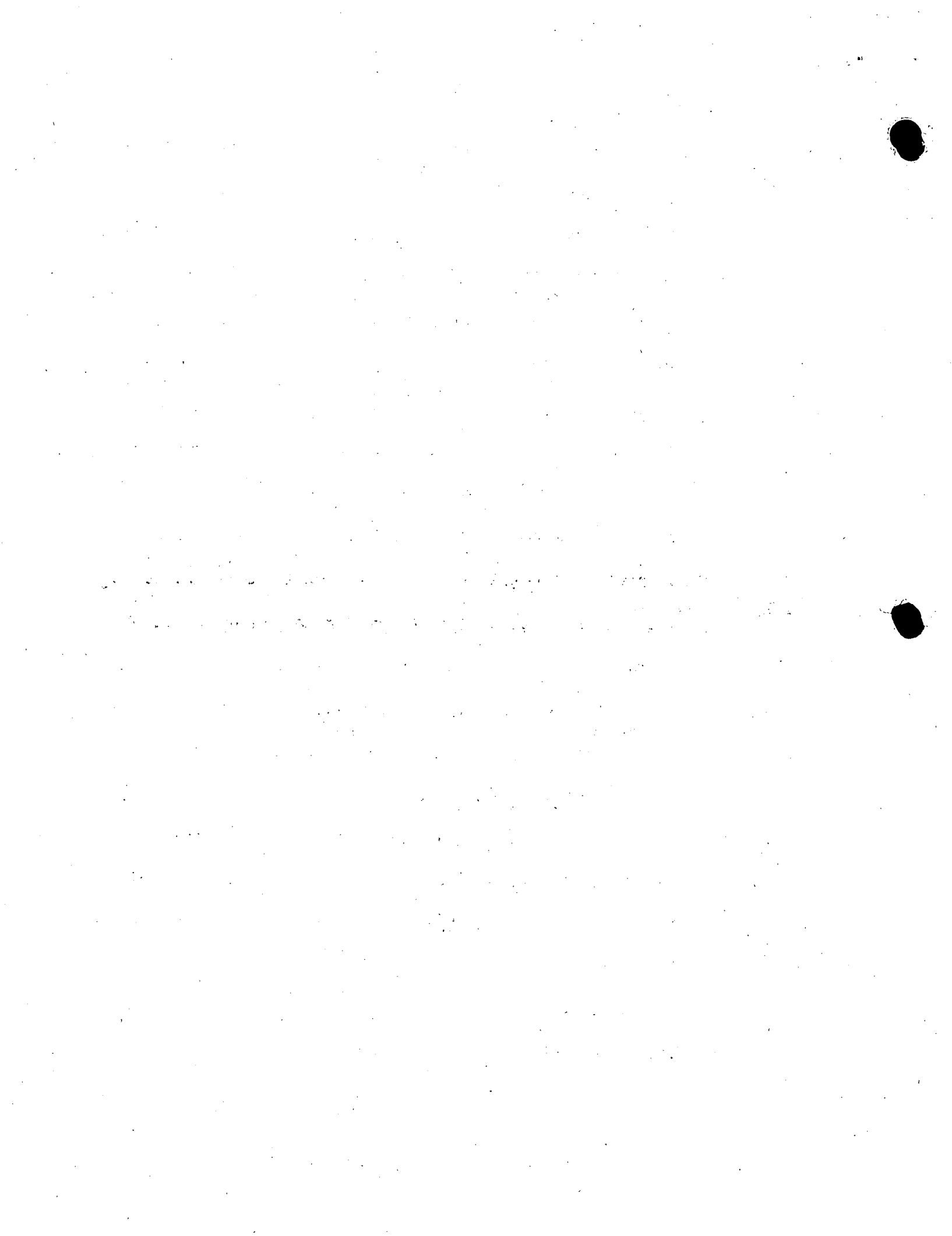


DIAMETRO DEL TUBO		AREA M ²	RADIO HIDRAULICO (TUBO LLENO O MEDIO LLENO)mm
PULGADAS	MILIMETROS		
8	203.2	0.03243	50.8
10	254.0	0.05067	63.5
12	304.8	0.07297	76.2
15	381.0	0.11401	95.3
18	457.2	0.16417	114.3
21	533.4	0.22346	133.4
24	609.6	0.29186	152.4
27	685.8	0.36939	171.5
30	762.0	0.45604	190.5
33	838.2	0.55181	209.6
36	914.4	0.65669	228.6

PROPIEDADES HIDRAULICAS DE TUBOS DE DRENAJE

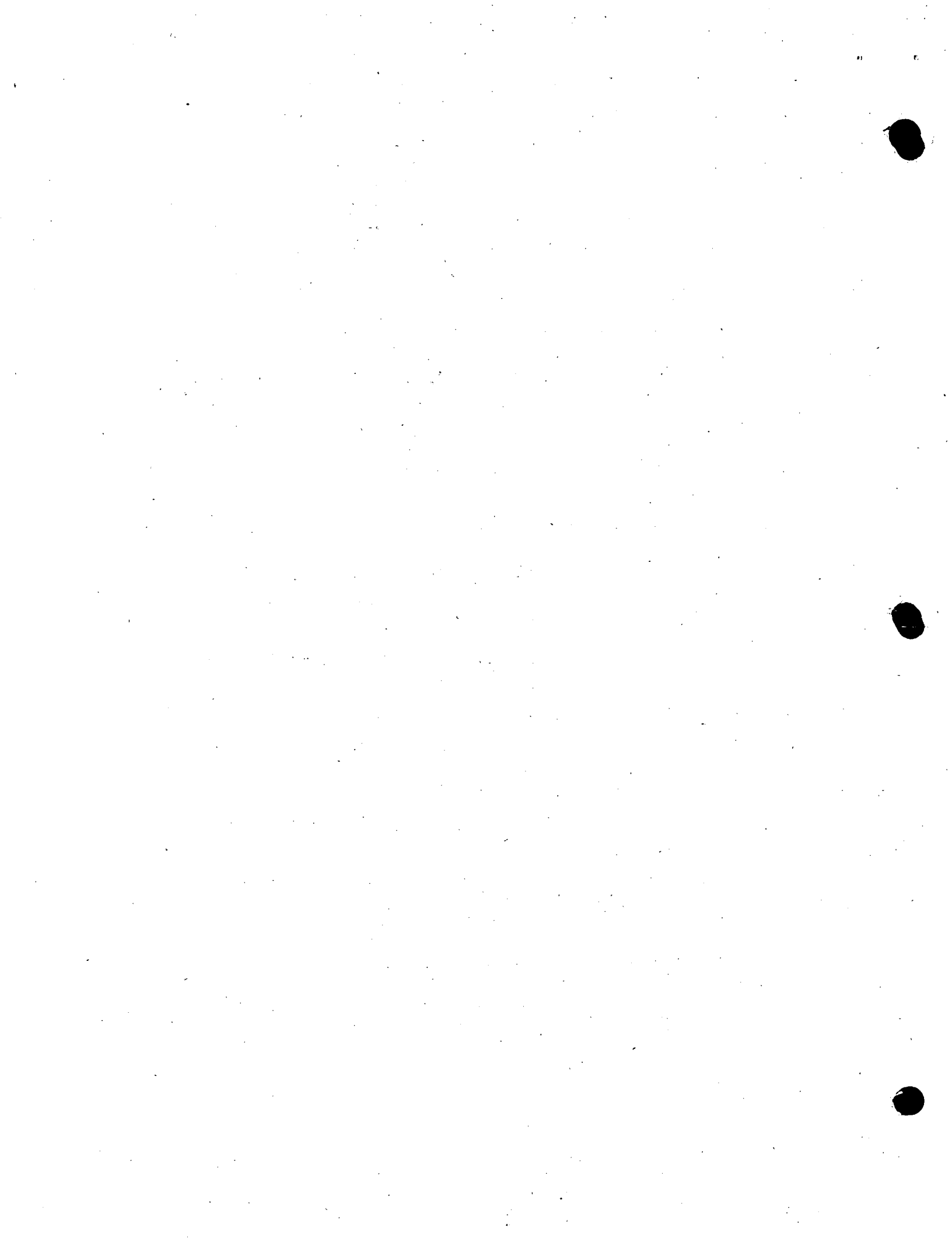


En regiones extensas, casi planas, en donde la superficie freática del área está en posición elevada, o se espera que llegue a estarlo, las medidas necesarias para controlar su elevación dentro de límites aceptables, requieren la instalación de una serie de drenes de alivio paralelos. La determinación 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; el 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 espaciamento 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 espaciamento.

Se han desarrollado varios métodos para estimar el espaciamento 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 en



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.

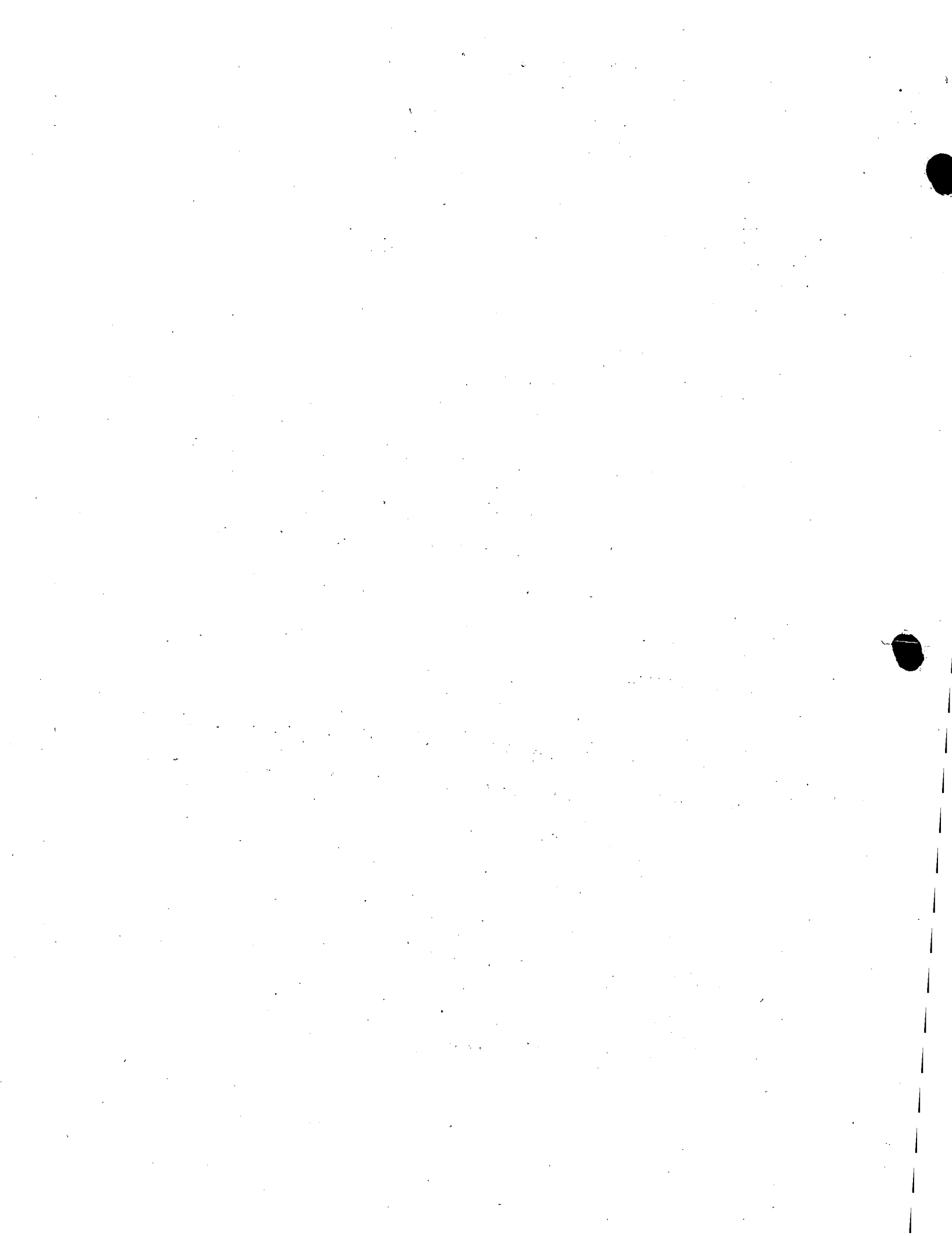
1. FUNDAMENTOS DEL METODO.- El estudio de los hidrógrafos del agua subterránea en una área de riego, muestra que en general el agua freática asciende du



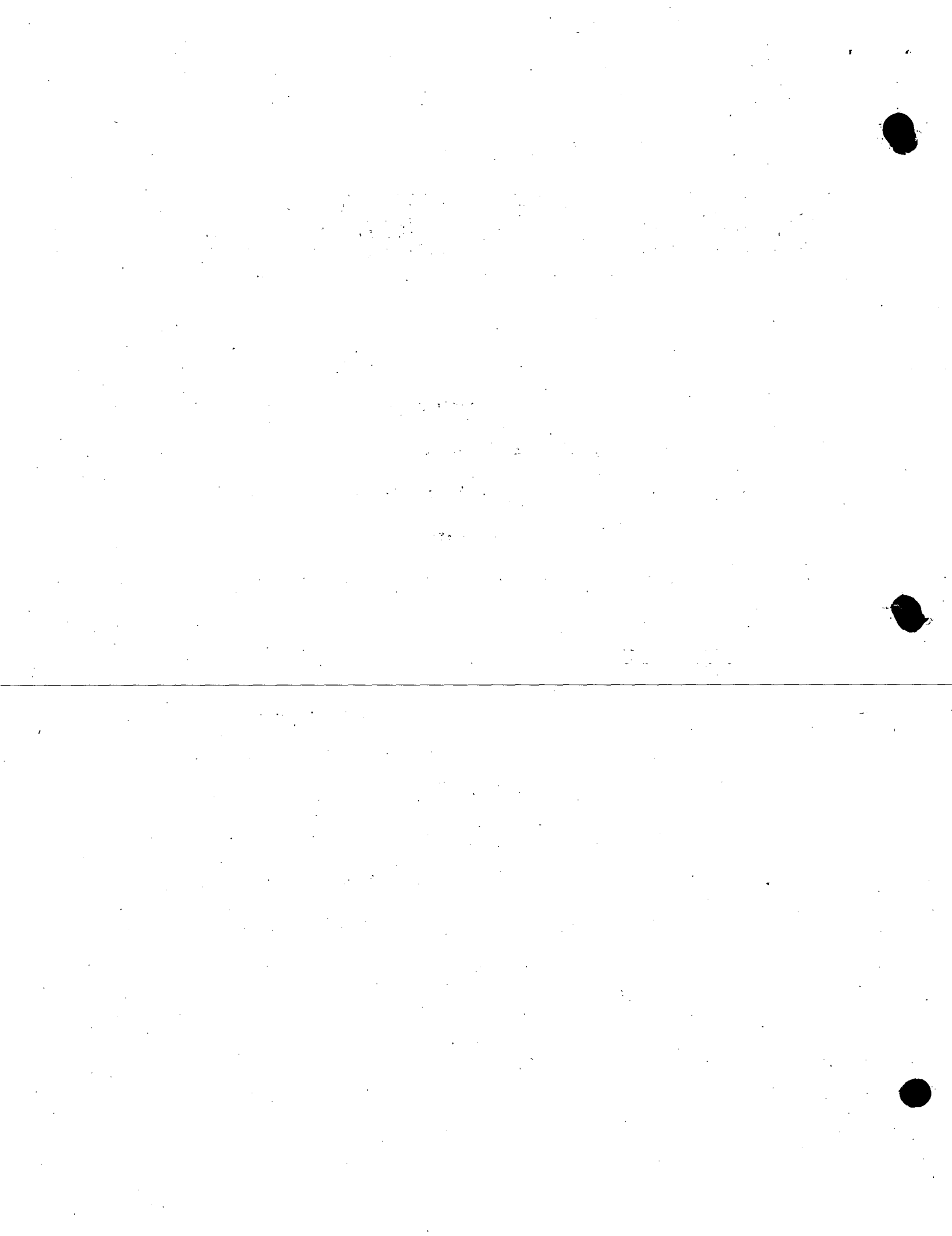
rante la estación de riego, alcanzando su máxima elevación después del último riego de la temporada, o en una área donde se cultiva todo el año, al final de la parte culminante de la temporada de riego.

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.

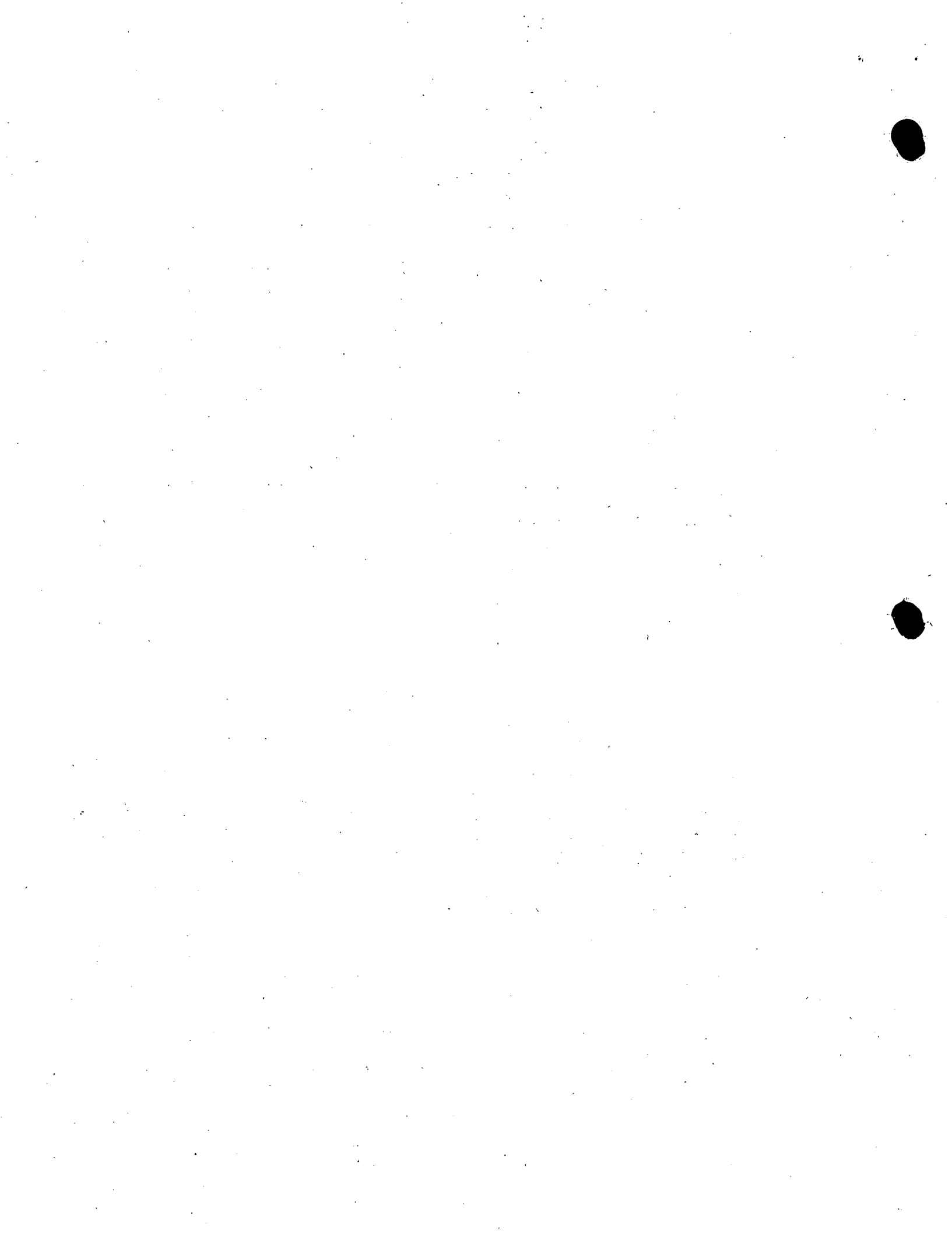


El efecto del dren que resultó en producir un equilibrio dinámico y un nivel de la superficie freática seguro, es muy notable.

El método de determinar el espaciamiento 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 espaciamiento 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.

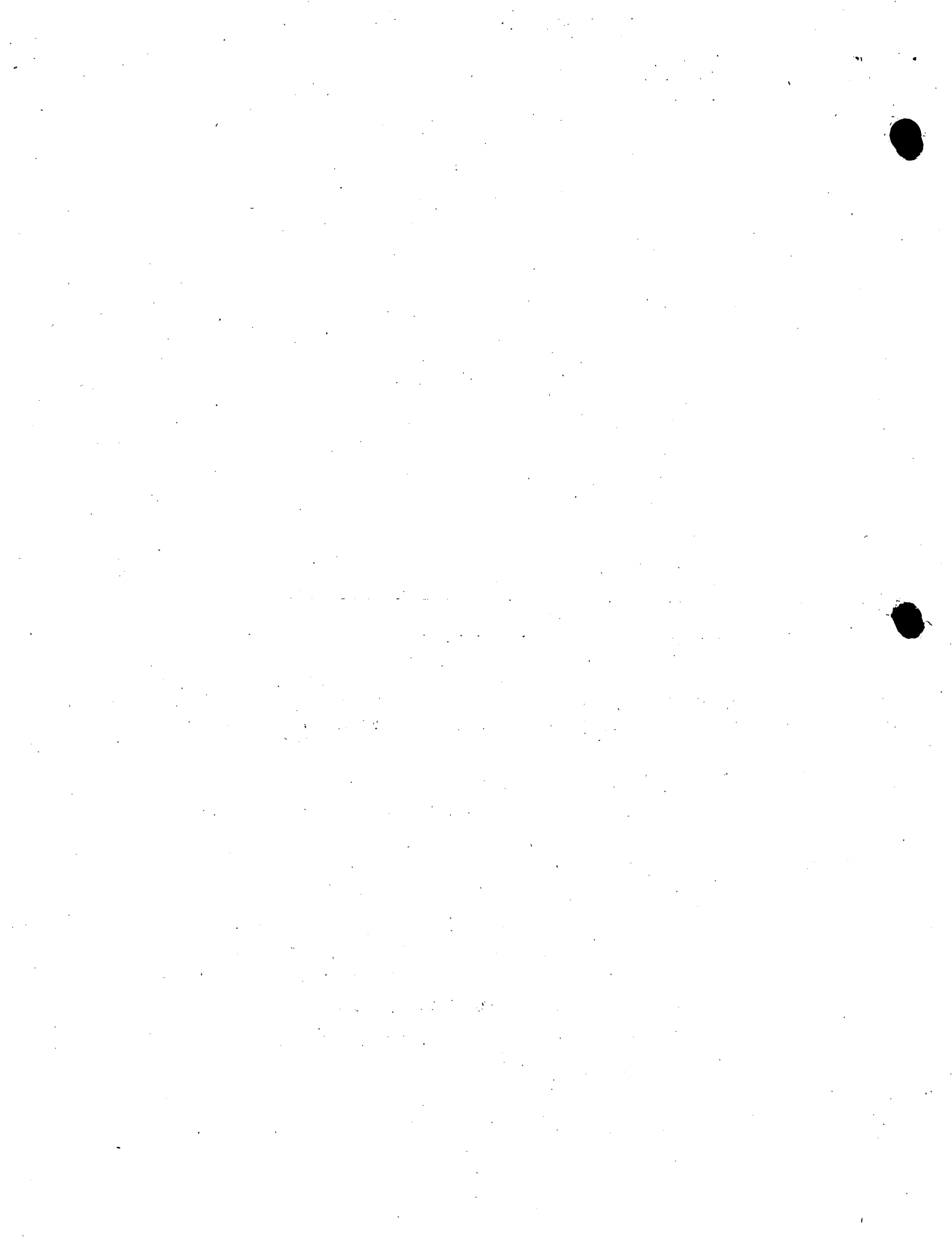
Representan la solución, en el punto central entre drenes, para los casos en que los drenes están localizados arriba de una barrera, o justamente encima de una barrera, respectivamente.



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.

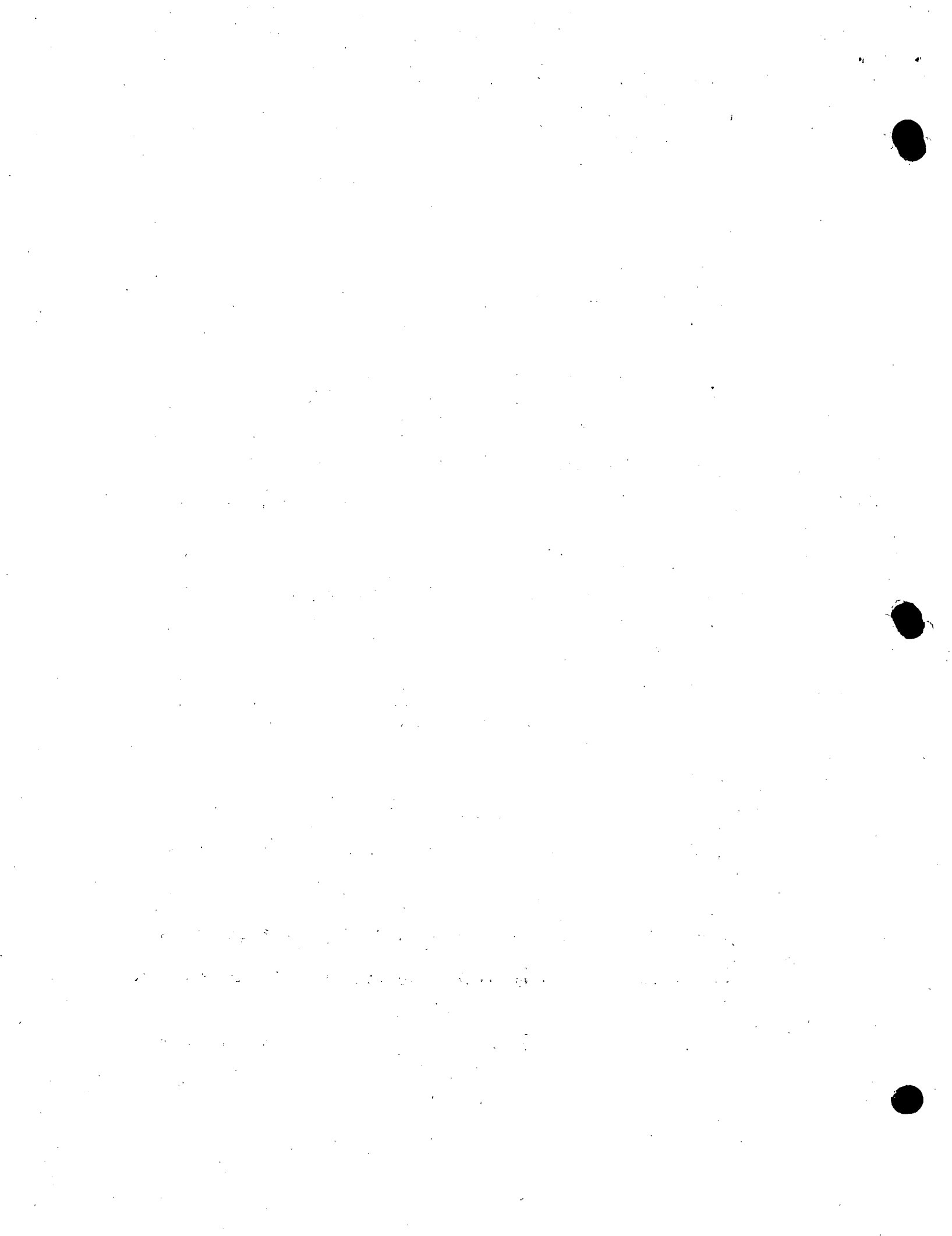
B. y, Z Estos conceptos representan la altura de la superficie freática arriba del dren, al término de cada período individual de drenado. Representan la altura hasta la cual la elevación central de la



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.

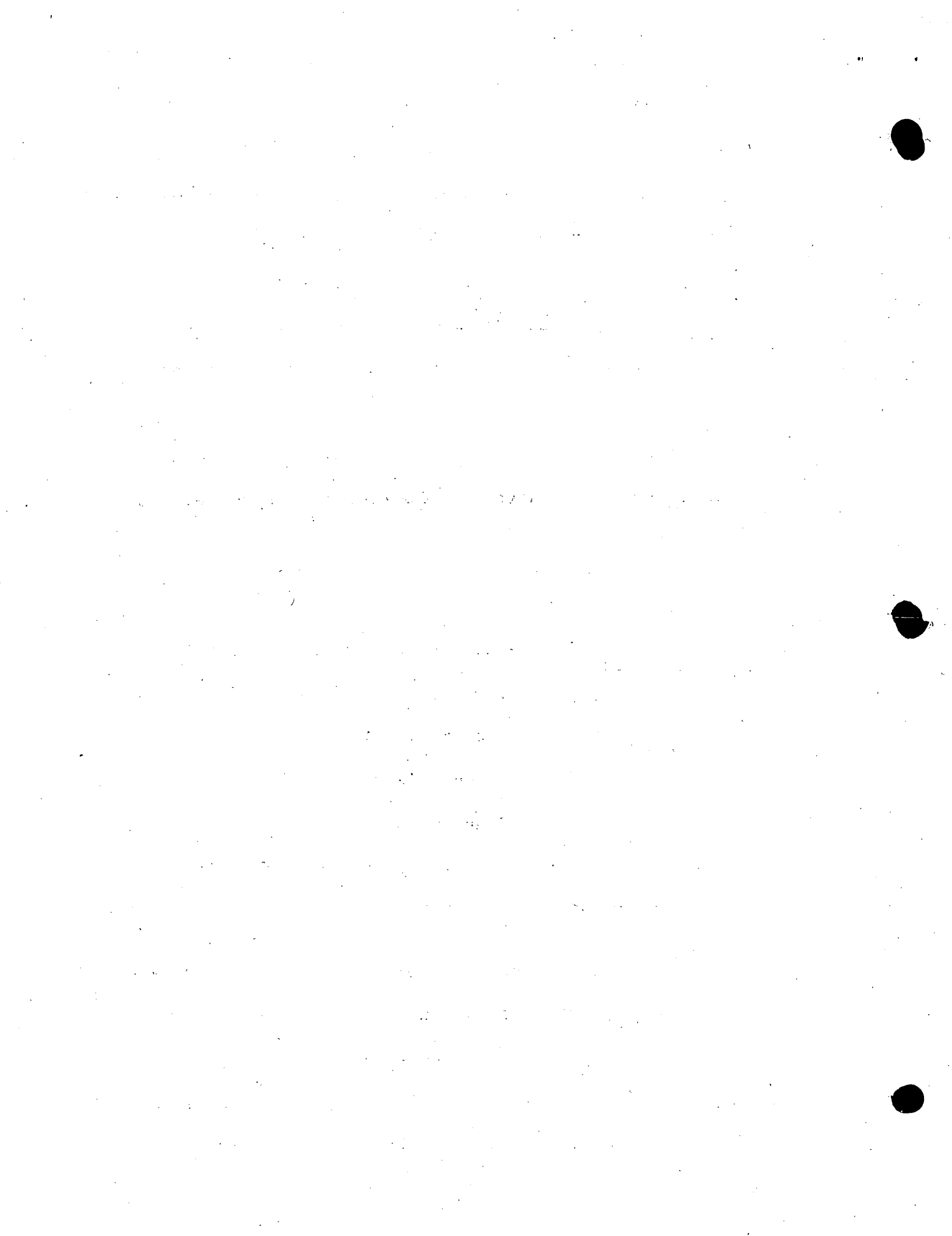
D. Rendimiento específico, S. El rendimiento espe-



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.

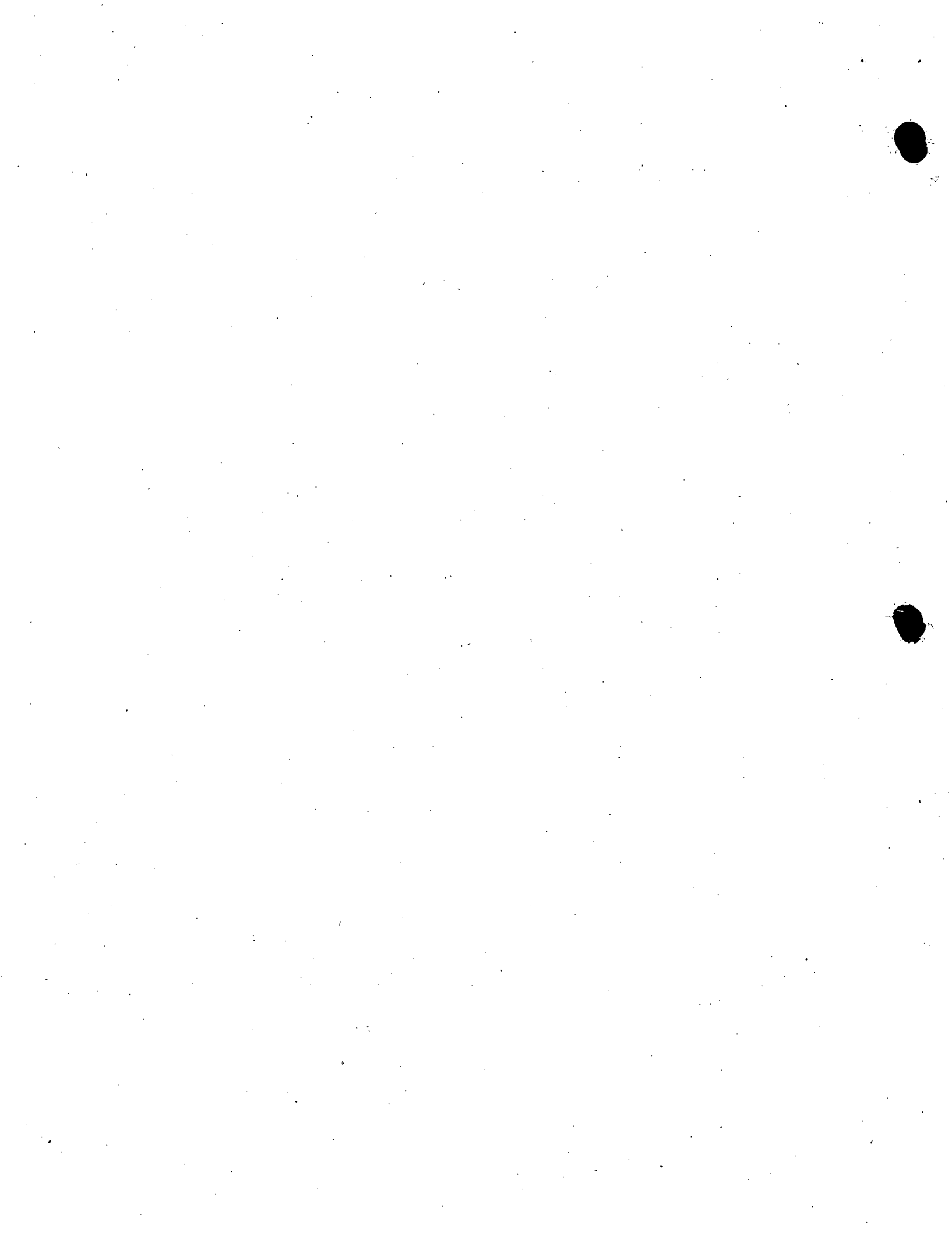
El valor del rendimiento específico, cuando se usa en los parámetros adimensionales de las Figuras 1 y 2, toma en cuenta la cantidad del drenado representado por el descenso de la superficie freática. Para determinar la acumulación en la profundidad de



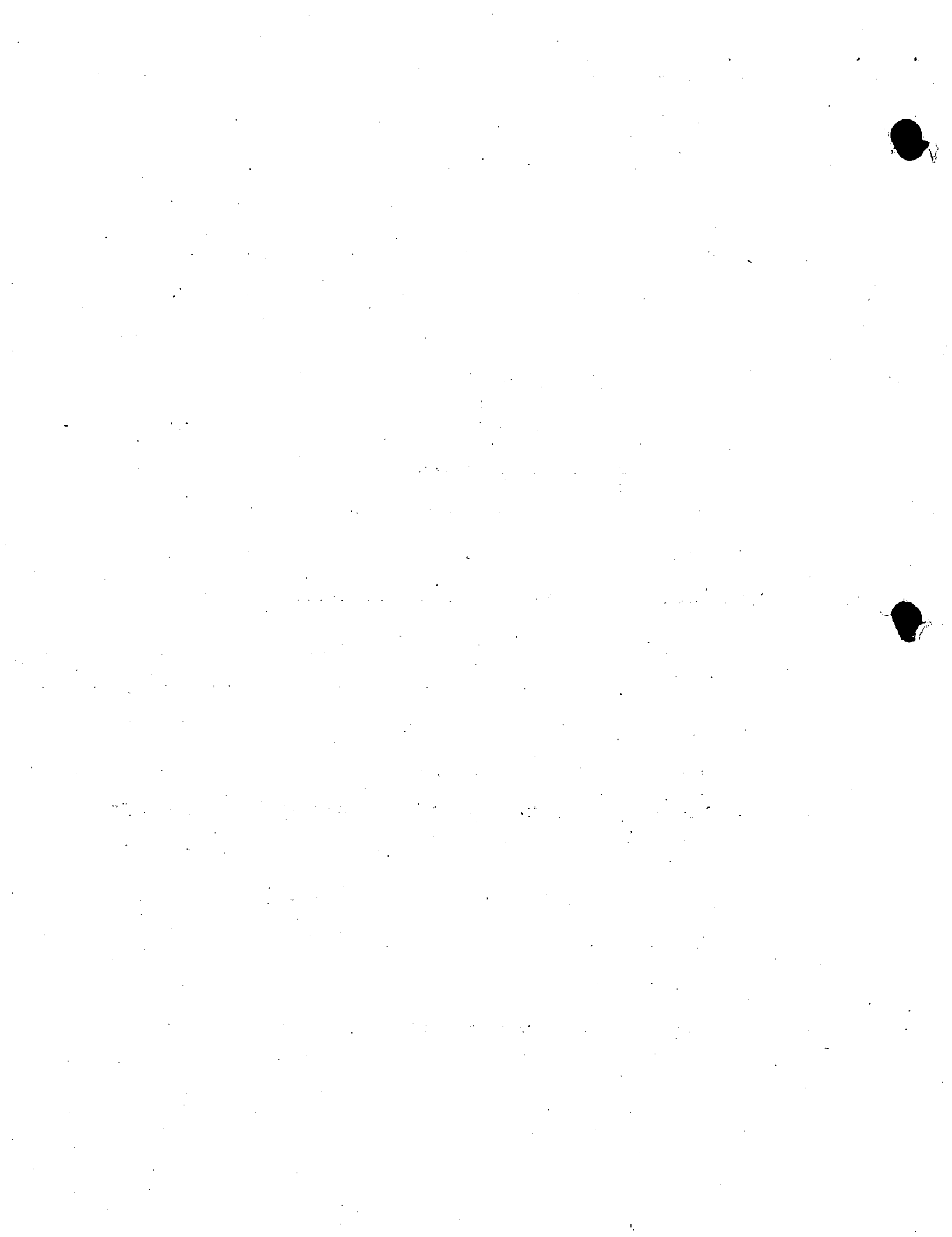
la superficie freática que se obtiene por cada incremento de recarga, la profundidad de cada recarga, se divide entre el rendimiento específico.

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

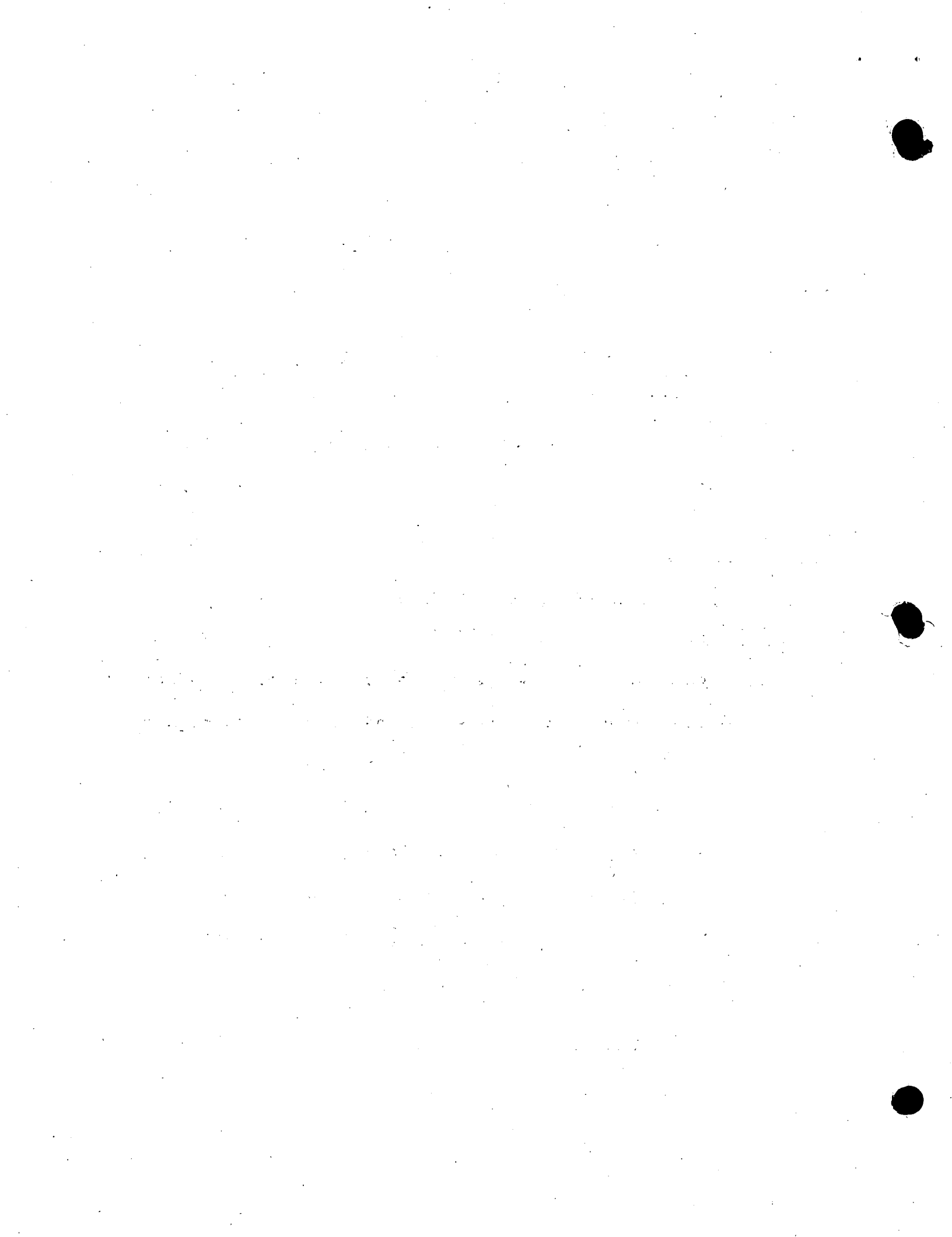


existe duda con respecto a cuál de los dos casos se debe usar cuando el valor d/y_0 queda dentro de este intervalo. Sin embargo, debe ser posible predecir un espaciamiento de drenes satisfactorio para este intervalo, mediante un uso juicioso de los resultados de ambos casos.

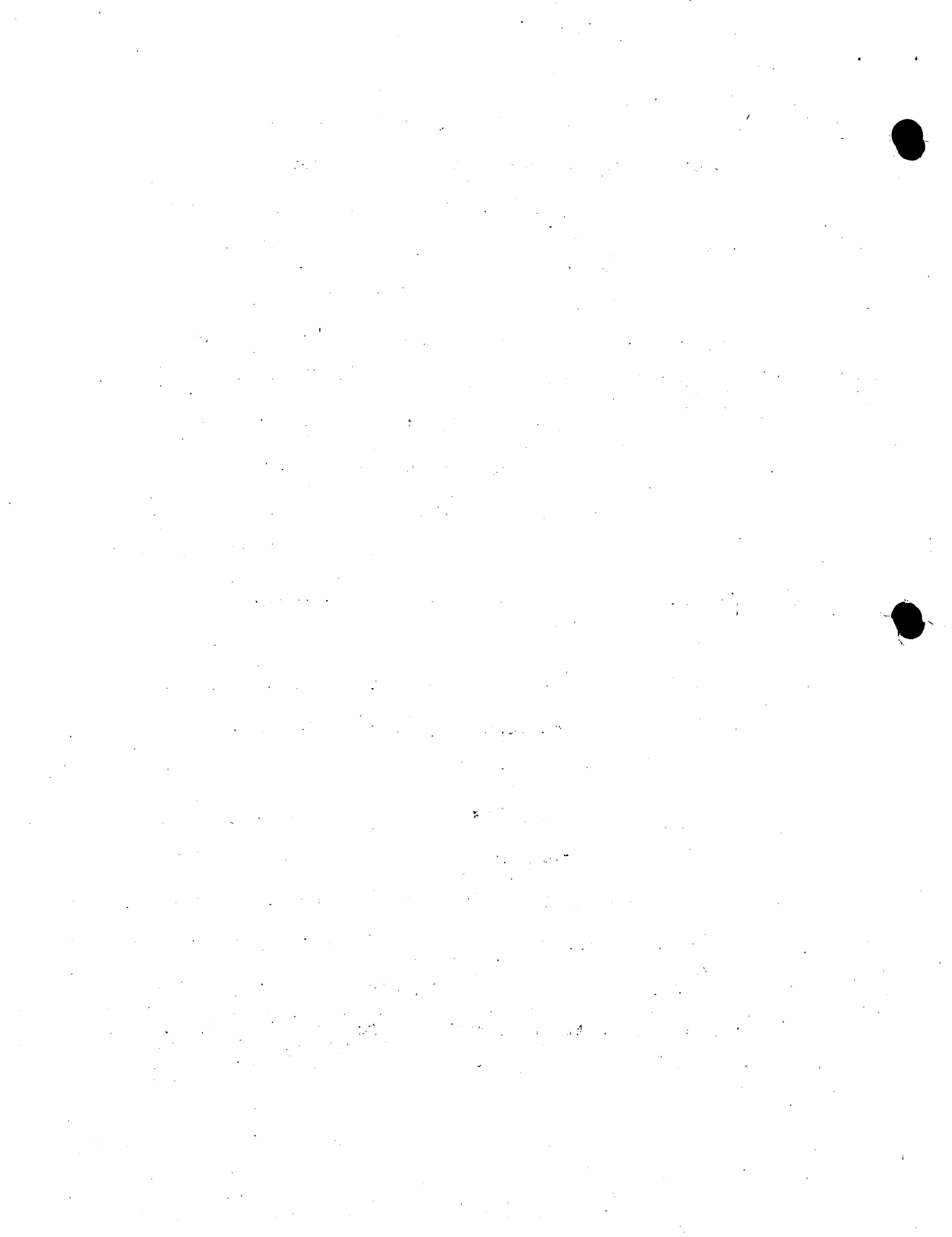
Los resultados de la investigación indicaron que una barrera que se encuentra a una profundidad mayor de $L/4$, no afecta apreciablemente el espaciamiento de los drenes. Por lo tanto, valores d mayores que $L/4$ no se deben usar.

G. Espaciamiento de los drenes, L. Este concepto representará 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



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

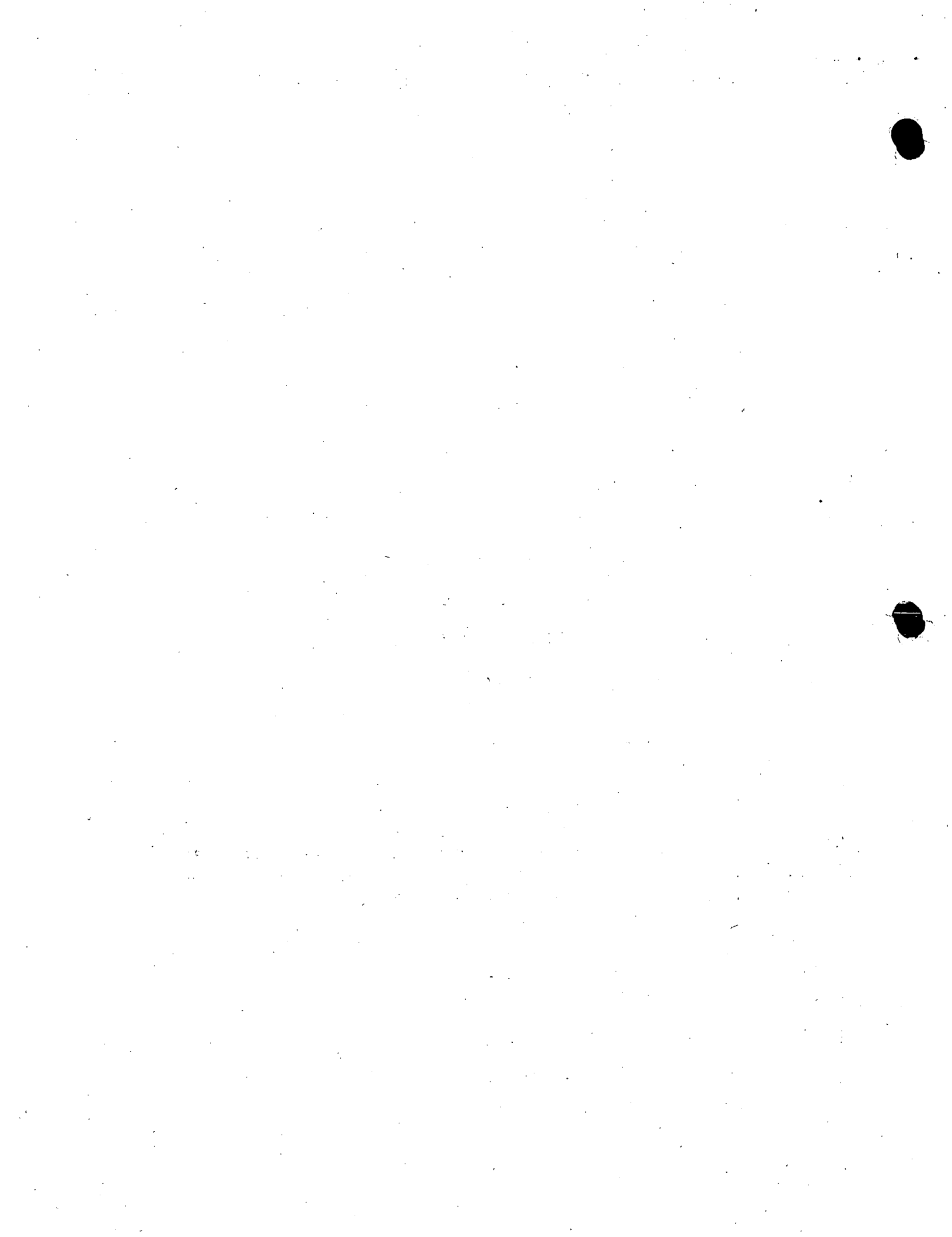


existe duda con respecto a cuál de los dos casos se debe usar cuando el valor d/y_0 queda dentro de este intervalo. Sin embargo, debe ser posible predecir un espaciamiento de drenes satisfactorio para este intervalo, mediante un uso juicioso de los resultados de ambos casos.

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 esta 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

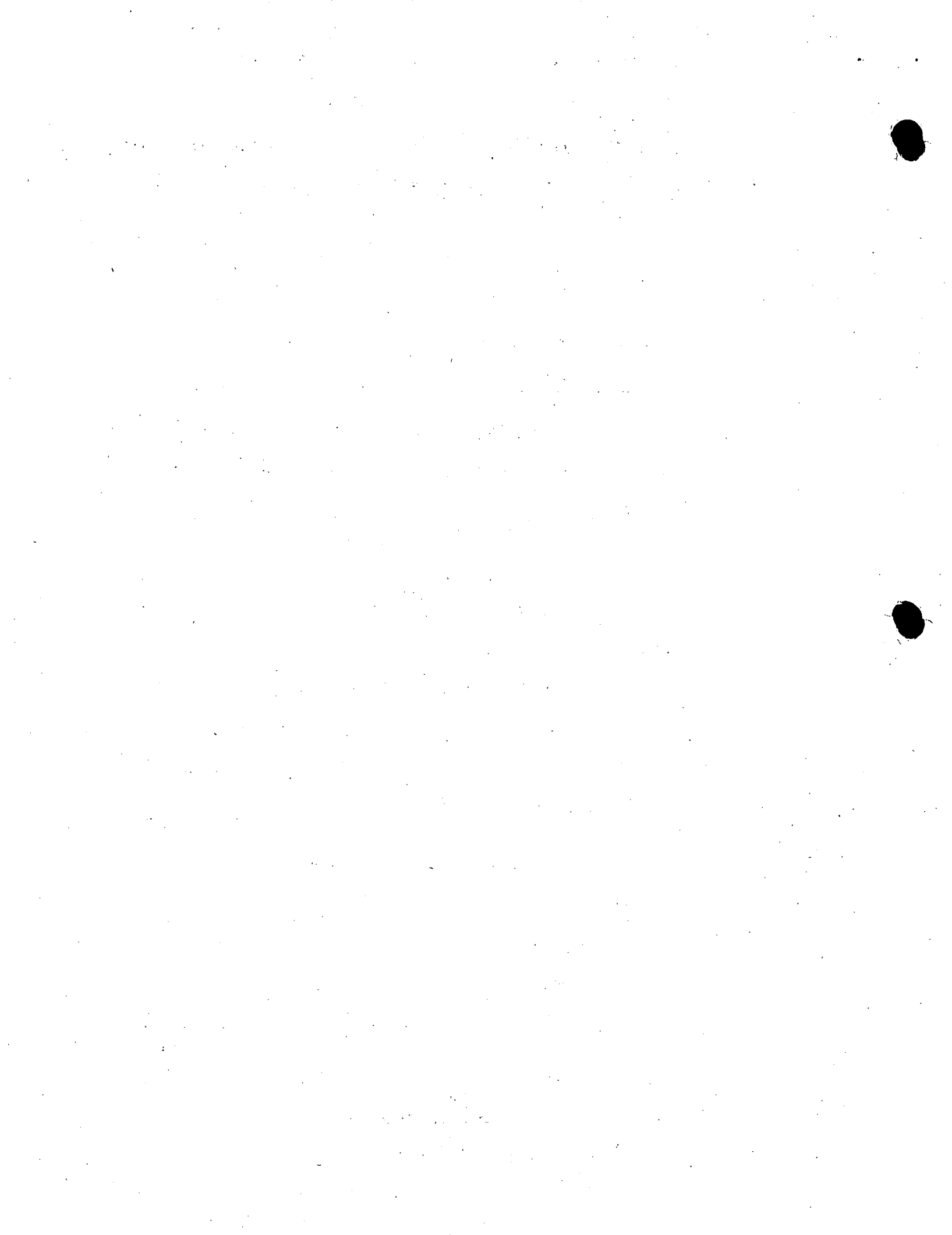
r = radio exterior del tubo de drenaje más

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.

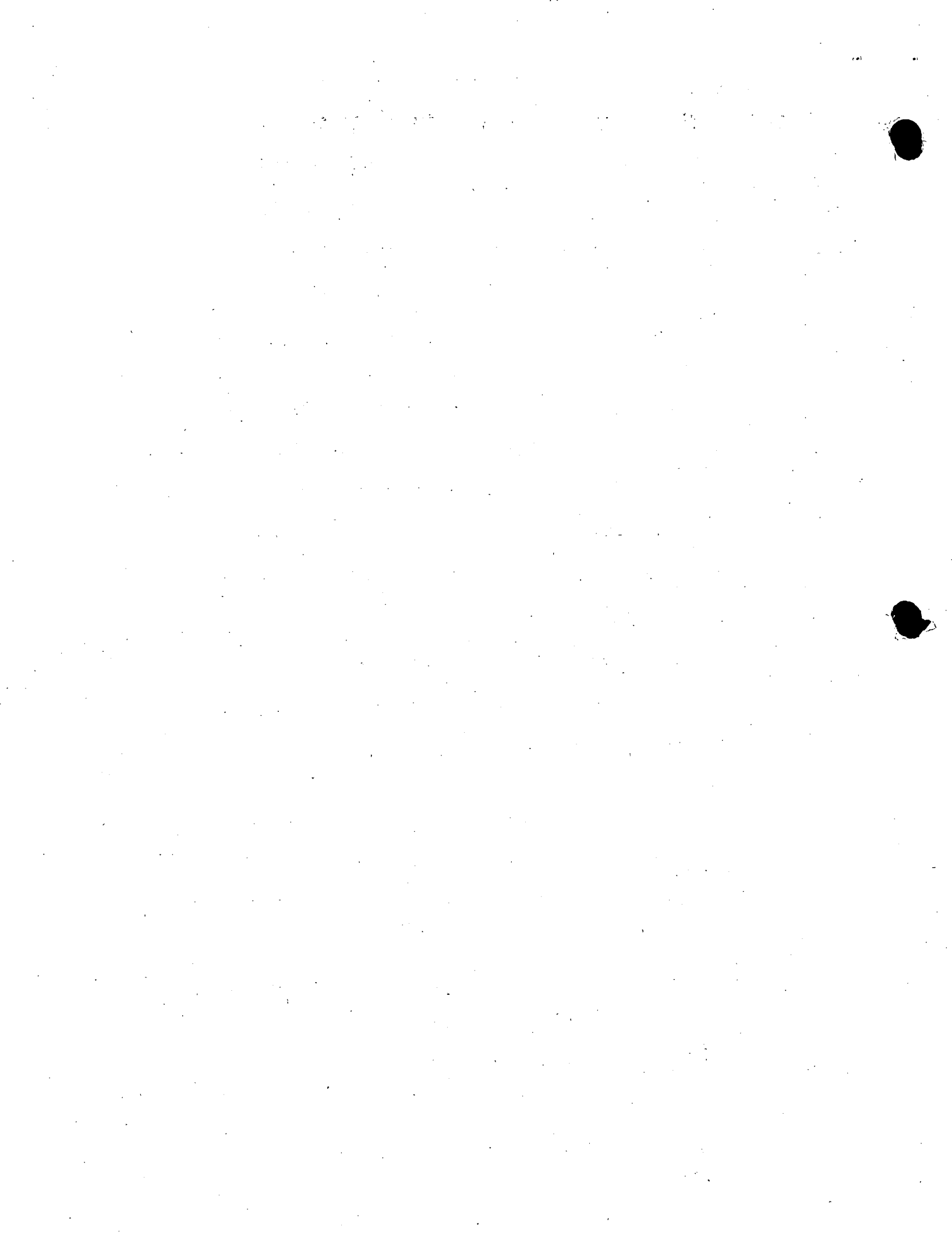


dentamente, este es un proceso de ensayo de aproximaciones sucesivas, en el cual se supone un cierto espaciamiento de drenes y se obtiene una solución para examinar si con las condiciones físicas prescritas, la elevación intermitente sucesiva de la superficie freática y el drenado consiguiente, se compensan el uno al otro sobre una base anual.

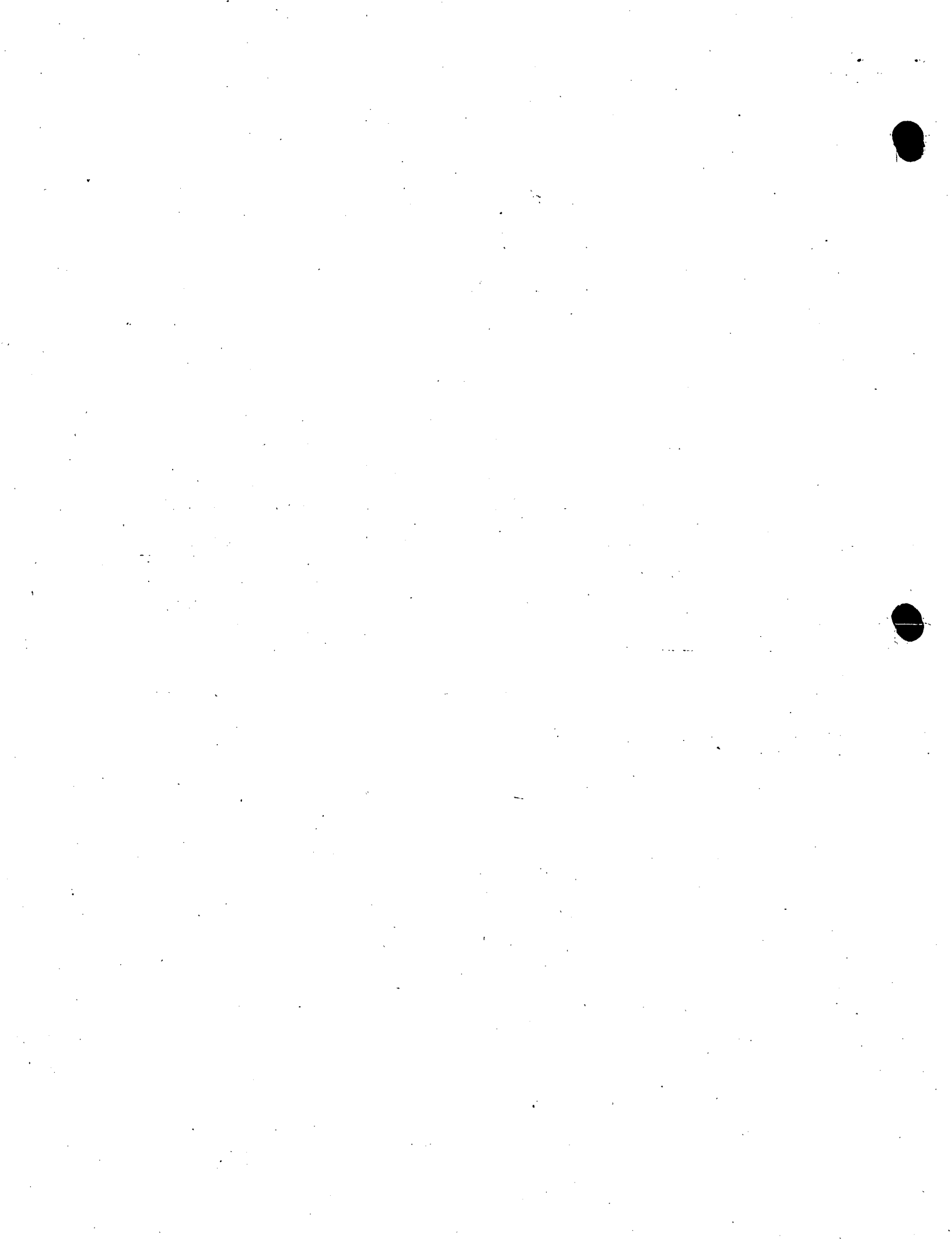
Normalmente, sólo es necesario hacer unas dos hipótesis de espaciamiento de drenes, antes de llegar a comprobar que el espaciamiento produce el equilibrio dinámico. Si se supone una relación lineal entre los dos espaciamientos obtenidos y sus valores resultantes de y_0 , después de un ciclo anual completo, y si las hipótesis originales dan resultados razonablemente cercanos al espaciamiento 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.



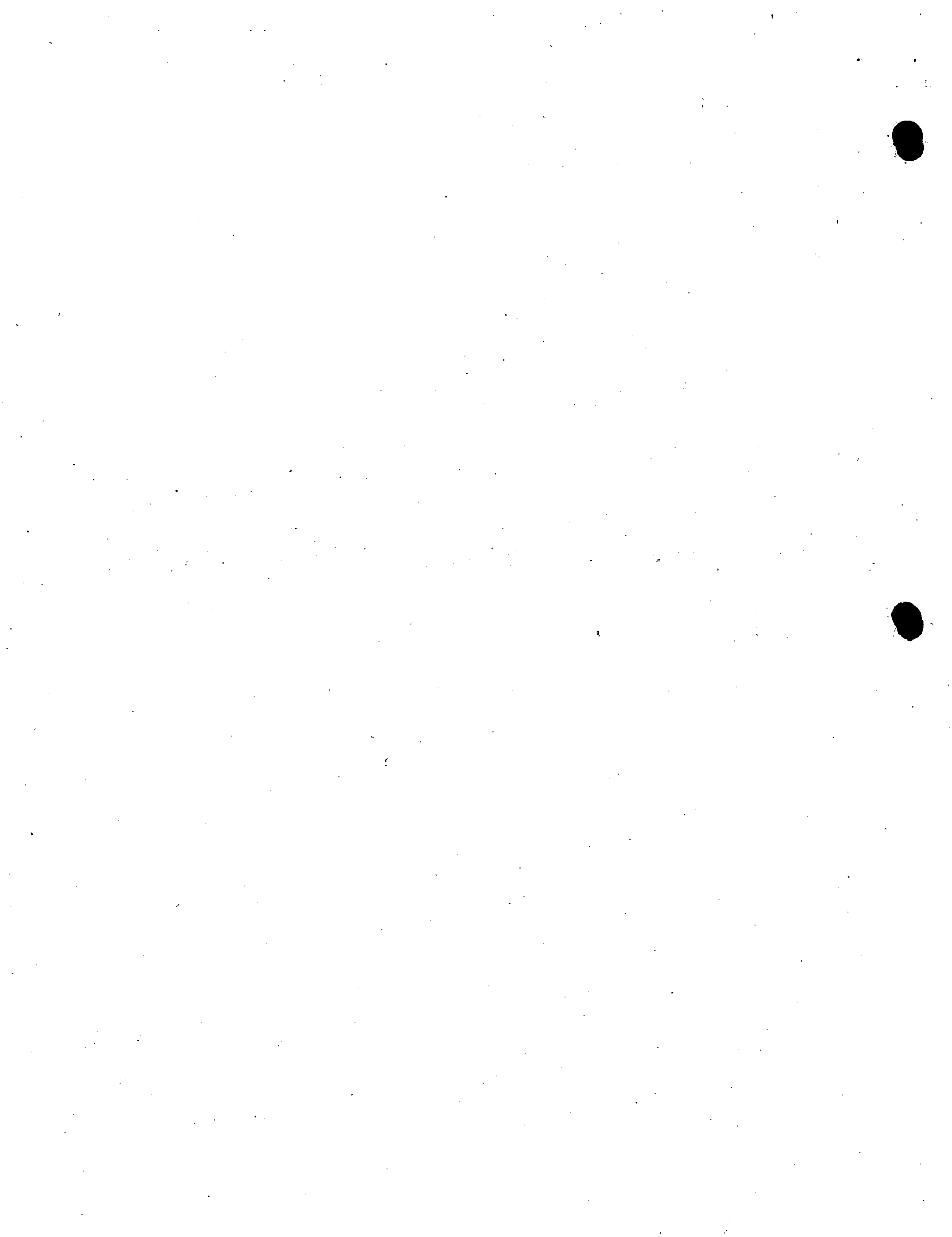
- B. La profundidad del dren es de 2.438 m.
- C. Se requiere una zona de raíces de 1.219 m. Este dato fija la altura máxima permisible de la superficie freática arriba del dren en 1.219 m.
- D. La permeabilidad, promedio pesado, en la zona entre la barrera y la altura máxima permisible de la superficie 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 por 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	14
		<u>132</u>

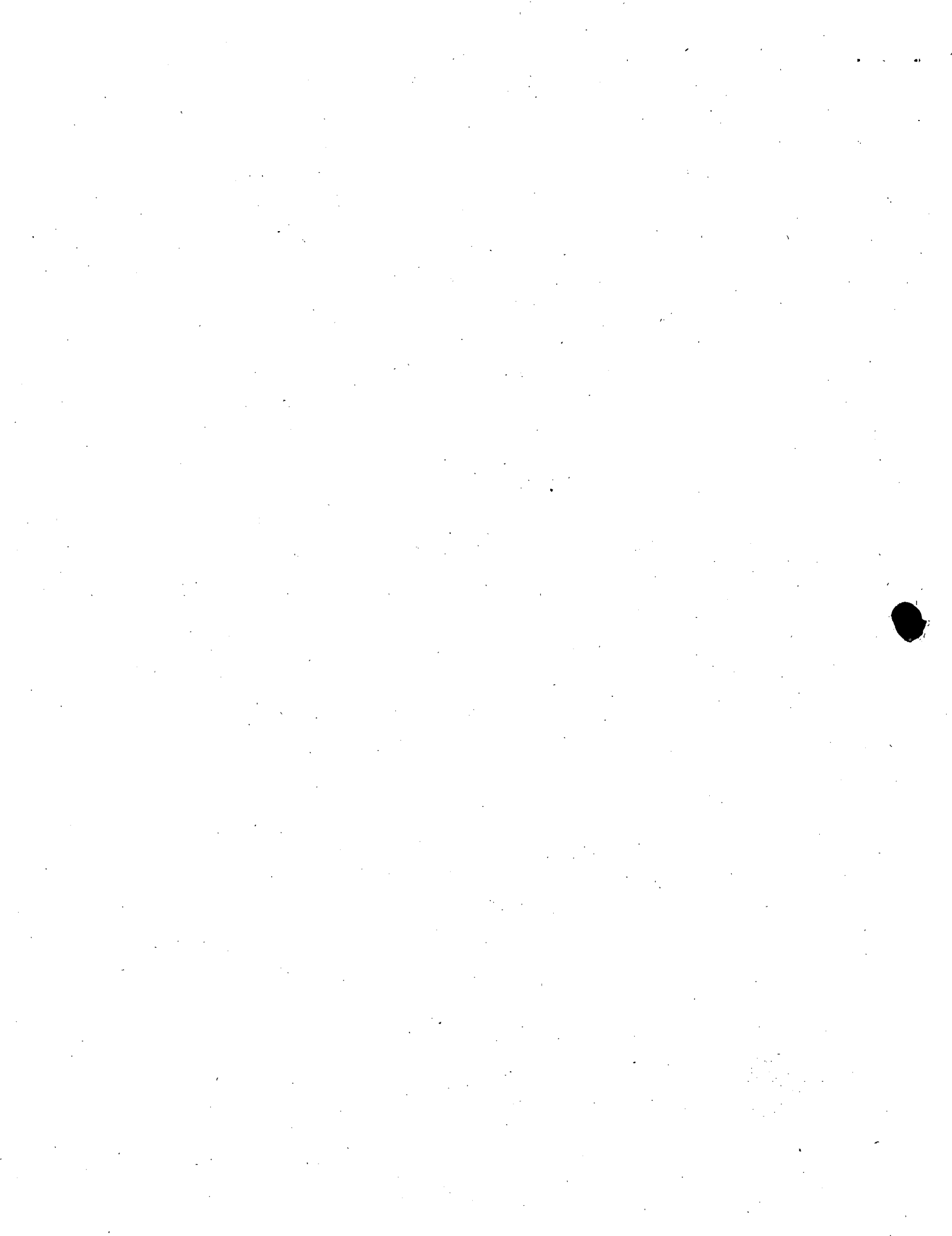
Por lo tanto, el período de ausencia de riego, cuando no se agrega agua adicional es de 233 días (365-132 = 233).

H. Resultó un espaciamiento de 442 m de la relación del espaciamiento 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 $\frac{k D t}{S L^2}$ 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 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).

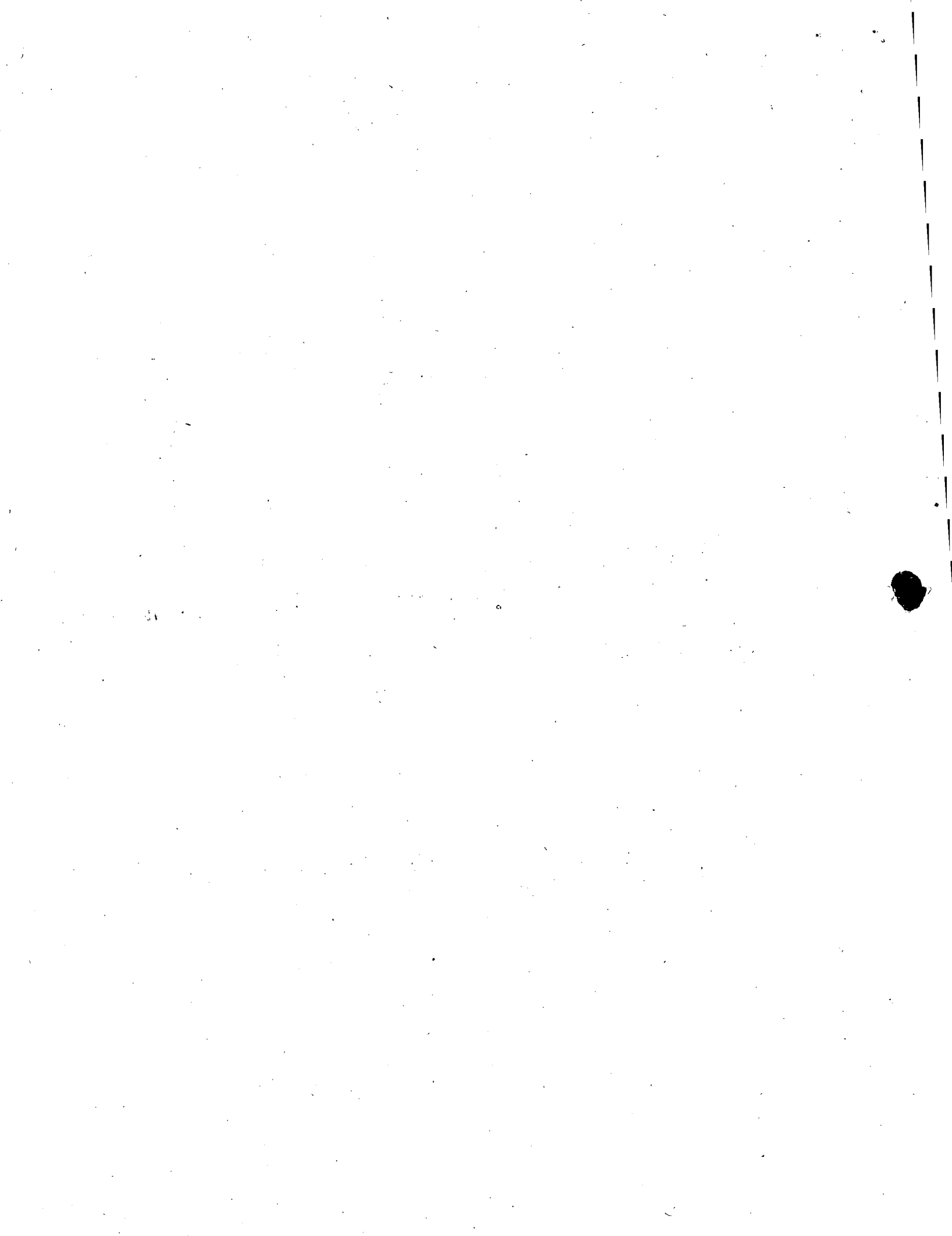
Columna (4). Altura de la superficie freática - arriba de los drenes en el punto central entre drenes inmediatamente después de cada elevación, o al principio de los períodos de tiempo incrementales durante el drenado que sucede en la temporada de ausencia de riego (columna (8) del período precedente 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 1.

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.



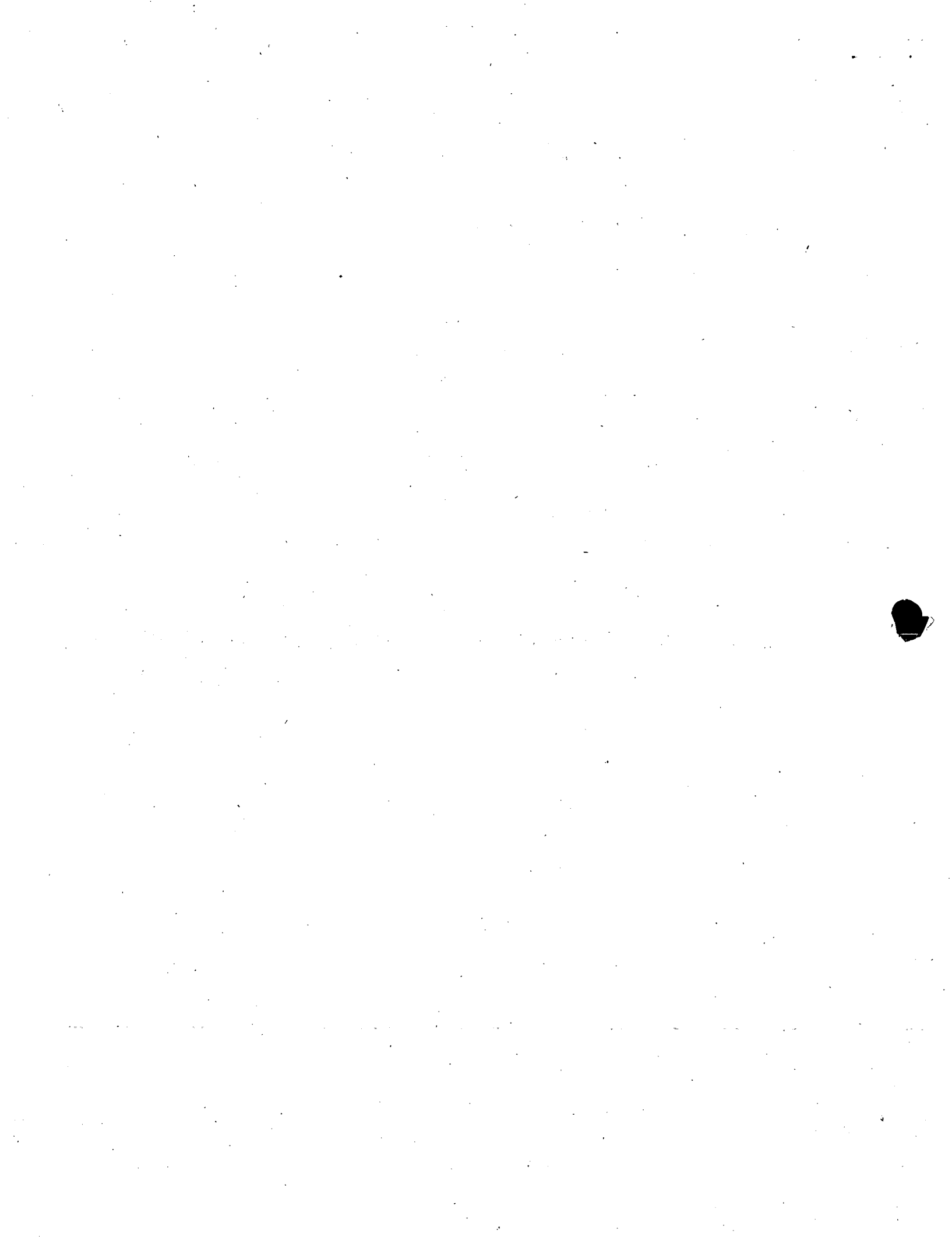
6.

DREN JUSTAMENTE ENCIMA DE LA CAPA DE BARRERA.- El 7

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 espaciamento 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 espaciamento correcto se puede determinar después de dos cálculos de prueba.

La siguiente tabla muestra los cálculos que verifican el espaciamento:



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			



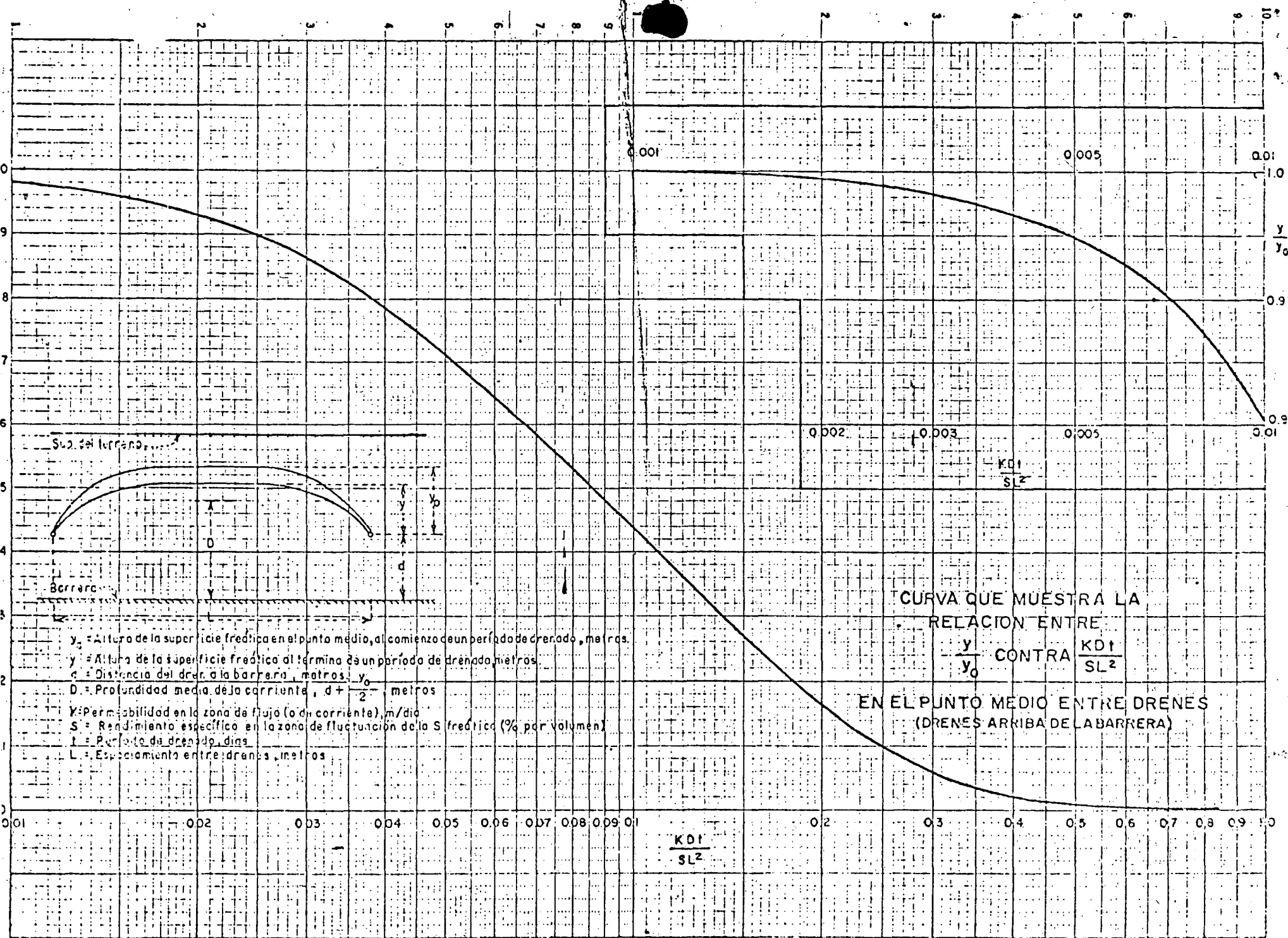
Como ya se estableció anteriormente, no es necesario hacer corrección por convergencia. El espaciamiento correcto sería entonces el indicado, de 143 m.

FILM/Lstm.-

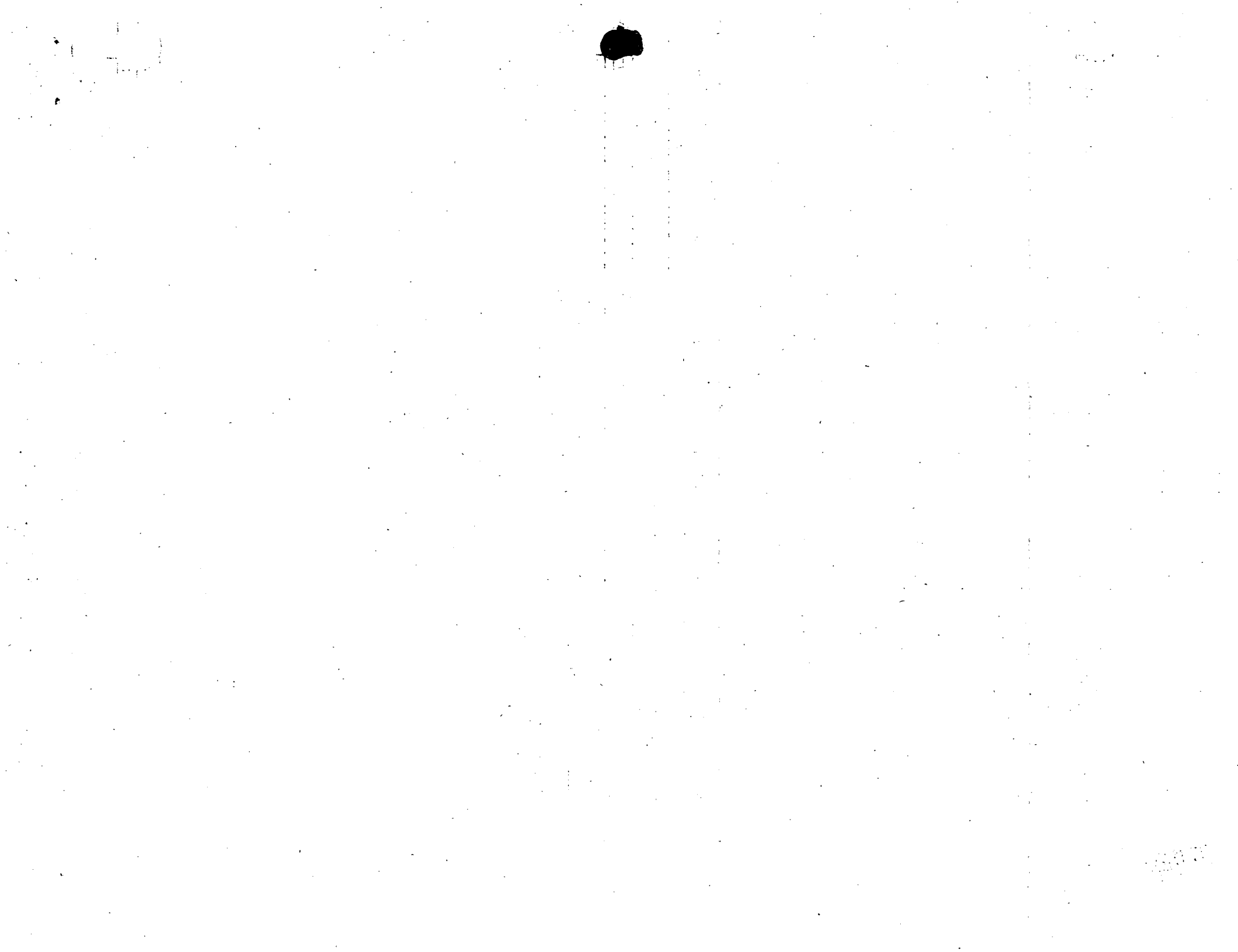
13/X/78

t





CURVA QUE MUESTRA LA RELACION ENTRE $\frac{y}{y_0}$ CONTRA $\frac{KDt}{SL^2}$ EN EL PUNTO MEDIO ENTRE DRENES (DRENES ARRIBA DE LA BARRERA)

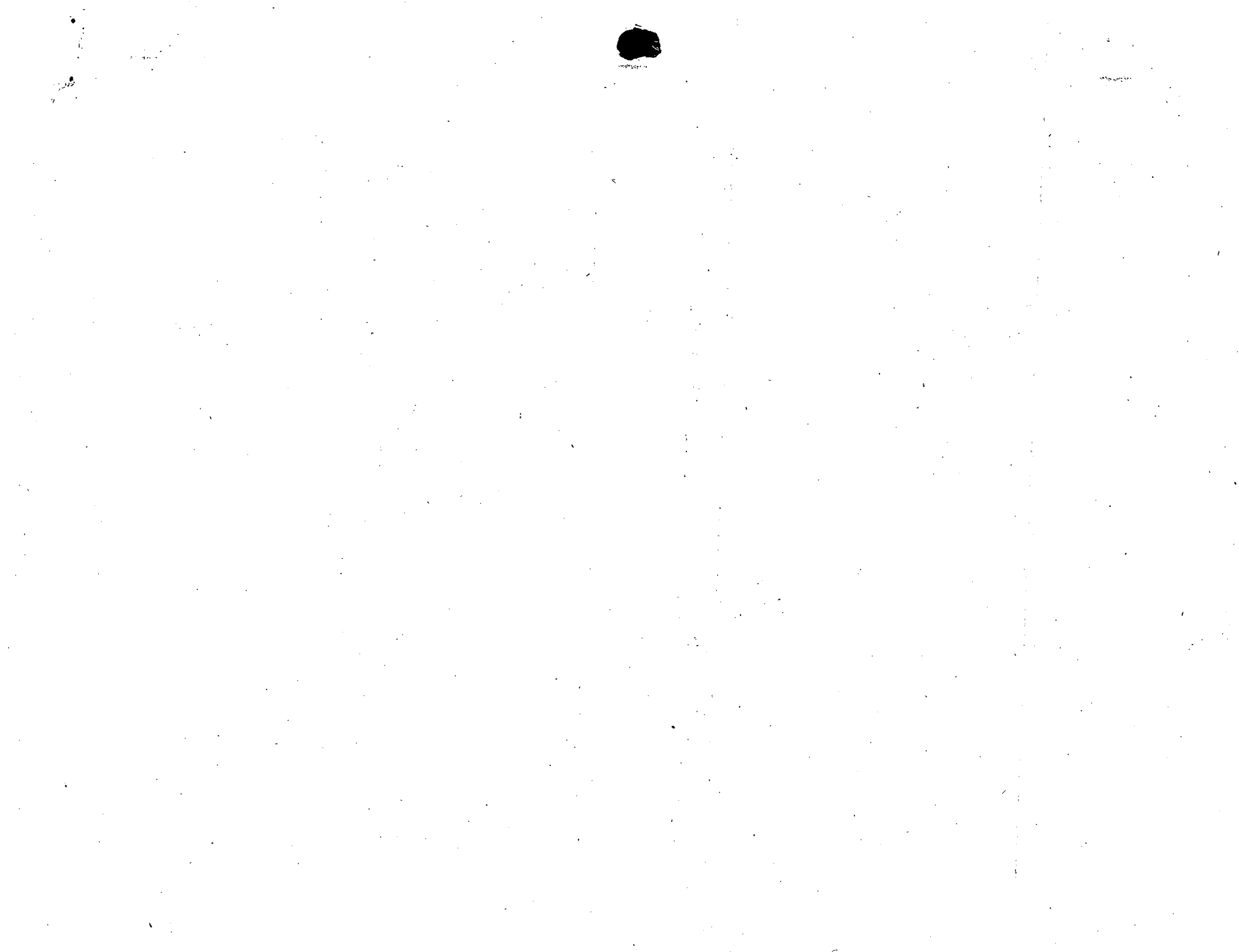


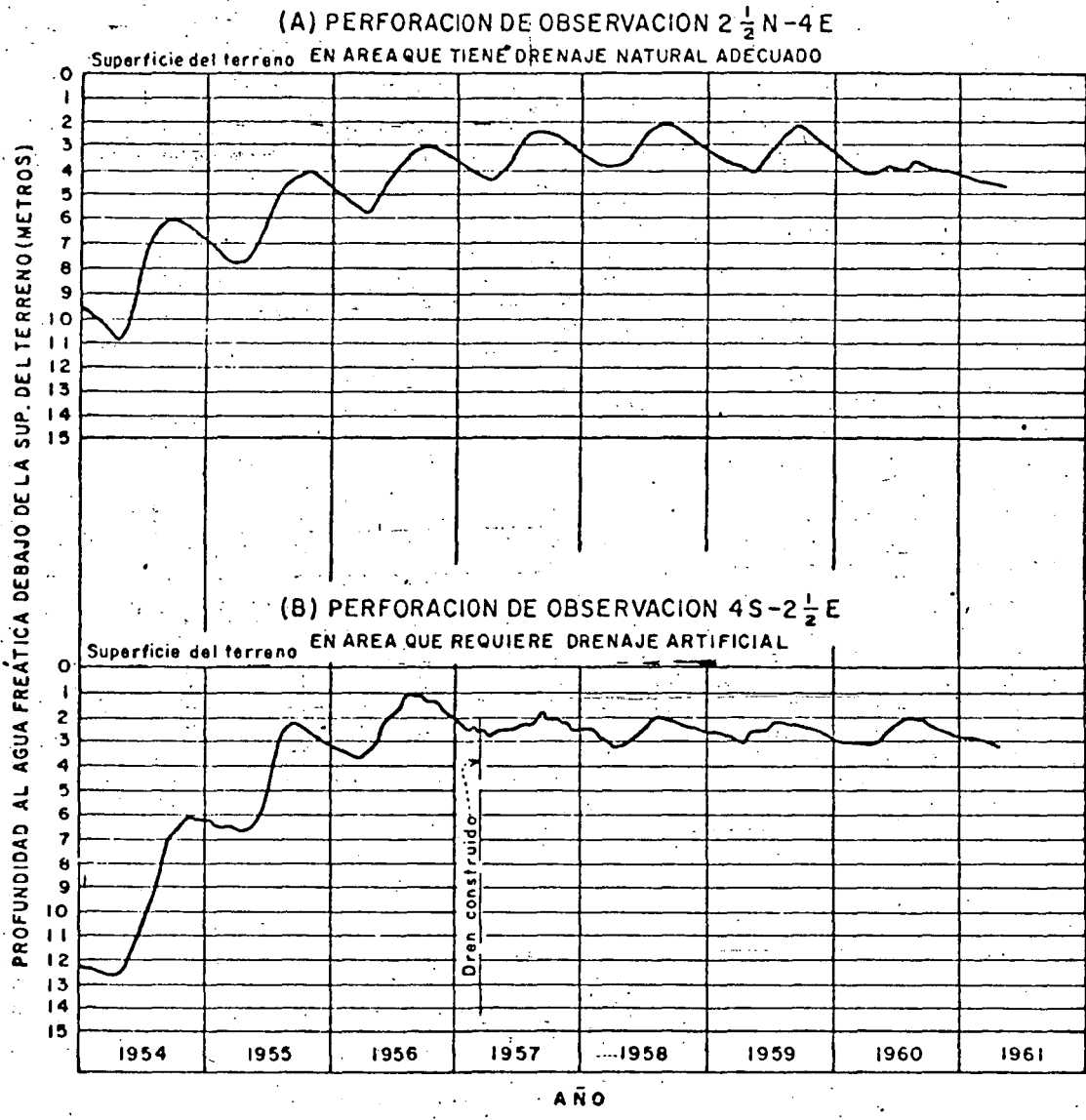
CURVA QUE MUESTRA LA
RELACION ENTRE
 $\frac{Z}{H}$ CONTRA $\frac{KHt}{SL^2}$
EN EL PUNTO MEDIO ENTRE DRENES.
(DRENES JUSTAMENTE ENCIMA DE LA BARRERA)



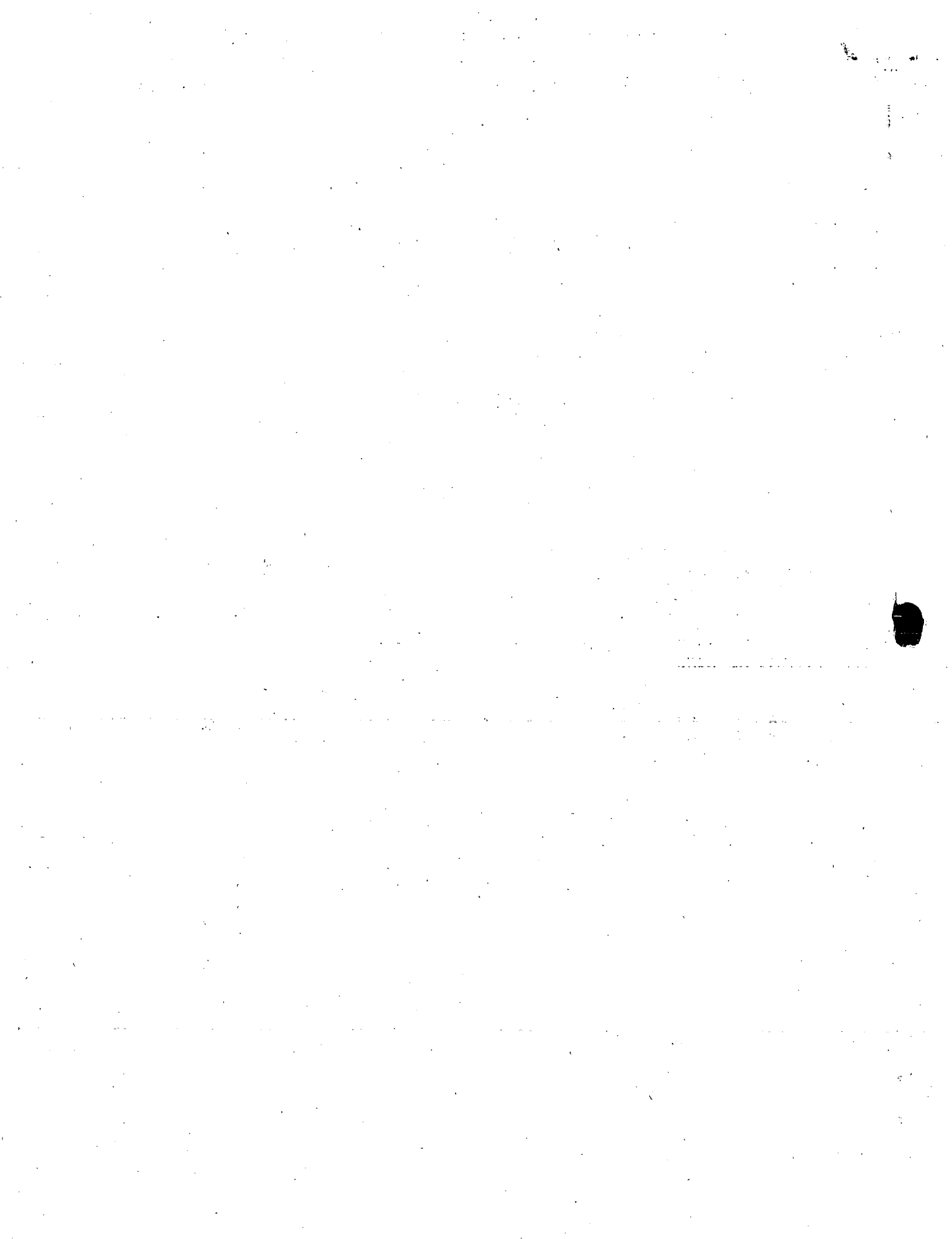
- H = Altura de la superficie freática en el punto medio, al comienzo de un periodo de drenado, metros.
- Z = Altura de la superficie freática al término de un periodo de drenado, metros.
- K = Permeabilidad en la zona de flujo (o de corriente), m/día.
- S = Rendimiento específico en la zona de fluctuación de la S. freática (% por volumen).
- t = Periodo de drenado, días.
- L = Espaciamiento entre drenes, metros.

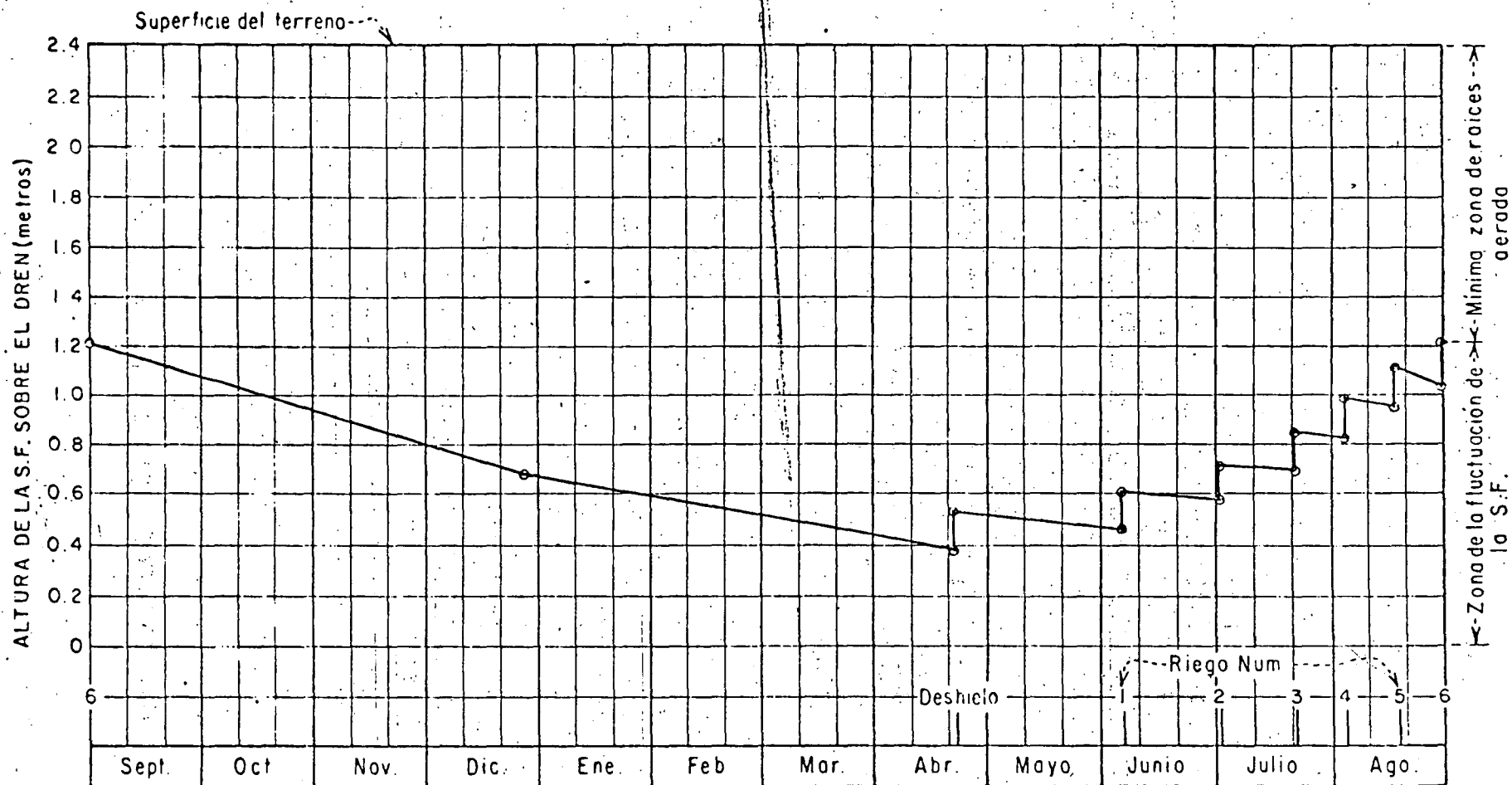
$$\frac{KHt}{SL^2}$$





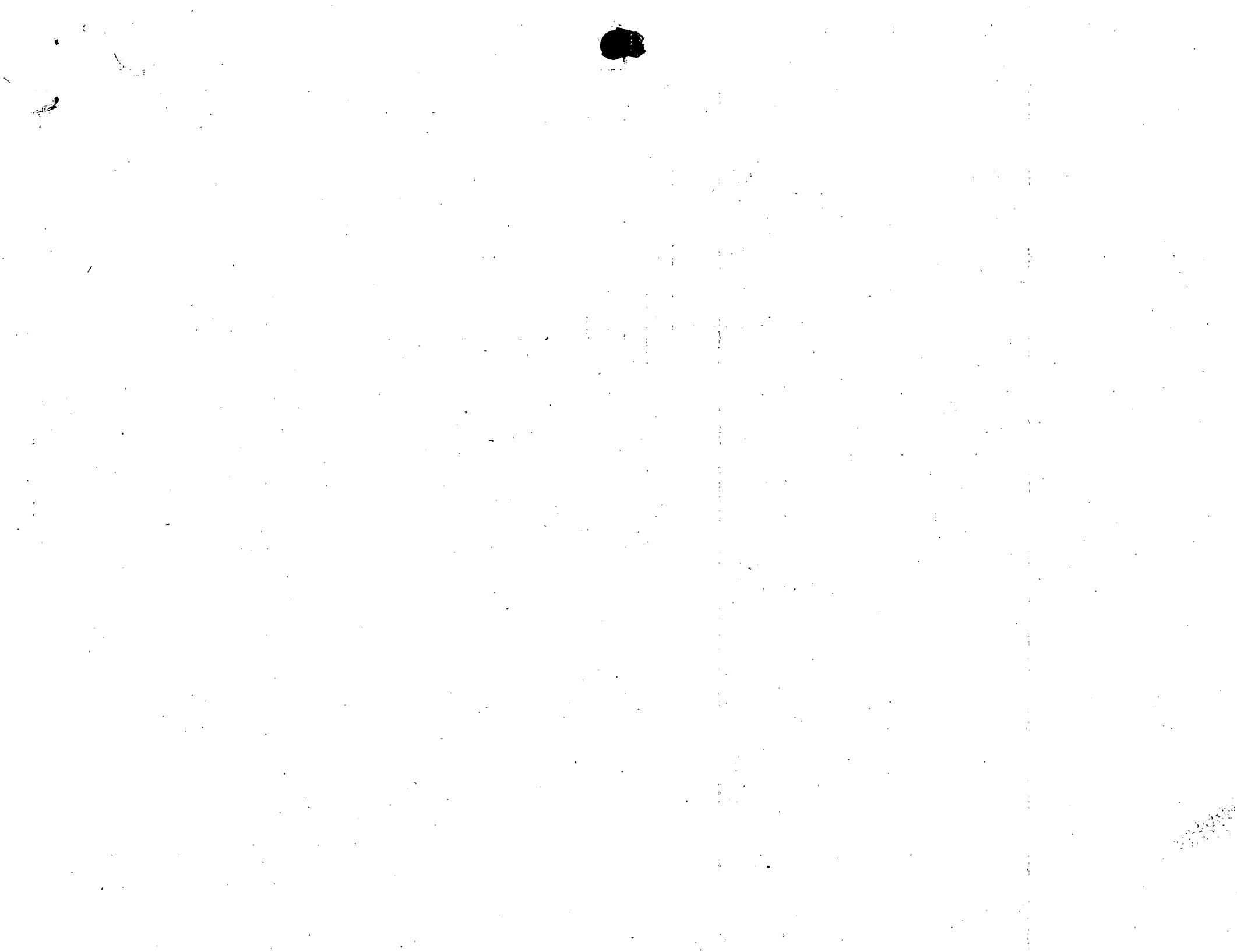
HIDROGRAFOS DEL AGUA FREÁTICA

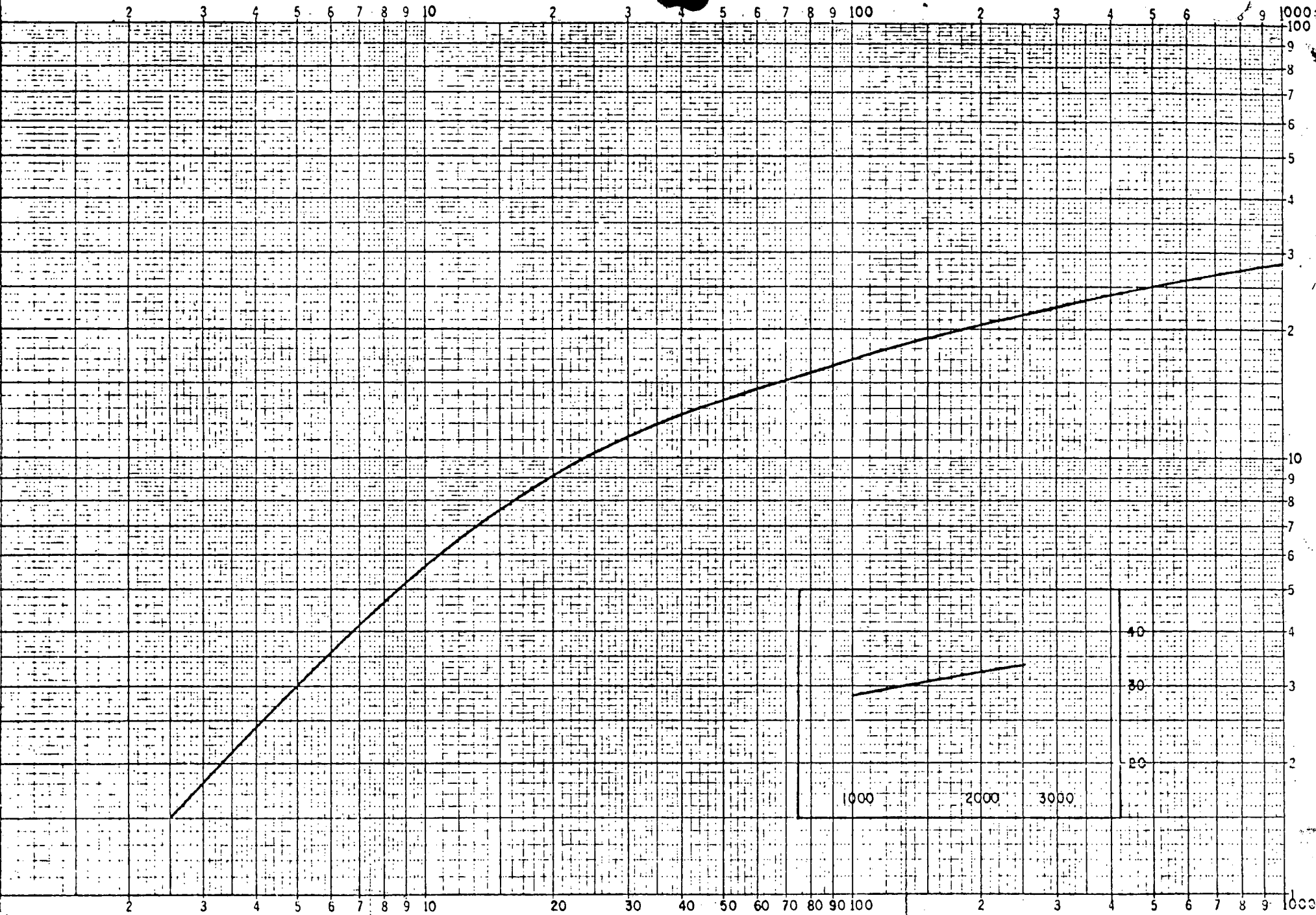




FLUCTUACION DEL NIVEL DE LA SUPERFICIE FREATICA EN UN DREN INSTALADO ARRIBA DE LA CAPA DE BARRERA

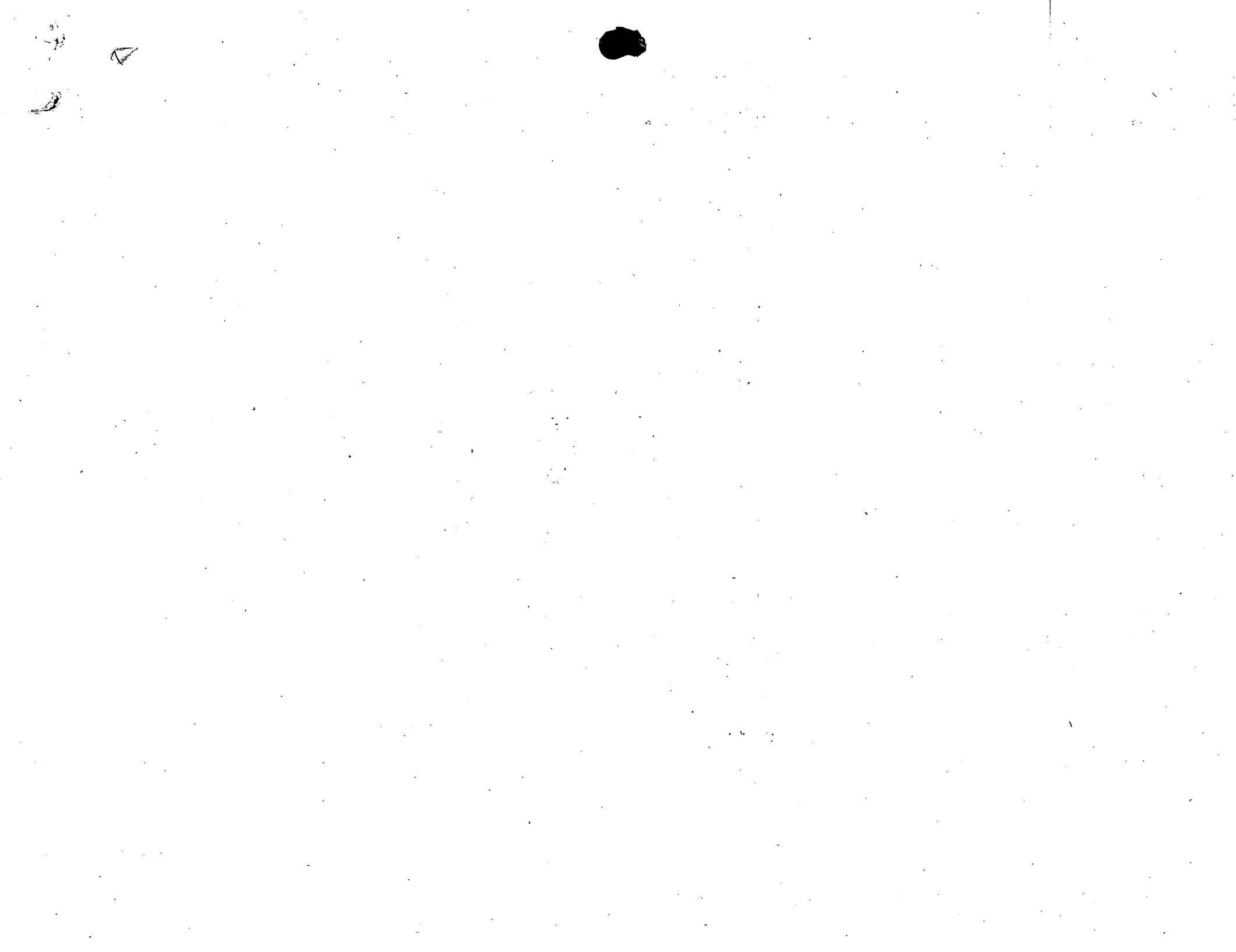
Adaptado del plano U.S.B.R. 103-D-776





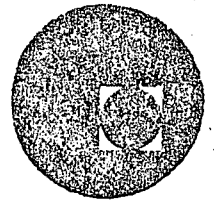
PERMEABILIDAD - MILIMETROS POR HORA
EL RENDIMIENTO ESPECIFICO Y LA PERMEABILIDAD

Adaptación del plano U.S.B.R. 103-D-693





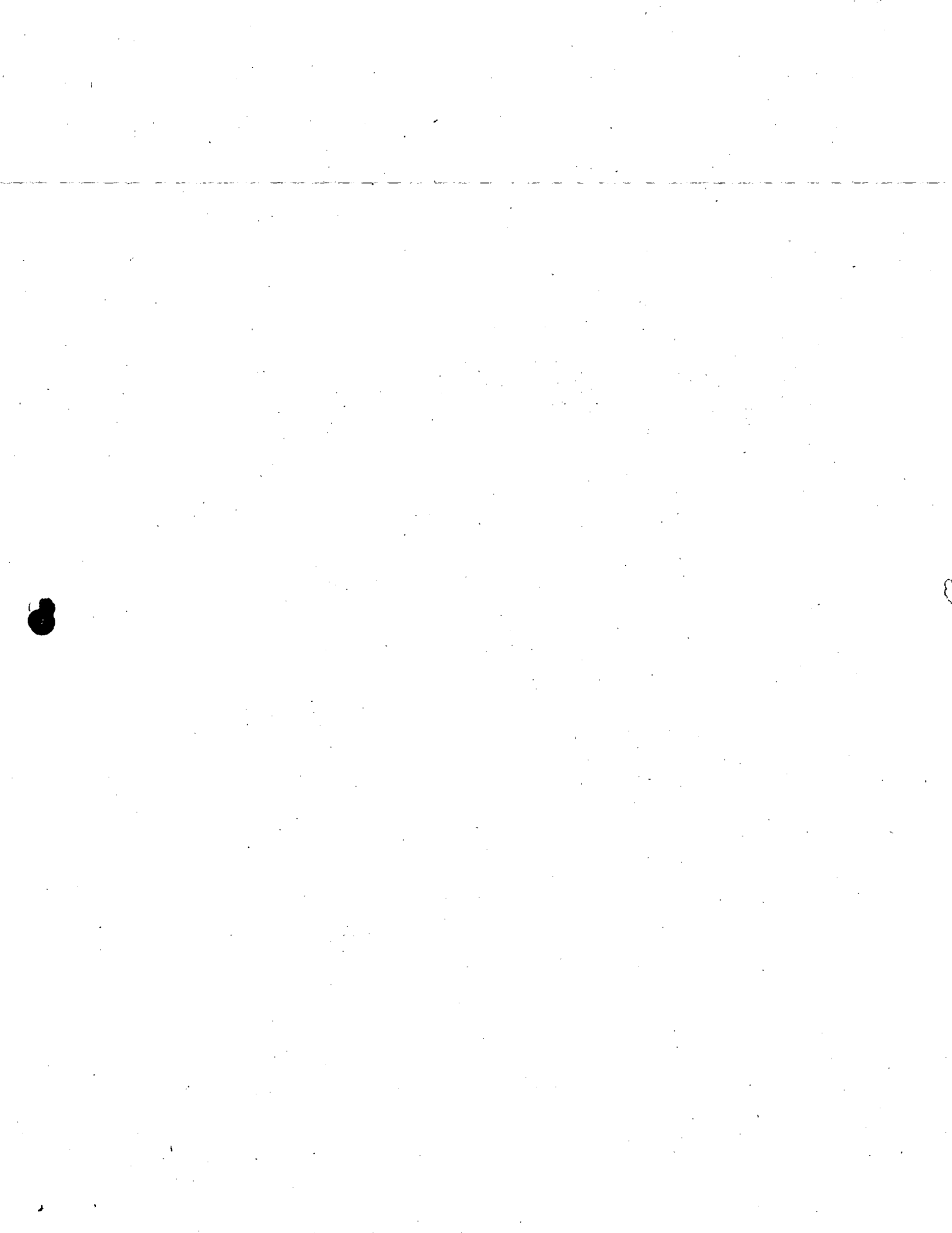
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO

ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ
OCTUBRE, 1978



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.- Primeramente 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 eliminación.

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 agua

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 la 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 ordenados 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, comunmente 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 im - portancia 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.

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 revisión del funcionamiento del sistema existente para verificar la evacuación eficiente de los excedentes de agua superficial en la zona, a fin de primeramente corregir la deficiencias que haya en este aspecto.

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, además de incluir prácticamente todos los puntos indicados 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 incluye: (1) características del suelo en lo que se refiere a permeabilidad, textura y estructura; y (2) espesor, posición y continuidad de los distintos estratos. Cuando hay pocos datos disponibles, será necesario localizar e instalar perforaciones de observación. El número y espaciamiento de las perforaciones dependerá del alcance de la investigación, forma y tamaño del área, etc.; de modo que el espaciamiento puede variar desde algunas decenas de metros en un área pequeña que tiene problemas, a centenares de metros en una investigación para construcción, o a kilómetros en una investigación de reconocimiento.

Para hacer el análisis matemático de las condiciones 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 de finición, 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, comúnmente 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 causa 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 tules, 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 sub 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 --

15

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 .

16

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:

$$q_p = 0.0000727 \frac{ykD}{L}$$

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:

$$q_p = 0.0000463 \frac{kH^2}{L}$$

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

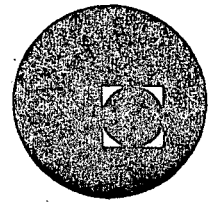
L = espaciamento de los drenes, metros.

Las literales de esta ecuación corresponden a --
las literales y croquis que se muestran en la Figura
2 del capítulo C.5.1.

1000
1000



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



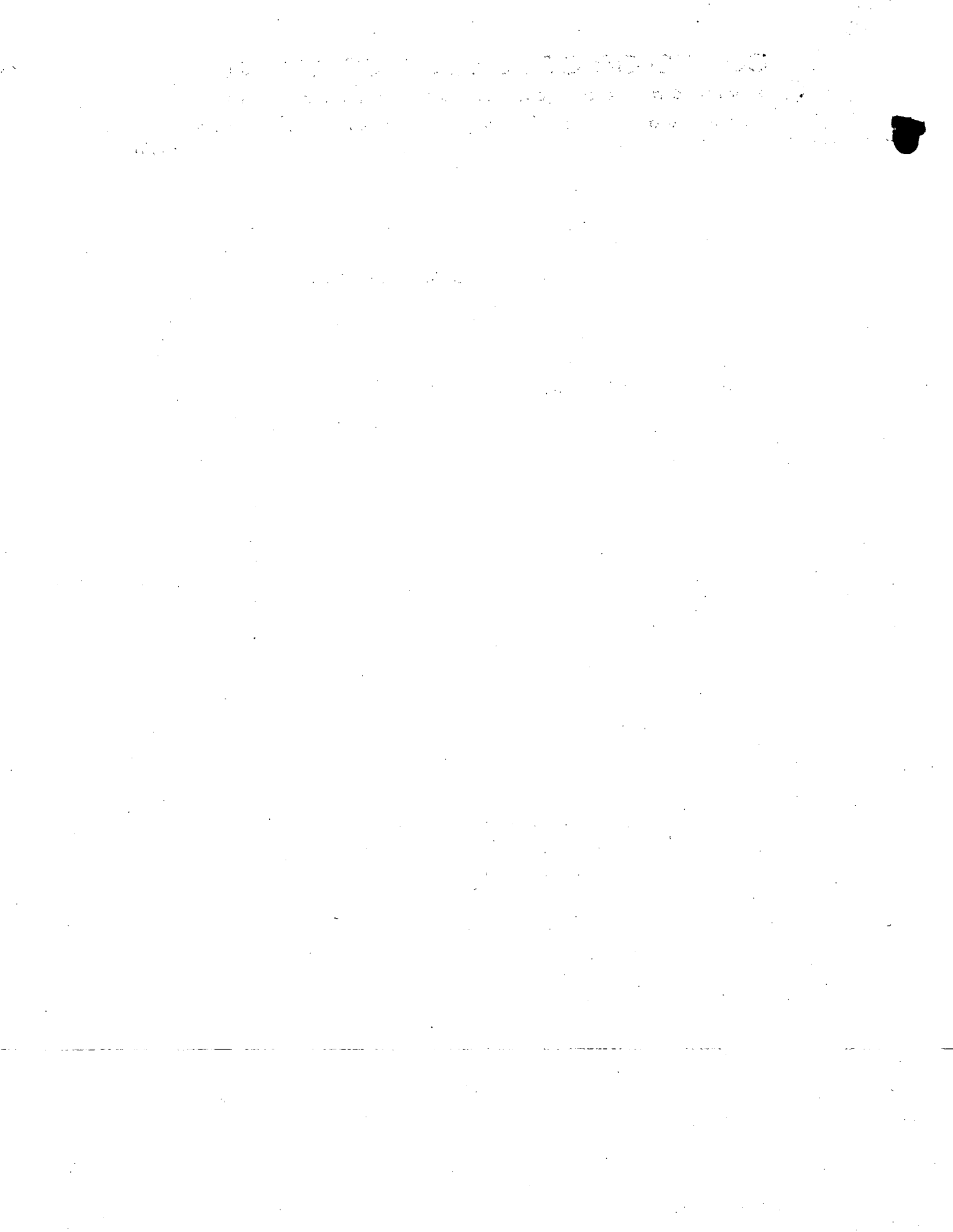
CURSO: PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

S.A.R.H.

TEMA: DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO

ING. HECTOR GOMEZ

Octubre, 1978.



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.
Ø ^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 --

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.

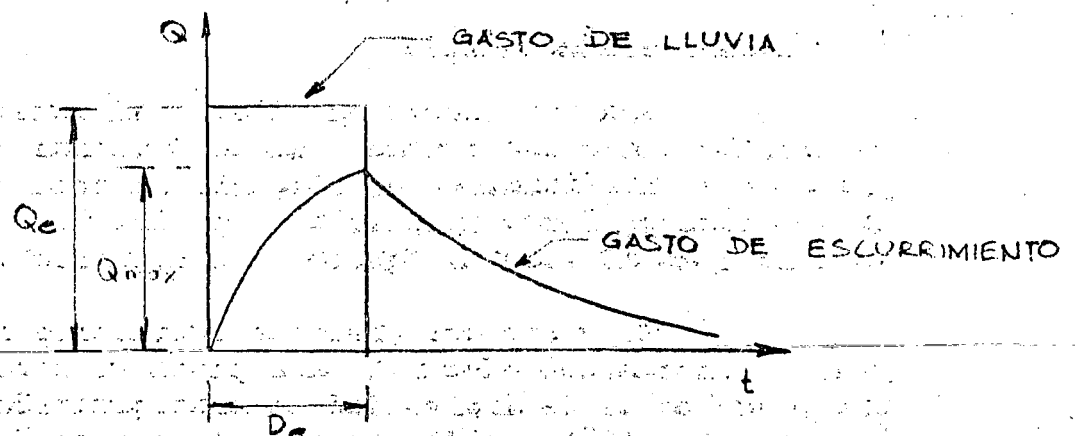


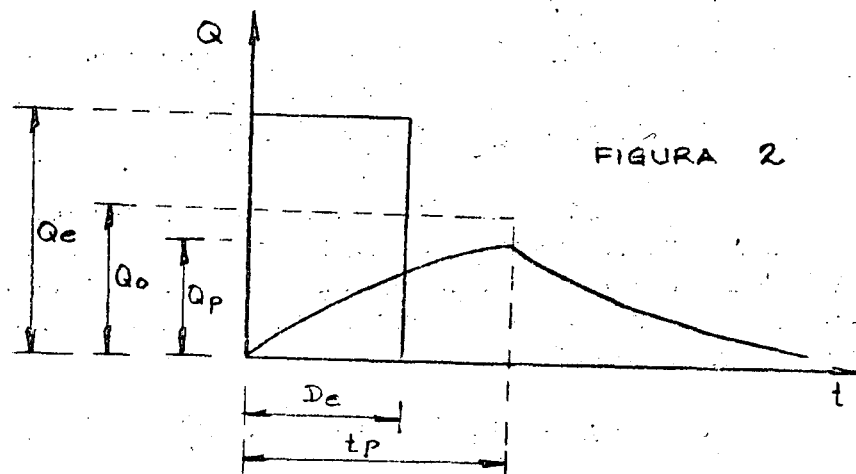
FIG. 1

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 valuarse 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:

$$V = 2.78 A i_e D_e \quad (6)$$

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 hidrograma 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 hidrograma 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:

$$t_r = \frac{0.6}{\sqrt{s}} e^{mD_e} \quad (12)$$

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:

$$s = \left[\frac{n}{\frac{1}{\sqrt{s_1}} + \frac{1}{\sqrt{s_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{s_n}}} \right]^2 \quad (13)$$

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 ϕ . El valor de ϕ 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:

$$F_p = \frac{2\ 540}{N} - 25.40 \quad (15)$$

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 consi - dere. Los valor de N para condiciones máximas y mínimas de hu - medad pueden obtenerse de tablas en función de N para condicio - nes medias.

Finalmente, la duración de la precipitación en ex - ceso 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, e - la lámina de pérdidas iniciales en cm, es decir, la lluvia ante - rior a que se reproduzca el escurrimiento. Según el Soil Conser - vation Service l_a puede estimarse como el 20% de la infiltra -- ción 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 don - de se muestra esquemáticamente el procedimiento de cálculo para - obtener el gasto de pico que puede presentarse en una cuenca pe - queña, con una lluvia de intensidad constante y duración y fre - cuencia determinadas, de acuerdo con las justificaciones teóri - cas anteriormente expuestas. En el diagrama pueden apreciarse - claramente las interrelaciones entre los diferentes parámetros - utilizados en el estudio.

El procedimiento descrito puede aplicarse para di - ferentes duraciones de lluvia con objeto de construir gráficas - duración vs. gasto de pico para el período de retorno selecciona - do. De las gráficas puede obtenerse entonces la duración de la - lluvia más desfavorable, y el gasto de pico calculado con esa du - ración, puede tomarse como gasto máximo de la cuenca para ese pe

río 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 escurrimiento directo 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	

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

$$F_p = \frac{2\ 540}{87} - 25.4 = 3.8 \text{ cm}$$

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:

(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:

$$t_r = \frac{0.6}{\sqrt{0.01112}} e^{0.027(0.78)} = 5.7 \text{ horas}$$

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.

OBTENCION DEL HIDROGRAMA UNITARIO A PARTIR DE LA CURVA S.

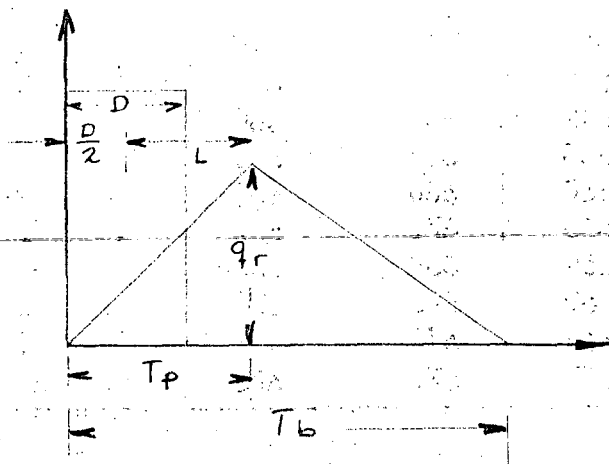
Tempo (horas)	H. U. $D_e=12$ hs	Sumas	Curva S A PARTIR DE HU, $D_e=12$	Curva S desplazada 6 hs	Diferencias	H. U. $D_e = 6$ hs	Correccs. H. U. definitivo
1	2	3	4	5	6	7	8
0	0		0		0	0	0
3	1		1		1	2	2
6	4		4	0	4	8	8
9	13		13	1	12	24	24
12	3	0	39	4	35	70	70
15	85	1	86	13	73	146	146
18	152	4	156	39	117	234	234
27	204	13	217	86	131	262	262
24	221	39	260	156	104	208	234
27	217	86	303	217	86	112	215
30	206	156	362	260	102	204	198
33	193	217	410	303	107	214	180
36	178	260	438	362	76	152	162
39	160	303	463	410	53	103	141
42	140	362	502	438	64	128	126
45	121	410	531	463	68	136	109
48	102	438	540	502	38	76	89
51	87	463	550	531	19	38	75
54	74	502	576	540	36	72	63
57	66	531	597	550	47	94	53
60	60	540	600	576	24	48	48
63	54	550	604	597	7	14	40
66	45	576	621	600	21	42	32
69	39	597	635	604	31	62	26
72	34	600	634	621	13	26	23
75	28	604	632	635	-3	-6	20
78	24	621	645	634	11	22	16
81	21	635	656	632	24	48	14
84	19	634	653	645	8	16	12
87	17	632	642	656	-7	-14	11
90	15	645	660	653	7	14	10
93	14	656	660	649	11	22	9
96	12	653	665	660	5	10	8
99	10	649	654	660	-1	-2	7
102	9	660	669	665	4	8	6
105	8	660	668	659	9	18	5
108	6	665	671	669	2	4	4
111	5	659	664	668	-4	-8	3
114	4	669	673	671	2	4	2
117	2	668	670	664	6	12	1
120	0	671	671	673	-2	-4	0
SUMA	2 668						2 668

DESCRIPCION DEL METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR.

Consiste básicamente en obtener el Hidrograma artificial de una corriente de agua conocidas 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 abcisas representan al tiempo y las ordenadas al gasto; sumando las ordenadas en diferentes puntos y uniéndolos 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 el 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 horarias 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.

$$Q = \frac{(P - 0.25)^2}{P + 0.85}$$

donde

$$S = \frac{1000}{N} - 10$$

N = número que representa el complejo hidroloógico
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 (V_b) 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

Te = 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_c 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.

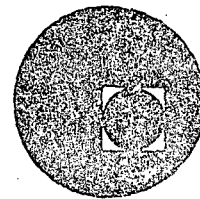
d) En un cuadro se tabulan los máximos, la hora del principio, la del máximo, y la del final de cada hidrograma de cada intervalo.

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



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



CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS EN ZONAS DE RIEGO

DISEÑO ESTRUCTURAL

REPRESA - PUENTE - CAIDA
PLANTA DE BOMBEO

ING. RAFAEL ORDOÑO PEREZ

Noviembre, 1978.

1940

1941

1942

1943

1944

1945

1946

1947

1948

1949

1950

1951

1952

1953

1954

1955

1956

1957

1958

1959

1960

1961

1962

1963

1964

1965

1966

1967

1968

1969

1970

1971

1972

1973

1974

1975

1976

1977

1978

1979

1980

1981

1982

1983

1984

1985

1986

1987



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

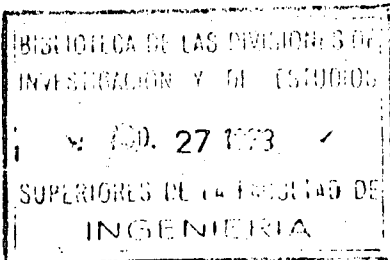
Arc welding is one of the more popular methods for joining bars in reinforced concrete structures, but the procedures and supervision methods required to obtain good results are not generally known. This paper contains recommendations for making correct welded joints in hot-rolled reinforcing steel for 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.



*Patrocinado 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

Designación	Título de la norma	Composición química: % máx. de P	ACERO DE REFUERZO				ELECTRODO		
			Grado	Resistencia mínima a la tensión kg/cm ²	Limite de fluencia mínimo kg/cm ²	Elongación mínima en 203 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
						No de la varilla	Elongación		
ASTM A615-68	Varillas corrugadas para refuerzo de concreto, procedentes de billetes	0.05 en análisis de cucharón; 25% más en análisis de comprobación	40	4920	2810	3 4,5,6 7 8 9 10 11,14,18	11 12 11 10 9 8 7	E60	E70
			60	6330	4220	3,4,5,6 7,8 9,10,11 14,18	9 8 7 7	E80	E90
			75	7030	5720	11,14,18	5	E100	E100
ASTM A616-68	Varillas corrugadas de acero de riel para refuerzo de concreto		50	5620	3510	70000/resist. a la tensión ^(a)		E70	E80
			60	6330	4220	70000/resist. a la tensión ^(b)		E80	E90
			a) Para varillas de diámetros mayores que el No 6 debe hacerse una deducción del 1% por cada unidad de aumento en el número de la varilla, hasta llegar a 5%. Para varillas del No 3 debe hacerse una deducción de 1%. b) Limitada a 5% en varillas Nos 3 a 8, y 4.5% en varillas Nos 9, 10 y 11.						
ASTM A617-68	Varillas corrugadas para refuerzo de concreto, procedentes de ejes		40	4920	2810	3 4,5,6 7 8 9 10 11	11 12 11 10 9 8 7	E60	E70
			60	6330	4220	3 4,5,6 7 8 9 10 11	8 8 8 7 7 7	E80	E90

1. En juntas a tope de penetración completa debe utilizarse el electrodo correspondiente a la resistencia que se desee 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

adradada ($4\ 200\ \text{kg}/\text{cm}^2$, 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 A615-68 grado 60, con límite de fluencia mínimo de $4\ 220\ \text{kg}/\text{cm}^2$ y resistencia a la ruptura, en tensión, no menor de $6\ 330\ \text{kg}/\text{cm}^2$, 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 $4\ 220 \times 1.25 = 5\ 275\ \text{kg}/\text{cm}^2$, de manera que se utilizará un electrodo E 80xx, que proporciona una soldadura con resistencia de $80\text{ksi} = 5\ 600\ \text{kg}/\text{cm}^2$, 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 $6\ 300\ \text{kg}/\text{cm}^2$, 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.

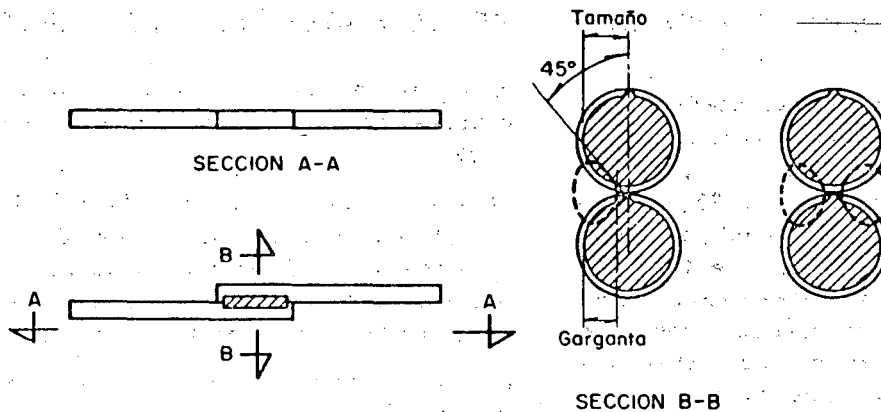
c) En el momento en que se usa un electrodo, su recubrimiento debe estar completamente seco. Los electrodos que se saquen de envases sellados herméticamente deben utilizarse dentro de un periodo no mayor de cuatro horas, contadas a partir del instante en que se abre el paquete. Los electrodos que no 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.



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.

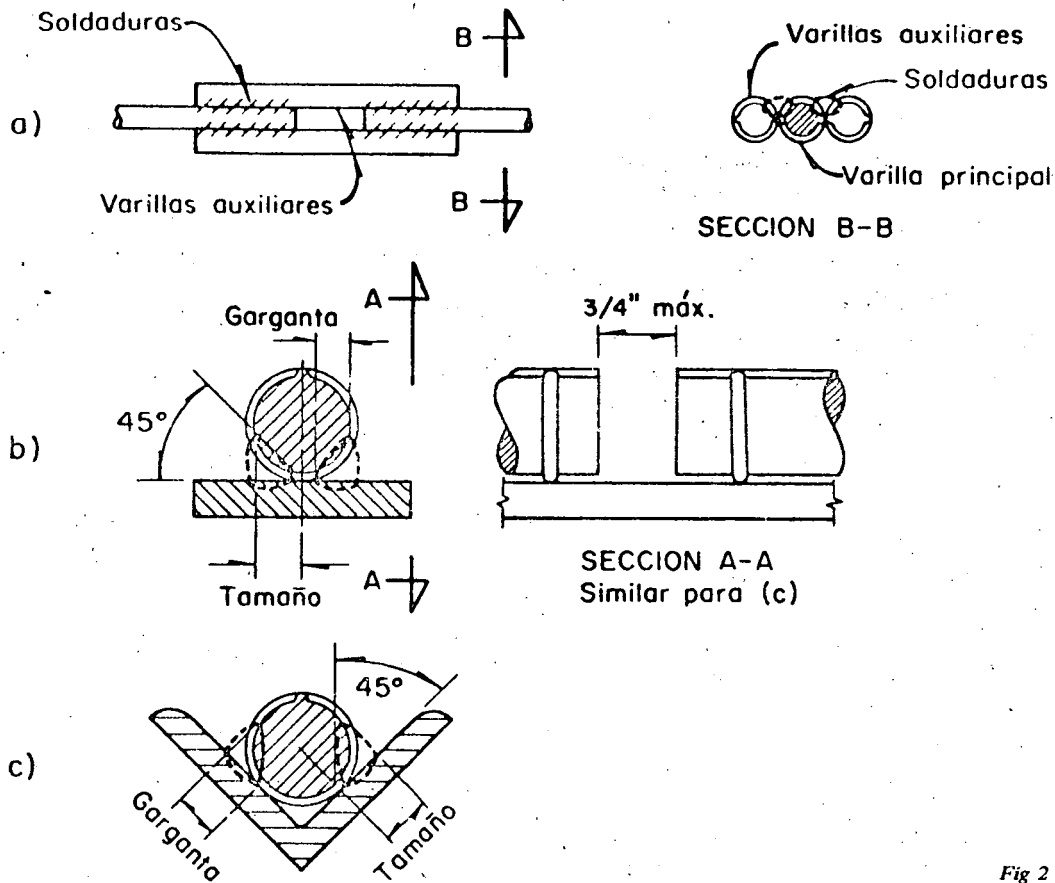


Fig 2

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 o 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 ese 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.

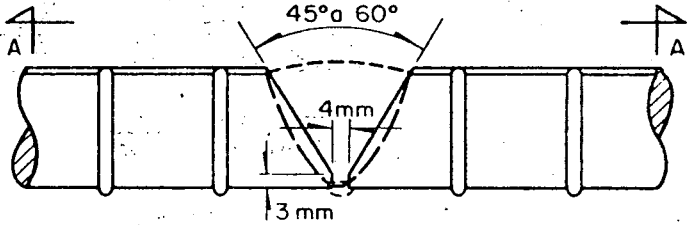
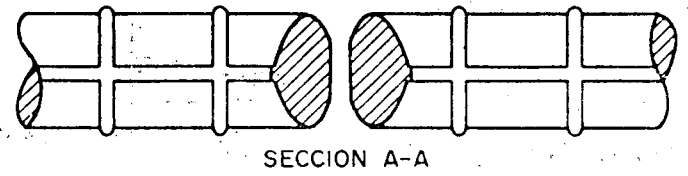
f) Se utilizarán los electrodos indicados en la tabla 1, y los esfuerzos de diseño serán los especificados para soldaduras de filete.

7.2 Uniones a tope con soldaduras de penetración

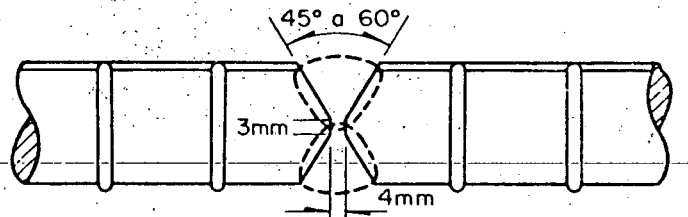
Se prefiere este tipo de uniones a las realizadas con soldadura de filete, excepto en varillas de diámetro muy pequeño. Se recomienda su empleo para varillas del No.8 o mayores, y en todos los casos en que determinados requisitos de colocación impidan o dificulten el uso de traslapes.

7.2.1 Preparaciones de los extremos de las varillas

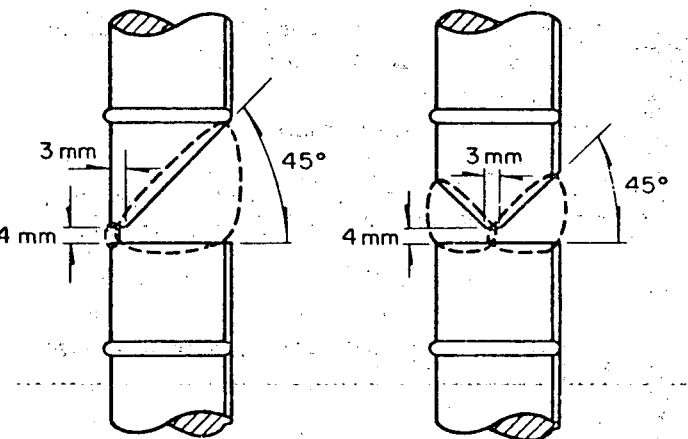
Para permitir una colocación adecuada del metal de aportación, que debe rellenar totalmente la sección transversal de la



a) Bisel en V sencilla¹



b) Bisel en V doble¹



c) Bisel en V sencilla²

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.

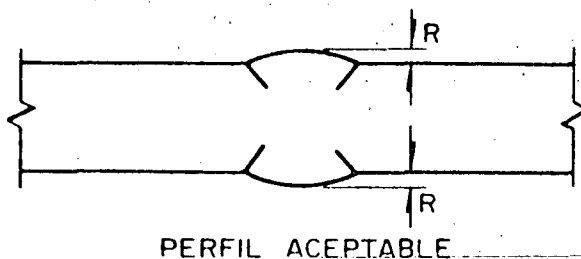
8.2 Condiciones en las que no debe soldarse

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.

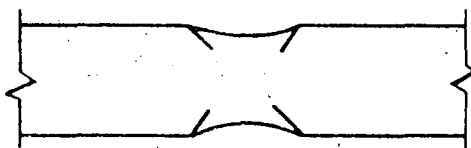
8.3 Preparación y limpieza del material

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.

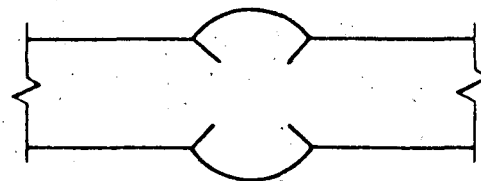
b) Las superficies en las que se vaya a depositar la soldadura, en juntas a tope con penetración completa, deben ser lisas y uniformes, sin irregularidades, rebabas, desgarraduras, grietas u



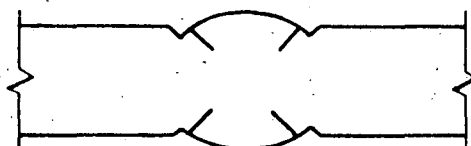
El refuerzo R no debe ser mayor de 3 mm



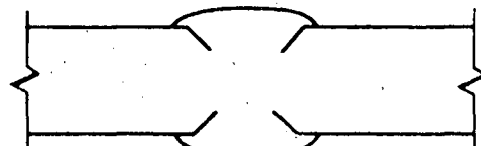
Garganta insuficiente



Convexidad excesiva



Socavación excesiva



Trasiape

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 excéntricas 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 reparación 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	$\pm 1.5 \text{ mm}$	sin limitación
2. Abertura de la raíz en juntas sin placa de respaldo		$+ 1.5 \text{ mm}, - 3 \text{ mm}$
3. Abertura de la raíz en juntas con placa de respaldo	$+ 6 \text{ mm}, - 1.5 \text{ mm}$	
4. Angulo que forman las superficies entre las que se colocará la soldadura	$\pm 5^\circ$	$+ 10^\circ, - 5^\circ$

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 traslapada 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.

r) 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.

1. 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 que el 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.

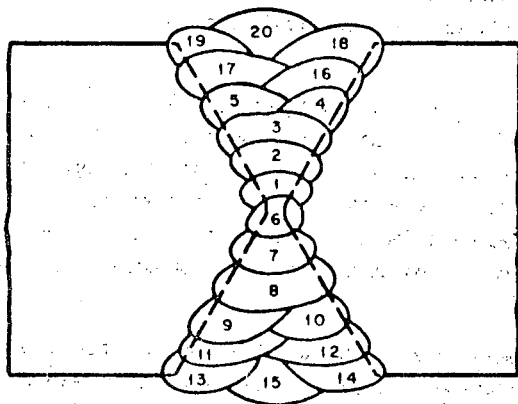
12. PROCEDIMIENTOS PARA LA EJECUCION DE SOLDADURAS A TOPE, DE PENETRACION COMPLETA

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.

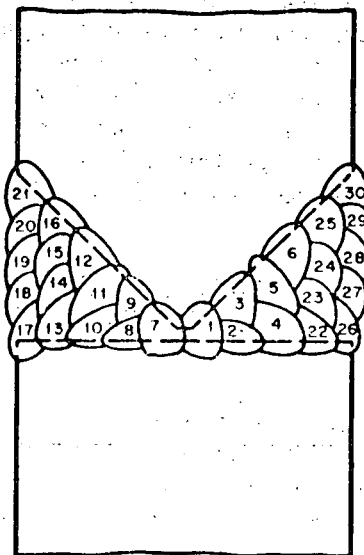
La penetración completa puede lograrse de alguna de las dos maneras siguientes:

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

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

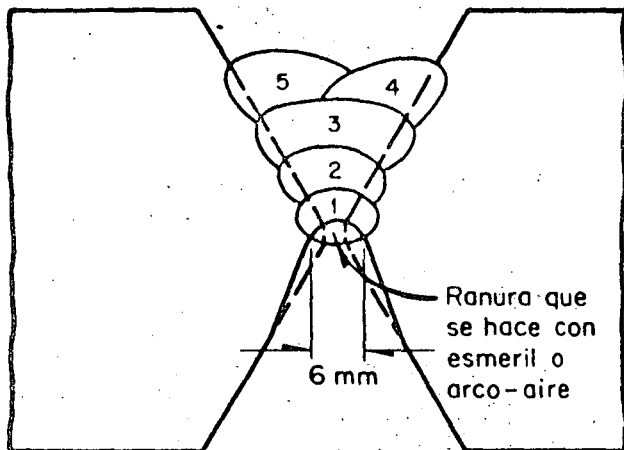


Fig 6. Preparación de la raíz de la junta antes de empezar a soldar por el segundo lado

gruesos, 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 grueso 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.

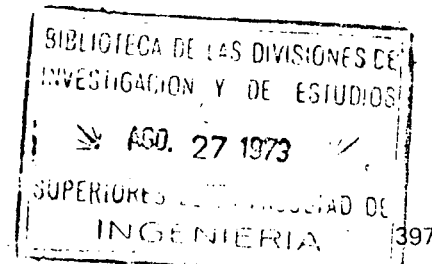
g) La secuela de colocación de los cordones necesarios para rellenar la junta será análoga a la que se emplea en empalmes sin respaldo con preparación en V sencilla, y se tomarán las mismas medidas relativas a la limpieza de la junta.

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.



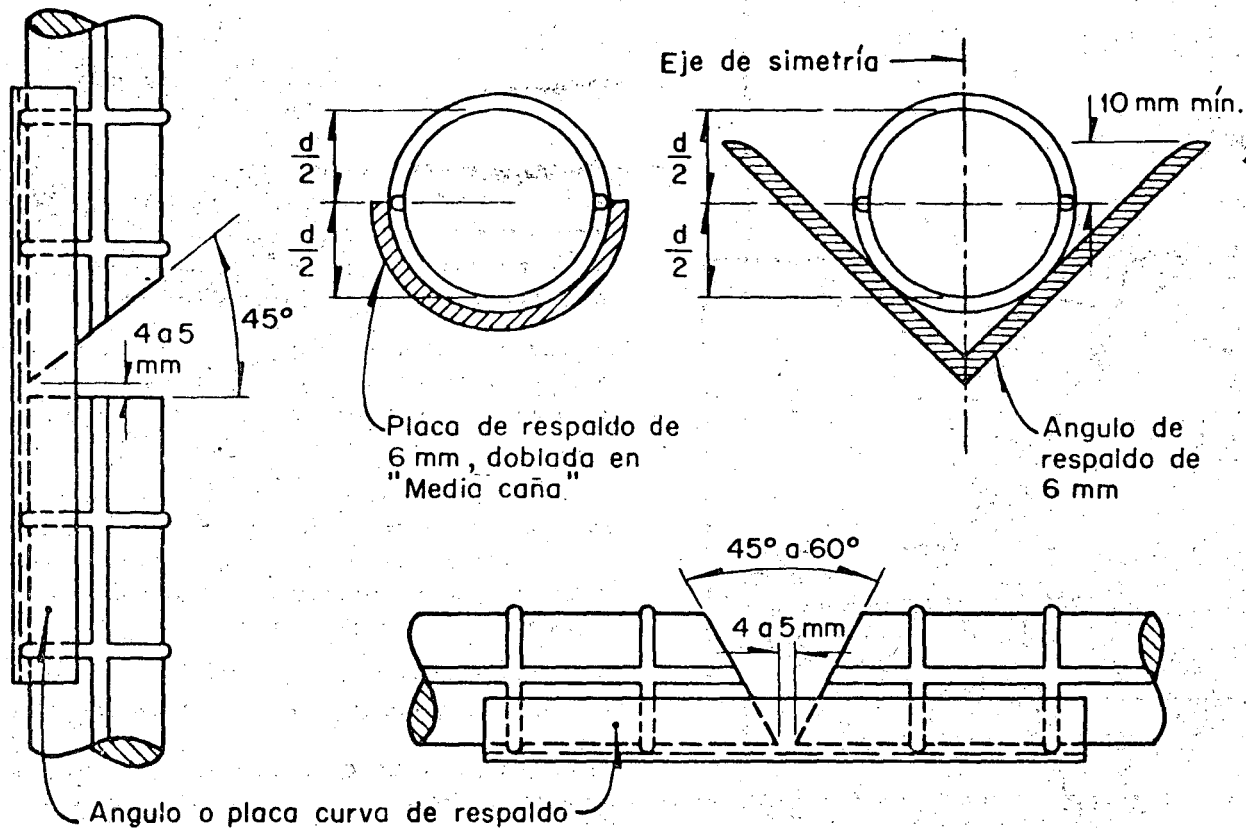


Fig 7. Juntas con placa o ángulo de respaldo

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 filete 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 biseles, 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 (amperaje, 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 biseles, 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 pueden 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 desee 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.

I.- ANALISIS DE MUROS DE CONTENCIÓN.

El análisis estructural de los muros de contención consiste en dos 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.

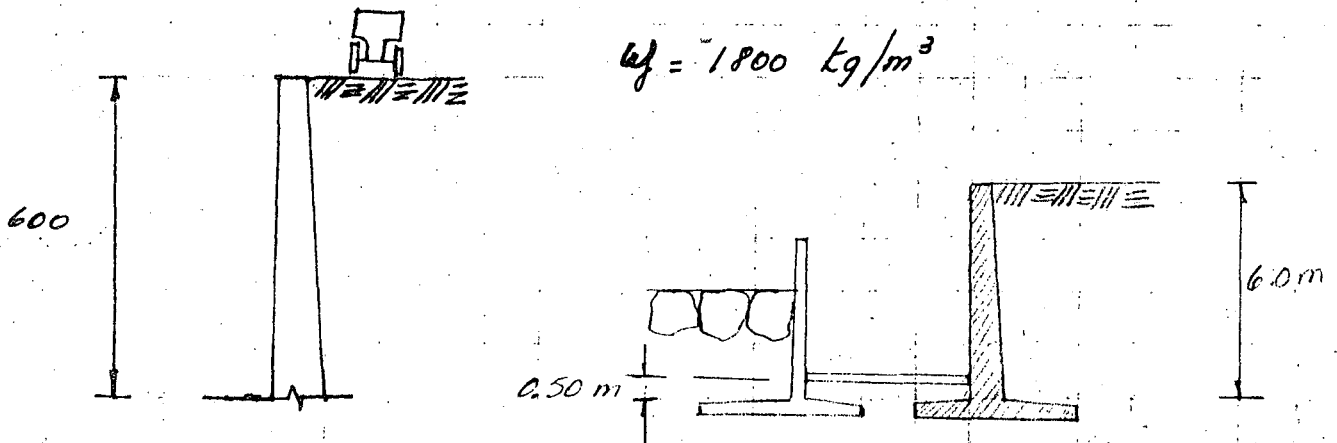
Cuando se proyecta un muro de sostenimiento es más importante considerar el drenaje adecuado del material de relleno, para evitar el aumento del empuje sobre el muro a niveles inadecuados, que aplicar el procedimiento de cálculo con una exactitud innecesaria.

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:

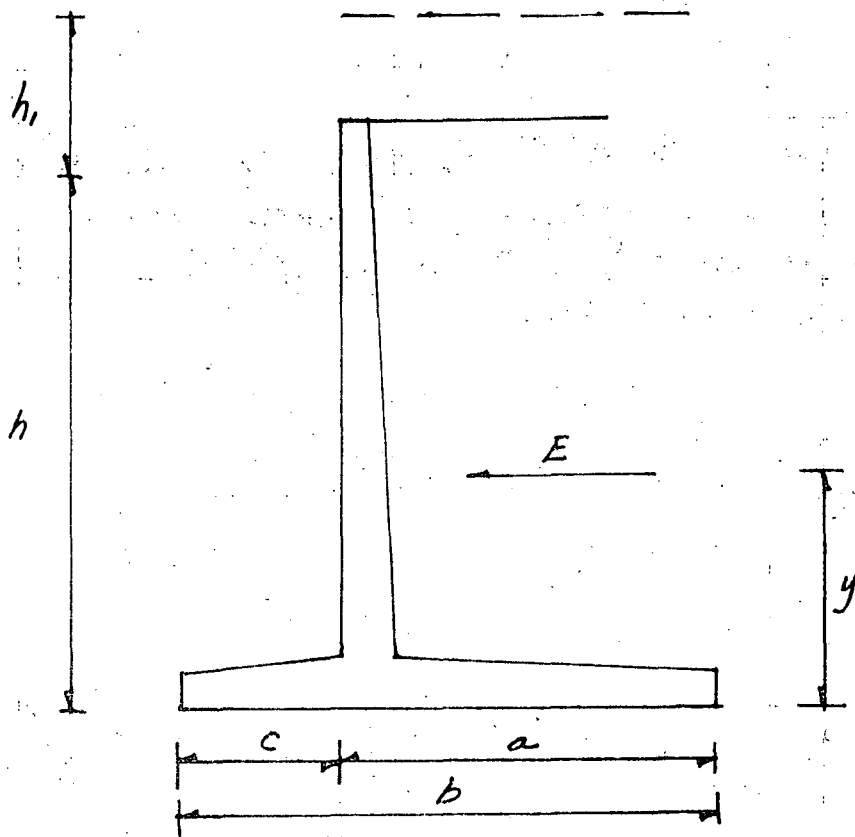


FIG. 2

Muros sin sobrecarga.

$$E = \frac{1}{2} k_0 w h^2$$

$$y = \frac{h}{3}$$

$$b = \sqrt{\frac{3}{4} k_0} h = 2 h \quad a = \frac{2}{3} b \quad c = \frac{1}{3} b$$

Muros con sobrecarga horizontal

$$E = \frac{1}{2} k_0 w h (h + 2 h_1)$$

$$y = \frac{b^2 + 3 h h_1}{3 (h + 2 h_1)}$$

$$b = 2 h \sqrt{\frac{h + 3 h_1}{h + h_1}} \quad a = \frac{2}{3} b \quad c = \frac{1}{3} b$$

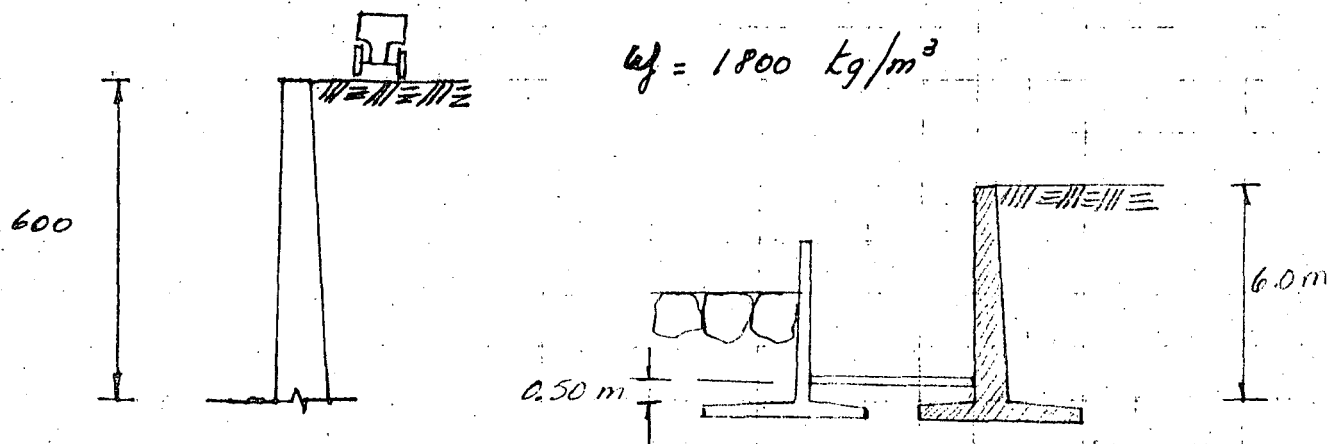
En los que :

E = empuje total sobre el muro según la teoría de Rankine

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:

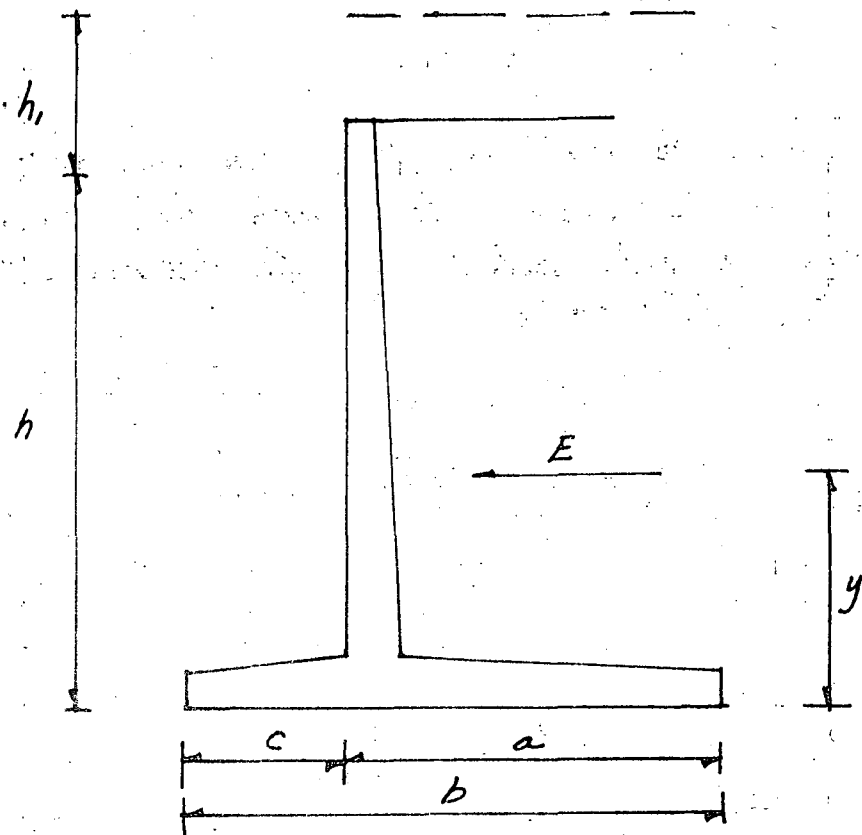


Fig. 2

Muros sin sobrecarga.

$$E = \frac{1}{2} k_0 w h^2$$

$$y = \frac{h}{3}$$

$$b = \sqrt{\frac{3}{4} k_0} h = 2 h$$

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

$$c = \frac{1}{3} b$$

Muros con sobrecarga horizontal

$$E = \frac{1}{2} k_0 w h (h + 2 h_1)$$

$$y = \frac{b^2 + 3 h h_1}{3 (h + 2 h_1)}$$

$$b = 2 h \sqrt{\frac{h + 3 h_1}{h + h_1}}$$

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

$$c = \frac{1}{3} b$$

En los 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.

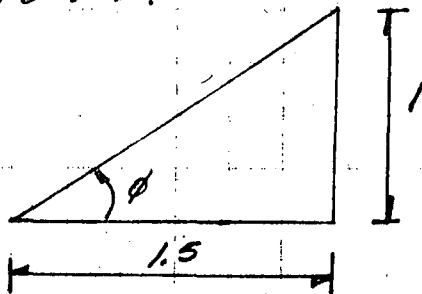
h_1 = altura equivalente al efecto de la carga viva.

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.



$$\operatorname{tg} \phi = \frac{1}{1.5}$$

$$\phi = 33.69^\circ = 33^\circ 41' 24''$$

$$k_0 = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} = \frac{1 - 0.5547}{1 + 0.5547} = 0.286$$

Considerando el espesor de la losa de cimentación igual a un decimo de la altura : $h = 6.0 + 0.6 = 6.6 \text{ m}$

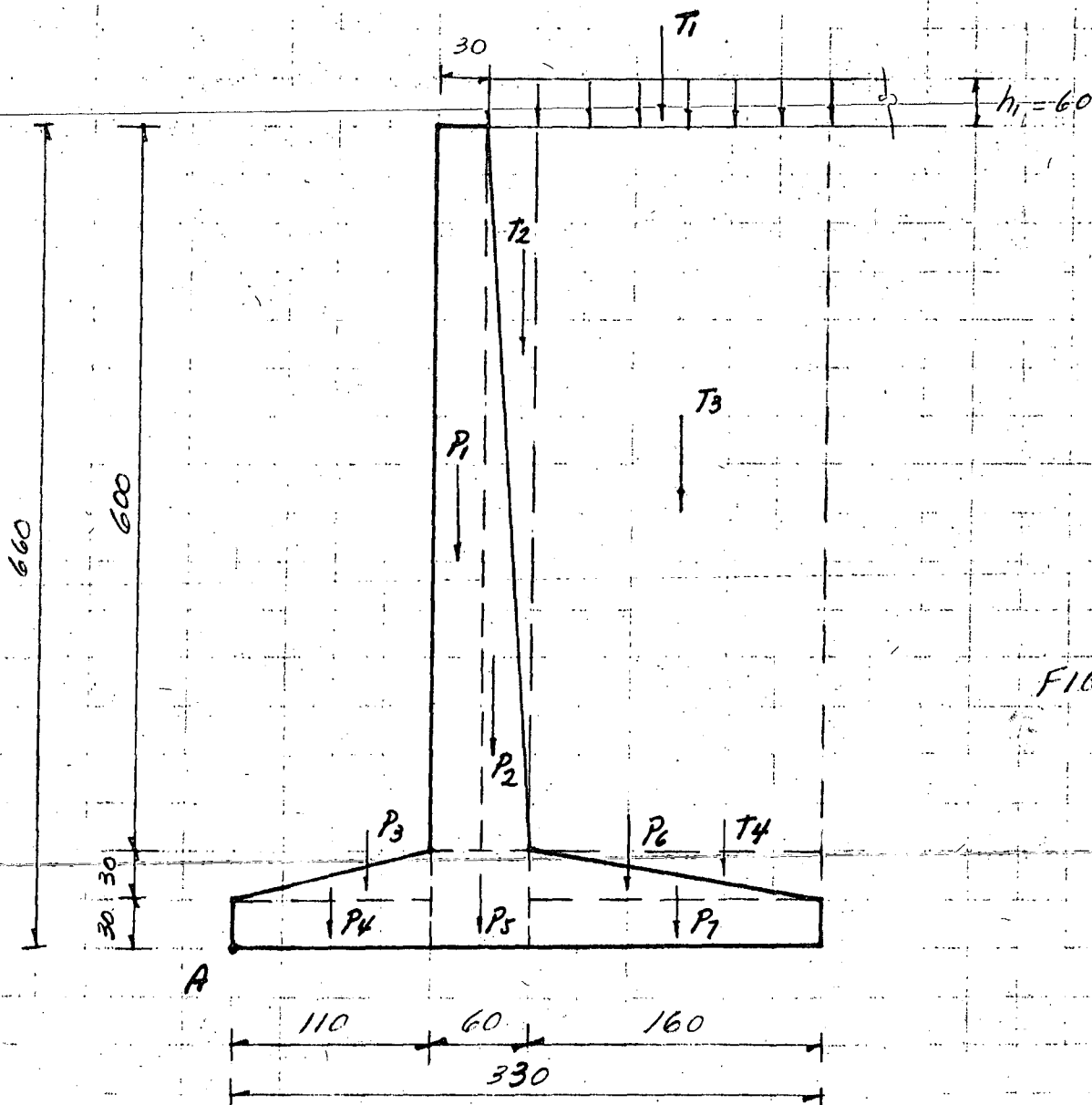
$$d = \sqrt{\frac{3 \times 0.286}{4}} = 0.463$$

$$b = 0.463 \times 6.6 \sqrt{\frac{6.6 + 3 \times 0.6}{6.6 + 0.6}} = 3.30 \text{ m}$$

$$a = 2.20 \text{ m}$$

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

De conformidad con lo anterior la sección del muro será tal como se muestra en la figura :



ANALISIS 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:

$$y = \frac{6.60^2 + 3 \times 6.60 \times 0.60}{3(6.60 + 2 \times 0.60)} = 2.37\ \text{m}$$

Tomando momentos con respecto al punto A tendremos:

FUERZA (kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (kg-m)
$F = 13\ 250$	2.37	$- 31\ 402$
$T_1 = 0.60 \times 1.90 \times 1800 = 2\ 052$	$1.10 + 0.30 + 0.95 = 2.35$	$4\ 822$
$T_2 = 0.5 \times 0.30 \times 6.0 \times 1800 = 1\ 620$	$1.10 + 0.30 + 0.20 = 1.60$	$2\ 592$
$T_3 = 1.60 \times 6.00 \times 1800 = 17\ 280$	$1.10 + 0.60 + 0.80 = 2.50$	$43\ 200$
$T_4 = 0.5 \times 1.60 \times 0.30 \times 1800 = 432$	$1.10 + 0.60 + 1.07 = 2.77$	$1\ 197$
$P_1 = 0.30 \times 6.0 \times 2400 = 432$	$1.10 + 0.15 = 1.25$	540
$P_2 = 0.5 \times 0.30 \times 6.0 \times 2400 = 2\ 160$	$1.10 + 0.30 + 0.10 = 1.50$	$3\ 240$
$P_3 = 0.5 \times 1.10 \times 0.30 \times 2400 = 396$	$0.73 = 0.73$	289
$P_4 = 1.10 \times 0.30 \times 2400 = 792$	$0.55 = 0.55$	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 por la fricción entre el suelo y la base y por el empuje pasivo 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.

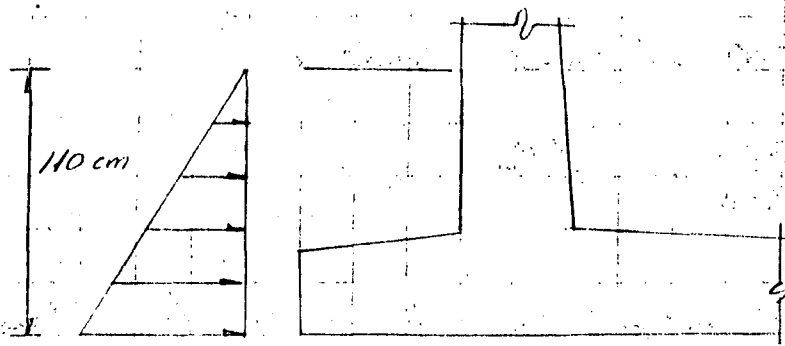
Si el muro descansa sobre limo o arcilla se debe colocar una plantilla de arena compactada de aproximadamente 10 cm de espesor en toda el área de la cimentación. El coeficiente de fricción entre la arena y el suelo cohesivo puede tomarse igual a 0.35.

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 pasivo 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.

$$k_p = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} = \frac{1.5547}{0.4453} = 3.49$$

$$E = 0.5 \times 3.49 \times 1800 \times 1.1^2 = 3801 \text{ Kg}$$

$$Q.S. = \frac{15266 + 3801}{13250} = 1.44 \doteq 1.5$$

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 con respecto a "A" se obtiene el momento resistente:

$$M_R = 61690 \text{ Kg-m}$$

El factor de seguridad al volcamiento es:

$$C = \frac{M_R}{M_D} = \frac{61\ 620}{31\ 402} = 1.96$$

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.

$$x = \frac{\sum M}{\sum F_v} = \frac{30\ 288}{27\ 756} = 1.09\ m$$

Se considera correcto por pasar la resultante 1 cm fuera del tercio medio.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS ZAPATAS.

$$P = 27\ 756\ kg$$

$$b = 3.30\ m$$

$$x = 1.09\ m$$

$$e = 1.65 - 1.09 = 0.56\ m$$

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M y}{I_x}$$

Como estamos analizando para una longitud unitaria

$$f = \frac{P}{1 \times b} \pm \frac{P e \cdot b \times 12}{2 \times b^3} = \frac{P}{b} \pm \frac{6 P e}{b^2}$$

$$f = \frac{P}{b} \left(1 + \frac{6e}{b} \right)$$

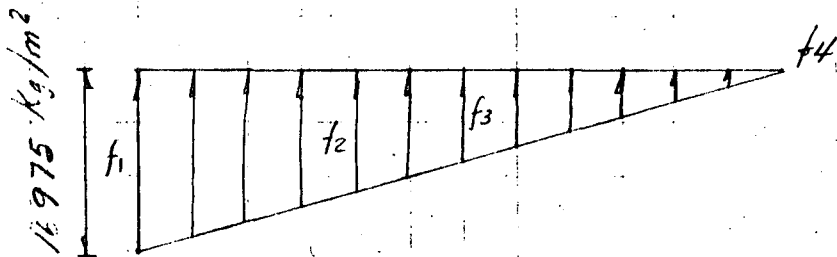
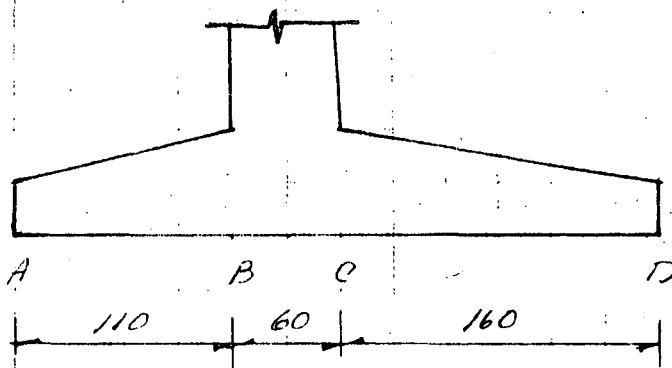
1.02

$$f = \frac{27\,756}{3.30} \left(1 + \frac{6 \times 0.56}{3.30} \right)$$

$$f_{\max} = 16\,975 \text{ kg/m}^2 = 1.7 \text{ kg/cm}^2 < 1.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = -153 \text{ kg/m}^2 = -0.02 \text{ kg/cm}^2 \approx 0$$

Diagrama de esfuerzos:



$$f_1 = 1.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = 1.7 - \frac{110 \times 1.7}{330}$$

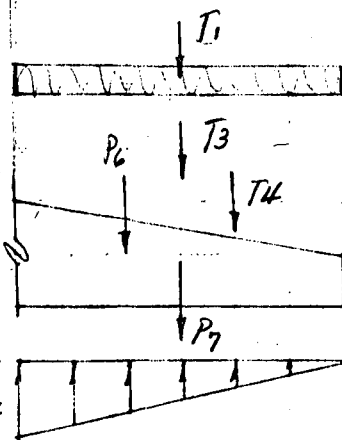
$$f_2 = 1.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_3 = 1.7 - \frac{170 \times 1.7}{330}$$

$$f_3 = 0.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_4 = 0$$

ZAPATA EN LA ZONA DEL RELLENO.



$$T_1' = 0.6 \times 1800 = 1\,080 \text{ kg/m}^2$$

$$T_3' = 6.0 \times 1800 = 10\,800 \text{ ✓}$$

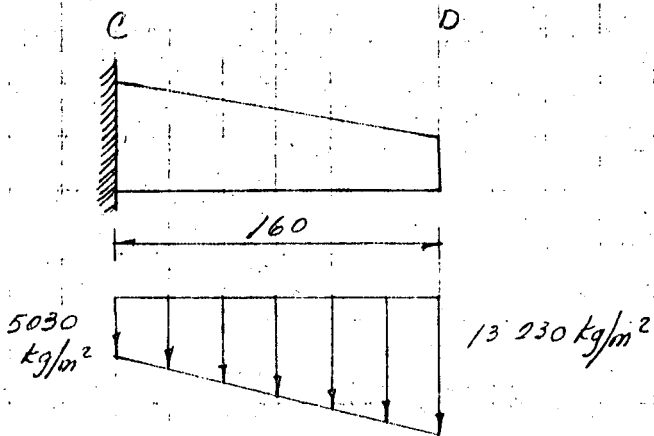
$$T_4' = 0.15 \times 1800 = 270 \text{ ✓}$$

$$P_6' = 0.15 \times 2400 = 360 \text{ ✓}$$

$$P_7' = 0.30 \times 2400 = 720 \text{ ✓}$$

$$\hline 13\,230 \text{ kg/m}^2$$

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.

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{2000}{9 \times 112.5}} = 0.336 \approx 0.3$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 0.888 \approx 0.9$$

$$R = \frac{1}{2} f_c k j = 0.5 \times 112.5 \times 0.336 \times 0.888 = 16.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\approx 16.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 0.3 \sqrt{f'_c} = 0.3 \sqrt{250} = 4.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}} = \sqrt{\frac{13\,435}{16.8}} = 28 \text{ cm}$$

$$d = \frac{V}{v_b} = \frac{14\,608}{4.7 \times 100} = 31 \text{ cm}$$

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. $3/4'' \phi$

$$S = \frac{200}{14.4} = 14 \text{ cm}$$

$$S = \frac{285}{14.4} = 20 \text{ cm}$$

$$U_{adm} = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D}$$

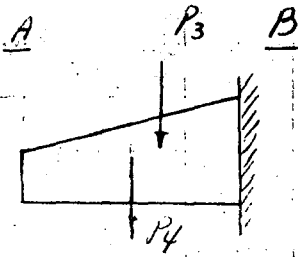
$$U_{5/8'' \phi} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.59} = 22.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$U_{3/4'' \phi} = 19.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$U = \frac{V}{\Sigma o_j d} = \frac{14\,608}{35.7 \times 0.9 \times 52} = 8.7 \text{ kg/cm}^2 \quad (5/8'' \phi)$$

$$U = \frac{14\,608}{30 \times 0.9 \times 52} = 10.4 \text{ kg/cm}^2 \quad (3/4'' \phi)$$

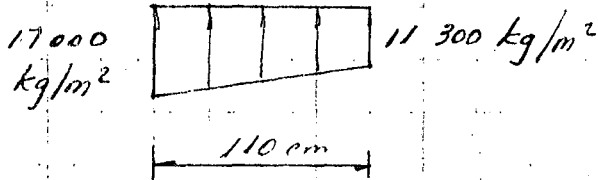
ZAPATA EN LA ZONA CON AGUA.



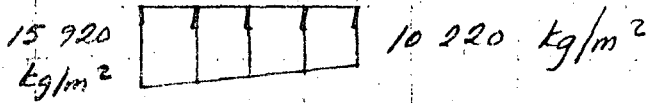
$$P_3' = 0.15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}$$

$$P_4' = 0.30 \times 2400 = 720$$

$$1080 \text{ kg/m}^2$$



$$V_B = w_1 l + \frac{\Delta w l}{2}$$



$$V_B = 10220 \times 1.10 + \frac{5700 \times 1.1}{2}$$

$$V_B = 14377 \text{ Kg}$$

$$M_B = \frac{w_1 l^2}{2} + \frac{\Delta w l^2}{3} = \frac{10220 \times 1.1^2}{2} + \frac{5700 \times 1.1^2}{3}$$

$$M_B = 8482 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{848200}{93600} = 9.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s \text{ min}} = 9 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{Vars } 5/8" \phi \text{ a } 22$$

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:

$$y = \frac{6.0^2 + 3 \times 6.0 \times 0.6}{3(6.0 + 2 \times 0.6)} = 2.17 \text{ m}$$

$$M = 11\ 120 \times 2.17 = 24\ 130 \text{ kg-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{2b}} = \sqrt{\frac{24\ 130}{16.8}} = 38 \text{ cm}$$

$$d = \frac{V}{\gamma b} = \frac{11\ 120}{4.7 \times 100} = 24 \text{ cm}$$

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. $3/4'' \phi$

$$s = \frac{285}{25.8} = 11 \text{ cm}$$

Vars. $1'' \phi$

$$s = \frac{506}{25.8} = 20 \text{ cm}$$

$$\mu_{1" \phi} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{2.54} = 14.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{11\,120}{54.5 \times 0.9 \times 52} = 4.4 \text{ kg/cm}^2 \quad (3/4" \phi)$$

$$\mu = \frac{11\,120}{40 \times 0.9 \times 52} = 5.9 \text{ kg/cm}^2 \quad (1" \phi)$$

Ahora calcularemos las alturas a las que podrán recortarse el refuerzo obtenido, considerando que este 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:

$$E = 0.143 \times 1800 h (h + 1.20) = 257.4 h (h + 1.20)$$

$$y = \frac{h^2 + 3 h h_1}{3 (h + 2 h_1)} = \frac{h^2 + 1.8 h}{3 (h + 1.20)} = \frac{h (h + 1.8)}{3 (h + 1.20)}$$

Momentos resistentes:

$$\text{Para } 50\% \text{ As} \quad M = 0.5 \times 25.8 \times 2000 \times 0.9 d = 23\,220 d$$

$$\text{Para } 25\% \text{ As} \quad M = 0.25 \times 25.8 \times 2000 \times 0.9 d = 11\,610 d$$

El valor del peralte será:

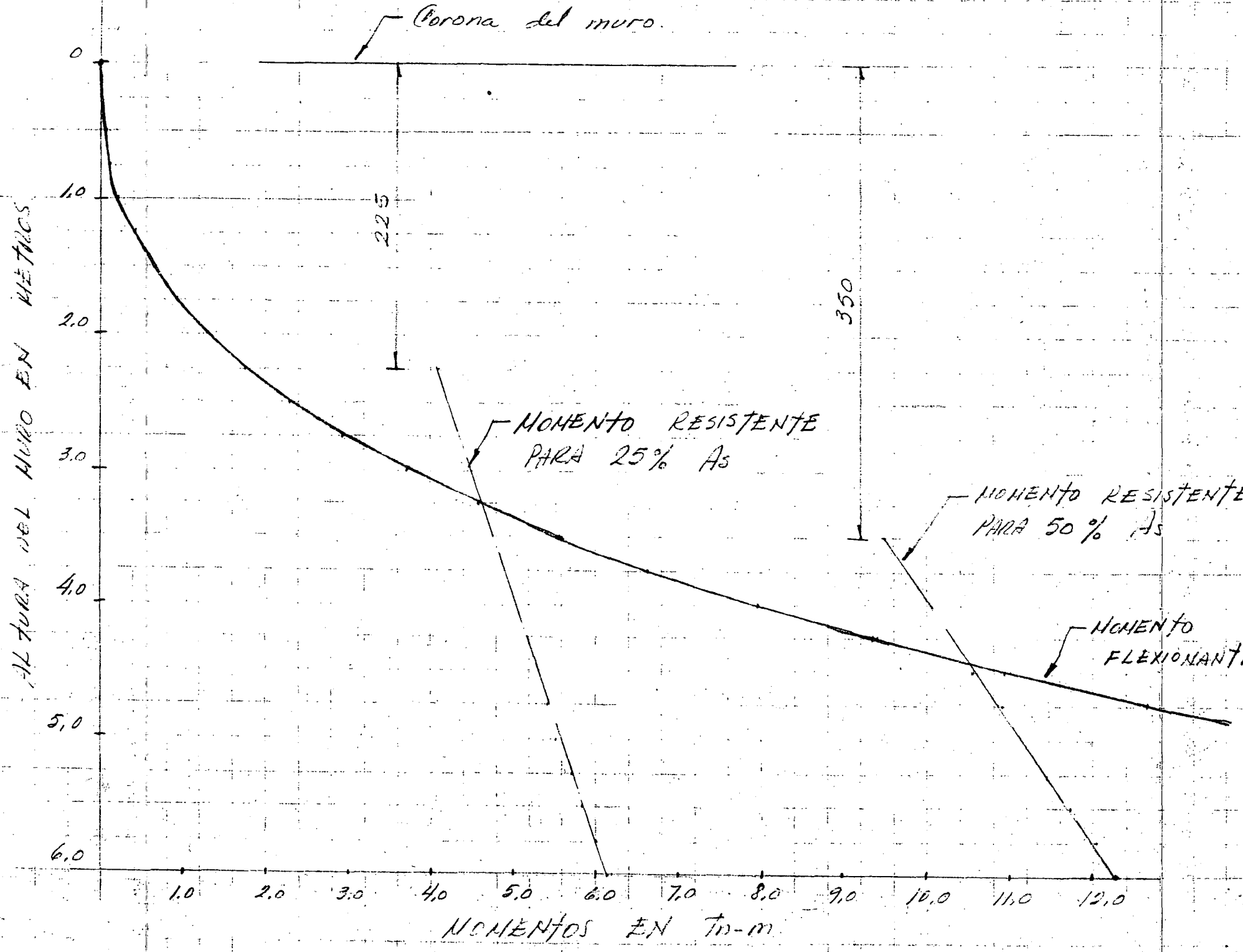
$$d = \frac{0.30}{6.00} h + 0.23$$

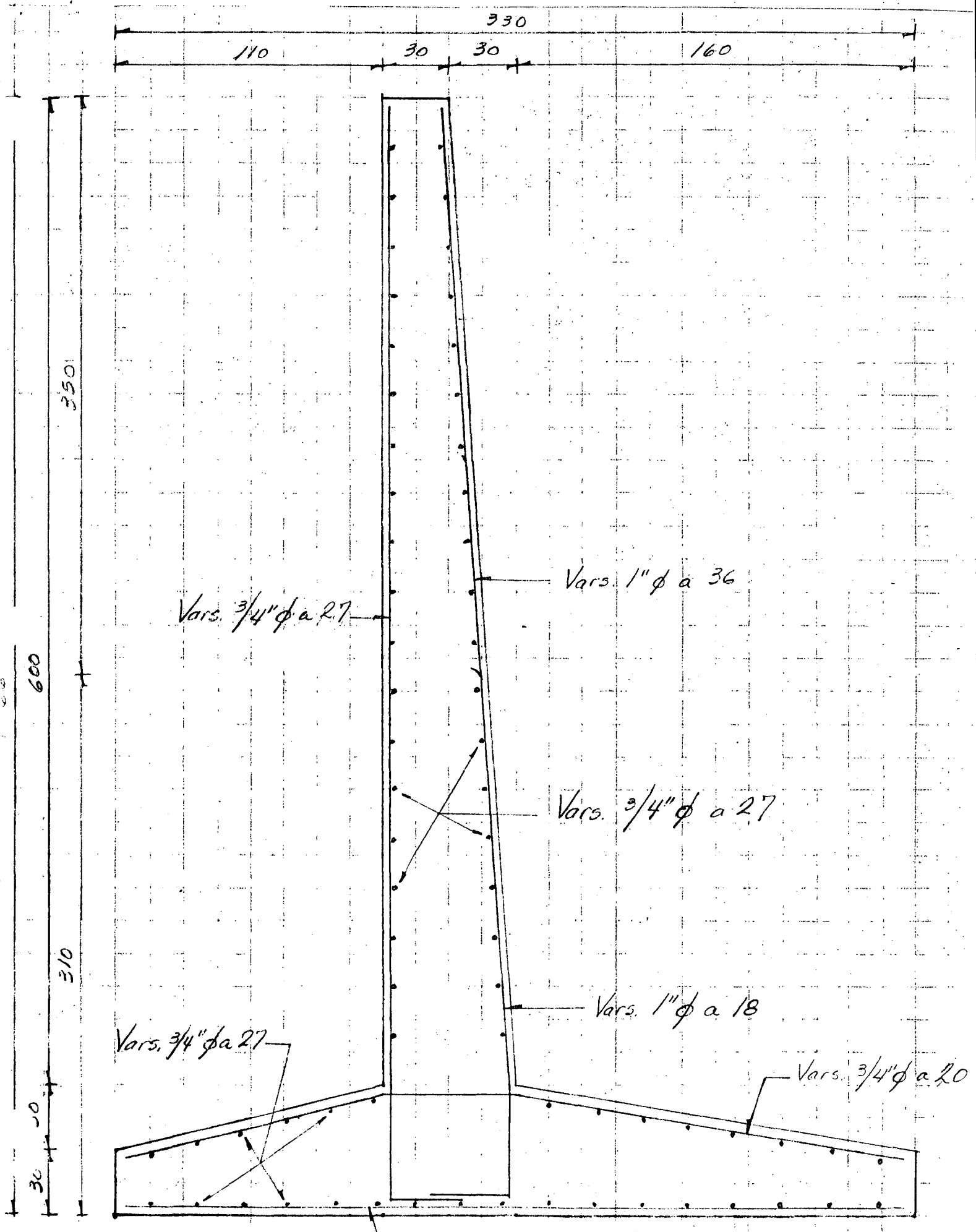
En la tabla siguiente se determinan los momentos fleccionantes y resistentes para diversas alturas:

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	1758	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	12657	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

121





330

110

30

30

160

350

600

310

30

Vars. $\frac{3}{4}$ " ϕ a 27

Vars. 1" ϕ a 36

Vars. $\frac{3}{4}$ " ϕ a 27

Vars. 1" ϕ a 18

Vars. $\frac{3}{4}$ " ϕ a 27

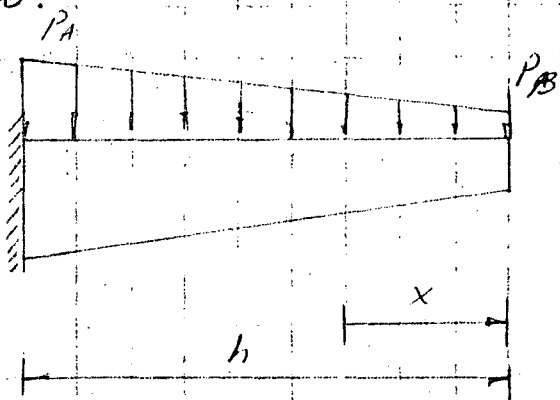
Vars. $\frac{3}{4}$ " ϕ a 20

Vars. $\frac{3}{4}$ " ϕ a 27

Cálculo de las deflexiones.

El cálculo de los efectos de flexión en toda la 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 laboriosas, por este motivo utilizaremos el segundo.



$$P_A = K_0 w (h + h_1)$$

$$= 0.286 \times 1800 \times 6.60$$

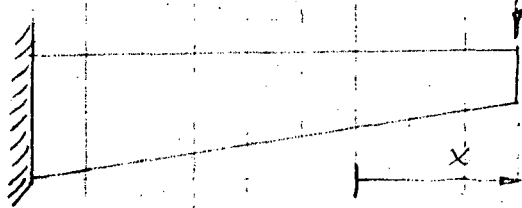
$$P_A = 3398 \text{ Kg/m}$$

$$P_B = K_0 w h_1$$

$$= 0.286 \times 1800 \times 0.6$$

$$P_B = 309 \text{ Kg/m}$$

$$\Delta = \sum \frac{m M \Delta x}{EI}$$



$$m = x$$

$$M = \frac{P_B x^2}{2} + \frac{(P_A - P_B)}{h} \frac{x^3}{6}$$

$$M = \frac{309}{2} x^2 + \frac{3398 - 309}{6 \times 6} x^3$$

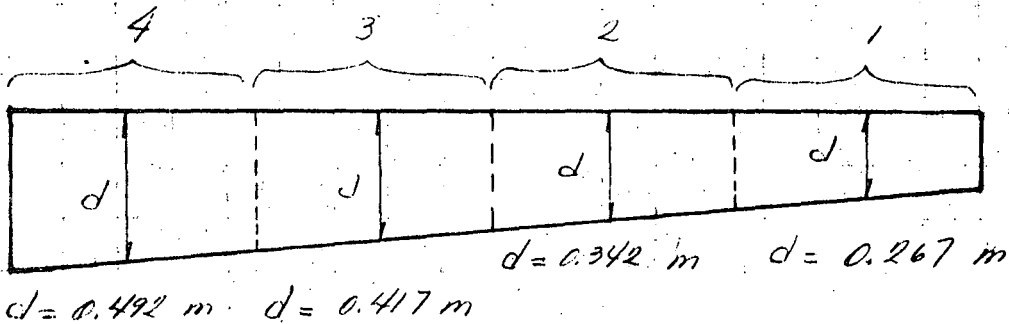
$$M = 154.5 x^2 + 85.8 x^3$$

$$\Delta x = 1.50 \text{ m}$$

$$E = \frac{2.1 \times 10^6}{9} = 233\ 333 \text{ kg/cm}^2 = 2.33 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$$

$$I = \frac{bd^3}{12}$$

$$d = 0.23 + 0.05 x$$



SEG- MENT- NO	x (m)	M (kg-m)	I (m ⁴)	$\frac{m M}{I}$
1	0.75	123.1	1.59×10^{-3}	58.07×10^3
2	2.25	1759.5	3.33×10^{-3}	1.188×10^6
3	3.75	6697.3	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

$$\Delta = \frac{14.228 \times 10^6 \times 1.5}{2.33 \times 10^9} = 0.009 \text{ m}$$

$$\Delta = 0.9 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{perm}} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm}$$

II - ESTRUCTURA REPRESA - PUENTE - CAIDA.

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 deriven. 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 ocurrirá 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 se 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 losas 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:

$$Q = 14.709 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$A = 20.734 \text{ m}^2$$

$$b = 3.00 \text{ m}$$

$$d = 2.85 \text{ m}$$

$$t = 1.5:1$$

$$v = 0.709 \text{ m/seg}$$

$$s = 0.0025$$

$$n = 0.030$$

$$bl = 0.85 \text{ m}$$

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.

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} s^{1/2} = \frac{1}{0.030} 1.3461 \times 0.0025^{1/2}$$

$$v = 0.709 \text{ m/seg}$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{14.709}{20.7338} = 0.709 \text{ m/seg}$$

Carga de velocidad.

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{0.709^2}{2 \times 9.81} = 0.0256 \text{ m}$$

CALCULOS HIDRAULICOS 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:

$$A_{\text{mín}} = \frac{14.7}{1.5} = 9.8 \text{ m}^2$$

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:

$$Q = 14.709 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$n = 0.015 \text{ (para concreto)}$$

$$A = 2 \times 2.00 \times 2.85 = 11.40 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{14.709}{11.40} = 1.290 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$P = 2(2d + b) = 2(2 \times 2.85 + 2.00)$$

$$P = 15.40 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{11.40}{15.40} = 0.740 \text{ m} \quad R^{2/3} = 0.8183$$

$$S = \left(\frac{v_n}{R^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{1.290 \times 0.015}{0.8183} \right)^2 = 0.000559$$

LONGITUD DE TRANSICION.

El cambio de sección trapecial 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 deba formar la intersección de la superficie del agua y la pared, en el principio y el fin de la transición, con el eje 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.

$$T = b + 2td = 3.00 + 2 \times 1.5 \times 2.85 = 11.55 \text{ m}$$

$$t = 2 \times 2.00 + 0.40 = 4.40 \text{ m}$$

$$\cot 22^\circ 30' = 2.4142$$

$$L_{\min} = \frac{11.55 - 4.40}{2} \times 2.4142 = 8.63 \text{ m}$$

Carga de velocidad.

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{0.709^2}{2 \times 9.81} = 0.0256 \text{ m}$$

CALCULOS HIDRAULICOS 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:

$$A_{\text{mín}} = \frac{14.7}{1.5} = 9.8 \text{ m}^2$$

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:

$$Q = 14.709 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$n = 0.015 \text{ (para concreto)}$$

$$A = 2 \times 2.00 \times 2.85 = 11.40 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{14.709}{11.40} = 1.290 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$P = 2(2d + b) = 2(2 \times 2.85 + 2.00)$$

$$P = 15.40 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{11.40}{15.40} = 0.740 \text{ m} \quad R^{2/3} = 0.8183$$

$$S = \left(\frac{Vn}{R^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{1.290 \times 0.015}{0.8183} \right)^2 = 0.000559$$

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 deba formar la intersección de la superficie del agua y la pared, en el principio y el fin de la transición, con el eje 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.

$$T = b + 2td = 3.00 + 2 \times 1.5 \times 2.85 = 11.55 \text{ m}$$

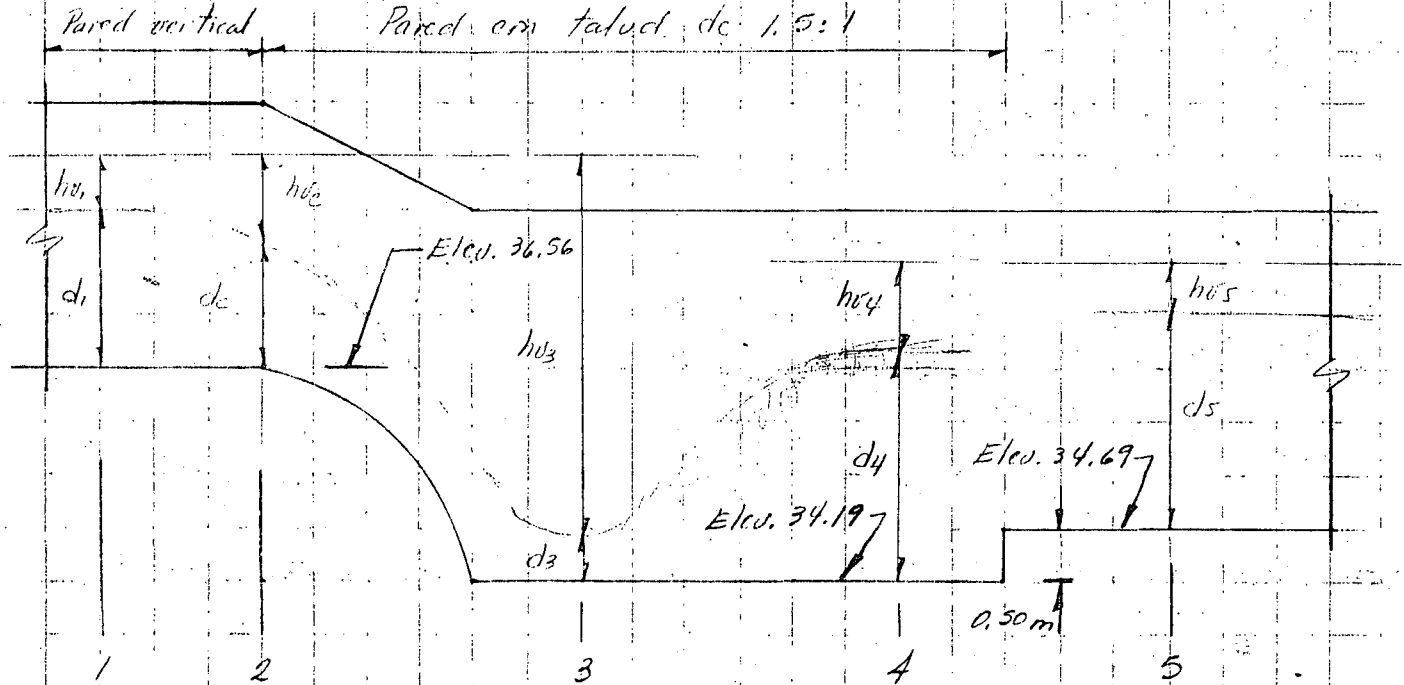
$$t = 2 \times 2.00 + 0.40 = 4.40 \text{ m}$$

$$\cot 22^\circ 30' = 2.4142$$

$$L_{\min} = \frac{11.55 - 4.40}{2} \times 2.4142 = 8.63 \text{ m}$$

Se adoptará $L = 9.00 \text{ m}$

CALCULO DEL RESALTO Y DEL TANQUE AMORTIGUADOR



Datos hidráulicos del canal, que deberán mantenerse en las secciones 1 y 5, antes de la caída y aguas abajo del tanque amortiguador respectivamente.

$$\begin{aligned} Q &= 14.709 \text{ m}^3/\text{seg} \\ A &= 20.734 \text{ m}^2 \\ r &= 1.562 \text{ m} \\ b &= 3.00 \text{ m} \\ v &= 0.709 \text{ m/seg} \\ S &= 0.00025 \\ d &= 2.85 \text{ m} \\ p &= 13.276 \text{ m} \\ n &= 0.030 \end{aligned}$$

10- Características de la sección crítica. La sección crítica se encuentra al empizar la caída.
Calcularemos el tirante crítico usando la expresión general de régimen crítico:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$$

$$A = b d e, \quad A^3 = b^3 d e^3 = 4^3 d e^3 = 64 d e^3$$

$$T = 2 \times 2.00 = 4.00 \text{ m}$$

$$\frac{14.709^2}{9.81} = \frac{64 d e^3}{4.00} \quad d e = \sqrt[3]{1.3784} = 1.113 \text{ m}$$

$$A_e = 1.113 \times 4.0 = 4.452 \text{ m}^2$$

$$v_e = \frac{Q}{A_e} = \frac{14.709}{4.452} = 3.304 \text{ m/sec}$$

$$h_{ve} = \frac{v_e^2}{2g} = \frac{3.304^2}{2 \times 9.81} = 0.556 \text{ m}$$

20.- 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:

$$z_2 + d_e + h_{ve} = z_3 + d_3 + h_{v3} + h_{f2-3}$$

$$34.56 + 1.113 + 0.556 = 34.19 + d_3 + h_{v3} + h_{f2-3}$$

Como las pérdidas h_{f2-3} son comparativamente pequeñas podemos despreciarlas.

$$d_3 + h_{v3} = 1.039$$

$$h_{v3} = \frac{v_3^2}{2g}$$

$$A_3 = b d_3 + t d_3^2$$

$$A_3 = 1.5 d_3 + 1.5 d_3^2 = 1.5 (d_3 + d_3^2)$$

$$v_3 = \frac{Q}{A_3} = \frac{14.709}{A_3}$$

Resolviendo por tanteos:

d_3 (m)	A_3 (m ²)	v_3 (m/seg)	$h v_3$ (m)	$d_3 + h v_3$ (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

3o. 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:

$$K = 6 \left[\frac{Q}{g} (v_3 - v_4) + M_3 \right]$$

M_3 = Momento estático, con 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 tanteos:

$$A_4 = b d_4 + t d_4^2 = 1.5 (d_4 + d_4^2)$$

$$v_4 = \frac{Q}{A_4} = \frac{14.709}{A_4}$$

$$K = 6 \left[\frac{14.709}{9.81} (8.083 - v_4) + 0.5563 \right]$$

$$K = 8.996 (8.083 - v_4) + 3.3378$$

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

$$h_{v4} = \frac{v_4^2}{2g} = \frac{1.2306^2}{19.62} = 0.0772 \text{ m}$$

4a.- Tipo de resalto. Aplicando Bernoulli entre las secciones 4 y 5.

$$d_4 + h_{v4} = P + d_5 + h_{v5}$$

$$2.3668 + 0.0772 = 0.5 + 2.85 + 0.026$$

$$2.444 \neq 3.376$$

$$b) = 3.376 - 2.444 = 0.932 \text{ m}$$

b) es el "apogamiento" 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 conjugado mayor se forme en la sección 4 si la longitud del tanque amortiguador es adecuada.

Número de Froude en la sección del tirante conjugado menor:

$$Fr_3 = \frac{V_3}{\sqrt{g d_3}} = \frac{8.083}{\sqrt{9.81 \times 0.1096}} = 3.06$$

El salto es ahogado, y para el rango de valores de Fr entre 2.5 y 4.5 es de tipo ondulatorio y oscilante.

50. Longitud del tanque amortiguador. La longitud necesaria para que el tirante conjugado mayor se forme se calcula en la fórmula:

$$L = K (d_4 - d_3)$$

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.

$$L = 7 (2.3668 - 0.1096) = 11.60 \text{ m}$$

6.- Coordenadas del perfil de calda Para calcular las coordenadas del perfil de la calda utilizaremos la siguiente fórmula

$$y = sx + \frac{g(1+s^2)}{4.5v^2} x^2$$

en donde:

x, y = coordenadas de un punto

s = pendiente en el canal

v = velocidad máxima

g = aceleración de la gravedad

Substituyendo:

$$y = 0.00025x + \frac{9.81(1+0.00025^2)}{4.5 \times 3.304^2} x^2$$

$$y = 0.00025x + 0.1997x^2$$

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	1.798
12	3.450	2.370

CALCULOS ESTRUCTURALES.

Constantes de cálculo.

Todos los miembros estructurales se diseñarán por el criterio elástico, de acuerdo con las normas del A.C. I.

$$\begin{array}{l} \text{Concreto} \quad f_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Acero} \quad f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$n = 9$$

$$k = 0.378$$

$$j = 0.874$$

$$R = 15.6 \text{ kg/cm}^2$$

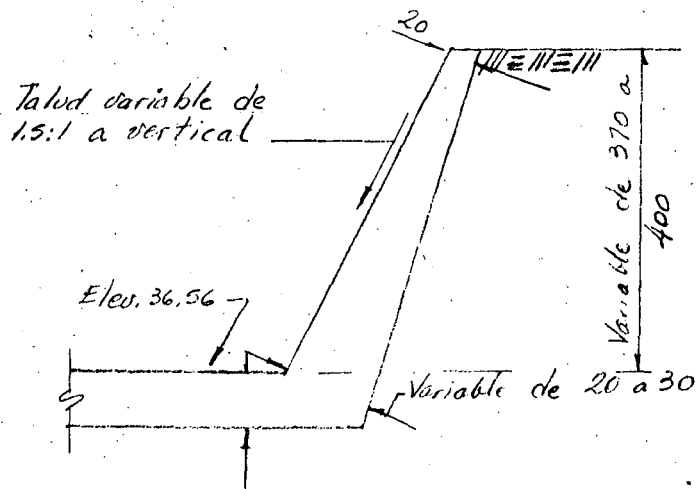
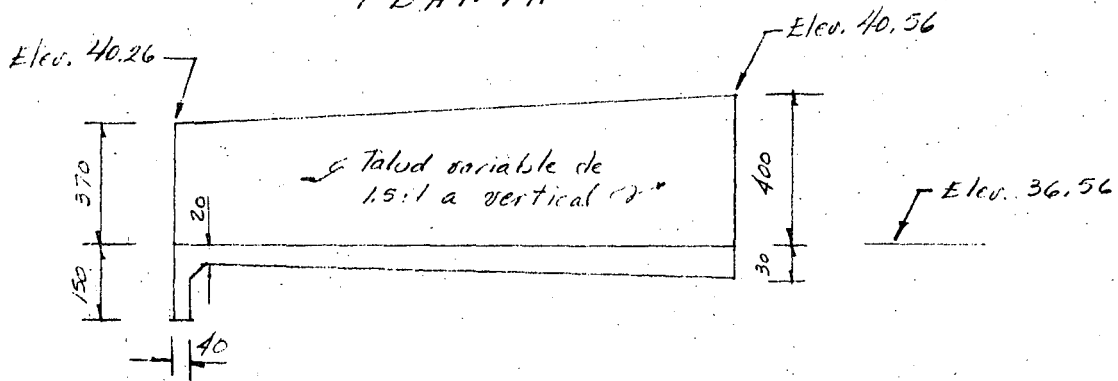
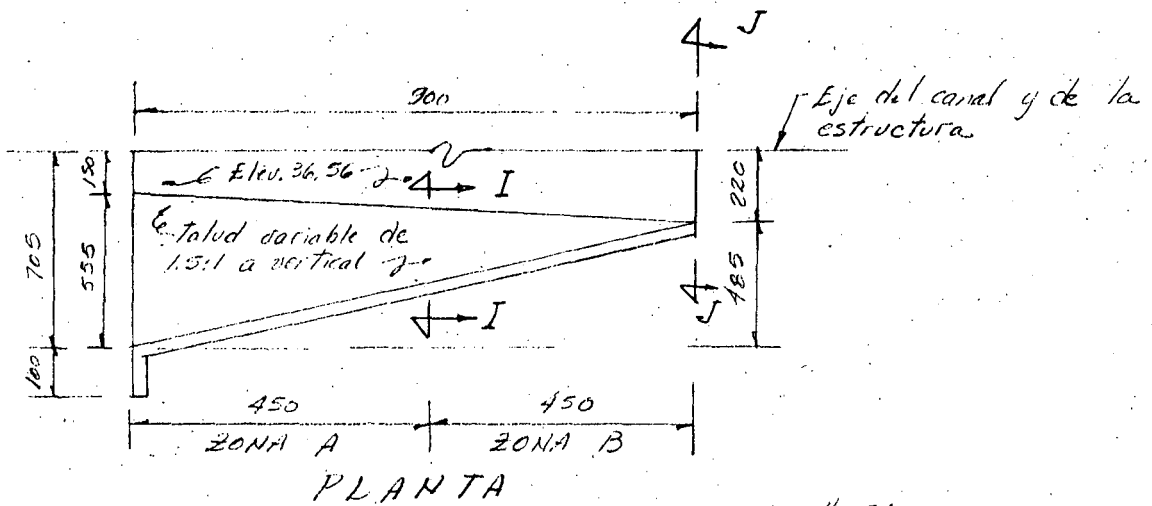
$$e_c = 0.27 f_c = 4.2 \text{ kg/cm}^2$$

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 colada monolíticamente con 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 losa de la plantilla.

Con el propósito de disminuir en lo posible la subpresión y proporcionar un anclaje contra deslizamientos, se dotará de un dentellón de 1.50 m de profundidad.

Se analizarán dos secciones, la J-J y la I-I, en la primera los muros son verticales y en la segunda los muros tienen un talud de 1:1.387.



Aplicando la teoría de Rankine para evaluar el empuje de tierras en el estado activo:

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H (H + 2H_1)$$

$$y = \frac{H^2 + 3HH_1}{3(H + 2H_1)}$$

En donde ;

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi + w)}{\cos^3 w \left(1 + \frac{\sin \phi}{\cos w}\right)^2} \quad (\text{coeficiente de empuje activo})$$

ϕ = ángulo de fricción interna del material

w = ángulo formado entre el respaldo del muro y la vertical.

ANÁLISIS DE LA SECCIÓN J-J.

Por ser la sección J-J inmediata a la entrada de la represa, adopta su misma forma, tenemos entonces:

$$\phi = \text{ang. tg } \frac{1}{1.5} = 33^\circ 41' 25''$$

$$\cos \phi = 0.8321$$

$$\sin \phi = 0.5547$$

$$w = 0^\circ$$

$$H = 4.00 \text{ m}$$

$$H_1 = 0.60 \text{ m}$$

Sustituyendo:

$$K_A = \frac{0.8321^2}{(1 + 0.5547)^2} = 0.286$$

$$E_A = 0.5 \times 0.286 \times 1800 \times 4.0 (4.0 + 2 \times 0.6)$$

$$E_A = 5354 \text{ kg}$$

$$y = \frac{4.0^2 + 3 \times 4.0 \times 0.6}{3(4.0 + 1.2)} = 1.49 \text{ m}$$

$$M = 5354 \times 1.49 = 7977 \text{ kg-m}$$

Peralte por momento :

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{7977.00}{15.6 \times 100}} = 23 \text{ cm}$$

Peralte por cortante :

$$d = \frac{V}{\phi b} = \frac{5354}{4.2 \times 100} = 13 \text{ cm}$$

Se utilizará :
 $d = 25 \text{ cm}$
 $r = 5 \text{ cm}$
 $H = 30 \text{ cm}$

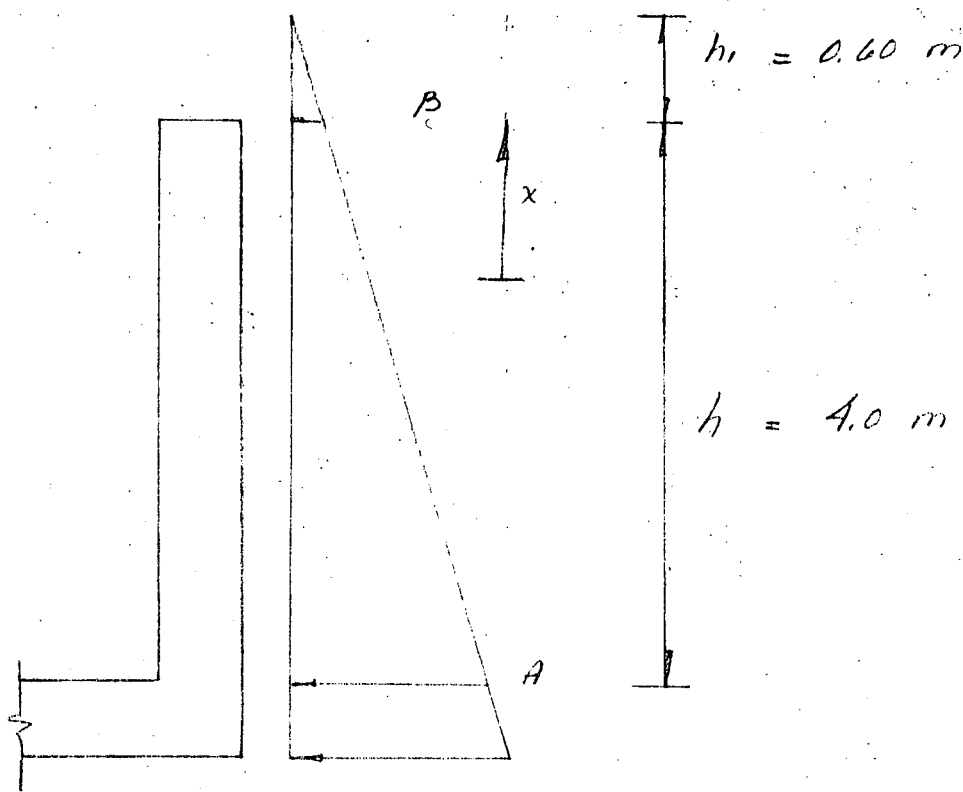
Refuerzo :

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{7977.00}{1400 \times 0.874 \times 25} = 26.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si utilizamos varillas de $\frac{3}{4}'' \phi$:

$$s = \frac{100 \times 2.84}{26.1} = 11 \text{ cm}$$

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.



$$P_A = K_0 w (h + h_1) = 0.286 \times 1800 \times (4.0 + 0.6)$$

$$P_A = 2368 \text{ kg/m}$$

$$P_B = K_0 w h_1 = 0.286 \times 1800 \times 0.6$$

$$P_B = 309 \text{ kg/m}$$

$$M = \frac{P_B x^2}{2} + \frac{P_A - P_B}{h} \frac{x^3}{6} = \frac{309 x^2}{2} + \frac{2368 - 309}{4.0} \frac{x^3}{6}$$

$$M = 154.5 x^2 + 85.8 x^3 \text{ (momento actuante)}$$

Se desea cortar la mitad del acero de refuerzo $\phi 20$, así que el momento resistente en la sección será:

$$V_{ars.} \frac{3}{4} \phi a 22 = \frac{109}{22} 2.84 = 12.9 \text{ cm}^2$$

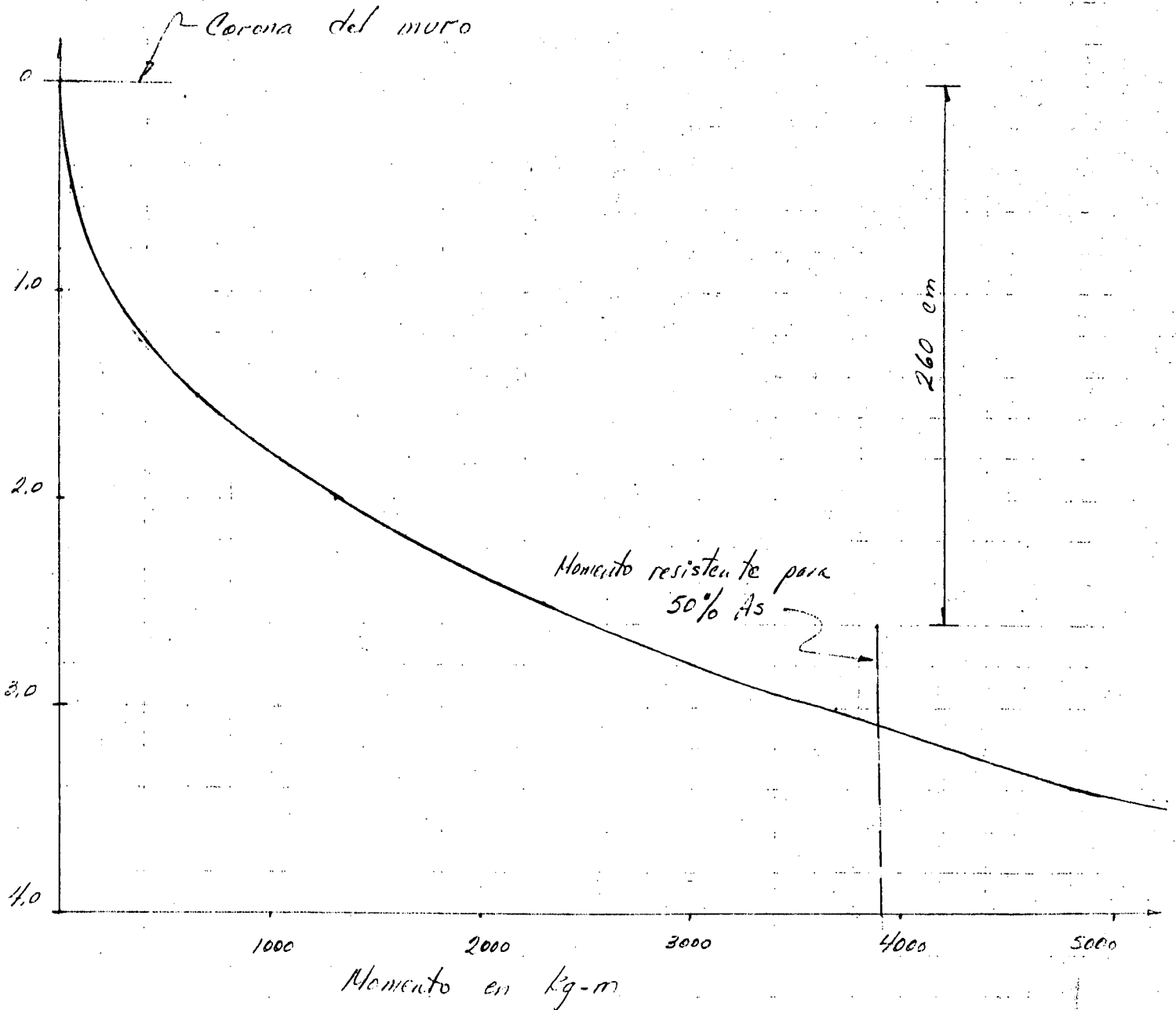
$$M_R = A_s f_s j d = 12.9 \times 1400 \times 0.874 \times 25$$

$$M_R = 3946 \text{ kg-m}$$

En la tabla siguiente se determinan los momentos flexionantes y resistentes para diversas alturas:

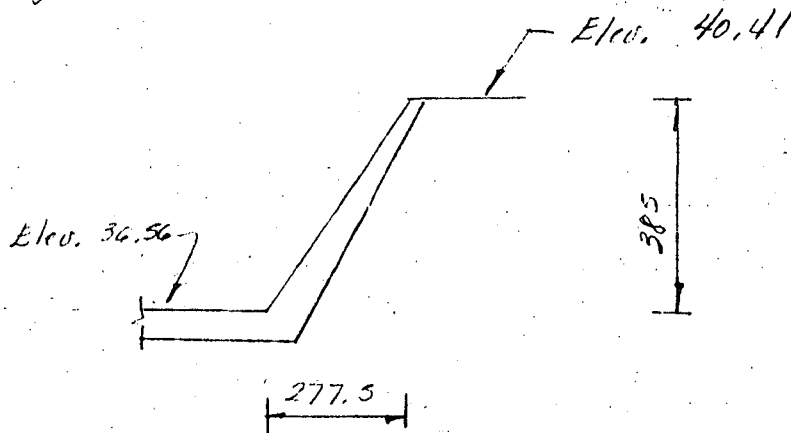
x (m)	M_a (kg-m)	M_R (kg-m)
0.50	49	7 892
1.00	240	7 892
1.50	637	7 892
2.00	1 304	7 892
2.50	2 306	3 946
3.00	3 707	3 946
3.50	5 571	3 946
4.00	7 963	3 946

} Vars. $\frac{3}{4}$ " ϕ a 11
 } Vars. $\frac{3}{4}$ " ϕ 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:



$$H = 3.85 \text{ m}$$

$$H_1 = 0.60 \text{ m}$$

$$\phi = 33^\circ 41' 25''$$

$$\omega = \text{ang } \text{tg} \frac{277.5}{385.0} = 35^\circ 47'$$

$$\phi + \omega = 69^\circ 28' 25''$$

$$\sin \phi = 0.5547$$

$$\cos \omega = 0.8112$$

$$\sin(\phi + \omega) = 0.3506$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi + \omega)}{\cos^3 \omega \left(1 + \frac{\sin \phi}{\cos \omega}\right)^2} = \frac{0.3506^2}{0.8112^3 \left(1 + \frac{0.5547}{0.8112}\right)^2} = 0.081$$

$$E_A = 0.5 \times 0.081 \times 1800 \times 3.85 (3.85 + 1.20)$$

$$E_A = 1417 \text{ kg}$$

$$y = \frac{3.85^2 + 3 \times 3.85 \times 0.60}{3(3.85 + 1.20)} = 1.44 \text{ m}$$

$$M = 1417 \times 1.44 = 2040 \text{ kg-m}$$

Peralte por momento:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K_b}} = \sqrt{\frac{204000}{15.6 \times 100}} = 11 \text{ cm}$$

Por cortante:

$$d = \frac{V}{\phi b} = \frac{1417}{4.2 \times 100} = 3 \text{ cm}$$

Se adoptara:

$$\begin{aligned}d &= 15 \text{ cm} \\r &= 5 \text{ cm} \\H &= 20 \text{ cm}\end{aligned}$$

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 por temperatura:

Para un espesor promedio de 25 cm, en un solo techo:

$$A_{st} = 0.0025 b h = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si utilizamos varillas de $1/2" \phi$

$$s = \frac{127}{6.25} = 20 \text{ cm}$$

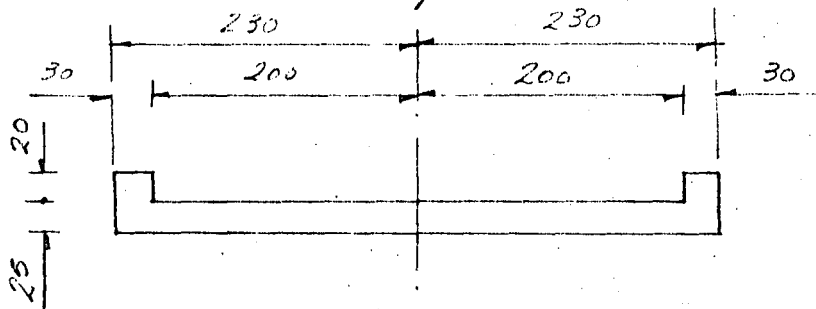
LOSAS DEL PUENTE CARRETERO.

El puente estará formado por dos losas 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 con barandal 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 :

$$M_{cr+I} = \frac{M I_e}{2 E}$$

en donde :

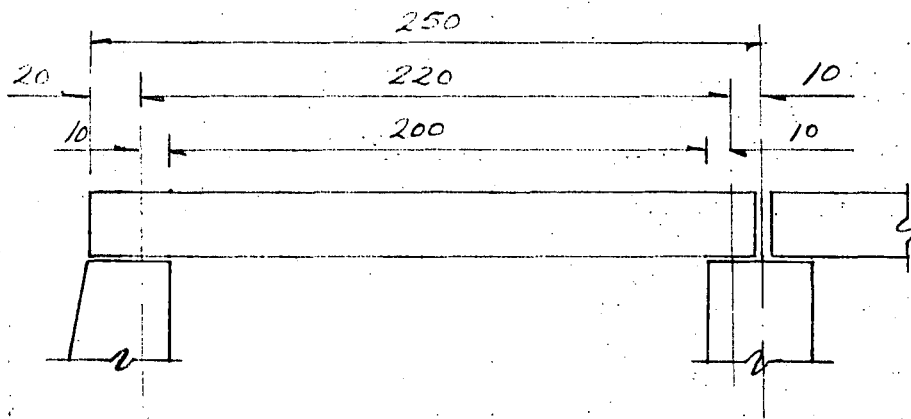
M = momento ocasionado por la carga viva uniforme equivalente en un carril de circulación por metro.

$$I = \frac{15.24}{L + 38.1} \leq 30\% , \text{ porcentaje de incremento por impacto.}$$

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. A. S. H. O., 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	672220	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.

CARGA TIPO H 15-S 12-44

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	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
8.23	24583 (b)	16148 (b)	42.67	232567 (b)	24086
8.53	26131 (b)	16329 (b)	45.72	256652	25174
8.84	27693 (b)	16601 (b)	48.77	287028	26263
9.14	29256 (b)	16874 (b)	51.82	319076	27352
9.45	30832 (b)	17100 (b)	54.86	352770	28440
9.75	32408 (b)	17373 (b)	57.91	388137	29529
10.06	33984 (b)	17554 (b)	60.96	425150	30617
10.36	35630 (b)	17781 (b)	67.06	504165	32795
10.67	37455 (b)	17962 (b)	73.15	589817	34972
10.97	39293 (b)	18144 (b)	79.25	682106	37149
11.28	41132 (b)	18325 (b)	85.34	781031	39326
11.58	42957 (b)	18461 (b)	91.44	886502	41504

(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.- Cuando no se especifique de otra manera, gobierna la carga tipo per carril.

Impacto:

$$I = \frac{15.24}{2.20 + 38.10} = 0.378 > 30\% \therefore I = 0.30$$

Momento por carga viva e impacto:

$$M_{cv+I} = \frac{M I_c}{2E} = \frac{7993 \times 1.3 \times 1.0}{2 \times 1.35}$$

$$M_{cv+I} = 3848 \text{ kg-m}$$

2. Cargas permanentes.

Losa	$0.25 \times 4.60 \times 2400$	=	2760 kg/m
Brumación	$2 \times 0.20 \times 0.30 \times 2400$	=	288
Barandal	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:

$$M_{cp} = \frac{w l^2}{8} = \frac{674 \times 2.20^2}{8} = 408 \text{ kg-m}$$

Momento total por carga muerta y carga viva:

$$M_T = 3848 + 408 = 4256 \text{ kg-m}$$

Peralte por momento:

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{425600}{15.6 \times 100}} = 17 \text{ cm}$$

Peralte por cortante:

$$\begin{array}{r} \text{Cortante máximo por carga viva} \\ \text{Cortante máximo por carga muerta} \\ \hline \text{Cortante máximo total} \end{array} \quad \begin{array}{r} 14\,520 \text{ Kg} \\ 3\,100 \\ \hline 17\,620 \text{ Kg} \end{array}$$

$$d = \frac{V}{\rho b} = \frac{17\,620}{4.2 \times 460} = 9 \text{ cm}$$

Utilizaremos:

$$\begin{array}{l} d = 21.5 \text{ cm} \\ r = 3.5 \text{ cm} \\ H = 25 \text{ cm} \end{array}$$

Acero de refuerzo:

$$f_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{4\,256\,000}{1400 \times 0.874 \times 21.5} = 16.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utilizando varillas de $3/4" \phi$

$$s = \frac{284}{16.2} = 17 \text{ cm}$$

Revisión por adherencia:

$$u = \frac{V}{E_o j d} = \frac{17\,620}{162 \times 0.874 \times 21.5} = 5.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$u_{\text{per}} = \frac{2.3 \sqrt{f_c}}{\phi} = \frac{2.3 \sqrt{210}}{1.7} = 17.5 \text{ Kg/cm}^2 > u$$

Acero de distribución.

De acuerdo con las especificaciones de la A.H.S.H.O. y S.O.P., para repartir el peso 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:

$$p = \frac{100}{\sqrt{3.285}} = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 2.20}} = 37.2 \%$$

$$A_{sd} = 16.2 \times 0.372 = 6.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utilizando varillas de $\frac{1}{2}$ " ϕ

$$S = \frac{127}{6} = 21 \text{ cm}$$

Acero por temperatura.

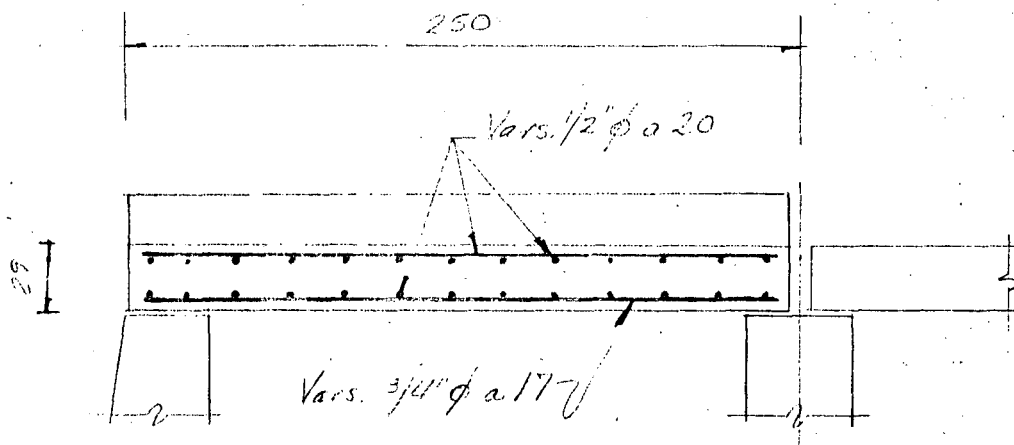
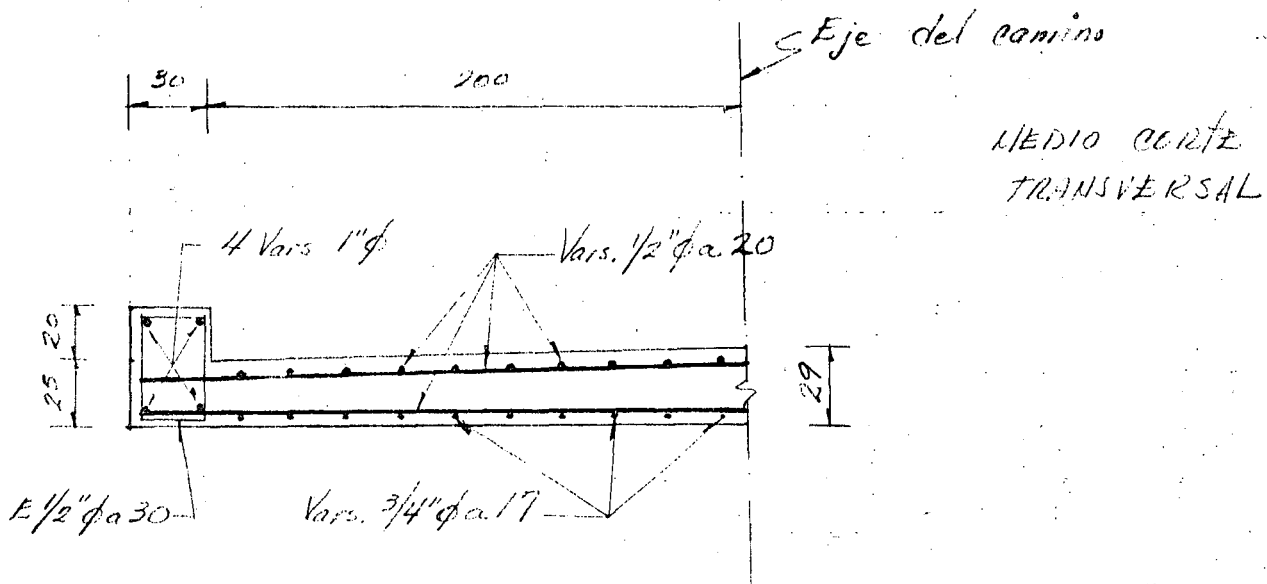
Los esfuerzos debidos a cambio de temperatura, afectan principalmente a la cara superior de la losa, por lo que se tomarán por medio de refuerzo colocado en dos direcciones en el lecho superior; el área por metro en cada dirección está dada por la fórmula:

$$A_{st} = 0.0025 bh = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utilizando varillas de $\frac{1}{2}$ " ϕ

$$S = \frac{127}{6.25} = 20 \text{ cm}$$

La guarnición del parapeto del puente será armada con 4 varillas del No. 8 ($1'' \phi$) y estribo del No. 4 ($1/2'' \phi$) a cada 30 cm, según especificaciones de la S.O.P.

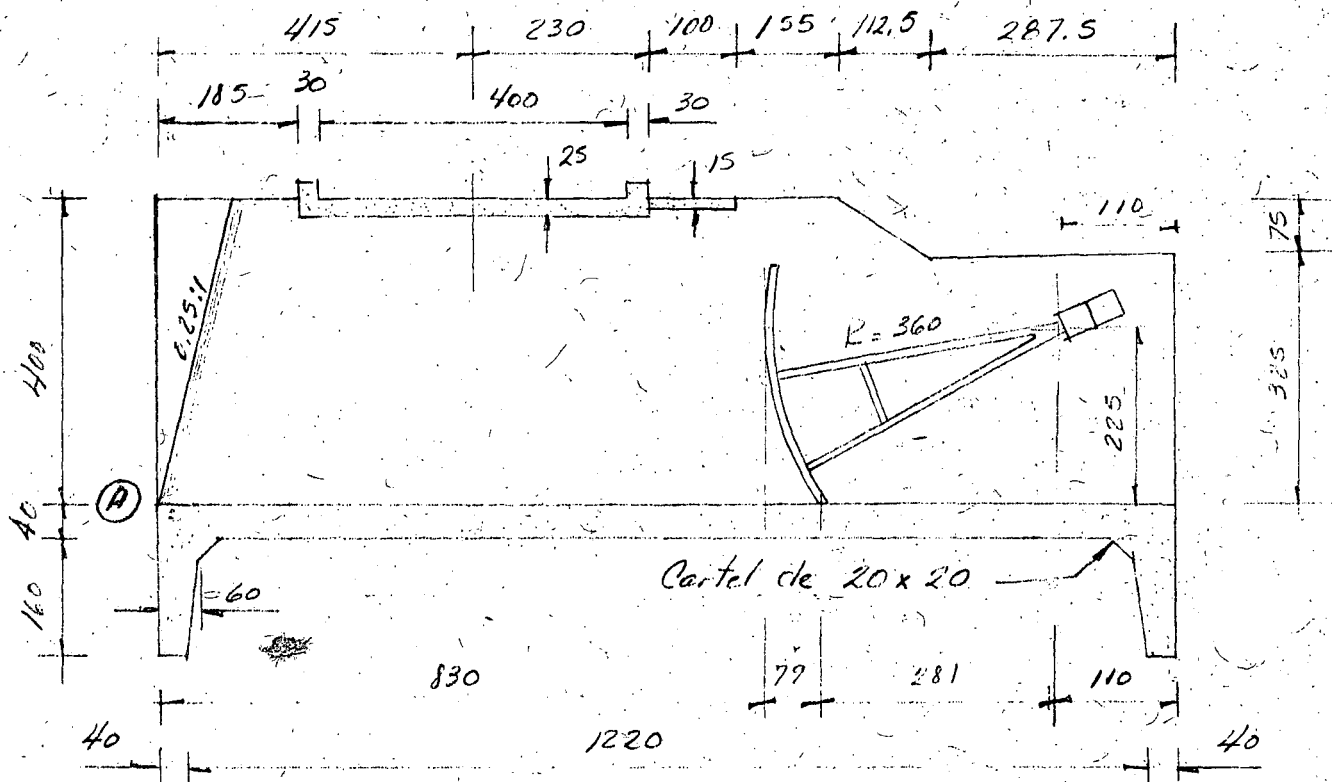


ESTRUCTURA PRINCIPAL

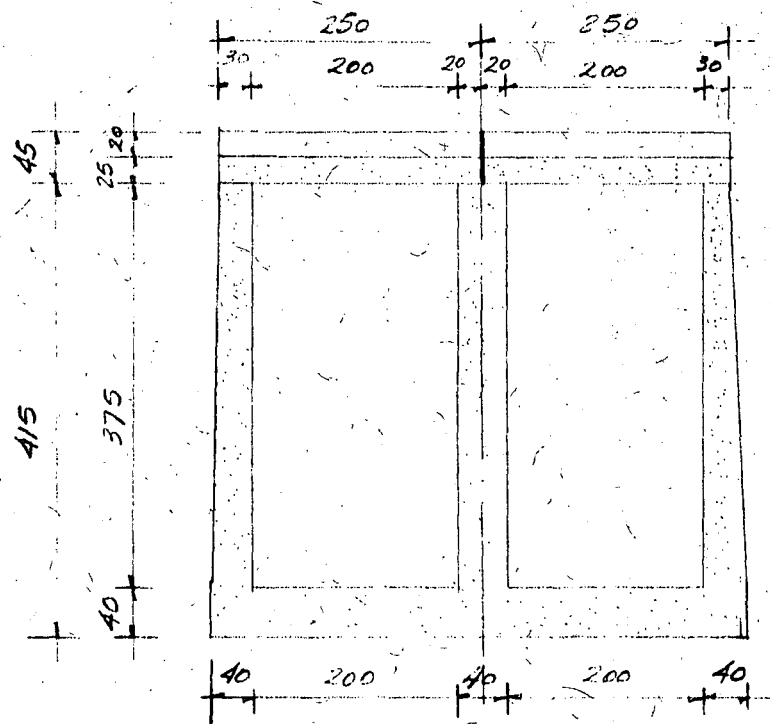
Se tomarán en cuenta cuatro condiciones de carga, consideradas como las más críticas.

- 1.- Estructura vacía, sin subpresión y con carga viva sobre el puente.
- 2.- Estructura vacía, actuando la subpresión, y sin carga viva sobre el puente.
- 3.- Estructura llena hasta el nivel máximo de la compuerta radial, estando ésta cerrada, con carga viva sobre el puente y actuando la subpresión.
- 4.- Estructura llena al tirante normal de operación, compuerta abierta, actuando la subpresión y existe carga viva sobre el puente.

El diseño de los componentes 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

REACCIONES EN LA ESTRUCTURA VACIA SIN C.V.
(momentos respecto al punto A)

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRINZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
1.- Losa del puente carretero. (4.60 x 4.00 x 0.25 + 2 x 5.00 x 0.20 x 0.30) 2400	12 480	4.15	51 792
2.- Losa de maniobras. 4.00 x 1.00 x 0.15 x 2400	1 440	6.95	10 008
3.- Losa del piso. 13.00 x 5.20 x 0.40 x 2400	64 896	6.50	421 824
4.- Dentellones. 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 - 2.875 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 - 2.875 x 0.75 - 1.125 x 0.75 x 0.5 - 1.00 x 4.00 x 0.5) 0.40 x 2400	45 525	6.50	295 913
7.- Puertas, peso total en accesorios. 2 x 855	1 710	9.48	16 214
8.- Malacates (CH-C-404) 2 x 313	626	8.00	5 008
9.- Hérsula, (CH-C-303) 2 x 166	332	12.00	3 984

SUMAS

230 006

1 453 463

Cálculo del centro de gravedad de los muros laterales.

$$\bar{y} = \frac{13.00 \times 4.00 \times 6.5 - 2.875 \times 0.75 \times 11.56 - 1.125 \times 0.75 \times 0.5 \times 9.75}{13.00 \times 4.00 - 2.875 \times 0.75 - 1.125 \times 0.75 \times 0.5}$$

$$\bar{y} = 6.25 \text{ m}$$

Cálculo del centro de gravedad de la pila central

$$\bar{y} = \frac{308.76 - 1.00 \times 4.00 \times 6.5 \times 0.33}{49.422 - 2.0} = \frac{308.30}{47.422} = 6.50 \text{ m}$$

caso 1. Estructura vacía, sin subpresión y con carga viva sobre el puente.

CONCEPTO	FUERZA (kg)	BRANZO (m)	MOMENTO (kg-m)
10.- Peso propio de la estructura	230 006		1 453 463
11.- Carga viva HS-20, los dos ejes tramos sobre el puente 14 520 x 2	29 040	4.15	120 516

$$\Sigma F = 259 046 \quad \Sigma M = 1 573 979$$

Paso de la resultante:

$$x = \frac{\Sigma M}{\Sigma F} = \frac{1 573 979}{259 046} = 6.08 \text{ m}$$

Excentricidad:

$$e = \frac{L}{2} - x = 6.50 - 6.08 = 0.42 \text{ m}$$

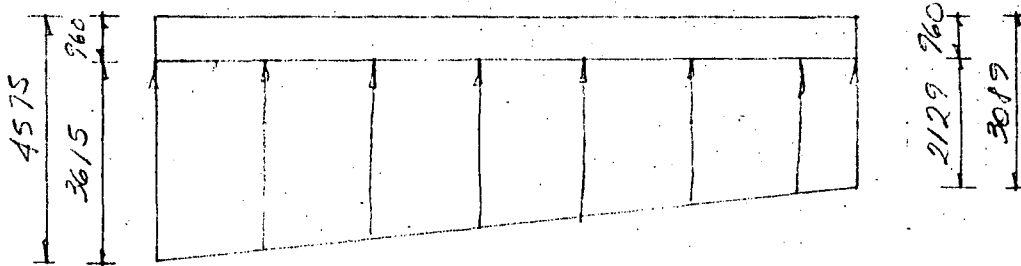
Cálculo de los esfuerzos en la cimentación.

$$f = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{h} \right)$$

$$f = \frac{259\,046}{13.0 \times 5.2} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.42}{13.0} \right) = \begin{cases} f_A = 4\,575 \text{ Kg/m}^2 \\ f_F = 3\,089 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

Diagrama de esfuerzos

$$\text{Peso propio losa inferior} = 0.4 \times 2400 = 960 \text{ Kg/m}^2$$



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 presentan en la estructura, utilizaremos un criterio muy generalizado que está basado en la Teoría de Bligh.

Este criterio consiste en suponer que el agua escorre 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 disminuir una pérdida por fricción igual al valor de la carga inicial para evitar que aflora aguas abajo con la consiguiente aparición del fenómeno de turbulencia.

En la estructura, utilizaremos además uno 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 invertidos de material graduado convenientemente.

El valor de la subpresión en un punto cualquiera de la cimentación se calcula con la fórmula siguiente:

$$S = j \cdot c \cdot (H + h - k \cdot x)$$

en donde:

S = subpresión

j = 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

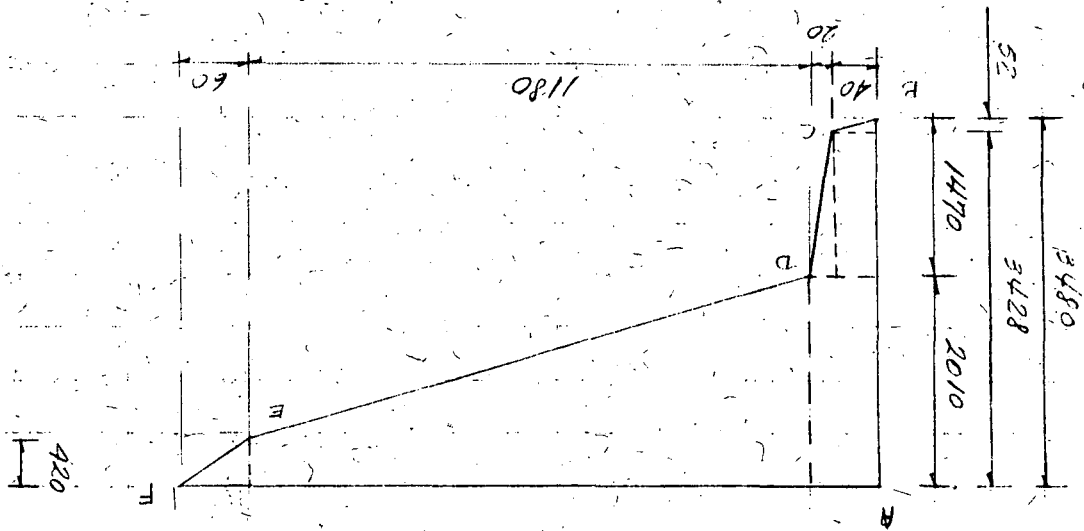
L = longitud total del recorrido

x = recorrido de filtración hasta el punto considerado.

En este caso tenemos:

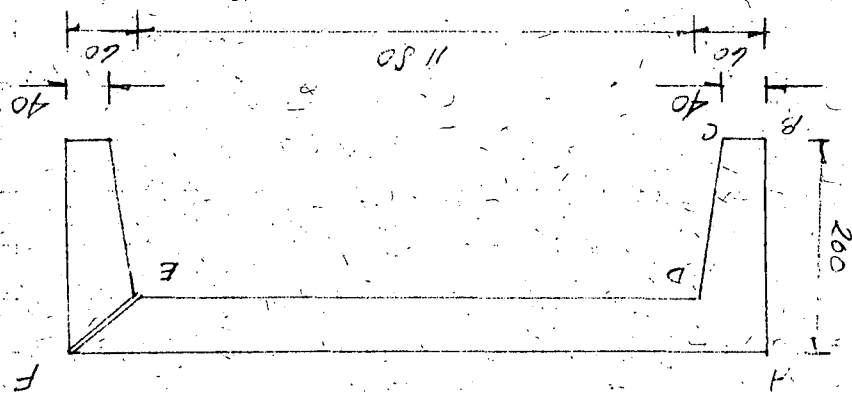
$$L = 2.00 + 0.40 + 1.60 + 11.80 + 0.76 = 16.56 \text{ m}$$

$$H = 3.00 \text{ m}$$



DISEÑO DE SUBPRESION

PUNTOS	H (m)	h (m)	X (m)	Kx	H+h-Kx	h ² (m ²)
F	3.00	2.00	16.56	3.00	0.0	750
E	3.00	2.40	15.80	2.84	0.56	750
D	3.00	2.40	4.00	0.72	2.68	750
C	3.00	2.00	2.40	0.43	4.57	750
B	3.00	2.00	2.00	0.36	4.64	750
S						



$$K = \frac{3.00}{16.56} = 0.18$$

$$C = 0.95$$

RESULTANTE DE LA SUBPRESION

AREA	FUERZA (kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (kg-m)
52 x 0.40 x 0.5	10.4	0.13	1.35
1470 x 0.40	588.0	0.20	117.60
1470 x 0.20 x 0.5	147.0	0.47	69.09
2010 x 0.60	1206.0	0.30	361.80
(2010 + 420) 11.80 x 0.5	14337.0	5.21	74695.77
420 x 0.60 x 0.5	126.0	12.60	1587.60
$\Sigma F =$	16414.4	$\Sigma M =$	76833.21

$$x = \frac{76833.21}{16414.4} = 4.68 \text{ m}$$

CASO 2. Estructura sola, actuando la subpresion y sin carga viva sobre el puente.

CONCEPTO	FUERZA (kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (kg-m)
10.- Peso propio de la estructura	230006		1453463
12.- Subpresion	-16414		-76833
$\Sigma F =$	213592	$\Sigma M =$	1376630

Paso de la resultante

$$x = \frac{\Sigma M}{\Sigma F} = \frac{1376630}{213592} = 6.45 \text{ m}$$

Excentricidad:

$$e = \frac{L}{2} - x = 6.50 - 6.45 = 0.05 \text{ m}$$

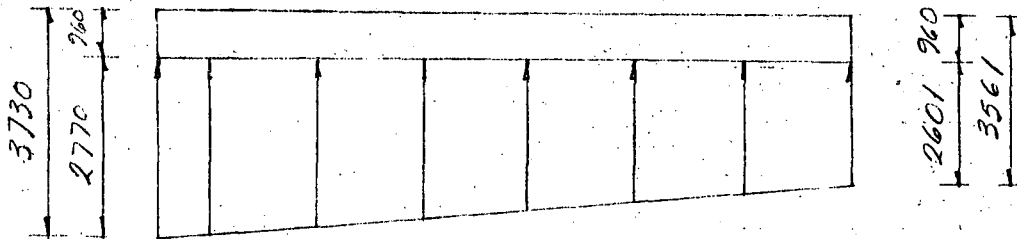
Cálculo de los esfuerzos en la cimentación.

$$f = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{h} \right)$$

$$f = \frac{246\,420}{67.60} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.05}{13.0} \right) = \begin{cases} f_A = 3730 \text{ Kg/m}^2 \\ f_F = 3561 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

Diagrama de esfuerzos

Peso propio de la losa de cimentación = 960 Kg/m²



CASO 3. Estructura llena, compuerta cerrada, con carga viva sobre el puente carretero y actuando la subpresión.

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
10.- Peso propio de la estructura	230 006		1 453 463
11.- Carga viva HS-20	27 040		120 516
12.- Subpresión	- 16 414		- 76 833
13.- Peso del agua al nivel máximo de la compuerta 3.00 x 4.00 x 5.70 x 1000	104 400	4.35	454 140
14.- Reacción vertical de la compuerta sobre la chumacera	- 7 142	11.90	84 990

$$\Sigma F_v = 339\,890$$

$$F_{14} = 1000 \times 4.00 \times 3.60 \left[0.75 (0.7806 - 0.9781) + 0.5 (2.25 \times 0.7806 + 0.75 \times 0.9781) - 1.80 (0.210 + 0.675) \right] =$$

$$F_{14} = 14\,400 \left[-0.148 + 1.245 - 1.593 \right] =$$

$$F_{14} = -7142 \text{ Kg}$$

15- Reacción horizontal de la anpuerta sobre la chimacera.

$$F_{15} = \frac{wB}{2} \left[2 (H_0 + H_1) (H_1 + H_2) - (H_1^2 - H_2^2) \right]$$

$$F_{15} = \frac{1000 \times 4.00}{2} \left[2 \times 0.75 (0.75 + 2.25) - (0.75^2 - 2.25^2) \right]$$

$$F_{15} = 2000 \left[4.5 + 4.50 \right] = 18000 \text{ Kg}$$

Paso de la resultante:

$$x = \frac{\sum M}{\sum F_v} = \frac{2\,078\,576}{339\,890} = 6.12 \text{ m}$$

Excentricidad:

$$e = \frac{l}{2} - x = 6.50 - 6.12 = 38 \text{ cm}$$

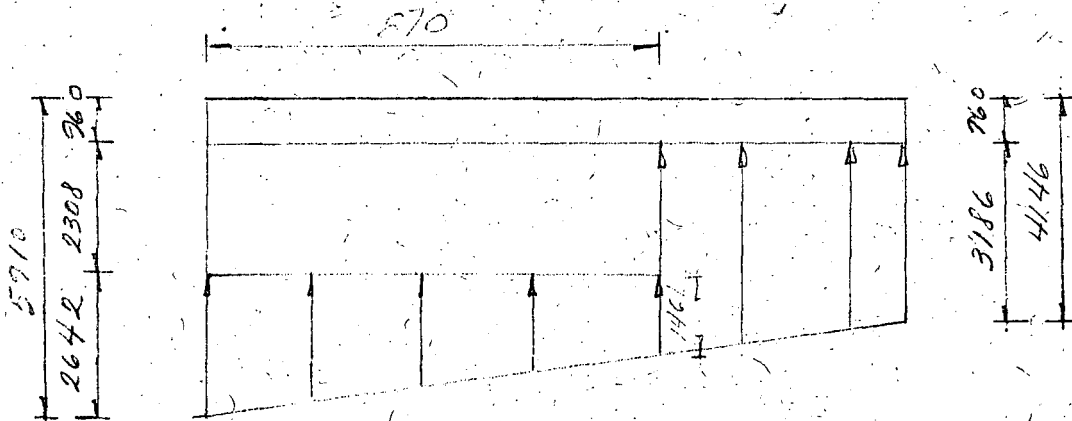
Cálculo de los esfuerzos en la cimentación.

$$f = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{h} \right)$$

$$f = \frac{339\,890}{67.60} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.38}{13.00} \right) = \begin{cases} f_A = 5\,910 \text{ Kg/m}^2 \\ f_F = 4\,146 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

Diagrama de espigas

Peso propio de la losa de cimentación = 960 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 en carga viva sobre el puente carretero.

CONCEPTO	FUERZA (kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (kg-m)
10.- Peso propio de la estructura	230 000		1 453 463
11.- Carga viva HS-20	29 040		120 516
12.- Subpresión	- 16 414		- 76 833
17.- Empuje hidrostático sobre la pila $0.40 \times 2.85^2 \times 0.5 \times 1000$	(1 625)	0.95	1 544
18.- Peso del agua $2.85 \times 13.00 \times 4.00 \times 1000$	148 200	6.50	963 300

$\Sigma FV = 390 832$ $\Sigma M = 2 461 990$

$\Sigma FH = 1 625$

Paso de la resultante:

$$x = \frac{\sum M_i}{\sum F_i} = \frac{2\,461\,990}{390\,832} = 6.30\text{ m}$$

Excentricidad:

$$e = \frac{L}{2} - x = 6.50 - 6.30 = 0.20\text{ m}$$

Cálculo de los esfuerzos en la cimentación:

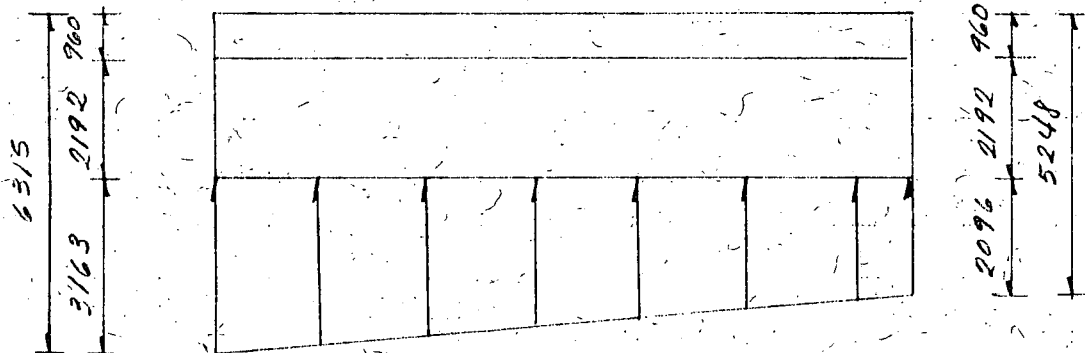
$$f = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{h} \right)$$

$$f = \frac{390\,832}{67.60} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.20}{13.00} \right) = \begin{cases} f_A = 6\,315 \text{ Kg/m}^2 \\ f_F = 5\,248 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

Diagrama de esfuerzos

$$\text{Peso de la losa} = 960 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso del agua} = \frac{2.85 \times 4.00 \times 1000}{5.20} = 2\,192 \text{ Kg/m}^2$$



MUROS LATERALES.

Análisis de cargas.

a) Empuje de tierra.

$$E = \frac{1}{2} k_a \gamma H (H + 2 H_1) = 0.5 \times 0.286 \times 1800 \times 4.00 (4.0 + 2 \times 0.6)$$

$$E = 5354 \text{ Kg}$$

$$y = \frac{4.0^2 + 3 \times 4.0 \times 0.6}{3(4.0 + 1.2)} = 1.49 \text{ m}$$

$$M_T = 7977 \text{ Kg-m}$$

b) Empuje hidrostático (al nivel del tirante de operación).

$$E = \frac{1}{2} \rho h^2 = 0.5 \times 1000 \times 2.85^2 = 4061 \text{ Kg}$$

$$y = \frac{2.85}{3} = 0.95 \text{ m}$$

$$M_A = 0.95 \times 4061 = 3858 \text{ Kg-m}$$

c) Frenaje (especificación AASHO)

$$F = 0.05 \times 29040 = 1452 \text{ Kg}$$

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.

$$F_r = \frac{674 \times 2.20}{2} \times 0.25 = 185 \text{ Kg}$$

$$y = 4.00 \text{ m}$$

$$M_{FR} = 4 \times 185 = 740 \text{ kg-m}$$

Cuando la represa está vacía, los muros laterales trabajan a su máximo momento flexionante; por esta razón, la combinación empuje de tierra, frenaje y fricción será la que nos determine el diseño.

CONCEPTO	V(kg)	y(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:

$$d = \frac{V}{\phi b} = \frac{5855}{4.2 \times 100} = 14 \text{ cm}$$

Utilizaremos:

$$d = 34 \text{ cm}$$

$$r = 6 \text{ cm}$$

$$H = 40 \text{ cm}$$

Refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{1036000}{1400 \times 0.874 \times 34} = 24.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si utilizamos varillas de $3/4'' \phi$

$$S = \frac{100 \times 2.84}{24.9} = 11 \text{ cm}$$

$$C_{per} = \frac{2.31210}{1.7} = 17.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$U = \frac{5855}{54.5 \times 0.87 \times 34} = 3.6 \text{ Kg/cm}^2$$

Altura de corte del refuerzo:

$$E_T = 257.4 h (h + 1.20)$$

$$y = \frac{h (h + 1.8)}{3 (h + 1.2)}$$

$$M = E_T y + 316 (h + 1.20) + 185 h$$

Momentos resistentes:

$$\text{Para } 50\% A_s \quad M = 0.5 \times 24.9 \times 1400 \times 0.874 \times d = 15234 d$$

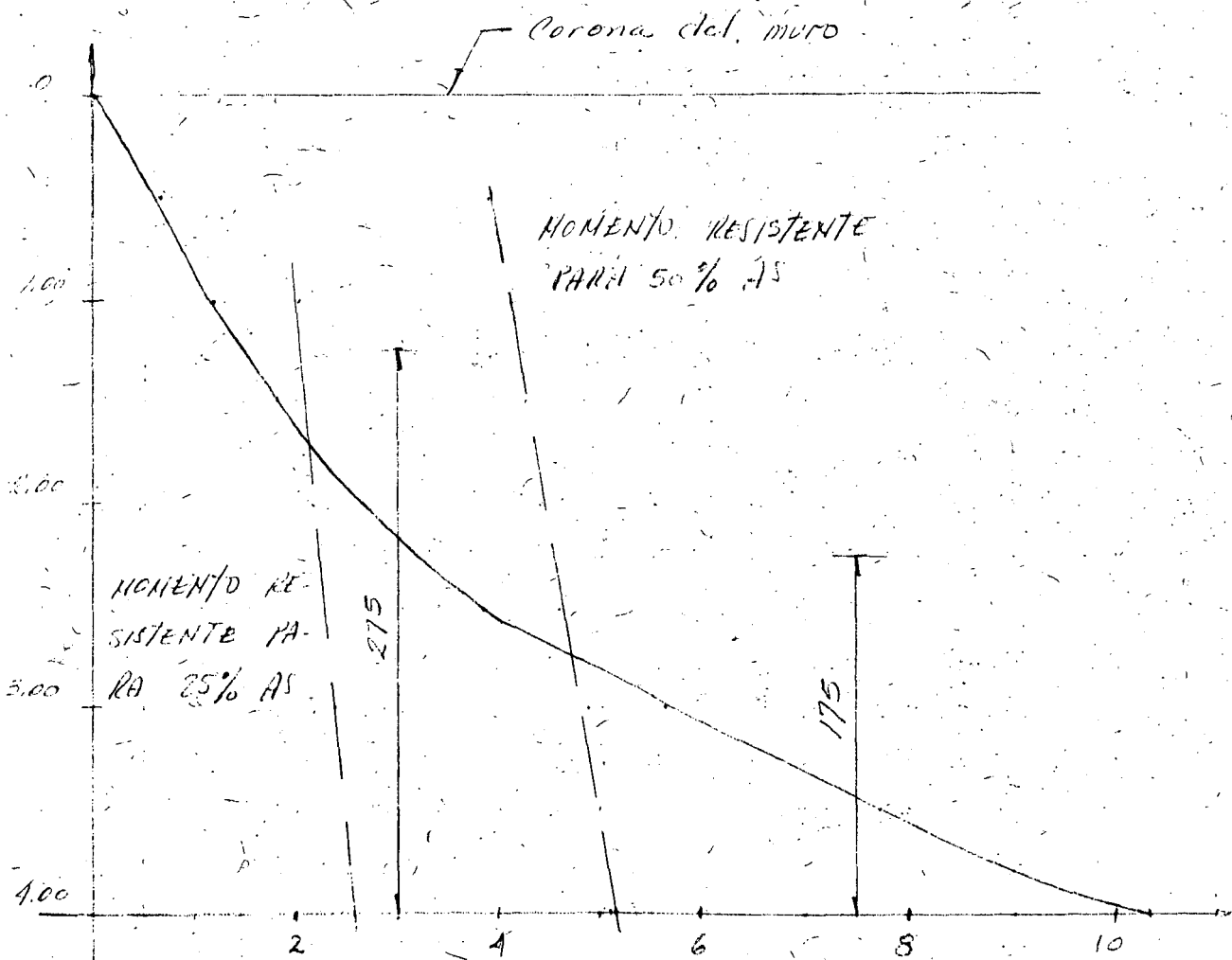
$$\text{Para } 25\% A_s \quad M = 7617 d$$

El valor del peralte será:

$$d = \frac{0.10}{4.00} h + 0.24$$

En la tabla siguiente se determinan los momentos flexionantes y resistentes para diversas alturas.

h m	EMPUJES			MOMENTOS RESISTENTES		
	E Kg	y m	M Kg-m	d m	H 50% Kg-m	H 25% Kg-m
0.50	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	4 235	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	3243	1.14	5 579	0.315	4 799	2 399
3.50	4234	1.32	7 722	0.328	4 997	2 498
4.00	5354	1.49	10 360	0.340	5 180	2 590



$$A_{st} = 0.0015 \quad bh = 0.0015 \times 35 \times 100 = 5.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

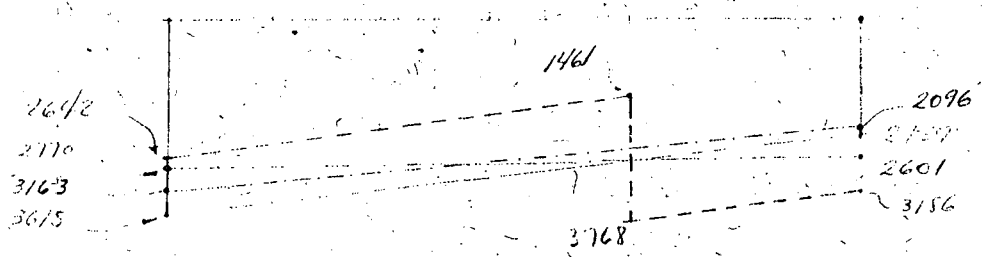
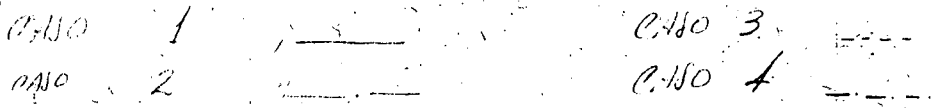
Vars. $\frac{1}{2}'' \phi$ a 24 cm

Para la pila central:

$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 40 = 6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vars. $\frac{1}{2}'' \phi$ a 20 en las direcciones y en cada cara.

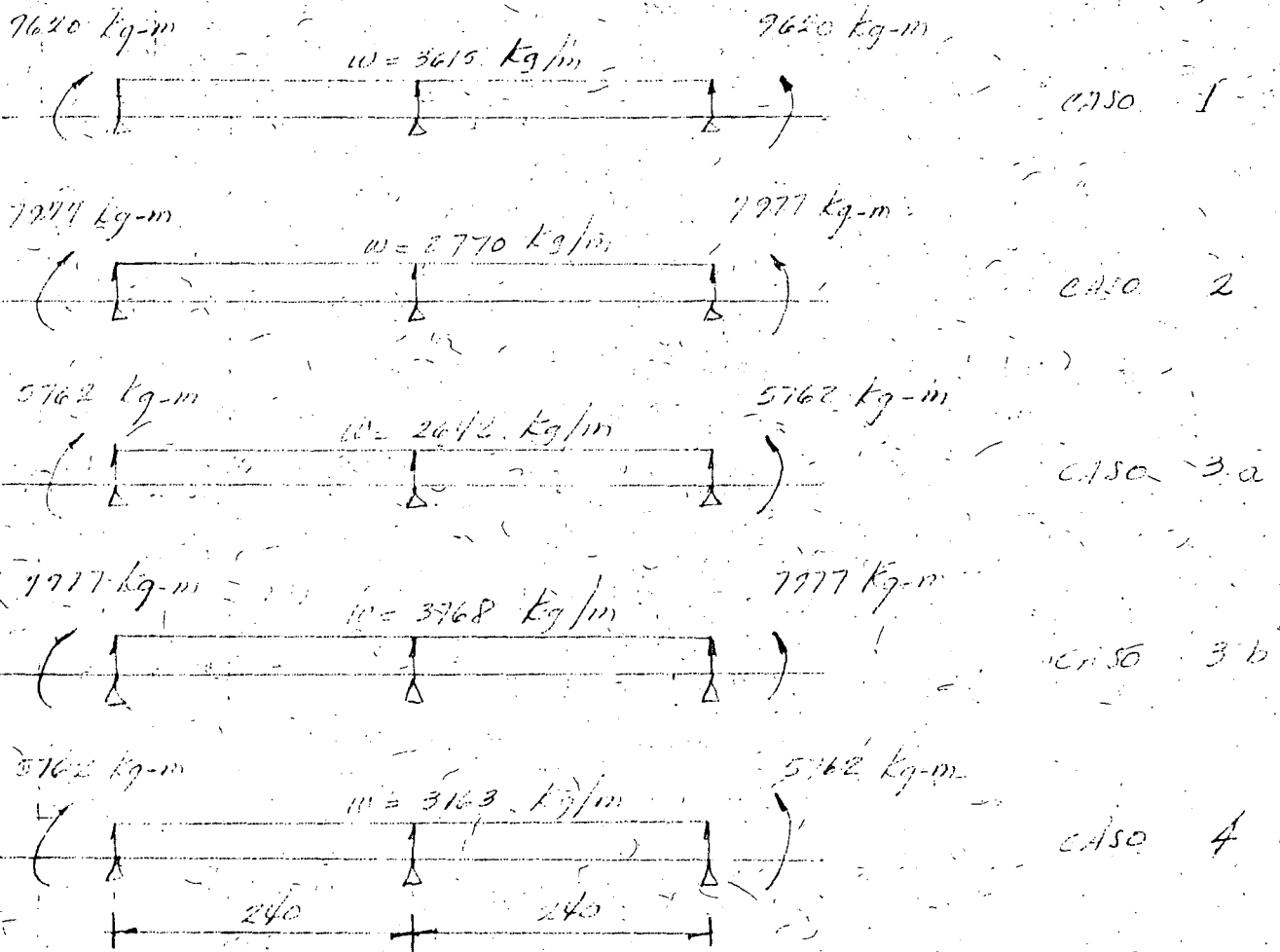
DISEÑO DE LA PILA DE CIRCUNDAción.



Los momentos transmitidos a la cimentación, por los muros laterales en cada caso son:

CASO 1	Empuje de tierra y frenaje	7620	Kg-m
CASO 2	Empuje de tierra	7977	Kg-m
CASO 3 a	Empuje de tierra, empuje hidrostático y frenaje	5762	Kg-m
	Empuje de tierra	7977	Kg-m
CASO 4	Empuje de tierra, hidrostático y frenaje	5762	Kg-m

En resumen, las sollicitaciones que se presentaran en la base de columnas serian:



Al resolver las vigas anteriores resulta que:

$$M_{(x) \text{ max}} = 9620 \text{ kg-m} \quad (\text{extremo})$$

$$M_{(x) \text{ max}} = 813 \text{ kg-m} \quad (\text{a } 2.037 \text{ m del extremo})$$

$$V_{\text{max}} = 7266 \text{ kg}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{9620}{156}} = 25 \text{ cm}$$

$$d = \frac{V}{v_b} = \frac{7266}{420} = 22 \text{ cm}$$

$$I_s = \frac{M}{f_s \rho} = \frac{962000}{1400 \times 0.874 \times 34} = 25.1 \text{ cm}^4/\text{m} = \text{Vars } 3/4" \phi \text{ a } 12$$

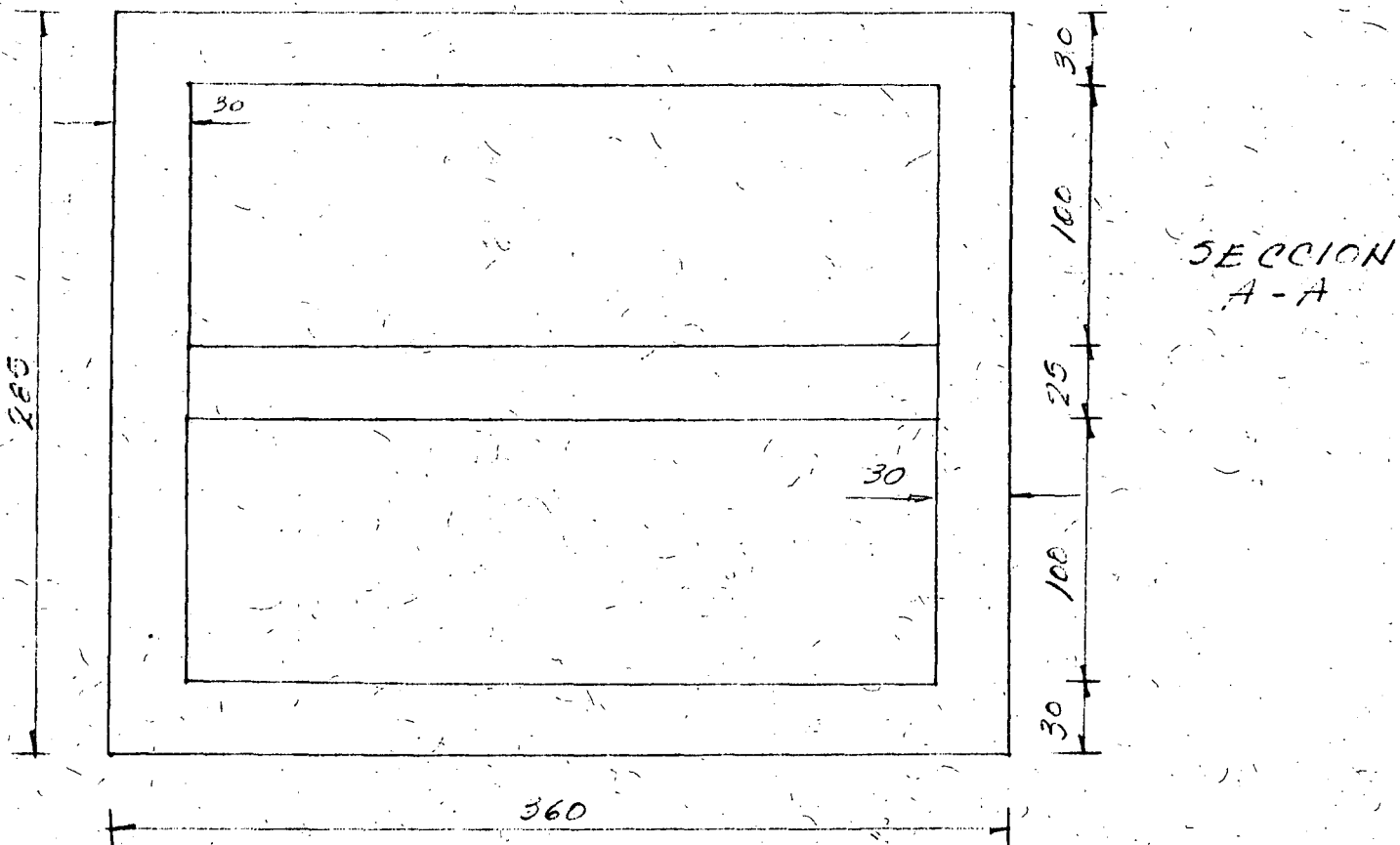
$$I_{sT} = 0.0015 b h^3 = 0.0015 \times 40 \times 100^3 = 6 \text{ cm}^4/\text{m} = \text{Vars } 1/2" \phi \text{ a } 20$$

III - PLANTA DE BOMBEO

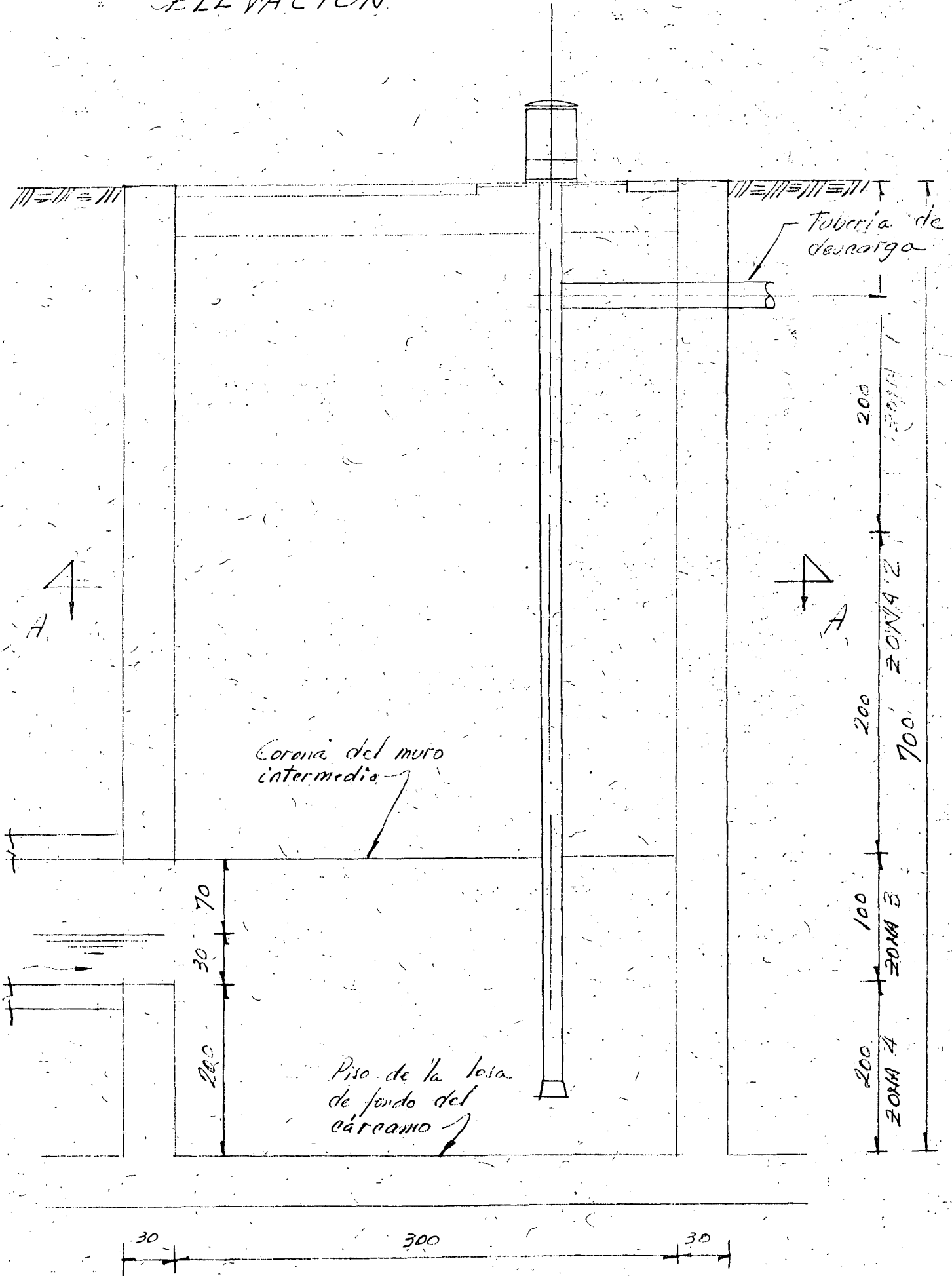
Las partes que generalmente integran una planta de bombeo para fines de riego son las siguientes:

- a) - Captación u obra de toma.
- b) - Obra de succión o cárcamo.
- c) - Equipo de bombeo.
- d) - Descarga.
- e) - Caseta de controles.
- f) - Subestación eléctrica.
- g) - Almacenamiento de combustible.
- h) - Casa habitación del operador.

De todas las partes anteriores únicamente se diseñará el cárcamo, el cual será para dos unidades de bombeo y una altura de 7.00 m, de las dimensiones siguientes:



ELEVACION



Constantes de diseño

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f'_c = 90 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 7$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = 0.288$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 0.904$$

$$R = \frac{1}{2} f_c k j = 11.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.3 \sqrt{f'_c} = 4.2 \text{ kg/cm}^2$$

Adherencia

$$v_{per} = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D}$$

BARRAS SUPERIORES.

$$v_{per} = \frac{3.2 \sqrt{f'_c}}{D}$$

BARRAS NO SUPERIORES.

Coefficiente de empuje K_0 en muros verticales

$$\phi = \text{ang } \text{tg } \frac{1}{1.5} = 33.69^\circ$$

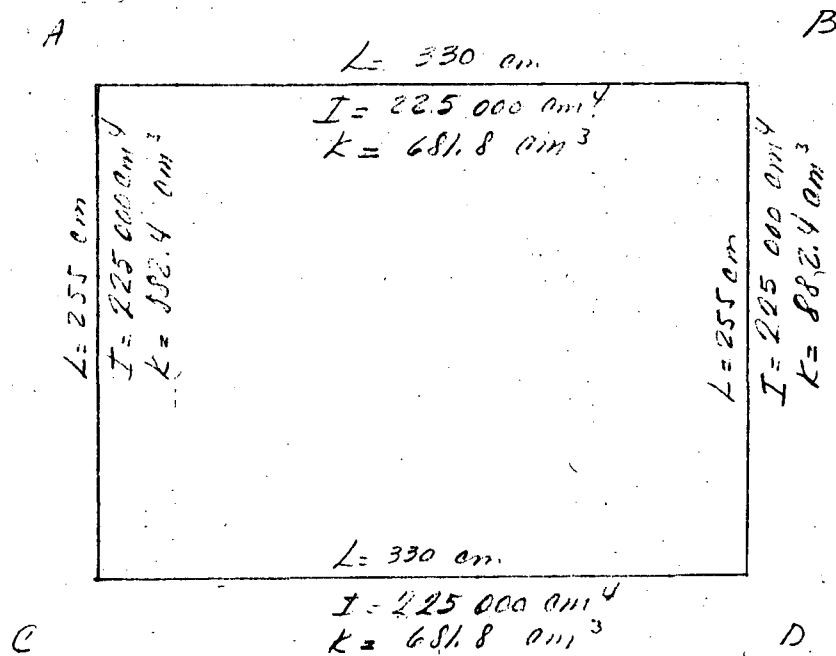
$$K_0 = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0.286$$

CARCAÑOS

Se analizará una franja de 1.0 m de longitud, para facilidad en el cálculo se resolverá el marco en una carga unitaria; posteriormente los cortantes y momentos 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

$$K_{AB} = 681.8$$

$$f_{AB} = \frac{681.8}{1564.2} = 0.44$$

$$K_{AC} = 882.4$$

$$f_{AC} = \frac{882.4}{1564.2} = 0.56$$

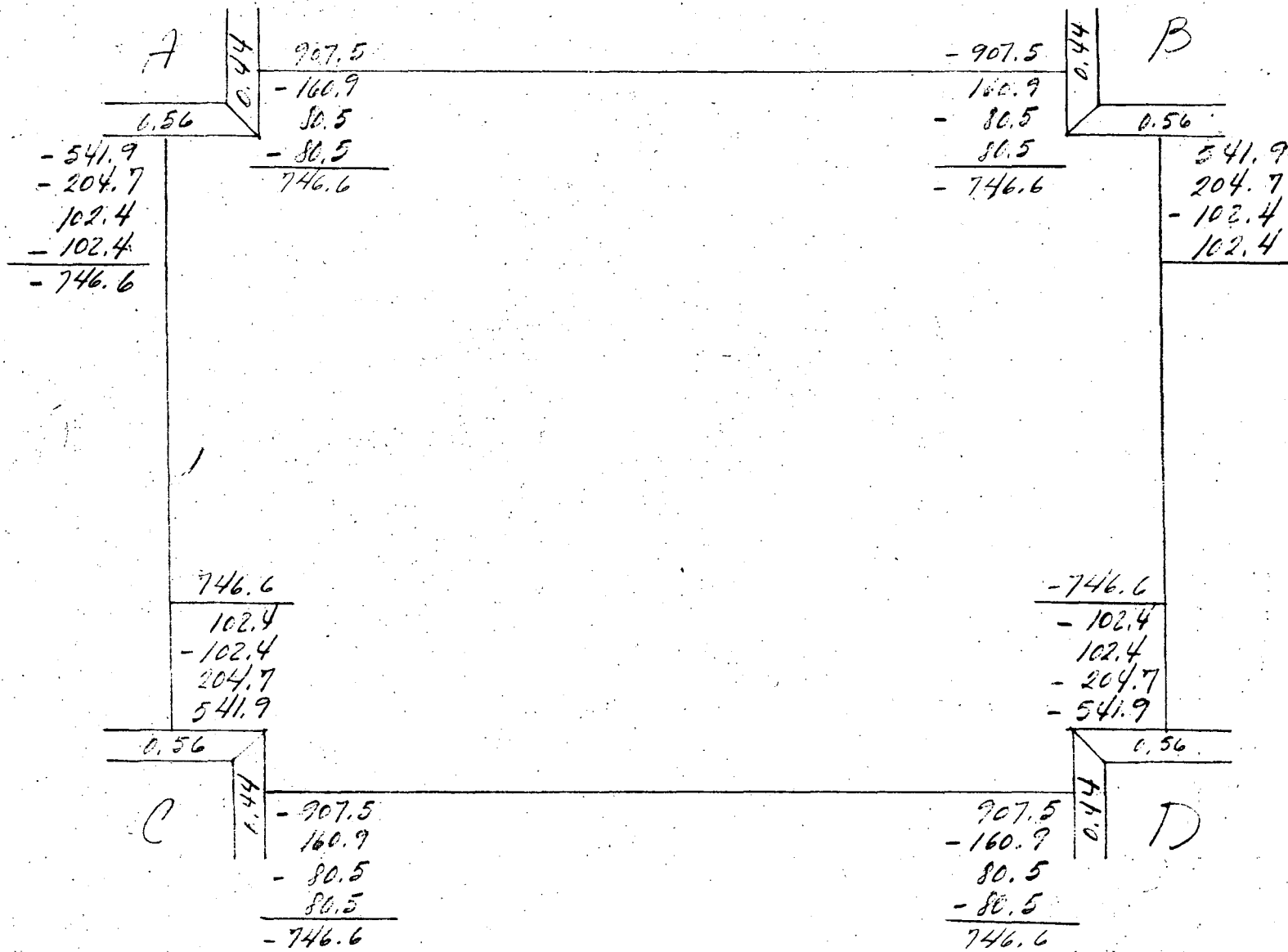
$$\Sigma K = 1564.2$$

1.00

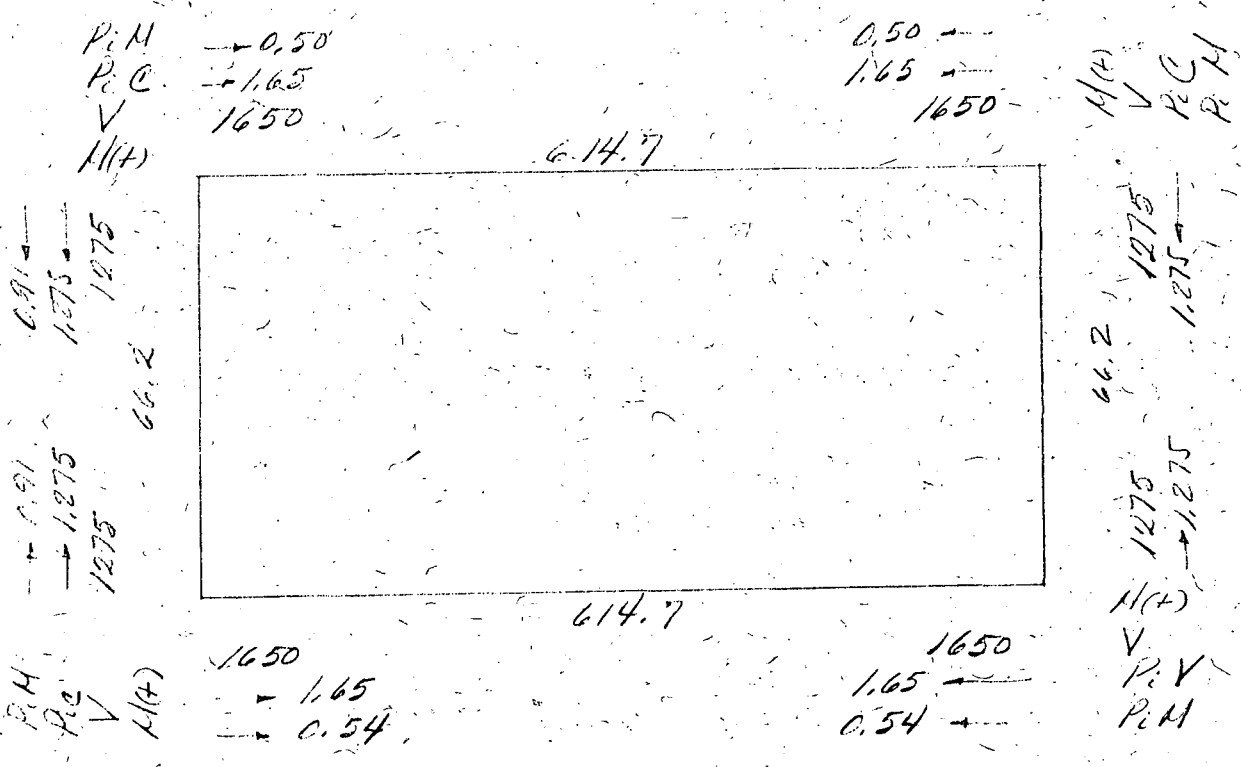
$$M_{AB} = \frac{\omega l^2}{12} = \frac{1000 \times 3.30^2}{12} = 907.5 \text{ Kg-m}$$

$$M_{AC} = \frac{\omega l^2}{12} = \frac{1000 \times 2.55^2}{12} = 541.9 \text{ Kg-m}$$

CROSS SECTIONS 1 & 2

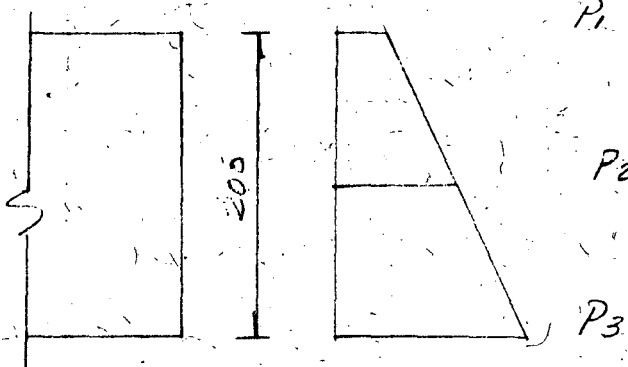


CORTANTES Y MOMENTOS POSITIVOS



M (Kg-m)
V (Kg)
Pi (m)

ZONA 1



$$P_2 = k_o j (H+h') = 0.286 \times 1800 (1.00 + 0.60) = 823.7 \text{ kg/m}^2$$

$$P_3 = k_o j (H+h') = 0.286 \times 1800 (2.00 + 0.60) = 1338.5 \text{ kg/m}^2$$

$$\bar{P} = \frac{823.7 + 1338.5}{2} = 1081 \text{ kg/m}^2$$

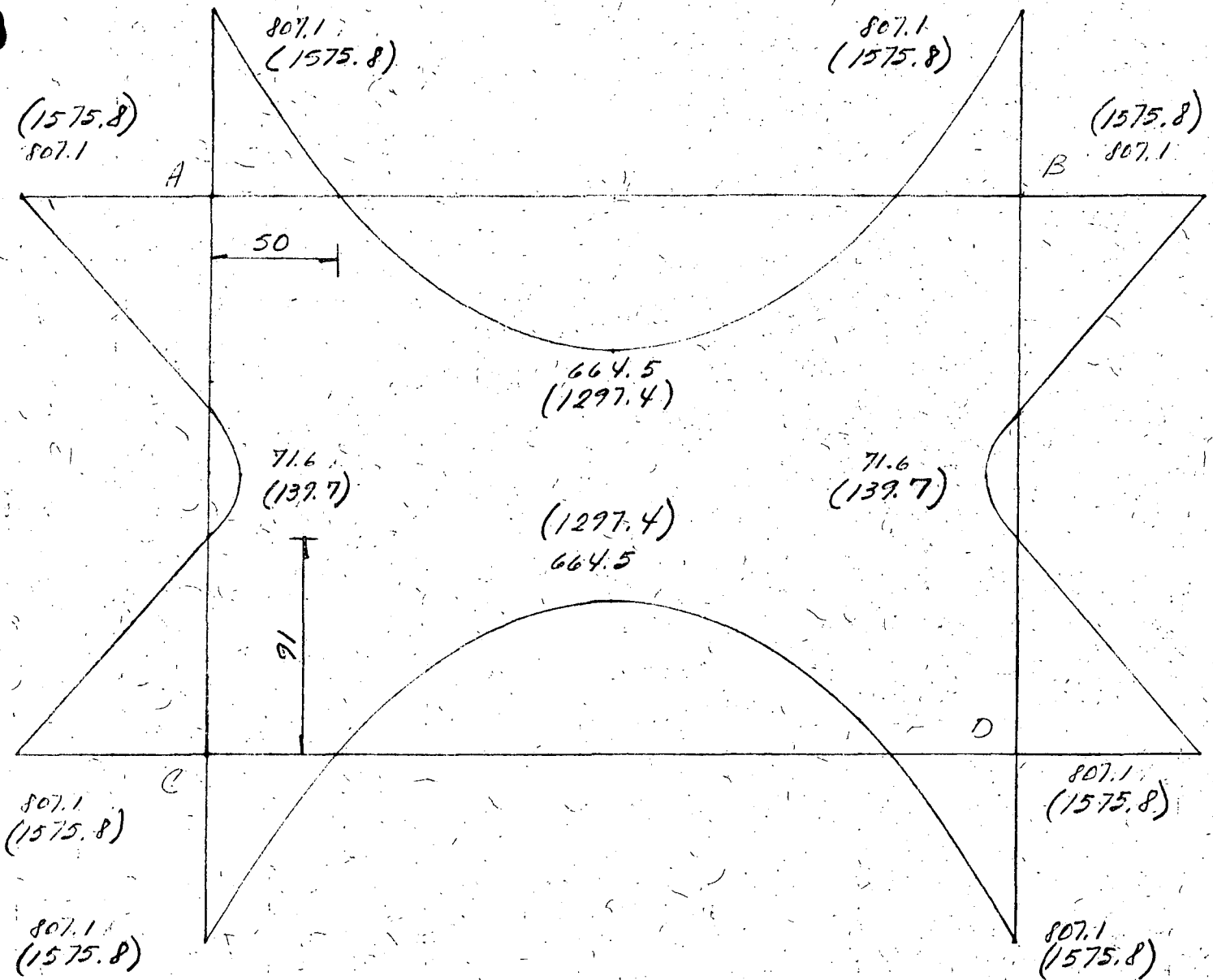
ZONA 2

$$P_4 = 0.286 \times 1800 (3.0 + 0.6) = 1853.3 \text{ kg/m}^2$$

$$P_5 = 0.286 \times 1800 (4.0 + 0.6) = 2368.1 \text{ kg/m}^2$$

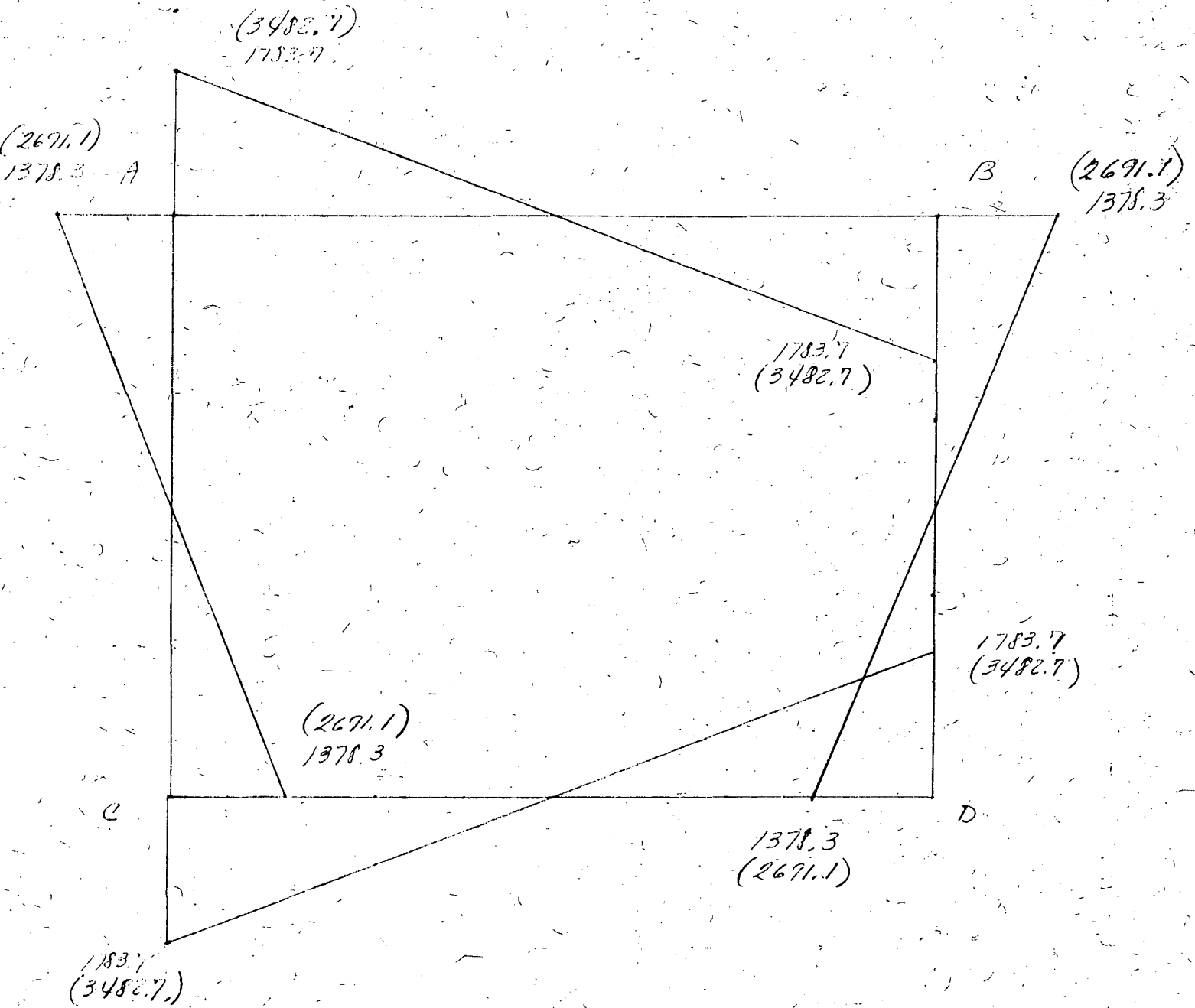
$$\bar{P} = \frac{1853.3 + 2368.1}{2} = 2110.7 \text{ kg/m}^2$$

DIAGRAMA DE MOMENTOS (kg-m)



ZONA 1 n
 ZONA 2 (n)

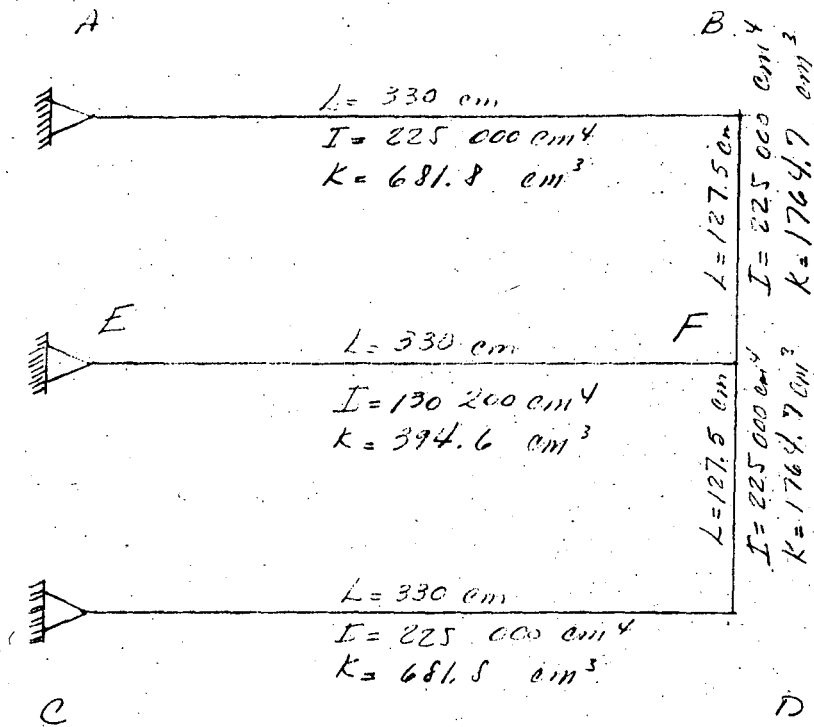
DIAGRAMA DE CORTANTES (Kg)



ZONA 1 - - - - - (n)

ZONA 2 - - - - - (n)

ANALISIS ZONA 3.



NODO B, D

$$K_{BA} = 681.8$$

$$f_{BA} = 0.28$$

$$K_{BF} = \frac{1764.7}{1}$$

$$f_{BF} = \frac{0.72}{1}$$

$$\Sigma K = 2446.5$$

$$1.00$$

NODO F

$$K_{FB} = 1764.7$$

$$f_{FB} = 0.45$$

$$K_{FD} = 1764.7$$

$$f_{FD} = 0.45$$

$$K_{FE} = \frac{394.6}{1}$$

$$f_{FE} = \frac{0.10}{1}$$

$$\Sigma K = 3924.0$$

$$1.00$$

$$P_5 = 0.286 \times 18.00 (4.0 + 0.6) = 2368.1 \text{ kg/m}^2$$

$$P_6 = 0.286 \times 18.00 (5.0 + 0.6) = 2882.9 \text{ kg/m}^2$$

$$\bar{P} = \frac{2368.1 + 2882.9}{2} = 2625.5 \text{ kg/m}^2$$

$$M_{PA} = \frac{2625.5 \times 3.3^2}{12} = 2383 \text{ kg-m}$$

$$M_{PF} = 356 \text{ kg-m}$$

<p>H</p> <p>1.0 2 383</p> <p>- 2 383</p> <p>283.8</p> <p>- 283.8</p> <p>166.8</p> <p>- 166.8</p> <hr/> <p>0.0</p>	<p>- 2383</p> <p>567.6</p> <p>- 1191.5</p> <p>333.6</p> <p>- 141.9</p> <p>39.7</p> <hr/> <p>- 2775.5</p>	<p>0.28</p>	<p>B</p> <p>0.72</p> <p>356</p> <p>1459.4</p> <p>0</p> <p>857.9</p> <p>0</p> <p>102.2</p> <hr/> <p>2775.5</p>	<p>802.7</p> <hr/> <p>429.0</p> <p>0</p> <p>729.7</p> <p>0</p> <p>0.45</p> <p>- 356</p>
<p>E</p> <p>1.0 -</p> <p>0</p>	<p>0</p> <p>0</p>	<p>0.10</p>	<p>F</p> <p>0.45</p> <p>356</p> <p>0</p> <p>- 729.7</p> <p>0</p> <hr/> <p>- 429.0</p> <p>- 802.7</p>	<p>- 2775.5</p> <hr/> <p>- 102.2</p> <p>0</p> <p>- 857.9</p> <p>0</p> <p>- 1459.4</p> <p>- 356</p>
<p>C</p> <p>1.0 </p> <p>- 2383</p> <p>2383</p> <p>- 283.8</p> <p>283.8</p> <p>- 166.8</p> <p>166.8</p> <hr/> <p>0.0</p>	<p>2383</p> <p>- 567.6</p> <p>1191.5</p> <p>- 333.6</p> <p>141.9</p> <p>- 39.7</p> <hr/> <p>2775.5</p>	<p>0.28</p>	<p>D</p> <p>0.72</p>	

Análisis de cada barra.

$w = 2625.5 \text{ Kg/m}$
 $L = 330 \text{ cm}$

A		B	
R_i	4332.1	4332.1	Kg
R_H	- 841.1	841.1	✓
R_T	3491.0	5173.2	✓
$P.C$	→ 1.33	1.97 ←	m
$M(x)$	2321.5		Kg-m
$P.M$	→ 2.66	0.64 ←	m

$M = 3491x - \frac{wx^2}{2}$

si $M=0$ $x=0$, $x=2.66m$

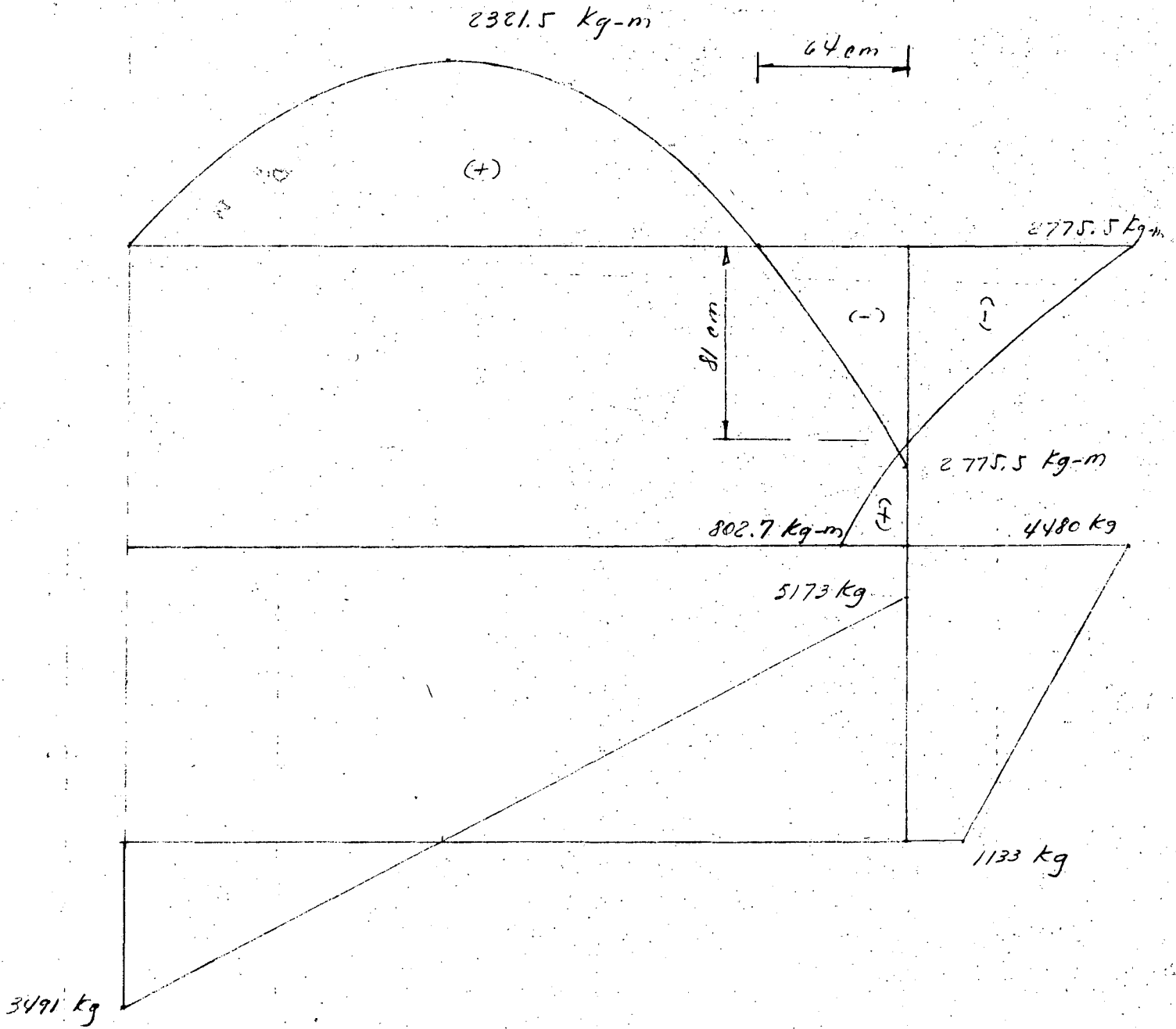
B		F	
R_i	1673.8	1673.8	Kg
R_H	2806.4	- 2806.4	✓
R_T	4480.2	- 1132.6	✓
$P.C$	—		
$P.M$	→ 0.81		m
$M(x)$	—		

$w = 2625.5 \text{ Kg/m}$
 $L = 127.5 \text{ cm}$

$M = 4480.2x - \frac{wx^2}{2} - 2775.5$

si $M=0$ $x=2.60 \text{ m}$
 $x=0.81 \text{ m}$

DIAGRAMA DE MOMENTOS Y CORTANTES ZONA 3



ANALISIS ZONA 4.

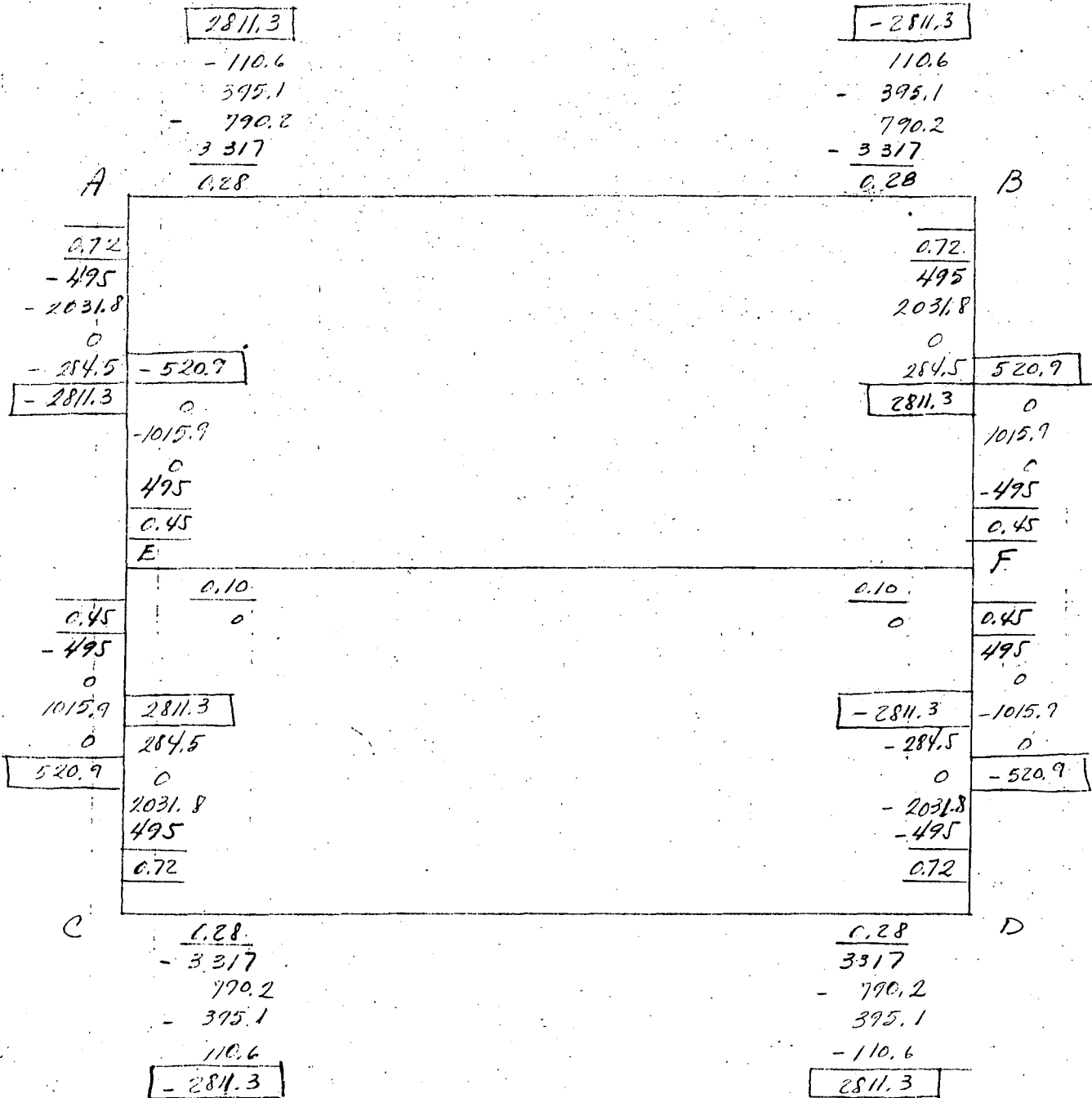
$$P_A = 0.286 \times 1800 (6.0 + 0.6) = 3377.7 \text{ kg/m}^2$$

$$P_B = 0.286 \times 1800 (7.0 + 0.6) = 3912.5 \text{ kg/m}^2$$

$$\bar{P} = \frac{3377.7 + 3912.5}{2} = 3655.1 \text{ kg/m}^2$$

$$M_{PA} = \frac{3655.1 \times 3.3^2}{12} = 3317 \text{ kg-m}$$

$$M_{PB} = \frac{3655.1 \times 1.275^2}{12} = 495 \text{ kg-m}$$



BARRA AB

$$w = 3655,1 \text{ kg/m}$$

$$L = 3,30 \text{ m}$$

V	6030,9	6030,9	Kg
PiC	→ 1,65		m
M(x)		2164,2	Kg-m
PiM	→ 0,56	0,56 ←	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

$$w = 3655,1 \text{ kg/m}$$

$$L = 1,275 \text{ m}$$

Ri	2330,1	2330,1	Kg
Rh	2613,5	- 2613,5	✓
Rt	4943,6	- 283,4	Kg
PiC	→ 1,35		m
M(x)		-	Kg-m
PiM	→ 0,81		m

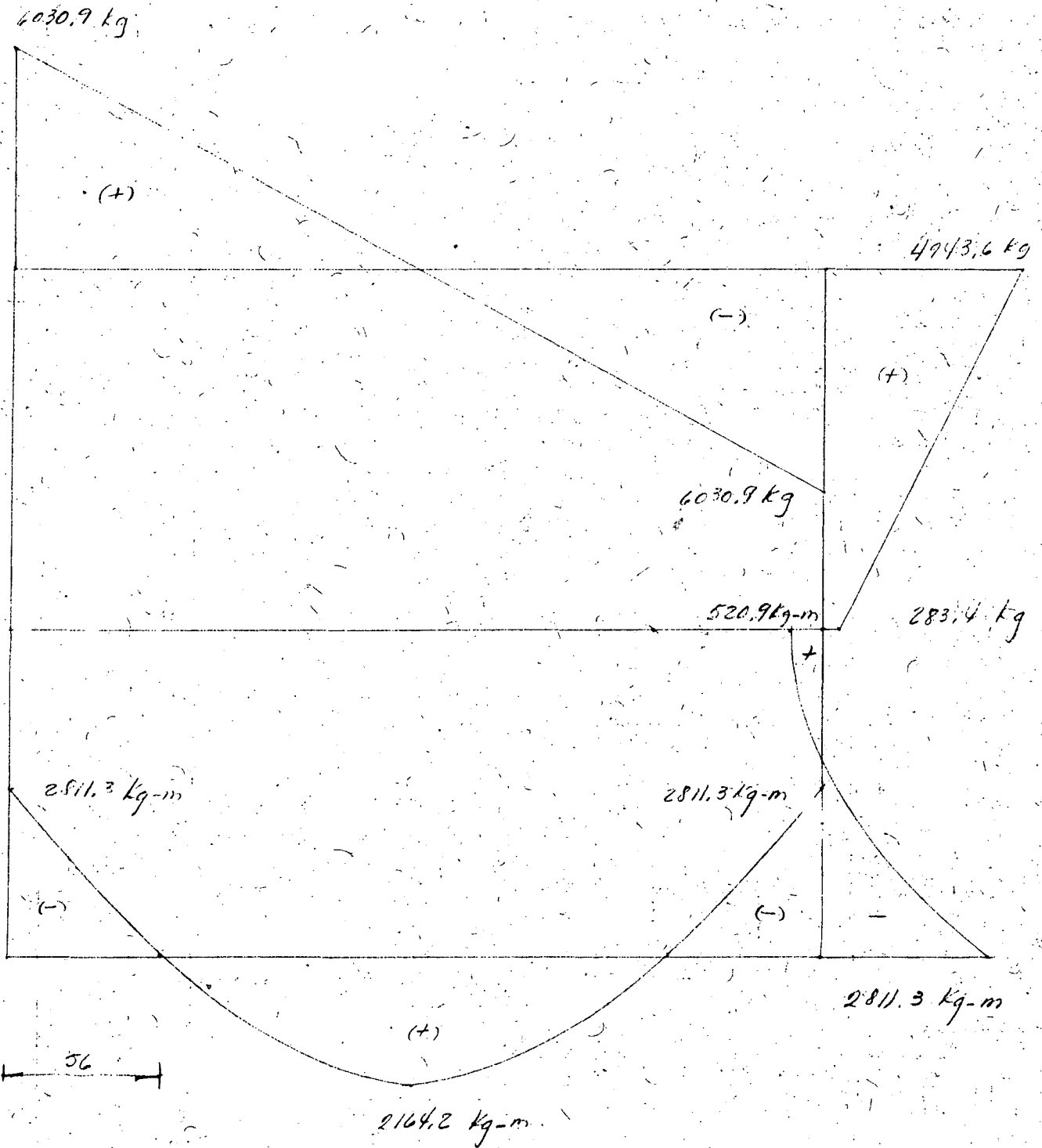
$$M = 4943,6 x - \frac{w x^2}{2} - 2811,3$$

$$\text{si } M = 0 \quad x = 0,81 \text{ m}$$

$$x = 1,87 \text{ m}$$

$$\text{si } x = 1,275 \quad M = 520,9$$

DIAGRAMA DE MOMENTOS Y CORTANTES ZONA 4



DISEÑO DE LA ZONA 4

$$V_{max} = 6030,9 - 3655,1 \times 0,15 = 5482,6 \text{ kg} \quad (\text{AL PAÑO})$$

$$M(-) = -2811,3 \text{ kg-m}$$

$$M(+) = +2164,2 \text{ kg-m}$$

Peralte por cortante

$$d = \frac{V}{\gamma b} = \frac{5482,6}{4,2 \times 100} = 13 \text{ cm}$$

Peralte por flexión

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{2811,30}{11,7 \times 100}} = 16 \text{ cm}$$

Utilizaremos $d = 25 \text{ cm}$ $H = 30 \text{ cm}$

Acero de refuerzo

$$A_s = \frac{M}{f_s \gamma d} = \frac{2811,30}{2000 \times 0,904 \times 25} = 6,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

= Vars. $\frac{1}{2}'' \phi$ a 20

$$A_s(+) = \frac{2164,20}{45,200} = 4,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

= Vars. $\frac{1}{2}'' \phi$ a 25

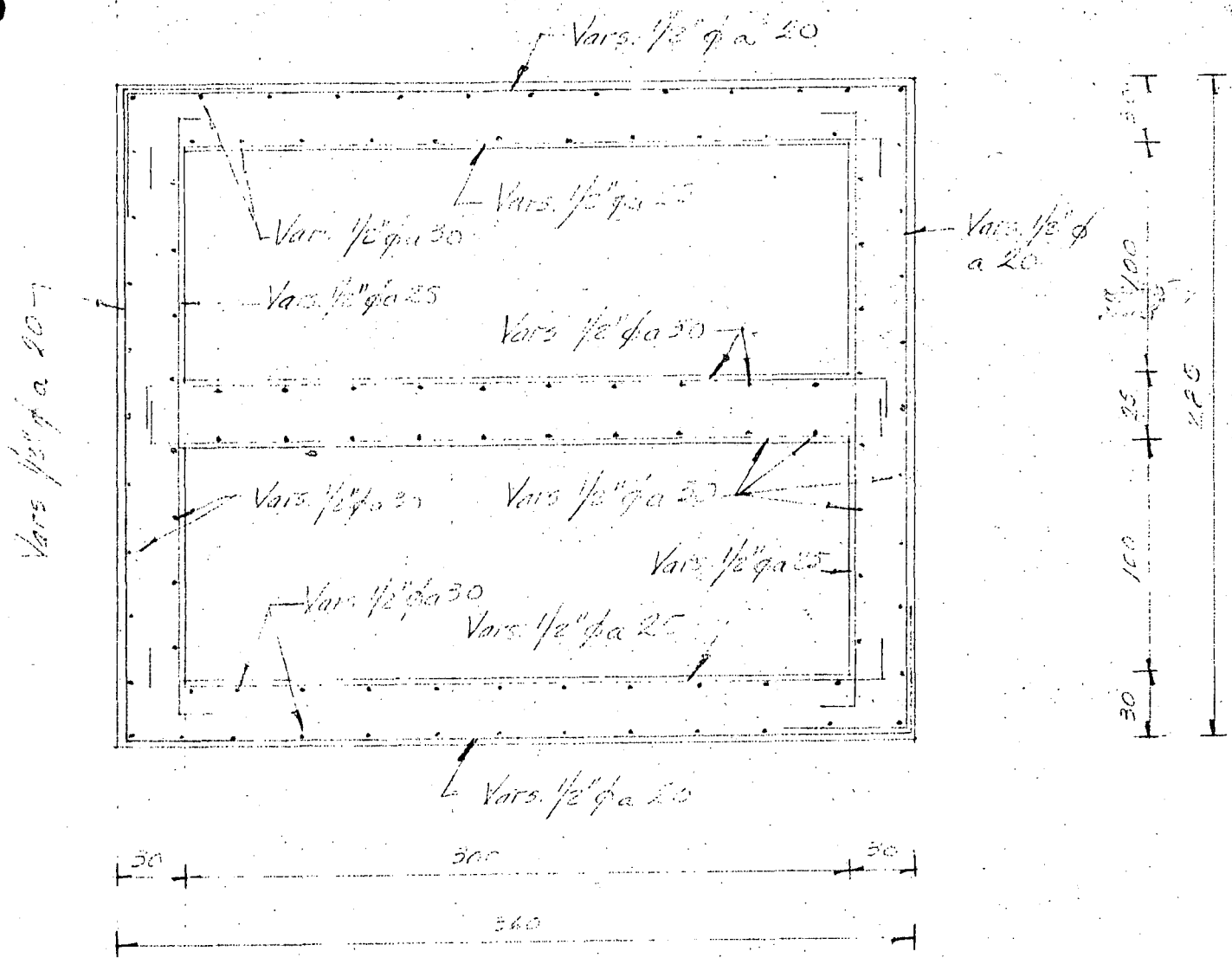
Revisión por adherencia

$$v_{pr} = \frac{2,3 \sqrt{f_{cc}}}{1,27} = 25,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$v = \frac{V}{\gamma d} = \frac{5482,6}{20 \times 0,904 \times 25} = 12,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$s_{bt} = 0.00125 \times 100 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{per cara})$$

$$= \text{Vars. } 1/2" \phi \text{ a } 30$$



ZONA 1

DISCÑO 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.

$$M(+) = 2321.5 \text{ kg-m}$$

$$M(-) = 2775.5 \text{ kg-m}$$

$$\text{Utilizaremos } d = 25 \text{ cm} \quad H = 30 \text{ cm}$$

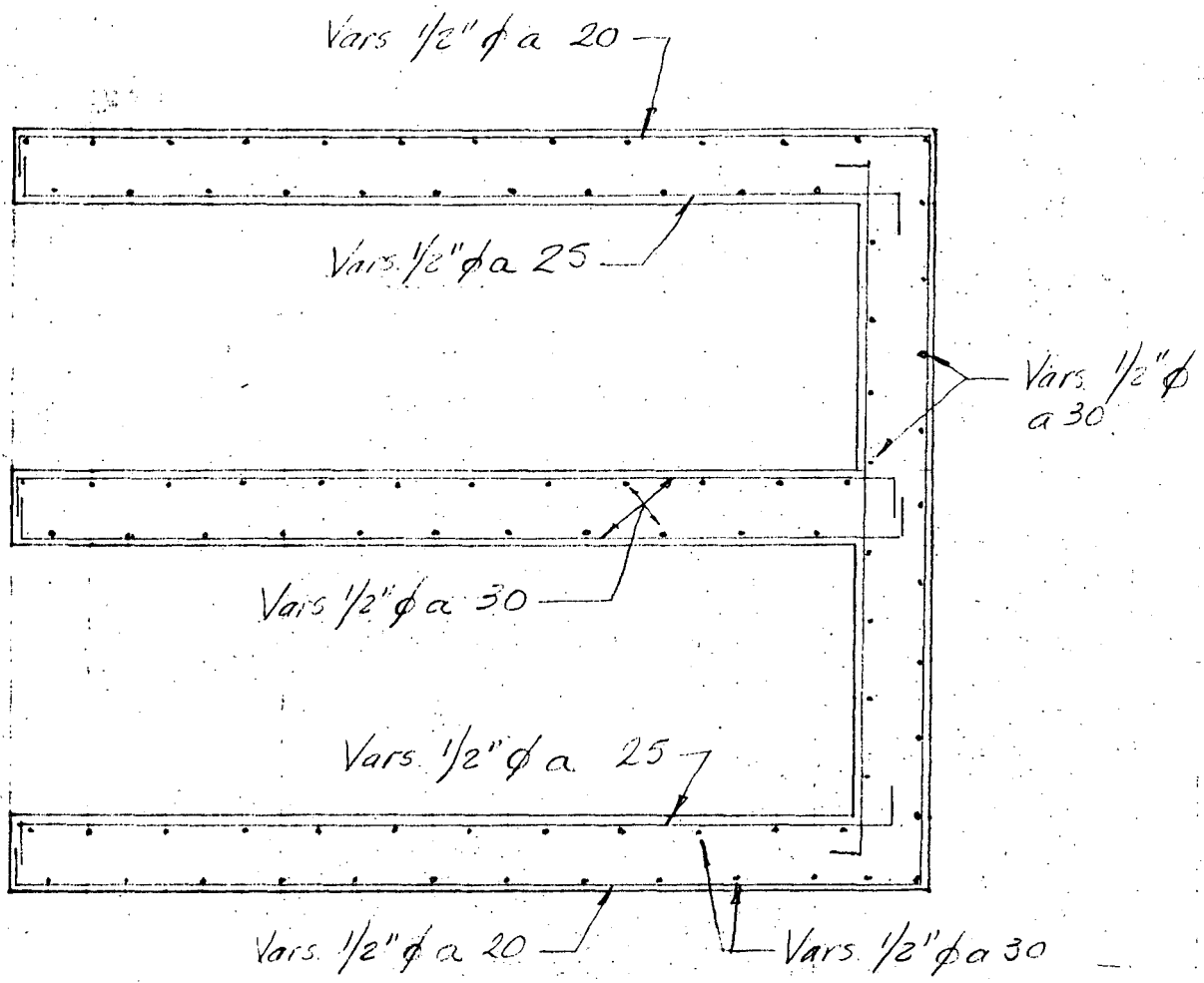
Acero de refuerzo.

$$A_s(+) = \frac{232150}{45200} = 5.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

= Vars $\frac{1}{2}$ " ϕ a 25

$$A_s(-) = \frac{277550}{45200} = 6.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

= Vars $\frac{1}{2}$ " ϕ a 20



ZONA 3

DISEÑO DE LA ZONA 2

$$M(+)= 1297.4 \text{ Kg-m}$$

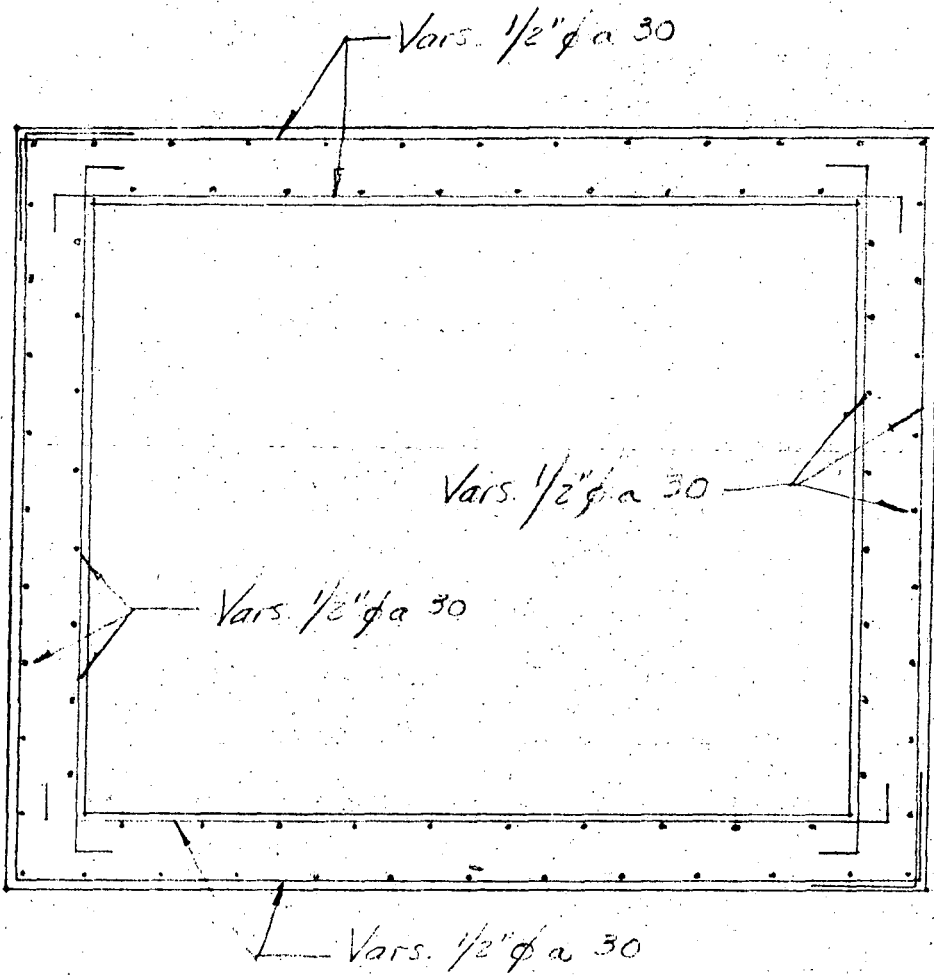
$$M(-) = 1575.8 \text{ Kg-m}$$

Utilizaremos $d = 25 \text{ cm}$ $H = 30 \text{ cm}$

Acero de refuerzo.

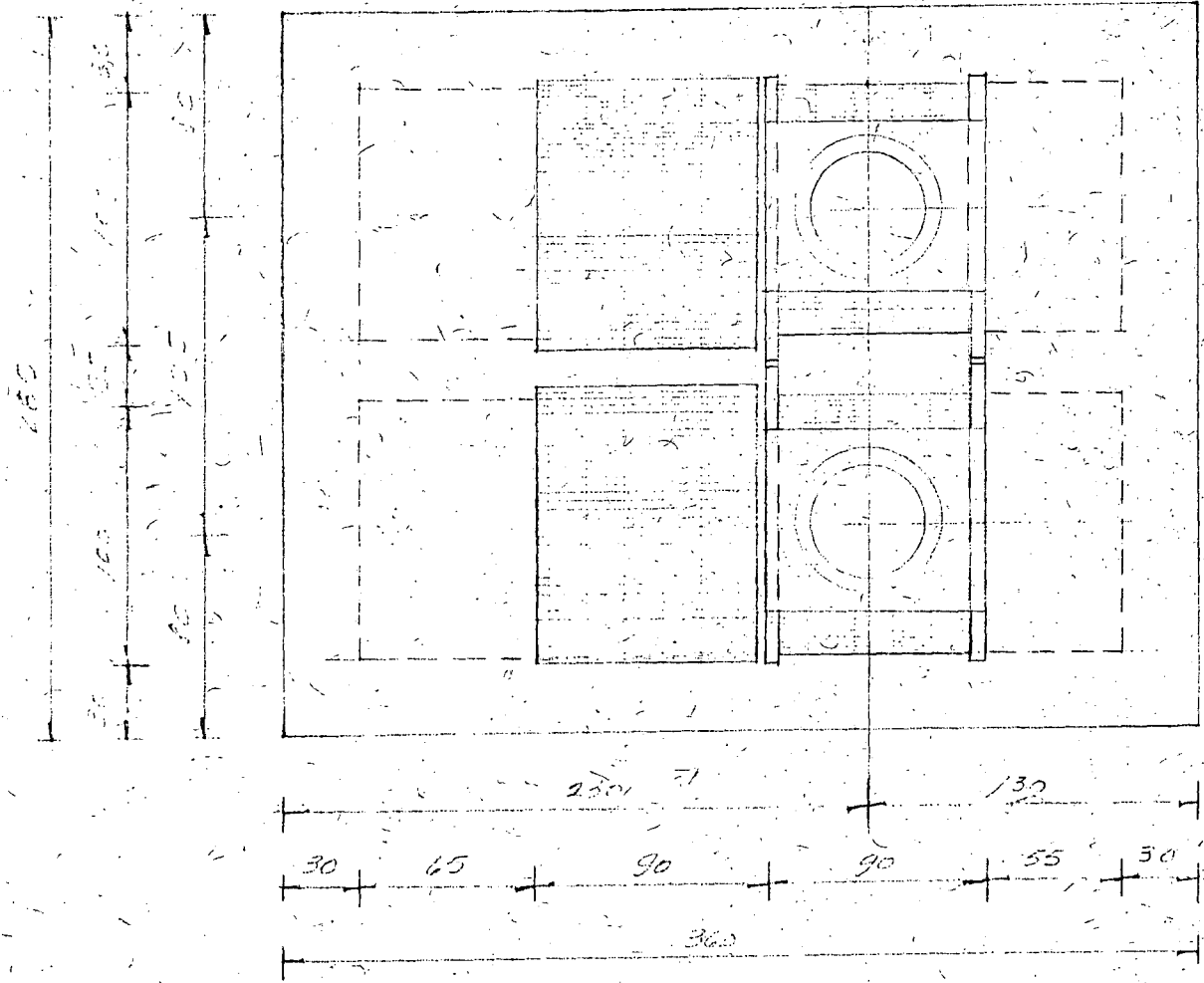
$$A_s(+)= \frac{129740}{45200} = 2.9 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{st}$$

$$A_s(-)= \frac{157580}{45200} = 3.5 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{st}$$



ZONA 2 y 1

LOSA DE CIMENTACION



PLANTA

DATOS:

$$\text{Peso de la bomba + motor} = 2.000 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso de la columna de agua} = 1.500 \text{ Kg.}$$

$$P_T = 3.500 \text{ Kg.}$$

Determinación de cargas verticales

Peso del equipo

$$P_1 = 3.500 \text{ Kg.}$$

Carga viva sobre la cubierta

$$3.00 \times 2.85 \times 700$$

$$P_2 = 7.182 \text{ Kg.}$$

Losa superior

$$2.10 \times 2.00 \times 0.10 \times 2400 \times 2$$

$$P_3 = 1.008 \text{ Kg.}$$

Muros laterales

$$3.60 \times 2.40 \times 2 \times 0.30 \times 2400$$

$$P_4 = 38.362 \text{ Kg.}$$

Muro intermedio

$$3.00 \times 2.40 \times 0.25 \times 2400$$

$$P_5 = 4.320 \text{ Kg.}$$

Muro corto (ductos)

$$6.40 \times 2.25 \times 0.30 \times 2400$$

$$P_6 = 10.368 \text{ Kg.}$$

Muro corto

$$2.40 \times 2.25 \times 0.30 \times 2400$$

$$P_7 = 11.988 \text{ Kg.}$$

Losa de cimentación

$$3.00 \times 1.00 \times 0.40 \times 2 \times 2400$$

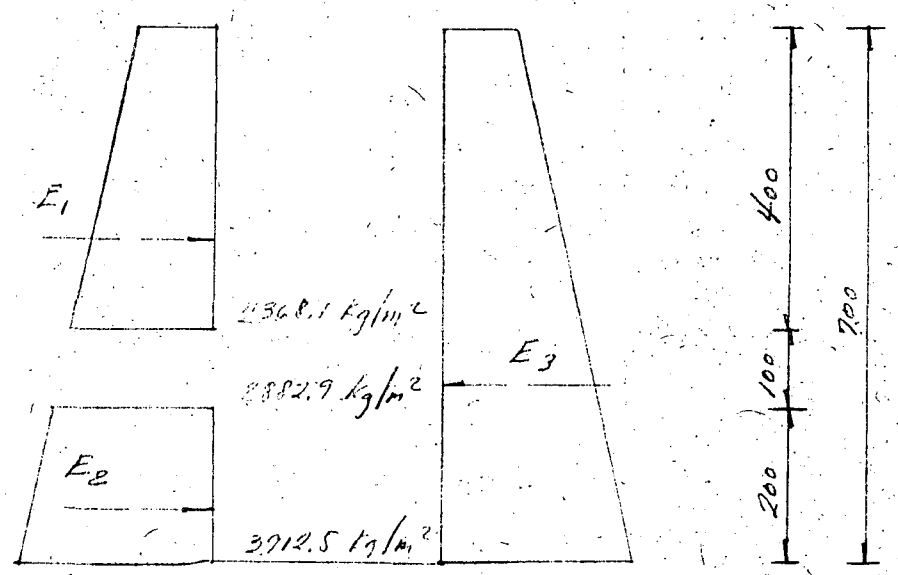
$$P_8 = 5.760 \text{ Kg.}$$

Peso del agua

$$3.00 \times 1.00 \times 2.30 \times 1000 \times 2$$

$$P_9 = 13.800 \text{ Kg.}$$

Fuerza horizontal



$$E_1 = \frac{1}{2} \rho_w \cdot h \cdot (h + 2h_1)$$

$$E_1 = 0.5 \times 0.286 \times 1800 \times 4.00 \cdot (4.00 + 1.20) = 5354 \text{ kg}$$

$$y_1 = \frac{h^2 + 3hh_1}{3(h + 2h_1)} = \frac{4.00^2 + 3 \times 4.00 \times 0.60}{3 \times 5.20} = 1.49 \text{ m}$$

$$E_3 = 0.5 \times 0.286 \times 1800 \times 7.00 \cdot (7.00 + 1.20) = 14795 \text{ kg}$$

$$y_3 = \frac{7.00^2 + 3 \times 7.00 \times 0.60}{3 \times 5.20} = 2.50 \text{ m}$$

$$E_2 = \frac{2882.9 + 3912.5}{2} \times 2.00 = 6795 \text{ kg}$$

$$y_2 = \frac{b^2 + 3hh_1}{3(h + 2h_1)} = \frac{2.00^2 + 3 \times 2.00 \times 5.60}{3(2.00 + 11.20)} = 0.60 \text{ m}$$

ESTRUCTURA LLENA

FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
HORIZONTAL		
$E_1 = 5354 \times 2.85 = 15\ 259$	4.49	68\ 513
$E_2 = 6795 \times 2.85 = 19\ 366$	0.60	11\ 620
$E_3 = 14\ 775 \times 2.85 = 42\ 109$	2.50	- 105\ 273
VERTICAL		
$P_1 = 3\ 500$	2.30	8\ 050
$P_2 = 7\ 182$	1.80	12\ 928
$P_3 = 1\ 008$	1.59	1\ 603
$P_4 = 38\ 362$	1.80	69\ 052
$P_5 = 4\ 320$	1.80	7\ 776
$P_6 = 10\ 368$	0.15	1\ 555
$P_7 = 11\ 988$	3.45	41\ 359
$P_8 = 5\ 760$	1.80	10\ 368
P_9 (agua) = 13\ 800	1.80	24\ 840

$$\Sigma F_v = 96\ 288 \text{ Kg} \quad \Sigma M = 152\ 390 \text{ Kg-m}$$

$$\Sigma F_H = - 7484 \text{ Kg}$$

Cálculo de fatigas.

$$A = 3.60 \times 2.85 = 10.26 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{2.85 \times 3.60^3}{12} = 11.1 \text{ m}^4$$

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M y}{I}$$

$$z = \frac{152\ 390}{96\ 288} = 1.58 \text{ m}$$

$$e = 1.80 - 1.58 = 0.22 \text{ m}$$

$$M = P_e = 96\ 288 \times 0.22 = 21\ 184.4 \text{ Kg-m}$$

$$f = \frac{96\ 288}{10.26} + \frac{21\ 184.4 \times 1.8}{11.1} = 9384.8 + 3435.3$$

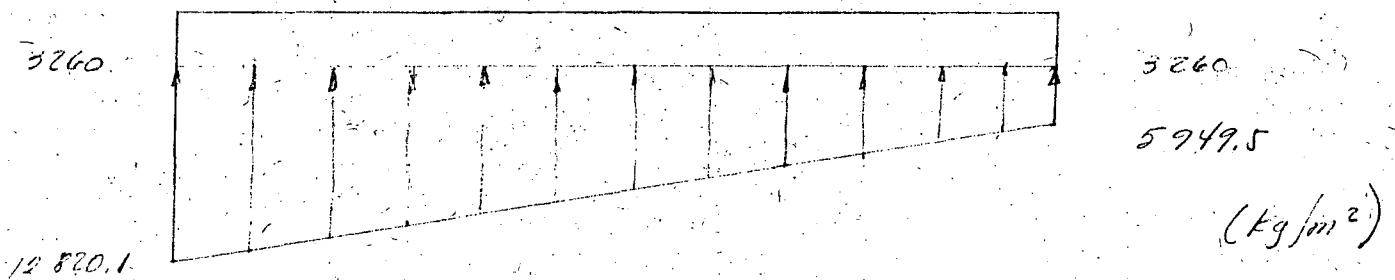
$$f = \begin{cases} 12\ 820.1 \text{ kg/m}^2 \\ 5\ 949.5 \text{ kg/m}^2 \end{cases}$$

Diagrama de esfuerzos

P_p losa de cimentación $0.40 \times 2400 = 960 \text{ kg/m}^2$

P_p agua $2.30 \times 100 = 2300$

3260 kg/m^2



ESTRUCTURA VACIA

$E_{FV} = 82\ 488 \text{ kg}$

$E_M = 127\ 550 \text{ kg-m}$

$E_{FH} = -7\ 484 \text{ kg}$

$z = \frac{127\ 550}{-82\ 488} = 1.55 \text{ m}$

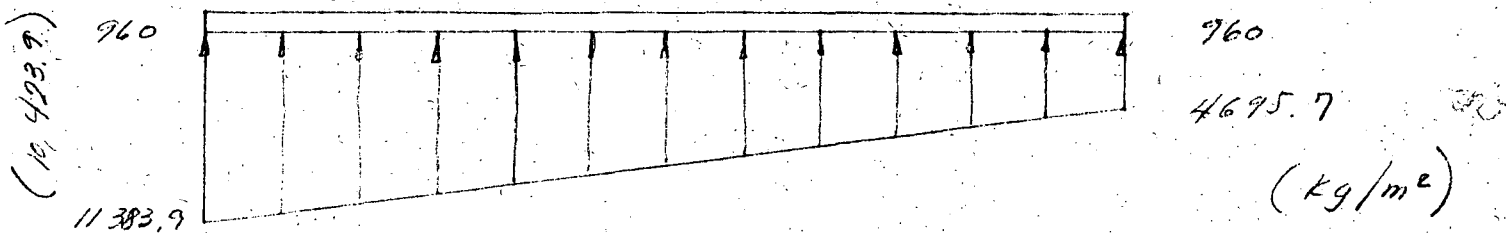
$c = 1.80 - 1.55 = 0.25 \text{ m}$

$M = 82\ 488 \times 0.25 = 20\ 622 \text{ kg-m}$

$f = \frac{82\ 488}{10.26} + \frac{20\ 622 \times 1.8}{11.1} = 8\ 039.8 + 3\ 344.1$

$f = \begin{cases} 11\ 383.9 \text{ kg/m}^2 \\ 4\ 695.7 \text{ kg/m}^2 \end{cases}$

Diagrama de esfuerzos



DISEÑO

$w = 10424 \text{ Kg/m}$ (análisis para una franja de 1.0m de ancho).

$m_1 = \frac{1}{3} = 0.33 \therefore$ La losa trabaja en una sola dirección.

$$M = \frac{w \cdot l^2}{8} = \frac{10424 \times 1.0}{8} = 1303 \text{ Kg-m}$$

$$V = \frac{w \cdot l}{2} = \frac{10424 \times 1.0}{2} = 5212 \text{ Kg}$$

Peralte por cortante

$$d = \frac{V}{\eta b} = \frac{5212}{4.2 \times 100} = 13 \text{ cm}$$

Peralte por flexión

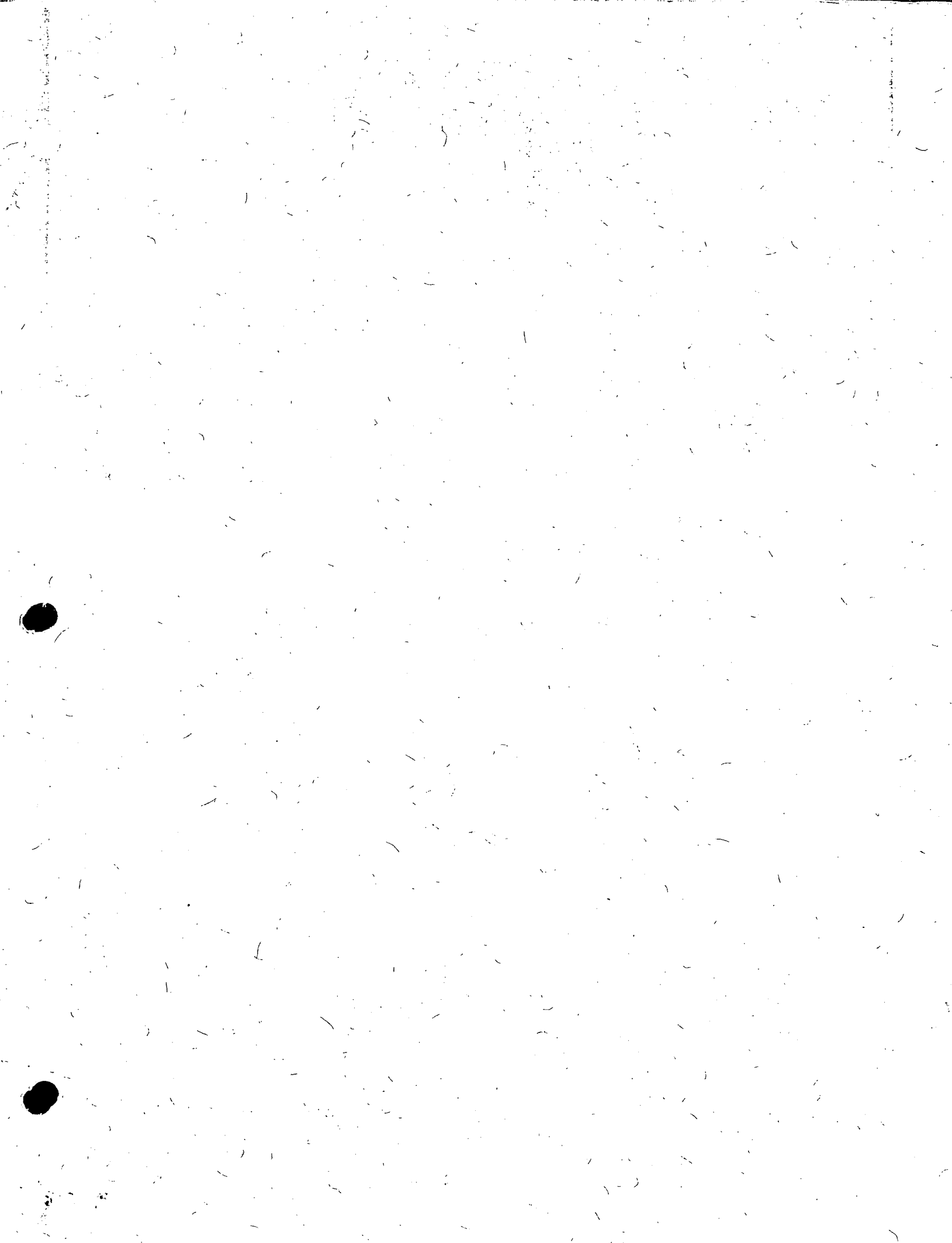
$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{130300}{11.7 \times 100}} = 11 \text{ cm}$$

Utilizaremos

$$d = 34 \text{ cm} \quad H = 40 \text{ cm}$$

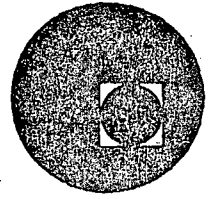
$$A_s = \frac{M}{f_s d} = \frac{130300}{2000 \times 0.904 \times 34} = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_{s2} = 0.00125 b h = 5 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{Vars. } 1/2" \text{ a } 25$
(en dos lectos y en
ambas direcciones)





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



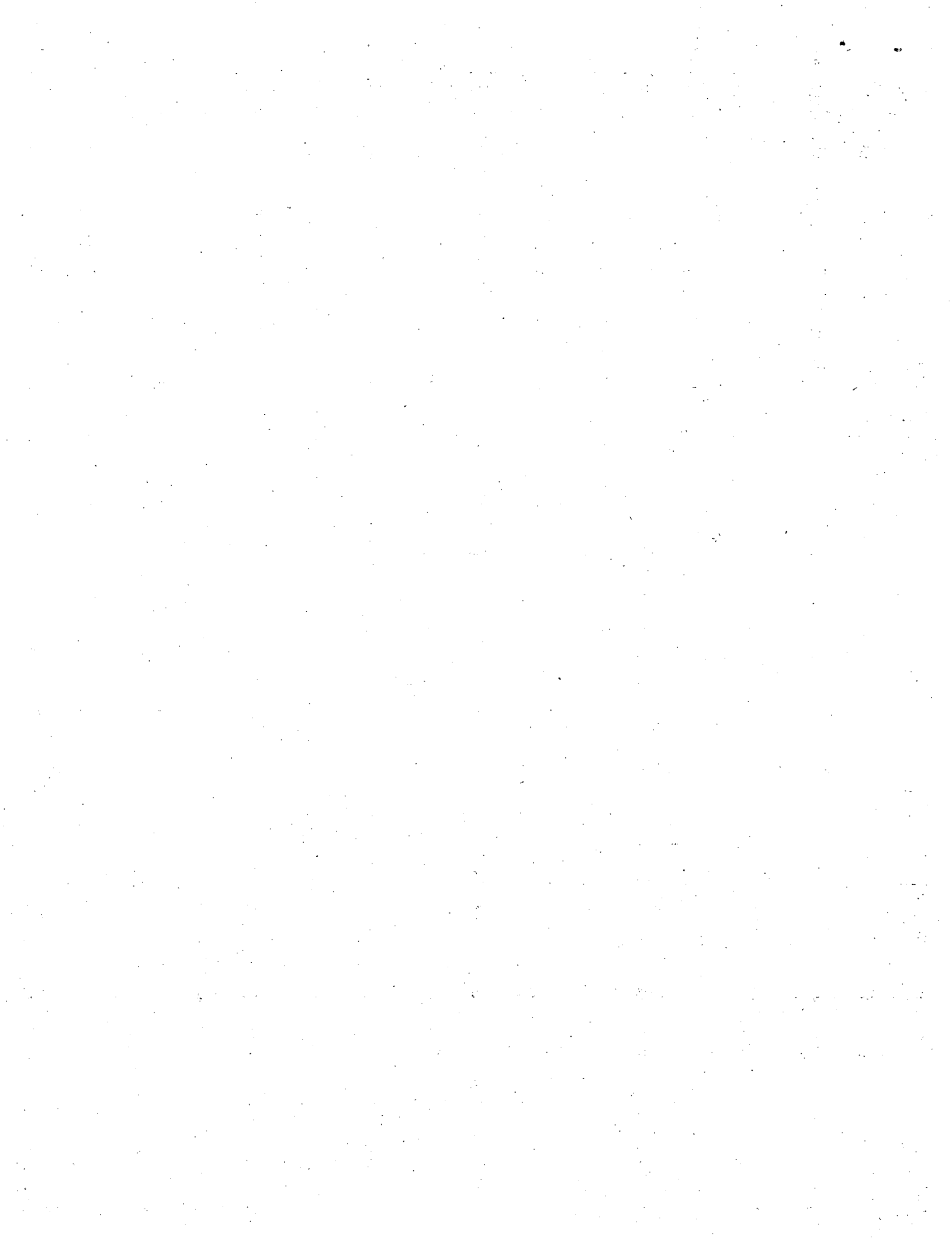
CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS EN ZONAS DE RIEGO

DISEÑO ESTRUCTURAL

PUENTE VADO SOBRE EL RIO SOTO LA MARINA

ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ

Noviembre, 1978.



GENERALIDADES Y
CALCULOS HIDRÁULICOS

GENERALIDADES. -

En el Distrito de Riego del Río Soto la Marina, 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 estas 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 ésta 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 m^3 /seg), más el gasto por cuenca propia de la zona estudiada (540 m^3 /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. -

Esta 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 ésta debería ser a base de losas de concreto reforzado, aligeradas 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 desplantados en el manto de lutita.

En los apoyos extremos se pensó en caballetes de concreto reforzado y desplantados 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 obstruida por los caballetes y las pilas del puente:

$$\begin{aligned} A1 &= 3.10 \times 1.00 = 3.10 \text{ m}^2 \\ A2 &= 6.40 \times 1.00 = 6.40 \text{ " } \\ A3 &= 6.35 \times 1.00 = 4.35 \text{ " } \\ A4 &= \frac{2.30 \times 0.40}{2} = 0.46 \text{ " } \\ & \qquad \qquad \qquad 20.66 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

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 sobreelevación 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 "

$$\text{RASANTE} = 42.00 \text{ m}$$

ANTEPROJETO

(Vêse 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 $\geq 4'000 \text{ Kg/cm}^2$)

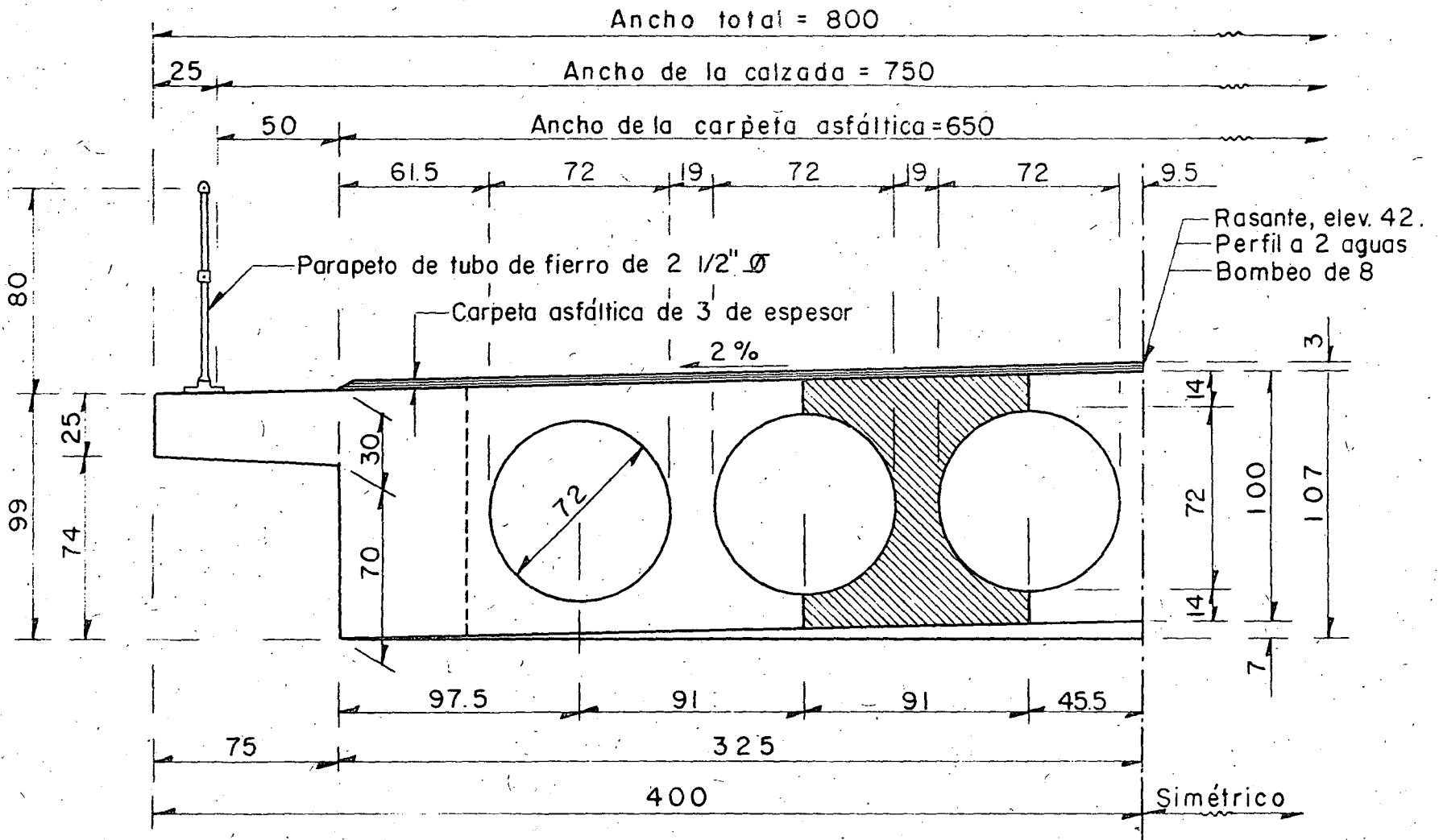
$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ $K = 13.69 \text{ Kg/cm}^2$

$f_c = 0.40 f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ $c = 0.270$

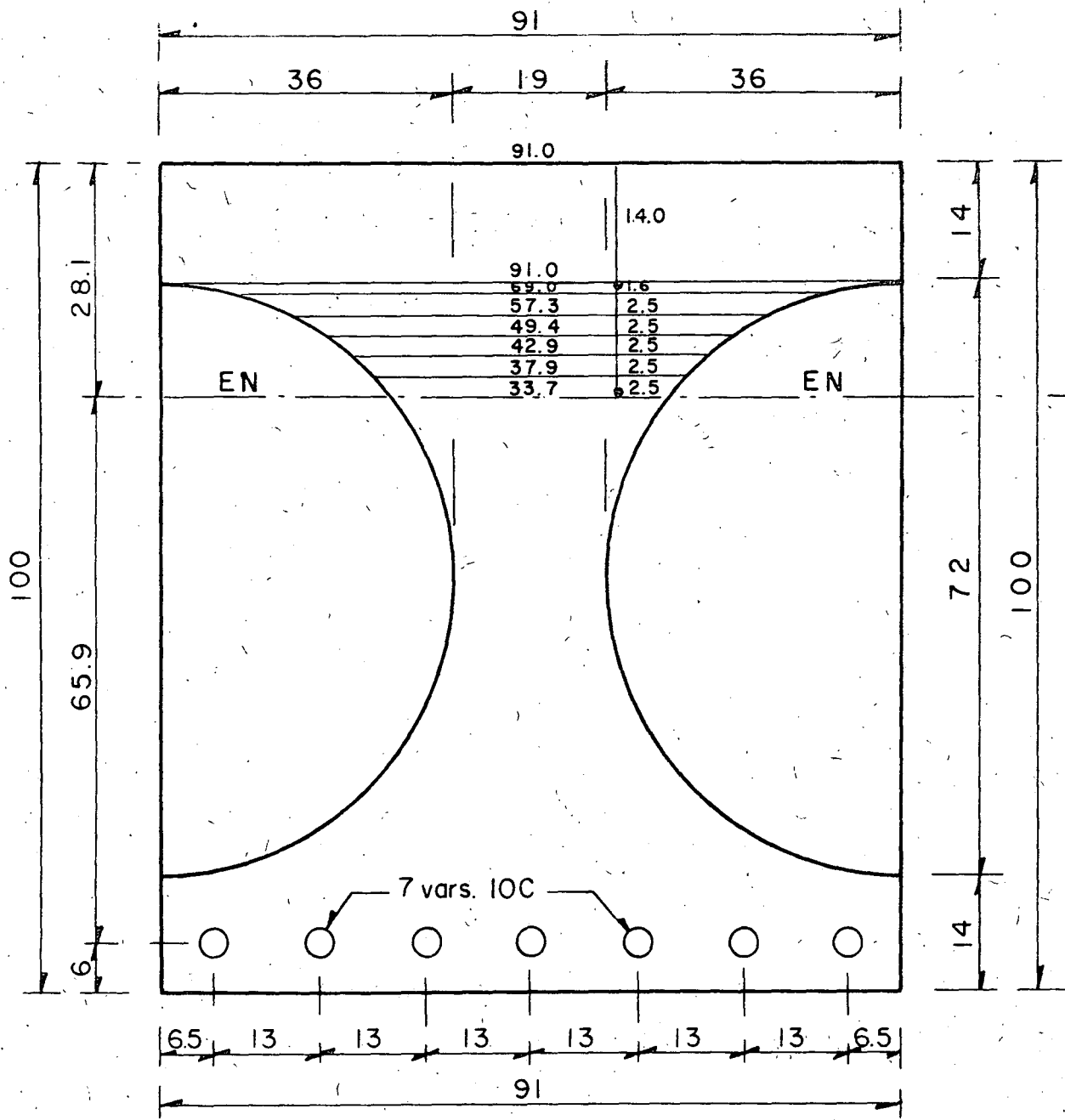
$n = 9$

$h = 0.30$

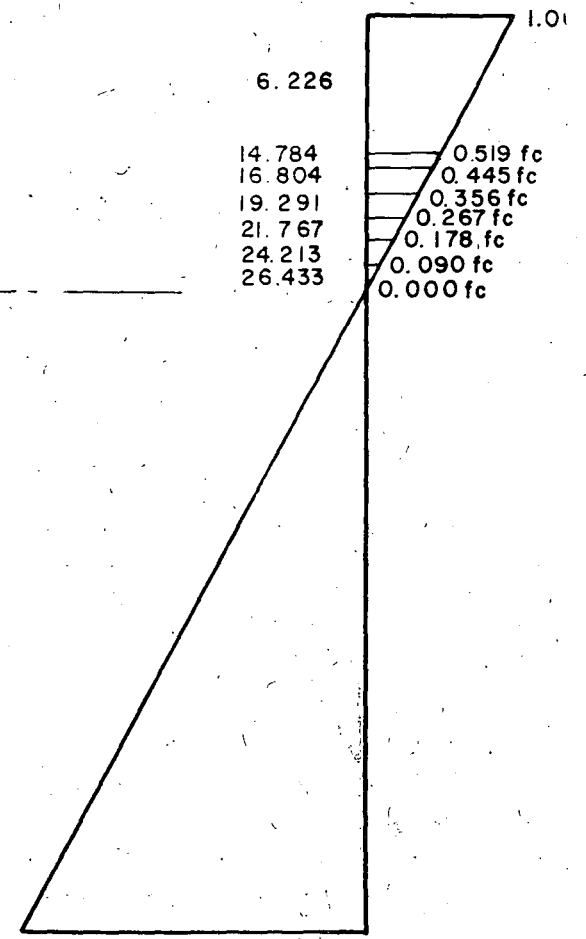
$j = 0.90$

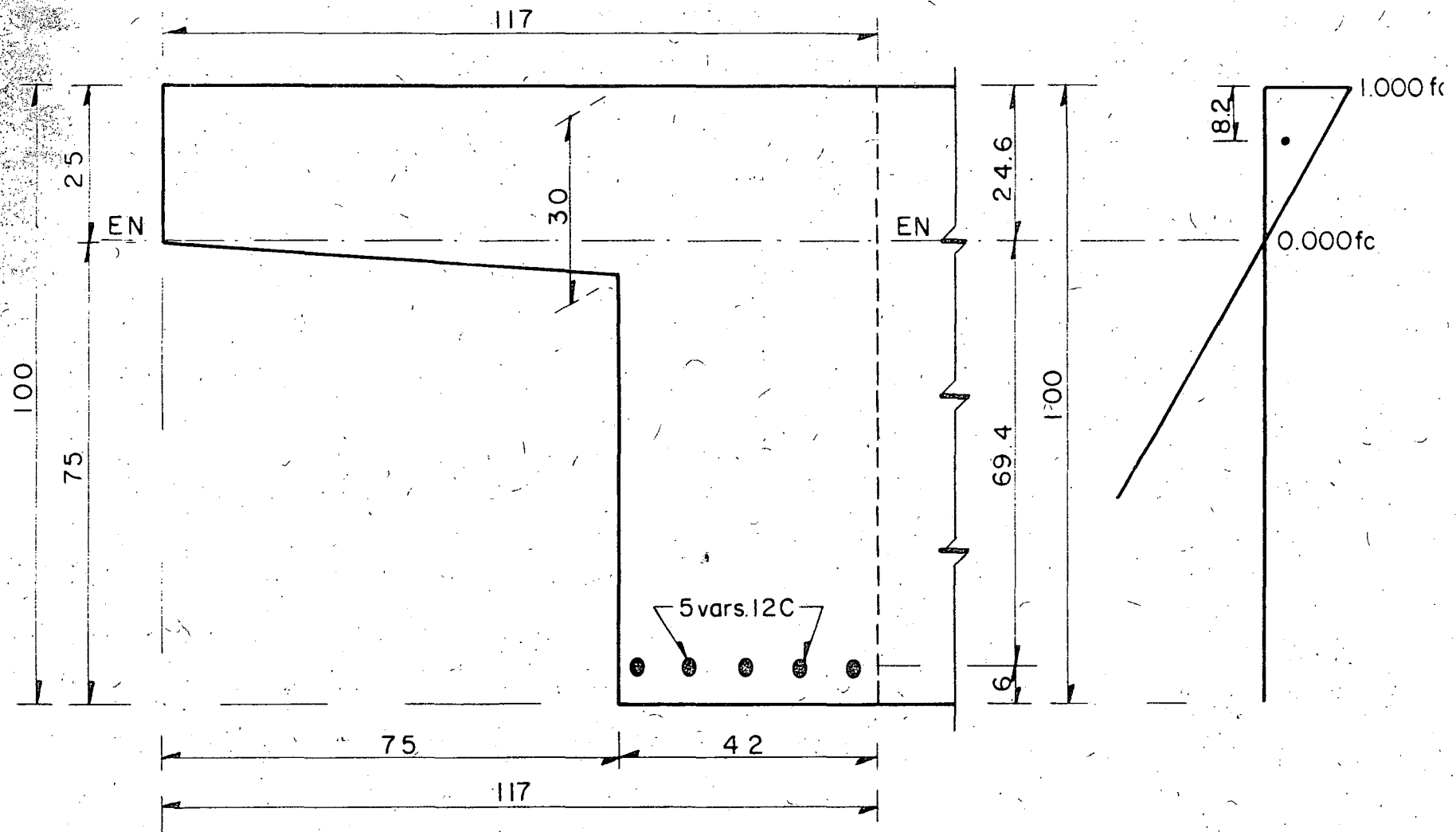


MEDIA SECCION NORMAL



D O V E L A





VIGA MARGINAL Y VOLADIZO

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

$$\text{Peso del tubo de cartón comprimido} = 22 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Asfalto} = 0.91 \times 0.03 \times 2200 = 60 \text{ "}$$

$$\text{Concreto} = (0.91 \times 1.00 - 0.7854 \times 0.72^2) \times 2400 = 1207 \text{ "}$$

$$1289 \text{ Kg/m}$$

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 $E=2.130\text{m}$.

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:

$$M_{cv} = 125390 \text{ Kg-m/faja de circulación}$$

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 Dovela. -

$$M_{total} = 101596 \times 0.91 = 92452 \text{ Kg-m}$$

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 dovela.

Suponemos además que el acero principal de refuerzo por dovela lo forman 7 vars.

$$10\% \text{ es decir } A_s = 7 \times 7.92 = 55.44 \text{ cm}^2$$

a). - El momento estático del concreto vale:

$$V_1 = 91 \times 14 \times 21.1 = 26881 \text{ cm}^3$$

$$V_2 = (91 + 69) 0.5 \times 1.6 \times 13.3367 = 1707 \text{ cm}^3$$

$$V_3 = (69 + 57.3) 0.5 \times 2.5 \times 11.2886 = 1782 \text{ cm}^3$$

$$V_4 = (57.3 + 49.4) 0.5 \times 2.5 \times 8.7808 = 1171 \text{ cm}^3$$

$$V_5 = (49.4 + 42.9) 0.5 \times 2.5 \times 6.2793 = 724 \text{ cm}^3$$

$$V_6 = (42.9 + 37.9) 0.5 \times 2.5 \times 3.7759 = 381 \text{ cm}^3$$

$$V7 = \frac{(37.9 + 33.7) 0.5 \times 2.5 \times 1.2744}{Mc} = \frac{114 \text{ cm}^3}{=32760 \text{ cm}^3}$$

$$\text{Como } Ms = 55.44 \times 9 \times 65.9 = 32881 \text{ Cm}^3 \hat{=}$$

$Mc = 32760 \text{ cm}^3$, entonces la suposición del eje neutro es aceptable.

c). - La compresión se define con:

$$\text{Fuerza}_1 = (1.000 + 0.5018) 0.50 \times 14 \times 91 \times fc = 956.647fc$$

$$\text{Brazo}_1 = 6.226 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_1 = 5956.082 \text{ fc}$$

$$\text{Fuerza}_2 = (0.5018 + 0.4448) 0.50 \times 1.6 \times 80 \times fc = 60.582 \text{ fc}$$

$$\text{Brazo}_2 = 14.7839 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_2 = 895.644 \text{ fc}$$

$$\text{Fuerza}_3 = (0.4448 + 0.3559) 0.50 \times 2.5 \times 63.15 \times fc = 63.205 \text{ fc}$$

$$\text{Brazo}_3 = 16.8037 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_3 = 1062.082 \text{ fc}$$

$$\text{Fuerza}_4 = (0.3559 + 0.2669) 0.50 \times 2.5 \times 53.35 \times fc = 41 \text{ fc}$$

$$\text{Brazo}_4 = 19.2905 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_4 = 801.192 \text{ fc}$$

$$\text{Fuerza}_5 = (0.2669 + 0.1779) 0.50 \times 2.5 \times 46.15 \times fc = 25.659 \text{ fc}$$

$$\text{Brazo}_5 = 21.7666 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_5 = 558.518 \text{ fc}$$

$$\text{Fuerza}_6 = (0.1779 + 0.0897) 0.50 \times 2.5 \times 40.40 \times f_c = 13.514 f_c$$

$$\text{Brazo}_6 = 24.2127 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_6 = 327.206 f_c$$

$$\text{Fuerza}_7 = 0.0897 \times 2.5 \times 0.50 \times 35.8 \times f_c = 4.014 f_c$$

$$\text{Brazo}_7 = 26.4333 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_7 = 106.105 f_c$$

$$\Sigma F = 1165 f_c$$

$$\Sigma M = 9706 f_c$$

$$\text{Por lo tanto } Z = \frac{9706.829 f_c}{1165.154 f_c} = 8.331 \text{ cm}$$

$$\text{Entonces } J_d = 100 - 6 - 8.331 = 85.669 \text{ cm}$$

Los esfuerzos de trabajo resultarán:

$$f_c = \frac{9706.829}{1165.154 \times 85.669} = 97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$97 \text{ Kg/cm}^2 < 100 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

$$f_s = \frac{9706.829}{55.44 \times 85.669} = 2044 \text{ Kg/cm}^2 > 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\% \text{ que sobrepasa} = \left(\frac{2044 - 2000}{2000} \right) 100 = 2.2 \% < 3\% \text{ A.C.I.}$$

En conclusión, los esfuerzos de trabajo son aceptables

e). - Refuerzo por distribución: -

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 20}} = 12.35 \% < 50 \%$$

$$A_{sd} = 0.1235 \times 55.44 = 6.85 \text{ cm}^2$$

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 maciza, para soportar la fuerza cortante, con un esfuerzo máximo de $\sqrt{v} = 1.33 \sqrt{f'_c} = 21.03 \text{ Kg/cm}^2$, 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:

$$\text{Asfalto} = 0.03 \times 0.91 \times 20 \times 0.50 \times 2200 = 601 \text{ Kg}$$

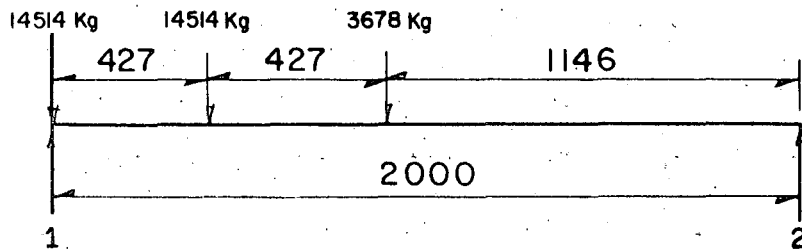
$$\text{Macizo} = 1.30 \times 1.00 \times 0.91 \times 2400 = 2839 \text{ "}$$

$$\text{Dovela} = (1.00 \times 0.91 - 0.7854 \times 0.72^2) 8.70 \times 2400 = 10499 \text{ "}$$

$$V_{pp} = 13939 \text{ Kg.}$$

b). - Cortante por carga móvil en apoyo:

Con las concentraciones que se indican, tendremos:



$$R_1 = \frac{14514 + 14514 \times 15.73 + 3678 \times 11.46}{20.00} = 28,008 \text{ Kg}$$

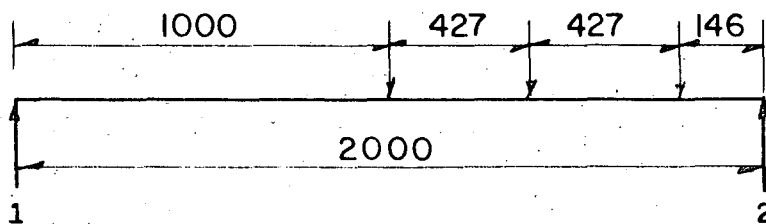
$$V_{cv} = \frac{28,008 \times 1.262}{2 \times 2.13} = 8297 \text{ Kg}$$

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:



$$R_1 = \frac{14514 \times 10.00 + 14514 \times 5.73 + 3628 \times 1.46}{20.0} = 11680 \text{ Kg}$$

$$\text{Entonces } V_d = \frac{11680 \times 1.262}{2 \times 2.13} = 3460 \text{ Kg}$$

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:

$$V_{1.30} = \frac{21016}{19 \times 85.669} = 12.91 \text{ Kg/cm}^2$$

$$12.91 \text{ Kg/cm}^2 < 21.03 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{ bien}$$

d). - Distancia, a partir del centro del claro, a la cual puede doblarse la mitad del acero principal de refuerzo.

$$d = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{A_d}{A_t}} + 0.30 = 10 \sqrt{0.5} + 0.30 = 7.37 \text{ m}$$

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 espaciamiento 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 terminaría media dovela 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). - Por 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 $35602 \text{ cm}^3 \doteq 35402 \text{ cm}^3$, la suposición es aceptable.

c). - Para encontrar la profundidad de la compresión se tendrá:

$$\Sigma \text{ Fuerza} = 1.00 \times 24.6 \times 0.5 \times 117 \times f_c = 1439.1 f_c$$

$$\Sigma \text{ Brazo} = \frac{24.6}{3} = 8.2 \text{ cm}$$

$$\text{Momento} = 1439.1 \times 8.2 = 11800.62 f_c$$

$$F = 1439.1 f_c$$

$$M = 11800.62 f_c$$

$$Z = \frac{11800.62}{1439.2} = 8.2 \text{ cm}$$

$$\text{Por lo tanto } Jd = 100 - 6 - 8.2 = 85.8 \text{ cm}$$

d). - Los esfuerzos de trabajo resultarán de:

$$f_c = \frac{9'779\ 800}{1439.10 \times 85.80} = 79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$79 \text{ Kg/cm}^2 < 100 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

$$f_s = \frac{9'779\ 800}{57.00 \times 85.80} = 2000 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

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:

$$V_{\text{c}} = 0.20 \times 1.262 \times 11680 = 2948 \text{ Kg}$$

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 a 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 pié de la guarnición)

$$P = 7257 \text{ Kg}$$

$$X = 0.75 - 0.305 = 0.445 \text{ cm}$$

$$E = 0.40 \times 1.143 = 0.40 \times 0.445 + 1.143 = 1.321 \text{ m}$$

$$I = 0.262$$

$$M_{cv + I} = \frac{1.262 \times 7257 \times 0.445}{1.321} = 3085 \text{ Kg-m/m}$$

$$\text{Momento total en el voladizo: } M_{total} = 3287 \text{ Kg-m/m}$$

$$\text{Peralte necesario: } d = 0.270 \sqrt{3287} = 15.48 \text{ cm}$$

$$\text{Adoptamos } d = 26 \text{ cm, } r = 4 \text{ cm, } h = 30 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{328700}{2000 \times 0.90 \times 26} = 7.02 \text{ cm}^2$$

Vars 5C a cada 28 cm, pero se colocarán a cada 21 para traslaparlas con el acero calculado por temperatura. -

$$(A_s = 9.43 \text{ cm}^2)$$

$$\text{LONGITUD DE ANCLAJE. - } L_a = \frac{A_s \cdot f_s \cdot J_d}{V}$$

$$A_s = 9.43 \text{ cm}^2$$

$$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$J_d = 0.90 \times 26 = 23.4 \text{ cm}$$

$$V = 40 + \frac{495 + 7257 \times 1.262}{1.321} = 7468 \text{ Kg/m}$$

$$\therefore L_a = \frac{9.43 \times 2000 \times 23.4}{7468} = 59 \text{ cm}$$

Esta longitud se verá afectada de los siguientes factores:

1º 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.).

2º Por 1.25 por traslaparse más de la mitad del acero principal del refuerzo (Recomendaciones S. O. P.).

$$\text{Entonces: } L_a = 59 \times 1.4 \times 1.25 = 103 \text{ cm}$$

REVISION POR ESFUERZO CORTANTE. -

$$v_{\text{perm}} = 0.292 \sqrt{f'_c} = 0.292 \sqrt{250} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu_{\text{calc.}} = \frac{V}{bd} = \frac{7468}{100 \times 26} = 2.87 \text{ Kg/cm}^2$$

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. -

Por carga muerta 35 Kg/cm²

Por carga muerta + carga viva + 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:

$$A_d = 0.000011 \times 2000 \times 15\% = 0.33 \text{ cm}$$

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:

$$E_{\text{mín.}} = 2 \times 2.04 = 4.08 \text{ cm}$$

Se proponen tres placas de 1.27 cm de espesor, separados por dos láminas de acero de 0.16 cm cada una.

$$\text{Factor de forma: } F_f = \frac{20 \times 24}{2(20 + 24) \cdot 1.27} = 4.29$$

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:

$$\Delta_r = \frac{C_M \times T \times 1.9}{5 \times A \times E_v} = \frac{12890 \times 3 \times 1.27 \times 1.9}{5 \times 20 \times 24 \times 7.75} = \frac{93310.71}{18600}$$

$$\Delta_r = 5.02 \text{ cm} > 2.04 \text{ cm} \therefore \text{bien}$$

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:

$$\text{Frenaje} = \frac{0.05 (8165 + 952 \times 20) 2}{10} = 272 \text{ Kg}$$

$$\text{Fricción} = \frac{0.05 \times 12890}{917} = \frac{645}{917} \text{ Kg}$$

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 $917 \text{ Kg} \therefore \text{bien}$

CUBICACIONES. -

1. - Acero de refuerzo $f_c \geq 4000 \text{ Kg/cm}^2$, según la tabla de varillas, se consiguen 12058 Kg/tramo .

2. - Concreto de $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$. De la figura de la hora número 2, se tiene:

$$A_1 = (0.25 + 0.30) 0.50 \times 0.75 = \frac{\quad}{\quad} 0.20625 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 1.00 \times 3.25 = \frac{\quad}{\quad} 3.25000 \text{ m}^2$$

$$\begin{array}{r} 0.5 A_t = 3.45625 \text{ m}^3 \\ A_t = 6.9125 \text{ m}^3 \end{array}$$

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 volumen total del concreto será:

$$V_{\text{total}} = 6.9125 \times 20.50 + 0.4095 = 142.116 \text{ m}^3$$

El volumen de huecos, por los tubos de cartón vale:

$$V_v = 0.7854 \times 0.72^2 \times 6 \times 17.40 = 42.507 \text{ m}^3$$

∴ El volumen 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)

$$W = 2.00 \times 2.40 \times 0.016 \times 7.85 \times 14 = 8.44 \text{ Kg}$$

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 cabezal 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. -

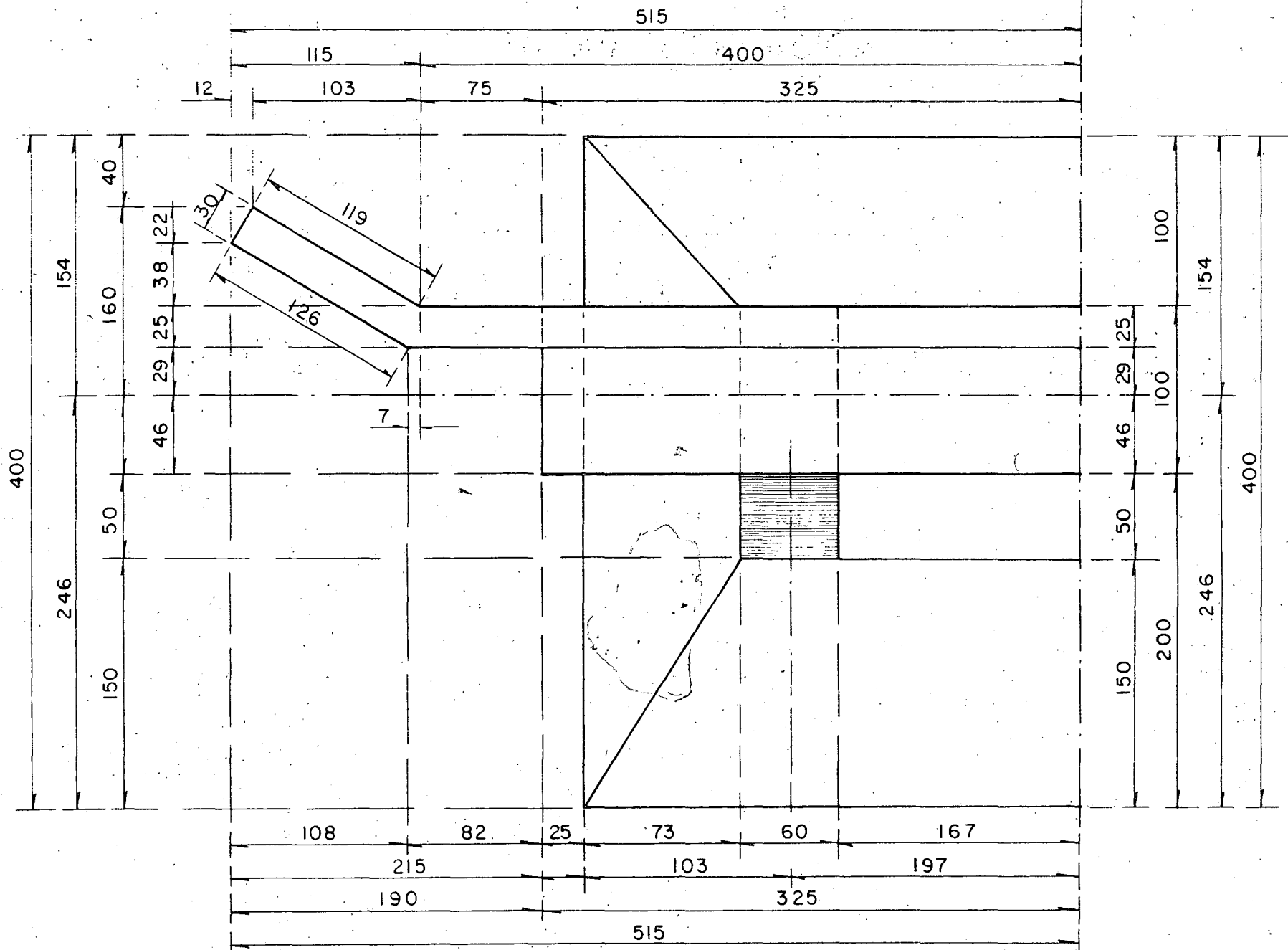
1. - El peso volumétrico de la tierra se considerará de:

$$\gamma = 1600 \text{ Kg/cm}^3$$

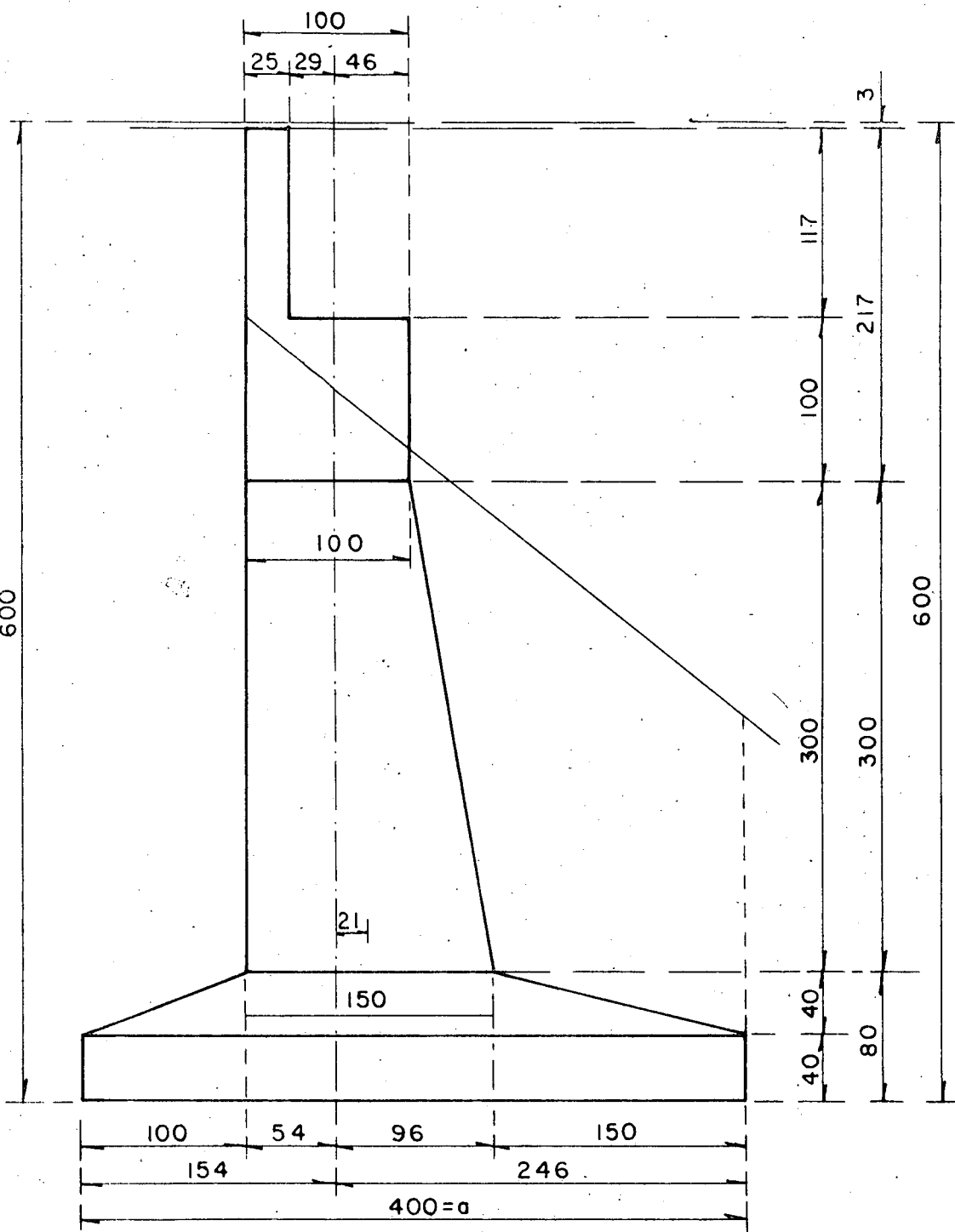
2. - Para el empuje de tierras se utilizará la fórmula de Rankine, con sobre carga, es decir: $E = 0.5 K_0 h (h + 2h_1)$

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/m³, según las recomendaciones AASHO.

4. - La sobrecarga viva se considerará de 1.20 m, según recomendaciones del Departamento de Puentes de la S. O. P.



MEDIA PLANTA



CORTE

CONSTANTES DE CALCULO PARA EL CONCRETO REFORZADO. -

$$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = 13.69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0.270$$

$$f_c = 0.40, f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$K = 0.30$$

$$J = 0.90$$

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 DCHL. -

ZONA .- (1)

$$W_{af} = (432 + 192) 0.50 \times 0.50 = 156 \text{ Kg/m}$$

$$W_{bg} = (1339 + 1099) 0.50 \times 0.50 = \frac{610}{766} \text{ Kg/m}$$

$$E_I = 766 \times 0.5 \times 1.19 = 456 \text{ Kg}$$

$$E_{Ix} = 456 \sin 30^\circ = 228 \text{ Kg}$$

$$E_{Iy} = 456 \cos 30^\circ = 395 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo al eje X : } B_{Ix} = 1.19 \times 0.5 \times \sin 30^\circ = 0.298 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al eje Y : } B_{Iy} = 1.19 \times 0.5 \times \cos 30^\circ = 0.515 \text{ m}$$

$$M_{Ix} = 228 \times 0.298 = 68 \text{ Kg - m}$$

$$M_{Iy} = 395 \times 0.515 = 203 \text{ Kg - m}$$

ZONA (II). -

$$W_{fj} = (192 + 0.00) 0.5 \times 0.40 = 38 \text{ Kg/m}$$

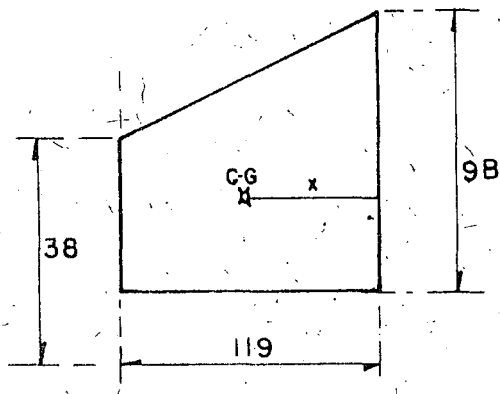
$$W_{gk} = (1099 + 576) 0.50 \times 1.09 = \frac{913}{951} \text{ Kg/m}$$

$$E_{II} = 951 \times 0.50 \times 1.19 = 566 \text{ Kg}$$

$$E_{IIx} = 566 \sin 30^\circ = 283 \text{ Kg}$$

$$E_{IIy} = 566 \cos 30^\circ = 490 \text{ Kg}$$

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). -

$$W_{bg} = (1339 + 1099) \cdot 0.50 \times 0.50 = 610 \text{ Kg/m}$$

$$W_{ch} = (1346 + 1106) \cdot 0.50 \times 0.50 = \frac{613 \text{ Kg/m}}{1223 \text{ Kg/m}}$$

$$E_{IIIy} = 1223 \times 0.50 \times 0.75 = 459 \text{ Kg}$$

$$B_{IIIy} = 0.75 \times 0.50 = 0.375 \text{ m}$$

$$M_{IIIy} = 459 \times 0.375 = 172 \text{ Kg - m}$$

ZONA (IV). -

$$W_{gk} = (1099 + 576) \cdot 0.50 \times 1.09 = 913 \text{ Kg/m}$$

$$W_{hl} = (1106 + 576) \cdot 0.50 \times 1.105 = \frac{929 \text{ "}}{1842 \text{ Kg/m}}$$

$$E_{IIIY} = 1842 \times 0.50 \times 0.75 = 691 \text{ Kg}$$

$$B_{IIIY} = 0.75 \times 0.50 = 0.375 \text{ m}$$

$$M_{IIIY} = 691 \times 0.375 = 259 \text{ Kg - m}$$

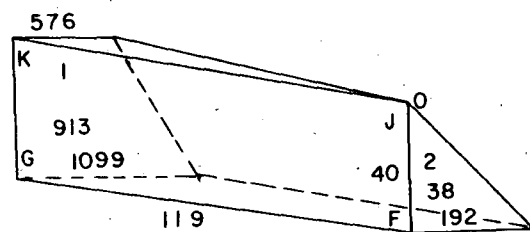
MOMENTOS RESPECTO AL EJE \overline{FGHI} .-

ZONA (II). -

$$E_{II} = 566 \text{ Kg}$$

$$E_{IIx} = 283 \text{ Kg}$$

$$E_{IIY} = 490 \text{ Kg}$$



$$X_1 = \frac{1.09}{3} \left(\frac{1099 + 2 \times 576}{1099 + 576} \right) = 0.488 \text{ m}$$

$$X_2 = \frac{0.40}{3} = 0.133 \text{ m}$$

$$M_1 = 913 \times 0.488 = 446 \text{ Kg}$$

$$M_2 = 38 \times 0.133 = \frac{5}{451} \text{ Kg}$$

$$\therefore \bar{Y} = \frac{451}{913+38} = 0.474 \text{ m (arriba de la corona)}$$

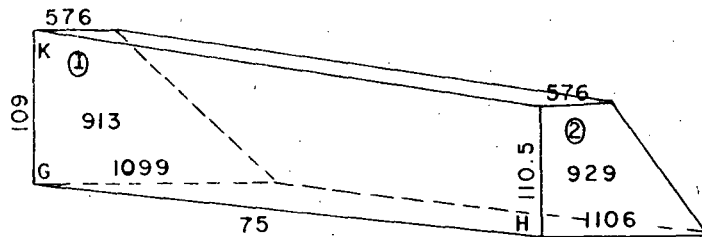
$$M_{IIY} = 490 \times 0.474 = 232 \text{ Kg - m}$$

ZONA (IV).-

$$E_{IIIY} = 691 \text{ Kg.}$$

$$Y_1 = \frac{1.09}{3} \left(\frac{1099 + 2 \times 576}{1099 + 576} \right) = 0.488 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{1.105}{3} \left(\frac{1106 + 2 \times 576}{1106 + 576} \right) = 0.494 \text{ m}$$



$$M_1 = 913 \times 0.488 = 446 \text{ Kg}$$

$$M_2 = 929 \times 0.494 = 459 \text{ "}$$
$$\frac{446 + 459}{905} \text{ Kg}$$

$$\therefore \bar{Y} = \frac{905}{913 + 929} = 0.491 \text{ m}$$

$$M_{IVY} = 691 \times 0.491 = 339 \text{ Kg - m}$$

ZONA (VI).-

$$W_{hI} = (1106 + 576) \cdot 0.50 \times 1.105 = 929 \text{ Kg/m}$$

$$W_{im} = (1138 + 576) \cdot 0.50 \times 1.170 = 1003 \text{ "}$$
$$\frac{929 + 1003}{1932} \text{ Kg/m}$$

$$E_{VIY} = 1932 \times 0.50 \times 3.25 = 3140 \text{ Kg}$$

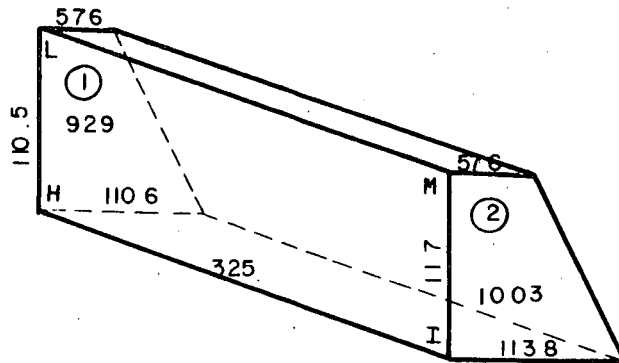
Braço:

$$Y_1 = \frac{1.105}{3} \left(\frac{1106 + 2 \times 576}{1106 + 576} \right) = 0.494 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{1.17}{3} \left(\frac{1138 + 2 \times 576}{1138 + 576} \right) = 0.521 \text{ m}$$

$$M_1 = 929 \times 0.494 = 459 \text{ Kg}$$

$$M_2 = 1003 \times 0.521 = \frac{523}{982} \text{ Kg}$$



$$\therefore \bar{Y} = \frac{982}{929 + 1003} = 0.508 \text{ m}$$

$$M_{VIY} = 3140 \times 0.508 = 1595 \text{ Kg} - \text{m}$$

RESUMEN DE LOS EMPUJES DE TIERRA. -

a). - RESPECTO AL EJE \overline{DCHL} . - (b = 159 cm, d = 19 cm).

c-c-7 sum.

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{FGHT} . - (b = 400 cm, d = 19 cm).

c-c-7 sum.

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. -

$$b). - \leq M = 80900 \text{ Kg} - \text{cm}, b = 159 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{80900}{13.69 \times 159}} = 6.10 \text{ cm} < 19 \text{ cm} \therefore$$

Se adopta $d = 19 \text{ cm}$; $r = 6 \text{ cm}$; $h. = 25 \text{ cm}$

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). -

$$\leq M = 175 + 259 = 434 \text{ Kg} - \text{m} = 43400 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$b = 109 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{43400}{2000 \times 0.90 \times 19} = 1.27 \text{ cm}^2/1.09 \text{ m} = 1.17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s1} = \frac{0.667 \times 1.27}{0.545} = 1.55 \text{ cm}^2/\text{m} < 6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s2} = \frac{0.333 \times 1.27}{0.545} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{m} < 6 \text{ cm}^2/\text{m} \therefore$$

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). -

$$\sum M = 216600 \text{ Kg-cm}, \quad b = 400 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{216600}{2000 \times 0.90 \times 19} = 6.33 \text{ cm}^2/4.00 \text{ m} = 1.58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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 -
cabezal.

REFUERZO VERTICAL EN LA PROLONGACION DEL DIAFRAGMA Y ALEROS. -

a). - Momento torsionante debido al empuje de tierras. -

Respecto al eje \overline{DCHL}

Zona (I):

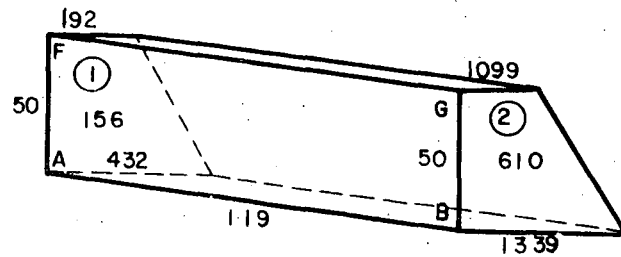
$$Ely = 395 \text{ Kg}$$

$$Y_1 = \frac{0.50}{3} \left(\frac{2 \times 432 + 192}{432 + 192} \right) = 0.282 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{0.50}{3} \left(\frac{2 \times 1339 + 1099}{1339 + 1099} \right) = 0.258 \text{ m}$$

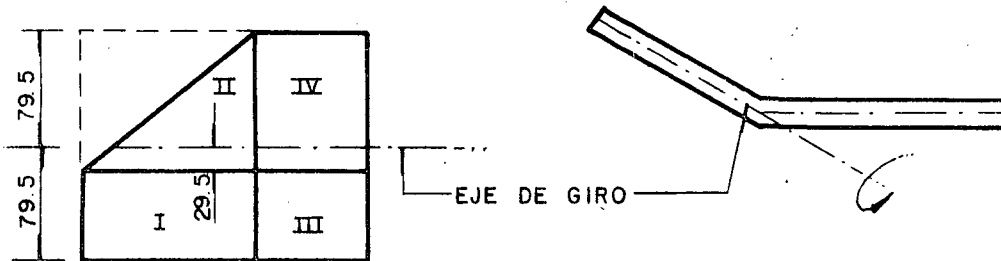
$$M_1 = 156 \times 0.282 = 44 \text{ Kg}$$

$$M_2 = 610 \times 0.258 = \frac{157 \text{ "}}{201 \text{ Kg}}$$



$$\bar{Y} = \frac{201}{156+610} = 0.262 \text{ m (Abajo del eje)}$$

Sin error apreciable supondremos que el alero es rectangular, de altura $h = 1.59\text{m}$, siendo el semiperalte igual a 0.795 m , por donde pasará el eje de giro, según las siguientes figuras.



$$\text{Brazo para la zona (I)} = 0.262 + 0.295 = 0.557 \text{ m}$$

$$\therefore M_{Iy} = 395 \times 0.557 = 220 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

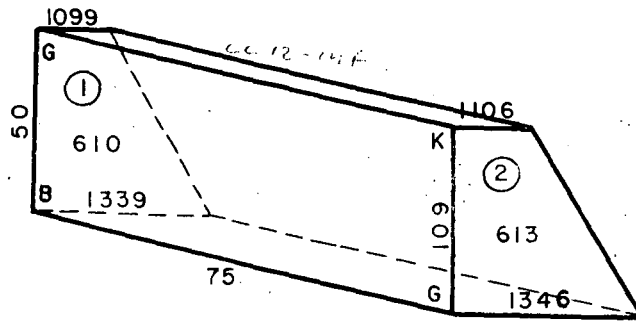
Zona (III). -

$$E_{IIIy} = 459 \text{ Kg}$$

$$Y_1 = \frac{0.50}{3} \left(\frac{2 \times 1339 + 1099}{1339 + 1099} \right) = 0.258 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{0.50}{3} \left(\frac{2 \times 1346 + 1106}{1346 + 1106} \right) = 0.258 \text{ m}$$

$$\therefore \bar{Y} = 0.258 \text{ m}$$



Brazo para la zona III = $0.258 + 0.295 = 0.553\text{m}$ abajo del eje

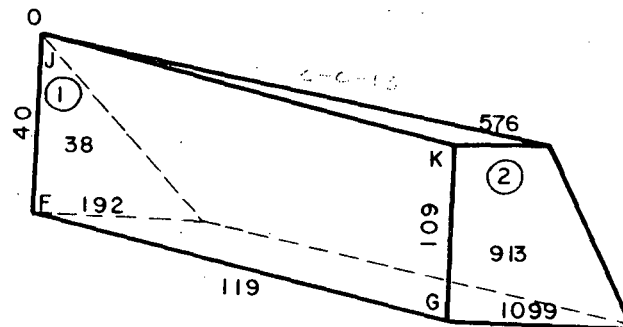
$$M_{IIIY} = 459 \times 0.553 = 254 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

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). -

$$M_{ppI} = (0.36 + 1.09) \cdot 0.5 \times 0.25 \times 1.225 \times 2400 = 533 \text{ Kg}$$

$$\text{Posición} = \frac{1.225}{3} \left(\frac{0.36 + 2 \times 1.09}{0.36 + 1.09} \right) = 0.715 \text{ m (desde la orilla)}$$

$$\text{Brazo} = 0.257 \text{ m}$$

$$M_{ppII} = 533 \times 0.257 = 137 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Zona (III). -

$$PP_{IV} = 0.785 \times 0.50 \times 0.25 \times 2400 = 236 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 0.000 \text{ m}$$

$$M_{ppIV} = 0$$

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" . - ^o

C-C-15' SOP

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: $\frac{247}{1657} + 0.415 = 0.564 \text{ m}$

Cómo puede observarse, éstos momentos también resultan negativos, entonces para obtener el momento torsionante total, sumaremos los dos resultados, es decir:

$$M_{\text{total}} = 251 + 247 = 498 \text{ Kg} - \text{m}$$

c). - Momento por flexión vertical, debido al peso propio. -

Se tomarán los giros que se produzcan sobre el eje D C H L

(Los brazos son gráficos)

c-c-11 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

$$X = \frac{1814}{1657} = 1.095 \text{ m del eje D C H L}$$

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". - DINHAM, se tendrá:

$$\sqrt{v_{\text{tor}}} = k \left(\frac{M_{\text{tor}}}{b^2 h} \right), \text{ en donde } k = 3 + \frac{0.45 \frac{h}{b}}$$

$$k = 3 + \frac{2.6}{0.45 \left(\frac{160.5}{25} \right)} = 3.90$$

$$\therefore \tau_{\text{tor}} = \frac{3.90 \times 49800}{25^2 \times 160.5} = 1.936 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE POR FLEXION VERTICAL. -

$$\tau_{fv} = \frac{V_v}{b'd} = \frac{1657}{25 \times 154.5} = 0.429 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE VERTICAL MAXIMO. -

$$\tau_{v\text{máx.}} = \tau_{\text{tor}} + \tau_{fv} = 1.936 + 0.429 = 2.365 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE DEBIDO AL EMPUJE DE TIERRAS. -

$$\tau_h = \frac{\sum E}{bd} = \frac{2035}{25 \times 154.5} = 0.527 \text{ Kg/cm}^2$$

TENSION DIAGONAL DEBIDO AL ESFUERZO COMBINADO DE FLEXION Y TORSION. -

$$TD = \sqrt{(\tau_{v\text{máx.}})^2 + (\tau_h)^2} = \sqrt{2.365^2 + 0.527^2} = 2.423 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo permisible, según el apartado 6.15.3 del "Reglamento Australiano", para la tensión diagonal, vale:

$$\tau_{\text{perm}} = 0.08 f'c + 5.6 = 0.08 \times 250 + 5.6 = 25.60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2.423 \text{ Kg/cm}^2 < 25.60 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bien}$$

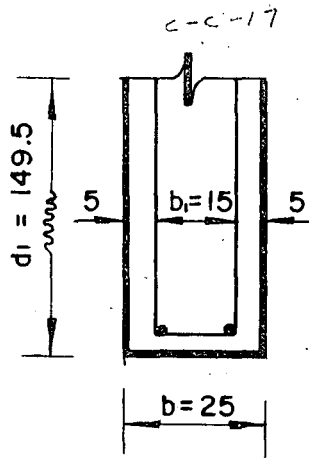
Por otra, de acuerdo con el Departamento de Puentes de la S.O.P., en el sentido de que el concreto no puede absorber tensión alguna, entonces el esfuerzo cortante por torsión y por flexión vertical, serán tomados con estribos.

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. .

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CABEZAL. -

CARGAS QUE ACTUAN SOBRE EL CABEZAL. - (REACCIONES)

1. - CARGA MUERTA. -

$$\text{Parapeto} = 40 \times 20 \times 0.50 = 820 \text{ Kg}$$

$$\text{Superestructura} = 99.609 \times 2400 \times 0.50 = 119531 \text{ "}$$
$$\text{CM} = \frac{119531}{6.50} \text{ Kg}$$

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.

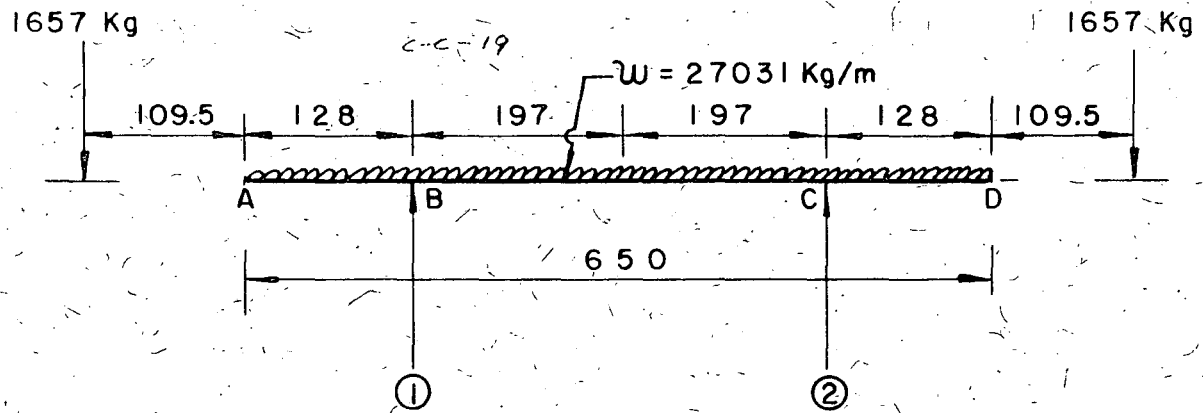
$$Pc = 1.00 \times 1.00 \times 6.50 \times 2400 = 15600 \text{ Kg}$$

La carga uniformemente repartida vale:

$$W = \frac{120351 + 35346 + 4407 + 15600}{6.50} = 27031 \text{ Kg/m}$$

La carga concentrada vale:

$$P = 1657 \text{ Kg}$$



$$R_1 = R_2 = \frac{2 \times 1657 + 27031 \times 6.50}{2} = 89508 \text{ Kg}$$

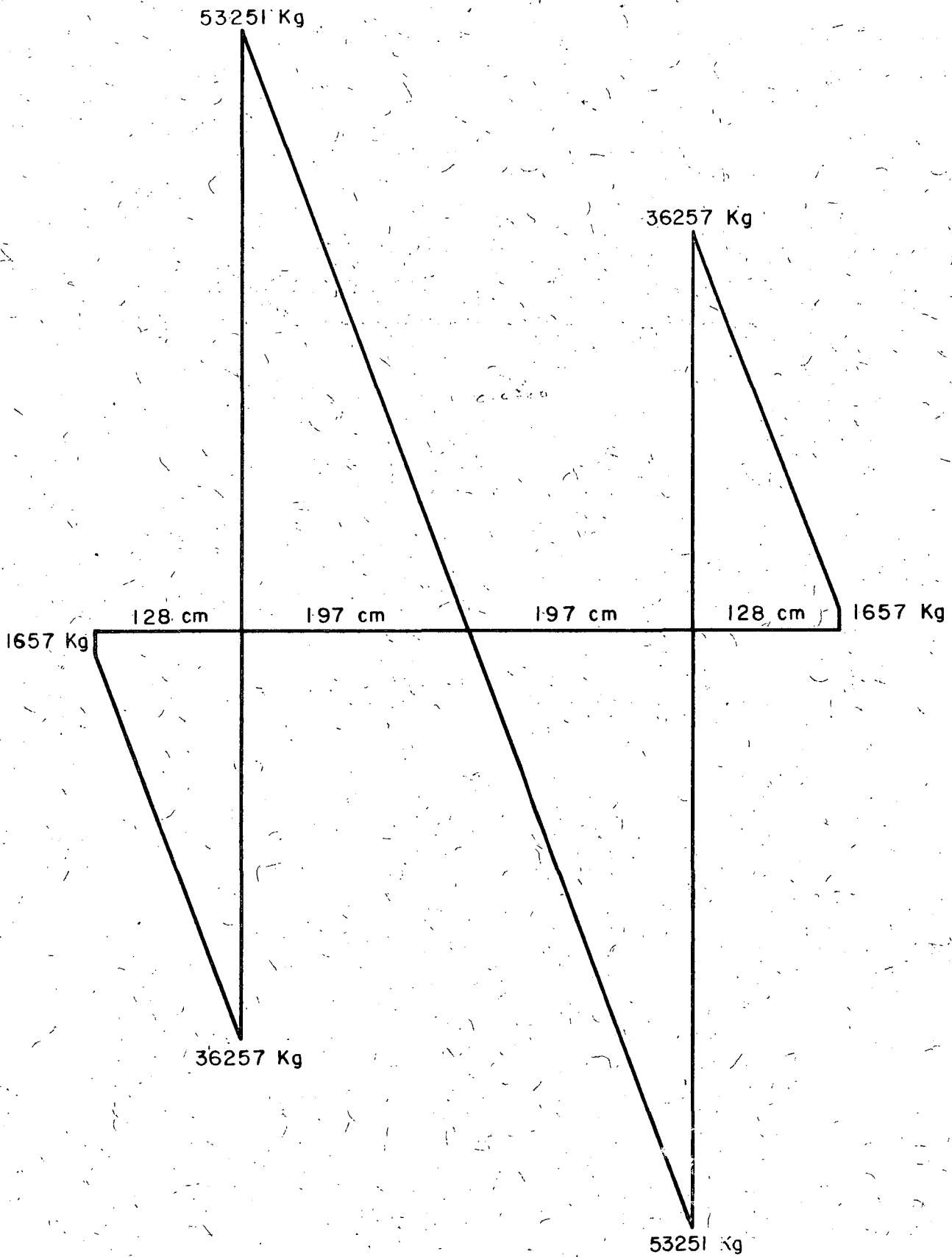
Momento negativo:

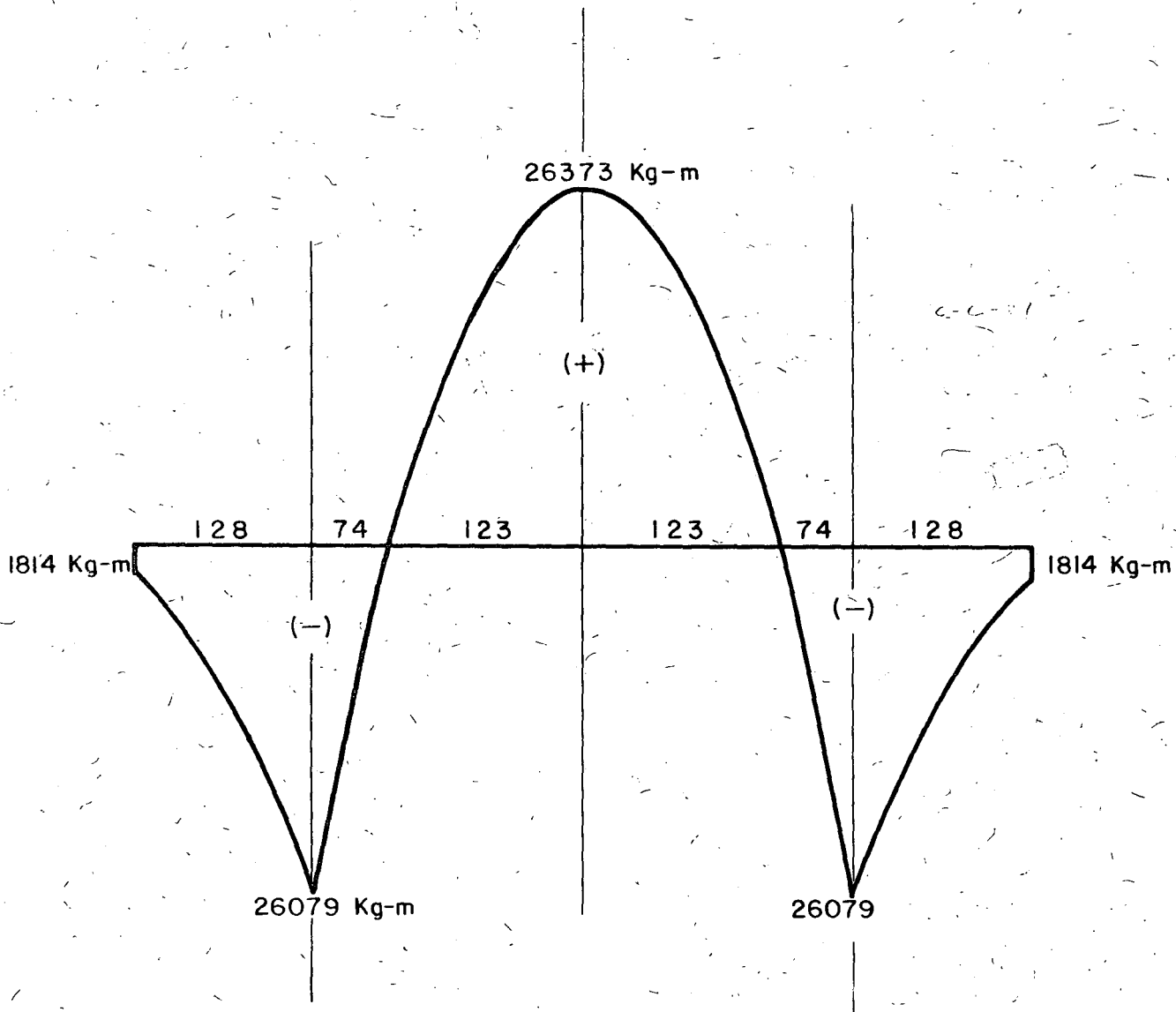
$$M_b = 1657 \times 2.375 + \frac{27031 \times 1.28^2}{2} = 26079 \text{ Kg - m}$$

Momento positivo o flexionante:

$$M_{flex} = \frac{WL^2}{8} - M_b = \frac{27032 \times 3.94^2}{8} - 26079 = 26373$$

DIGRAMA DE CORTANTES





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:

$$\tau_{perm} = \frac{1.32 \sqrt{f'_c}}{D} = \frac{36.366}{D} \leq 25 \text{ Kg/cm}^2$$

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:

$$A_s = \frac{2\,637\,300}{2000 \times 0.90 \times 92} = 15.93 \text{ cm}^2$$

Peró según A. C. I. -911, el mínimo acero de refuerzo, tanto positivo, como negativo, deberá ser:

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{14}{f_y} \cdot A_g = \frac{14}{4200} \times 100 \times 100 = 33.33 \text{ cm}^2$$

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. -

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{D} = 14.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Sigma o_{calcul} = \frac{4A_s}{D} = \frac{4 \times 35.49}{2.54} = 55.89 \text{ cm}$$

$$\mu_{calc.} = \frac{V}{\Sigma o J d} = \frac{53251}{55.89 \times 0.90 \times 92} = 11.51 \text{ Kg/cm}^2$$

Como $11.51 \text{ Kg/cm}^2 < 14.32 \text{ Kg/cm}^2$, la sección no falla por adherencia

REVISION POR CORTANTE. -

$$v_{calc} = \frac{V}{bd} = \frac{53251}{100 \times 92} = 5.79 \text{ Kg/cm}^2$$

$5.79 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2$, 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 especificado, 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)

$$W_{dh} = (1586 + 1106) 0.5 \times 1.105 = 1487 \text{ Kg/m}$$

$$W_{el} = (1618 + 1138) 0.5 \times 1.170 = \frac{1612}{3099} \text{ Kg/m}$$

$$E_V = 3099 \times 0.5 \times 3.25 = 5036 \text{ Kg}$$

Cálculo de \bar{Y} .-

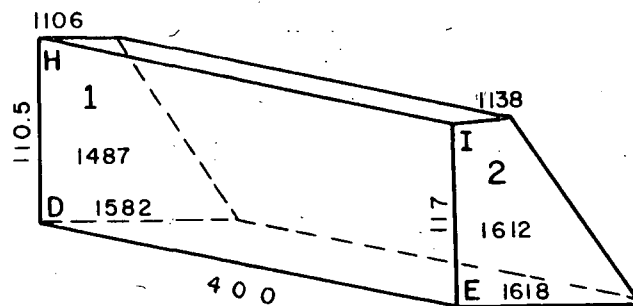
$$Y_1 = \frac{1.105}{3} \left(\frac{2 \times 1106 + 1586}{1106 + 1586} \right) = 0.520 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{1.17}{3} \left(\frac{2 \times 1138 + 1618}{1138 + 1618} \right) = 0.551 \text{ m}$$

$$\bar{Y} = (0.520 + 0.551) 0.5 = 0.536 \text{ m}$$

Entonces el brazo de desplante será:

$$Y_D = 3.80 + 0.536 = 4.336 \text{ m}$$



	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	10072	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.

$$P_{inf.} = 480 (5.17 + 0.60) = 2770 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{sup} = 480 (2.17 + 0.60) = \frac{1329 \text{ Kg/m}^2}{4099 \text{ Kg/m}^2}$$

$$E_t = (4099 \times 0.50 \times 3.00 \times 0.60 \times 2) \times 3 = 32135 \text{ Kg}$$

$$Y = \frac{3.00}{3} \left(\frac{2770 + 2 \times 1329}{2770 + 1329} \right) = 1.324 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al desplante} = 0.80 + 1.324 = 2.124 \text{ m}$$

c). - Sobre el respaldo de la zapata:

$$P_{inf} = 480 (5.97 + 0.60) \times 0.80 = 2523 \text{ Kg/m}$$

$$P_{sup} = 480 (5.17 + 0.60) \times 0.80 = \frac{2216 \text{ "}}{4739 \text{ Kg/m}}$$

$$E_T = 4739 \times 0.5 \times 6.00 = 14217 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo al desplante} = \frac{0.80}{3} \left(\frac{2 \times 2216 + 2523}{2216+2523} \right) = 0.391 \text{ m}$$

RESUMEN DE LOS EMPUJES DE TIERRA. -

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
Et1	20422	4.762	97242
Et2	22135	2.124	47015
Et3	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:

$$A_{inf} = 4.00 \times 6.00 = 24.00 \text{ m}^2$$

$$A_{sup} = 1.50 \times 4.54 = 6.81 \text{ m}^2$$

$$\therefore V_2 = \left(24 + 6.81 + \sqrt{24 \times 6.81} \right) \frac{0.40}{3} = 5.813 \text{ m}^3$$

$$\text{Volúmen total} = 15.413 \text{ m}^3$$

$$PP_5 = 15.413 \times 2400 = 36991 \text{ Kg}$$

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
<hr/>		<hr/>
2.700 m ²		5.283 m ³

$$\bar{X} = 1.957 \text{ m} = \frac{5.283}{2.700}$$

$$\therefore \text{Brazo al punto x} = 4.00 - 1.957 = 2.043 \text{ m}$$

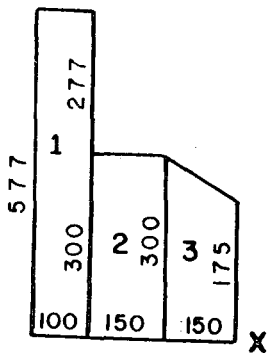
RESUMEN DEL PESO PROPIO. -

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. -



$$Pt_1 = 1.00 \times 5.77 \times 6.00 \times 1600 = 55392 \text{ Kg}$$

Brazo al punto x = 5.50 m

$$Pt_2 = 1.50 \times 3.00 \times 3.34 \times 1600 = 24048 \text{ Kg}$$

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 SUR

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MONENTO (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 SUR

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.

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)

$$\bar{Y} = \frac{193\ 088}{67019} = 2.881\ m$$

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)

$$\Sigma FV = 340\ 478\ Kg$$

$$\Sigma MV = 932\ 593\ Kg - m$$

$$\Sigma FH = 76\ 019\ Kg$$

$$\Sigma MH = 193\ 088\ Kg - m$$

$$e = \frac{a}{2} \left(\frac{\Sigma MV - \Sigma MH}{\Sigma FV} \right) = \frac{400}{2} - \left(\frac{932\ 593 - 193\ 088}{340\ 478} \right)$$

$$e). - 2.00 - 2.172 = - 0.172 \text{ m}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{4.00}{6} = 0.667 \text{ m} > -0.172 \text{ m} \therefore \text{bién}$$

$$\text{Los esfuerzos valen: } f = \frac{\sum FV}{ab} \left(1 \pm \frac{6e}{a} \right)$$

$$f_{\text{máx}} = \frac{340\,478}{4 \times 6} \left(1 + \frac{6(-0.172)}{4} \right) = 10526 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_{\text{máx}} = 1.0526 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{mín}} = \frac{340\,476}{4 \times 6} \left(1 - \frac{6(-0.172)}{4} \right) = 17\,847 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 1.7847 \text{ Kg/cm}^2$$

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)

$$\sum FV = 340478 \text{ Kg}$$

$$\sum MV = 932593 \text{ Kg - m}$$

$$\sum FH = 67019 - 1230 + 0.30 \times 1230 = 66158 \text{ Kg}$$

$$\sum MH = 193088 - 5904 + 0.30 \times 5904 = 188955 \text{ Kg - m}$$

$$e = \frac{4.00}{2} - \left(\frac{932593 - 188955}{340478} \right) = -0.184 \text{ m}$$

$$\frac{4.00}{6} = 0.667 > -0.184 \therefore \text{bién}$$

$$f_{\text{máx}} = \frac{340478}{24} \left[1 + \frac{6(-0.184)}{4} \right] = 10271 \text{ Kg/m}$$

$$f_{\text{máx}} = 1.0271 \text{ Kg/cm}^2$$

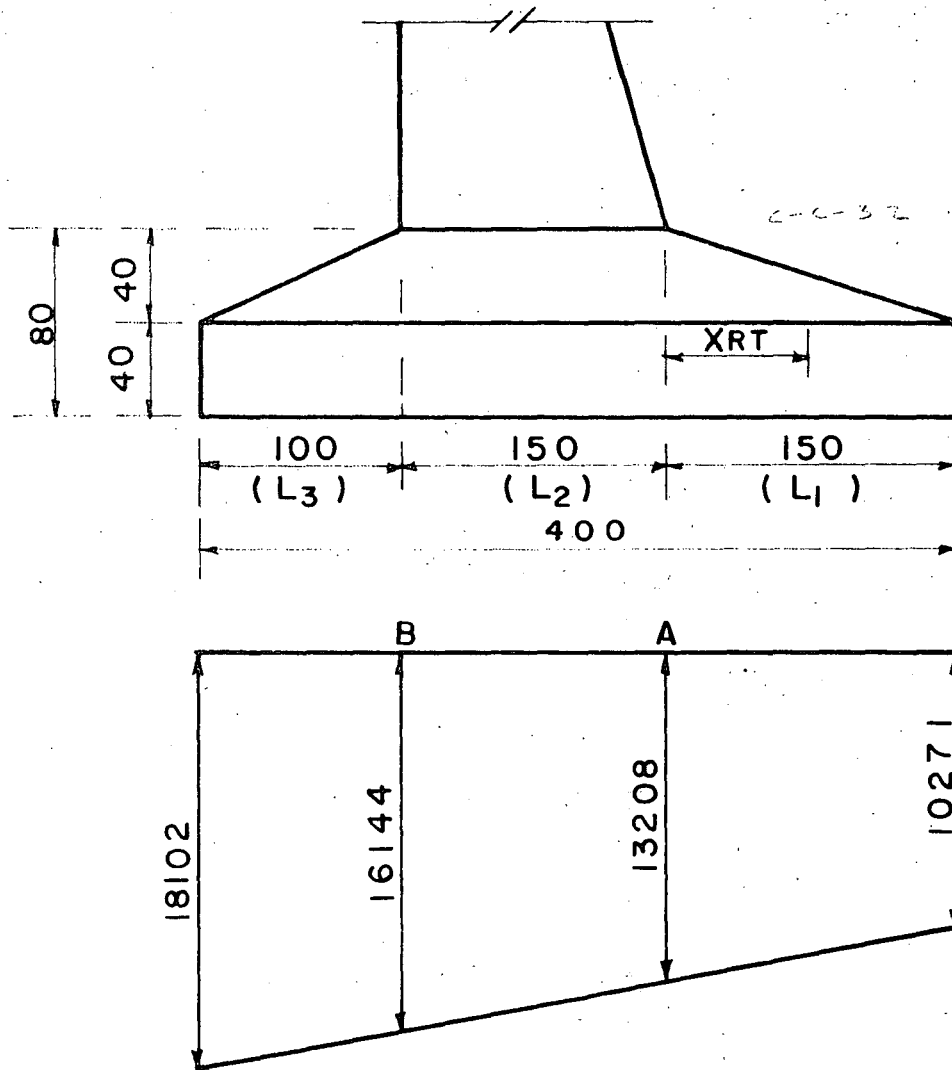
$$f_{\text{mín}} = \frac{340478}{24} \left[1 - \frac{6(-0.184)}{4} \right] = 18102 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 1.02 \text{ Kg/cm}^2$$

$$CS_V = \frac{932593}{188955} = 4.94 > 2.00 \therefore \text{bién}$$

$$CS_D = \frac{0.52 \times 340478}{66158} = 2.68 > 1.00 \therefore \text{bien}$$

DISEÑO DE LA ZAPATA (UTILIZAREMOS EL GRUPO III)



$$f_b = 10271 + \frac{7831 \times 3.00}{4.00} = 16144 \text{ Kg/m}^2$$

$$F_a = 10271 + \frac{7831 \times 1.50}{4.00} = 13208 \text{ Kg/m}^2$$

ANALISIS DE LA SECCION "A" .-

Reacción del terreno:

$$R_t = \frac{f_{\text{máx}} + f_{\text{a}}}{2} \times L_1 = \frac{10271 + 13208}{2} \times 1.50 = 17609 \text{ Kg/m}^2$$

$$\bar{X}_{rt} = \frac{1.50}{3} \left(\frac{13208 + 2 \times 10271}{13208 + 10271} \right) = 0.719 \text{ m}$$

$$M_{rt} = 17609 \times 0.719 = 12661 \text{ Kg - m/m}$$

Peso propio. - (Parte de la zapata en estudio)

$$PP_2 = (0.40 \times 1.50 + 0.40 \times 1.50 \times 0.5) \times 2400 = 2160 \text{ Kg/m}^2$$

$$X_{pp} = \frac{1.50}{3} \left(\frac{0.80 + 2 \times 0.40}{0.80 + 0.40} \right) = 0.667 \text{ m}$$

$$M_{pp2} = 2160 \times 0.667 = 1440 \text{ Kg - m/m}$$

Peso de la tierra sobre la zapata. -

$$PT = (3.00 + 1.75) \times 0.5 \times 1.50 \times 1600 = 5700 \text{ Kg/m}$$

$$X_{pt} = \frac{150}{3} \left(\frac{3.00 + 2 \times 1.75}{3.00 + 1.75} \right) = 0.684 \text{ m}$$

$$M_{pt} = 5700 \times 0.684 = 3900 \text{ Kg - m/m}$$

Resumen. -

$$\leq V_a = 17609 - 2160 - 5700 = 9749 \text{ Kg}$$

$$\leq M_a = 12661 - 1440 - 3900 = 7321 \text{ Kg - m}$$

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 5 C a cada 20 cm ($A_s = 9.90 \text{ cm}^2$)

Revisión por adherencia. -

$$\epsilon_o \text{ calc} = \frac{4A_s}{D} = \frac{4 \times 9.90}{1.59} = 24.91 \text{ cm}$$

$$\mu_{\text{calc}} = \frac{9749}{24.91 \times 0.9 \times 72} = 6.04 \text{ Kg/cm}^2$$

$$6.04 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bién}$$

Revisión por cortante. -

$$\sqrt{v}_{\text{perm}} = 0.53 \sqrt{250} = 8.38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{v}_{\text{calc}} = \frac{9749}{100 \times 72} = 1.35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1.35 \text{ Kg/cm}^2 < 8.38 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bién}$$

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 valuadas 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. -

$$CM = 120351 \times 0.5 = 60176 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } X_{cm} = -0.21 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 60176 (-0.21) = -12637 \text{ Kg - m} \quad (-)$$

2. -

$$CV = 35346 \times 0.5 = 17673 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } X_{cv} = -0.21 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 17673 (-0.21) = -3711 \text{ Kg - m} \quad (-)$$

3. - FRENAJE. -

$$F_R = 1767 \times 0.5 = 884 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } Y_{fr} = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 884 \times 3.50 = 3094 \text{ Kg - m} \quad (+)$$

4. - FRICCION. -

$$Fr = 6018 \times 0.5 = 3009 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } Y_{fr} = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 3009 \times 3.50 = 10532 \text{ Kg - m} \quad (+)$$

5. - VIENTO TANGENCIAL EN LA SUPERESTRUCTURA. -

$$VTS = 1230 \times 0.50 = 615 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = Y_{vts} = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 615 \times 3.50 = 2153 \text{ Kg - m} \quad (+)$$

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 cabezal

$$E_{ta} = 20422 \times 0.50 = 10211 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } Y_{ET} = 4.762 - 1.30 = 3.462 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 10211 \times 3.462 = 35350 \text{ Kg - m } \left(+ \right)$$

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. -

$$PPb = 4436 \times 0.50 = 2218 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } X = - 2.875 + 2.25 = - 0.625 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 2218 (-0.625) = -1386 \text{ Kg} - \text{m}$$

c). - Por el cabezal

$$PP_c = 7800 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo:} = -0.21 - 0.04 = -0.25 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 7800 (-0.25) = -1950 \text{ Kg} - \text{m}$$

d). - Por las columnas.

$$PP_d = 10800 \times 0.5 = 5400 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo:} = -2.367 + 2.25 = -0.117 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 5400 (-0.117) = -632 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$\Sigma F = 17075 \text{ Kg}$$

$$\Sigma M = -5251 \text{ Kg} - \text{m} +)$$

$$\bar{X} = \frac{-5251}{17075} = -0.308 \text{ m (a la izq. del eje centroidal y - y)}$$

RESUMEN TOTAL DE FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANDO SOBRE UNA COLUMNA. -

a). - Por fuerzas verticales.

C-C-37 5-1

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-37-19 f

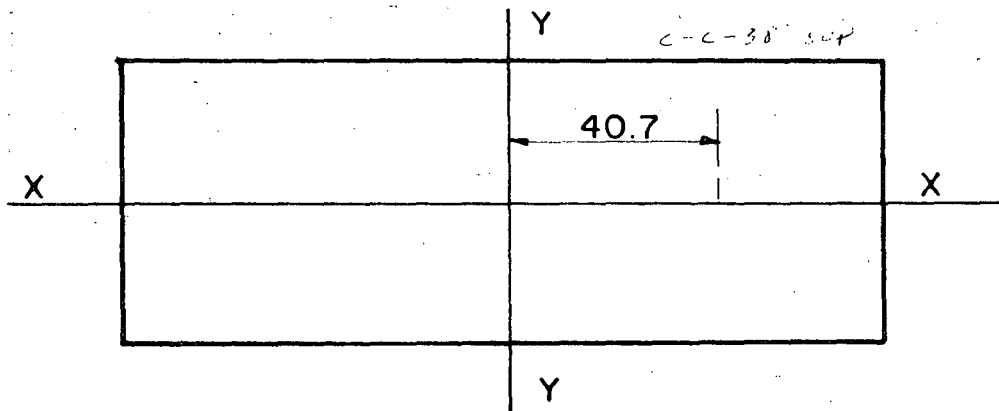
CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m.)	MOMENTO (Kg.-m.)
FR	884	3.500	3094
F _r	3009	3.500	10532
VTS	615	3.500	2153
VTCV	615	3.500	2153
ET	21278	2.090	44470
Σ	26401		60249

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-28 1116

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:

$$\frac{P_{\text{ruptura}}}{\omega + \text{pactante}} \geq 3$$

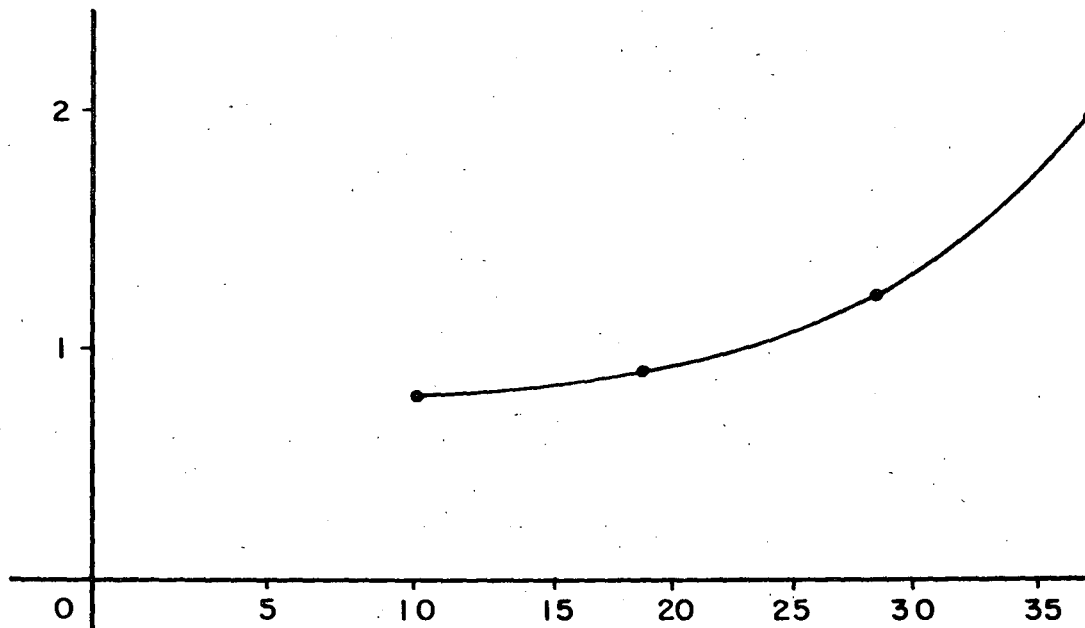
Donde:

$$P_{\text{rupt}} = 94924$$

El valor de " ω " lo obtendremos de la siguiente tabla:

C-2-34

Hs 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

$$\text{Entonces: Pandeo} = \frac{279910}{94924 \times 0.98} = 3.01 \hat{=} 3.00 \therefore \text{bién}$$

REVISION POR CARGA EXCENTRICA. -

Según DIN - 1045, la revisión para carga axial, será igual a la revisión por pandeo.

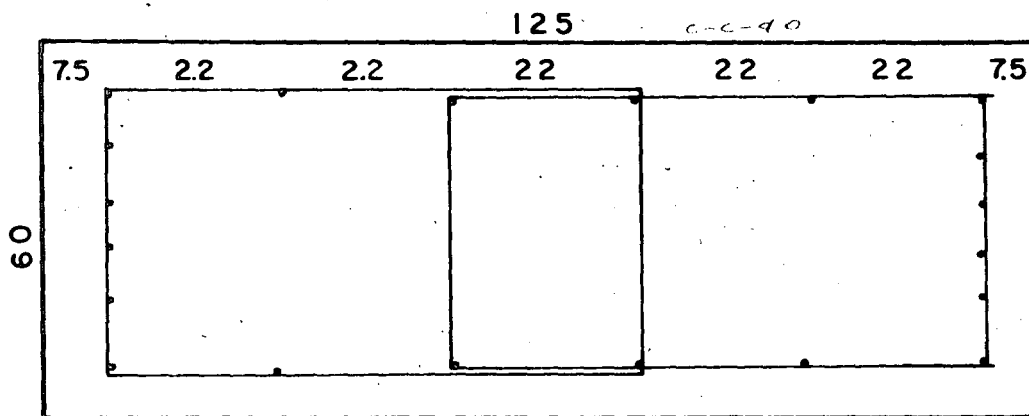
ACERO ADICIONAL EN LAS CARAS ANCHAS DE LA COLUMNA. -

Se colocarán 4 varillas 12C, para facilitar el armado de los estribos.

ESTRIBOS SEGUN DIN . -

Por especificación deberá ser el 0.25%, del volumen de concreto. -

$$V = 0.0025 \times 7500 \times 100 = 1875 \text{ cm}^3$$



La longitud de un estribo promedio 4C de 4 ramas, según se muestra en la figura, es

$$L = 2 \cdot (2 \times 50 + 2 \times 71) = 484 \text{ cm.}$$

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

$$V_1 = \left[(0.86 + 1.59) \cdot 0.5 \times 0.25 \times 1.225 \right] \times 2 = 0.7503 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 1.5975 \times 0.785 \times 0.25 \times 2 = 0.6270 \text{ m}^3$$

$$V_3 = 1.1375 \times 6.50 \times 0.25 = 1.8484 \text{ m}^3$$

$$\text{por lo tanto } V_a = 3.2257 \text{ m}^3$$

b). - Cabezal y zoclos

$$V_1 = 1.00 \times 1.00 \times 6.50 = 6.50 \text{ m}^3$$

$$V_2 = (0.5935 \times 0.587 \times 0.087) \cdot 7 = 0.2122 \text{ m}^3$$

$$\text{Por lo tanto: } V_b = 6.7122 \text{ m}^3$$

c). - Columnas. -

$$V_c = (1.50 + 1.00) \cdot 2.40 \times 0.60 \times 2 = 3.600 \text{ m}^3$$

d). - Contratrabe. -

$$V_d = 1.50 \times 0.60 \times 6.50 = 5.850 \text{ m}^3$$

e). - Zpata. -

$$\text{Parte constante: } V_1 = 6.00 \times 4.00 \times 0.40 = 9.600 \text{ m}^3$$

Parte variable:

$$A_{\text{inf.}} = 4.00 \times 6.00 = 24.00 \text{ m}^2$$

$$A_{sup} = 1.50 \times 4.54 = 6.81 \text{ m}^2$$

$$V_2 = \left(24 + 6.81 + 24 \times 6.81 \right) \frac{0.40}{3} = 5.8126 \text{ m}^3$$

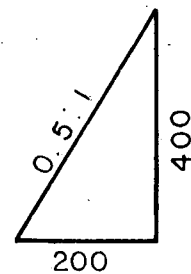
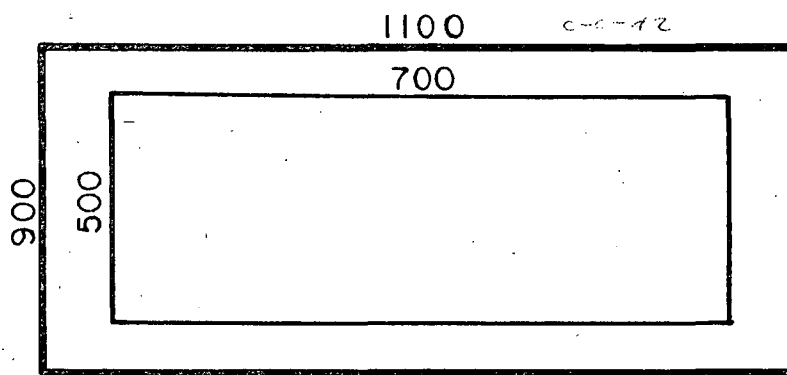
Por lo tanto $V_e = 15.4126 \text{ m}^3$

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
 Banquetas en el piso, de 0.50 m



$$\text{Area inf: } A_i = 7.00 \times 5.00 = 35.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Asup : } A_s = 9.00 \times 11.00 = 99.00 \text{ m}^2$$

$$V = \left(35 + 99 + \sqrt{35 \times 99} \right) \frac{4.00}{3} = 257 \text{ m}^3$$

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 volúmen 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

$$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.40 f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$k = 0.30$$

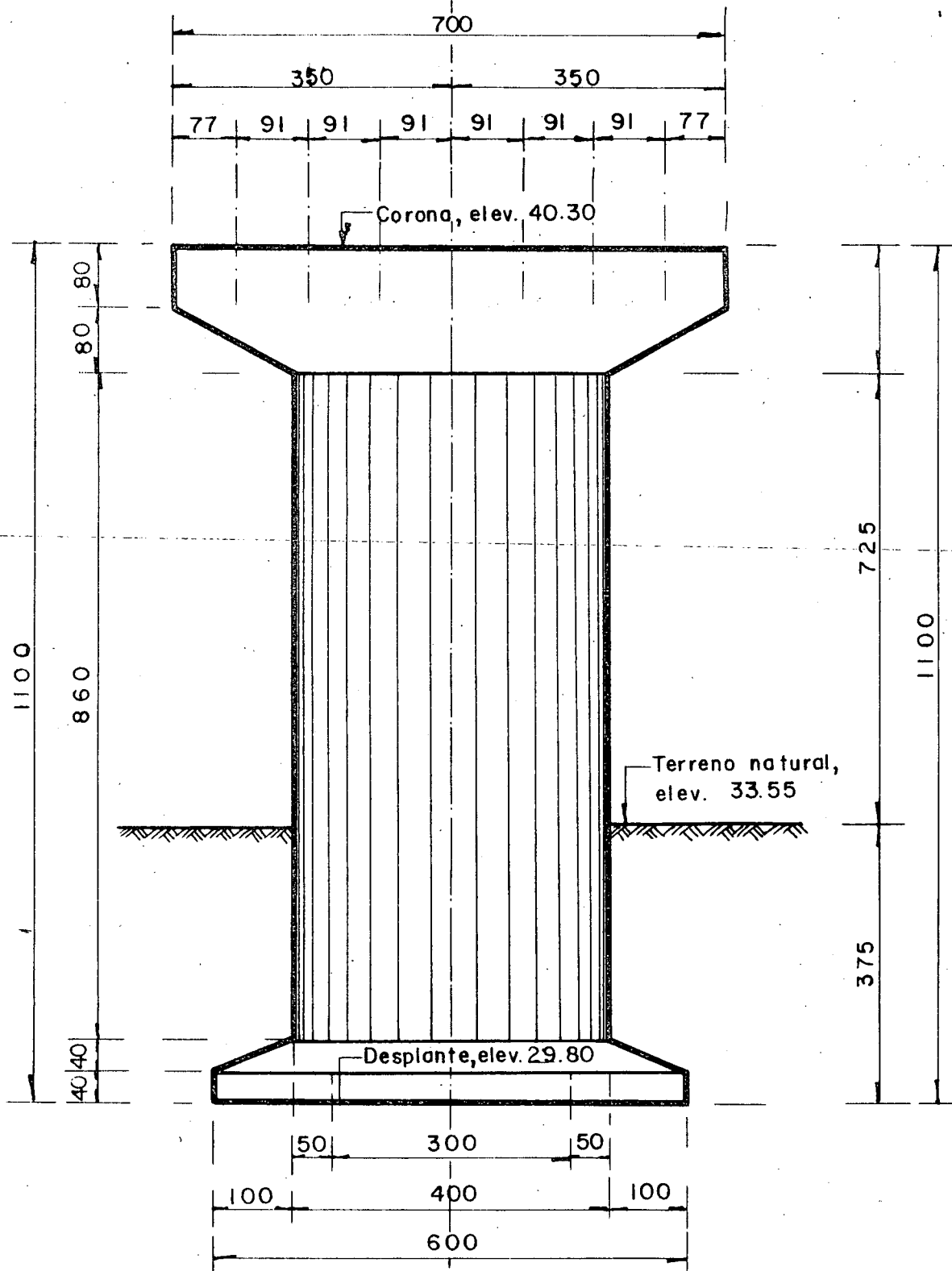
$$J = 0.90$$

$$K = 13.69 \text{ Kg/cm}^2$$

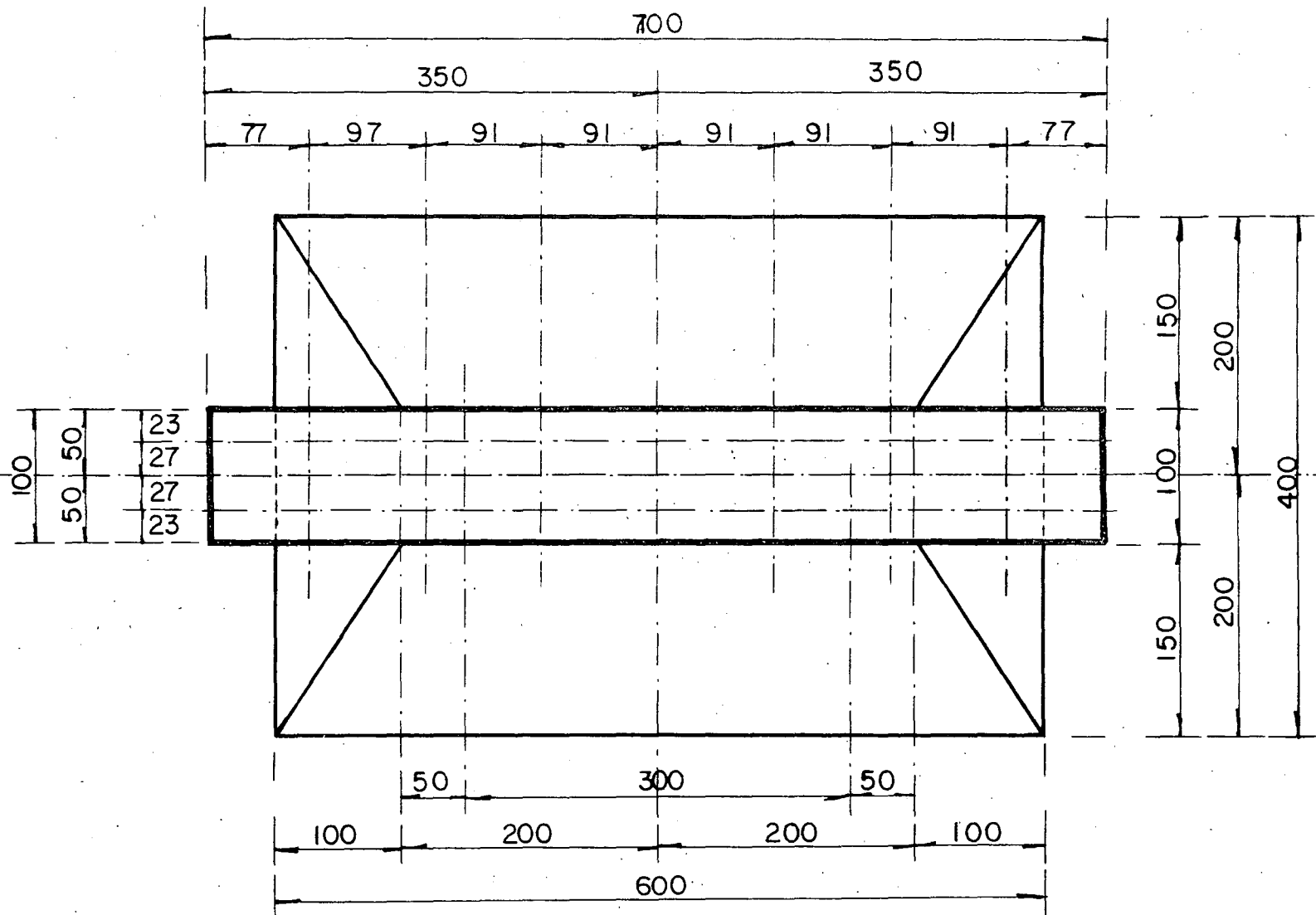
$$\alpha = 0.270$$

DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA PROPUESTA. -

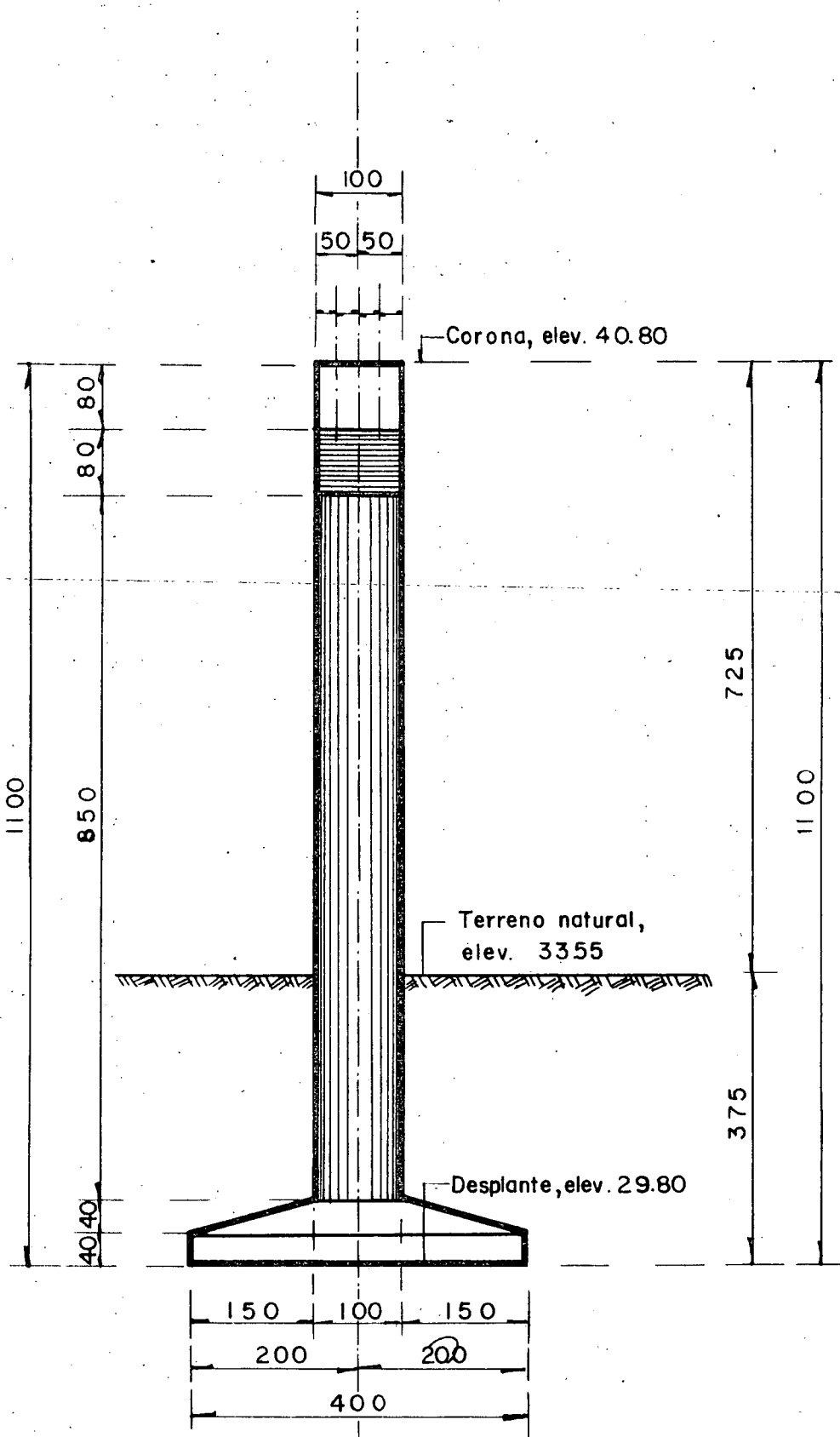
El tipo de estructura propuesta puede verse en las hojas siguientes:



E L E V A C I O N
 (ESCALA 1:80)



PLANTA
(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:

$$\sum F = 123922 + 39700 + 5434 = 169056 \text{ Kg}$$

$$\sum M = 221820 + 71063 + 4836 = 297719 \text{ Kg - m}$$

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:

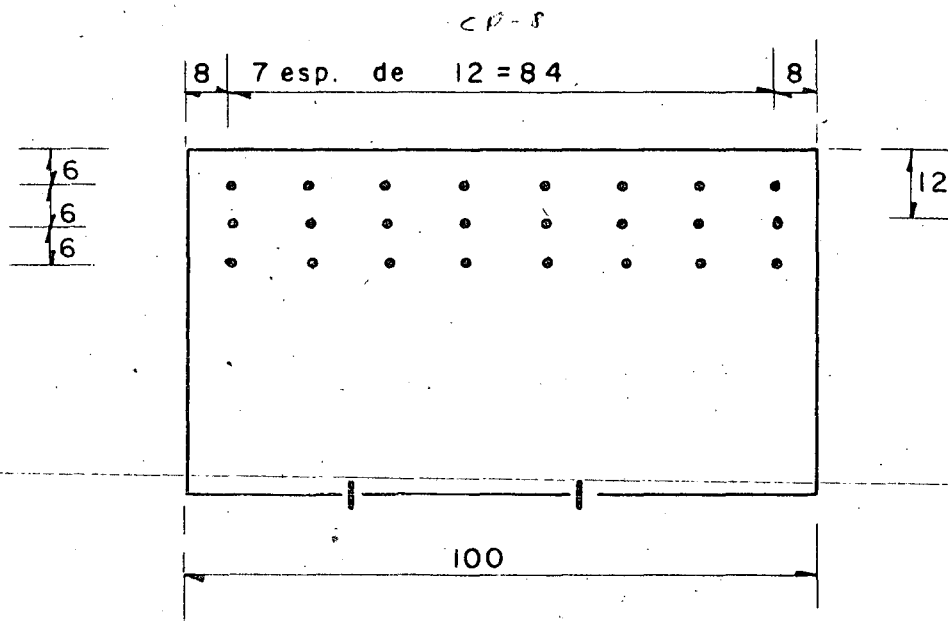
$$d = 148 \text{ cm}$$

$$r = 12 \text{ cm}$$

$$h = 160 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{29771900}{2000 \times 0.9 \times 148} = 111.76 \text{ cm}^2$$

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.

$$V_{perm.} = 1.32 \sqrt{f_c} = 20.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_a = 169056 \text{ Kg}$$

$$V_a = \frac{169056}{100 \times 0.9 \times 148} = 12.69 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bien}$$

REVISION POR ADHERENCIA

a). En el empotramiento.

$$\sum o = \frac{4A_s}{D} = \frac{4 \times 122}{2.54} = 192 \text{ cm}$$

$$\Sigma o_{perm} = \frac{V}{\gamma_i d}$$

$$\gamma_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{2.54} = 14.32 \text{ Kg/cm}^2 \leq 25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore \Sigma o_{perm} = \frac{169056}{14.32 \times 0.9 \times 148} = 89 \text{ cm} < 192 \text{ cm} \therefore \text{bién}$$

ESTRIBOS

$$\gamma_{perm} = 0.29 \sqrt{f'_c} = 4.585 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma_{adm} = \frac{V}{b_j d} = \frac{169056}{100 \times 148 \times 0.9} = 12.69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma' = 12.69 - 4.585 = 8.105 \text{ Kg/cm}^2$$

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.

Area 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)

$$\text{Area expuesta} = 5.56 \times 1.00 = 5.56 \text{ m}^2$$

$$VNSB = 5.56 \times 195 = 1084 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo a la parte inferior de la columna} = 5.10 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al desplante de la zapata} = 5.50 \text{ m}$$

d. - Viento tangencial en la subestructura (VTSB)

Area expuesta:

$$A_1 = 7.00 \times 0.80 = 5.60 \text{ m}^2$$

$$A_2 = (7.00 + 4.00) 0.5 \times 0.80 = 4.40 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 4.00 \times 3.96 = 15.84 \text{ m}^2$$

$$A_t = 25.84 \text{ m}^2$$

$$\therefore \text{VTSB} = 195 \times 25.84 = 5039 \text{ Kg}$$

$$\bar{Y} = \frac{5.16 \times 5.60 + 4.40 \times 4.36 + 15.84 \times 1.98}{25.84} = 3.074 \text{ m}$$

$$\text{Brazo a la parte inferior de la columna} = 7.714 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al desplante de la zapata} = 8.514 \text{ m}$$

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)

$$\text{Fr} = 0.05 \times \frac{247843}{2} = 6196 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo a la corona} = 0.00 \text{ m (Se considera aplicado en la corona)}$$

$$\text{Brazo a la parte inferior de la columna} = 10.20 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al desplante de la zapata} = 11.00 \text{ m}$$

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

Mvnsb = $1084 \times 5.50 = 5962$ Kg - m

$\Sigma = 69579$ Kg - m

Momentos por fuerzas longitudinales.

$$M_{vts} = 1332 \times 11.00 = 14652 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_{vtsb} = 5039 \times 8.514 = 42902 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$= 57554 \text{ Kg} - \text{m}$$

3. - Combinación III (En seco)

$$F = 412981 \text{ Kg}$$

Momentos por fuerzas normales.

$$M_{0.30ve} = 0.30 \times 69579 = 20874 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_{vncv} = 3068 \times 13.93 = 42737 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$= 63611 \text{ Kg} - \text{m}$$

Momentos por fuerzas longitudinales.

$$M_{0.30ve} = 0.30 \times 57554 = 17266 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_{vtcv} = 1231 \times 11.00 = 13541 \text{ "}$$

$$M_{f_R} = 1985 \times 11.00 = 21835 \text{ "}$$

$$M_{f_R} = 6196 \times 11.00 = 68156 \text{ "}$$

$$= 120798 \text{ Kg} - \text{m}$$

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 semer gida).

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 otra parte veremos la diferencia de pesos, cuando la estructura esta sumergida y cuando no lo está.

a) En seco

$$CM = 247 \ 843$$

$$\text{Cabezal} = 24 \ 000$$

$$\text{Columna} = 78 \ 122$$

$$349 \ 965 \text{ Kg.}$$

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)

$$\leq F_v = 349965 - 145\,819 = 204\,146 \text{ Kg}$$

Momentos por fuerzas normales

(Considerando que la estructura está sumergida pero que aún puede pasar un Convoy)

$$M_{vns} = 63617 \text{ Kg - m}$$

$$ME = 28132 \text{ Kg - m}$$

$$91749 \text{ Kg - m}$$

Momentos por fuerzas longitudinales

No hay

Combinación I .- (con agua)

$$\leq F_v = 412\,981 - 145\,819 = 267\,162$$

Momentos por fuerzas normales

$$ME = 28132 \text{ Kg - m}$$

Momentos por fuerzas longitudinales

$$M = 0$$

RESUMEN.-

$$e_N = \frac{\sum M_n}{\sum F_v} ; e_L = \frac{\sum M_L}{\sum F_v} ; e = \sqrt{e_N^2 + e_L^2}$$

CP-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
$\sum M_L$	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 MINIMOS 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.

b). Con Agua:

$$CM = \frac{247\,843 \times 1400}{2400} = 144\,575 \text{ Kg}$$

$$\text{Cabezal} = \frac{24000 \times 14000}{2400} = 14000 \text{ Kg}$$

$$\text{Columna} = \frac{78122 \times 1400}{2400} = 45\,571$$
$$\leq = 204\,146 \text{ Kg}$$

Diferencias de pesos:

$$\text{Dif.} = 349\,965 - 204\,146 = 145\,819 \text{ Kg}$$

Combinación II (con agua)

$$\leq F_v = 349\,965 - 145\,819 = 204\,146 \text{ Kg}$$

Momentos por fuerzas normales

(Considerando que la estructura está sumergida pero que aún puede pasar un Convoy)

$$M_{vns} = 63\,617 \text{ Kg} - m$$

$$ME = 28\,132 \text{ Kg} - m$$

$$91\,749 \text{ Kg} - m$$

Momentos por fuerzas longitudinales

No hay

Combinación I .- (con agua)

$$\leq F_v = 412\,981 - 145\,819 = 267\,162$$

Momentos por fuerzas normales

$$ME = 28\,132 \text{ Kg} - m$$

Momentos por fuerzas longitudinales

$$M = 0$$

RESUMEN. -

$$e_N = \frac{\sum Mn}{\sum Fv} ; e_L = \frac{\sum ML}{\sum Fv} ; e = \sqrt{e_N^2 + e_L^2}$$

CP-17

Concreto	Combinación I		Combinación II		Combinación III
	En seco	Con agua	En seco	Con agua	
$\sum Fv$	412 981	267 162	349965	204 146	412 981
$\sum Mn$	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 MINIMOS 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.

b). Con Agua:

$$CM = \frac{247\,843 \times 1400}{2400} = 144\,575 \text{ Kg}$$

$$\text{Cabezal} = \frac{24000 \times 14000}{2400} = 14000 \text{ Kg}$$

$$\text{Columna} = \frac{78122 \times 1400}{2400} = 45\,571$$
$$\leq = 204\,146 \text{ Kg}$$

Diferencias de pesos:

$$\text{Dif.} = 349\,965 - 204\,146 = 145\,819 \text{ Kg}$$

Combinación II (con agua)

$$\leq F_v = 349\,965 - 145\,819 = 204\,146 \text{ Kg}$$

Momentos por fuerzas normales

(Considerando que la estructura está sumergida pero que aún puede pasar un Convoy)

$$M_{v.ns} = 63\,617 \text{ Kg - m}$$

$$ME = 28\,132 \text{ Kg - m}$$

$$91\,749 \text{ Kg - m}$$

Momentos por fuerzas longitudinales

No hay

Combinación I . - (con agua)

$$\leq F_v = 412\,981 - 145\,819 = 267\,162$$

Momentos por fuerzas normales

$$ME = 28\,132 \text{ Kg - m}$$

Momentos por fuerzas longitudinales

$$M = 0$$

RESUMEN. -

$$e_N = \frac{\sum Mn}{\sum Fv} ; e_L = \frac{\sum ML}{\sum Fv} ; e = \sqrt{e_N^2 + e_L^2}$$

CP-17

Concreto	Combinación I		Combinación II		Combinación III
	En seco	Con agua	En seco	Con agua	
$\sum Fv$	412 981	267 162	349965	204 146	412 981
$\sum Mn$	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 MINIMOS 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, $P = 1\%$

$$A_s = 0.01 \times 37850 = 378.5 \text{ cm}^2$$

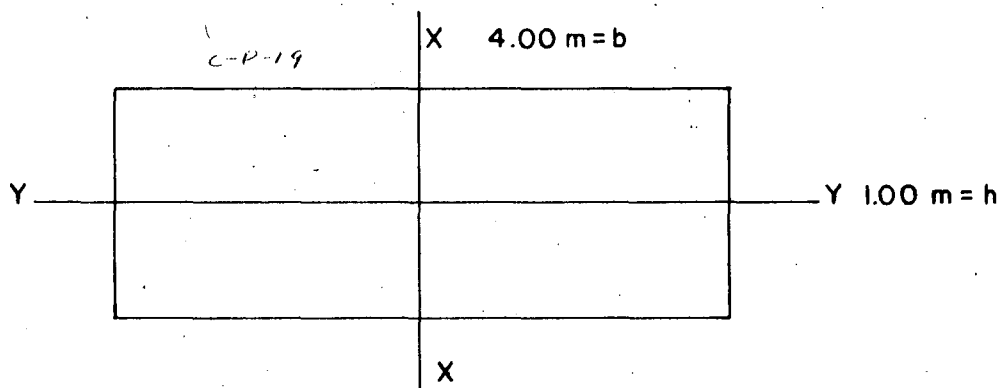
$$\text{Vars } 1 \frac{1}{2}'' \phi ; A_s = 11.40 \text{ cm}^2$$

$$\text{N}^\circ \text{ Varis.} = \frac{378.5}{11.4} = 34 \text{ Varillas}$$

$$\text{Perímetro} = 407 \text{ cm}$$

REVISION POR PANDEO.

Se cumplirá que: $\frac{\text{Prup}}{\omega \times \text{Pactante}} \geq 3$



$$I_{xx} = \frac{hb^3}{12} = \frac{1 \times 4^3}{12} = 5.333 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{4 \times l^3}{12} = 0.3333 \text{ m}^4$$

$$\begin{aligned} \text{Prup} &= A_c \times f'_c + A_s \times f_y \\ &= 40000 \times 250 + 200 \times 4200 \\ &= 10\,840\,000 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$\omega = 1.09$ (Ver libro nuevo de puentes de S. R. H. "En Caballetes").

$$\text{Pactuante} = \leq F_v = 204\,146 \text{ Kg}$$

$$\therefore \frac{10\,840\,000}{204\,146 \times 1.09} = 48.7 > 3 \quad \therefore \text{bién}$$

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 a 18 cm

CALCULOS ESTRUCTURALES DE LA ZAPATA

$$\leq F_v = 204\,164 \text{ Kg}$$

$$M_x = 91\,749 \text{ Kg - m/}$$

$$M_y = 0$$

$$\text{Capacidad del terreno} = 2.00 \text{ Kg/cm}^2$$

Peso de la Zapata:

$$\omega_1 = (4 \times 6 \times 0.40) + 200 = 23040 \text{ Kg}$$

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

$$\omega_a = (24.00 - 4.00) \times 7.25 \times 1000 = 145000 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso total del conjunto} = \sum F_v + \omega_{zap} + \omega_t + \omega_a$$

$$P_{tc} = 204146 + 33693 + 113400 + 145000 = 496239 \text{ Kg}$$

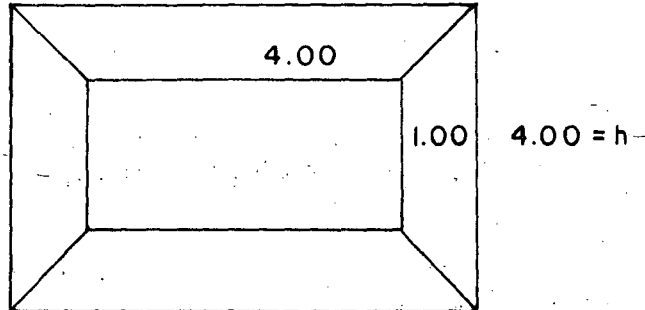
$$A = 24.00 \text{ m}^2$$

$$f = \frac{\text{Pror}}{A} \pm \frac{M_x}{S_x} \pm \frac{M_y}{S_y}$$

$$S_x = \frac{hb^2}{6} = \frac{4.00 \times 6.00^2}{6} = 24.00 \text{ m}^2$$

$$6.00 = b$$

CP-22



$$f = \frac{496\,239}{24} \pm \frac{91749}{24}$$

$$F_{\text{máx}} = 2.0676 + 0.38228 = 2.4489 \text{ Kg} - \text{cm}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 2.0676 - 0.38228 = 1.6854 \text{ Kg} - \text{cm}^2$$

Reacción del terreno:

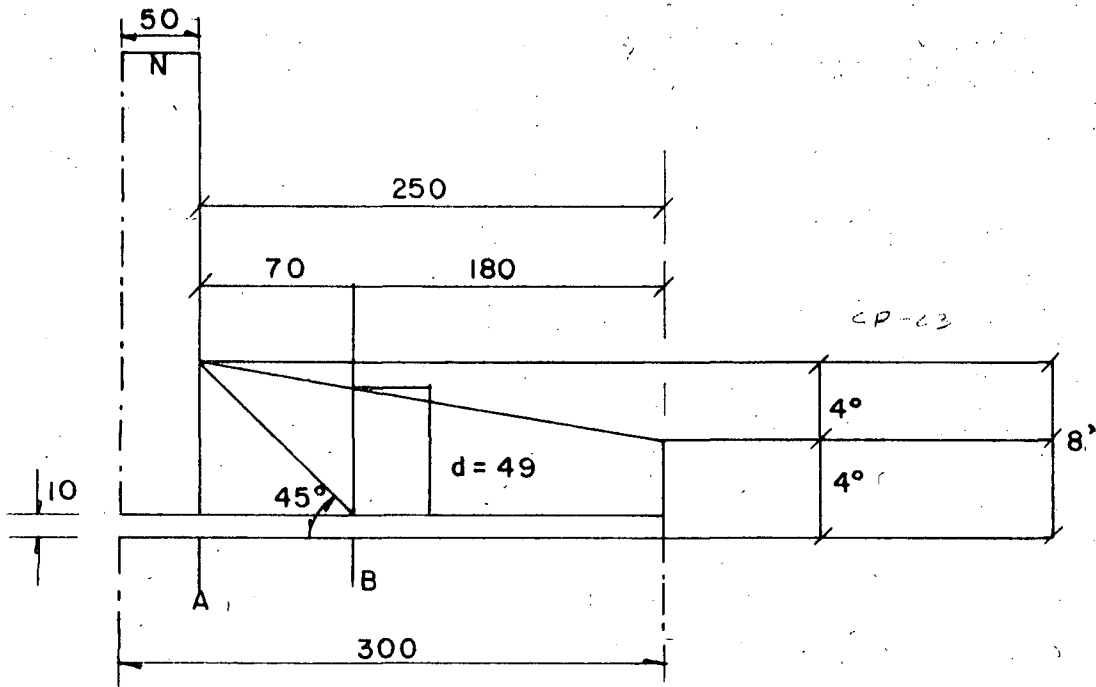
$$f_{\text{máx}} = 2.4489 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 1.6854 \text{ Kg/cm}^2$$

∴ 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

$$\leq \sigma = \frac{4A_s}{D} = \frac{21.08 \times 4}{2.54} = 33 \text{ cm}$$

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D} = 14.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\leq \sigma_{perm} = \frac{21253}{14.32 \times 0.90 \times 80} = 20 \text{ cm} \quad 33 \text{ cm} \quad \therefore \text{ Bien.}$$

CUBICACIONES

CONCRETO. -

a). - Cabezal. -

$$V_a = [7.00 \times 0.80 + (7.00 + 4.00) 0.50 \times 0.80] \times 1.00 = \underline{10.00 \text{ m}^3}$$

b). - Columna de 8.60 m de altura. -

$$V_b = (3.00 \times 1.00 + 0.7854 \times 1.00^2) 8.60 = \underline{32.55 \text{ m}^3}$$

c). - Columna de 5.60 m de altura. -

$$V_c = (3.00 \times 1.00 + 0.7854 \times 1.00^2) 5.60 = \underline{21.20 \text{ m}^3}$$

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

$$\text{Area inferior: } A_i = 6.00 \times 4.00 = 24.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Area Superior: } A_s = 4.00 \times 1.00 = 4.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Entonces: } V_2 = \left(24 + 4 + \sqrt{24 \times 4} \right) \frac{0.40}{3} = 5.04 \text{ m}^3$$

$$\text{Por tanto el volúmen de la zapata vale: } V_d = \underline{14.64 \text{ m}^3}$$

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:

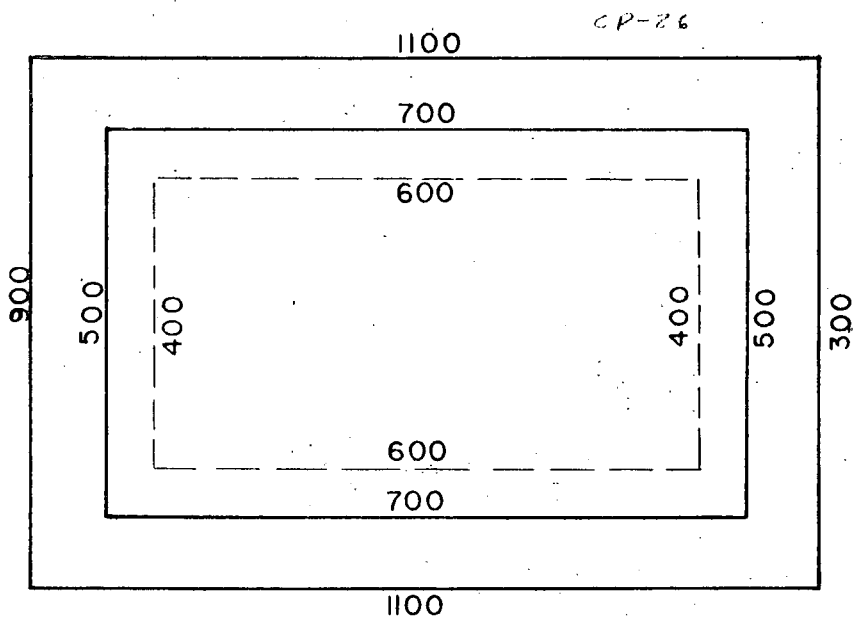
$$V = 0.15225 \times 2 = 0.30 \text{ m}^3$$

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. - (Aproximados)

Para este caso observamos que queda bajo el relleno la zapata y 3.20 m de altura de columna, entonces:

Volúmen de la zapata: $V_z = 14.64 \text{ m}^3$

Volúmen de columna: $V_c = 12.11 \text{ m}^3$

 26.75 m^3

El relleno será entonces:

$V_r = 275.15 - 26.75 = 248.4 \text{ m}^3$

