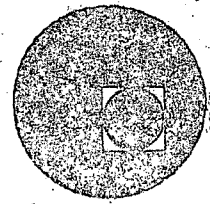




centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



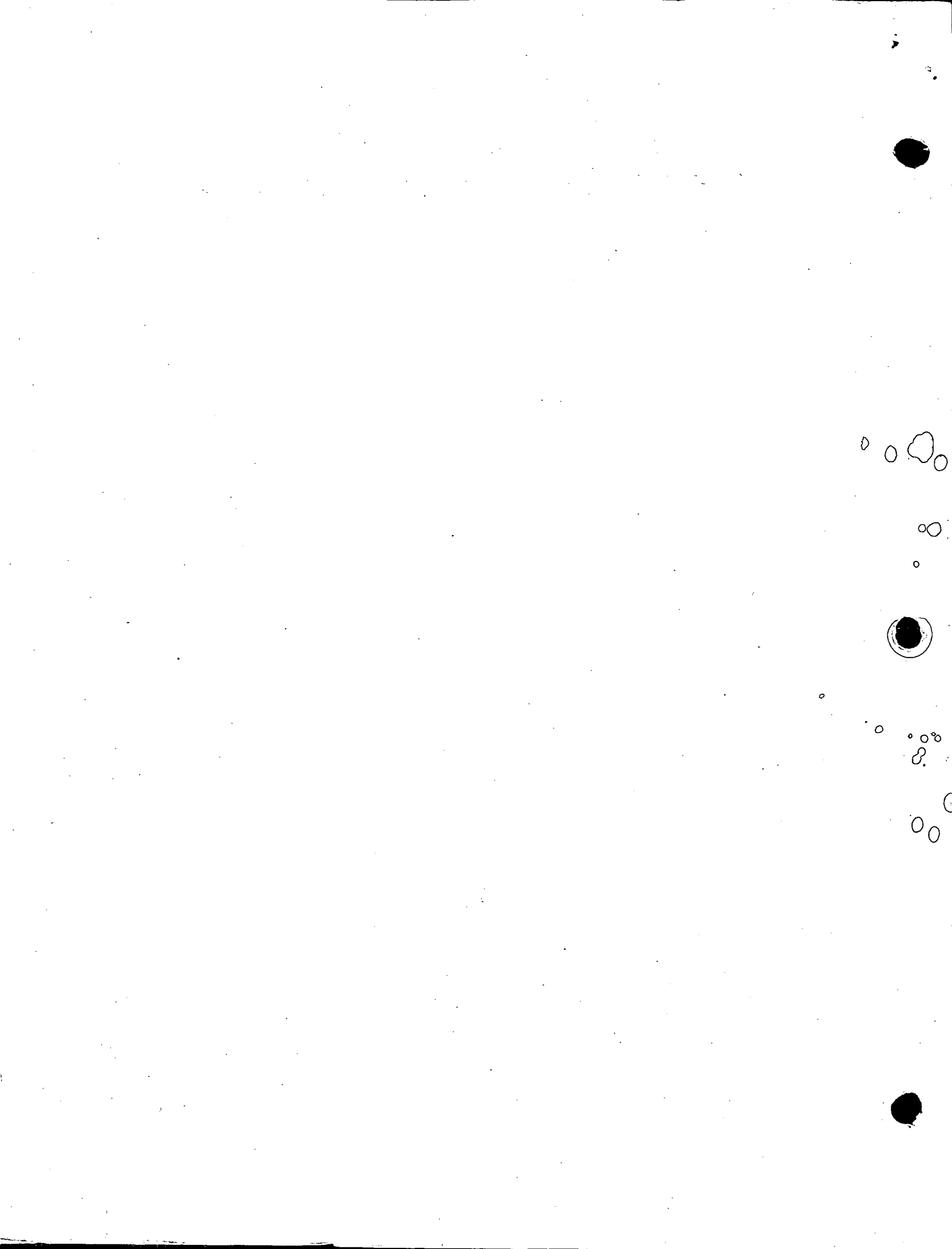
CURSO DE CAPACITACIÓN PARA INGENIEROS PROYECTISTAS EN ZONAS DE RIEGO

DISEÑO ESTRUCTURAL

PUENTE EN CRUCE DEL ARROYO "LA SOLEDAD" TOMATLAN JALISCO

ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ

Noviembre, 1978.



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
SUBSECRETARIA DE CONSTRUCCION
DIRECCION GENERAL DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION DE PROYECTOS

PROYECTO DEL PUENTE EN CRUCE DEL ARROYO " LA SOLEDAD" CON EL
CAMINO DEL ENTRONQUE DE LA CARRETERA A PUERTO VALLARTA - SAN
RAFAEL, JAL.

I N D I C E

CALCULOS

GENERALIDADES

CALCULOS HIDRAULICOS

CALCULO DE LA SUPERESTRUCTURA

CALCULO DE LOS CABALLETES NUMS. 1 Y 2

PLANOS

ANTEPROYECTO NUM. 1

ANTEPROYECTO NUM. 2

PLANO GENERAL

SUPERESTRUCTURA

CABALLETES NUMS. 1 Y 2

PARAPETO.

G E N E R A L I D A D E S

GENERALIDADES. -

En el Distrito de Riego del Río Tomatlán, Jal., y dentro del llamado "Proyecto Tomatlán", se está llevando a cabo, al mismo tiempo que otras estructuras, la construcción de la red de caminos que tendrá la zona de riego mencionada.

En dicha red, se está terminando un tramo que tiene como origen de kilometraje el entronque del camino que va de Puerto Vallarta a Barra de Navidad y como final la Polbación de San Rafael, Jal.

Este tramo de camino, a la altura del Km. 3+616.00 atraviesa el llamado "Arroyo la Soledad", y por lo tanto es necesario contruir una estructura para dar paso a las aguas del -- mencionado arroyo. En este caso, la estructura que se recomendó fué un puente.

TIPO DE PUENTE. -

De acuerdo con los datos obtenidos de la Residencia de Construcción de Tomatlán, Jal., se procedió a elaborar dos anteproyectos (véanse hojas Núms. 5 y 6), mismos que se presentaron a la consideración de la Dirección de Proyectos de Grande Irrigación y Control de Ríos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, a través del Departamento de Canales. El Ing. Sergio Gerardo Tena Orozco, Jefe del Departamento de Canales y con fecha 26 de julio próximo pasado nos hizo las siguientes recomendaciones verbales y definitivas -- para llevar a cabo el proyecto en cuestión:

1. - SUPERESTRUCTURA. -

Deberá ser a base de un tramo de losa con tres nervaduras, de concreto reforzado, de 30.00 m. de claro, con 7.50 m. de ancho de calzada, guarniciones de 0.80 m. y diseñada para soportar carga viva tipo HS-20

ANTEPROYECTO NOM. 4

ANTE PROYECTO NUM. 2

2. - PARAPETO. -

Será de concreto reforzado, a base de pilastras apoyando guarnición corrida y con remates rectos; de preferencia del tipo más usado para los puentes proyectados en esta Secretaría.

3. - SUBESTRUCTURA. -

Será a base de caballetes de concreto reforzado, desplantados por superficie, es decir, caballetes con diafragma, aleros y cabezal apoyados sobre machones ó columnas; éstos a su vez apoyados en contratrabe y zapata.

4. - ELEVACIONES. -

Respecto a la rasante deberá respetarse la que fué enviada del campo (Elev. = 68.40).

El desplante de las subestructura estará como mínimo a 3.00m. abajo del terreno natural en las márgenes del arroyo donde la capacidad del terreno es de 1.50 Kg/cm². Si el desplante se lleva a cabo un poco más abajo la resistencia varía a 2.50 Kg/cm².

Se escogió como desplante la elev. 60.20, para tener capacidad mayor en el terreno.

5. - OTRAS RECOMENDACIONES. -

El espacio libre vertical entre la máxima elevación de las aguas en el arroyo y la parte inferior de la superestructura no deberá ser menor de 1.00m.

CALCULOS HIDRAULICOS

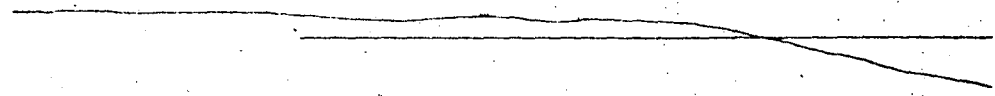
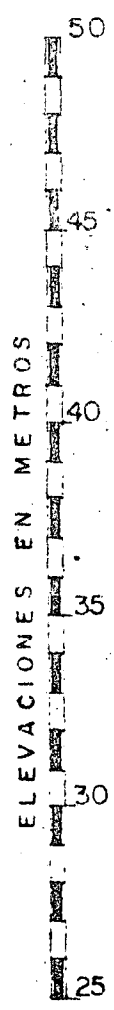
7 F

1+160

1+170

1+180

← MARGEN DERECHA
AL EJIDO MORELOS

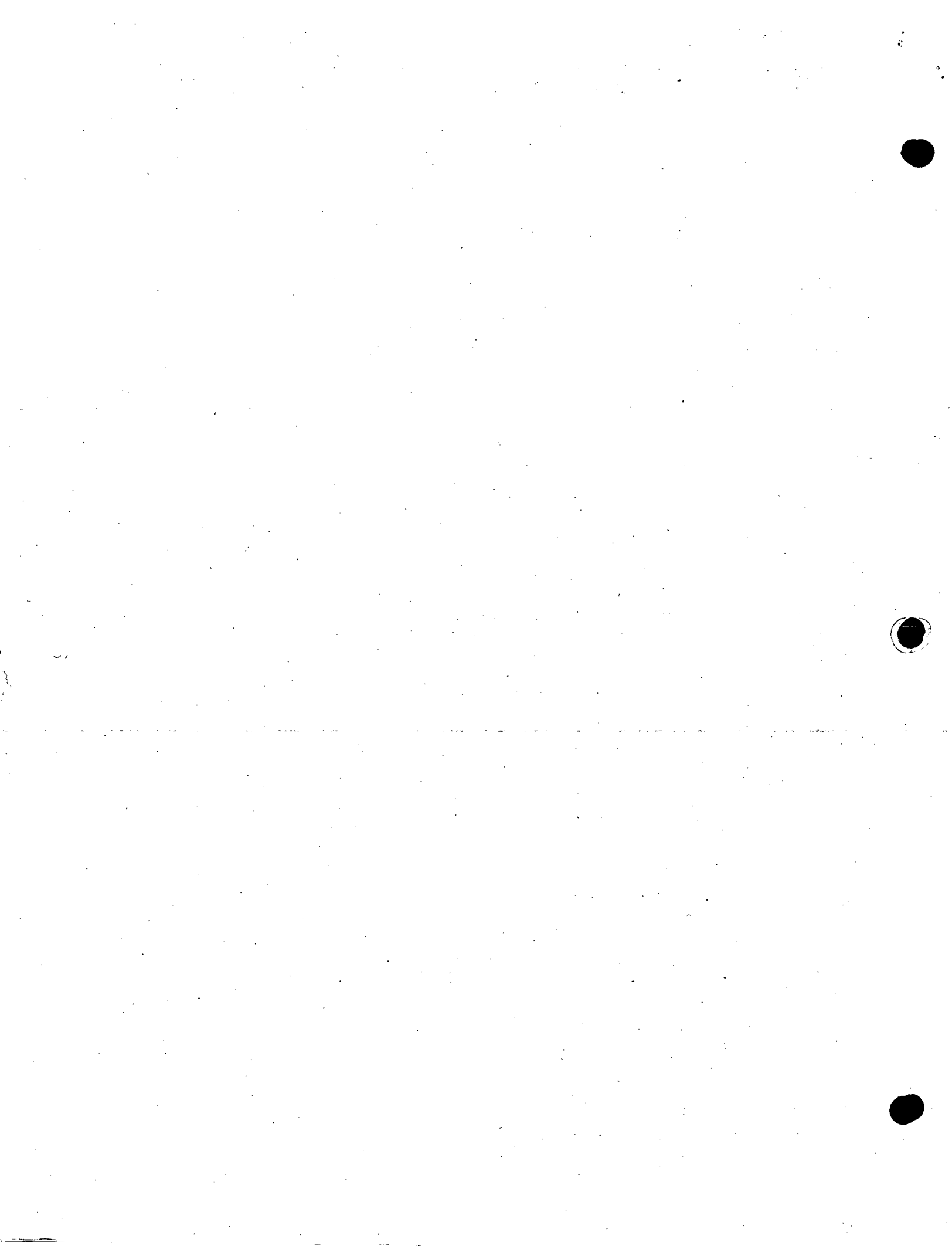


DESPLANTE, ELEV. 36.00

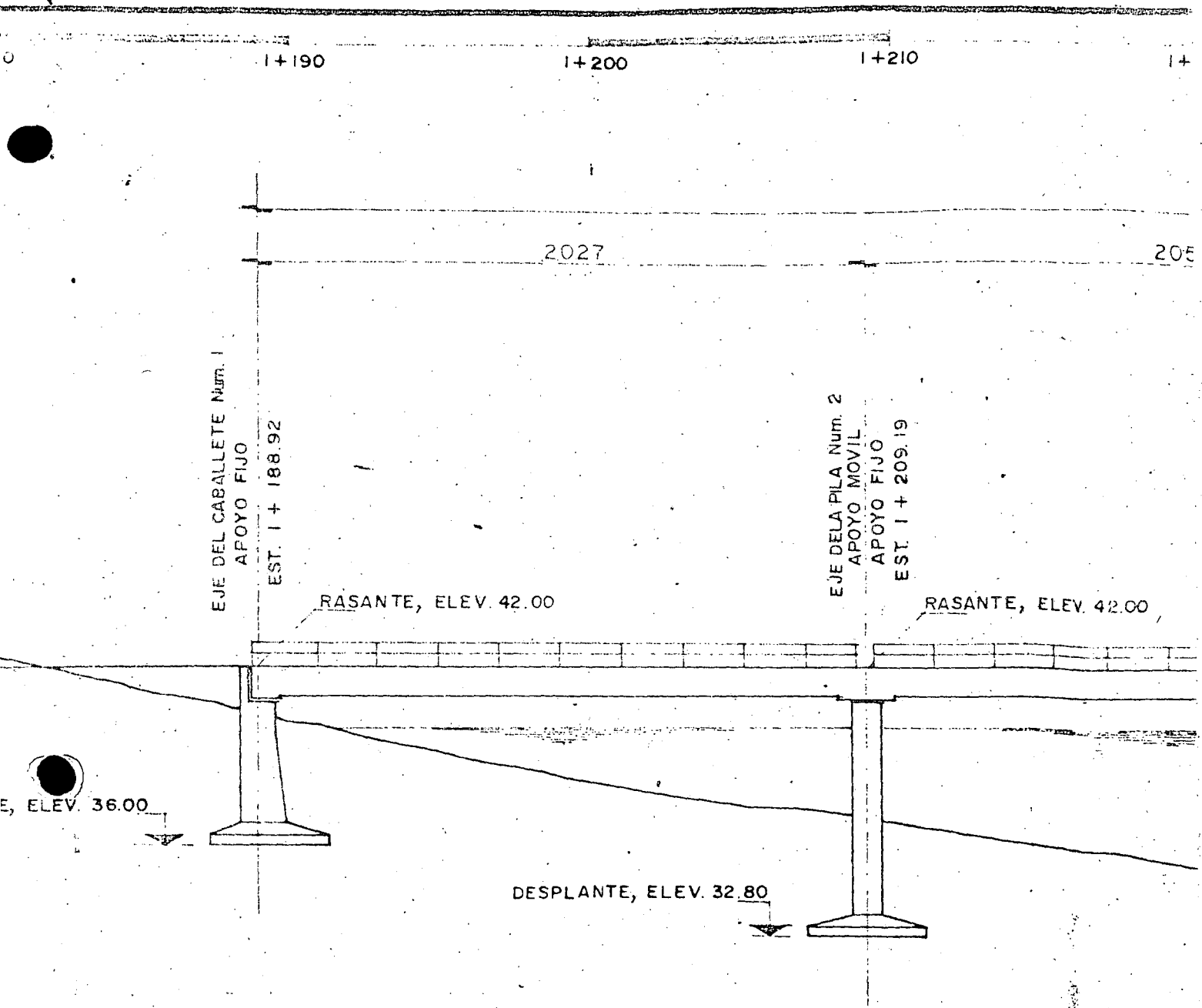
EJE DEL CABALLETE N.º 1

DATOS HIDRAULICOS BAJO EL PUENTE	
GASTO DE LA CORRIENTE _____	540 m ³ /seg.
CAPACIDAD DEL PUENTE _____	540 m ³ /seg
VELOCIDAD DE LLEGADA _____	1.292 m/seg
ÁREA HIDRAULICA BAJO EL PUENTE _____	397.3 m ²
VELOCIDAD BAJO EL PUENTE _____	1.359 m/seg
SOBREELEVACION _____	0.009 m.

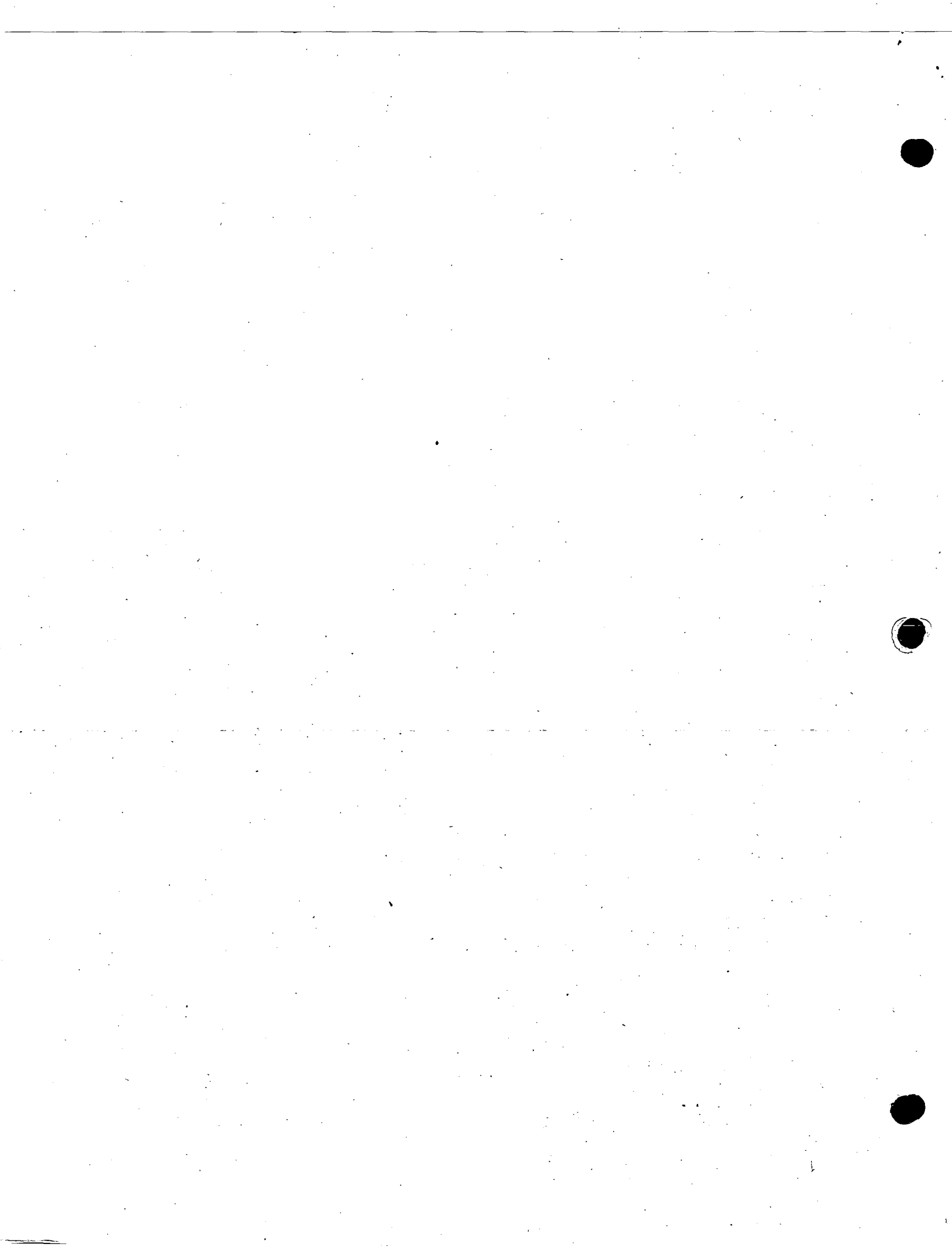
E
E
R
F
C
S
S



6 r



ANTEPRESUPUESTO				
CONCEPTO	CANT.	UNIDAD	P. U.	IMPORTE
EXCAVACIONES EJECUTADAS A MAQUINA EN CUALQUIER MATERIAL	1,600	M ³	12.25	19,600.00
RELLENO COMPACTADO DE CUALQUIER MATERIAL	1,500	M ³	31.50	47,250.00
FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO	840	M ³	757.19	636,039.60
COLOCACION DE FIERRO DE REFUERZO	110,000	Kg.	1.61	177,100.00
SUMINISTRO Y COLOCACION DE FIERRO ESTRUCTURAL	1,300	Kg.	12.60	16,380.00
SUMINISTRO Y COLOCACION DE BARANDALES DE TUBO	6,500	Kg.	26.18	170,170.00
	SUMA			1,068,539.60



1+220

1+230

1+240

1+250

SUPERESTRUCTURA FORMADA POR CINCO TRAMOS DE LOSA PLANA DE CONCRETO REFORZADO, ALIGERADA CON TUBOS DE CARTON COMPRIMIDO, DE 20.00 m. DE CLARO, CON 7.50 m. DE ANCHO DE CALZADA, PARAPETO DE TUBO DE FIERRO DE 2 1/2" Ø Y DISEÑADA PARA CARGA VIVA

10216

2054

2054

EJE DE LA PILA Num. 3
APOYO MOVIL
APOYO FIJO
EST. 1+229.73

EJE DE LA PILA Num. 4
APOYO MOVIL
APOYO FIJO
EST. 1+250.27

42.00

RASANTE, ELEV. 42.00

103

107

NAME PARA Q= 540 M³/seg ELEV. 39.90*

N.A. MIN, ELEV. 35.24

DESPLANTE, ELEV. 29.80

NOTA:

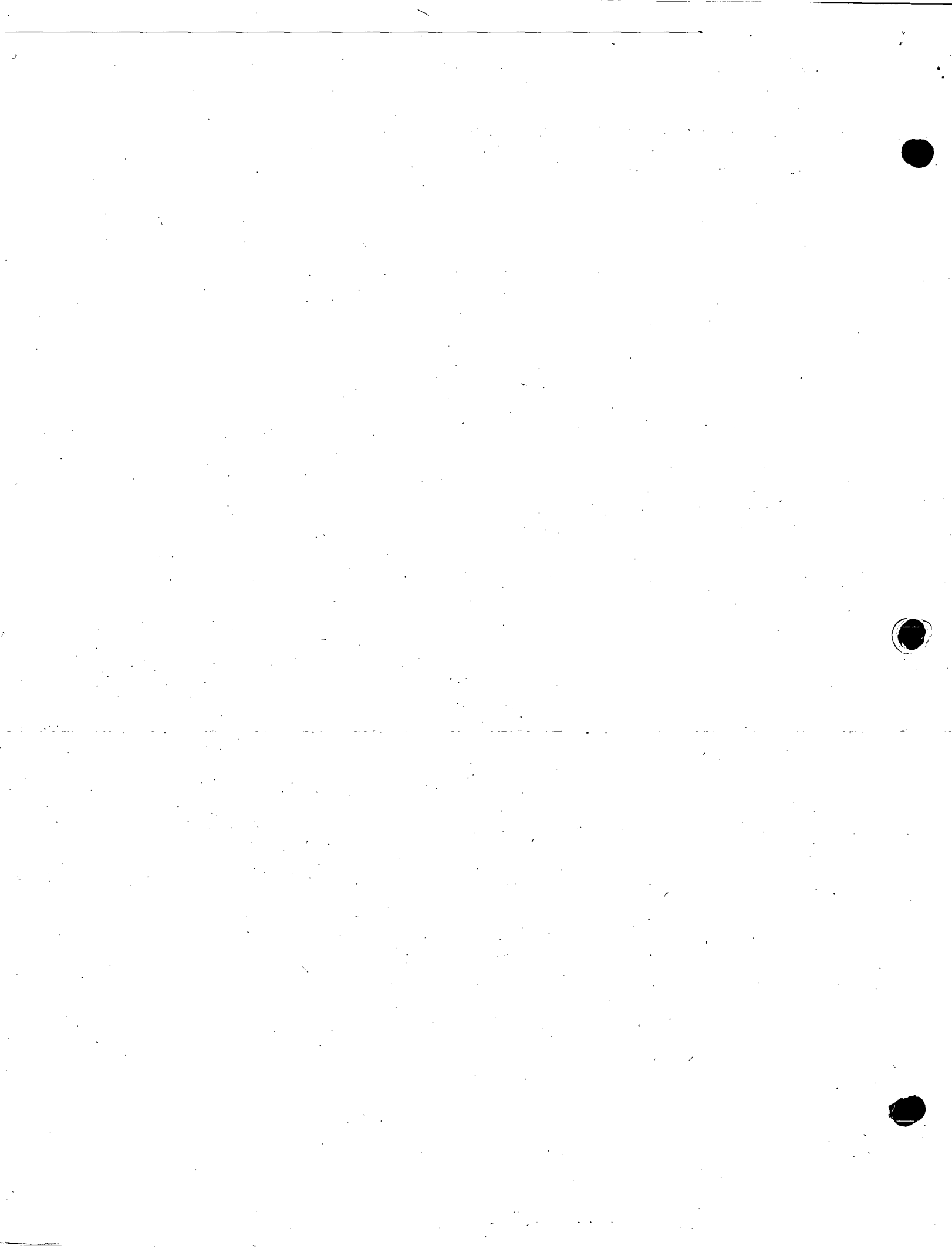
LAS ELEVACION DE LOS DESPLANTES NO SON DEFINITIVOS, PUES ESTARAN CONDICIONADOS AL ESTUDIO GEOLOGICO QUE LOCALIZARA EL MANTO DE CHOY (LUTITA) EN LOS SITIOS INDICADOS

* ESTA ELEVACION, (3990) SEGUN LOS ESTUDIOS ES PARA 540 m³/seg. GASTO EXCLUSIVO POR CUENCA PROPIA, SIN CONSIDERAR LO QUE VERTIRA LA PRESA EN UN MOMENTO DADO

PORTE

,600.00
,250.00
,039.60
,100.00
,380.00
,170.00
,539.60

ELEVACION



4 F

260 1+270 1+280 1+290 1+300

2054 2027

EJE DE LA PILA Num. 5
APOYO MOVIL
APOYO MOVIL
EST. 1+271.81

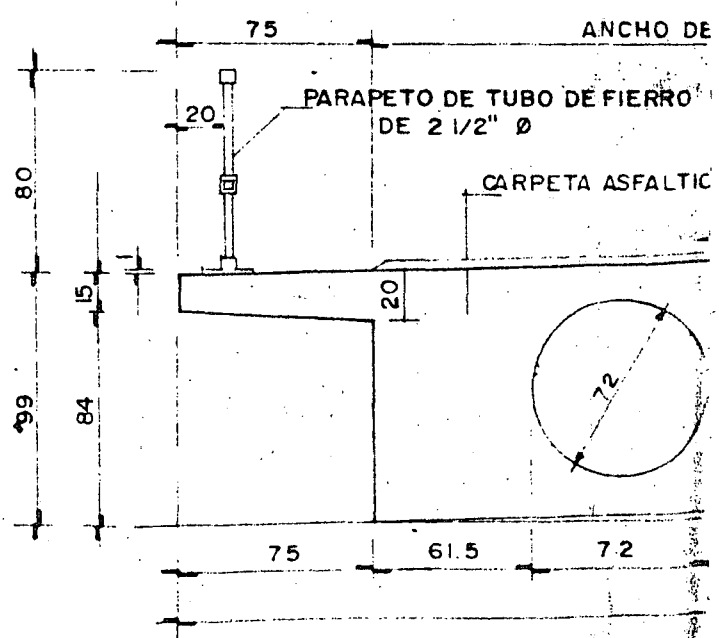
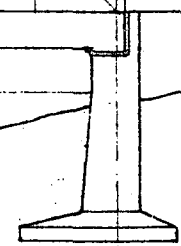
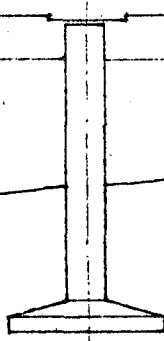
EJE DEL CABALLETE Num. 6
APOYO FIJO
EST. 1+291.08

RASANTE ELEV. 42.00

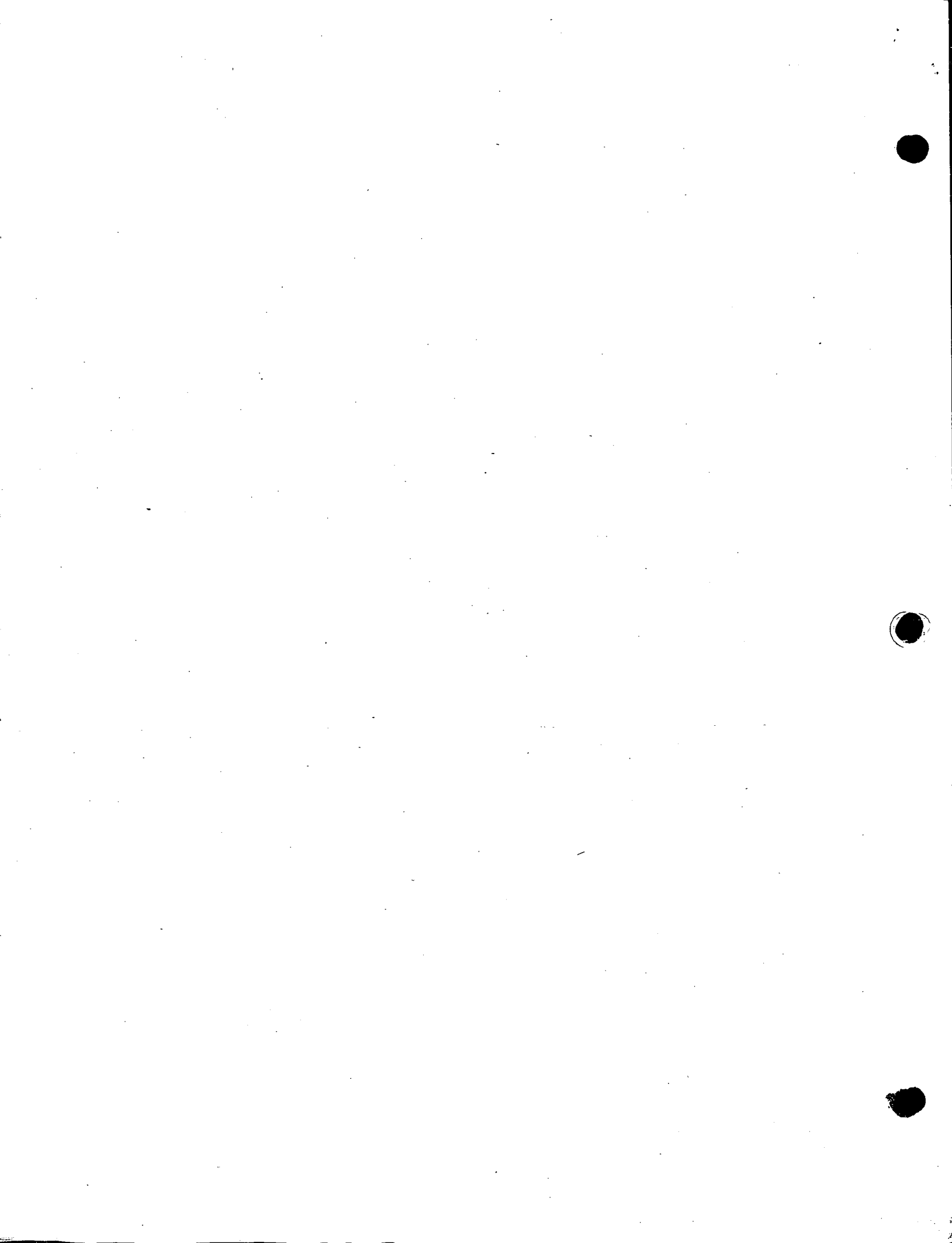
RASANTE, ELEV. 42.00

DESPLANTE, 32.80

DESPLANTE, ELEV. 42.00



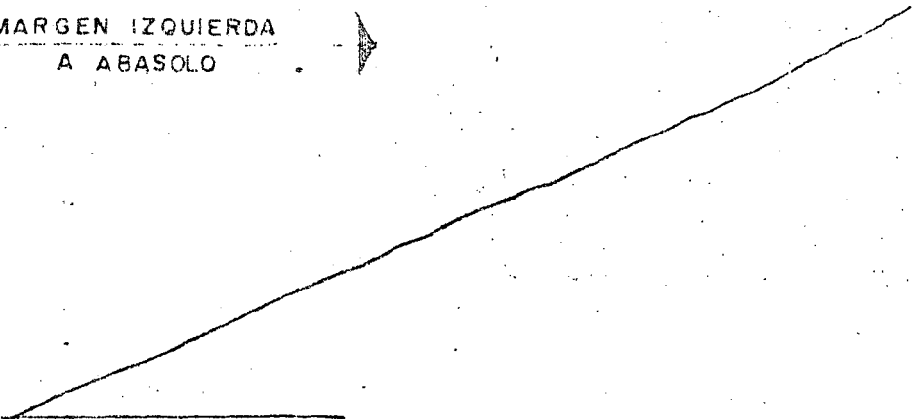
MEDIA SEC



1+310

1+320

MARGEN IZQUIERDA
A ABASOLO



36.00

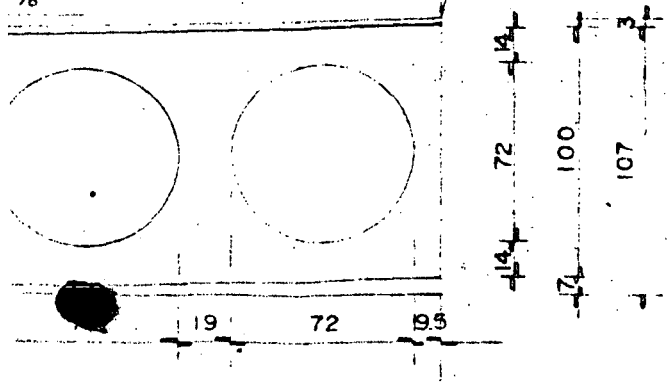
CHO TOTAL = 8.00

CARPETA ASFALTICA = 650

RASANTE, ELEV. 42.00
 PERFIL A DOS AGUAS
 BOMBEO DE B

3 DE ESPESOR

%



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS	
SUBSECRETARIA DE CONSTRUCCION	
DIRECCION GRAL. DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS	
DIRECCION DE PROYECTOS - DEPARTAMENTO DE CANALES	
PUENTE VADO SOBRE EL RIO SOTO LA MARINA ANTEPROYECTO	
Conforme	JEFE DEL DEPTO DIRECTOR DIRECTOR GRAL.
	Aprobo:
CONSULTIVO TECNICO SUBSECRETARIO	SECRETARIO
Mexico, D.F.	2429-C-807

N NORMAL



CALCULOS HIDRAULICOS DEL ARROYO EN EL SITIO DE CRUCE. -

Estos cálculos nos fueron proporcionados por la Residencia de Construcción en Tomatlán, Jal., y por instrucciones del Jefe del Departamento de Canales, tras un estudio previo, nos indicó que podían tomarse como buenos, por lo tanto solo los consignaremos:

$$\text{N.A.M.E., elev.} = 65.50$$

$$\text{Area de la Cuenca} = 11056 \text{ Has}$$

$$\text{Pendiente promedio del arroyo} = 0.002$$

$$\text{Gasto de la Cuenca} = 220 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Tirante de la Sección} = 3.77 \text{ m} \quad (\text{En el sitio de Cruce})$$

$$\text{Area de la Sección} = 100 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro mojado de la Sección} = 61.00 \text{ m}$$

$$\text{Radio hidráulico} = 1.639 \text{ m}$$

$$\text{Gasto en el sitio de cruce} = 207.90 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{Velocidad en la sección} = 2.079 \text{ m/seg.}$$

CALCULOS HIDRAULICOS BAJO EL PUENTE. -

(La plantilla en el sitio de cruce es sensiblemente plana)

Area bajo el puente:

$$\text{Abp} = (17.40 + 1.5 \times 3.77) \times 3.77 = 85.41 \text{ m}^2$$

Velocidad bajo el puente:

$$\text{Vbp} = \frac{207.90}{85.41} = 2.43 \text{ m/seg}$$

Velocidad de llegada:

$$\text{Vo} = 2.079 \text{ m/seg}$$

Sobrelevación:

Sol:

$$h = \frac{V_{bp}^2 - V_o^2}{2g} = \frac{2.430^2 - 2.079^2}{2 \times 9.81} = 0.08m$$

$$h = 8 \text{ cm.}$$

CALCULO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA

DESCRIPCION. -

La presente memoria corresponde al cálculo estructural de una losa para puente, con tres nervaduras, de concreto reforzado, tal como se muestra en el esquema de la hoja núm. 2, de acuerdo con los siguientes datos:

DATOS PARA EL PROYECTO. -

Claro = 30.00 m

Longitud total = 30.60 m

Ancho de la calzada = 7.50 m

Ancho de las guarniciones = 0.80 m

Ancho total del puente = 9.10 m

Ancho de la carpeta asfáltica = 6.50 m

Peralte de las guarniciones = 0.28 m

Espesor de la carpeta asfáltica = 0.03 m

Bombeo = 0.08 m (Perfil a dos aguas con 2% de pendiente)

Esviajamiento = 0° (El puente es normal al arroyo)

Número de nervaduras = 3

Parapeto tipo GD-1312-SRH, con remate recto.

Carga móvil tipo HS-20, en dos fajas de circulación

CONSTANTES DE CALCULO PARA EL CONCRETO REFORZADO. -

$f_s = 1800 \text{ Kg/cm}^2$

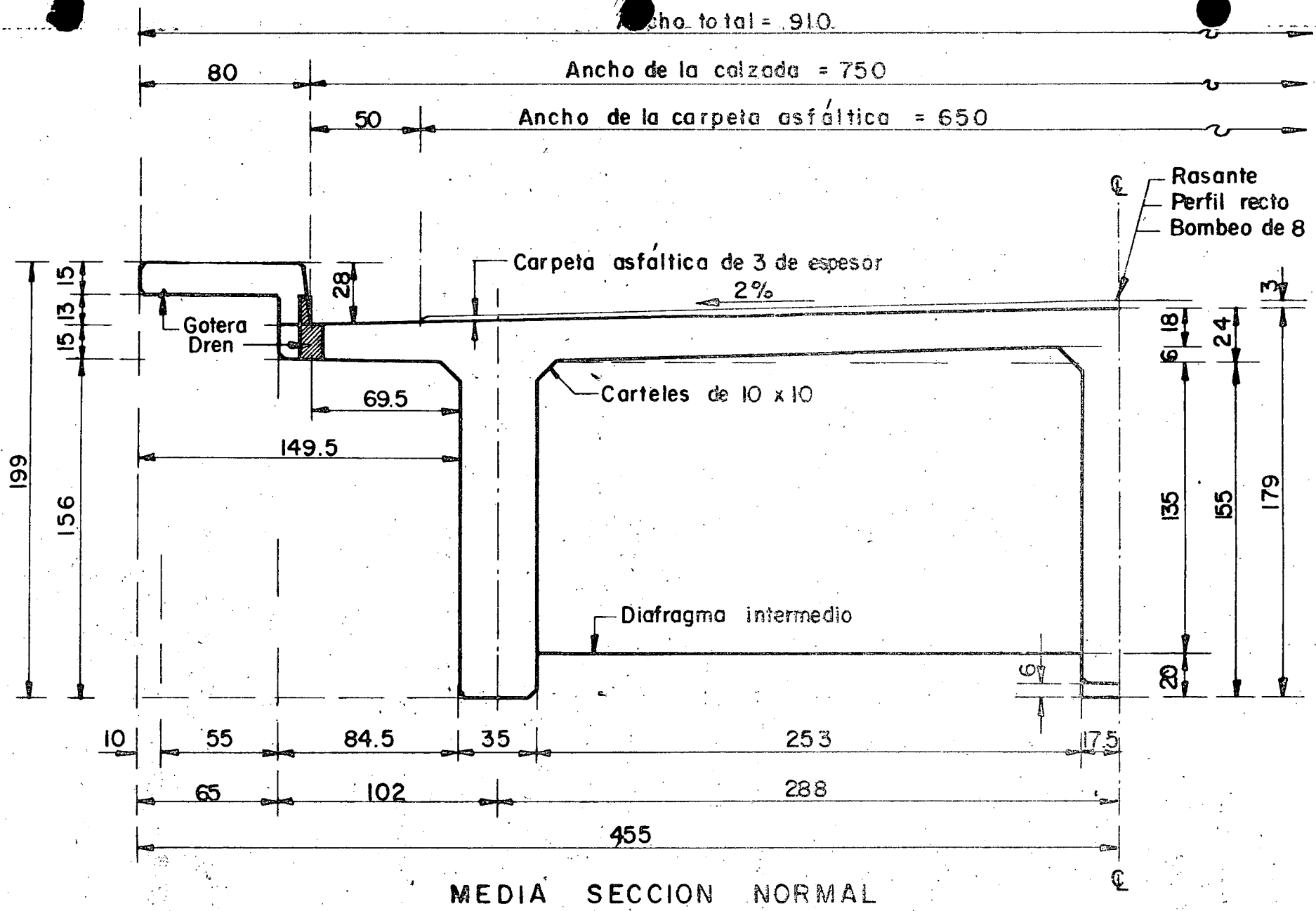
$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

$f_c = 0.40 f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$

$n = 9$

$k = 0.330$

$J = 0.890$



$$K = 14.61 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0.262$$

SEPARACION ENTRE NERVADURAS. -

Esta separación se obtiene buscando el equilibrio entre los momentos de la parte que queda en voladizo y el de la parte central, con respecto a los paños de la nervadura.

1. - LOSA EN VOLADIZO. -

a). - Por carga muerta

$$\text{Parapeto tipo} = 150 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Brazo} = 1.495 - 0.125 = 1.37 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 150 \times 1.37 = 206 \text{ Kg - m/m}$$

$$\text{Guarnición} = 0.65 \times 0.15 \times 2400 = 234 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Brazo} = 1.495 - 0.325 = 1.17 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 234 \times 1.17 = 274 \text{ Kg- m/m}$$

$$\text{Guarnición} = 0.135 \times 0.28 \times 2400 = 91 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Brazo} = 0.845 - 0.068 = 0.78 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 91 \times 0.78 = 70 \text{ Kg- m/m}$$

$$\text{Losa en voladizo} = 0.17 \times 0.845 \times 2400 = 345 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Brazo} = \frac{0.845}{3} \left(\frac{0.15 + 2 \times 0.18}{0.15 + 0.18} \right) = 0.435 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 345 \times 0.435 = 151 \text{ Kg- m/m}$$

$$\text{Asfalto en el voladizo} = 0.195 \times 0.03 \times 2200 = 13 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Brazo} = 0.098 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 13 \times 0.098 = 1 \text{ Kg} - \text{m/m}$$

$$\leq M = 702 \text{ Kg} - \text{m/m}$$

b). - Por carga viva. - (Rueda a un pié de la guarnición)

$$P = 7257 \text{ Kg.}$$

$$X = 0.695 - 0.305 = 0.39 \text{ m}$$

$$E = 0.80 X + 1.143 = 0.80 \times 0.39 + 1.143 = 1.455 \text{ m}$$

$$i = \frac{15.24}{30 + 38.10} = 0.224 \quad (22.4\% \text{ de la carga viva})$$

$$M_{cv+i} = 1.224 \frac{PX}{E} = \frac{1.224 \times 7257 \times 0.39}{1.455} = 2381 \text{ Kg-m/m}$$

Por tanto, el momento total en el voladizo vale:

$$M_{vol.} = 702 + 2381 = 3083 \text{ Kg} - \text{m/m}$$

2. - LOSA ENTRE NERVADURAS

a). - Por carga muerta

$$\text{Peso propio de la losa} = 0.18 \times 2400 = 432 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso de la carpeta asfáltica} = 0.03 \times 220 = \frac{66}{498} \text{ Kg/m}^2$$

$$M = \frac{498 \times 2.53^2}{10} = 319 \text{ Kg-m/m}$$

b). - Por carga viva. - (Rueda en el q entre nervaduras)

$$E = 0.063S + 1.42 \quad S = 2.53 \text{ m}$$

$$E = 0.063 \times 2.53 + 1.42 = 1.579 \text{ m}$$

$$M = 1.224 \frac{P}{5E} S = \frac{1.224 \times 7257 \times 2.53}{5 \times 1579} = 2846 \text{ Kg-m/m}$$

El valor del momento total entre nervaduras es:

$$M_{\text{nervs}} = 319 + 2846 = 3165 \text{ Kg-m/m}$$

Como $M_{\text{vol.}} \approx M_{\text{nervs.}}$ se acepta la separación propuesta. -

DISEÑO DE LA LOSA

$$d = \alpha \sqrt{M} = 0.262 \sqrt{3165} = 14.74 \text{ cm.}$$

Se adopta: $d = 15 \text{ cm}$; $r = 3 \text{ cm}$; $h = 18 \text{ cm}$.

a). - Acero principal de refuerzo. - (A_{sp})

$$A_{sp} = \frac{316500}{1800 \times 0.89 \times 15} = 13.17 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 5C a cada 15 cm ($A_{sp} = 13.20 \text{ cm}^2$) y se doblarán a una distancia

$X = 0.354 \times 2.53 = 0.90 \text{ m}$ a partir del centro del claro entre dos nervaduras y medida sobre el semiperalte.

b). - Acero para distribución. - (A_{sd})

$$\% \text{ de } A_{sp} = \frac{100}{\sqrt{3.285 \times 5}} = \frac{100}{\sqrt{3.285 \times 2.53}} = 34.71\%$$

$$\text{Entonces } A_{sd} = 0.3471 \times 13.20 = 4.58 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 27 cm.

c). - Acero por temperatura. - (A_{st})

$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 18 = 2.70 \text{ cm}^2$$

El cálculo nos dá varillas 4C a cada 47 cm, pero para estar acordes con los demás espaciamientos ya calculados, las colocaremos de la siguiente manera:

- Vars. 4C a cada 27 cm en el sentido paralelo al eje del camino

Vars. 4C a cada 30 cm en el sentido perpendicular al eje del camino

d). - Acero adicional (bastones) sobre los diafragmas. - (A_{sa})

$$A_{sa} = 50\% \text{ de } A_{sp}$$

$$A_{sa} = 0.50 \times 13.20 = 6.60 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 5C a cada 27 cm y serán de una longitud $L = 0.25S + 0.50 = 0.25 \times$

$2.53 + 0.50 = 1.15 \text{ m}$ a partir del paramento de cada diafragma, es decir, que los basto-

nes tendrán una longitud total de $2 \times 1.15 + 0.20 = 2.50$ m.

DISEÑO DE LAS NERVADURAS POR FLEXION. -

Grado de Rigidez de la Estructura. -

Se investigará si es de aplicarse el criterio de Courbón o de Leonhardt.

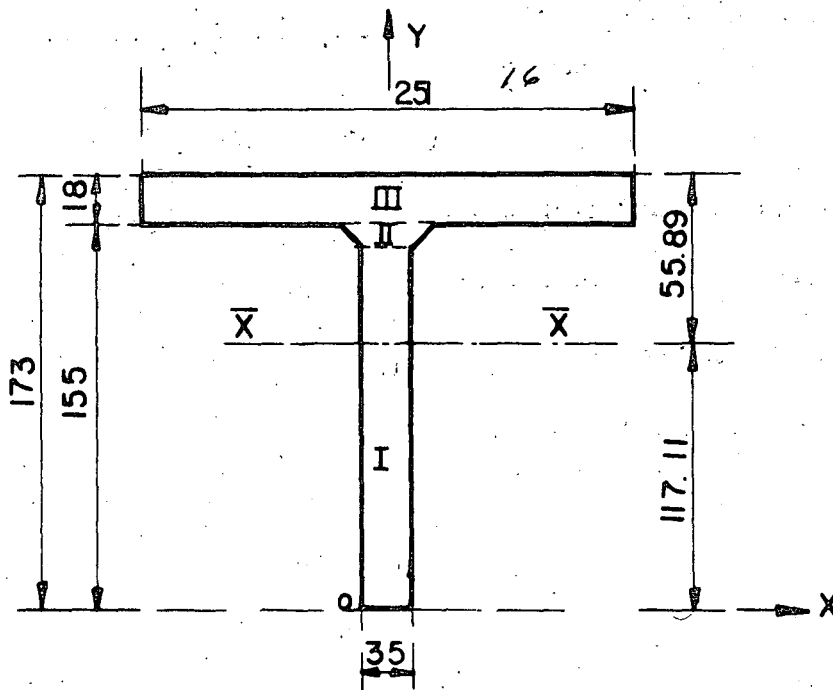
Para esto encontraremos las características geométricas de las secciones de las nervaduras y diafragmas.

Para la nervadura el ancho efectivo del patín será:

$$b = \frac{L}{4} = \frac{3000}{4} = 750 \text{ cm}$$

$$b = \text{c.a.c. de nervaduras} = 288 \text{ cm}$$

$$b = 12t + b' = 12 \times 18 + 35 = 251 \text{ cm} \quad \leftarrow \text{Rige}$$



En la zona (II) el centro de gravedad vale:

$$\bar{Y}_{II} = \frac{10}{3} \left(\frac{2 \times 55 + 35}{55+35} \right) = 5.37 \text{ cm.}$$

$$A_{II} = (55+35) 0.5 \times 10 = 450 \text{ cm}^2$$

El centro de gravedad de toda la sección es:

$$\bar{X} = 0 \text{ (La sección es simétrica)}$$

$$\bar{Y} = \frac{145 \times 35 \times 72.5 + 450 \times 149.37 + 251 \times 18 \times 164}{5075 + 450 + 4518}$$

$$\bar{Y} = 117.11 \text{ cm}$$

Por lo tanto el momento de inercia respecto al eje $\bar{X}-\bar{X}$ será:

$$I_{xxI} = \frac{35 \times 145^3}{12} + 5075 \times 44.61^2 = 18\,991\,337 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxII} = \frac{10^3 (55^2 + 4 \times 55 \times 35 + 35^2)}{36 (55 + 35)} + 450 \times 33.26^2 = 501\,491 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxIII} = \frac{251 \times 18^3}{12} + 4518 \times 46.89^2 = 10\,055\,587 \text{ cm}^4$$

$$I_{xx \text{ tot}} = \frac{29\,548\,415 \text{ cm}^4}{}$$

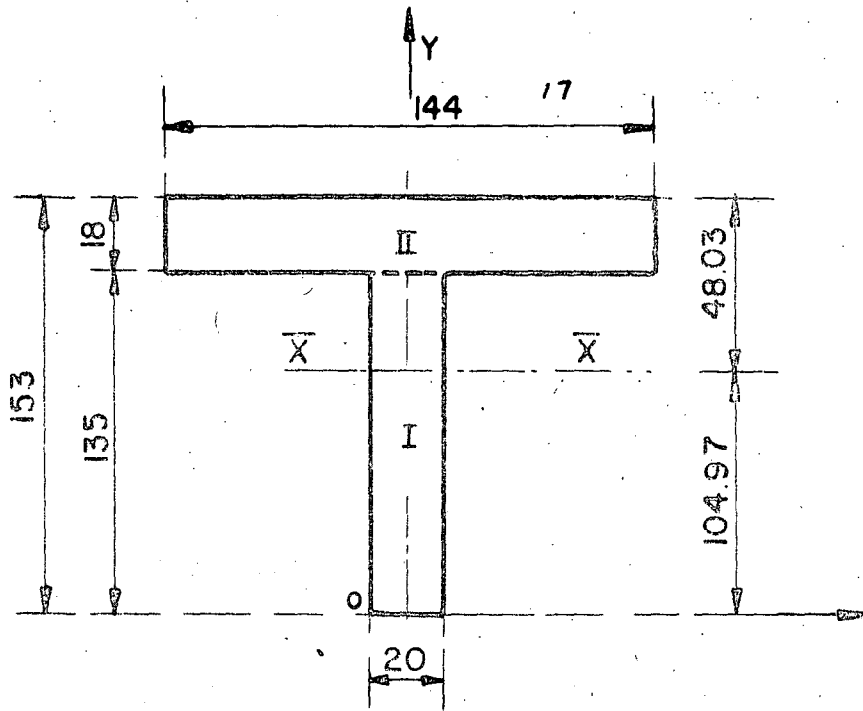
$$J_L = 0.2955 \text{ m}^4$$

Para el diafragma, el ancho efectivo del patín valdrá:

$$b = \frac{L'}{4} = \frac{576}{4} = 144 \text{ cm} \quad \leftarrow \text{Rige}$$

$$b = \text{c.a.c. de diafragma} = 600 \text{ cm}$$

$$b = 12t + b' = 12 \times 18 + 20 = 236 \text{ cm}$$



$$\bar{X} = 0$$

$$\bar{Y} = \frac{20 \times 135 \times 67.5 + 144 \times 18 \times 144}{2700 + 2592} = 104.97 \text{ cm}$$

$$\bar{Y} = 104.97 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el momento de inercia respecto al eje $\bar{X} - \bar{X}$ será:

$$I_{xxI} = \frac{20 \times 135^3}{12} + 2700 \times 37.47^2 = 7\,891\,427 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxII} = \frac{144 \times 18^3}{12} + 2592 \times 39.03^2 = 4\,018\,484 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxtot} = 11\,909\,911 \text{ cm}^4$$

$$J_1 = 0.1191 \text{ m}^4$$

CALCULO DEL VALOR DE " λ " .-

$$\text{De la ecuación } \lambda = \frac{1}{2L} \sqrt[4]{\frac{L}{T} \left(\frac{N \rho L}{n \rho T} \right)} \leq 0.30$$

De donde:

$$l = \text{Distancia entre nervaduras extremas} = 5.76 \text{ m}$$

$$L = \text{Longitud del puente} = 30.00 \text{ m}$$

$$N = \text{Número de nervaduras} = 3$$

$$n = \text{Número de diafragmas intermedios} = 4$$

$$I_L = \text{Momento de inercia centroidal de la nervadura} = 0.2955 \text{ m}^4$$

$$I_D = \text{Momento de inercia centroidal del diafragma} = 0.1191 \text{ m}^4$$

$$\text{Por lo tanto: } \lambda = \frac{5.76}{2 \times 30.00} \sqrt[4]{\frac{30.00}{5.76} \left(\frac{3 \times 0.2955}{4 \times 0.1191} \right)} = 0.1694$$

Como $\lambda = 0.1694 < 0.30$, usaremos el Método de Courbón para investigar los estados críticos de carga para cada una de las nervaduras, de acuerdo con las siguientes hipótesis:

1. - La deformación de los diafragmas, por efectos de excentricidad transversal de las cargas, se verifica según una recta, lo cual implica admitir una rigidez infinitamente grande en dichos diafragmas.
2. - La parte de la carga que toma cada una de las nervaduras es proporcional a su momento de inercia y al asentamiento en la misma nervadura, producido por las cargas aplicadas, teniendo en cuenta la primera hipótesis.

Del folleto "Taboleiros de Pontes como Grelha pelo Método de Engesser- Courbón", página

38, tenemos:

$$R_i = \frac{P}{n} \left[1 + 6 \frac{2i - (n+1)}{n^2 - 1} \frac{e}{E} \right]$$

En donde:

R = Carga correspondiente a la nervadura "i"

i = Rango de la nervadura en estudio

n = Número de nervaduras.

e = Excentricidad de la carga viva considerada

E = distancia entre ejes de nervaduras

p = Carga total sobre las nervaduras

De acuerdo con esto, la ecuación anterior se simplifica en:

$$R_i = \frac{P}{3} \left[1 + 6 \frac{2i - 4}{8} \times \frac{e}{2.88} \right]$$

$$R_i = \frac{P}{3} \left[1 + 6 \frac{2(i - 2)}{8} \frac{e}{2.88} \right]$$

$$R_i = \frac{P}{3} \left[1 + 0.5208 (i - 2) e \right] \dots 1$$

Antes de aplicar la fórmula 1, calcularemos las solicitaciones que afectan a las nervaduras.

CUBICACIONES DE LA SUPERESTRUCTURA. -

1. - Losa, Guarnición, Carteles y Nervaduras. -

$$\text{Guarnición} = 0.65 \times 0.15 = 0.0975 \text{ m}^2$$

$$\text{Guarnición} = 0.135 \times 0.28 = 0.0378 \text{ m}^2$$

$$\text{Voladizo} = 0.17 \times 1.02 = 0.1734 \text{ m}^2$$

$$\text{Losa} = 0.18 \times 2.88 = 0.5184 \text{ m}^2$$

$$\text{Nervaduras} = (0.35 \times 1.55) 1.5 = 0.8138 \text{ m}^2$$

$$\text{Carteles} = (0.10^2 \times 0.5) 3 = 0.0150 \text{ m}^2$$

$$0.5A = 1.6559 \text{ m}^2$$

$$A = 3.3117 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso por metro} = 3.3117 \times 1.00 \times 2400 = 7948 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso total} = 7948 \times 30.60 = 243\,211 \text{ Kg.}$$

2. - DIAFRAGMAS EXTREMOS. -

$$A = 1.58 \times 2.53 - 0.10^2 \times 0.5 \times 2 = 3.9874 \text{ m}^2$$

$$V = 3.9874 \times 0.20 = 0.7975 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de un diafragma} = 0.7975 \times 2400 \times 2 = 3828 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso de dos diafragmas} = 3828 \times 2 = 7656 \text{ Kg.}$$

3. - CUATRO DIAFRAGMAS INTERMEDIOS. -

$$A = 1.38 \times 2.53 - 0.010 = 3.4814 \text{ m}^2$$

$$V = 3.4814 \times 0.20 = 0.6963 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de un diafragma} = 0.6963 \times 2400 \times 2 = 3342 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso de 4 diafragmas} = 3342 \times 4 = 13369 \text{ Kg.}$$

4. - CARPETA ASFALTICA DE 0.03 m DE ESPESOR. -

$$\text{Peso por metro} = 0.03 \times 6.50 \times 2200 = 429 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso total} = 429 \times 30.60 = 13127 \text{ Kg.}$$

5. - PARAPETO TIPO T-9.1.1 , CON REMATES RECTOS. -

$$\text{Peso por metro} = 150 \times 2 = 300 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso total} = 300 \times 30.60 = 9180 \text{ Kg.}$$

6. - PESO TOTAL DE LA SUPERESTRUCTURA. -

$$P = 243\ 211 + 7656 + 13369 + 13127 + 9180 = 286\ 543 \text{ Kg.}$$

DETERMINACION DE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES.

1. - POR CARGAS PERMANENTES UNIFORMES. -

Parapeto 300 Kg/m

Losa, guarniciones y nervaduras 7948 "

Carpeta asfáltica

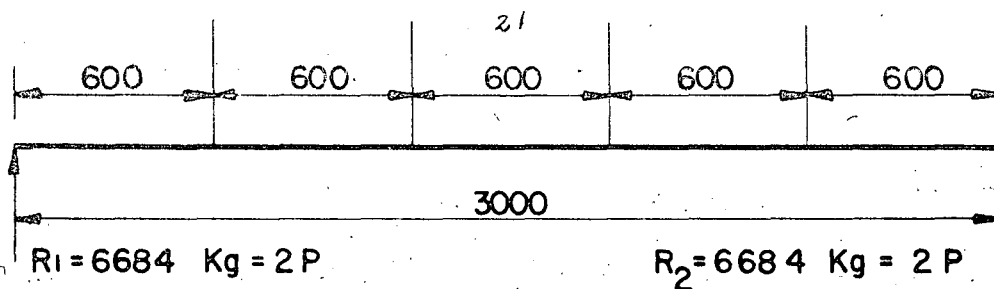
$$\omega_{cm} = \frac{429 \text{ Kg/m}}{8677 \text{ Kg/m}}$$

$$M_1 = \frac{8677 \times 30^2}{8} = 976\,163 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

2. - POR CARGAS PERMANENTES CONCENTRADAS. -

(Intervienen los diafragmas intermedios únicamente)

$$P = 3342 \text{ Kg.}$$



$$M_2 = \frac{3 P L}{5} = \frac{3 \times 3342 \times 30}{5} = 60\,156 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

El momento total por carga permanente vale:

$$M_{cm} = 1036\,319 \text{ Kg} \cdot \text{m.}$$

Teniendo en cuenta la segunda hipótesis ya mencionada anteriormente para las cargas permanentes, ya que estas son simétricas, es decir, la excentricidad vale $e = 0$, y las nervaduras tienen igual momento de inercia, cada nervadura tomará una tercera parte del momento total por carga permanente, esto es:

$$M_{cm} \text{ por nervadura} = \frac{1036\,319}{3} = 345\,440 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

3. - POR CARGA MOVIL. -

Del apéndice "A", página 163 de las Especificaciones de Puentes para Caminos, edición de noviembre de 1964; para una carga móvil tipo HS-20, en una faja de circulación se tendrá : (Interpolando)

$$M = 206\,737 \text{ Kg} - \text{m/ faja}$$

$$R = 29\,563 \text{ Kg/ faja}$$

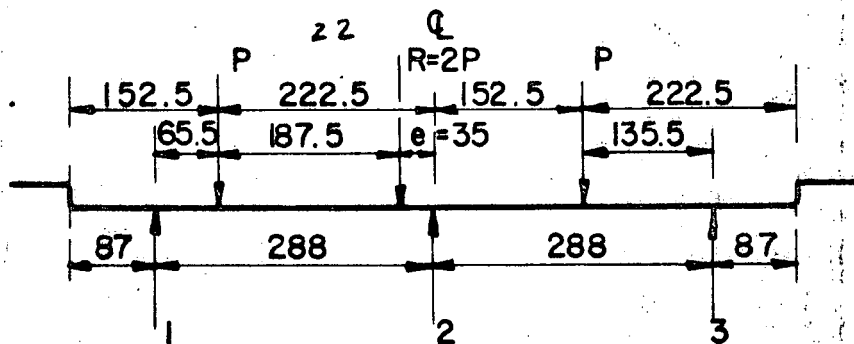
Teniendo en cuenta el impacto ya calculado y las dos fajas de circulación:

$$M_{cv + I} = 1.224 \times 2 \times 206\,737 = 506\,092 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$R_{cv + I} = 1.224 \times 2 \times 29\,563 = 72\,370 \text{ Kg.}$$

4. - FACTOR DE CONCENTRACION. - (Coeficientes)

Se hará uso de la ecuación 1 acomodando las cargas de los camiones, según lo indica el artículo 2.7 de las especificaciones AASHO.



De acuerdo con ésta posición vemos la excentricidad vale $e = 0.35$, por lo tanto, sustiye-

do valores en la ecuación 1 de la hoja 21:

$$R_i = \frac{M}{3} \left[1 + 0.5208 (i - 2) \cdot 0.35 \right] = \frac{M}{3} \left[(1 + 0.1823 (i - 2)) \right]$$

Por otra parte, $\frac{M}{3} = \frac{506\,092}{3} = 168\,697 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

Tabulando

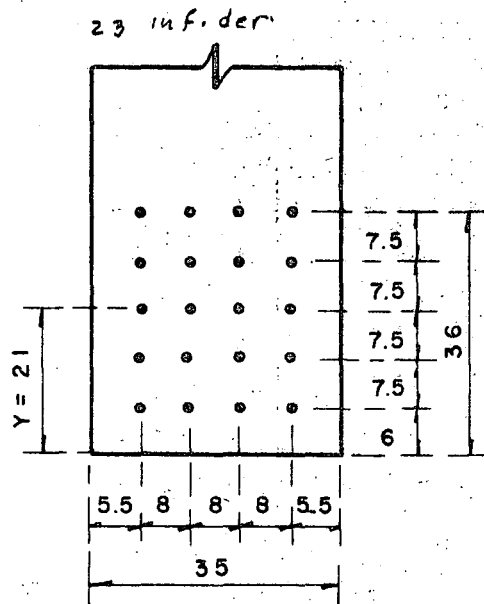
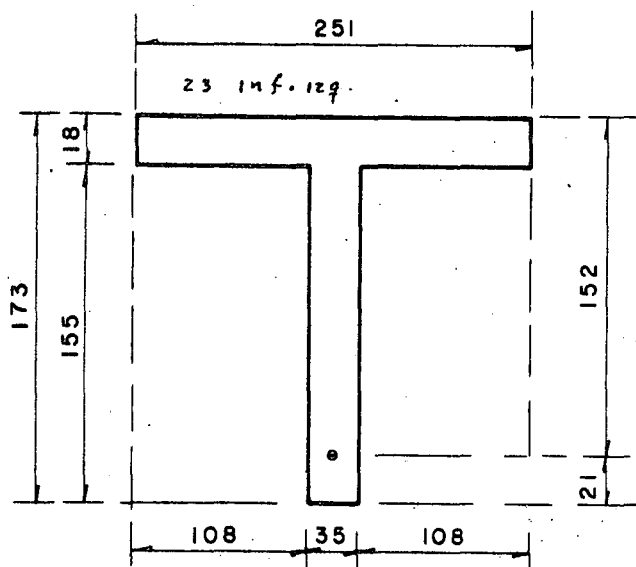
23 sup

NERV.	i	i - 2	0.1823 (i - 2)	1 + 0.1823 (i - 2)	R _i
1	1	-1	-0.1823	+0.8177	137944
2	2	0	0	+1.0000	168691
3	3	+1	+0.1823	+1.1823	199451

Finalmente, ya conocemos el momento máximo total en la nervadura más fatigada y vale:

$$M_{tot} = 345\,440 + 199\,451 = 544\,891 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

DISEÑO DE LA NERVADURA



De acuerdo con las figuras anteriores, proponemos la sección y el acero de refuerzo principal, consistiendo éste en 20 varillas 12C, esto es, $A_s = 11.40 \times 20 = 228 \text{ cm}^2$

PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO. - (kd)

Usaremos el "Método Aproximado", es decir, despreciando la compresión en el nervio; de acuerdo con esto se tiene que:

$$kd = \frac{bt^2 + 2nAsd}{2bt + 2nAs}$$

$$bt^2 = 251 \times 18^2 = 81324 \text{ cm}^3$$

$$2nAsd = 2 \times 9 \times 228 \times 152 = 623808 \text{ cm}^3$$

$$2bt = 2 \times 251 \times 18 = 9036 \text{ cm}^2$$

$$2nAs = 2 \times 9 \times 228 = 4104 \text{ cm}^2$$

$$\text{Entonces } kd = \frac{81324 + 623808}{9036 + 4104} = 53.66 \text{ cm}$$

Como $53.66 \text{ cm} > 18 \text{ cm}$, decimos que la viga efectivamente trabaja como viga "T".

CALCULO DEL VALOR "Z". -

$$Z = \frac{t}{3} \left(\frac{3kd - 2t}{2kd - t} \right)$$

$$Z = \frac{18}{3} \left(\frac{3 \times 53.66 - 2 \times 18}{2 \times 53.66 - 18} \right) = 8.40 \text{ cm.}$$

$$\therefore Jd = d - Z = 152 - 8.40 = 143.60 \text{ cm}$$

ESFUERZOS DE TRABAJO. -

$$f_s = \frac{M}{A_s Jd} = \frac{54\,489.100}{228 \times 143.60} = 1664 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1664 \text{ Kg/cm}^2 < 1800 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ bién}$$

$$f_c = f_s \left[\frac{kd}{n(d - kd)} \right] = 1664 \left[\frac{53.66}{9(152 - 53.66)} \right] = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$100 \text{ Kg/cm}^2 \cong 100 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bien}$$

$$f's = f_s \left[\frac{(d - kd) + (\bar{Y} - r)}{(d - kd)} \right] = 1664 \left[\frac{9834 + 15}{94.34} \right] = 1917 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f's = 1917 \text{ Kg/cm}^2 < 2000 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

En conclusión, se acepta la sección propuesta.

ACERO ADICIONAL EN LAS CARAS DE LAS NERVADURAS. -

Según las recomendaciones del Departamento de Puentes de la Dirección General de Carreteras Federales, de la Secretaría de Obras Públicas, para puentes mayores de 1.40 m el re fuerzo adicional en cada cara de la nervadura será del 4% del acero principal, es decir:

$$A_s = 0.04 \times 228 = 9.12 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 5 varillas 5C a cada lado de la nervadura y este mismo refuerzo será aplicado a las caras de los diafragmas.

REVISION POR FUERZA CORTANTE. -

1. - EN LOS APOYOS.

a). - Por carga permanente

$$V_{cm} = \frac{w_{cm}}{3} \frac{L}{2} + \frac{2P}{3}$$

$$V_{cm} = \frac{8677 \times 30.00}{3 \times 2} + \frac{2 \times 3342}{3} = 45613 \text{ Kg}$$

b). - Por carga móvil más impacto. -

De acuerdo con lo obtenido en la hoja núm. 24

$$V_{cv + I} = 29563 \times 1.224 \times 1.182 = 42771 \text{ Kg.}$$

Entonces el cortante total en el apoyo, vale:

$$V_{ap} = 88384 \text{ Kg}$$

Por otra parte, si suponemos que hasta el apoyo llegan 8 varillas 12C, (las 12 restan-

tes se doblarán), de las 20 que tiene la sección, tendremos:

$$A_s = 8 \times 11.40 = 91.20 \text{ cm}^2$$

$$d = 173 - 9.75 = 163.25 \text{ cm}$$

$$J_d \stackrel{\circ}{=} d - 0.5t = 163.25 - 9 = 154.25 \text{ cm}$$

También observamos que según el Código ACI - 318 - 63

Artículo 1205, se tiene que para secciones con refuerzo en el alma, el cortante permisible vale:

$$\sqrt{v}_{\text{perm}} = 1.32 \sqrt{f'_c} = 1.32 \sqrt{250} = 20.87 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo calculado es: $\sqrt{v}_{\text{calc}} = \frac{V}{bd}$

$$\sqrt{v}_{\text{calc}} = \frac{88\,384}{35 \times 154.25} = 16.37 \text{ Kg/cm}^2$$

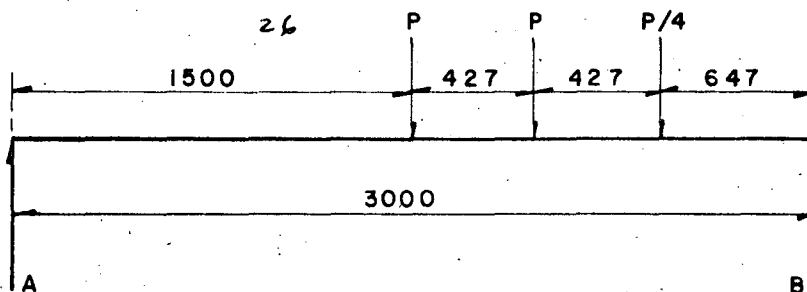
$$16.37 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bién}$$

2. - EN EL CENTRO DEL CLARO

a). - Por carga permanente

$$V_{cm} = 0$$

b). - Por carga móvil. - (P = 14515 Kg)



$$R_a = \frac{14515 (15.00 + 10.73) + 3629 \times 6.46}{30.0} = 13230 \text{ Kg.}$$

$$\text{Entonces } V_d \text{ cv } + I = 13230 \times 1.224 \times 1.182 = 19141 \text{ Kg.}$$

$$\text{Por lo tanto: } V_d \text{ total} = 19141 \text{ Kg.}$$

REVISION POR ADHERENCIA. -

Del mismo Código ACI, Artículo 1301, se tiene que para varillas del lecho superior el esfuerzo permisible de adherencia vale:

$$\mu_{\text{perm}} = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{3.81} = 9.54 \text{ Kg/cm}$$

$$\text{Por otra parte: } \leq \sigma = \frac{4 A_s}{D} = \frac{4 \times 91.20}{3.81} = 95.75 \text{ cm}$$

$$\text{Entonces } \mu_{\text{calc.}} = \frac{V}{\leq \sigma J_d} = \frac{88384}{95.75 \times 154.25} = 5.98 \text{ Kg/cm}^2$$

$$5.98 \text{ Kg/cm}^2 < 9.54 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{ bien}$$

DOBLADO DE VARILLAS. -

Al considerar que la variación de los momentos máximos es la de una parábola de 2º grado, las distancias a las cuales pueden doblarse las varillas, a partir del centro del claro, están dados por la siguiente expresión:

$$X = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{A_d}{A_t}} = 15 \sqrt{\frac{A_d}{A_t}}$$

donde:

A_d = Area del acero por doblar

A_t = Area total del acero principal en la sección considerada

L = claro del puente.

De las 20 varillas que se tienen en la sección, se doblarán 12, corriendo las 8 restantes -

hasta el apoyo. De acuerdo con esto elaboraremos la siguiente tabla.

28

VARILLA DOBLADA	Ad / At	Ad / At (m)	X real (m)	X adoptada (m)
1	0.05	0.224	3.354	3.295
2	0.10	0.316	4.743	4.545
3	0.15	0.387	5.810	5.745
4	0.20	0.447	6.708	6.895
5	0.25	0.500	7.500	7.920
6	0.30	0.548	8.216	8.970
7	0.35	0.592	8.874	9.970
8	0.40	0.633	9.488	10.920
9	0.45	0.671	10.062	11.745
10	0.50	0.707	10.607	12.545
11	0.55	0.742	11.124	13.245
12	0.60	0.775	11.619	13.845

CONSIDERACIONES QUE DEBERAN TOMARSE EN CUENTA PARA EL REFUERZO EN EL ALMA. -

(Basadas en las especificaciones del Código ACI-318-63, a excepción de la primera consideración)

1. - Se considera que el concreto no toma tensión diagonal.
2. - Toda la tensión diagonal la tomarán las barras dobladas y los estribos verticales.

3. - Los estribos verticales deberán absorber por lo menos la cuarta parte del cortante máximo en los apoyos, en los cuartos extremos de la nervadura.

4. - La distancia de la cara interior de la placa de apoyos a la primera barra doblada, medida sobre la línea a la mitad del peralte total deberá ser $\leq 0.5 d$.

5. - La distancia entre dos barras dobladas, medida horizontalmente a éstas deberá ser $\leq Jd$

6. - La distancia entre el eje de apoyos y el primer estribo vertical deberá ser $\leq 0.25 d$

7. - La distancia entre dos estribos verticales deberá ser $\leq 0.5 d$

TENSION DIAGONAL EN VARILLAS DOBLADAS Y ESTRIBOS. -

a). - La tensión diagonal tomada por una varilla 12C, doblada a 45°, está dada por la siguiente expresión:

$$V_{vd} = \frac{A_s f_s Jd}{S \sin 45^\circ} = \frac{11.40 \times 1800 \times 154.25}{0.70711 S} = \frac{4\,476\,263}{S}$$

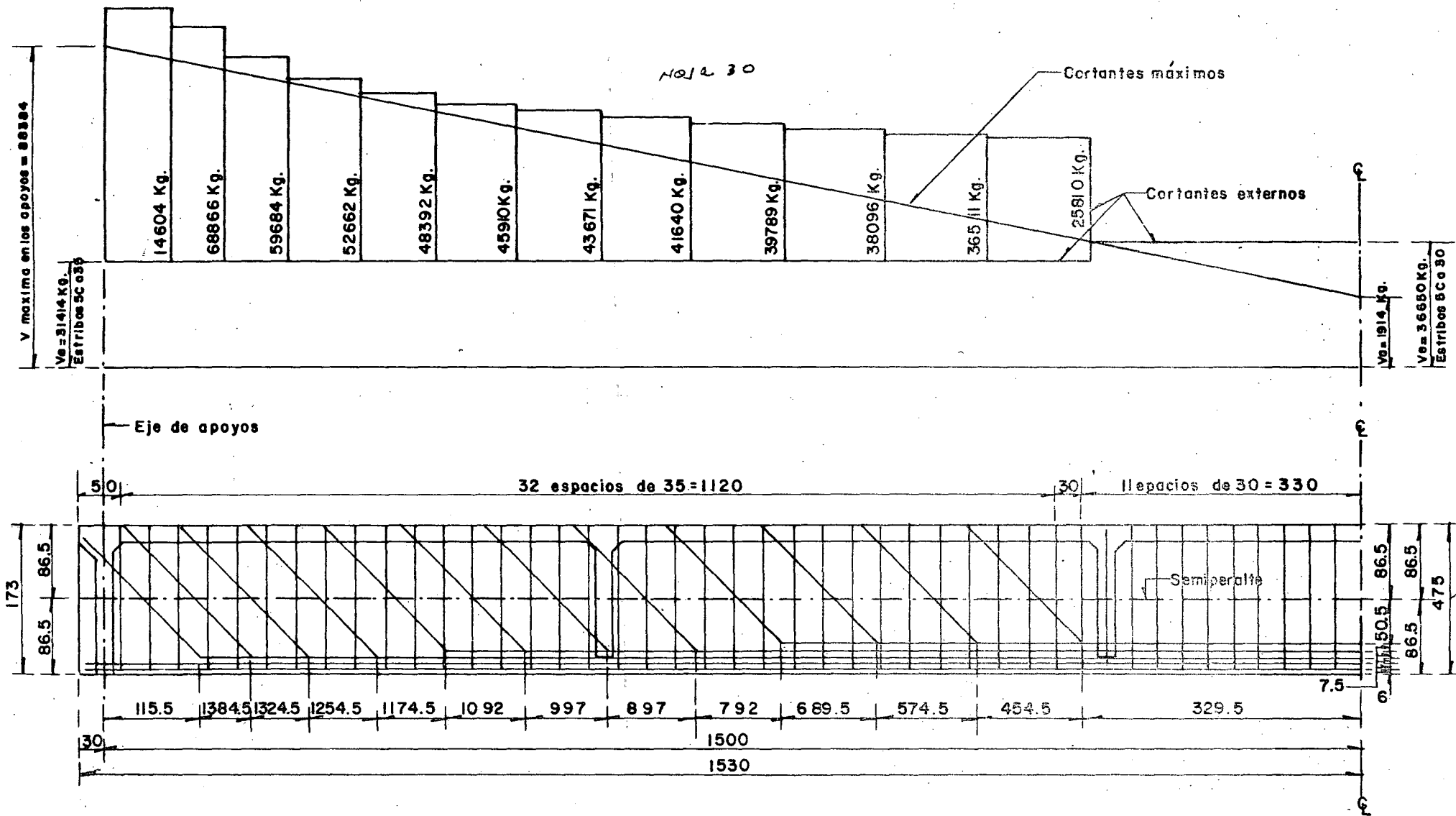
Para S =	60 cm	Vvd =	74 604 Kg.
	65		68866
	75		59684
	85		52662
	92.5		48392
	97.5		45910
	102.5		43671
	107.5		41640
	112.5		39789
	117.5		38096
	122.5		36541
	125		35810

b). - La tensión diagonal tomada por un estribo vertical 5C, de dos ramas, está dada por la siguiente expresión.

$$V_e = \frac{2 A_s f_s Jd}{S} = \frac{2 \times 1.98 \times 1800 \times 154.25}{S} = \frac{1\,099\,494}{S}$$

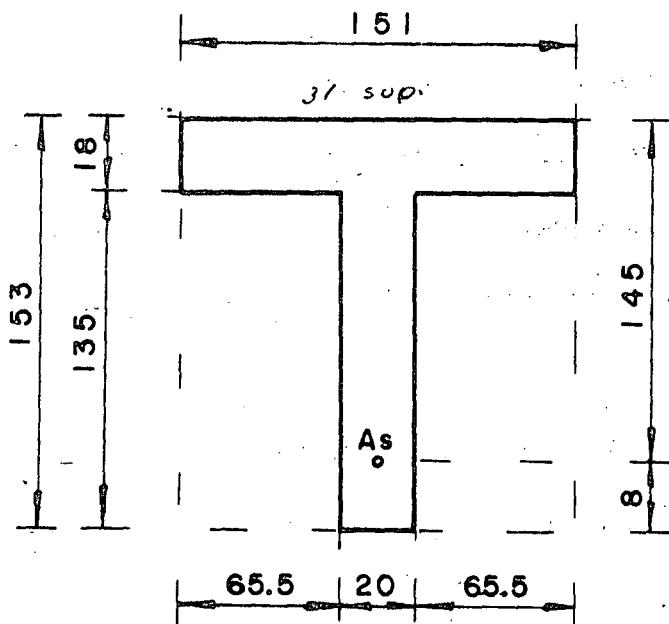
Para S =	30 cm,	Ve=	36650 Kg.
	35		31414

PROPORCIONAMIENTO DE VARILLAS DOBLADAS Y ESTRIBOS



CALCULO ESTRUCTURAL DE LOS DIAFRAGMAS. -

Se analizará, por ser más desfavorable, un diafragma intermedio. Estos diafragmas, según M. Courbón, se deben proyectar para soportar su carga correspondiente, considerando la losa del piso apoyada isostáticamente en los diafragmas adyacentes. (Manual du Béton -- Précontrain, de M.V. Weimber, página 125), es decir que la losa está libremente apoyada en los dos diafragmas contiguos que en este caso distan 6.00m centro a centro entre sí. También según AASHO, artículo 1.7.4.-a, se considerará al diafragma como viga en sustentación elástica.



En este caso:

$$\frac{t}{d} = \frac{18}{145} = 0.124$$

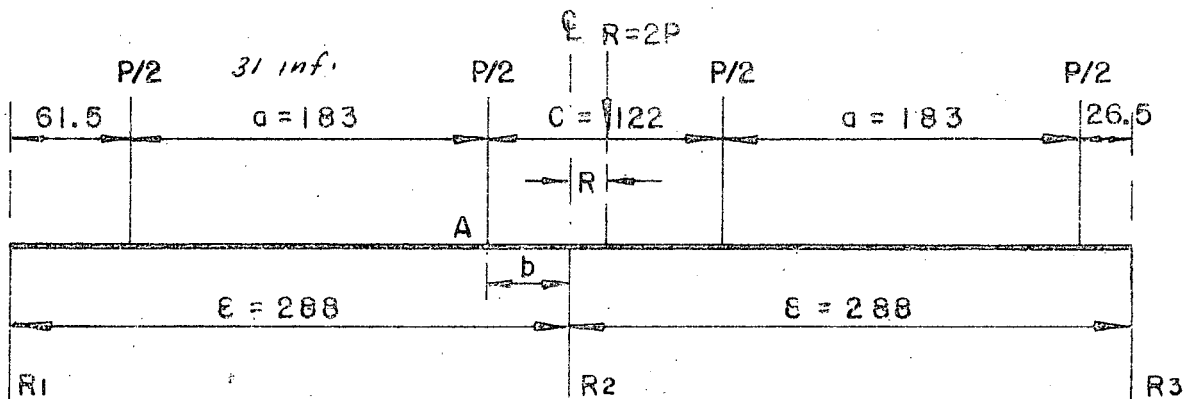
Entonces $J = 0.939$

Por tanto $Jd = 0.939 \times 145$

$Jd = 136.16 \text{ cm.}$

ANÁLISIS POR CARGA VIVA. - (Momentos)

P = 14515 Kg.



Se colocará en el ancho total de la calzada, la carga de un eje en cada carril de tránsito, conservando el ancho de cada eje $A = 183$ cm, así como la separación mínima libre de una rueda a la guarnición $0.5 C = 61$ cm, tal como lo especifica AASHO, con el objeto de llegar a obtener la excentricidad máxima, así como se hizo al obtener los coeficientes de concentración.

En el análisis del diafragma como viga continua, ésta deja de ser hiperestática debido a que de antemano se pueden conocer las reacciones, aplicando la fórmula ya conocida.

$$R_i = \frac{R}{n} \left[1 + 6 \frac{2i - (n+1)}{n^2 - 1} \frac{e}{E} \right]$$

$$R_1 = \frac{2P}{3} \left[1 + 6 \frac{2 \times 1 + (3+1)}{3^2 - 1} \cdot \frac{e}{288} \right]$$

$$R_1 = 2P (0.333 - 0.001736 e)$$

$$R_2 = \frac{2P}{3} \left[1 + 6 \frac{2 \times 2 - (3+1)}{3^2 - 1} \cdot \frac{e}{288} \right]$$

$$R_2 = \frac{2 P}{3} = 0.6667 P$$

Por otra parte, según la figura anterior vemos que: $b = \frac{C}{2} - e$

Por lo tanto, el momento en "A" vale:

$$M_A = 2 P \left(\frac{1}{3} - \frac{1.5}{3 \epsilon} e \right) (\epsilon - b) = 2 P \left(\frac{a}{4} \right)$$

$$M_A = 2 P \left(\frac{1}{3} - \frac{1.5}{3 \epsilon} e \right) \left(\epsilon - \frac{C}{2} + e \right) = 2 P \left(\frac{a}{4} \right)$$

$$M_A = 2 P \left(\frac{\epsilon}{3} - \frac{C}{6} - \frac{e}{6} + \frac{1.5 C}{6 \epsilon} e - \frac{1.5}{3 \epsilon} e^2 - \frac{a}{4} \right) \dots (III)$$

Para obtener el valor máximo de "A" derivamos la ecuación respecto a la excentricidad e igualamos a cero.

$$\frac{dM_A}{de} = 0 = 2 P \left(-\frac{1}{6} + \frac{1.5 C}{6 \epsilon} - \frac{2 \times 1.5}{3 \epsilon} e \right)$$

$$\frac{e}{\epsilon} = \frac{1.5 C}{6 \epsilon} - \frac{1}{6}$$

$$e = \frac{1.5 C}{6} - \frac{\epsilon}{6}$$

$$e = \frac{1.5 \times 122}{6} - \frac{288}{6} = -17.50 \text{ cm.}$$

El signo menor significa que la excentricidad se encuentra a la derecha del centro del claro en la figura considerada.

Entonces el Momento en "A" vale:

$$M_A = 2 P \left(\frac{288}{3} - \frac{122}{6} - \frac{17.5}{6} + \frac{1.5 \times 122 \times 17.5}{6 \times 288} - \frac{1.5 \times 17.5}{3 \times 288} - \frac{183}{4} \right)$$

$$M_A = 56.64 P = 5664 \times 14515 = 822\,176 \text{ Kg-m}$$

$$M_A = 822\,176 \text{ Kg - m (Sin tomar en cuenta la concentración longitudinal)}$$

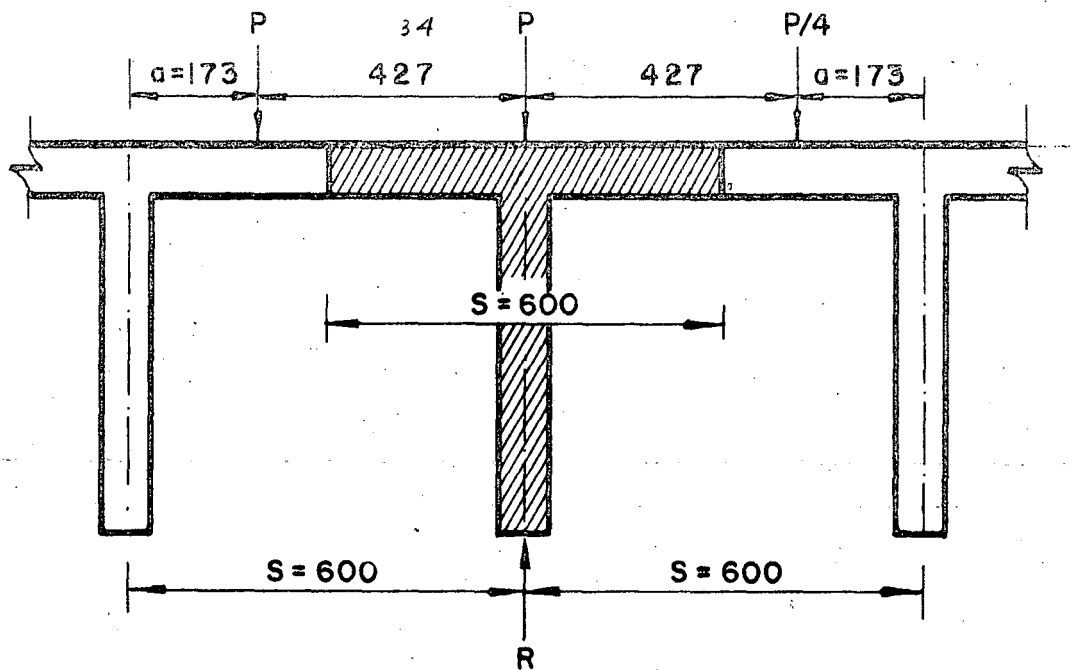
Las reacciones en cada nervadura valen pues:

$$R_1 = 2P \left(\frac{1}{3} - \frac{1.5 \times 17.5}{3 \times 288} \right) = 0.6059 P$$

$$R_2 = \frac{2P}{3} = 0.6667 P$$

$$R_3 = 2P \left(\frac{1}{3} + \frac{1.5 \times 17.5}{3 \times 288} \right) = 0.7274 P$$

Para obtener el factor de concentración longitudinal por el Método de Courbón, simplificado, se colocará un solo camión a manera de producir el esfuerzo máximo al diafragma.



El valor de la reacción máxima R vale:

$$R = P + \frac{Pa}{S} + \frac{P}{4} \cdot \frac{a}{S} = P \left(1 + \frac{a}{S} + \frac{a}{4S} \right) = P \left(1 + \frac{5a}{4S} \right)$$

$$R = \left(1 + \frac{5 \times 1.73}{4 \times 6.00} \right) P = 1.360 P$$

ANÁLISIS PARA CARGA VIVA.- (Cortantes)

De acuerdo con la figura de la hoja núm. 23 analizada para los momentos, podemos también utilizarla para cortantes, es decir:

$$R = 2P \left(\frac{1}{3} - \frac{1.5a}{3E} \right)$$

$$\therefore V_{cv+I} = 1.224 \times 2 \times 14515 \left(\frac{1}{3} - \frac{1.5 \times 0.175}{3 \times 2.88} \right) = 10765 \text{ Kg.}$$

$$V_{cv+I} = 10765 \text{ Kg.}$$

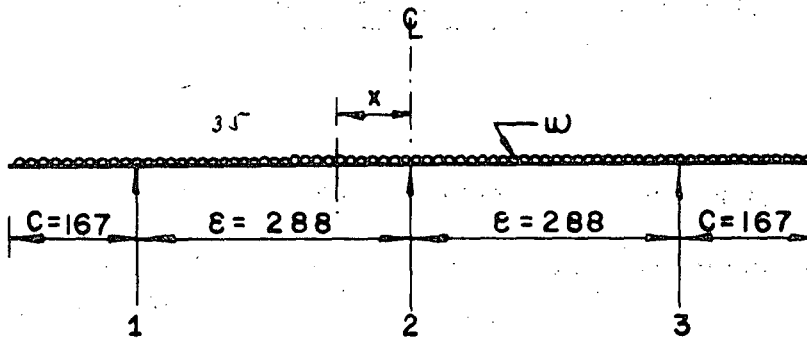
RESUMEN.

$$M_{cv+I} = 8221 \times 1.224 \times 1.3604 = 13689 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$V_{cv+I} = 10765 \times 1.3604 = 14644 \text{ Kg.}$$

ANÁLISIS POR CARGA MUERTA.- (Momentos)

Admitiendo que las cargas permanentes están repartidas uniformemente ("Le Betón Precontraint", Baret, página 157) y que se distribuyen por igual en cada uno los apoyos, se tiene:



$$R_1 = R_2 = R_3 = \frac{2C + 2E}{3} \omega \quad (\text{Sleicher. - Tomo II. - Pág. 1814})$$

$$M_x = R_1 (E - X) = \omega \frac{(C + E - X)^2}{2}$$

$$M_x = R_1 \epsilon = R_1 X - \frac{\omega}{2} (C^2 + \epsilon^2 + X^2 + 2C\epsilon - 2CX - 2\epsilon X)$$

$$M_x = R_1 \epsilon - \frac{\omega C^2}{2} - \frac{\omega \epsilon^2}{2} - \omega C\epsilon + (\omega C + \omega \epsilon - R_1) X - \frac{\omega X^2}{2}$$

Para obtener el valor máximo de M_x tendremos:

$$\frac{dM_x}{dx} = \omega C + \omega \epsilon - R_1 - X = 0$$

$$\text{Por lo tanto: } X = \frac{\omega C + \omega \epsilon - R_1}{\omega} = C + \epsilon - \frac{R_1}{\omega}$$

$$X = C + \epsilon - \frac{2C + 2\epsilon}{3} = \frac{3C + 3\epsilon - 2C - 2\epsilon}{3} = \frac{C + \epsilon}{3}$$

$$X = \frac{167 + 288}{3} = 151.67 \text{ cm}$$

Por otra parte: $\omega = 0.18 \times 2400 = 432 \text{ Kg/m}^2$ (Se considera solamente el peso propio de la losa).

$$\text{Entonces } R_1 = 432 \left(\frac{2 \times 1.67 + 2 \times 2.88}{3} \right) = 1138 \text{ Kg/m}$$

$$M_{\text{máx.}} = 1138 (2.88 - 1.5167) - 432 \frac{(1.67 + 2.88 - 1.5167)^2}{2}$$

$$M_{\text{máx.}} = -436 \text{ Kg-m/m}$$

La zona de influencia de la carga muerta en un diafragma intermedio puede considerarse muy conservadoramente, como lo muestra el esquema de la hoja 36 en la parte sombreada.

Por lo tanto:

$$M_{\text{cm máx.}} = -436 \times 6.00 = -2616 \text{ Kg-m}$$

$$V_{\text{cm}} = 1138 \times 6.00 = 6828 \text{ Kg.}$$

RESUMEN DE MOMENTOS Y CORTANTES TOTALES.-

$$M_{tot} = M_{cv} + I + M_{cm} = 13689 - 2616 = 11073 \text{ Kg-m}$$

$$V_{tot} = V_{cv+I} + V_{cm} = 14644 + 6828 = 21472 \text{ Kg.}$$

DISEÑO DE DIAFRAGMA.- (Véase figura de la hoja 23)

Considerando $A_s = 5.70 \text{ cm}^2$ (dos varillas 6C)

$$k_d = \frac{151 \times 18^2 + 2 \times 9 \times 5.70 \times 145}{2 \times 151 \times 18 + 2 \times 9 \times 5.70} = 11.52 \text{ cm}$$

$k_d = 11.52 \text{ cm} < 18 \text{ cm}$, por tanto vemos que la sección en estudio se comporta como viga rectangular por lo que podemos calcular directamente el acero de refuerzo principal con los datos ya obtenidos, es decir:

$$A_s = \frac{M}{f_s J d} = \frac{1107300}{1800 \times 0.89 \times 145} = 4.77 \text{ cm}^2$$

Se colocarán dos varillas 6C ($A_s = 5.70 \text{ cm}^2$) en la parte inferior de cada diafragma.

REVISION POR CORTANTE.- (Código ACI-318-63)

$$v_{perm} = 1.32 \sqrt{f'_c} = 1.32 \sqrt{250} = 20.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{calc.} = \frac{V}{bd} = \frac{21472}{20 \times 145} = 7.40 \text{ Kg/cm}^2$$

Como $7.40 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2$ la sección no falla por esfuerzo cortante.

REVISION POR ADHERENCIA.-

$$\text{Para varillas del lecho superior: } \mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D}$$

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.91} = 19.40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Sigma \sigma_{calc.} = \frac{4 A_s}{D} = \frac{4 \times 5.70}{1.91} = 11.94 \text{ cm}$$

$$\therefore \mu_{calc} = \frac{V}{\Sigma \sigma J d} = \frac{21472}{11.94 \times 0.89 \times 145} = 13.94 \text{ Kg/cm}^2$$

Como $13.94 \text{ Kg/cm}^2 < 19.04 \text{ Kg/cm}^2$, la sección no falla por adherencia.

ESTRIBOS EN LOS DIAFRAGMAS.-

Utilizando estribos verticales 4C de dos ramas, la separación es:

$$S = \frac{2A_s f_s J_d}{V} = \frac{2 \times 1.27 \times 1800 \times 0.89 \times 145}{21472} = 27.48 \text{ cm.}$$

Se colocarán estribos 4C de dos ramas a cada 27 cm.

REFUERZO ADICIONAL EN LAS CARAS DE LOS DIAFRAGMAS.-

Se colocarán 5 varillas 5C a cada lado del diafragma.

NOTA.- Los diafragmas extremos llevarán el mismo refuerzo obtenido para los diafragmas intermedios.

CALCULO DE LOS APOYOS DE NEOPRE NO

(1). - APOYOS MOVILES. -

CARGAS Y REACCIONES. -

a). - Por carga permanente. -

Peso total de la superestructura:

$$W_{cm} = 286\,543 \text{ Kg.}$$

$$\text{Reacción} = 143272 \text{ Kg.}$$

$$\text{Reacción por nervadura} = 47\,757 \text{ Kg.}$$

b). - Por carga móvil. -

Reacción producida por un camión tipo HS-20. -

$$R = 29563 \times 2 = 59\,126 \text{ Kg.}$$

$$\text{Reacción por nervadura} = \frac{59\,126 \times 1.224 \times 1.182}{3} = 28\,514 \text{ Kg}$$

c). - Fuerza total que gravita en cada nervadura. -

$$F_{cm} = 47\,757 \text{ Kg}$$

$$F_{cv+1} = \underline{28\,514 \text{ Kg}}$$

$$F_{\text{total}} = 76\,271 \text{ Kg.}$$

d). - Alargamiento en la superestructura. -

El producido por esfuerzo permisible vale:

$$\Delta e = \frac{f_s L}{E} = \frac{1800 \times 3000}{2\,100\,000} = 2.571 \text{ cm.}$$

Y el producido por temperatura es:

$$\Delta t = 0.000011 \times 15\% \times 3000 = 0.495 \text{ cm.}$$

Por lo tanto el alargamiento total vale:

$$\Delta_{\text{tot}} = 3.066 \text{ cm.}$$

e). - Espesor del Neopreno. -

Suponemos tres placas de neopreno de $39 \times 35 \times 1.27$, separadas por dos láminas de acero de $39 \times 35 \times 0.16$ cm.

f). - Esfuerzos permisibles. -

$$\text{Por carga muerta: } f_{cm} = 35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Por carga muerta y viva: } f_{cm} + c_v + I = 56. \text{ Kg/cm}^2$$

g). - Comprobación de esfuerzos. -

$$f_1 = \frac{47\,757}{39 \times 35} = 34.99 \text{ Kg/cm}^2 < 35 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bién}$$

$$f_2 = \frac{76\,271}{39 \times 35} = 55.88 \text{ Kg/cm}^2 < 56 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bién}$$

h). - Factor de forma. -

$$Ff = \frac{35 \times 39}{3 \times (35+39) \cdot 1.27} = 4.84 \quad \left[Ff = \frac{A \times L}{N^2 \text{ nervs. } (A+L) \text{ esp. } T \cdot R} \right]$$

De acuerdo con la tabla para Dureza Shore 60, este calor (deformación) es menor del 15% especificado.

i). - Fuerza horizontal por la deformación de 3.066 cm. -

$$F_H = \frac{E_v \cdot A \cdot \Delta}{T} =$$

Donde E_v = Módulo de deformación de las placas de neopreno de dureza Shore 60 = 7.73 Kg/cm^2 .

A = Area de la placa de neopreno

Δ = Alargamiento total.

T = Altura total de las tres placas de neopreno, sin contar las láminas de acero intermedias.

$$F_H = \frac{7.73 \times 1365 \times 3.066}{3.81} = 8491 \text{ Kg.}$$

Y en los tres apoyos: $3F_H = 3 \times 8491 = 25473 \text{ Kg.}$

J). - Deformación límite sin que se produzca resbalamiento en el apoyo. -

$$\Delta r = \frac{CM \times T \times 1.9}{5 A E_v} = \frac{47757 \times 3.81 \times 1.9}{5 \times 1361 \times 7.73} = 6.57 \text{ cm}$$

$6.57 \text{ cm} \geq 3.066 \text{ cm} \therefore$ bien

II). - APOYOS FIJOS.

Se propone una placa de neopreno, dureza Shore-60, de $39 \times 35 \times 1.27 \text{ cm}$ y comprobaremos que ésta placa deberá tener capacidad para equilibrar las fuerzas horizontales que en éste caso son frenaje y fricción.

Frenaje = $0.05 (P + \omega L) \times 2$ (AASHO. - Artículo 213)

$F_r = 0.05 (8165 + 952 \times 30) \times 2 = 3673 \text{ Kg.}$

Fricción en apoyos móviles = 54% de $3 F_H$

$F_R = 0.54 \times 25473 = 13755 \text{ Kg}$

$\therefore F_R + F_r = 17428 \text{ Kg.}$

Por fricción el apoyo fijo puede soportar:

Con CM: $F_h = 0.40 \times 47757 = 19103 \text{ Kg.}$

Con CM + CV + I: $F_h = 0.40 \times 76271 = 30508 \text{ Kg.}$

Cada una de éstas fuerzas es mayor que 17428 Kg. por lo tanto decimos que se cumple la condición.

CUBICACIONES DE LA SUPERESTRUCTURA. -

1. - Concreto de $f^c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

De las hojas núms. 19 y 20 se tiene:

$$V = \frac{243\,211 + 7656 + 13369}{2400} = 110.10 \text{ m}^3$$

2.- Concreto Asfáltico.-

$$V = \frac{13127}{2200} = 5.97 \text{ m}^3$$

3.- Drenes de tubo de 10 ϕ

20 piezas.

4.- Neopreno, Dureza Shore 70, en apoyos.

$$V = 3.90 \times 3.50 \times 0.127 \times 12 = 20.80 \text{ dm}^3$$

5.- Acero estructural en apoyos.-

$$= 3.90 \times 3.50 \times 0.016 \times 6 \times 7.85 = 10.29 \text{ Kg.}$$

6.- Comprbond en juntas de dilatación.- (Las dos juntas)

$$A = 7.80 \times 0.07 \times 2 = 1.09 \text{ m}^2$$

7.- Acero estructural en juntas de dilatación.- (Las dos juntas)

$$W = 1.50 \times 0.095 \times 78.00 \times 4 \times 7.85 = 349.02$$

CUBICACIONES DEL PARAPETO.- (L = 55.28 m)

a).- Cuatro pilastras tipo I.-

$$\text{Acero} = 31 \times 4 = 124 \text{ Kg}$$

$$\text{Concreto} = 0.20 \times 4 = 0.80 \text{ m}^3$$

b).- Once pilastras tipo II.-

$$\text{Acero} = 11 \times 11 = 121 \text{ Kg.}$$

$$\text{Concreto} = 0.04 \times 11 = 0.44 \text{ m}^3$$

c).- 55.28 m de viga.-

$$\text{Acero} = 5 \times 55.28 = 276.4 \text{ Kg.}$$

$$\text{Concreto} = 0.04 \times 55.28 = 2.21 \text{ m}^3$$

Total de acero = 521 Kg.

Total de concreto = 3.45 m³.

CALCULO ESTRUCTURAL DE LOS CABALLETES NUMS. 1 Y 2 .

CABALLETES NUMS. 1 Y 2 .

El presente cálculo corresponde al de un caballete de concreto reforzado, con cabezal apoyado sobre dos machones y éstos a su vez desplantados sobre una zapata.

Las características del mencionado caballete, así como sus dimensiones propuestas pueden verse en las hojas núms. 49, 50 y 51.

DATOS PARA EL PROYECTO.-

Caballete núm. 1, est. 3 + 601.00

Caballete núm. 2, est. 3 + 631.00

Elevación de la rasante = 68.40 m

Elevación de la corona = 66.48 m

Elevación del desplante = 60.20 m.

CONSIDERACIONES.-

- 1.- El peso volumétrico de la tierra se considera de: $\gamma' = 1600 \text{ Kg/m}^3$
- 2.- Para el empuje de tierras se utilizará la fórmula de Rankine con sobrecarga, es decir,
 $E = 0.5 \cdot K_0 h (h + 2h')$
- 3.- El factor K_0 tendrá un valor de $0.268 \gamma'$, que equivale a considerar un talud de reposo de tierra de 1.5: 1, pero este valor no será menor de 480 Kg/m^3 , según las recomendaciones AASHO.
- 4.- La sobrecarga por carga viva se considerará de 1.20 m según recomendaciones del Depto. de Puentes de la S.O.P.

CONSTANTES DE CALCULO PARA EL CONCRETO REFORZADO.-

$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$

$k = 0.30$

$$f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

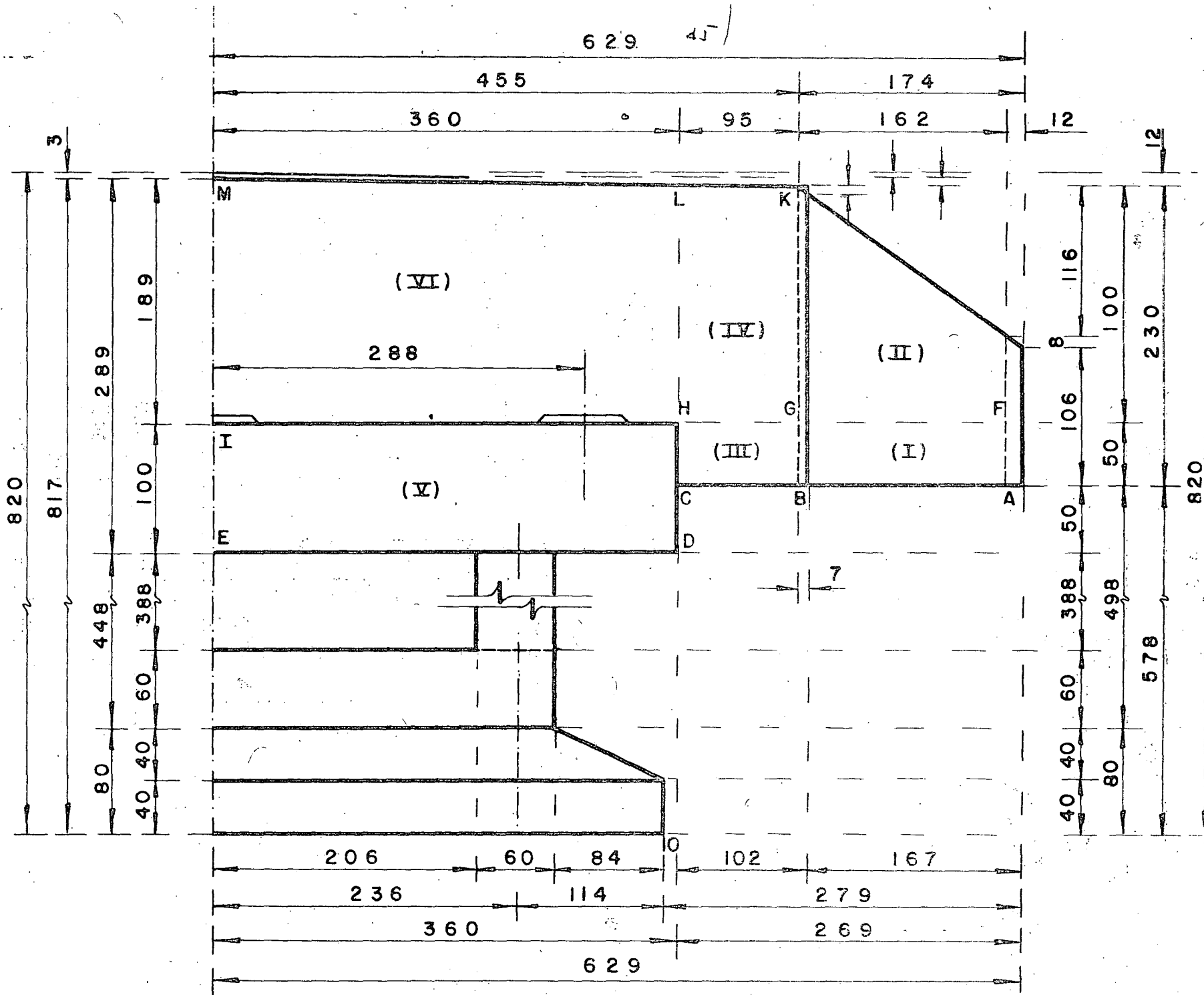
$$f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$J = 0.90$$

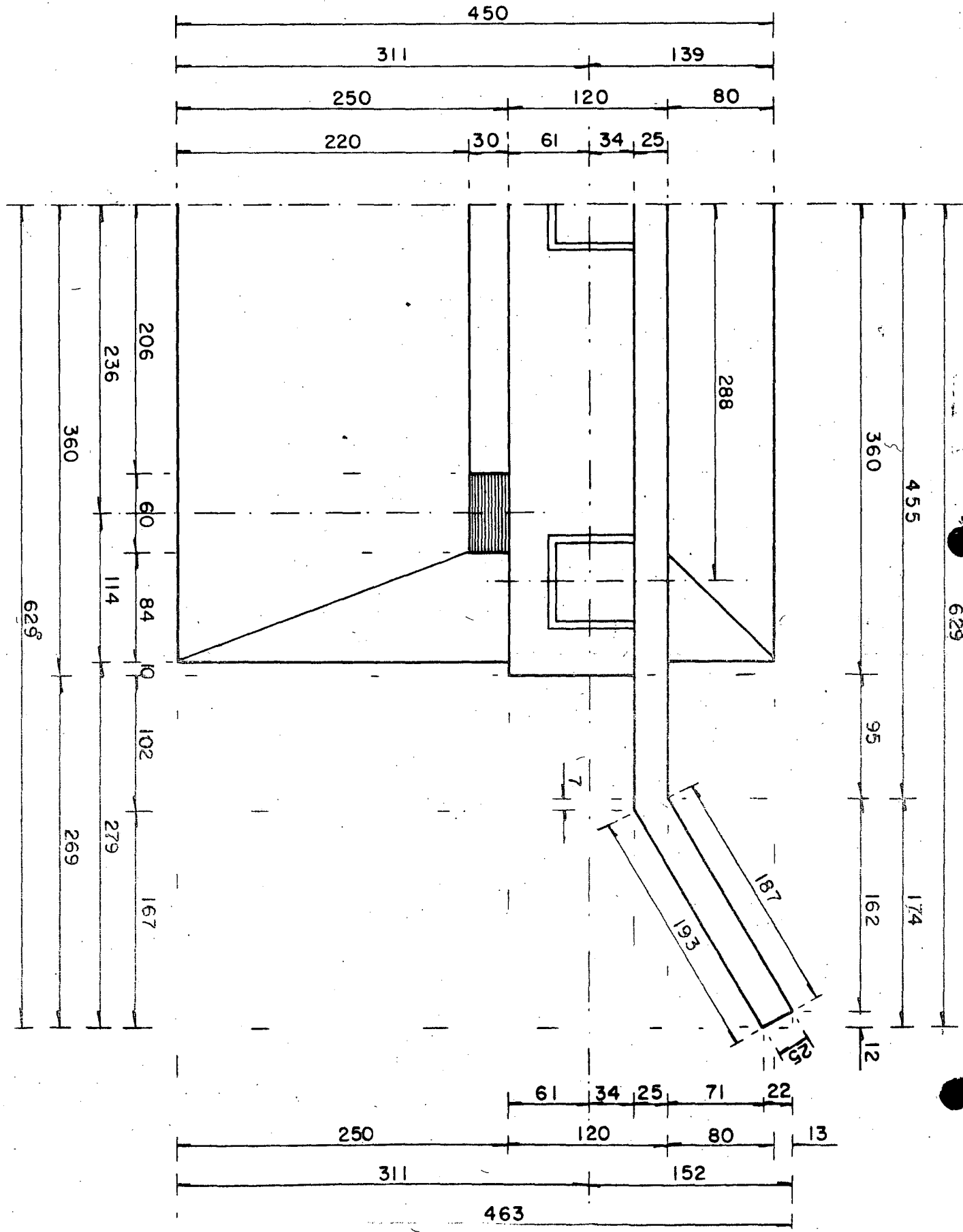
$$K = 13.69 \text{ Kg/cm}^2$$

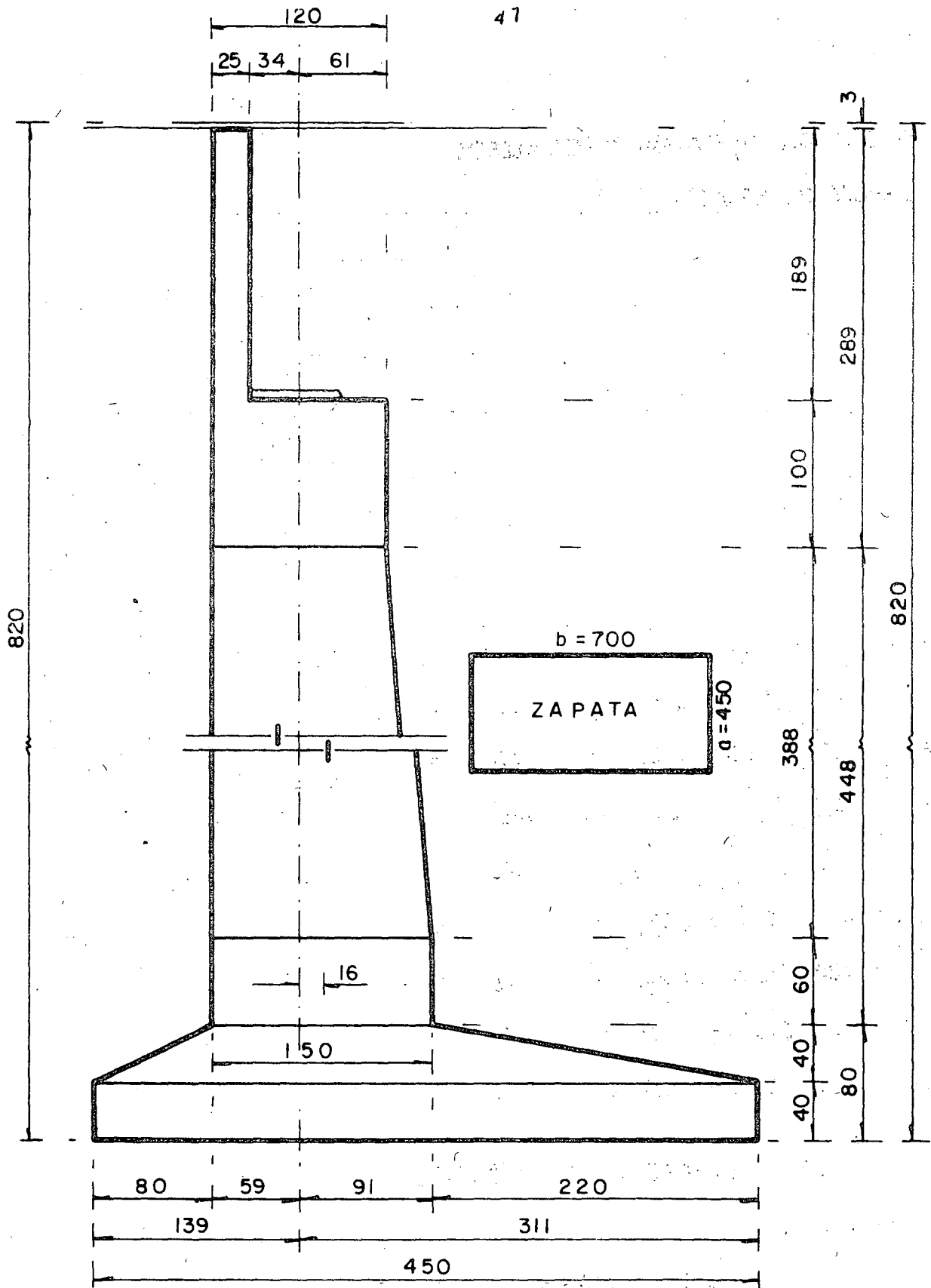
$$\alpha = 0.270$$



MEDIA ELEVACION

MEDIA PLANTA





CORTE

DISEÑO DEL DIAFRAGMA Y LOS ALEROS

EMPUJE DE TIERRAS. -

$$K_o = 0.268 \times 1600 = 429 \text{ Kg/m}^3 < 480 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Se adopta: } K_o = 480 \text{ Kg/m}^3$$

De acuerdo con la figura de la hoja núm. 45, tendremos:

$$P_a = 480 (1.14 + 0.00) = 547 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_b = 480 (2.30 + 1.20) = 1680 \text{ "}$$

$$P_c = 480 (2.32 + 1.20) = 1690 \text{ "}$$

$$P_d = 480 (2.82 + 1.20) = 1930 \text{ "}$$

$$P_e = 480 (2.89 + 1.20) = 1963 \text{ "}$$

$$P_f = 480 (0.64 + 0.00) = 307 \text{ "}$$

$$P_g = 480 (1.80 + 1.20) = 1440 \text{ "}$$

$$P_h = 480 (1.82 + 1.20) = 1450 \text{ "}$$

$$P_i = 480 (1.89 + 1.20) = 1483 \text{ "}$$

$$P_j = 480 (0.00 + 0.00) = 0 \text{ "}$$

$$P_k = 480 (0.00 + 1.20) = 576 \text{ "}$$

$$P_l = 480 (0.00 + 1.20) = 576 \text{ "}$$

$$P_m = 480 (0.00 + 1.20) = 576 \text{ "}$$

1.- MOMENTOS RESPECTO AL EJE DCHL .-

ZONA (1).-

$$\omega_{af} = (547 + 307) 0.5 \times 0.50 = 214 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{bg} = (1680 + 1440) 0.5 \times 0.50 = \frac{780 \text{ "}}{994 \text{ Kg/m}}$$

$$E_I = 994 \times 0.5 \times 1.87 = 929 \text{ Kg}$$

$$E_{Ix} = 929 \text{ Sen } 30^\circ = 465 \text{ "}$$

$$E_{Iy} = 929 \text{ Cos } 30^\circ = 805 \text{ "}$$

$$\text{Brazo}_{Ix} = 1.87 \times 0.50 \times \text{Sen } 30^\circ = 0.47 \text{ m}$$

$$\text{Brazo}_{Iy} = 1.87 \times 0.50 \times \text{Cos } 30^\circ + 0.95 = 1.76 \text{ m}$$

$$M_{Ix} = 465 \times 0.47 = 217 \text{ Kg-m}$$

$$M_{Iy} = 805 \times 1.76 = 1417 \text{ Kg-m}$$

ZONA (II). -

$$\omega_{fj} = (307 + 000) 0.5 \times 0.64 = 98 \text{ Kg/m}$$

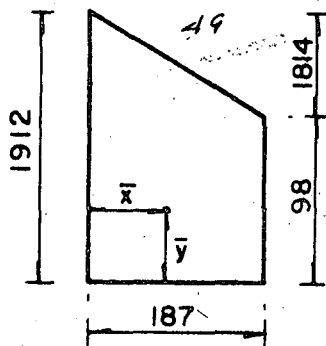
$$\omega_{gk} = (1440 + 576) 0.5 \times 1.80 = \frac{1814}{1912} \text{ Kg/m}_0$$

$$E_{II} = 1912 \times 0.5 \times 1.87 = 1778 \text{ Kg}$$

$$E_{IIx} = 1778 \text{ Sen } 30^\circ = 894 \text{ "}$$

$$E_{IIy} = 1778 \text{ Cos } 30^\circ = 1548 \text{ "}$$

Los brazos para esta zona son:



$$\bar{X} = \left(\frac{1.87}{3} \frac{1912 + 2 \times 98}{1912 + 98} \right) = 0.65 \text{ m}$$

$$\therefore B_{IIx} = 0.65 \text{ Sen } 30^\circ = 0.33 \text{ m}$$

$$B_{IIy} = 0.65 \text{ Cos } 30^\circ + 0.95 = 1.52 \text{ m}$$

Entonces:

$$M_{IIx} = 894 \times 0.33 = 295 \text{ Kg-m}$$

$$M_{IIy} = 1548 \times 1.52 = 2347 \text{ Kg-m}$$

ZONA (III).-

$$\omega_{bg} = (1680 + 1440) 0.5 \times 0.50 = 780 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{ch} = (1690 + 1450) 0.5 \times 0.50 = \frac{785}{1565} \text{ Kg/m}$$

$$E_{IIIy} = 1565 \times 0.5 \times 0.95 = 743 \text{ Kg}$$

$$B_{IIIy} = 0.95 \times 0.5 = 0.475 \text{ m}$$

$$M_{IIIy} = 743 \times 0.475 = 353 \text{ Kg/m}$$

ZONA (IV).-

$$\omega_{gk} = (1440 + 576) 0.5 \times 1.80 = 1814 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{hl} = (1450 + 576) 0.5 \times 1.82 = \frac{1844}{3658} \text{ Kg/m}$$

$$E_{IVy} = 3658 \times 0.5 \times 0.95 = 1738 \text{ Kg.}$$

$$B_{IVy} = 0.95 \times 0.5 = 0.475 \text{ m}$$

$$M_{IVy} = 1738 \times 0.475 = 826 \text{ Kg - m}$$

2.- MOMENTOS RESPECTO AL EJE FGHT .-

ZONA (II).-

$$E_{II} = 1788 \text{ Kg.}$$

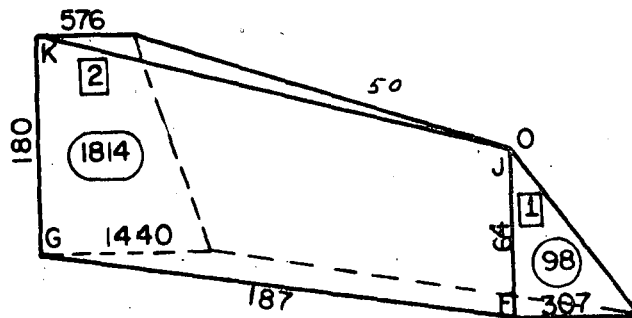
$$E_{IIx} = 894 \text{ "}$$

$$E_{IIy} = 1548 \text{ "}$$

$$Y_I = \frac{0.64}{3} = 0.213 \text{ m.}$$

$$Y_2 = \frac{1.80}{3} \left(\frac{2 \times 576 + 1440}{576 + 1440} \right) = 0.771 \text{ m}$$

$$M_I = 98 \times 0.213 = 21 \text{ Kg.}$$



$$M_2 = 1814 \times 0.771 = \frac{1399 \text{ Kg}}{1420 \text{ Kg}}$$

$$\therefore \bar{Y}_{II} = \frac{1420}{98 + 1814} = 0.743 \text{ m (Arriba de la corona)}$$

$$\text{Entonces: } M_{IIy} = 1548 \times 0.743 = 1150 \text{ Kg - m}$$

ZONA (IV).-

$$E_{IVy} = 1738 \text{ Kg.}$$

$$Y_1 = \frac{1.80}{3} \left(\frac{2 \times 576 + 1440}{576 + 1440} \right) = 0.77 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{1.80}{3} \left(\frac{2 \times 576 + 1450}{576 + 1450} \right) = 0.78 \text{ m}$$

$$\therefore \bar{Y} = 0.775 \text{ m}$$

$$M_{IVy} = 1738 \times 0.775 = 1347 \text{ Kg - m}$$

ZONA (VI).-

$$\omega_{hl} = (1450 + 576) 0.5 \times 1.82 = 1844 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{IM} = \frac{(1483 + 576) 0.5 \times 1.89}{3790 \text{ Kg/m}} = 1946 \text{ "}$$

$$E_{VIy} = 3790 \times 0.5 \times 3.60 = 6822 \text{ Kg}$$

$$Y_1 = \frac{1.82}{3} \left(\frac{2 \times 576 + 1450}{576 + 1450} \right) = 0.78 \text{ m}$$

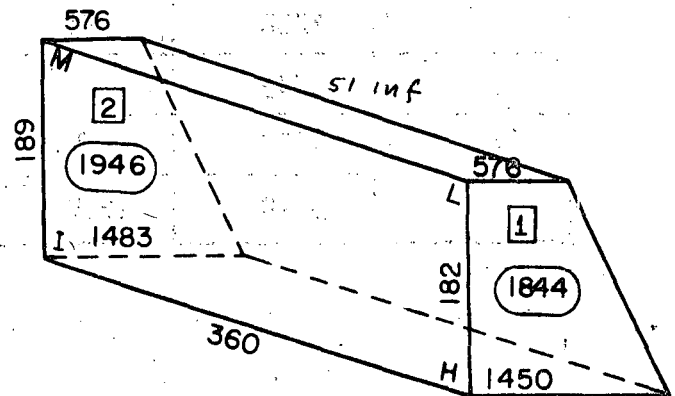
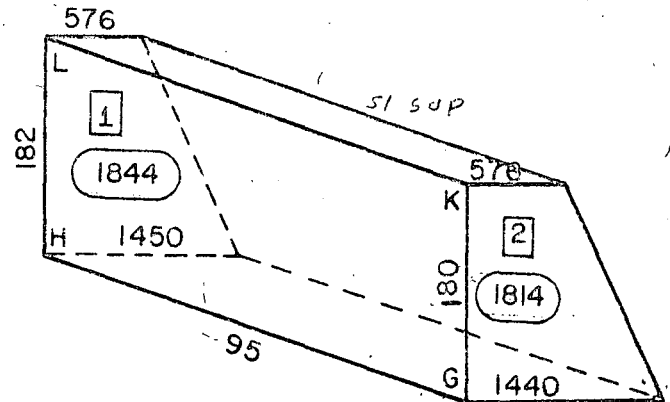
$$Y_2 = \frac{1.89}{3} \left(\frac{2 \times 576 + 1483}{576 + 1483} \right) = 0.81 \text{ m}$$

$$M_1 = 1844 \times 0.78 = 1437 \text{ Kg}$$

$$M_2 = \frac{1946 \times 0.81}{3042 \text{ Kg.}} = 1569 \text{ "}$$

$$\bar{Y} = \frac{3042}{1844 + 1946} = 0.80 \text{ m}$$

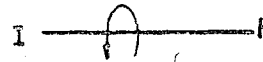
$$M_{VIy} = 6822 \times 0.80 = 5476 \text{ Kg - m.}$$



3.- RESUMEN DE LOS EMPUJES DE TIERRAS.-



52 SUP



a).- RESPECTO AL EJE DCHL

(b = 232 cm; d = 19 cm)

52 med.

ZONA	E (Kg)	Ex (Kg)	Ey (Kg)	Mx (Kg -m)	My (Kg - m)
I	929	465	805	217	1417
II	1788	894	1548	295	2347
III	743	0	743	0	353
IV	1738	0	1738	0	826
	5198	1359	4834	512	4943

b).- RESPECTO AL EJE FGHT .- (b = 455 ; d = 19 cm)

52 inf

ZONA	E (Kg)	Ex (Kg)	Ey (Kg)	Mx (Kg-m)	My (Kg-m)
II	1788	0	1548	0	1150
IV	1738	0	1738	0	1347
VI	6822	0	6822	0	5476
	10348	0	10108	0	7973

4.- PERALTE NECESARIO.-

Caso A).- $\leq M = 494\ 300$ Kg - cm ; b = 232 cm

$$d = \sqrt{\frac{494\ 300}{13.69 \times 232}} = 12.48 \text{ cm} < 19.00 \text{ cm}$$

Caso B).- $\leq M = 797\ 300$ Kg - cm ; b = 455 cm.

$$d = \sqrt{\frac{797\ 300}{13.69 \times 455}} = 11.31 \text{ cm} < 19.00 \text{ cm}$$

Se adopta: d = 19 cm ; r = 5 cm ; h = 25 cm.

5.- REFUERZO HORIZONTAL EN DIAFRAGMAS Y ALEROS.-

Se tomarán los momentos que giran alrededor del eje DCHL

a).- ZONAS I y III.-

$$\leq M = 1417 + 353 = 1770 \text{ Kg - m} = 177000 \text{ Kg - cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{177\ 000}{2000 \times 0.90 \times 19} = 5.18 \text{ cm}^2 / 0.50 \text{ m} = 10.35 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Se colocarán 4 varillas 4C en las zonas I y III.

b). - ZONAS II y IV. -

$$\sum M = 2347 + 826 = 3173 \text{ Kg} - \text{m} = 317\,300 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$b = 182 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{317\,300}{2000 \times 0.90 \times 19} = 9.28 \text{ cm}^2/1.82 \text{ m} = 5.10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El acero mínimo especificado por recomendaciones de la S.O.P. para aleros y diafragmas de caballetes es de $6.00 \text{ cm}^2/\text{m}$, es decir, varillas 4C a cada 20 cm.

$$A_{s_1} = \frac{0.667 \times 9.28}{0.91} = 6.80 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 18 cm en la mitad inferior de la altura del alero de las zonas II y IV.

$$A_{s_2} = \frac{0.333 \times 9.28}{0.91} = 3.40 \text{ cm}^2 < 6.00^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 20 cm. en la mitad superior de la altura del alero de las zonas II y IV.

Ambos refuerzos se prolongarán de lado a lado de los aleros, es decir, pasando por el diafragma.

6. - REFUERZO VERTICAL EN EL DIAFRAGMA -

Se tomarán los momentos que giran alrededor del eje FGHI

ZONAS II, IV, y VI. -

$$\sum M = 7973 \text{ Kg} - \text{m} = 797\,300 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$b = 617 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{797\,300}{2000 \times 0.90 \times 19} = 23.31 \text{ cm}^2/6.17 \text{ m} = 3.78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En el tercio central:

$$A_{s1} = \frac{0.20 \times 23.31}{2.057} = 2.27 \text{ cm}^2 < 6.00 \text{ cm}^2$$

En los tercios extremos:

$$A_{s2} = \frac{0.80 \times 23.31}{4.113} = 4.53 \text{ cm}^2 < 6.00 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 20 cm, a todo lo largo del diafragma, dentro del cabezal.

7.- REFUERZO VERTICAL EN LA PROLONGACION DEL DIAFRAGMA Y LOS ALEROS.-

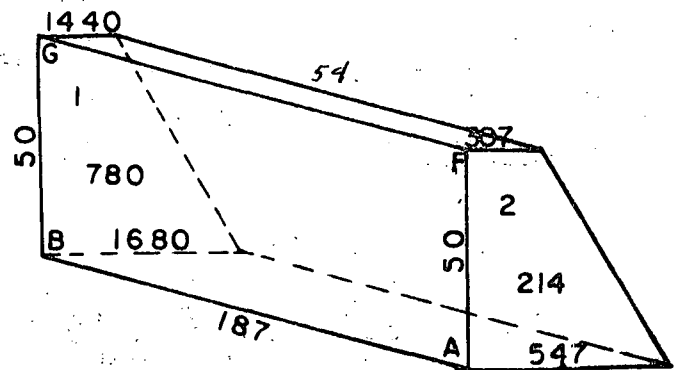
a). - Mom. torsionante respecto al empuje de tierras. - (Eje \overline{DCHL})

ZONA 1.-

$$E_{ly} = 805 \text{ Kg.}$$

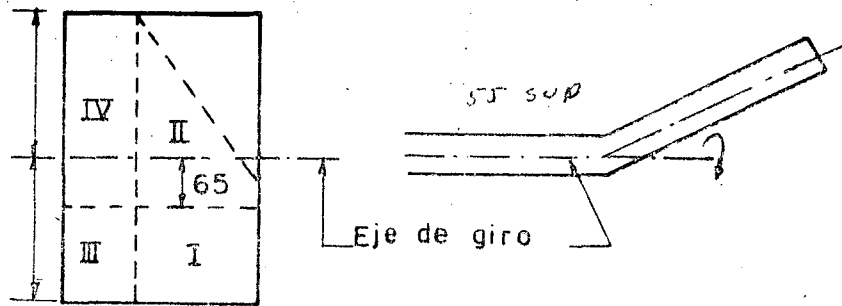
$$Y_1 = \frac{0.50}{3} \left(\frac{2 \times 1680 + 1440}{1680 + 1440} \right) = 0.26 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{0.50}{3} \left(\frac{2 \times 547 + 307}{547 + 307} \right) = 0.27 \text{ m}$$



$$\therefore \bar{Y} \doteq 0.265 \text{ m} \quad (\text{Abajo de la corona})$$

NOTA.- Sin error apreciable suponemos que el alero es rectangular, de altura $h = 2.30 \text{ m}$, siendo el centro de gravedad $C.G = 1.15 \text{ m}$, por donde pasará el eje de giro según las figuras siguientes.



El brazo para la zona I vale:

$$B_1 = 0.265 + 0.650 = 0.915 \text{ m} \quad (\text{Abajo de la corona})$$

$$\text{Entonces } M_{1y} = 805 \times 0.915 = 733 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

ZONA II.-

$$E_{IIy} = 1548 \text{ Kg.}$$

$$Y_1 = \frac{1.80}{3} \left(\frac{2 \times 576 + 1440}{576 + 1440} \right) = 0.771 \text{ m}$$

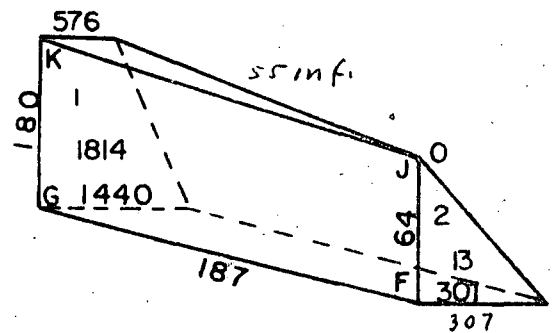
$$Y_2 = \frac{0.64}{3} = 0.213 \text{ m}$$

$$M_1 = 1814 \times 0.771 = 1399 \text{ Kg}$$

$$M_2 = 98 \times 0.213 = \frac{21}{1420} \text{ Kg.}$$

$$\bar{Y} = \frac{1420}{1814 + 98} = 0.743 \text{ m} \quad (\text{Arriba del eje de giro})$$

El brazo para la zona II vale:



$$B_{II} = 0.743 - 0.650 = 0.093 \text{ m (Arriba de la corona)}$$

$$\text{Entonces } M_{IIy} = 1548 \times 0.093 = 144 \text{ Kg - m}$$

ZONA III.-

$$E_{IIIy} = 743 \text{ Kg.}$$

$$Y_1 = \frac{0.50}{3} \left(\frac{2 \times 1690 + 1450}{1690 + 1450} \right) = 0.256 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{0.50}{3} \left(\frac{2 \times 1680 + 1440}{1680 + 1440} \right) = 0.256 \text{ m}$$

$$\therefore \bar{Y} = 0.256 \text{ m (Abajo de la corona)}$$

El brazo para la zona III, vale:

$$B_{III} = 0.256 + 0.650 = 0.906 \text{ m (Abajo de la corona)}$$

$$\text{Entonces } M_{IIIy} = 743 \times 0.906 = 673 \text{ Kg - m}$$

ZONA IV.-

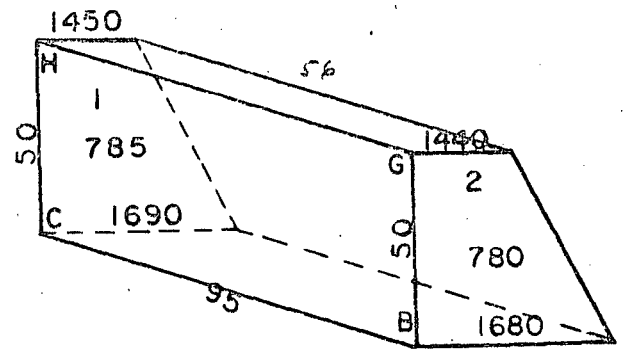
$$E_{IVy} = 1738 \text{ Kg.}$$

El brazo para la zona IV, vale:

$$B_{IV} = 0.780 - 0.650 = 0.130 \text{ m (Arriba de la corona)}$$

$$\text{Entonces: } M_{IVy} = 1738 \times 0.130 = 226 \text{ Kg - m}$$

RESUMEN DEL INCISO "a" .-



CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
Ely	805	- 0.910	- 733
EIIy	1548	+ 0.093	+ 144
EIIIy	743	- 0.906	- 673
EIVy	1738	+ 0.130	+ 226
	4834		-1036

La posición horizontal de la fuerza debida al empuje de tierras en todo el alero es:

$$Y = - \frac{1036}{4834} = - 0.214 \text{ m (Abajo del eje de giro)}$$

b).- MOMENTO TORSIONANTE DEBIDO AL PESO PROPIO DEL ALERO. -

Se tomarán los giros que se produzcan a través de un eje que pase por el centro y a todo lo largo del diafragma y por lo tanto los brazos se tomarán gráficamente.

ZONA I. -

$$PP_I = (1.87 + 1.93) 0.5 \times 0.25 \times 0.50 \times 2400 = 570 \text{ Kg.}$$

$$\text{Brazo} = 0.475 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 570 \times 0.475 = 271 \text{ Kg - m}$$

ZONA II. -

$$PP_{II} = (1.80 + 0.60) 0.5 \times 0.25 \times 1.90 \times 2400 = 1368 \text{ Kg.}$$

$$\text{Posición} = \frac{1.90}{3} \left(\frac{1.80 + 2 \times 0.60}{1.80 + 0.60} \right) = 0.792 \text{ m}$$

$$\text{Brazo} = 0.395 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 1368 \times 0.395 = 540 \text{ Kg - m}$$

ZONA III .-

$$PP_{III} = (0.95 + 1.02) 0.5 \times 0.25 \times 0.50 \times 2400 = 296 \text{ Kg.}$$

$$\text{Brazo} = 0 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 0 \text{ Kg - m}$$

ZONA IV .-

$$PP_{IV} = (0.95 + 1.02) 0.5 \times 0.25 \times 1.81 \times 2400 = 1070 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 0 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 0 \text{ Kg - m}$$

RESUMEN DEL INCISO "b" .-

58

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg - m)		
PPI	570	0.475	271		
PPII	1368	0.395	540		
PPIII	296	0	0		
PPIV	1070	0	0		
	3304		811		

El brazo al eje de apoyos vale:

$$X = \frac{811}{3304} + 0.125 + 0.340 = 0.710 \text{ m}$$

Como puede observarse, éstos momentos también resultan negativos y por lo tanto, para

obtener el momento torsionante total, se sumarán ambos, es decir:

$$M_{tot.} = 1036 + 811 = 1847 \text{ Kg - m}$$

c). - MOMENTOS POR FLEXION VERTICAL DEBIDO AL PESO PROPIO. -

En este caso también tomaremos gráficamente los giros que se produzcan sobre el eje \overline{DCHL}

59

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
PPI	570	1.810	1032
PPII	1368	1.675	2291
PPIII	296	0.493	146
PPIV	1070	0.493	527
	3304		3996

$$\bar{X} = \frac{3996}{3304} = 1.028 \text{ m del eje } \overline{DCHL}$$

PERALTE NECESARIO. - (d = 224 cm)

$$d = \sqrt{\frac{399600}{13.69 \times 25}} = 34.17 \text{ cm} < 224 \text{ cm}$$

Se adopta: d = 224 ; r = 6 cm; h = 230 cm

REFUERZO. -

$$A_s = \frac{399600}{2000 \times 0.90 \times 224} = 0.99 \text{ cm}^2$$

Colocaremos 2 varillas 4C en el hombro del alero.

ESFUERZO CORTANTE POR TORSION. -

Según el "Reinforced Concrete". - de Dunham, se tiene:

$$\tau_{\text{tors.}} = K \frac{M_{\text{tor}}}{b^2 h} \quad \text{donde } K = 3 + \frac{2.6}{0.45 \frac{h}{b}}$$

$$K = 3 + \frac{2.6}{0.45 \frac{230}{25}} = 3.628$$

$$\text{Entonces: } \tau_{\text{tors.}} = \frac{3.628 \times 184\,700}{25^2 \times 230} = 4.72 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE VERTICAL MAXIMO. -

$$\tau_{\text{fv}} = \frac{V}{bd} = \frac{3304}{25 \times 224} = 0.59 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE VERTICAL MAXIMO. -

$$\tau_{\text{máx}} = \tau_{\text{tors.}} + \tau_{\text{fv}} = 4.72 + 0.59 = 5.31 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE DEBIDO AL EMPUJE DE TIERRAS. -

$$\tau_{\text{et}} = \frac{V_{\text{et}}}{bd} = \frac{4834}{25 \times 224} = 0.86 \text{ Kg/cm}^2$$

FINALMENTE, TENSION DIAGONAL DEBIDO AL ESFUERZO COMBINADO DE FLEXION Y TORSION. -

$$\tau_{\text{td}} = \sqrt{\tau_{\text{máx}}^2 + \tau_{\text{et}}^2} = \sqrt{5.31^2 + 0.86^2} = 5.38 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo permisible, según el apartado 8.15.3 del Reglamento Australiano, para la tensión diagonal vale:

$$\tau_{\text{perm}} = 0.08 f'c + 5.60 = 0.08 \times 250 + 5.60 = 25.6 \text{ Kg/cm}^2$$

Como $5.38 \text{ Kg/cm}^2 < 25.5 \text{ Kg/cm}^2$, la sección no falla por tensión diagonal.

Por otra parte, puesto que según el Departamento de Puentes de la S.O.P., el concreto no puede absorber tensión, tanto el esfuerzo cortante por torsión como por flexión vertical - serán tomados con estribos.

a). - Por torsión. -

$$\text{Según Cowan : } A_{\text{tors.}} = \frac{M_{\text{tors.}}}{0.80 f_s b_l d_l}$$

$$A_{\text{tors.}} = \frac{184\,700}{0.80 \times 2000 \times 15 \times 225} = 0.0342 \text{ cm}^2/\text{cm.}$$

$$A_{\text{tors.}} = 3.42 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

b). - Por flexión vertical. -

$$A_{\text{fv}} = \frac{V S}{f_s d}$$

$$\text{Para nuestro caso: } V = \sqrt{f_v} b d ; S = I$$

$$\text{Entonces: } A_{\text{fv}} = \frac{\sqrt{f_v} b}{f_s} = \frac{0.59 \times 25}{2000} = 0.0074 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{\text{fv}} = 0.74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

c). - Area Total . -

$$A_{\text{tot.}} = A_{\text{tors}} + A_{\text{fv}} = 3.42 + 0.74 = 4.16 \text{ cm}^2$$

d). - Separación de estribos. -

Considerando estribos 4C de dos ramas, la separación será:

$$S = \frac{2 a_s \times 100}{A_{\text{tot}}} = \frac{2 \times 1.27 \times 100}{4.16} \doteq 61 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

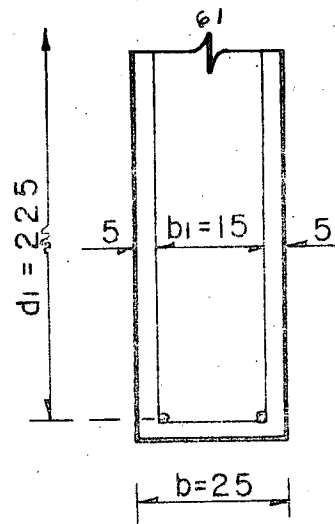
Se colocarán estribos 4C de 2 ramas a cada 20 cm.

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CABEZAL. -

CARGAS QUE ACTUAN SOBRE EL CABEZAL. - (Reacciones)

1. - CARGA MUERTA. -

El peso total de la superestructura vale 286 453 Kg.



$$\text{Entonces: } R_{CM} = 286453 \times 0.5 = 143\,227 \text{ Kg}$$

$$\text{Y en cada nervadura } R_{CM}/\text{nerv} = \frac{143\,227}{3}$$

$$R_{CM}/\text{nerv} = 47742 \text{ Kg.}$$

2. - CARGA VIVA. -

$$R_{CV} + I = 72370 \text{ Kg}$$

$$\text{Y en cada nervadura: } R_{CV}/\text{nerv} = \frac{72\,370}{3}$$

$$R_{CV}/\text{nerv} = 24123 \text{ Kg.}$$

3. - PESO PROPIO. -

a). - Por el diafragma

$$P_a = 1.855 \times 7.20 \times 0.25 \times 2400 = 8014 \text{ Kg.}$$

b). - Por los aleros. -

Consideramos este peso como carga concentrada a 1.028 m de la orilla del cabezal.

$$P_b = 3304 \text{ Kg.}$$

c). - Por el cabezal. -

$$P_c = 1.20 \times 1.00 \times 7.20 \times 2400 = 20736 \text{ Kg}$$

Entonces, la carga uniformemente repartida vale:

$$\omega = \frac{8014 + 20736}{7.20} = 3993 \text{ Kg/m}$$

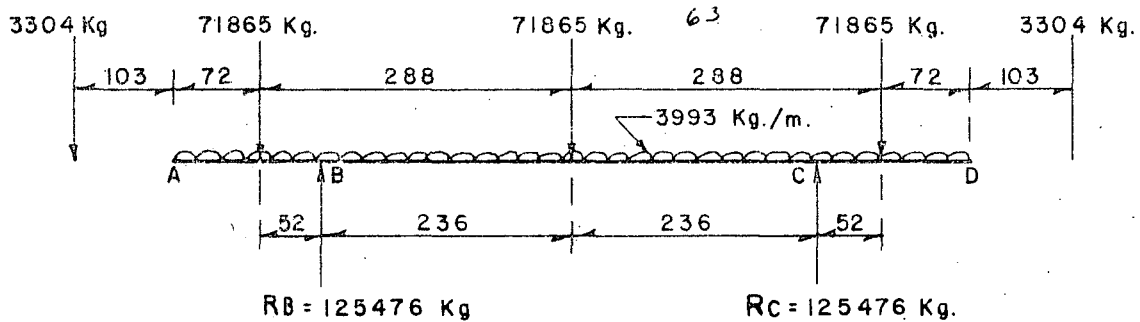
La carga concentrada en cada apoyo vale:

$$W = 47742 + 24123 = 71865 \text{ Kg.}$$

De acuerdo con las cargas anteriores nos falta encontrar la separación a la que irán las columnas que sostienen el cabezal. Esta separación deberá ser de manera tal que el -

momento negativo en el voladizo sea prácticamente del mismo valor que el momento flexionante entre dichas columnas.

Suponiendo que la separación entre ejes de columnas sea de 4.72m, tenemos:



El momento negativo vale:

$$M_b = 3304 \times 2.27 + 71865 \times 0.52 + \frac{3993 \times 1.24^2}{2}$$

$$M_b = 7500 + 37370 + 3070 = 47940 \text{ Kg} \cdot \text{m}.$$

El momento flexionante vale:

$$M_{flex} = \frac{71865 \times 4.72}{4} + \frac{3993 \times 4.72^2}{8} - 47940$$

$$M_{flex} = 84800 + 11119 - 47940 = 47979 \text{ Kg} \cdot \text{m}.$$

Como $M_b \doteq M_{flex}$, consideramos correcta la separación entre columnas.

$$R_c = R_b = \frac{2 \times 3304 + 3 \times 71865 + 7.20 \times 3993}{2} = 125476 \text{ Kg}$$

Los diagramas de cortantes y momentos aparecen consignados en las hojas siguientes:

DIAGRAMA DE FUERZAS CONSTANTES (En Kg.)

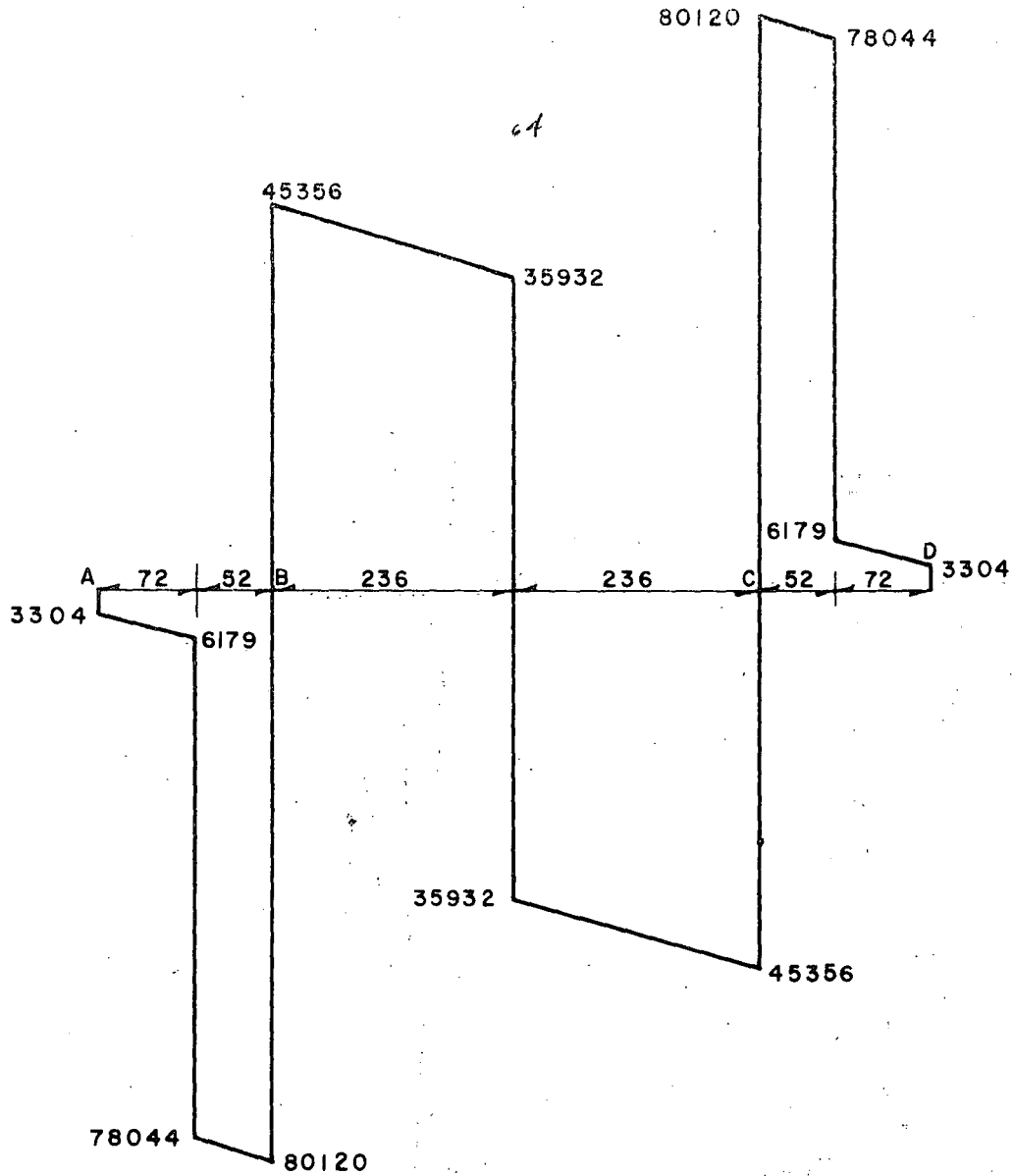
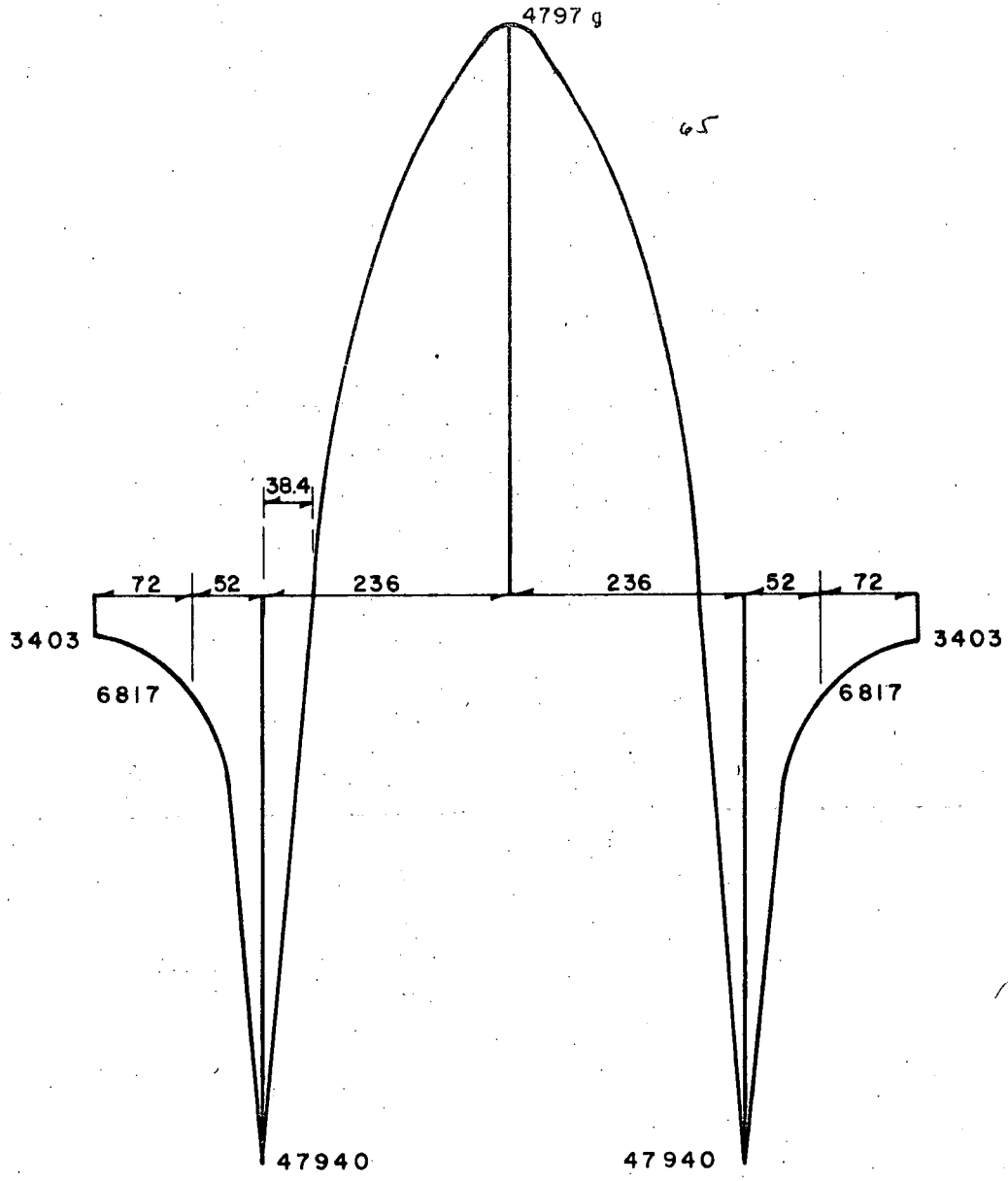


DIAGRAMA DE MOMENTOS
(En Kg-m.)



REFUERZO EN EL CABEZAL. -

Peralte del cabezal por momento:

$$d_m = \sqrt{\frac{4\,797\,900}{13.69 \times 120}} = 54.04 \text{ cm}$$

Peralte del cabezal por cortante:

$$d_v = \frac{80\,120}{20.87 \times 120} = 31.99 \text{ cm}$$

Se asopta: $d = 92 \text{ cm}$; $r = 8 \text{ cm}$; $h = 100 \text{ cm}$

Por lo tanto, el acero de refuerzo principal será:

$$A_s = \frac{4\,797\,900}{2000 \times 0.90 \times 92} = 28.97 \text{ cm}^2$$

Pero según ACI-911, el mínimo acero de refuerzo principal, tanto positivo como negativo, deberá ser:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} A_g = \frac{14 \times 100 \times 120}{4\,200} = 40.0 \text{ cm}^2$$

Colocaremos 9 varillas 8C, tanto en la parte superior como en la parte inferior del cabezal.

($A_s = 45.63 \text{ cm}^2$)

REVISION POR ADHERENCIA. -

$$\mu_{\text{perm}} = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{2.54} = 14.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{o_{\text{calc.}}} = \frac{4A_s}{D} = \frac{4 \times 45.63}{2.54} = 71.86 \text{ cm}$$

$$\mu_{\text{calc.}} = \frac{V}{\epsilon_{o_{\text{Jd}}}} = \frac{80\,120}{71.86 \times 0.90 \times 92} = 13.47 \text{ Kg/cm}^2$$

$13.47 \text{ Kg/cm}^2 < 14.32 \text{ Kg/cm}^2$, por lo tanto la sección NO falla por adherencia.

REVISION POR CORTANTE. -

$$\tau_{perm} = 1.32 \sqrt{f'_c} = 1.32 \sqrt{250} = 20.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{calc} = \frac{V}{bd} = \frac{80120}{120 \times 92} = 7.26 \text{ Kg/cm}^2$$

Puesto que $7.26 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2$, la sección NO falla por esfuerzo cortante.

ESTRIBOS EN EL CABEZAL. -

Utilizando estribos 5C de 4 ramas, tendremos una separación de:

$$S = \frac{4 a_s f_s J_d}{V} = \frac{4 \times 1.98 \times 2000 \times 0.90 \times 92}{80120} = 16.37 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 5C de 4 ramas a cada 16 cm.

ACERO DE REFUERZO POR FLEXION LATERAL. -

De acuerdo con la experiencia de otros cálculos similares se ha observado que domina el acero de refuerzo mínimo, especificado por la S.O.P., es decir, $A_{smin} = 6.00 \text{ cm}^2$ por metro, por lo tanto colocaremos en las caras laterales del cabezal 3 varillas 5C a cada lado.

DISEÑO DE LA ZAPATA

CARGAS QUE ACTUAN SOBRE EL CABALLETE. -

1. - CARGA MUERTA. - (CM)

$$CM = 143\,227 \text{ Kg}$$

2. - CARGA VIVA + IMPACTO .- (CV + I)

$$CV + I = 72\,370 \text{ Kg.}$$

3. - FRENAJE. - (FR)

$$FR = 0.05 \times 72370 = 3619 \text{ Kg.}$$

4. - FRICCION. - (Fr)

$$Fr = 0.05 \times 143227 = 7161 \text{ Kg}$$

5. - VIENTO NORMAL SOBRE LA SUPERESTRUCTURA. - (VNS)

$$VNS = 2.25 \times 30.00 \times 0.5 \times 244 = 6725 \text{ Kg.}$$

6. - VIENTO TANGENCIAL SOBRE LA SUPERESTRUCTURA. - (VTS)

$$VTS = 2.25 \times 30.00 \times 60 = 3308 \text{ Kg.}$$

7. - VIENTO NORMAL SOBRE LA CARGA VIVA. - (VNCV)

$$VNCV = 30.00 \times 149 = 3650 \text{ Kg.}$$

8. - VIENTO TANGENCIAL SOBRE LA CARGA VIVA. - (VTCV)

$$VTCV = 30.00 \times 60 = 1470 \text{ Kg.}$$

NOTA. - Con excepción del VNS y el VNCV, todas las demás cargas las consideraremos aplicadas en la corona.

9. - EMPUJE DE TIERRAS. -

(Los brazos están referidos al desplante del caballete)

a). - Sobre diafragma, aleros y cabezal. -

Cálculo de E_V :

$$\omega_{dm} = (1930 + 1450) 0.5 \times 1.00 = 1690 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{ei} = (1963 + 1483) 0.5 \times 1.00 = \frac{1723}{3413} \text{ Kg/m}$$

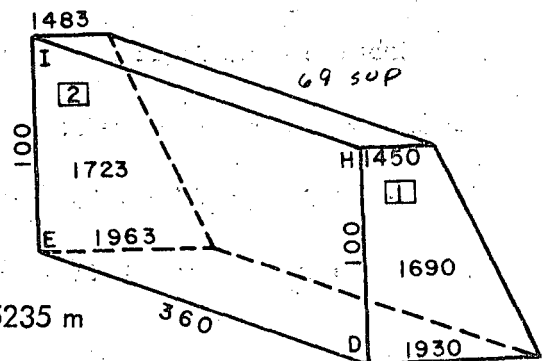
$$E_V = 3413 \times 0.5 \times 7.20 = 12287 \text{ Kg}$$

$$Y_1 = \frac{1.00}{3} \left(\frac{2 \times 1450 + 1930}{1450 + 1930} \right) = 0.476 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{1.00}{3} \left(\frac{2 \times 1483 + 1963}{1483 + 1963} \right) = 0.477 \text{ m}$$

$\therefore \bar{Y} = 0.4765 \text{ m}$ (arriba de la subcorona, ó bien, a 0.5235 m

abajo de la corona)



El brazo al desplante será = $5.28 + 0.48 = 5.76$ m

RESUMEN:

6.9 m

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
E _I	1610	6.020	9692
E _{II}	3096	7.023	21743
E _{III}	1486	6.024	8952
E _{IV}	3476	7.060	25541
E _V	12286	5.760	70773
E _{VI}	13644	7.080	96600
	35599		233301

Posición del empuje de tierras sobre el diafragma, aleros y cabezal, respecto al desplante:

$$\bar{Y} = \frac{233\ 301}{35\ 599} = 6.55 \text{ m (Arriba del desplante)}$$

Entonces $ET_1 = 35\ 599 \text{ Kg}$; $Y_1 = 6.55 \text{ m}$

b). - Sobre el respaldo de las columnas. -

(La S.O.P. recomienda que el empuje sea tres veces el área expuesta)

$$P_{inf} = 480 (6.77 + 0.60) = 3538 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{sup} = 480 (2.89 + 0.60) = \frac{1675}{5213 \text{ Kg/m}^2}$$

$$ET_2 = (5213 \times 0.5 \times 0.60 \times 3.88) \times 2 \times 3 = 36408 \text{ Kg}$$

Y

$$\bar{Y} = \frac{3.88}{3} \left(\frac{2 \times 1675 + 3538}{1675 + 3538} \right) = 1.71 \text{ m}$$

Brazo al desplante: $Y_2 = 1.40 + 1.71 = 3.11 \text{ M}$

c). - Sobre el respaldo de la contratrabe. -

$$P_{inf} = 480 (7.37 + 0.60) = 3826 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{sup} = 480 (6.77 + 0.60) = \frac{3538}{7364} \text{ Kg/m}^2$$

$$ET_3 = 7364 \times 0.5 \times 0.60 \times 5.32 = 11753 \text{ Kg}$$

$$Y = \frac{0.60}{3} \left(\frac{2 \times 3538 + 3826}{3538 + 3826} \right) = 0.30 \text{ m}$$

El brazo al desplante es: $Y_3 = 0.80 + 0.30 = 1.10 \text{ m}$

d). - Sobre el respaldo de la zapata. -

$$P_{inf} = 480 (8.17 + 0.60) = 4210 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{sup} = 480 (7.37 + 0.60) = \frac{3826}{8036} \text{ Kg/m}^2$$

$$ET_4 = 8036 \times 0.5 \times 0.80 \times 7.00 = 22501 \text{ Kg}$$

$$Y_4 = \frac{0.80}{3} \left(\frac{2 \times 3826 + 4210}{3826 + 4210} \right) = 0.39 \text{ m}$$

RESUMEN:

71

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg - m)
Et1	35599	6,55	233 173
Et2	36408	3.11	113 229
Et3	11753	1.10	12 928
Et4	22501	0.39	8 775
	106261		368 105

Posición total de los empujes de tierra sobre el caballete, respecto al desplante

$$Y_{et} = \frac{368\ 105}{106\ 261} = 3.46$$

10. - PESO PROPIO DEL CABALLETE. -

Los brazos son al punto x mostrado en la "elevación", hoja 49.

a). - Por los aleros.

$$PP_1 = 6608 \text{ Kg.}$$

$$X_1 = 0.245 + 0.465 + 3.11 = 3.82 \text{ m}$$

b). - Por el diafragma sobre el cabezal. -

$$PP_2 = 7.20 \times 1.855 \times 0.25 \times 2400 = 8014 \text{ Kg.}$$

$$X_2 = 0.465 + 3.11 = 3.575 \text{ m}$$

c). - Por el cabezal. -

$$PP_3 = 1.20 \times 1.00 \times 7.20 \times 2400 = 20736 \text{ Kg.}$$

$$X_3 = 3.10 \text{ m}$$

d). - Por las columnas. -

$$PP_4 = (1.20 + 1.50) 0.5 \times 0.60 \times 3.88) \times 2 \times 2400 = 15085 \text{ Kg.}$$

$$X_4 = 3.70 - \frac{1.20 \times 3.88 \times 0.60 + 0.30 \times 3.88 \times 0.5 \times 0.70}{1.20 \times 3.88 + 0.30 \times 3.88 \times 0.5} = 3.09 \text{ m}$$

e). - Por la contratrabe. -

$$PP_5 = 1.50 \times 5.32 \times 0.60 \times 2400 = 11\ 491 \text{ Kg}$$

$$X_5 = 3.11 - 0.16 = 2.95 \text{ m}$$

f). - Por la zapata. -

$$V_1 = 7.00 \times 4.50 \times 0.40 = 12.60 \text{ m}^3$$

Para el V_2 : (h = 0.40 m)

$$A_{inf} = 7.00 \times 4.50 = 31.50 \text{ m}^2$$

$$A_{sup} = 5.32 \times 1.50 = 7.98 \text{ "}$$

$$\therefore V_2 = (31.50 + 7.98 + \sqrt{31.50 \times 7.98}) \cdot \frac{0.40}{3} = 7.38 \text{ m}^2$$

$$\text{Volúmen total de la zapata : } V_{tot} = 19.98 \text{ m}^3$$

$$PP_6 = 19.98 \times 2400 = 47\,952 \text{ Kg.}$$

El centroide de gravedad es:

72

A R E A (m ²)	BRAZO (m)	MOMENTO (m ³)
0.40 x 0.40 = 1.600	2.250	3.600
0.40 x 0.80 x 0.5 = 0.160	0.533	0.085
0.40 x 1.50 = 0.600	1.550	0.930
0.40 x 2.20 x 0.5 = 0.440	3.033	1.335
= 2.800		5.950

$$X_6 = 4.50 - \frac{5.95}{2.80} = 2.38 \text{ m}$$

RESUMEN DEL PESO PROPIO. -

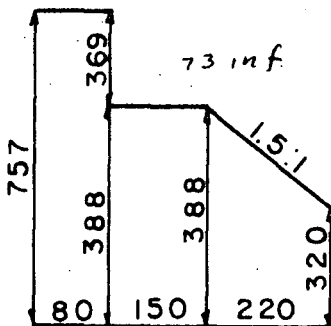
73

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg - m)
PP ₁	6608	3.820	25243
PP ₂	8014	3.575	28650
PP ₃	20736	3.100	64281
PP ₄	15085	3.090	46613
PP ₅	11491	2.950	33898
PP ₆	47952	2.380	114126
	109886		312811

Posición del total del peso del caballete respecto al punto (x)

$$X_{PP} = \frac{312\ 811}{109\ 886} = 2.85 \text{ m}$$

11. - PESO DE LA TIERRA SOBRE LA ZAPATA. -



$$Pt_1 = 7.57 \times 0.80 \times 7.00 \times 1600 = 67\ 827 \text{ Kg.}$$

$$X_1 = 4.10 \text{ m}$$

$$Pt_2 = 1.50 \times 3.88 \times 5.80 \times 1600 = 54\ 010 \text{ Kg}$$

$$X_2 = 2.95 \text{ m}$$

$$Pt_3 = 2.20 \times 3.54 \times 7.00 \times 1600 = 87\ 226 \text{ Kg.}$$

$$X_3 = 1.10 \text{ m}$$

RESUMEN:

74 SUP

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg - m)
Pt ₁	67827	4.10	278091
Pt ₂	54010	2.95	159329
Pt ₃	87226	1.10	95949
	209063		533369

Posición del total del peso de la tierra sobre la zapata con respecto al punto (x)

$$X_{pt} = \frac{533\ 369}{209\ 063} = 2.55\ m$$

RESUMEN GENERAL DE FUERZAS

a). - POR CARGAS VERTICALES. -

74 med

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg - m)
CM	143227	3.110	445436
CV+I	72370	3.110	225071
PP	109886	2.850	312811
PT	209063	2.550	533369
	534546		1516687

$$\bar{X} = 2.84 \text{ al punto } (\times)$$

b). - POR CARGAS HORIZONTALES. -

74 inf

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg - m)
FR	3619	6.28	22727
Fr	7161	6.28	44971
VTS	3308	6.28	20774
VTCV	1470	6.28	9232
ET	106261	3.46	368105
	121819		465809

$$\bar{Y} = 3.82 \text{ m al desplante.}$$

En éste último inciso no consignamos las fuerzas normales al eje del camino por tener un efecto muy pequeño.

COMBINACIONES DE CARGAS. -

Analizaremos los Grupos I y III, ya que por experiencia sabemos que e son los grupos más desfavorab les.

a). - GRUPO (I). - (100%). - (CM + CV + PP +PT.)

$$\leq FV = 534\,546 \text{ Kg}$$

$$\leq MV = 1\,526\,687 \text{ Kg - m}$$

$$\leq FH = 121\,819 \text{ Kg}$$

$$\leq MH = 465\,809 \text{ Kg - m}$$

$$e = \frac{a}{2} - \left(\frac{\sum MV - \sum MH}{\sum FV} \right) = \frac{4.50}{2} - \left(\frac{1516 - 465\,809}{534\,546} \right) = 0.28 \text{ m}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{4.50}{6} = 0.75 \text{ m} > 0.28 \text{ m} \therefore \text{bién}$$

ESFUERZOS. - $f = \frac{\sum FV}{ab} \left(1 \pm \frac{6e}{a} \right)$

$$f_{\text{máx}} = \frac{534\,546}{450 \times 700} \left(1 + \frac{6 \times 0.28}{450} \right) = 2.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{mín}} = \frac{534\,546}{450 \times 700} \left(1 - \frac{6 \times 0.28}{450} \right) = 1.06 \text{ Kg/cm}^2$$

Coeficiente de seguridad al volteamiento:

$$CSV = \frac{\sum MV}{\sum MH} = \frac{1\,516\,687}{465\,809} = 3.26 > 2.00 \therefore \text{bién}$$

Coeficiente de seguridad al deslizamiento:

$$CSD = K \frac{\sum FV}{\sum FH} = 0.52 \frac{534\,546}{121\,819} = 2.28 > 1.00 \therefore \text{bién}$$

b). - GRUPO (II). - (125%). - (ET + FR + Fr + 0.30 VTS + VTCV)

$$\sum Fv = 534\,546 \text{ Kg}$$

$$\sum MV = 1\,516\,587 \text{ Kg - m}$$

$$\sum FH = 118\,511 + 0.30 \times 33\,08 = 119\,503 \text{ Kg.}$$

$$\sum MH = 445\,035 + 0.30 \times 20\,774 = 451\,267 \text{ Kg - m}$$

$$e = \frac{4.50}{2} - \left(\frac{1516687 - 451\,267}{534\,546} \right) = 0.26 \text{ m}$$

$$\frac{4.50}{6} = 0.75 \text{ m} > 0.26 \text{ m} \therefore \text{bién}$$

ESFUERZOS. -

$$f_{\text{máx}} = \frac{534\,546}{315\,000} \left(1 + \frac{6 \times 0.26}{4.50} \right) = 2.29 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{m\dot{i}n} = \frac{534\,546}{315\,000} \left(1 - \frac{6 \times 0.26}{4.50} \right) = 1.11 \text{ Kg/cm}^2$$

Coeficiente de seguridad al volteamiento:

$$CSV = \frac{1\,516\,687}{451\,267} = 3.36 > 2.00 \quad \therefore \text{bién}$$

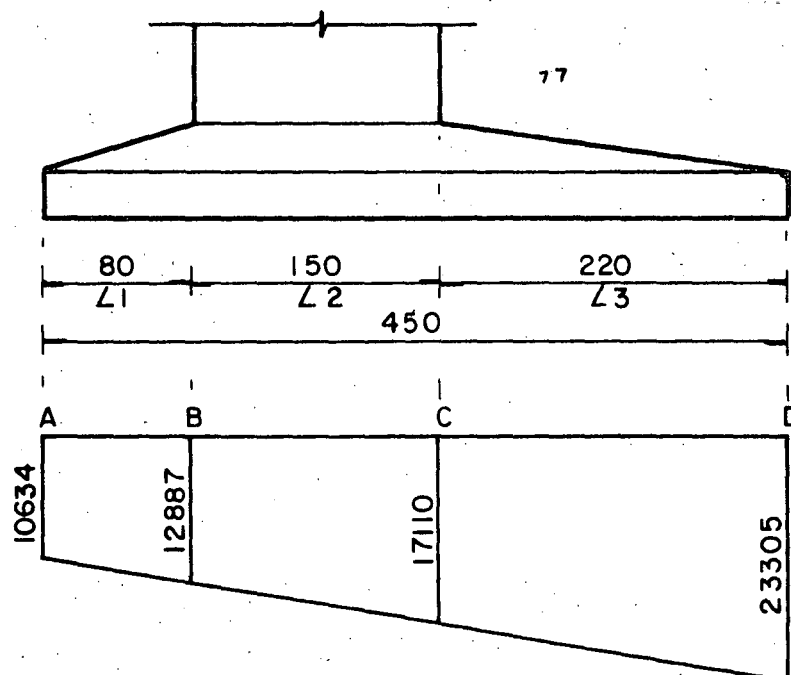
Coeficiente de seguridad al deslizamiento:

$$CSD = \frac{0.52 \times 534\,546}{119\,503} = 2.33 > 1.00 \quad \therefore \text{bién}$$

Obsérvese que el grupo I, para nuestro caso es el más desfavorable y por lo tanto los esfuerzos obtenidos en dicho grupo son los que utilizaremos para diseñar la zapata.

Por otra parte, en el estrato donde nos estamos desplantando, el terreno se muestra compacto, puesto que según la prueba de penetración estandar a esa profundidad se necesitaron más de 30 golpes para penetrar 30 cm, esto nos indica que el terreno soporta aproximadamente 3.00 Kg/cm^2 .

DISEÑO DE LA ZAPATA. -



$$f_a = 10634 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_d = 23305 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_b = 10634 + \frac{12671 \times 0.80}{4.50} = 12887 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_c = 10634 + \frac{12671 \times 2.30}{4.50} = 17110 \text{ Kg/m}^2$$

ANALISIS EN LA SECCION "C" .-

$$\text{Reacción del terreno : } R_t = \left(\frac{f_c + f_d}{2} L_3 \right)$$

$$R_t = \left(\frac{17110 + 23305}{2} \right) \times 2.20 = 44457 \text{ Kg/m}^2$$

$$\bar{X}_{rt} = \frac{2.20}{3} \left(\frac{2 \times 17110 + 23305}{17110 + 23305} \right) = 1.044 \text{ m}$$

$$M_{rt} = 44457 \times 1.044 = 46413 \text{ Kg - m/m}$$

Peso propio de la parte de la zapata en estudio. -

$$PP_{cd} = (0.40 \times 2.20 + 0.40 \times 2.20 \times 0.5) \times 2400 = 3168 \text{ Kg/m}^2$$

$$X_{pp} = \frac{2.20}{3} \left(\frac{0.80 + 2 \times 0.40}{0.80 + 0.40} \right) = 0.978 \text{ m}$$

$$M_{pp} = 3168 \times 0.978 = 3098 \text{ Kg - m/m}$$

Peso de la tierra sobre la zapata. -

$$PT = 3.54 \times 2.20 \times 1600 = 12461 \text{ Kg/m}^2$$

$$X_{pt} = \frac{2.20}{3} \left(\frac{2 \times 3.20 + 3.88}{3.20 + 3.88} \right) = 1.065 \text{ m}$$

$$M_{pt} = 12461 \times 1.065 = 13271 \text{ Kg - m/m}$$

$$\text{Por tanto } \Sigma V_c = 44457 - 3168 - 12461 = 28828 \text{ Kg/m}^2$$

$$\Sigma M_c = 46413 - 3098 - 13271 = 30044 \text{ Kg/m}^2$$

Peralte por momento:

$$d_m = \sqrt{\frac{3\,004\,400}{13.69 \times 100}} = 46.85 \text{ cm}$$

Peralte por cortante:

$$d_v = \frac{28\,828}{8.38 \times 100} = 34.40 \text{ cm}$$

Se adopta: $d = 72 \text{ cm}$; $r = 8 \text{ cm}$; $h = 80 \text{ cm}$.

Acero principal de refuerzo. -

$$A_s = \frac{3\,004\,400}{2000 \times 0.90 \times 72} = 22.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se colocarán varillas 8C a cada 23 cm ($A_s = 22.04 \text{ cm}^2$)

REVISION POR CORTANTE. -

$$\sqrt{f_{perm}} = 0.53 \sqrt{f'_c} = 0.53 \sqrt{250} = 8.38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{f_{calc}} = \frac{28\,828}{100 \times 72} = 4.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$4.00 \text{ Kg/cm}^2 < 8.38 \text{ Kg/cm}^2 \therefore$ bien

REVISION POR ADHERENCIA. -

$$\sum o_{calc} = \frac{4 \times 22.04}{2.54} = 34.71 \text{ cm}$$

$$\mu_{perm} = 20.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu_{calc} = \frac{28\,828}{34.71 \times 0.90 \times 72} = 12.82 \text{ Kg/cm}^2$$

$12.82 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2 \therefore$ bien

ACERO POR TEMPERATURA. -

$$A_{s_t} = 0.0015 \times 80 \times 100 = 12 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 6C a cada 23 cm ($A_s = 12.48 \text{ cm}^2$)

ANALISIS DE LA SECCION "B" .-

$$R_t = \frac{12887 + 10634}{2} \times 0.80 = 9408$$

$$X_{rt} = \frac{0.80}{3} \left(\frac{1 \times 10634 + 12887}{10634 + 12887} \right) = 0.387 \text{ m}$$

$$M_{rt} = 9408 \times 0.387 = 3641 \text{ Kg - m/m}$$

$$PP = (0.40 \times 0.80 + 0.40 \times 0.80 \times 0.5) 2400 = 1152 \text{ Kg/m}^2$$

$$X_{pp} = \frac{0.80}{3} \left(\frac{2 \times 0.40 + 0.80}{0.40 + 0.80} \right) = 0.356 \text{ m}$$

$$M_{pp} = 1152 \times 0.356 = 410 \text{ Kg-m/m}$$

$$P_t = 7.56 \times 0.80 \times 1600 = 9690 \text{ Kg/m}^2$$

$$X_{pt} = 0.80 \times 0.5 = 0.40 \text{ m}$$

$$M_{pt} = 9690 \times 0.40 = 3876 \text{ Kg - m/m}$$

$$\text{Entonces: } \leq VB = 9408 - 1152 - 9690 = -1434 \text{ Kg/m}^2$$

$$\leq MB = 3641 - 410 - 3876 = -645 \text{ Kg-m/m}$$

Observamos que con éstos momentos domina el acero de refuerzo por temperatura.

De acuerdo con éstos cálculos, la zapata quedará reforzada de la siguiente manera.

a). - Varillas cortas. - ($L = 4.40 \text{ m}$)

Parrilla superior: Varillas 6C a cada 23 cm.

Parrilla inferior: Varillas 8C a cada 23 cm.

b). - Varillas largas. - ($L = 6.90 \text{ m}$)

Parrilla superior: Varillas 6C a cada 23 cm.

Parrilla inferior: Varilla 6C a cada 23 cm.

DISEÑO DE LAS COLUMNAS. -

Una forma simplificada para calcular el refuerzo en las columnas nos la proporciona el

Departamento de Puentes de la Dirección General de Carreteras Federales de la Secretaria-

ría de Obras Públicas, y e la siguiente:

CALCULO DEL REFUERZO PRINCIPAL EN LAS COLUMNAS SEGUN DIN-1045. -

(CODIGO 27 DEL BETON KALENDER)

Porcentaje mínimos y máximos del refuerzo:

81 sup

$\frac{H_s}{d}$	P mínimo (%)	f'_c (Kg / cm ²)	P máximo (%)
5	0.5	100 - 140	3
10	0.8	180 - 250	6

Donde : H_s = Longitud de pandeo

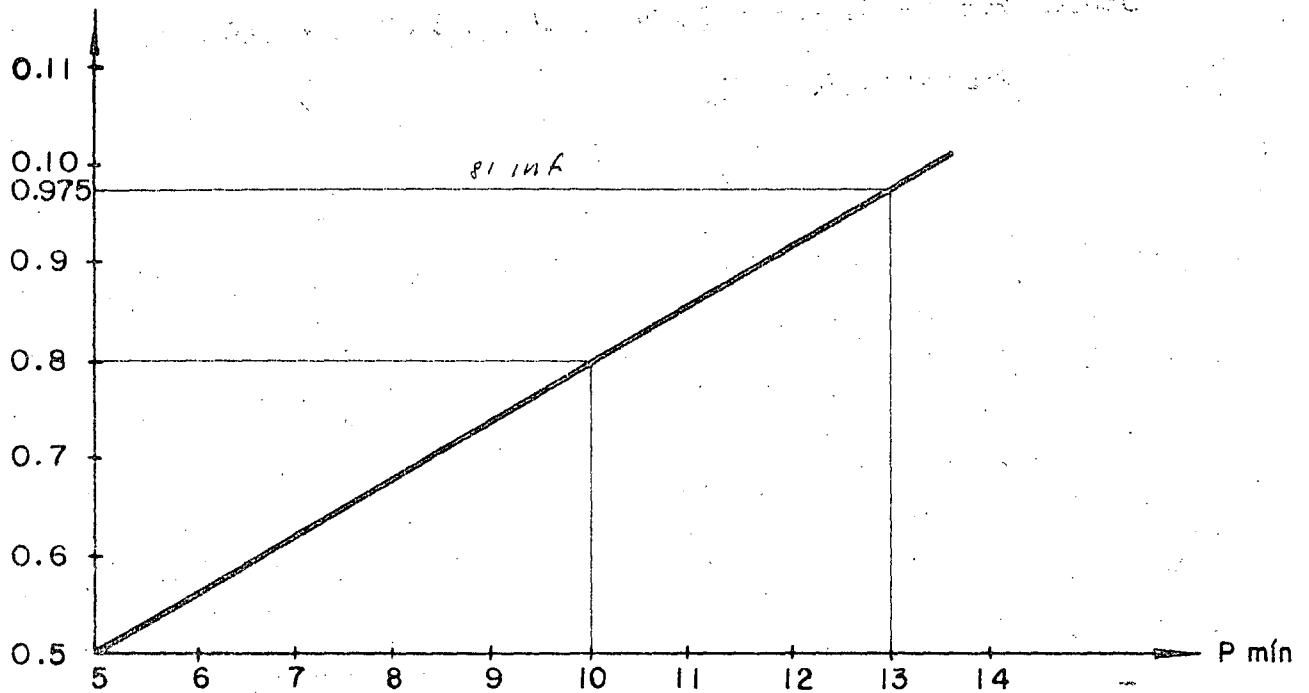
d = dimensión mínima de la sección.

Considerando, como caso más desfavorable, que la ecolumna está empotrada en su parte inferior y libre en su parte superior, entonces la ongitud de pandeo vale:

$$H_s = 2H \quad 2 \times 3.88 = 7.76 \text{ m}$$

$$d_{\min} = 0.60 \text{ m}$$

$$\frac{H_s}{d} = \frac{7.76}{0.60} = 12.93 \approx 13$$



Ensayaremos entonces con $P = 0.975\%$, como porcentaje mínimo requerido y para fines de cálculo tomaremos el promedio de las secciones superior e inferior de la -- columna, es decir:

$$A_{\text{prom}} = (120 + 150) 0.5 \times 60 = 8100 \text{ cm}^2$$

$$\text{Entonces: } A_s = 0.00975 \times 8100 = 78.98 \text{ cm}^2$$

Colocaremos 7 varillas 12C ($A_s = 79.80 \text{ cm}^2$)

REVISION POR PANDEO. -

Según el "Betón Kalender", se deberá cumplir que:

$$\frac{\text{Pruptura}}{\omega + \text{Pactuante}} \geq 3$$

Donde: $P_{act} = 125476 + (1.20 + 1.50) 0.5 \times 3.88 \times 0.60 \times 2400$

$P_{act} = 133019 \text{ Kg}$

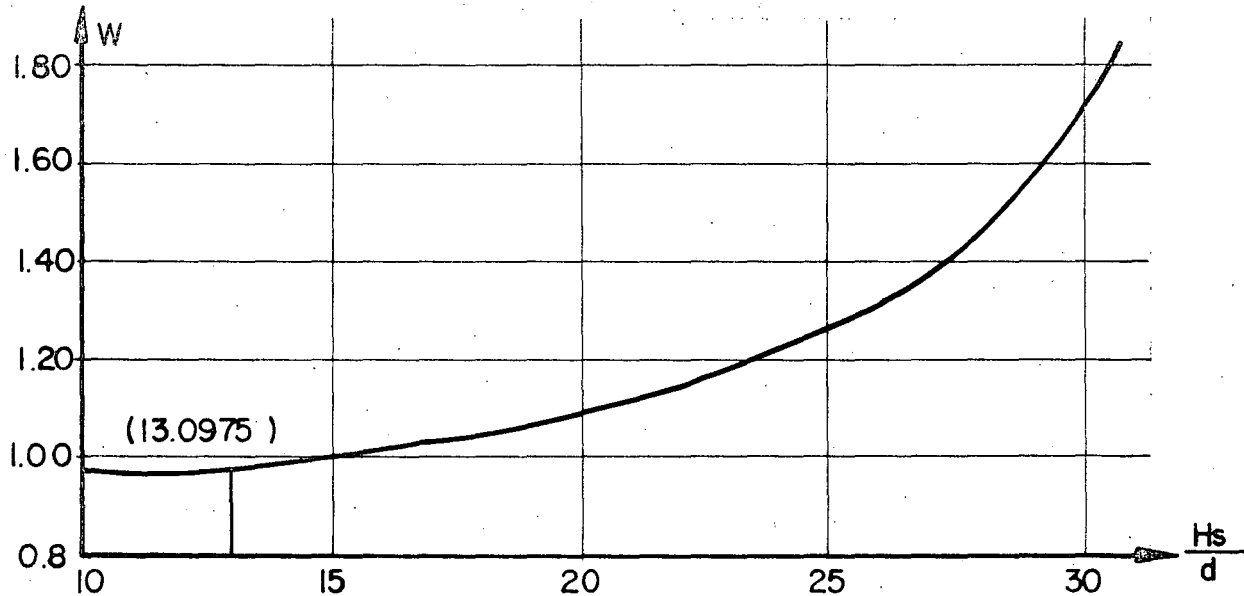
$P_{rupt} = A_c f'_c + A_s f_Y = 8100 \times 250 + 78.98 \times 4200$

$P_{rupt} = 2\,356\,716 \text{ Kg.}$

El valor de ω lo obtenemos de la siguiente tabla

§ 2

$\frac{H_s}{d}$	15	20	25	30	35	40
W	1.00	1.08	1.32	1.72	2.28	3.00



Según la gráfica y extroplanado, el valor de ω es aproximadamente: $\omega = 0.975$

Entonces: $P_{pandeo} = \frac{2\,356\,716}{0.975 \times 133\,019} = 18.2 \geq 3 \therefore \text{bién}$

ESTRIBOS SEGUN DIN .-

Por especificación deberá ser el 0.25% del volúmen unitario del concreto, esto es:

$V = 0.0025 \times 8100 \times 100 = 2025 \text{ cm}^3$

La longitud promedio de un estribo 4C de 4 ramas es:

$$L = (2 \times 77 + 2 \times 50) \cdot 2 = 508 \text{ cm.}$$

Pero en un metro de columna se requieren:

$$A_s = \frac{2025}{508} = 3.99 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la separación será:

$$S = \frac{1.27 \times 100}{3.99} = 31.8 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 4C de 4 ramas a cada 30 cm.

ACERO ADICIONAL EN LAS CARAS ANCHAS DE LA COLUMNA. -

Se colocarán 4 varillas 12C para facilitar el armado de los estribos.

- DISEÑO DE LA CONTRATRABE -

Reacción sobre la contratrabe por los voladizos de la zapata. -

$$R = V_c - V_b = 28828 - (-1434) = 30262 \text{ Kg/m}^2$$

Peso propio de la contratrabe. -

$$PP = 1.50 \times 0.60 \times 1.00 \times 2400 = 2160 \text{ Kg/m}$$

Peso de la tierra sobre la contratrabe. -

$$PT = 1.50 \times 3.88 \times 1.00 \times 1600 = 9312 \text{ Kg/m}$$

Reacción del terreno. -

$$RT = \frac{17110 + 12887}{2} \times 1.50 = 22498 \text{ Kg/m}$$

Carga uniforme total sobre la contratrabe. -

$$\omega = 30262 + 22498 - (2160 + 9312) = 41288 \text{ Kg/m.}$$

Entonces:

$$V_{\text{máx}} = \frac{41\,288 \times 4.72}{2} = 97\,440 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{41\,288 \times 4.72^2}{8} - \frac{41\,288 \times 1.14^2}{2} = 88150 \text{ Kg - m}$$

Peralte por momento. -

$$d_m = \sqrt{\frac{8\,815\,000}{13.69 \times 150}} = 65.5 \text{ cm}$$

Peralte por cortante. -

$$d_v = \frac{97\,440}{20.87 \times 120} = 38.9 \text{ cm}$$

Se adopta: $d = 132 \text{ cm}$; $r = 8 \text{ cm}$; $h = 140 \text{ cm}$.

Acero principal de refuerzo. -

$$A_s = \frac{8\,815\,000}{2000 \times 0.90 \times 132} = 37.10 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 7 varillas 8C en la parte superior de la contratrabe. -

$$(A_s = 35.49 \text{ cm}^2)$$

Por otra parte, el valor del momento torsionante por metro vale $M_t = M_c + M_b = 30044$

- 645 = 29399 Kg - m/m y suponiendo que la contratrabe está doblemente empotrada

en los paños interiores de las columnas, tendremos:

$$L = 4.12$$

$$M_t = \frac{29399 \times 4.12}{2} = 60562 \text{ Kg - m}$$

VERIFICACION DE LA SECCION. -

Por cortante : $(\sqrt{f_{\text{perm}}} = 20.87 \text{ Kg/cm}^2)$

$$\sigma_{\text{calc}} = \frac{97\,440}{150 \times 132} = 4.92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = 3 + \frac{2.6}{\frac{0.45 + 140}{150}} = 4.88$$

$$\sigma_{\text{tors}} = \frac{4.88 \times 6056\,200}{150^2 \times 140} = 9.38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{total}} = 4.92 + 9.38 = 14.30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$14.30 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

ESTRIBOS PARA LA CONTRATRABE. -

$$\sigma_c = 0.29 \sqrt{f'_c} = 0.29 \sqrt{250} = 4.59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma' = \sigma_{\text{tors}} - \sigma_c = 9.38 - 4.59 = 4.79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{\text{tor}}^I = \frac{4.79 \times 29399}{9.38} = 15013 \text{ Kg - m/m}$$

$$A_s = \frac{1\,501\,300}{2000 \times 0.90 \times 132 \times 142} = 0.0445 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_s = 4.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Empleando estribos 4C de 2 ramas, la separación será la siguiente:

$$S = \frac{2 \times 1.27 \times 100}{4.45} = 57.08 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 4C de dos ramas a cada 40 cm por especificación y se procurará utilizar las varillas de la parrilla inferior para una mejor colocación.

ACERO LONGITUDINAL EN LOS COSTADOS DE LA CONTRATRABE. -

$$A_s' = 0.0445 (132 + 142) = 12.19 \text{ cm}^2$$

Como $12.19 \text{ cm}^2 < 35.49 \text{ cm}^2$, ya no necesitamos varillas pero colocaremos 2 varillas 4C

en cada cara para fijar mejor los estribos.

- CUBICACIONES DEL CABALLETE -

CONCRETO. -

a). - Por diafragma y aleros. -

$$V_a = \frac{8014 + 6608}{2400} = 6.09 \text{ m}^3$$

b). - Por cabezal. -

$$V_b = \frac{20736}{2400} = 8.64 \text{ m}^3$$

c). - Por las columnas. -

$$V_c = \frac{15085}{2400} = 6.29 \text{ m}^3$$

d). - Por la contratrabe. -

$$V_d = \frac{11491}{2400} = 4.79 \text{ m}^3$$

e). - Por la zapata. -

$$V_e = 19.98 \text{ m}^3$$

f). - Por los zoclos. -

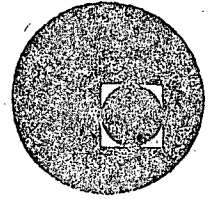
$$V_f = (0.673 \times 0.637 \times 0.073) \times 3 = 0.09 \text{ m}^3$$

Volúmen total de concreto en el caballete

$$V_{\text{total}} = 45.88 \text{ m}^3$$



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



CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS EN ZONAS DE RIEGO

DISEÑO ESTRUCTURAL

ALCANTARILLA CRUCE CANAL - VIA DE FERROCARRIL

ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ

Noviembre, 1978.

RECEIVED
MAY 15 1964
U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE
WASHINGTON, D.C.

OFFICE OF THE SECRETARY

WASHINGTON, D.C. 20250

WASHINGTON, D.C.

WASHINGTON, D.C.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

DIRECCION DE PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE ZONAS DE RIEGO

ALCANTARILLA EN CRUCE DEL CANAL PRINCIPAL "EL SALTO TLAMACO" Km
1 + 884.31 CON VIA DE FERROCARRIL MEXICO- LAREDO Km -A-66+030.55

DESCRIPCION.

En el distrito de riego 03 Río Tula Hgo. el canal principal "El Salto Tlamaco" en su estación 1 + 884.31 cruzará la vía del ferrocarril México, Laredo a la altura del Km A 66+030.55.

Se ha considerado una alcantarilla como estructura más conveniente para tal cruzamiento.

La citada estructura será a base de tres conductos rectangulares de concreto reforzado de 3.25m de base y 5.00m de altura cada uno, con espesor de 0.50m y carteles de 0.50m por 0.50m. La longitud de la alcantarilla será de 22m y el esviajamiento será de 33°20' Izquierda.

Consideramos, para este caso, que la estructura en cuestión soporta una carga de ferrocarril Cooper E-72.

2000-2001

2000-2001

2000-2001

2000-2001

2000-2001

CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DEL CANAL

1. DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL

$$Q = 85.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$b = 4.50 \text{ m}$$

$$S = 0.0002$$

$$n = 0.015$$

talud 1.5:1

CALCULO DEL TIRANTE

La expresión que se utiliza para calcular el gasto es:

$$Q = v A \quad (1)$$

en donde:

v = velocidad, en m/seg.

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

A = área hidráulica del canal, en m^2

$$A = (b + md) d$$

Sustituyendo la expresión de la velocidad en la ecuación (1), se tiene:

$$Q = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2} A$$

Tomando valores y despejando $Ar^{2/3}$, se obtiene:

$$Ar^{2/3} = \frac{85 \times 0.015}{\sqrt{0.0002}} = 90.156341 \quad (2)$$

en donde:

r = radio hidráulico, en m.

$$r = \frac{A}{P}$$

p = perímetro mojado en m

$$P = b + 2d \sqrt{1 + m^2}$$

Para determinar el valor del tirante, d , procederemos por tanteos hasta igualar ambos miembros de la ecuación (2)

Suponiendo $d = 4.46174$ m., tenemos:

$$A = (4.50 + 1.50 \times 4.46174)4.46174 = 49.938515 \text{ m}^2$$

$$P = 4.50 + 2 \times 4.46174 \sqrt{1 + 1.50^2} = 20.587032 \text{ m}$$

$$r = \frac{49.938515}{20.587032} = 2.4257267 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 1.805347 \text{ m}^{2/3}$$

de donde:

$$Ar^{2/3} = 49.938515 \times 1.805347 = 90.156348$$

por lo tanto, se cumple la expresión (2) y se acepta el valor del tirante " d ".

De lo anterior, la velocidad resulta ser de:

$$v = \frac{1}{0.015} (1.805347) (0.0002)^{1/2} = 1.702087 \text{ m/seg.}$$

y la carga de velocidad de:

$$hv = \frac{v^2}{2g} = \frac{1.702087^2}{2 \times 9.81} = 0.14766 \text{ m.}$$

$$Q = 49.938515 \times 1.702087 = 85.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

2.- SELECCION DE LOS CONDUCTOS

De acuerdo con las experiencias obtenidas por la Secretaría, la velocidad del agua dentro de los conductos no deberá exceder de 2.50 m/seg., con esto, se evita la erosión de los conductos y se asegura un buen funcionamiento hidráulico dentro de los mismos.

Suponiendo dentro del conducto una velocidad de 2.00 m/seg, se tiene:

$$A_{\text{neces}} = \frac{Q}{v} = \frac{85.00}{2.00} = 42.50 \text{ m}^2$$

para la cual, se utilizarán tres conductos.

Por otra parte, la Secretaría recomienda que la altura del conducto sea de 1.25 veces su base, es decir:

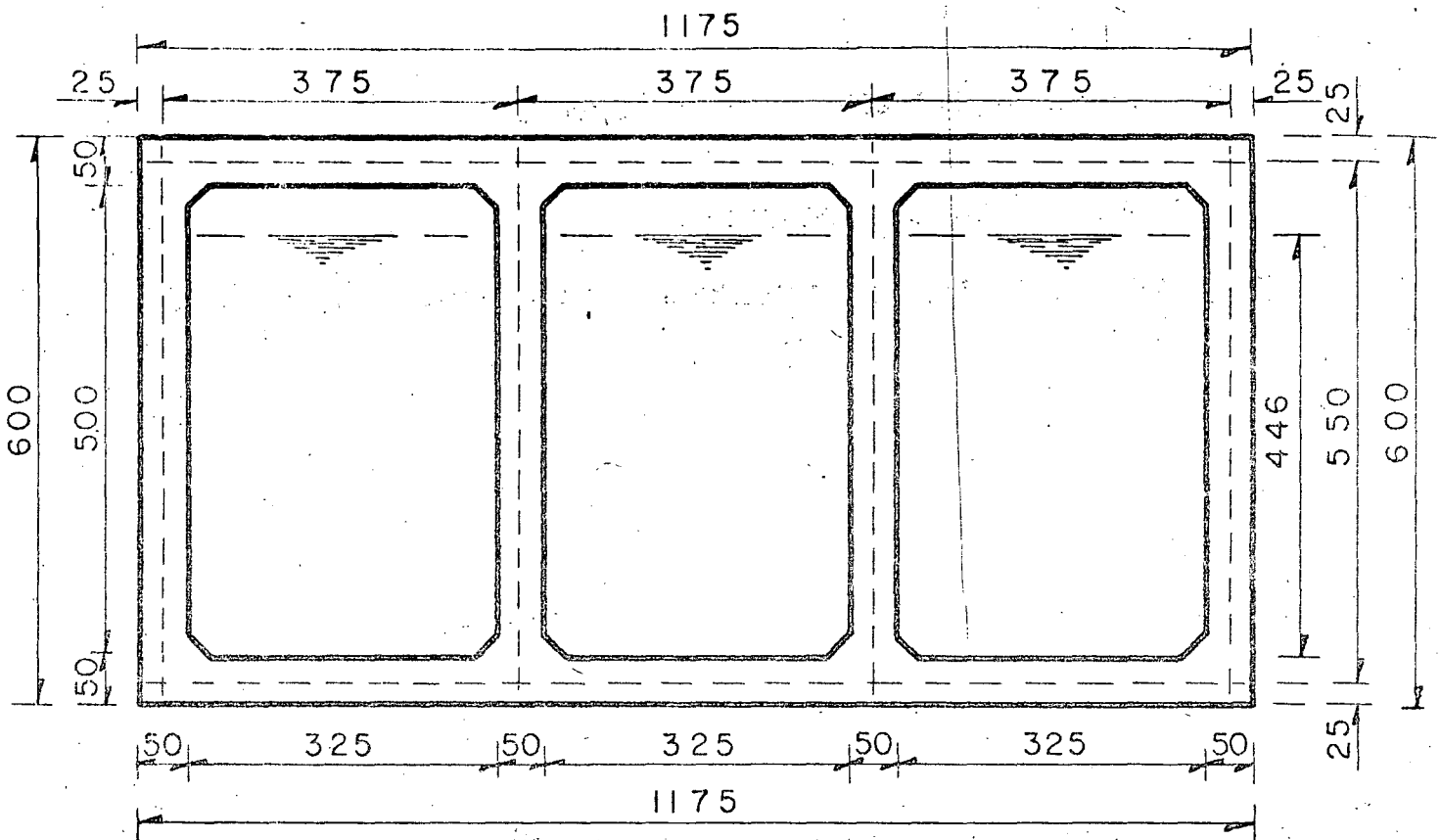
$$H = 1.25 B$$

pero, en nuestro caso, esta relación no se cumplirá puesto que los conductos trabajarán libres.

Las dimensiones de los conductos propuestos son:

$$B = 3.25 \text{ m.} \quad H = 5.00 \text{ m}$$

y se ilustran en la figura siguiente:



De la figura, se tiene:

$$Ac = 3(3.25 \times 4.46 - 2 \times 0.20^2 \times 0.50) = 43.365 \text{ m}^2$$

De lo anterior, se deduce que la velocidad será menor que -- 2.50 m/seg. En seguida se procede a calcular las características hidráulicas de los conductos.

3.- CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LOS CONDUCTOS

Gasto dentro de los conductos: $Q_c = 85.00 \text{ m}^3/\text{seg}$

Area hidráulica: $Ac = 43.365 \text{ m}^2$

Perímetro mojado: $P_c = 3 (2 \times 4.26 + 2.85 + 2 \times 0.20) = 35.807055 \text{ m}$

Radio hidráulico $r_c = \frac{Ac}{P_c} = \frac{43.365}{35.8070} = 1.2110741 \text{ m}$.

de donde: $r_c^{2/3} = 1.136179 \text{ m}^{2/3}$

$$\text{Velocidad: } V_c = \frac{Q_c}{A_c} = \frac{85.00}{43.365} = 1.960 \text{ m/seg.}$$

Carga de velocidad:

$$h_{v_c} = \frac{V_c^2}{2g} = \frac{1.960^2}{19.62} = 0.19582 \text{ m.}$$

Pendiente hidráulica (teórica):

$$S_c = \left(\frac{V_c \times n}{r_c^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{1.960 \times 0.015}{1.136179} \right)^2 =$$

$$S_c = 0.0006696$$

4. LONGITUD DE LAS TRANSICIONES (mínima)

Se aplica la fórmula siguiente:

$$L_{\text{mín}} = \frac{T - t}{2} \cot 22^\circ 30'$$

en donde:

$L_{\text{mín}}$ = longitud de transición mínima, en m.

T = espejo del agua en el canal, en m

$$T = b + 3d = 4.50 + 3(4.46) = 17.88 \text{ m.}$$

t = espejo del agua a la entrada de los conductos, en m.

$$t = 38 + 2e = 3 \times 3.25 + 2(0.50) = 10.75 \text{ m.}$$

$$\cot 22^\circ 30' = 2.4142$$

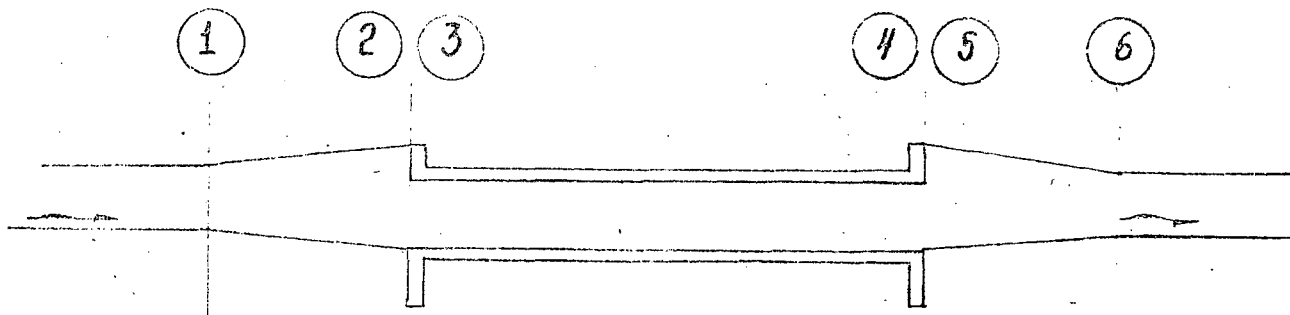
Sustituyendo los valores anteriores, se tiene:

$$L_{\text{mín}} = \frac{17.88 - 10.75}{2} \cot 22^{\circ}30' = 8.60 \text{ m} \approx 9.00 \text{ m}$$

de donde, se adoptará una longitud de transición de 9.00 m tanto en la entrada como a la salida.

5. CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA

Para el cálculo se aplica el método de Daniel Bernoulli y se hace referencia a la figura siguiente:



A.- Pérdida de carga por transición de entrada

De la figura anterior, se tiene:

$$d_1 + hv_1 = d_2 + hv_2 + h t_e$$

en donde:

d_1 = tirante del canal, en m.

$$d_1 = 4.46174 \text{ m.}$$

$h v_1$ = carga de velocidad en el canal, en m.

$$h v_1 = 0.14766 \text{ m.}$$

d_2 = tirante en la sección (2), en m.

h_{v_2} = carga de velocidad en la sección 2, en m.

h_{t_e} = pérdida de carga por transición de entrada, en m.

$$h_{t_e} = 0.10 (h_{v_2} - h_{v_1})$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$4.46174 + 0.14766 = d_2 + h_{v_2} + 0.10 (h_{v_2} - h_{v_1})$$

$$4.624166 = d_2 + 1.10 h_{v_2} \quad (a)$$

Suponiendo $d_2 = 4.446910$ m, se tiene:

$$A_2 = 10.75 \times 4.446910 = 47.804282 \text{ m}^2$$

$$v_2 = \frac{85.00}{47.804282} = 1.7780833 \text{ m/seg.}; \quad h_{v_2} = 0.1611406 \text{ m}$$

$$1.10 h_{v_2} = 0.1772546 \text{ m,}$$

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación (a) se tiene:

$$4.446910 + 0.1772546 = 4.624165$$

se cumple la expresión y se acepta el valor de " d_2 ", además,

$$h_{t_e} = 0.10(0.1611406 - 0.14766) = 0.001348 \text{ m}$$

B.- Pérdida de carga por entrada al conducto

De la figura 3, se tiene:

$$d_2 + h_{v_2} = d_3 + h_{v_3} = \frac{P_3}{w} + h_{e_c}$$

en donde:

d_3 = tirante en la sección 3, en m.

h_{v_3} = carga de velocidad en la sección 3, en m.

$\frac{P_3}{w}$ = carga de presión, en m.

$$\frac{P_3}{w} = 0$$

h_{ec} = pérdida de carga por entrada al conducto, en m.

$$h_{ec} = 0.15 (hv_3 - hv_2)$$

Sustituyendo valores se tiene:

$$4.446910 + 0.1611406 = d_3 + hv_3 + 0.15 (hv_3 - hv_2)$$

$$4.6322216 = d_3 + 1.15 hv_3 \quad (b)$$

Suponiendo $d_3 = d_c = 4.400923$ m, se tiene:

$$A_c = 3(3.25 \times 4.400923 - 2 \times 0.20^2 \times 0.50) = 42.788997 \text{ m}^2$$

$$V_3 = V_c = \frac{85.00}{42.788997} = 1.9864919 \text{ m/seg.}; \quad hv_c = 0.2011289 \text{ m}$$

$$1.15 hv_c = 0.2312982 \text{ m}$$

Sustituyendo valores en la ecuación (b), se tiene:

$$4.400923 + 0.2312982 = 4.6322212$$

de donde, se cumple la expresión (b) y se acepta el valor de " d_3 ".

$$\text{Además, } h_{ec} = 0.15 (0.2011289 - 0.1611406) = 0.0059982 \text{ m.}$$

C.- Pérdida de carga por fricción en el conducto

Dentro del conducto tenemos:

$$d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{w} = d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{w} + hf \quad (c)$$

en donde:

$$\frac{P_3}{w} = \frac{P_4}{w} = 0$$

hf = pérdida de carga por fricción en el conducto, en m.

$$h_f = \left(\frac{V_c \times n}{r_c^{2/3}} \right)^2 L$$

donde:

r_c = radio hidráulico del conducto, en m.

$$r_c = \frac{A_c}{P_c}$$

A_c = área del conducto, en m²

$$A_c = 42.788997 \text{ m}^2$$

$P_3 = P_c$ = perímetro mojado del conducto, en m.

$$P_c = 3 (2 \times 4.200923 + 2.85 + 2 \times 0.20 \sqrt{2}) = 35.452593 \text{ m.}$$

de donde:

$$r_c = \frac{42.788997}{35.452593} = 1.2069356 \text{ m}; \quad r_c^{2/3} = 1.133589 \text{ m}^{2/3}$$

y,

L = longitud del conducto, en m.

$$L = 22.00 \text{ m.}$$

Sustituyendo valores, tenemos:

$$h_f = \left(\frac{1.9364919 \times 0.015}{1.133589} \right)^2 \times 22 = 0.0151998 \text{ m.}$$

Sustituyendo valores en la ecuación (c), resulta:

$$d_3 + hv_3 = d_4 + hv_4 + h_f$$

$$4.400923 + 0.2011289 = d_4 + hv_4 + 0.0151998$$

$$d_4 + hv_4 = 4.5868521$$

(d)

Si $d_4 = 4.384180$ m, se tiene:

$$A_4 = 3 (3.25 \times 4.38418 - 0.04) = 42.625755 \text{ m}^2$$

$$V_4 = \frac{85.00}{42.625755} = 1.9940995 \text{ m/seg.}; hv_4 = 0.2026724 \text{ m.}$$

Sustituyendo en (d), tenemos:

$$4.384180 + 0.2026724 = 4.5868524$$

de donde, se cumple la expresión (d) y se acepta el valor de "d₄".

Verificación del valor de h_f

$$h_f = \left(\frac{V_4 n}{r_4^{2/3}} \right)^2 L$$

en donde:

$$r_4 = \frac{A_4}{P_4}$$

$$P_4 = 3(2 \times 4.184180 + 2.85 + 2 \times 0.20 \sqrt{2}) = 35.352135 \text{ m.}$$

$$r_4 = \frac{42.625755}{35.352135} = 1.2057476 \text{ m.} \quad r_4^{2/3} = 1.132845 \text{ m}^{2/3}$$

de donde:

$$h_f = \left(\frac{1.9940995 \times 0.015}{1.132845} \right)^2 \times 22 = 0.0153362 \text{ m}$$

Este valor difiere un poco del anteriormente calculado. Si tomamos los valores promedio para el cálculo de h_f, se tiene:

$$A_m = \frac{A_3 + A_4}{2} = \frac{42.788997 + 42.625755}{2} = 42.707376 \text{ m}^2$$

$$P_m = \frac{P_3 + P_4}{2} = \frac{35.452593 + 35.352135}{2} = 35.402364 \text{ m.}$$

$$r_m = \frac{A_m}{P_m} = \frac{42.707376}{35.402364} = 1.2063424 \text{ m.}$$

$$r_m^{2/3} = 1.133218 \text{ m}^{2/3}$$

$$V_m = \frac{V_3 + V_4}{2} = \frac{1.9864919 + 1.9940995}{2} = 1.9902957 \text{ m/seg.}$$

De lo anterior, se tiene:

$$hf_m = \left(\frac{1.9902957 \times 0.015}{1.133218} \right)^2 \times 22 = 0.0152680 \text{ m.}$$

valor que se tomará como verdadero para h_f

D. Pérdida de carga por salida del conducto

Para las secciones (4) y (5) podemos escribir:

$$d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{w} = d_5 + hv_5 + h_{sc}$$

en donde:

$$\frac{P_4}{w} = 0$$

h_{sc} = pérdida de carga por salida del conducto, en m.

$$h_{sc} = 0.30 (hv_4 - hv_5)$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$4.384180 + 0.2026724 = d_5 + hv_5 + 0.30 (hv_4 - hv_5)$$

$$4.5868524 - 0.30 (0.2026724) = d_5 + 0.70 hv_5$$

$$4.5260507 = d_5 + 0.70 hv_5 \quad (e)$$

Si $d_5 = 4.4114306$ m, se tiene:

$$A_5 = 10.75 \times 4.4114306 = 47.422878 \text{ m}^2$$

$$v_5 = \frac{85.00}{47.422878} = 1.7923838 \text{ m/seg.} \quad hv_5 = 0.163743 \text{ m}$$

$$0.70 hv_5 = 0.1146201 \text{ m}$$

Sustituyendo valores en la ecuación (e), tenemos:

$$4.4114306 + 0.1146201 = 4.5260507$$

Se cumple la expresión y se acepta el valor de " d_5 ", además,

$$h_{SC} = 0.30 (0.2026724 - 0.163743) = 0.0116788 \text{ m}$$

E.- Pérdida de carga por transición de salida

Para las secciones (5) y (6) podemos escribir:

$$d_5 + hv_5 = hv_6 + ht_s + d_6$$

en donde:

d_6 = tirante en la sección (6), en m.

hv_6 = carga de velocidad en la sección (6), en m.

ht_s = pérdida de carga por transición de salida, en m.

$$ht_s = 0.20 (hv_5 - hv_6)$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$4.4114306 + 0.163743 = d_6 + hv_6 \pm 0.20 (hv_5 - hv_6)$$

$$4.5751736 = d_6 + hv_6 - 0.20 hv_6 + 0.20 (0.163743)$$

$$4.5424250 = d_6 + 0.80 hv_6 \quad (f)$$

Si $d_6 = 4.420763$ m, se tiene:

$$A_6 = (4.50 + 1.50 \times 4.420763) \times 4.420763 = 49.208149 \text{ m}^2$$

$$v_6 = \frac{85.00}{49.208149} = 1.7273561 \text{ m/sg}; \quad hv_6 = 0.1520774 \text{ m.}$$

$$0.80 hv_6 = 0.1216619 \text{ m.}$$

Sustituyendo valores en la expresión (f), se tiene:

$$4.420763 + 0.1216619 = 4.5424249 \text{ m.}$$

se cumple la expresión y se acepta el valor de " d_6 "; además,

$$htg = 0.20(0.163743 - 0.1520774) = 0.0023331 \text{ m.}$$

Resumen de las pérdidas de carga:

$$\text{Por transición de entrada} = 0.10(hv_2 - hv_1) = 0.001348 \text{ m}$$

$$\text{Por entrada al conducto} = 0.15(hv_3 - hv_2) = 0.005998 \text{ m}$$

$$\text{Por fricción en el conducto} = \frac{v_m \times n}{r^{2/3}}^2 L = 0.015268 \text{ m}$$

$$\text{Por salida del conducto} = 0.30(hv_4 - hv_5) = 0.011678 \text{ m}$$

$$\text{Por transición de salida} = 0.20(hv_5 - hv_6) = 0.002333 \text{ m}$$

$$\text{Total de pérdidas de carga} = \sum h = 0.036625 \text{ m}$$

COMPROBACION HIDRAULICA

Si los cálculos hidráulicos fueron correctos se tendrá que -- cumplir la expresión siguiente:

$$\text{Elev. (1)} + d_1 + hv_1 = \text{Elev (6)} + d_6 + hv_6 + \sum h$$

$$2096.49 + 4.46174 + 0.14766 = 2096.49 + 4.42076 + 0.15207 +$$

$$+ 0.03662 \Rightarrow 2101.09940 = 2101.09945$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS CONDUCTOS

De acuerdo con la figura de la hoja No. , se tienen los siguientes datos:

Elevación del hongo del riel	=	2103.54 m
Elevación del patín del riel	=	2103.37 m
Elevación del techo del conducto	=	2101.99 m
Elevación de la plantilla del conducto	=	2096.49 m
Espesor propuesto de losas y muros	=	0.50 m
Altura del conducto (a ejes centrales)	=	5.50 m
Ancho de un conducto (a ejes centrales)	=	3.75 m
Ancho total de los tres conductos (a ejes centrales)	=	11.25 m
Altura del colchón al techo del conducto	=	1.38 m
Altura del colchón al eje central del techo del conducto	=	1.63 m

El conducto se puede analizar por cualquiera de las dos condiciones siguientes:

- Conducto lleno sin cargas exteriores
- Conducto vacío con cargas exteriores.

En este caso, se observa que la segunda condición es la más desfavorable puesto que, el conjunto no trabajará lleno.

ANALISIS DE CARGAS

a) CARGA VERTICAL SOBRE LA LOSA SUPERIOR (w_1)

Para calcular la carga muerta + carga viva + impacto se utiliza la "GRAFICA DE LAS CARGAS QUE DEBEN USARSE PARA EL CALCULO DE ALCANTARILLAS DE FERROCARRIL", de las RECOMENDACIONES DE LA A.R.E.A. (PROCEEDINGS 1925) y afectadas para la Cooper --E72.

Para entrar a la gráfica, se requiere:

Altura del colchón al techo del conducto = 1.38 m

Entrando con el valor anterior hasta cortar a la curva (4), se tiene:

(Carga muerta + carga viva + impacto)_{E-60} = 10000 Kg/m².

valor que deberá afectarse en un 20% para la Cooper-E 72, es decir:

$$\begin{aligned}(\text{carga muerta} + \text{carga viva} + \text{impacto})_{E-72} &= 10\ 000 \times 1.2 = \\ &= 12\ 000 \text{ Kg/m}^2.\end{aligned}$$

Peso propio de la losa superior: $w_{LS} = 0.50 \times 2400 = 1200 \text{ Kg/m}^2$

de donde:

$$w_1 = w_{E72} + w_{LS} = 12000 + 1200 = 13\ 200 \text{ kg/m}^2.$$

b) CARGA VERTICAL SOBRE LA LOSA INFERIOR (w_2)

Peso propio del conducto:

$$w_c = \left[11.75 \times 6.00 - 3(3.25 \times 5.00 - 4 \times 0.20^2 \times 0.50) \right] \frac{2400}{11.75}$$

$$w_c = 4\ 492 \text{ kg/m}^2$$

Peso propio de la losa inferior: $w_{LI} = 1\ 200 \text{ kg/m}^2$.

de donde:

$$w_2 = w_{E-72} + w_c - w_{LI} = 1200 + 4492 - 1200 = 15\ 292 \text{ kg/m}^2$$

c) CARGA HORIZONTAL SOBRE LOS MUROS

Se considerará talud de reposo de 1.5:1, por lo tanto $k_o = 0.286$

También se considera como peso volumétrico de la tierra a

$$\gamma_t = 1600 \text{ kg/m}^3$$

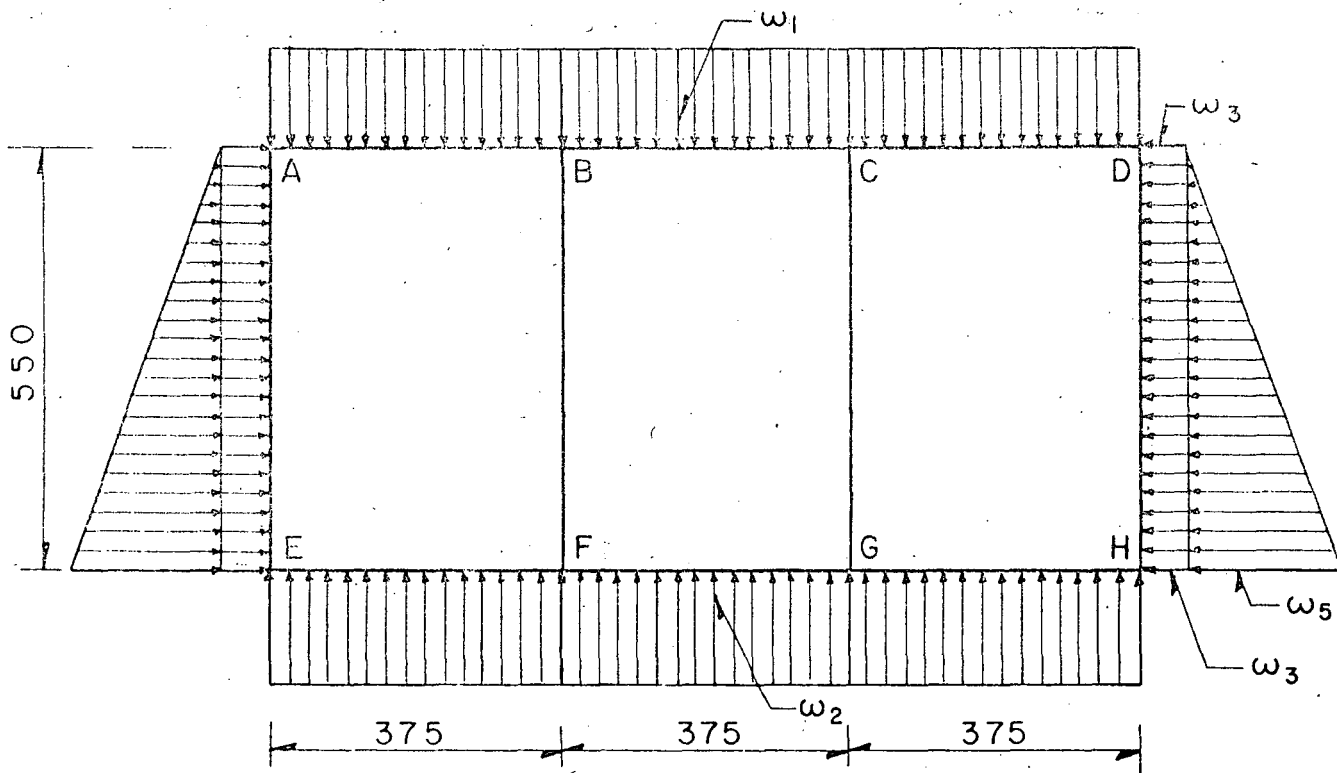
Con los valores anteriores, se tiene:

$$w_3 = k_o \gamma_t H_1 = 0.286 \times 1600 \times 1.63 = 746 \text{ kg/m}^2$$

$$w_4 = k_o \gamma_t H_2 = 0.286 \times 1600 \times 7.13 = 3\ 263 \text{ kg/m}^2.$$

$$w_5 = w_4 - w_3 = 3\,263 - 746 = 2,517 \text{ kg/m}^2$$

Por lo tanto, los conductos estarán sujetos a las cargas siguientes:



CALCULO DE LOS MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

$$M_{AB} = M_{BA} = M_{BC} = M_{CB} = M_{CD} = M_{DC}$$

$$M_{AB} = \frac{w_1 L^2}{12} = \frac{13200 \times 3.75^2}{12} = 15\,469 \text{ kg-m}$$

$$M_{EF} = M_{FE} = M_{FG} = M_{GF} = M_{GH} = M_{HG}$$

$$M_{EF} = \frac{w_2 L^2}{12} = \frac{15292 \times 3.75^2}{12} = 17\,920 \text{ kg-m}$$

$$M_{AE} = M_{DH}$$

$$M_{AE} = \frac{w_3 L^2}{12} + \frac{w_5 L^2}{30} = \frac{746 \times 5.50^2}{12} + \frac{2517 \times 5.50^2}{30} =$$

$$M_{AE} = 1881 + 2538 = 4\,419 \text{ kg-m}$$

$$M_{EA} = M_{HD}$$

$$M_{EA} = \frac{w_3 L^2}{12} + \frac{w_5 L^2}{20} = \frac{746 \times 5.50^2}{12} + \frac{2517 \times 5.50^2}{20}$$

$$M_{EA} = 1881 + 3807 = 5688 \text{ kg-m}$$

CALCULO DE RIGIDEZES Y FACTORES DE DISTRIBUCION

$$r_{AB} = r_{BA} = r_{BC} = r_{CB} = r_{CD} = r_{DC} = r_{FE} = r_{FG} = r_{GF} = r_{GH} = r_{HG}$$

$$r_{AB} = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{3.75} = 1.067 EI ; (EI = \text{constante})$$

$$r_{AB} = 1.067$$

$$r_{AE} = r_{EA} = r_{BF} = r_{FB} = r_{CG} = r_{GC} = r_{DH} = r_{HD}$$

$$r_{AE} = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{5.50} = 0.727$$

$$r_{AE} = 0.727$$

RIGIDEZ DEL NUDO A

$$r_A = r_E = r_D = r_H$$

$$r_A = r_{AB} + r_{AE} = 1.067 + 0.727 = 1.794$$

RIGIDEZ DEL NUDO B

$$r_B = r_C = r_F = r_G$$

$$r_B = r_{BA} + r_{BF} + r_{BC} = 1.067 + 0.727 + 1.067 = 2.861$$

FACTOR DE DISTRIBUCION (FD)

$$FD_{AB} = FD_{AC} = FD_{EF} = FD_{HG}$$

$$FD_{AB} = \frac{r_{AB}}{r_A} = \frac{1.067}{1.794} = 0.595$$

$$FD_{AE} = FD_{EA} = RD_{DH} = FD_{HD}$$

$$FD_{AE} = \frac{r_{AE}}{r_A} = \frac{0.727}{1.794} = 0.405$$

$$FD_{BA} = FD_{BC} = FD_{CB} = FD_{CD} = FD_{FE} = FD_{FG} = FD_{GF} = FD_{GH}$$

$$FD_{BA} = \frac{r_{BA}}{r_B} = \frac{1.067}{2.861} = 0.373$$

$$FD_{BF} = FD_{FB} = FD_{CG} = FD_{GC}$$

$$FD_{BF} = \frac{r_{BF}}{r_B} = \frac{0.727}{2.861} = 0.254$$

MOMENTOS FINALES

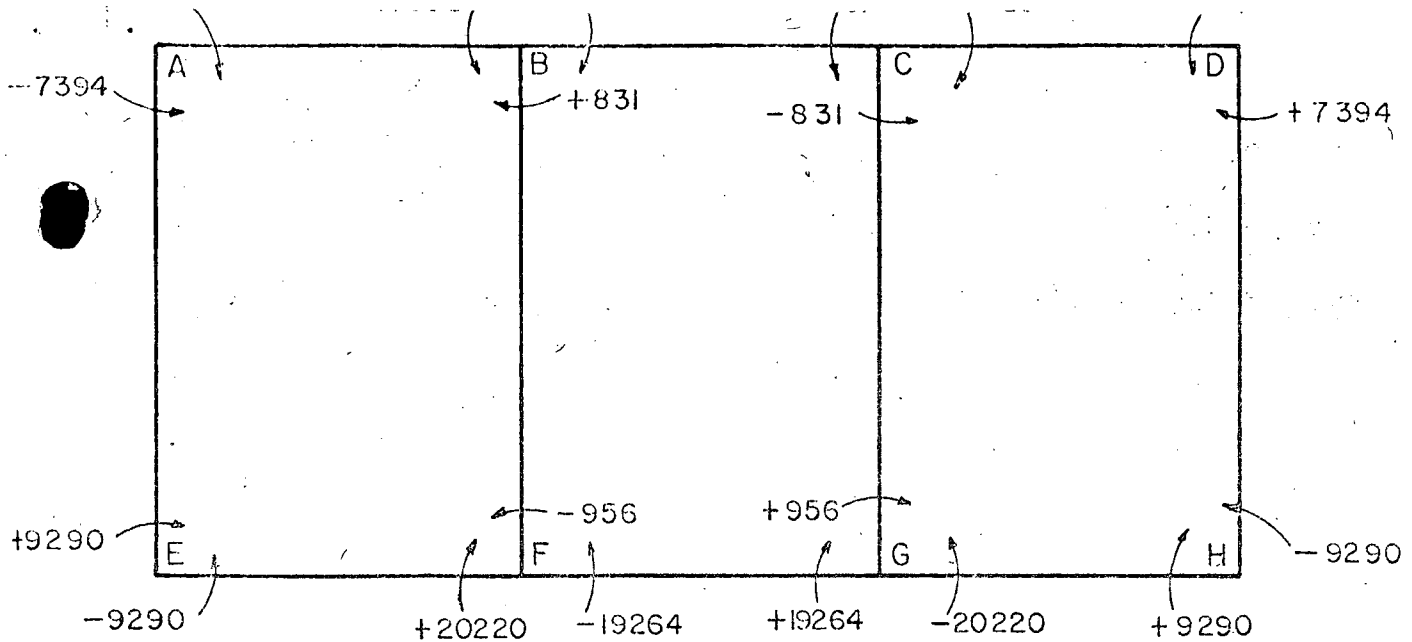
Para el cálculo utilizaremos el Método de Hardy Cross (veáse la tabla siguiente)

TOS FINALES (METODO DE CROSS)

	C		D		E		F			G			H	
	CG	CD	DC	DH	EA	EF	FE	FB	FG	GF	GC	GH	HG	HD
73	0.254	0.373	0.595	0.405	0.405	0.595	0.373	0.254	0.373	0.373	0.254	0.373	0.595	0.405
89	-	+15469	-15469	+ 4419	+ 5688	-17920	+17920	-	+17920	+17920	-	-17920	+17920	-5688
	0	0	+5575	+ 4475	+ 4954	+ 7278	0	0	0	0	0	0	- 7278	-4954
	0	+ 3288	0	+ 2477	- 2238	0	+ 3639	0	0	0	0	- 3639	0	+2238
	- 835	- 1226	+1474	+1003	+ 906	+1332	- 1357	- 925	1357	+1357	+ 925	+ 1357	-1332	- 906
	+ 463	+ 737	- 613	- 453	- 502	- 679	+ 666	+ 418	-679	- 679	-418	- 666	+ 679	+ 502
	- 461	- 676	+ 634	+ 432	+ 478	+ 703	- 658	- 447	-658	+ 658	+447	+ 658	- 703	- 478
	+224	+ 317	- 338	- 239	- 216	- 329	+ 352	+ 231	+329	- 329	-231	- 352	+ 329	- 216
	-223	- 328	+ 343	+ 234	+ 221	+324	- 340	- 232	-340	+ 340	+232	+ 340	- 324	- 221
	+116	+ 172	- 164	- 111	- 117	+170	+ 162	+ 112	+170	-170	-112	- 162	+ 170	+117
	-114	- 169	+ 164	+ 111	+ 116	+171	- 166	- 112	-166	+166	+112	+ 166	- 171	- 116
	+ 56	+ 82	- 85	- 58	- 56	- 83	+ 86	+ 57	+ 83	- 83	- 57	- 86	+ 83	+ 56
	- 57	- 83	+ 85	+ 58	+ 56	+ 83	- 84	- 58	- 84	+ 84	+ 58	+ 84	- 83	- 56
	-831	+17583	-7394	+7394	+9290	-9290	+20220	- 956	-19264	+19264	+956	-20220	+9290	- 9290

MOMENTOS FINALES (METODO DE CROSS)

D	A		B			C			D		E		F		
	AB	AE	BA	BF	BC	CB	CG	CD	DC	DH	EA	EF	FE	FB	FG
	0.595	0.405	0.373	0.254	0.373	0.373	0.254	0.373	0.595	0.405	0.405	0.595	0.373	0.254	0.373
	+15469	-4419	-15469	-	+15469	-15469	-	+15469	-15469	+ 4419	+ 5688	-17920	+17920	-	-17920
	- 6575	-4475	0	0	0	0	0	0	+6575	+ 4475	+ 4954	+ 7278	0	0	0
	0	+2477	-3288	0	0	0	0	+ 3288	0	+ 2477	- 2238	0	+ 3639	0	0
	- 1474	-1003	+1226	+ 836	+ 1226	-1226	- 835	- 1226	+1474	+1003	+ 906	+1332	- 1357	- 925	1357
	+ 613	+ 453	- 737	- 463	- 613	+ 613	+ 463	+ 737	- 613	- 453	- 502	- 679	+ 666	+ 418	-679
	- 634	- 432	+ 676	+ 463	+ 676	- 676	- 461	- 676	+ 634	+ 432	+ 478	+ 703	- 658	- 447	-658
	+ 338	+ 239	- 317	- 224	- 338	+ 338	+224	+ 317	- 338	- 239	- 216	- 329	+ 352	+ 231	+329
	- 343	-234	+ 328	+ 223	+ 328	+ 328	-223	- 328	+ 343	+ 234	+ 221	+324	- 340	- 232	-340
	+ 164	+ 111	- 172	- 116	- 164	+ 164	+116	+ 172	- 164	- 111	- 117	-170	+ 162	112	-170
	- 164	- 111	+ 169	+ 114	+ 169	- 169	-114	- 169	+ 164	+ 111	+ 116	+171	- 166	- 112	-166
	+ 85	+ 58	- 82	- 56	- 85	+ 85	+ 56	+ 82	- 85	- 58	- 56	- 83	+ 86	+ 57	+ 83
	- 85	- 58	+ 83	+ 57	+ 83	- 83	- 57	- 83	+ 85	+ 58	+ 56	+ 83	- 84	- 53	- 83
	+ 7394	-7394	-17583	+ 831	+16751	-16751	-831	+17583	-7394	+7394	+9290	-9290	+20220	- 956	-1920



MOMENTOS FINALES

CORTANTES AL EJE, AL PAÑO Y AL CARTEL

BARRA AB = BARRA DC

CORTANTE AL EJE, V_E

$$\text{Cortante isostático, } V_i = \frac{w}{2} L = \frac{13200 \times 3.75}{2} = 24\ 750 \text{ kg.}$$

$$\text{Cortante hiperestático, } V_h = \frac{M_{BA} - M_{AB}}{L} = \frac{17583 - 7394}{3.75} = 2717 \text{ kg}$$

de donde:

$$\text{Cortante al eje en A, } V_{E_A} = V_i - V_h = 24750 - 2717 = 22\ 033 \text{ kg}$$

$$\text{Cortante al eje en B, } V_{E_B} = V_i + V_h = 24750 + 2717 = 27\ 467 \text{ Kg}$$

CORTANTE AL PAÑO, V_p

$$\text{Cortante al paño en A, } V_{P_A} = V_{E_A} - w \cdot X$$

en donde:

X = distancia del eje central al paño, en m.

$$X = 0.25 \text{ m.}$$

de donde:

$$VP_A = 22033 - 13200(0.25) = 18733 \text{ kg.}$$

$$\text{Cortante al paño en B, } VP_B = VE_B - w_1 X = 27467 - 13200(0.25) = 24167 \text{ KG}$$

CORTANTE AL CARTEL, V_C

$$\text{Cortante al cartel en A, } Vc_A = VE_A - w_1 X_1$$

en donde:

X_1 = distancia del eje central al cartel, en m

$$X_1 = 0.45 \text{ m}$$

de donde:

$$Vc_A = 22033 - 13200(0.45) = 16093 \text{ kg}$$

Cortante al cartel en B

$$B = Vc_B = VE_B - w_1 X_1 = 27467 - 13200(0.45) = 21527 \text{ kg}$$

BARRA BC

CORTANTE AL EJE, V_E

$$\text{Cortante isostático, } V_i = \frac{w_1 L}{2} = \frac{13200 \times 3.75}{2} = 24750 \text{ kg}$$

$$\text{Cortante hiperestático, } V_h = \frac{M_{BC} - M_{CB}}{L} = \frac{16751 - 16751}{3.75} = 0$$

de donde:

$$\text{Cortante al eje en B, } V_{EB} = V_i - V_h = 24750 - 0 = 24750 \text{ kg}$$

$$\text{Cortante al eje en C, } V_{EC} = V_i + V_h = 24750 + 0 = 24750 \text{ kg}$$

CORTANTE AL PAÑO, V_P

$$\begin{aligned} \text{cortante al paño en B, } V_{PB} &= V_{EB} - w_1 X = 24750 - 13200 (0.25) = \\ &= 21\ 450 \text{ kg.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cortante al paño en C, } V_{PC} &= V_{EC} - w_1 X = 24750 - 13200 (0.25) = \\ &= 21\ 450 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

CORTANTE AL CARTEL, V_C

$$\begin{aligned} \text{Cortante al cartel en B, } V_{CB} &= V_{EB} - w_1 X_1 = 24750 - 13200 (0.45) \\ &= 18\ 810 \text{ kg.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cortante al cartel en C, } V_{CC} &= V_{EC} - w_1 X_1 = 24750 - 13200 (0.45) \\ &= 18\ 810 \text{ kg} \end{aligned}$$

BARRA EF = BARRA HG

CORTANTE AL EJE, V_E

$$\text{Cortante isostático, } V_i = \frac{w_2 L}{2} = \frac{15292 \times 3.75}{2} = 28\ 673 \text{ kg}$$

$$\text{Cortante hiperestático, } V_h = \frac{M_{FE} - M_{EF}}{L} = \frac{20220 - 9290}{3.75} = 2\ 915 \text{ kg}$$

de donde:

$$\text{Cortante al eje en E, } V_{EE} = V_i - V_h = 28673 - 2915 = 25\ 758 \text{ kg}$$

$$\text{Cortante al eje en F, } V_{EF} = V_i + V_h = 28673 + 2915 = 31\ 588 \text{ kg.}$$

CORTANTE AL PAÑO, V_P

$$\begin{aligned} \text{Cortante al paño en E, } V_{PE} &= V_{EE} - w_2 X = 25758 - 15292(0.25) = \\ &= 21\ 935 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cortante al paño en F, } V_{PE} &= V_{EF} - w_2 X = 31588 - 15292 (0.25) \\ &= 27\ 765 \text{ kg.} \end{aligned}$$

CORTANTE AL CARTEL, VC

$$\begin{aligned} \text{Cortante al cartel en E, } V_{CE} &= V_{E_E} - w_2 X_1 = 25758 - 15292 (0.45) \\ &= 18\ 877 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cortante al cartel en F, } V_{CG} &= V_{E_F} - w_2 X_1 = 3158 - 15292 (0.45) \\ &= 24\ 707 \text{ kg} \end{aligned}$$

BARRA FG

CORTANTE AL EJE, VE

$$\text{Cortante isostático, } V_i = \frac{w_2 L}{2} = \frac{15292 \times 3.75}{2} = 28\ 673 \text{ kg}$$

$$\text{Cortante hiperestático, } V_h = \frac{M_{FG} - M_{GF}}{L} = \frac{19264 - 19264}{3.75} = 0$$

de donde:

$$\text{Cortante al eje en F, } V_{EF} = V_i - V_h = 28\ 673 - 0 = 28\ 673 \text{ kg}$$

$$\text{Cortante al eje en G, } V_{EG} = V_i + V_h = 28\ 675 + 0 = 28\ 673 \text{ kg}$$

CORTANTE AL PAÑO, VP

$$\begin{aligned} \text{Cortante al paño en F, } V_{PF} &= V_{EF} - w_2 X = 28673 - 15292 (0.25) \\ &= 24\ 850 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cortante al paño en G, } V_{PG} &= V_{EG} - w_2 X = 28673 - 15292 (0.25) \\ &= 24\ 850 \text{ kg} \end{aligned}$$

CORTANTE AL CARTEL, VC

$$\begin{aligned} \text{Cortante al cartel en F, } VC_F &= VE_F - w_2 X_1 = 28673 - 15292 (0.45) \\ &= 21792 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cortante al cartel en G, } VCG &= VE_G - w_2 X_1 = 28673 - 15292 (0.45) \\ &= 21792 \text{ kg} \end{aligned}$$

BARRA AE = BARRA DH

CORTANTE AL EJE, VE

$$\begin{aligned} \text{Cortante isostático en A, } Vi_A &= \frac{w_3 L}{2} + \frac{w_5 L}{6} = \frac{746 \times 5.50}{2} + \\ &+ \frac{2517 \times 5.50}{6} = 2052 + 2307 = 4359 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Cortante isostático en E } Vi_E = \frac{w_3 L}{2} + \frac{w_5 L}{3} = \frac{746 \times 5.50}{2} + \frac{2517 \times 5.50}{3}$$

$$Vi_E = 2052 + 4615 = 6667 \text{ kg}$$

$$\text{Cortante hiperestático } V_h = \frac{M_{EA} - M_{AE}}{L} = \frac{9290 - 7394}{5.50} = 345 \text{ kg}$$

de donde:

$$\text{Cortante al eje en A, } VE_A = Vi_A - V_h = 4359 - 345 = 4014 \text{ kg}$$

$$\text{Cortante al eje en E, } VE_E = Vi_E + V_h = 6667 + 345 = 7012 \text{ Kg}$$

CORTANTE AL PAÑO, VP

$$\text{Cortante al paño en A, } VP_A = VE_A - w_3 X - \frac{w_5 X^2}{2 L}$$

$$= 4014 - 746 (0.25) - \frac{2517 \times 0.25^2}{2 \times 5.50}$$

$$= 4014 - 187 - 14 = 3813 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Cortante al paño en E, } VP_E &= VE_A - w_3 (L-X) - \frac{w_5 (L-X)^2}{2 L} \\ &= 4014 - 746 (5.50 - 0.25) - \frac{2517(5.50-0.25)^2}{2 \times 5.50} \\ &= 4014 - 3917 - 6307 = - 6210 \text{ kg.} \end{aligned}$$

CORTANTE AL CARTEL, V_C

$$\begin{aligned} \text{Cortante al cartel en A, } VC_A &= VE_A - w_3 X_1 - \frac{w_5 X_1^2}{2 L} \\ VC_A &= 4014 - 746 (0.45) - \frac{2517 (0.45)^2}{2 \times 5.50} \\ VC_A &= 4014 - 336 - 46 \\ VC_A &= 3632 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cortante al cartel en E, } VC_E &= VE_A - w_3(L - X_1) - \frac{w_5 (L - X_1)^2}{2 L} \\ &= 4014 - 746 (5.50 - 0.45) - \frac{2517(5.50-0.45)^2}{2 \times 5.50} \\ &= 4014 - 3767 - 5835 \\ VC_E &= - 5588 \text{ kg} \end{aligned}$$

MOMENTOS NEGATIVOS A LOS PAÑOS Y A LOS CARTELES

BARRA AB = BARRA DC

MOMENTO AL PAÑO, MP

$$\begin{aligned} \text{Momento al paño en A, } MP_A &= VE_A (X) - \frac{w_1 X^2}{2} - M_{AB} \\ &= 22033(0.25) - \frac{13200 (0.25)^2}{2} - 7394 \\ &= 5508 - 413 - 7394 \\ MP_A &= - 2299 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momento al paño en B, } MP_B &= VE_B(X) - \frac{w_1 X^2}{2} - M_{BA} \\
 &= 27467(0.25) - \frac{13200 (0.25)^2}{2} - 17583 \\
 &= 6867 - 413 - 17583
 \end{aligned}$$

$$MP_B = - 11129 \text{ kg-m.}$$

MOMENTO AL CARTEL, MC

$$\begin{aligned}
 \text{Momento al cartel en A, } MC_A &= VE_A(X_1) - \frac{w_1 X_1^2}{2} - M_{AB} \\
 &= 22033 (0.45) - \frac{13200 (0.45)^2}{2} - 7394 \\
 &= 9915 - 1337 - 7394
 \end{aligned}$$

$$MC_A = 1184 \text{ kg-m.}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momento al cartel en B, } MC_B &= VE_B(X_1) - \frac{w_1 X_1^2}{2} - M_{BA} \\
 &= 27467 (0.45) - \frac{13200 (0.45)^2}{2} - 17583
 \end{aligned}$$

$$= 12360 - 1337 - 17583$$

$$= - 6559 \text{ kg-m.}$$

BARRA BC

MOMENTO AL PAÑO, MP

$$\begin{aligned}
 \text{Momento al paño en B, } MP_B &= VE_B(X) - \frac{w_1 (X)^2}{2} - M_{BC} \\
 &= 24750(0.25) - \frac{13200 (0.25)^2}{2} - 16751 \\
 &= 6188 - 413 - 16751
 \end{aligned}$$

$$MP_B = - 10976 \text{ kg-m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momento al paño en C, } MP_C &= VE_C(X) - \frac{w_1 (X)^2}{2} - M_{CB} \\
 &= 24750 (0.25) - \frac{13200(0.25)^2}{2} - 16751 \\
 &= 6188 - 413 - 16751 \\
 MP_C &= - 10976 \text{ kg-m.}
 \end{aligned}$$

MOMENTO AL CARTEL, MC

$$\begin{aligned}
 \text{Momento al cartel en B, } MC_B &= VE_B(X_1) - \frac{w_1 (X_1)^2}{2} - M_{BC} \\
 &= 24750(0.45) - \frac{13200(0.45)^2}{2} - 16751 \\
 &= 11138 - 1337 - 16751 \\
 MC_B &= - 6950 \text{ kg-m.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momento a. cartel en C, } MC_C &= VE_C (X_1) - \frac{w_1 (X_1)^2}{2} - M_{CB} \\
 &= 24750(0.45) - \frac{13200(0.45)^2}{2} - 16751 \\
 &= 11138 - 1337 - 16751 \\
 MC_C &= - 6950 \text{ kg-m.}
 \end{aligned}$$

BARRA E F = BARRA H G

MOMENTO AL PAÑO, MP

$$\begin{aligned}
 \text{Momento al paño en E, } MP_E &= VE_E(X) - \frac{w_2 (X)^2}{2} - ME_F \\
 &= 25758(0.25) - \frac{15292(0.25)^2}{2} - 9290 \\
 &= 6440 - 478 - 9290 \\
 MP_E &= - 3328 \text{ kg-m.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Momento al paño en F, } MP_F &= VE_F(X) - \frac{w_2 (X)^2}{2} - MF_E \\
&= 31588(0.25) - \frac{15292(0.25)^2}{2} - 20220 \\
&= 7897 - 478 - 20220 \\
MP_F &= -12801 \text{ kg-m.}
\end{aligned}$$

MOMENTO AL CARTEL, M_C

$$\begin{aligned}
\text{Momento al cartel en E, } MC_E &= VE_E(X_1) - \frac{w_2 (X_1)^2}{2} - ME_F \\
&= 25758(0.45) - \frac{15292(0.45)^2}{2} - 9290 \\
&= 11591 - 1548 - 9290 \\
MC_E &= +753 \text{ kg-m.}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Momento al cartel en F, } MC_F &= VE_F(X_1) - \frac{w_2 (X_1)^2}{2} - MF_E \\
&= 31588(0.45) - \frac{15292(0.45)^2}{2} - 20220 \\
&= 14215 - 1548 - 20220 \\
MC_F &= -7553 \text{ kg-m}
\end{aligned}$$

BARRA FG

MOMENTO AL PAÑO, M_P

$$\begin{aligned}
\text{Momento al paño en F, } MP_F &= VE_F(X) - \frac{w_2 X^2}{2} - M_{FG} \\
&= 28673(0.25) - \frac{15292(0.25)^2}{2} - 19264 \\
&= 7168 - 478 - 19264 \\
MP_F &= -12574 \text{ kg-m.}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momento al paño en G, } M_{PG} &= V_{EG}(X) - \frac{w_2 (X)^2}{2} - M_{GF} \\ &= 28673(0.25) - \frac{15292(0.25)^2}{2} - 19264 \\ &= 7168 - 478 - 19264 \end{aligned}$$

$$M_{PG} = - 12\ 574 \text{ kg-m.}$$

MOMENTO AL CARTEL, MC

$$\begin{aligned} \text{Momento al cartel en F, } M_{CF} &= V_{EF}(X_1) - \frac{w_2 (X_1)^2}{2} - M_{FG} \\ &= 28673(0.45) - \frac{15292(0.45)^2}{2} - 19264 \\ &= 12903 - 1548 - 19264 \end{aligned}$$

$$M_{CF} = - 7\ 909 \text{ kg-m.}$$

$$\begin{aligned} \text{Momento al cartel en G, } M_{CG} &= V_{EG}(X_1) - \frac{w_2 (X_1)^2}{2} - M_{GF} \\ &= 28673(0.45) - \frac{15292(0.45)^2}{2} - 19264 \\ &= 12903 - 1548 - 19264 \\ &= - 7\ 909 \text{ kg-m.} \end{aligned}$$

BARRA AE = BARRA D H

MOMENTO AL PAÑO, M_P

$$\begin{aligned} \text{Momento al paño en A, } M_{PA} &= V_{EA}(X) - \frac{w_3 X^2}{2} - \frac{w_5 X^3}{6 L} - M_{AE} \\ M_{PA} &= 4014(0.25) - \frac{746(0.25)^2}{2} - \frac{2517(0.25)^3}{6 \times 5.50} \\ &\quad - 7394 \\ &= 1004 - 23 - 1.00 - 7394 \end{aligned}$$

$$M_{PA} = - 6\ 414 \text{ kg-m.}$$

$$\text{Momento al paño en E, } M_{PE} = V_{EA}(L-X) - \frac{w_3(L-X)^2}{2} - \frac{w_5(L-X)^3}{6L} - M_{AE}$$

$$= 4014(5.5-0.25) - \frac{746(5.5-0.25)^2}{2} - \frac{2517(5.5-0.25)^3}{6 \times 5.5} - 7394$$

$$M_{PE} = 21074 - 10281 - 11037 - 7394$$

$$M_{PE} = -7638 \text{ kg-m.}$$

MONENTO AL CARTEL, MC

$$\text{Momento al carte en A, } M_{CA} = V_{EA}(X_1) - \frac{w_3 X_1^2}{2} - \frac{w_5 X_1^3}{6L} - M_{AE}$$

$$= 4014(0.45) - \frac{746(0.45)^2}{2} - \frac{2517(0.45)^3}{6 \times 5.50} -$$

$$- 7394 = 1806 - 76 - 7.0 - 7394$$

$$M_{CA} = -5671 \text{ kg-m.}$$

$$\text{Momento al cartel en E, } M_{CE} = V_{EA}(L-X_1) - \frac{w_3(L-X_1)^2}{2} - \frac{w_5(L-X_1)^3}{6L} -$$

$$M_{AE} = 4014(5.5-0.45) - \frac{746(5.5-0.45)^2}{2} -$$

$$- \frac{2517(5.5-0.45)^3}{6 \times 5.5} - 7394$$

$$M_{CE} = 20271 - 9512 - 9823 - 7394$$

$$M_{CE} = -6458 \text{ kg-m.}$$

MOMENTOS MAXIMOS POSITIVOS, M_+

BARRA AB = BARRA DC

$$\text{Momento positivo, } M_{(+)} = V_{EA} (\bar{X}) - \frac{w_1 (\bar{X})^2}{2} - M_{AB}$$

en donde:

\bar{X} = distancia del eje central al punto donde el cortante se hace cero, en m.

$$\bar{X}_A = \frac{V_{EA} \times L}{V_{EA} + V_{EB}} = \frac{22033 \times 3.75}{22033 + 27467} = 1.669 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} M_{(+)} &= 22033(1.669) - \frac{13200(1.669)^2}{2} - 7394 \\ &= 36773 - 18385 - 7394 \end{aligned}$$

$$M_{(+)} = 10\ 994 \text{ kg-m}$$

Comprobación:

$$\bar{X}_B = \frac{V_{EB} \times L}{V_{EA} + V_{EB}} = \frac{27467 \times 3.75}{22033 + 27467} = 2.081 \text{ m.}$$

$$M_{(+)} = V_{EB} (\bar{X}_B) - \frac{w_1 (\bar{X}_B)^2}{2} - M_{BA}$$

$$\begin{aligned} M_{(+)} &= 27467(2.081) - \frac{13200(2.081)^2}{2} - 17583 \\ &= 57159 - 28582 - 17\ 583 \end{aligned}$$

$$M_{(+)} = 10\ 994 \text{ kg-m.}$$

BARRA BC

$$\text{Momento positivo, } M_{(+)} = V_{EB}(X) - \frac{w_1}{2}(X)^2 - M_{BC}$$

$$X_B = \frac{V_{EB} \times L}{V_{EB} + V_{EC}} = \frac{24750 \times 3.75}{24750 + 24750} = 1.875 \text{ m.}$$

$$M_{(+)} = 24750(1.875) - \frac{13200(1.875)^2}{2} - 16751$$

$$= 46406 - 23203 - 16751$$

$$M_{(+)} = 6452 \text{ kg-m.}$$

BARRA EF = BARRA HG

$$\text{Momento positivo, } M_{(+)} = V_{EE}(X) - \frac{w_2}{2}(X)^2 - M_{EF}$$

$$X_E = \frac{V_{EE} \times L}{V_{EE} + V_{EF}} = \frac{25758 \times 3.75}{25758 + 31588} = 1.684 \text{ m.}$$

$$M_{(+)} = 25758(1.684) - \frac{15292(1.684)^2}{2} - 9290$$

$$M_{(+)} = 43376 - 21683 - 9290$$

$$M_{(+)} = 12\ 403 \text{ kg-m.}$$

Comprobación:

$$X_F = \frac{V_{EF} \times L}{V_{EE} + V_{EF}} = \frac{31588 \times 3.75}{25758 + 31588} = 2.066 \text{ m.}$$

$$M_{(+)} = V_{EF}(X_F) - \frac{w_2}{2}(X_F)^2 - M_{FE}$$

$$M_{(+)} = 31588(2.066) - \frac{15292(2.066)^2}{2} - 20\ 220$$

$$M_{(+)} = 65261 - 32636 - 20\ 220$$

$$M_{(+)} = 12\ 405 \text{ kg-m.}$$

BARRA FG

$$\text{Momento positivo, } M(+) = V_{EF}(X) - \frac{w_2 (X)^2}{2} - M_{FG}$$

$$X = \frac{V_{EF} \times L}{V_{EF} + V_{EG}} = \frac{28673 \times 3.75}{28673 + 28673} = 1.875 \text{ m.}$$

$$M(+) = 28673(1.875) - \frac{15292(1.875)^2}{2} - 19\,264$$

$$M(+) = 53762 - 26880 - 19264$$

$$M(+) = 7618 \text{ kg-m.}$$

BARRA AE = BARRA DH

$$\text{Momento positivo, } M(+) = V_{EA}(X_1) - \frac{w_3 (X_1)^2}{2} - \frac{w_5 (X_1)^3}{6L} - M_{AE}$$

en donde:

X_1 = distancia desde el eje central "A" al punto donde ocurre el máximo momento positivo, en m.

$$X_1 = \frac{-w_3 \pm \sqrt{w_3^2 + \frac{2V_{EA} + w_5}{L}}}{\frac{w_5}{L}}$$

$$X_1 = \frac{-746 \pm \sqrt{746^2 + \frac{2 \times 4014 \times 2517}{5.50}}}{\frac{2517}{5.50}}$$

$$X_1 = \frac{-746 \pm \sqrt{556516 + 3673905}}{458}$$

$$X_1 = \frac{-746 + 2057}{458} = 2.864 \text{ m.}$$

Sustituyendo se tiene:

$$M(+)=4014(2.864)-\frac{746(2.864)^2}{2}-\frac{2517(2.864)^3}{6 \times 5.5}-7394$$

$$=11496-3060-1792-7394=$$

$$M(+)= -749 \text{ kg-m.}$$

De los cálculos anteriores, los valores máximos son:

$$\text{Cortante máximo al cartel: } VC_F = 24\,707 \text{ kg}$$

$$\text{Momento máximo negativo al paño: } M_{PF} = -12\,801 \text{ kg-m}$$

$$\text{Momento máximo positivo: } M(+)=12\,403 \text{ kg-m.}$$

Con estos valores y las constantes siguientes,

$$f_s = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

$$vc_{perm.} = 0.292 \sqrt{f'c}$$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2.$$

$$vc_{perm.} = 4.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.40 f'c$$

$$perm. = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D}$$

$$n = 9.0$$

$$k = 0.330$$

$$perm = \frac{36.37}{D}$$

$$j = 0.890$$

$$R = 14.69 \text{ kg/cm}^2.$$

(D = diámetro de la varilla por usar)

$$\alpha = 0.26$$

Se procede a calcular el peralte, acero de refuerzo y revisión

CALCULO DEL PERALTE

De acuerdo con las especificaciones y recomendaciones vigentes, el peralte puede calcularse de la siguiente manera:

Cortante al cartel en F, $V_{CF} = 31588 - 15292(0.75) = 20\ 119$ kg

y el peralte por cortante es:

$$\Delta v = \frac{20\ 119}{4.62 \times 100} = 43.55 \text{ cm}$$

por lo tanto, se adopta:

$$d = 45 \text{ cm} \quad ; \quad r = 5 \text{ cm} \quad ; \quad h = 50 \text{ cm}$$

CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO

Acero positivo (anillos interiores)

Se calcula con la expresión siguiente:

$$A_{s(+)} = \frac{M_{(+)}}{f_s \times j \times d}$$

en donde:

$M_{(+)}$ = momento máximo positivo

$$M_{(+)} = 12\ 403 \text{ kg-m} = 1\ 240\ 300 \text{ kg-cm}$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$A_{s(+)} = \frac{1\ 240\ 300}{1800 \times 0.890 \times 45} = 17.20 \text{ cm}^2$$

$$Sep = \frac{100 a_s}{A_s}$$

en donde:

a_s = área de la varilla por usar, en cm^2

$a_s = 2.85 \text{ cm}^2$ (varilla de $3/4'' \phi$)

de donde:

$$\text{sep} = \frac{100 \times 2.85}{17.20} = 16.6 \text{ cm}$$

por lo tanto, úsese:

$$\text{Vars. } 3/4" \text{ } \phi \text{ a } 16 \text{ cm; } A_s = 17.70 \text{ cm}^2$$

Acero negativo (anillos exteriores)

Se utiliza la expresión:

$$A_s(-) = \frac{m}{f_s \times j \times d}$$

en donde:

m = momento máximo negativo al paño

$$m = - 12\ 801 \text{ kg-m} = - 1\ 280\ 100 \text{ kg-cm}$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$A_s(-) = \frac{1\ 280\ 100}{1800 \times 0.890 \times 45} = 17.80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep.} = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 \times 2.85}{17.80} = 16.01 \text{ cm}$$

por lo tanto, úsese:

$$\text{Vars. } 3/4" \text{ } \phi \text{ a } 16 \text{ cm ; } A_s = 17.70 \text{ cm}^2$$

Acero por temperatura (en cada cara)

Se utiliza la expresión siguiente:

$$A_{st} = 0.00125 bh = 0.00125 \times 100 \times 50$$

$$A_{st} = 6.25 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, úsese:

Vars. $1/2" \phi$ a 20 cm en ambas caras del conducto

Acero adicional en los carteles (por temperatura):

Se colocarán bastones de 1/2" ϕ a 20 cm

REVISION POR ADHERENCIA

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.905} = 19.09 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sum \phi_{per} = \frac{V}{\mu_{perm} j x d} = \frac{20\ 119}{19.09 x 0.89 x 45} = 26.31 \text{ cm}$$

$$\sum \phi_{calc} = \frac{4 A_s}{D} = \frac{4 x 17.70}{1.905} = 37.17 \text{ cm}$$

$$\mu_{c\acute{a}c} = \frac{V}{\sum \phi_{calc} x j x d} = \frac{20\ 119}{37.17 x 0.89 x 45} = 13.51 \text{ kg/cm}^2$$

de donde:

$$\mu_{perm} > \mu_{c\acute{a}c} \quad ; \quad 19.09 \text{ kg/cm}^2 > 13.51 \text{ kg/cm}^2$$

por lo tanto, no falla por adherencia

REVISION POR CORTANTE

$$v_{c_{perm}} = 4.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{c_{calc}} = \frac{V}{bd} = \frac{20\ 119}{100 x 45} = 4.47 \text{ kg/cm}^2$$

de donde:

$$v_{cperm} > v_{calc} ; 4.62 \text{ kg/cm}^2 > 4.47 \text{ kg/cm}^2$$

y, no falla por cortante

LONGITUD DE DESARROLLO O ANCLAJE, l_d

En general, debe proporcionarse una longitud de anclaje o -- desarrollo a partir de todas las secciones donde se presenten esfuerzos máximos en el acero. Son secciones críticas las de momentos máximos y aquellos donde se corta o se dobla el acero de refuerzo.

A continuación, en las tablas I y II se presentan valores que han sido propuestos para estimar en distintos casos las longitudes de desarrollo (según el libro "Aspectos Fundamentales - del Concreto Reforzado" de Editorial Limusa, S. A.).

TABLA I.- LONGITUD DE DESARROLLO (CM) DE VARILLAS CORRUGADAS DEL LECHO INFERIOR*

Varilla	l_d
No. 11 o menor	$0.06 A_b f_y / \sqrt{f'c} \geq 0.0057 d_b f_y$
No. 14	$0.82 f_y / \sqrt{f'c}$
No. 18	$1.06 f_y / \sqrt{f'c}$
Alambres	$0.11 d_b f_y / \sqrt{f'c}$

* Se entiende por varillas de lecho inferior a aquellas que tienen una capa de concreto con un espesor menor de 30 cm- debajo de la varilla.

TABALA II.- FACTORES QUE MULTIPLICAN A LAS LONGITUDES DE DESARROLLO DE LA TABLA. I PARA DIVERSAS CONDI CIONES.

C o n d i c i ó n	Factor
Varillas o alambres de lecho superior*	1.4
Varillas separadas entre sí más de 16- cm o varillas que disten más de 7.5 cm de una cara lateral del elemento.	0.8
Varillas con $f_y > 4200$ kg/cm ² .	(2 - 4200/ f_y)
Varillas confinadas con una hélice de- área mínima de 0.32 cm ² y paso libre - no mayor de 10 cm.	0.75

* Se entiende por varillas de lecho superior a aquellas que-
tienen una capa de concreto con un espesor de por lo menos
30 cm debajo de la varilla.

Para nuestro caso se utiliza la expresión siguiente:

$$E_d = 0.06 A_b f_y / \sqrt{f'c'} \geq 0.0057 d_b f_y$$

en donde:

A_b = área de acero de una varilla, en cm²

A_b = 2.85 cm² (varilla del No. 6)

d_b = diámetro de la varilla utilizada, en cm.

d_b = 1.905 cm.

f_y = esfuerzo del acero en el límite de fluencia, en kg/cm²

f_y = 4 200 kg/cm²

Sustituyendo valores, se obtiene:

$$l_d = 0.06 \times 2.85 \times 4200 / \sqrt{250} = 45.42 \text{ cm}$$

y,

$$(l_d)_{\min} = 0.0057 \times 1.905 \times 4200 = 45.61 \text{ cm} > 45.42 \text{ cm}$$

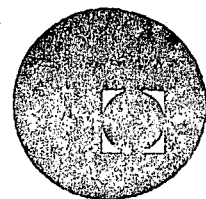
por lo tanto, la longitud $(l_d)_{\min}$ se multiplicará por el factor 1.4 de la tabla II, obteniéndose:

$$L_d = 1.4 \times 45.61 = 63.85 \text{ cm}$$

de donde, se elige $L_d = 70 \text{ cm}$



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



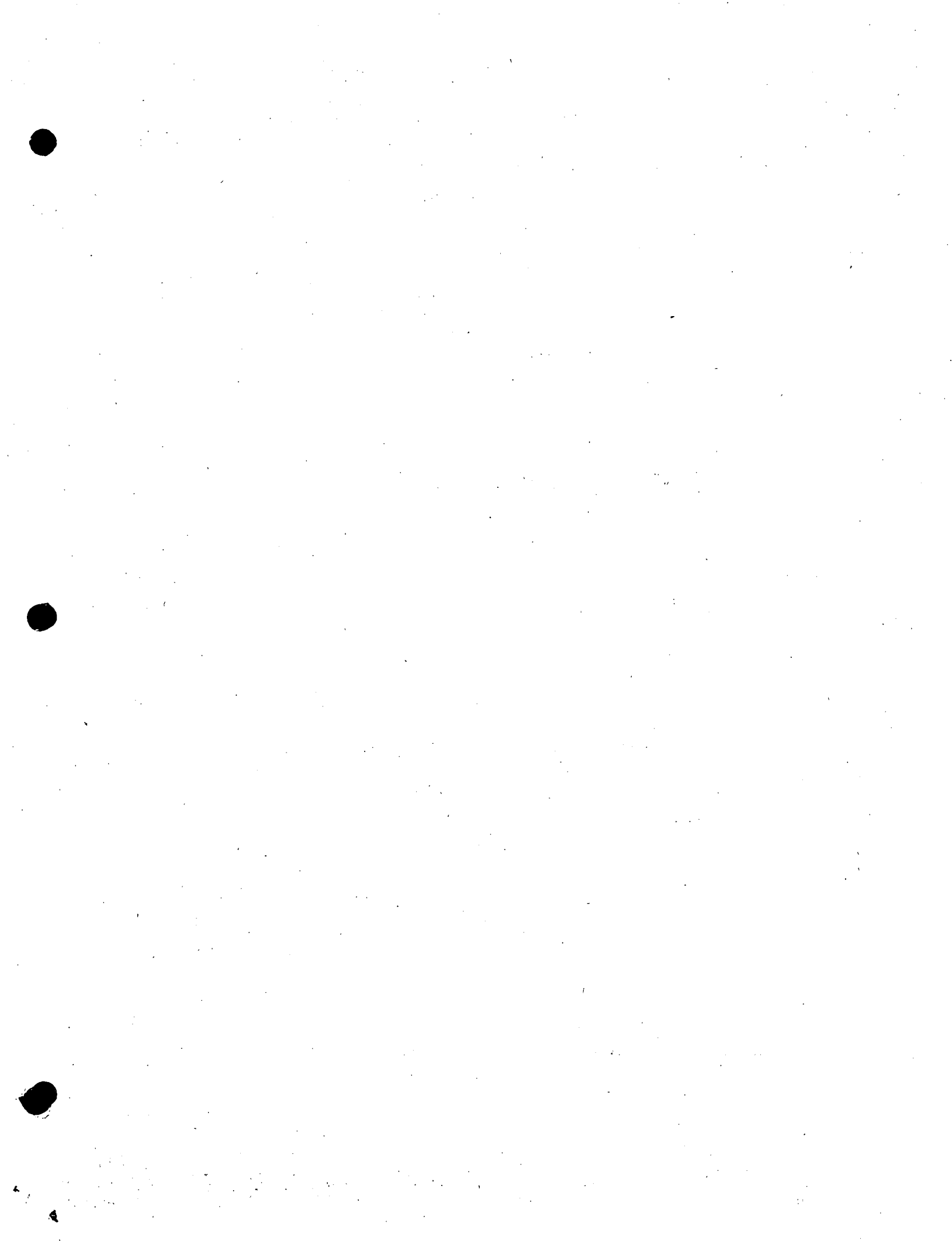
CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS EN ZONAS DE RIEGO

DISEÑO ESTRUCTURAL

TRABE PREENFORZADA DE 15.0 m DE CLARO PRETENSADA

ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ

Noviembre, 1978.



DESCRIPCION.

La presente trabe, que formará un grupo de cinco, sobre las que se apoyará una Losa de concreto reforzado, (Véase Plano Gral.), de 15.00 m. de claro, con 8.40 m. de ancho de calzada, guarniciones de 0.80 m, será diseñada para formar la superestructura de un puente carretero que soportará una carga viva tipo HS-20 en dos fajas de circulación.

La trabe en cuestión será de concreto preesforzado, pretensado, con $f'_c = 350$ Kg/cm² y torones de 5/16" \emptyset .

DATOS PARA EL PROYECTO

Claro = 15.00 m

Longitud total = 15.50 m

Ancho de la calzada = 8.40 m

Ancho de las guarniciones = 0.80 m

Ancho total del puente = 10.00 m

Peralte de las guarniciones = 0.28 m

Bombeo de 0.08 m (perfil a 2 aguas con 2% de pendiente)

Esviajamiento = 32°28' izquierda.

Espesor del asfalto = 0.03 m

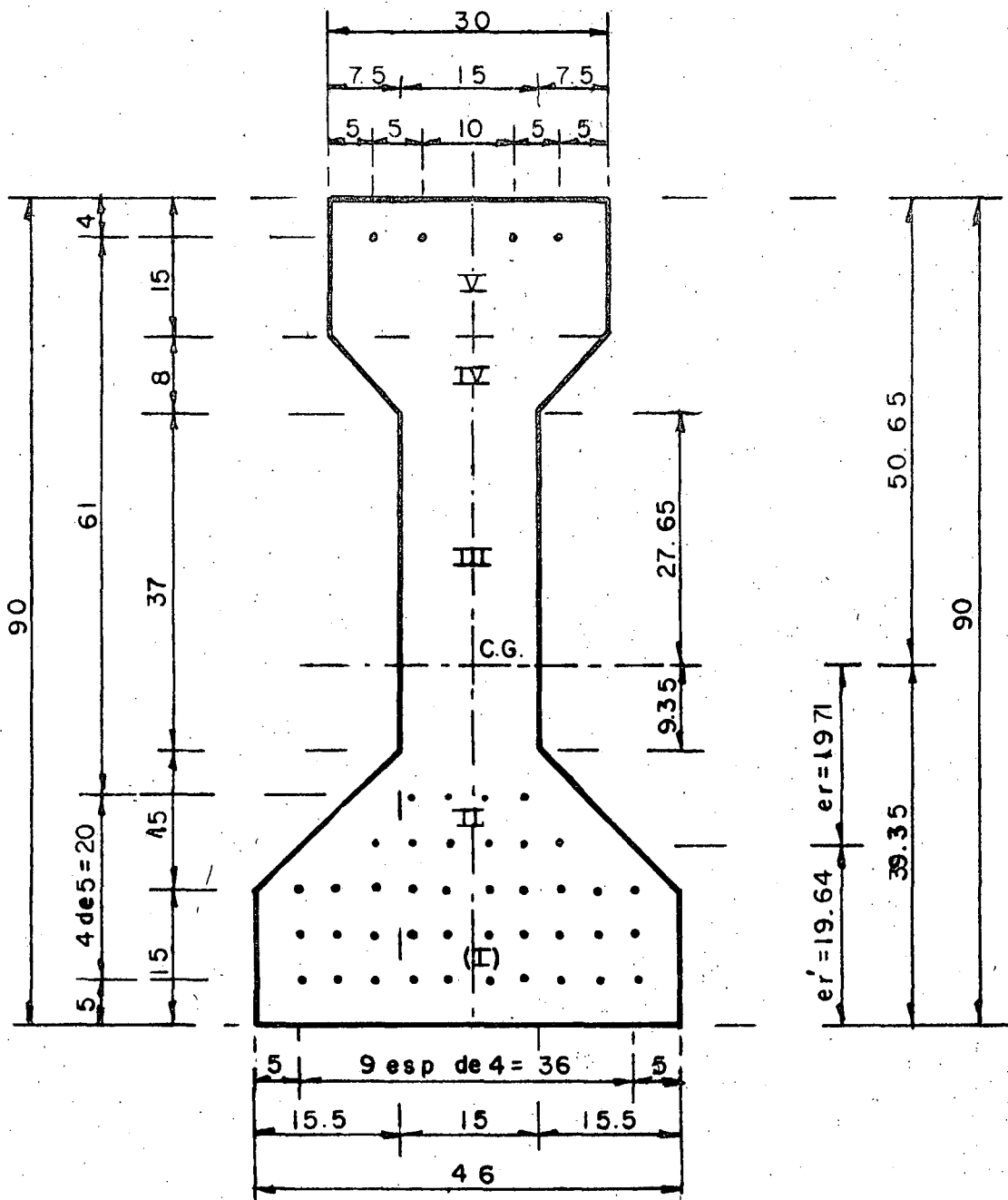
Número de trabes = 5

Parapeto con pilastras de concreto y defensa de lámina galvanizada, calibre 12

Carga móvil: camión tipo HS-20 en dos líneas de circulación.

DIMENSIONAMIENTO PROPUESTO DE UNA TRABE " I "

(Véans Plano General.)



SECCION NORMAL AL C_L

DATOS PARA LA TRABE PREESFORZADA. -

$$\text{Concreto de } f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero de preesfuerzo: (Datos CAMESA)

$$\text{Torón de } 5/16" \text{ } \emptyset \text{ con } f_{sr} = 18000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Area del torón} = 0.372 \text{ cm}^2$$

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA VIGA SIMPLE

1.- Centro de Gravedad

Los brazos serán a la parte inferior de la viga y en el eje de simetría respectivamente.

$$A_I = 15 \times 46 = 690 \text{ cm}^2$$

$$B_I = 15 \times 0.5 = 7.5 \text{ cm}$$

$$M_I = 690 \times 7.5 = 5175 \text{ cm}^3$$

$$A_{II} = (46 \times 15) \times 0.5 \times 15 = 457.5 \text{ cm}^2$$

$$B_{II} = 15 + \left(\frac{15}{3} \cdot \frac{46 + 2 \times 15}{46 + 15} \right) = 21.23 \text{ cm}$$

$$M_{II} = 457.5 \times 21.23 = 9712.5 \text{ cm}^3$$

$$A_{III} = 37 \times 15 = 555 \text{ cm}^2$$

$$B_{III} = 30 + 37 \times 0.5 = 48.5 \text{ cm}$$

$$M_{III} = 555 \times 48.5 = 26917.5 \text{ cm}^3$$

$$A_{IV} = (15 + 30) \times 0.5 \times 0.8 = 180 \text{ cm}^2$$

$$B_{IV} = 67 + \frac{8}{3} \left(\frac{15 + 2 \times 30}{15 + 30} \right) = 71.444 \text{ cm}$$

$$M_{IV} = 180 \times 71.444 = 12860 \text{ cm}^3$$

$$A_V = 15 \times 30 = 450 \text{ cm}^2$$

$$B_V = 90 - 7.5 = 82.5 \text{ cm}$$

$$M_V = 450 \times 82.5 = 37125 \text{ cm}^3$$

$$A = A_I + A_{II} + A_{III} + A_{IV} + A_V = 690 + 457.5 + 555 + 180 + 450$$

$$A = 2332.5 \text{ cm}^2$$

$$M = M_I + M_{II} + M_{III} + M_{IV} + M_V = 5175 + 9712.5 + 26917.5 + 12860 + 37125$$

$$M = 91790 \text{ cm}^3$$

$$\bar{Y}_i = \frac{\sum M}{\sum A} = \frac{91790}{2332.5} = 39.35 \text{ cm}$$

$$\bar{Y}_s = 90 - 39.35 = 50.65 \text{ cm}$$

2. - Momentos de inercia de la viga simple.

$$I_{xxI} = \frac{46 \times 15^3}{12} + 690 \times 31.85^2 = 712\,889 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxII} = \frac{h^3 (B^2 + 4Bb + b^2)}{36(B + b)} + 457.5 \times 18.12^2$$

$$I_{xxII} = \frac{15^3 (46^2 + 4 \times 46 \times 15 + 15^2)}{36 (46 + 15)} + 150213 = 158053 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxIII} = \frac{15 \times 37^3}{12} + 555 \times 9.15^2 = 109782 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxIV} = \frac{8^3 (30^2 + 4 \times 30 \times 15 + 15^2)}{36 (30 + 15)} + 180 \times 32.094^2 = 186329 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxV} = \frac{30 \times 15^3}{12} + 450 \times 43.15^2 = 846303 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxTOT} = I_{xxI} + I_{xxII} + I_{xxIII} + I_{xxIV} + I_{xxV}$$

$$I_{xxTOT} = 712889 + 158053 + 109782 + 186329 + 846303 = 2013356 \text{ cm}^4$$

3. - Módulos de Sección

$$S_s = \frac{I_{xxTOT}}{Y_s} = \frac{2013356}{50.65} = 39750 \text{ cm}^3$$

$$S_i = \frac{I_{xxTOT}}{Y_i} = \frac{2013356}{39.35} = 51165 \text{ cm}^3$$

ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL CONCRETO. - (Según DDF - 75)

a). - Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia y antes de que ocurran las pérdidas por contracción y flujo plástico.

f'ci, es la resistencia nominal del concreto a compresión cuando ocurre la transferencia en el concreto preesforzado y vale:

$$f'ci = 0.80 f'c = 0.80 \times 350 = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

En compresión se tiene:

$$0.60 f'ci = 0.60 \times 280 = 168 \text{ Kg/cm}^2$$

$$y, \text{ en tensión: } \sqrt{f'ci} = \sqrt{280} = 16.73 \text{ Kg/cm}^2$$

b). - Esfuerzos bajo cargas muertas y vivas de servicio.

$$\text{En compresión: } 0.45 f'c = 0.45 \times 350 = 157.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{En tensión: } 2 \sqrt{f'c} = 2 \sqrt{350} = 37.42 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL ACERO DE PREESFUERZO.

$$f_{sr} = 18000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = 0.372 \text{ cm}^2 \text{ (torón de } 5/16" \text{ } \emptyset)$$

$$F_{sr} = 18000 \times 0.372 = 6696 \text{ Kg}$$

a). - Debido a la fuerza aplicada por el gato.

$$f_g = 0.80 f_{sr} = 0.80 \times 18000 = 14400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_g = f_g \times A = 14400 \times 0.372 = 5357 \text{ Kg}$$

b). - Inmediatamente después de la transferencia.

$$f_i = 0.70 f_{sr} = 0.70 \times 18000 = 12600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_i = f_i \times A = 12600 \times 0.372 = 4687 \text{ Kg.}$$

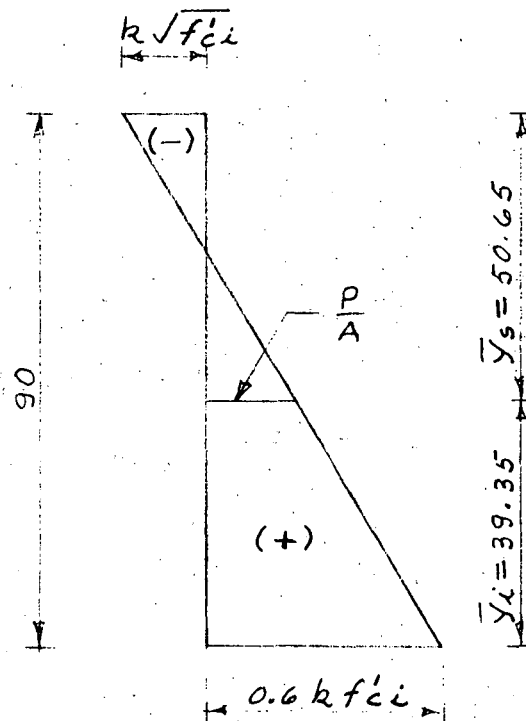
c). - Preesfuerzo efectivo.

El Reglamento DDF - 75 indica que el elementos pretensados la suma de pérdida de preesfuerzo serán del orden del 20% del preesfuerzo inicial, por lo tanto, el preesfuerzo efectivo tendrá un valor de:

$$f_e = 0.80 f_i = 0.80 \times 12600 = 10080 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_e = f_e \times A = 10080 \times 0.372 = 3750 \text{ Kg.}$$

DIAGRAMA DEL PREESFUERZO MAXIMO PERMISIBLE.



Como la relación del preesfuerzo efectivo respecto al preesfuerzo inicial vale 0.80, éste será el valor de "K", entonces:

$$f_{\text{preesf (-)}} = K \sqrt{f'ci} = 0.80 \sqrt{280} = 13.39 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{preesf (+)}} = 0.60 K f'ci = 0.60 \times 0.80 \times 280 = 134.40 \text{ Kg/cm}^2$$

DETERMINACION DE LA FUERZA DE PREESFUERZO.

En la figura anterior por triángulos semejantes, se obtiene:

$$\frac{13.39 + 134.40}{90} = \frac{P/A + 13.39}{50.65} \quad \therefore A = 2332.50 \text{ cm}^2$$

$$P = \left[\frac{(13.39 + 134.40) 50.65}{90} - 13.39 \right] 2332.50$$

$$P = 162769 \text{ Kg.}$$

DETERMINACION DEL NUMERO DE TORONES.

$$N = \frac{P}{F_e} = \frac{162769}{3750} = 43.40$$

Se distribuirán 44 torones, por lo tanto, el valor efectivo de la fuerza de preesfuerzo es:

$$P_e = N \times F_e = 44 \times 3750 = 165000 \text{ Kg.}$$

EXCENTRICIDAD TEORICA

$$f_{\text{preesf (+)}} = \frac{P_e}{A} + \frac{P_e \times e_t}{S_i}$$

Despejando e_t , se obtiene:

$$e_t = \left(f_{\text{preesf (+)}} - \frac{P_e}{A} \right) \frac{S_i}{P_e}$$

Sustituyendo valores, resulta:

$$e_t = \left(134.40 - \frac{165000}{2332.50} \right) \frac{51164}{165000} = 19.74 \text{ cm.}$$

Entonces,

$$e_t = 39.35 - 19.74 = 19.61 \text{ cm}$$

EXCENTRICIDAD REAL (Véase hoja)

$$e_R = \frac{10(5 + 10 + 15) + 6(20) + 4(25) + 4(86)}{44} = 19.64 \text{ cm}$$

Entonces,

$$e_R = 39.35 - 19.64 = 19.71 \text{ cm.}$$

La excentricidad real ($e_R = 19.71 \text{ cm}$), difiere de la excentricidad teórica ($e_t = 19.74 \text{ cm}$), en 0.03 cm , por lo tanto, podemos decir que la posición de los torones es correcta y aceptable.

PREESFUERZO REAL.

a) En la fibra inferior (compresión)

$$f_{inf} = \frac{Pe}{A} + \frac{Pe \times e_R}{S_i} = \frac{165000}{2332.5} + \frac{165000 \times 19.71}{51164} = 70.74 + 63.56$$

$$f_{inf} = 134.30 \text{ Kg/cm}^2 < 134.40 \text{ Kg/cm}^2 ; \text{ (bien)}$$

b) En la fibra superior (Tensión)

$$f_{sup} = \frac{Pe}{A} - \frac{Pe \times e_R}{S_s} = \frac{165000}{2332.5} - \frac{165000 \times 19.71}{39750} = 70.74 - 81.81$$

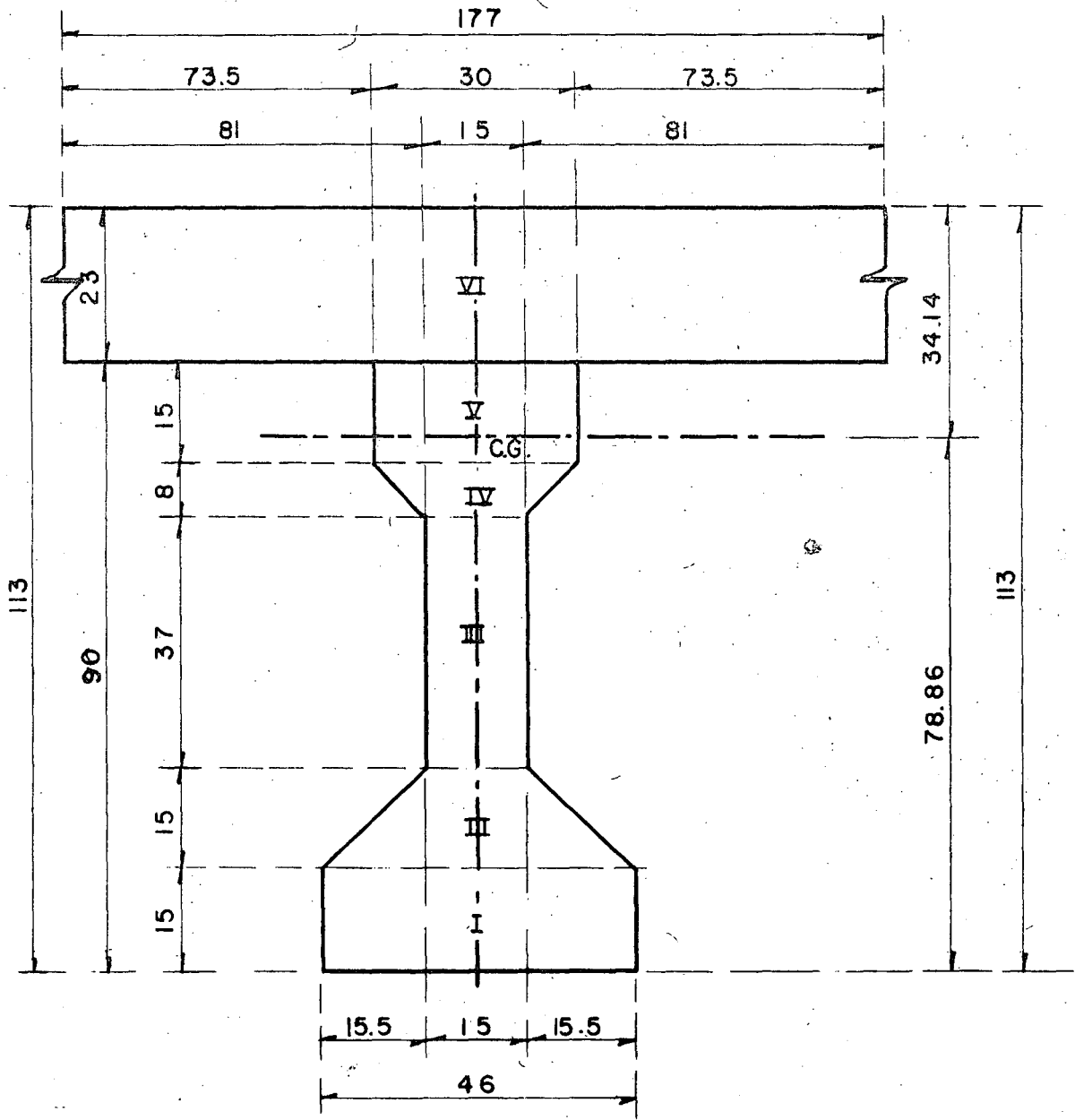
$$f_{sup} = - 11.08 \text{ Kg/cm}^2 < 13.39 \text{ Kg/cm}^2 ; \text{ (bien)}$$

ANALISIS DE LA SECCION COMPUESTA.

Esta sección la mostramos en la hoja siguiente (hoja núm.)

Debe tomarse en cuenta que el concreto de la losa, ($f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$)

es diferente al concreto de la trabe ($f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$)



SECCION COMPUESTA AL C

Para calcular las propiedades de la sección compuesta haremos teóricamente la transformación de la losa a un concreto de $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$, de acuerdo con el Reglamento DDF - 75, esto es:

$$m = \frac{E_L}{E_T} = \frac{15000 \sqrt{f'c}}{1500 \sqrt{f'c}} = \frac{250}{350} = 0.845$$

Por lo tanto, el ancho "b" de la losa quedará transformado a un ancho efectivo b' de:

$$b' = 210 \times 0.845 = 177 \text{ cm.}$$

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA SECCION TRANSFORMADA.

a) Centro de gravedad.

$$\text{Area de la trabe simple} = 2332.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Momento de la trabe simple} = 91790 \text{ cm}^3$$

$$A_{VI} = 177 \times 23 = 4071 \text{ cm}^2$$

$$B_{VI} = 90 + 23 \times 0.5 = 101.5 \text{ cm}$$

$$M_{VI} = 4071 \times 101.5 = 413207 \text{ cm}^3$$

Entonces:

$$\sum A' = 2332.50 + 4071 = 6403.50 \text{ cm}^2$$

$$\sum M' = 91790 + 413207 = 504997 \text{ cm}^3$$

$$\bar{Y}_i' = \frac{\sum M'}{\sum A'} = \frac{504997}{6403.5} = 78.86 \text{ cm}$$

$$\bar{Y}_s' = 113 - 78.86 = 34.14 \text{ cm}$$

MOMENTOS DE INERCIA DE LA SECCION TRANSFORMADA.

$$I_{xxI} = 12937.50 + 690 (78.86 - 7.5)^2 = 12937.50 + 690 \times 71.36^2 = 3526590 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxII} = 7840 + 457.5 (78.86 - 21.23)^2 = 7840 + 457.5 \times 57.63^2 = 1527297 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxIII} = 63316.25 + 555 (78.86 - 48.5)^2 = 63316.25 + 555 \times 30.36^2 = 574876 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxIV} = 924.44 + 180 (78.86 - 71.444)^2 = 924.44 + 180 (7.416)^2 = 10824 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxV} = 8437.50 + 450 (82.50 - 78.86)^2 = 8437.50 + 450 (3.64)^2 = 14400 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxVI} = 2153559 + 4071 (34.14 - 11.50)^2 = 2153559 + 4071 (22.64)^2 = 4240230 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxTOT} = I_{xxI} + I_{xxII} + I_{xxIII} + I_{xxIV} + I_{xxV} + I_{xxVI}$$

$$I_{xxTOT0} = 3\,526\,590 + 1\,527\,297 + 574\,876 + 10\,824 + 14\,400 + 4\,240\,230$$

$$I_{xxTOT} = 9\,894\,217 \text{ cm}^4$$

MODULOS DE SECCION

$$S'_s = \frac{I_{xxTOT}}{\bar{Y}'_s} = \frac{9\,894\,217}{34.14} = 289\,813 \text{ cm}^3$$

$$S'_i = \frac{I_{xxTOT}}{\bar{Y}'_i} = \frac{9\,894\,217}{78.86} = 125\,466 \text{ cm}^3$$

CARGA MUERTA UNIFORME EN LA SECCION TRANSFORMADA

$$\text{Area real} = 6403.50 \text{ cm}^2$$

$$\omega_{pp} = 0.64035 \times 2400 = 1537 \text{ Kg/m}$$

Existen dos lugares donde se producen los esfuerzos críticos y son las fibras superiores e inferiores de la viga.

Los esfuerzos en la fibra inferior se pueden calcular directamente.

Los esfuerzos en la fibra superior de la trabe son menores que en la fibra superior de la losa. Como el cálculo nos está proporcionando los esfuerzos en la fibra superior de la losa necesitamos una relación para obtenerlos en la fibra superior de la trabe. Este esfuerzo debe ser el mayor de los esfuerzos de compresión de la estructura, porque la viga solo soporta su propio peso más el peso de la losa y, además, contribuye a soportar cargas móviles por la acción compuesta.

De acuerdo con lo anterior obtenemos la relación siguiente.

$$\frac{f_s \text{ Losa}}{34.14} = \frac{f_{STRABE}}{34.14-23}$$

de donde:

$$f_{s\text{TRABE}} = \frac{11.14}{34.14} f_{s\text{LOSA}} = 0.326 f_{s\text{LOSA}}$$

Dividiendo el valor entre "m", se obtiene:

$$f_{s\text{TRABE}} = \frac{0.326}{0.845} f_{s\text{LOSA}} = 0.386 f_{s\text{LOSA}}$$

expresión que da el valor del esfuerzo real en la trabe.

El momento por peso propio es:

$$M_{pp} = \frac{\omega_{pp} \times L^2}{8} = \frac{1537 \times 15^2}{8} = 43228.13 \text{ Kg - m}$$

$$M_{pp} = 4322813 \text{ Kg - cm}$$

Debido a que el peso de la losa y el peso de la trabe es soportada únicamente por ésta última, los esfuerzos deben calcularse dividiendo el momento flexionante de la carga muerta entre el momento resistente de la trabe sola, o sea:

$$f_{s(pp)} = \frac{M_{pp}}{S_s} = \frac{4322813}{39750} = + 108.75 \text{ Kg/cm}^2 \quad (c)$$

$$f_{i(pp)} = \frac{M_{pp}}{S_i} = \frac{4322813}{51164} = - 84.50 \text{ Kg/cm}^2 \quad (t)$$

CARGA POR ASFALTO Y PARAPETO

$$\omega_{\text{asf}} = 0.03 \times 7.50 \times 2200 = 495 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{\text{parap}} = 120 \text{ Kg/m}$$

$$\text{TOT} = 615 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga total por trabe} = \frac{615}{5} = 123 \text{ Kg/m}$$

$$M = \frac{123 \times 15^2}{8} = 3459.38 \text{ Kg - m} = 345938 \text{ Kg - cm}$$

Por lo tanto:

$$f_s(A+P) = \frac{M}{S_s} \times 0.386 = \frac{345938}{289813} \times 0.386 = + 0.461 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Comp)}$$

$$f_i(A+P) = \frac{M}{S_i} = \frac{345938}{125466} = - 2.76 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Tensión)}$$

CARGA VIVA.

Del Apéndice "A", pág 163, de las Especificaciones de Puentes para Caminos, Edición Nov. 1964, y , para carga móvil tipo HS-20 en cada faja de circulación e interpolando, se tiene:

$$S_i : \quad L = 14.63 \text{ m}, \quad M = 81864 \text{ Kg - m}, \quad R = 26308 \text{ Kg}$$
$$L = 15.24 \text{ m}, \quad M = 86813 \text{ Kg - m}, \quad R = 26535 \text{ Kg}$$

de donde, $S_i \quad L = 15.00 \text{ m}$, se tiene:

$$M_f = 86813 - \frac{4949 \times 0.24}{0.61} = 84866 \text{ Kg - m/faja}$$

$$R_f = 26535 - \frac{227 \times 0.24}{0.61} = 26446 \text{ Kg / faja}$$

o sea,

$$M_r = 42433 \text{ Kg - m / rueda}$$

$$R_r = 13223 \text{ Kg / rueda}$$

$$\text{Impacto} = \frac{15.24}{L + 38.10} \leq 30\%$$

$$\text{Impacto} = \frac{15.24}{15.00+38.10} = 0.287 < 0.30 \text{ , bien}$$

FACTOR DE CONCENTRACION

Las Especificaciones AASHO, pág. 29. secc. 3, parte 1.3.1, inciso "b", nos dice que para

vigas Longitudinales de concreto en un puente de dos o más fajas de circulación, la fracción de carga de las ruedas que soporta cada viga es:

$$F_c = \frac{S}{5.50}$$

siendo "s" la separación entre dos ejes de las traveses, en pies.

Para nuestro caso, se tiene:

$$S = 2.10 \times 3.28 = 6.89 \text{ pies}$$

de donde:

$$F_c = \frac{6.89}{5.50} = 1.253$$

Por otra parte, como una vía de tránsito soporta las dos ruedas de ambos ejes, delantero y posterior, para obtener la carga que incide en la viga debemos dividir entre dos la carga del carril de tránsito, es decir:

$$M_{cv+l} = M_r \times l \times F_c$$

$$M_{cv+l} = 42433 \times 1.287 \times 1.253 = 6842792 \text{ Kg - cm}$$

$$R_{cv+l} = R_r \times l \times F_c$$

$$R_{cv+l} = 13223 \times 1.287 \times 1.253 = 21324 \text{ Kg}$$

Entonces:

$$f_{sup(cv+l)} = \frac{M_{cv+l}}{S'_s} \times 0.386 = \frac{6842792}{289813} \times 0.386$$

$$f_{sup(cv+l)} = +9.11 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Comp.)}$$

$$f_{inf(cv+l)} = \frac{M_{cv+l}}{S'_i} = \frac{6842792}{125466} = -54.54 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Tens.)}$$

RESUMEN DE LOS ESFUERZOS NETOS EN LA TRABE.

ESFUERZOS	FIBRA SUPERIOR (Kg / cm ²)	FIBRA INFERIOR (Kg / cm ²)
Por peso propio	+ 108.75	- 84.50
Por asfalto y parapeto	+ 0.46	- 2.76
Por carga viva más impacto	+ 9.11	- 54.54
Esfuerzos totales por flexión	+ 118.32	- 141.80
Por compresión previa	- 11.08	+ 134.80
Esfuerzos netos en la trabe	+ 119.51	- 30.56

De acuerdo con la tabla, se tiene:

En la fibra superior (Compresión)

$$f_{sup} = 119.51 \text{ Kg/cm}^2 < 157.50 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bien}$$

En la fibra inferior (Tensión)

$$f_{inf} = 30.56 \text{ Kg/cm}^2 < 37.40 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bien}$$

En conclusión, se acepta el preesfuerzo y dimensiones de la viga propuestos.

PREESFUERZOS EN LOS APOYOS ANTES DE LAS PERDIDAS DE PREESFUERZO.

$$P_i = n \times F_i = 44 \times 4687 = 206\,228 \text{ Kg.}$$

$$e_R = 19.71 \text{ cm.}$$

$$f_{inf} = \frac{P_i}{A} + \frac{P_i \cdot e_R}{S_i} \quad (\text{Compresión})$$

$$f_{inf} = \frac{206228}{2332.50} + \frac{206228 \times 19.71}{51164} = 167.86 \text{ Kg/cm}^2$$

de donde:

$$167.86 \text{ Kg/cm}^2 < 168 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bien}$$

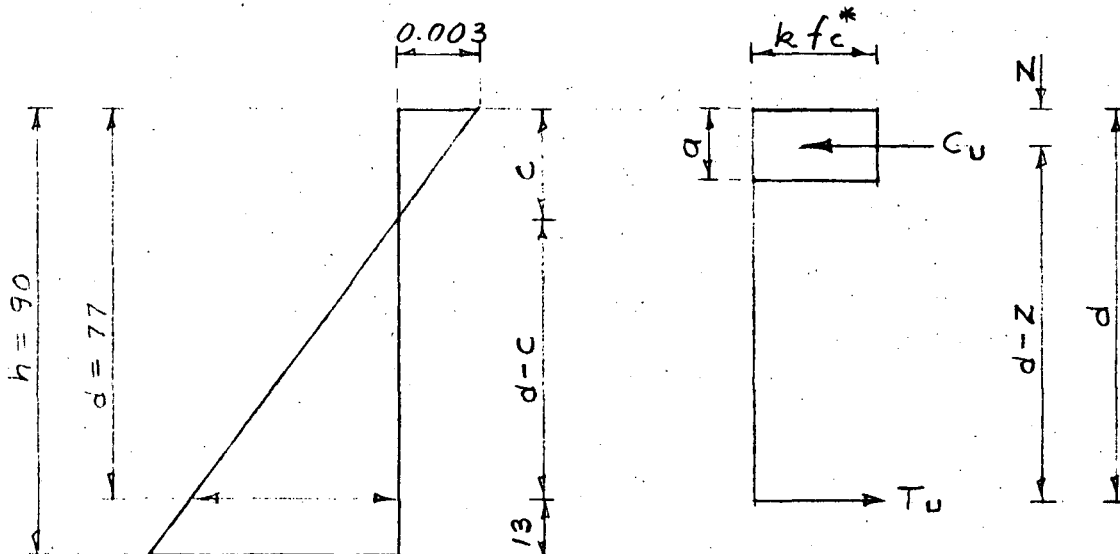
$$f_{sup} = \frac{P_i}{A} - \frac{P_i \cdot e_R}{S_s} \quad (\text{Tensión})$$

$$f_{sup} = \frac{206\,228}{2332.50} - \frac{206228 \times 19.71}{39750} = -13.84 \text{ Kg/cm}^2$$

de donde:

$$-13.84 \text{ Kg/cm}^2 < 16.73 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bien}$$

REVISION DE LA RESISTENCIA AL CENTRO DEL CLARO.



En la parte inferior y antes del eje neutro únicamente tenemos 40 torones. El centro de gravedad de dichos torones se encuentra a :

$$\bar{Y}_s = \frac{10(5 + 10 + 15) + 6(20) + (25)}{40} = 13 \text{ cm.}$$

La fuerza de tensión, T_u , vale:

$$T_u = 40 \times f_{sr} = 40 \times 6696 = 267840 \text{ Kg.}$$

Por otra parte, según el Reglamento DDF-75:

$$\alpha = 0.80 C$$

$$f_c^* = 0.70 f'_c \text{ (Para diseño)}$$

$$f_c^* = 0.70 \times 350 = 245 \text{ Kg/cm}^2$$

$$k = 0.85 \text{ para } f_c^* \geq 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$k = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250} \right) \text{ para } f_c^* \leq 250 \text{ Kg/cm}^2$$

En nuestro caso, $k = 0.85$

La fuerza de compresión, C_u , vale:

$C_u = k f_c^* \alpha b$, y como $T_u = C_u$ tendremos que:

$$267840 = k f_c^* \alpha b$$

Sustituyendo valores y despejando " α ", obtenemos:

$$\alpha = \frac{267840}{0.85 \times 245 \times 210} = 6.12 \text{ cm}$$

Entonces:

$$c = \frac{\alpha}{0.80} = \frac{6.12}{0.80} = 7.65 \text{ cm.}$$

$$z = 0.5 \times \alpha = 0.5 \times 6.12 = 3.06 \text{ cm.}$$

$$d = h - \bar{Y}_s = 113 - 13 = 100 \text{ cm.}$$

$$d-c = 100 - 7.65 = 92.35 \text{ cm.}$$

$$d-z = 100 - 3.06 = 96.94 \text{ cm.}$$

En la figura anterior, por triángulos semejantes, se tiene:

$$\frac{\epsilon_p}{d-c} = \frac{0.003}{c}$$

$$\epsilon_p = \frac{0.003 \times 92.35}{7.65} = 0.0362$$

Este valor corresponde a la deformación unitaria inicial, debida al preesfuerzo. La deformación unitaria debido a la fuerza de gateo es:

$$\epsilon_g = \frac{f_e}{E} = \frac{10080}{2100000} = 0.0048$$

Entonces, la deformación unitaria de tensado, ϵ_t , valdrá:

$$\epsilon_t = \epsilon_p + \epsilon_g = 0.0362 + 0.0048 = 0.0410$$

Por otra parte, según las gráficas Esfuerzo - Deformación, (proporcionadas por CAMESA), la deformación unitaria (ϵ) correspondiente al límite convencional de fluencia, para el torón de 5/16" \emptyset es:

$$\epsilon_b = 0.011$$

Las Especificaciones DDF -75 nos dicen que: La falla balanceada se presenta cuando el acero tiene la deformación de 0.011 y la condición de acero máximo debe ser igual o menos que el 75% de la condición balanceada, es decir:

$$\epsilon_b = \frac{0.011}{0.75} = 0.0147 < \epsilon_t = 0.041 \therefore \text{bien}$$

Con esta desigualdad podemos decir que al presentarse la resistencia a flexión en la sección compuesta pretensada, el acero de preesfuerzo fluye y se tiene en consecuencia una sección sureforzada, considerada ideal, según el Reglamento DDF - 75

COMPROBACION A LO ANTERIOR

Según DDF - 75 :

a) Por ser trabe de puente el factor de carga, f_c , será de 1.4 para acciones permanen-

tes y variables.

b) El factor de reducción de resistencia, para flexión, se considera del 90%, es decir,

$$F_R = 0.90$$

El momento actuante último, es:

$$M_{AU} = F_c \times M_t$$

$$M_T = M_{CM} + M_{CV+I} = 4\,322\,813 + 345\,938 + 6\,842\,792$$

$$M_T = 11\,511\,543 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$M_{AU} = 1.4 \times 11\,511\,543 = 16\,116\,160 \text{ Kg} - \text{cm}$$

El momento resistente último vale:

$$M_{RU} = F_R T_U (d - z)$$

$$M_{RU} = 0.90 \times 267\,840 \times 96.94 = 23\,367\,968 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$M_{AU} = 16\,116\,160 \text{ Kg} - \text{cm} < M_{RU} = 23\,367\,968 \text{ Kg} - \text{cm.} \quad \text{bien}$$

ANALISIS DE LA FUERZA CORTANTE EN EL APOYO.

a) Por carga muerta

$$V_{CM} = \frac{(1537 + 123) \times 15.00}{2} = 12\,450 \text{ Kg.}$$

b) Por carga viva más impacto.

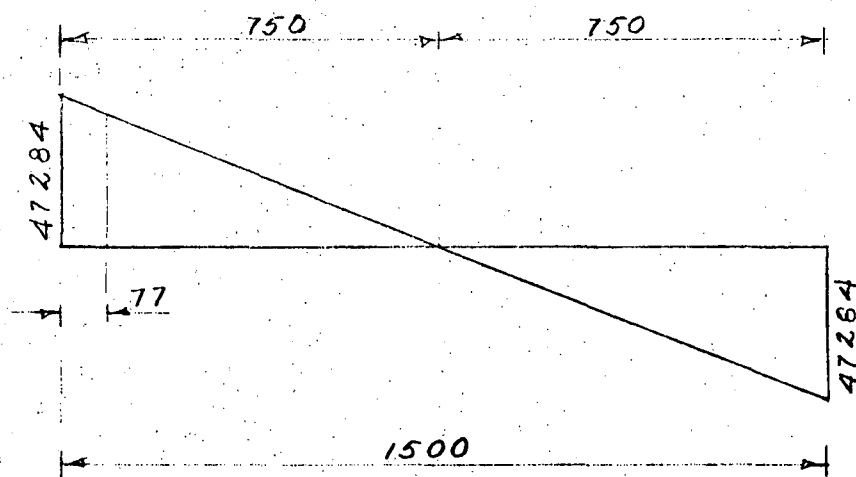
$$V_{CV+I} = 21\,324 \text{ Kg.}$$

c) Fuerza cortante total en el apoyo.

$$V_{TOT} = 12450 + 21.324 = 33\,774 \text{ Kg.}$$

d) La fuerza cortante última vale:

$$V_{AU} = 1.40 V_{Tot} = 1.40 \times 33774 = 47\ 284 \text{ Kg.}$$



En esta trabe la fuerza de preesfuerzo proporciona la totalidad de la resistencia de la misma, es decir, no tenemos acero de refuerzo como auxiliar a flexión.

NOTA. - En el apoyo la viga tendrá prácticamente sección rectangular pues se bajarán los 30 cm del bulbo superior hasta interceptar los corteles del bulbo inferior.

Según DDF - 75; el cortante que proporciona el concreto, para trabes rectangulares, está dado por la expresión siguiente:

$$V_{CR} = F_R b d_f \left(0.15 \sqrt{f'_c} + \frac{50 V d_f}{M} \right) \quad (1)$$

El mismo reglamento establece que para este caso:

1) $F_R = 0.80$

2) La ecuación (1) es válida si:

a) $h \leq 100 \text{ cm.}$

b) $\frac{h}{b} \leq 6$

En nuestro caso:

a) $h = 90 \text{ cm} < 100$, bien

b) $\frac{h}{b} = 90 = 3 < 6$, bien

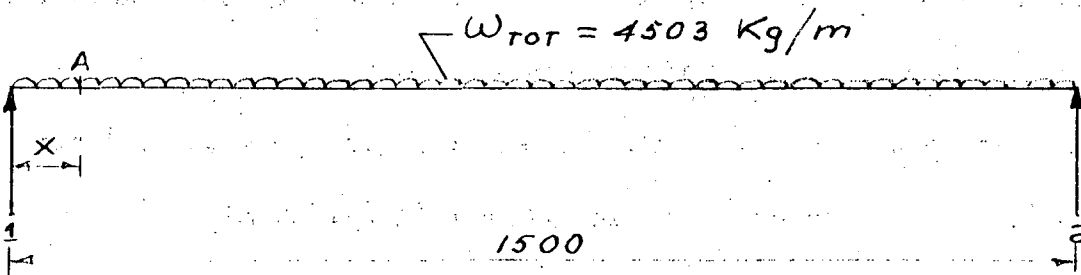
ANALISIS DE LA SECCION CRITICA A UN PERALTE DEL EJE DE APOYOS.

$$d = h - \bar{Y}_s = 90 - 13 = 77 \text{ cm}$$

$$\omega_{CM} = 1537 + 123 = 1660 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{CV+I} = \frac{21324 \times 2}{15} = 2843 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{TOT} = \omega_{CM} + \omega_{CV+I} = 1660 + 2843 = 4503 \text{ Kg/m.}$$



El momento flexionante en el punto "A", es:

$$M_A = \frac{\omega_{TOT} L X}{2} - \frac{\omega_{TOT} X^2}{2}$$

$$M_A = \frac{4503 \times 15 \times 0.77}{2} - \frac{4503 \times 0.77^2}{2} = 24670 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_A = 2467000 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

La fuerza cortante en el punto "A" tiene un valor de :

$$V_A = \frac{\omega_{\text{TOT}} L}{2} - \omega_{\text{TOT}} X$$

$$V_A = \frac{4503 \times 15}{2} - 4503 \times 0.77 = 30305 \text{ Kg.}$$

$$V_{AU} = 1.40 V_A = 1.40 \times 30305 = 42427 \text{ Kg.}$$

Recordando los términos de la ecuación (1), (hoja)

$$F_R = 0.80$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$d_t = 90 - 13 = 77 \text{ cm}$ (Distancia de la fibra extrema superior al centro de gravedad de los cables en compresión, en este caso 40)

$$f_c^* = 245 \text{ Kg/cm}^2$$

Sustituyendo valores en la ecuación (1), se tiene:

$$V_{CR} = 0.80 \times 30 \times 77 \left(0.15 \sqrt{245} + \frac{50 \times 30305 \times 77}{2467000} \right)$$

$$V_{CR} = 91738 \text{ Kg.}$$

El cortante mínimo vale:

$$V_{CR_{\text{mín}}} = 0.50 F_R b d_t \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR_{\text{mín}}} = 0.50 \times 0.80 \times 30 \times 77 \times \sqrt{245} = 14463 \text{ Kg.}$$

El cortante máximo vale:

$$V_{CR_{\text{máx.}}} = 1.30 F_R b d_t \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR_{\text{máx.}}} = 1.30 \times 0.80 \times 30 \times 77 \times \sqrt{245} = 37604 \text{ Kg.}$$

Para fines de diseño, este cortante máximo deberá tomarse para cualquier sección de la trabe.

Por otra parte, en la sección crítica teníamos un cortante último que vale:

$V_{AU} = 42427$ Kg, que es mayor que $V_{CR_{m\acute{a}x}} = 37604$ Kg. y por lo tanto, la diferencia la cubriremos con estribos, es decir:

$$V_E = V_{AU} - V_{CR_{m\acute{a}x}} = 42427 - 37604 = 4823 \text{ Kg.}$$

Considerando estribos de dos ramas de $3/8'' \emptyset$, la separación será:

$$S = \frac{2 a_s f_s J_d}{V_E} = \frac{2 \times 0.71 \times 1800 \times 0.90 \times 77}{4823} = 37 \text{ cm}$$

Pero según DDF - 75, la separación se limitará a poner la separación mínima especificada y que está dada por la expresión siguiente:

$$S_{m\acute{i}n} = \frac{F_R a_v f_y^*}{3.5 b}$$

$$\text{donde: } f_y^* = 0.90 f_y = 0.90 \times 2530 = 2277 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a_v = 2 \times 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$S_{m\acute{i}n} = \frac{0.80 \times 1.42 \times 2277}{3.5 \times 30} = 24 \text{ cm.}$$

En conclusión, se colocarán estribos de $3/8'' \emptyset$ de dos ramas a cada 24 cm. y en toda la longitud de la trabe.

REVISION DE LA FUERZA CORTANTE HORIZONTAL.

Esta revisión se efectúa en el plano de unión de la trabe p reesfo rzada y la losa.

Según el Reglamento DDF - 75 :

$$V_h = \frac{V_v}{F_R b d} = \frac{42427}{0.80 \times 30 \times 77} = 22.96 \text{ Kg/cm}^2$$

Al exigir al contratista que la trabe prefabricada tenga en la superficie superior una rugosidad mínima de 5mm, entonces el Reglamento DDF - 75 admite un esfuerzo permisible $V_{C_{perm}} = 25 \text{ Kg/cm}^2$

De acuerdo con esto: $V_h < V_{C_{perm}}$, por lo tanto, requeriremos conectores únicamente por especificación.

El área mínima de conectores, por metro lineal, está dada por la expresión siguiente:

$$A_{\text{mín}} = \frac{3}{f_y^*} (100 b) = \frac{3 \times 100 \times 30}{2277} = 3.95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

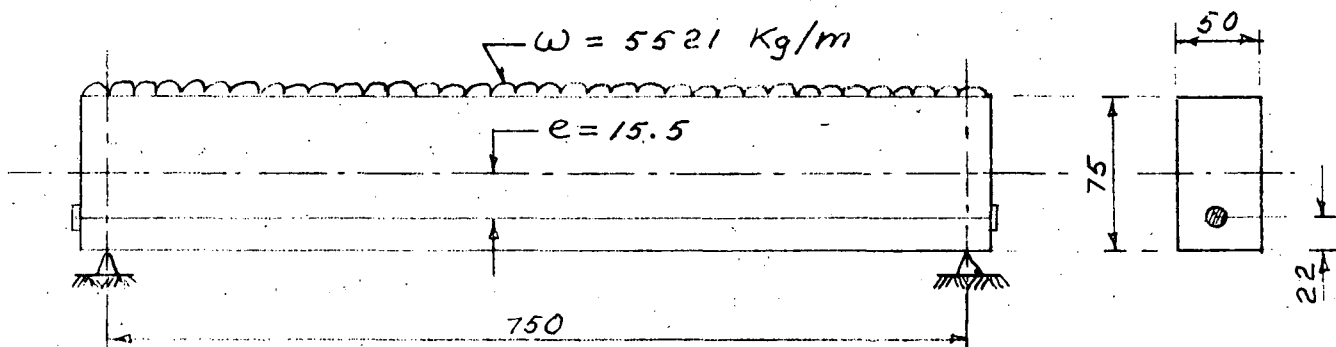
Utilizando conectores de $3/8" \varnothing$ de dos ramas, la separación es:

$$S = \frac{2 \times 0.71 \times 100}{3.95} = 36 \text{ cm.}$$

En la práctica es común prolongar los estribos de la tensión diagonal a la losa para que sirvan de conectores. Por lo tanto, los conectores serán los mismos estribos a cada 24 cm. prolongados a la losa y en toda la longitud de la trabe. Tales estribos sobresaldrán de la parte superior de la trabe, 10 cm.

Ejemplo 1. - Una viga rectangular de 50 x 75 cm tiene un claro de 7.50 m y una carga uniforme de 5521 Kg/m. El centro de gravedad de los alambres está a 22 cm por encima de la base. El esfuerzo de ruptura garantizado para el alambre de presfuerzo es de $f_{sr} = 18000 \text{ Kg/cm}^2$. Se tienen para el presfuerzo 31 alambres $3/8" \text{ } \emptyset$ ($A = 0.516 \text{ cm}^2$ por alambre)

Calcular los esfuerzos superior e inferior, al centro del claro.



SOLUCION. -

La fuerza efectiva de presfuerzo vale:

$$F_e = 0.56 \times 18000 \times 0.516 \times 31 = 161240 \text{ Kg}$$

$$\text{Area de la sección: } A = 50 \times 75 = 3750 \text{ cm}^2$$

$$\text{Momento de inercia: } I = \frac{50 \times 75^3}{12} = 1757 \text{ cm}^4$$

Las cargas son:

$$\text{Por peso propio} = 0.3750 \times 2400 = 900 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Por carga uniforme} = \frac{5521 \text{ Kg/m}}{W=6421 \text{ Kg/m}}$$

$$M = \frac{6421 \times 7.50^2}{8} = 45148 \text{ Kg-m.}$$

$Y = 37.5 \text{ cm}$ para las fibras extremas.

El módulo de sección tiene un valor, tanto para la fibra superior como para la fibra inferior de:

$$S = \frac{I}{Y} = \frac{1757813}{37.5} = 46875 \text{ cm}^3$$

La distribución del esfuerzo resultante está dado por la siguiente ecuación.

$$f = \frac{F}{A} \pm \frac{F_e}{s} \pm \frac{M}{s}$$

Por efecto del preesfuerzo:

$$\frac{F}{A} = \frac{161240}{3750} = 43.00 \text{ Kg/cm}^2$$

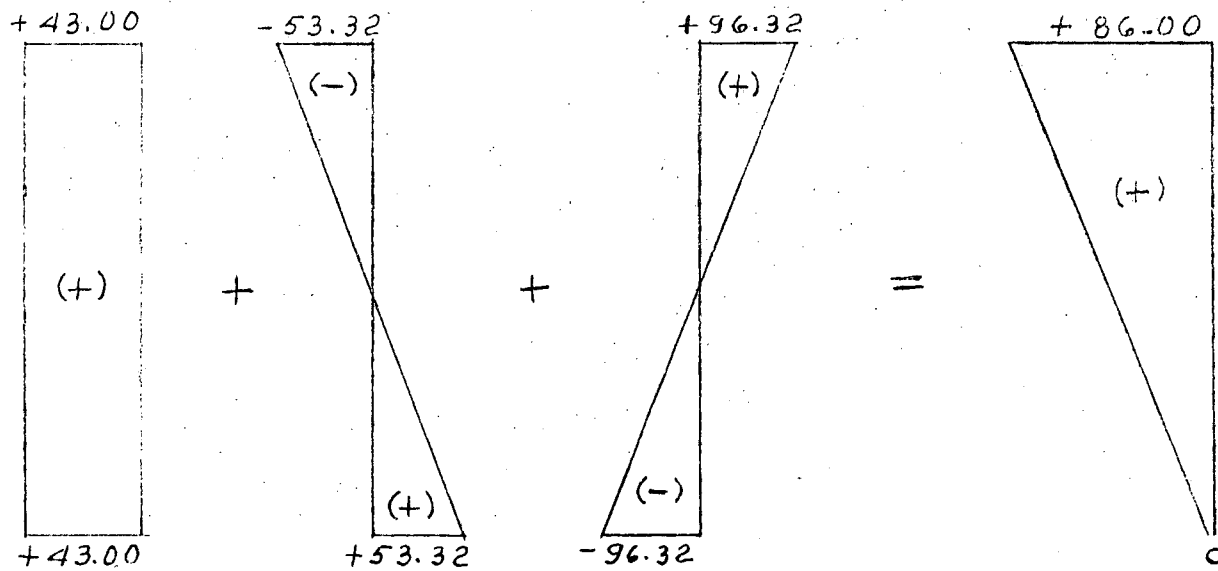
Debido a la excentricidad del preesfuerzo

$$\frac{F_e}{s} = \frac{161240 \times 15.5}{46875} = 53.32 \text{ Kg/cm}^2$$

Debido al efecto del momento exterior:

$$\frac{M}{s} = \frac{4514800}{46875} = 96.32 \text{ Kg/cm}^2$$

DIAGRAMAS DE ESFUERZOS PARA LAS FIBRAS SUPERIOR E INFERIOR. -



Los diagramas anteriores nos dicen lo siguiente:

a). - Para la fibra superior

$$f_s = \frac{F}{A} - \frac{F_e}{s} + \frac{M}{s}$$

$$f_s = 43.00 - 53.32 + 96.32 = + 86.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = + 86.00 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (COMPRESION)}$$

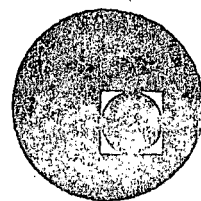
b). - Para la fibra inferior. -

$$f_i = \frac{F}{A} + \frac{F_e}{s} - \frac{M}{s}$$

$$f_i = 43.00 + 53.32 - 96.32 = 0$$



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



CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS EN ZONAS DE RIEGO

DISEÑO ESTRUCTURAL

SIFON EN CRUCE CON CARRETERA

ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ

Noviembre, 1978.



SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA
DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION
SUBDIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE ZONAS DE RIEGO

DISTRITO DE RIEGO DEL RIO ATOYAC, GRO.

DESCRIPCION. -

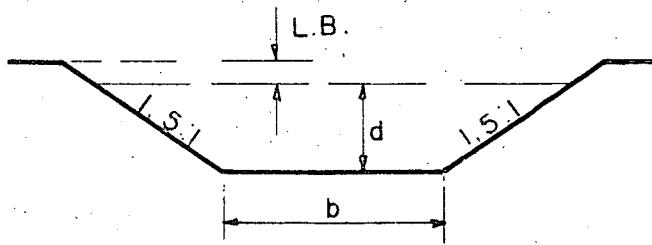
En el Distrito de Riego del Río Atoyac, Gro., el Canal Lateral 10+538.75 del Canal Principal "Atoyac", en su Km 7+192.00, cruzará la Carretera Federal - Acapulco-Zihuatanejo a la altura del Km 83+200.00, por lo cual es necesario -- construir una estructura de cruzamiento adecuada.

Habiéndose estudiado varias alternativas se llegó a la conclusión de que la estructura más funcional fuera un ^{sifón} ~~stón~~ a base de un solo conducto rectangular, con 1.10 m de ancho de plantilla y 1.20 m de altura, de concreto reforzado.

El espesor del conducto se consideró tentativamente de 0.15 m con carteles interiores de 0.10 x 0.10 m.

El ángulo que forma el eje del conducto con el eje del camino es de 90° - por lo tanto el cruzamiento se considera como normal.

DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL. -



$$b = 1.050 \text{ m}$$

$$d = 0.950 \text{ m}$$

$$n = 0.017$$

$$s = 0.0007$$

$$t = 1.5 : 1$$

$$L.b = 0.250 \text{ m}$$

$$A = (1.050 + 1.5 \times 0.950) 0.950 = 2.351250 \text{ m}^2$$

$$p = 1.050 + 2 \times 0.950 \times \sqrt{1 + 1.5^2} = 4.475274 \text{ m}$$

$$r = \frac{A}{p} = \frac{2.351250}{4.475274} = 0.525387 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.651108$$

$$V = \frac{0.651108 \times \sqrt{0.0007}}{0.017} = 1.013335 \text{ m/seg.}$$

$$Q = AV = 2.351250 \times 1.013335 = 2.382603 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{1.013335^2}{19.62} = 0.052337 \text{ m}$$

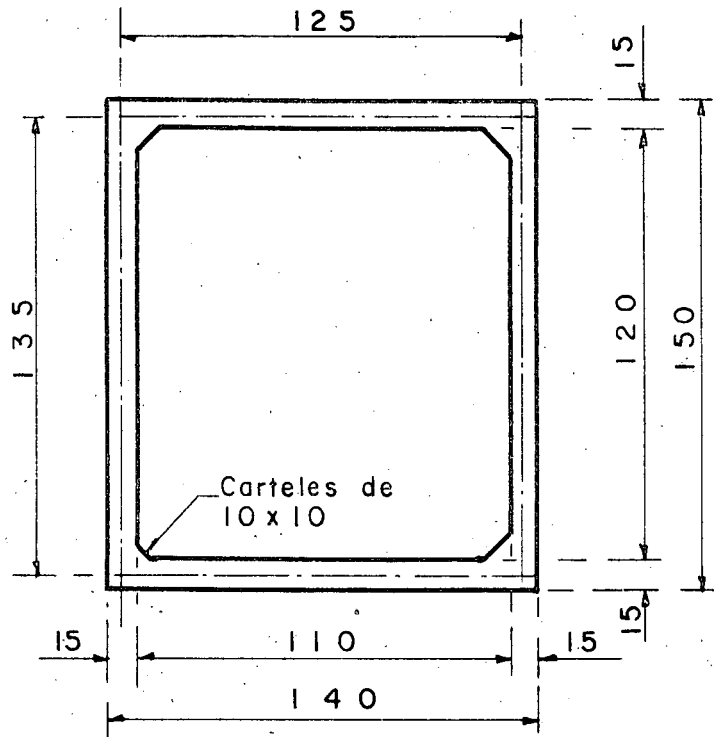
DATOS HIDRAULICOS DEL CONDUCTO. -

$$Q = 2.382603 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$B = 1.100 \text{ m}$$

$$H = 1.200$$

$$n = 0.015$$



$$A_c = 1.10 \times 1.20 - 2 \times 0.10^2 = 1.30 \text{ m}^2$$

$$V_c = \frac{Q}{A} = \frac{2.382603}{1.30} = 1.832772 \text{ m/seg.}$$

$$P_c = 2(0.90 + 1.00) + 4 \times 0.10 \times \sqrt{2} = 4.365685 \text{ m}$$

$$R_c = \frac{A}{P} = \frac{1.30}{4.365685} = 0.2977777 \text{ m}$$

$$R_c^{2/3} = 0.445924$$

$$S_c = \left(\frac{V_c n}{R_c^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{1.832772 \times 0.15}{0.445924} \right)^2 = 0.003801$$

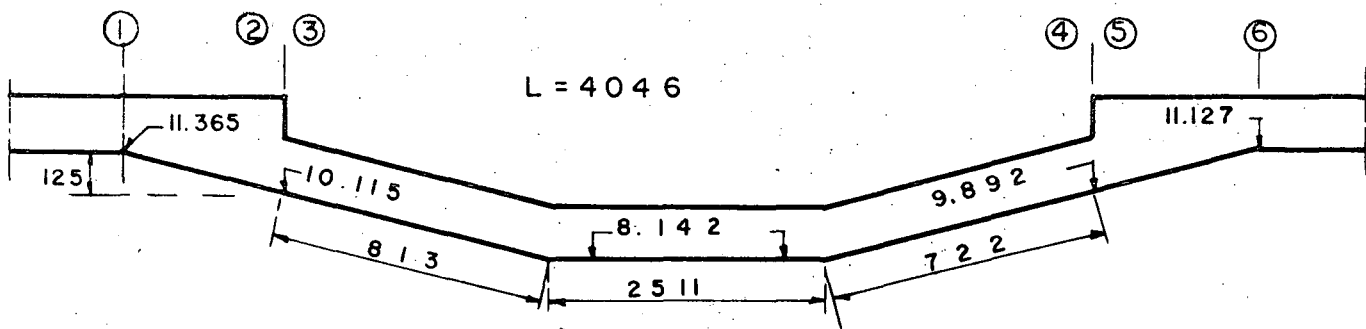
$$h_{vc} = \frac{V_c^2}{2g} = \frac{1.832772^2}{19.62} = 0.171206 \text{ m}$$

DATOS PARA EL PROYECTO. -

Rasante de la carretera, elev. 11.290 m

Losa superior del conducto, elev. 9.942 m

Plantilla del conducto, elev. 8.142 m
 Paso volumétrico del relleno: 1800 Kg/m³
 Angulo de reposo del material: t = 1.5 : 1
 Espesor supuesto del conducto: 0.150 m



CALCULOS HIDRAULICOS. -

Usaremos el método de Daniel Bernoulli .-

Entre 1 y 2 .-

$$Z_1 + d_1 + hv_1 = d_2 + hv_2 + hf_{1-2}$$

Pero hf_{1-2} = pérdida de carga por transición de entrada

$$= 0.10 (hv_1 - hv_2)$$

$$\text{Por lo tanto: } Z_1 + d_1 + hv_1 = d_2 + hv_2 + 0.10 (hv_1 - hv_2)$$

$$Z_1 + d_1 + 0.90 hv_1 = d_2 + 0.90 hv_2$$

$$Z_1 + d_1 + 0.90 hv_1 = 1.25 + 0.95 + 0.90 \times 0.052337 = 2.247103 \text{ m}$$

$$\text{Entonces: } d_2 + 1.10 \, hv_2 = 2.247103 \, \text{m}$$

$$\text{Suponiendo } d_2 = 2.202749 \, \text{m}$$

$$A_2 = 2.202749 \times 1.10 = 2.423024 \, \text{m}^2$$

$$V_2 = \frac{2.382603}{2.423024} = 0.983318 \, \text{m/seg.}$$

$$V_2^2 = 0.966914$$

$$hv_2 = \frac{0.966914}{19.62} = 0.049282 \, \text{m}$$

$$0.90 \, hv_2 = 0.90 \times 0.049282 = 0.044354 \, \text{m}$$

$$d_2 + 0.90 \, hv_2 = 2.202749 + 0.044354 = 2.247103 \, \text{m} \quad \therefore \text{ bien}$$

Entre 2 y 3 .-

$$d_2 + hv_2 = d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{W} + hf_{2-3}$$

Pero hf_{2-3} = Pérdida de carga pro entrada al conducto.

$$hf_{2-3} = 0.15 (hv_3 - hv_2)$$

$$d_2 + 1.15 \, hv_2 = d_3 + 1.15 \, hv_3 + \frac{P_3}{W}$$

$$\frac{P_3}{W} = d_2 + 1.15 \, hv_2 - d_3 - 1.15 \, hv_3$$

$$\frac{P_3}{W} = 2.202749 + 1.15 \times 0.049282 - 1.20 - 1.15 \times 0.171206$$

$$\frac{P_3}{W} = 0.862536 \, \text{m}$$

Entre 3 y 4 .-

$$d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{W} + Z_3 = d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{W} + hf_{3-4}$$

$$\text{Pero: } Z_3 = 0.223 \, \text{m}$$

$$d_3 = d_4 = 1.20 \, \text{m}$$

$$hv_3 = hv_4 = 0.171206 \, \text{m}$$

$$\frac{P_3}{W} = 0.862536$$

La ecuación se reduce a :

$$\frac{P_4}{W} = \frac{P_3}{W} + Z_3 - hf_{3-4}$$

Por otra parte tenemos que: $hf_{3-4} = hf + hc$, donde:

hf = Pérdida de carga por fricción en el conducto.

$$hf = S_c \times L = 0.003801 \times 40.46 = 0.153781 \text{ m}$$

hc = Pérdida de carga por cambios de dirección.

$$hc = NC \sqrt{\frac{\alpha^\circ}{90^\circ}} h_{vc} = 2 \times 0.25 \sqrt{\frac{14.04}{90}} \times 0.171206$$

$$hc = 0.033806 \text{ m}$$

$$\text{Entonces } \frac{P_4}{W} = 0.862536 + 0.223 - 0.153781 - 0.033806$$

$$\frac{P_4}{W} = 0.897949 \text{ m}$$

Entre 4 y 5 .-

$$d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{W} = d_5 + hv_5 + hf_{4-5}$$

Pero hf_{4-5} = Pérdida de carga por salida del conducto

$$hf_{4-5} = 0.30 (hv_4 - hv_5)$$

$$d_4 + 0.70 hv_4 + \frac{P_4}{W} = d_5 + 0.70 hv_5$$

$$d_4 + 0.70 hv_4 + \frac{P_4}{W} = d_5 + 0.70 hv_5$$

$$d_5 + 0.70 hv_5 = 1.20 + 0.70 \times 0.171206 + 0.897949$$

$$d_5 + 0.70 hv_5 = 2.217793 \text{ m}$$

$$\text{Suponiendo } d_5 = 2.182658 \text{ m}$$

$$A_5 = 1.10 \times 2.182658 = 2.400924 \text{ m}^2$$

$$V_5 = \frac{2.382603}{2.400924} = 0.992369 \text{ m/seg.}$$

$$V_5^2 = 0.984796$$

$$h_{v5} = \frac{0.984796}{19.62} = 0.050194 \text{ m}$$

$$0.70 h_{v5} = 0.70 \times 0.050194 = 0.035135 \text{ m}$$

$$d_5 + 0.70 h_{v5} = 2.182657 + 0.035135 = 2.2117793 \text{ m} \quad \therefore \text{bién}$$

Entre 5 y 6 .-

$$d_5 + h_{v5} = Z_6 + d_6 + h_{v6} + h_{f5-6}$$

Pero h_{f5-6} = Pérdida de carga por transición de salida

$$h_{f5-6} = 0.20 (h_{v6} - h_{v5})$$

$$d_5 + 1.20 h_{v5} = Z_6 + d_6 + 1.20 h_{v6}$$

$$Z_6 = d_5 + 1.20 h_{v5} - d_6 - 1.20 h_{v6}$$

$$Z_6 = 2.182658 + 1.20 \times 0.050194 - 0.95 - 1.20 \times 0.052337$$

$$Z_6 = 1.230086 \text{ m}$$

$$\text{Por lo tanto: Elev. 6} = 9.892000 + 1.230086$$

$$\text{Elev. 6} = 11.122086 \text{ m}$$

RESUMEN DE PERDIDAS DE CARGA. -

Por transición de entrada	0.000306	m
Por entrada al conducto	0.018288	m
Por fricción en el conducto	0.153781	m
Por cambios de dirección	0.033806	m
Por salida del conducto	0.036304	m
Por transición de salida	0.000429	m

$$\text{Total de pérdidas:} \quad \Sigma p = 0.242914 \text{ m}$$

COMPROBACION HIDRAULICA. -

Si los cálculos fueron correctos se deberá cumplir con lo siguiente:

$$d_1 + h_{v1} + Z_1 + Z_3 = d_6 + h_{v6} + Z_6 + \Sigma p$$

Es decir:	0.950000	0.950000
	0.052337	0.052337
	1.250000	1.230086
	<u>0.223000</u>	<u>0.242914</u>
	2.475337 =	2.475337

CALCULO ESTRUCTURAL DEL CONDUCTO. -

Se considera para la carga viva el camión tipo HS-20

La fórmula para calcular la carga por metro de alcantarilla (según AASHO)

es la siguiente:

CARGA VIVA:

$$p = \frac{2P}{(1.75 D + S) 1.75 D} = ; \text{ siendo}$$

$$p = \text{Carga por rueda} = 7257 \text{ Kg.}$$

$$D = \text{Altura del colchón} = 1.798 \text{ m}$$

$$S = \text{Separación entre ruedas} = 1.83 \text{ m}$$

$$p = \frac{2 \times 7257}{(1.75 \times 1.798 + 1.83) 1.75 \times 1.798} = 927 \text{ Kg/m}^2$$

$$h_s = \frac{927}{1800} = 0.512 \text{ m} < 0.61 \text{ m}$$

$$\text{Se considerará } p = 1800 \times 0.61 = 1098 \text{ Kg/m}^2$$

Considerando el conducto vacío con cargas exteriores máximas.

a) Carga sobre la losa superior:

Carga muerta:

$$\text{Peso del relleno} = 1800 \times 1.798 = 3226 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso propio} = 2400 \times 0.15 = 360 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva:} = 1098 \text{ Kg/m}^2$$

Impacto: No se considera por ser el colchón mayor que 3 pies.

Entonces carga total sobre la losa superior:

$$W_1 = 4684 \text{ Kg/m}^2$$

b) Carga sobre la losa inferior:

$$\text{Peso de los muros} = \frac{0.15 \times 1.00 \times 2400 \times 2}{1.40} = 514 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso de los carteles} = \frac{0.10 \times 0.10 \times 2400 \times 4}{2 \times 1.40} = 34 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga sobre losa superior} = 4684 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga total sobre losa inferior } W_2 = 5232 \text{ Kg/m}^2$$

Carga sobre losas laterales.

Se consideran las presiones aplicadas en los ejes de las losas.

$$W_3 = K W_t (h_l + h_s) ; \text{ siendo}$$

$$K = 0.286$$

$$h_l = 1.798 + \frac{0.15}{2} = 1.873 \text{ m}$$

$$h_s = 0.61 \text{ m.}$$

$$W_3 = 0.286 \times 1800 (1.873 + 0.61) = 1278 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_5 = K W_t (h_2 + h_s) ; \text{ siendo}$$

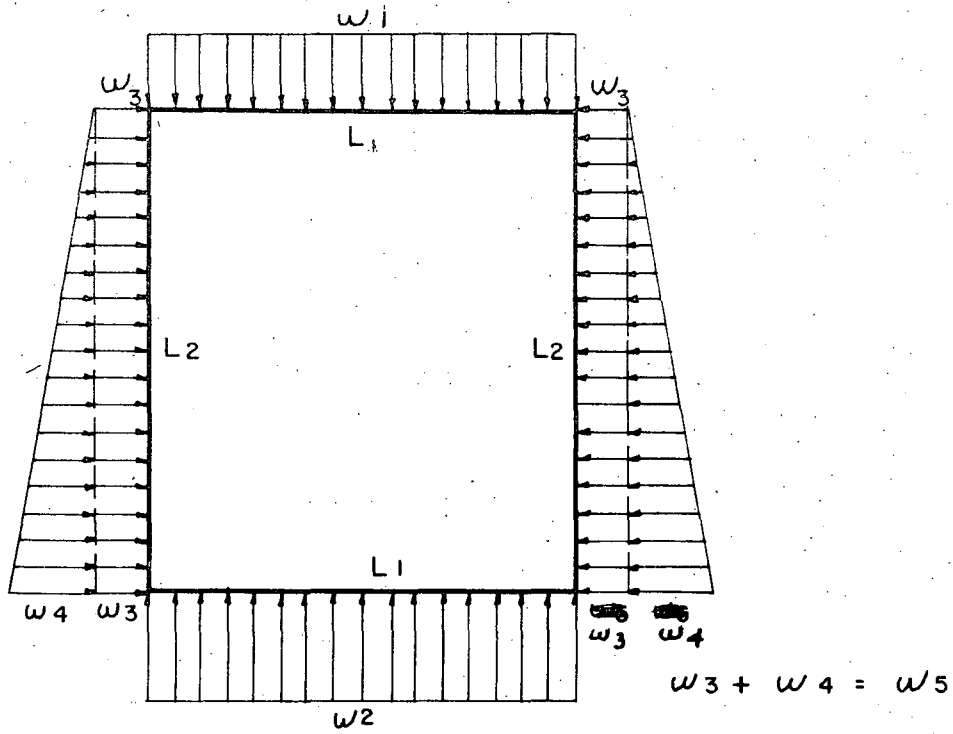
$$h_2 = h_l + 1.35 = 3.223 \text{ m}$$

$$W_5 = 0.286 \times 1800 (3.223 + 0.61) = 1973 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_4 = W_5 - W_3 = 695 \text{ Kg/m}^2$$

Véase la distribución de cargas en la hoja siguiente

DISTRIBUCION DE CARGAS.-



$L_1 = 1.25 \text{ m}$

$L_2 = 1.35 \text{ m}$

$W_1 = 4684 \text{ Kg/m}^2$

$W_2 = 5232 \text{ Kg/m}^2$

$W_3 = 1278 \text{ Kg/m}^2$

$W_4 = 695 \text{ Kg/m}^2$

$W_5 = 1973 \text{ Kg/m}^2$

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO INICIALES. -

$$M_{A-B} = \frac{W_1 L_1^2}{12} = \frac{4684 \times (1.25)^2}{12} = 610 \text{ Kg-m}$$

$$M_{CD} = \frac{W_2 L_1^2}{12} = \frac{5232 \times (1.25)^2}{12} = 681 \text{ Kg-m}$$

$$M_{AC} = \frac{W_3 L_2^2}{12} + \frac{W_4 L_2^2}{30} = \frac{1278 \times (1.35)^2}{12} + \frac{695 \times (1.35)^2}{30} = 236 \text{ Kg-m}$$

$$M_{CA} = \frac{W_3 L_2^2}{12} + \frac{W_4 L_2^2}{20} = \frac{1278 \times (1.35)^2}{12} + \frac{695 \times (1.35)^2}{20} = 257 \text{ Kg-m}$$

Para encontrar los momentos finales de empotramiento se aplica el Método de Cross

Factores de distribución:

$$F_{A-B} = \frac{\frac{1}{L_1}}{\frac{1}{L_2} + \frac{1}{L_1}} = \frac{\frac{1}{1.25}}{\frac{1}{1.35} + \frac{1}{1.25}} = 0.519$$

$$F_{A-C} = \frac{\frac{1}{L_2}}{\frac{1}{L_1} + \frac{1}{L_2}} = \frac{\frac{1}{1.35}}{\frac{1}{1.25} + \frac{1}{1.35}} = 0.481$$

Para el análisis a conducto vacío se tomará el total de los momentos producidos por cargas verticales más la mitad de los momentos producidos por cargas horizontales.

MOMENTOS FINALES. -

NUDO	A		B		C		D	
	AB	AC	BA	BD	CD	CA	DC	DB
FD	0.519	0.481	0.519	0.481	0.519	0.481	0.519	0.481
ME	+ 610	0	- 610	0	- 681	0	+ 681	0
M ϕ	-316.59	-293.41	+316.59	+293.41	+353.44	+327.56	-353.44	-327.56
Mt	+158.30	+163.78	-158.30	-163.78	-176.72	-146.71	+176.72	+146.71
M ϕ	-167.16	-154.92	+167.16	+154.92	+167.86	+155.57	-167.86	-155.57
Mt	+ 83.58	+ 77.79	- 83.58	- 77.79	- 83.93	- 77.46	+ 83.93	+ 77.46
M ϕ	- 83.75	- 77.62	+ 83.75	+ 77.62	+ 83.76	+ 77.63	- 83.76	- 77.63
Mt	+ 41.88	+ 38.82	- 41.88	- 38.82	- 41.88	- 38.81	+ 41.88	+ 38.81
M ϕ	- 41.88	- 38.82	+ 41.88	+ 38.82	+ 41.88	+ 38.81	- 41.88	- 38.81
Suma por cargas vertic.	+ 284	-284	-284	+ 284	- 337	+ 337	+337	-337
ME	0	- 236	0	+236	0	+ 257	0	-257
M ϕ	+122.48	+113.52	-122.48	-113.52	-133.38	-123.62	+133.38	+123.62
Mt	- 61.24	- 61.81	+ 61.24	+ 61.81	+ 66.69	+ 56.76	- 66.69	- 56.76
M ϕ	+ 63.86	+ 59.19	- 63.86	- 59.19	- 64.07	- 59.38	+ 64.07	+ 59.38
Mt	- 31.93	- 29.69	+ 31.93	+ 29.69	+ 32.04	+ 29.60	- 32.04	- 29.60
M ϕ	+ 31.98	+ 29.64	- 31.98	- 29.64	- 31.99	- 29.65	+ 31.99	+ 29.65
Mt	- 15.99	- 14.83	- 15.99	+ 14.83	+ 16.00	+ 14.82	- 16.00	- 14.82
M ϕ	+ 16.00	+ 14.82	- 16.00	- 14.82	- 16.00	- 14.82	+ 16.00	+ 14.82
Suma por cargas horizont.	+ 125	- 125	- 125	+ 125	- 131	+ 131	+ 131	- 131

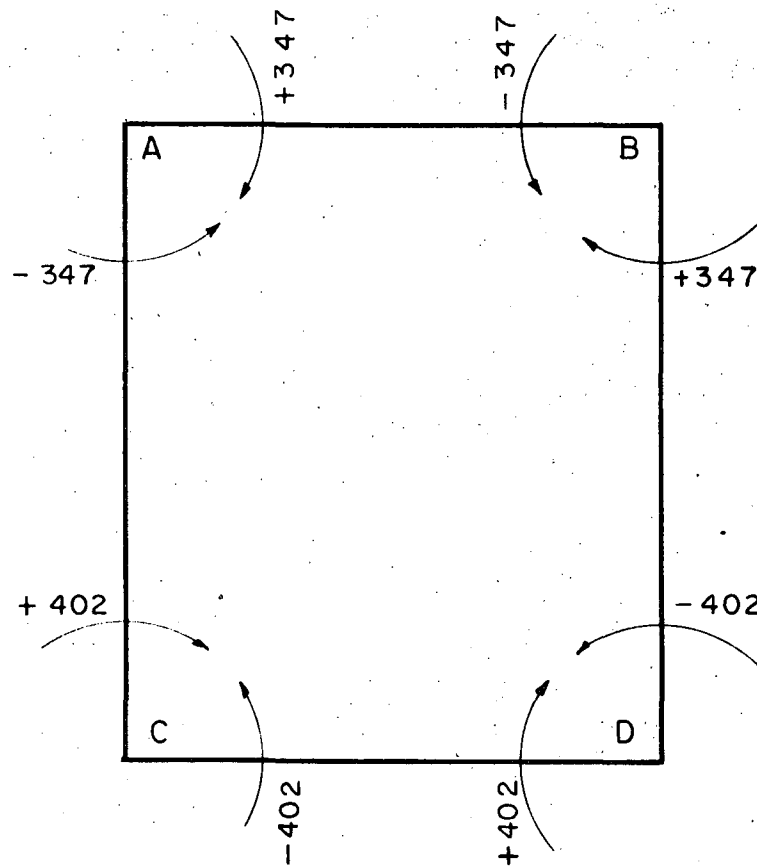
MOMENTOS FINALES PARA DISEÑO

$$M_{AB} = M_{BD} = + 284 + 125 \times 0.5 = + 347 \text{ Kg - m}$$

$$M_{AC} = M_{BA} = - 284 - 125 \times 0.5 = - 347 \text{ Kg - m}$$

$$M_{CD} = M_{DB} = - 337 - 131 \times 0.05 = - 402 \text{ Kg - m}$$

$$M_{CA} = M_{DC} = + 337 + 131 \times 0.05 = + 402 \text{ Kg - m}$$



ESTUDIO DE LAS PIEZAS

a) Pieza A - B.

$$W_1 = 4684 \text{ Kg/m}^2$$

$$L_1 = 1.25 \text{ m}$$

Momentos a los ejes.

$$M_{A-B} = 284 + \frac{125}{2} = 347 \text{ Kg - m}$$

$$M_{B-A} = -284 - \frac{125}{2} = -347 \text{ Kg - m}$$

Cortantes a los ejes.

$$V_{isost} = \frac{W_1 L_1}{2} = 2928 \text{ Kg}$$

$$V_{hip} = \frac{M_A - M_B}{L_1} = 0$$

$$V_{A-B} = V_{B-A} = 2928 \text{ Kg}$$

Ecuación del cortante

$$V = V_{A-B} - W_1 X = 2928 - 4684 X$$

Cortante al cartel ($X_1 = 0.175 \text{ m.}$)

$$V_{A-Bc} = V_{B-Ac} = 2928 - 4684 \times 0.175 = 2108 \text{ Kg.}$$

Ecuación del momento.

$$M = M_{A-B} + V_{A-B} X - \frac{W_1 X^2}{2} = -347 + 2928 X - \frac{4684 X^2}{2}$$

Momento al paño ($X = 0.075 \text{ m.}$)

$$M_{A-Bp} = M_{B-Ap} = -347 + 2928 \times 0.075 - \frac{4684 \times (0.075)^2}{2} = -141 \text{ Kg - m}$$

Momento máximo positivo

$$\text{Cuando } V = 0, X = \frac{V_{AB}}{W_1} = \frac{2928}{4684} = 0.625 \text{ m.}$$

$$M_{(+)} = -347 + 2928 \times 0.625 - \frac{4684 \times (0.625)^2}{2} = 568 \text{ Kg - m}$$

b) Pieza C - D

$$W_2 = 5232 \text{ Kg.}$$

$$L_1 = 1.25 \text{ m.}$$

Momentos a los ejes

$$M_{C-D} = -336 - \frac{131}{2} = -402 \text{ Kg-m}$$

$$M_{D-C} = 402 \text{ Kg - m.}$$

Cortantes a los ejes.

$$V_{\text{isost}} = \frac{W_2 L_1}{2} = \frac{5232 \times 1.25}{2} = 3270 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{hip}} = 0$$

$$V_{C-D} = V_{D-C} = 3270 \text{ Kg}$$

Ecuación del cortante

$$V = V_{C-D} - W_2 X = 3270 - 5232 X$$

Cortante al cartel.

$$X = 0.175 \text{ m.}$$

$$V_{C-D_c} = V_{D-C_c} = 3270 - 5232 \times 0.175 = 2354 \text{ Kg.}$$

Ecuación del momento

$$M = -M_{C-D} + V_{C-D} X - \frac{W_2 X^2}{2}$$

Momento al paño

$$X = 0.075 \text{ m.}$$

$$M_{C-D_p} = -402 + 3270 \times 0.075 - \frac{5232 \times (0.075)^2}{2} = -171 \text{ Kg - m}$$

Momento máximo positivo

Cuando $V = 0$.

$$X = \frac{V_{C-D}}{W_2} = \frac{3220}{5232} = 0.625 \text{ m.}$$

$$M_{(+)} = -402 + 3270 \times 0.625 - \frac{5232 \times (0.625)^2}{2} = 620 \text{ Kg-m}$$

c) Pieza A-C

Momentos a los ejes.

$$M_{A-C} = -284 - \frac{125}{2} = -346 \text{ Kg-m}$$

$$M_{C-A} = 336 + \frac{130}{2} = 401 \text{ Kg-m}$$

Cortantes a los ejes.

$$W_3 = 1278 \text{ Kg.}$$

$$W_4 = 695 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{isost. A-C}} = \frac{W_3 L_2}{2} + \frac{W_4 L_2}{6} = 1019 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{isost. C-A}} = \frac{W_3 L_2}{2} + \frac{W_4 L_2}{3} = 1175 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{hip}} = \frac{M_{C-A} - M_{A-C}}{L_2} = 40 \text{ Kg.}$$

$$V_{A-C} = 1019 - 40 = 979 \text{ Kg.}$$

$$V_{C-A} = 1175 + 40 = 1215 \text{ Kg.}$$

Ecuación del cortante.

$$V = V_{A-C} - W_3 X - \frac{W_4 X^2}{2 L_2} = 979 - 1278 X - \frac{695 X^2}{2 \times 1.35}$$

Cortantes al cartel.

$$X_1 = 0.175 \text{ m}, \quad X_2 = 1.175 \text{ m.}$$

$$V_{A-Cc} = 747 \text{ Kg.}$$

$$V_{C-Ac} = - 878 \text{ Kg.}$$

Ecuación del momento

$$M = M_{A-C} + V_{A-C} X - \frac{W_3 X^2}{2} - \frac{W_4 X^3}{6L_2} = - 347 + 979 X - \frac{1278 X^2}{2} - \frac{695 X^3}{6 \times 1.35}$$

Momentos al paño

$$X_1 = 0.075 \text{ m.}$$

$$X_2 = 1.275 \text{ m.}$$

$$M_{A-Cp} = - 277 \text{ Kg - m}$$

$$M_{C-Ap} = - 315 \text{ Kg - m}$$

Momento Máximo positivo

Cuando $V = 0$

$$X = \frac{-W_3 + \left(W_3^2 + \frac{2V_{A-C} W_4}{L} \right)^{1/2}}{\frac{W_4}{L_2}} = 0.67442 \text{ m.}$$

$$M(+)= - 4 \text{ Kg - m} \quad \text{No se presenta momento positivo}$$

CONSTANTES DE CALCULO

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_s = 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.4 f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$k = 0.33$$

$$j = 0.89$$

$$K = 14.68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0.26$$

$$\sqrt{c} = 0.292 \sqrt{f'_c} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2.$$

Se diseñará con el valor del momento máximo, ya sea al paño o positivo, o con el valor del cortante máximo al cartel.

Cortante máximo al cartel

Pieza C-D

$$V_{C-Dc} = 2354 \text{ Kg.}$$

Momento máximo al paño

Pieza C-A

$$M_{C-Ap} = - 315 \text{ Kg - m.}$$

Momento máximo positivo

Pieza C - D

$$M_{(+)C-D} = 620 \text{ Kg - m}$$

Peralte por momento

$$d_M = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}} = 6.47 \text{ cm}$$

Peralte por cortante

$$d_V = \frac{V}{\sqrt{c} b} = 5.09 \text{ cm.}$$

Se adopta:

$$d = 7.5 \text{ cm}$$

$$r = 7.5 \text{ cm}$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

Se coloca el acero al centro

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = 5.16 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{Vars } 1/2'' \emptyset \text{ a } 23 \text{ cm}$$

Se utilizarán Vars $1/2'' \emptyset$ a 20 cm. c.a.c.

Acero por temperatura

$$A_{st} = 0.0025 \times 100 \times 15 = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vars $1/2'' \emptyset$ a cada 30 cm. c.a.c.

Revisión por adherencia

Adherencia permisible para varillas que no sean del lecho superior :

$$\mu_p = \frac{3.2 \sqrt{f'_c}}{D} \leq 35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{3.2 \sqrt{250}}{1.27} = 39.8 \text{ Kg/cm}^2 > 35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore \mu_p = 35 \text{ Kg/cm}^2$$

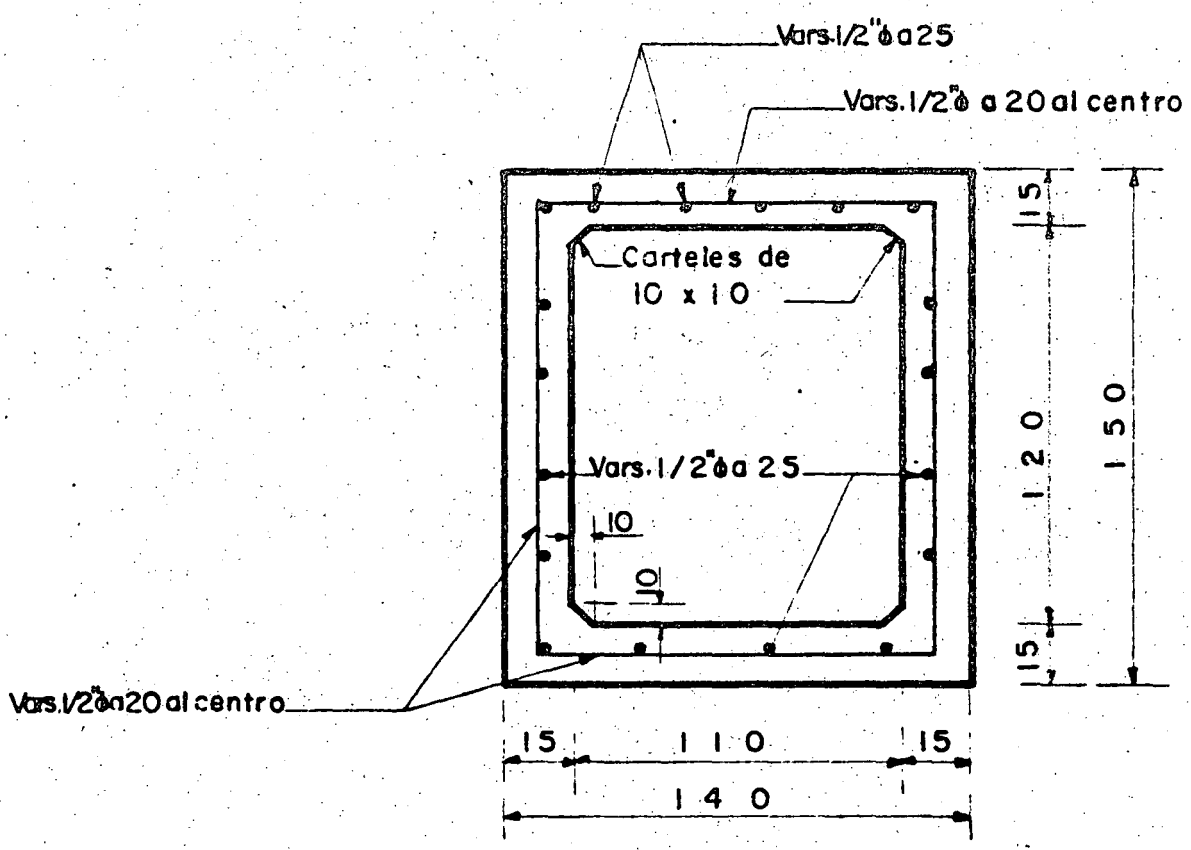
$$\mu = \frac{V}{\sum o j d} = \frac{2354}{20 \times 0.89 \times 7.5} = 17.6 \text{ Kg/cm}^2 < \mu_p$$

Refuerzo adoptado:

Refuerzo principal: Vars $1/2'' \emptyset$ a 20 cm

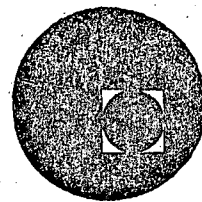
Refuerzo por temperatura: Vars $1/2'' \emptyset$ a 25 cm.

SECCION NORMAL DEL CONDUCTO DIMENSIONES Y REFUERZO ADOPTADOS





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



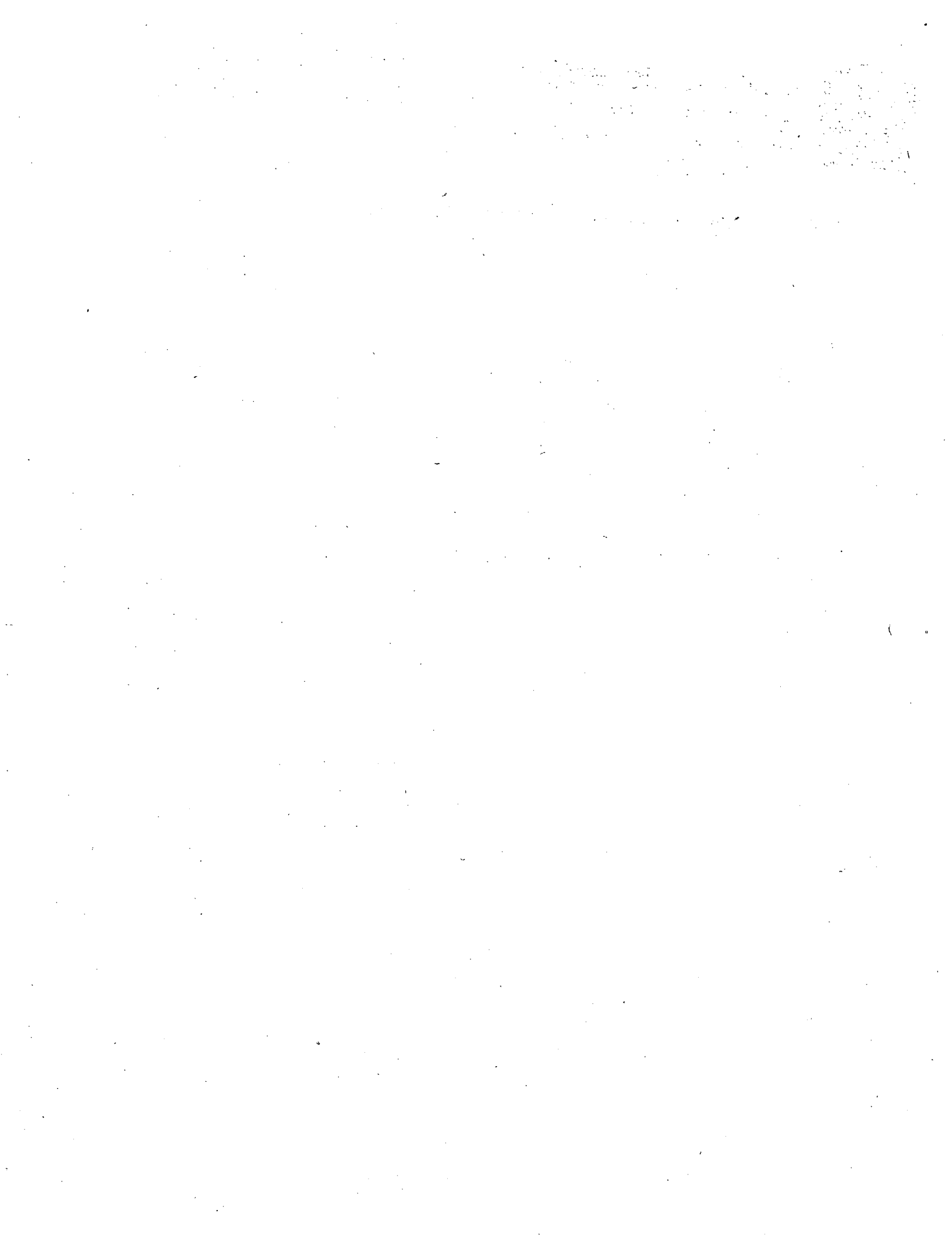
CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS EN ZONAS DE RIEGO

DISEÑO ESTRUCTURAL

LOSA PLANA ALIGERADA PREEFORZADA

ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ

Noviembre, 1978.



CALCULO ESTRUCTURAL DE UN ELEMENTO DE LOSA PLANA, ALIGERADA, DE CONCRETO PREENFORZADO A FLEXION, PARA PUENTE CARRETERO.

1.- DATOS PARA EL PROYECTO.

Claro por cada tramo = 6.80 m

Longitud total por tramo = 7.08 m

Ancho de la calzada = 13.00 m

Ancho de las banquetas = 1.50 m

Ancho total del puente = 16.00 m

Espesor del asfalto = 0.03 m

Esviajamiento = 0° (Puente normal al cauce)

Bombeo de 0.16 m (Perfil recto con 2% de pendiente)

Carga móvil HS-20 en dos fajas de circulación

Parapeto tipo con defensa de lámina galvanizada.

2.- CONSTANTES DE CALCULO PARA EL CONCRETO REFORZADO.

$$f_s = 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.40 f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$k = 0.330$$

$$j = 0.890$$

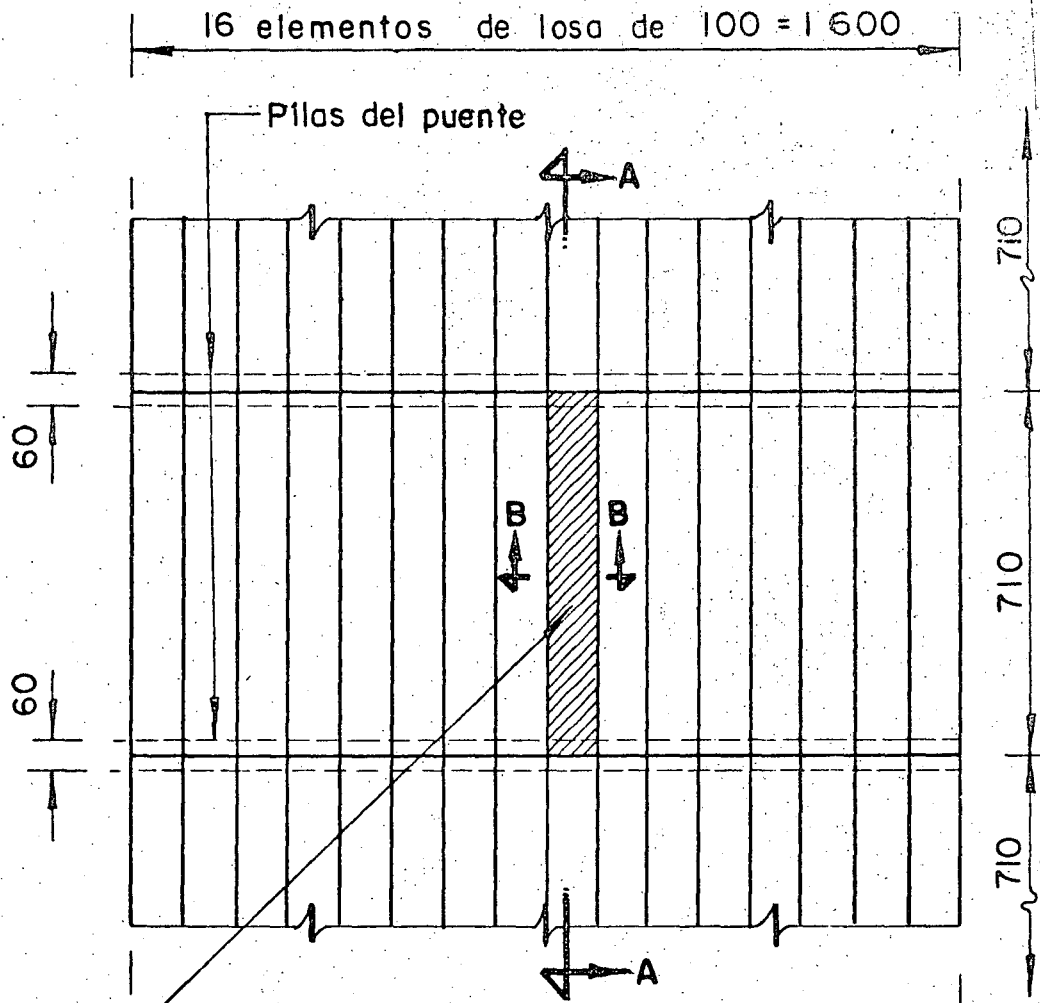
$$K = 14.61 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0.262$$

$$V_{\text{perm}} = 0.29 \sqrt{f'_c} = 4.59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{\text{perm}} = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D} = \frac{36.37}{D} \leq 25 \text{ Kg/cm}^2$$

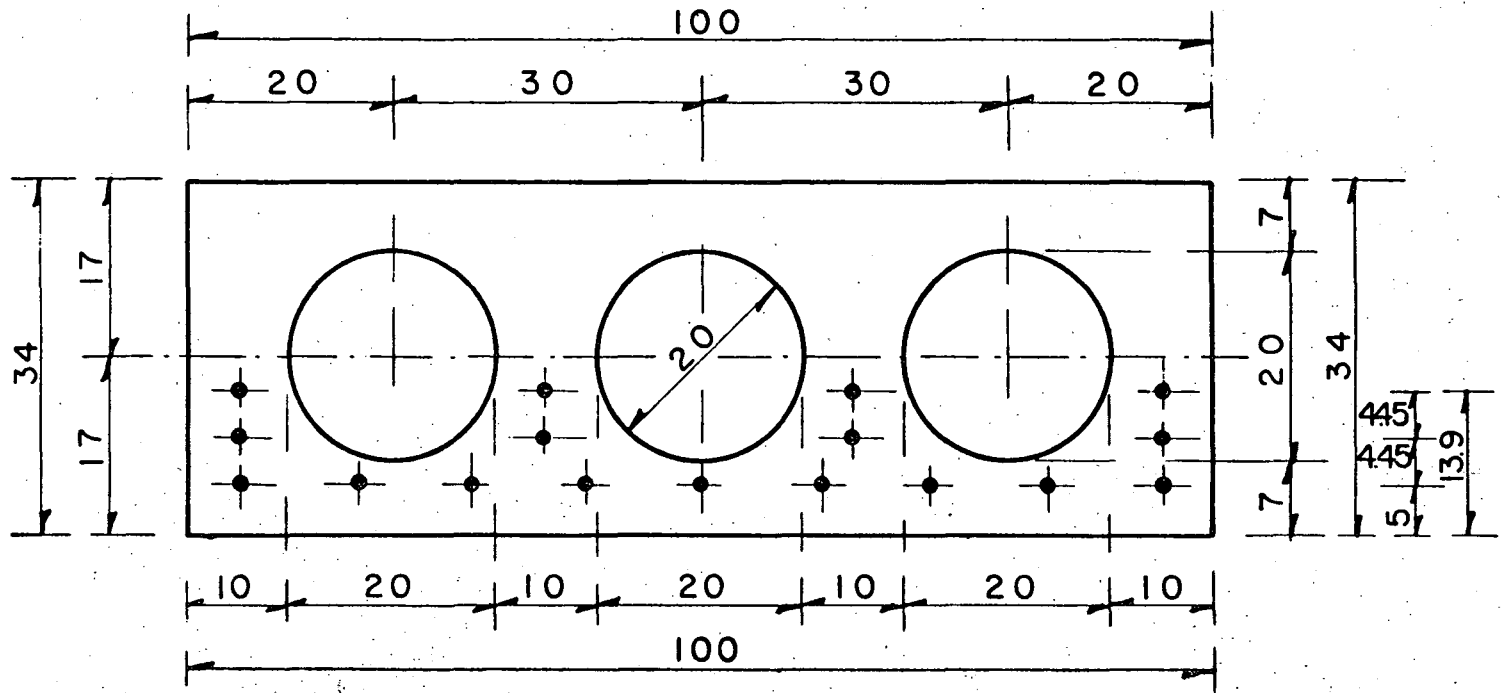
3.- CONDICIONES DE ESTABILIDAD



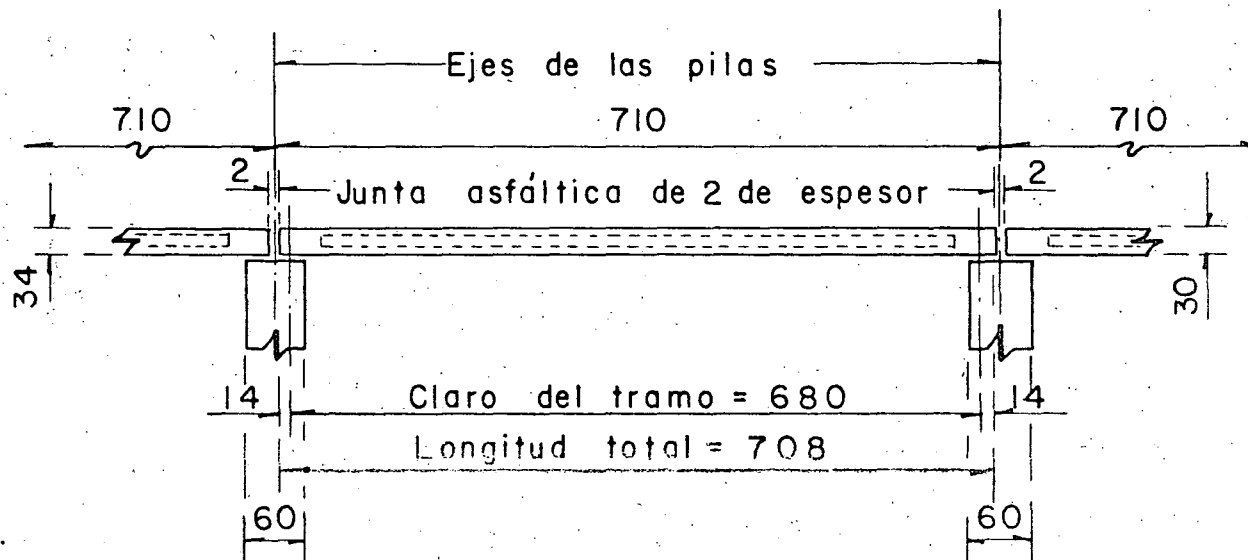
Elemento de losa de concreto preesforzado, aligerado, cuyo conjunto de 16 forman un tramo de puente para vehiculos.

Ancho total del puente = 1600

PLANTA PARCIAL DEL PUENTE



CORTE B-B



CORTE A-A

4.- ESFUERZOS PERMISIBLES PARA EL CONCRETO PREESFORZADO.

Se propone concreto de $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

Se denomina f'_{ci} a la resistencia nominal del concreto a - compresión cuando ocurre la transferencia en el concreto prees - forzado, y tiene un valor por especificación de:

$$f'_{ci} = 0.80 f'_c = 0.80 \times 350 = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

a).- Inmediatamente despues de la transferencia:

En compresión $0.60 f'_{ci} = 168 \text{ Kg/cm}^2$

En tensión: $\sqrt{f'_{ci}} = 16.73 \text{ Kg/cm}^2$

b).- Bajo cargas muertas y vivas de servicio.

En compresión : $0.45 f'_c = 157.50 \text{ Kg/cm}^2$

En tensión $\sqrt{f'_c} = 18.71 \text{ Kg/cm}^2$

5.- ESFUERZOS PERMISIBLES PARA EL ACERO DE PREESFUERZO.

Se propone torón de 7/16" \emptyset con una resistencia mínima a la - ruptura, requerida y garantizada de 18000 Kg/cm^2

Entonces: $f_{sr} = 18000 \text{ Kg/cm}^2$

$$A = 0.703 \text{ cm}^2$$

$$F_{sr} = 18000 \times 0.703 = 12654 \text{ Kg.}$$

a).- Debido a la fuerza aplicada por el gato.-

$$f_{sg} = 0.80 f_{sr} = 14400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{sg} = 14400 \times 0.703 = 10123 \text{ Kg}$$

b).- Inmediatamente despues de la transferencia.

$$f_{si} = 0.70 f_{sr} = 12600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{si} = 12600 \times 0.703 = 8858 \text{ Kg}$$

c).- Préesfuerzo efectivo.

$$f_{se} = 0.56 f_{sr} = 10080 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$F_{se} = 10080 \times 0.703 = 7086 \text{ Kg.}$$

6.- PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION.
TOMANDO EN CUENTA LA FIGURA DEL CORTE B-B, tenemos

$$A = 34 \times 100 - \frac{3 \times 3.1416 \times 20^2}{4} = 2458 \text{ cm}^2$$

$$Y_i = Y_s = 17.00 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{100 \times 34^3}{12} - \frac{3 \times 3.1416 \times 20^4}{64} = 303971 \text{ cm}^4$$

$$S_i = S_s = \frac{303971}{17} = 17881 \text{ cm}^3$$

7.- CARGAS QUE ACTUAN SOBRE LA LOSA.-

a).- Por carga muerta.

$$\text{Peso del asfalto : } 0.10 \times 2200 = 220 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso del concreto simple: } 0.10 \times 2400 = \omega_1 = \frac{240}{460} \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_1 = \frac{460 \times 6.80^2}{8} = 2659 \text{ Kg - m}$$

b).- Por peso propio.

$$\omega_2 = 0.2458 \times 2400 = 590 \text{ Kg/m}^2$$

$$M_2 = \frac{590 \times 6.80^2}{8} = 3410 \text{ Kg - m}$$

c).- POR CARGA VIVA MAS IMPACTO.-

Del apéndice "A", página 163 de las Especificaciones de Puentes para Caminos, edición de noviembre de 1964, para carga móvil - tipo HS-20 en cada faja de circulación, e interpolando tendremos:

$$M = 25712 \text{ Kg - m/ carril de tránsito}$$

$$R = 20267 \text{ Kg/ carril de tránsito}$$

$$M = 12856 \text{ Kg / rueda}$$

$$R = 10134 \text{ Kg/ rueda}$$

Impacto: $I = \frac{15.24}{L+38.10} \leq 0.30$

$I = \frac{15.24}{6.80+38.10} = 0.339 > 0.30$

Limitamos el valor del impacto al 30%

Entonces: $M_{cv+l_3} = 12856 \times 1.30 = 16713 \text{ Kg} - m$

$R_{cv+l_3} = 10134 \times 1.30 = 13174 \text{ Kg}.$

Momento total al centro del claro:

$M_t = 2659 + 3410 + 16713 = 22782 \text{ Kg} - m$

8.- ESFUERZOS ACTUANTES EN LA LOSA.

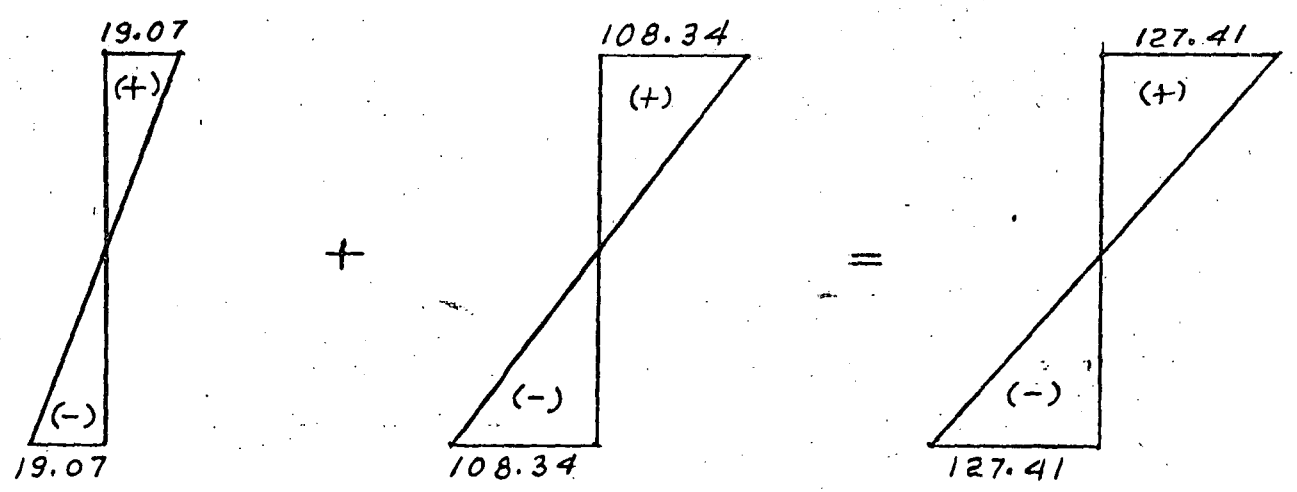
a).- Por peso propio.

$f_i = f_s = \frac{M_2}{S} = \frac{341000}{17881} = 19.07 \text{ Kg/cm}^2$

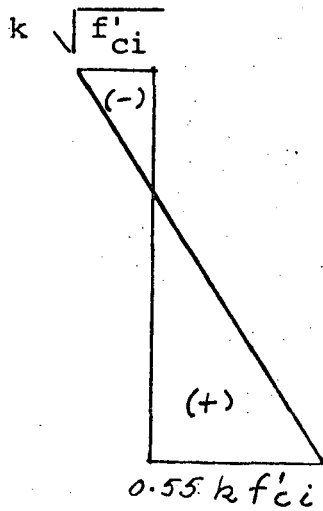
b).- Por carga muerta + carga viva + impacto

$f_i = f_s = \frac{M_1 + M_3}{S} = \frac{1937200}{17881} = 108.34 \text{ Kg/cm}^2$

9.- DIAGRAMAS DE ESFUERZOS ACTUANTES.-



10.- DIAGRAMA DEL PREEFUERZO MAXIMO PERMISIBLE.-



$$k = \frac{f_{se}}{f_{si}} = \frac{10080}{12,600} = 0.80$$

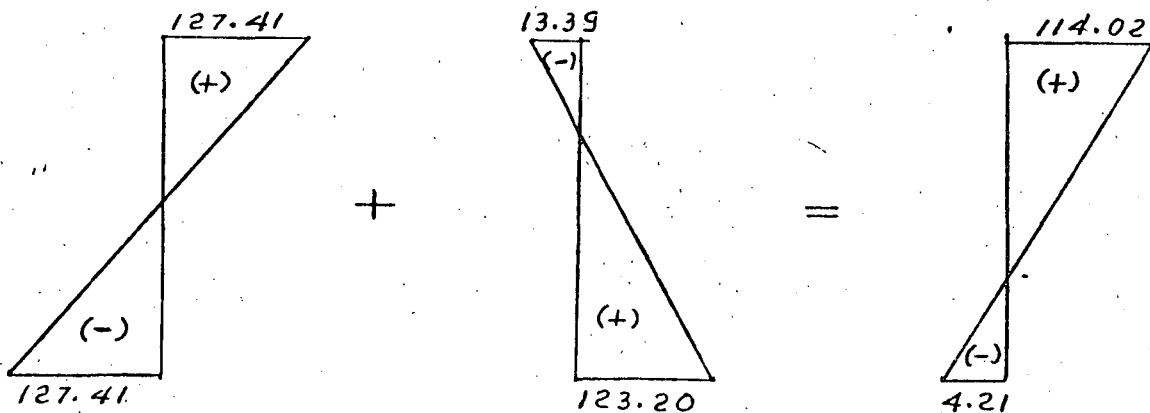
$$k\sqrt{f'_{ci}} = 0.80\sqrt{280} = 13.39 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0.55kf'_{ci} = 0.55 \times 0.80 \times 280 = 123.20 \text{ Kg/cm}^2$$

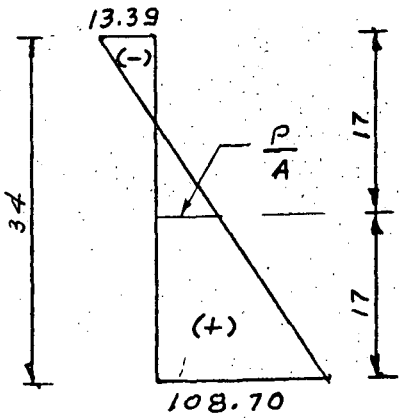
11.- SUMA ALGEBRAICA.

La suma algebraica de los diagramas anteriores (por esfuerzos actuantes y permisible), deberá ser igual o menor que los esfuerzos máximos permisibles bajo cargas muertas y vivas de servicio, es decir:

Fibra superior: 157.50 Kg/cm² (compresion)
 Fibra inferior: 18.71 Kg/cm² (tensión)



12.- NOTA:- Si queremos obtener el preesfuerzo mínimo para la fibra inferior, podemos restar del esfuerzo actuante el esfuerzo permisible bajo cargas muertas y vivas de servicio, es decir: $127.41 - 18.71 = 108.70 \text{ Kg/cm}^2$, con lo cual el diagrama para obtener la fuerza mínima de preesfuerzo quedaría de la siguiente manera



De acuerdo con ésta figura, y por triángulos semejantes tenemos:

$$\frac{P}{A} = \left[\frac{(108.70 + 13.39) \times 17.00}{34} - 13.39 \right] \quad A = 2458 \text{ cm}^2$$

$$P = \left[\frac{(108.70 + 13.39) \times 17.00}{34} - 13.39 \right] \times 2458$$

$$P = 117\,136 \text{ Kg.}$$

13.- CALCULO DEL NUMERO DE TORONES.

$$N = \frac{P}{F_{se}} = \frac{117136}{7086} = 16.53 \text{ Torones.}$$

Adoptamos 17 torones de 7/16" Ø, y por lo tanto la fuerza de preesfuerzo se modifica, quedando finalmente como sigue:

$$P' = 17 \times 7086 = 120462 \text{ Kg}$$

14.- POSICIÓN DE LOS CABLES DE PREESFUERZO.

a).- Excentricidad teórica.

$$e_t = \frac{S}{P} \left(F' \cdot t_i - \frac{P}{A} \right)$$

$$e_t = \frac{17881}{120462} (108.70 - \frac{120462}{2458}) = 8.86 \text{ cm}$$

$$e_t = 8.86 \text{ cm}$$

$$e't = 17.00 - 8.86 = 8.14 \text{ cm}$$

b).- Excentricidad real.

$$e'r = \frac{9 \times 5 = 4 \times 9.45 + 4 \times 13.90}{17} = 8.14 \text{ cm}$$

$$e_r = 17.00 - 8.14 = 8.86 \text{ cm}$$

Al acomodar los torones en las posiciones y distancias que se muestran en la figura de la hoja núm. 3 (corte B-B), obligamos a que la excentricidad real (e_r) sea igual a la excentricidad teórica (e_t).

Con esto podemos asegurar que el esfuerzo requerido para la fibra no se modifica.

$$f_i = \frac{P}{A} = \frac{P_e}{S}$$

$$f_i = \frac{120462}{2458} + \frac{120462 \times 8.86}{17881} = 49.01 + 59.69$$

$$f_i = 108.70 \text{ Kg/cm}^2 < 157.50 \text{ Kg/cm}^2 \dots \text{bién.}$$

$$f_s = \frac{P}{A} - \frac{P_e}{S}$$

$$f_s = \frac{120462}{2458} - \frac{120462 \times 8.86}{17881} = 49.01 - 59.69$$

$$f_s = -10.68 \text{ Kg/cm}^2 < - 18.71 \text{ Kg/cm}^2 \dots \text{bién.}$$

15.- ESFUERZOS EN LOS APOYOS ANTES DE LAS PERDIDAS DE PREESFUERZO.-

$$P_i = 17 F_{si} = 17 \times 8858 = 150\ 586 \text{ Kg}$$

$$e = 8.86 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{P_i}{A} + \frac{P_i e}{S} \quad (\text{Compresión}).$$

$$f_i = \frac{150\,586}{2458} + \frac{150\,586 \times 8.86}{17881} = 61.26 + 74.62$$

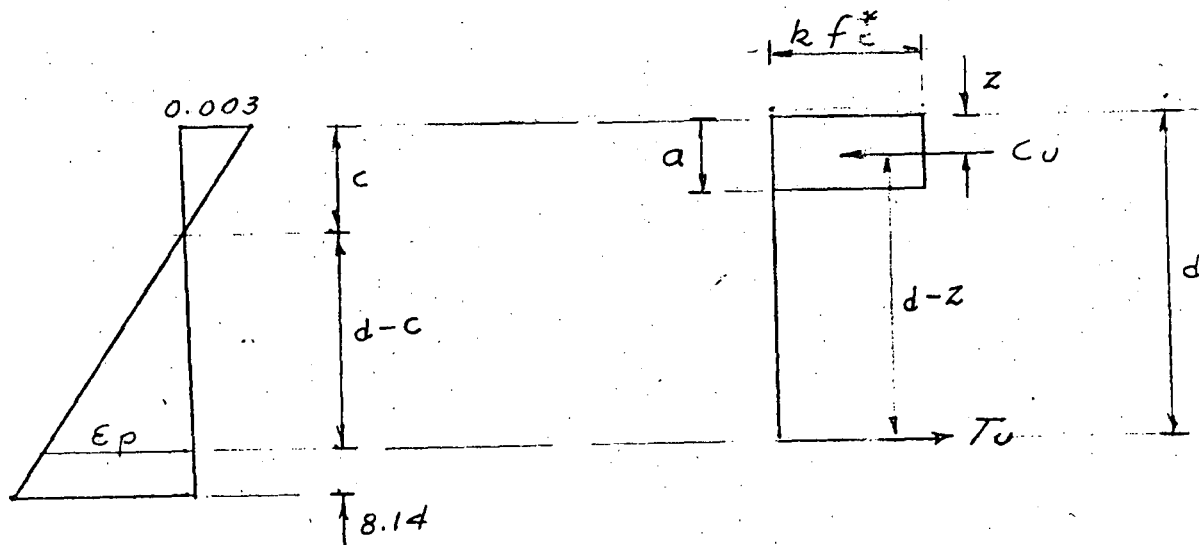
$$f_i = 135.88 \text{ Kg/cm}^2 < 168 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bién}$$

$$f_s = \frac{P_i}{A} - \frac{P_i e}{S} \quad (\text{tensión})$$

$$f_s = \frac{150\,586}{2458} - \frac{150\,586 \times 8.86}{17881} = 61.26 - 74.62$$

$$f_s = -13.36 \text{ Kg/cm}^2 < -16.73 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bién.}$$

16. - REVISION DE LA RESISTENCIA AL CENTRO DEL CLARO.-



De las figuras anteriores suponemos que el eje neutro queda por arriba de la posición en que están los 17 torones, por lo tanto:

$$T_u = N F_{sr} = 17 \times 12\,654 = 215\,118 \text{ Kg}$$

$$T_u = C_u$$

$$d = h - e_r' = 34 - 8.14 = 25.86 \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$k = 0.85$$

$$k' = \frac{C_u}{k f'_c d_b} = \frac{215\ 118}{0.85 \times 350 \times 100 \times 25.86} = 0.28$$

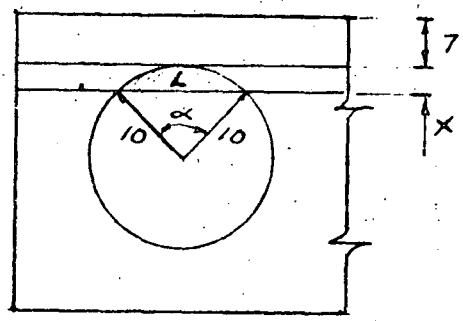
$$c = k' d = 0.28 \times 25.86 = 7.254\ \text{cm}$$

$$a = 0.80 c = 0.80 \times 7.254 = 5.80\ \text{cm}$$

$$z = 0.5 a = 0.50 \times 5.80 = 2.90\ \text{cm}$$

$$d - c = 25.86 - 7.254 = 18.61\ \text{cm}$$

$$d - z = 25.86 - 2.90 = 22.96\ \text{cm}$$



El área de compresión que se requiere para el concreto es:

$$A_t = \frac{215\ 118}{0.85 \times 350} = 723.09\ \text{cm}^2$$

La parte superior proporciona:

$$A_1 = 7 \times 100 = 700\ \text{cm}^2$$

Nos falta por cubrir: 23.09 cm²

Suponiendo que X = 0.254 cm

$$\text{La cuerda vale: } L = \sqrt{20^2 - (20 - 2 \times 0.254)^2} = 4.48\ \text{cm}$$

$$\begin{aligned} \alpha &= 2 \text{ ang. sen } \frac{4.48}{2 \times 10} = 25.882609^\circ \\ &= 25^\circ 52' 57'' \\ &= 0.451735\ \text{rads.} \end{aligned}$$

$$\text{Area del sector circular} = \frac{\pi D^2 \alpha}{4 \times 360} = 22.59\ \text{cm}^2$$

$$\text{Area del triángulo} = 4.48 \times 9.746 \times 0.5 = 21.83\ \text{cm}^2$$

$$\text{Area del segmento circular} = 22.59 - 21.83 = 0.76\ \text{cm}^2$$

$$\text{Area neta total} = 100 \times 0.254 - 3 \times 0.7 = 23.11\ \text{cm}^2$$

Como 23.11 cm² ≈ 23.092, decimos que el valor supuesto de X fue el correcto por lo tanto el valor real de "C" valdrá 7.254 cm.

Lo deformación debida al preesfuerzo vale:

$$\epsilon_1 = \frac{f_{se}}{E_s} = \frac{7086}{2109\ 300} = 0.00336$$

La deformación debida a las cargas es:

$$\epsilon_2 = \frac{0.0034 (25.860 - 7.254)}{7.254} = 0.00872$$

La deformación total en la falla tiene un valor de:

$$\epsilon_t = \epsilon_1 + \epsilon_2 = 0.0036 + 0.00872 = 0.01232$$

La deformación unitaria, correspondiente al límite convencional de fluencia, según las gráficas Esfuerzo Deformación, proporcionada por CAMESA, tiene un valor de:

$$\epsilon = 0.0103$$

Se deberá cumplir que $\frac{\epsilon}{0.75} = \epsilon_T$

$$\text{Por tanto } \frac{0.0103}{0.75} = 0.0123$$

$$0.0137 \approx 0.0123 \quad \therefore \text{ bién.}$$

Comprobación a lo anterior.-

Según el Reglamento DDF-75:

- a).- Por ser losa de puente el factor de carga F_C será de 1.4 , -- para acciones permanentes y variables.
- b).- El factor de reducción de resistencia para flexión, se considera del 90%, es decir, $F_R = 0.90$

El momento actuante ultimo vale:

$$M_{au} = F_C \times M_T$$

$$M_T = 2\ 278\ 200 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$M_{au} = 1.40 \times 2\ 278\ 200 = 3\ 189,480 \text{ Kg-cm}$$

El momento resistente último vale

$$M_{Ru} = F_R T_u (d - Z)$$

$$M_{ru} = 0.90 \times 215\,118 (22.96) = 4\,445,198 \text{ Kg-cm}$$

Como $M_{ru} > M_{au}$, el cálculo es correcto.

17.- ACERO PARA DISTRIBUCION.-

Al respecto en el libro "Diseño de Estructuras de Concreto Preforzado".- T.y.Lin.- Página 418 Edición septiembre de 1976; nos dice que:

!La teoría fundamental que se ha seguido en el análisis del refuerzo transversal no presforzado, siempre ha sido la clásica teoría elástica, y no existe argumento en contra"

Si tuviéramos acero principal de refuerzo, este sería:

$$A_s = \frac{2\,278\,200}{2000 \times 0.9 \times 31} = 40.83 \text{ cm}^2$$

El porcentaje para el acero de distribución valdría:

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 6.80}} = 21.17 \%$$

Entonces el acero de distribución es:

$$A_{sd} = 0.21 \times 40.83 = 8.57 \text{ cm}^2$$

Esto equivale a colocar varillas de $1/2" \text{ } \emptyset @ 15 \text{ cm}$

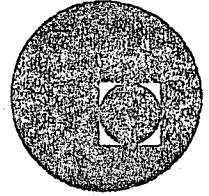
18.- ACERO POR TEMPERATURA.-

$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 34 = 5.10 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas de $3/8" \text{ } \emptyset @ 15 \text{ cm}$ en dos direcciones y en el lecho superior de la losa.



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



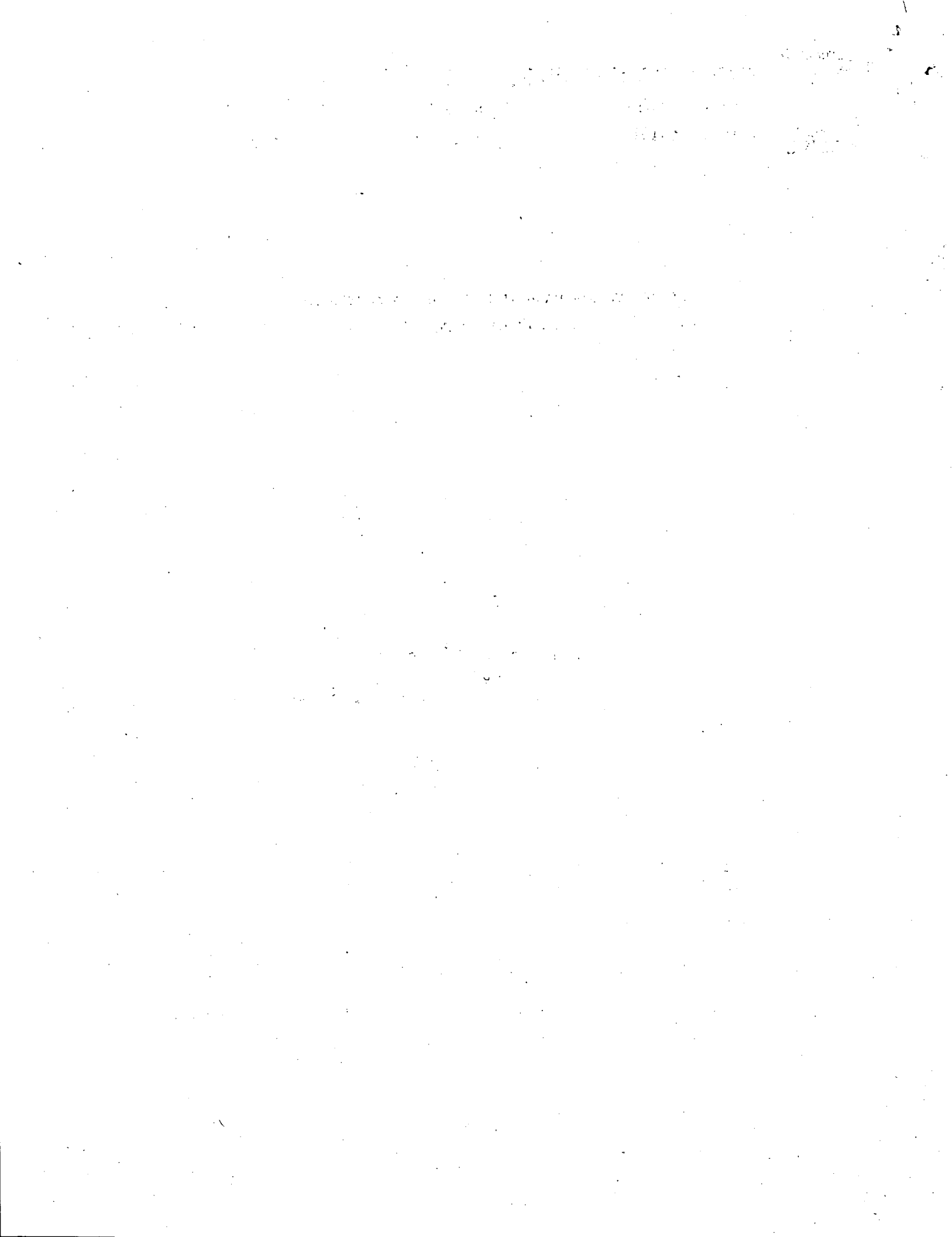
CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE
ZONAS DE RIEGO

PROYECTOS DE PLANTAS DE
BOMBEO

ING. OSCAR PLAISANT WONG.

ING. RODOLFO ORTEGA A.

AGOSTO, 1978



CAPITULO I

PROYECTOS DE PLANTAS DE BOMBEO

I - 1. - Estudios y datos para un Proyecto.

En todo proyecto de riego, es necesario llevar a cabo una serie de estudios mediante los cuales, se conocen y obtienen los datos del problema para darle la solución adecuada o conveniente.

En el caso de una planta de bombeo para riego, estos estudios son semejantes a los que origina cualquier otro aprovechamiento para la misma finalidad.

A continuación se citan los que generalmente se efectúan y los datos que se obtienen de ellos una vez realizados; no se dirá la manera de efectuarlos ya que existen trabajos sobre estos temas publicados por la S. R. H., los cuales se recomienda consultarlos. Únicamente se tratarán en forma detenida aquellos puntos que se relacionan directamente con el problema, cuando se juzgue necesarios.

Tomando en cuenta la etapa en que se efectúen estos estudios y lo que comprenden, se clasifican en: Preliminares y Definitivos.

Con los primeros se recaban los datos y características básicas que definen al aprovechamiento y se está en la posibilidad de dictaminar su factibilidad, perspectiva y trascendencia. Con los segundos se conocen en detalle, los elementos para elaborar el proyecto y suelen agruparse, ambos estudios, dada su finalidad en:

Topográficos
Hidrológicos
Geológicos
Mecánica de Suelos

Agrológicos
Agro-económicos
Socio-económicos
Aspecto constructivo

Estudios Preliminares.

Considerando la metodología señalada para el desarrollo de la comunidad rural que ha adoptado la Dirección General, los estudios preliminares consisten fundamentalmente en una visita de inspección, cuyos objetivos principales son:

- a) Definir la factibilidad del aprovechamiento
- b) Verificar si se tienen las condiciones mínimas que exige la obra, MODELO MEXICO No. 8, de acuerdo con la estrategia del desarrollo del Plan Nacional de Obras de Riego para el Desarrollo Rural.
- c) Jerarquizar los estudios previos correspondientes, tales como: Hidrológicos, Topográficos, Socio-económicos, etc.

Con el fin de facilitar la labor del personal encargado de estas visitas de inspección, se ha elaborado un cuestionario en el que se destacan los aspectos sociales y técnicos más importantes, que permiten diagnosticar lo favorable, posible, o desfavorable del aprovechamiento.

Se estima que un proyecto es favorable cuando existe la ausencia de problemas, tanto de aspecto técnico como social, por ejemplo, los relativos a limitaciones hidrológicas, tenencia de la tierra, ausencia de interés por el tipo de obra, etc.

En las obras consideradas como posibles, los problemas que existen, de cualquier índole, pueden ser superados de inmediato o en un plazo más o menos corto.

Se dice que un proyecto es desfavorable cuando los problemas inherentes tienen un grado de dificultad tal, que en algunos casos son insuperables y en otros la solución de ellos llevaría un tiempo considerablemente largo, de tal suerte, que se aconseja suspender de inmediato cualquier otro estudio, en tanto no sean superados esos problemas, por ejemplo: los relativos al aspecto legal de la tenencia de la tierra; que el aprovechamiento se encuentra en una zona estrictamente vedada; que el interés de los usuarios por el tipo de obra sea nula, etc.

Se incluye en el presente trabajo y como vía de ejemplo el cuestionario de la visita de inspección practicada al proyecto denominado Acatlán, Mpio. Chilapa, Edo. Guerrero. (véase pag. No. 5)

Se recomienda especial atención en lo que se refiere a la auscultación y recabo de los datos socioeconómicos señalados en el cuestionario, con el fin de conocer las condiciones en las que se promueve el proyecto, lo cual ayudará en gran parte a normar el criterio relativo a la concepción y características de la planta de bombeo.

Estudios definitivos:

Los datos que fundamentalmente se obtienen con estos estudios son:

Topográficos

- Sitio de captación
- Sitio para ubicar el cárcamo.
- Perfil desde la captación a la descarga según el eje del conducto alimentador.
- Plano topográfico para la localización del conjunto de las estructuras que formarán el sistema de bombeo.
- Plano de la zona de riego.

Hidrológicos

Al hacer estos estudios se conoce:

- Régimen de la fuente de abastecimiento y caudal disponible para aprovecharse.
- Elevaciones máximas y mínimas de la superficie libre del agua en el sitio de captación.
- Demandas de riego mensuales.
- Gasto máximo de bombeo.
- En este estudio también se incluyen otros datos como: tipo de azoles, tamaño y naturaleza de los sólidos en suspensión en las aguas que se van a aprovechar y un análisis químico general de las mismas.
- Número considerado de horas de bombeo en el día.
- Número de días útiles considerados en el mes.
- Planeación de la zona de riego.

Geológicos

Características geológicas del terreno en donde se construirán las obras que formarán el sistema de riego.

Mecánica de Suelos

Características y propiedades de los suelos en donde se alojarán las estructuras, principalmente el correspondiente al conducto de la toma y cárcamo, así como de los materiales que se emplearán en la construcción (materiales pétreos).

Agrológicos

- Clasificación de los terrenos agrícolas.
- Plano de suelos.
- Superficie de riego factible de beneficiar.
- Tipo de cultivos recomendables.
- Tipo de riego recomendable, sus características, por ejemplo: si es por surco; longitud de éste, su pendiente, etc.
- Calidad del agua.
- Coeficiente de riego.
- Avalúo de los terrenos agrícolas.
- Lotificación recomendada.
- Drenaje necesario.
- Abonos.
- Atributos positivos o negativos que influyan en la fertilidad del suelo

Agroeconómicos

En este estudio se conocen y analizan las circunstancias y elementos exteriores al suelo que influyen en el éxito de la producción agrícola de la zona estudiada.

Socio-económicos

Puesto que el objetivo principal de las obras de riego es mejorar la agricultura y consecuentemente contribuir al mejoramiento económico y social de los usuarios, al hacer este estudio se conocen los alcances de ese mejoramiento, relacionándolo con la nueva obra de riego.

Aspecto constructivo

En los estudios de aspecto constructivo de la obra, se considera principalmente, la existencia de los materiales locales y regionales desde el punto de vista de su localización, abundancia y calidad. Además se prevén los problemas para la construcción y determinan los programas y procedimientos adecuados al respecto.

1.2. - Partes que integran una planta de bombeo

Las partes que, en general, integran una planta de bombeo con fines de riego, se clasifican como sigue:

- CAPTACION U OBRA DE TOMA.
- OBRA DE SUCCION O CARCAMO.
- EQUIPO DE BOMBEO.
- DESCARGA.
- CASETA DE CONTROLES.
- SUBESTACION ELECTRICA.
- ALMACENAMIENTO DE COMBUSTIBLE.
- CASA HABITACION DEL OPERADOR.

1. - CAPTACION.

Por medio de la obra de captación se toma el agua requerida de la fuente de abastecimiento para después conducirla hasta el cárcamo en donde opera el equipo de bombeo.

De acuerdo con las características de la fuente y del proyecto, la obra de captación adquiere características propias, pudiendo consistir desde un simple tajo en la margen de un río, hasta en una presa de almacenamiento. Aunque este último caso es poco frecuente no debe descartarse la posibilidad; ello sucede por ejemplo, cuando debido a las condiciones del proyecto y después de efectuar un estudio económico este indica que económicamente es más conveniente regar los terrenos aledaños al vaso, bombeando el agua de la presa, que construir un canal principal de gran longitud, con estructuras de cruce y en geología poco atractiva para el riego de terrenos aguas abajo de la cortina.

En la lámina No. 1.1. se tienen esquemáticamente algunos ejemplos típicos de bombeo. Como puede observarse en los casos A y B, no fue necesario, propiamente, una obra de captación aparte, ya que los tubos de succión de las bombas están introducidos directamente en el agua de la laguna, por lo que, el problema se redujo, prácticamente, a instalar el equipo de bombeo en una plataforma localizada adecuadamente; éstos sólo son aplicables para gastos pequeños y en aguas casi límpidas y tranquilas. En la D, la obra de captación puede ser una presa de almacenamiento o de derivación. En los esquemas E y C, se indica que el agua se capta mediante una galería filtrante para agua subálvea y una toma directa, respectivamente.

Localización. - La localización en los casos de tener como obra de captación una presa, ya sea de almacenamiento o de derivación, queda sujeta a los problemas que originan esta clase de estructuras y no se tratarán aquí. El caso de captar el agua subálvea o de manantial corresponde, más bien, a un estudio geohidrológico detallado.

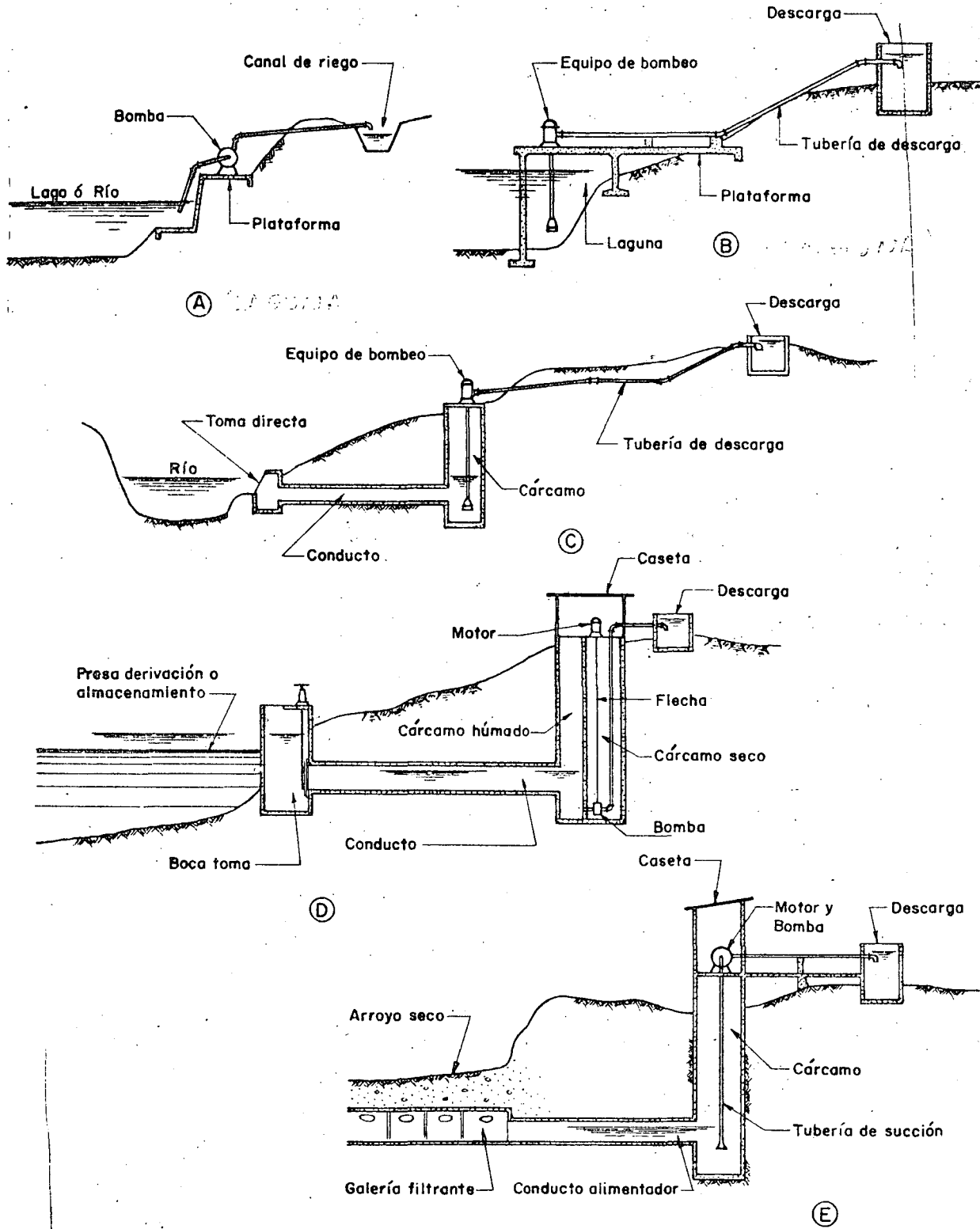


FIG. 1.1 - Casos típicos de bombeo

Por lo anterior y tomando en cuenta lo más común y corriente del caso, para la explicación del tema, se enfocará el problema al aprovechamiento de una corriente superficial de régimen permanente; por ejemplo un río, un canal, un dren, etc.; y en general una corriente de cauce más o menos definido. Después de esta aclaración se hacen las siguientes recomendaciones para ubicar la TOMA DIRECTA, para derivar las aguas de un río.

1. - La distancia a la zona de riego o a la probable descarga deberá ser la mínima posible.

2. - El tramo de la corriente que se escoja para la obra, no deberá estar expuesto a socavaciones ni a depósitos excesivos de azolves, por los perjuicios que éstos ocasionan, y por ello se recomienda elegir un tramo lo más recto posible de la corriente y evitar localizaciones en curvas. Fig. No. 1.2.

Cuando por condiciones naturales esto no fuera posible y la magnitud del problema lo ameritara, se podría llegar a rectificar el cauce en un tramo determinado antes y después de la toma. En ocasiones se situará la estructura alejada de la margen del río comunicándola mediante un canal de acceso de características de anchura y pendiente amplias, con el objeto de dar oportunidad a que los azolves se sedimenten en este canal antes de llegar a las rejillas.

3. - Se evitarán lugares cercanos a caídas y rápidas de la corriente para no tener velocidades fuertes del agua al frente de la estructura. En otras palabras, la pendiente del río deberá ser suave y más o menos uniforme.

4. - Geológicamente el terreno deberá ser lo suficientemente resistente para desplantar la estructura, evitando las zonas de derrumbes o cauce inestable. Un buen indicio de geología apropiada para el efecto puede ser que la corriente tenga un cauce definido.

5. - Desde el punto de vista topográfico, además de pendiente adecuada y trazo recto, se procurará localizar las obras de modo de no tener excesivas excavaciones.

6. - Por otra parte es conveniente procurar bancos de materiales, como grava y arena, lo más próximos posible a la obra.

En tratándose de bombear las aguas de una laguna, se deberá localizar y proyectar la obra de toma previendo evitar en lo posible su azolvamiento debido a los fenómenos que ocurren en estas masas de agua. En lo posible deberá situarse en una área fuera de las corrientes de fondo y fenómenos de oleaje.

Partes de la toma

Canal de acceso. - Se construye para comunicar, en forma gradual, la fuente con la toma y también se aprovecha el paso del agua por él para sedimentar materias en suspensión que lleva el agua.

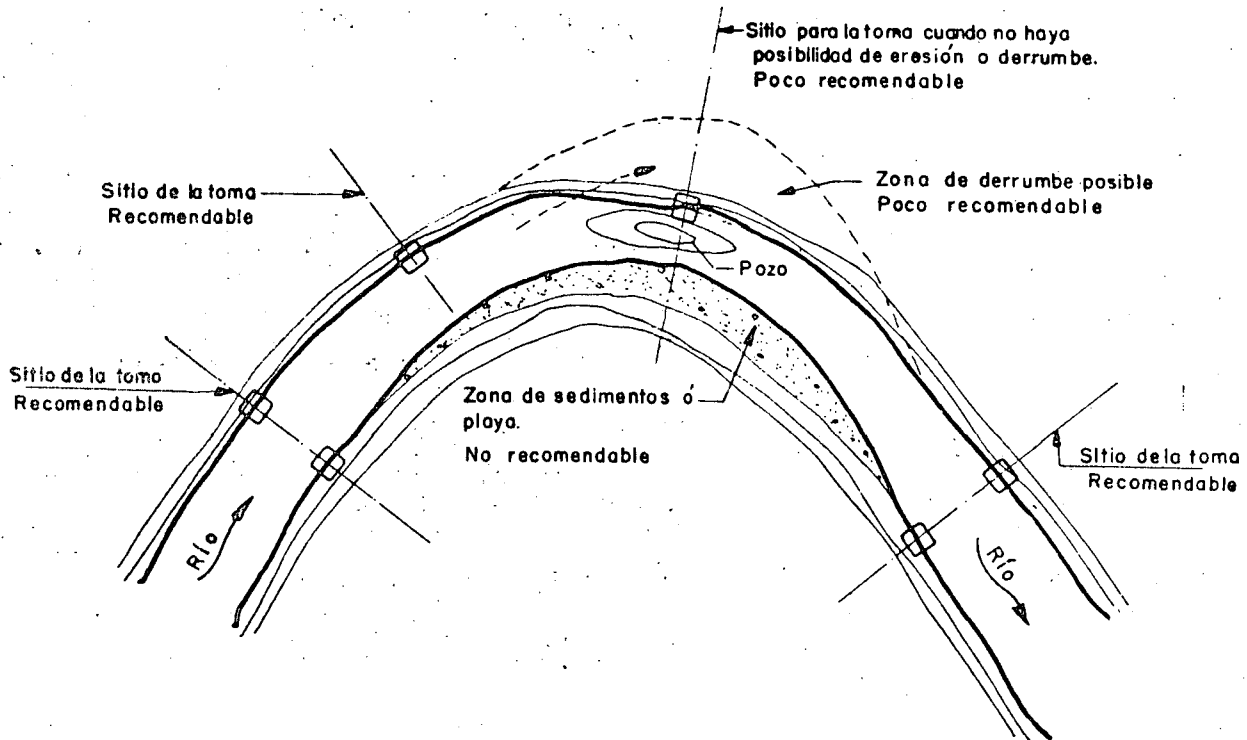


fig. 1.2 localización recomendable de la toma directa en curvas

Las dimensiones que se le asignan están de acuerdo con el gasto y la velocidad que se considere debe dársele al agua para entrar a la toma (de 0.40 a 0.80 m/seg.), además del procedimiento de construcción empleado y la clase de material en donde se aloje. Conviene diseñar la plantilla de este acceso, en contra-pendiente y disminuyendo su ancho hacia la toma hasta tener la dimensión horizontal de la rejilla.

Si es de longitud considerable, conviene que por lo menos en un tramo adjunto a la entrada sea revestido para facilitar su limpieza periódica.

Estructura de entrada. - Constituye la entrada del agua sirviendo de apoyo a las rejillas. Aloja los mecanismos o sistemas de control para el paso del agua, así como lo necesario para facilitar su inspección y limpieza cada vez que lo requiera. En ocasiones cerca de ella se antepone un muro para retener y desviar peces.

En la figura 1.3. se dibujan algunos casos que pueden servir para tener idea de su variabilidad.

Rejillas. - Adquiere formas y tamaños diversos que dependen de la naturaleza de los cuerpos que va a retener, gastos y características del equipo de bombeo, de la manera para apoyarlas, así como de su accesibilidad para lograr su limpieza y restitución.

La rejilla debe ser paralela a la corriente del río, para evitar que quede expuesta a los choques directos con los cuerpos de arraste, lo que trae como consecuencia su deterioro, sobre todo cuando se localiza muy cerca o en el cauce de la fuente. Esto evita también la entrada de azolves.

Adoptar una posición vertical o inclinada para apoyarla en la estructura, es cuestión de considerar dadas las circunstancias del caso, la facilidad para su limpieza, extracción, etc., y alguna conveniencia de limitación de espacio.

Se construyen con perfiles laminados de fierro estructural, empleando generalmente soleras para los barrotes que se sueldan a un marco formado con ángulos o también con solefas.

La separación de los barrotes es muy importante en problemas de bombeo, pues para fijarlas, de antemano se debe conocer aunque sea aproximadamente el tamaño máximo de los cuerpos arrastrados por el agua que pueden pasar por el equipo sin ningún perjuicio. Los fabricantes de bombas proporcionan este dato característico, al que se llama "paso de esfera" que se refiere a la medida mayor de un cuerpo que puede pasar por los impulsores sin inconvenientes. Por lo que la separación entre barras tendrá como valor máximo esa medida, si es que no queda limitada por otro concepto.

Conocidos el gasto de bombeo y el "paso de esfera" se estará en la posibilidad de proporcionar la rejilla.

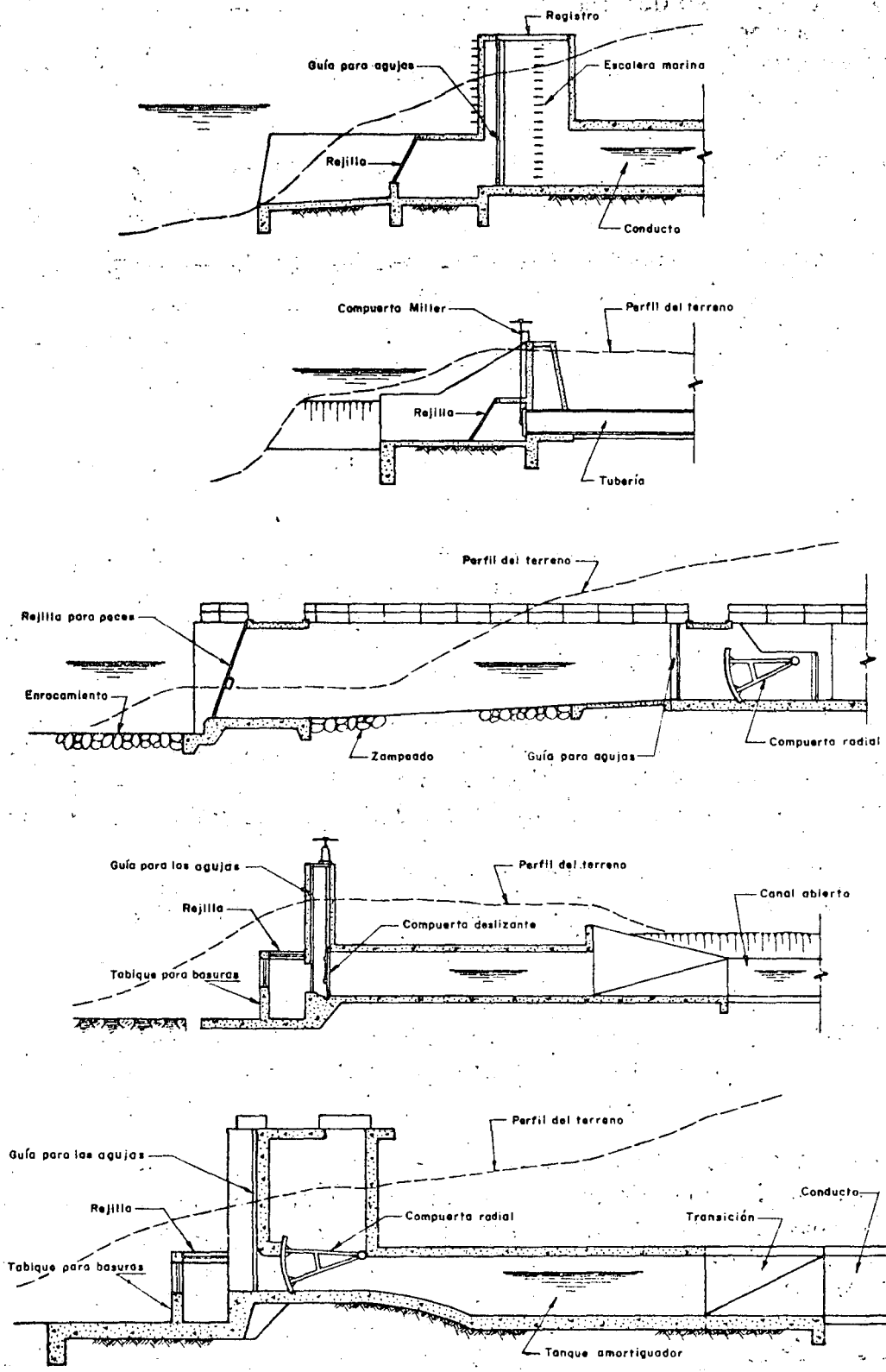


Fig. 1-3.—TOMAS DIRECTAS - Casos típicos

El área neta necesaria se determina con la fórmula hidráulica de la continuidad, que es:

$$Q = A_n V \text{ de donde: } A_n = \frac{Q}{V} ; \text{ en m}^2.$$

Representando:

A_n = área neta en m^2 .

Q = gasto de bombeo en m^3/seg .

V = velocidad al entrar el agua cuyo valor se fija entre 0.40 y 0.80 m/seg .

Al calcular la sección transversal de las soleras estructuralmente, y adoptar su separación correspondiente podrá conocerse el área de la rejilla (área bruta), procediendo a diseñarla de manera que, en lo posible quede constituida por tableros de peso tal que sea fácil de transportar y mover con la fuerza humana.

El cálculo de la rejilla se hace considerando que está totalmente obstruida, y que se rompe con carga máxima exteriormente con un mínimo de 6 m. de agua.

Ocasionalmente, la abundancia de peces origina la necesidad de instalar una rejilla localizada adecuadamente antes de la estructura de entrada y de magnitud independiente al gasto de bombeo. En esta rejilla la separación entre barras es bastante reducida, debiéndose prever la facilidad y necesidad de limpiarla o de sustituirla periódicamente.

Aunque no en nuestro medio, en otros países el problema de peces que se aglomeran en las estructuras ha sido objeto de un estudio cuidadoso y así, se han construido ante las tomas estructuras diseñadas en tal forma que se obliga a los peces a concentrarse en un sitio determinado para después sacarlos y devolverlos al río por medio de una bomba de impulsor sin álabes. En otros casos la solución fue anteponer una red eléctrica para poder alejarlos.

En general este problema se acentúa cuando las tomas se localizan adentro del río, es decir cuando no tienen canal de acceso y para volúmenes de bombeo bastante grandes.

Controles

El principal problema de control que se tiene en estas estructuras es de clausurar el paso del agua cuando se requiera. Esto se necesita al efectuar la limpieza periódica del conducto y cárcamo o al hacerles alguna reparación.

ción. También es conveniente impedir el flujo cuando las bombas no estén trabajando ya que se evita la acumulación de arenas y lodos en el interior de las estructuras.

Decimos que solamente se necesita ese control que propiamente es el llamado de emergencia, porque el gasto requerido según las necesidades de riego o la variación provocada por las fluctuaciones del nivel del agua en el río se regula con el mismo equipo de bombeo, como se verá más adelante al tratar lo relativo a la selección de las bombas.

Si el problema es de poca magnitud bastará con tener en la estructura de entrada y antes de iniciarse el conducto, un sistema de agujas de madera localizando un acceso para el interior de la galería y del cárcamo en lugar apropiado, de dimensiones suficientes para las maniobras que se requieran. En otros casos las compuertas tipo Miller o deslizantes pueden ser la solución y ocasionalmente una compuerta deslizante o hasta radial puede ser la indicada. El acceso a las agujas o para maniobrar las compuertas, generalmente se hace mediante una torre que sobresale del nivel máximo o por lo menos normal del agua en el río o a otro nivel libre de inundaciones frecuentes.

Conducto

Para llevar el agua de la toma al cárcamo, se emplean las estructuras que se agrupan en:

Canales abiertos

Túneles

Conductos enterrados

Desde el punto de vista hidráulico, es conveniente que cualquier tipo de conducto adoptado funcione como canal y con régimen lento, principalmente para la condición de tener el nivel mínimo del agua en el río y requerir el gasto máximo de bombeo. Esto se hace con el objeto de evitar fuertes velocidades en la descarga, que en este caso es el cárcamo. Más adelante al tratar lo relativo a esta estructura se dirán las condiciones con las que el agua debe entrar a él. Por ahora sólo se comentará el uso de uno u otro tipo de conducto.

Canales abiertos. - Se emplean generalmente para gastos pequeños y en longitudes cortas; además si las condiciones topográficas y geológicas permiten hacerlo, como cuando se localizan a poca profundidad, donde no sean probables los problemas de derrumbes y consecuentemente de su limpieza. Es factible hacer canal abierto cuando el río transporta pocos azolves en épocas de crecientes o cuando estas aguas no pueden entrar libremente por arriba del canal. Por otra parte, puede limitarse su uso debido a problemas de carácter legal por las molestias que ocasiona al estar descubierto.

Se recomienda revestir la sección hidráulica, y en los tramos de mayor profundidad hacer la excavación escalonada, es decir, dejando banquetas, para la mejor estabilidad del tajo y evitar en parte que las basuras y terrenos de la superficie lleguen al fondo.

Estos canales necesitan de un servicio de desazolve constante.

Túneles. - Fundamentalmente, si las características geológicas y topográficas del lugar, son favorables para su construcción y la longitud del conducto y gasto de bombeo lo ameriten es casi seguro que convenga un túnel.

Desde el punto de vista estructural, la sección circular es la mejor, pero hidráulicamente - en este caso de circulación libre del agua - es más recomendable otra con base rectangular y coronada con un arco o del tipo herradura. Las dimensiones se eligen considerando el área hidráulica y los requisitos mínimos que exige la práctica de construcción.

Revestir un túnel o no, depende de la bondad del material en donde se practica y de su función. En este caso conviene siempre revestirlo para evitar filtraciones y saturación del terreno adyacente. Sin embargo, cuando se tenga la seguridad de que el nivel del agua en cualquier época no va a llenar el túnel, probablemente convenga revestirlo hasta una altura determinada.

Conductos enterrados. - Se recurre a ellos cuando las condiciones del terreno no son las indicadas para perforar un túnel o que el área hidráulica necesaria sea tal, que no se justifique hacer esa construcción. En ocasiones ante la alternativa de emplear un canal abierto lo mejor es decidirse por un conducto enterrado.

Es frecuente determinar el uso de un conducto cerrado, cuando las excavaciones para su construcción son de poca profundidad y que exista el peligro de azolves abundantes. En estos casos se construye a cielo abierto sosteniendo los taludes de un modo provisional durante la construcción o dándole inclinación estable durante el lapso de la obra. Una vez colocado el conducto se rellena en su derredor y en la clave por lo menos lo necesario para su protección. El resto de la excavación, generalmente se deja abierta.

Las secciones usuales son trapeziales, rectangulares o circulares o una combinación de estas dos últimas, fabricándose de concreto o mampostería. También suele emplearse tubería prefabricada de asbesto-cemento o de concreto.

Si al calcular el área hidráulica para el gasto requerido, resulta relativamente pequeña, es conveniente aumentar su sección para facilitar su limpieza de lodos o arenas que con el tiempo pueden tenerse. Por este motivo se recomienda construir pozos de visita a distancias no mayores de 100 m.

Finalmente, ante la posibilidad de emplear indistintamente cualquier tipo de conducto, el factor económico, que no hay que perder de vista, ayudará a tomar la decisión correspondiente.

2. - C A R C A M O

El pozo de succión o cárcamo es la estructura vertical en donde descarga el conducto de la toma y se instalan las bombas para elevar el agua al nivel deseado.

Consiste generalmente en un depósito enterrado construido de concreto o mampostería cuyas dimensiones están en función de la magnitud del equipo que se vaya a instalar y del procedimiento empleado en su construcción. Además en su diseño se toma en cuenta la facilidad que se debe tener para su inspección y limpieza periódicas.

Localización

Para definir su localización se deben considerar las condiciones físicas que ofrece el lugar donde ha de hacerse la instalación, y su situación con respecto a las estructuras de toma y descarga. La combinación de estas circunstancias permitirá elegir el sitio más conveniente.

El cárcamo deberá ubicarse en un lugar estable, sin peligro de derrumbes, lejos de cruces con arroyos y en general en un terreno consistente. La falta de esta última característica se traduce en el aumento del costo de la estructura ya que no es igual excavar en un terreno rocoso que en una arcilla deleznable; se puede aseverar que para una misma profundidad los problemas de ademe serían mayores en el segundo caso.

Es recomendable situarlo en un lugar más alto de la traza que forma el nivel de aguas máximas del río con la ladera del cauce, a una distancia mínima que se obtiene conociendo o estimando el ángulo de reposo del material. Véase Fig. 1.4.

En ocasiones, para la localización pueden influir factores especiales, como el acceso rápido a un camino existente cercano a la línea de conducción, a la facilidad para derivar la energía eléctrica de una línea que pasa en un lugar próximo, etc.

Ordinariamente el sitio de la descarga está más o menos obligado y se elige antes que el del cárcamo, lo mismo que la toma, por lo que para saber la conveniencia de ubicarlo lejos, cerca o junto a una de esas estructuras, es necesario efectuar un estudio comparativo, de carácter económico, considerando las consecuencias de cada alternativa.

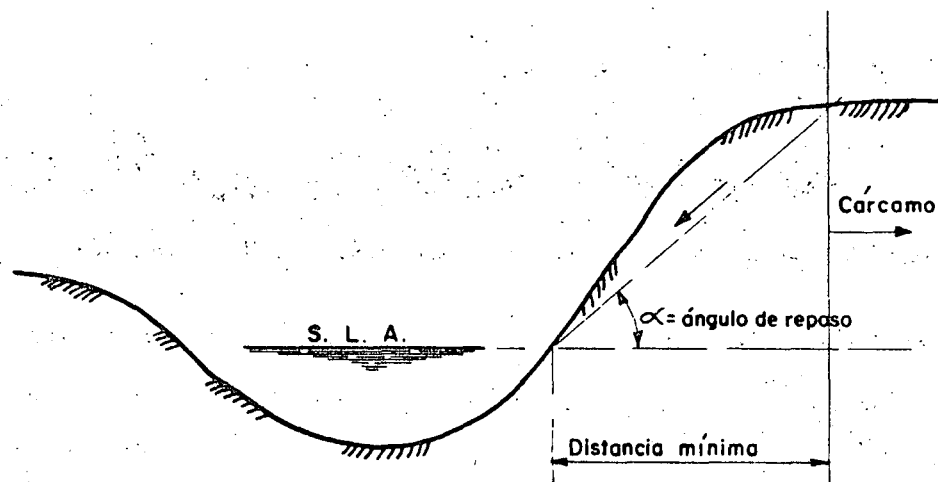


Fig. 1-4.—Localización cárcamo.

Ahora bien, siendo la finalidad de dicho estudio la de conocer una conveniencia más para ubicar el cárcamo, pero, que en general, no es determinante para elegir el sitio, el análisis que se hace no es del todo exhaustivo sino más bien aproximado, por lo tanto, con el gasto de bombeo y el perfil de la conducción se puede calcular la magnitud aproximada de los otros elementos -cárcamo, tuberías, etc. - y se estará en la posibilidad de conocer la disposición que convenga emplear.

Un equipo de bombeo cerca de la captación como se indica en la Fig. 1.1C, origina, principalmente, la necesidad de instalar una tubería a presión para llevar el agua hasta el sitio requerido; consecuentemente, se tendrán durante la operación pérdidas de energía por fricción y las debidas a válvulas que será necesario instalar para el control y protección de la tubería de descarga, lo que redundará en la adquisición de un equipo más potente y seguramente con gastos de operación y conservación mayores, que en el caso de tener las bombas junto al tanque de descarga. En el primer caso, en cambio, la longitud del conducto alimentador sería menor, el cárcamo tendría menos profundidad y naturalmente, los volúmenes de excavación en estas estructuras se reducirían. Por otra parte, la longitud de la tubería de succión se acortaría y esto para el caso de bombas horizontales es importante.

En el caso de tener el equipo junto a la descarga es obvio que el cárcamo y conducto crecen, comparativamente con el caso comentado arriba; las tu-

berías de descarga prácticamente se eliminan y probablemente ya no sean necesarias las válvulas de retención.

Desde el punto de vista de funcionamiento, cualquier alternativa puede ser buena y sólo depende que lo sea, de un buen diseño, para lo cual deberán considerarse los factores citados. Sin embargo, es recomendable que en lo posible las bombas tengan una descarga inmediata para tener concentrada en un solo lugar su operación y el principio de la distribución del agua; pero esto dependerá de las condiciones generales del proyecto.

Diseño:

Siendo el cárcamo el depósito de donde "toman" el agua las bombas, se ha comprobado que de un buen diseño, desde el punto de vista hidráulico, dependen en gran parte las características de funcionamiento deseado y la durabilidad de esas unidades.

El diseño de esa estructura merece especial atención, sobre todo cuando se vayan a instalar centrífugas verticales cuyo cuerpo de impulsores estará sumergido en el agua del cárcamo.

En general, la forma y dimensiones que se le asignan, se determinan principalmente con el tamaño y número de bombas, por lo que para su proporcionamiento definitivo, previamente se deberá elegir el equipo de bombeo. Inicialmente las dimensiones pueden suponerse basándose en el diseño de otros proyectos similares.

La forma adoptada para la planta del cárcamo suele ser rectangular, circular o una combinación de éstas; en ocasiones, se prefiere la circular por las ventajas que ofrece esta geometría para su construcción; por ejemplo, en terrenos blandos, donde es factible hincar anillos de concreto (tipo pozo indio) que a la vez sirven de ademe durante su excavación.

A continuación se transcribe una traducción del inglés, de un artículo obtenido del catálogo Standards of the Hydraulic Institute de los Estados Unidos, relativo al proyecto de cárcamos. Contiene comentarios y recomendaciones al respecto, que se han encontrado mediante algunos estudios con modelos reducidos.

Dada la autoridad de ese Instituto, en esta clase de problemas y a falta de otras fuentes y de nuestras propias experiencias, los lineamientos que señalan en su catálogo son lo que se recomienda consultar para el diseño de estas estructuras.

Dice el Standards of the Hydraulic Institute:

B-63 PLANEACION DE UNA TOMA, (DE AGUA QUE SE VA A BOMBLEAR, N.del T)

La función de un depósito del cual se va a tomar agua, en cualquier parte que esté localizado, ya sea en un canal abierto o en un túnel que tenga un perímetro húmedo a cien por ciento, es para proporcionar en todos los casos la distribución del flujo del agua hacia la campana de succión; una distribución desigual del flujo caracterizada por fuertes corrientes locales favorece la formación de torbellinos y con bajos valores de sumergencia puede introducir aire en la bomba reduciendo su capacidad y produciendo mucho ruido. Una distribución desigual también puede aumentar o disminuir el consumo de energía, con un cambio total en la uniformidad de la carga se podrán producir remolinos que no aparecen en la superficie y esto puede tener resultados adversos.

Una velocidad desigual en la distribución, conduce a la rotación de porciones de la masa de agua a lo largo de la línea de succión en forma turbulenta que podrá poner en movimiento la línea central.

La distribución desigual del flujo puede ser causada por la geometría del depósito de succión y la manera en que el agua se introduce en el cárcamo.

Calculando un promedio de velocidad bajo, no es una base propia para juzgar la excelencia de la toma. Altas velocidades locales en las corrientes y remolinos, se pueden presentar en las tomas que tengan un promedio bajo de velocidad. Efectivamente, la distribución desigual que representan, ocurre menos en flujos de altas velocidades con bastante turbulencia para oponerse a la formación gradual de un vórtice más y más grande en cualquier región. Se pueden presentar pequeños y numerosos remolinos que no causarán inconvenientes.

Las proporciones satisfactorias del valor de la sumergencia (véase Párrafo B-54) dependen, principalmente, del acceso a la toma y del tamaño de la bomba. Los fabricantes de bombas, generalmente proporcionan información de los problemas específicos, cuando el diseño del cárcamo es en forma preliminar, y si este diseño contiene todos los dibujos necesarios para la instalación que proporcionen las limitaciones físicas del lugar.

Un análisis completo de las estructuras de los depósitos es mejor que esté acompañado con estudios de modelos a escala (véase Párrafo B-65)

Se pueden hacer algunas recomendaciones preliminares para casos en particular y para la operación de una bomba, como las que se mencionan en seguida sujetas a la calificación de las siguientes recomendaciones:

1. - El acondicionamiento ideal del acceso, es un canal recto que llegue directamente hacia la bomba; las curvas y las obstrucciones son perjudiciales desde el momento que causen corrientes y remolinos con tendencia a formar torbellinos. La campana de succión debe de estar localizada cerca de la pared trasera o posterior y no a muy grande distancia de la base o piso del pozo de succión.

2. - El flujo del agua no debe de pasar de una bomba para llegar a la siguiente, siempre que esto se pueda evitar; si las bombas tienen que estar -- localizadas en la línea del flujo, se deberá construir una celdilla alrededor de cada bomba o poner paletas móviles bajo la bomba para deflecar el agua hacia arriba. El modelo de un pozo de succión deberá ser probado para verificar es tos requisitos.

3. - En lo que sea posible, la trayectoria del flujo deberá ser en forma que reduzca el arrastre alterno de remolinos tras la bomba y obstruccionar la corriente del flujo.

4. - Figura BF-36 (1.5) ha sido proyectada para mostrar las sugerencias para construir un pozo de succión con las medidas correctas, en vista de que estos valores provienen de promedios obtenidos de diferentes clases y tipos de bombas y se refieren a una línea entera de velocidades específicas; no deberán ser tomados como valores absolutos, sino, únicamente, como guías básicas sujetas a posibles variaciones. (ver página No. 35)

5. - La dimensión "C" es un valor promedio que puede ser mayor o menor y está sujeto a consultas con el fabricante de la bomba.

6. - La dimensión "B" se ha sugerido como máxima que puede depender en cierta forma de la campana de succión y del diámetro de la válvula de succión propuestos por el Constructor; la orilla de la campana debe de estar lo -- más cercana posible a la pared trasera del depósito o cárcamo; algunas veces la posición de la campana de succión está sujeta al espacio que requiere el motor en el piso superior, si esto aumenta la dimensión "B", excesivamente, deberá -- instalarse un muro falso.

7. - Dimensión "S" es la mínima para el ancho del depósito para la ins talación de una sola bomba, esta dimensión puede ser aumentada pero si se -- hace menor deberá consultarse con el fabricante para saber si es la adecuada.

8. - La dimensión "H" es el valor mínimo y está basada en el nivel -- normal del agua en la campana de succión de la bomba, tomando en consideración las pérdidas por fricción a través de la pichancha, rejilla y acceso a la toma; esta dimensión puede ser considerablemente menor, momentáneamente, o con poca frecuencia, sin que por eso se produzca un grave daño para la bomba. Sin embargo, deberá recordarse que esta situación no representa la sumergencia. La sumergencia se ha estimado por medio de la dimensión "H" menos "C" esto representa la altura física del nivel del agua arriba de la entrada de la -- campana de succión.

La sumergencia efectiva de la bomba es un poco menor que ésta desde el momento de que la abertura del impulsor está a cierta distancia arriba de la entrada de la campana de succión, posiblemente de 3 a 4 pies. Para el propósito de proyectar un buen diseño para el depósito, en relación con el proyecto, se sobreentiende que la bomba ha sido seleccionada de acuerdo con las indica-

ciones especificadas, Figuras: BF-32, BF-33, BF-34 y BF-35 (no se presentan estas figuras; N. del T); la sumersión referida es con el objeto de obtener una corriente continua y evitar la formación de remolinos.

9. - Dimensiones "Y" y "A" son las recomendadas como valores mínimos; estas dimensiones pueden ser tan grandes como se desee, pero deberán estar limitadas a las restricciones indicadas en la curva. Si el diseño no incluye la rejilla, se puede considerar la dimensión "A" más grande, las dimensiones de anchura y de altura de la rejilla no deberán ser, substancialmente, menores que "S" y "H", respectivamente.

10. - Si la velocidad de la corriente principal, es mayor que 2 pies -- por segundo, será necesario construir en línea recta, separadores en el canal de acceso, aumentar la dimensión "A", hacer un ensayo con un modelo de la instalación o idear una combinación de estos factores.

11. - Todas las dimensiones que se muestran en la Figura BF-36 (1.5) están basadas en la capacidad de la bomba de acuerdo con la carga. Cualquier aumento en la capacidad arriba de éstos deben ser momentáneos o por tiempo muy limitado. Si las operaciones con una capacidad aumentada se practica durante períodos considerablemente largos de tiempo, se deberá usar la capacidad máxima para obtener las dimensiones efectivas del diseño del cárcamo.

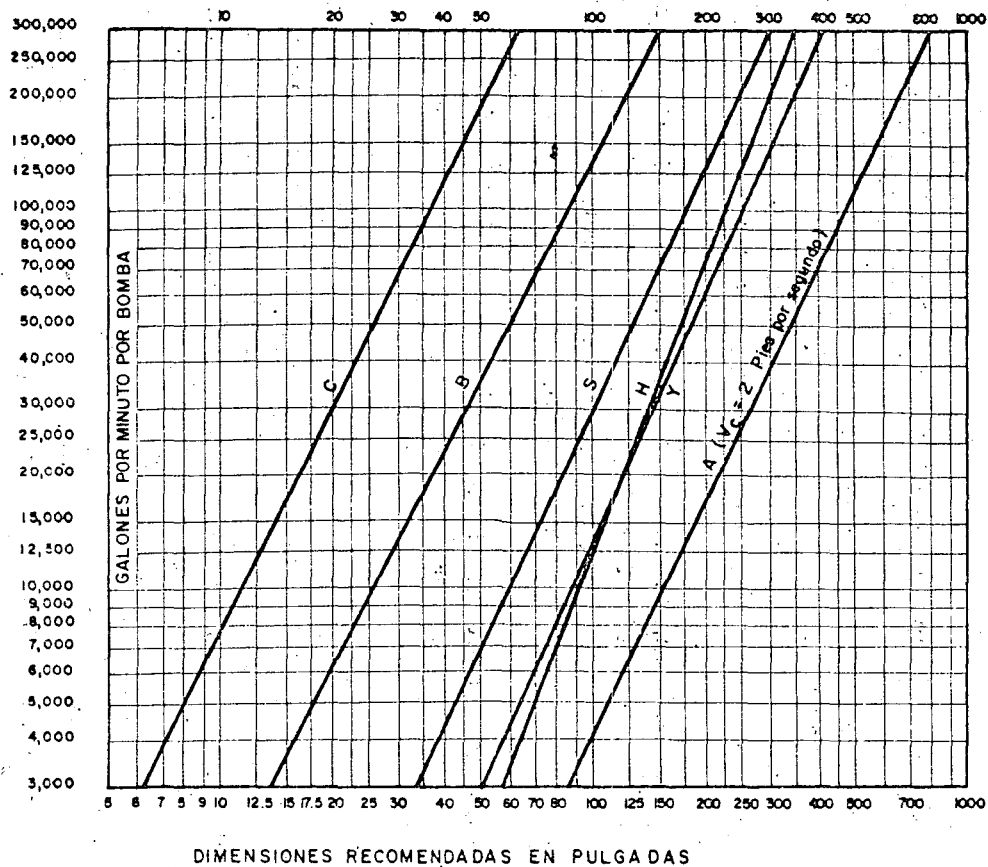
Todas las condiciones anteriores también son aplicables cuando se trata de instalaciones múltiples de bombas, en las cuales "S" viene a ser el ancho para una celda individual de una bomba o sea la distancia de centro entre dos bombas, si no se usan muros de división.

Las dimensiones recomendadas en la Figura BF-36 (1.5) también son aplicables como se dice arriba, pero deberán agregarse las siguientes determinaciones:

Figura BF-37 (a) - (1.6) - Para el diseño del cárcamo se recomienda en primer lugar, que el agua llegue simultáneamente a todas las bombas con baja velocidad y con flujo recto y uniforme. Las velocidades cerca de la bomba deberán ser alrededor de un pie por segundo. No se recomiendan cambios bruscos en el tamaño del tubo de succión, en el cárcamo y en el tubo de alimentación.

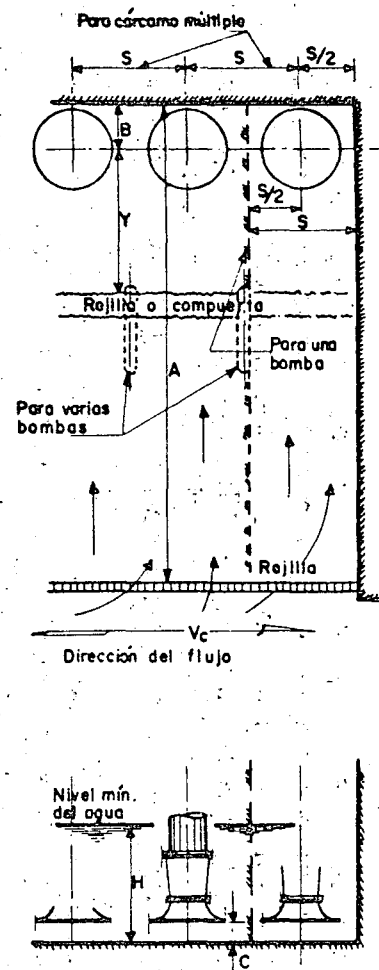
Figura BF-37 (b) - (1.6) - Un número de bombas determinado trabajando en el mismo cárcamo, operará mejor sin muros divisorios a menos que todas las bombas estén en operación al mismo tiempo, en cuyo caso el uso de muros de separación no es perjudicial. Si se usan paredes de separación con fines estructurales y las bombas van a operar intermitentemente, déjese un espacio atrás de cada pared, partiendo del piso del cárcamo por lo menos -- hasta la altura del nivel del agua. Si es necesario usar estas paredes aumentese la dimensión (S) por medio de la anchura de la pared para corregir el es-

ESTANDAR DEL INSTITUTO DE HIDRAULICA.
DIMENSIONES DEL CARCAMO CON RELACION AL FLUJO



Veáanse notas explicativas en el texto del artículo parte B-63. Dimensiones aplicadas en aguas limpias. Para líquidos que contienen sedimentos pídase especificaciones al fabricante.

Fig. BF-36 (1-6)



pacio en la línea central; ya sea que las terminales de los separadores sean en forma redonda u ojival, no se recomienda la localización de cierto número de bombas alrededor del borde del cárcamo con o sin paredes divisorias.

Figura BF-37 (c) - (1.6) - Cualquier cambio brusco que se haga en la dimensión del tubo de succión o del canal de acceso a la bomba, no es recomendable.

Un tubo, relativamente pequeño para alimentar una bomba de gran tamaño dentro del cárcamo, deberá acoplarse usando una sección cónica de diámetro gradualmente menor a mayor. El ángulo deberá ser lo más grande posible de preferencia no menos de 45 grados; con este arreglo, las velocidades deberán ser menores de un pie por segundo, que es lo deseable. Especialmente no se recomienda nunca conectar un tubo pequeño directamente a un cárcamo grande cuando las bombas queden muy cerca de la toma; en este caso, el flujo tendrá un gran cambio de dirección para llegar a la mayoría de las bombas. Centrando las bombas en el cárcamo produce grandes áreas de turbulencia atrás de las bombas con el resultado perjudicial en la operación de las mismas.

Figura BF-37 (d) - (1.6) - Si se puede mantener la velocidad dentro del cárcamo bastante baja (menos de 1 pie por segundo), un cambio brusco entre el tubo de entrada y el cárcamo se puede arreglar si su longitud es igual o excede a los valores que se muestran. Queda asentado que cuando la relación W/P aumenta, la velocidad de la toma en "P" aumentará hasta un máximo permisible de 8 pies por segundo, en W/P igual a 10.

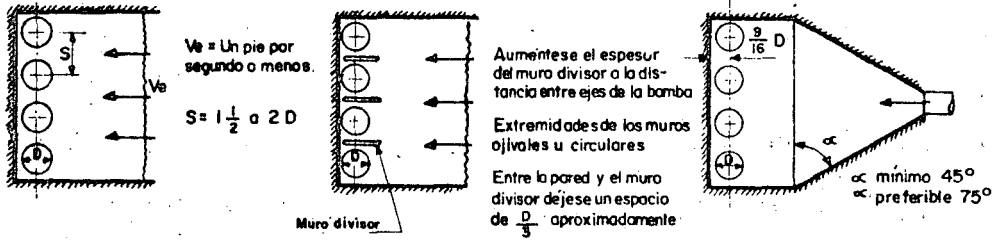
No es recomendable la instalación de las bombas en línea, a menos de que la relación entre cárcamo y bomba sea bastante grande y las bombas estén separadas por un margen longitudinal amplio; un cárcamo construido empleando en su diseño las presentes recomendaciones, generalmente resulta de menor costo.

Figura BF-37 (e) - (1.6) - Muchas veces es de desearse la instalación de bombas en túneles o en líneas de tuberías. Un tubo protector o una lumbre para alojar la bomba provista de un tubo de succión con entrada en "L" orientado hacia la corriente, será satisfactorio en aquellos flujos hasta de 8 pies por segundo; cuando no se instala la entrada en forma de "L", la campana de la bomba deberá ser localizada por lo menos el doble de dos diámetros verticales arriba de la parte superior del túnel y no suspendida dentro del flujo del túnel, especialmente en aquellos casos en que las velocidades en el túnel sean de 2 pies por segundo o mayores.

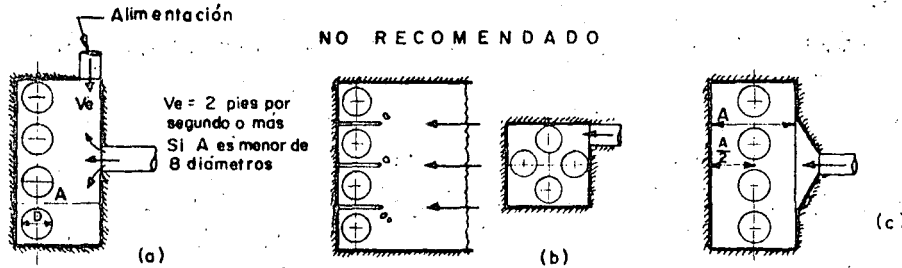
No deberán existir corrientes de aire a lo largo de la parte superior del túnel. En este caso será necesario ahondar la excavación o conservar el nivel del agua a su mínimo cuando se trate de un pozo vertical.

ESTANDAR DEL INSTITUTO DE HIDRAULICA
CARCAMO PARA VARIAS BOMBAS

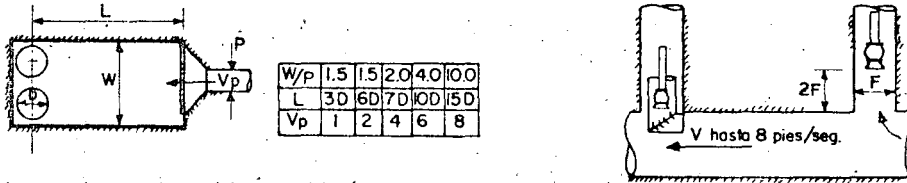
RECOMENDADO



NO RECOMENDADO

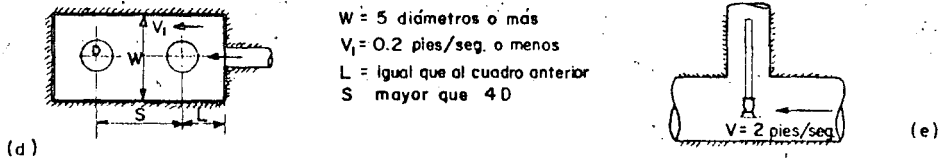


RECOMENDADO



Los desarenadores, rejas y pichanchas deberán colocarse transversalmente a la entrada del canal y al principio de la sección más ancha

NO RECOMENDADO A MENOS, QUE:



RECOMENDADO ALTERNADO CON (b)

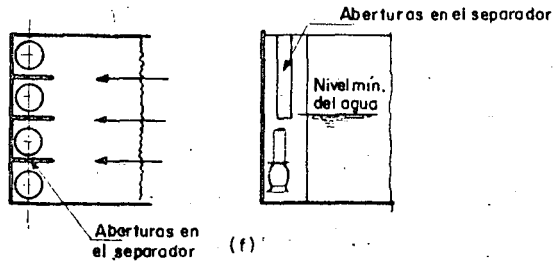


Fig. BF-37 (1-6)

Figura BF-37 (f) - (1.6) - Una alternativa para (b) es establecer respiraderos en las paredes laterales, partiendo del centro al punto más bajo del nivel mínimo del agua; esto permitirá desalojar el flujo de las cámaras donde no existe el bombeo.

B-64

CORRECCION DE LOS CARCAMOS EXISTENTES.

Se ha establecido definitivamente que la turbulencia en los cárcamos para la succión de bombas es perjudicial para las bombas, para la toma y para las estructuras. También es una verdad, que es de una magnitud pequeña la fuerza que puede desarrollar u originar un remolino. Mientras se puedan evitar estos fenómenos en el nuevo diseño de estructuras ya existentes y en las cuales los problemas son ya aparentes o cuando se necesita hacer una ampliación del cárcamo, es necesario aplicar medidas de corrección. La revisión de las diversas medidas para corregir en particular los problemas de los cárcamos, se muestra en la Figura BF-38 - (1.7). En muchos casos las modificaciones que se hacen en el campo son muy caras y no garantizan el éxito y se recomienda que el modelo de cárcamo debe ser probado hasta el punto de que se tenga la seguridad de su funcionamiento efectivo para hacer los cambios aprobados.

Figura BF-38 (a) - (1.7) - Reducción de la velocidad de entrada des-parramado el flujo en un área de gran tamaño o cambiar la dirección y la velocidad de entrada por medio de regularizadores.

1. - Levantar el piso en forma de que se extienda arriba del nivel mínimo del flujo.
2. - Suspendiendo y extendiendo alternativamente cerca del piso y cerca del nivel mínimo del flujo.

Figura BF-38 (b) - (1.7) - Cambiar la localización de las bombas en relación con la toma.

Figura BF-38 (c) - (1.7) - Cambiar la dirección del flujo agregando se-paradores en el piso y en la pared posterior del depósito, bajo el eje central de la bomba.

1. - Paralelos al flujo de entrada.
2. - Ajustarlos a la campana de la bomba si el piso es inaccesible.

Figura BF-38 (d) - (1.7) - Proveer interruptores para "detener el flujo" en caso de cárcamos de bombas múltiple y separados por paredes que tengan terminales en forma redonda u ojival.

Figura BF-38 (e) - (1.7) - Eliminar las paredes de separación.

ESTANDAR DEL INSTITUTO DE HIDRAULICA
CORRECCION A CARCAMOS EXISTENTES

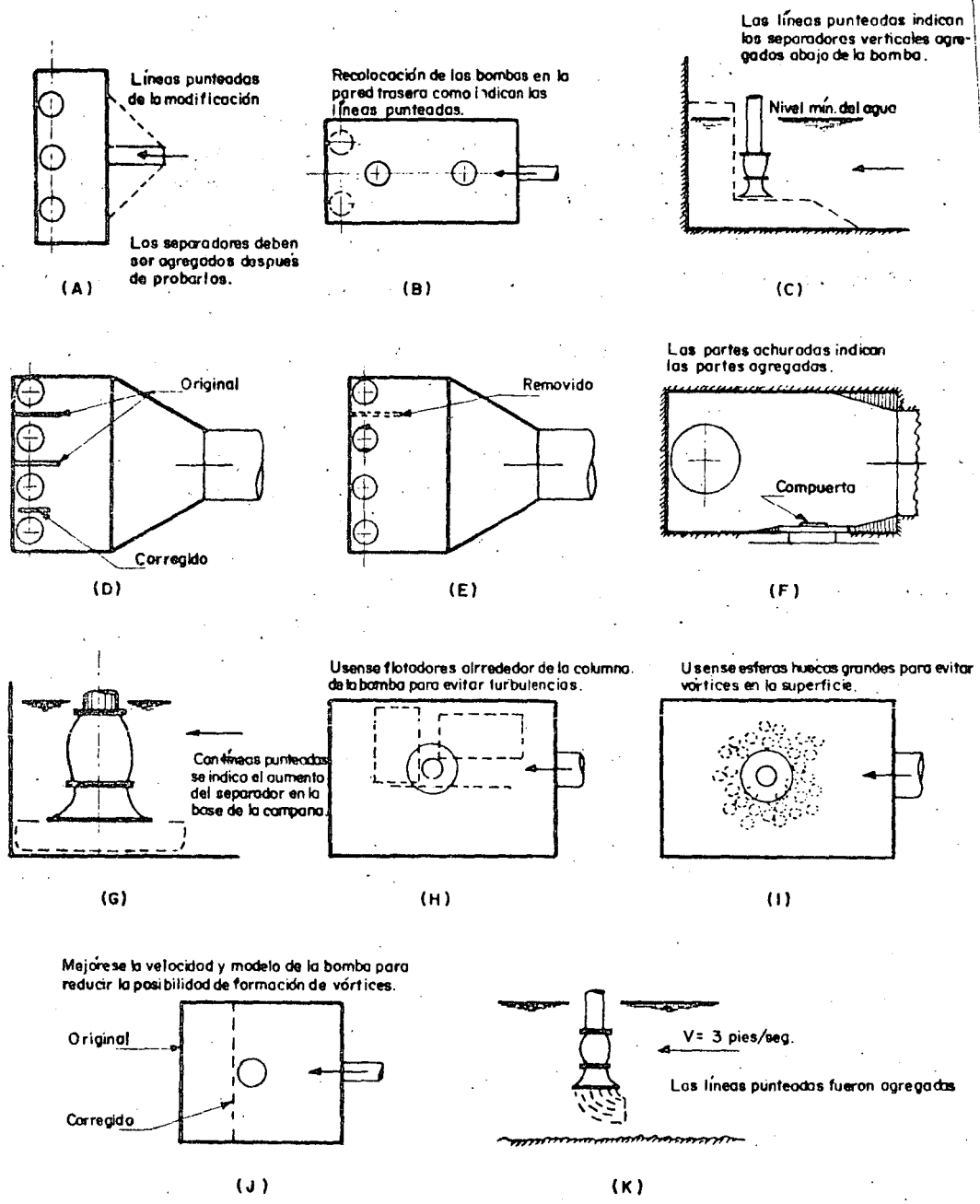


Fig. BF-38 - (17)

Figura BF-38 (f) - (1.7) - Eliminar los cortes rectos en las esquinas amortiguándolas en las compuertas, rejillas, etc., haciendo rellenos para obtener contornos suaves.

Figura BF-38 (g) - (1.7) - Reducir la velocidad del flujo y eliminar las turbulencias, añadiendo a la campana de succión una placa de extensión y un separador.

Figura BF-38 (h) - (1.7) - Colocar tarimas reticulares de madera alrededor de la columna de la bomba para impedir los remolinos superficiales.

Figura BF-38 (i) - (1.7) - Usar esferas grandes para impedir los remolinos superficiales.

Figura BF-38 (j) - (1.7) - Mejorar la velocidad del modelo de la bomba para reducir la posibilidad de la formación de remolinos.

Figura BF-38 (k) - (1.7) - Cambiar la dirección de la entrada del flujo gradualmente por medio de paletas curvas paralelas.

En general:

1. - Conservar el flujo de entrada abajo de 2 pies por segundo.
2. - Conservar el flujo en el cárcamo abajo de 1 pie por segundo.
3. - Evitar el cambio de dirección del flujo de la toma a la bomba.
4. - Cambiar la dirección, gradualmente, en forma suave e independiente.

Cualquiera de estas alteraciones, ya sean individualmente o en combinación, ayudarán a crear un flujo mejor en el cárcamo; si persisten las molestias será necesario limitar el flujo total o cambiar tanto las velocidades como el tamaño de la bomba.

B-65

PRUEBA CON LOS MODELOS DE ENTRADA

Muy a menudo, el análisis de los diseños propuestos sólo se puede obtener haciendo pruebas con modelos a escala de la toma. Los ingenieros responsables para el diseño de una estación de bombas, deben consultar con el fabricante de la misma para establecer uno o más arreglos de la entrada. Las pruebas para un modelo de cárcamo deberán ser, en este caso, dirigidas por la Universidad o por el fabricante de la bomba. Las pruebas del modelo de cárcamo pueden mostrar modificaciones en la estructura o en el arreglo de los amortiguadores cuando sea necesario y algunas veces las pruebas de modelos de cárcamo muestran lo considerable de la economía que se puede hacer en el diseño de la estructura de la entrada. El modelo deberá ser bastante extenso para incluir todas las partes del canal que puedan afectar el flujo cerca de la bomba, incluyendo rejillas y compuertas.

Pueden producirse diferencias entre el modelo y el prototipo, en vista de que todas las consideraciones de similitud no pueden producirse simultáneamente; por consiguiente el rango de niveles y velocidades debe de ser estudiado hasta reducir, en lo posible, cualquier acontecimiento desfavorable o indeseable que parezca, a la simple vista, insipiente en condiciones matemáticas análogas.

El flujo comparable en el modelo que se considera, puede ser obtenido por medio de los números de Froude, sobre esta base:

$$V_m = V_p \sqrt{R}$$

En donde:

V_m = Es la velocidad del agua en el modelo.

V_p = Es la velocidad del agua en el prototipo.

R = Es la relación lineal entre el modelo y el prototipo, o

$$\frac{L_m}{L_p}$$

en donde:

L_m = Es cualquier dimensión lineal en el modelo.

L_p = Es la dimensión en el prototipo que corresponde a cualquier dimensión L_m en el modelo.

Varios investigadores han encontrado una gran aproximación entre el modelo y el prototipo cuando las velocidades son iguales y cuando estas velocidades están de acuerdo con el número de Froude; por de pronto establece, y con artículo de precaución, que toda la gama de velocidades deberá ser estudiada en el modelo de prueba.

(Hasta aquí el artículo del Estándar de Hidráulica, N. del T.)

Accesorios:

Plataforma. - Se localiza en la corona del cárcamo y es en ella en donde se instala el equipo de bombeo.

Consiste en una losa de concreto armado con vanos; unos para dejar pasar las columnas de succión y otros para poder tener acceso a las escaleras, que se tienen en el interior, y ventilar el depósito. En estos últimos se colocan rejillas metálicas móviles que pueden formarse con fierros "Te" -

soldados a un marco de fierro ángulo. Las aberturas entre "tes" no deberá ser mayor de 5 cm. , colocando el patín arriba para comodidad del piso y - mejor trabajo estructural.

En ocasiones, toda la plataforma es metálica empleando en su estructura perfiles laminados de Fe. estructural que pueden servir a la vez - para soportar directamente las bases de las bombas. En este caso las dimensiones de las rejillas quedan supeditadas a la separación de las vigas, - recomendándose que tengan cierta uniformidad y facilidad para moverlas.

En su cálculo estructural se considera, además de las cargas muertas, el peso del equipo de bombeo incrementado en un 20%, para absorber en esta forma el impacto que se origina al trabajar y, pensando en las manobras que se hacen sobre de ella la carga viva, puede adoptarse de 750 Kg/m^2 ó la correspondiente a una bodega de maquinaria pesada especificada por el reglamento de construcciones.

Escaleras. - Se instalan en el interior, para poder llegar al fondo - desde la plataforma, con el objeto de inspeccionar, limpiar o hacer alguna reparación sencilla a los elementos de succión: también pueden servir para llegar al conducto de la toma.

Suelen emplearse del tipo marino formadas con varilla lisa de 2.54 cm. de diámetro (1") fijadas a las paredes y con descansos de losa de concreto armado a cada 3.50 m. aproximadamente. Se recomienda rodearla de una malla de alambre u otro material conveniente para formar así, una especie - de cilindro en toda su longitud y dar confianza y mayor protección al que la - use.

Fondo. - Aun cuando lo recomendable es evitar que al cárcamo lle - gue con el agua demasiada materia en suspensión, lo cual se procura desde - la localización de la toma y a lo largo del conducto, en la práctica, casi siem - pre se tienen depósitos de lodos y arenas en el fondo, debido a que se acumu - lan principalmente, cuando no está operando el equipo; pudiendo llegar hasta atascar las bombas, en casos extremos; para no dar lugar a ello o como una medida más para la protección de las unidades lo más fácil sería dejar un - - cierto espacio entre el fondo del cárcamo y la parte inferior del colador o la caja de impulsores. Sin embargo, este espacio generalmente es corto y debe limitarse para el buen funcionamiento del equipo, de acuerdo con las recomen - daciones del "Standards of Hydraulic", por lo tanto se debe buscar otra solu - ción, por ejemplo: construir el fondo del cárcamo en dos niveles consideran - do el superior para efectos de fijar la altura "C" recomendada. La diferen - cia entre estos dos niveles puede ser de más o menos 1.20 m. Fig. 1.8 Otra forma sería dividir por medio de un muro la sección del cárcamo, de tal ma - nera que se tenga un compartimiento antes del espacio que ocupan las colum - nas de succión. Estas medidas, también facilitarían la limpieza que será ne - cesaria aun de vez en cuando.

Ocasionalmente lo anterior puede no ser necesario, por ejemplo en aguas limpias de manantial, y solamente se tendrá el espacio debido a la altura "C".

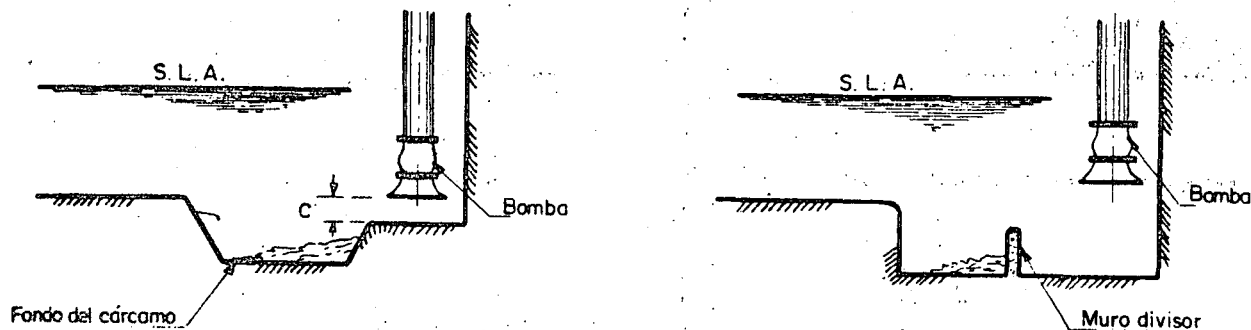


Fig. 1.8. - Fondo del cárcamo.

Cálculo estructural.

Es una estructura cerrada, sometida principalmente a cargas exteriores, debidas al empuje de tierras. Su condición de trabajo más desfavorable es cuando está vacío.

Si se construye de concreto armado, puede tratarse como un marco rígido analizando secciones horizontales de un metro de altura a diferentes elevaciones tomando en cuenta la variación del empuje de acuerdo con la clase de material y altura considerada. En este caso, por facilidad de construcción los espesores de las paredes se dejan constantes y se varía el armado de refuerzo.

Cuando se emplea mampostería el análisis será semejante, sólo que la estructura deberá quedar sujeta a esfuerzos de compresión únicamente.

Verticalmente trabaja como una columna hueca. Generalmente ya no es necesario analizarlo así, después de hacer el cálculo de secciones horizontales, porque las cargas verticales son pequeñas comparadas con el empuje de tierras.

Algunas veces, cuando el terreno es consistente solamente es necesario un revestimiento a la excavación procurando que sea impermeable. Ocasionalmente el pozo de succión puede labrarse en roca, si se tiene este material, aguas más o menos claras, en proyectos pequeños.

Elevación del fondo:

Para fijar la elevación del fondo en el cárcamo es necesario conocer algunos datos que corresponden a cada bomba y que son proporcionados por los fabricantes.

En la Fig. 1.9 se tiene esquemáticamente un caso, que puede tomarse como general y representa una centrífuga vertical. Las acotaciones indican:

- d_c es el tirante crítico en la descarga al cárcamo, determinado para las condiciones críticas de bombeo, y suponiendo una entrada libre. Cuando existan compuertas en la entrada, habrá que determinar el nivel del agua dentro del cárcamo considerando el tirante antes de la compuerta y las pérdidas por entrada.
- C Altura vertical del espacio entre el fondo y la campana de succión.
- Elev. T Elevación de la plantilla al final del conducto.
- Elev. F Elevación del Fondo.
- Elev. R Elevación del nivel mínimo del agua en el cárcamo.

Características de Fabricación de la Bomba.

- K Sumergencia mínima, requerida por la bomba (véase pag. 106)
- N Altura que ocupa un paso de impulsores.
- P Altura de la campana de succión.
- M Espacio vertical, ocupado por la bomba, incluyendo todos los pasos y el de la campana de succión.
- Z Altura entre el nivel mínimo del agua en el cárcamo y la brida de la campana de succión.

Es claro, que la elevación del fondo se determinará como sigue:

$$\text{Elev. F} = \text{Elev. T} + d_c - (Z + P + c)$$

$$Z = K + N$$

Se recomienda no considerar el mínimo valor de Z, sino un poco mayor y para ello se aumenta K, ya que N es fijo para un caso dado.

Elevación de la corona

Esta elevación tendrá como valor mínimo el que resulta de considerar el nivel máximo del agua en la fuente de abastecimiento más un bordo libre (llamémosle así) de más o menos 1.25 m. Sin embargo, por las condiciones topográficas de localización y por acomodo en el terreno, la corona o plataforma del cárcamo puede ser mayor.

Cálculo Hidráulico de la Toma

Con el estudio hidrológico se conocen los datos relativos al proyecto de la obra de toma y son:

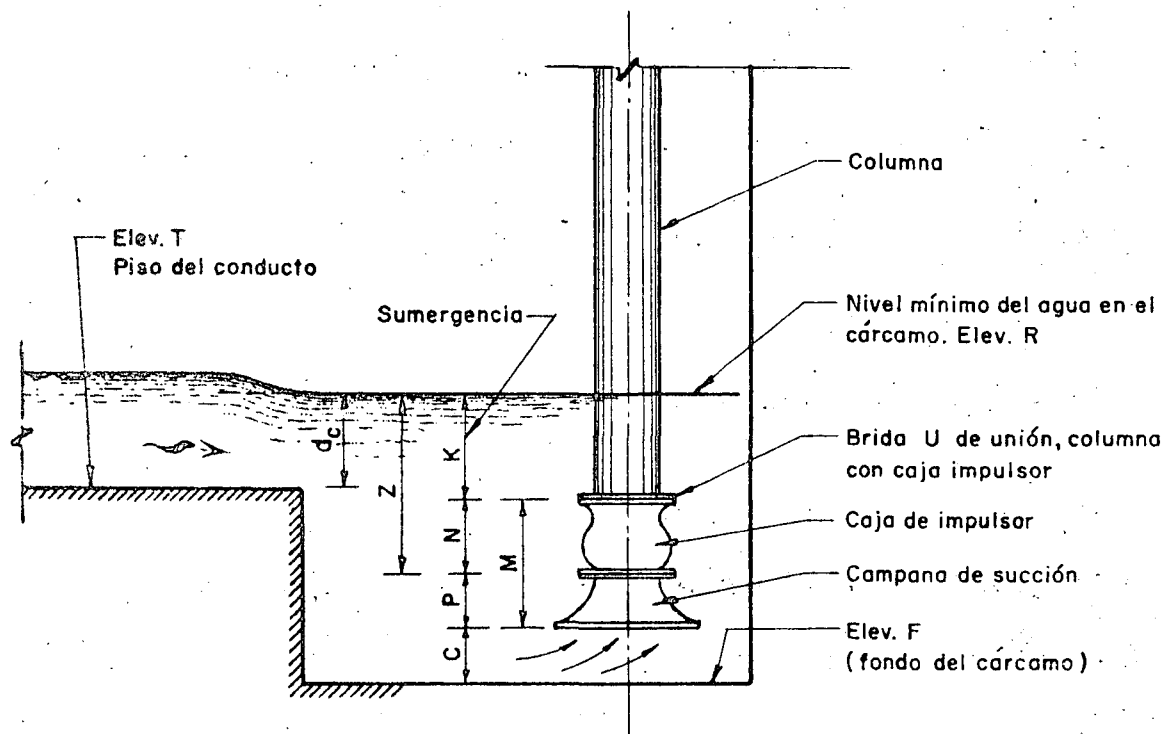


FIG. 1-9.- ELEVACION DEL FONDO DEL CARCAMO

Demandas mensuales de riego.

Gasto máximo de bombeo.

Elevación máxima y mínima del agua en el río.

Curva de gastos de la corriente.

Además, se debe tener ya definido el sitio de la toma, su topografía, un perfil por el eje del conducto y la ubicación del cárcamo.

La toma se debe diseñar para la condición más desfavorable de funcionamiento que generalmente resulta ser: la de requerir el gasto máximo, cuando se tiene el nivel mínimo del agua en el río. Sin embargo, pudiera --

darse el caso de que, de acuerdo con el estudio agrológico e hidrológico, se necesita el gasto máximo en una época en que dicho nivel no es precisamente el mínimo; esto dependerá del calendario de riego.

En cualquier caso, el cálculo hidráulico es análogo al que se expone a continuación, para lo cual servirá la figura 1.10

Se propone una sección hidráulica para el conducto que alimentará al cárcamo y se calcula el tirante crítico empleando la fórmula que define un régimen crítico, es decir:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad \text{Fórmula general.} \quad d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 g}} \quad \text{Para sección rectangular.}$$

En estas fórmulas:

Q = Gasto en m^3/seg .

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

A = Area hidráulica en m^2 .

T = Ancho, normal al flujo, de la superficie del agua en m.

B = Ancho de la plantilla de la sección en m.

d_c = Tirante crítico en m.

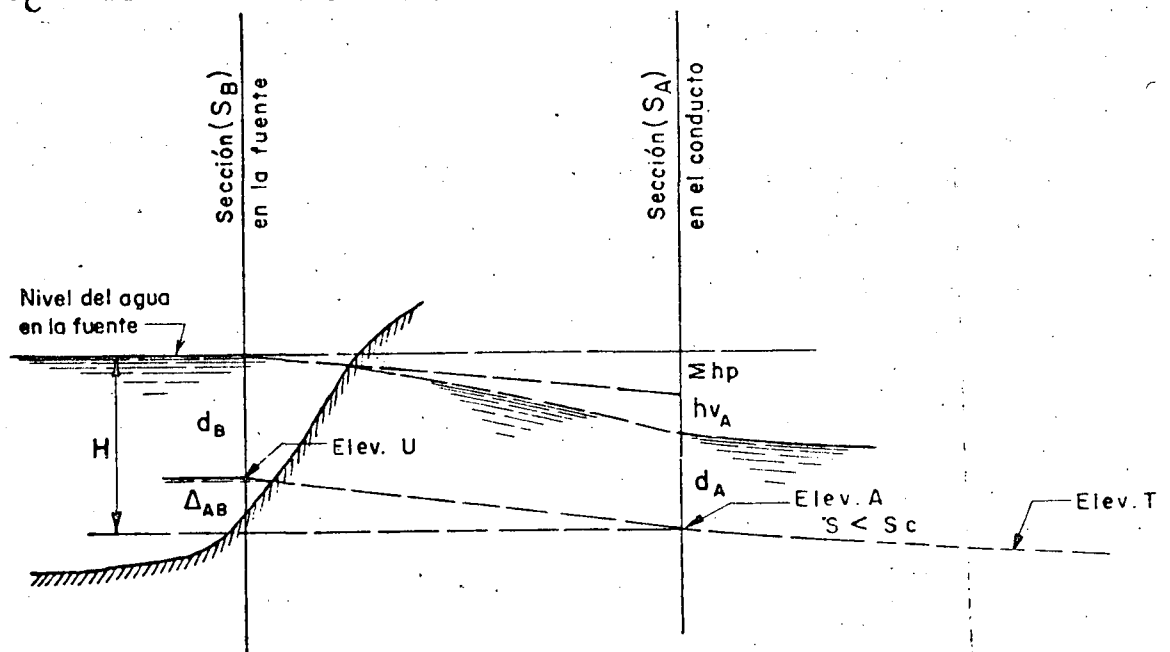


FIG. 1.10.- Hidráulica de la toma

Conocido este tirante, se puede calcular la pendiente crítica con la fórmula general de la velocidad de Chezy; empleando para c el coeficiente de Manning, Kutter, Bazin o de cualquier otro investigador. Generalmente se emplea Manning.

$$v = c \sqrt{rs} \quad \text{Chezy}$$

$$c = \frac{1}{n} r^{1/6} \quad \text{Manning.}$$

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} \quad ; \quad S_c = \left(\frac{v_c n}{r_c^{2/3}} \right)^2 \quad \text{Pendiente crítica.}$$

S_c = Pendiente crítica. v_c = Velocidad crítica en m/seg.

n = Coeficiente de rugosidad. r_c = Radio hidráulico crítico en m.

A continuación, se elige, para el conducto, una pendiente menor que la crítica para tener un régimen de escurrimiento tranquilo, calculándose el tirante normal y la velocidad correspondiente.

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = A_r^{2/3}, \quad \text{Para calcular el tirante normal.}$$

$$S < S_c \quad \text{y,} \quad v = \frac{Q}{A} \quad \text{velocidad en m/seg.}$$

Se recomienda que esta velocidad tenga un valor alrededor de 1.00 m/seg. y 1.50 m/seg. para no tener problemas de velocidades altas en la entrada al cárcamo.

Si con la sección y pendiente propuestas, no se consigue lo anterior, se harán otros tanteos hasta lograrlo, ya sea variando las características geométricas de la sección, la pendiente o ambos elementos.

Teniendo la sección definitiva del conducto y el tirante normal, se plantea el teorema de Bernoulli entre una sección del conducto y otra antes de la toma, con el objeto de determinar la carga hidráulica para que se verifique el escurrimiento del gasto Q .

Por lo tanto se tendría (véase Fig. 1.10)

$$d_A + h_{vA} + \sum h_p = \Delta_{A-B} + d_B + h_{vB} \quad (a)$$

y si se considera que $v_B = 0$ y $h_{v_B} = 0$ (velocidad en la fuente).

$$d_A + h_{v_A} + \sum h_p = \Delta_{A-B} + d_B \quad (a')$$

Si convencionalmente aceptamos que:

d_A = Tirante normal en la sección "A"

h_{v_A} = Carga de velocidad en sección "A"

Δ_{A-B} = Desnivel entre las dos secciones.

d_B = Tirante en la sección "B"

h_{v_B} = Carga de velocidad en la sección "B"

$\sum h_p$ = Suma de pérdidas de energía entre las dos secciones.

Las pérdidas de carga en general serán:

h_r ; por rejillas.

h_e ; por entrada al conducto.

h_f ; por fricción entre las dos secciones.

h_t ; por transición entre las dos secciones.

h_x ; por pérdidas por otros conceptos.

Si: $\Delta_{A-B} + d_B = H$

De acuerdo con la (a') se tendrá:

$$d_A + h_{v_A} + \sum h_p = H$$

Que es la carga necesaria para que escurra el gasto Q con el tirante

d_A

Elevación umbral de la toma.

Llamémosle elevación U , por lo tanto:

$$\text{Elev. } U = \text{Elev. N. A. Min. Río} - d_B$$

Como observación se dirá que la magnitud vertical del área expuesta de la rejilla deberá ser igual o menor que el tirante en el río d_B , aun cuando por otras conveniencias la magnitud vertical de la rejilla se deje mayor.

Elevación del conducto.

Si se llama elevación A a la elevación de la plantilla inicial del conducto se tiene que:

$$\text{Elev. } A = \text{Elev. N. A. Min. Río} - d_B - \Delta_{A-B}$$

Elevación final del conducto

Si la pendiente (s) es constante, la elevación T valdrá al final de la longitud L del conducto.

$$\text{Elev. } T = \text{Elev. } A - sL$$

Nivel mínimo del agua en el cárcamo

Generalmente, antes de descargar el conducto se construye la plantilla horizontal y en ocasiones es requerida una ampliación a la entrada al cárcamo. Se calculará el tirante crítico correspondiente a la última sección y la elevación del nivel de aguas mínimas será:

$$\text{Elev. N. A. Min. Cárcamo} = \text{Elev. } R = \text{Elev. } T + d_c$$

y para el caso de tener compuertas:

$$\text{Elev. } R = \text{Elev. } T + d_n - \sum h_p;$$

siendo d_n el tirante normal en el conducto y $\sum h_p$ las pérdidas por entrada.

Funcionamiento de la toma.

Si el nivel del agua en el río aumenta con relación al nivel considerado en el cálculo de la toma, el tirante en el conducto es mayor y consecuentemente el gasto que llega al cárcamo; pero el equipo solamente elevará una cantidad de agua de acuerdo con su capacidad.

Cuando el nivel del agua en el cárcamo sea superior a la clave del conducto, el funcionamiento que se tendrá será de vasos comunicantes y se puede considerar que el nivel del agua en la fuente es el mismo que el que existiría en el cárcamo.

3. EQUIPO DE BOMBEO

Lo constituyen todas las unidades (bomba y motor) de bombeo instaladas para proporcionar el gasto requerido, así como los accesorios de control y protección (válvulas) antes de iniciarse la descarga común y los dispositivos de arranque y parada.

En el capítulo III se expone un ejemplo para determinar las características de las unidades de bombeo.

4. DESCARGA

Puede decirse que la descarga de una planta de bombeo comprende todos los elementos e instalaciones que se requieren para conducir el agua, desde la salida de la bomba hasta donde se inicia su distribución.

De acuerdo con lo anterior, en la descarga de la planta se distinguen básicamente los siguientes elementos: tubería de descarga y tanque de descarga.

Tanque de Descarga

Dependiendo de la magnitud del proyecto podrá ser o no necesario un tanque de descarga propiamente dicho, pues en ocasiones para gastos pequeños, la bomba puede descargar directamente al canal de riego en un tramo que desde luego deberá estar revestido.

Ordinariamente este tanque se construye sobre la superficie, de sección rectangular, pero puede presentarse la necesidad de sobre elevarlo con relación al terreno, es decir, construir un tanque elevado con el fin de proporcionar en la zona de riego, las presiones requeridas: por ejemplo, tratándose de un riego por aspersión. Este último se hace, cuando por circunstancias -- del proyecto no convenga conectar la tubería de descarga directamente con la red de distribución, proporcionando con el mismo equipo de bombeo las presiones deseadas, que es lo que generalmente se acostumbra.

Localización del Tanque

En general, cuando se trata de proporcionar el riego mediante conductos funcionados por gravedad, la localización del tanque de descarga, en cierto modo, esta condicionada principalmente: a la topografía de la zona de riego, a la extensión de la misma y a la ubicación del equipo de bombeo. Es decir, topográficamente se buscará situarlo a una elevación suficiente para dominar todos los terrenos, procurando que en lo posible, los canales principales de --

riego que se inicien en este sitio sean cortos y buscando además, una extensión proporcional y equilibrada de las áreas de riego dominadas por cada uno de ellos. Respecto a la ubicación del equipo de bombeo, ésta deberá considerarse a fin de prever en cada posibilidad de descarga: la longitud de tubería, problemas de cruce, topografía y clase de terreno por el eje de la tubería de descarga.

No en todos los proyectos será visible la conveniencia de efectuar la descarga del gasto total hasta los terrenos más altos. En varias ocasiones, debido a la topografía, extensión y forma de la zona de riego, deberá buscarse la posibilidad de hacer varias descargas parciales a diferentes elevaciones o bien, elegir una altura para desfogar el gasto total y de este sitio hacer el rebombeo únicamente del gasto requerido para los terrenos más altos. La fig. 1. 11 muestra el caso de dos descargas.

Lo anterior se hace, con la idea de abatir el costo de operación del sistema de riego, así como el de construcción de los canales, sin que sea notable el incremento de la inversión inicial del proyecto, debido a las instalaciones adicionales que pueda originar este tipo de solución.

Por otro lado, también es frecuente, que se pretenda regar las tierras localizadas a lo largo de las márgenes de un río. En este caso, las descargas son inmediatas o cortas, y su elevación es fácil de elegir, pero en muchas ocasiones los canales de riego resultan costosos, debido a la forma alargada de la zona de riego; por lo que se recomienda que para estos proyectos se comparen económicamente las posibilidades de tener:

- a. - Una planta de bombeo más o menos grande, para regar toda la zona del proyecto.
- b. - Construir varias plantas de bombeo pequeñas, con las cuales se pueda regar toda la superficie, teniendo así canales cortos, y de menores dimensiones.

Cuando se ha decidido la posibilidad (b) se sugiere seleccionar a las bombas, previendo en lo posible una uniformidad en los equipos de bombeo de las plantas, con el objeto de poder intercambiar, refacciones y demás accesorios del sistema, durante su operación, lo cual redundaría en obvias ventajas. Véase Fig. 1. 12 .

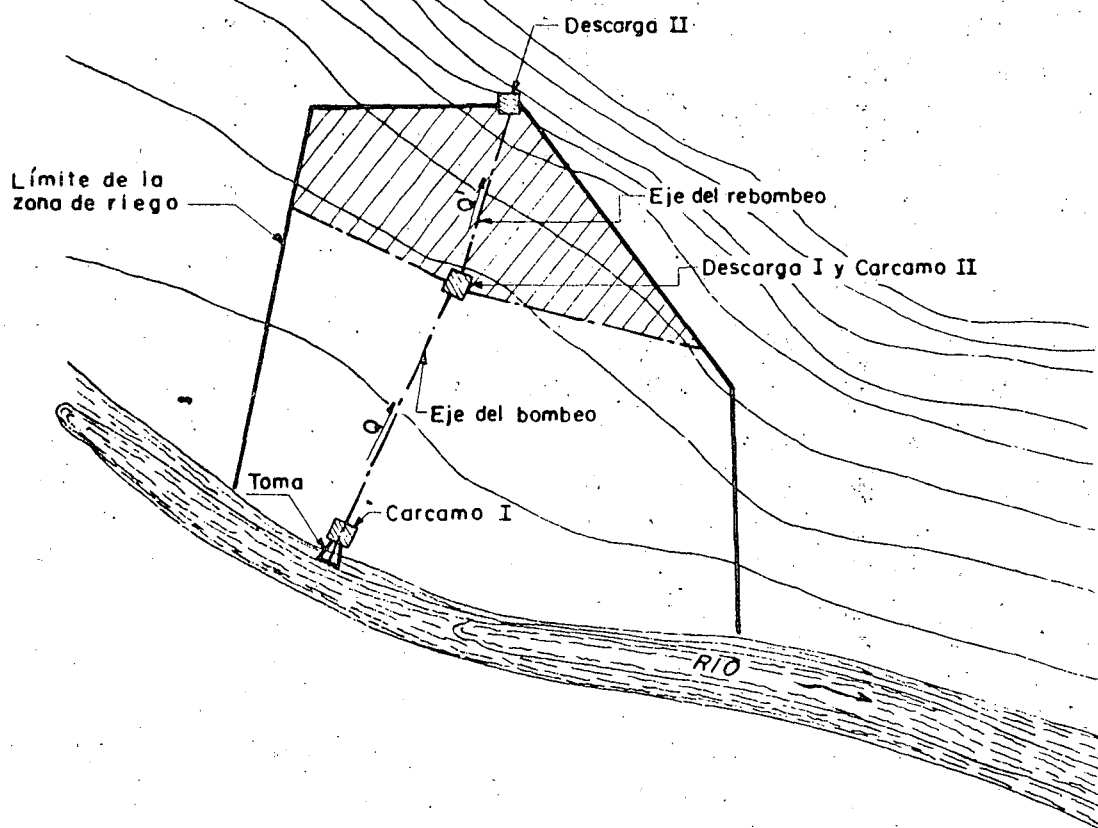


Fig. I.II Bombeo con dos descargas

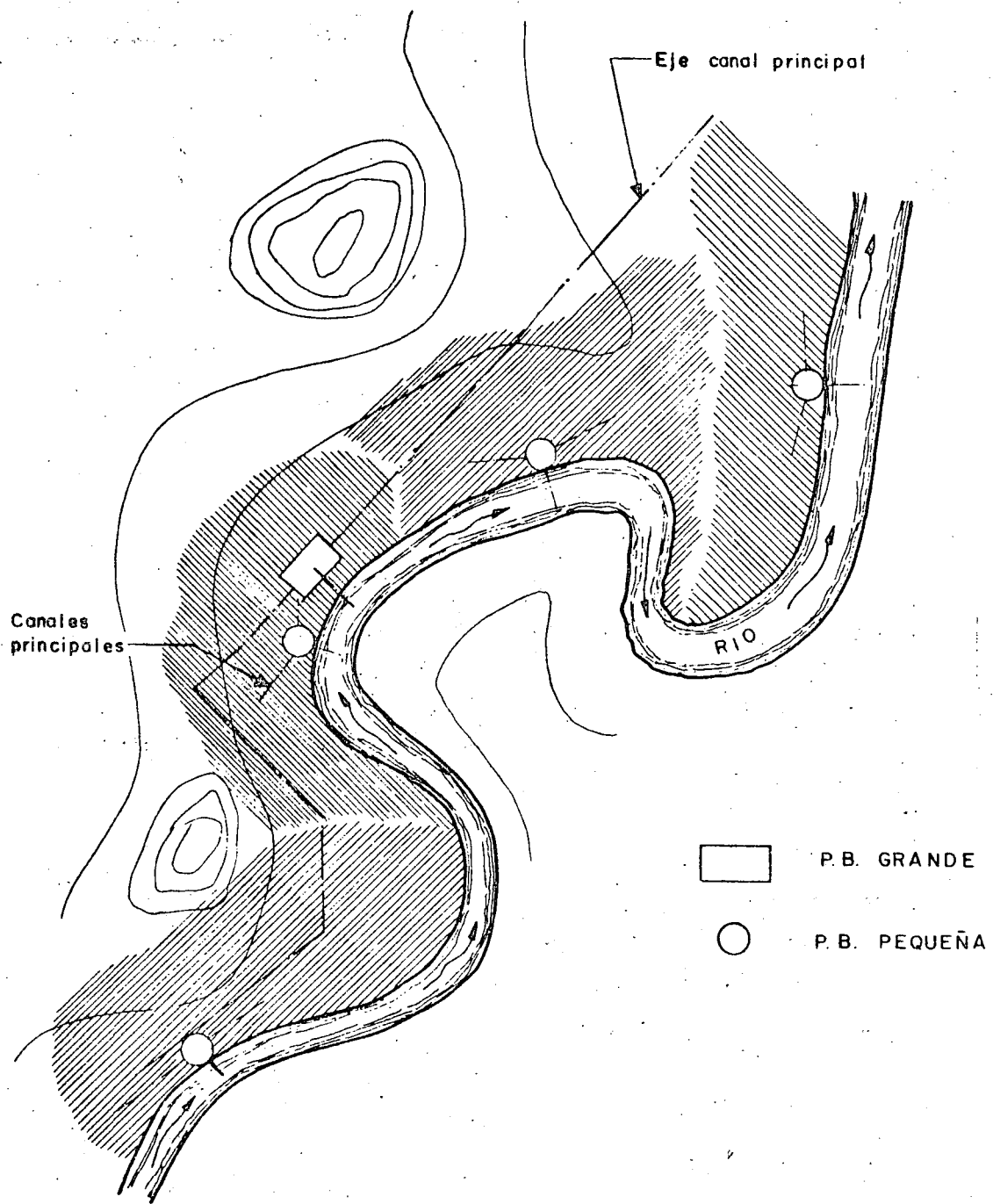


Fig. 1.12 Alternativa de riego, con una P.B. grande o varias pequeñas

Curva Elevaciones - Areas Dominadas

La elevación indicada para la descarga o descargas desde el punto de vista económico, se puede conocer trazando una gráfica que se le ha nombrado "Curva de Elevaciones-Areas dominadas", para lo cual se necesita contar con el plano topográfico de la zona de riego, conocer la ubicación del equipo de bombeo y haber elegido un eje para la tubería de descarga.

Esta gráfica se construye sobre un sistema de ejes cartesianos, anotando como ordenadas, las elevaciones según el eje de la tubería, fijando como origen el nivel del agua en la succión y como abscisas las áreas dominadas correspondientes en cada elevación, de acuerdo con un trazo aproximado de los canales. Esquemáticamente se muestra un ejemplo con la figura No.1.13.

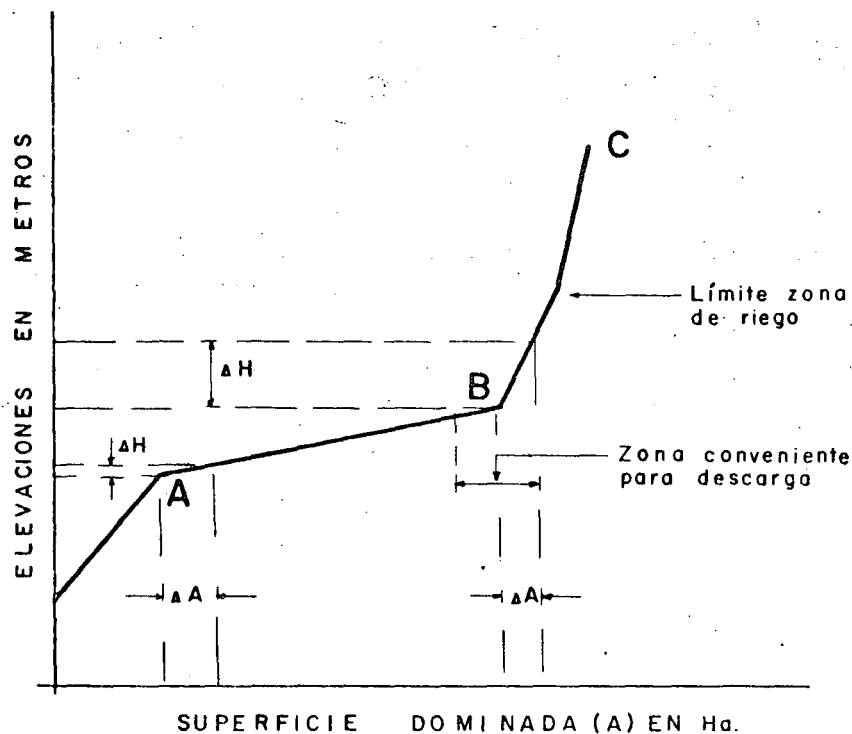


Fig. 1.13 Gráfica Elev. Ha. dominadas

En general, esta curva presenta dos zonas tales como la AB y la BC de la Fig. 1.13 de las cuales, en la primera, las áreas dominadas son más o menos proporcionales a las cargas estáticas de bombeo; en cambio, en la segunda (BC) se observará que los incrementos de superficie dominada ya no son normalmen

te proporcionales a los de la carga estática, del problema en cuestión. Por lo tanto, la transición entre estas dos zonas será un indicador que permita elegir la elevación conveniente de descargar e iniciar, si se justifica, el rebombeo.

Considerando las elevaciones viables para la descarga apoyándose en esta curva, se aconseja calcular para cada una de ellas los datos que a continuación se indican, con el objeto de evaluar y discutir cada alternativa para finalmente decidir la elevación y forma de efectuar la descarga.

La serie de datos referidos son los siguientes y se han anotado según el orden cronológico de cálculo, además, se ha considerado energía eléctrica para el impulso de los motores. La forma de conocer estos conceptos se expone en los capítulos de estos apuntes.

Datos Generales

- Elevación de la Descarga
- Area dominada
- Gasto requerido
- Carga estática del bombeo
- Longitud de tubería de descarga
- Diámetro y clase de la tubería de descarga
- Pérdidas de energía mayores en la tubería
- Carga total de bombeo aproximada
- Características del equipo de bombeo (número y tipo)
- Tipo y Potencia de motores
- Accesorios de control y protección (válvulas, compuertas, etc.)
- Características de las obras de Ingeniería Civil (cárcamo y canales)
- Características de la Subestación eléctrica
- Características de la Electrificación

Datos de Costos

- Costo tubería de descarga
- Costo Equipo de Bombeo
- Costo accesorios de control y protección
- Costo de las obras de Ingeniería Civil
- Costo obras de Ingeniería Eléctrica
- Costo cuota fija de electrificación
- Costo aproximado del metro cúbico de agua bombeada

Dimensiones del Tanque

Puesto que el gasto requerido en la zona de riego, en un momento dado, es proporcionado con el equipo de bombeo y los canales principales, se diseñan para el gasto máximo necesario; este tanque no es empleado como estructura -

regularizadora de gasto como sucede por ejemplo, en los problemas de abastecimiento de agua a poblaciones y únicamente sirve de transición entre la descarga de las tuberías y el inicio de los canales de riego. Por lo tanto, el gasto de llegada será igual al de salida y en el diseño de este tanque no se considera ningún volumen de agua retenido. Sus dimensiones, más que por otro factor, estarán en función del diámetro de las tuberías de llegada, y el espacio entre ellas, número y tamaño de las "tomas" necesarias, carga hidrostática requerida para estas tomas, así como de la facilidad para operarlas. Además, a estos datos habrá que agregar en su proporcionamiento definitivo el criterio y juicio del proyectista.

Tomas en el Tanque

Cuando un solo canal principal se inicia en el tanque de descarga, no es necesario instalar una toma controlada ya que, bastará con hacer en el tanque una escotadura de forma igual a la sección del canal para establecer el flujo; en el caso de iniciarse más de un canal puede ser necesaria la instalación de compuertas como por ejemplo las del tipo Miller o deslizantes.

Con el objeto de medir el gasto hidráulico que proporciona el equipo de bombeo y saber el que se entrega a la zona de riego (datos importantes en la operación del sistema) cerca del tanque de descarga y en los canales principales se construyen dispositivos o se instalan aparatos para esa finalidad; es usual y suficiente construir un vertedor de pared delgada con sus escalas de gastos correspondientes, también son útiles los medidores tipo Ventury o Parshall.

Existen en el mercado diversos tipos de medidores mecánicos automáticos, para ser instalados en tuberías o canales. Se recomienda instalar de este tipo, ya sea a la salida de las tuberías o en el inicio de los canales, pero siempre y cuando se tenga la certeza de su efectividad.

En ocasiones, se han instalado medidores mecánicos que por su grado de sensibilidad pueden obtenerse con ellos datos erróneos, por lo cual, se recomienda solicitar y consultar el catálogo de las casas vendedoras a fin de contar con información relativa a la medición del agua y el tipo de medidor que más convenga emplear, dadas las condiciones del caso.

En la Fig. No. 1.14 se tiene un medidor de aspas, para ser instalado en un canal. Registra el volumen de agua acumulado que pasa por él y con ayuda de un cronómetro puede determinarse el gasto en un momento dado.

Nivel del Agua en la Descarga

La elevación de la superficie libre del agua del tanque (elevación D) estará supeditada a la elevación requerida por la plantilla del canal en el origen (elevación P) del tirante correspondiente al gasto máximo (d) y de la carga hidráulica necesaria para operar las tomas o medidores.

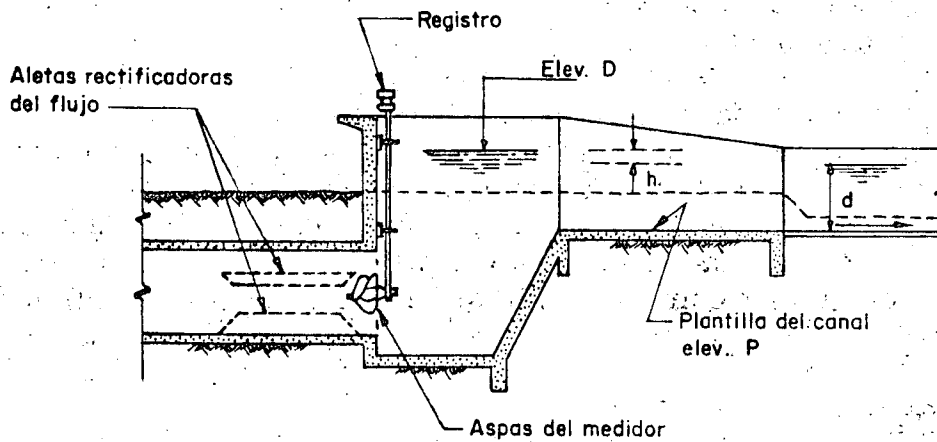


Fig. 1-14. — Medidor de aspas en un canal

Por lo tanto:

$$\text{Elevación D} = \text{Elevación (P)} + d + h$$

TUBERIAS DE DESCARGA

Descargas cortas

Cuando la descarga se hace inmediatamente al cárcamo, lo más conveniente es que cada bomba desfogue individualmente a un tanque o pileta, mediante una tubería que resulta ser corta y cuyo diámetro se elige igual al diámetro de la descarga de la bomba que, en el caso de bombas verticales será del codo cabezal. Esto generalmente se usa para evitar piezas especiales de reducción o ampliación que no se justifican dado la longitud de la tubería.

En estos casos el fenómeno del golpe de ariete que se puede tener por el paro de las bombas no es considerable y los accesorios de protección como son las válvulas; tanto para las bombas como para las tuberías, se eliminan.

En general, para evitar que el impulsor de las bombas gire en sentido contrario al normal de trabajo, debido al regreso del poco volumen de agua retenido en la tubería y columna de succión; en el caso de bombas verticales los motores eléctricos están provistos de un control llamado "trinquete de no retroceso" y en el caso de motores de combustión y bombas verticales, el cabezal de engranes

es el que impide ese movimiento. Por otra parte el regreso de este volumen de agua, ocasiona un lavado a los impulsores de la bomba, lo cual es beneficioso.

Descargas largas

Cuando la descarga se localiza lejos del equipo de bombeo y se tengan varias bombas, cada una de ellas también puede descargar individualmente, no obstante, es usual por razones económicas, conectarlas a una tubería común de mayor diámetro y con ella conducir el gasto total hasta el sitio elegido. En ocasiones será necesario o conveniente más de una tubería común lo cual dependerá de la magnitud del gasto, del número de bombas y de la forma que se prevea para combinar la operación del sistema, de tal manera que el gasto suministrado esté de acuerdo con las necesidades del riego.

Las características de la tubería de descarga, como son: diámetro, material, espesor, etc., se determinan mediante un estudio técnico-económico que permita elegir aquélla que ofrezca mayor seguridad contra los esfuerzos a que estará sometida, previendo todas las contingencias, pero que además se tengan los mínimos costos, tanto iniciales como de conservación, así como los que se originan por las pérdidas por fricción que se tengan en el sistema.

Respecto al diámetro debe considerarse que para un gasto (Q) y clase de tuberías dadas, en una de menor diámetro se tienen mayores pérdidas de energía por fricción y consecuentemente esto origina un aumento de la carga de descarga del sistema y por lo tanto en la potencia requerida por la bomba, lo cual se traduce en el aumento en los costos de operación. No obstante, el costo de esta tubería es menor y los accesorios, como son las válvulas, piezas especiales, etc., también lo serán. Una tubería de diámetro mayor cuesta más inicialmente, pero al producirse en ella menos pérdidas de energía, se puede tener un ahorro en la potencia, que a la larga y en muchas ocasiones es mayor que el costo adicional en su precio inicial, comparado con otra de menor diámetro.

El cuadro de la página No.59 puede ser útil para hacer un análisis económico en la elección del diámetro que convenga, desde este punto de vista y empleando tubería del mismo material. Después de efectuar varias alternativas, variando material y diámetro se podrá llegar a definir las características de la tubería de descarga.

Es recomendable en la elección del diámetro de la tubería de descarga, un análisis más o menos detallado, especialmente cuando se trata de una longitud grande, pues en ocasiones las pérdidas por fricción que se puedan tener en ella, ocasionan una variación en el valor de la carga manométrica, en tal forma, que puede influir notablemente en la elección del tamaño del motor y en los costos operativos de la planta, esto, independientemente de otros factores intangibles del proyecto en cuestión.

SELECCION DE LA TUBERIA DE DESCARGA

PROYECTO _____ MUNICIPIO _____ ESTADO _____

CLASE DE TUBERIA _____		GASTO _____ m ³ /seg.		FORMULA EMPLEADA EN EL CALCULO DE PERDIDA POR FRICCION _____					
DIAMETRO DE TUBERIA Y ESPESOR	LONGITUD TOTAL (m)	PERDIDA POR FRICCION			C O S T O S				
		metro/m.	TOTAL (2) x (3) (m)	ANUAL O EN TIEMPO T (4) x (T)	POTENCIA GAS TADA EN FRICCION ANUAL O EN TIEMPO (T)	TUBERIA INCLUYENDO INSTALACION (m)	TOTAL TUBERIA (7) x (2)	ANUAL TUBERIA O EN TIEMPO (T) (8) x (%) *	TOTAL ANUAL O EN TIEMPO (T) (6) + (9)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Nota. — La columna (6) se valorará según se trate de usar energía eléctrica (costo de los KW) o combustible gastado

* Porcentaje aplicado en la columna (9) igual con % interés + % amortización + % conservación

En cuanto al material y espesor de las tuberías, éstos dependerán principalmente de los esfuerzos a que estará sometida debido a las presiones normales de trabajo y las que se tienen por producirse el fenómeno llamado "golpe de ariete", que se presenta en el arranque y paro de las bombas. Las tuberías empleadas con más frecuencia son las de asbesto-cemento, acero, fierro y concreto.

En varios proyectos, la clase de tubería se elige de inmediato, al considerar las presiones que se tienen en el problema y los diámetros y resistencias de las tuberías que existen en el mercado mediante unos cálculos sencillos, por ejemplo: Considérese un bombeo como el que se indica en la Fig. No. 1.15 cuyos datos son:

Elevación de la succión	200 m.
Elevación de la descarga	270 m.
Gasto Total	1 m ³ /seg.
Longitud de descarga	2 500 m.

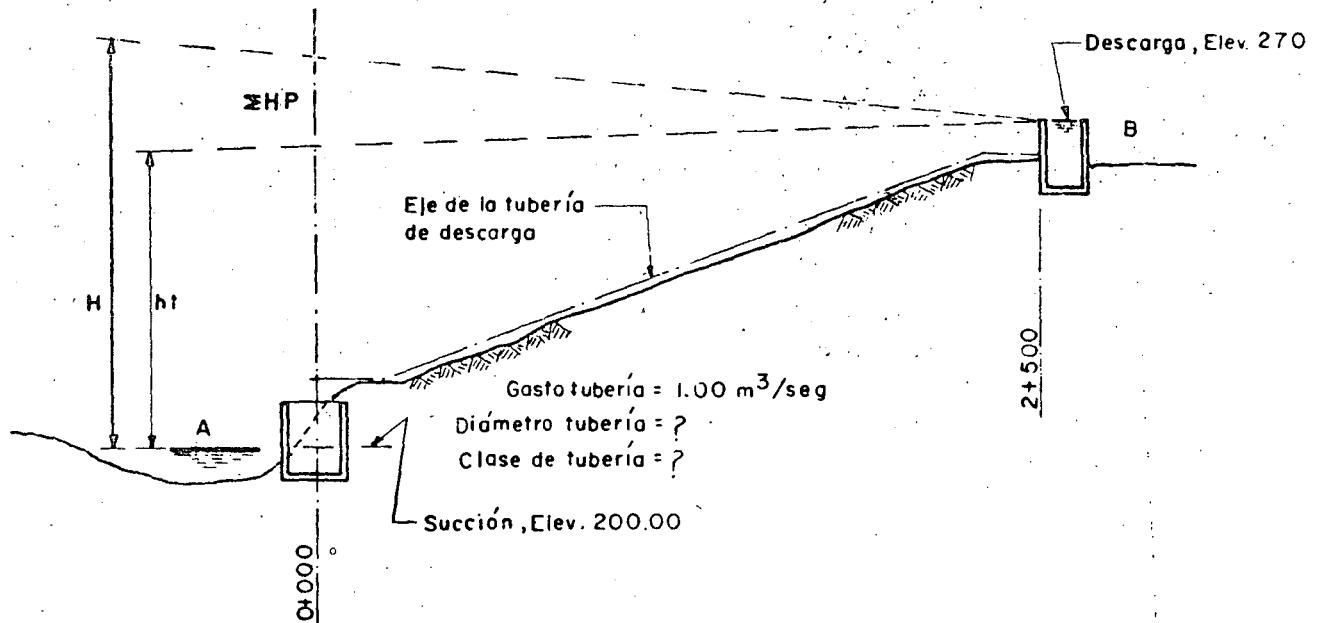


Fig. 1.15 Croquis de bombeo de A - B

De acuerdo con los datos anteriores, las cargas de presión normales serán, aproximadamente, las siguientes:

H = Carga estática + pérdidas mayores + pérdidas menores

Carga estática:

Elevación de descarga	270
Elevación de succión	<u>-200</u>
Carga estática	70 m.

Presión = 7 Kg/cm².

Pérdidas mayores:

Carga por fricción:

Considerando una velocidad en la tubería de 2.50 m/seg., se tiene que el diámetro de la tubería deberá ser:

Para: $Q = 1.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$ y $v = 2.50 \text{ m/seg.}$

Como: $Q = v \cdot A$

Luego: $A = \frac{Q}{v} = \frac{1.0}{2.5} = 0.4 \text{ m}^2$

$A = 0.4 \text{ m}^2 = 0.785 D^2$

De donde:

$$D = \sqrt{\frac{A}{0.785}} = \sqrt{\frac{0.4}{0.785}} = \sqrt{0.52} = 0.72 \text{ m.}$$

$$D = 0.72 \text{ m.} = 28.35''$$

Diámetro Comercial (inmediato superior) = 30'' = 76 cm.

La velocidad correspondiente a este diámetro es:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{1.0}{0.785 \times 0.76^2} = 2.21 \text{ m/seg.}$$

Empleando la fórmula de Manning:

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}; \quad \text{para el cálculo de las pérdidas por fricción.}$$

Según el nomograma que resuelve esta fórmula, se tiene para tubería de asbesto:

$$h_f = 4.3 \quad (\text{véase nomograma}) \text{ Pág. 206.}$$

$$h_f = \frac{4.3}{1000} \times L = 0.0043 \times 2500 = 10.75 \text{ m.}$$

Pérdidas menores:

Suponiendo que las pérdidas menores por accesorios (válvulas, codos, etc.), vale de acuerdo con la experiencia, 2.50 m.; el valor de la presión total, aproximadamente, será:

Carga estática total (h_{et})	70.00 m.
Pérdidas mayores (h_f)	10.75 m.
Pérdidas menores ($h_{acces.}$)	2.50 m.
Carga dinámica total aprox. (H_D)	83.25 = 84.00 m.
Presión normal aproximada	8.4 Kg/cm ² .

Sobrepresión por Golpe de Ariete

El fenómeno de golpe de ariete que se presenta al abrir o cerrar una válvula, es semejante al que se tiene por el paro o arranque de las bombas, - ya sea en condiciones de operación normales o por una interrupción de la energía eléctrica, cuando ésta se utiliza en los motores que impulsan a las bombas.

Existen métodos analíticos y gráficos para el cálculo de la sobrepresión por "golpe de ariete" para sistemas de bombeo. No obstante, un análisis minucioso de este fenómeno es generalmente complejo y laborioso, sobre todo cuando se trata de varias bombas conectadas a una tubería. Fig. 124 . En la mayoría de los casos, dada la magnitud del problema, no se justifica efectuar dicho análisis si se considera el tiempo necesario para hacerlo y además, los valores que se obtienen, quedan dentro de los calculados en forma menos aproximada.

Por otro lado, se tiene la inquietud de elaborar en un futuro, un programa para cálculo electrónico, que en forma abreviada y adaptado al rango de los problemas de bombeo para riego, en cuestión, permita determinar más - aproximadamente la magnitud de este fenómeno que por ahora no es posible -- efectuar. Así pues, para cálculo de sobrepresión por golpe de ariete se ha --

adoptado la fórmula de Lorenzo Allievi que se escribe a continuación. Con esta fórmula se obtiene el valor máximo que puede adquirir esta sobrepresión ya que fue deducida considerando las condiciones más críticas para el cierre de una válvula, esto es, aceptando que la máxima sobrepresión se verifica al instante de la primera fase del fenómeno y que el tiempo de cierre es:

$$T = \frac{2L}{a}$$

La fórmula es:

$$h_i = \frac{145 v}{\sqrt{1 + \frac{E_a d}{E_t e}}} \quad ; \quad \text{para} \quad T = \frac{2L}{a}$$

Representando:

h_i = Sobrepresión de inercia por golpe de ariete en, m.

v = Velocidad del agua en la tubería, en m/seg.

E_a = Módulo de elasticidad del agua, en Kg/cm².

D = Diámetro interior de la tubería, en cm.

e = Espesor de la tubería, en cm.

E_t = Módulo de elasticidad del material de la tubería, en Kg/cm².

L = Longitud de la tubería, en m.

a = Celeridad de la onda de presión, en m/seg.

Módulos de elasticidad para algunos materiales:

<u>Material</u>	<u>Kg/cm²</u>
Acero	2.100,000
Hierro fundido	930,000
Concreto simple	125,000
Asbesto - cemento	210,000
Agua	20,700

Volviendo al ejemplo:

Allievi. Se tienen los siguientes datos para sustituirlos en la fórmula de --

$$v = 2.21 \text{ m/seg.}$$

$$E_a = 20,700 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_t = 210,000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (asbesto - cemento)}$$

$$d = 76 \text{ cm.}$$

$$e = 8 \text{ cm. (se vé en catálogos)}$$

$$h_i = \frac{145 \times 2.21}{\sqrt{1 + \frac{20,700 \times 76}{210,000 \times 8}}} = \frac{320}{\sqrt{1 + \frac{1,573,200}{1,680,000}}} = \frac{320}{\sqrt{1 + 0.936}}$$

$$h_i = \frac{320}{\sqrt{1.936}} = \frac{320}{1.39} = 230.21 \text{ m.}$$

$$h_i = 230.21 \text{ m.}$$

$$h_i = P_i = 23.02 \text{ Kg/cm}^2$$

De acuerdo con los cálculos se tiene que las presiones en el sistema son :

$$\text{Presión normal (P}_n) = 83.40 = 8.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Sobrepresión por G. A. (P}_i) = 230.2 \text{ m.} = 23.02 \text{ Kg/cm}^2$$

Observando los valores anteriores, se puede pensar en las siguientes posibilidades.

a). - Emplear tubería de asbesto-cemento de 30" de diámetro con válvulas de alivio.

b). - Emplear tubería de acero con válvulas de alivio.

c). - Emplear tubería de acero capaz de resistir la presión total - para el caso más crítico de funcionamiento o sea cuando:

$$P_t = 8.4 + 23.02 = 31.4 \text{ Kg/cm}^2.$$

Posibilidad (a)

De acuerdo con la experiencia, se acostumbra considerarle a las válvulas de alivio una eficiencia de 80%, por lo tanto, la presión que servirá para la elección de la tubería, empleando válvulas de alivio es:

$$P_t = P_n + 20\% P_i$$

y para el caso en cuestión, se tiene:

$$P_t = 8.4 + 0.20 \times 23 = 8.4 + 4.6 = 13.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_t = 13.0 \text{ Kg/cm}^2$$

Que sería la presión soportada por la línea y observando este valor se deberá emplear una tubería de asbesto-cemento de 30" de diámetro tipo A-14. (14.0 Kg/cm²).

Posibilidad (b)

Espesor de la tubería de acero:

Considerando el rango de los diámetros y presiones que ordinariamente se tienen para las tuberías de descarga en estas plantas de bombeo; el espesor se determina consultando las especificaciones de los fabricantes de tubería, teniendo como datos el diámetro y la presión considerada. La tubería empleada es la fabricada con acero "Grado B", según especificaciones de la A.P.I. (American, Petroleum Institute).

En forma aproximada se puede calcular el espesor con la fórmula llamada del "cilindro delgado" que es:

$$e = \frac{P d}{2 f_s} + c$$

Siendo:

e = espesor en cm.

P = Presión total considerada en Kg/cm².

d = diámetro interior en cm.

f_s = 0.6 f_y = 0.6 x 1900 = 1140 Kg/cm².

c = Espesor adicional previsto para corrosión y que no se considera en la resistencia de la tubería. Su valor varía de 1.5 a 2.5 mm. Generalmente se adopta 1.5 mm.

Consultando el catálogo de tubería de acero para: $P = 13.0 \text{ Kg/cm.}$
 y $d = 30'' \phi$ se observa que la tubería deberá tener $0.635 (1/4'')$ de espesor.

Posibilidad (c)

$$P = 31.4 \text{ Kg/cm}^2 ; d = 30'' ; e = 1.27 (1/2'')$$

De acuerdo con los cálculos anteriores, es claro que en este ejemplo se vislumbra que lo conveniente es emplear tubería de acero y válvulas de alivio (Posibilidad (b), ya que, para estos diámetros y estas presiones la de asbesto-cemento es más costosa, así como también la de acero de $1/2''$ de espesor. No obstante, esa aseveración se aclara con la comparación de costos aproximados de las tres líneas que se indican a continuación, y en los cuales se han considerado los conceptos más importantes que afectan a la inversión inicial en cada posibilidad. El costo de las válvulas de alivio no se consideró porque afectan a las dos posibilidades más viables (a) y (b).

Posibilidad	Precio por m. \$/m	Costo junto, inst. y prueba. \$/m	Pintura anticorrosiva \$/m	Costo aprox. Total \$/m
(a) Tubería de a-c A-14 de $30'' \phi$	1 500	60	-	1 560
(b) Tubería de acē- ro, $30'' \phi \times 1/4''$	700	200	75	975
(c) Tubería de ace- ro, $30'' \phi \times 1/2''$	1 160	365	75	1 600

En términos generales se prefiere tubería de acero para descargas mayores de $24''$ de diámetro; no obstante deberá hacerse siempre un estudio económico para decidir la elección.

Con la idea de adoptar para la línea de descarga, una solución en la cual se tengan las menores pérdidas de energía y un ahorro en su costo; es aconsejable, proponer y analizar varias posibilidades, por ejemplo, en la Figura No. 1. 16 se presentan 4 soluciones propuestas para la descarga del problema de bombeo AB. Como puede observarse, en la solución (a) dadas las condiciones topográficas y de acuerdo con el gradiente de energía, se propone usar tubería de acero en el tramo AC y tubería de asbesto de C a B. En la proposición (b) en el punto C se ha considerado la construcción de una caja rompedora de presión e instalar tubería de acero de A a C y un sifón de concreto de C a B. La proposición (c) indica la posibilidad semejante a la anterior pero en lugar del sifón de concreto se ha pensado en un canal postizo o puente canal pa

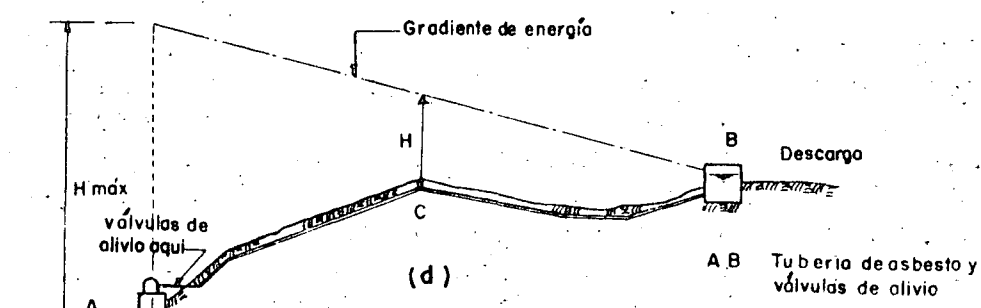
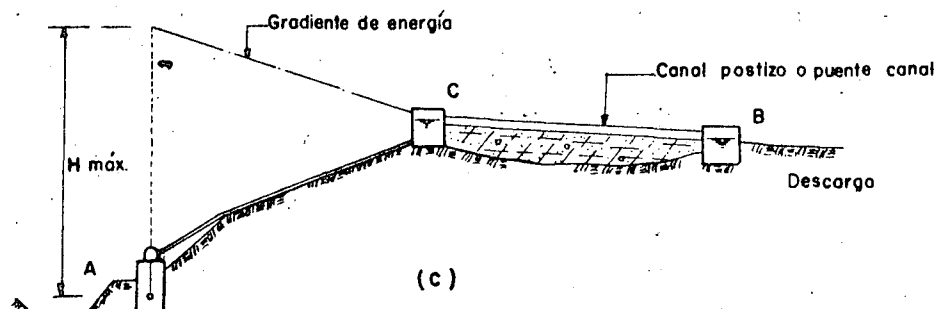
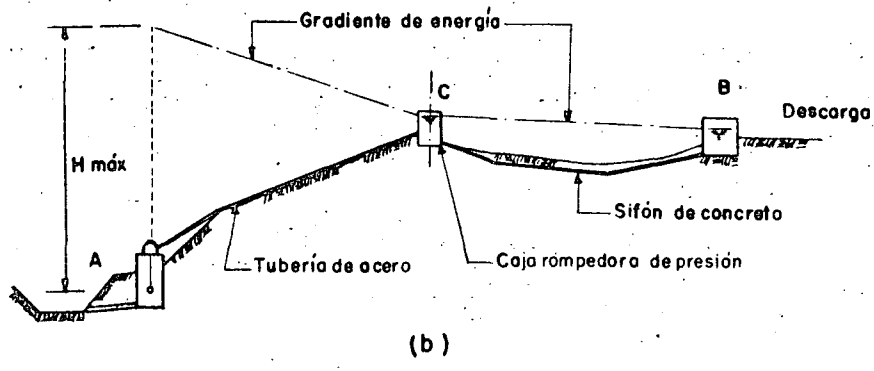
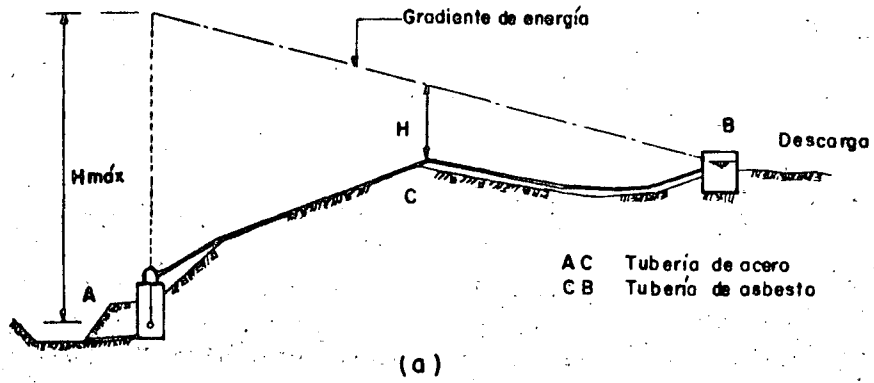


Fig. 116-Cuatro soluciones para la descarga A B

ra el tramo CB. Por último, otra proposición (d) para este sistema de bombeo podría ser la de emplear de A a B una tubería de asbesto-cemento, si las presiones normales que se van a tener de A a C puedan ser resistidas por esta -- clase de tubería e instalar "válvulas de alivio" en el punto A, es decir, al principio de la descarga, con el objeto de amortiguar el fenómeno de golpe de ariete.

El ejemplo anterior es muy frecuente y se sugiere pensar en las posibilidades de descarga señaladas, cuando se tenga un caso semejante.

Instalación de Tuberías

Las tuberías se instalan sobre la superficie, enterradas o combinando estas dos maneras. Esto dependerá de la topografía, clase de tubería y geología del terreno; por ejemplo, en un terreno rocoso es probable que convenga llevarla superficialmente. En el tipo de instalación que se adopte también se deben -- considerar otros factores relacionados con la protección de la línea y así, una -- tubería que está propensa al deterioro o mal trato de personas y animales es preferible enterrarla; especialmente cuando es de asbesto o concreto. Cualquiera -- que sea la forma de tubería o instalación se deberá procurar evitar en lo posible los quiebres, tanto horizontales como verticales, con el objeto de eliminar codos y otras piezas especiales necesarias para dar los cambios de dirección. Es -- tos quiebres aumentan las pérdidas de la carga, el costo de la instalación y en -- ocasiones pueden propiciar el confinamiento del aire mezclado con el agua.

Se acostumbra clasificar a las tuberías, por la forma de instalarlas en: visibles y enterradas; y dependiendo de llevar juntas de dilatación o no, en: abiertas y cerradas. En general cuando se utilizan tuberías de acero se prefieren las visibles y abiertas.

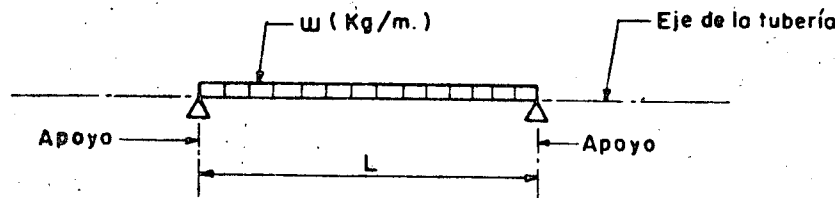
No es por demás recordar que para la instalación de las tuberías de -- descarga se consulten los catálogos e instructivos formados por las casas vendedoras de este material, con el fin de eliminar la posibilidad de alguna falla durante la operación del sistema, causada por una instalación inadecuada. Es conveniente hacer un plano de la instalación de esta tubería en el cual se indique -- claramente las válvulas de protección (Check, Alivio, Eliminadoras de aire, -- etc.) y control; codos, atraques o machones y silletas, así como juntas de dilatación, si el caso lo amerita.

Silletas

Ordinariamente las tuberías de acero empleadas son apoyadas sobre silletas sin anillos atiesadores.

Para determinar el espacio máximo entre silletas de una tubería de -- acero, ésta se supone como una viga continua y un cantil ver formado por el extremo de la tubería que se conecta a una junta de dilatación.

En forma aproximada el tramo de tubería entre dos apoyos se puede considerar como una viga simplemente apoyada, teniendo entonces:



El momento flexionante vale:

$$M = \frac{\omega l^2}{8} = \frac{\omega l l}{8} = \frac{W l}{8}; \text{ siendo: } W = \omega l$$

$$\text{Por otro lado: } M = f_s S; S = \frac{W l}{8}$$

$$\text{Por lo tanto: } l = \frac{8 f_s S}{W}$$

representando:

l = Longitud de la tubería entre silletas, en m.

S = Módulo de la sección de la tubería, en cm^3 .

$$S = \frac{(D - d)^4}{32 D}; \text{ en } \text{cm}^3; D = \text{Diámetro exterior};$$

d = Diámetro interior.

W = Carga total en la tubería igual a ωl ; en Kg.

ω = Carga unitaria considerada (Kg/m). Las cargas para valuar son:

Peso propio de la tubería (Kg/m) y peso del agua dentro de la tubería en tránsito.

f_s = Esfuerzo a la tensión de la tubería (1265 ó 1140 Kg/cm²)

Cuando por condiciones topográficas no sea posible adoptar la máxima separación entre silletas, es claro que deberán colocarse tan cercanas como sea necesario. Esto último es frecuente en cantiles y terrenos escarpados.

Las silletas pueden quedar formadas con perfiles de fierro estructural a base de ángulos, placas y soleras o bien de concreto armado. Por facilidad de construcción se prefieren estas últimas y se calculan con la carga que les trasmite la tubería. Las figuras Nos. 1.17, 1.18 y 1.19 representan el tipo de silletas que se emplean con más frecuencia.

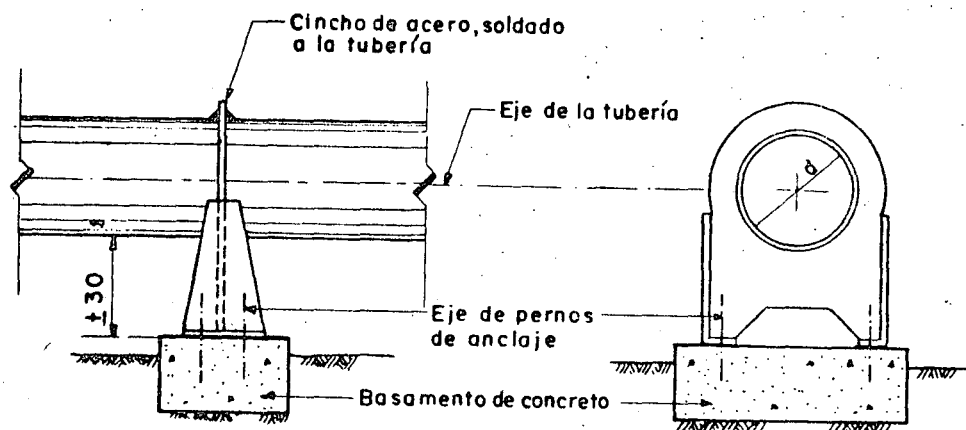


Fig. 1.17.—Silleta de acero para apoyo fijo

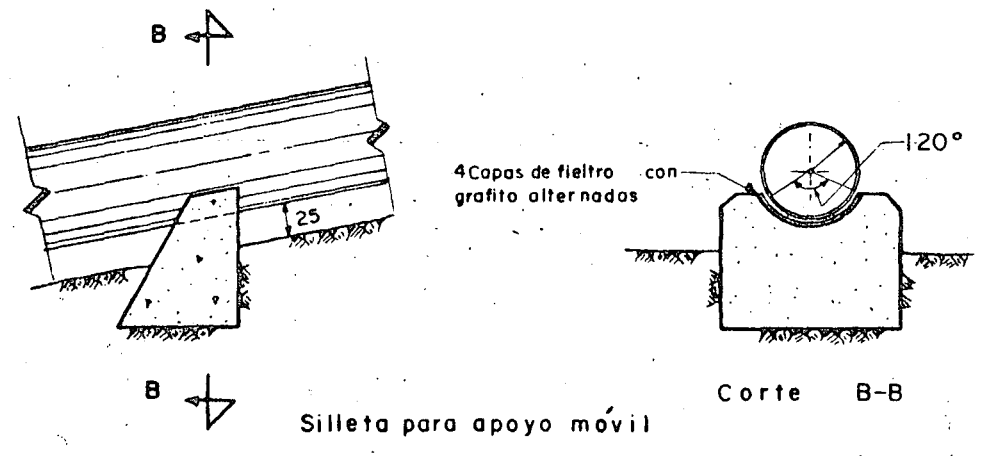
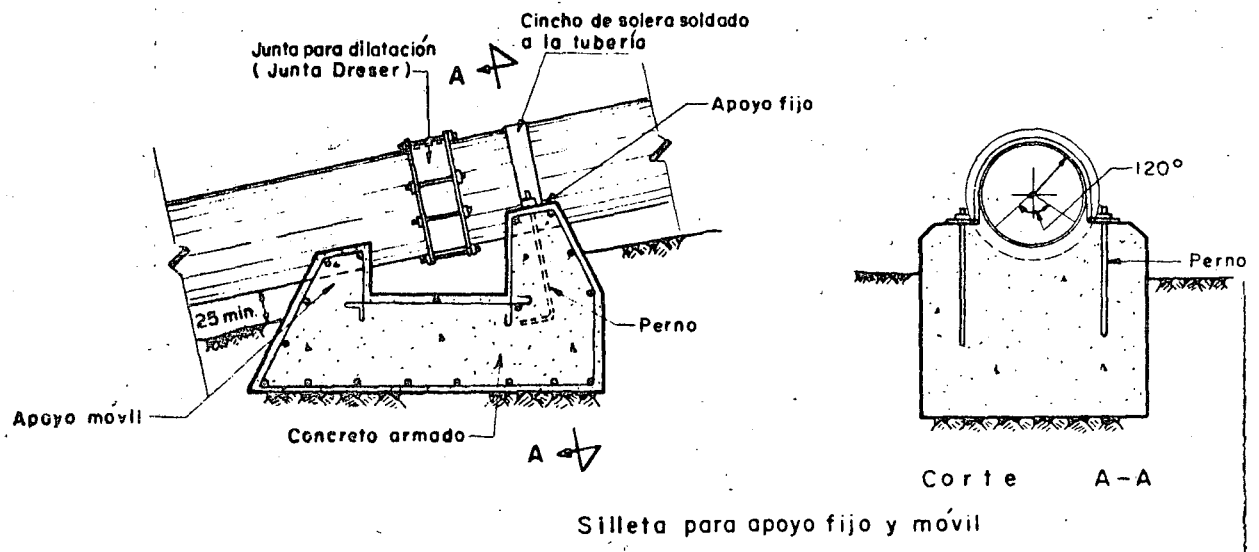


Fig. I.18 Silletas de concreto

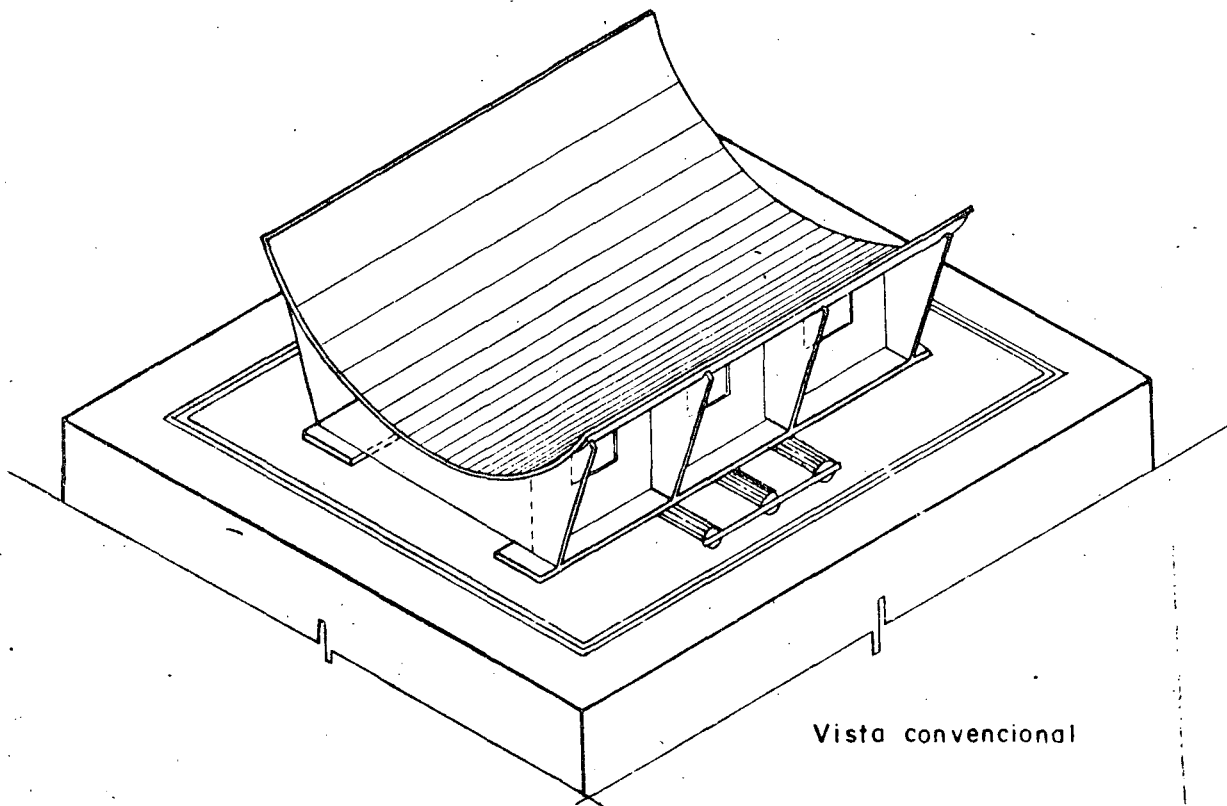
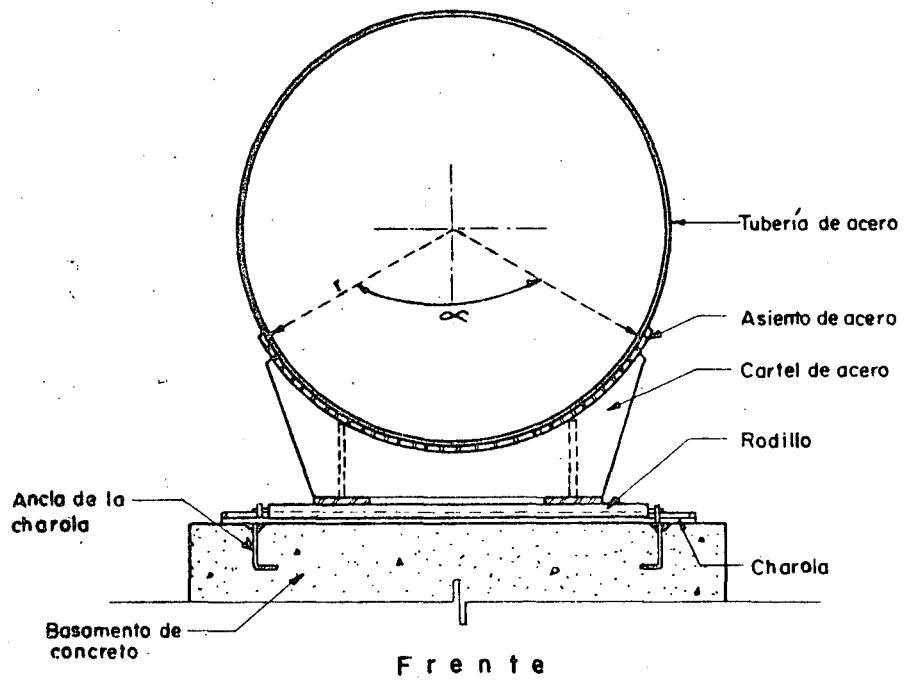


Fig. I.19 Apoyo móvil para tubería de acero

Machones

La fuerza que se considera en el cálculo de los machones o atraque que sean necesarios en las deflexiones de la tubería, es la que corresponde a la suma de la fuerza total resultante, debido a la presión hidrostática y la resultante originada por el impulso y la reacción que ejerce el agua sobre el codo.

Observando la figura No.1.20 y de acuerdo con los principios de la hidráulica se tiene:

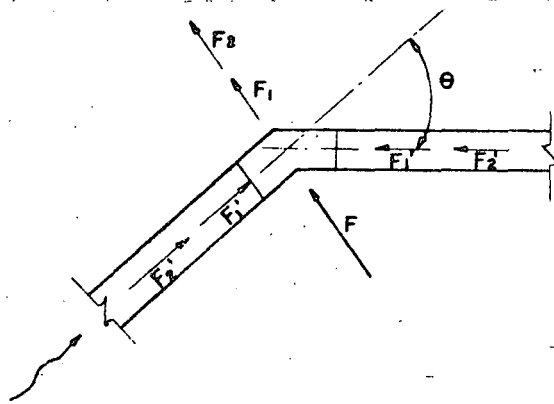


Fig. 1.20 Fuerza total resultante sobre el codo de una tubería, con agua en circulación

$$F = F_1 + F_2$$

$$F_1 = 2ap \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} = ap \sqrt{2(1 - \cos \theta)}$$

$$F_2 = 2a \frac{\omega v^2}{g} \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} = \frac{a \omega v^2}{g} \sqrt{2(1 - \cos \theta)}$$

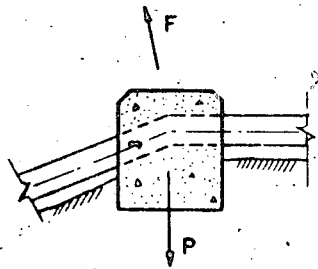
Por lo tanto:

$$F = 2a \left(p + \frac{\omega v^2}{g} \right) \operatorname{sen} \frac{\theta}{2}$$

En esta fórmula:

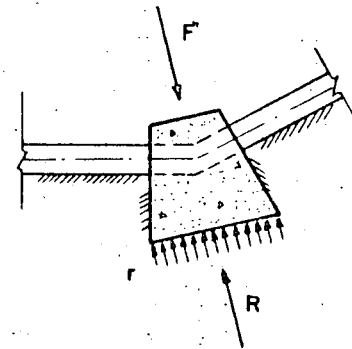
- F = Fuerza total sobre el codo, en Kg.
- a = Area de la sección transversal del tubo, en m^2 .
- p = Presión en la tubería, incluyendo la debida al golpe de ariete (Kg/m^2)
- ω = Peso específico del agua, en Kg/m^3 .
- v = Velocidad del agua dentro de la tubería en m/seg.
- g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg/seg.)
- θ = Angulo de deflexión del eje de la tubería.

El diseño del atraque dependerá del sentido que tenga esta fuerza sobre el codo de la tubería. La fig. No. 1.21 muestra los casos más frecuentes que se presentan, indicando el principio de cálculo.



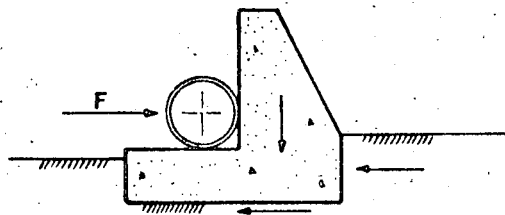
$$P \geq F$$

El peso del machón P debe contrarrestar la fuerza F



$$AT = R \geq F$$

El area de contacto A por la reacción del terreno R , soportan la fuerza F



El atraque trabaja como muro de retención que se opone a la fuerza F

Fig. 1.21 Atraques típicos en tuberías

Atraque para válvula Check

Se ha ideado un atraque para la válvula de retención (Check, Duo-check, etc.) en las plantas de bombeo, con el objeto de asegurar la rigidez de la conexión y además para poder desmontar fácilmente dicha válvula cuando sea necesario. Este atraque se sitúa en el extremo aguas abajo de la válvula Check y consiste fundamentalmente, en una placa de acero, con una ranura igual a la sección interior de la tubería; y con agujeros que se corresponden con los de las bridas del tubo y de la válvula. Esta placa se fija en la losa de piso, como lo indica la fig. No. 1.22. En el cálculo del espesor de esta placa se considera la presión por golpe de ariete y se acepta un espesor mínimo de una pulgada.

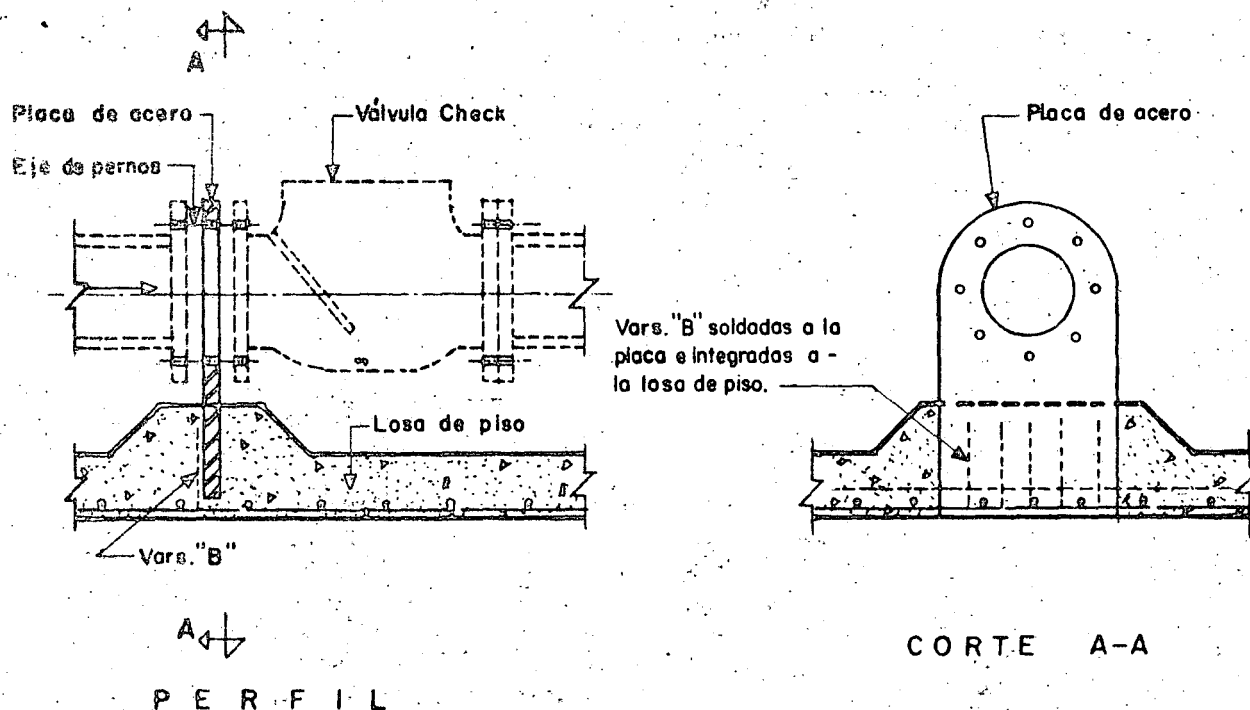


Fig. 1.22.-Atraque para válvula check

Juntas de Dilatación

Se instalan para absorber los alargamientos o acortamientos de la tubería, debido a los cambios de temperatura, y con el fin de no originar esfuerzos excesivos por este motivo, en las silletas o machones.

Se acepta que el coeficiente de dilatación en las tuberías es: 12×10^{-6} por cada grado centígrado, y por lo tanto el incremento o decremento de la longitud vale:

$$\Delta l = 12 \times 10^{-6} L \quad \text{siendo } L \text{ la longitud de la tubería entre dos atraques.}$$

Se ha adoptado el uso de las juntas Dresser para absorber el efecto de los cambios de temperatura en la tubería para los casos comunes y corrientes. En ocasiones será necesario la adquisición de una junta de expansión especial que exista en el mercado y deberá consultarse el catálogo respectivo para conocer los alargamientos que se pueden absorber con este accesorio.

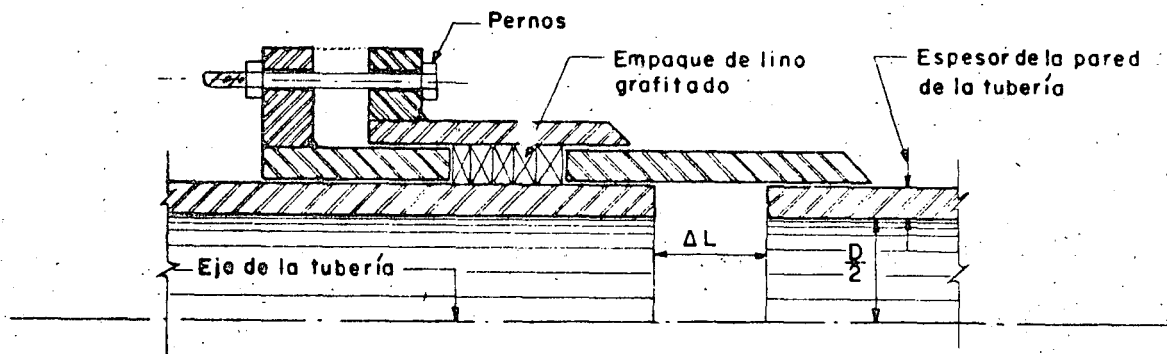


Fig. 1.23.-Junta de dilatación típica

Extremo final de la tubería

Al final de la tubería se acostumbra conectar un codo a 90° con el objeto de guiar la dirección del chorro hacia el fondo del tanque de descarga. Esta descarga se amortigua con el colchón que se preve en el diseño del tanque y se aconseja que tenga un espesor de por lo menos un metro.

Debe aclararse que el choque del agua en el tanque, es más o menos suave puesto que, la velocidad de escurrimiento en la tubería es siempre baja. Algunas veces se elimina el codo, introduciendo la tubería en el tanque, a un nivel inferior al del origen de la plantilla del canal principal de riego, con el objeto de lograr un ahogamiento constante. Cuando la descarga se hace en sifón, se deberán tomar las medidas previsorias para que dicho dispositivo funcione en forma deseada, lo cual se indicará al tratarse el cálculo de la carga de descarga. (véase página No. 97)

CAPITULO II

TERMINOS USADOS EN BOMBEO

Al estudiar lo relativo al equipo de bombeo intervienen algunos conceptos que se deben tener presentes y que conviene recordar y aclarar. Los que se citan a continuación son los más empleados y están de acuerdo con la práctica usual.

2.1. Presión

Presión atmosférica. - También se le llama presión barométrica, - - por los aparatos (barómetros) que se usan para medirla y es aquella que se - - tiene en un lugar debida al peso de la atmósfera, por lo cual, varía con la - - altura con relación al nivel del mar, teniendo a cero metros un valor de 1.033 Kg/cm² (en condiciones normales), que corresponden a una columna de mercurio de 0.760 m. ó a 10.33 m. de columna de agua. Figs. 2.1 y 2.3 .

Presión Manométrica. - Es la presión que se tiene en una superficie, sin considerar la presión atmosférica y por ello suele llamársele presión relativa.

Presión Absoluta. - Se llama así, a la presión resultante de considerar la atmosférica, más aquella que la producen otras causas o sea la manométrica. Se mide arriba del cero absoluto y puede estar arriba o abajo de la presión atmosférica.

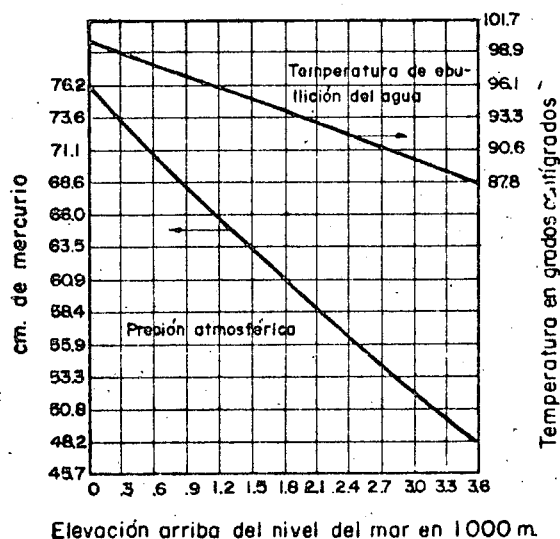


Fig. 2-1.— Presiones atmosféricas para altitudes hasta de 3660 metros

Presión negativa. - Cuando la presión absoluta es menor que la atmosférica se dice que se tiene una presión negativa. Un ejemplo sencillo de cuando se tiene esta clase de presión es el siguiente:

Si se introduce un tubo, abierto en ambos extremos, en un recipiente con agua Fig.2.2 ; el nivel del líquido será igual dentro y fuera del tubo. Si con una bomba se extrae el aire por su parte superior, el agua subirá dentro del tubo, debido a la presión atmosférica y al vacío efectuado, hasta una altura igual a la del barómetro en ese lugar, suponiendo un vacío perfecto y - despreciando la tensión del vapor del agua. En estas condiciones, la presión absoluta en A, (P_A) será igual a la presión manométrica. Esta presión con relación a la de B, (P_B) es mayor en un valor correspondiente a la carga hidrostática h , por lo tanto:

$$P_A = P_B + \delta h$$

siendo δ el peso específico del agua.

Luego :

$$P_B = P_A - \delta h$$

La presión manométrica en B, (P_B) valdrá:

$$P_b = P_A - \delta h - P_A$$

puesto que P_A es igual a la presión atmosférica.

Por lo tanto:

$$P_b = - \delta h ; \text{ y la carga será: } - \frac{\delta h}{\delta} = - h$$

A esta carga también se le llama carga de vacío o de succión (véase pag. 110)

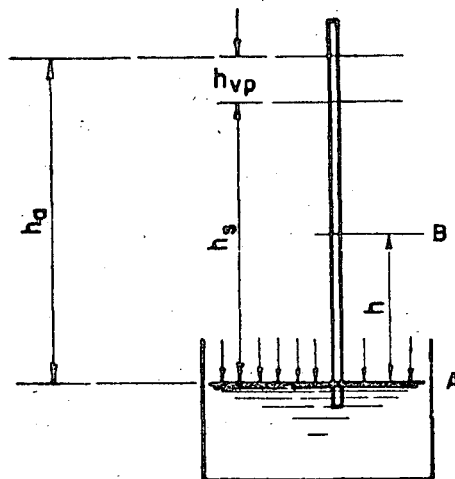


Fig. 2.2.- Presión negativa

Límite de la carga negativa. - Si h_a es la altura que corresponde a la presión barométrica y h_{vp} es la equivalente a la tensión del vapor, la altura límite de la columna (h_s) será:

$$h_s = h_a - h_{vp}$$

Aún cuando la bomba extractora de aire, continuara trabajando después de que el agua alcanzó la altura h_s , el nivel dentro del tubo ya no subiría más y lo que se consigue es extraer el vapor de la superficie dentro del tubo. Cuando el líquido se llegara a calentar la altura h_s descendería porque h_{vp} aumenta y en el punto de ebullición h_s valdría cero.

Por lo anterior la carga negativa máxima que puede tenerse depende de la presión barométrica del lugar y de la tensión del vapor y ésta de la temperatura. Al nivel del mar la altura de succión máxima teórica es de 10.33m.

Presión de vapor. - Es la presión que ejerce el vapor de la superficie libre de un líquido cuando éste se encuentra a una temperatura arriba de su congelación. También se define como la presión a la cual se vaporiza un líquido si se le agrega calor o a la que el vapor de una cierta temperatura se condensa a líquido y se le quita calor.

En el caso del agua, la presión de vapor tiene valores definidos a cualquier temperatura y se pueden ver en las tablas de vapor. Al convertir las presiones de vapor a carga en metros, se debe considerar la temperatura del agua bombeada.

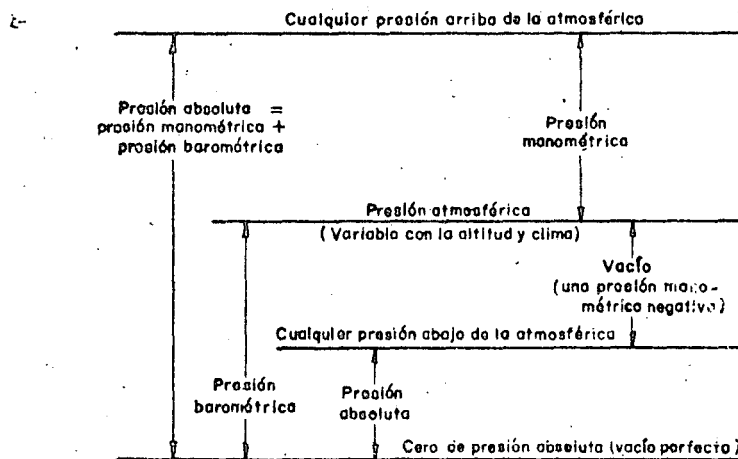


Fig. 2-3.-PRESIONES - Relación de términos empleados

Unidades de presión. - Las presiones se expresan en unidades de fuerza entre unidades de superficie o bien en metros de columna correspondiente, de acuerdo con el peso específico del líquido considerado.

En problemas de bombeo de agua, se acostumbra expresarlas en metros y es usual trabajar con presiones manométricas:

$$1 \text{ Kg/cm}^2 = 10 \text{ m. col. de agua} = 1 \text{ atm. métrica.}$$

$$0.10 \text{ Kg/cm}^2 = 1 \text{ m. " " " } = 3.28 \text{ pies.}$$

$$1 \text{ Kg/cm}^2 = 14.223 \text{ lbs/pulg}^2 = 32.808 \text{ pies.}$$

2.2 Columna o carga total de bombeo.

Definición. - Es un sistema de bombeo, se le da el nombre de columna o carga total, a la suma de las energías contra las que debe operar una bomba para mover determinada cantidad de agua de un punto a otro.

De acuerdo con lo anterior, la carga total (H) para una bomba centrífuga horizontal, es igual a la diferencia entre la carga de descarga (H_D) y la carga de succión (H_s) es decir:

$$H = H_D - H_s \quad (1)$$

En la Fig. 2.4 se presentan dos casos típicos de instalación de bombas centrífugas horizontales. - Difieren entre sí por lo siguiente:

En el caso 2.4a, la bomba se localiza en un nivel superior al de la superficie del agua en la succión (lo más frecuente en problemas de riego) actuando únicamente la presión atmosférica, tanto en la succión como en la descarga. En el 2.4.b, la bomba se encuentra a un nivel inferior al del agua en la succión, y además se supone que, en la succión o en la descarga o bien en ambos, actúa una presión P_s y P_d respectivamente, que es diferente a la atmosférica.

Valor de la columna en 2.4.a.

En este caso la carga de succión es una carga negativa, por lo que, la columna valdrá numéricamente, la suma de H_D y H_s . Aclaremos:

$$H_s = - h_s - h_{fs} \quad (a)$$

$$- H_s = h_s + h_{fs}$$

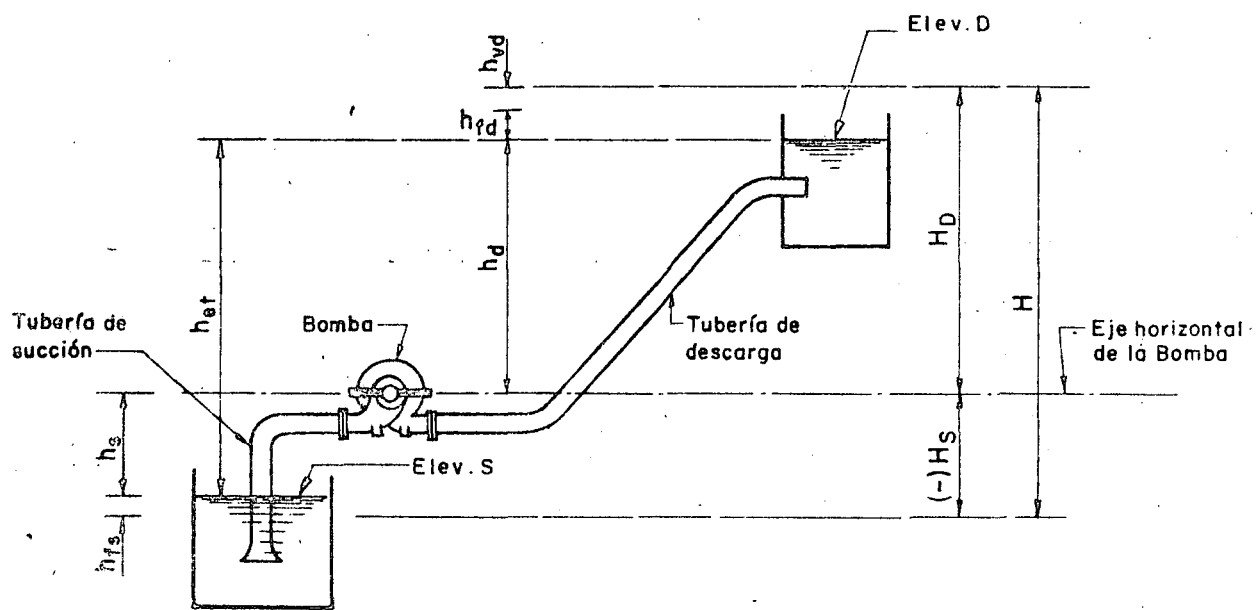
$$H_D = h_d + h_{fd} + h_{vd} \quad (b)$$

Sustituyendo (a) y (b) en (1)

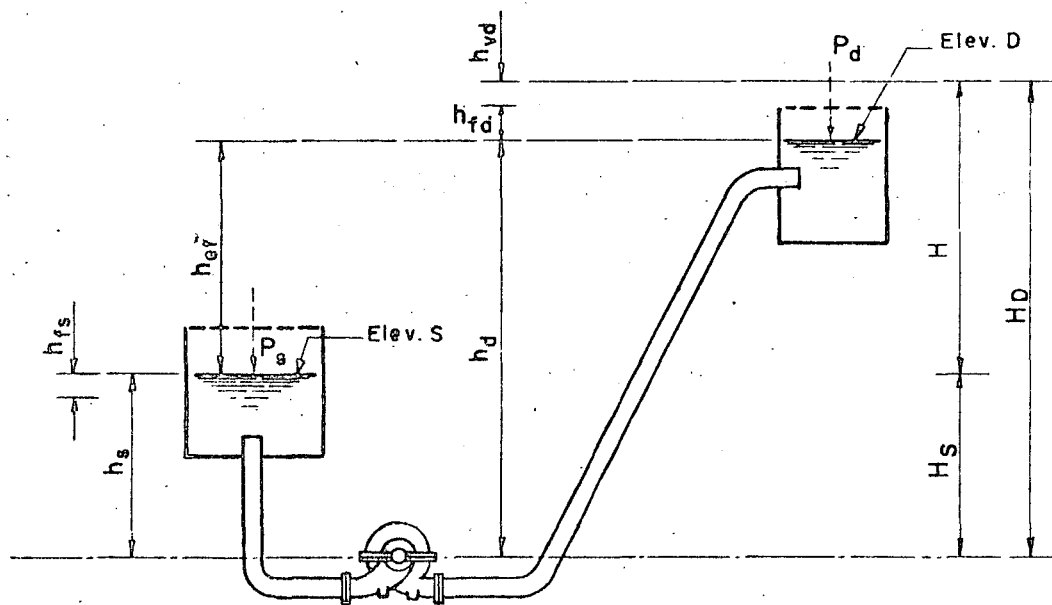
$$H = h_d + h_{fd} + h_{vd} + h_s + h_{fs}; \text{ valor de la carga total.}$$

o también:

$$H = h_{et} + h_{fd} + h_{vd} + h_{fs}$$



(a)



(b)

Fig. 2-4.— Instalaciones típicas de bombas centrífugas horizontales

Porque:

$$h_{et} = h_s + h_d = \text{Elev. D} - \text{Elev. S.}$$

Valor de la columna en 2. 4. b.

$$H = h_s - h_{f_s} \quad (a')$$

$$H_D = h_d + h_{f_d} + h_{v_d} \quad (b')$$

Sustituyendo (a') y (b') en (1)

$$H = h_d + h_{f_d} + h_{v_d} - h_s + h_{f_s} \quad \text{Valor de la carga total.}$$

o también:

$$H = h_{et} + h_{f_d} + h_{v_d} + h_{f_s}$$

porque:

$$h_{et} = h_d - h_s = \text{Elev. D} - \text{Elev. S.}$$

Si se considera que se tienen las presiones, diferentes a la atmosférica P_s y P_d el valor de la carga será:

$$H_S = h_s - h_{f_s} + P_s$$

$$H_D = h_d + h_{f_d} + h_{v_d} + P_d$$

$$H = h_d + h_{f_d} + h_{v_d} + P_d - h_s + h_{f_s} - P_s$$

$$H = h_d + h_{f_d} + h_{v_d} - h_s + h_{f_s} + P_d - P_s$$

Como:

$$h_d - h_s = h_{et}, \text{ se tiene finalmente que:}$$

$$H = h_{et} + h_{f_d} + h_{v_d} + h_{f_s} + (P_d - P_s)$$

Si solamente en la descarga se tiene la presión P_d , el valor de la carga total será:

$$H = h_{et} + h_{f_d} + h_{v_d} + h_{f_s} + P_d$$

En las expresiones anteriores, los términos representan lo siguiente:

H = Carga total. - Suma de las energías que se tienen en el sistema cuando trabaja la bomba a determinada capacidad. Se expresa en metros de columna de agua absolutas o manométricas. Usualmente manométricas.

H_s = Elevación de succión o carga de succión. - Se le da el primer nombre cuando la bomba se localiza arriba del nivel del agua en la succión (como en el caso 2. 4. a), y el segundo, si la elevación de ese nivel es superior al sitio de la bomba, caso - - 2. 4. b.

Su valor es igual a la carga estática de succión, menos todas las pérdidas de energía que se tengan en la succión más alguna otra presión (diferente a la atmosférica) que se tenga en ese sitio, convertida naturalmente en metros de columna de agua.

h_s = Elevación estática de succión o carga estática de succión - Recibe uno u otro nombre según que la bomba se encuentre arriba o abajo del nivel libre del agua en la succión.

Su valor es igual a la diferencia de elevaciones entre el eje horizontal de la bomba y la superficie del agua en el suministro. Nótese que en el caso 2. 4. a, tiene un valor negativo pero se suma algebraicamente en el cálculo de la columna.

h_{fs} = Carga de fricción en la succión. - Es la carga equivalente en -- metros, que se necesita para vencer todas las pérdidas de energía debidas al flujo en la tubería de succión.

Las pérdidas son principalmente :

Pérdidas por entrada. - Su magnitud dependerá del diseño del -- extremo de la tubería en la entrada del agua, por lo que es re -- comendable un abocinamiento para disminuir su valor. También dependerá de los accesorios, por ejemplo válvulas y coladeras, que se tengan en la entrada.

Pérdidas por accesorios. - Es debida a codos, válvulas, etc. que se tengan en la succión. Se acostumbra incluir esta pérdida en el cálculo de la fricción, para lo cual se expresa en longitud equi -- valente a la tubería que se use.

H_D = Carga de descarga. - Es la suma de las cargas estática (h_d), de fricción (h_{fd}) y de velocidad (h_{vd}) en la línea de descarga. Ocasionalmente se considera la presión P_d diferente a la atmosférica que se pudiera tener en el sitio de la descarga. Esto último casi no se presenta en bombeo para riego.

Ordinariamente, tanto la carga (H_D) como la de succión (H_s) se expresan con relación al eje horizontal de la bomba; sin embargo puede tomarse como referencia otra elevación haciendo la aclaración correspondiente.

En la Fig. 2.5 se tienen 3 casos más de descarga. En el sistema 2.5. a, la carga estática (h_d) de descarga, es mayor que como se define generalmente; en la 2.5. c, se suma con signo negativo ya que actúa en favor del escurrimiento y en la 2.5. b, se muestra un caso típico de descarga con sifón.

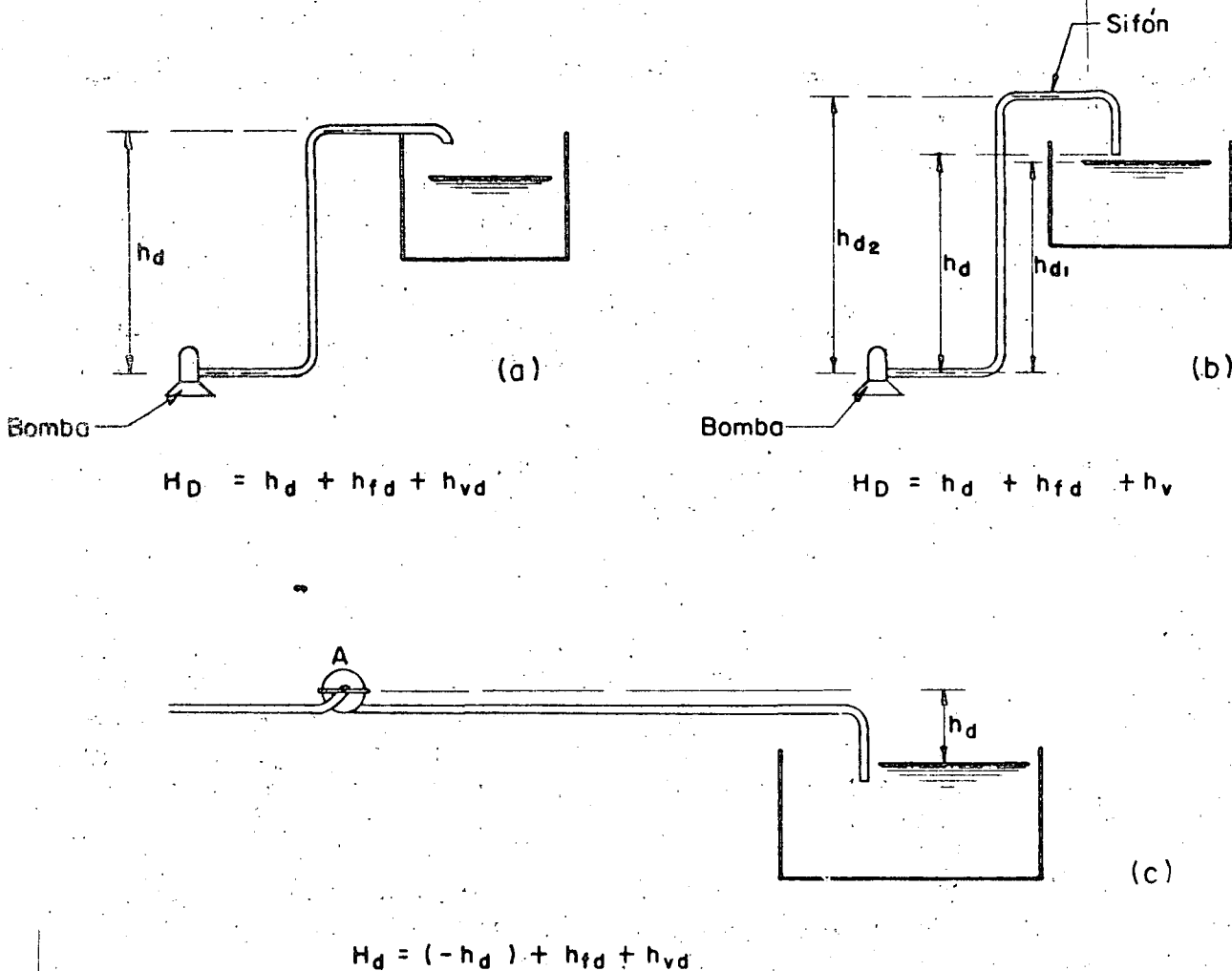


Fig. 2.5.- Descargas típicas

Descarga con sifón. - Se usa este tipo de descarga, con el objeto de reducir la columna o carga total de la bomba durante la operación, aprovechando la forma de trabajo de este dispositivo; se consigue por lo tanto, reducir la potencia y probablemente un equipo de menor capacidad.

Lo que se recomienda en estos casos es estudiar con cuidado la ayuda que puede dar el sifón y las pérdidas por fricción que se deben incluir en la columna de descarga. Además, en su diseño se debe prever la eliminación del aire en su interior -- cuando empieza a operar la bomba (por ejemplo instalando -- en la cresta una válvula de aire) para que se establezca el flujo, ya que si esa eliminación no se efectúa, la bomba operaría contra la carga estática (h_{d2}), dando por resultado una carga de arranque mayor que la de su operación normal o deseada.

También se debe prestar cuidado en el valor de la presión que se tendrá en la cresta del sifón para posibles condiciones de operación; esta presión, deberá ser siempre mayor que el correspondiente al vapor del agua bombeada, para evitar la vaporización y consecuentemente un fenómeno semejante al de la cavitación, en ese sitio.

La altura máxima que puede tener la pierna de un sifón depende principalmente de la presión atmosférica en el lugar, del gasto y del tamaño de la tubería.

h_d = Carga estática de descarga. - Es la diferencia de elevación entre el nivel libre del agua en la descarga y el eje horizontal de la bomba.

Esta medida vertical se define así, porque generalmente la terminal de la tubería de descarga se ahoga con el objeto de disipar la energía de velocidad o evitar la entrada del aire en ella, pero como el caso de la Fig. 2.5 a, la carga real es la distancia h_d o sea se debe considerar la elevación del eje horizontal de la tubería antes del codo o bien la correspondiente a la clave de dicha tubería.

h_{et} = Carga estática total. - En general, la columna estática total de una bomba es la diferencia de la elevación de descarga y la elevación del nivel del agua en la succión.

En el caso 2.4 a, será igual a la suma aritmética de la elevación de succión (h_s) y la carga estática de descarga (h_d). -- Cuando el nivel de succión es superior al del eje horizontal de la bomba caso 2.4 b, su valor estará dado por la diferencia entre la carga estática de descarga y la carga estática de succión.

h_{fd} = Carga de fricción en la descarga. - Incluye todas las pérdidas de energía que se tienen a partir de la boquilla de la bomba y en la tubería de descarga. Estas pérdidas son debidas a la fricción a lo largo de dicha tubería, a cambios de dirección y a todos accesorios que se tengan en la misma.

h_{vd} = Carga de velocidad en la descarga. - Puede definirse como la altura de la cual, una cantidad de agua debe caer para adquirir una cierta velocidad. Su valor se calcula con la siguiente igualdad:

$$h_{vd} = \frac{v^2}{2g}$$

h_{vd} = Carga de velocidad en m.

v = Velocidad del agua en la tubería de descarga en m/seg.

g = Aceleración de la gravedad igual a 9.81 m/seg. /seg.

Esta carga equivale a la energía cinética que se tiene en un sistema de bombeo. Por lo tanto, para conocer el valor de la columna total (suma de energías cinéticas y potencial) a la lectura manométrica en un aparato instalado en cualquier punto de una tubería en funcionamiento, deberá sumársele la carga de velocidad ya que un manómetro sólo registra lo relativo a la energía potencial.

En general su valor es relativamente pequeño y considerarlo en la determinación de la columna total no afecta substancialmente el valor final. Se ha observado, prácticamente, que en instalaciones con columnas grandes, su valor es menos digno de tomarse en cuenta; pero cuando se tienen columnas relativamente pequeñas siempre se debe considerar.

Carga total de una Bomba de eje Vertical.

Las definiciones y términos que se han dado antes, son también aplicables para las bombas verticales y en general para cualquier tipo. En estas bombas, al conducto que une el cuerpo de impulsores con el cabezal de descarga se le llama también columna de succión o simplemente columna de la bomba.

Debido al funcionamiento e instalación de las bombas verticales, la carga total valdrá siempre, la suma de la carga de succión y la carga de descarga, como puede observarse en la Fig. 2.6 que representa un caso típico de bombeo con este tipo de unidades.

Por lo tanto se puede escribir:

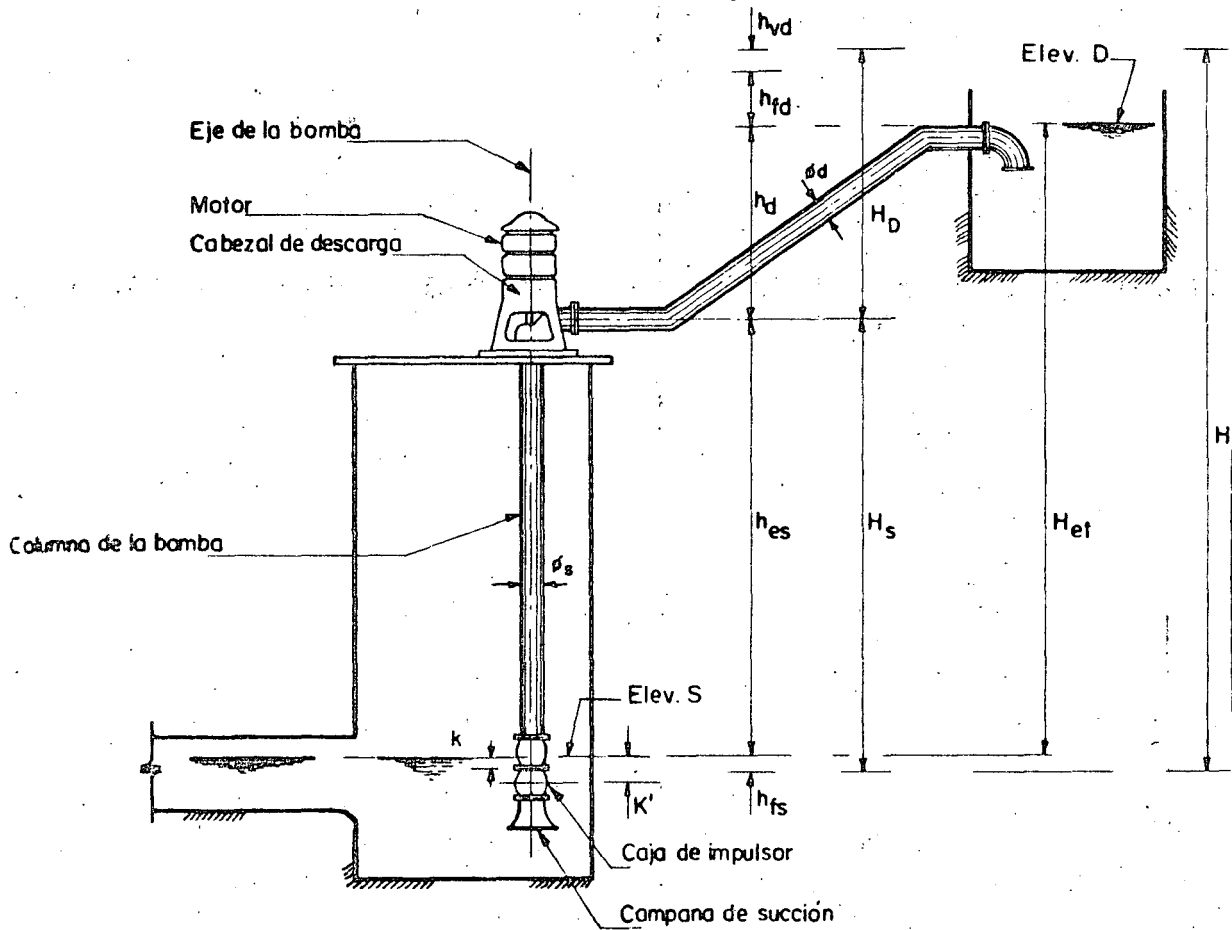
$$H = H_s + H_D \quad (1)$$

$$H_s = h_s + h_{fs} \quad (a)$$

$$H_D = h_d + h_{fd} + h_{vd} \quad (b)$$

sustituyendo (a) y (b) en (1):

$$H = h_s + h_{fs} + h_d + h_{fd} + h_{vd}$$



$$H = h_{et} + h_{fs} + h_{fd} + h_{vd} = H_s + H_D \quad \text{Para } \phi_s = \phi_d$$

$$H = H_s + H_D - h_{vd} - h_{vs} \quad \text{Para } \phi_s \neq \phi_d$$

Fig.— 2.6.—Instalación típica de una bomba vertical

o bien:

$$H = h_{et} + h_{fs} + h_{fd} + h_{vd} \text{ ya que:}$$

$$h_{et} = h_s + h_d$$

Representando:

H = Carga dinámica total o altura manométrica total.

H_s = Carga total en la succión.

h_s = Carga estática de succión.

h_{fs} = Pérdida por fricción en la columna de succión y cabezal de descarga.

H_D = Carga de descarga.

h_d = Carga estática de descarga.

h_{fd} = Carga de fricción en la descarga.

h_{vd} = Carga de velocidad en la descarga.

Para calcular la pérdida en la columna de succión, lo más práctico y recomendable es consultar las tablas o nomogramas que registran este dato en función del gasto de bombeo y de las dimensiones transversales de los elementos de la columna de succión. Véase Pág. 133. Otra forma de hacerlo es aplicar alguna de las fórmulas que se conocen para valuar las pérdidas por fricción en tuberías, sin olvidar que en estos casos el área hidráulica es de forma anular.

2.3 Carga neta de succión positiva (CNSP o NPSH)

Se define como la presión disponible o requerida para establecer un flujo a través del elemento de succión al ojo del impulsor o carcasa de una bomba, cuyo valor nunca deberá reducirse al correspondiente a la presión de vapor del líquido manejado. Se expresa en metros de columna del líquido bombeado - equivalente a una presión en Kg/cm².

Se ha observado (lo dicen las autoridades relacionadas con problemas de bombeo) que una determinación incorrecta de la C.N.S.P. puede ocasionar fundamentalmente problemas de cavitación en menor o mayor grado, disminución de la eficiencia de las unidades y por ende problemas en la operación de un sistema de bombeo.

Antes de seguir adelante, se hace la aclaración que es usual en los fa-

bricantes de bombas emplear las siglas del nombre en inglés de este concepto o sea N.P.S.H. (Net Positive Suction Head).

C.N.S.P. Requerida. - Es la diferencia mínima de presión entre la carga de succión y la presión de vapor del líquido manejado, que necesita una bomba para operar a determinada capacidad. En nuestro caso la presión de vapor corresponderá al agua.

Su valor depende del diseño de cada bomba, siendo diferente para cada tipo y modelo, pero principalmente, es función de la capacidad de trabajo y de las velocidades del agua en la succión y en los impulsores; por lo tanto los siguientes factores influyen para valuar su magnitud; forma y área de los conductos de succión, diámetro del ojo del impulsor, forma y número de álabes, espacio entre ellos, velocidad específica de la bomba y otras características propias de fabricación, como la flecha y cubo del impulsor.

Siendo la C.N.S.P. una característica propia de cada modelo de bomba, su valor es un dato proporcionado por los fabricantes y se puede encontrar en catálogos editados por las casas vendedoras. Esta carga generalmente la refiere al eje horizontal de la bomba o del impulsor.

C.N.S.P. Disponible. - Es la diferencia entre la presión absoluta que se tiene en una instalación y la presión de vapor de agua.

De acuerdo con la definición anterior, la C.N.S.P. disponible, dependerá fundamentalmente del lugar en que se lleve a cabo el bombeo y de la presión de vapor del agua a la temperatura dominante en ese lugar, así como de las condiciones físicas de la instalación; considerando lo último, será factible, si se desea alterar su valor (lo cual no puede hacerse con la C.N.S.P. requerida) dadas unas características, variando algún elemento de esas condiciones; por ejemplo: si se quiere aumentarlo para tener la exigida por una bomba horizontal, se puede variar el diámetro y longitud de la tubería de succión o cambiar la localización de la bomba a otro nivel o una combinación de estas posibilidades; en otras palabras, hacer que el término h_s (carga estática de succión) y h_{fs} (carga de fricción) cambien de valor, convenientemente, en las ecuaciones I y II, de los casos que se tratan enseguida. En bombas verticales muchas veces para lograr mayor C.N.S.P. disponible se recurre al aumento de la sumergencia. En otras ocasiones, también se podrá disminuir el gasto de cada unidad aumentando el número de bombas.

En toda instalación y para cualquier condición de trabajo, la C.N.S.P. disponible deberá ser como mínimo, igual al valor de la C.N.S.P. requerida por la bomba de que se trate; pero se recomienda que ese valor mínimo sea un poco mayor, por lo que podemos escribir:

$$C.N.S.P. \text{ disponible } \geq C.N.S.P. \text{ requerida.}$$
$$(C.N.S.P.)_d \geq (C.N.S.P.)_r$$

C. N. S. P. disponible en casos típicos.

A continuación se dan las expresiones matemáticas para el cálculo de la C. N. S. P. disponible, de acuerdo con los esquemas de bombeo indicados en la Fig. 2.7 .

En las siguientes igualdades todos los términos se expresan en metros y significan lo siguiente :

$(\text{CNSP})_d$ = Carga neta de succión positiva disponible.

P_{ab} = Presión absoluta.

P_v = Presión de vapor de agua a la temperatura de bombeo.

H_{ab} = Carga equivalente a la presión absoluta.

h_b = Carga correspondiente a la presión barométrica o atmosférica.

H_s = Carga de succión.

h_s = Carga estática de succión.

h_{fs} = Carga de fricción en la succión.

CASO I

Nivel del agua en la succión, expuesta a la presión atmosférica y arriba del eje horizontal de la bomba.

$$(\text{CNSP})_d = P_{ab} - P_v \quad (a)$$

$$P_{ab} = H_{ab} = h_b + H_s$$

pero:

$$H_s = h_s - h_{fs}$$

Luego:

$$H_{ab} = h_b + h_s - h_{fs} \quad (b)$$

Sustituyendo (b) en (a);

$$(\text{CNSP})_d = h_b + h_s - h_{fs} - P_v$$

$$(\text{CNSP})_d = h_b + h_s - (h_{fs} + P_v) \quad (I)$$

CASO I I

Nivel del agua en la succión, expuesta a la presión atmosférica y abajo del eje horizontal de la bomba.

$$(CNSP)_d = P_{ab} - P_v \quad (a')$$

$$P_{ab} = H_{ab} = h_b + H_s$$

pero :

$$H_s = - h_s - h_{fs}$$

Luego :

$$H_{ab} = h_b - h_s - h_{fs} \quad (b')$$

Sustituyendo (b') en (a')

$$(CNSP)_d = h_b - h_s - h_{fs} - P_v = h_b - (h_s + h_{fs} + P_v) \quad (II)$$

$$(CNSP)_d = h_b - (h_s + h_{fs} + P_v)$$

CASO I I I

Los casos I y II pero existiendo en el suministro o succión una presión diferente a la atmosférica.

Cuando se tiene esta característica el valor de h_b (presión barométrica) se sustituye por la que realmente se tiene. Por lo tanto las expresiones I y II para los casos correspondientes serán, si P_{da} es aquella presión:

$$(CNSP)_d = P_{da} + h_s - (h_{fs} + P_v) \quad \text{Caso I.}$$

$$(CNSP)_d = P_{da} - (h_s + h_{fs} + P_v) \quad \text{Caso II.}$$

CASO IV.

Cuando en la instalación se tiene una bomba vertical.

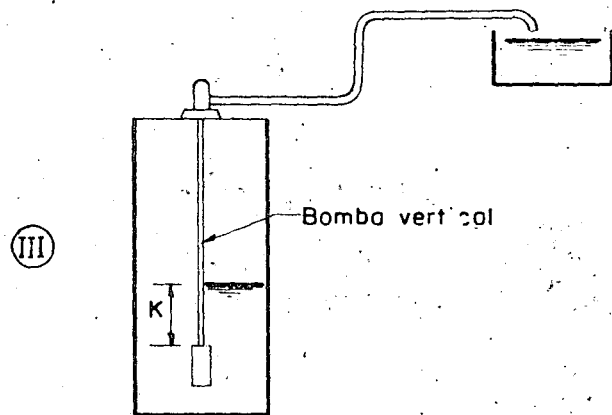
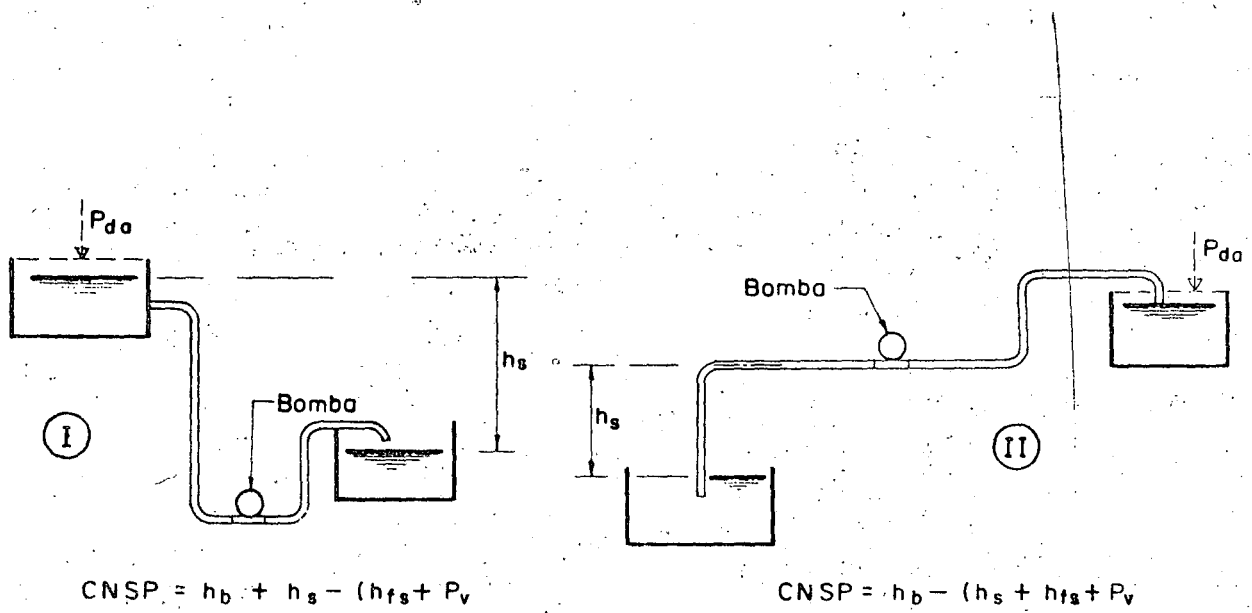
Haciendo un razonamiento análogo a los anteriores se tiene:

$$(CNSP)_d = P_{ab} - P_v \quad (a''')$$

Para este caso :

$$P_{ab} = H_{ab} = h_b + K \quad (b''')$$

Sustituyendo a''' en b''': $(CNSP)_d = h_b + K - P_v$



Si existe (P_{da}) sustitúyase h_b por ese valor.

Fig. 2-7.- CNSP Disponible en casos típicos

2.4 Otros términos

Sumergencia de una Bomba Vertical.

Puede definirse como la carga estática que actúa en la bomba debido al ahogamiento del primer impulsor. Numéricamente es la distancia vertical, en metros, entre el nivel del agua en el cárcamo y el eje horizontal del primer impelente; que es el adyacente a la campana de succión. En la Fig. 2.6 se ha acotado con la letra K'.

Esta carga es siempre necesaria para el funcionamiento en sí, de la bomba; también evita la posibilidad de que el aire que se encuentre arriba de la superficie del agua entre al impulsor (disminuyendo su eficiencia) durante el funcionamiento y además favorece a una instalación al aumentar el N.P.S.H. (carga neta de succión positiva) en forma semejante a lo que sucede con la carga estática de succión en una bomba de eje horizontal que se localiza abajo del nivel del agua en el suministro. Fig. 2.4 b.

La sumergencia mínima requerida por una bomba, operando en determinadas condiciones, es dato del fabricante y generalmente puede verse en la carta que contiene la curva de eficiencia del modelo.

En algunas bombas el valor de la sumergencia es relativamente pequeño y en otras puede ser grande; por ello, este factor debe tomarse en cuenta al seleccionar el equipo ya que puede influir en forma notable, para fijar la profundidad del cárcamo y longitud de la columna de succión.

Como al seleccionar un modelo de bomba no se tiene bien definido el eje del impulsor, se acostumbra en la práctica, por comodidad, medir la sumergencia considerando la elevación de la brida que une el tazón correspondiente con la columna o con otro tazón en lugar de dicho eje. La diferencia es relativamente pequeña y además es favorable para la bomba. En la Fig. 2.6 se ha representado esta distancia práctica, con la letra K.

Nivel dinámico. - Se acostumbra llamar así, al nivel del agua en el suministro cuando opera la bomba.

Este término es más propio y usual en problemas de bombeo de agua subterránea, porque en este caso sí hay una diferencia, generalmente notable, entre el nivel estático del acuífero, que es cuando no trabaja el equipo y el que se tiene en el pozo estando funcionando aquél.

En bombeo de aguas superficiales, como el que nos ocupa, se supone que el nivel del agua existente en el cárcamo para cualquier condición de operación permanece constante, es decir no se establece ninguna diferencia. Esto se hace basándose en que el abatimiento de la superficie del agua que se pudiera tener durante la operación, tiene un valor pequeño y prácticamente despreciable.

Un cono de abatimiento de consideración se presentaría, si el gasto que succionaran las bombas fuera mayor que el que alimentara al cárcamo; - esto no ocurre puesto que dada la naturaleza del problema a resolver, el gasto máximo de bombeo en un momento dado será igual al mínimo que entre al cárcamo y esta es una de las condiciones críticas que se prevén al diseñar el sistema. Para cuando el gasto de llegada sea mayor que el extraído, el abatimiento del nivel es menos importante todavía. Por otra parte, antes de preocuparse por el incremento de carga que se pudiera tener debido a un abatimiento accidental (la cual sería muy pequeña comparada con las otras cargas del sistema) se debe tener cuidado en fijar la sumergencia para evitar la entrada del aire a la bomba, que esto sí es perjudicial.

Velocidad específica. - Se define como la velocidad en revoluciones por minuto a que debe girar un modelo reducido de impulsor de determinado tipo de bomba, para descargar la unidad de gasto, operando contra una carga unitaria.

Su expresión matemática general y simplificada es la siguiente:

$$N_S = \frac{NQ^{1/2}}{H^{3/4}} \quad \text{Sistema Inglés.}$$

Representando:

N_S = Velocidad específica en r. p. m.

N = Velocidad de rotación en r. p. m.

Q = Gasto de la bomba en g. p. m.

H = Carga total de cada paso en pies.

Si se trabaja con unidades métricas Q y H se expresarán en litros/minuto y metros respectivamente, y además la fórmula se afectará de un coeficiente de transformación, quedando:

$$N_S = 0.211 \frac{NQ^{1/2}}{H^{3/4}} \quad \text{Sistema métrico.}$$

Mediante este concepto, que relaciona a los tres factores principales que influyen en el funcionamiento de una bomba (gasto, carga y velocidad) y la teoría de la similitud, los investigadores han encontrado formas y condiciones de operación convenientes para diferentes impulsores, y basándose en estos datos los fabricantes construyen sus diversos tipos y tamaños de bomba. En la práctica, la velocidad específica es un índice más que permite predecir el tipo de bomba conveniente a emplear y esperar, en general, un buen funcionamiento.

Aunque son varios los factores que pueden afectar la operación de una centrífuga, de entre los cuales el NPSH y la altura de succión son básicos y principales, se acostumbra verificar la velocidad específica de un modelo propuesto por un fabricante o de algún tipo de bomba que se tenga en mente.

En la Fig. 2.8 se indican unos valores de la N_s .

Cavitación. - Cuando en el seno de un líquido en movimiento, la presión local se reduce a la correspondiente al vapor de ese líquido a la temperatura dominante, se presenta una formación de bolsas de vapor que desaparecen súbitamente al entrar en otra zona donde la presión tiene un valor tal, que se condensan, es decir, se tornan a líquido suavemente. A este fenómeno de formación y desaparición rápida de cavidades llenas de vapor del líquido que fluye porque pasa de una baja a alta presión, se le llama cavitación.

Este fenómeno se puede presentar en las turbinas, bombas, válvulas, en los cambios bruscos de la sección de tubería, etc., así como en las partes estacionarias de las estructuras hidráulicas que están propensas a baja presión y alta velocidad del agua, por ejemplo: en la zona inmediata de la descarga de compuertas deslizantes, en tomas para presas; en la parte inferior del manto de agua en un deflector, etc.

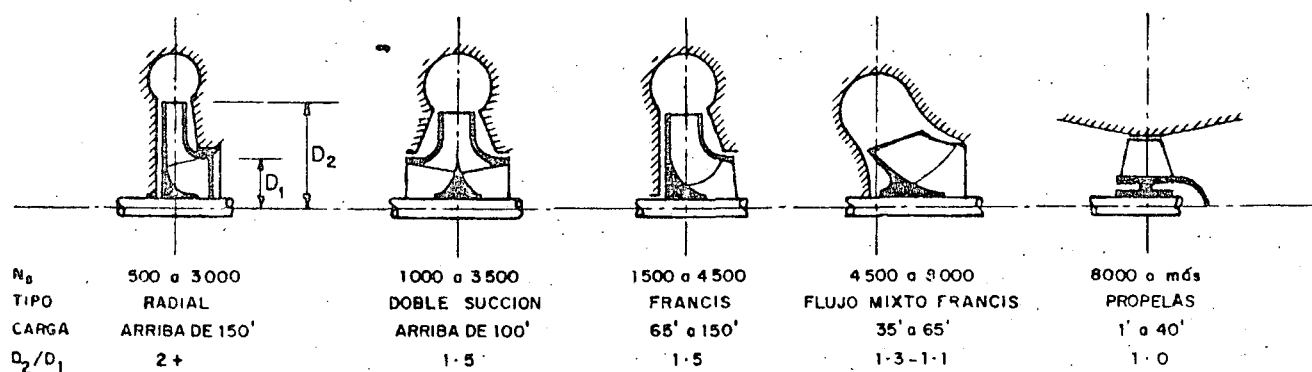


Fig. 2.8.-Relación de la velocidad específica

La cavitación en las máquinas hidráulicas ocasiona una disminución en su rendimiento, ruido, vibración y generalmente las corroe. Esto último hizo pensar a los investigadores que este fenómeno era de naturaleza química (debido a la oxidación) o electrolítica. Sin embargo, de acuerdo con los estudios y observaciones realizados al respecto se ha comprobado y aceptado que más

bien su naturaleza es mecánica, ya que también se llega a presentar en materiales como la madera, el concreto y hasta en el vidrio.

Cuando las bolsas de vapor se originan en la succión o entrada del impulsor de una bomba, las burbujas son arrastradas al interior de los álabes, sufriendo así un cambio de baja a alta presión y por lo tanto, se condensan súbitamente, originando al mismo tiempo una implosión. El proceso en sí y su repetición constante causa un choque de fuerte presión en las superficies metálicas de tal suerte que pueden llegar a provocar fatigas de ruptura del material y consecuentemente la picadura y erosión del mismo, ésto amén de menor rendimiento, ruido y vibraciones perjudiciales.

De acuerdo con lo anterior, lo primero que se nos ocurre pensar para evitar la cavitación en bombas, es no dar lugar a la vaporización del agua, en otras palabras, mantener siempre en la succión una presión arriba de la del vapor de agua y concretamente contar con un CNSP suficiente. Además de cuidar este concepto, algunos fabricantes recomiendan otras medidas prácticas como las siguientes:

En bombas horizontales:

1. - Cargas mucho menores que la correspondiente a la máxima eficiencia.
2. - Capacidad mucho mayor que la que se tiene con la máxima eficiencia.
3. - Elevación de succión mayor o CNSP menor que la recomendada por el fabricante.
4. - Temperaturas del líquido mayores que las consideradas en el diseño del sistema.
5. - Velocidades superiores que las recomendadas por el fabricante.

En bombas verticales:

1. - Cargas mayores que la correspondiente a la máxima eficiencia.
2. - Capacidad mucho menor que la correspondiente a la máxima eficiencia.

Los puntos 3, 4 y 5 anotados arriba.

Altura máxima de succión. - Teóricamente es la diferencia entre la carga manométrica del lugar (h_b) y la carga correspondiente a la presión de vapor de agua (h_{vp}) a la temperatura ambiente, es decir:

$$h_{st} = h_b - h_{vp} \quad (\text{succión teórica máxima})$$

Pero en la instalación de una bomba centrífuga horizontal se deberá considerar además de los conceptos anteriores, las cargas de velocidad (h_{vs}) y de fricción en la succión (h_{fs}). Por lo tanto se tiene que:

$$h_{s\text{máx.}} = h_b - h_{pv} - h_{vs} - h_{fs}$$

Se recomienda que principalmente en el caso de querer aprovechar la altura máxima de aspiración en un proyecto, se consulte lo relativo, con el fabricante de la bomba propuesta, además de haberla calculado.

Generalmente, el dato práctico es menor que el que se encuentra con la expresión anterior, con el objeto de tener un margen más de seguridad para evitar el mal funcionamiento, cavitación, etc.

Bombas empleadas. - En proyectos de riego por bombeo, las bombas más empleadas son las centrífugas, tanto horizontales como verticales. Esto es debido a las características de servicio requeridas generalmente (gastos y cargas grandes) y las que pueden ofrecer dichas máquinas dado el avance que se ha obtenido en su diseño. Dentro del campo de las bombas centrífugas se tiene una gran variedad de tipos y tamaños que se han clasificado atendiendo a la forma del impulsor, a la del flujo dentro de él o alguna otra particularidad de un determinado modelo y así, cuando se mencionan esas características, se tiene una idea clara o más clara de qué bomba se trata, por ejemplo, si se dice que una bomba centrífuga es horizontal de flujo mixto con impulsor cerrado y de admisión simple, ello se refiere a una bomba de eje horizontal con un diseño de impulsor tal, que el flujo tiene tanto componente radial como axial a su eje (lo que hace aumentar su capacidad de carga); tendrá paredes laterales unidas a los álabes, por eso es cerrado y la entrada del agua será por un solo lado (admisión simple) requiriendo, consecuentemente, un solo tubo de succión.

Tanto la centrífuga horizontal, como la vertical tienen ventajas y desventajas, dependiendo de las características del problema y para elegir un tipo será cuestión de averiguar las capacidades de las que existan en el mercado y relacionarlas con el dato, carga capacidad del proyecto, así como considerar las condiciones físicas de la instalación.

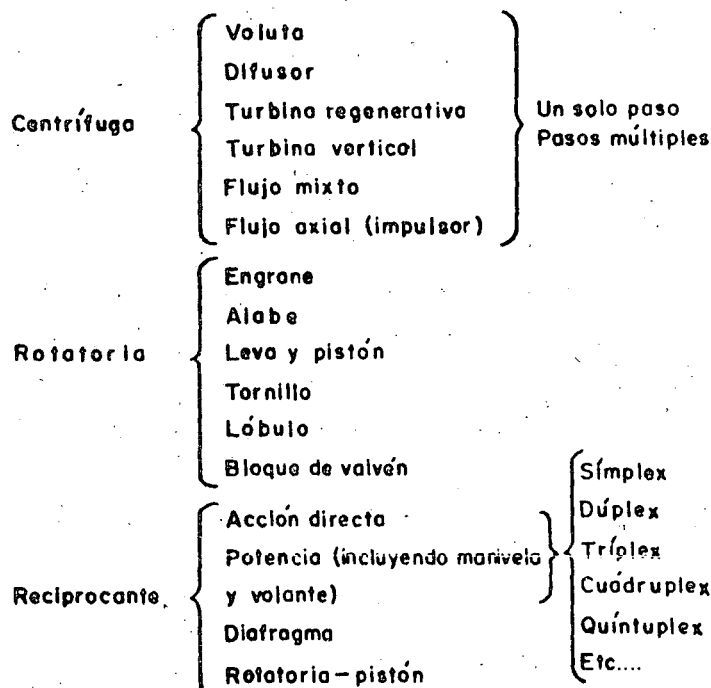
Una de las ventajas de la bomba vertical sobre la horizontal, la cual muchas veces decide la elección y con frecuencia la hace preferente, es que se puede colocar el motor a cualquier altura de tal manera que quede a salvo de inundaciones, además, el problema de cebado se elimina; la (CNSP)_d puede mejorarse (véase Pág. 102) más fácilmente, ocupa menos espacio en su instalación y en general su eficiencia es más alta. Sin embargo, tiene la desventaja de existir la posibilidad de pegarse cuando no funciona o de dañarse con objetos flotantes (cuando no se evita su paso) y es más difícil su extracción para desmontarla, en caso de reparación o inspección.

Existen varios sistemas para el cebado de las bombas centrífugas horizontales, unos son automáticos, otros manuales, o una combinación de ambos. No obstante, lo más práctico y recomendable, para eliminar el problema de cebado, es instalar la centrífuga en un cárcamo seco, de tal manera que el nivel mínimo del agua en la succión permanezca siempre arriba del eje de la bomba. El plano de la Pág. 204 muestra una instalación típica de bomba horizontal para riego.

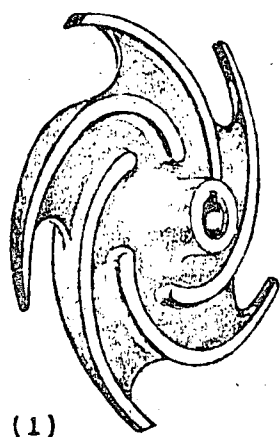
Ante la posibilidad del empleo de centrífugas verticales y horizontales; un estudio de costo de las Obras de Ingeniería Civil necesarias, y las ventajas consecuentes de tipo operativo de la planta para un determinado proyecto, serán factores que influyan en la elección del tipo de centrífuga.

Generalmente los fabricantes ofrecen bombas con mayor capacidad en el tipo vertical ya sea para foso lleno o para foso seco, porque la horizontal adolece de una limitante que es la altura de aspiración.

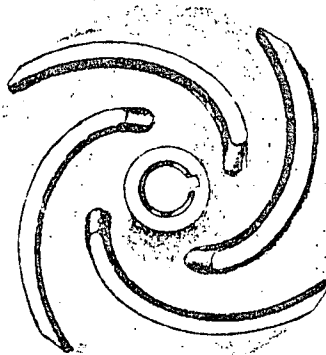
Es recomendable que antes de abordar un problema de riego por bombeo el proyectista se entere de todo lo relativo a las bombas; para lo cual será necesario consultar libros que traten sobre el tema desde el punto de vista teórico-práctico y catálogos de fabricación para enterarse de lo existente en el mercado.



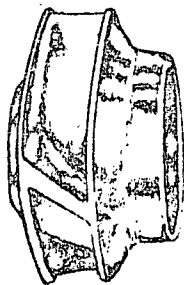
TIPOS Y CLASES DE BOMBAS MODERNAS



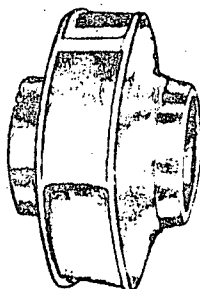
(1)



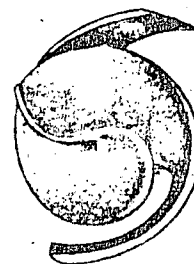
(2)



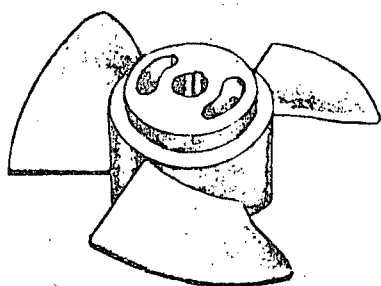
(3)



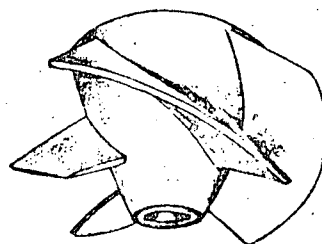
(4)



(5)



(6)



(7)

Fig. 2.9 IMPULSORES TÍPICOS: (1)-Abierto (2)-Semiabierto
 (3)-Cerrado de admisión simple (4)-Cerrado de doble admisión
 (5)-Abierto (para pulpa de papel) (6)-De flujo axial (hélice) (7)-De flujo mixto

CAPITULO III

ELECCION DE UN EQUIPO DE BOMBEO

La secuela que se propone para determinar un equipo de bombeo, comprenderá los siguientes puntos.

1. - DATOS NECESARIOS.
2. - DETERMINACION DEL NUMERO DE BOMBAS.
 - Capacidad de cada bomba.
 - Porcentaje de utilización del equipo y flexibilidad de operación.
3. - SELECCION DE LA BOMBA TIPO.
 - Condiciones de operación.
 - Carga total aproximada.
 - Sumergencia.
 - (CNSP) disponible.
 - Características de varias bombas. Consideraciones.
 - Bomba tipo probable.
4. - CALCULO AFINADO DE LA BOMBA.
 - Condiciones de operación.
 - Carga total.
 - Empuje axial.
 - Velocidad específica.
 - Capacidad del motor.
 - Resumen del cálculo. Características de la bomba.
 - Composición del equipo de bombeo.
 - Dimensiones del cárcamo.
5. - COTIZACION DEL FABRICANTE.
 - Datos para solicitar una cotización.
 - Bomba elegida. Características.
6. - ELECCION DEL MOTOR.
 - Análisis económico para decidir el empleo de energía eléctrica o motores de combustión. Costo del m³ de agua bombeada.

Antes de continuar se hace la siguiente observación: Los fabricantes de bombas en general de equipo de bombeo diseñan sus productos basándose en las mismas leyes y adelantos de la ciencia hidráulica, así como bajo ciertas - normas y reglas generales que, en muchos aspectos, son hasta universales; - consecuentemente no existen en estos productos diferencias acentuadas; por -- ejemplo una bomba con impulsores de flujo axial, será semejante en todos los casos. Sin embargo cada fabricante elabora un catálogo con las característi- cas propias de sus productos y, exceptuando algunas variantes, el contenido de estos catálogos es similar en todos.

A fin de exponer el ejemplo con datos reales, en el presente trabajo se hizo uso del catálogo de la casa "Johnston Howe de México", únicamente por te- nerse a disposición. (Véanse páginas 152 y siguientes).

3.1 Datos necesarios

1. - Del lugar:

- Coordenadas geográficas
 - Latitud
 - Longitud
 - Altitud
- Temperatura ambiente
 - Máxima
 - Mínima
 - Media

2. - De la fuente en el sitio de la captación.

- Temperatura del agua
- Análisis químico del agua
- Naturaleza y tamaño de los sólidos en suspensión
- Registros diarios o mensuales de niveles del agua
- Curva de gastos de la corriente
- Niveles del agua importantes y época en que se tienen
 - Mínimo extraordinario
 - Mínimo ordinario o de estiaje normal
 - Máximo ordinario y extraordinario

3. - Del cárcamo

- Ubicación
- Niveles del agua
 - Mínimo extraordinario y gasto correspondiente
 - Mínimo ordinario y gasto correspondiente
- Elevación de la plataforma o corona

4. - De la descarga

- Ubicación
- Nivel del agua

- Energía adicional. Puede tenerse en el caso de emplear el riego por aspersión y proporcionar, con el equipo de bombeo, la carga disponible que se debe tener al iniciar la distribución.

5. - Del Riego.

- Demandas de agua mensuales
- Tiempo máximo en que debe proporcionarse
- Frecuencia
- Horas de bombeo diarias consideradas en el estudio hidrológico.

6. - De la energía disponible.

- Eléctrica
 - Voltaje
 - Ciclaje
 - Número de fases
 - Capacidad interruptiva
- Energéticos
 - Gasolina
 - Diesel, etc., etc.

7. - Perfil tipográfico, desde la captación hasta la descarga, por el eje del conducto de la toma y Esquema de la disposición del cárcamo y descarga.

8. - Varios

- Nomogramas y tablas para el cálculo de pérdidas de energía por fricción en tuberías y accesorios.
- Catálogos de bombas, motores y accesorios que existan en el mercado. Curvas características.
- Información relativa a cercanía, prestigio, servicio de refacciones, cumplimiento, etc., de las casas vendedoras de equipos de bombeo.
- Antecedentes en general.

2 Determinación del número de bombas

Al haber hecho la planeación de la zona de riego para un plan de cultivos determinado y llegar a obtener las demandas de agua mensuales, se observará - en general, éstas son diferentes, presentándose en uno de los meses su - - como valor.

El equipo de bombeo deberá elegirse para cubrir la demanda máxima, - formada a un gasto (m^3/seg) que también será el máximo necesario y que - deula, tomando en cuenta la frecuencia de riego y el tiempo diario de bombeo.

Por lo tanto, si la capacidad de las bombas son iguales, el gasto por uni

dad que convencionalmente se le designará por q valdrá :

$$q = \frac{\text{Gasto Máximo}}{\text{No. de Unidades}} = \frac{Q \text{ Máx.}}{\text{No. U.}}$$

En proyectos pequeños (por ejemplo con Q máx = 120 l. p. s.) puede usarse una sola bomba y con ella proporcionar un servicio aceptable, considerando que el bombeo para riego es intermitente; sin embargo, es preferible, y esta práctica se ha seguido, dividir el gasto en dos unidades, previendo que, en el caso de descompostura de una de ellas, por lo menos se cuente con el 50% del servicio mientras dure la correspondiente reparación; además puede alternarse la operación de las máquinas y tener tiempo de darles servicio o de mantenimiento y conservación.

En los casos en los que el gasto máximo requerido es ya considerable y se pretenda emplear una sola unidad, es casi seguro que estará, muy "sobrada" para los meses en que el gasto máximo no se requiera y ello originaría un costo de energía innecesaria, mal distribución y aprovechamiento del agua y probablemente dificultades en la operación, porque sería una sola bomba. Aun cuando es posible regular el gasto de una bomba (dicho sea de paso, estrangulando su descarga o variando la velocidad de rotación, para lo cual se necesita un motor de velocidad o de acoplamiento variable), en problemas de riego es más práctico y conveniente la solución de instalar más de una unidad; pero elegir un número determinado sin algún estudio que nos permita normar un criterio en la elección no es correcto.

No hay un método que en forma directa nos indique cuál debe ser el número apropiado para un caso dado y elegir un equipo de bombeo considerando y variando los factores múltiples que intervienen no es tarea sencilla. Sin embargo, lo que se recomienda y es suficiente, dado el carácter del problema es hacer una serie de ensayos o tanteos (de carácter comparativo) considerando un cierto número de unidades y prediciendo la forma en que podrían operarse, así como estimando su costo inicial y de funcionamiento. Como el número de unidades y el tipo empleado de bomba están íntimamente ligados, para decidirse por una instalación determinada, una o mejor dicho varias combinaciones de estos factores (número y tipo) ayudarán a tomar la decisión correspondiente que, desde luego, deberá inclinarse a aquélla que reúna principalmente las características económicas y de flexibilidad de operación más favorables. Se dice que un equipo de bombeo es más económico cuando el litro de agua bombeado se obtiene con el costo mínimo durante la vida útil de la bomba (véase Pág. 186).

En forma resumida y general, los siguientes factores influyen de manera directa o indirecta en la selección de las bombas, una vez que hayan establecido y definido las características hidráulicas de un sistema:

Factores Técnicos:

- Número de unidades

- Características de operación (flexibilidad).
- Eficiencia máxima y de la zona contigua de la curva característica.
- Motor requerido.
- Accesorios necesarios.
- Tamaño y peso de las unidades.
- Garantías del fabricante.
- Servicio de refacciones.
- Alguna característica especial de fabricación de la bomba.

Factores Económicos:

- Costo inicial del equipo.
- Costo de instalación.
- Costo de operación y mantenimiento.
- Vida útil estimada de cada unidad.
- Posible sustitución de refacciones con otras marcas.
- Recuperación de la inversión.
- Prestigio, cercanía y tiempo de entrega de la casa vendedora.

EJEMPLO DE SELECCION

Se expone a continuación la secuela que se siguió para elegir el equipo del caso "Vichinchijol".

"Vhichinchijol", es un proyecto de riego por bombeo que se localiza en el municipio de Tamuín, del Estado de San Luis Potosí. La fuente aprovechada es el río Pánuco y la superficie de terrenos que se pondrán bajo riego con esta obra será de 2 000 Ha., que pertenecen al ejido que le da nombre al proyecto. En estas tierras, que se encuentran en una zona principalmente agropecuaria, se cultivan en su mayoría plantas forrajeras y en menor grado hortalizas y frutas.

El aprovechamiento queda constituido por todas las partes que, en general, forman un sistema de riego con captación por bombeo, es decir, obra de toma, cárcamo de bombeo, tanque de descarga, casetas de control, de vigilancia, una subestación eléctrica y la zona de riego cuyos canales de distribución son re vestidos de concreto simple y "gunite".

Porcentaje de utilización del Equipo

Con la idea de utilizar al máximo la instalación de un equipo de bombeo, tomando en cuenta que únicamente operará completo cuando sea requerido el ma yor gasto en la zona de riego, una manera de estimar el número conveniente de bombas a instalar puede ser la siguiente:

Proponer un cierto número de unidades y comparar el tiempo anual de horas de trabajo que se tendría operando todo el equipo y considerando las horas

de bombeo que se aplicaron para la obtención del gasto máximo (Horas-Máquina anual máximo), con las horas-máquina que realmente se van a tener o que serán necesarias en el año, de acuerdo con las necesidades de riego y las unidades propuestas. Esta comparación se puede apreciar en forma cualitativa -- como sigue:

$$\% \text{ utilización equipo} = \frac{\text{hs - Máq. Anual necesario}}{\text{hs - Máq. Anual Máx.}}$$

Para obtener lo anterior se formaron las tablas que se muestran de la pág. 119 a la pág. 122 para tres, cuatro, cinco y seis unidades respectivamente. Con estos cuadros también se conocen otros datos, como: las unidades necesarias para cubrir un determinado gasto mensual, las que permanecen sin trabajar y meses en que esto ocurre, así como las horas diarias de operación, etc. Se han anotado los niveles del agua mínimos mensuales que se presentan en la fuente de aprovechamiento, con el objeto de ver la posibilidad de proporcionar un gasto mensual (que no sea el gasto máximo) con un número menor de unidades que el que resulta de considerar la capacidad de cada bomba para obtener el gasto máximo o sea el gasto de proyecto. Esto se hace, tomando en cuenta que, en general, la demanda máxima mensual coincide en la época del año cuando se tienen los niveles mínimos en el río y que el gasto de una bomba aumenta cuando disminuye la carga estática, como se verá más adelante. Así pues, el porcentaje de utilización y los conceptos que se tienen a la derecha -- del cuadro de cada alternativa, son un índice para inclinarse hacia una de ellas.

Para el caso en cuestión, se observa que la alternativa No. 2 (4 unidades) parece más atractiva, porque: el 68 % de aprovechamiento (prácticamente 70%) del equipo resultó mayor que en las otras; se podrá disponer de una unidad como reserva (lo cual es ventajoso) en casi todos los meses, excepto en mayo y agosto que son los meses de por sí críticos, pues nótese que en abril y julio el gasto lo podrían dar tres bombas trabajando el tiempo máximo de proyecto. En el supuesto de fallar una, requiriéndose de las cuatro, el servicio se disminuiría en un 25% en meses que no son consecutivos o sea en mayo y agosto. Las horas diarias de bombeo que serán necesarias, con relación al tiempo considerado en el proyecto son aceptables.

De la alternativa con tres unidades, se advierte con relación a la de -- cuatro, un funcionamiento semejante, aun cuando tiene menor porcentaje de utilización (64%) y en dos meses más, septiembre y octubre, se requiere de todo el equipo para dar el gasto correspondiente; sin embargo existe la posibilidad de cubrir la demanda con dos bombas trabajando más tiempo o bien que, como el nivel del agua en la fuente en estos meses no es el mínimo mínimorum, dos bombas proporcionen el gasto requerido, debido al aumento de su capacidad por la -- disminución de la carga estática y así se tendría una bomba en reserva. Serían unidades mayores, pero es una menos.

PROYECTO "VICHINCHIJOL" MPIO. TAMUIN, S.L.P.

SELECCION EQUIPO DE BOMBEO

Alternativa N^o. 1 3 Unidades.- $q = 0.667 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$Q \text{ máx.} = 2.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$ - Considerando 30 días y 23 hs. diarias de bombeo máximo mensual

M e s e s	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agt.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Demandas mensuales, miles de m^3	1818	2669	2772	3864	4648	2428	3922	4577	3588	3715	1760	2024
Nivel mínimo en el río, elevación en metros	3.80	3.56	3.42	3.21	3.42 1.90	3.26	3.46	3.47	3.45	3.52	4.24	3.88
Número de bombas para satisfacer el gasto necesario	2	2	2	3	3	2	3	3	3	3	2	2
Gasto necesario, $\text{m}^3/\text{seg.}$	0.74	1.20	1.20	1.60	2.00	1.00	1.60	2.00	1.50	1.50	0.71	0.82
Bombas sin operar	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	1	1
Gasto suministrado por las bombas en operación	1.33	1.33	1.33	2.00	2.00	1.33	2.00	2.00	2.00	2.00	1.33	1.33
Horas máquina diarias, necesarias por bomba	12.8	20.75	20.75	18.40	23.00	17.27	18.40	23.00	17.25	17.25	12.25	14.16
Horas máquina diarias. Totales	25.60	41.50	20.75	55.20	69.00	34.54	55.20	69.00	51.75	51.75	24.50	28.32

Horas - Máquina anual, máxima = $30 \times 23 \times 12 \times 3 = 24,840 \text{ hs.}$

Horas - Máquina anual, necesarias = $527.11 \times 30 = 15,813.3 \text{ hs.}$

% Utilización del equipo = $\frac{15,813.3}{24,840.0} = 64\%$

PROYECTO "VICHINCHIJOL" MPIO. TAMUIN, S.L.P.
SELECCION EQUIPO DE BOMBEO

Alternativa N° 2 4 Unidades.- q = 0,500 m³/seg.

Q máx. = 2,00 m³/seg.- Considerando 30 días y 23 hs. diarias de bombeo máximo mensual

M e s e s	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agt.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Demandas mensuales, miles de m ³	1818	2669	2772	3864	4648	2428	3922	4577	3588	3715	1760	2024
Nivel mínimo en el río, elevación en metros	3.80	3.56	3.42	3.21	3.42 1.90	3.26	3.46	3.47	3.45	3.52	4.24	3.88
Número de bombas para satisfacer el gasto necesario	2	3	3	4	4	2	4	4	3	3	2	2
Gasto necesario, m ³ /seg.	0.74	1.20	1.20	1.60	2.00	1.00	1.60	2.00	1.50	1.50	0.71	0.82
Bombas sin operar	2	1	1	0	0	2	0	0	1	1	2	2
Gasto suministrado por las bombas en operación	1.00	1.50	1.50	2.00	2.00	1.00	2.00	2.00	1.50	1.50	1.00	1.00
Horas máquina diarias, necesarias por bomba	17.02	18.40	18.40	18.40	23.00	23.00	18.40	23.00	23.00	23.00	16.35	18.90
Horas máquina diarias. Totales	34.04	55.20	55.20	73.60	92.00	46.00	92.00	92.00	69.00	69.00	32.70	37.80

Horas - Máquina anual, máxima = 30 x 23 x 12 x 4 = 33,120 hs.
 Horas - Máquina anual, necesarias = 748.54 x 30 = 22,456.2 hs.
 % Utilización del equipo = $\frac{22,456.2}{33,120.0} = 67.8\% = 68\%$

PROYECTO "VICHINCHIJOL" MPIO. TAMUIN, S.L.P.

SELECCION EQUIPO DE BOMBEO

Alternativa N^o. 3 5 Unidades.- $q = 0.400 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$Q \text{ máx.} = 2.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$ - Considerando 30 días y 23 hs. diarias de bombeo máximo mensual

M e s e s	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agt.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Demandas mensuales, miles de m^3	1818	2669	2772	3364	4648	2428	3922	4577	3588	3715	1760	2024
Nivel mínimo en el río, elevación en metros	3.80	3.56	3.42	3.21	$\frac{3.42}{1.90}$	3.26	3.46	3.47	3.45	3.52	4.24	3.88
Número de bombas para satisfacer el gasto necesario	2	3	3	4	5	3	4	5	4	4	2	3
Gasto necesario, $\text{m}^3/\text{seg.}$	0.74	1.20	1.20	1.60	2.00	1.00	1.60	2.00	1.50	1.50	0.71	0.82
Bombas sin operar	3	2	2	1	0	2	1	0	1	1	3	2
Gasto suministrado por las bombas en operación	0.80	1.20	1.20	1.60	2.00	1.20	1.60	2.00	1.60	1.60	0.80	1.20
Horas máquina diarias, necesarias por bomba	21.27	23.00	23.00	23.00	23.00	19.15	23.00	23.00	21.50	21.50	20.40	15.70
Horas máquina diarias. Totales	42.54	69.00	69.00	92.00	115.00	57.45	92.00	115.00	86.00	86.00	40.80	47.10

Horas - Máquina anual, máxima = $30 \times 23 \times 12 \times 5 = 41,400 \text{ hs.}$

Horas - Máquina anual, necesarias = $911.89 \times 30 = 27,356.7 \text{ hs}$

% Utilización del equipo = $\frac{27,356.7}{41,400.0} = 66\%$

PROYECTO "VICHINCHIJOL" MPIO. TAMUIN, S.L.P.
SELECCION EQUIPO DE BOMBEO

Alternativa N^o. 4 6 Unidades.- $q = 0.333 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$Q \text{ máx.} = 2.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$ - Considerando 30 días y 23 hs. diarias de bombeo máximo mensual

M e s e s	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agt.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Demandas mensuales, miles de m^3	1818	2669	2772	3864	4648	2428	3922	4577	3588	3715	1760	2064
Nivel mínimo en el río, elevación en metros	3.80	3.56	3.42	3.21	3.42 1.90	2.26	3.46	3.47	3.45	3.52	4.24	3.88
Número de bombas para satisfacer el gasto necesario	3	4	4	5	6	4	5	6	5	5	3	3
Gasto necesario, $\text{m}^3/\text{seg.}$	0.74	1.20	1.20	1.60	2.00	1.00	1.60	2.00	1.50	1.50	0.71	0.82
Bombas sin operar	3	2	2	1	0	2	1	0	1	1	3	3
Gasto suministrado por las bombas en operación	1.00	1.33	1.33	1.66	2.00	1.83	1.66	2.00	1.66	1.66	1.00	1.00
Horas máquina diarias, necesarias por bomba	17.02	20.70	20.70	22.10	23.00	17.27	22.10	23.00	20.76	20.76	16.33	18.86
Horas máquina diarias. Totales	51.06	82.80	82.80	110.50	138.00	69.08	110.50	138.00	103.80	103.80	49.00	56.58

Horas - Máquina anual, máxima = $30 \times 23 \times 12 \times 6 = 49,680 \text{ hs.}$

Horas - Máquina anual, necesarias = $1095.92 \times 30 = 32,877.6$

% Utilización del equipo = $\frac{32,877.6}{49,680.0} = 66\%$

En las proposiciones de cinco y seis unidades el porcentaje de utilización es menor que en la de cuatro, a pesar de ser más bombas y además se observa que parte del equipo permanecería ocioso más tiempo. Por otra parte, la estructura de instalación sería mayor.

Con los datos del gasto requerido y el dado por el equipo, obtenido de las tablas, se puede formar una gráfica para observar en forma más objetiva la variación mensual de estos conceptos; por ejemplo, los meses en que se puede suministrar mayor volumen de agua con las bombas en caso necesario, etc. En las figuras 3.1 y 3.2 se muestran las correspondientes a las alternativas uno y dos que son las que se antojan más atractivas, según lo dicho anteriormente.

Antes de continuar con la siguiente etapa de la secuela que nos ocupa, se harán las siguientes observaciones:

Es claro que el 100% de utilización de una instalación se obtendría cuando el gasto necesario en la zona de riego fuera constante y tal vez, en estas condiciones, el problema de seleccionar el equipo de bombeo, se reduzca a elegir el tamaño y tipo de las unidades. Ordinariamente en instalación de bombas para riego, ese porcentaje de utilización no se obtiene debido a la variación de las demandas; por lo tanto, de este concepto dependerá, en parte, el mayor aprovechamiento de las instalaciones y como aquéllas (las demandas) son función del plan de cultivos considerados, conviene que cuando se utilice el bombeo con fines de riego se piense en un plan de cultivos tal, que la mira sea sacarle a la instalación el mayor proyecho posible.

En algunos proyectos, se llegan a tener, en uno o más meses, demandas (gastos) pequeñas en comparación con la demanda máxima y ello puede afectar la apreciación del 1% de aprovechamiento que se busca, por lo que, para estos casos y a juicio, considérense o no todos los meses del año en la determinación de dicho porcentaje.

En otras ocasiones, el gasto máximo difiere bastante con los otros mensuales y al calcular el número de horas necesarias de bombeo diario, éste resulta bajo con relación al aplicado en la obtención del gasto máximo; esto origina tener el equipo ocioso en un tiempo mayor. Se sugiere para entonces, aumentar las horas de bombeo en el cálculo del gasto máximo para aumentar las horas de trabajo en los otros meses con lo cual, también se consigue disminuir la magnitud del equipo.

Es siempre recomendable tener unidades iguales, por las ventajas en la operación y conservación de un sistema; pero cuando las demandas de riego difieran mucho entre sí y en proyectos grandes es factible pensar y aplicar una solución con dos o más tipos de unidades y probablemente la magnitud del problema justifique esa solución. Se recomienda en estos casos tener por lo menos pares iguales.

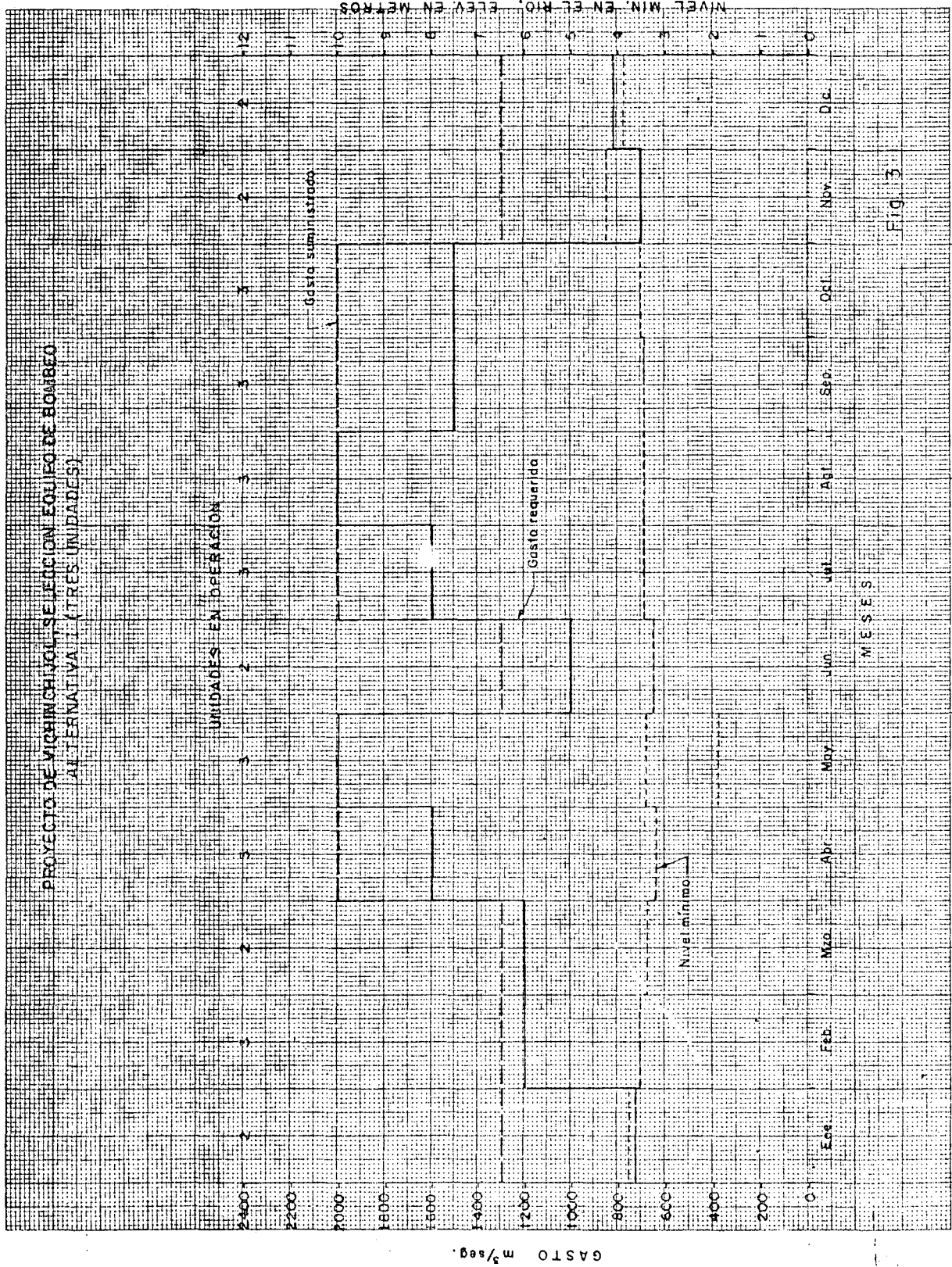
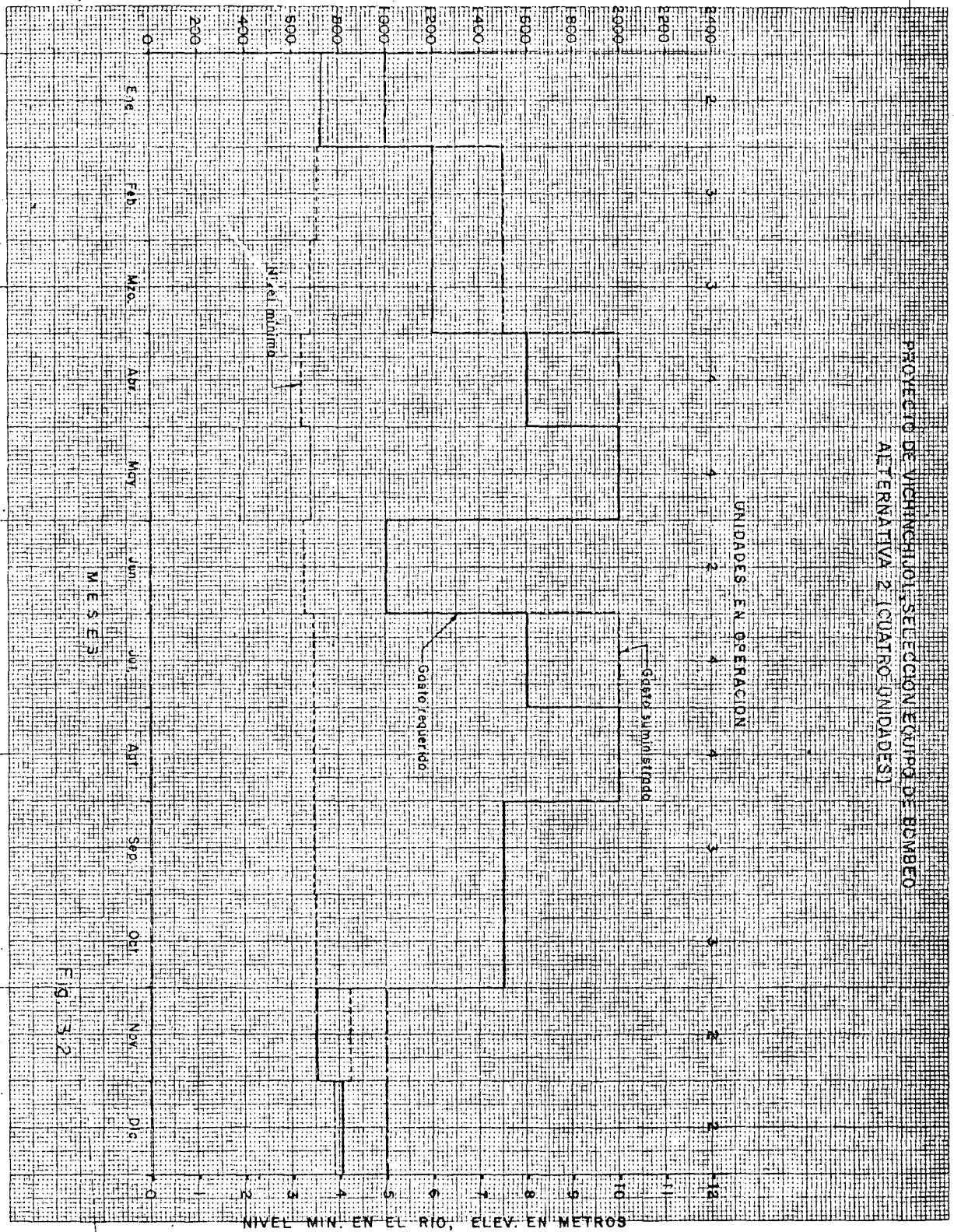


FIG. 3

GASTO m³/seg.

GASTO m³/seg.



Finalmente, si se tienen en la descarga canales que partan en distinta dirección y con diferente capacidad o se tenga una descarga parcial antes de la descarga principal, se debe considerar la capacidad de esos canales para fijar la capacidad de la bomba o viceversa, previendo la posible operación del sistema. En general deberá haber una relación entre la capacidad de los canales de riego y la capacidad de las bombas.

3.3 Selección de la bomba tipo

Considerando las alternativas más viables para elegir el número de unidades y consultando los catálogos de los fabricantes, se puede formar para cada una de esas alternativas una tabla en la cual se concentren las características principales de las bombas posibles de usar, con el objeto de compararlas en uno y otro caso y contar con más elementos para decidir la elección, tanto del número como del tipo.

Dentro de esas características, una de las más importantes es quizá la eficiencia de un determinado modelo, pues tómesese en cuenta que, de este factor dependerá en gran parte la economía que se tenga al operar el sistema durante su vida útil. En ocasiones ante la posibilidad de elegir cualquier modelo de bomba entre dos cuyo costo inicial sea diferente, casi siempre conviene elegir aquella con eficiencia más alta, aun cuando costara más y posiblemente esta decisión no afecte substancialmente la inversión inicial de una planta.

D A T O S .

Para explorar las curvas características de varias bombas y formar la tabla a que nos hemos referido arriba se necesitan conocer:

- q Gasto de la bomba, cuyo valor será según la alternativa propuesta.
- H Carga dinámica total aproximada y su posible variación.
- (CNSP)_d Carga Neta de Succión Positiva disponible.

Además, tener presente el ciclaje de la energía eléctrica, en el caso que se vaya a disponer de ella, a fin de usar las curvas de eficiencia del ciclaje correspondiente.

Carga dinámica total aproximada y su posible variación.

Decimos que el valor de la carga total de operación para estos fines es aproximado, porque inicialmente se suponen las dimensiones de ciertos elementos que al final pueden hacer variar el valor de dicha carga; por ejemplo, el diámetro de la tubería de succión o el de la descarga y en ocasiones, pueden no ser

T A B L A # 2 (PARA TUBOS DESCARGANDO PARCIALMENTE LLENOS) =

x/y	Q	x/y	Q	x/y	Q	x/y	Q
0.01	0.17	0.26	20.66	0.51	51.27	0.76	81.54
0.02	0.47	0.27	21.79	0.52	52.55	0.77	82.62
0.03	0.88	0.28	22.92	0.53	53.82	0.78	83.69
0.04	1.34	0.29	24.06	0.54	55.09	0.79	84.73
0.05	1.87	0.30	25.24	0.55	56.35	0.80	85.77
0.06	2.44	0.31	26.41	0.56	57.63	0.81	86.77
0.07	3.08	0.32	27.59	0.57	58.89	0.82	87.76
0.08	3.74	0.33	28.78	0.58	60.13	0.83	88.75
0.09	4.46	0.34	29.98	0.59	61.40	0.84	89.67
0.10	5.21	0.35	31.19	0.60	62.64	0.85	90.59
0.11	5.98	0.36	32.42	0.61	63.89	0.86	91.49
0.12	6.80	0.37	33.64	0.62	65.13	0.87	92.36
0.13	7.64	0.38	34.87	0.63	66.36	0.88	93.20
0.14	8.51	0.39	36.11	0.64	67.58	0.89	94.02
0.15	9.41	0.40	37.36	0.65	68.81	0.90	94.79
0.16	10.33	0.41	38.60	0.66	70.02	0.91	95.54
0.17	11.27	0.42	39.85	0.67	71.22	0.92	96.26
0.18	12.24	0.43	41.11	0.68	72.41	0.93	97.30
0.19	13.23	0.44	42.37	0.69	73.59	0.94	97.56
0.20	14.23	0.45	43.65	0.70	74.76	0.95	98.13
0.21	15.27	0.46	44.91	0.71	75.94	0.96	98.66
0.22	16.31	0.47	46.18	0.72	77.08	0.97	99.12
0.23	17.38	0.48	47.45	0.73	78.21	0.98	99.52
0.24	18.45	0.49	48.73	0.74	79.34	0.99	99.83
0.25	19.54	0.50	50.00	0.75	80.44	1.00	100.00

(VEASE FIGURA # 2)

D = DISTANCIA HORIZONTAL EN CMTS.

Q = GASTO EN LITROS POR SEGUNDO.-

FIGURA # 2 PARA TUBOS PAR-

278.7	194.7	123.8	71.4	31.4	18.2	8.3	98
273.0	190.8	121.2	70.0	30.7	17.9	8.2	96
267.6	186.8	118.7	68.5	30.0	17.5	8.0	94
261.6	182.2	116.2	67.1	29.4	17.1	7.8	92
256.0	178.7	113.7	65.6	28.8	16.7	7.7	90
250.3	174.9	111.1	64.2	28.2	16.4	7.5	88

Tabla No. 1 (DATOS DE LOS CURSOS DE CORTA DUREZA)

Ing. Gustavo Lopez J.

DISTANCIA EN METROS.	Diámetro del tubo de descarga.						
	2"	3"	4"	6"	8"	10"	12"
Gasto en litros por segundo.							
20	1.7	3.7	6.4	14.6	25.3	39.7	56.9
22	1.9	4.1	7.0	16.0	27.8	43.7	62.8
24	2.0	4.6	7.7	17.5	30.3	47.7	68.3
26	2.2	4.8	8.3	19.0	32.8	51.7	73.9
28	2.4	5.2	9.0	20.4	35.4	55.6	79.6
30	2.6	5.6	9.6	21.9	37.9	59.6	85.3
32	2.7	6.0	10.2	23.3	40.4	63.6	91.0
34	2.9	6.3	10.9	24.8	42.9	67.6	96.7
36	3.1	6.7	11.5	26.2	45.5	71.7	102.4
38	3.2	7.0	12.2	27.7	48.0	75.5	108.1
40	3.4	7.4	12.8	29.2	50.5	79.5	113.8
42	3.6	7.8	13.4	30.6	53.0	83.5	119.4
44	3.7	8.3	14.1	32.1	55.6	87.4	125.1
46	3.9	8.6	14.7	33.5	58.1	91.4	130.8
48	4.1	8.9	15.4	35.0	60.6	95.4	136.5
50	4.3	9.3	16.0	36.5	63.2	99.4	142.2
52	4.4	9.7	16.6	37.9	65.7	103.3	147.9
54	4.6	10.0	17.3	39.4	68.3	107.3	153.6
56	4.8	10.4	17.9	40.8	70.7	113.3	159.8
58	4.9	10.8	18.6	42.3	73.3	115.2	165.0
60	5.1	11.2	19.2	43.7	75.8	119.3	170.6
62	5.3	11.5	19.8	45.2	78.3	123.2	176.3
64	5.4	11.9	20.5	46.7	80.8	127.2	182.0
66	5.6	12.3	21.1	48.1	83.4	131.1	187.7
68	5.8	12.6	21.8	49.6	85.9	135.1	193.4
70	6.0	13.0	22.4	51.0	88.4	139.1	199.1
72	6.1	13.4	23.0	52.5	90.9	143.1	204.8
74	6.4	13.8	23.7	53.9	93.5	147.0	210.5
76	6.5	14.1	24.3	55.3	96.0	151.0	216.1
78	6.6	14.5	25.0	56.9	98.5	155.0	221.8
80	6.8	14.9	25.6	58.3	101.0	159.0	227.5
82	7.0	15.3	26.3	59.8	103.6	162.9	233.2
84	7.1	15.6	26.9	61.2	106.1	166.9	239.0
86	7.2	16.0	27.5	62.7	108.6	170.9	244.6

CONSTRUCTION AND USE OF PIPE CAP ORIFICE

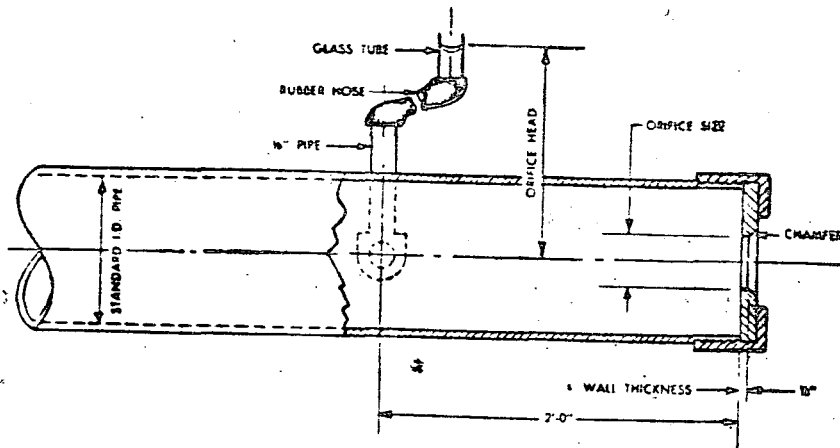


FIG. 70. Pipe cap orifice.

A pipe cap orifice is a form of sharp-edged orifice and is free flowing, since it is placed on the end of a pipe and allows the water to discharge into the atmosphere.

A number of precautions must be taken to insure accuracy of measurement.

1. Approach pipe must be smooth inside, straight and horizontal.

2. The distance between the orifice and any valves or fittings in the approach pipe must be greater than 8 pipe diameters.

3. The $\frac{1}{8}$ " pressure opening should be two feet back of, and in the centerline plane of, the orifice. It should be fitted with a standard nipple, at right angles to the approach pipe and flush on the inside. A rubber tube and a piece of glass pipe complete the arrangement for easy reading of the head on the orifice. The rubber tube may be used as shown, or may be connected directly to the horizontal nipple.

4. The orifice must be a true bore, smooth, diameter accurate to ± 0.001 ", inside wall flush and smooth, edges square and sharp and $\frac{1}{8}$ " thick, excess material chamfered at an angle of 45 deg. on outside as illustrated in Fig. 70.

• Capacities may be read directly in GPM from Fig. 71.

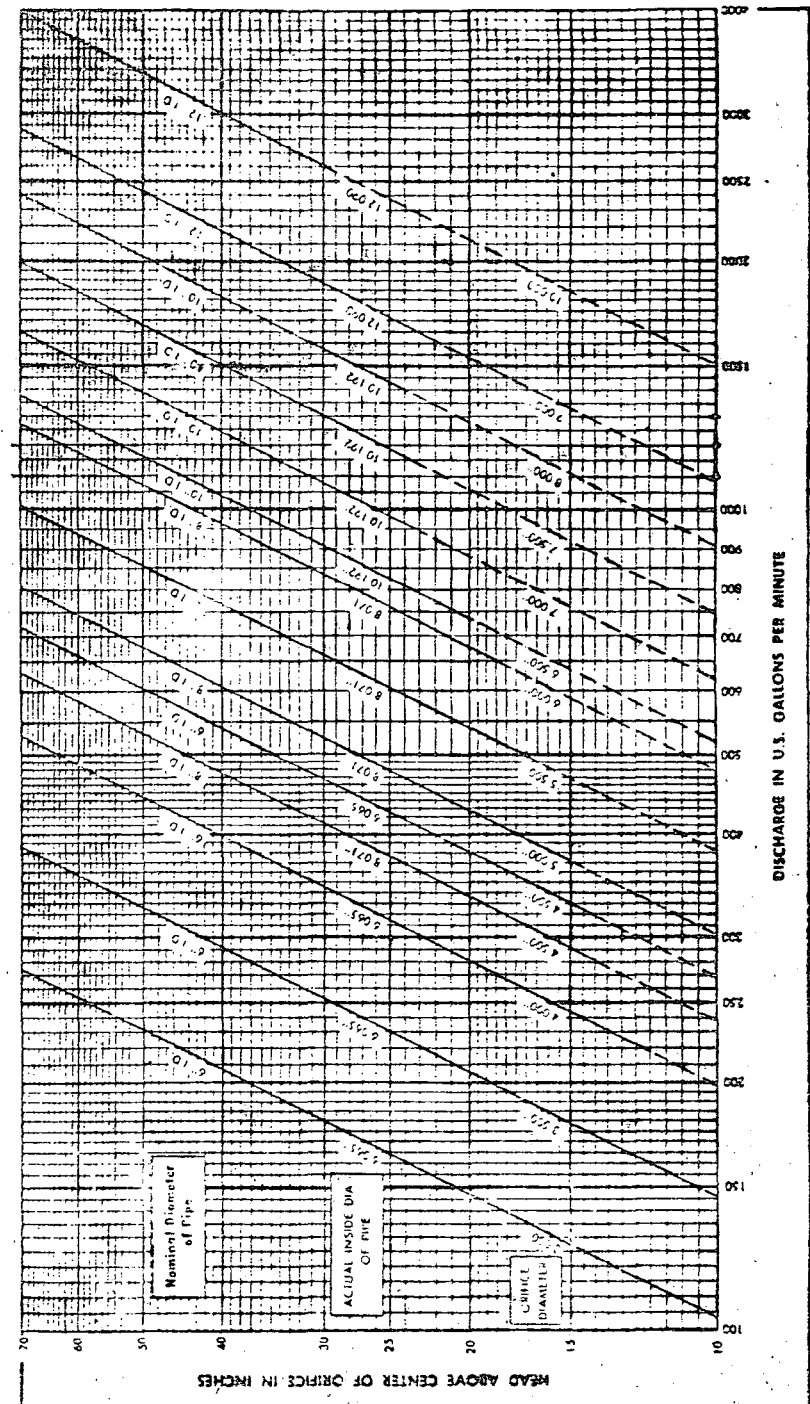


FIG. 71. Pipe cap orifice chart.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS

DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION

Depto de Maquinaria

INFORME DE ADEME

Fecha 28 de Dic. de 1955

Dto de Riego del Río Colorado Valle de Mexicali, B.C. Pozo N° Alamo 1
 Lugar Ejido Torreón Contratista Mexicana de Construcciones, S. A.
 Zona Contrato N° 767 De fecha 20 de Abril de 1956

Perforadora marca Walter núm. 13

ADEME CIEGO

Diámetro	Espesor	de	Profundidad	Longitud	Cople y	Soldado	Observaciones
			a	instalada	rosca	a tope	
20"	1/4"	m	1.00	m		35.42	X Soldadura eléctrica

CEDAZO Marca U.S. Steel Tipo

Diámetro	Espesor	de	Profundidad	Longitud	Tipo	Dimensiones	Ranuras	Area infiltración	Velocidad de	Observaciones			
			a	instalada		ranura	por metro	por ml.	total	infiltración			
20"	3/4"	m	35.42	64.70	29.28	Troq.	2 1/2" x 1/4"	198	Dm	Dm	cm/seg.	8.5	Soldadura Eléctrica.

FILTRO DE GRAVA

Volúmen	Tamaño de grava	Coef.	Observaciones
	Máximo	Mínimo	Unifor.
m	3/4"	1/4"	Cribada en el Banco de Algodones, B.C.

CEMENTACION

Nivel aguas freáticas

Nivel estático después de la cementación

Diámetro	Espesor	de	Profundidad	Longitud	Volumen	Observaciones
Perforación			a	instalada	calculado empleado	
NO	SE	USO				

TAPON DE FONDO: NO SELLOS DE PLOMO: NO

EQUIPO EMPLEADO PARA LA CEMENTACION:

PROCESO SEGUIDO:

OBSERVACIONES

PERSONAL QUE INTERVINO

Orden dada por el Ing. Guillermo Galicia

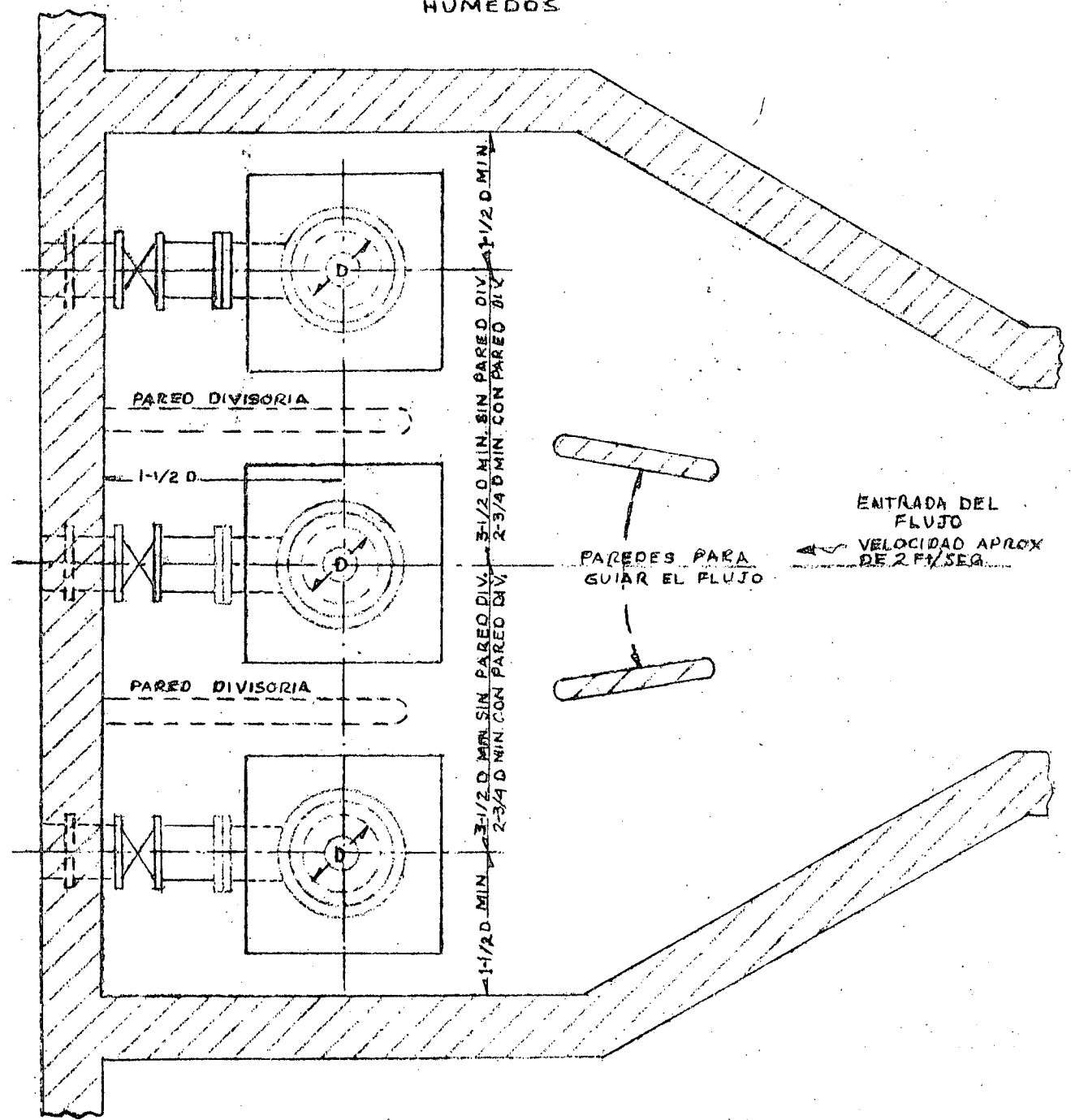
Perforista H. Schleef Supervisores Del Cento

Inspector Ing. G. Galicia De la S.R.H.

WORTHINGTON DE MEXICO, S. A.

DATOS TÉCNICOS

RECOMENDACIONES DE DISEÑO PARA CANALES Y GARGAMOS HUMEDOS



DETERMINACION DEL
USO CONSUNTIVO
(U. C.)

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

DIRECCION DE PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE CANALES

HOJA NUM.

OBRA:

CALCULO:

FECHA

DETALLE:

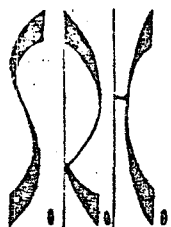
REVISO:

FECHA

T.G.N.

COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO

MESES	f	Cultivo:					Cultivo:					Cultivo:				
		Ciclo Vegetativo:					Ciclo Vegetativo:					Ciclo Vegetativo:				
		Inic. de Siembra:					Inic. de Siembra:					Inic. de Siembra:				
		Kc	U.C.	J	U.C!	U.C.acu.	Kc	U.C.	J	U.C!	U.C.acu.	Kc	U.C.	J	U.C!	U.C.acu.
ENERO																
FEBRERO																
MARZO																
ABRIL																
MAYO																
JUNIO																
JULIO																
AGOSTO																
SEPTIEMBRE																
OCTUBRE																
NOVIEMBRE																
DICIEMBRE																
SUMAS		Kg					Kg					Kg				



$$K' = \frac{\sum uc.}{\sum f} = \text{---} = \text{---}$$

$$J = \frac{Kg}{K'} = \text{---} = \text{---}$$

$$K' = \frac{\sum uc.}{\sum f} = \text{---} = \text{---}$$

$$J = \frac{Kg}{K'} = \text{---} = \text{---}$$

$$K' = \frac{\sum uc.}{\sum f} = \text{---} = \text{---}$$

$$J = \frac{Kg}{K'} = \text{---} = \text{---}$$

DETERMINACION DEL
USO CONSUNTIVO
(U. C.)

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE CANALES

HOJA NUM.

OBRA:

CALCULO:

FECHA

DETALLE:

REVISO:

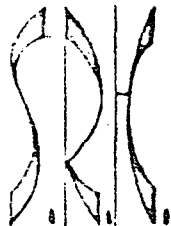
FECHA

T.G.N.

COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO

MESES	f	Cultivo:					Cultivo:					Cultivo:				
		Ciclo Vegetativo:					Ciclo Vegetativo:					Ciclo Vegetativo:				
		Inic. de Siembra:					Inic. de Siembra:					Inic. de Siembra:				
		Kc	U.C.	J	U.C!	U.C.acu.	Kc	U.C.	J	U.C!	U.C.acu.	Kc	U.C.	J	U.C!	U.C.acu.
ENERO																
FEBRERO																
MARZO																
ABRIL																
MAYO																
JUNIO																
JULIO																
AGOSTO																
SEPTIEMBRE																
OCTUBRE																
NOVIEMBRE																
DICIEMBRE																

SUMAS		Kg					Kg					Kg				



$K' = \frac{\sum uc.}{\sum f} = \text{---} = \boxed{}$ $J = \frac{Kg}{K'} = \text{---} = \boxed{}$	$K' = \frac{\sum uc.}{\sum f} = \text{---} = \boxed{}$ $J = \frac{Kg}{K'} = \text{---} = \boxed{}$	$K' = \frac{\sum uc.}{\sum f} = \text{---} = \boxed{}$ $J = \frac{Kg}{K'} = \text{---} = \boxed{}$
--	--	--

DETERMINACION DEL
USO CONSUNTIVO
(U. C.)

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS DEPARTAMENTO DE CANALES

HOJA NUM.

OBRA:

CALCULO:

FECHA

DETALLE:

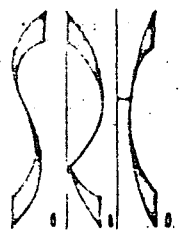
REVISO:

FECHA

T.G.N.

COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO

MESES	f	Cultivo:					Cultivo:					Cultivo:				
		Ciclo Vegetativo:					Ciclo Vegetativo:					Ciclo Vegetativo:				
		Inic. de Siembra:					Inic. de Siembra:					Inic. de Siembra:				
		Kc	U.C.	J	U.C!	U.C.acu.	Kc	U.C.	J	U.C!	U.C.acu.	Kc	U.C.	J	U.C!	U.C.acu.
ENERO																
FEBRERO																
MARZO																
ABRIL																
MAYO																
JUNIO																
JULIO																
AGOSTO																
SEPTIEMBRE																
OCTUBRE																
NOVIEMBRE																
DICIEMBRE																
SUMAS		Kg					Kg					Kg				



$$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \text{---} = \text{---}$$

$$J = \frac{K_G}{K'} = \text{---} = \text{---}$$

$$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \text{---} = \text{---}$$

$$J = \frac{K_G}{K'} = \text{---} = \text{---}$$

$$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \text{---} = \text{---}$$

$$J = \frac{K_G}{K'} = \text{---} = \text{---}$$

DETERMINACION DEL
USO CONSUNTIVO
(U. C.)

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS DEPARTAMENTO DE CANALES

HOJA NUM.

OBRA:

CALCULO:

FECHA

DETALLE:

REVISO:

FECHA

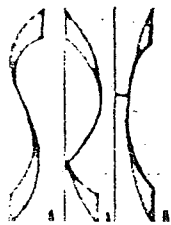
T.G.N.

FECHA

COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO

MESES	f	Cultivo:					Cultivo:					Cultivo:				
		Ciclo Vegetativo:					Ciclo Vegetativo:					Ciclo Vegetativo:				
		Inic. de Siembra:					Inic. de Siembra:					Inic. de Siembra:				
		Kc	U.C.	J	U.C!	U.C.acu.	Kc	U.C.	J	U.C!	U.C.acu.	Kc	U.C.	J	U.C!	U.C.acu.
ENERO																
FEBRERO																
MARZO																
ABRIL																
MAYO																
JUNIO																
JULIO																
AGOSTO																
SEPTIEMBRE																
OCTUBRE																
NOVIEMBRE																
DICIEMBRE																

SUMAS	Kg					Kg						Kg				



$$K' = \frac{\sum u.c.}{\sum f} = \text{---} = \text{---}$$

$$J = \frac{Kg}{K'} = \text{---} = \text{---}$$

$$K' = \frac{\sum u.c.}{\sum f} = \text{---} = \text{---}$$

$$J = \frac{Kg}{K'} = \text{---} = \text{---}$$

$$K' = \frac{\sum u.c.}{\sum f} = \text{---} = \text{---}$$

$$J = \frac{Kg}{K'} = \text{---} = \text{---}$$

DETERMINACION DEL
USO CONSUNTIVO
(U. C.)

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

DIRECCION DE PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE CANALES

HOJA NUM.

OBRA:

CALCULO:

FECHA

DETALLE:

REVISO:

FECHA

T.C.N.

COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO

MESES	f	Cultivo:					Cultivo:					Cultivo:				
		Ciclo Vegetativo:					Ciclo Vegetativo:					Ciclo Vegetativo:				
		Inic. de Siembra:					Inic. de Siembra:					Inic. de Siembra:				
		Kc	U.C.	J	U.C!	U.C.acu.	Kc	U.C.	J	U.C!	U.C.acu.	Kc	U.C.	J	U.C!	U.C.acu.
ENERO																
FEBRERO																
MARZO																
ABRIL																
MAYO																
JUNIO																
JULIO																
AGOSTO																
SEPTIEMBRE																
OCTUBRE																
NOVIEMBRE																
DICIEMBRE																
SUMAS		Kg					Kg					Kg				



$$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \boxed{}$$

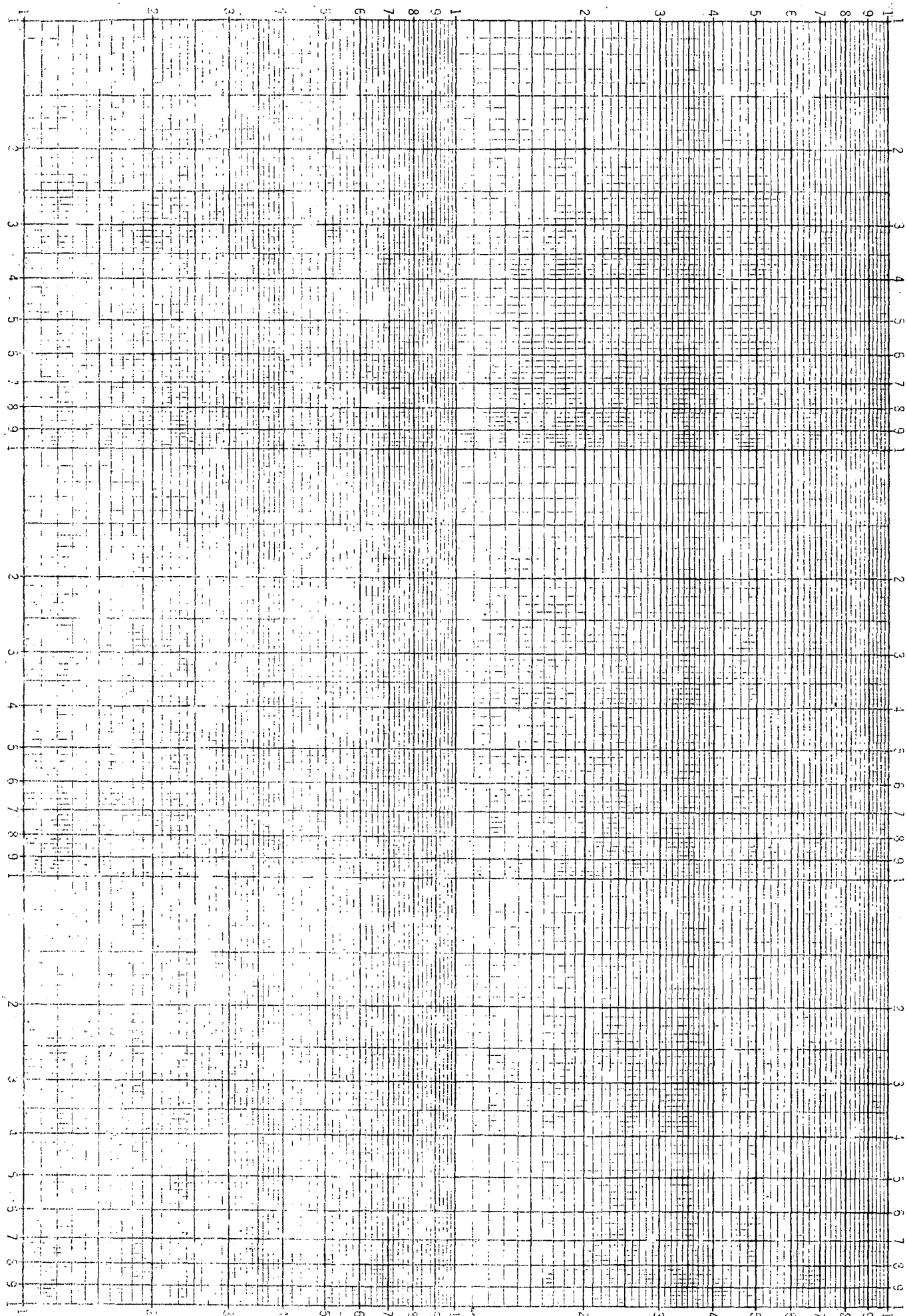
$$J = \frac{K_G}{K'} = \boxed{}$$

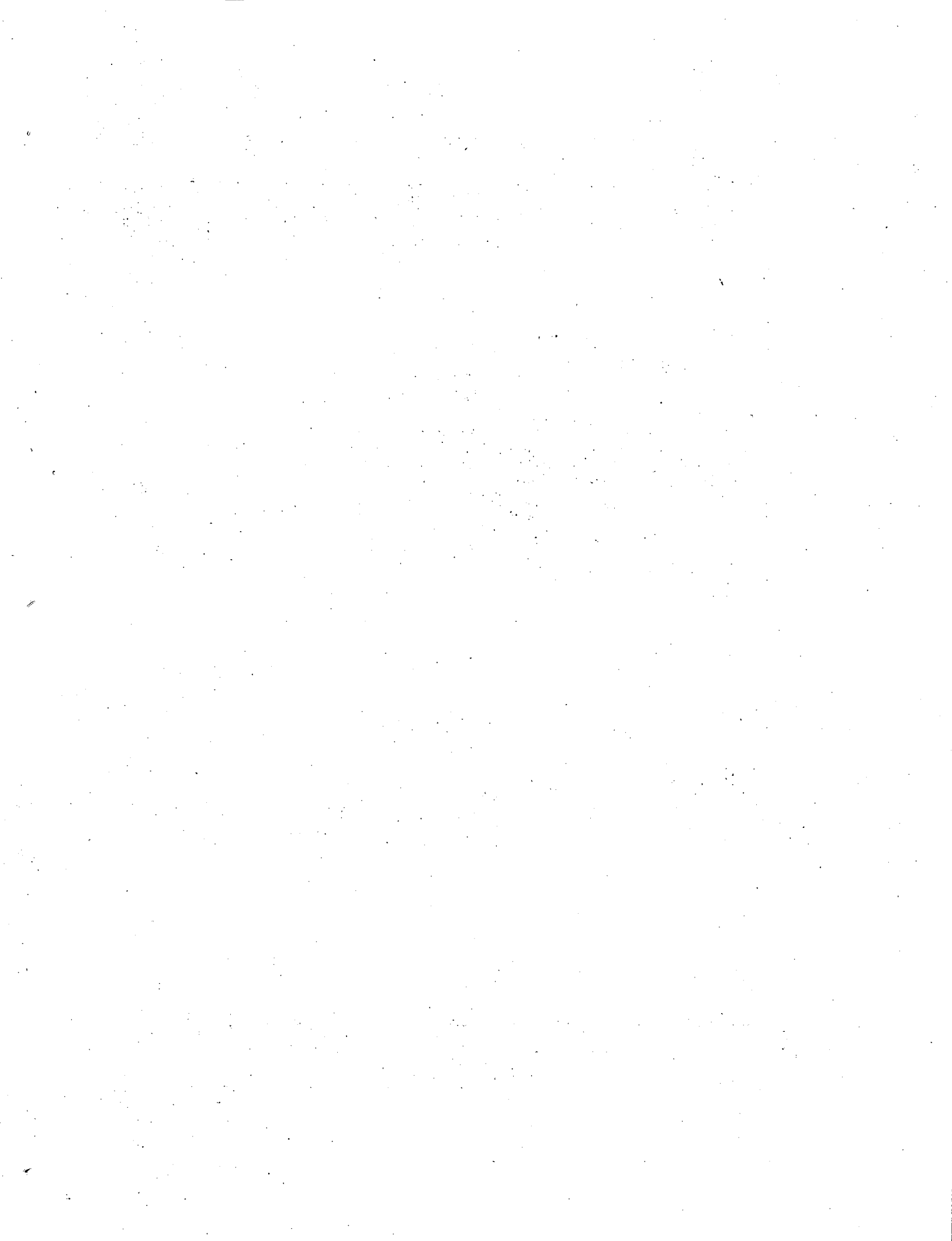
$$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \boxed{}$$

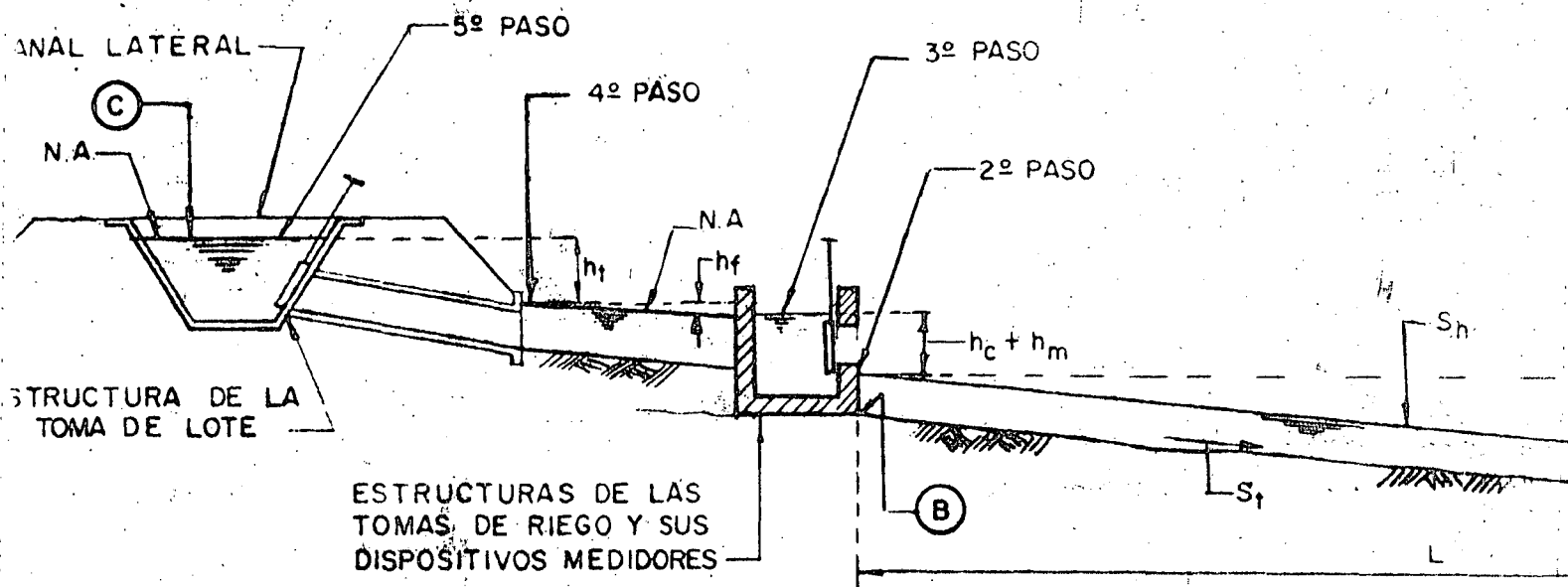
$$J = \frac{K_G}{K'} = \boxed{}$$

$$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \boxed{}$$

$$J = \frac{K_G}{K'} = \boxed{}$$







FORMULA 1 :

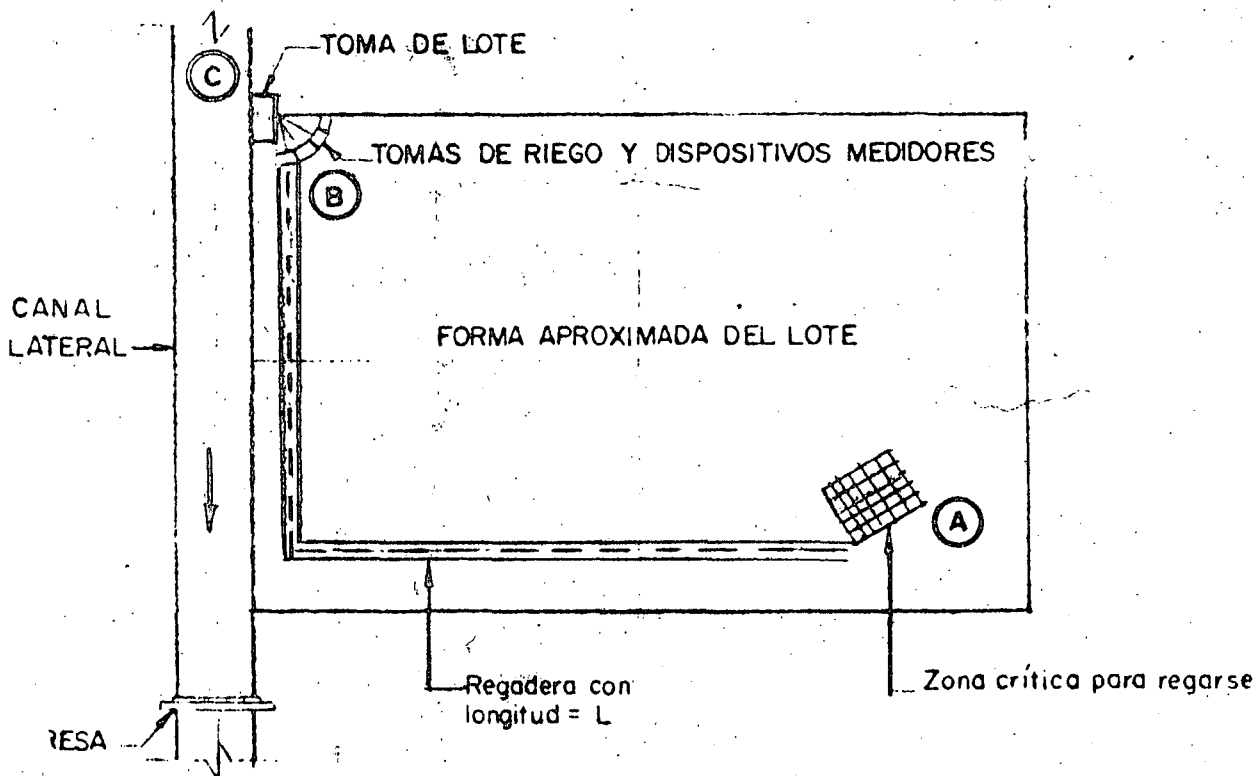
Cuando : $(S_h \cdot L - S_f \cdot L)$ es positiva ;

$$\text{Elev. del nivel de agua (C)} = \text{Elev. A} + H + h_c + h_m + h_f + h_t$$

FORMULA 2 :

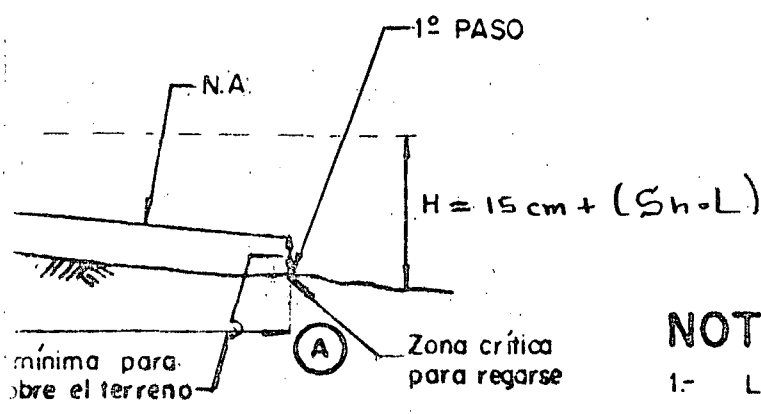
Cuando : $(S_h \cdot L - S_f \cdot L)$ es negativa ;

$$\text{Elev. del nivel de agua (C)} = \text{Elev. B} + 6 \text{ cm} + h_c + h_m + h_f + h_t$$



- S_f = Per
- S_h = Per
- H_t = 15
- h_c = Per
- h_m = Per
- h_f = Per
- AyB = Ele
- C = Niv





NOTAS IMPORTANTES :

- 1.- La zona crítica (A) no es necesariamente la más baja del terreno
- 2.- Este esquema es general y los ajustes estarán de acuerdo a las condiciones de distribución y medición del agua específicas para cada proyecto .- Esto dependerá si la medición se hace en las tomas de riego , en la toma lote ó en ambas partes , ó si el dispositivo medidor está separado ó incorporado a la estructura de toma respectiva .
- 3.- La superficie del Lote y de la parcela así como los sistemas de distribución y medición , a nivel de lote y parcela , deberán ser aprobadas previamente al proyecto del Sistema de Riego

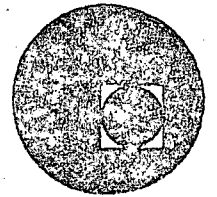
no
 hidráulica de la regadera
 L)
 carga de la Toma de Riego
 carga para la Estructura medidora
 carga de la Toma de Lote
 fricción entre las dos Tomas
 del Terreno
 a en el Canal

ESQUEMA GENERAL QUE MUESTRA LA METODOLOGIA PARA DETERMINAR LA CARGA HIDRAULICA MINIMA EN LA TOMA DE LOTE





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



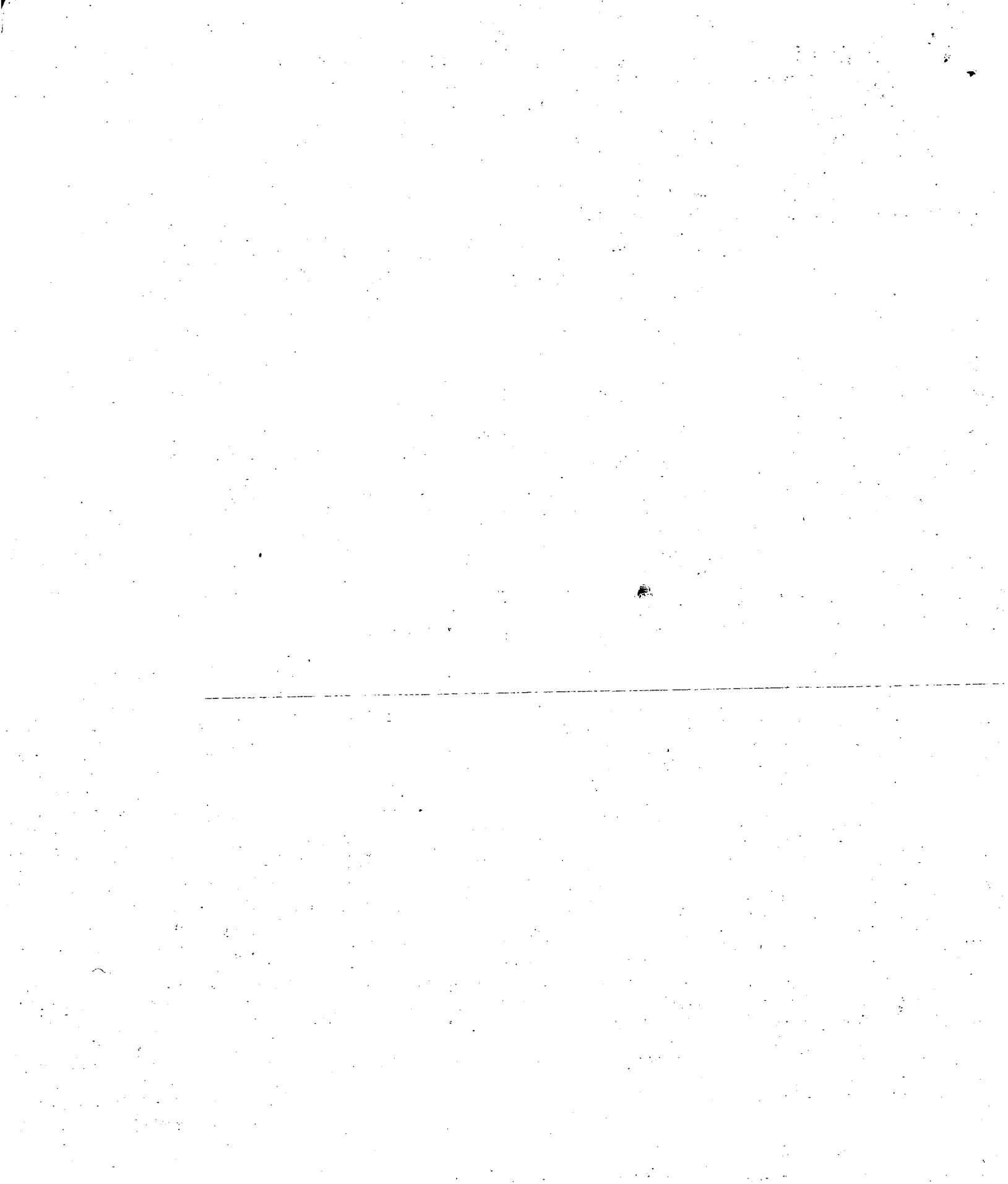
CAPACITACION PARA INGENIEROS .PROYECTISTAS DE ZONAS
DE RIEGO

PROYECTO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL
DE UN SIFON RECTANGULAR

ING. OSCAR PLAISANT WONG.

ING. RODOLFO ORTEGA A.

AGOSTO, 1978



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS.
DEPARTAMENTO DE CANALES

DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL.

$$Q = 6.11 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$b = 1.35 \text{ m}$$

$$S = 0.0005$$

$$n = 0.014$$

$$m = 1.5:1$$

$$V_1 = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.014} R^{2/3} (0.0005)^{1/2} = 1.59714 R^{2/3}$$

$$V_2 = \frac{Q}{A} = \frac{6.11}{A}$$

Suponiendo $d = 1.37 \text{ m}$

$$A = d (b + md) = 1.37 (1.35 + 1.5 \times 1.37) = 4.66485 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2d \sqrt{1 + m^2} = 1.35 + 2 \times 1.37 \sqrt{1 + 1.5^2} = 6.289604 \text{ m}$$

$$r = \frac{A}{P} = \frac{4.66485}{6.289604} = 0.741676 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.819364$$

Sustituyendo

$$V_1 = 1.59714 \times 0.819364 = 1.309 \text{ m/seg}$$

$$V_2 = \frac{6.11}{4.66485} = 1.309 \text{ m/seg}$$

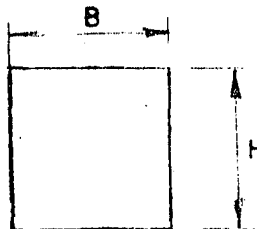
$$V_1 = V_2 \text{ (tirante supuesto es el correcto)}$$

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{1.309^2}{2 \times 9.81} = 0.087 \text{ m}$$

Diseño de la sección del conducto.

Proponiendo una sección rectangular ésta debe de cumplir la siguiente relación:

$$\frac{H}{B} = 1.25$$



H = Altura interior del conducto

B = Ancho de la plantilla del conducto

$$H = 1.25 B \quad (1)$$

$$A = B H \quad (2)$$

A = Area de la sección del conducto.

Sustituyendo "1" en "2"

$$A = 1.25 B^2$$

Despejando "B"

$$B = \sqrt{\frac{A}{1.25}}$$

En función de la carga hidráulica disponible se propusieron varias secciones, suponiendo diferentes velocidades y se escogió la que dio una suma de pérdidas más o menos igual a la carga disponible.

Suponiendo una velocidad igual a 1.60 m/seg

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{6.11}{1.60} = 3.819 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{\frac{3.819}{1.25}} = 1.75$$

$$H = 1.75 \times 1.25 = 2.18$$

Se adopta H = 2.15 m

Datos hidráulicos del conducto.

$$Q = 6.11 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$B = 1.75 \text{ m}$$

$$H = 2.15 \text{ m}$$

Carteles de 15 x 15 cm

$$n = 0.014$$

$$A = 2.15 \times 1.75 - \left(\frac{0.15 \times 0.15}{2}\right) 4 = 3.7175 \text{ m}^2$$

$$P = (1.75 - 0.30)^2 + (2.15 - 0.30)^2 + 4 \sqrt{0.15^2 + 0.15^2} = 7.448528 \text{ m}$$

$$V = \frac{3.7175}{7.448528} = 0.499091 \text{ m}$$

$$R^{2/3} = 0.625198$$

$$V = \frac{6.11}{3.7175} = 1.644 \text{ m/seg}$$

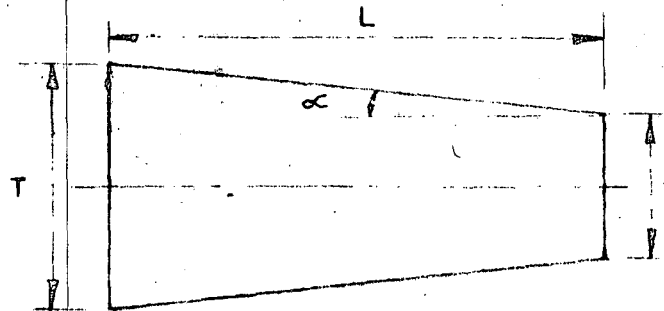
$$R_v = \frac{1}{15.85} \frac{V^2}{g} = 0.138 \text{ m}$$

$$R_f = \left(\frac{V}{g}\right)^2 h_f = \left(\frac{1.585 \times 0.214}{0.629198}\right)^2 h_f = 0.001318 L$$

Longitud de transición.

Las transiciones tienen su justificación cuando el canal en su localización tenga que intercalarse una estructura que nos obliga a cambiar de sección, ya que este cambio no debe de hacerse abruptamente, sino por medio de transiciones con la finalidad de reducir al mínimo las pérdidas de carga y obtener por ende, la mayor eficiencia hidráulica posible.

La longitud de la transición se determina de acuerdo con el criterio de Nioca, que consiste en considerar que el ángulo que debe formar la intersección de la superficie del agua y la pared, en el principio y fin de la transición, con el eje de la estructura sea $12^\circ 30'$



Donde:

T = cota de la superficie libre del agua en el canal.

t = cota de la superficie libre del agua a la entrada del conducto.

L = longitud de transición.

$$\cot \alpha = \frac{L}{\frac{T-t}{2}}$$

Despejando L:

$$L = \left(\frac{T-t}{2}\right) \cot \alpha \quad \alpha = 12^\circ 30'$$

Según experiencias de la antigua Comisión Nacional de Investigación, el ángulo puede ser aumentado hasta $12^\circ 30'$ sin que el can-

bio de secciones de la transición sea brusco y con el cual se reduce ligeramente el costo de los mismos. Por lo tanto nuestra longitud queda dada por la fórmula:

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

Si al resolver la expresión anterior se encuentra un valor fraccionario, es recomendable redondearlo.

$$T = b - 2 \text{ md} = 1.35 + 2 \times 1.37 \times 1.5 = 5.46 \text{ m}$$

$$t = 1.75 \text{ m}$$

$$L = \left[\frac{5.46 - 1.75}{2} \right] \frac{2.414}{1} = 4.48 \text{ m}$$

Se adopta $L = 5.00 \text{ m}$

Funcionamiento hidráulico del sifón.

Una vez escogida la sección del conducto y determinadas la longitud de transición; con la topografía detallada del cruce se traza el perfil del terreno y sobre éste dibujamos el perfil longitudinal del sifón.

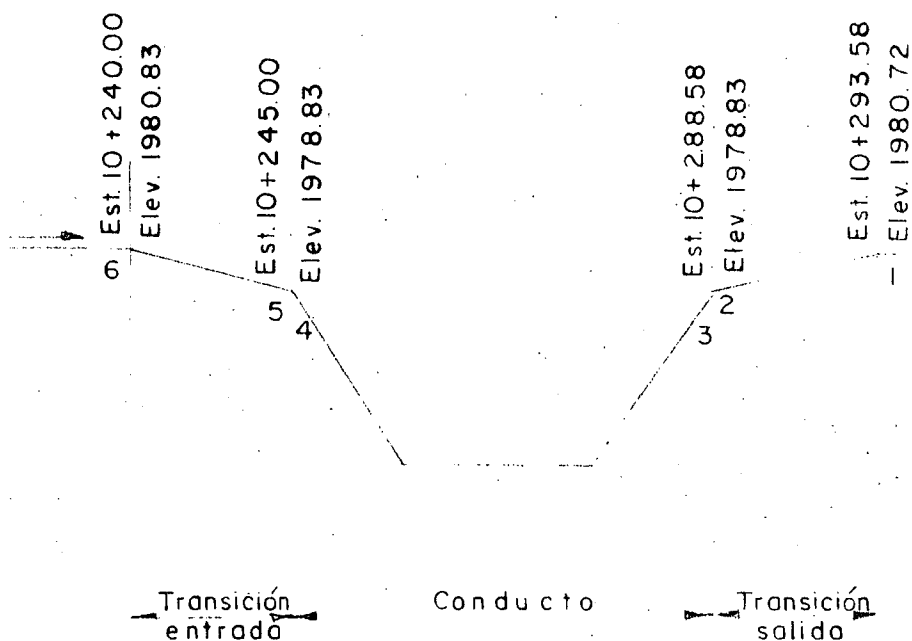
Se dejó un relleno de 2.00 m de la rasante del arroyo a la parte superior del conducto en la zona del cauce; en las laderas se dejó un colchón mínimo de 1.00 m. Las transiciones se localizaron fuera de las laderas del arroyo, quedando totalmente enterradas en el terreno natural.

Trazado el sifón procedemos a calcular la geometría del mismo; hecho esto se tendrán los lugares en los cuales puede haber pérdidas de carga.

El desnivel entre los gradientes de energía de entrada y de salida de la estructura tendrá que ser igual a la suma de todas las pérdidas de carga que se presenten en el sifón.

Así pues, las pérdidas de carga que se tienen son:

- 1.- Transición exterior de entrada
- 2.- Entrada al conducto
- 3.- Fricción en los conductos
- 4.- Codos o cambios de dirección
- 5.- Salida del conducto
- 6.- Transición exterior de salida.



Aplicando el Teorema de Bernoulli de aguas abajo hacia -
aguas arriba, por tratarse de un régimen tranquilo.

Bernoulli entre 1 y 2

$$d_2 + hv_2 = Z_1 + d_1 + hv_1 + hts$$

Z_1 = Densivel entre los puntos 1 y 2

d_1 = tirante normal del canal

hv_1 = carga de velocidad en el canal

d_2 = tirante a la salida del conducto

hv_2 = carga de velocidad a la salida del conducto

ht_s = pérdida de carga por transición exterior de salida

$$ht_s = 0.2 \Delta hv$$

hv = Diferencia de cargas de velocidad entre los puntos 1 y 2

Z₁ = 1980.72 - 1978.83 = 1.89 m

d₁ = 1.37 m

hv₁ = 0.087 m

d₂ + hv₂ - ht_s = 1.89 + 1.37 + 0.087

d₂ + hv₂ - ht_s = 3.347 m (I)

Suponiendo d₂ = 3.296 m

A₂ = 1.75 x 3.296 = 5.768 m²

V₂ = $\frac{6.11}{5.768}$ = 1.059 m/seg

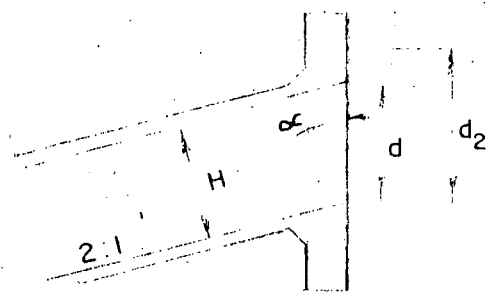
hv₂ = $\frac{1.059^2}{19.62}$ = 0.057

ht_s = 0.2 (0.087 - 0.057) = 0.006 m

Sustituyendo en (I)

3.296 + 0.057 - 0.006 = 3.347

El tirante supuesto es el correcto.



Cot α = 2
α = 26° 34'
Cos α = $\frac{H}{d}$

d = $\frac{H}{\cos \alpha} = \frac{2.15}{0.89442} = 2.40$

% de ahogamiento = $\frac{3.296 - 2.40}{2.40} = 0.373$

% ahogamiento = 37.3 % > 10%

Bernoulli entre 2 y 3

d₃ + hv₃ + $\frac{P_3}{w}$ = d₂ + hv₂ + h_s (II)

h_s = pérdida de carga por salida = 0.2 Δhv

d₃ = altura interior del conducto

hv₃ = carga de velocidad en el conducto

$\frac{P_3}{w}$ = presión interior del agua en el punto 3

$$d_3 = 2.15 \text{ m} \quad d_2 = 3.296 \text{ m}$$

$$hv_3 = 0.138 \text{ m} \quad hv_2 = 0.057 \text{ m}$$

$$h_s = 0.2 (0.138 - 0.057) = 0.016 \text{ m}$$

Sustituyendo en II

$$2.15 + 0.138 + \frac{P_3}{w} = 3.296 + 0.057 + 0.016$$

$$\frac{P_3}{w} = 1.081 \text{ m}$$

Bernoulli entre 3 y 4

$$Z_4 + d_e + hv_e + \frac{P_4}{w} = d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{w} + h_f + h_c$$

$$Z_4 = \text{desnivel entre los puntos 3 y 4} = 0$$

$$d_4 = d_3$$

$$hv_e = hv_3$$

$$\frac{P_4}{w} = \frac{P_3}{w} + h_f + h_c \quad (\text{III})$$

h_f = pérdida de carga por fricción en el interior del conducto.

$$h_f = 0.001338 L \quad L = 48.10 \text{ m}$$

$$h_f = 0.001338 \times 48.10 = 0.064 \text{ m}$$

h_c = pérdida de carga por cambio de dirección del conducto.

$$h_c = C \sqrt{\frac{\Delta}{90^\circ}} \quad hv_c$$

números de codos = 2

C = Coeficiente que está en función de la deflexión cuyo valor comúnmente se adopta de 0.25 (según Hinds).

$$= \text{Angulo de la deflexión} = 26^\circ 34' = 26.57^\circ$$

$$hv_c = \text{Carga de velocidad en el conducto} = 0.138 \text{ m}$$

$$h_c = 2 \times 0.25 \sqrt{\frac{26.57^\circ}{90^\circ}} (0.138) = 0.037 \text{ m}$$

$$\frac{P_3}{w} = 1.001 \text{ m}$$

Sustituyendo en (III)

$$\frac{P}{\rho g} = 1.081 + 0.064 + 0.037 = 1.182 \text{ m}$$

Bernoulli entre 4 y 5

$$d_5 + h_{v_5} = d_4 + h_{v_4} + \frac{P}{\rho g} + h_e$$

d_5 = tirante a la entrada del conducto

h_{v_5} = carga de velocidad a la entrada del conducto

h_e = pérdida de carga por entrada = $0.1 \Delta v$

$$d_4 = 2.15 \text{ m}$$

$$h_{v_4} = 0.138 \text{ m}$$

$$\frac{P}{\rho g} = 1.182 \text{ m}$$

$$d_5 + h_{v_5} - h_e = 2.15 + 0.138 + 1.182$$

$$d_5 + h_{v_5} - h_e = 3.47 \text{ m}$$

Suponiendo $d_5 = 3.426 \text{ m}$

$$A_5 = 1.75 \times 3.426 = 5.986 \text{ m}^2$$

$$v_5 = \frac{6.11}{5.986} = 1.019 \text{ m/seg}$$

$$h_{v_5} = \frac{1.019^2}{19.62} = 0.053 \text{ m}$$

$$h_e = 0.1 (0.138 - 0.053) = 0.009 \text{ m}$$

Sustituyendo en IV

$$3.426 + 0.053 - 0.009 = 3.47$$

Bernoulli entre 5 y 6

$$Z_6 + d_6 + h_{v_6} = d_5 + h_{v_5} + h_{te}$$

d_6 = tirante en el canal

h_{v_6} = carga de velocidad en el canal

$$Z_6 = \text{desnivel entre los puntos 5 y 6} = 1980.83 - 1978.83 = 2.00 \text{ m}$$

ht_e = pérdida de carga por transición exterior de entrada = 0.1 Δ hv

d₅ = 3.426 m

hv₅ = 0.053 m

d₆ + hv₆ - ht_e = 1.479 m(V)

Suponiendo d₆ = 1.40 m

A₆ = 1.40 (1.35 + 1.5 x 1.40) = 4.83 m²

V₆ = $\frac{6.11}{4.83}$ = 1.265 m/seg

hv₆ = $\frac{1.265^2}{19.62}$ = 0.082

ht_e = 0.1 (0.082 - 0.053) = 0.003

Sustituyendo en (V)

1.40 + 0.082 - 0.003 = 1.479

Resumen de pérdidas:

Transición de entrada	=	0.003 m
entrada	=	0.009 m
fricción	=	0.064 m
codos	=	0.037 m
salida	=	0.016 m
Transición de salida	=	<u>0.006 m</u>
Σ h	=	0.135 m

Bernoulli entre 1 y 6

Z₆ + d₆ + hv₆ = d₁ + hv₁ + Σ h

Z₆ = 1980.83 - 1980.72 = 0.11 m

0.11 + 1.40 + 0.082 = 1.37 + 0.087 + 0.135

Carga disponible = 0.110 m

Suma de pérdidas = 0.135 m

Hay un remanso de 2.5 cm aguas arriba del conducto.

Cálculo estructural del sifón.

Se revisará bajo dos condiciones de carga:

- 1.- Barril lleno.
- 2.- Barril vacío.

La primera condición implica que el sifón está trabajando con el gasto normal pero sin relleno de tierra.

La segunda condición corresponde al sifón vacío pero soportando todas las cargas exteriores.

Análisis a barril lleno.

Recomendaremos que la sección del sifón es rectangular de 1.75 x 2.15 m. Supondremos para el cálculo un espesor de 0.30 m y carteles de 0.15 x 0.15 (ver figura N° 1). Se revisará la sección central del sifón ya que ésta se considera que es la más crítica.

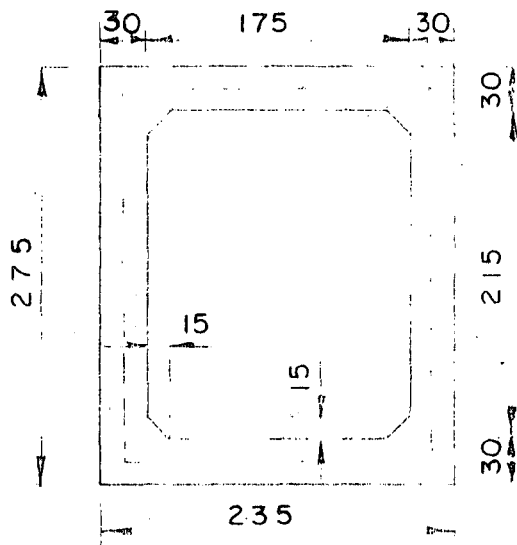


Fig. N° 1

Fig. N° 2

El claro teórico que se considera es la distancia entre los ejes de la sección (ver figura N° 2).

Carga sobre la losa superior.

La resultante de las cargas verticales es igual a la pre-

sión hidrostática menos el peso propio de la losa. Como caso más desfavorable supondremos que el tirante a la entrada del conducto invade el bordo libre.

Presión hidrostática.

Elev. del agua a la entrada del conducto = 1982.50 m
Elev. del lecho inf. de la losa superior = 1871.435 m
Carga hidrostática = 11.065 m

$$w_{ph} = 11.065 \times 1000 = 11065 \text{ kg/m}^2$$

Peso propio losa superior

$$w_{pp} = 0.30 \times 2400 = 720 \text{ kg/m}^2$$

$$w_1 = 11065 - 720 = 10.345 \text{ kg/m}^2$$

Carga sobre la losa inferior.

La resultante de la carga es:
la diferencia entre la reacción del terreno y las cargas verticales de abajo hacia arriba.

Presión hidrostática.

Elev. del agua a la entrada del conducto = 1982.500 m
Elev. lecho sup de la losa inferior = 1969.285 m
Carga hidrostática = 13.215 m

$$w_{ph} = 13.215 \times 1000 = 13215 \text{ kg/m}^2$$

Peso propio del agua.

$$\text{Area hidráulica del conducto} = 3.718 \text{ m}^2$$

$$W_w = 3.718 \times 1000 = 3718 \text{ kg/m}$$

Peso propio del conducto

$$w_{pc} = (2.75 \times 2.35 - 3.718) \times 2400 = 6587 \text{ kg/m}$$

Peso propio losa inferior

$$w_{pp} = 2400 \times 0.30 = 720 \text{ kg/m}^2$$

Reacción del terreno:

$$R_t = \frac{\text{Peso del conducto} + \text{peso del agua}}{\text{ancho del conducto}}$$

$$R_t = \frac{6587 + 3718}{2.35} = 4385 \text{ kg/m}^2$$

$$w_2 = 4385 - 13215 - 720 = 9550 \text{ kg/m}^2 \quad \downarrow$$

Carga sobre las paredes laterales:

Es la misma sobre las dos piezas y constituye un diagrama trapecial, cuyas bases son los valores extremos de la carga hidrostática; - designaremos estos valores como w_3 y w_5 . Sus valores son:

$$w_3 = 11\ 065 \text{ kg/m}^2$$

$$w_5 = 13\ 215 \text{ kg/m}^2$$

$$w_4 = 13\ 215 - 11\ 065 = 2\ 150 \text{ kg/m}^2$$

Por lo expuesto el diagrama de cargas sobre el marco rígido es el siguiente (figura N° 3).

$$w_1 = 10\ 345 \text{ kg/m}^2$$

$$w_2 = 9\ 550 \text{ kg/m}^2$$

$$w_3 = 11\ 065 \text{ kg/m}^2$$

$$w_4 = 2\ 150 \text{ kg/m}^2$$

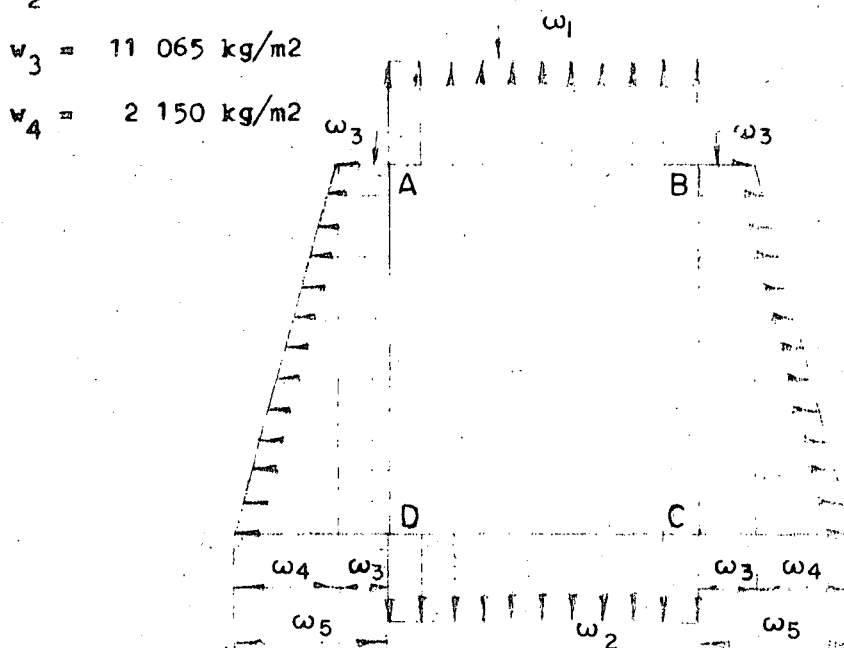


Figura N° 3

Momentos iniciales de empotramiento.

Barra A-B

$$M_{AB} = M_{BD} = \frac{w_1 l^2}{12} = \frac{10345 \times 2.05^2}{12} = 3623 \text{ kg-m}$$

Barra C-D

$$M_{CD} = M_{DC} = \frac{w_2 l^2}{12} = \frac{9550 \times 2.05^2}{12} = 3344 \text{ kg-m}$$

Barras (A-D) y (B-C)

$$M_{AD} = M_{BC} = \frac{w_3 l^2}{12} + \frac{w_4 l^2}{30} = \frac{11065 \times 2.45^2}{12} + \frac{2150 \times 2.45^2}{30}$$

$$M_{AD} = 5965 \text{ kg-m}$$

$$M_{DA} = M_{CB} = \frac{w_3 l^2}{12} + \frac{w_4 l^2}{20} = \frac{11065 \times 2.45^2}{12} + \frac{2150 \times 2.45^2}{20}$$

$$M_{DA} = 6180 \text{ kg-m}$$

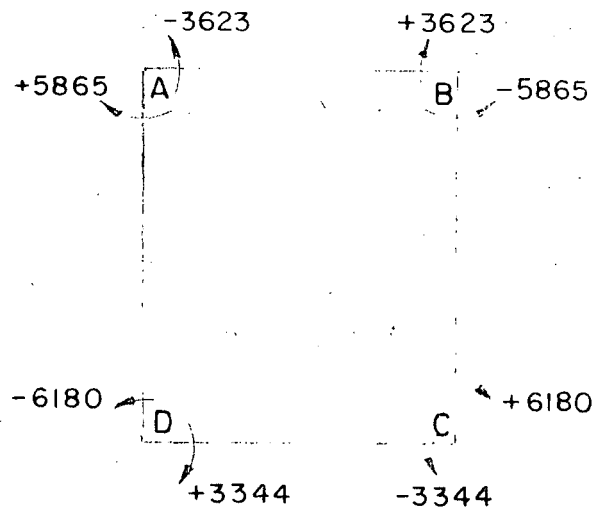


Figura N° 4

Aplicación del método de Cross al cálculo del marco rígido.

Rigideces.

$$K = \frac{4EI}{L}$$

$$K_{AB} = \frac{4EI}{2.05} = 1.951 EI \quad (\text{La suma se indica en la hoja siguiente})$$

$$K_{AD} = \frac{4 E I}{2.45} = 1.633 E I$$

$$\Sigma K = 3.584 E I$$

Factor de distribución

$$F. D. = \frac{K}{\Sigma K}$$

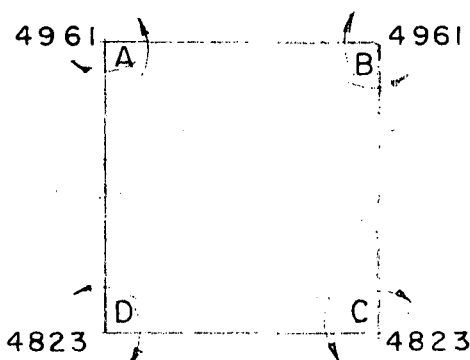
$$F.D.AB = \frac{1.951}{3.584} = 0.544$$

(barras horizontales)

$$F.D.AD = \frac{1.633}{3.584} = 0.456$$

(barras verticales)

Nudo	A		B		C		D	
Barra	A-D	A-B	B-A	B-C	C-B	C-D	D-C	D-A
F.D.	0.456	0.544	0.544	0.456	0.456	0.544	0.544	0.456
M _{inic}	+5965	-3623	+3623	-5965	+6180	-3344	+3344	-6180
	-1068	-1274	+1274	+1068	-1293	-1543	+1543	+1293
	+ 647	+ 637	- 637	- 647	+ 534	+ 772	- 772	- 534
	- 586	- 698	+ 698	+ 586	- 596	- 710	+ 710	+ 596
	+ 298	+ 349	- 349	- 298	+ 293	+ 355	- 355	- 293
	- 295	- 352	+ 352	+ 295	- 295	- 353	+ 353	+ 295
	+ 148	+ 176	- 176	- 148	+ 148	+ 177	- 177	- 148
	- 148	- 176	+ 176	+ 148	- 148	- 177	+ 177	+ 148
M _F	+4961	-4961	+4961	-4961	+4823	-4823	+4823	-4823

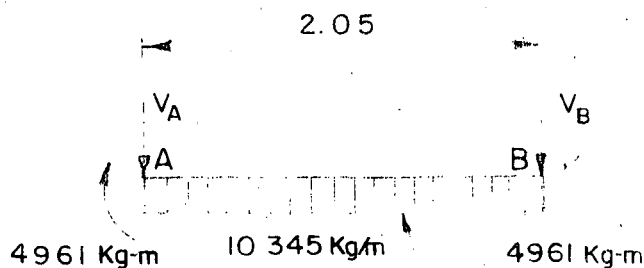


Cálculo de los cortantes a los ejes y al cartel así como los momentos a los paños y momentos positivos.

Barra A-B

Cortante Isostático

$$V_i = \frac{10345 \times 2.05}{2} = 10604 \text{ kg}$$



Cortante Hiperestático

$$V_h = 0$$

$$V_A = 10604$$

$$V_B = 10604$$

Cortantes al cartel.

$$V_{AC} = V_{BC} = 10604 - 10345 \times 0.30 = 7501 \text{ kg}$$

Momentos a los paños

$$M_{AP} = M_{BP} = 10604 \times 0.15 - 10345 \times \frac{0.15^2}{2} - 4961 = -3487 \text{ kg-m}$$

Momento positivo

$$X = \frac{V}{w} = \frac{10604}{10345} = 1.025 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = 10604 \times 1.025 - 10345 \times \frac{1.025^2}{2} - 4961 = 474 \text{ kg-m}$$

Barra C-D

Cortante Isostático

$$V_i = \frac{9550 \times 2.05}{2} = 9789 \text{ kg}$$

Cortante hiperestático

$$V_h = 0$$

$$V_C = 9789 \text{ kg}$$

$$V_D = 9789 \text{ kg}$$

Cortante al cartel

$$V_{CC} = V_{DC} = 9789 - 9550 \times 0.30 = 6494 \text{ kg}$$

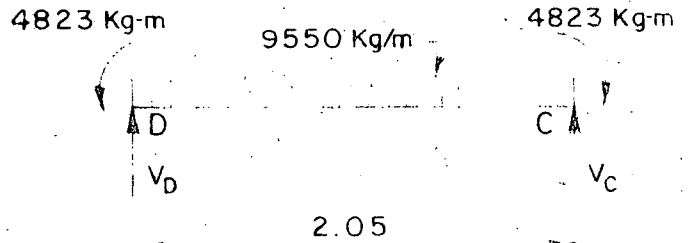
Momentos al paño

$$M_{CP} = M_{DP} = 9789 \times 0.15 - 9550 \times \frac{0.15^2}{2} - 4823 = 3462 \text{ kg-m}$$

Momento positivo

$$X = \frac{V}{w} = \frac{9789}{9550} = 1.025 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = 9789 \times 1.025 - 9550 \times \frac{1.025^2}{2} - 4823 = 194 \text{ kg-m}$$



Barra A-D

$$w_3 = 11065 \text{ kh/m}^2$$

$$w_4 = 2150 \text{ kg/m}^2$$

2.45

Cortante isostático

$$V_{Ai} = \frac{w_3 l_2}{2} + \frac{w_4 l_2}{6}$$

$$V_{Ai} = \frac{11065 \times 2.45}{2} + \frac{2150 \times 2.45}{6} = 14433 \text{ kg}$$

$$V_{Di} = \frac{w_3 l_2}{2} + \frac{w_4 l_2}{3}$$

$$V_{Di} = \frac{1106 \times 2.45}{2} + \frac{2150 \times 2.45}{3} = 15311 \text{ kg}$$

Cortante hiperestático

$$V_h = \frac{4961 - 4823}{2.45} = 56 \text{ kg}$$

$$V_A = 14433 + 56 = 14489 \text{ kg}$$

$$V_D = 15311 - 56 = 15255 \text{ kg}$$

Cortante al cartel.

$$V = V_A - w_3 \times \frac{w_4 x}{2 L}$$

$$V_{AC} = 14489 - 11065 \times 0.30 - \frac{2150 \times 0.30}{2 \times 2.45} = 11038 \text{ kg}$$

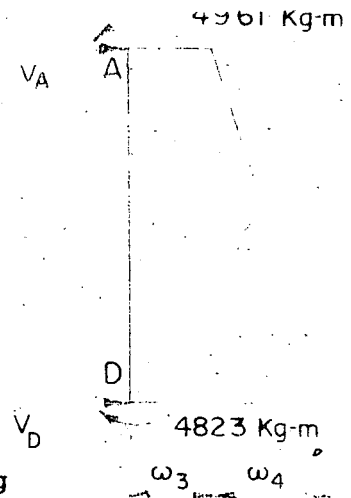
$$V_{BC} = 14489 - 11065 \times 2.15 - \frac{2150 \times 2.15}{2 \times 2.45} = -10244 \text{ kg}$$

Momentos a los paños.

$$M = (V_A) x - \frac{w_3 x^2}{2} - \frac{w_4 x^3}{6 L} \pm M_A$$

$$M_{AP} = 14489 \times 0.15 - \frac{11065 \times 0.15^2}{2} - \frac{2150 \times 0.15^3}{6 \times 2.45} - 4961 = -2913 \text{ kg-m}$$

$$M_{CP} = 14489 \times 2.30 - \frac{11065 \times 2.30^2}{2} - \frac{2150 \times 2.30^3}{6 \times 2.45} - 4961 = -2683 \text{ kg-m}$$



Momento positivo

$$X_A = \frac{w_3 \pm \sqrt{w_3^2 + \frac{2 V_A w_4}{L}}}{\frac{w}{L^4}}$$

$$X_A = \frac{-11065 \pm \sqrt{(11065)^2 + 2 \times \frac{14489 \times 2.50}{2.45}}}{\frac{2150}{2.45}} = 1.248$$

$$M_+ = 14489 \times 1.248 - \frac{11065 \times 1.248^2}{2} - \frac{2190 \times 1.248^3}{6 \times 2.45} - 4961$$

$$M_+ = 4\ 221 \text{ kg-m}$$

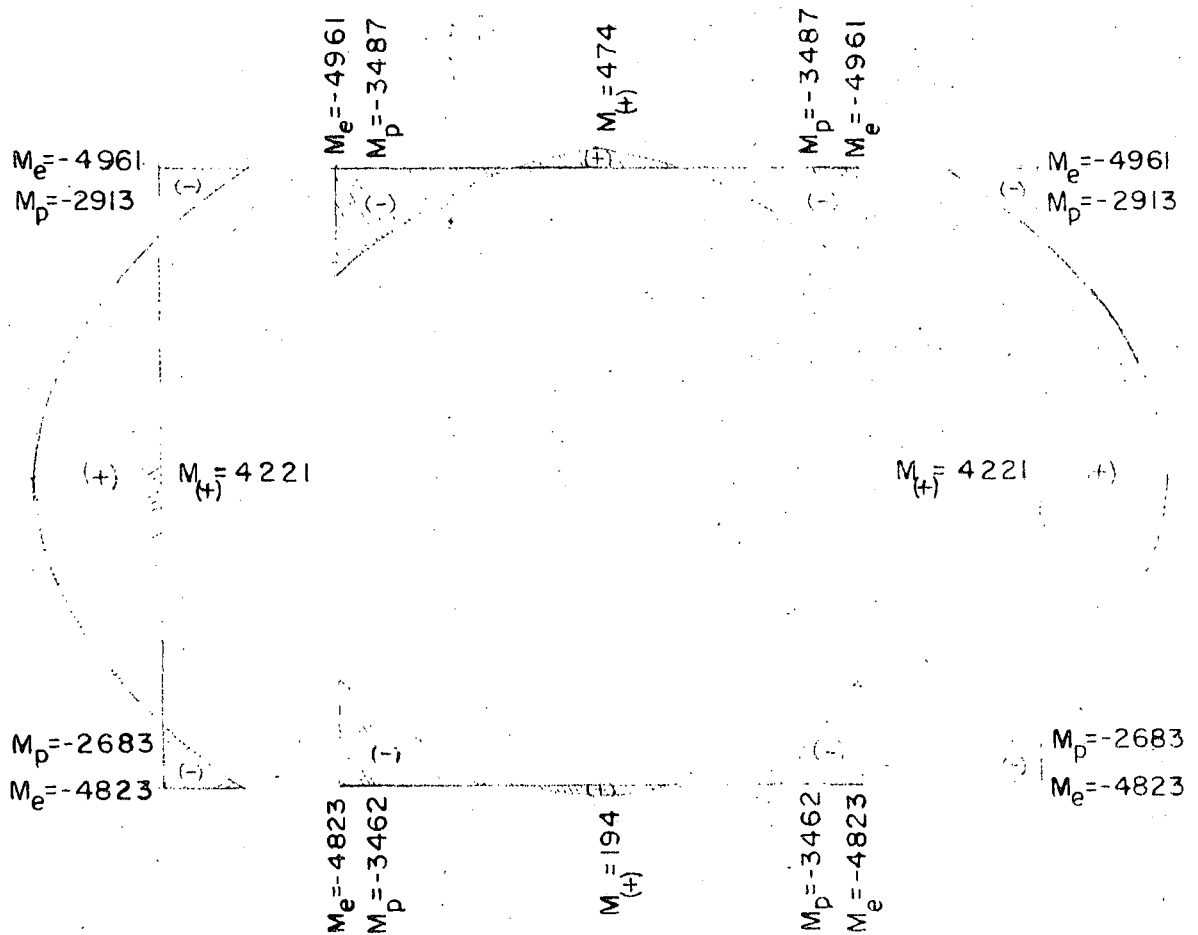


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES

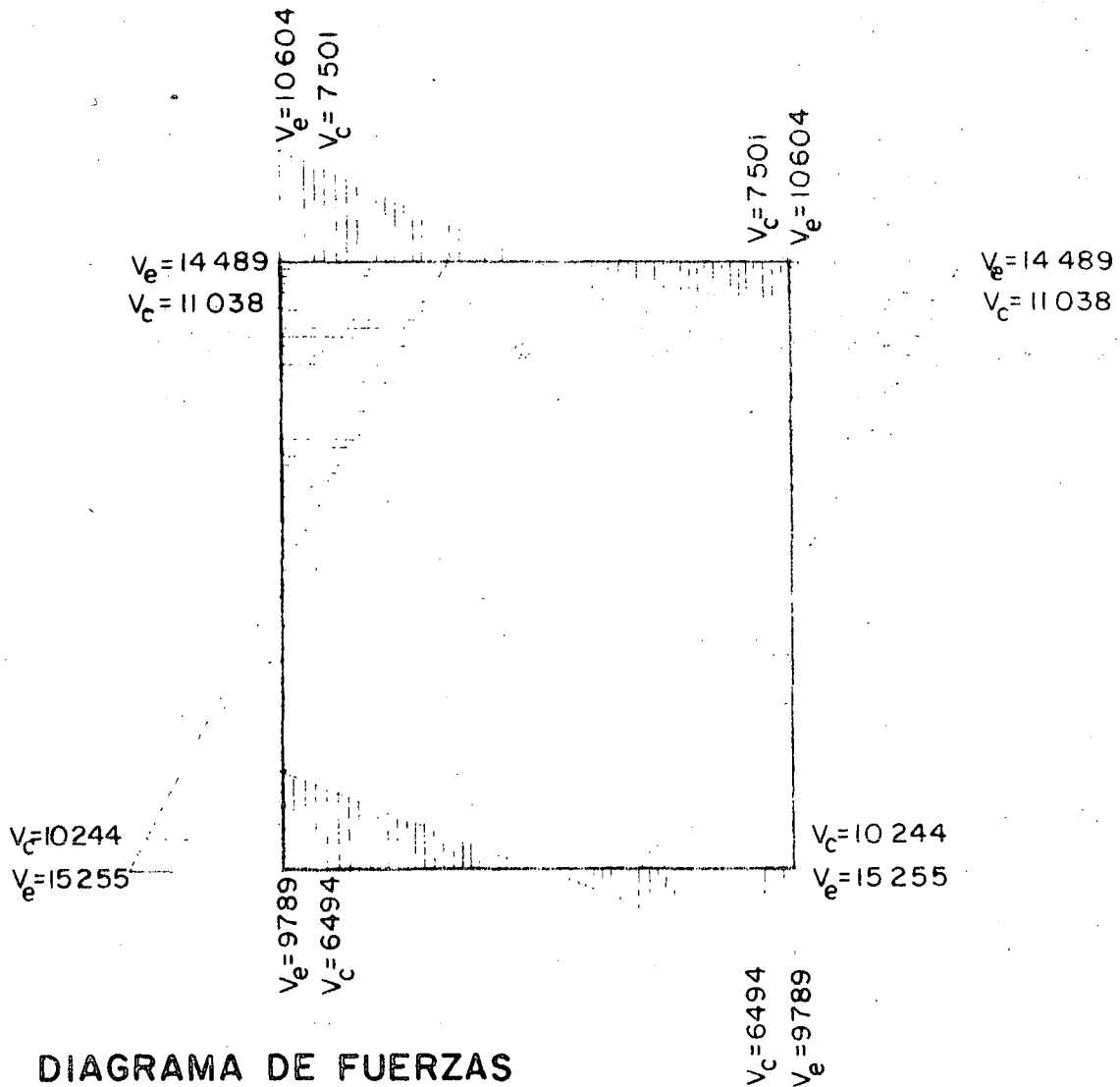


DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES

Diseño.

Constantes de cálculo.

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f'_c = 94.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 87$$

$$h = 0.395$$

$$j = 0.868$$

$$R = 16.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_p = 0.292 \sqrt{f'_c} = 4.23 \text{ kg/cm}^2$$

El peralte se calculará con el valor del momento máximo -

positivo o al paño, o con el valor del cortante al cartel.

$$M_{(-)} = 3\,487 \text{ kg-m}$$

$$M_{(+)} = 4\,221 \text{ kg-m}$$

$$V_{\text{max}} = 11\,038 \text{ kg}$$

Peralte por momento.

$$d_M = \sqrt{\frac{422\,100}{16.2 \times 100}} = 16 \text{ cm}$$

$$\text{Se adopta } d = 25 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

Revisión por cortante.

$$v = \frac{11\,038}{25 \times 100} = 4.4 \text{ kg/m}^2 \approx 4.23 \text{ kg/cm}^2$$

Acero de refuerzo negativo (parrilla interior).

El área de acero se calculará con el valor del momento máximo al paño o por adherencia con el valor del cortante máximo al cartel.

$$A_s = \frac{348\,700}{1400 \times 0.868 \times 25} = 11.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vars. 5/8" ϕ a 17

Revisión por adherencia

$$\mu_p = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} \leq 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_p = \frac{2.3 \sqrt{210}}{1.6} = 20.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{11\,038}{1400 \times 0.868 \times 25} = 20.34 \text{ kg/cm}^2 < 20.83 \text{ kg/cm}^2$$

Acero positivo (parrilla exterior)

$$A_s = \frac{422\,100}{1400 \times 0.868 \times 25} = 13.9 \text{ cm}^2$$

Vars. 5/8" ϕ a 14

Acero por temperatura

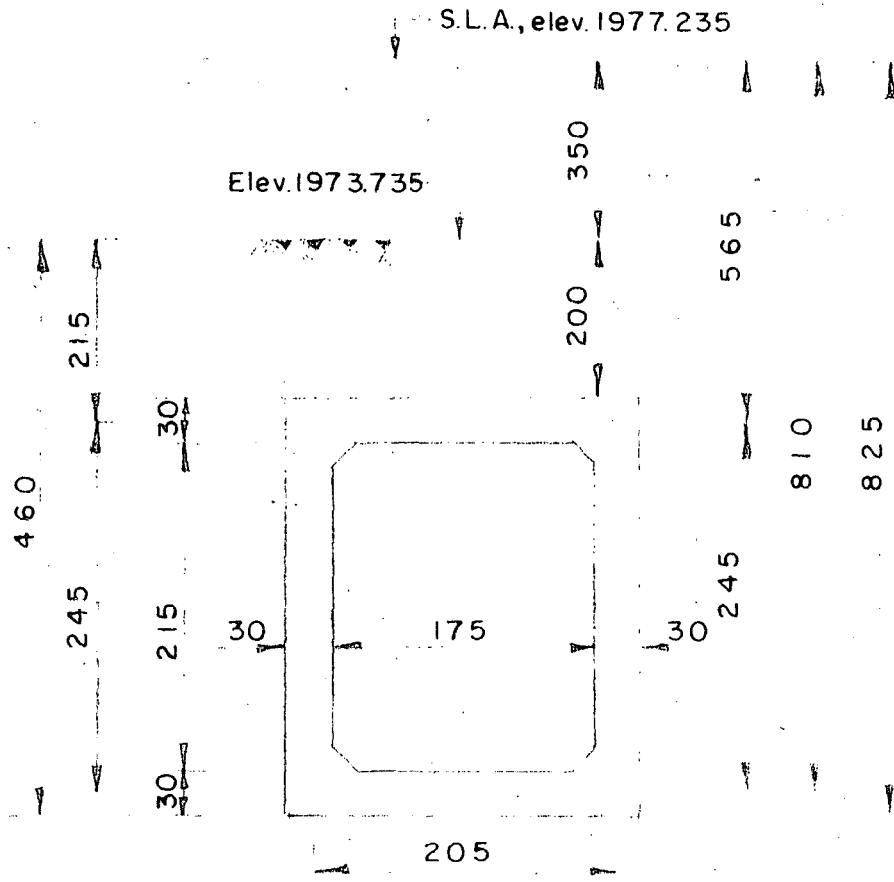
$$A_{ST} = 0.00125 \times 100 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vars. $1/2" \text{ } \phi$ @ en dos direcciones y en cada cara.

Análisis del conducto vacío y sujeto a cargas exteriores.

Datos del proyecto.

Elev. de la S.L.A. en el arroyo =	1977.235 m
Elev. de la rasante del arroyo =	1973.735 m
Elev. del lecho superior del conducto =	1971.735 m
Elev. plantilla del conducto =	1969.285 m
Elev. máxima del agua en el arroyo =	1977.235 m
Espesor supuesto de los elementos =	0.30 m
Peso volumétrico del agua =	1000 kg/m ³
Peso volumétrico del material =	1800 kg/m ³
Peso volumétrico sumergido del material =	800 kg/m ³
Coefficiente de empuje activo del material =	0.286



Carga sobre la losa superior.

$$P_w = \text{peso del agua} = 5.50 \times 1000 = 5\,500 \text{ kg/m}^2$$

$$P_t = \text{peso de la tierra} = 2.00 \times 800 = 1\,600 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{ols} = \text{peso propio de la losa superior} = 0.30 \times 2400 = 720 \text{ kg/m}^2$$

$$w_1 = 5500 + 1600 + 720 = 7\,820 \text{ kg/m}^2$$

Carga sobre la losa inferior.

$$P_{pc} = \text{Peso propio del conducto} = (2.75 \times 2.35 - 3.718) \frac{2404}{2.35} = 2\,803 \text{ kg/m}^2$$

$$S_p = \text{subpresión} = 1000 \times 8.25 = 8\,250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{R.T. reacción del terreno} = P_w + P_t + P_{pc} - S_p$$

$$\text{R.T.} = 5500 + 1600 + 2803 - 8250 = 1653 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{pli} = \text{Peso propio de la losa inferior} = 0.30 \times 2400 = 720 \text{ kg/m}^2$$

$$w_2 = \text{carga sobre la losa inferior} = \text{RT} + S_p - w_{pp}$$

$$w_2 = 1653 + 8250 - 720 = 9183 \text{ kg/m}^2$$

Cargas sobre las paredes laterales.

Presión hidrostática.

$$P_1 = 5.65 \times 1000 = 5650 \text{ kg/m}^2$$

$$P_2 = 8.10 \times 1000 = 8100 \text{ kg/m}^2$$

Presión de la tierra.

$$P_1 = 0.286 \times 800 \times 2.15 = 492 \text{ kg/m}^2$$

$$P_2 = 0.286 \times 800 \times 4.60 = 1052 \text{ kg/m}^2$$

$$w_3 = 5650 + 492 = 6142 \text{ kg/m}^2$$

$$w_5 = 8100 + 1052 = 9152 \text{ kg/m}^2$$

$$w_4 = 9152 - 6142 = 3010 \text{ kg/m}^2$$

$$w_1 = 7820 \text{ kg/m}^2$$

$$w_2 = 9183 \text{ kg/m}^2$$

$$w_3 = 6142 \text{ kg/m}^2$$

$$w_4 = 3010 \text{ kg/m}^2$$

Momentos iniciales de empotramiento.

Barra A-B

$$M_A = M_B = \frac{w_1 l_1^2}{12} = \frac{7820 \times 2.05^2}{12} = 2739 \text{ kg-m}$$

Barra C-D

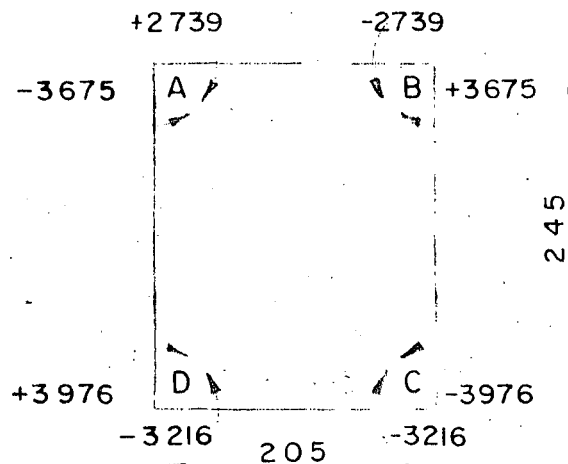
$$M_C = M_D = \frac{w_2 l_1^2}{12} = \frac{9183 \times 2.05^2}{12} = 3216 \text{ kg-m}$$

Barras (A-D) y (B-C)

$$\begin{aligned} M_{AD} = M_{BC} &= \frac{w_3 l_2^2}{12} + \frac{w_4 l_2^2}{30} \\ &= \frac{6142 \times 2.45^2}{12} + \frac{3010 \times 2.45^2}{30} = 3675 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

$$M_{DA} = M_{CB} = \frac{w_3 l_2^2}{12} + \frac{w_1 l_2^2}{20}$$

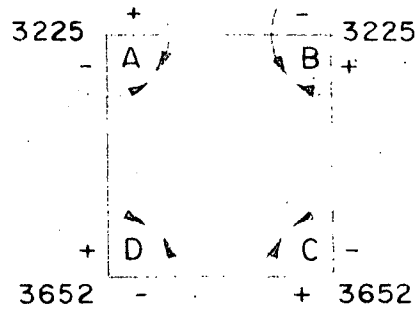
$$M_{DA} = M_{CB} = \frac{6142 \times 2.45^2}{12} + \frac{3010 \times 2.45^2}{20} = 3976 \text{ kg-m}$$



Aplicación del Método de Cross.

14

NUDO	A		B		C		D	
	A-D	A-B	B-A	B-C	C-B	C-D	D-C	D-A
F.D.	0.456	0.544	0.544	0.456	0.456	0.544	0.544	0.456
Mi	-3675	+2739	-2739	+3675	-3976	+3216	-3216	+3976
	+ 427	+ 509	- 509	- 427	+ 347	+ 413	- 413	- 347
	- 174	- 255	+ 255	+ 174	- 214	- 207	+ 207	+ 214
	+ 196	+ 233	- 233	- 196	+ 192	+ 229	- 229	- 192
	- 96	+ 117	+ 117	+ 96	- 98	- 115	+ 115	+ 98
	+ 97	+ 116	- 116	- 97	+ 97	+ 116	- 116	- 97
	- 49	- 58	+ 58	+ 49	- 49	- 58	+ 58	+ 49
	+ 49	+ 58	- 58	- 49	+ 49	+ 58	- 58	- 49
Mi	-3225	+3225	-3225	+3225	-3652	+3652	-3652	+3652



Cálculo de los cortantes a los ejes y al cartel, así como los momentos a los paños y momentos positivos.

Cortantes a los ejes.

Cortante isostático

$$V_1 = \frac{7820 \times 2.05}{2} = 8016 \text{ kg}$$

3 225 Kg-m

7 820 Kg/m²

3 225 Kg-m

Cortante hiperestático

$$V_h = 0$$

2 05

$$V_A = 8016 \text{ kg}$$

$$V_B = 8016 \text{ kg}$$

Cortante al cartel.

$$V_{AC} = V_{BC} = 8016 - 7820 \times 0.30 = 5670 \text{ kg}$$

Momentos a los paños.

$$M_{AP} = M_{BP} = 8016 \times 0.15 - \frac{7820 \times 0.15^2}{2} - 3225 = -2111 \text{ kg-m}$$

Momento positivo.

$$X = \frac{V_A}{w} = \frac{8016}{7820} = 1.025 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = 8016 \times 1.025 - \frac{7820 \times 1.025^2}{2} - 3225 = 883 \text{ kg-m}$$

Barra C-D

Cortantes a los ejes.

Cortantes isostáticos.

$$V_i = \frac{9183 \times 2.05}{2} = 9413 \text{ kg}$$

Cortante hiperestático

$$V_h = 0$$

$$C = 9413 \text{ kg}$$

$$D = 9413 \text{ kg}$$

Cortantes al cartel

$$CC = V_{DC} = 9413 - 9183 \times 0.30 = 6658 \text{ kg}$$

Momentos a los paños.

$$M_P = 9413 \times 0.15 - \frac{9183 \times 0.15^2}{2} - 3652 = -2343 \text{ kg-m}$$

Momento positivo.

$$X = \frac{9413}{9183} = 1.025 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = 9413 \times 1.025 - \frac{9183 \times 1.025^2}{2} - 3652 = 1172 \text{ kg}$$

Barras (A-D) y (B-C)

$$w_3 = 6142 \text{ kg/m}^2$$

$$w_4 = 3010 \text{ kg/m}^2$$

245

D

3652

Cortantes a los ejes

Cortante Isostático

$$V_{A_i} = \frac{w_3 l_2}{2} + \frac{w_4 l_2}{6} = \frac{6142 \times 2.45}{2} + \frac{3010 \times 2.45}{6} = 8753 \text{ kg}$$

$$V_{D_i} = \frac{w_3 l_2}{2} + \frac{w_4 l_2}{3} = \frac{6142 \times 2.45}{2} + \frac{3010 \times 2.45}{3} = 9982 \text{ kg}$$

Cortante hiperestático.

$$V_h = \left(\frac{3652 - 3225}{2.45} \right) = 174 \text{ kg}$$

$$V_A = 8753 - 174 = 8579 \text{ kg}$$

$$V_B = 9982 + 174 = 10156 \text{ kg}$$

Cortantes al cartel.

$$V_c = V_A - w_3 x - \frac{w_4 x}{2 L}$$

$$V_{A_c} = 8579 - 6142 \times 0.30 - \frac{3010 \times 0.30}{2 \times 2.45} = 6552 \text{ kg}$$

$$V_{D_c} = 8579 - 6142 \times 2.15 - \frac{3010 \times 2.15}{2 \times 2.45} = -5947 \text{ kg}$$

Momento a los paños.

$$M_p = V_A x - \frac{w_3 x^2}{2} - \frac{w_4 x^3}{6 L} \pm M_A$$

$$M_{A_p} = 8579 \times 0.15 - \frac{6142 \times 0.15^2}{2} - \frac{3010 \times 0.15^3}{6 \times 2.45} - 3225 = -2008 \text{ kg-m}$$

$$M_{D_p} = 8579 \times 2.30 - \frac{6142 \times 2.30^2}{2} - \frac{3010 \times 2.30^3}{6 \times 2.45} - 3225 = -2230 \text{ kg-m}$$

Momentos positivos

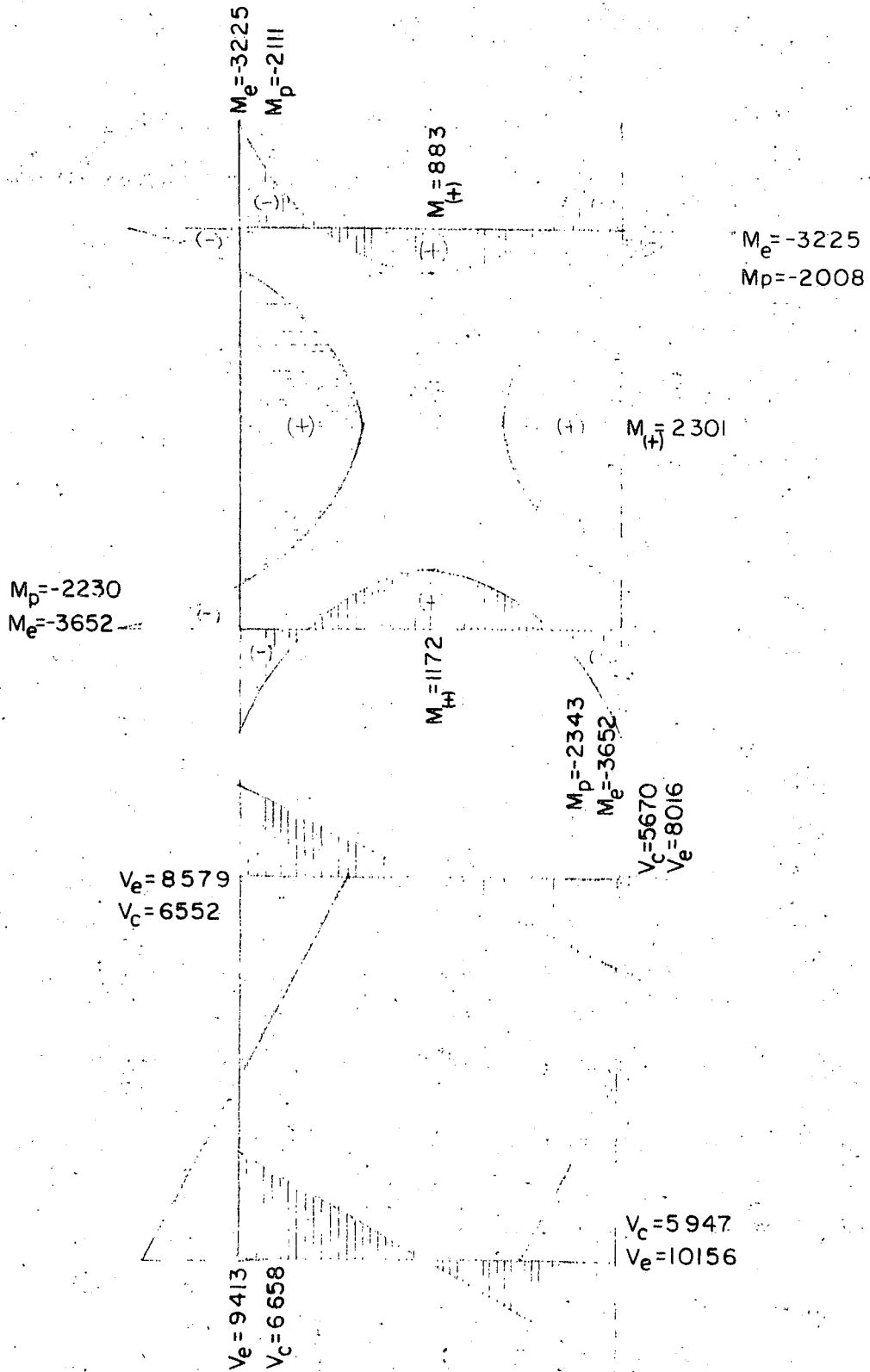
$$x_A = \frac{-w_3 \pm \sqrt{w_3^2 + \frac{2 V_A w_4}{L}}}{\frac{w_4}{L}}$$

$$x_A = \frac{-6142 + \sqrt{(6142)^2 + \frac{2 \times 8579 \times 3010}{2.45}}}{\frac{3010}{2.45}} = 1.242 \text{ m}$$

17

$$M_+ = 8579 \times 1.242 - \frac{6142 \times 1.242^2}{2} - \frac{3010 \times 1.242^3}{6 \times 2.45} - 3225 =$$

$$M_+ = 2301 \text{ kg-m}$$



Diseño.

Constantes de cálculo.

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f'c = 94.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9.7$$

$$k = 0.395$$

$$j = 0.868$$

$$K = 16.2$$

$$v_p = 0.292 \sqrt{f'c} = 0.292 \sqrt{210} = 4.23 \text{ kg/cm}^2$$

El peralte se calculará con el valor del momento máximo positivo o al paño, o con el valor del cortante al cartel.

$$M_{(-)} = - 2\,343 \text{ kg-m}$$

$$M_{(+)} = 2\,301 \text{ kg-m}$$

$$V = 6\,658 \text{ kg}$$

Peralte por momento.

$$d_M = \sqrt{\frac{234\,300}{16.2 \times 100}} = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Se adopta } d = 25 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

Revisión por cortante.

$$v = \frac{6\,658}{25 \times 100} = 2.66 \text{ kg/cm}^2 < 4.23 \text{ kg/cm}^2$$

Acero de refuerzo negativo (parrilla superior)

El área de acero se calculará con el valor del momento máximo al paño o por adherencia con el valor del cortante máximo al cartel.

$$A_s = \frac{234\,300}{1400 \times 0.868 \times 25} = 7.71 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Vars. } 5/8" \text{ @ } 25$$

Revisión por adherencia.

$$u_p = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} \leq 25 \text{ kg/cm}^2$$

17

$$u_p = \frac{2.3 \sqrt{210}}{1.6} = 20.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$u = \frac{6658}{20 \times 0.868 \times 25} = 15.34 \text{ kg/cm}^2 < 20.83 \text{ kg/cm}^2$$

Acero de refuerzo positivo. (parrilla inferior).

$$A_s = \frac{230100}{1400 \times 0.868 \times 25} = 7.57 \text{ m}^2/\text{m}$$

Vars. 5/8" ϕ @ 25

Resumen.

1. Cargas interiores

Parrilla exterior = Vars. 5/8" ϕ @ 14

Parrilla interior = Vars. 5/8" ϕ @ 17

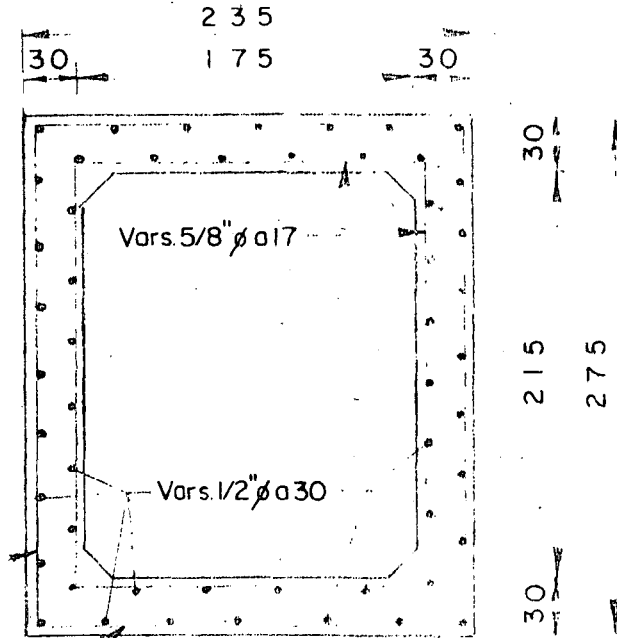
Sifón lleno rige

2. Cargas exteriores

Parrilla exterior = Vars. 5/8" ϕ @ 25

Parrilla interior = Vars. 5/8" ϕ @ 25

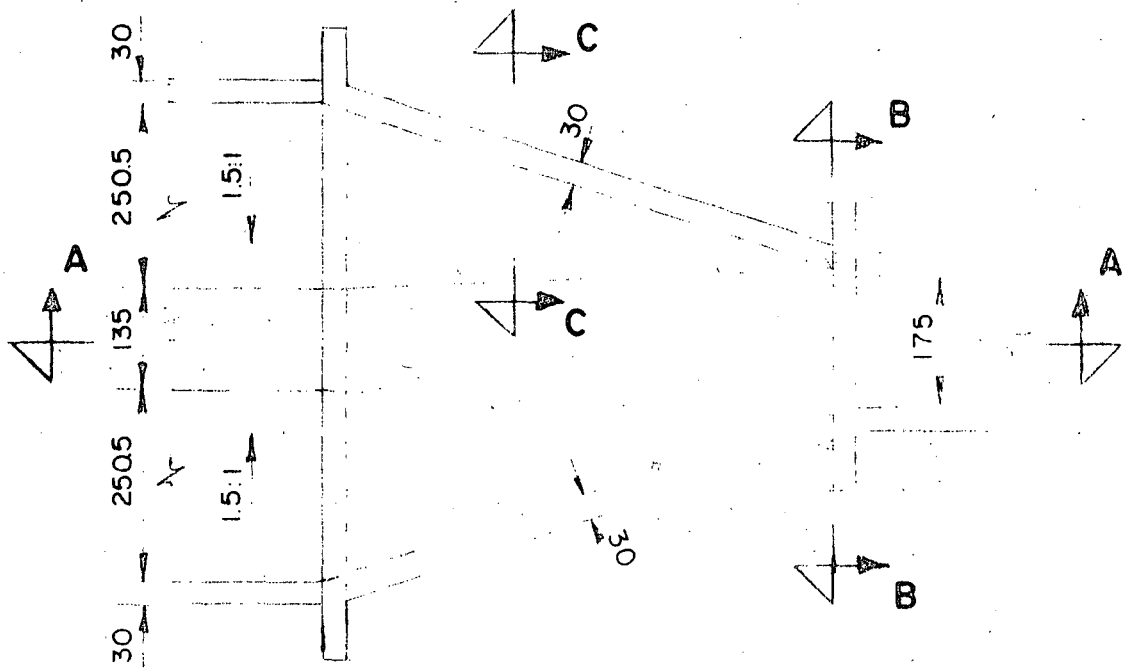
El conducto se armará con el refuerzo debido a cargas interiores ya que es el más crítico.



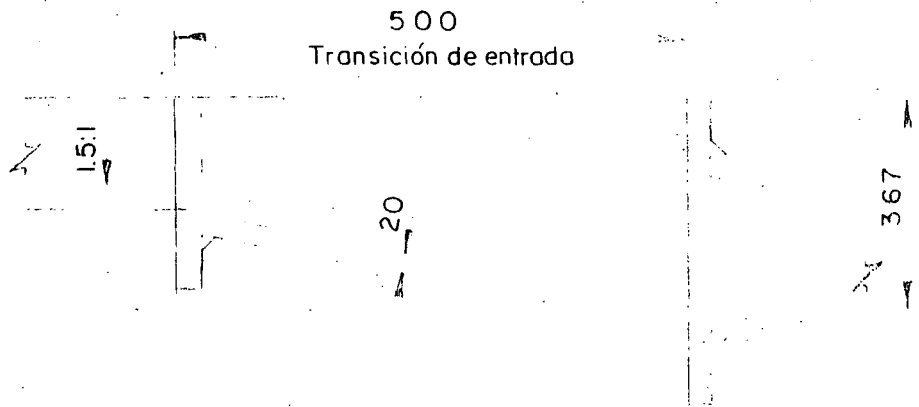
Vars. 5/8" ϕ @ 14

Cálculo estructural de las transiciones

20



P L A N T A



C O R T E A - A

El análisis los haremos como muro de sostenimiento aplicando la teoría de Rankine para el empuje de tierras.

El valor del empuje activo cuando se considera sobrecarga por carga viva está dado por la fórmula siguiente:

$$E = \frac{K_0}{2} w h^2$$

Siendo:

E = Empuje total

w = Peso volumétrico del material

h = Altura del muro

El valor del coeficiente K_o depende de la inclinación del paramento del muro en contacto con el terreno y el ángulo de reposo de éste.

Cuando el paramento citado es vertical el valor de K_o para el empuje activo está dado por la fórmula siguiente:

$$K_a = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi}$$

siendo ϕ el ángulo de fricción interna del material que forma el relleno.

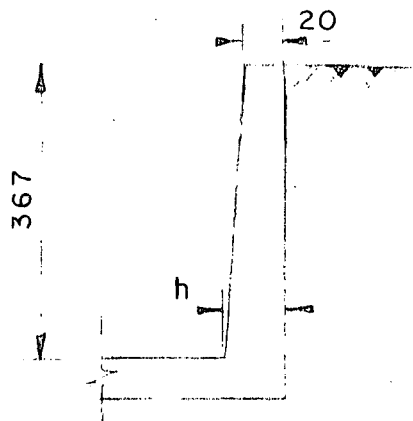
Cuando el paramento en contacto con el terreno está inclinado hacia éste, entonces el valor de K_o está dado por la fórmula siguiente:

$$K_o = \frac{\cos^2 (\phi + \theta)}{\cos^3 \theta \left(1 + \frac{\operatorname{sen} \phi}{\cos \theta} \right)^2}$$

ϕ = ángulo de reposo del material

θ = ángulo de inclinación del paramento del muro de contacto con el terreno, con respecto a la vertical.

Cálculo de la sección y acero de refuerzo según corte B-B.



CORTE B-B

Supondremos que nuestro muro vertical -- trabaja como un cantiliver. Para poder valuar el valor del empuje que actúa sobre el muro supondremos,

$\phi = 33^{\circ}41'20''$ y con este valor calculamos el coeficiente activo de Rankine, sobre un muro vertical de pared lisa.

$$k_o = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi}$$

Peso volumétrico del material = 1800 kg/m³

Nuestro empuje valdrá entonces:

$$E = \frac{0.286}{2} \times 1800 \times 3.67^2 = 3467 \text{ kg/m}$$

$$y = \frac{h}{3} = \frac{3.67}{3} = 1.223 \text{ m}$$

$$M = E y = 1.223 \times 3467 = 4\ 240 \text{ kg-m}$$

Diseño.

Constantes de cálculo.

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f'c = 94.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9.7$$

$$k = 0.395$$

$$j = 0.868$$

$$k = 16.2$$

$$v_p = 0.292 \sqrt{f'c} = 4.23 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del peralte por momento.

$$d = \sqrt{\frac{424\ 000}{16.2 \times 100}} = 16.1 \text{ cm}$$

$$\text{Se adopta } d = 20 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

Revisión por cortante.

$$v = \frac{3\ 467}{20 \times 100} = 1.7 \text{ kg/cm}^2 < 4.23 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del refuerzo.

$$A_s = \frac{424\ 000}{1400 \times 0.868 \times 20} = 17.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Vars. } 5/8'' \text{ } \phi \text{ @ } 11$$

Revisión por adherencia.

$$u_p = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} < 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$u_p = \frac{2.3 \sqrt{210}}{1.6} = 20.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$u = \frac{3\ 467}{50 \times 0.868 \times 20} = 4.0 \text{ kg/cm}^2 < 20.83 \text{ kg/cm}^2$$

Sección económica donde podemos cortar la mitad del acero principal del refuerzo.

Procedemos por tanteos suponiendo "h".

$$h = 2.86 \text{ m}$$

$$E = \frac{0.286}{2} \times 1800 \times 2.86^2 = 2105 \text{ kg/m}$$

$$y = \frac{2.86}{3} = 0.953 \text{ m}$$

Momento

$$u = 2105 \times 0.953 = 2006 \text{ kg-m}$$

$$h = 23.9 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 18.9 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{200600}{1400 \times 0.868 \times 18.9} = 8.73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

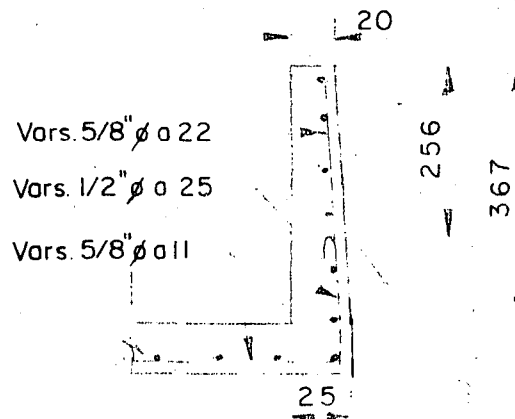
Vars. 5/8" ϕ @ 22

$$h' = 286 - 0.30 = 2.56 \text{ m}$$

Acero por temperatura

$$A_{st} = 0.0025 \left[\left(\frac{20 + 25}{2} \right) \right] \times 100 = 4.4 \text{ cm}^2$$

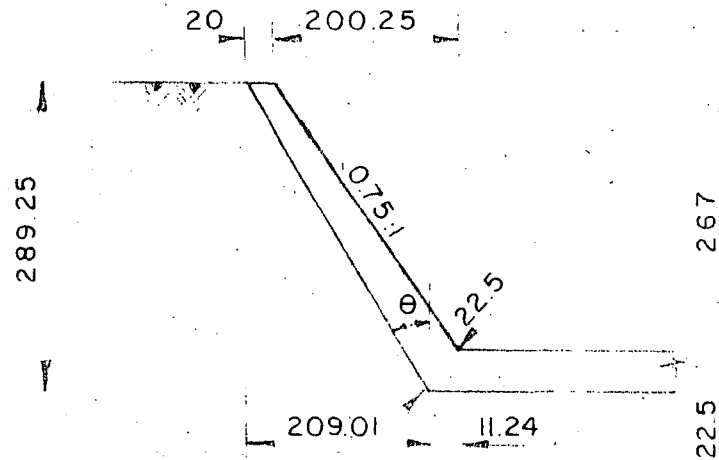
Se colocaron Vars. 1/2" ϕ a 25 $A_s = 4.9 \text{ cm}^2/\text{m}$



Corte B - B

Cálculo del refuerzo en la sección media de la transición (Corte C-C).

A partir del corte A-A determinamos las dimensiones de la sección.



CORTE C - C

Con estos datos procedemos a valuar el valor del empuje de tierras sobre el muro. Ahora el valor del coeficiente activo estará dado por la fórmula:

$$K_o = \frac{\cos^2 (\phi + \theta)}{\cos^3 \theta \left(1 + \frac{\sin \phi}{\cos \theta} \right)^2}$$

Del corte C-C

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{209.01}{289.5} = 0.72197$$

$$\theta = 35^\circ 49' 41''$$

$$(\phi + \theta) = (33^\circ 41' 20'') + (35^\circ 49' 41'') = 69^\circ 31' 01''$$

$$\cos (\phi + \theta) = 0.34993$$

$$\cos^2 (\phi + \theta) = 0.12245$$

$$\cos \theta = 0.81074$$

$$\cos^3 \theta = 0.5329$$

$$\frac{\sin \phi}{\cos \theta} = \frac{\sin 33^\circ 41' 20''}{\cos 35^\circ 49' 31''} = \frac{0.55468}{0.81074} = 0.68417$$

$$\left(1 + \frac{\sin \phi}{\cos \theta} \right)^2 = (1 + 0.68417)^2 = 2.83643$$

$$K_o = \frac{0.12245}{0.5329 \times 2.83643} = 0.081$$

Ya valuado el valor de K_o determinamos al valor del empuje.

25

$$E = \frac{0.081}{2} \times 1800 \times 2.67^2 = 520 \text{ kg/m}$$

$$y = \frac{2.67}{3} = 0.89 \text{ m}$$

$$u = 0.09 \times 520 = 463 \text{ kg/m}$$

$$d_M = \sqrt{\frac{46300}{16.2 \times 100}} = 5.3 \text{ cm}$$

Se adopta

d = 17.5 cm
r = 5.0 cm
h = 22.5 cm

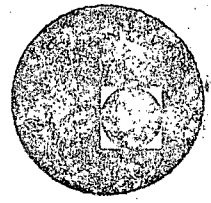
$$A_s = \frac{46300}{1400 \times 0.868 \times 17.5} = 1.5 \text{ cm}^2$$

Se armará por temperatura

Vars. 1/2" \emptyset @ 25



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



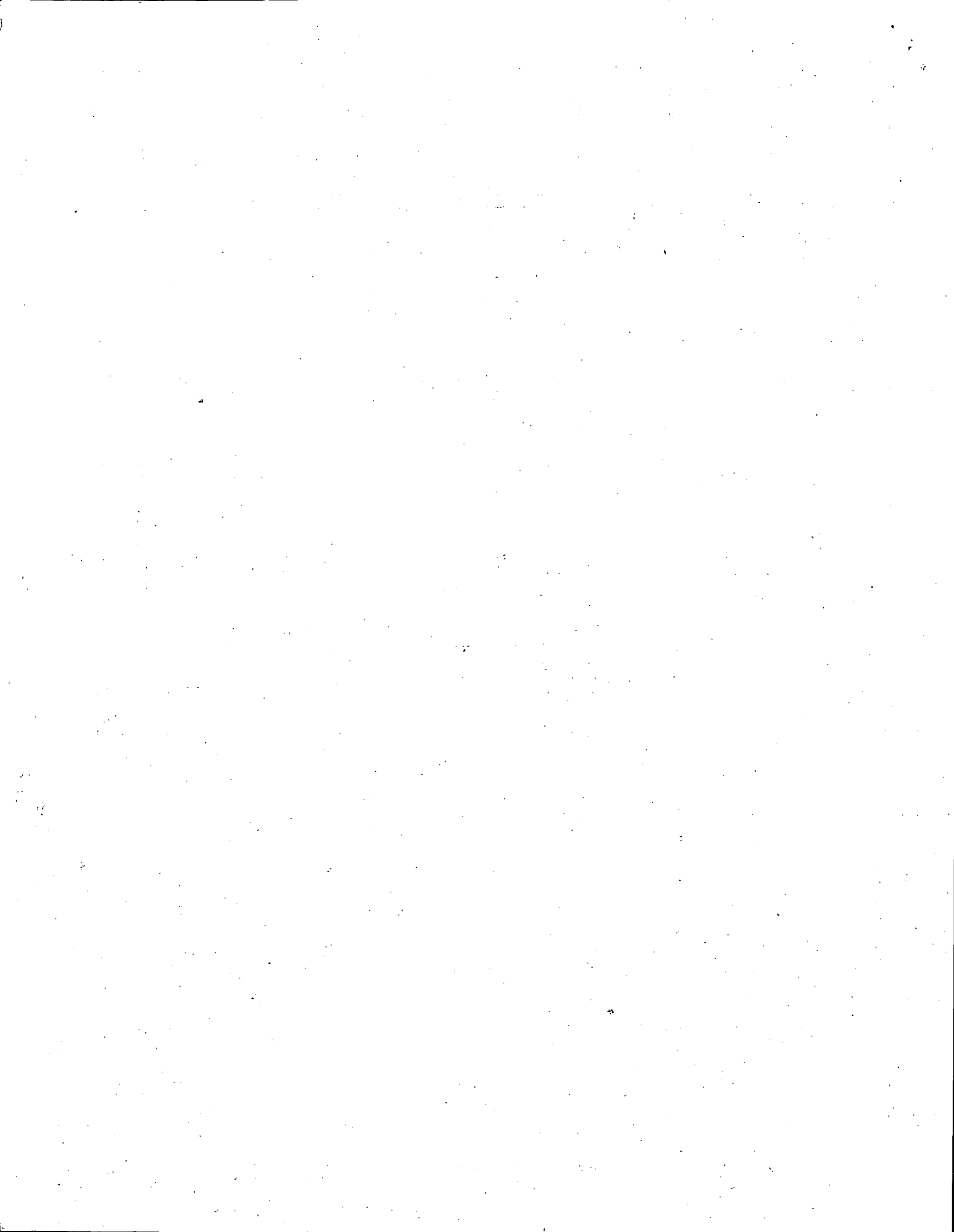
CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE
ZONAS DE RIEGO

PROYECTO DE UNA TOMA LATERAL
CON AFORADORA DE CARGA CONSTANTE.

ING. OSCAR PLAISANT WONG.

ING. RODOLFO ORTEGA A.

AGOSTO, 1978



DISTRITO DE RIEGO DEL RIO ARMERIA COLIMA.

CANAL PRINCIPAL COLIMA.

LATERAL 10+350, KM. - 5+655.00

TOMA IZQUIERDA AFORADORA.

Datos hidraulicos del canal lateral 10+350

$$Q = 3.546 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$S = 0.0019$$

$$b = 1.05 \text{ m.}$$

$$n = 0.020 \text{ (mamposteria)}$$

$$d = 0.98 \text{ m.}$$

$$t = 1.5:1$$

Verificación de los datos hidrúlicos.

$$A. H. C. = 1.05 \times 0.98 + 1.5 (0.98)^2 = 2.469 \text{ m}^2$$

$$\text{perimetro.} = 1.05 + 2 \times 0.98 \sqrt{1.5^2 + 1.0^2} = 4.583 \text{ m.}$$

$$\text{radio hidrúlico} = \frac{A}{P} = 0.5388 \text{ m.} ; r^{2/3} = 0.662$$

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} \text{ (Manning)}$$

$$v = \frac{1}{0.020} \times 0.662 \times 0.0019^{1/2} = 1.443 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \cdot v = \underline{3.563 \text{ m}^3/\text{seg.}} \approx \underline{3.546 \text{ m}^3/\text{seg.}}$$

Datos hidrúlicos del sub-lateral 5+655.00

$$Q = 0.233 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

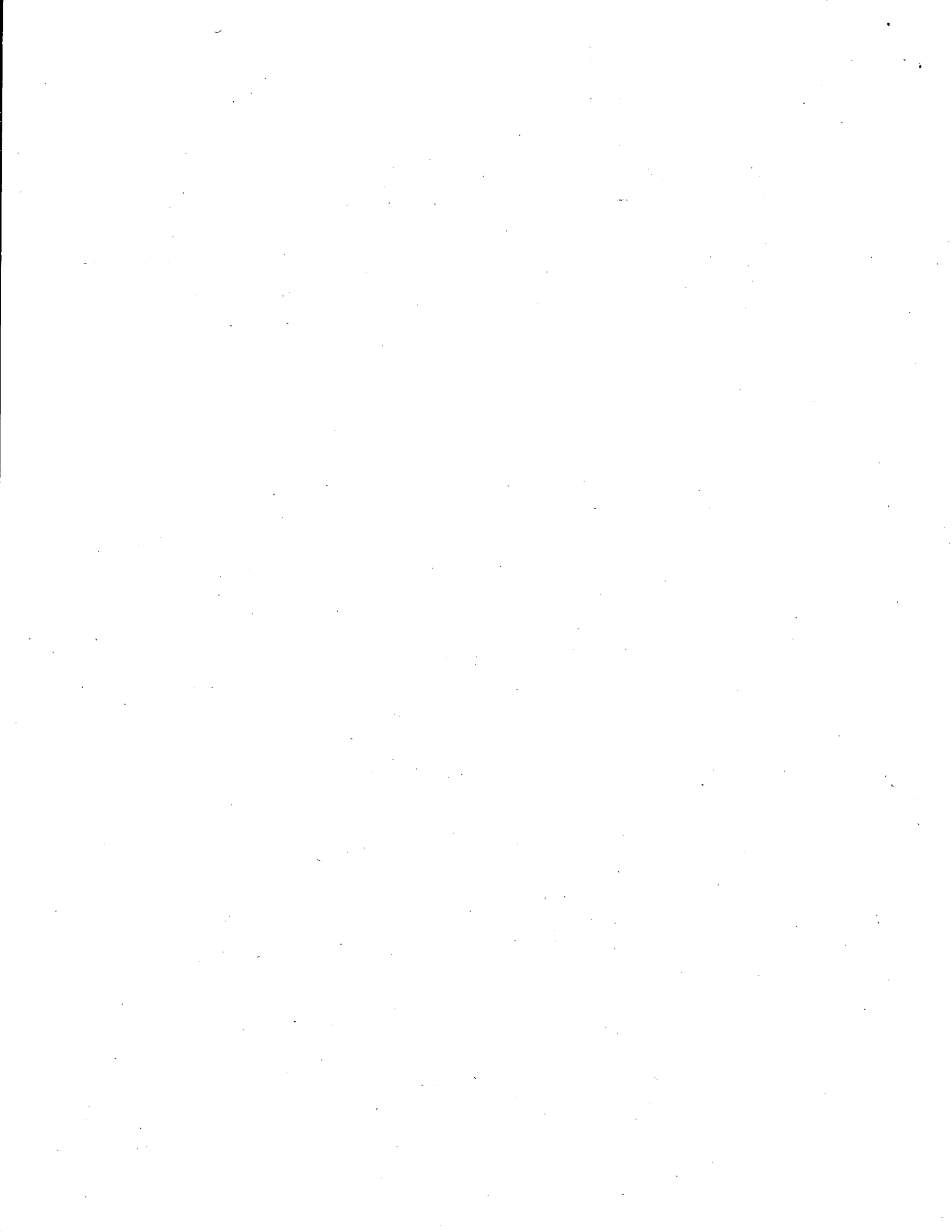
$$S = 0.0048$$

$$b = 0.30 \text{ m.}$$

$$n = 0.020 \text{ (mamposteria)}$$

$$d = 0.30 \text{ m.}$$

$$t = 1.5:1$$



Verificación de los datos hidráulicos

$$A. H. C = 0.30 \times 0.30 + 1.5 (0.30)^2 = 0.225 \text{ m}^2$$

$$\text{perimetro} = 0.30 + 2 \times 0.30 \sqrt{1.5^2 + 1.0^2} = 1.382 \text{ m}$$

$$\text{radio hidráulico} = \frac{A}{p} = 0.1628 \text{ m} \quad ; \quad r^{2/3} = 0.298$$

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.020} \times 0.298 \times 0.0048^{1/2} = 1.032 \text{ m/seg}$$

$$Q = A \cdot V = 0.232 \text{ m}^3/\text{seg} = 0.233 \text{ m}^3/\text{seg}$$

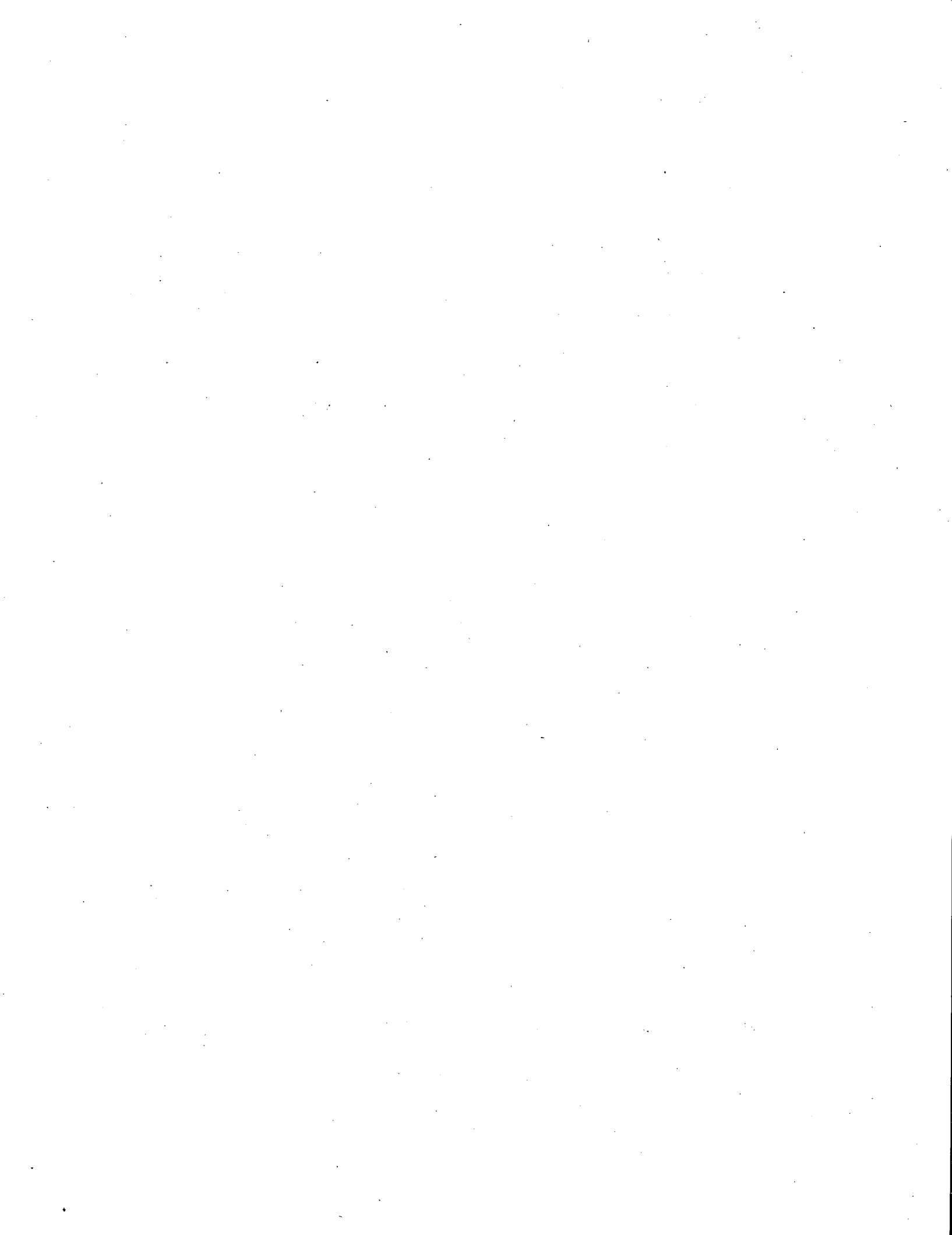
Considerando un tirante "d" de operación igual al 80% del tirante normal del canal lateral se tiene:

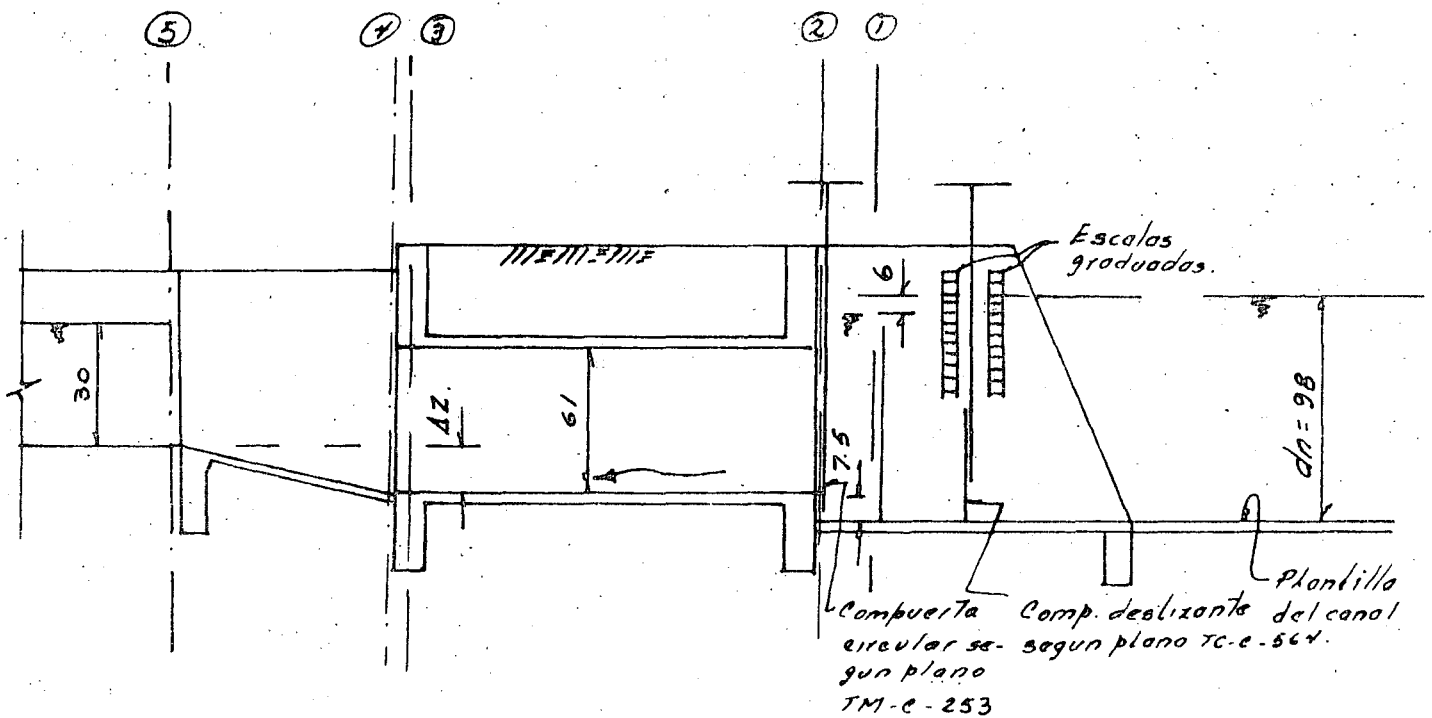
$$\text{tirante de operación} = 0.80 \times 0.98 = 0.784 \text{ m}$$

Considerando 6 cm. de pérdida de carga de acuerdo con los datos de la estructura aforadora de carga constante (ya estudiada en Tecamachalco S.R.H.) para saber que plano de estructura aforadora de carga constante es la indicada para desahogar un $Q = 233 \text{ lts/seg}$ con un $d = 0.98 \text{ m}$ (tirante normal del canal), se ve que el plano TC-C-564 tiene como $d_{\text{max}} = 1.20 \text{ m}$ y un $Q = 250 \text{ lts/seg}$ por lo que utilizaremos este plano para adaptarlo a esta estructura.

$$Q = 250 \text{ lts/seg} \approx Q = 233 \text{ lts/seg}$$

$$d = 0.98 \text{ m} \quad ; \quad d_{\text{máx}} = 1.20 \text{ m}$$





tirante normal del canal = 0.98 m.

tirante de operación = 80% (0.98) = 0.784 (Por tratarse de un canal lateral)

diámetro del tubo = 0.61 m.

Como trabajaremos con un tirante de operación $d_{op} = 0.784$ se tiene una pérdida de 6 cm. o sea se tiene una d (tirante) en ① de $d_1 = 0.784 - 0.06 = 0.724$ m.

Como se tiene una pérdida de 6 cm. por el paso de la compuerta, hay una velocidad que es la siguiente:

$$d_1 = 0.724 \text{ m.}$$

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} \quad ; \quad Area_{①} = b \times d_1 \quad ; \quad b = 0.962 \text{ (var. plano)}$$

$$Q = .233 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$V_1 = \frac{0.233}{0.962 \times 0.724} = 0.334 \text{ m/seg.} \quad h_{v1} = \frac{V_1^2}{2g} = 0.006 \text{ m.}$$

Aplicando Bernoulli entre ① y ②

$$d_1 + h_{v1} = d_2 + h_{v2} + \Sigma P_{1-2} + \frac{p_2}{\omega} + Z_2$$

$$Z_2 = 7.5 \text{ cm.}; \quad d_2 = 61 \text{ cm.}; \quad \Sigma P_{1-2} = 0.2 (h_{v2} - h_{v1})$$

$$A_2 = \frac{\pi d_2^2}{4} = 0.7854 (0.61)^2 = 0.2922 \text{ m}^2$$

$$V_{2\text{cond.}} = \frac{Q}{A_2} = \frac{0.233}{0.2922} = 0.797 \text{ m/seg.}; \quad h_{v2} = \frac{V_2^2}{2g} = 0.0323 \text{ m}$$

$$0.2 (h_{v2} - h_{v1}) = 0.2 (0.0323 - 0.006) = \Sigma P_{1-2} = \underline{0.005 \text{ m.}}$$

Substituyendo nos queda:

$$0.724 + 0.006 = 0.61 + 0.0323 + 0.005 + \frac{p_2}{\omega} + 0.075$$

$$0.730 = 0.7223 + \frac{p_2}{\omega}$$

$$\frac{p_2}{\omega} = 0.730 - 0.7223 = 0.0077 \text{ m.}$$

Aplicando Bernoulli entre ② y ③

$$d_2 + h_{v2} + \frac{p_2}{\omega} = d_3 + h_{v3} + \frac{p_3}{\omega} + h_f$$

$$\frac{p_3}{\omega} = \frac{p_2}{\omega} - h_f; \quad \text{por ser } d_2 = d_3 = 0.61 \text{ m. y } h_{v2} = h_{v3} = 0.0323 \text{ m.}$$

$$h_f = \left(\frac{V_c \cdot L}{r^{2/3}} \right)^2$$

El valor de "n" en este tipo de tubos sería de 0.009 a 0.012, se tomará de 0.012 debido a las juntas.

$$V_{\text{condueto}} = 0.797 \text{ m/seg.}$$

$$r = \frac{D}{4} = \frac{0.61}{4} = 0.1525 \text{ m.}; \quad r^{2/3} = 0.285; \quad L = 4.00 \text{ m.}$$

$$h_f = \left(\frac{0.797 \times 0.012}{0.285} \right)^2 \times 4.00 = \underline{0.0045 \text{ m.}}$$

$$\frac{p_3}{\omega} = \frac{p_2}{\omega} - h_f = 0.0077 - 0.0045 = 0.0032 \text{ m.}$$



Aplicando Bernoulli entre ③ y ④

$$d_3 + h v_3 + \frac{p_3}{\omega} = d_4 + h v_4 + \Sigma P_{3-4}$$

$$d_3 = 0.61 \text{ m} ; h v_3 = h v_2 = 0.0323 ; \frac{p_3}{\omega} = 0.0032$$

$$\Sigma P_{3-4} = 0.4 (h v_3 - h v_4)$$

$$d_3 + h v_3 + \frac{p_3}{\omega} = d_4 + h v_4 + 0.4 (h v_3 - h v_4)$$

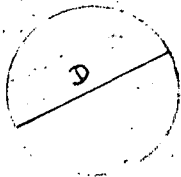
$$d_3 + 0.6 h v_3 + \frac{p_3}{\omega} = d_4 + 0.6 h v_4$$

$$0.6 h v_3 = 0.6 (0.0323) = 0.01938 \text{ m}$$

$$0.61 + 0.01938 + 0.0032 = d_4 + 0.6 h v_4$$

$$\therefore d_4 + 0.6 h v_4 = 0.6325$$

Suponiendo que la sección:



61

Según plano

$H = 0.60 \text{ m}$ de tierra

y un incremento debido a la c.v. de $h = 0.60 \text{ m}$.

$$H_{\text{TOTAL}} = 0.60 + 0.60 = 1.20 \text{ m}$$

$$\therefore C = 6 \text{ cm}$$

Procediendo por tanteos se tiene:

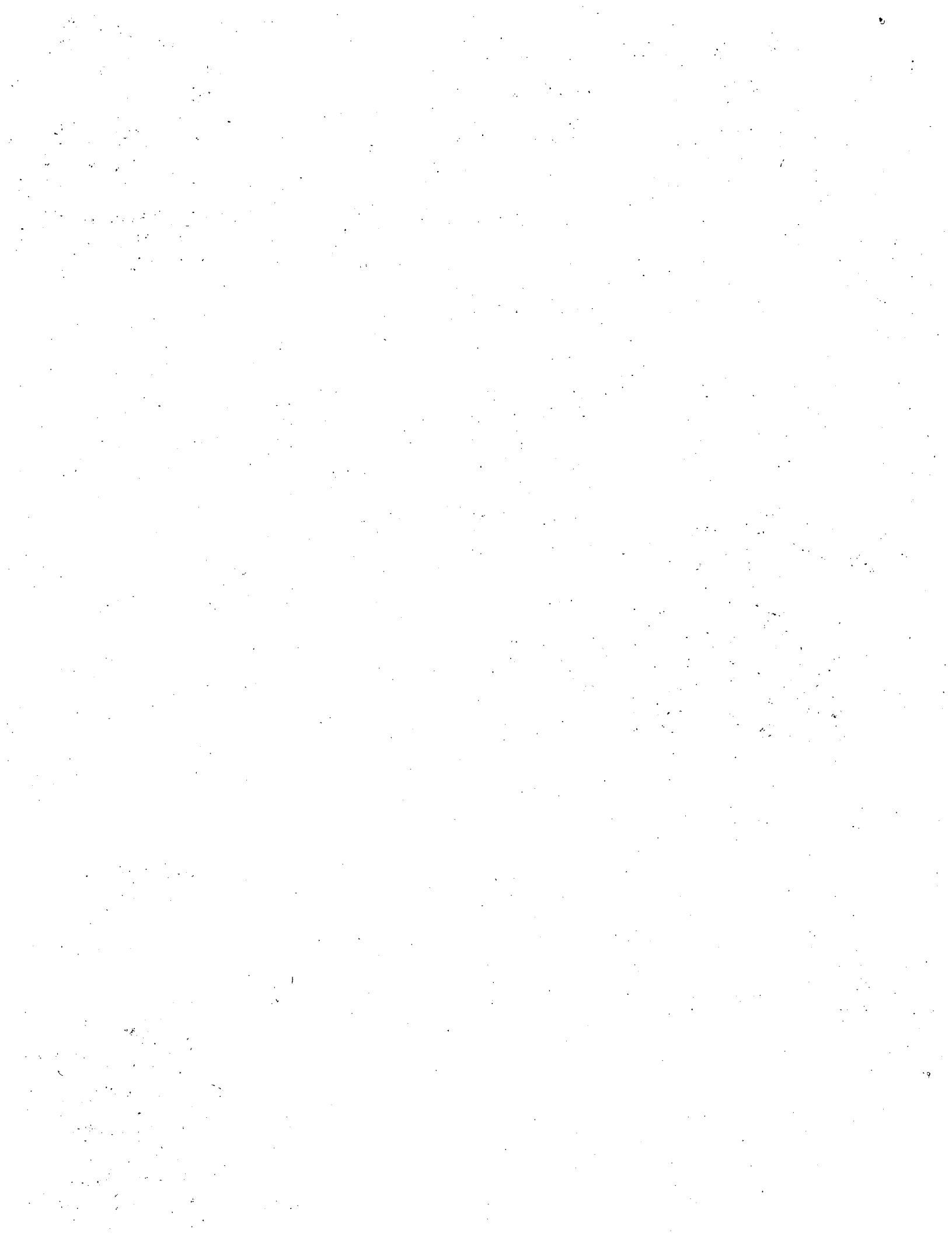
$$\text{Si } d_4 = 0.60 \text{ m}$$

$$A_4 = 0.61 \times 0.60 = 0.366 \text{ m}^2$$

$$V_4 = \frac{Q}{A_4} = \frac{0.233}{0.366} = 0.636 \text{ m/seg} ; h v_4 = \frac{V_4^2}{2g} = \frac{0.636^2}{19.6} = 0.020 \text{ m}$$

$$0.6 h v_4 = 0.6 \times 0.020 = 0.012 \text{ m}$$

$$d_4 + 0.6 h v_4 = 0.60 + 0.012 = 0.612 < 0.6325 \text{ m}$$



2º tanteo.

$$\text{Si } d_4 = 0.62 \text{ m.}$$

$$A_4 = 0.61 \times 0.62 = 0.3782 \text{ m}^2$$

$$V_4 = \frac{0.233}{0.3784} = 0.616 \text{ m/seg.}; \quad h_{v4} = \frac{0.616^2}{19.6} = 0.0193 \text{ m.}$$

$$0.6 h_{v4} = 0.6 \times 0.0193 = 0.0116 \text{ m.}$$

$$d_4 + 0.6 h_{v4} = 0.62 + 0.0116 = \underline{0.6316} \doteq \underline{0.632} \text{ m.}$$

Aplicando Bernoulli entre ④ y ⑤

$$d_4 + h_{v4} = d_5 + h_{v5} + \Delta Z_5 + \Sigma P_{4-5}$$

$$\Sigma P_{4-5} = 0.2 (h_{v5} - h_{v4})$$

$$d_4 + h_{v4} = d_5 + h_{v5} + \Delta Z_5 + 0.2 (h_{v5} - h_{v4})$$

$$d_4 + 1.2 h_{v4} = d_5 + 1.2 h_{v5} + \Delta Z_5$$

$$d_4 = 0.62 \text{ m.}$$

$$d_5 = 0.30 \text{ m.}$$

$$h_{v4} = 0.0193 \text{ m.}$$

$$V_5 = 1.032 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v5} = \frac{1.032^2}{19.6} = 0.054 \text{ m.}$$

$$1.2 h_{v4} = 1.2 \times 0.0193 = 0.02316 \text{ m.};$$

$$1.2 h_{v5} = 1.2 \times 0.054 = 0.0648 \text{ m.}$$

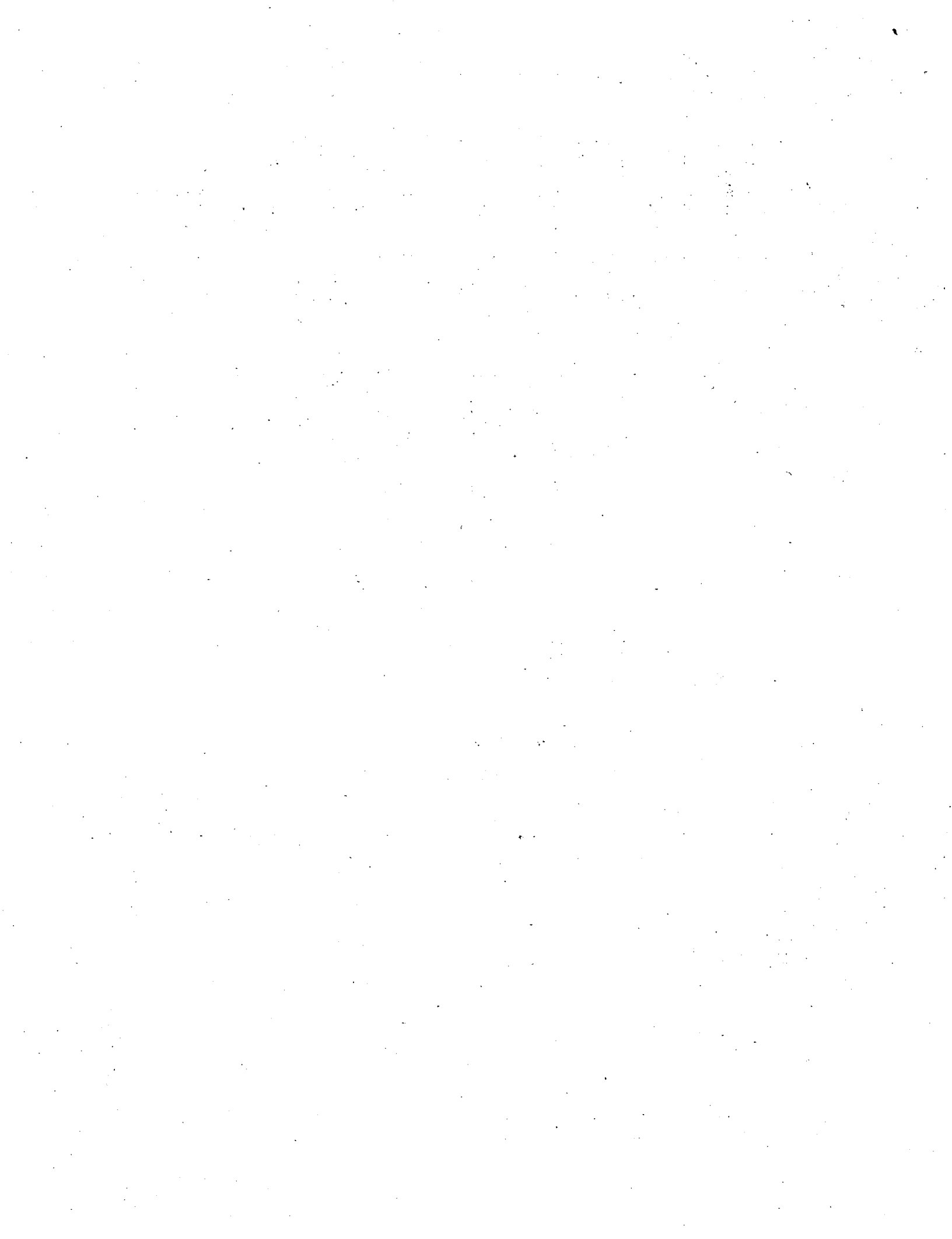
Substituyendo en la ecuación anterior nos queda:

$$0.62 + 0.02316 = 0.30 + 0.0648 + \Delta Z_5$$

$$0.64316 = 0.3648 + \Delta Z_5$$

$$\Delta Z_5 = 0.64316 - 0.3648 = 0.27836 \text{ m.}$$

$$\therefore \underline{\Delta Z_5 = 0.27836 \text{ m.}}$$



Resumen de pérdidas

- 1.)- por entrada = $QZ (h_{v2} - h_{v1}) = QZ (0.0323 - 0.006) = 0.005 \text{ m.}$
- 2.)- por fricción = $h_f = \left(\frac{0.797 \times 0.012}{0.285} \right)^2 4.00 = ; 0.0045 \text{ m}$
- 3.)- por salida = $0.4 (h_{v3} - h_{v4}) = 0.4 (0.0323 - 0.0193) = 0.00520 \text{ m}$
- 4.)- por transición de salida = $QZ (h_{v5} - h_{v4}) =$
 $QZ (0.054 - 0.0193) = \underline{\underline{0.0069 \text{ m}}}$

$$\text{Suma de pérdidas} = 0.216 \text{ m}$$

Comprobación:

Aplicando Bernoulli entre 1 y 5 (Pasando el Plano de Comparación por la rasante del tubo)

$$\underline{d_1 - \Delta z_2} = d_5 + \Delta z_5 + h_{v5} + \sum P_{1-5}$$

$$0.724 - 0.075 = 0.30 + 0.27836 + 0.054 + 0.0216$$

$$0.65 = 0.653 \text{ m. ok.}$$

Se dejará un escalón de $\Delta z_5 = 0.25 \text{ m} \leftarrow 0.27836 \text{ m}$ (calculado) para garantizar el gasto a la salida.

De acuerdo con el plano TC-C-153 (tubos de concreto para tomas de Canales)

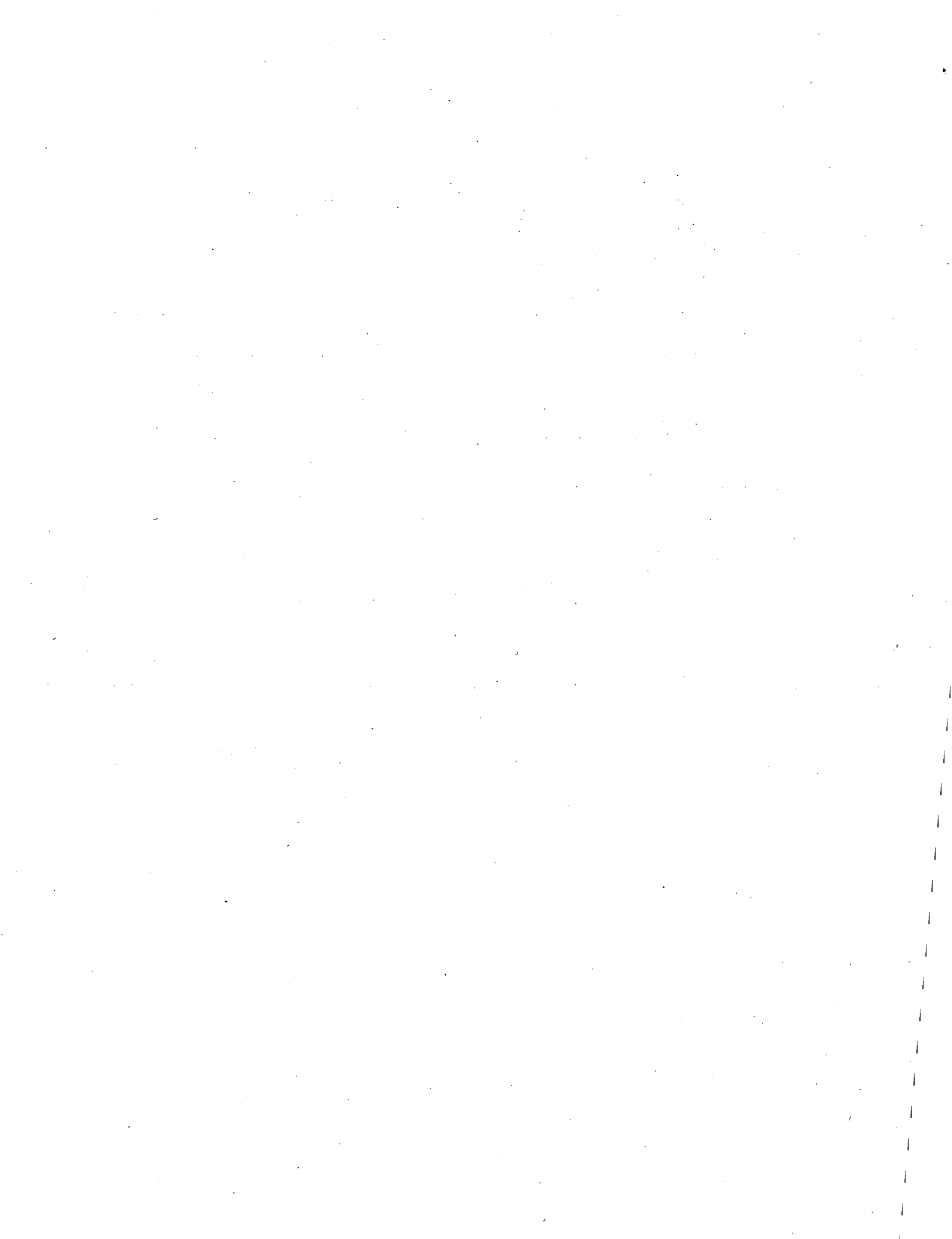
Se tiene una $h = 0.60$ de tierra más un incremento debido a carga viva de 2ft. o sea de 0.60 m

$$H_{\text{Total}} = 0.60 + 0.60 = 1.20 \text{ m}$$

Tomando $H = 1.25$ y considerando el diámetro del tubo de (24") o 61 cms. el espesor del tubo es de 6 cms. y al mismo tiempo nos da el refuerzo helicoidal y el refuerzo longitudinal.

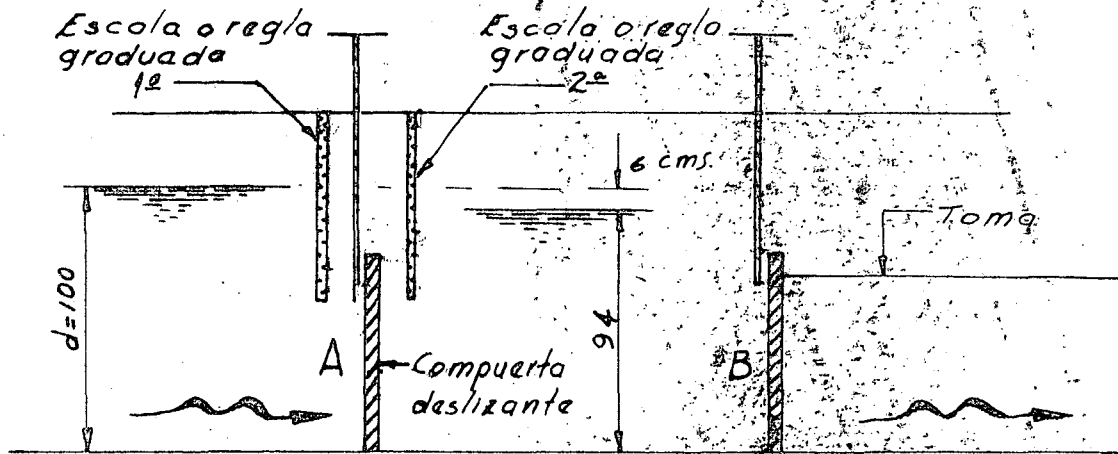
De acuerdo con el plano TC-C-154 se tiene que la longitud de los tubos es de 1.00 m igual para los diferentes espesores.

(Tubos de concreto para tomas de canales).



Funcionamiento de la Estructura Aforadora

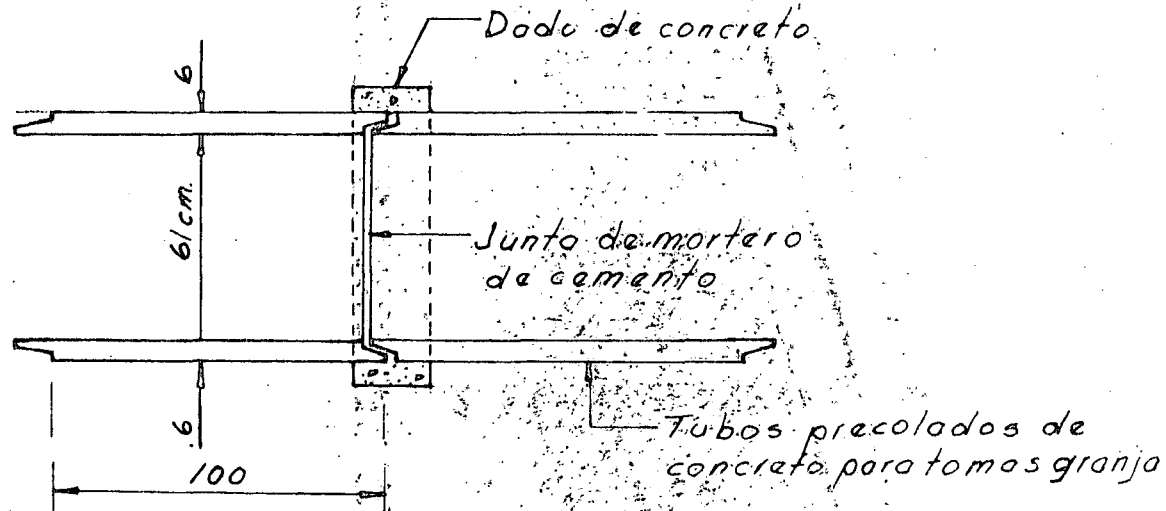
En los muros laterales lleva dos escalas graduadas que sirven para realizar las lecturas antes y después de la compuerta deslizable. Ejemplo:



Ejemplo: Se quiere sacar un gasto de 100 Lts/seg, cuando se tiene un tirante $d=100$ m. (normal en el canal) de acuerdo con el plano TC-C-564 y la tabla 1 se necesita abrir la compuerta:

Ⓐ una abertura de 17.3 cm; al mismo tiempo la compuerta Ⓑ se abre de tal forma que cuando se tengan en la 2^a escala un tirante de 94 cm. o sea 6 cm. menos nos está garantizando el Q de 100 Lts/seg por las tomas.

De acuerdo con el plano 404-C-138 se indican unos "dados" que sirven para unir los tubos unos con otros o más bien para sellar la junta entre los tubos y no haya fuga del agua. Así:





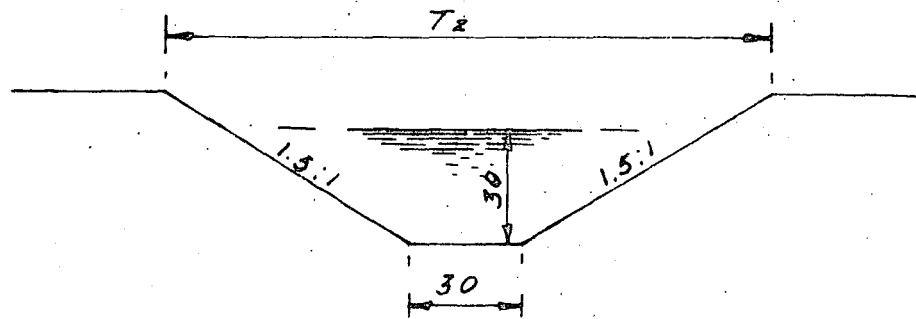
Cálculo de la longitud de transición de la toma

$$L = \frac{T_2 - T_1}{2}$$

$$\text{cota } 12^\circ 30' \text{ o } 22^\circ 30'$$

$$\text{cota } 12^\circ 30' = 4.511$$

$$\text{cota } 22^\circ 30' = 2.4142$$



$$T_2 = 30 + 1.5 \times 2 \times 30 = 1.20 \text{ m}$$

$$T_1 = 0.61 \text{ m}$$

$$L_{T_1} = \left(\frac{1.20 - 0.61}{2} \right) 4.511 = 1.33 \text{ m}$$

$$L_{T_2} = \left(\frac{1.20 - 0.61}{2} \right) 2.4142 = 0.7122 \text{ m}$$

Diseño estructural de los muros:

$$h = 1.45 \text{ m} \quad w = 1800 \text{ kg/m}^3 \quad K = 0.286$$

$$E = \frac{Kwh^2}{2}; \text{ Sin sobrecarga} \quad y = \frac{h}{3}$$

$$E = \frac{0.286 \times 1800 \times 1.45^2}{2} = 541 \text{ Kgs.} \quad y = \frac{1.45}{3} = 0.48 \text{ m}$$

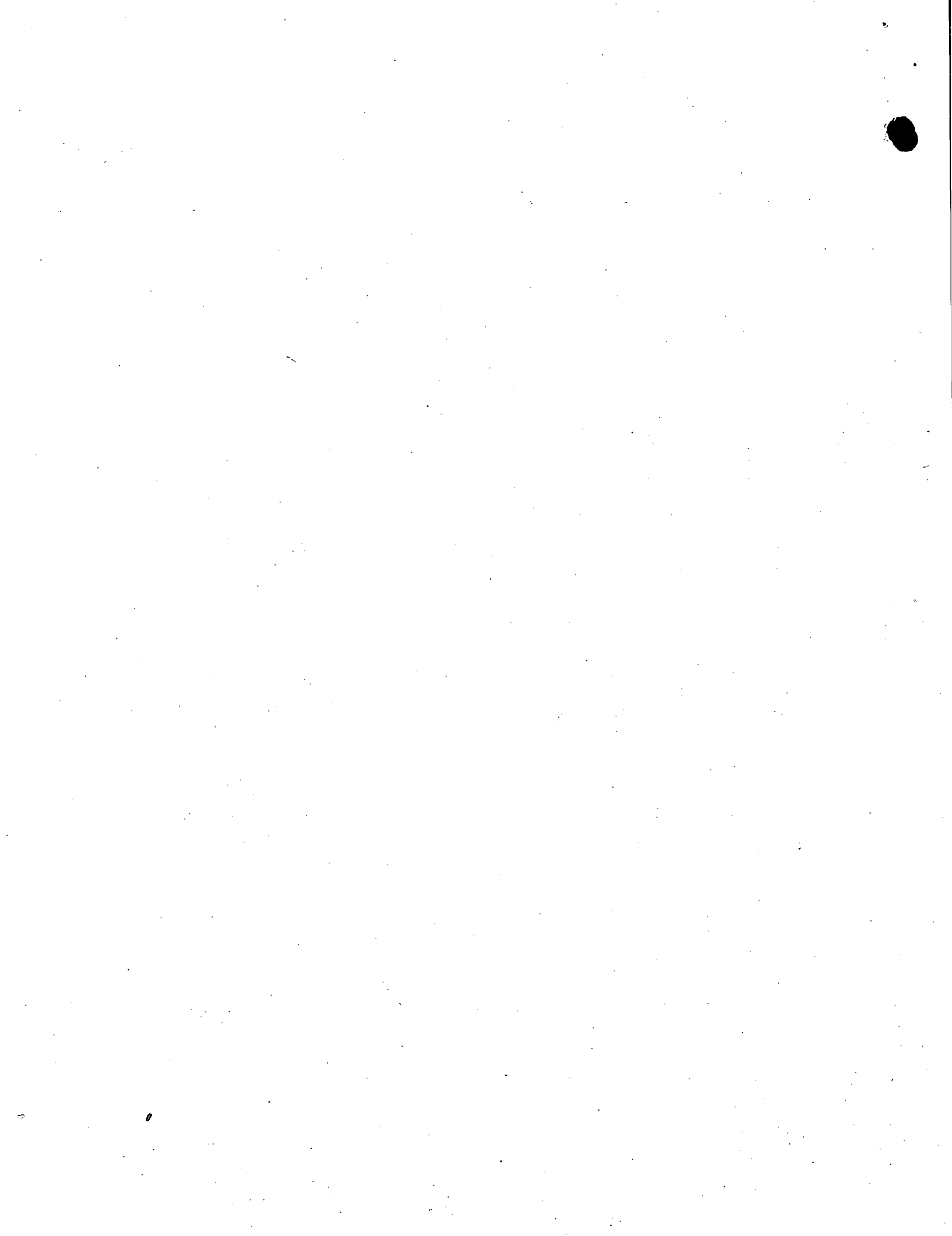
$$M = 541 \text{ Kgs.} \times 0.48 \text{ m} = 260 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Utilizando concreto de $f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$

$$d_M = 0.322 \sqrt{260} = 5.2 \text{ cms.}$$

$$j = 0.883$$

$$K = 9.663$$



Diseño por Cortante:

$$dv = \frac{V}{v_c b}$$

V = Fuerzo cortante

$$v_c = 0.29 \sqrt{f'_c} = 0.29 \sqrt{140} = 3.45 \text{ Kg/cm}^2$$

V = 541 Kgs = Empuje

b = 100 cms.

$$dv = \frac{541}{3.45 \times 100} =$$

Por momento:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{260 \times 100}{1400 \times 0.885 \times 5} = 4.2 \text{ cm}^2$$

Utilizando Vars. $\frac{1}{2}$ " ϕ . $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

Vars. $\frac{1}{2}$ " ϕ o 25

Por temperatura:

$$A_{st} = 0.003 b h = 0.003 \times 100 \times 10 = 3.00 \text{ cm}^2 \text{ al centro}$$

Se utilizarán Vars. $\frac{3}{8}$ " ϕ o 25

Por adherencia:

$$\Sigma_0 = \frac{V_c}{u j d} \quad M = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{\phi}$$

ϕ = Diámetro de la varilla para $D = 1.27$ ($\frac{1}{2}$ " ϕ)

$$M = \frac{2.3 \sqrt{140}}{1.27} = 21 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo de adherencia)}$$

$$\Sigma_0 = \frac{V}{u j d} = \frac{541}{21 \times 0.885 \times 5} = 5.835$$

$$N^{\circ} \text{ de Vars.} = \frac{\Sigma_0}{\text{perimetro}} ;$$



$$\text{Perímetro Vars. } \frac{1}{2}'' \phi = 3.14 \times 1.27 = 3.98$$

$$N^{\circ} \text{ de Vars.} = \frac{5.83}{3.98} = 1.46$$

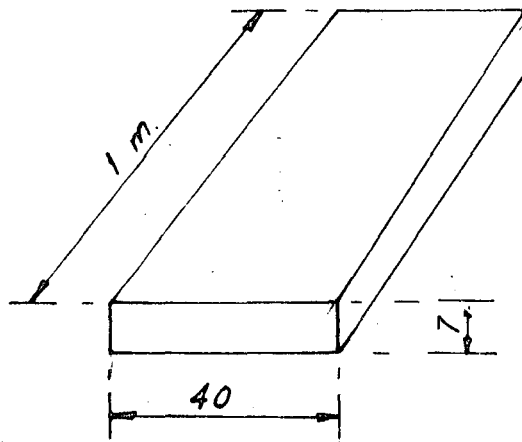
$$\text{Separación} = \frac{100}{N^{\circ} \text{ de Vars}} = \frac{100}{1.46} = 68 \text{ cms}$$

Rige el de colocar Vars. $\frac{1}{2}'' \phi$ o 25 (Que es principal) y no el de adherencia que fué Vars. $\frac{1}{2}'' \phi$ o 68 > de 25

Aclaraciones :

- Se les denomina Tomas Granja porque son estructuras empleadas para poder regar en granjas o parcelas.
- Son estructuras aforadoras de carga constante ya que para diferentes Q. la pérdida se mantiene constante o sea de 6 cms.
- El mecanismo elevador de la compuerta Miller aparece en el plano TM-C-253

Diseño de losa de maniobras.



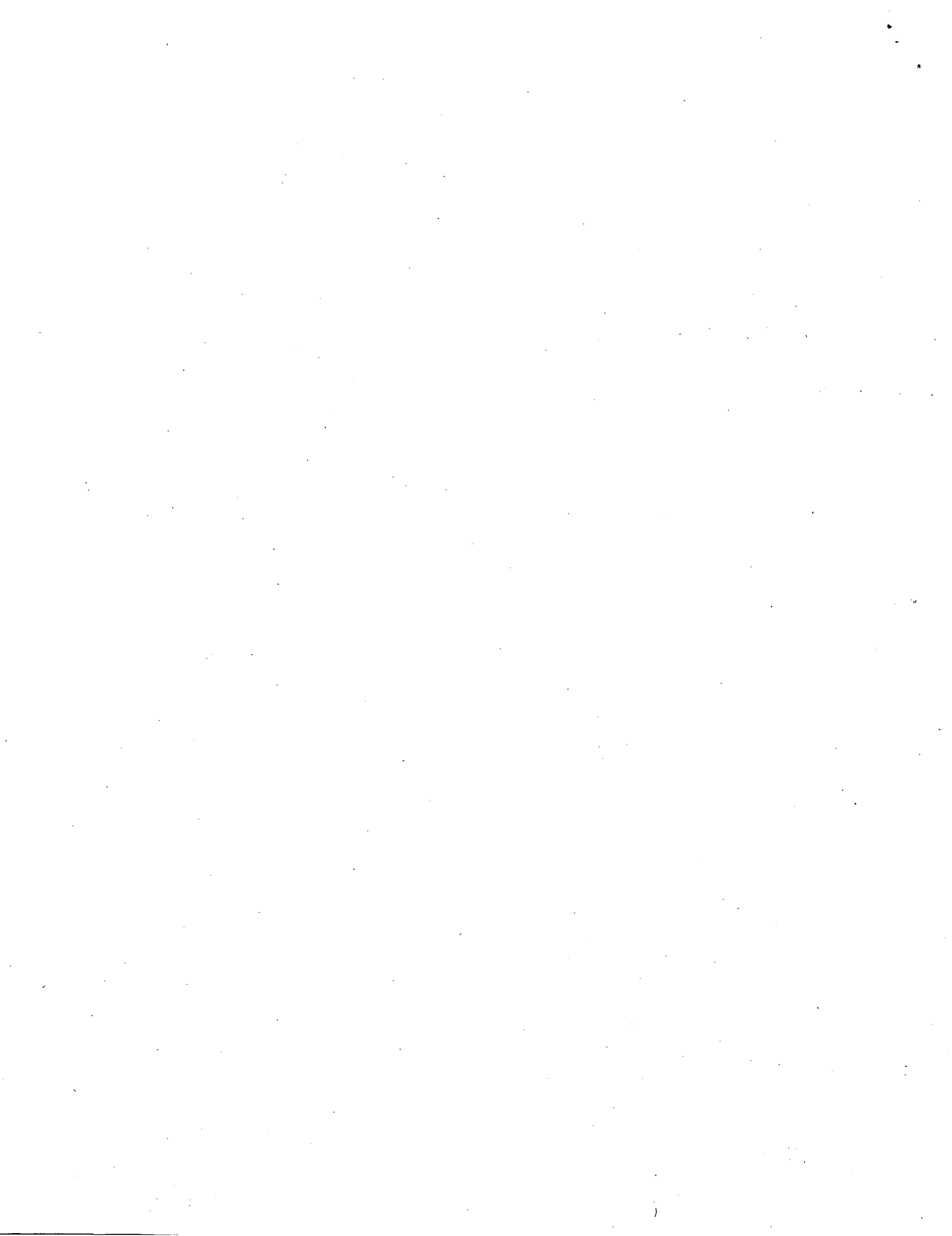
$$l = 1.00 \text{ m.}$$

$$w_{pp} = 0.40 \times 0.07 \times 1.00 \times 2400 = 67.2 \text{ Kgs}$$

$$w/m = \frac{67.2 \text{ Kgs}}{1.00 \text{ m}} = 67.2 \text{ Kgs.}$$

$$w_{c.v} = 300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Area} = 0.40 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} = 0.40 \text{ m}^2$$



$$W_{c.v} = 300 \text{ Kg/m}^2 \times 0.40 \text{ m}^2 = 120 \text{ Kgs.}$$

$$w/m = \frac{120 \text{ Kgs.}}{100 \text{ m}} = 1.20 \text{ Kgs/m}$$

$$W_T = W_{c.m} + W_{c.v} = 67.2 + 120 = 187.2 \text{ Kg/m}$$

Considerándola como una losa libremente apoyada

$$M_{\max} = \frac{wL^2}{8} = \frac{1.20 \times 100^2}{8} = 1500 \text{ Kg-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{23.40 \times 100}{9.663 \times 40}} = 2.5 \text{ cms.} < 5$$

Se adopta

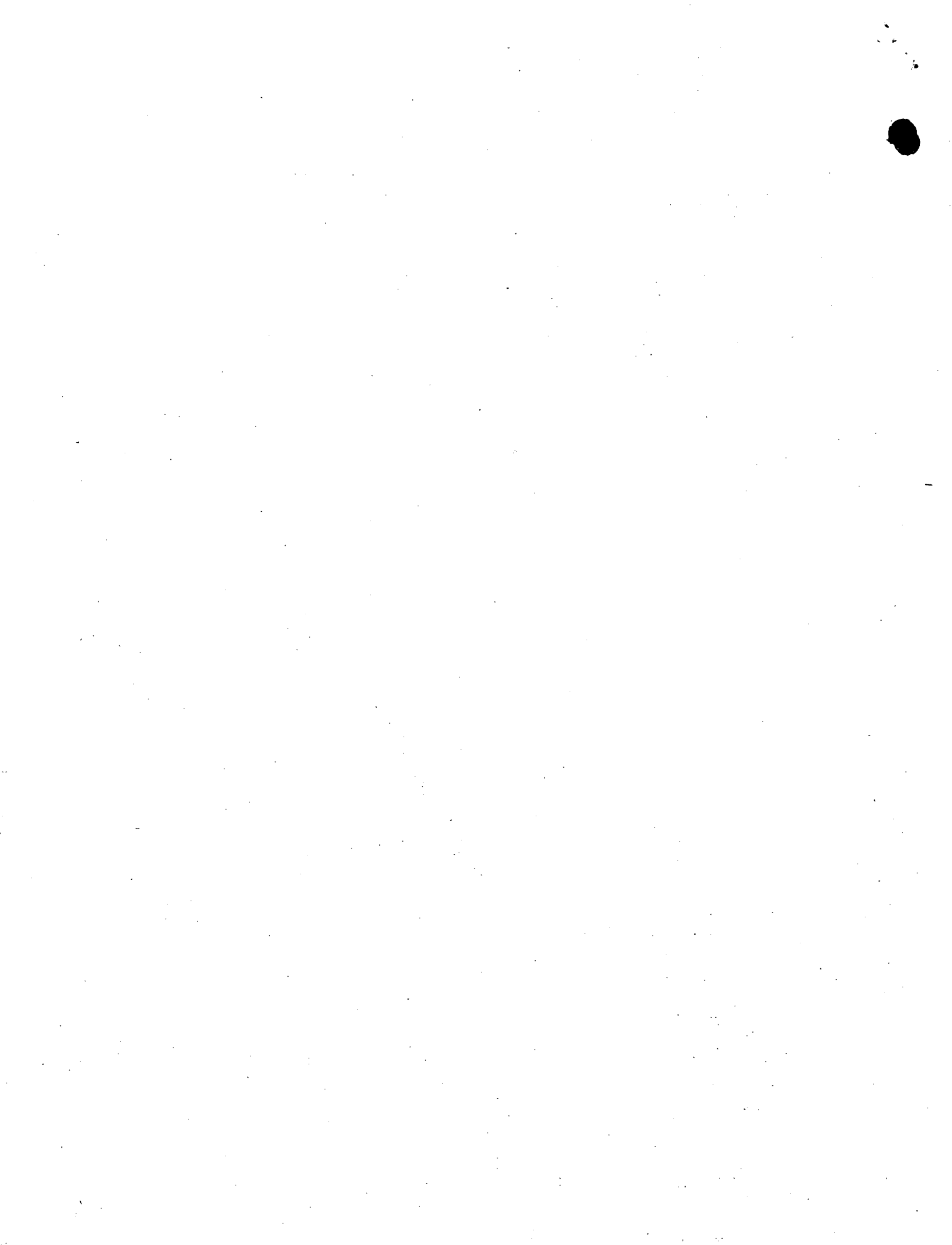
$$d = 5.00 \text{ cms.}$$

$$h = 7.00 \text{ cms.}$$

$$r = 2.00 \text{ cms.}$$

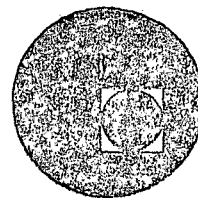
$$A_j = \frac{2340}{1400 \times 0.884 \times 5.00} = 0.378 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán Vars. $\frac{3}{8}$ " ϕ a 20





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



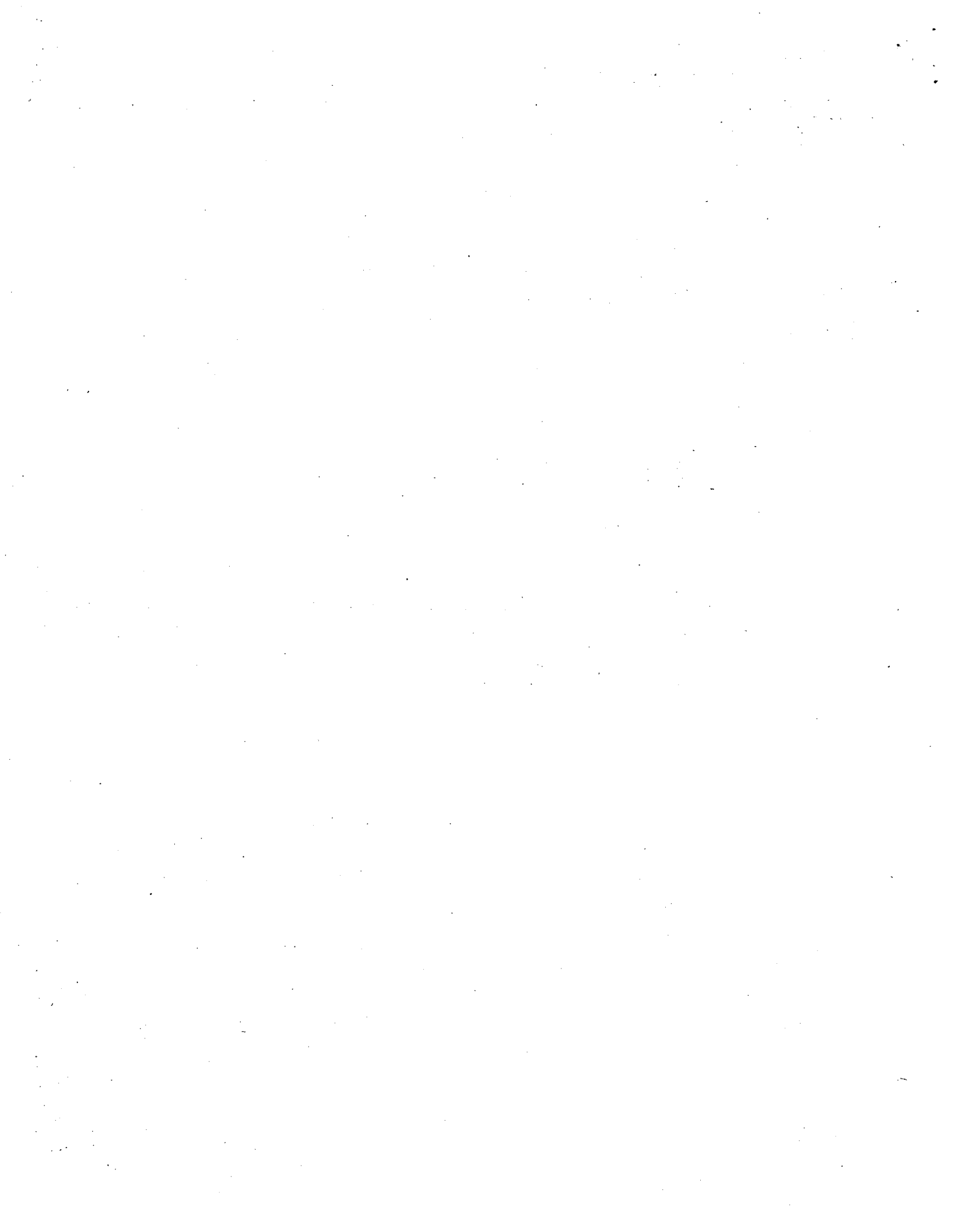
CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS
DE RIEGO

PROYECTO DE REPRESAS COLADAS EN
SITIO

ING. OSCAR PLAISANT WONG

ING. RODOLFO ORTEGA A.

AGOSTO, 1978



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS.
DEPARTAMENTO DE CANALES

PROYECTO DE REPRESAS COLADAS EN SITIO.

COMPUERTAS METALICAS.

Sección tipo 10

Datos hidráulicos.

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$d = 1.50 \text{ m}$$

$$b.l. = 0.40 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Area hidráulica del canal} &= 1.00 \times 1.50 + 1.5 (1.50)^2 = \\ &= 4.875 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Utilizando 2 compuertas en la represa:

$$b = \frac{4.875}{2 \times 1.50} = 1.625 \text{ m (Ancho necesario)}$$

Según el Manual Monterrey se tiene la placa comercial.

(60" x 5/16") 152.9 x 0.79

Dejando un traslape de 3 cm a cada lado.

$$b = 1.66$$

$$b_n = 1.66 - 0.06 = 1.60 \text{ m}$$

B = Ancho de la compuerta

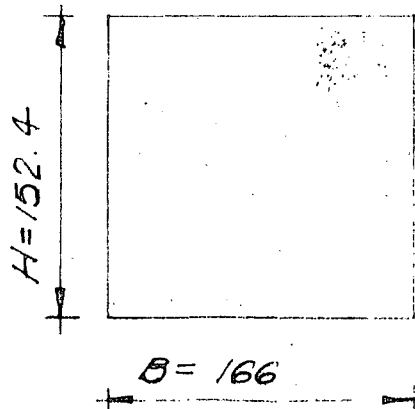
H = Alto de la compuerta

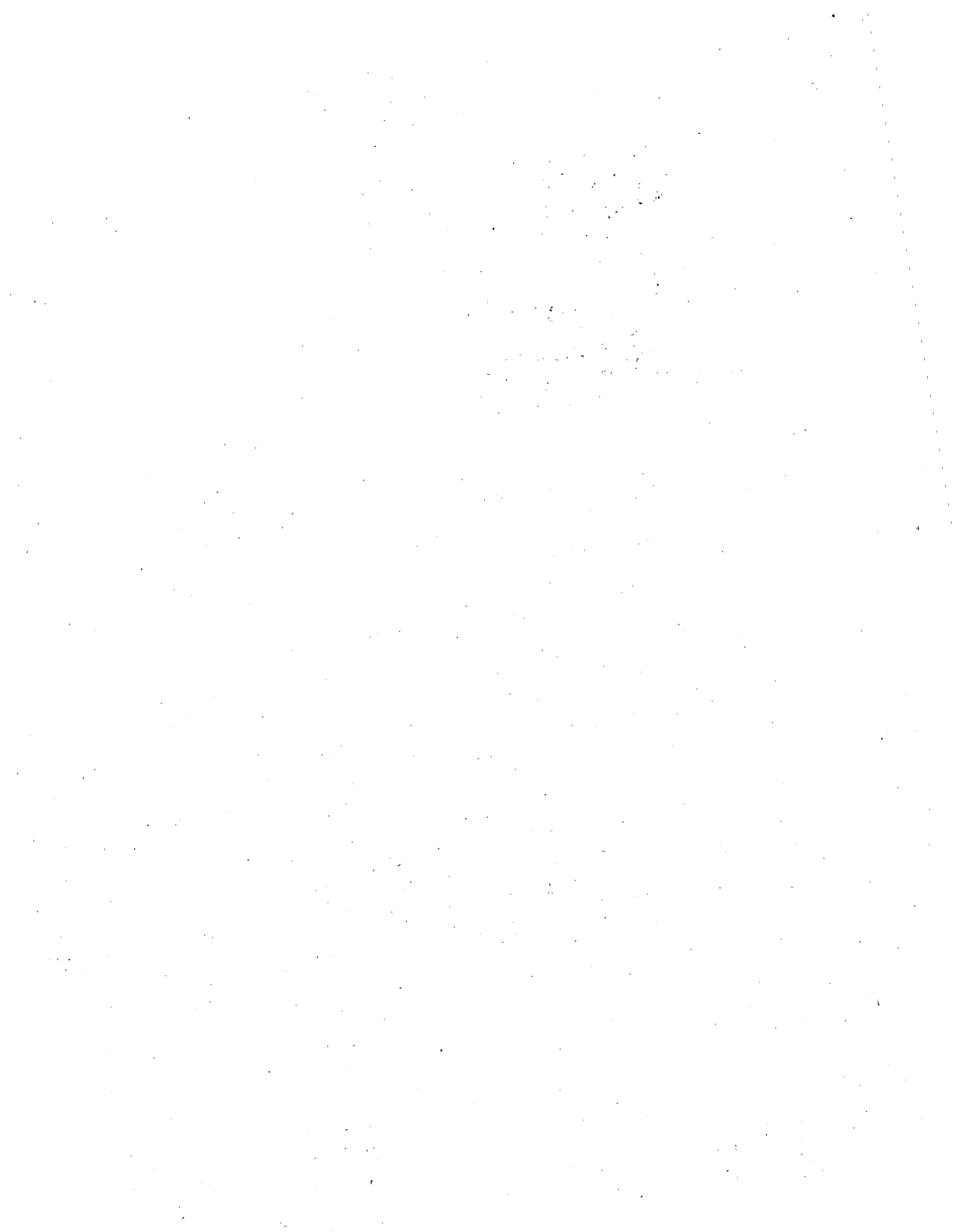
$$\text{A.H.R.} = 2 \times 1.60 \times 1.50 = 4.80 \text{ m}^2$$

$$\frac{\text{A.H.R.}}{\text{A.H.C}} = \frac{4.800}{4.875} \times 100 = 98\% \text{ ok}$$

Longitud de transición $L = \frac{T-t}{2} \cotg 12^\circ 30'$

$$L = \frac{5.50 - 3.35}{2} - 4.511 = 4.85 \text{ m}$$





Se analizará la compuerta para el caso más desfavorable, o sea cuando se encuentra ligeramente abierta.

$$h = d + b.l = 1.50 + 0.40 = 1.90 \text{ m}$$

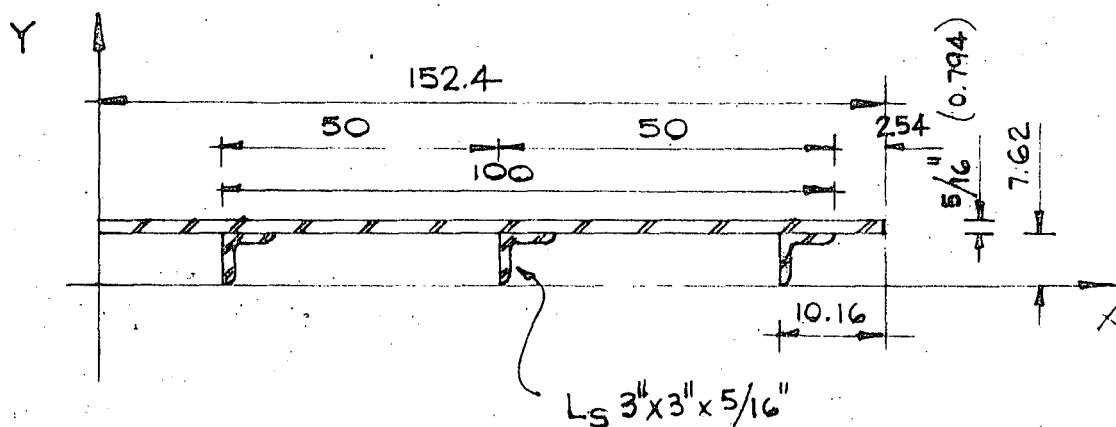
$$\text{Presión} = wh = 1000 \text{ kg/m}^3 \times 1.90 \text{ m} = 1900 \text{ kg/m}^2$$

$$w/m = \frac{1900 \times 1.90}{2} = 1805 \text{ kg/m}$$

$$M_{\text{Max}} = \frac{w l^2}{8} = \frac{1805 \times 1.50^2}{8} = 508 \text{ kg-m}$$

$$\text{Usando A - 7 } P_b = 0.6 F_y = 1400 \text{ kg/m}^2$$

Suponiendo placa de 5/16" y 3 L_s de 3" x 3" x 5/16"



$$y \text{ de la } = 7.62 + \frac{0.794}{2} = 8.017 \text{ cms}$$

$$\text{Area de la } = 152.4 \times 0.794 = 121.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area 3 L}_s = 3 \times 11.48 = 34.44 \text{ cm}^2$$

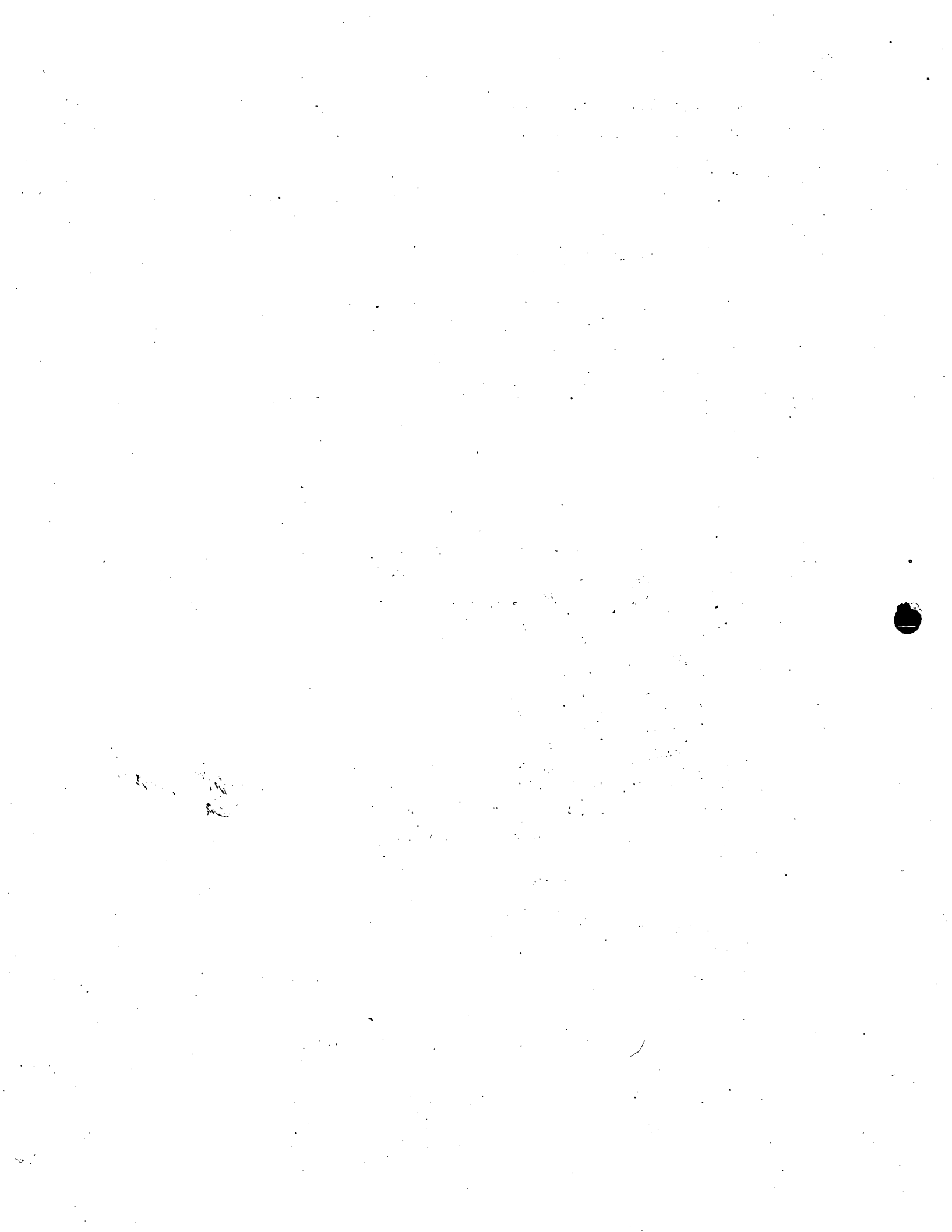
$$\text{Area total} = 155.44 \text{ cm}^2$$

$$y = \frac{121 \times 8.017 + 34.44 \times 5.41}{155.44} = 7.44 \text{ cms}$$

$$I_X = \frac{152.4 \times 0.794^3}{12} + 121.00 (0.577)^2 = 46.64 \text{ cm}^4$$

$$I_{X3L_s} = 3 \left[62.90 + 11.48 (2.03)^2 \right] = 330.62 \text{ cm}^4$$

$$I_{X\text{Total}} = I_X + I_{X3L} = 46.64 + 330.62 = 377.26 \text{ cm}^4$$



Aplicando la fórmula de la escuadría se tiene:

$$f = \frac{M}{I} C = \frac{508 \times 100}{377.26} \times 7.44 = 1002 \text{ kg/cm}^2 \quad 1400 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

Aumentándole 1/16" a la placa por efecto de corrosión

$$\text{Espesor total de la placa} = 5/16" + 1/16" = \frac{6"}{16} = 3/8"$$

Se usará de 3/8" con 3L_s de 3" x 3" x 5/16"

Diseño del vástago

Considerando un paso de la cuerda de 3 1/2 hilos x pulgada rosca A.C.M.E. sencilla.

Longitud del vástago

$$L = 1.00 + 0.15 + 0.60 + 0.40 + 0.50 = 2.65 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Longitud en rosca} &= d + \frac{b \cdot l}{2} + 0.15 \\ &= 1.50 + 0.20 + 0.15 \\ &= 1.85 \text{ m} \end{aligned}$$

} Condición para que la compuerta suba 20 cm del bordo libre.

Longitud sin rosca = 0.80 m

Suponiendo un vástago de 1 3/4" ø

Aplicando la fórmula 25 (Design of Machin Elements Fairies).

$$f = \frac{C \pi^2 EA}{W \left(\frac{l}{K}\right)^2} \quad C = 0.8 \quad A = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$D = \phi - 2h \quad h = \frac{1}{2} p$$

$$\text{Avance} = \frac{1"}{3.5} = 0.2857"$$

$$D = 1.750 - 0.2857 = 1.464" = 3.718 \text{ cms}$$

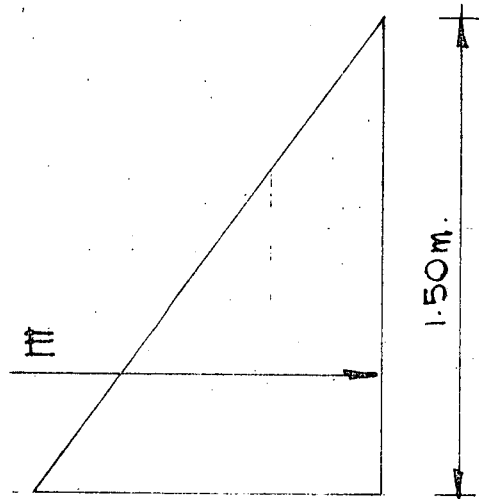
$$A = \frac{3.14 (3.718)^2}{4} = 10.85 \text{ cm}^2 \quad K = \frac{D}{4} = \frac{3.718}{4} = 0.929 \quad N = 3.5$$



$$P = \frac{0.8 (3.14)^2 \times 2.1 \times 10^6 \times 10.85}{3.5 \left(\frac{185}{0.929}\right)^2} = 1295 \text{ kgs}$$

Fmáx admisible = 1295 kgs

Empuje producido por el agua.



$$P = wh = 1000 \times 1.50 = 1500 \text{ kg/m}^2$$

$$E = whA = 1000 \text{ kg/m}^3 \times 0.75 \text{ m} \times 1.60 \times 1.524 = 1829 \text{ kgs}$$

Considerando un coeficiente de fricción $\mu = 0.35$ (Ver plano).

$$E \cdot \mu = 1829 \times 0.35 = \underline{640} \text{ kgs}$$

$$\text{Peso de la hoja de } 3/8'' \quad W = 74.69 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Area hoja} = 1.66 \times 1.524 = 2.529 \text{ m}^2$$

$$W_T = 74.69 \text{ kg/m}^2 \times 2.529 \text{ m}^2 = \underline{189} \text{ kgs}$$

$$\text{Peso de los } L_s \text{ } 3'' \times 3'' \times 5/16'' \quad w = 9.08 \text{ kg/m}$$

$$\text{Longitud } L_1 = 1.58 \times 3 = 4.74 \text{ m}$$

$$\frac{W}{3} L_s = 9.08 \text{ kg/m} \times 4.74 \text{ m} = 43.03 \text{ kgs}$$

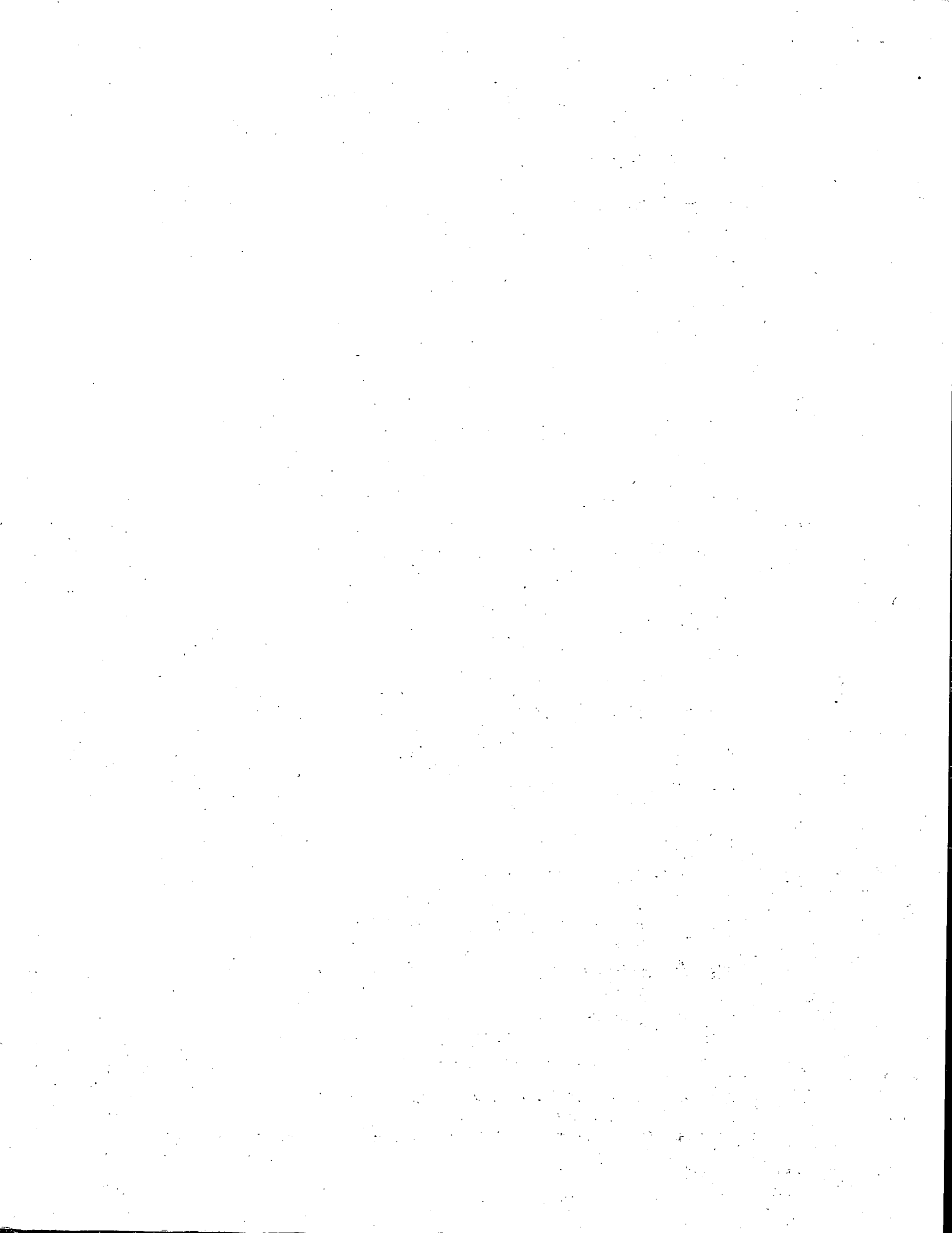
$$\text{Peso del vástago acero redonde } 1 \frac{3}{4}'' \text{ } \phi \quad L = 2.65 \text{ m} \quad w = 12.17 \text{ kg/m}$$

$$W = 12.17 \text{ kg/m} \times 2.65 \text{ m} = 32.25 \text{ kgs}$$

Fuerza a la que trabaja el vástago

$$F = 640 + 189 + 43.03 + 32.25 = 904 \text{ kgs}$$

De acuerdo con el plano TM-C-100 la capacidad del mecanismo elevador uti

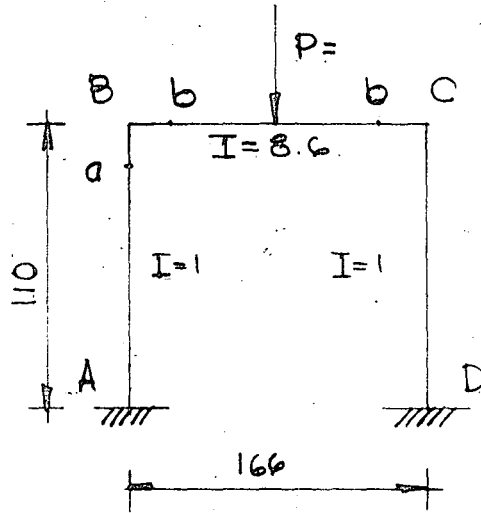


lizando un vástago de 1 3/4" ø. Rosca A.C.M.E. sencilla 3 1/2 hilos x 2.54 y una longitud con rosca de 1.905 ± 1.85 m F = 1098 kgs.

F = 904 kgs 1098 kgs
 f = 904 kgs 1295 kgs

Está correcto vástago de 1 3/4" ø

Considerando la estructura como marco y suponiendo una canal de 6" liviana.



Peso canal 6" liviana = 12.20 kg/m
 W = 12.20 kg/m x 1.66 m = 20.00 gks
 Peso carteles = 10.00 kgs
 Peso = 10.00 kgs
 Peso mecanismo = 100.00 kgs
 = 140.00 kgs

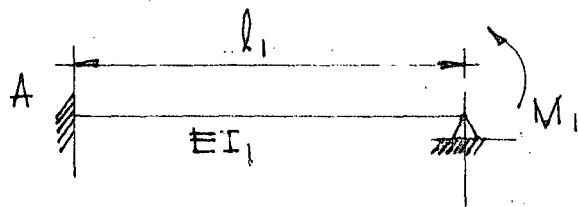
P = 904 + 140 = 1044 kgs

$I_{XL} = 62.9 \text{ cm}^4$
 3" x 3" x 5/16"

$I_{XI} \text{ 6" Liviana} = 541 \text{ cm}^4$

$I = \frac{541}{62.9} = 8.6$

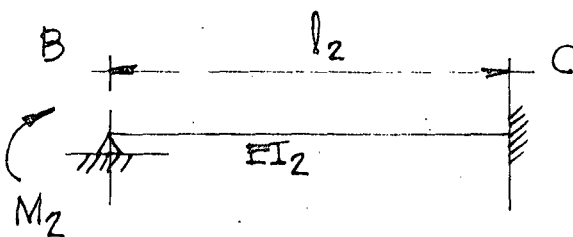
Sección B-A



$\frac{M_1 l_1}{4EI_1} = \frac{M_1}{4EK_1}$

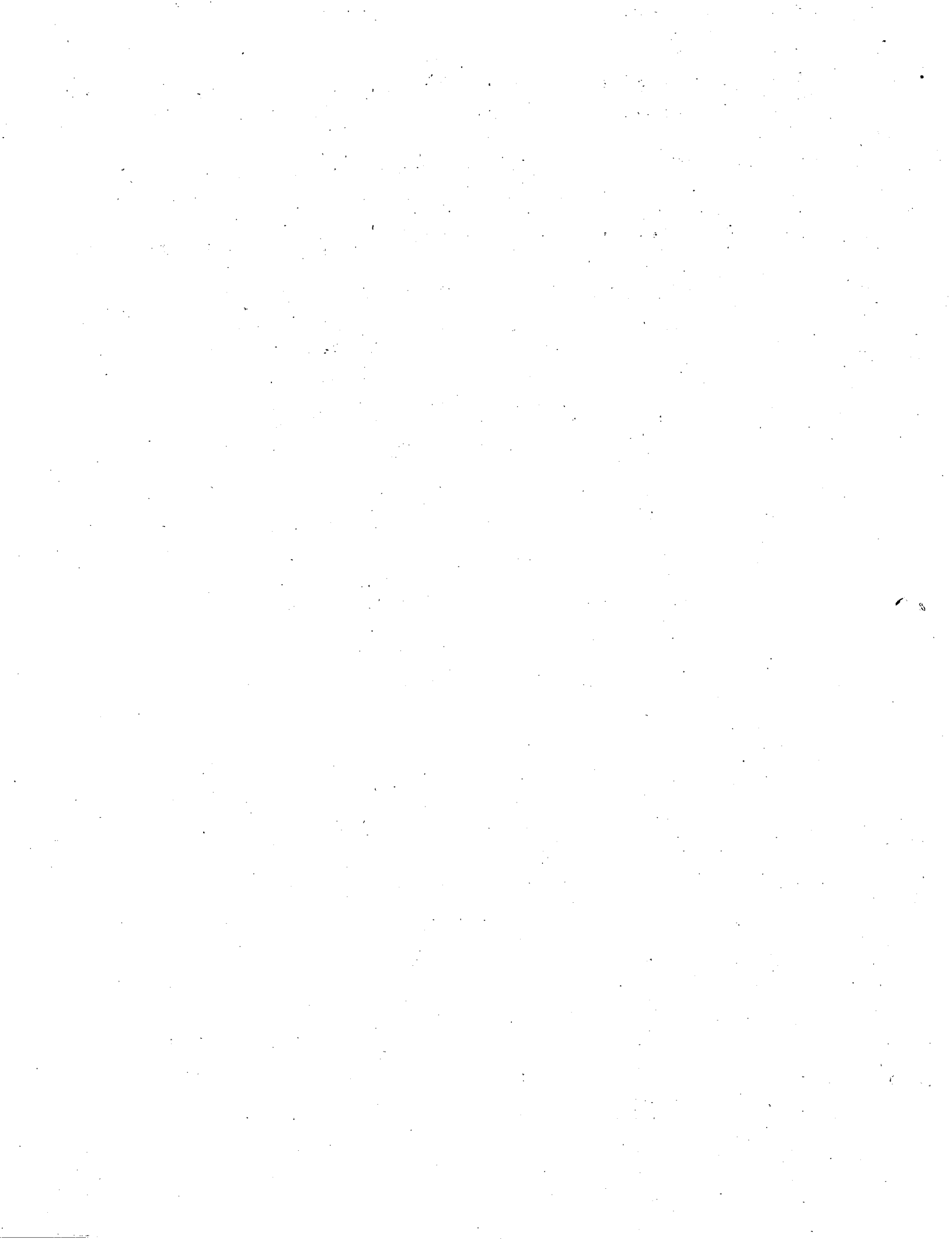
$K_1 = \frac{I_1}{l_1} = \frac{1}{1.10} = 0.91$

Sección B-C



$\frac{M_2 l_2}{4EI_2} = \frac{M_2}{4EK_2}$

$K_2 = \frac{I_2}{l_2} = \frac{8.60}{1.66} = 5.18$



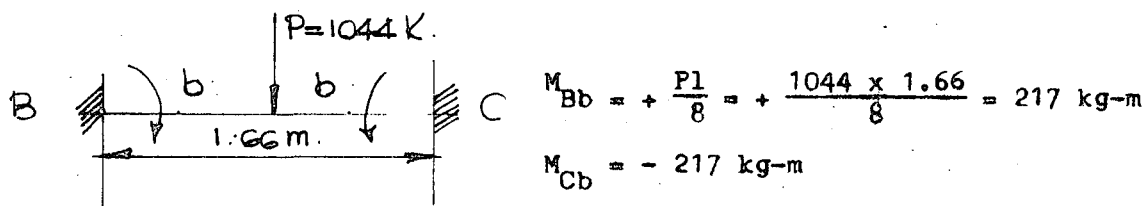
$$\frac{M_1}{4EK_1} = \frac{M_2}{4EK_2} = \frac{M_1 + M_2}{4E(K_1 + K_2)} = \frac{M}{4E(K_1 + K_2)}$$

$$\frac{M_1}{4EK_1} = \frac{M}{4E(K_1 + K_2)} \quad M_1 = M \frac{K_1}{K_1 + K_2}$$

$$M_2 = M \frac{K_2}{K_1 + K_2}$$

Nudo "B" $\left\{ \begin{aligned} \rho_a &= \frac{K_1}{K_1 + K_2} = \frac{0.91}{0.91 + 5.18} = 0.150 \\ \rho_p &= \frac{K_2}{K_1 + K_2} = \frac{5.18}{0.91 + 5.18} = 0.850 \\ &= 1.000 \end{aligned} \right.$

Momentos de empotramiento sección B-C



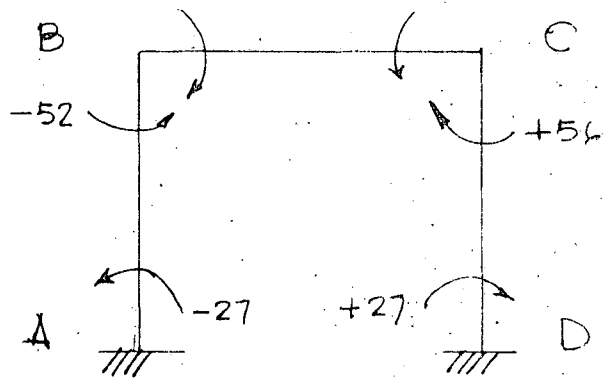
$$M_{Bb} = + \frac{Pl}{8} = + \frac{1044 \times 1.66}{8} = 217 \text{ kg-m}$$

$$M_{Cb} = - 217 \text{ kg-m}$$

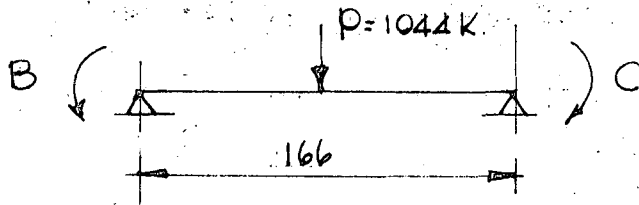
	Empotramiento	Nudo		Nudo		Empotramiento
	A	B		C		D
		a	b	b	a	
Factor de distribución.		0.15	0.85	0.85	0.15	
Momentos iniciales	0	0	+217	-217	0	
	- 16	- 33	-184	+184	+ 33	+ 16
			+ 92	- 92		
	- 7	- 14	- 78	+ 78	+ 14	+ 7
			+ 39	- 39		
	- 3	- 6	- 33	+ 33	+ 6	+ 3
			+ 15	- 16		
	- 1	- 2	- 14	+ 14	+ 2	+ 1
			+ 7	- 7		
		- 1	- 6	+ 6	+ 1	
	- 27	- 56	+ 56	- 56	+ 56	+ 27

O sea los momentos que a continuación se muestran





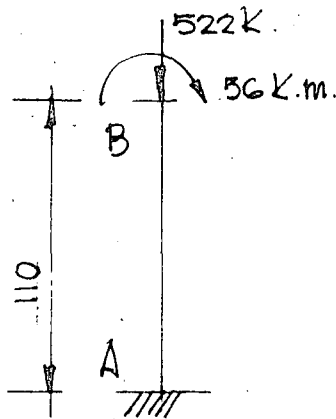
Aislando el cabezal B-C



$$R_{By} = \frac{1044}{2} = 522 \text{ kgs}$$

$$R_{Cy} = 522 \text{ kgs}$$

Análisis de la columna



$G_A = 1$ Empotramiento

$$G_B = \frac{\sum \frac{I_c}{e_c}}{\sum \frac{I_q}{l_q}}$$

Suponiendo como columna L_s 3"x3"x5/16"

$$I_{XL} = 62.9 \text{ cm}^4$$

$$l = 110 \text{ cms}$$

De la trabe canal 6" Liviana. $I_X = 514 \text{ cm}^4$

$$l = 166 \text{ cms}$$

$$G_B = \frac{\frac{62.9}{110}}{\frac{514}{166}} = 0.175$$

Determinando el valor de K de acuerdo con el nomograma del Manual Monterrey

$$K = 1.20$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1.20 \times 110}{1.50} = 88$$

$$F_a = 1015 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 0.6 F_y = 1900 \text{ kg/cm}^2 \quad A-7$$

$$\text{Area } L_s \text{ 3"x3"x5/16" } = 11.48 \text{ cm}^2$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{522}{11.48} = 45.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{45.47}{1015.00} = 0.045 \quad 0.15 \quad \text{ok}$$

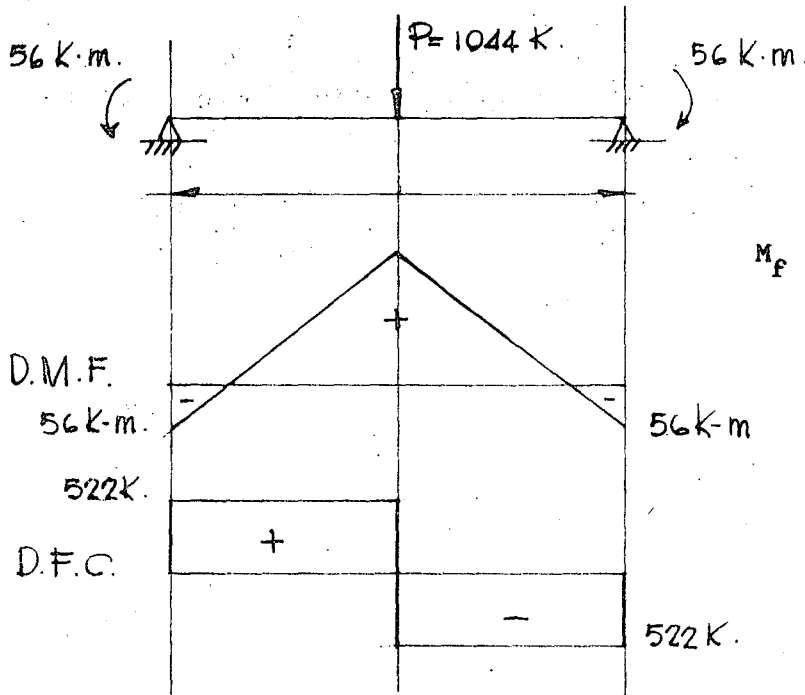
$$f_b = \frac{M_x}{S_x} = \frac{56 \times 100}{11.6} = 483 \text{ kg/cm}^2 \quad \frac{f_b}{F_b} = \frac{483}{1900} = 0.254$$



$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = 1.0 \quad 0.045 + 0.345 = 0.390 \quad 1.00 \quad \text{ok}$$

∴ Se usarán L_s 3" x 3" x 5/16" como columnas.

Diseño del cabezal.



$$M_f = 56 + 522 \times \begin{cases} X = 0 & M_f = - 56 \text{ kg-m} \\ X = \frac{1}{2} & M_f = + 377 \text{ kg-m} \end{cases}$$

Propiedades de la canal de 6" liviana.

$$6'' \left[\begin{cases} I_x = 541 \text{ cm}^4 & I_y = 29.1 \text{ cm}^4 \\ S_x = 71 \text{ cm}^3 & K = 1.9 \text{ cm} \\ B_f = 4.9 \text{ cms} & t_w = 5.1 \text{ cms} \\ t_f = 0.87 \text{ cms} \end{cases} \right.$$

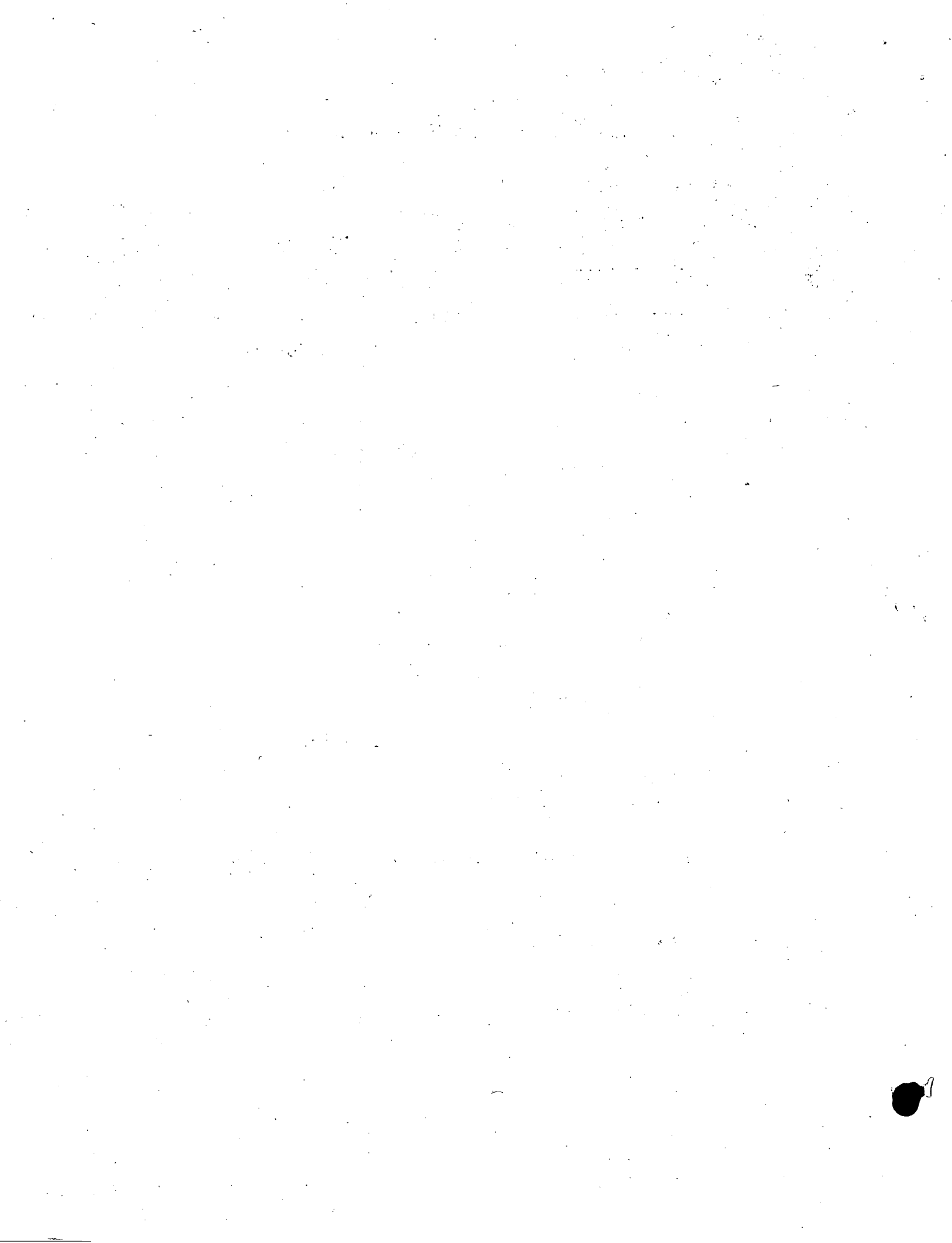
$$\text{Area patin} = 4.9 \times 0.87 = 4.26 \text{ cm}^2$$

$$A_w = (15.24 - 2K) t_w = (15.24 - 3.8) 0.51 = 5.83 \text{ cm}^2$$

Aplicando fórmulas (4) y (5) del Manual Monterrey Pág. 23.

$$f_b = \left(\frac{1 - \left(\frac{l}{K}\right)^2}{2 C_c C_b} \right) 0.6 F_y$$

$$f_b = \frac{843700}{18/AF}$$



$$T_y = \frac{1/2 I_y}{A\bar{r} + \frac{1}{6} A_w} = \frac{1/2 \times 29.1}{4.26 + \frac{1}{6} \times 5.83} = 1.66 \text{ cms}$$

$$\frac{K1}{r} = \frac{1.2 \times 166}{1.66} = 120 \quad \left(\frac{K1}{r}\right)^2 = 14\ 400$$

$$F_b = 0.6 F_y = 1400 \text{ kg/cm}^2 \quad A-7 \quad C_c = 132 \quad C_b = 1$$

$$F_b = \left(1 - \frac{14\ 400}{2 \times 132^2 \times 1}\right) 1400 = 822 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = \frac{843\ 700}{\frac{166 \times 15.24}{4.26}} = 1420 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Se toma como máximo } 1400 \text{ kg/cm}^2).$$

$$f_{act} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{377 \times 100}{71} = 531 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{ok}$$

Revisión por cortante:

$$f = \frac{V}{\text{Area alma}} = \frac{522}{5.83} = 90 \text{ kg/cm}^2 < 928 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v \text{ permisible} = 0.4 F_y = 928 \text{ kg/cm}^2$$

∴ Se usará canal de 6" liviana en el cabezal.

Revisión de los tornillos que fijan la \bar{r} con la canal.

Capacidad al cortante simple de un tornillo de 5/8" ∅

C.c.s = 1386 kgs Pág. 290 M.M.

Fórmula por aplicar

$$R = \sqrt{\left(\frac{P}{Nn}\right)^2 + \left(\frac{P e}{y^2} c\right)^2}$$

$$P = 522 \text{ kgs}$$

$$e = 5.45 \text{ cms}$$

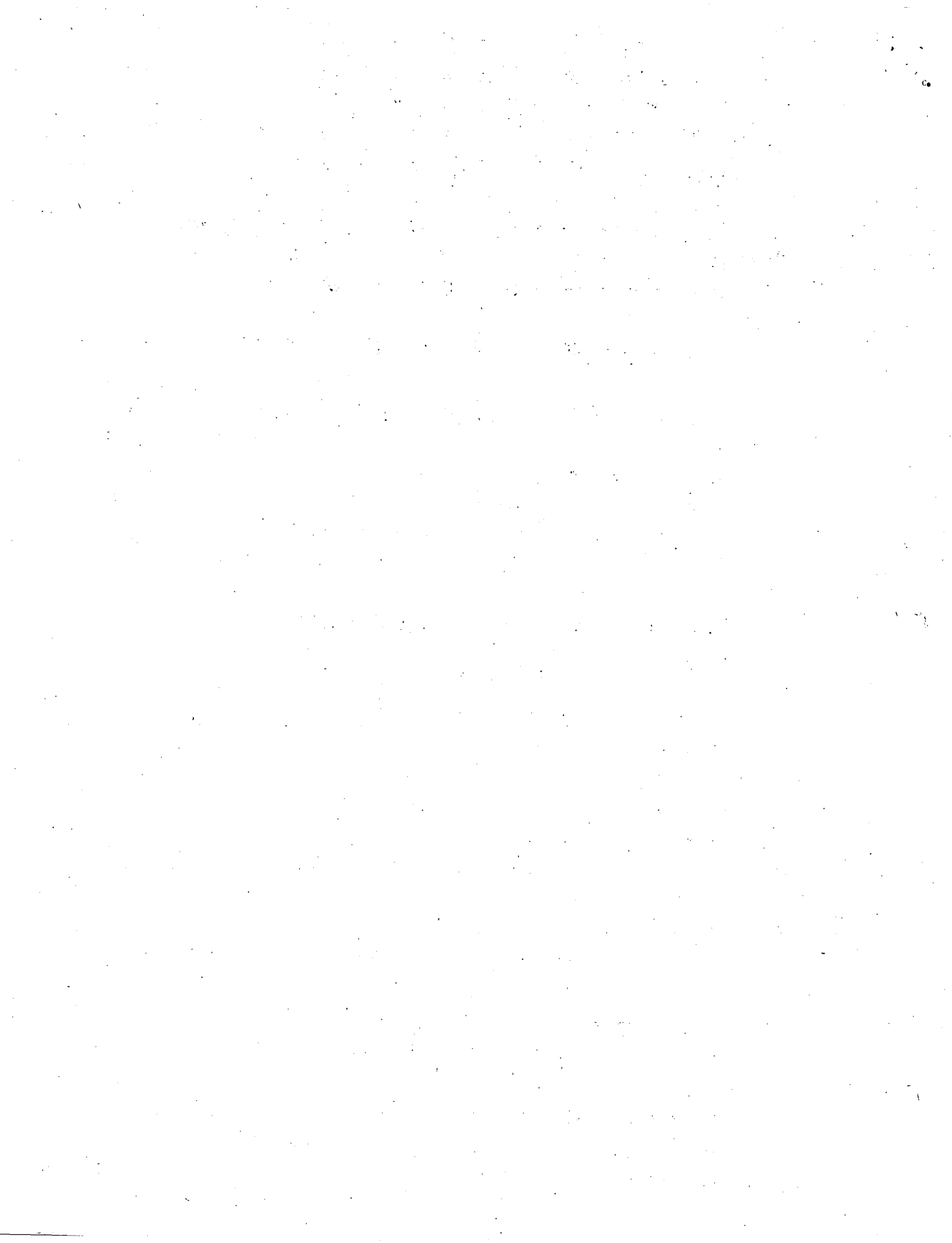
N = número de remaches en el plano horizontal

n = número de planos horizontales

$$R = \sqrt{\left(\frac{522}{1 \times 4}\right)^2 + \left(\frac{522 \times 5.45}{2(4)^2 + 2(8)^2} \times 8.25\right)^2} = 196 \text{ kgs} < 1386 \text{ kgs} \therefore \text{ok}$$

Se usarán tornillos de 5/8" ∅

$$\text{Diámetro del agujero} = 5/8" + 1/16" = 11/16" \varnothing$$



Determinación del largo necesario.

Espesor $\Phi = 3/8" \phi$ $tw = 0.51$ cms

Agarre $0.95 + 0.51 = 1.46$ cms largo tornillo $1\ 1/2"$

Placa de asiento: Dimensiones ($21 \times 45 \times 5/16"$)

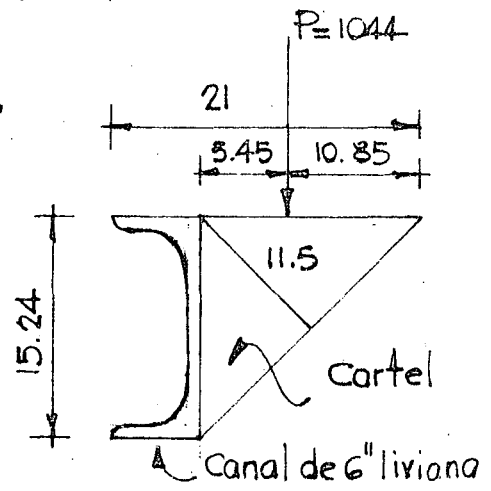
Diseño de la soldadura:

$d = t - 1/16" = 5/16" - 1/16" = 4/16" = 1/4"$

$D = 1/4" \quad g = 0.7 D = 0.4445$

$p = \frac{P}{lg} = \frac{1044}{11.5 \times 0.4445} = 204$

$q = \frac{3Pe}{gl^2} = \frac{3 \times 1044 \times 5.45}{0.4445 \times 11.5^2} = 290$



$R = \sqrt{(p)^2 + (q)^2} = \sqrt{(204)^2 + (290)^2} = 354 \text{ kg/cm}^2 < 950 \text{ kg/cm}^2$

Diseño de los carteles:

$t = \frac{6M}{Sd^2}$

$M = 1044 \times 5.45 = 5690 \text{ kg-cm}$

$S = 1400 \text{ kg/cm}^2 \quad A-7$

$t = \frac{6 \times 56.90}{1400 \times (11.5)^2} = 0.18 \text{ cm}$

∴ Se usará Φ de $1/4"$ de espesor (0.635 cm) en los carteles.

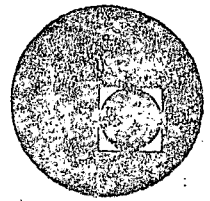
México, D. F., junio de 1970

leede





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



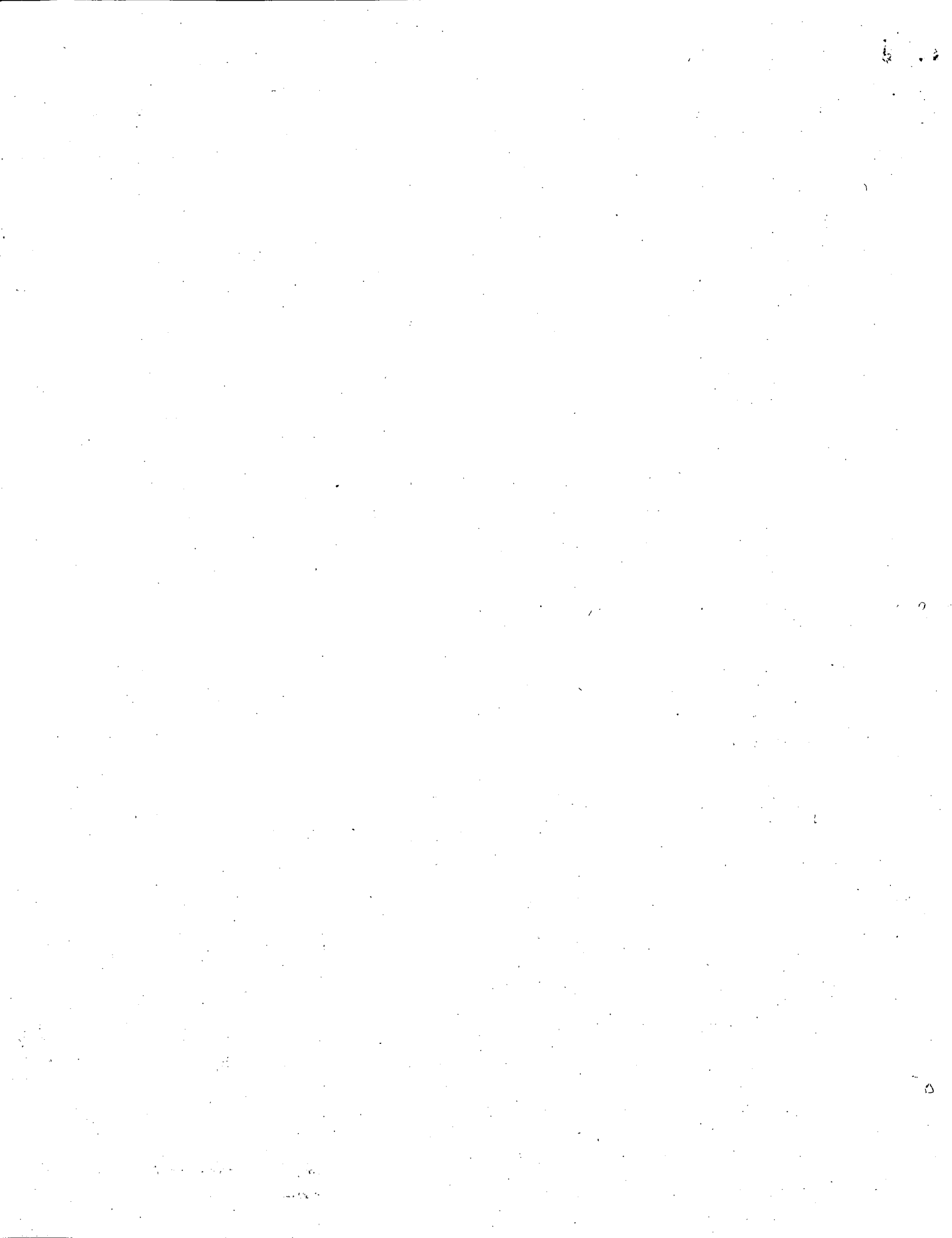
CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS
DE RIEGO

PROYECTO DE UN DESAGUE DE FONDO Y
DE EXCEDENCIAS

ING. OSCAR PLAISANT WONG

ING. RODOLFO ORTEGA A.

AGOSTO, 1978



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS.
DEPARTAMENTO DE CANALES

MEMORIA DE CALCULO DE DESAGUES DE FONDO Y EXCEDENCIAS.

Funcionamiento hidráulico del desague de excedencias:

En la primera etapa el tirante normal del canal será $d_1 = 2.88$ m necesario para conducir un $Q_1 = 30.00$ m³/seg.

En la segunda etapa el tirante normal del canal será $d_2 = 3.67$ m necesario para conducir un $Q_2 = 50.00$ m³/seg.

La elevación de la cresta del vertedor será $h = 3.67$ m correspondiente al tirante normal del canal para la 2a. Etapa.

El tubo de ventilación se dejará coincidiendo con el N.A.N. para la 1a. Etapa, de tal suerte que cuando el agua alcance el nivel correspondiente a la 2a. Etapa, empezará a trabajar el desague de excedencias; desalojando un volumen igual a 20.00 m³/seg; y llegando a tener nuevamente el canal un $d_1 = 2.88$ m.

Cuando el canal lleve un $Q = 50.00$ m³/seg (2a. Etapa) se recortará el tubo de ventilación una altura tal que alcance a sobresalir unos 10 cms arriba del tirante normal del canal $d_2 = 3.67$ m y para cualquier tirante arriba de éste empezará a funcionar automáticamente.

DISTRITO DE RIEGO DEL RIO TULA, HGO.

Datos hidráulicos del canal:

$Q = 50.00$ m³/seg

$b = 3.70$ m

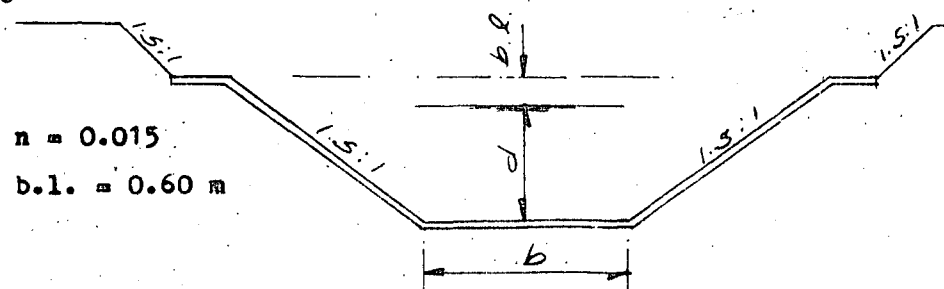
$d = 3.672$ m

$s = 0.0002$

$t = 1.5:1$

$n = 0.015$

$b.l. = 0.60$ m



Verificación del gasto "Q"

$$A.H.C. = 3.70 \times 3.672 + 1.5(3.672)^2 = 33.812 \text{ m}^2$$

$$\text{perímetro} = 3.70 + 2 \times 3.672 \sqrt{1.5^2 + 1^2} = 16.940 \text{ m}$$

$$\text{radio hidráulico} = \frac{A}{P} = 1.996 \text{ m} \quad r^{2/3} = 1.585 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{0.015} \times 1.585 \times 0.0002^{1/2} = 1.494 \text{ m/seg}$$

$$Q = A.v = 50.527 \text{ m}^3/\text{seg}$$

El canal del Centro llevará un gasto en la 1a. Etapa de $Q_1 = 30.00 \text{ m}^3/\text{seg}$; correspondiéndole un tirante normal $d_1 = 2.88 \text{ m}$ y en la 2a. Etapa con un $Q_2 = 50.00 \text{ m}^3/\text{seg}$ con un $d_2 = 3.67 \text{ m}$.

Por lo tanto el desague de excedencias llevará un gasto de:

$$Q_2 - Q_1 = 50.00 - 30.00 = 20.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Diseño hidráulico:

Supondremos un conducto de las siguientes dimensiones:

$$b = 2.50 \text{ m} \quad h = 1.35 \text{ m} \quad \text{En la parte interior.}$$

$$b = 2.50 \text{ m} \quad h = 1.50 \text{ m} \quad \text{A la salida (Descarga)}$$

Velocidad de descarga:

$$V = C \sqrt{2gh}; \quad \therefore H = \frac{V^2}{2gC^2}$$

Las pérdidas de descarga se calculan en función de la carga de velocidad $K_i \frac{V^2}{2g}$; siendo K_i el coeficiente correspondiente a cada concepto.

$$H = \frac{1}{C^2} \frac{V^2}{2g}; \quad \sum K_i = \frac{1}{C^2}$$

$$\therefore C = \sqrt{\frac{1}{\sum K_i}}$$

- K_1 = Coeficiente de pérdida de carga por entrada
 K_2 = Coeficiente de pérdida de carga por contracción
 K_3 = Coeficiente de pérdida de carga por codos
 K_4 = Coeficiente de pérdida de carga por fricción
 K_5 = Coeficiente de pérdida de carga por ensanchamiento
 K_6 = Coeficiente de pérdida de carga a la salida

1). Cálculo de K_1 . Considerando como primer tanteo

$$Q = 15.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Condiciones de entrada:

$$\text{Area entrada} = 2.50 \times 2.92 = 7.300 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad media} = \frac{Q}{A} = \frac{15.00}{7.300} = 2.055 \text{ m/seg}$$

Condiciones en la garganta:

$$A_g = 2.50 \times 1.35 = 3.375 \text{ m}^2$$

Velocidad media en la garganta

$$V_{mg} = \frac{15.000}{3.375} = 4.44 \text{ m/seg}$$

King. Pág 172 $K_o = 0.23$ (ligeramente redondeada)

Refiriéndolo a la velocidad en la garganta:

$$K_1 = 0.23 \left(\frac{2.055}{4.440} \right)^2 = 0.049$$

$$\therefore K_1 = 0.049$$

2). K_2 ; Por contracción se adopta $1/2$ del coeficiente de ensanchamiento gradual.

$$\text{relación de diámetro} = \sqrt{\frac{7.300}{3.375}} ;$$

Como ángulo del cono se tomará el 75% del ángulo que forma el piso y el techo del conducto.

$$Q = 8^\circ 56' \quad 75\% = 6^\circ.42' = 6.7^\circ$$

King $K = 0.04$

$$\therefore K_2 = \frac{0.04}{2} = 0.02$$

3). Coeficiente de pérdida de carga por codos:

$K = C \frac{b}{90^\circ}$ $b = \text{ángulo subtendido por el codo}$

$C = 0.124 + 0.274 \left(\frac{d}{r}\right)^{7/2}$;

Se tiene para los dos primeros codos:

$\left(\frac{d}{r}\right)^{7/2} = \left(\frac{1.350}{1.425}\right)^{7/2} = 0.826$

Para el tercer codo:

$\left(\frac{d}{r}\right)^{7/2} = \left(\frac{1.350}{4.038}\right)^{7/2} = 0.0213$

$K_I = \frac{159.848^\circ}{90^\circ} \cdot 0.124 + 0.277 \times 0.826 = 0.622$

$K_{II} = \frac{135^\circ}{90^\circ} \times 0.35 = 0.525$

$K_{III} = 0.639 \times 0.1299 = 0.083$

$K_3 = K_I + K_{II} + K_{III} = 0.622 + 0.525 + 0.083 = 1.23$

$\therefore K_3 = 1.23$

4). Coeficiente de pérdida de carga por fricción:

Fórmula de Manning

$V = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}$;(a). $S = \frac{(Vn)^2}{r^{4/3}}$

$\frac{hf}{L} = S$ (b). $hf = Kf \frac{V^2}{2g}$

$Kf = \frac{hf}{V^2}$ de (b) $hf = SL$

$hf = \frac{2.5n^2}{r^{4/3}} L$

Área hidráulica en la garganta = $2.50 \times 1.35 = 3.375 \text{ m}^2$

perímetro mojado = $2 (1.35 + 2.50) = 7.70 \text{ m}$

$r = \frac{A}{P} = \frac{3.375}{7.700} = 0.438 \text{ m}$; $r^{4/3} = 0.333$

L aprox.

$$h_f = \frac{19.62 \times 0.000225}{0.333} \times 22 = 0.29 \text{ m}$$

5). Por ensanchamiento gradual de la sección.

$$\text{Area a la salida} = 2.5 \times 1.5 = 3.75 \text{ m}^2$$

$$\text{relación de áreas} = \frac{3.750}{3.375} = 1.111$$

$$\frac{d_2}{d_1} = \sqrt{1.111} = 1.054$$

$$\text{King tabla 62 Pág. 207 } K_5 = 0.01$$

6). Coeficiente de pérdida de carga por velocidad a la salida:

$$V = \frac{15.00}{3.75} = 4.00 \text{ m/seg}$$

$$K_6 = \left(\frac{4.00}{4.44}\right)^2 \cdot 1.05 = 0.85$$

$$K_1 = 0.049$$

$$K_2 = 0.020$$

$$K_3 = 1.230$$

$$K_4 = 0.290$$

$$K_5 = 0.010$$

$$K_6 = 0.85$$

$$K = 2.449$$

$$C = \sqrt{\frac{1}{\sum K}} ;$$

$$C = \sqrt{\frac{1}{2.449}} ;$$

$$C = 0.639$$

Con el valor de $C = 0.639$ se determinará el "Q" de descarga:

$$Q = C A \sqrt{2gH}$$

$$Q = 3.75 \times 0.639 \sqrt{19.62 \times 2.90} = 18.08 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q = 18.08 \text{ m}^3/\text{seg}$$

°. Se adoptará un sifón de $b = 2.50 \text{ m}$ $h = 1.50 \text{ m}$ (a la salida) ya que la 2a. Etapa está prevista para un plan de 20 años aproximadamente.

Trazo Geométrico:

El punto α y P lo situaremos a la misma elevación de la plantilla del canal.

El punto α a 1.50 m a la derecha del origen.

$$\alpha (1.50, 0).$$

La elevación del punto "B" coincide con el nivel de aguas correspondiente a un tirante $d = 3.67$ m en el canal para conducir un $Q = 50.00$ m³/seg. B (3.00, 3.67)

El radio $O_2B = 0.75$ m

$$O_2 \text{ dista } 3.00 \text{ m del eje Y-Y} \therefore O_2(3.00, 2.92)$$

O_1 a la misma altura de O_2 y a 0.35 m del eje Y-Y

$$\therefore O_1 (0.35, 2.92)$$

El punto γ y P lo situaremos a la misma elevación de α ; el radio en O_3 es de 0.75 m.

$$\therefore O_3 (5.85, 2.10).$$

El punto O_4 se eligió de tal forma que el sello de agua (desnivel entre S y ϕ) fuera de 25 cms y el ángulo que forma O_3 y O_4 con la horizontal sea de 45° .

$$A (0, 2.92) ; O (0, 0).$$

Determinación de O_4

$$O_4 \delta = \text{radio}$$

$$O_3K = 0.75 - 0.25 = 0.50$$

$$O_4 J = \text{radio} + 1.35$$

$$O_3W = \frac{0.50}{0.7071} = 0.7071$$

$$JW = 0.750 - 0.7071 = 0.043.$$

$$\therefore O_4W = \text{radio} + 1.35 + 0.043 = \text{radio} + 1.393$$

Determinación del radio por triángulos semejantes:

$$\frac{O_3K}{O_3W} = \frac{O_4\delta}{O_4W} \quad \frac{0.50}{0.7071} = \frac{\text{radio}}{\text{radio} + 1.393}$$

$$\therefore \text{radio} = 3.363 \text{ m} \quad O_4\delta = 3.363 \text{ m}$$

$$O_4\delta = \delta W \quad \text{y} \quad O_3K = KW = 0.50$$

$$XO_3 = 5.85 \text{ m} \quad \therefore \quad XO_4 = 5.85 + 0.50 + 3.363 = 9.713 \text{ m}$$

Tendremos:

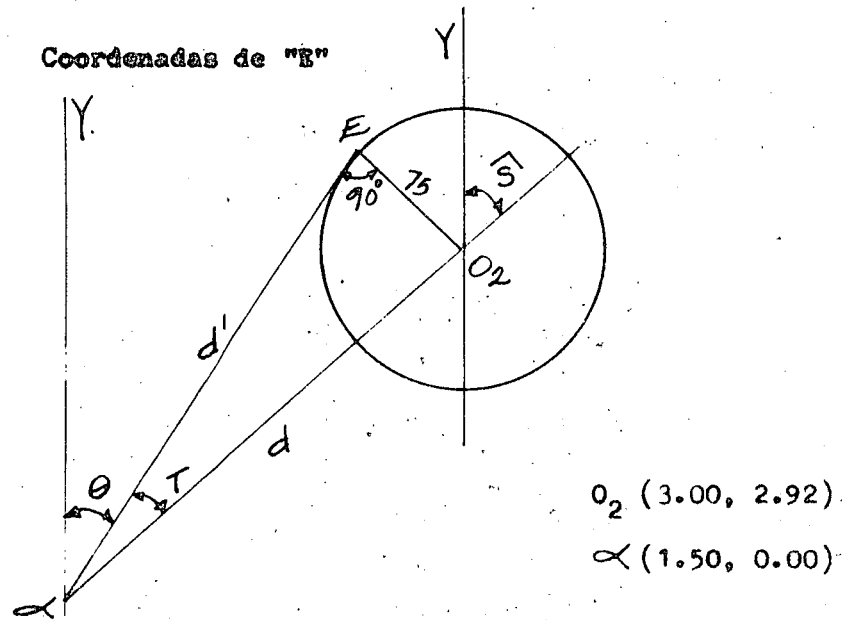
$$S (5.85, 1.60)$$

$$\delta (9.713, 1.60)$$

$$O_4 (9.713, -1.763)$$

$$\lambda (9.713, 2.95)$$

$$\phi (5.85, 1.35)$$



Distancia $O_2 \alpha$.

$$d = \sqrt{(3.00 - 1.50)^2 + (2.92 - 0.00)^2} = 3.283$$

$$d'^2 = d^2 - 0.75^2 = 3.283^2 - 0.75^2 = 10.215$$

$$d' = 3.196 \text{ m}$$

$$\cotg \hat{S} = \frac{2.92}{1.50} = 1.9466$$

$$\therefore \hat{S} = 27^\circ 11' 22''$$

$$O_2 (3.00, 2.92)$$

$$- \alpha (1.50, 0.00)$$

$$\hline 1.50 \quad 2.92$$

$$\widehat{\text{Sen T}} = \frac{b}{a} = \frac{0.7500}{3.283} = 0.2284$$

$$\widehat{T} = \arcsin 0.2284 = 13^\circ 12' 11''.$$

$$\theta = \delta - T = 27^\circ 11' 22'' - 13^\circ 12' 11'' = 13^\circ 59' 11''.$$

$$\widehat{\text{Sen}} 13^\circ 59' 11'' = 0.24169$$

$$\widehat{\text{cos}} 13^\circ 59' 11'' = 0.97036$$

$$d' = 3.196$$

$$3.196 \times 0.24169 = 0.7724 \text{ m}$$

$$3.196 \times 0.97036 = 3.1013 \text{ m}$$

$$\alpha (1.50 \quad 0.0)$$

$$+ \begin{array}{r} .772, \\ \hline 2.272, \end{array} \quad \begin{array}{r} 3.101 \\ \hline 3.101. \end{array}$$

$$\therefore E (2.272, 3.101)$$

Coordenadas de J y "K"

$$0.75 \cos 45^\circ = 0.5303$$

$$XJ = 5.85 + 0.5303 = 6.38 \text{ m}$$

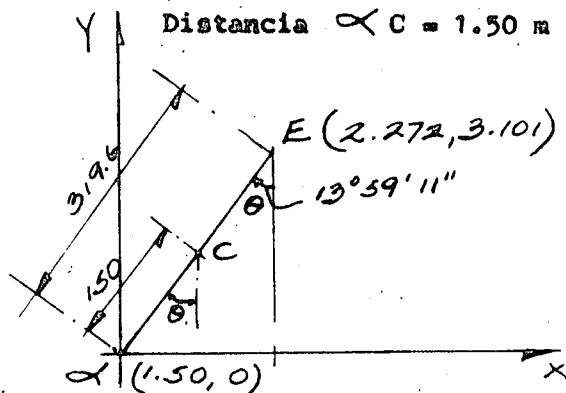
$$YJ = 1.35 + 0.75 - 0.5303 = 1.57 \text{ m} \quad \therefore J (6.38, 1.57).$$

$$2.10 \times 0.7071 = 1.485 \text{ m}$$

$$X_K = 5.85 + 1.485 = 7.335 \text{ m}$$

$$YK = 2.100 - 1.485 = 0.615 \text{ m} \quad K (7.335, 0.615)$$

Coordenadas de "C"



$$E (2.272, 3.101).$$

$$2.272 - 1.50 = 0.772$$

$$\widehat{\text{Sen}} 13^\circ 59' 11'' = 0.24169$$

$$3.101 - 0.0 = 3.101$$

$$\cos 13^\circ 59' 11'' = 0.97036$$

$$\alpha E = 3.196 \text{ m}$$

$$1.50 \times 0.24169 = 0.363 \text{ m}$$

$$1.50 \times 0.97036 = 1.456 \text{ m}$$

$$\alpha (1.50, 0.0)$$

$$\diamond \begin{pmatrix} 0.363 & 1.456 \\ 1.863 & 1.456 \end{pmatrix}$$

$$C (1.863, 1.456)$$

Coordenadas de Oo.

$$ST = 1.50 \text{ m}$$

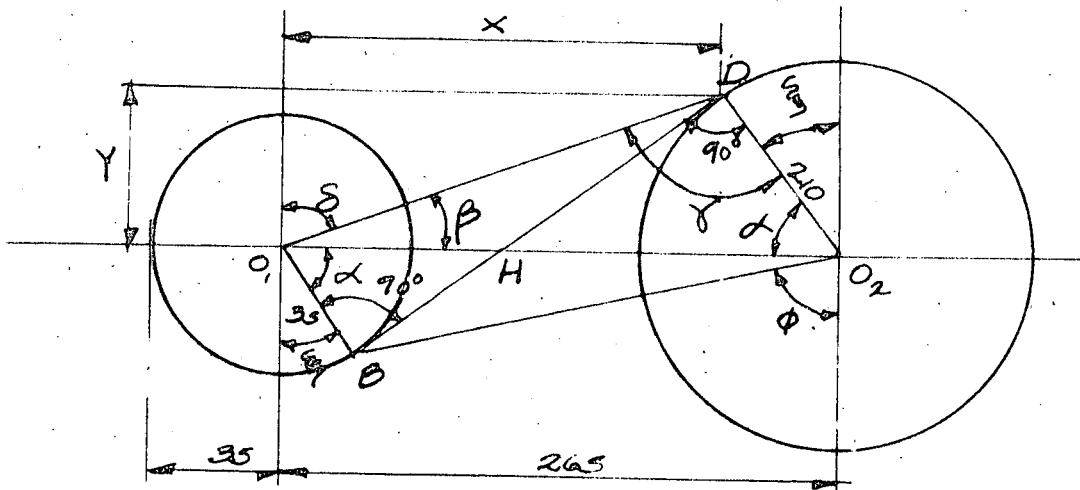
$$\theta = 13^\circ 59' 11''$$

$$\Delta = 90^\circ 59' 11'' = 76^\circ 00' 49''$$

$$\text{radio} = \frac{ST}{\tan \frac{1}{2} \Delta} = \frac{1.50}{\tan 38^\circ 00' 25''} = 1.919 \text{ m}$$

$$O_0 (0, 1.919).$$

Coordenadas de B y D.



$$\text{Distancia } \overline{O_1 O_2} = 3.00 - 0.35 = 2.65 \text{ m}$$

Relacionando los triángulos BO_1H y DO_2H se tiene:

$$\cos \alpha = \frac{210}{O_2H}$$

$$\therefore O_2H = \frac{210}{\cos \alpha}$$

$$\cos \alpha = \frac{35}{O_1H}$$

$$\therefore O_1H = \frac{35}{\cos \alpha}$$

$$\text{pero } O_2 H + O_1 H = 265$$

$$\frac{210}{\cos \alpha} + \frac{35}{\cos \alpha} = 265 \quad \therefore \cos \alpha = \frac{245}{265} = 0.9245$$

$$\alpha = 22^\circ 24'$$

Solución del triángulo $\triangle O_1 D O_2$.

$$O_1 D = \sqrt{D O_2^2 + O_2 O_1^2 - 2 D O_2 \times O_2 O_1 \cos \alpha}$$

$$O_1 D = \sqrt{210^2 + 265^2 - 2 \times 210 \times 265 \times 0.9245} = 1.069 \text{ m}$$

Del triángulo $O_1 D O_2$

$$\frac{O_1 D}{\sin \alpha} = \frac{D O_2}{\sin \beta} = \frac{O_1 O_2}{\sin \gamma}$$

Sustituyendo se tiene:

$$\frac{1.069}{0.38107} = \frac{2.10}{\sin \beta} \quad \sin \beta = \frac{2.10 \times 0.38107}{1.069} = 0.74842$$

$$\therefore \beta = \text{ang sen } 0.74842 = 48^\circ 27'$$

$$\frac{1.069}{0.38107} = \frac{265}{\sin \gamma} \quad \sin \gamma = \frac{265 \times 0.38107}{1.069} = 0.94467$$

$$\gamma = \text{ang sen } 0.94467 = 70^\circ 51'$$

$$\delta = 179^\circ 60' - 70^\circ 51' = 109^\circ 09'$$

$$\delta = 90^\circ - \beta = 90^\circ - 48^\circ 27' = 41^\circ 33'$$

$$\delta = 90^\circ - \alpha = 90^\circ - 22^\circ 24' = 67^\circ 36'$$

$$\text{sen } 41^\circ 33' = \frac{X}{O_1 D} \quad \text{sen } 41^\circ 33' = 0.66327$$

$$\text{cos } 41^\circ 33' = 0.74838$$

$$X = 1.069 \times \text{sen } 41^\circ 33' = 1.069 \times 0.66327 = 0.709 \text{ m}$$

$$\text{cos } 41^\circ 33' = \frac{Y}{O_1 D} \quad Y = O_1 D \times \text{cos } 41^\circ 33'$$

$$y = 1.069 \times 0.74838 = 0.800 \text{ m}$$

Coordenadas de O_1 (0.35, 2.92)

$$+ \begin{array}{r} 0.709, 0.800 \\ \hline 1.059, 3.720 \end{array}$$

Coordenadas D (1.059, 3.72)

$$\angle 1 = 67^\circ 36'$$

$$\text{Sen } 67^\circ 36' = 0.92455. \quad 0.35 \times 0.92455 = 0.3236$$

$$\text{Cos } 67^\circ 36' = 0.38107 \quad 0.35 \times 0.38107 = 0.1333$$

$$O_1 (0.35, 2.92)$$

$$\begin{array}{r} 0.324, -0.133 \\ \hline 0.674, 2.787 \end{array}$$

$$\therefore (0.674, 2.787)$$

Procederemos a calcular las coordenadas de L, N, M,

P.

Coordenadas de M

M es el punto de tangencia de la recta que parte de P y es tangente al círculo del centro O_4

$$\text{radio } O_4 \delta = 3.363 \text{ m}$$

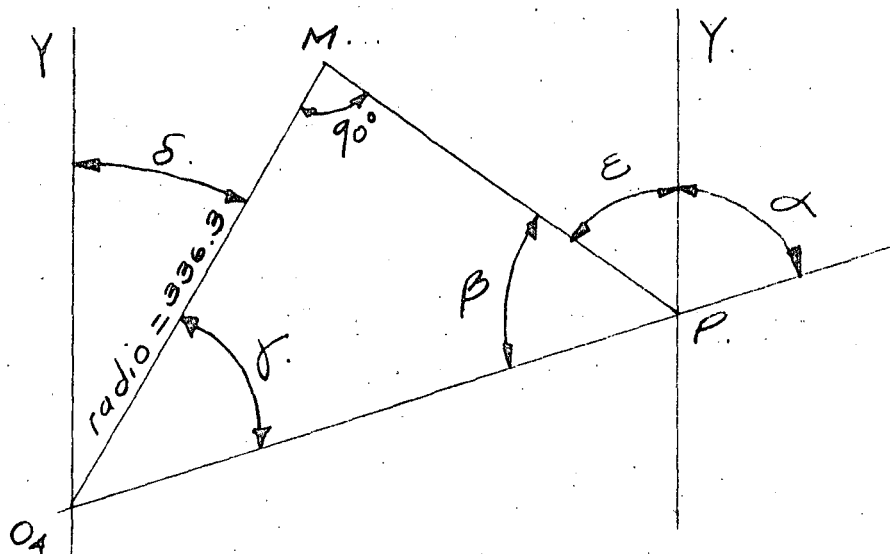
Coordenadas O_4 (9.713, -1.763).

$$P (14.000, 0.0)$$

$$P - O_4 = 14.000 \quad 0.000$$

$$- \underline{9.713} \quad - \underline{1.763}$$

$$4.287 \quad -1.763$$



$$\text{distancia } PO_4 = \sqrt{(4.287)^2 + (1.763)^2} = 4.635 \text{ m}$$

$$\text{cotg } \alpha = \frac{1.763}{4.287} = 0.4112 \quad \hat{\alpha} = 67^\circ 39'$$

$$\text{sen } \beta = \frac{3.363}{4.635} = 0.72556 = \cos \gamma$$

$$\hat{\beta} = \text{ang sen } 0.72556 = 46^\circ 31'$$

$$\hat{\gamma} = \text{ang cos } 0.72556 = 43^\circ 29'$$

$$\hat{\delta} = \hat{\alpha} - \hat{\gamma} = 67^\circ 39' - 43^\circ 29' = 24^\circ 10'$$

$$\hat{\delta} = 24^\circ 10'$$

$$\hat{E} = 180^\circ - (\alpha + \beta)$$

$$\hat{E} = 180^\circ - (67^\circ 39' + 46^\circ 31') = 65^\circ 50'$$

$$\text{Sen } \delta = \text{sen } 24^\circ 10' = 0.40939$$

$$\text{Cos } \delta = \text{cos } 24^\circ 10' = 0.91236$$

$$3.363 \times 0.40939 = 1.377 \text{ m}$$

$$3.363 \times 0.91236 = 3.068 \text{ m}$$

$$O_A (9.713, -1.763)$$

$$+ 1.377, + 3.068$$

$$11.090, + 1.305$$

$$M (11.090, 1.305)$$

$$\tan \beta = \frac{3.363}{PM} \quad \therefore PM = \frac{3.363}{\tan \beta}$$

$$\beta = 46^\circ 31' \quad \tan \beta = \tan 46^\circ 31' = 1.05439$$

$$PM = \frac{3.363}{1.05439} = 3.18952$$

$$\text{sen } \hat{E} = \text{sen } 65^\circ 50' = 0.91236$$

$$\text{cos } \hat{E} = \text{cos } 65^\circ 50' = 0.40939$$

$$3.18952 \times 0.91236 = 2.910 \text{ m}$$

$$3.18952 \times 0.40939 = 1.3057 \text{ m}$$

Coordenadas de P (14.000, 0.0)

$$- 2.910, + 1.306$$

$$11.090, + 1.306$$

$$M (11.090, 1.306)$$

Hemos obtenido las coordenadas de los siguientes puntos:

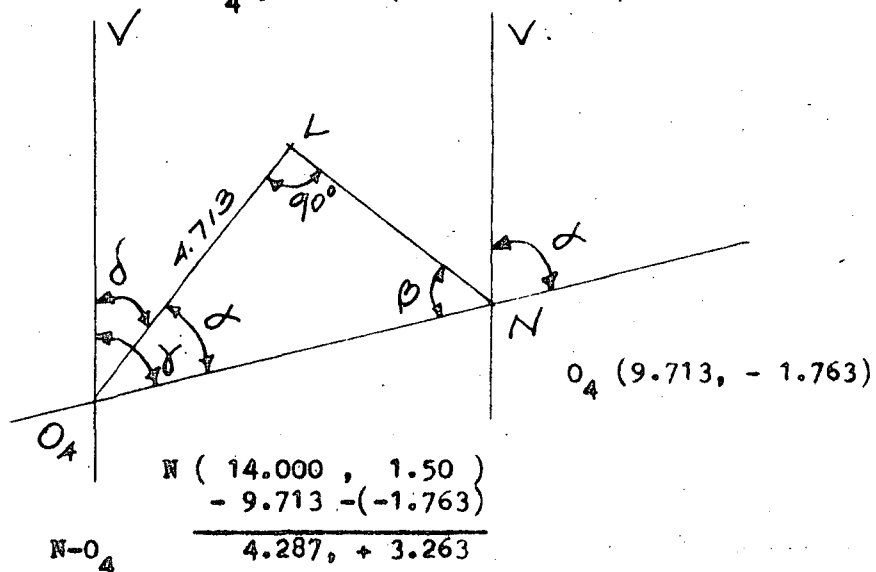
$$P (14.000 , 0.0)$$

$$N (14.000 , 1.50)$$

$$M (11.090 , 1.306)$$

Resta el punto "L"

Punto de tangencia de la recta que parte de "N" al círculo de centro O_4 y radio $(3.363 + 1.350) = 4.713$ m



$$\text{Distancia } O_4N = \sqrt{4.287^2 + 3.263^2} = 5.388 \text{ m}$$

$$\text{cotg } \alpha = \frac{3.263}{4.287} = 0.7611$$

$$\alpha = 52^\circ 43' 20''$$

$$\text{sen } \beta = \frac{4.713}{5.388} = 0.8747$$

$$\beta = 61^\circ 01' 00''$$

$$\gamma = 28^\circ 59'$$

$$\hat{\delta} = 52^\circ 43' 20'' - 28^\circ 59' 00'' = 23^\circ 44' 20''$$

$$\overline{LN} = \frac{4.713}{\tan \beta} = \frac{4.713}{1.80529} = 2.6107$$

$$\text{sen } \hat{\delta} = \text{sen } 23^\circ 44' 20'' = 0.40260$$

$$\text{cos } \hat{\delta} = \text{Cos } 23^\circ 44' 20'' = 0.91537$$

$$4.713 \times 0.40260 = 1.897$$

$$4.713 \times 0.91537 = 4.314$$

O₄ (9.713, - 1.763)

+ 1.898 + 4.312

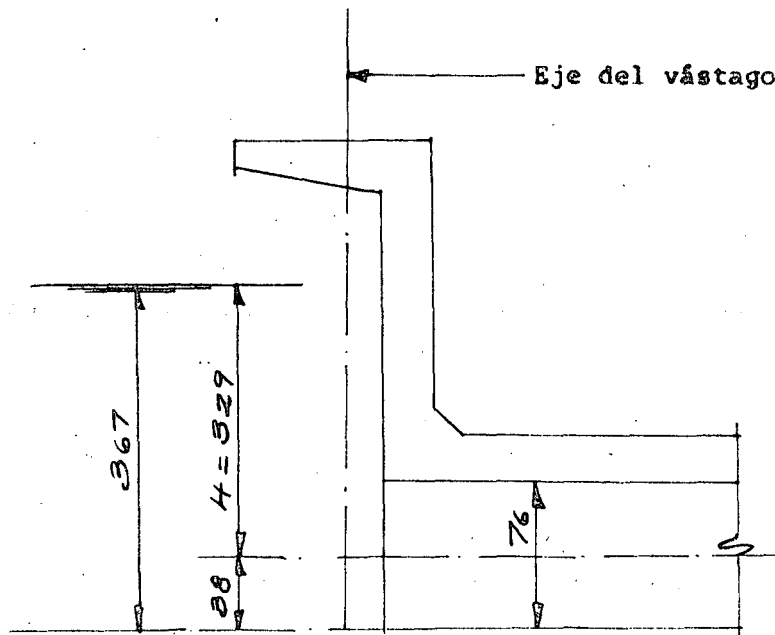
11.611 2.551

•• L (11.611, 2.551)

C O O R D E N A D A S

PUNTOS	X	Y
O	0.000	0.000
O ₀	0.000	1.919
O ₁	0.350	2.920
O ₂	3.000	2.920
O ₃	5.850	2.100
O ₄	9.713	- 1.763
A	0.000	2.920
B	0.674	2.787
C	1.863	1.456
D	1.059	3.720
E	2.272	3.101
F	3.750	2.920
G	5.100	2.920
H	3.750	2.100
I	5.100	2.100
J	6.380	1.570
K	7.335	0.615
L	11.611	2.551
M	11.090	1.306
N	14.000	1.500
P	14 000	0.000
Q	3.530	3.450
R	3.670	3.300

Diseño de la capacidad del vástago de la compuerta deslizante



Compuerta deslizante de 0.76 x 0.76 m según plano TM-C-102

Fuerza por levantar = Area comp. x \bar{H} x w x μ

$$F = (0.76 \times 0.76) \times 3.29 \times 1000 \times 0.35 = 718 \text{ kgs}$$

Peso de la compuerta según plano TM-C-102 $W = 86 \text{ kgs}$

Longitud del vástago $L = 5.91 \text{ m}$

Longitud con rosca = 0.90 + 0.76 = 1.66 m

Longitud sin rosca = 5.91 - 1.66 = 4.25 m

ϕ del vástago = 2" ϕ

Peso por metro según Manual Monterrey $w = 15.896 \text{ kg/m}$

$$W = 15.896 \times 5.91 = 93.9 \text{ kgs}$$

$$F = 718 + 86 + 94 = 898 \text{ kgs} \quad 910 \text{ kgs} \quad \text{Ok}$$

°. Se usará mecanismo elevador según plano TM-C-121

Rosca A.C.M.E. sencilla de 3 1/2 hilos por 2.54

$$\text{radio de giro} \quad r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{\pi r^4/4}{\pi r^2}} = \frac{r}{2}$$

$$\text{Si } r = \frac{d}{2}; \quad r_x = \frac{d}{4} \quad d = \text{diámetro}$$

$$r_x = \frac{5.08}{4} = 1.27 \quad \text{Condiciones de apoyo } K = 0.8$$

$$\frac{Kl}{r_x} \leq 200$$

$$l = \frac{200 \times 1.27}{0.8} = 318 \text{ cms}$$

Se pondrá como distancia $l = 200 \text{ cms}$ para que el vástago

go trabaje en iguales condiciones tanto del lado del mecanismo como del lado de la compuerta.

Guía para vástago de 2" ϕ según plano TM-C-412.

DESAGUE DE FONDO

Para valuar el volumen que es necesario desaguar por el fondo, necesitamos estimar la separación máxima entre represas.

$$d = 3.67 \text{ m} \quad s = 0.0002 \quad \text{sep} = \frac{3.67}{0.0002} = 18350 \text{ m}$$

$$\text{Vol} = Axd$$

$$A = (3.7 + 1.5 d) d$$

$$V = (3.7 + 1.5 d)d$$

El vaciado de este volumen se deberá hacer con una velocidad de 2.54 cm por hora.

Para saber que gasto se requiere en el desagüe de fondo se hará un funcionamiento por incrementos esto es:

Para 3.67 m con el intervalo de 0.025 m nos queda de 3.645 m.

Valuando el volumen inicial menos el volumen final obtenemos el volumen a desaguar por hora.

d en m	A en m ²	V en m ³	V en m ³	Q en m ³ /seg
3.670	33.782	619 906		
3.645	33.415	613 175	6 731	1.81
3.600	32.760	601 146		
3.575	32.368	594 511	6 634	1.84
3.240	27.734	508 926		
3.215	27.399	502 787	5 642	1.70
2.880	23.097	423 840		
2.855	22.790	418 197	5 148	1.56
2.520	18.849	345 890		
2.495	18.569	340 741	4 651	1.43
2.160	14.990	275 073		
2.135	14.736	270 420	4 157	1.29
1.800	11.520	211 392		
1.775	11.293	207 234	3 661	1.15
1.440	8.438	154 844		
1.415	8.238	151 182	3 165	1.01
1.080	5.745	105 431		
1.055	5.573	102 265	2 670	0.88
0.720	3.441	63 153		
0.695	3.296	60 482	2 175	0.74

CARACTERISTICAS DEL CANAL DE DESAGUE.

- Q = 18.00 m³/seg
- d = 1.50 m
- n = 0.30
- t = 1.5:1

Valuando el ancho necesario para tener un tirante crítico a la salida.

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$$

$$\frac{18.0^2}{9.81} = \frac{[(b + 1.5 \times 1.5) \cdot 1.5]^3}{b + 3 \times 1.5}$$

$$= \frac{(1.5 b + 2.25)^3}{b + 4.5}$$

para $b = 2.60$ m se cumple la igualdad.

Pendiente Crítica

$$A = 7.275 \text{ m}^2$$

$$p = 8.007 \text{ m}$$

$$v = 2.474$$

$$r = 0.9085 \text{ m}$$

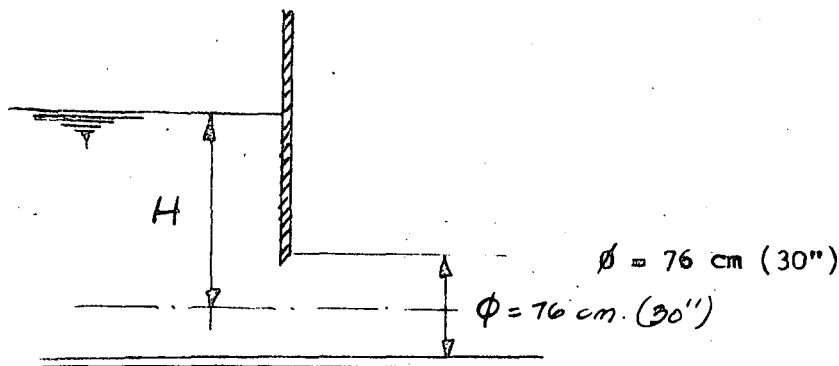
$$r^{2/3} = 0.9378$$

$$n = 0.030$$

$$S_c = \left(\frac{v n}{r^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{2.474 \times 0.030}{0.9378} \right)^2$$

$$S_c = 0.0062 \quad \text{adoptamos } S = 0.0065$$

CAPACIDAD DEL DESAGUE



Fórmula

$$Q = C_v \sqrt{2gH} A$$

en donde

C_v coef. de descarga

A = área círculo

H = carga

Desarrollando la fórmula para

H en m	Q en m ³ /seg	A en m ²	d en m
3.3975	1.87	0.3272	0.645
3.3275	1.84	0.3253	0.643
2.9675	1.70	0.3182	0.636
2.6075	1.56	0.3115	0.629
2.2475	1.43	0.3076	0.625
1.8875	1.29	0.3028	0.620
1.5275	1.15	0.3002	0.618
1.1675	1.01	0.3010	0.610
0.8075	0.88	0.3150	0.630

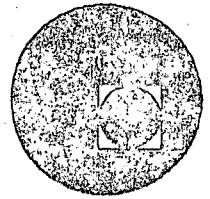
64.5 cm = 25" El diámetro inmediato superior comercial es 30" 76 cm que es el que se adopta.

México, D. F., junio 12 de 1972.

'eede



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



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS
DE RIEGO

PROYECTO DE UNA OBRA DE TOMA LATERAL

ING. OSCAR PLAISANT WONG.

ING. RODOLFO ORTEGA A.

AGOSTO, 1978



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS.
DIRECCION DE PROYECTOS.
DEPARTAMENTO DE CANALES

PROLONGACION CANAL PRINCIPAL HUMAYA.

Km - 158 + 000 Toma Lat, Izq.

Plazo general y estructural.

Según perfil se tiene:

Q = 45 m³/seg B.L. = 0.60 m
 b = 4.50 m
 d = 3.90 m
 Elev. Km 157 + 000 = 37.102
 S = 0.0001

Datos hidráulicos del canal lateral

Q = 13.325 m³/seg n = 0.015
 A = 6.24 m² r = 0.86 m
 v = 2.136 m/seg s = 0.0011
 b = 1.70 m t = 1.5:1
 d = 1.55 m b.l. = 0.30 m

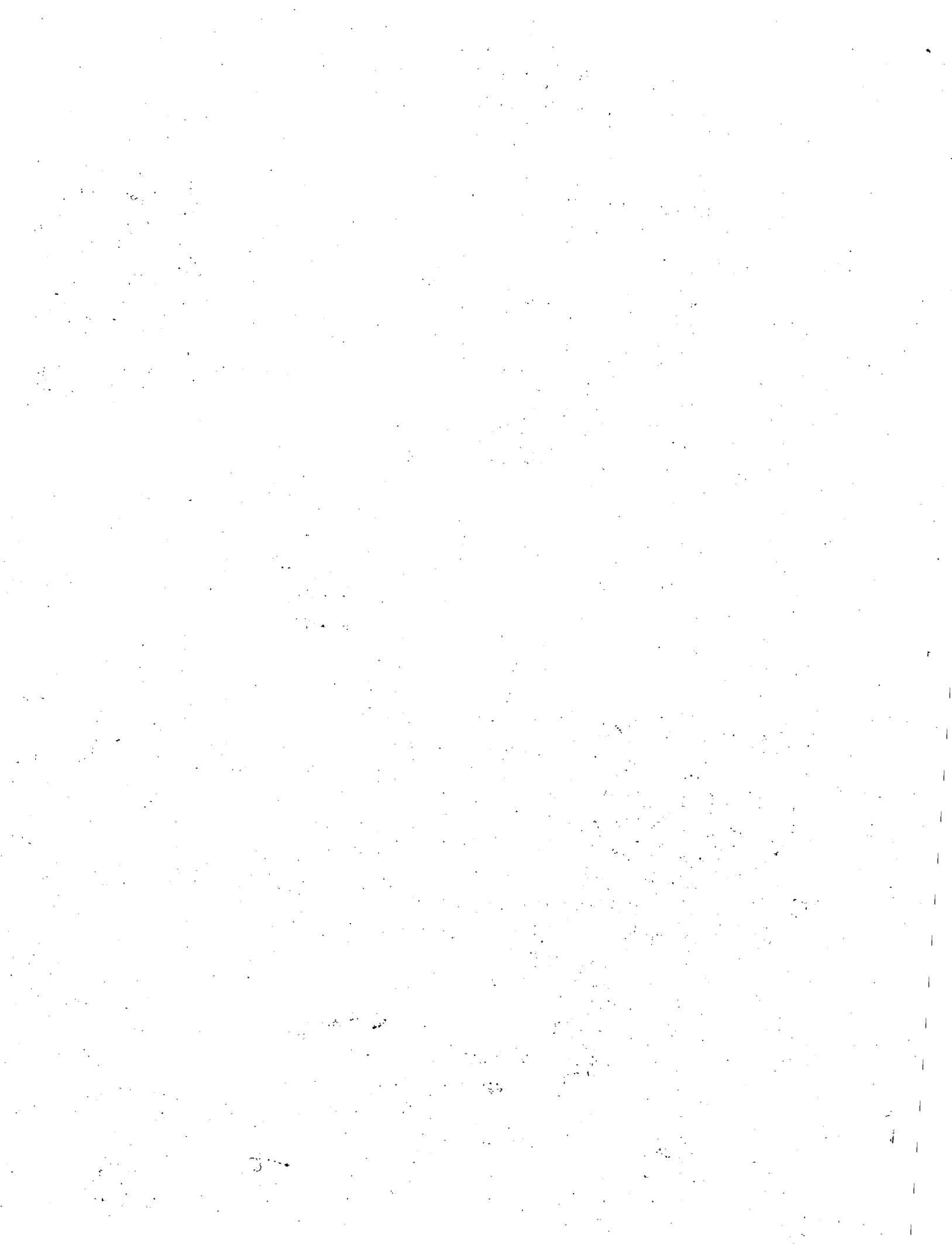
Datos hidráulicos del canal principal

$A = bd + md^2 =$
 $A = 4.5 \times 3.9 + 1.5 (3.9)^2 = 40.365 \text{ m}^2$
 $v = Q/A = 45.00/40.365 = 1.115 \text{ m/seg}$
 $p = b + 2d \sqrt{1 + m^2} = 4.5 + 2 \times 3.9 \sqrt{3.25} = 18.54 \text{ m}$
 $r = A/p = 40.365/18.54 = 2.18 \text{ m} \quad r^{2/3} = (1.77)^{2/3} = 1.681$
 $v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.015} \times 1.681 \times 0.01 = 1.12 - \text{ok}$

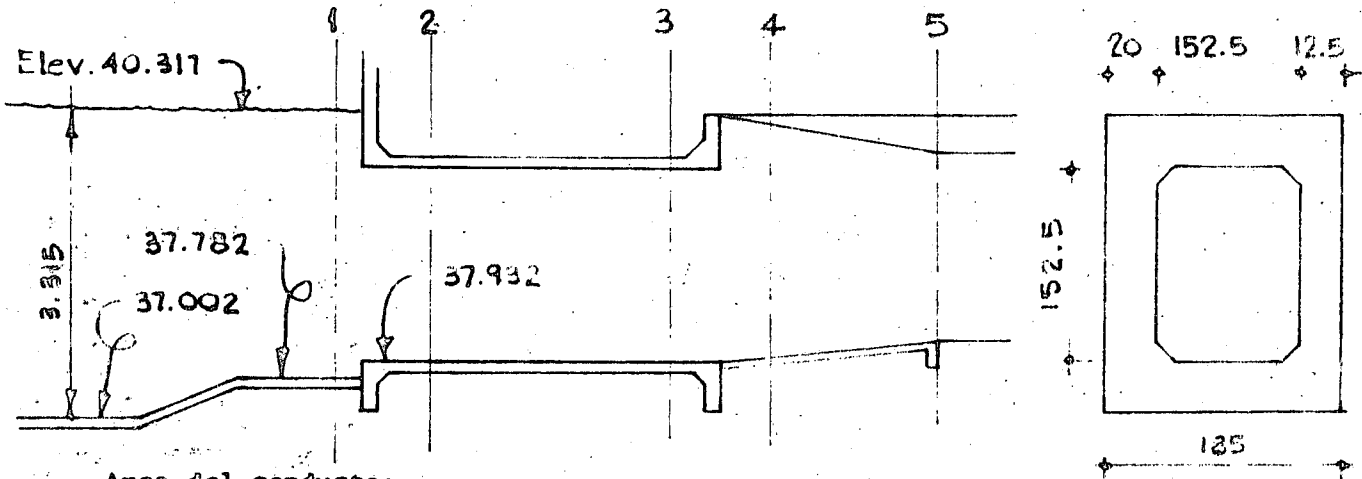
Elevaciones

Km - 158 + 000 = 37.102 - 0.10 = Elev. 37.002
 N.F.A. = 37.002 + 3.90 = 40.902 m/s.n.m.
 No. concreto = 40.902 + 0.60 = 41.502 m/s.n.m.

Para una mejor operación de la toma, se diseña con un tirante en el canal principal del 85% del tirante normal.



∴ 3.90 x 0.85 = 3.315 m
 o sea "d" para proyecto = 3.315 m



Area del conductor:

$$A = 152.5 \times 152.5 - 2 \times 15 \times 15 = 2.28 \text{ m}^2$$

$$Q/2 = 13.325/2 = 6.6625 \text{ m}^3/\text{seg} \quad \therefore v = 6.6625/2.28 = 2.922 \approx 2.93$$

Bernoulli

$$d_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = d_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + K_e \frac{v_c^2}{2g}$$

$$2.385 = 1.525 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{(2.93)^2}{19.6} + 0.2 \frac{(2.93)^2}{19.6}$$

$$\frac{P_2}{\gamma} = 2.385 - 1.525 - 0.438 - 0.0876 = 0.334 = \frac{P_2}{\gamma}$$

Entre 2-3

$$d_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} = d_3 + \frac{P_3}{\gamma} + \frac{v_3^2}{2g} + hf$$

$$0.334 = \frac{P_3}{\gamma} + hf$$

$$hf = \left(\frac{v_3}{r} \right)^2 L = \left(\frac{2.93 \times 0.095}{0.5394} \right)^2 12.0 = 0.079$$

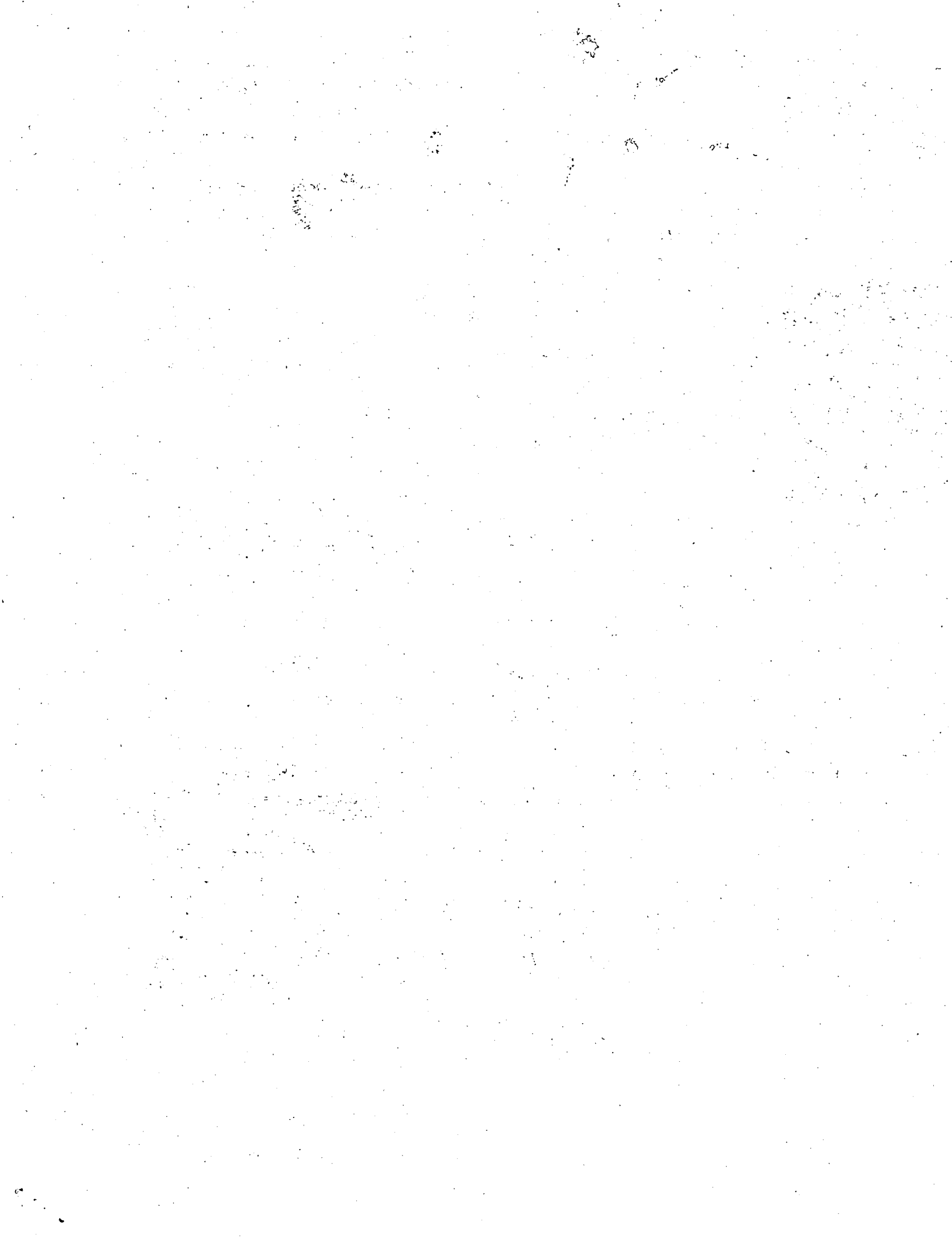
$$\frac{P_3}{\gamma} = 0.334 - 0.079 = 0.255 \text{ m} = \frac{P_3}{\gamma}$$

$$d_3 + \frac{P_3}{\gamma} + \frac{v_3^2}{2g} = d_4 + \frac{P_4}{\gamma} + \frac{v_4^2}{2g} + 0.4 hv_4$$

$$1.525 + 0.255 + 0.438 = d_4 + 1.4 \frac{v_4^2}{2g}$$

Suponiendo $d_4 = 1.75$

$$A = 1.75 \times 3.90 = 5.775$$



$$p = 2 \times 1.75 + 3.30 = 6.80$$

$$r = 5.775/6.80 = 0.85$$

$$v = 13.325/5.775 = 2.307 \text{ m/s} ; \left(\frac{2.307}{19.6}\right)^2 = 0.271$$

$$2.218 \neq 2.13$$

Suponiendo $d = 1.77 \text{ m}$

$$A = 177 \times 3.30 = 5.841 \text{ m}^2$$

$$V = 13.325/5.841 = 2.281 \text{ m/s} \quad v^2/2g = (2.281)^2/19.6 = 0.265$$

$$E = 1.77 + 1.4 \times 0.265 = 1.77 + 0.371 = 2.141 \neq 2.218$$

Suponiendo $d = 1.90 \text{ m}$

$$A = 1.90 \times 3.30 = 6.27 \text{ m}^2$$

$$V_4 = 13.325/6.27 = 2.125 \quad v^2/2g = (2.125)^2/19.6 = 0.23$$

$$1.90 + 0.32 = 2.22 \approx 2.218 \therefore d_4 = 1.90 \text{ m}$$

Secciones 4-5

$$d_4 + hv_4 = Z + d_5 + hv_5 + 0.2(hv_4 - hv_5) \quad hv_5 = (2.136)^2/19.6 = 0.23$$

$$1.90 + 0.23 = Z + 1.55 + 0.23 \therefore Z = 0.35$$

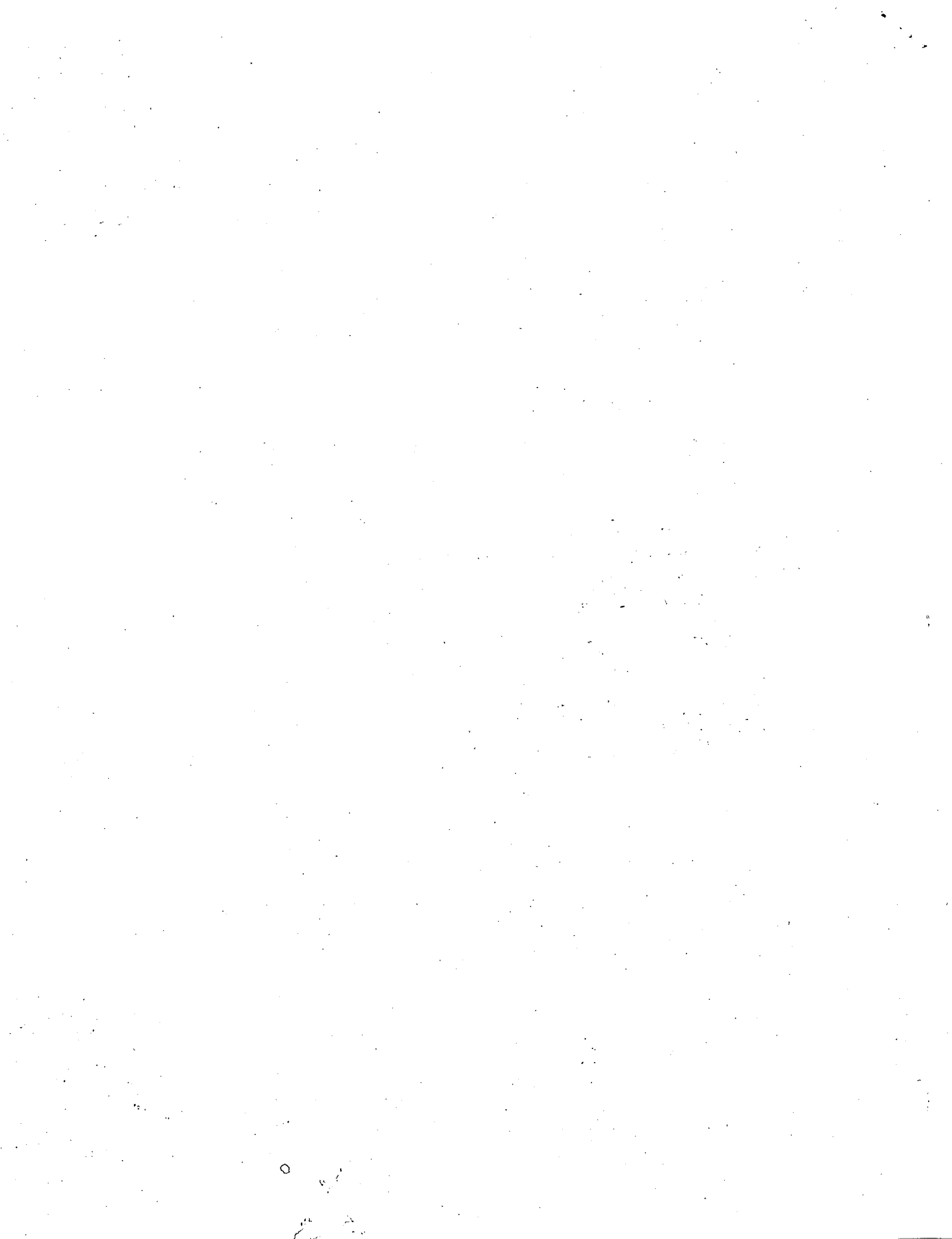
Pérdidas

1. Por entrada - 0.0876
2. Por fricción - 0.0790
3. Por salida - 0.0920
4. Por transición ~~0.0000~~
0.2586 \approx 26 cm

Elev. conducto	=	37.932
	+ Z =	35
Elev. plant. del canal	=	<u>38.262</u>
	+ tirante	<u>1.55</u>
Espejo del agua	=	39.832
pérdidas	=	<u>.258</u>
		40.090
hv ₅	=	<u>23</u>
		40.320 \approx 40.317

Comprobación de la Sec. 5 a la 1

$$Z + d_5 + \frac{P_5}{v} + \frac{hv_5}{v} = d_4 + \frac{P_4}{v} + hv_4 - 0.2(hv_4 - hv_5)$$



$$0.35 + 1.55 + (2.0)^2/19.6 = d_4 + hv_4 - 0.2 hv_4 + 0.2 \times 0.204$$

$$2.104 = d_4 + 0.8 hv_4 + 0.041$$

$$d_4 + 0.8 hv_4 = 2.063$$

Suponiendo $d = 1.90$

$$A = 1.90 \times 3.30 = 6.27 \text{ m}^2$$

Comprobación de los datos hidráulicos del lateral.

$$Q = 13.325 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$A = bd + md^2 = 1.7 \times 1.55 + 1.5 (1.55)^2 = 6.23875 \approx 6.24 \text{ m}^2$$

$$v = 13.325/6.23875 = 2.13584 \approx 2.136 \text{ m/seg}$$

$$p = b + 2d \sqrt{1+m^2} = 1.7 + 2 \times 1.55 \sqrt{3.25} = 1.7 + 5.5893 = 7.2893 \text{ m}$$

$$r = 6.23875/7.2893 = 0.855877 \approx 0.86 \quad r^{2/3} = 0.904$$

$$v = \frac{1}{0.019} \times 0.904 \times 0.0332 = 2.000853 \approx 2.0 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Como esta velocidad no chaca con la anterior, se presentan varias alternativas.

1. Ajustar el tirante "d"
2. Aplicar la planilla
3. Abatir los taludes
4. Cambiar la pendiente
5. cambiar el gasto
6. otros

Según la gráfica de Areas-Capacidades el gasto que se necesita para este lateral es de aproximadamente 11.00 m³/seg. Se procede entonces a cambiar el gasto ya que las características del canal fueron enviadas de la oficina del campo y al mismo tiempo se tiene un margen de seguridad en el gasto de 1.48 m³/seg.

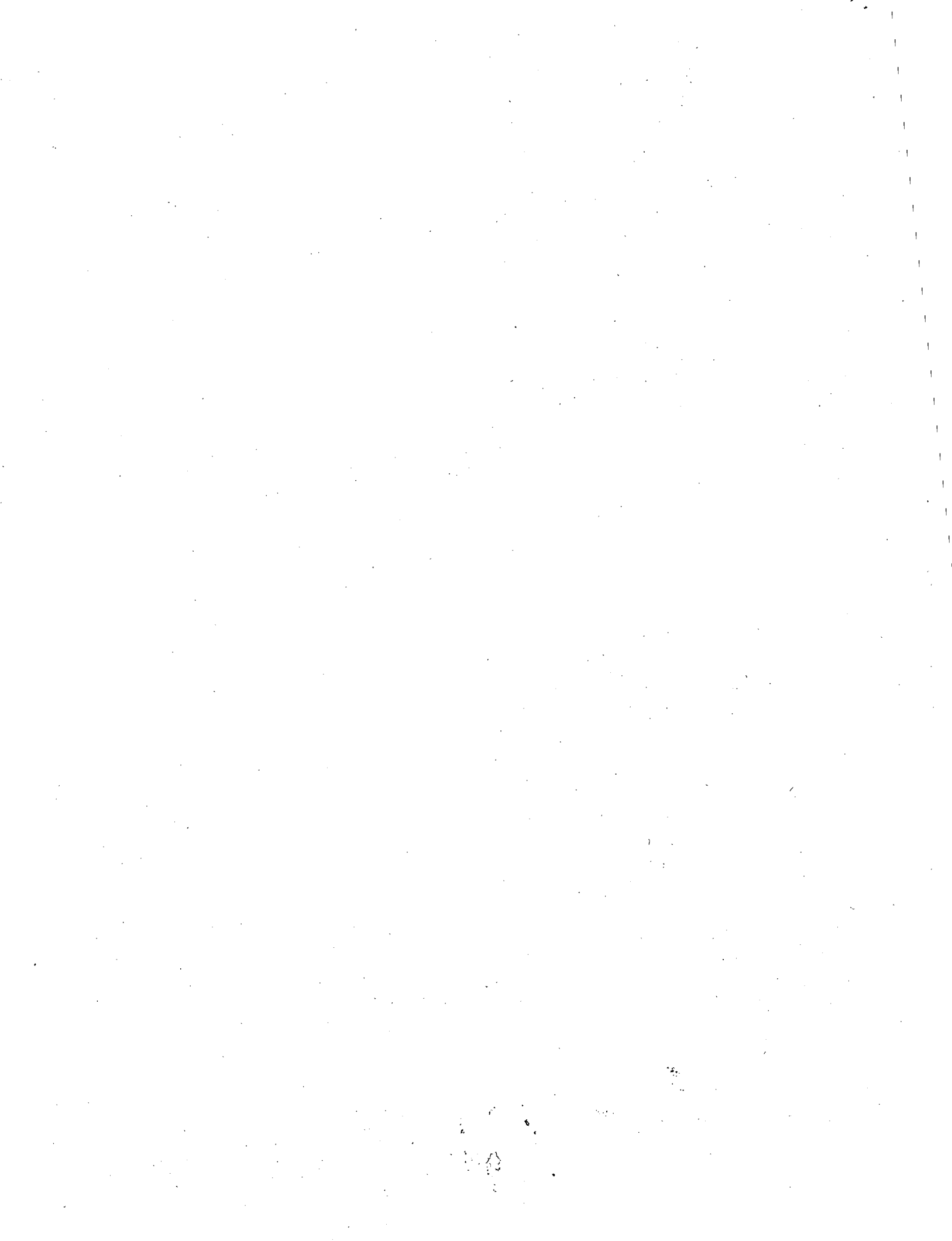
$$\therefore Q = VA = 2.0 \times 6.24 = 12.48 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Datos hidráulicos para un conducto.

$$Q = 12.48/2 = 6.24 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$A = (1.525)^2 - 2(0.15)^2 = 2.325625 - 0.045 = 2.280625 \approx 2.28 \text{ m}^2$$

$$V_c = Q/A = 6.24/2.28 = 2.736842 \approx 2.736 \text{ m/seg}$$



$$p = 4 \times 1.225 + 4 \times 0.212 = 4.9 + 0.848 = 5.748 \text{ m}$$

$$r = 2.28/5.748 = 0.3969 \approx 0.397 \therefore r^{2/3} = 0.540$$

$$v_4 = 12.48/6.27 = 1.99043 \quad 1.99 \quad hv_4 = 0.202$$

$$1.90 + 0.8 \times 2.02 = 1.90 + 0.1616 = 2.0616 \quad 2.062 \quad 2.063 \quad \star$$

Entre secciones (4) y (3)

$$d_4 + hv_4 + 0.4 hv_4 = d_3 + \frac{P_3}{v} + hv_3$$

$$1.90 + 0.202 = 1.525 + 0.302 + \frac{P_3}{v} \quad ; \quad hv_3 = 0.302$$

$$2.102 - 1.525 - 0.302 - \frac{P_3}{v} = 0.275 \approx 0.276$$

Entre secciones (3) y (2)

$$d_3 + \frac{P_3}{v} + hv_3 + hf = d_2 + \frac{P_2}{v} + hv_2$$

$$hf = \left(\frac{P_3}{v} \right)^2 \quad L = \left(\frac{0.276 \times 0.015}{0.520} \right)^2 = 0.036 \quad hf = 0.058$$

$$\frac{P_3}{v} = \frac{P_3}{v} + hf = 0.276 + 0.036 = 0.334$$

Entre secciones (2) y (1)

$$d_2 + \frac{P_2}{v} + hv_2 + hf = d_1 \quad P_{1-2} = 0.076$$

$$D_1 = 1.90 + 0.334 + 0.302 + 0.2 \times 0.302 = 2.317$$

Σ Pérdidas

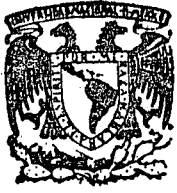
Entrada	0.076	N.S.A. C. Lat. =	39.812
Fricción	0.058	$\Sigma P_1 = 5$	= 215
salida	0.031		40.627
transición	0.019	+ hv ₅	= 204
	0.019	E total	= 40.251

N.S.A. C.P. = 40.317 - E total = 40.251 = 0.066 carga disponible.

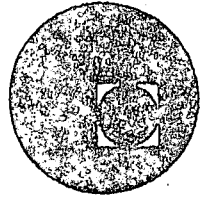
México, D. F., junio de 1972.

ende





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



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

ALCANTARILLA CRUCE CON F.F.C.C. SECCION CIRCULAR
(con tubería)

ING. OSCAR PLAISANT WONG
ING. RODOLFO ORTEGA ARMENDARIZ



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION DE PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE CANALES

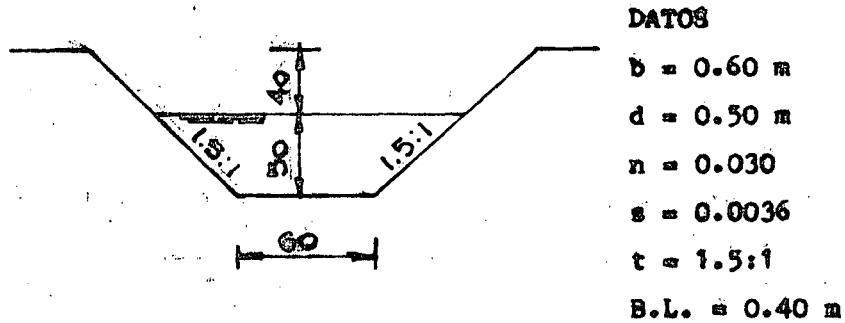
PROYECTO SAN LORENZO, SINALOA.

Zona de Riego, Margen Derecha, Río San Lorenzo, Sin.

Canal Lateral 20+648.87 Izq. del C.P.S.L., Km 4+792.88

Sifón en cruce con el F. C. del Pacífico, Km 995+538.40

I). CALCULOS HIDRAULICOS DEL CANAL LATERAL



$$A = (0.60 + 1.5 \times 0.50) \times 0.50 = 0.675 \text{ m}^2$$

$$P = 0.60 + 2 \times 0.50 \sqrt{1 + 1.5^2} = 2.4027$$

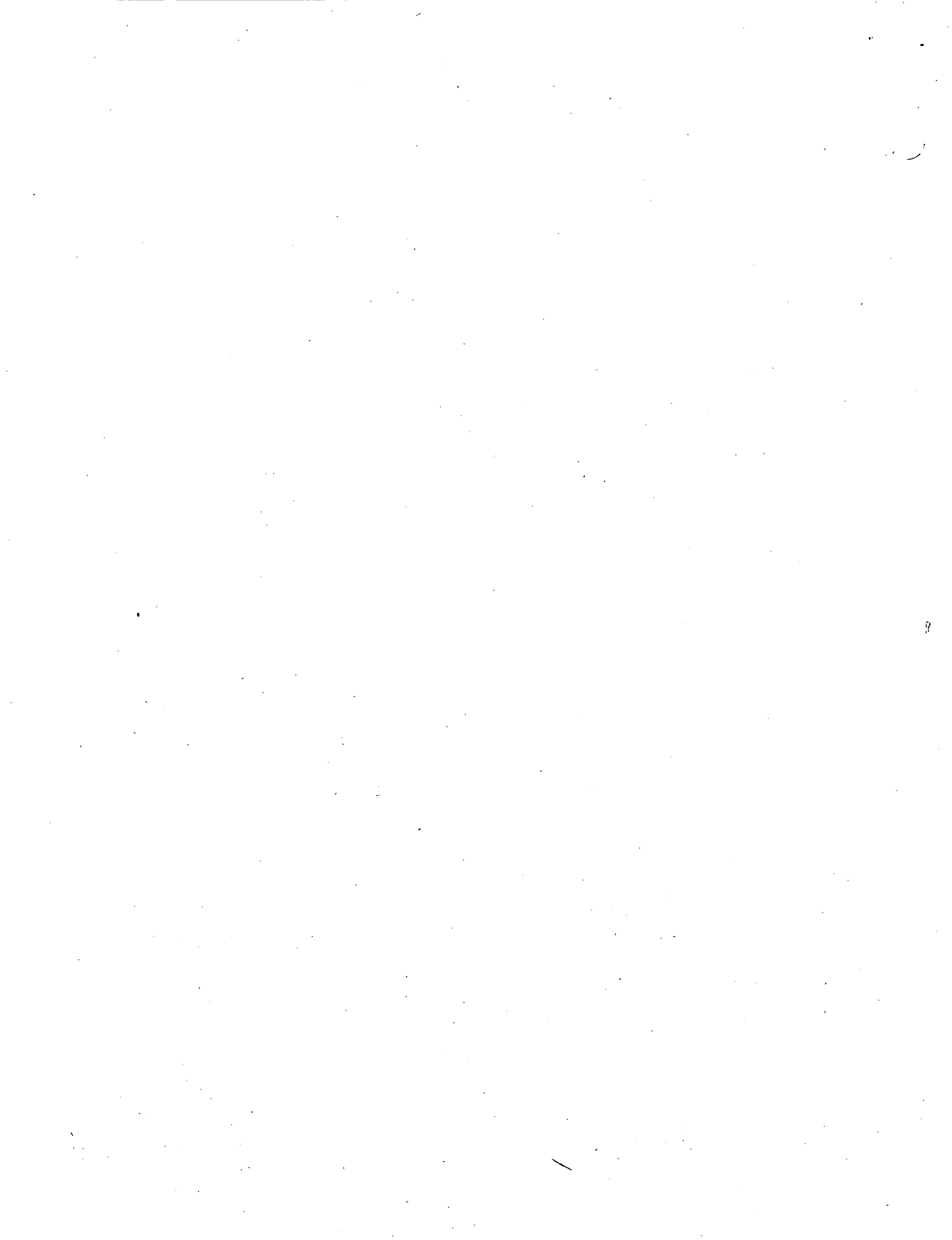
$$r = \frac{0.675}{2.4027} = 0.28092$$

$$r^{2/3} = (0.28092)^{2/3} = 0.428937$$

$$v = \frac{0.428937 \sqrt{0.0036}}{0.030} = 0.857874 \text{ m/seg}$$

$$Q = 0.675 \times 0.857874 = 0.579063 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$h_{v_1} = \frac{(0.857874)^2}{19.62} = 0.037510 \text{ m}$$



II). CALCULOS HIDRAULICOS DEL SIFON (MINIMA)

DATOS:

$$Q = 0.579065 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$D = 0.61 \text{ m}$$

$$n = 0.015$$

$$A = 3.1416 \times \frac{0.305^2}{4} = 0.292247 \text{ m}^2$$

$$P = 2 \times 3.1416 \times 0.305 = 1.916376$$

$$r = 0.1525 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.285440$$

$$v = \frac{0.579065}{0.292247} = 1.981423 \text{ m/seg}$$

$$s = \left(\frac{1.981423 \times 0.015}{0.285440} \right)^2 = 0.010842$$

$$h_{v_3} = \frac{(1.981423)^2}{19.62} = 0.200103 \text{ m}$$

III). LONGITUD DE LAS TRANSICIONES

$$T = b + 3 d = 0.60 + 3 \times 0.50 = 2.10 \text{ m}$$

$$t = 0.61 \text{ m}$$

$$\therefore L = \left(\frac{2.10 - 0.61}{2} \right) 2.41423 = 1.798586 \text{ m}$$

Se adopta L = 5.00 m a ambos lados del sifón.

IV). CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA EN LA ESTRUCTURA (BERNOULLI)

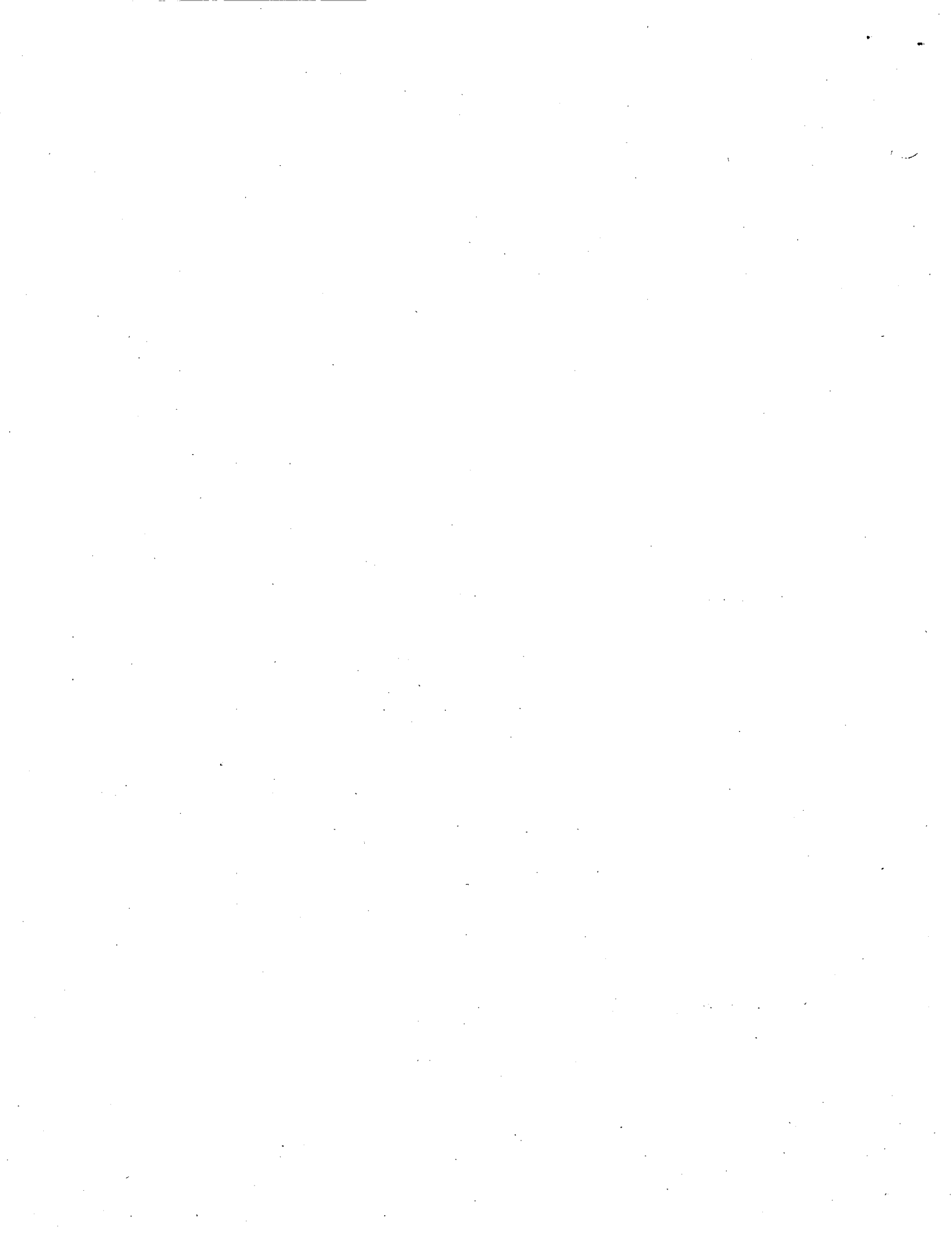
Entre (1) y (2)

$$Z_1 + d_1 + h_{v_1} = d_2 + h_{v_2} + h_{f_{1-2}}$$

$$\text{Pero } Z_1 = 33.490 - 32.849 = 0.641 \text{ m}$$

$h_{f_{1-2}}$ = Pérdida de carga por transición de entrada

$$h_{f_{1-2}} = 0.1 (h_{v_1} - h_{v_2})$$



$$\therefore d_2 + 0.9 hv_2 = Z_1 + d_1 + 0.9 hv_1$$

$$d_2 + 0.9 hv_2 = 0.641 + 0.50 + 0.9 \times 0.037510 = 1.174759 \text{ m}$$

Suponiendo $d_2 = 1.433126 \text{ m}$

$$A_2 = 1.433126 \times 0.61 = 0.697307 \text{ m}^2$$

$$v_2 = \frac{0.579065}{0.697307} = 0.830430 \text{ m/seg}$$

$$hv_2 = \frac{0.830430^2}{19.62} = 0.035148 \text{ m}$$

$$0.9 hv_2 = 0.9 \times 0.035148 = 0.031633 \text{ m}$$

$$\therefore d_2 + 0.9 hv_2 = 1.433126 + 0.031633 = 1.174759$$

(Falta % de ahogamiento; calculado) es el 77%

Entre 2 y 3

$$d_2 + hv_2 = d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{v} + hf_{2-3}$$

Pero hf_{2-3} = Pérdida de carga por entrada al conducto

$$hf_{2-3} = 0.15 (hv_3 - hv_2)$$

$$\therefore d_2 + 1.15 hv_2 = d_3 + 1.15 hv_3 + \frac{P_3}{v}$$

$$\frac{P_3}{v} = 1.433126 + 1.15 \times 0.035148 - 0.61 - 1.15 \times 0.200103$$

$$\frac{P_3}{v} = 0.349428 \text{ m}$$

Entre 3 y 4

$$d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{v} = Z_4 + d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{v} + hf_{3-4} \dots\dots(1)$$

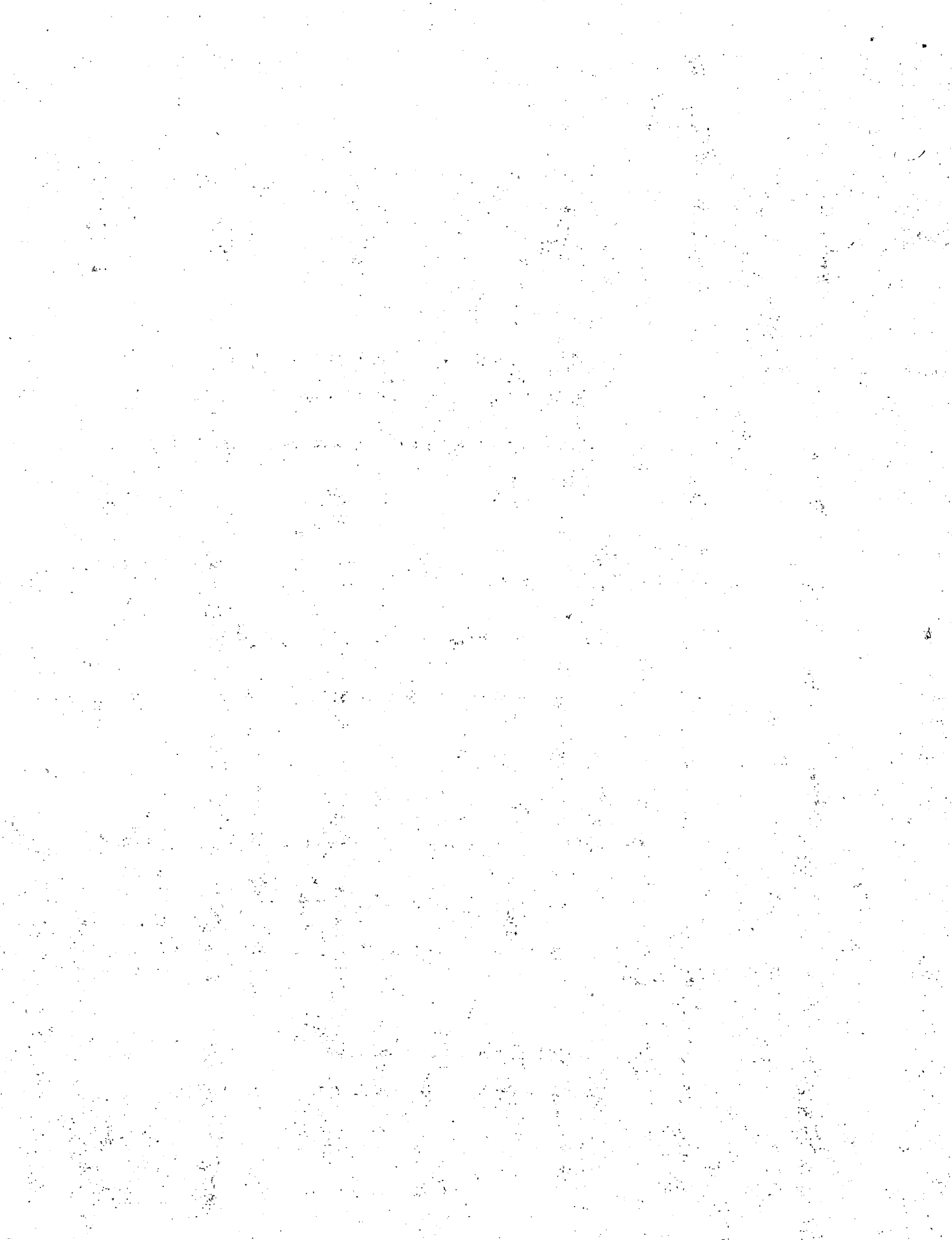
$$\text{Pero: } d_3 = d_4 ; hv_3 = hv_4 ; \frac{P_3}{v} = \frac{P_4}{v}$$

De donde, sustituyendo en (1) los valores de las igualdades, se tiene:

$$Z_4 = - hf_{3-4}$$

$$\text{Pero } hf_{3-4} = hf_{ric} + hf_c$$

$$hf_{ric} = 8c \times L = 0.010842 \times 46 = 0.498732 \text{ m}$$



$$h_c = (0.25 \sqrt{\frac{90.00}{18.319867}} \times 0.200103) \cdot 2 = 0.221760$$

$$hf_{3-4} = 0.498732 + 0.221760 = 0.720492$$

De donde la elevación en 4 (salida del conducto) tendrá que ser:

$$32.849000 - 0.720492 = 32.128508 \text{ es decir:}$$

$$\text{elevación en } 3-Z_4 = \text{elevación en } 4$$

Entre 4 y 5

$$d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{v} = d_5 + hv_5 + hf_{4-5}$$

Pero:

$$d_4 = 0.61 \quad \frac{P_4}{v} = 0.343428 \quad hf_{4-5} = 0.3 (hv_4 - hv_5)$$

Luego

$$d_5 + 0.7 hv_5 = 0.61 + 0.7 \times 0.200103 + 0.343428 = 1.0935$$

$$\text{Suponiendo } d_5 = 1.065163$$

$$A_5 = 0.61 \times 1.065163 = 0.649749 \text{ m}^2$$

$$v_5 = \frac{0.579065}{0.649749} = 0.891213 \text{ m/seg}$$

$$v_5^2 = 0.891213^2 = 0.794261 \text{ m}^2/\text{seg}^2$$

$$hv_5 = \frac{0.794261}{19.62} = 0.040482 \text{ m}$$

$$0.7 hv_5 = 0.028337 \text{ m}$$

$$d_5 + 0.7 hv_5 = 1.065163 + 0.028337 = 1.0935 \text{ m}$$

Entre 5 y 6

$$d_5 + hv_5 = Z_6 + d_6 + hv_6 + hf_{5-6}$$

$$\text{Pero } hf_{5-6} = 0.2 (hv_5 + hv_6)$$

$$d_5 + 0.8 hv_5 = Z_6 + d_6 + 0.8 hv_6 \dots$$

$$Z_6 = d_5 + 0.8 hv_5 - d_6 - 0.8 hv_6$$



$$Z_6 = 1.065163 + 0.8 \times 0.040482 - 0.50 - 0.8 \times 0.037510$$

$$Z_6 = 0.567541 \text{ m}$$

De donde la elevación en 6 tendrá que ser

$$\text{Elev } 5 + Z_6 = 32.128508 + 0.567541 = 32.696049$$

Cálculo de las pérdidas producidas en el conducto.

$$h_{v_1} = 0.037510 \text{ m}$$

$$h_{v_4} = 0.200103 \text{ m}$$

$$h_{v_2} = 0.035148 \text{ m}$$

$$h_{v_5} = 0.040482 \text{ m}$$

$$h_{v_3} = 0.200103 \text{ m}$$

$$h_{v_6} = 0.037510 \text{ m}$$

$$h_{f_{1-2}} = 0.1 (h_{v_1} - h_{v_2}) = 0.1 (0.037510 - 0.035148) = 0.000236$$

$$h_{f_{2-3}} = 0.15 (h_{v_3} - h_{v_2}) = 0.15 (0.200103 - 0.035148) = 0.024743$$

$$\left. \begin{array}{l} h_{\text{fricción}} = \\ h_{\text{codos}} = \end{array} \right\} \text{ ya calculados con anterioridad} = 0.498732$$

$$= 0.221760$$

$$h_{f_{4-5}} = 0.3 (h_{v_4} - h_{v_5}) = 0.3 (0.200103 - 0.040482) = 0.047886$$

$$h_{f_{5-6}} = 0.2 (h_{v_5} - h_{v_6}) = 0.2 (0.040482 - 0.037510) = 0.000594$$

$$\sum h_f = 0.793951$$

COMPROBACION

$$\text{Elev (1)} + d_1 + h_{v_1} = \text{Elev (6)} + d_6 + h_{v_6} + \sum h_f$$

$$\text{Elev } 1 = 33.490000$$

$$\text{Elev. } 6 = 32.696049$$

$$d_1 = 0.500000$$

$$d_6 = 0.500000$$

$$h_{v_1} = 0.037510$$

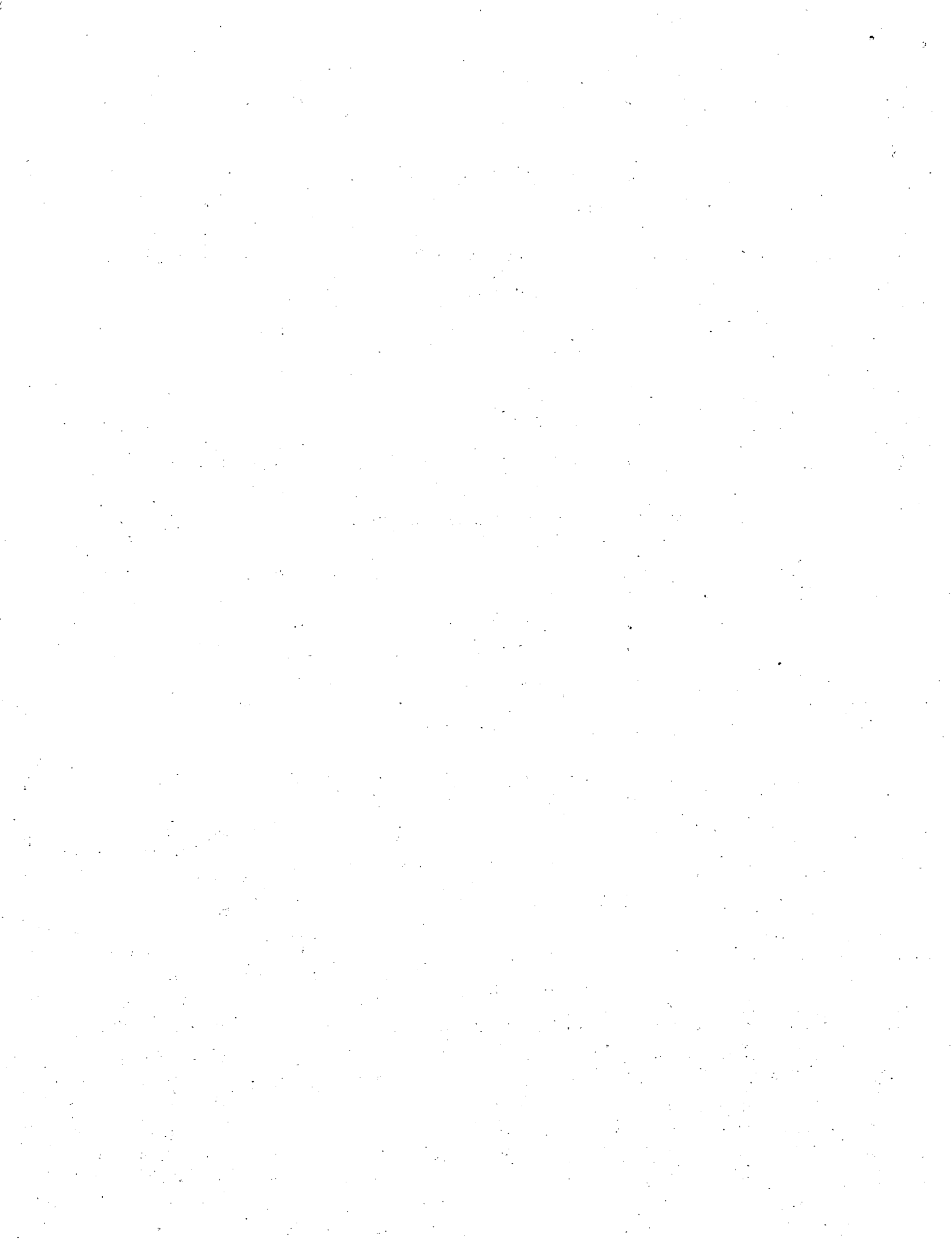
$$h_{v_6} = 0.037510$$

$$\sum h_f = 0.793951$$

Substituyendo:

$$33.490000 + 0.500000 + 0.037510 = 32.696049 + 0.500000 + 0.037510 + 0.793951$$

$$34.027510 = 34.027510$$



Por lo que se comprueba que funciona perfecto el conducto.

ANTECEDENTES DE CALCULO

La tubería cruza soportando un colchón de 2.33 m, contados a partir del hongo del riel.

La carga muerta se considera de la siguiente forma:

- a). Peso del terraplén = 1600 kg/m³
- b). Peso de la vía = 270 kg/m.l.
- c). Peso del balasto = 2120 kg/m.l.

(Peso de vía + Peso Balasto = 2390 kg/m.l.)

Se toma un ancho de influencia sobre el sifón de 4.16 m.

La carga viva será Cooper E-72, la cual estará ejerciendo sobre el sifón una carga uniformemente repartida según estudios que se han realizado y que demuestran que después de 90 cm los efectos de carga viva se consideran uniformemente repartidos.

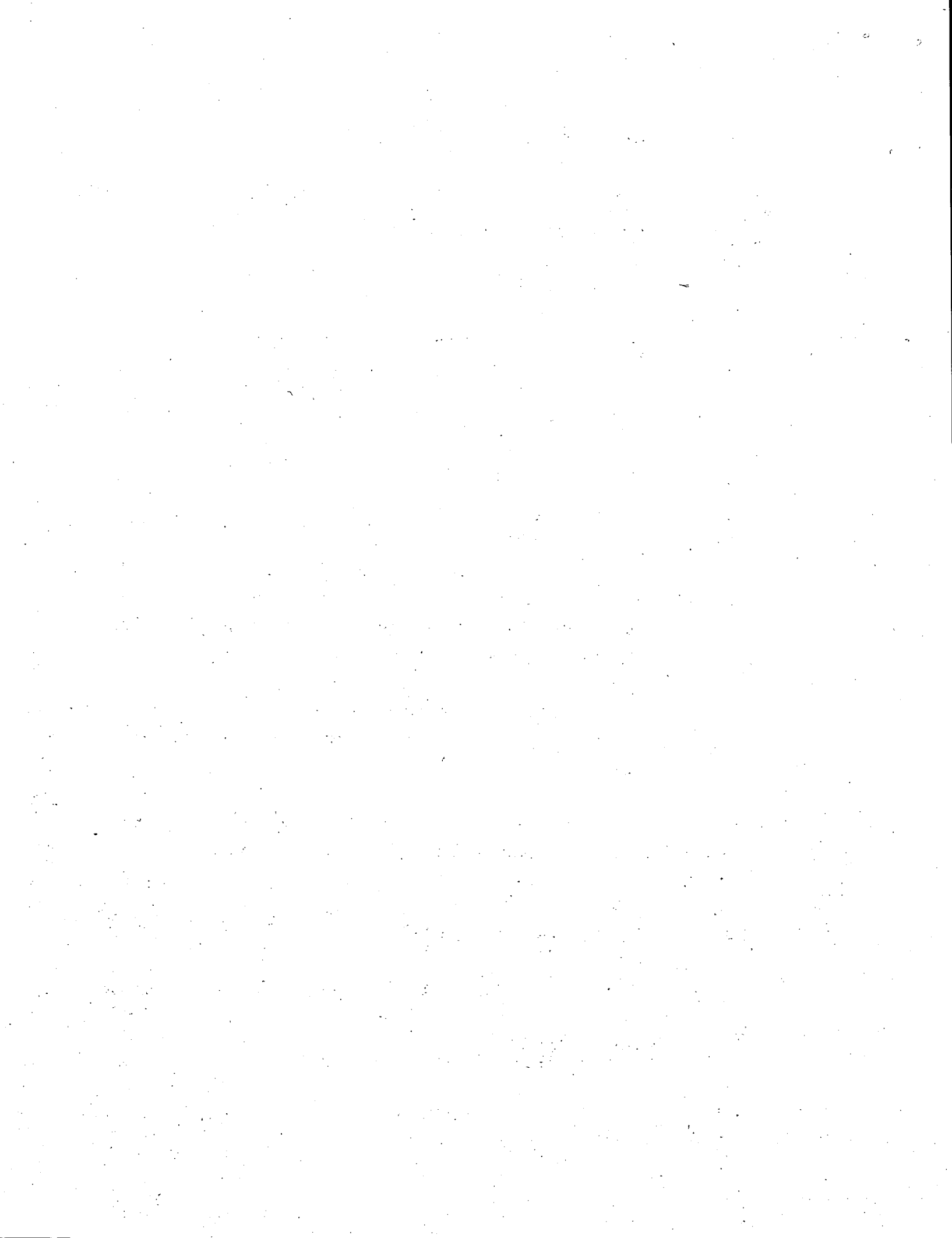
Para nuestro problema se considera que la carga viva actúa en un ancho de 4.00 m, según especificaciones de los Ferrocarriles Nacionales de México.

La carga de impacto siguiendo las consideraciones ya expuestas en la carga viva se supondrá uniformemente repartida y expresada por la fórmula siguiente:

$$I = K \frac{V}{V+m} \quad \text{en donde:}$$

I = Porcentaje que debe aumentarse a la carga viva por impacto.

v = Carga viva expresada en kg/m²



m = Carga muerta expresada en kg/m²

k = 1

CALCULO:

La carga viva según tablas en función del colchón es igual:

$$C_v = 3600 \text{ kg/m}^2 \times 1.2 = 4320 \text{ kg/m}^2$$

La carga muerta en función de las mismas tablas será:

$$C_m = 3700 \text{ kg/m}^2$$

La carga de impacto será:

$$C_1 = 1800 \text{ kg/m}^2 \times 1.2 = 2180 \text{ kg/m}^2$$

Carga total:

$$C_T = C_v + C_m + C_1 = 4320 + 3700 + 2180 = 10200 \text{ kg/m}^2$$

Siendo 0.61 m el diámetro del tubo y considerando 0.08 m el espesor del mismo, el diámetro de cálculo será de 0.69 m.

Los momentos en los diámetros horizontal y vertical están regidos por la siguiente expresión:

$$M = C V D, \text{ en donde:}$$

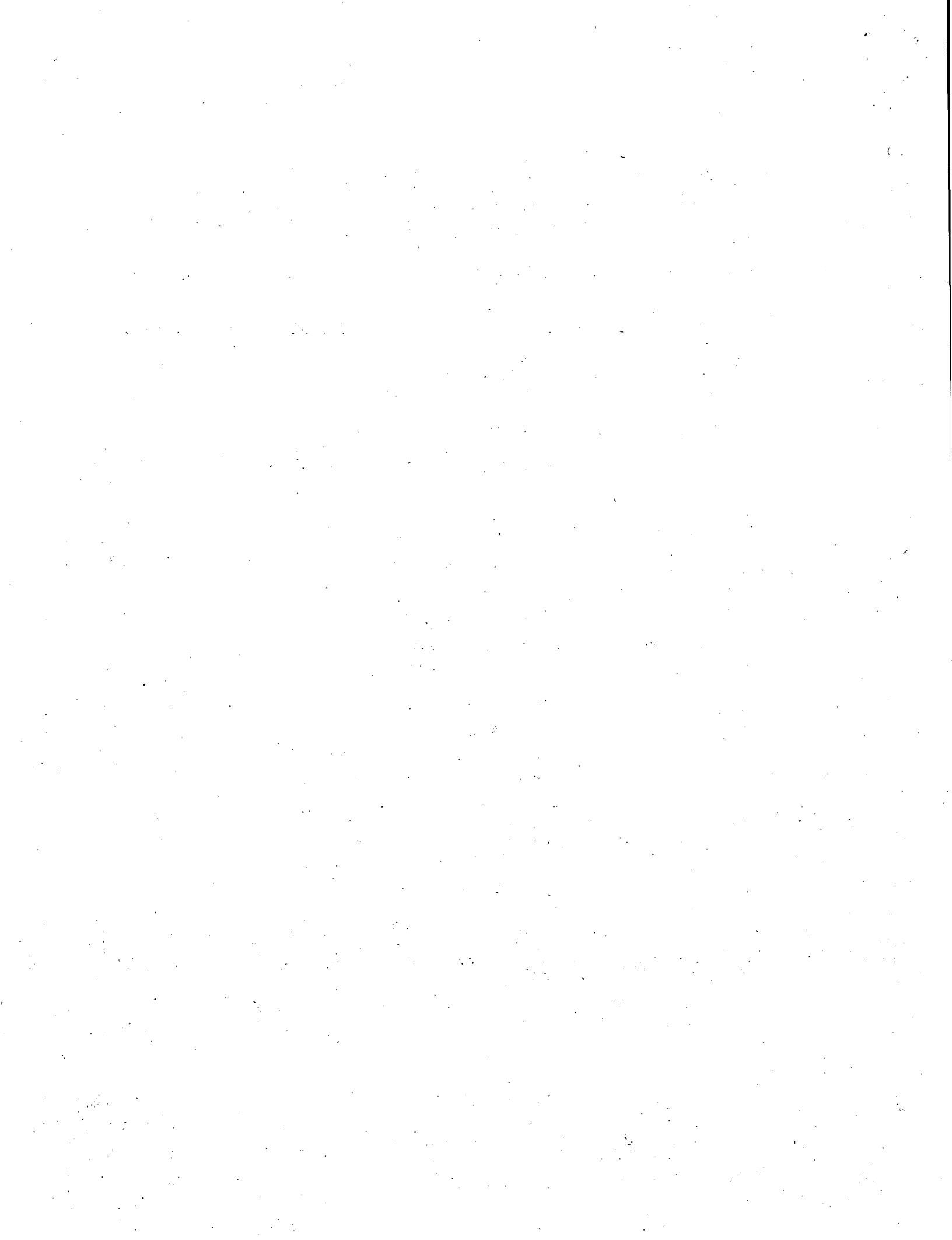
C = Coeficiente deducido del tipo de apoyo y cimentación para colchones mayores de 3', C = 0.0625

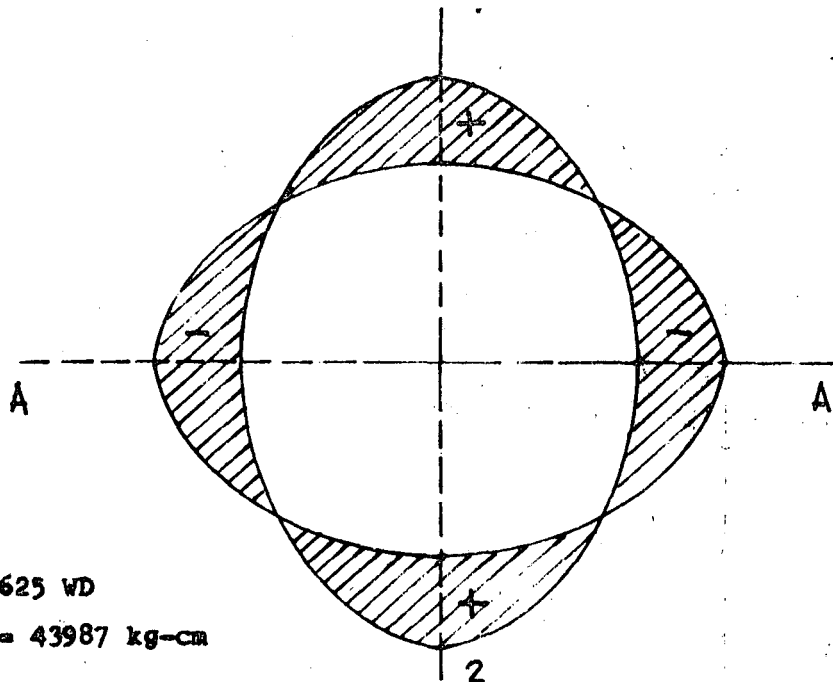
$$M_1 = M_2 = 0.0625 \text{ WD}$$

$$\text{WD} = 10.2 \times 0.69 = 7.038 \text{ T/m}$$

$$M_1 = M_2 = 0.0625 \times 10.2 \times 0.69 = 0.439875 \text{ T-m}$$

...





$$M_A = 0.0625 \text{ WD}$$

$$M_1 = M_2 = 43987 \text{ kg-cm}$$

Verificación del espesor propuesto "por flexión".

Características de materiales y constantes de los mismos.

Concreto simple, $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$; $fc = 94.50 \text{ kg/cm}^2$

Acero estructural, $fs = 1265 \text{ kg/cm}^2$

Tomando en cuenta los valores anteriores se tiene:

$$K = 17.30 ; v = 0.03 f'c = 6.3 \text{ kg/cm}^2 ; J = 0.86 ; n = 10$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{43987.50}{17.30 \times 100}} = 5.04 \text{ cm}$$

$$h = d + r = 8 \text{ cm} ; d = 5 \text{ cm} ; r = 3 \text{ cm}$$

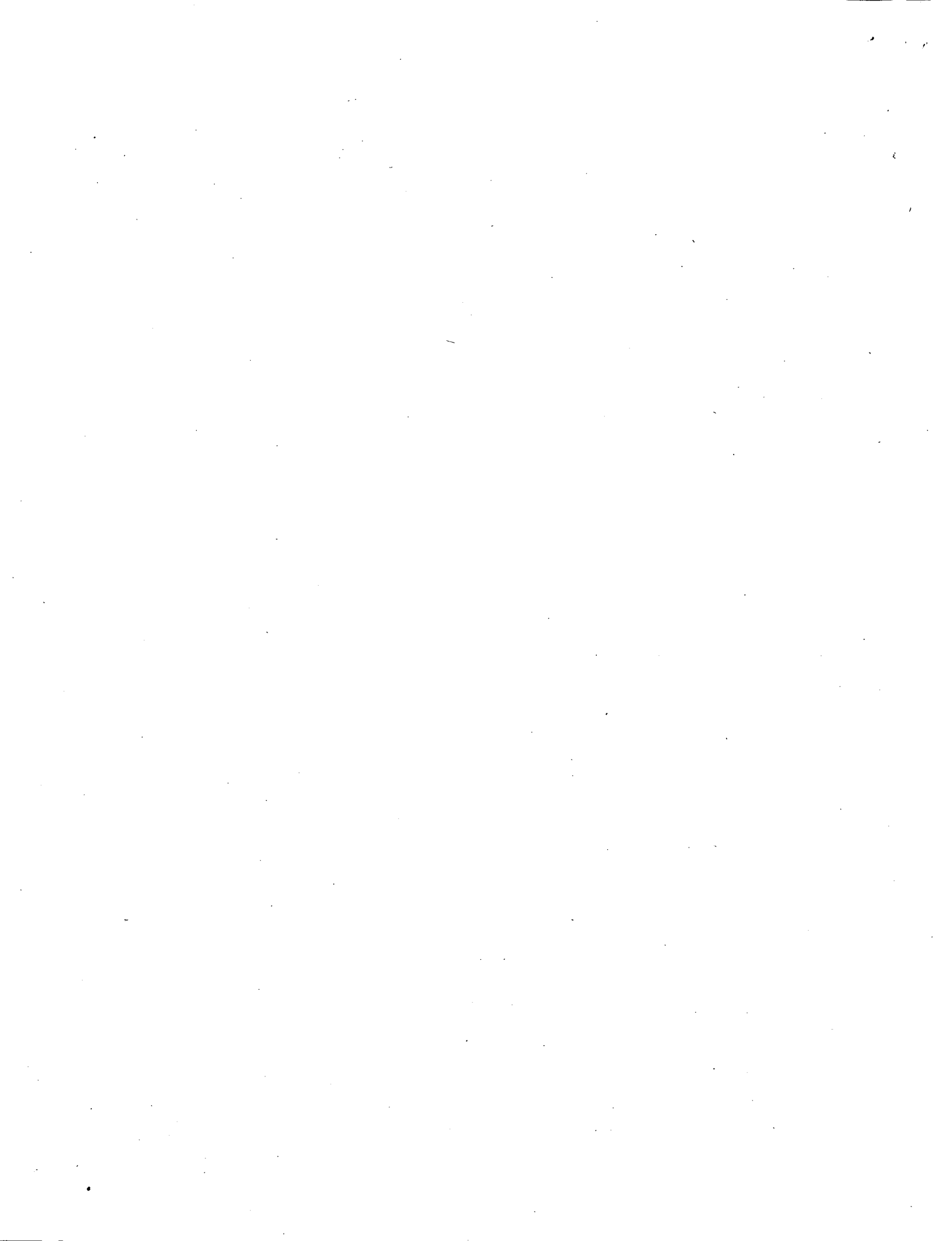
VERIFICACION DEL ESPESOR PROPUESTO "POR CORTANTE"

El cortante que se presenta en los ejes 1-2 y A-A está regido por la siguiente ecuación:

$V = CV$ en donde:

$$W = wD = 7.038 \text{ T/m}$$

Por lo anteriormente expuesto y de acuerdo con las condiciones de apoyo y cimentación.



$$C_1 = C_2 = 0$$

$$V_1 = V_2 = 0$$

C = 0.5 entonces tenemos:

$$VA = 0.5 \times 7.038 = 3.5190 \text{ Ton} = 3519 \text{ Kg}$$

$$d = \frac{V}{b_j V_c} = \frac{3519}{100 \times 0.86 \times 6.3} = 6.48 \text{ cm}$$

6.48 > 5.00 No pasa por cortante

Se adopta:

$$d = 7.00 \text{ cm} ; r = 3.00 \text{ cm} ; h = 10.00 \text{ cm}$$

PROPORCIONAMIENTO DE ACERO POR FLEXION.

$$As = \frac{M}{f_s j d} = \frac{43987.50}{1265 \times 0.86 \times 7} = 5.776 \text{ cm}^2$$

Usando ϕ 1/2" cuya $As = 1.27 \text{ cm}^2$, se tiene una separación de

$$s = \frac{1.27}{5.776} \times 100 = 21.98 = 22 \text{ cm}$$

Se colocarán anillos concéntricos de 1/2" ϕ a 20 cm C.a.C.

PROPORCION DE ACERO POR TEMPERATURA.

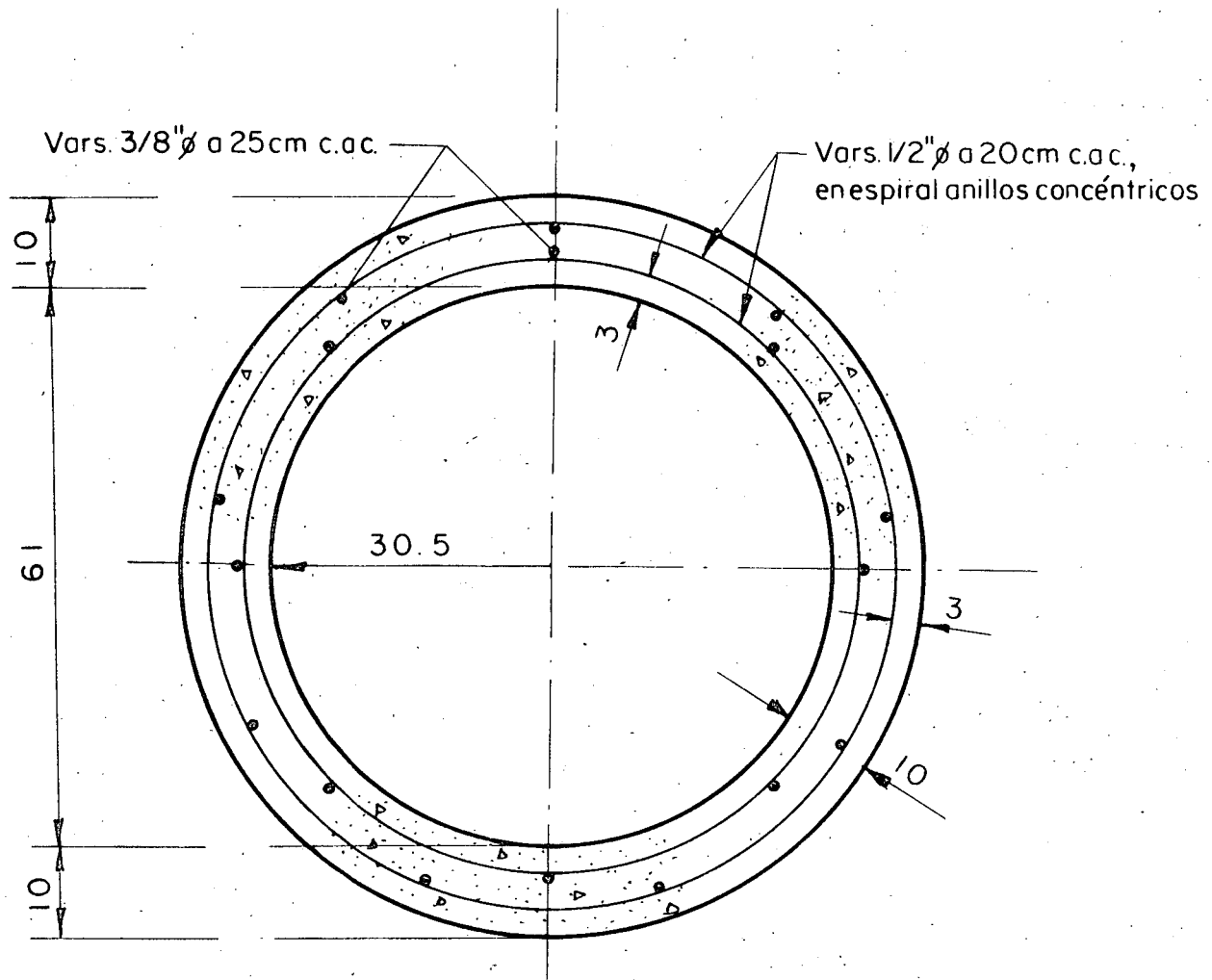
$$Ast = 0.0025 bh = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.50 \text{ cm}^2$$

Usando acero de 3/8" ϕ cuya $As = 0.71 \text{ cm}^2$ se tiene una separación de

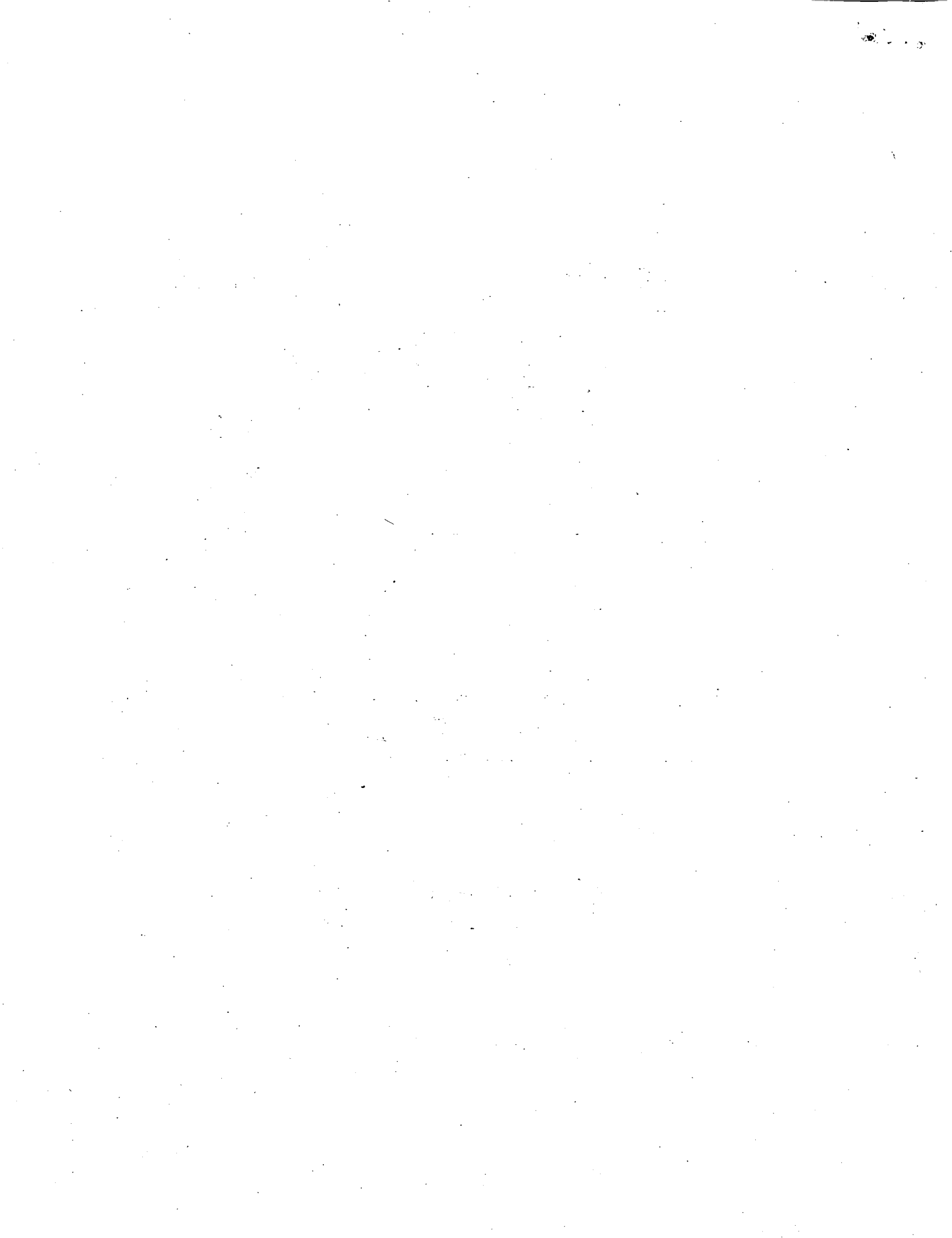
$$s = \frac{0.71}{2.50} \times 100 = 28.4 \text{ cm}$$

Se colocarán vars de 3/8" ϕ a 25 cm C.a.C. alternadas.

México, D. F., junio 9 de 1972.



CROQUIS DE ARMADO





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



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

EMPUJES SOBRE SUPERFICIES PLANAS Y CURVAS
(PROBLEMAS)

ING. JULIO LOZOYA CORRALES

JULIO, 1978



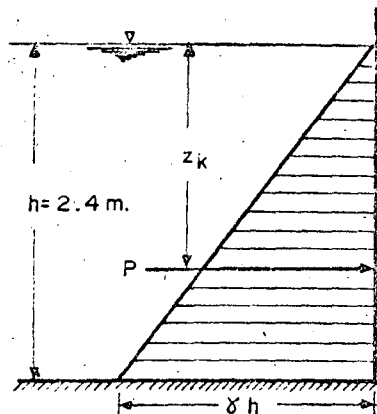


Fig-4.5.-Presión hidrostática sobre un plano vertical

Prob 1.1 Calcular la presión total y el centro de presiones sobre ~~un plano~~ ^{la pared} vertical de un recipiente que contiene agua.

Solución. En la fig 1.9 se muestra la distribución de presiones hidrostáticas del agua sobre una pared vertical de ancho $b = 2.00$ m. La presión total para $\gamma = 1 \text{ ton/m}^3$, según la ec 1.6, vale

$$P = \gamma b h \frac{h}{2} = \gamma b \frac{h^2}{2} = 1 \times 2 \times \frac{2.4^2}{2} = 5.76 \text{ ton}$$

Obsérvese que este resultado es igual al volumen de la cuña de distribución de presiones hidrostáticas.

La profundidad del centro de presiones, según la ec 1.8 y las características dadas en la fig 1.9, vale

$$z_k = \frac{h^2 \times 2}{12 h} + \frac{h}{2} = \frac{2}{3} h = 1.6 \text{ m}$$

Este resultado equivale a la profundidad del centro de gravedad de la cuña de distribución de presiones.

Prob. 1.2. El problema es semejante al anterior. La diferencia consiste en que al otro lado de la pared existe un tirante de agua de valor $h_2 = 1.40$ m (ver fig 1.10)

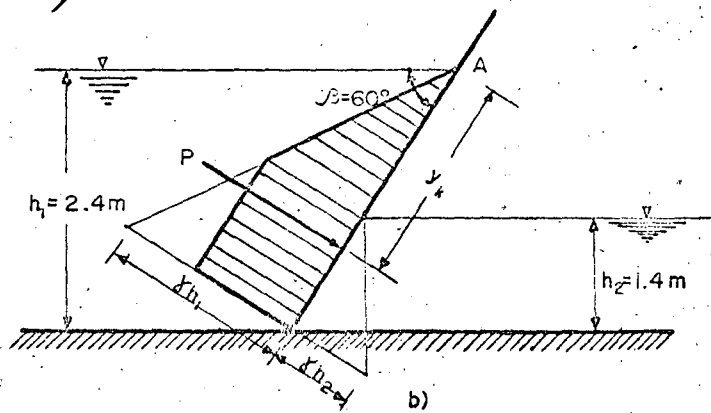
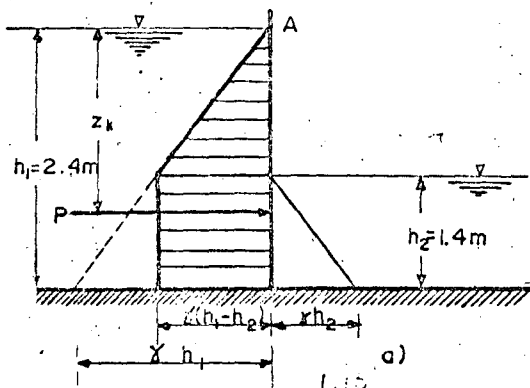


Fig-4.6.-Presión total sobre un plano vertical o inclinado con líquido en ambos lados

Prob 1.2. Este problema es semejante al anterior. La diferencia estriba en que en este caso existe en el otro lado de la pared con un tirante $h_2 = 1.4$ m (ver fig 1.10).

Solución. La distribución de presiones es lineal en ambos lados y de sentido contrario, siendo la distribución resultante como se muestra en la fig 1.10a.

En la misma forma que en el problema anterior, la presión total sobre la superficie vertical es el área achurada que se puede descomponer en el área del triángulo superior y el área del ~~rectángulo inferior~~ ^{triángulo inferior}.

Para el triángulo: $P_1 = \frac{\gamma b (h_1 - h_2)^2}{2}$ a la profundidad $\frac{2}{3} (h_1 - h_2)$

Para el rectángulo: $P_2 = \gamma b (h_1 - h_2) h_2$ a la profundidad $h_1 - \frac{h_2}{2}$

$$P = P_1 + P_2 = \gamma b \frac{h_1^2 - h_2^2}{2} = 1 \times 2 \times \frac{2.4^2 - 1.4^2}{2} = 3.8 \text{ ton.}$$

Tomando momentos de las fuerzas respecto de A

$$P z_k = \frac{\gamma b (h_1 - h_2)^2}{2} \times \frac{2}{3} (h_1 - h_2) + \gamma b (h_1 - h_2) h_2 \left(h_1 - \frac{h_2}{2} \right)$$

~~W~~

y al simplificar

$$z_k = h_1 - \frac{1}{3} \frac{h_1^3 - h_2^3}{h_1^2 - h_2^2} = 2.4 - \frac{1}{3} \frac{2.4^3 - 1.4^3}{2.4^2 - 1.4^2} = 1.43 \text{ m.}$$

Se observa que con $h_2 = 0$ se obtienen los mismos resultados del problema anterior.

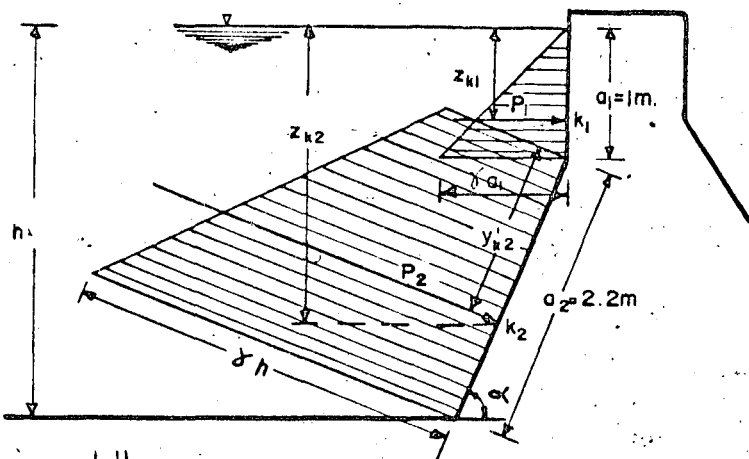
En forma semejante se obtienen los resultados que siguen para el problema de la fig 1.10b

$$P = \frac{\gamma b (h_1^2 - h_2^2)}{2 \operatorname{sen} \beta} = \frac{1 \times 2 (2.4^2 - 1.4^2)}{2 \times 0.866} = 4.38 \text{ ton}$$

$$y_k = \frac{h_1}{\operatorname{sen} \beta} - \frac{1}{3 \operatorname{sen} \beta} \frac{h_1^3 - h_2^3}{h_1^2 - h_2^2} = \frac{2.4}{0.866} - \frac{1}{3 \times 0.866} = 2.384 \text{ m}$$

con $h_2 = 0$; $P = \frac{\gamma h_1^2}{2 \operatorname{sen} \beta} = \frac{1 \times 2.4^2}{1.7333} = 3.323 \text{ ton}$

$$z_k = \frac{2}{3} \frac{h_1}{\operatorname{sen} \beta} = \frac{2}{3} \times \frac{2.4}{0.866} = 1.846 \text{ m}$$



1,11
Fig.-4-7- Presión sobre un muro una colina

Prob 1.3. Se desean obtener las presiones totales y los centros de presiones sobre las caras a_1 y a_2 de la cortina mostrada, supuesto que tiene un ancho de 1 m, (ver fig 1.11).

Solución. Las presiones totales son iguales a las áreas de las

cuñas achuradas.

$$P_1 = \frac{1}{2} \gamma b a_1^2 = \frac{1}{2} \times 1 \times 1 \times 1^2 = 0.5 \text{ ton.}$$

$$P_2 = \gamma b \frac{a_1 + h}{2} a_2 = 1 \times 1 \frac{1 + 3}{2} 2.2 = 4.4 \text{ ton}$$

Los centros de presiones coinciden con los centros de gravedad de las áreas de las cuñas

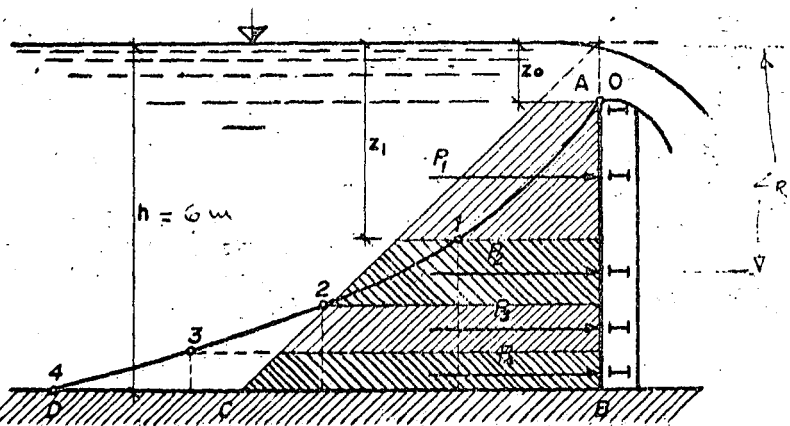
$$z_{k1} = \frac{2}{3} a_1 = \frac{2}{3} \times 1 = 0.67 \text{ m}$$

o sea en el centro de gravedad del triángulo.

Para el centro de gravedad del área trapezoidal de la cuña de presiones 2 se puede usar la ecuación indicada en la tabla 1.1

$$y'_{k_2} = \frac{a_2}{3} \frac{a_1 + 2h}{a_1 + h} = \frac{2.2}{3} \frac{1 + 6}{1 + 3} = 1.28 \text{ m}$$

$$h_{k_2} = a_1 + y'_{k_2} \operatorname{sen} \alpha = a_1 + y'_{k_2} \left(\frac{h - a_1}{a_2} \right) = 1 + 1.28 \times \frac{2}{2.2} = 2.16 \text{ m}$$



Prob. 1.4. En la fig 1.12 se muestra una compuerta vertical de ancho $b = 3 \text{ m}$ y altura de 5 m , sobre la cual vierte el agua. La cuña de distribución de presiones de forma trapezoidal se desea dividir en 4 partes iguales para ser soportada por 4 largueros de

Fig. 4.5 - Distribución de presiones totales

iguales dimensiones. Se desea determinar la carga que soportará cada larguero y la posición de este.

Solución. La presión total es de la forma

$$P = \gamma b \frac{z - z_0}{2} (z + z_0) = \gamma b \left(\frac{z^2 - z_0^2}{2} \right)$$

y tiene una distribución parabólica como se muestra en la fig 1.12. Las coordenadas de sus puntos son

$z \text{ (m)}$	$P \text{ (ton)}$	$z \text{ (m)}$	$P \text{ (ton)}$
0	1	4	22.5
1	0	5	36.0
2	4.5	6	52.5
3	12		

La presión total sobre toda la pared corresponde a $z = 6$ m y vale $P = 52.5$ ton. Cada parte será entonces $\frac{P}{4} = 13.125$ ton. Gráficamente se obtienen las áreas iguales del trapecio llevando a escala, como ordenadas en la parábola, las magnitudes $P_1 = 13.125$ ton, $P_2 = 2 \times 13.125 = 26.25$ ton, etc., y se obtienen los puntos 1, 2, 3, ..., 6. Analíticamente las profundidades de estos puntos se obtienen al despejar z de la ecuación anterior ~~es~~ ~~en~~ para $z_0 = 1$ m.

$$z = \sqrt{z_0^2 + \frac{2P}{\gamma b}}$$

$P_{z_1} = P_1 = 13.125$ ton	$z_1 = 3.12$ m
$P_{z_2} = P_1 + P_2 = 26.25$ ton	$z_2 = 4.30$ m
$P_{z_3} = P_1 + P_2 + P_3 = 39.375$ ton	$z_3 = 5.22$ m
$P_{z_4} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 52.500$ ton	$z_4 = 6.00$ m

La profundidad z_k de los largueros coincide con la del centro de gravedad de cada una de las áreas que resultan de la división.

Para ello se puede utilizar la ecuación

$$z_k = \frac{2}{3} \frac{h}{\sqrt{n+m}} \left[(k+m)^{3/2} - (k+m-1)^{3/2} \right]$$

en que $m = \frac{n}{\left(\frac{h}{z_0}\right)^2 - 1}$

siendo n el número de largueros y k el número de orden del larguero, contado desde el canto superior de la compuerta hacia abajo. Para el problema

$$m = \frac{4}{\left(\frac{6}{1}\right)^2 - 1} = 0.143$$

$$z_k = \frac{2}{3} \frac{6}{\sqrt{4.1143}} \left[(k + 0.1143)^{3/2} - (k + 0.1143 - 1)^{3/2} \right]$$

$$z_k = 1.977 \left[(k + 0.1143)^{3/2} - (k - 0.8857)^{3/2} \right]$$

Con esta expresión resulta:

k	z_k en m
1	2.248
2	3.974
3	4.824
4	5.595

Este procedimiento se generaliza para cualquier forma de distribución de presiones y cualquiera que sea el número de subdivisiones de la presión total.

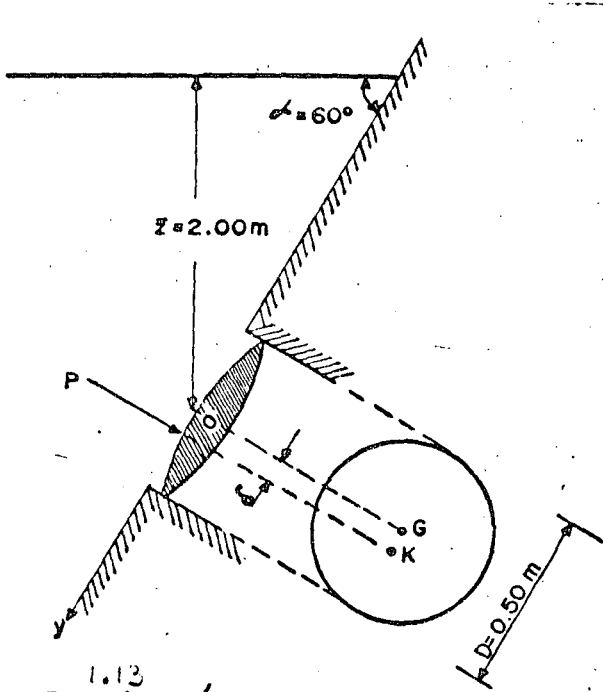
Cuando la altura de la compuerta es igual a la carga h, basta hacer $z_0 = 0$ en las ecuaciones anteriores. Así, en este problema, con 4 largueros, la presión total sobre la compuerta es

$$P = 1 \times 3 \times \frac{6^2}{2} = 54 \text{ ton}$$

y las profundidades de los largueros

- $z_{k_1} = 0.3333 \times 6 = 2 \text{ m}$
- $z_{k_2} = 0.6095 \times 6 = 3.656 \text{ m}$
- $z_{k_3} = 0.7893 \times 6 = 4.736 \text{ m}$
- $z_{k_4} = 0.9346 \times 6 = 5.608 \text{ m}$

Prob 1.5. Se desea determinar el momento producido por la presión hidrostática sobre la compuerta circular mostrada en la fig 1.13



1.13
Fig.-4-9- Presión total sobre una compuerta circular

drostática sobre la compuerta circular mostrada en la fig 1.13

Solución. La presión total según la ec 1.6 vale

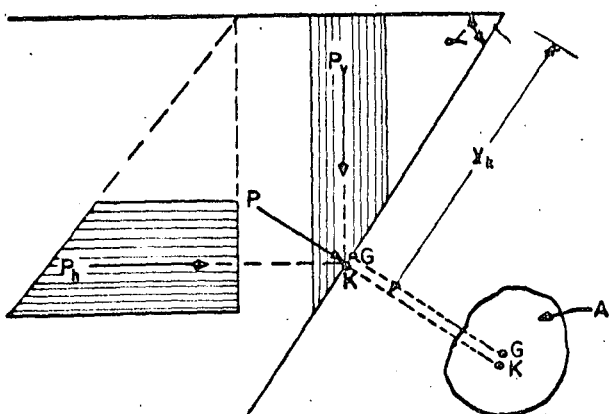
$$P = 1 \times 0.785 \times (0.5)^2 \times 2 = 0.392 \text{ ton}$$

Además, según la ec 1.8 y la tabla 1.1 :

$$\delta = \frac{D^2 \text{sen } \alpha}{16 z} = \frac{0.5^2 \times 0.866}{16 \times 2} = 0.007 \text{ m}$$

$$M = P \delta = 392 \times 0.70 = 274.4 \text{ kg-cm}$$

En ocasiones puede ser conveniente descomponer la presión hidrostática total sobre una superficie en una componente vertical y en una horizontal como se muestra en la fig 1.14.



1.14
Fig.-4-10-Descomposición de la presión total

La presión total $P = \gamma \int_A z \, dA$ tiene la componente vertical

$$P_v = \gamma \int_A z \, dA \cos \alpha$$

donde $dA \cos \alpha$ es la proyección del elemento de superficie dA sobre un plano horizontal, es decir, que P_v es el peso de la columna vertical del líquido que se apoya sobre el área A . El punto de aplicación de esta fuerza queda en el centro de gravedad de esta columna.

Se observa que si $90^\circ < \alpha < 180^\circ$, $\cos \alpha < 0$; esto significa que P_v está dirigida de abajo hacia arriba y la columna de líquido no existe físicamente, pero las presiones son ascendentes. La componente horizontal de P vale

$$P_2 = \gamma \int_A z \, dA \, \text{sen } \alpha$$

donde $dA \, \text{sen } \alpha$ es la proyección del elemento dA sobre un plano vertical; con ello P_h es la presión total sobre la proyección de la superficie A sobre un plano vertical y por lo tanto localizada en el centro de gravedad de la cuña de presiones.

Prob. 1.6. Determinar la presión total P_2 del prob 1.3 en términos de las componentes vertical y horizontal.

Solución. La componente vertical es igual al peso de la columna de líquido

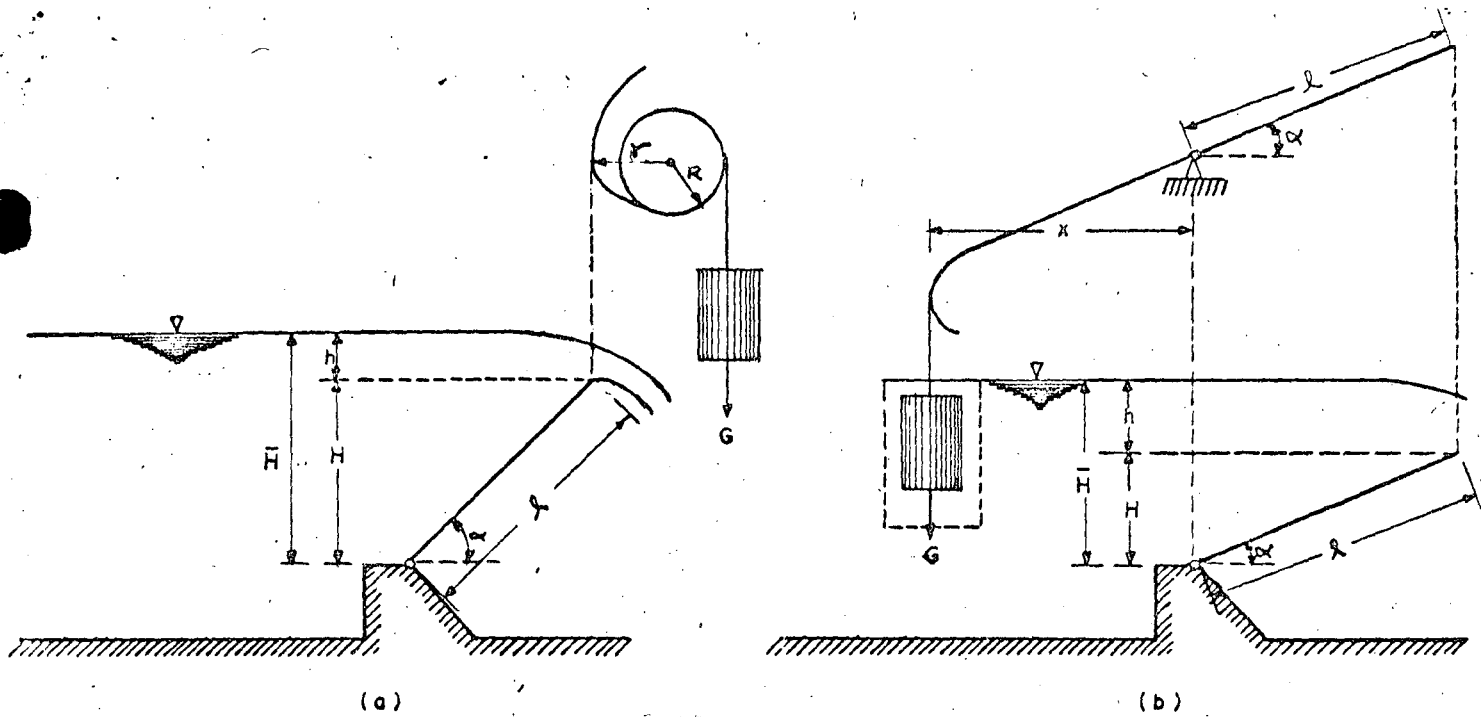
$$P_{iv} = \gamma b \left(\frac{a_1 + h}{2} \right) a_2 \cos \alpha = 1 \times 1 \left(\frac{1 + 3}{2} \right) 2.2 \times 0.416 = 1.83 \text{ ton}$$

La horizontal es

$$P_{ih} = \gamma b \left(\frac{a_1 + h}{2} \right) a_2 \text{sen } \alpha = 1 \times 1 \left(\frac{1 + 3}{2} \right) 2.2 \times \frac{2}{2.2} = 4 \text{ ton}$$

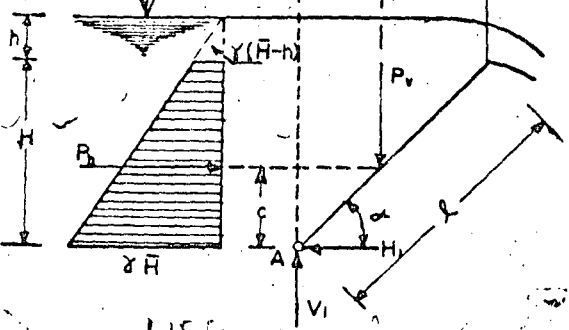
y la resultante $P_2 = \sqrt{P_{iv}^2 + P_{ih}^2} = \sqrt{1.83^2 + 4^2} = 4.4 \text{ ton}$

Prob 1.7. En ocasiones se utilizan compuertas como las mostradas en las figs 1.15 a y b para mantener un nivel constante de la superficie del agua. Para su cálculo se desprecia aquí la influencia de la caída de presión en la proximidad del canto superior de la compuerta, así como la fricción originada en su movimiento. Determinar las condiciones de equilibrio.



1.15
Fig-11 - Compuertas automáticas

Solución De las ecuaciones de equilibrio estático se obtiene (ver fig 1.15c)



$$\begin{aligned} \Sigma F_H = 0 & ; P_H = H_1 \\ \Sigma F_V = 0 & ; P_V = V_1 + V_2 \\ \Sigma M_A = 0 & ; V_2 = \frac{P_V a + P_H c}{l \cos \alpha} \end{aligned}$$

donde $l \cos \alpha = \sqrt{l^2 - H^2}$

1.15c
Fig-4.11c - Descomposición de fuerza

La presión total vertical para la compuerta de ancho b vale

$$P_V = \gamma b l \cos \alpha \left(\frac{\bar{H} + \bar{H} - H}{2} \right) = \gamma \frac{b}{2} \sqrt{l^2 - H^2} (2\bar{H} - H)$$

y su brazo de palanca

$$a = \frac{l \cos \alpha}{3} \frac{\bar{H} + 2\bar{H} - 2H}{2\bar{H} - H} = \frac{\sqrt{l^2 - H^2}}{3} \frac{3\bar{H} - 2H}{2\bar{H} - H}$$

La presión total horizontal resulta

$$P_H = \frac{\gamma b}{2} H (2\bar{H} - H)$$

Se deberá encontrar que dicha presión total tiene una dirección radial, es decir, pasando por el eje del cilindro, lo cual confirma el hecho de que las presiones hidrostáticas son siempre normales a las superficies sobre las que se ejercen.

Prob. 1.9 Se desea conocer el empuje sobre una compuerta cilíndrica de 1.20 m de diámetro y 1.00 m de longitud, como se muestra en la fig 1.19.

Solución. Substituyendo los datos en las fórmulas anteriormente obtenidas

$$P_h = \frac{\gamma b D^2}{2} = \frac{1 \times 1 \times 1.2^2}{2} = 0.72 \text{ ton}$$

$$P_v = \frac{1 \times 1 \times 3.14 \times 1.2^2}{8} = 0.566 \text{ ton}$$

$$P = \sqrt{0.72^2 + 0.566^2} = 0.916 \text{ ton}$$

$$\tan \alpha = \frac{P_v}{P_h} = \frac{0.566}{0.72} = 0.786, \alpha = 38^\circ 10'$$

$$e = 0.2122 \times 1.2 = 0.255 \text{ m}$$

Prob. 1.10. Determinar la presión total sobre la compuerta cilíndrica mostrada en la fig 1.20, con ancho $b = 1.00 \text{ m}$

La presión total horizontal es

$$P_h = \frac{\gamma b}{2} (h_1^2 - h_2^2) =$$

$$1 \times 1 \frac{1.2^2 - 0.5^2}{2}$$

$$P_h = 0.595 \text{ ton}$$

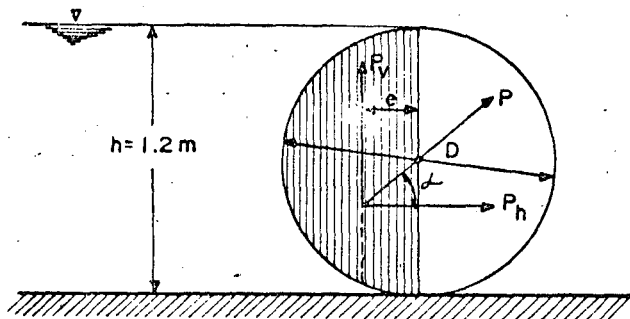


Fig. 4.15.—Presión total sobre una compuerta cilíndrica.

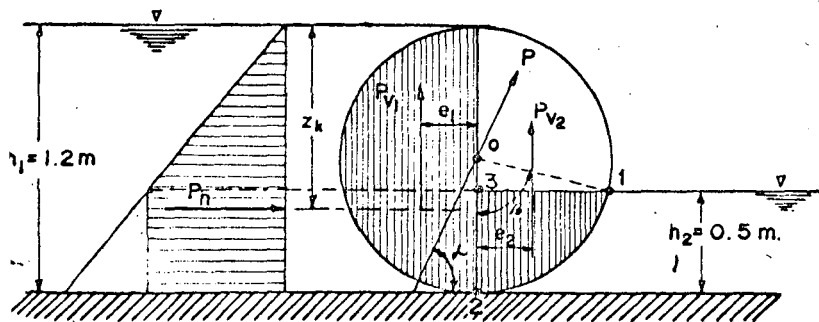
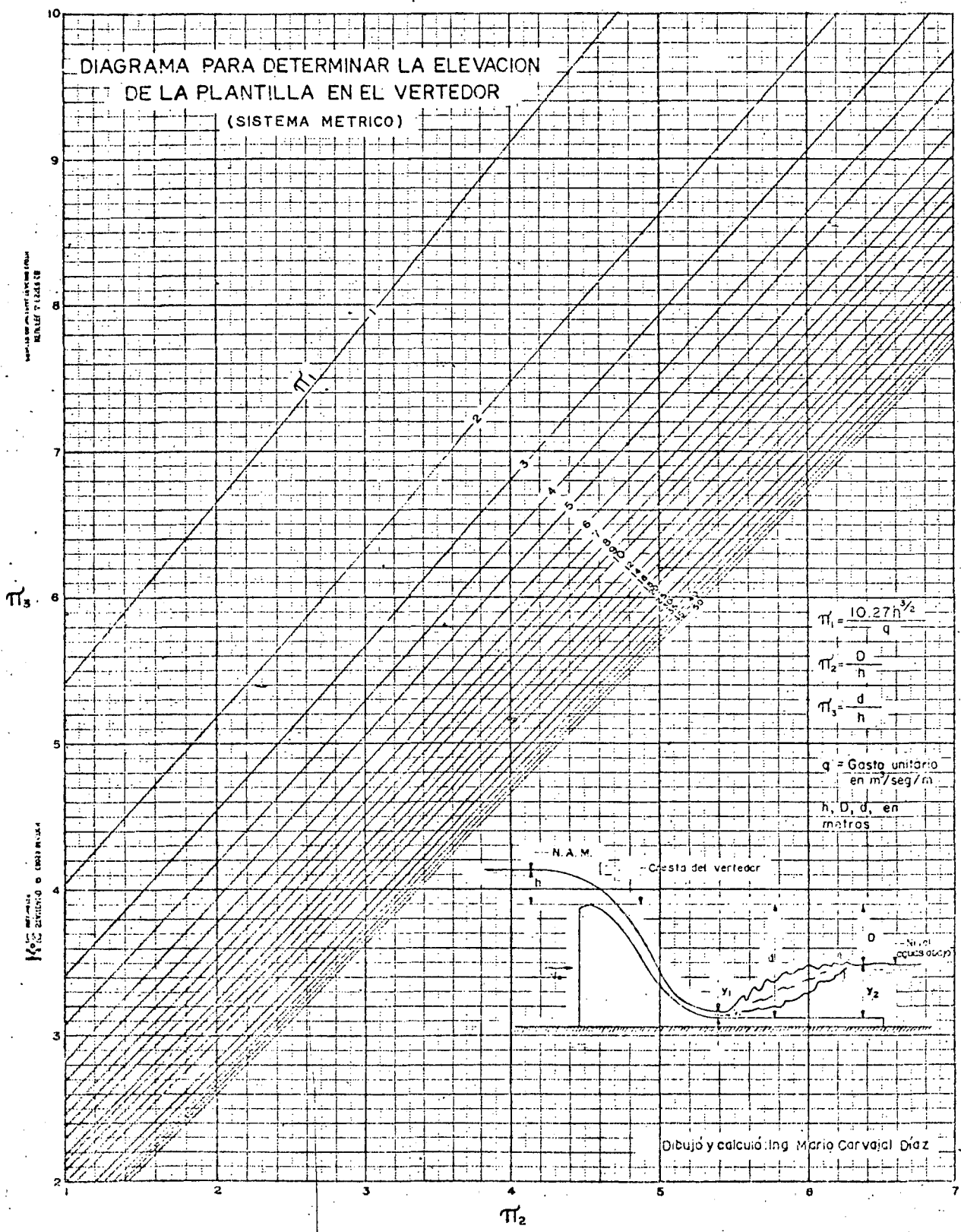
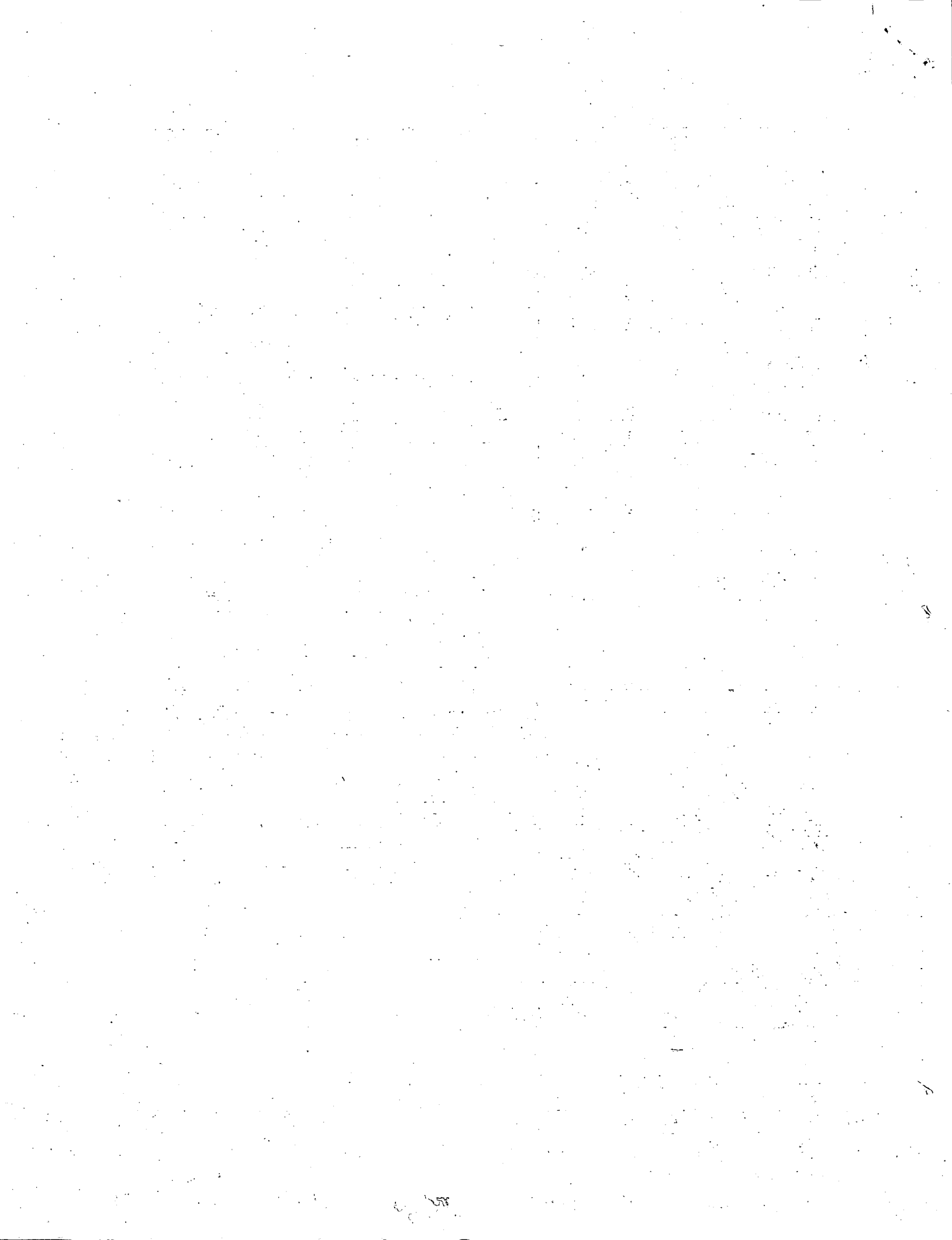
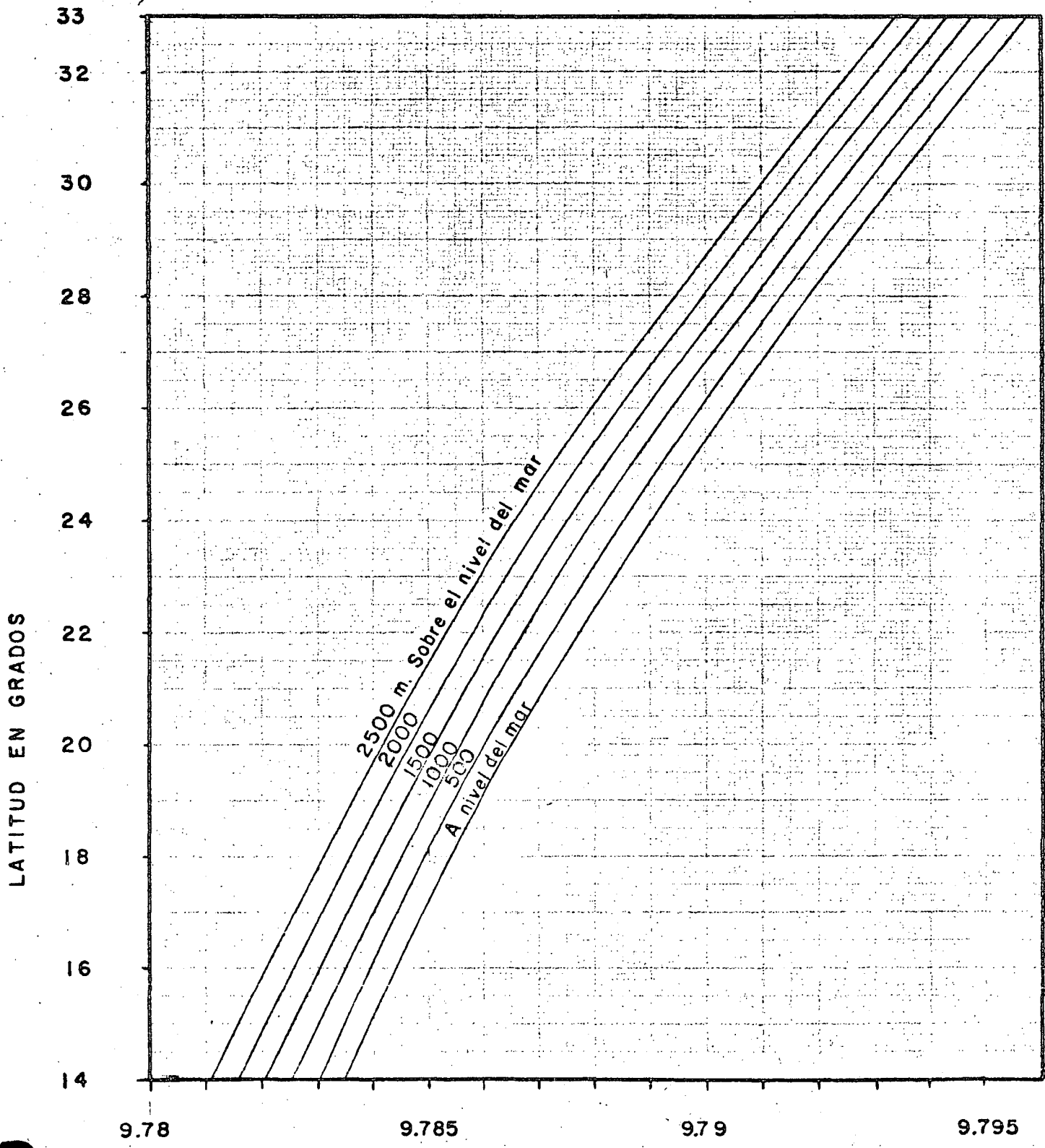


Fig. 4.16.—Presión total sobre una compuerta cilíndrica

DIAGRAMA PARA DETERMINAR LA ELEVACION
DE LA PLANTILLA EN EL VERTEADOR
(SISTEMA METRICO)



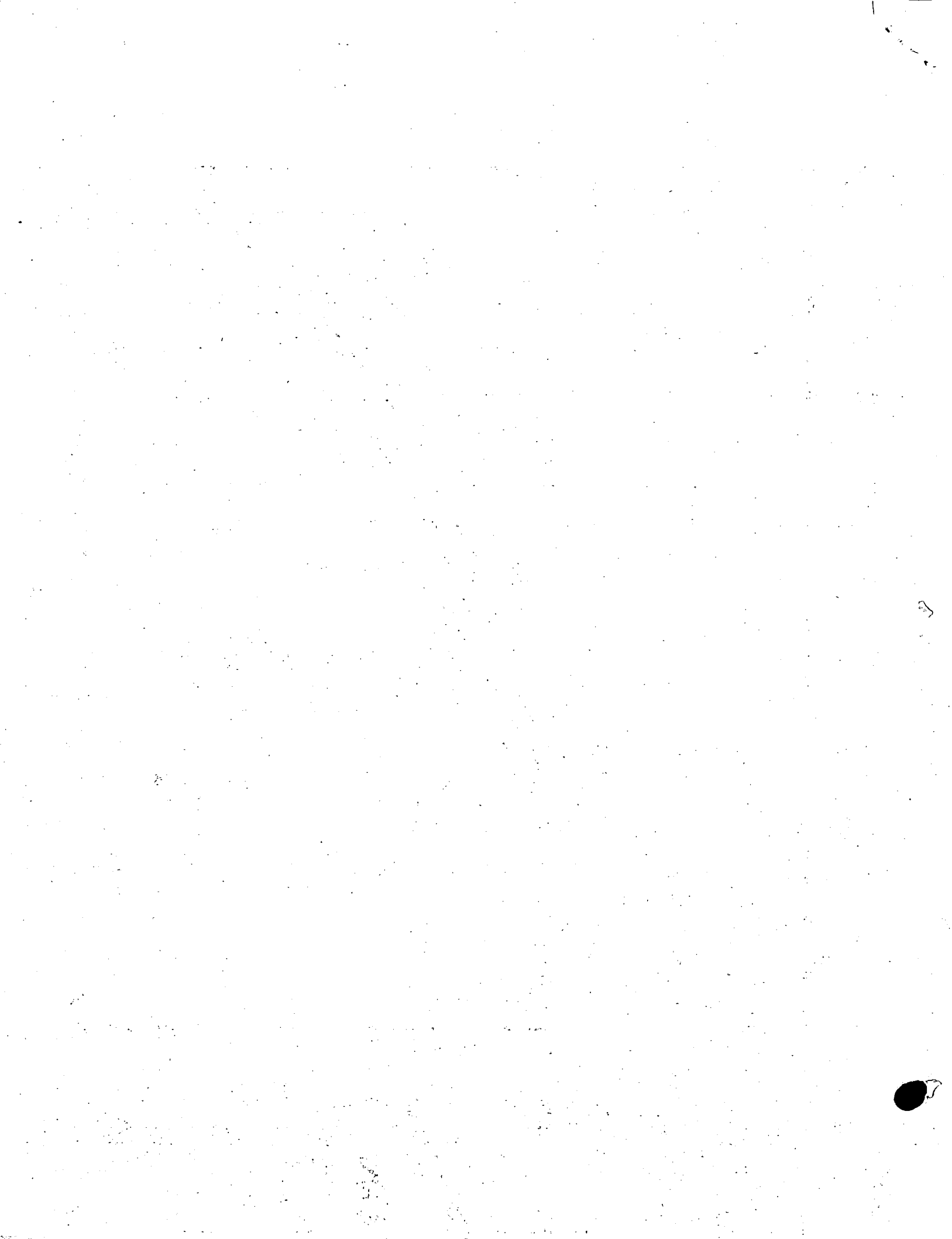


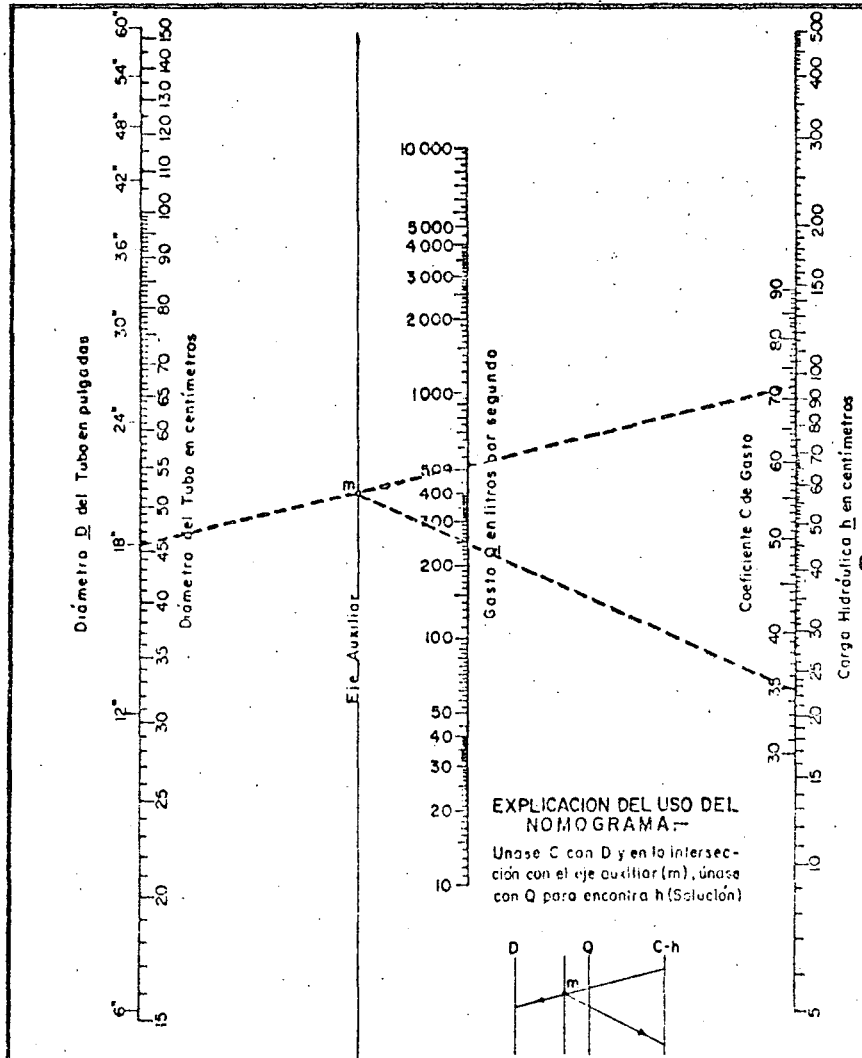


ACELERACION DE LA GRAVEDAD EN m/seg.²

CONSTANTE FISICA DE LA ACELERACION DE LA GRAVEDAD.

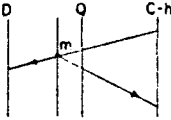
Ing. Mario Corvajal D.



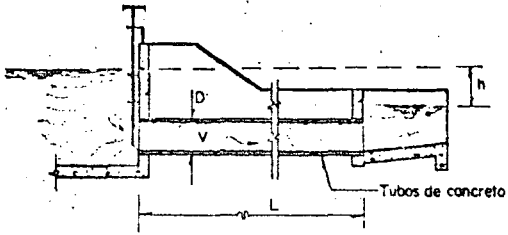


EXPLICACION DEL USO DEL NOMOGRAMA:

Unase C con D y en la intersección con el eje auxiliar (m), únase con Q para encontrar h (Solución)



Formo: *[Signature]* Dibujo: *[Signature]*
 Ing. M. Carrasco R. Revisó: *[Signature]*
 Ing. M. Carrasco R.



Para tomas de conducto circular que se encuentren en condiciones ahogadas, el gasto esta dado por la ecuación: $Q = 0.0348 C D^2 \sqrt{h}$

Si se desea conocer h, D ó C se despejan de la anterior fórmula:
 $h = \frac{8271 Q^2}{C^2 D^4}$ $D = \left(\frac{8271 Q^2}{C^2 h} \right)^{1/4}$ $C = \left(\frac{8271 Q^2}{h D^4} \right)^{1/2}$ en donde:-

Q = Gasto en litros por segundo, D = Diámetro del tubo en centímetros, h = Carga hidráulica en centímetros, C = Coeficiente experimental de gasto en tomas con tubos de concreto, cuya arista de entrada sea escuadrada (Véase Manual de Hidráulica de H.W. King, 1ª Ed. en Español pag. 61)

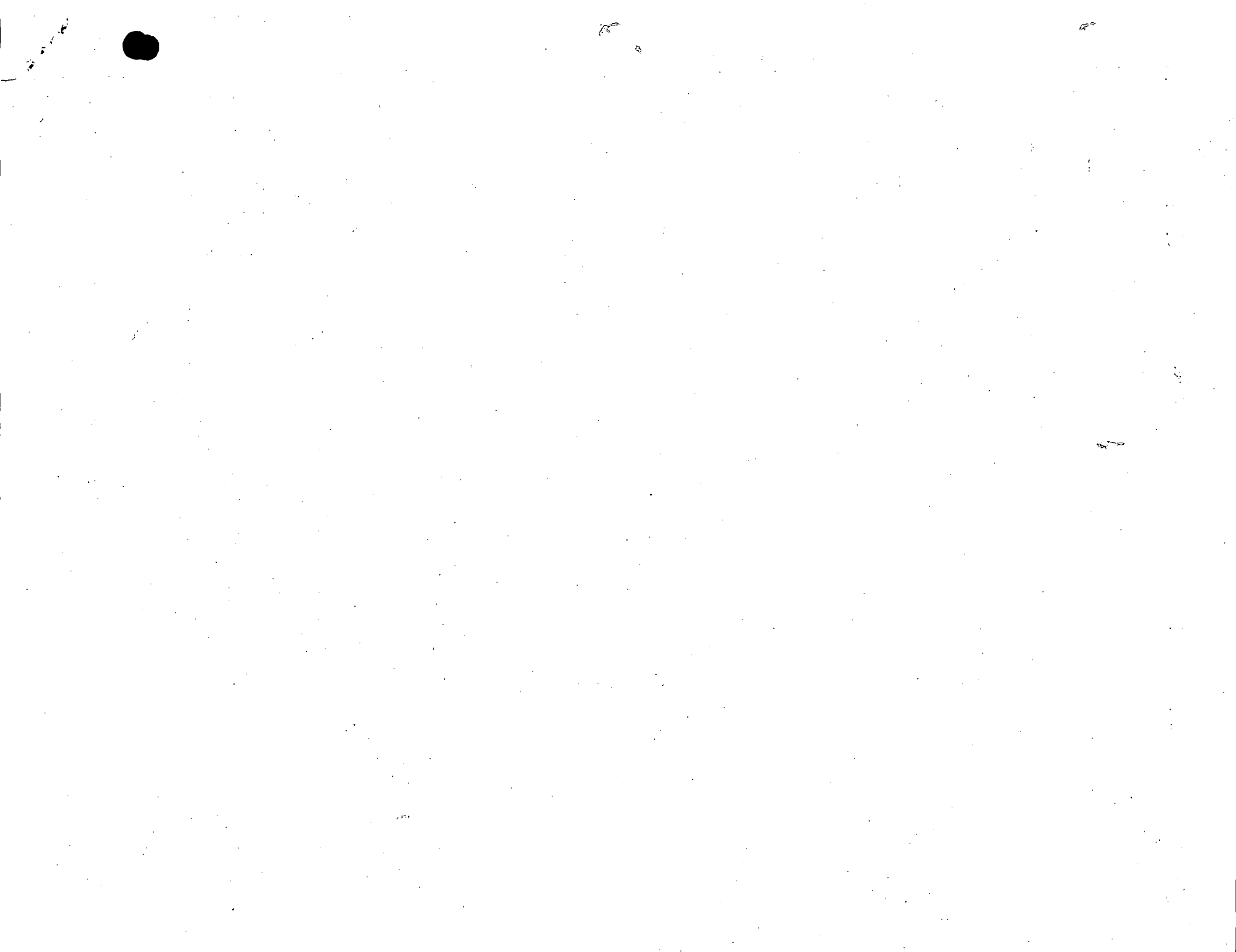
(Se emplea un valor de $g = 980 \text{ cm/seg}^2$ en el cálculo del coef. numérico)
 $C = \left(1 + 0.561 \frac{D^{0.5}}{D^{0.2}} \right)^{-1/2}$

VALORES TABULADOS DEL COEFICIENTE DE GASTO "C"

Longitud de los Tubos (Metros)	DIÁMETRO D DE LOS TUBOS									
	6"	12"	18"	24"	30"	36"	42"	48"	54"	60"
5	.67	.76	.78	.78	.78	.78	.77	.77	.76	.76
10	.57	.68	.72	.74	.75	.75	.75	.75	.74	.74
15	.49	.62	.68	.71	.72	.73	.73	.73	.72	.72
20	.44	.58	.64	.68	.70	.71	.71	.72	.72	.72
25	.40	.54	.61	.65	.67	.69	.70	.70	.71	.71
30	.37	.51	.58	.63	.65	.67	.68	.69	.69	.70
35	.35	.48	.56	.60	.63	.65	.67	.68	.69	.69
40	.33	.46	.54	.58	.61	.64	.66	.67	.68	.69
45	.31	.44	.52	.56	.60	.63	.65	.66	.67	.68
50	.30	.42	.50	.55	.59	.62	.64	.65	.66	.67

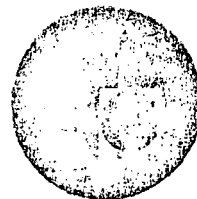
EJEMPLO NUMERICO USANDO EL NOMOGRAMA:
 Q = 250 lts/seg - D = 19" (0.46 m) - L = 10 m
 C = 0.72 de la tabla - h = 22.3 cm (Solución)

NOMOGRAMA PARA EL CALCULO HIDRAULICO DE TUBERIAS EN TOMAS PARA CANALES





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



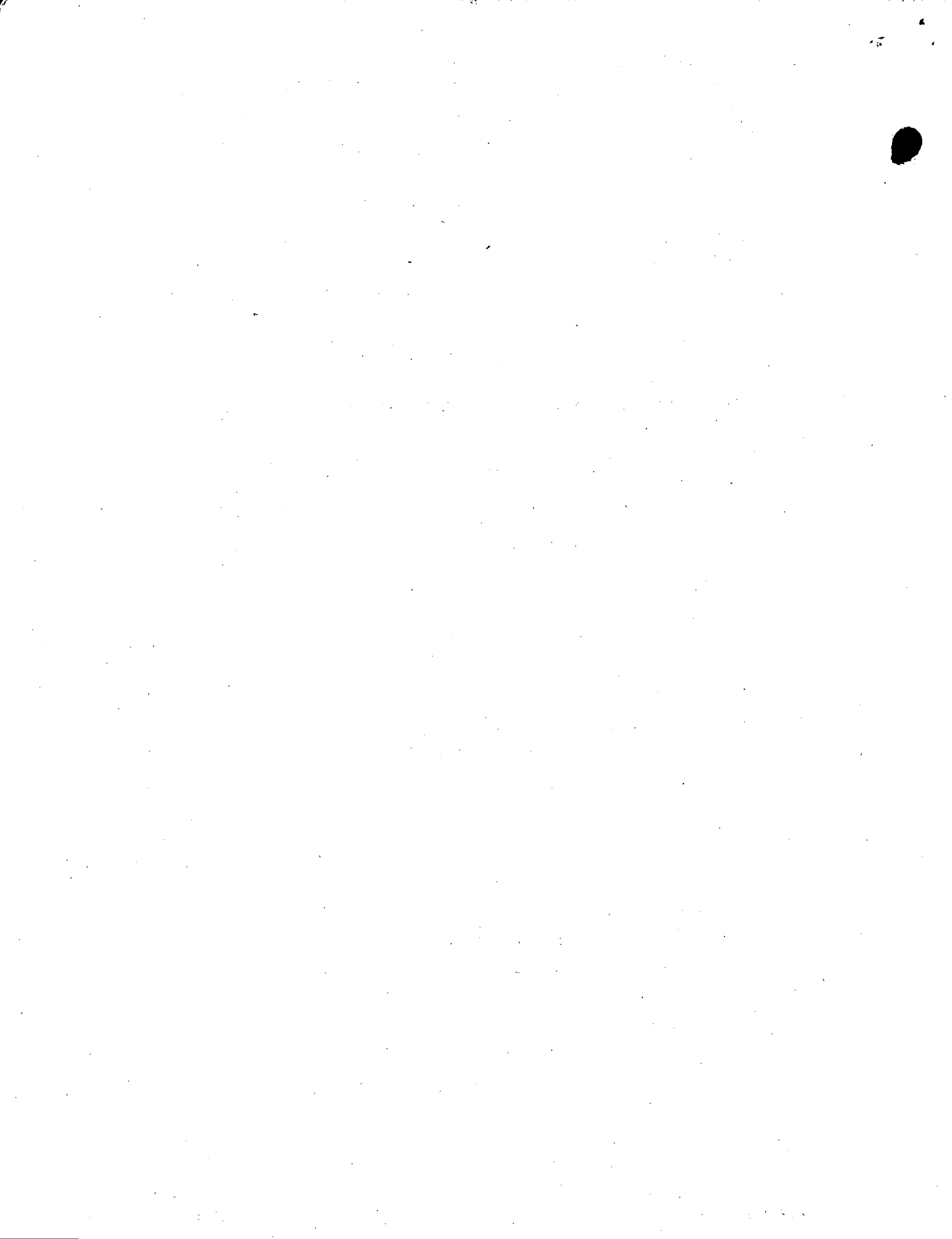
CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

CAPITULO VII

ALINEAMIENTO HORIZONTAL

(TOMADO DEL LIBRO MANUAL DE PROYECTO
GEOMETRICO DE CARRETERAS, SOP)

SEPTIEMBRE DE 1978



CAPITULO VII

ALINEAMIENTO HORIZONTAL

7.1 DEFINICION

El alineamiento horizontal es la proyección sobre un plano horizontal del eje de la subcorona del camino.

7.2 ELEMENTOS QUE LO INTEGRAN

Los elementos que integran el alineamiento horizontal son las tangentes, las curvas circulares y las curvas de transición.

7.2.1 Tangentes

Las tangentes son la proyección sobre un plano horizontal de las rectas que unen las curvas. Al punto de intersección de la prolongación de dos tangentes consecutivas se le representa como *PI*, y al ángulo de deflexión formado por la prolongación de una tangente y la siguiente se le representa por Δ . Como las tangentes van unidas entre sí por curvas, la longitud de una tangente es la distancia comprendida entre el fin de la curva anterior y el principio de la siguiente. A cualquier punto preciso del alineamiento horizontal localizado en el terreno sobre una tangente, se le denomina: punto sobre tangente y se le representa por *PST*.

La longitud máxima de una tangente está condicionada por la seguridad. Las tangentes largas son causa potencial de accidentes, debido a la somnolencia que produce al conductor mantener concentrada su atención en puntos fijos del camino durante mucho tiempo, o bien, porque favorecen los deslumbramientos durante la noche; por tal razón, conviene limitar la longitud de las tangentes, proyectando en su lugar alineamientos ondulados con curvas de gran radio.

La longitud mínima de tangente entre dos curvas consecutivas está definida por la longitud necesaria para dar la sobreelevación y ampliación a esas curvas.

7.2.2 Curvas circulares

Las curvas circulares son los arcos de círculo que forman la proyección horizontal de las curvas empleadas para unir dos tangentes consecutivas; las curvas circulares pueden ser simples o compuestas, según se trate de un solo arco de círculo o de dos o más sucesivos, de diferente radio.

A) Curvas circulares simples. Cuando dos tangentes están unidas entre sí por una sola curva circular, ésta se denomina curva simple. En el sentido del cadenamamiento, las curvas simples pueden ser hacia la izquierda o hacia la derecha.

Las curvas circulares simples tienen como elementos característicos los mostrados en la Figura 7.1, y se calculan como sigue:

1. Grado de curvatura. Es el ángulo subtendido por un arco de 20 m. Se representa con la letra G_c :

$$\frac{G_c}{20} = \frac{360^\circ}{2\pi R_c} \dots G_c = \frac{1\ 145.92}{R_c} \dots (1)$$

El grado máximo de curvatura que puede tener una curva, es el que permite a un vehículo recorrer con seguridad la curva con la sobreelevación máxima a la velocidad de proyecto. Su cálculo está dado en el Capítulo IX.

2. Radio de la curva. Es el radio de la curva circular. Se simboliza como R_c . De la expresión (1) se tiene:

$$R_c = \frac{1\ 145.92}{G_c} \dots (2)$$

3. Angulo central. Es el ángulo subtendido por la curva circular. Se simboliza como Δ_c . En curvas circulares simples es igual a la deflexión de las tangentes.

4. Longitud de curva. Es la longitud del arco entre el *PC* y el *PT*. Se le representa como l_c .

$$\frac{l_c}{2\pi R_c} = \frac{\Delta_c}{360^\circ} \dots l_c = \frac{\pi \Delta_c}{180^\circ} R_c$$

pero teniendo en cuenta la expresión (2) se tendrá:

$$l_c = 20 \frac{\Delta_c}{G_c} \dots (3)$$

5. Subtangente. Es la distancia entre el *PI* y el *PC* o *PT* medida sobre la prolongación de las tangentes. Se representa como *ST*. Del triángulo rectángulo *PI-O-PT*, se tiene:

$$ST = R_c \tan \frac{\Delta_c}{2} \dots (4)$$

6. Externa. Es la distancia mínima entre el *PI* y la curva. Se representa con la letra *E*. En el triángulo rectángulo *PI-O-PT*, se tiene:

$$E = R_c \sec \frac{\Delta_c}{2} - R_c = R_c \left(\sec \frac{\Delta_c}{2} - 1 \right) \dots (5)$$

7. Ordenada media. Es la longitud de la flecha en el punto medio de la curva. Se simboliza con la letra M . Del triángulo rectángulo $PI-O-PT$, se tiene:

$$M = R_c - R_c \cos \frac{\Delta_c}{2} = R_c \operatorname{sen} \operatorname{ver} \frac{\Delta_c}{2} \dots \dots \dots (6)$$

8. Deflexión a un punto cualquiera de la curva. Es el ángulo entre la prolongación de la tangente en PC y la tangente en el punto considerado. Se le representa como θ . Se puede establecer:

$$\frac{\theta}{l} = \frac{G_c}{20} \dots \dots \theta = \frac{G_c l}{20} \dots \dots \dots (7)$$

9. Cuerda. Es la recta comprendida entre dos puntos de la curva. Se le denomina C . Si esos puntos son el PC y el PT , a la cuerda resultante se le denomina cuerda larga. En el triángulo $PC-O-PSC$.

$$C = 2R_c \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} \dots \dots \dots (8)$$

Para la cuerda larga:

$$CL = 2R_c \operatorname{sen} \frac{\Delta_c}{2} \dots \dots \dots (8')$$

10. Ángulo de la cuerda. Es el ángulo comprendido entre la prolongación de la tangente y la cuerda considerada. Se representa como ϕ . En el triángulo $PC-O-PSC$.

$$\phi = \frac{\theta}{2}$$

y teniendo en cuenta la expresión (7)

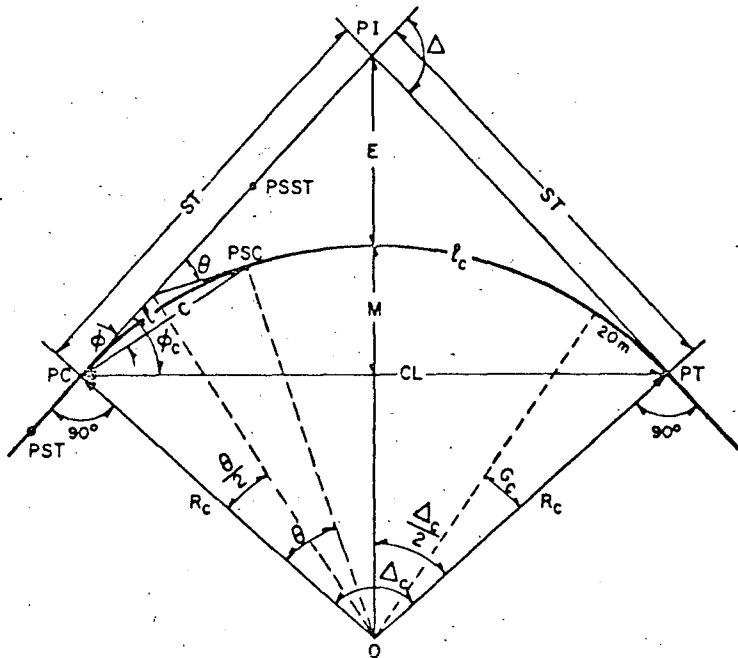
$$\phi = \frac{G_c l}{40} \dots \dots \dots (9)$$

Para la cuerda larga:

$$\phi_c = \frac{G_c l_c}{40}$$

Para fines de trazo se considera que la cuerda C tiene la misma longitud que el arco l . Para minimizar el error cometido al hacer esta consideración, se toman cuerdas de 20 m en curvas con $G \leq 8^\circ$; de 10 m en curvas con $8^\circ < G \leq 22^\circ$, y de 5 m para curvas con $22^\circ < G \leq 62^\circ$.

En la tabla 7-A se pueden obtener los elementos de una curva circular de 100 m de longitud, de 10 000 m de radio, o de 1° de curvatura. Para curvas de longitud l_c , las cantidades se multiplican por $l_c/100$; para cur-



- PI Punto de intersección de la prolongación de las tangentes
- PC Punto en donde comienza la curva circular simple
- PT Punto en donde termina la curva circular simple
- PST Punto sobre tangente
- PSST Punto sobre subtangente
- PSC Punto sobre la curva circular
- O Centro de la curva circular

- Δ Ángulo de deflexión de las tangentes
- Δ_c Ángulo central de la curva circular
- θ Ángulo de deflexión a un PSC
- ϕ Ángulo de una cuerda cualquiera
- ϕ_c Ángulo de la cuerda larga
- G_c Grado de curvatura de la curva circular

- R_c Radio de la curva circular
- ST Subtangente
- E Externa
- M Ordenada media
- C Cuerda
- CL Cuerda larga
- l Longitud de un arco
- l_c Longitud de la curva circular

FIGURA 7.1. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR SIMPLE

vas de R_c , las cantidades se multiplican por $R_c/10\,000$; para c de grado G_c , las cantidades se multiplican por $1/G_c$.

En la tabla 7-B se dan los datos necesarios para el trazo de curvas circulares simples. En esta tabla se dan los ángulos de la cuerda para arcos de diferente longitud, así como la longitud real de las respectivas cuerdas.

B) Curvas circulares compuestas. Son aquellas que están formadas por dos o más curvas circulares simples del mismo sentido y de diferente radio, o de diferente sentido y cualquier radio, pero siempre con un punto de tangencia común entre dos consecutivas. Cuando son del mismo sentido se llaman compuestas directas y cuando son de sentido contrario, compuestas inversas.

En caminos debe evitarse este tipo de curvas, porque introducen cambios de curvatura peligrosos; sin embargo, en intersecciones pueden emplearse siempre y cuando la relación entre dos radios consecutivos no sobrepase la cantidad de 2.0 y se resuelva satisfactoriamente la transición de la sobreelevación.

Los principales elementos de la curva circular compuesta se ilustran con una curva de tres centros en la Figura 7.2; para su cálculo se utilizan los elementos de las curvas circulares simples que la integran y los resultados obtenidos pueden extrapolarse para curvas de más de tres centros.

De la expresión (8'):

$$C_1 = 2R_{c1} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c1}}{2}$$

$$C_2 = 2R_{c2} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c2}}{2}$$

$$C_3 = 2R_{c3} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c3}}{2}$$

De la Figura 7.2:

$$x_1 = R_{c1} \operatorname{sen} \Delta_{c1}$$

$$y_1 = R_{c1} (1 - \cos \Delta_{c1})$$

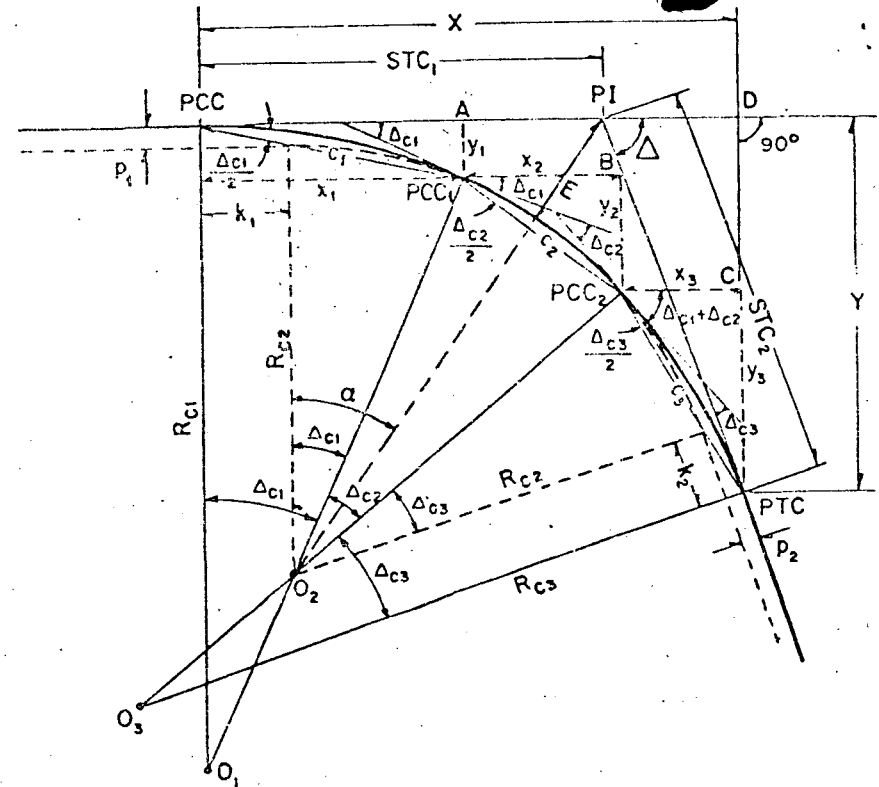
$$x_1 = C_2 \cos \left(\Delta_{c1} + \frac{\Delta_{c2}}{2} \right) = 2R_{c2} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c2}}{2} \cos \left(\Delta_{c1} + \frac{\Delta_{c2}}{2} \right)$$

$$y_2 = C_2 \operatorname{sen} \left(\Delta_{c1} + \frac{\Delta_{c2}}{2} \right) = 2R_{c2} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c2}}{2} \operatorname{sen} \left(\Delta_{c1} + \frac{\Delta_{c2}}{2} \right)$$

$$x_3 = C_3 \cos \left(\Delta_{c1} + \Delta_{c2} + \frac{\Delta_{c3}}{2} \right) = 2R_{c3} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c3}}{2} \cos \left(\Delta_{c1} + \Delta_{c2} + \frac{\Delta_{c3}}{2} \right)$$

$$y_3 = C_3 \operatorname{sen} \left(\Delta_{c1} + \Delta_{c2} + \frac{\Delta_{c3}}{2} \right) = 2R_{c3} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c3}}{2} \operatorname{sen} \left(\Delta_{c1} + \Delta_{c2} + \frac{\Delta_{c3}}{2} \right)$$

(10)



- PI Punto de intersección de las tangentes
- PCC Punto donde se inicia la curva circular compuesta
- PTC Punto donde termina la curva circular compuesta
- PCC₁, PCC₂ Puntos de curvatura compuesta, o sean los puntos en donde termina una curva circular simple y empieza otra
- O₁, O₂, O₃ Centros de las curvas circulares simples que integran la curva circular compuesta
- Δ Angulo de deflexión entre las tangentes
- Δ_{c1}, Δ_{c2}, Δ_{c3} Ángulos centrales de las curvas circulares simples
- R_{c1}, R_{c2}, R_{c3} Radios de cada una de las curvas circulares simples
- STC₁, STC₂ Subtangentes de la curva circular compuesta
- P₁, P₂, k₁, k₂ Desplazamientos de la curva central para curva compuesta de tres centros

FIGURA 7.2. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR COMPUESTA

¿hubiera una cuarta curva:

$$x_4 = 2R_{c_4} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_4}}{2} \cos \left(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \Delta_{c_3} + \frac{\Delta_{c_4}}{2} \right)$$

$$y_4 = 2R_{c_4} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_4}}{2} \operatorname{sen} \left(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \Delta_{c_3} + \frac{\Delta_{c_4}}{2} \right)$$

Puede verse también que:

$$X = x_1 + x_2 + x_3 + \dots$$

$$Y = y_1 + y_2 + y_3 + \dots$$

$$\Delta = \Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \Delta_{c_3} + \dots \quad (11)$$

las subtangentes de la curva circular compuesta serán:

$$STC_1 = X - STC_2 \cos \Delta$$

$$STC_2 = Y \operatorname{csc} \Delta \quad (12)$$

se conocen las subtangentes de cada una de las curvas circulares simples, las subtangentes de la curva circular compuesta pueden calcularse de la siguiente manera:

$$STC_1 = X - Y \cot \Delta$$

$$STC_2 = Y \operatorname{csc} \Delta$$

donde:

$$\begin{aligned} X &= (1 + \cos \Delta_{c_1}) ST_1 + [\cos \Delta_{c_1} + \cos(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2})] ST_2 \\ &\quad + [\cos(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2}) + \cos(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \Delta_{c_3})] ST_3 \\ Y &= (\operatorname{sen} \Delta_{c_1}) ST_1 + [\operatorname{sen} \Delta_{c_1} + \operatorname{sen}(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2})] ST_2 \\ &\quad + [\operatorname{sen}(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2}) + \operatorname{sen}(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \Delta_{c_3})] ST_3 \quad (12') \end{aligned}$$

Con las expresiones anteriores pueden calcularse y trazarse curvas circulares compuestas de cualquier número de centros.

En ocasiones, es útil conocer los desplazamientos de la curva central p_1 y p_2 , y las correspondientes distancias k_1 y k_2 , para una curva de tres centros. De la Figura 7.2, se tiene:

$$\begin{aligned} p_1 &= y_1 - (R_{c_2} - R_{c_2} \cos \Delta_{c_1}) = R_{c_1} - R_{c_1} \cos \Delta_{c_1} - R_{c_2} + R_{c_2} \cos \Delta_{c_1} \\ p_1 &= (R_{c_1} - R_{c_2})(1 - \cos \Delta_{c_1}) \quad (13) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_1 &= x_1 - R_{c_2} \operatorname{sen} \Delta_{c_1} = R_{c_1} \operatorname{sen} \Delta_{c_1} - R_{c_2} \operatorname{sen} \Delta_{c_1} \\ k_1 &= (R_{c_1} - R_{c_2}) \operatorname{sen} \Delta_{c_1} \quad (13') \end{aligned}$$

Análogamente:

$$p_2 = (R_{c_2} - R_{c_3})(1 - \cos \Delta_{c_2}) \quad (14)$$

$$k_2 = (R_{c_2} - R_{c_3}) \operatorname{sen} \Delta_{c_2} \quad (14')$$

El cálculo de la externa E puede hacerse de la siguiente manera:

$$\cos \alpha = \frac{R_{c_2} + p_1}{E + R_{c_4}} \quad \therefore E = (R_{c_2} + p_1) \sec \alpha - R_{c_4} \quad (15)$$

en donde: $\alpha = \operatorname{ang} \tan \frac{STC_1 - k_1}{R_{c_2} + p_1} \quad (16)$

7.2.3 Curvas de transición

Cuando un vehículo pasa de un tramo en tangente a otro en curva circular, requiere hacerlo en forma gradual, tanto por lo que se refiere al cambio de dirección como a la sobreelevación y a la ampliación necesarias. Para lograr este cambio gradual se usan las curvas de transición.

Se definirá aquí como curva de transición a la que liga una tangente con una curva circular, teniendo como característica principal, que en su longitud se efectúa, de manera continua, el cambio en el valor del radio de curvatura, desde infinito para la tangente hasta el que corresponde para la curva circular.

Debe recordarse que se llama curvatura de una curva en un punto A , al límite de las curvaturas medias de los arcos de dicha curva que tienen el mismo extremo A , cuando el segundo extremo tiende a A ; siendo la curvatura media de un arco el cociente del ángulo de contingencia del arco y de su longitud. Asimismo, se llama radio de curvatura de una curva en un punto al valor recíproco de la curvatura en dicho punto.

La aceleración centrífuga de un vehículo que se mueve a velocidad uniforme V , vale V^2/R ; para este caso, la aceleración varía de manera continua desde cero para la tangente hasta V^2/R_c para la curva circular de radio R_c . La curva de transición debe proyectarse de manera que la variación de la curvatura y, por lo tanto, la variación de la aceleración centrífuga, sean constantes a lo largo de ella. Si la longitud de la curva de transición es l , la variación de la aceleración centrífuga por unidad de longitud vale: $V^2/R_c l$; en un punto cualquiera de la curva, situado a una distancia l del origen de la transición, la aceleración centrífuga

valdrá: V^2/l ; por otra parte, si la curvatura en el punto considerado es $1/R$ la aceleración centrífuga en ese mismo punto valdrá V^2/R ; por lo cual:

$$\frac{V^2 l}{R_c l_c} = \frac{V^2}{R}$$

y simplificando: $Rl = R_c l_c$
pero: $R_c l_c = K^2$

en donde K es una magnitud constante, ya que R_c y l_c también lo son. Entonces:

$$Rl = K^2 \quad (17)$$

La expresión anterior es la ecuación de la curva conocida como clotoide o espiral de Euler, que cumple con la condición de que el producto del radio y la longitud a un punto cualquiera es constante. Tiene la propiedad de que cuando aumenta o reduce su parámetro K , todas las medidas lineales cambian en la misma proporción, permaneciendo los elementos que determinan su forma sin cambio alguno; lo que significa que todas las clotoides tienen la misma forma, pero difieren entre sí por su longitud.

Como la clotoide de curvatura $1/R$ es proporcional a su longitud, se tiene en ella a la curva más apropiada para efectuar transiciones. Existen otras curvas que pueden servir para el mismo fin cuando el ángulo de deflexión θ_0 es pequeño, como la parábola cúbica, cuya curvatura es proporcional a la proyección de la longitud sobre la tangente en su origen, o la lemniscata de Bernoulli, cuya curvatura es proporcional a la distancia polar. Aquí se considerará únicamente la clotoide o espiral por ser el caso más general.

A) Ecuaciones de la clotoide o espiral de transición. Por definición, la clotoide es una curva tal que los radios de curvatura de cada uno de sus puntos están en razón inversa a los desarrollos de sus respectivos arcos, siendo K^2 la constante de proporcionalidad. Esto es:

$$R = \frac{K^2}{l}$$

como: $Rd\theta = dl$, se sigue que: $d\theta = \frac{dl}{R}$ ver Figura 7.3

Substituyendo el valor de R e integrando:

$$\int_0^\theta d\theta = \int_0^l \frac{dl}{K^2} \quad \therefore \quad \theta = \frac{l^2}{2K^2} \quad (18)$$

teniendo en cuenta la expresión (17):

$$\theta = \frac{l^2}{2R_c l_c} \quad (18')$$

En la expresión anterior el valor de θ está expresado en radianes; si lo expresamos en grados y tomamos en cuenta la igualdad (2) se tendrá:

$$\theta = \frac{l^2}{2R_c l_c} \cdot \frac{180}{\pi} = \frac{l^2}{2 \left(\frac{1.145.92}{G_c} \right) l_c} \cdot \frac{180}{\pi}$$

$$\theta = \frac{G_c l^2}{40l_c} \quad (18'')$$

Por otra parte:

$$dx = dl \cos \theta$$

$$dy = dl \operatorname{sen} \theta$$

desarrollando en serie $\operatorname{sen} \theta$ y $\cos \theta$, y substituyendo:

$$dx = dl \left(1 - \frac{\theta^2}{2!} + \frac{\theta^4}{4!} - \frac{\theta^6}{6!} + \dots \right)$$

$$dy = dl \left(\theta - \frac{\theta^3}{3!} + \frac{\theta^5}{5!} - \frac{\theta^7}{7!} + \dots \right)$$

Teniendo en cuenta que:

$$\theta = \frac{l^2}{2K^2} = \frac{l^2}{C} \text{ e integrando:}$$

$$x = \int_0^l \left(1 - \frac{l^4}{C^2 2!} + \frac{l^8}{C^4 4!} - \frac{l^{12}}{C^6 6!} + \dots \right) dl$$

$$= l \left(1 - \frac{l^4}{5C^2 2!} + \frac{l^8}{9C^4 4!} - \frac{l^{12}}{13C^6 6!} + \dots \right)$$

$$y = \int_0^l \left(\frac{l^2}{C} - \frac{l^6}{C^3 3!} + \frac{l^{10}}{C^5 5!} - \frac{l^{14}}{C^7 7!} + \dots \right) dl$$

$$= l \left(\frac{l^2}{3C} - \frac{l^6}{7C^3 3!} + \frac{l^{10}}{11C^5 5!} - \frac{l^{14}}{15C^7 7!} + \dots \right)$$

expresando los resultados anteriores en función de θ :

$$x = l \left(1 - \frac{\theta^2}{5 \times 2!} + \frac{\theta^4}{9 \times 4!} - \frac{\theta^6}{13 \times 6!} + \dots \right)$$

$$y = l \left(\frac{\theta}{3} - \frac{\theta^3}{7 \times 3!} + \frac{\theta^5}{11 \times 5!} - \frac{\theta^7}{15 \times 7!} + \dots \right) \quad (19)$$

En las expresiones anteriores θ está en radianes; si lo expresamos en grados, entonces queda:

$$= \frac{l}{100} [100 - 0.304617\theta^2 (10)^{-2} + 0.429591\theta^4 (10)^{-7} - 0.301987\theta^6 (10)^{-12}]$$

$$= \frac{l}{100} [0.581776\theta - 0.126585\theta^3 (10)^{-4} + 0.122691\theta^5 (10)^{-9} - 0.652559\theta^7 (10)^{-15}] \quad (19')$$

De la figura (7.3) puede deducirse también que:

$$C = \sqrt{x^2 + y^2} = y \csc \phi' = x \sec \phi' \quad (20)$$

$$T_1 = x - y \cot \theta \quad (21)$$

$$T_2 = y \csc \theta \quad (22)$$

También:

$$\phi' = \text{ang tan } \frac{y}{x} \quad (23)$$

En la práctica se ha llegado a que:

$$\phi' = \frac{\theta}{3} - Z \quad (23')$$

En donde ϕ' y θ están expresados en grados y Z es una corrección dada por la expresión:

$$Z = 3.1 \times 10^{-3} \theta^3 + 2.3 \times 10^{-8} \theta^5 \quad (24)$$

En donde Z está expresada en grados y Z en segundos.

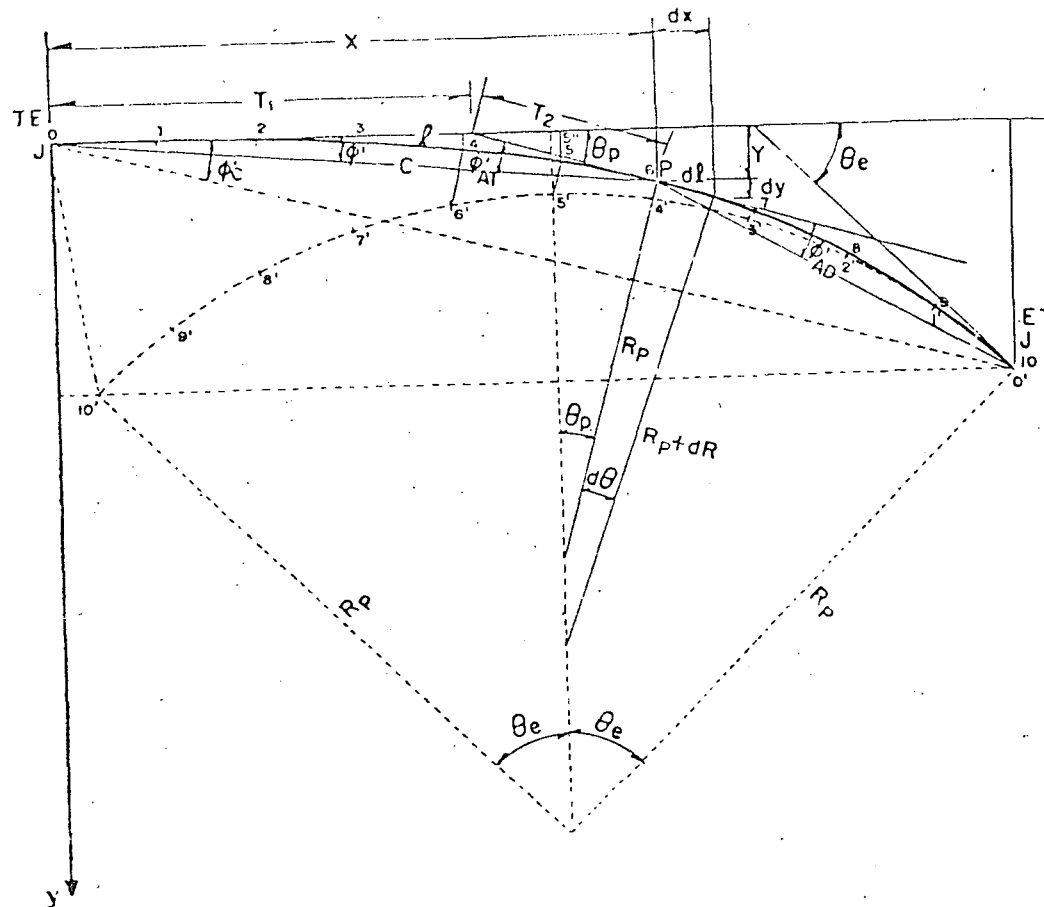
Para valores de θ menores de 16° el valor de Z es tan pequeño que puede despreciarse.

Para fines de trazo es útil poder calcular rápidamente el ángulo que forma una cuerda cualquiera de la clotoide respecto a una tangente en un punto cualquiera P , tanto para cuerdas apoyadas en ese punto y otro punto atrás ϕ'_{AT} como para cuerdas apoyadas en ese punto y otro adelante ϕ'_{AD} (ver Figura 7.3).

Para el cálculo de ϕ'_{AD} y ϕ'_{AT} se considera la siguiente propiedad de la clotoide:

La clotoide diverge de un arco de círculo tangente a ella, en la misma proporción que lo hace con respecto a una recta tangente a ella en el origen, puesto que la recta y el círculo tienen curvatura constante y la clotoide varía su curvatura desde cero en la tangente al origen, hasta $1/R$ en el punto en donde es tangente al círculo. Según esta propiedad, $5'5''$ y $5''5'$ son los puntos medios del círculo y la clotoide, respectivamente, y la distancia normal a la tangente $5'5''$ es igual a la distancia normal a la

clotoide $5'5''$; asimismo, para el arco de longitud l_e del círculo y la clotoide, la distancia normal a la tangente en el TE entre tangente y clotoide es



- P Punto cualquiera sobre una espiral
- o Punto en donde se inicia la espiral
- 10 Punto en donde termina la espiral
- θ_e Deflexión total de la espiral
- θ_p Deflexión de la espiral en un punto P
- ϕ_c Ángulo de la cuerda larga de la espiral
- ϕ' Ángulo de la cuerda a un punto P
- ϕ'_{AT} Ángulo respecto a la tangente en P, de una cuerda anterior que subtiende un arco de espiral JP, de longitud l_{JP}
- ϕ'_{AD} Ángulo respecto a la tangente en P, de una cuerda posterior que subtiende un arco de espiral JP, de longitud l_{JP}
- l Longitud de la espiral desde el origen al punto P
- C Cuerda de la espiral desde el origen al punto P
- R_p Radio de curvatura de la espiral en el punto P
- X,Y Coordenadas del punto P
- T_1 Tangente larga al punto P
- T_2 Tangente corta al punto P

FIGURA 7.3. ELEMENTOS DE LA ESPIRAL O CLOTOIDE

nula e igual a la distancia normal a la clotoide entre ésta y el círculo en *ET*. De la Figura 7.3 puede verse también que para un arco de longitud l_p :

$$\phi_{AT} = \phi - \phi' \quad \dots \quad (25)$$

En donde:

$$\phi' = \frac{\theta_p}{3} - Z$$

ϕ es el ángulo de la cuerda que subtiende un arco de círculo de radio R_p y longitud l_p ; puede calcularse con la expresión (9).

Análogamente:

$$\phi'_{AD} = \phi + \phi' \quad \dots \quad (25')$$

Si dividimos una espiral en N partes iguales, y se numeran los puntos en forma creciente: 0, 1, 2, 3, J , P , N , se tendrá:

$$l_{jp} = |J - P| \frac{l_o}{N}$$

En donde: l_{jp} es la longitud del arco de espiral desde el punto considerado P a un punto cualquiera, J y P los números de orden de los puntos J y P y l_o/N la longitud de un arco de los N de la espiral.

También, por definición de la clotoide:

$$R_o l_o = R_p l_p \text{ que lleva a } G_p l_o = G_o l_p \dots G_p = \frac{l_p}{l_o} G_o = \frac{P}{N} G_o$$

en donde G_o es el grado de curvatura en el punto N y G_p el grado de curvatura en el punto P .

Por otra parte, de la expresión (9):

$$\phi = \frac{G_p l_p}{40} = \frac{\frac{P}{N} G_o |J - P| \frac{l_o}{N}}{40} = \frac{P |J - P|}{N^2} \frac{G_o l_o}{40}$$

y teniendo en cuenta que:

$$\theta_o = \frac{G_o l_o^2}{40 l_o} \quad \dots \quad (18'')$$

$$\phi = \frac{P |J - P|}{N^2} \theta_o$$

Por otra parte de la expresión (23'):

$$\phi' = \frac{\theta}{3} - Z$$

de la expresión (18) $2K^2 = \frac{l_{jp}^2}{\theta} = \frac{l_o^2}{\theta}$ despejando $\theta = \left(\frac{l_{jp}}{l_o}\right)^2 \theta_o$

$$\phi' = \frac{\theta_o}{3} \left(\frac{l_{jp}}{l_o}\right)^2 - Z = \frac{\theta_o}{3} \left[\left(\frac{J - P}{N}\right) \frac{l_o}{l_o}\right]^2 - Z$$

substituyendo los valores de ϕ y ϕ' en las expresiones (25) y (25') se tiene:

$$\phi'_{AD} = [3P(J - P) + (J - P)^2] \frac{\theta_o}{3N^2} - Z$$

$$\phi'_{AT} = [3P(P - J) - (J - P)^2] \frac{\theta_o}{3N^2} + Z \quad \dots \quad (26)$$

En donde:

ϕ'_{AD} , ϕ'_{AT} = Ángulo en grados entre la tangente en el punto P y una cuerda cualquiera \overline{PJ} , adelante o atrás.

P , J = Número de orden del punto P en donde se está midiendo ϕ'_{AD} o ϕ'_{AT} , y número de orden del otro extremo de la cuerda J .

N = Número de arcos o cuerdas en que se ha dividido la espiral.

Z = Corrección que depende del ángulo de deflexión θ de la espiral en el punto P . Puede despreciarse para $\theta \leq 16^\circ$. En caso contrario se calcula con la expresión (24).

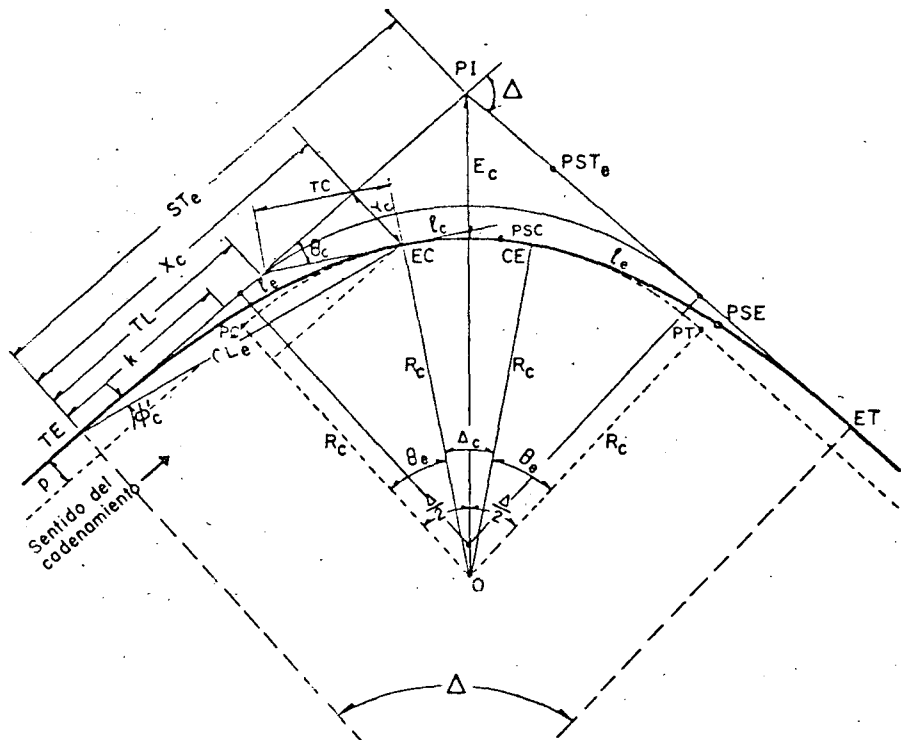
B) Curva circular simple con espirales de transición. Las curvas circulares con espirales de transición constan de una espiral de entrada, una curva circular simple y una espiral de salida. Cuando las espirales de entrada y salida tienen la misma longitud, la curva es simétrica, en caso contrario es asimétrica. En la Figura 7.4, se muestran los elementos de una curva simétrica, los que se calculan como sigue:

1. Grado de curvatura de la curva circular. Es el ángulo que subtiende un arco de 20 m en la curva circular.

$$G_c = \frac{1145.92}{R_c} \quad \dots \quad (1)$$

En donde R_c es el radio de la curva circular.

2. Longitud de la espiral. Es la longitud medida sobre la curva entre el *TE* y el *EC*, o del *CE* al *ET*. Su valor mínimo se determina en el apartado C) de este inciso.



3. Parámetro de la espiral. Es la magnitud que define las dimensiones de la espiral.

$$K = \sqrt{R_c l_e} \dots \dots \dots (17)$$

4. Deflexión de la curva. Es el ángulo comprendido entre las normales a las tangentes en TE y ET. Su valor es igual a la deflexión de las tangentes y se representa con Δ.

5. Deflexión a un punto cualquiera de la espiral. Es el ángulo comprendido entre la tangente en TE o ET y la tangente en un punto cualquiera PSE.

$$\theta = \frac{l^2}{2K^2} \dots \dots \dots (18)$$

Si $l = l_e$; $\theta = \theta_e$; y por tanto: $2K^2 = \frac{l_e^2}{\theta_e}$

y substituyendo en (18):

$$\theta = \left(\frac{l}{l_e}\right)^2 \theta_e \dots \dots \dots (27)$$

6. Deflexión de la espiral. Es el ángulo comprendido entre las tangentes a la espiral en sus puntos extremos.

Nuevamente, si $l = l_e$; $\theta = \theta_e$; y de la expresión (18')

$$\theta_e = \frac{l_e^2}{2R_c l_e} = \frac{l_e}{2R_c} \dots \dots \dots (28)$$

Con la expresión anterior se obtiene θ_e en radianes; si la expresamos en grados y tomamos en cuenta que: $R_c = \frac{1145.92}{G_c}$ se tendrá:

$$\theta_e = \frac{l_e}{2 \times \frac{1145.92}{G_c}} \frac{180}{\pi}$$

$$\theta_e = \frac{G_c l_e}{40} \dots \dots \dots (29)$$

7. Longitud total de la curva. Es la suma de las longitudes de las dos espirales de transición y de la longitud de curva circular. Para curvas simétricas, se tiene:

$$L = 2l_e + l_c$$

teniendo en cuenta las expresiones (3) y (29):

$$L = 2 \left(\frac{40\theta_e}{G_c} \right) + \frac{20\Delta_c}{G_c} = \frac{80\theta_e + 20\Delta_c}{G_c}$$

- PI Punto de intersección de las tangentes
- TE Punto donde termina la tangente y empieza la espiral
- EC Punto donde termina la espiral y empieza la curva circular
- CE Punto donde termina la curva circular y empieza la espiral
- ET Punto donde termina la espiral y empieza la tangente
- PSC Punto sobre la curva circular
- PSE Punto sobre la espiral
- PST_e Punto sobre la subtangente
- Δ Ángulo de deflexión de las tangentes
- Δ_c Ángulo central de la curva circular
- θ_e Deflexión de la espiral
- φ_c Ángulo de la cuerda larga de la espiral

- ST_e Subtangente
- x_c, y_c Coordenadas del EC o del CE
- k, p Coordenadas del PC o del PT (Desplazamiento)
- TL Tangente larga
- TC Tangente corta
- CL_e Cuerda larga de la espiral
- E_c Externa
- R_c Radio de la curva circular
- l_e Longitud de la espiral de entrada o salida
- l_c Longitud de la curva circular

FIGURA 7.4. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR CON ESPIRALES

pero:

$$\Delta_s = \Delta - 2\theta_0$$

$$L = \frac{80\theta_0 + 20\Delta - 40\theta_0}{G_0}$$

$$L = \frac{40\theta_0 + 20\Delta}{G_0} \quad (30)$$

y teniendo en cuenta la expresión (29):

$$L = l_0 + \frac{20\Delta}{G} \quad (31)$$

Lo cual indica que al insertar una curva espiral, se incrementa la longitud total de la curva en l_0 .

8. Coordenadas del *EC* de la curva.

De las ecuaciones (19):

$$X_0 = l_0 \left(1 - \frac{\theta_0^2}{10}\right)$$

$$Y_0 = l_0 \left(\frac{\theta_0}{3} + \frac{\theta_0^3}{42}\right) \quad (32)$$

En donde θ_0 está en radianes. Si expresamos a θ_0 en grados, de la expresión (19'), se tendrá:

$$X_0 = \frac{l_0}{100} (100 - 0.00305\theta_0^2)$$

$$Y_0 = \frac{l_0}{100} (0.582\theta_0 - 0.0000126\theta_0^3) \quad (32')$$

9. Coordenadas del *PC* de la curva circular. De la Figura 7.4:

$$p = Y_0 - R_0 \text{ sen } \theta_0$$

$$k = X_0 - R_0 \text{ sen } \theta_0 \quad (33)$$

10. Subtangente. Es la distancia entre el *PI* y el *TE* o *ET* de la curva, medida sobre la prolongación de la tangente, y se denomina *ST*. De la Figura 7.4.

$$ST_0 = k + (R_0 + p) \tan \frac{\Delta}{2} \quad (34)$$

11. Externa. Es la distancia entre el *PI* y la curva, y se denomina *E*. De la Figura 7.4:

$$E_0 = p + (R_0 + p) \sec \frac{\Delta}{2} - (R_0 + p)$$

$$E_c = (R_0 + p) \sec \frac{\Delta}{2} - R_0 \quad (35)$$

12. Cuerda larga. Es la recta que une el *TE* y *EC* o el *ET* y el *CE* y se le llama *CL*. De la ecuación (20).

$$CL_0 = \sqrt{X_c^2 + Y_c^2} \quad (36)$$

13. Ángulo de la cuerda larga. Es el ángulo comprendido entre la tangente en *TF* y la cuerda larga y se simboliza como ϕ_c . De las ecuaciones (23 y 24).

$$\phi_c = \frac{\theta_0}{3} - Z \quad (37)$$

En donde:

$$Z = 3.1 \times 10^{-3} \theta_0^2 + 2.3 \times 10^{-8} \theta_0^5$$

14. Tangente larga. Es el tramo de subtangente comprendido entre el *TE* o *ET* y la intersección con la tangente a *EC* o *CE*; se le llama *TL*. De (21).

$$TL = X_c - Y_c \cot \theta_0 \quad (38)$$

15. Tangente corta. Es el tramo de la tangente a *CE* o *EC* comprendido entre uno de estos puntos y la intersección con la subtangente correspondiente; se representa como *TC*. De la ecuación (22)

$$TC = Y_c \csc \theta_0 \quad (39)$$

En la tabla 7-C pueden obtenerse los elementos de una espiral de 100 m de longitud. Para una curva de longitud l_0 , los valores tabulados deben multiplicarse por el factor $l_0/100$.

En la tabla 7-D pueden obtenerse los datos para trazar cualquier espiral, multiplicando los coeficientes por $e_0/3N^2$. Esta tabla está calculada con las expresiones (26) sin tomar en cuenta la corrección *Z*. Esta corrección debe tomarse en consideración cuando $\theta_0 > 16^\circ$ y su cálculo se facilita con la tabla 7-E; la corrección es positiva para puntos atrás y negativa para puntos adelante del considerado.

C) Longitud mínima de la espiral de transición. Como se dijo antes las transiciones tienen por objeto permitir un cambio continuo en la aceleración centrífuga de un vehículo, así como de la sobreelevación y la ampliación. Este cambio será función de la longitud de la espiral, siendo más repentino conforme esta longitud es más corta.

En 1909, W. H. Shortt dedujo la primera fórmula para calcular la longitud mínima de la espiral para curvas de ferrocarril, basándose en que la variación de la aceleración centrífuga debe ser constante cuando se recorre la curva a velocidad uniforme.

Como se vio antes la aceleración centrífuga a_c en un punto cualquiera de la curva vale:

$$a_c = \frac{V^2 l}{R_c l_c}$$

Si se llama t al tiempo que necesita el vehículo para recorrer la espiral a velocidad uniforme V ; en un punto cualquiera de la curva se tendrá que $l = Vt$, y substituyendo en la expresión anterior:

$$a_c = \frac{V^2 Vt}{R_c l_c} = \frac{V^3 t}{R_c l_c}$$

Por otra parte, la variación de la aceleración centrífuga debe ser constante, o sea:

$$\frac{da_c}{dt} = \frac{d}{dt} \left(\frac{V^3 t}{R_c l_c} \right) = C$$

$$\frac{V^3}{R_c l_c} = C \quad l_c = \frac{1}{C} \frac{V^3}{R_c}$$

En donde:

l_c = Longitud mínima de la espiral, en m.

V = Velocidad del vehículo, en m/seg.

R_c = Radio de la curva circular, en m.

C = Coeficiente de variación de la aceleración centrífuga, o coeficiente de comodidad, en m/seg²/seg.

Expresando a la velocidad km/h, la expresión anterior resulta:

$$l_c = 0.0214 \frac{V^3}{CR_c} \quad (40)$$

El coeficiente C es un valor empírico que indica el grado de comodidad que se desea proporcionar. Para ferrocarriles, se aceptó un valor de 0.305 m/seg³, en caminos se pueden emplear coeficientes que varían entre 0.305 y 0.915 m/seg³. En 1938, J. Barnett propuso un valor de 0.61 m/seg³, valor que ha sido empleado ampliamente.

En 1949, M. V. Smirnoff propuso una fórmula semejante a la de Shortt, pero corrigiéndola para tener en cuenta la sobreelevación. Tal fórmula es:

$$l_c = \frac{0.0214}{C} V \left(\frac{V^2}{R_c} - 127 S \right) \quad (41)$$

En donde:

l_c = Longitud mínima de la espiral, en m.

V = Velocidad del vehículo, en km/h.

R_c = Radio de la curva, en m.

S = Sobreelevación en la curva circular, en valor absoluto.

C = Coeficiente de comodidad, fijada empíricamente entre 0.305 y 0.610 m/seg³.

En 1950, J. J. Leeming y A. N. Black, apoyados en una serie de experiencias realizadas en caminos existentes, encontraron que la comodidad de los pasajeros parecía estar relacionada con la aceleración centrífuga en la curva circular y no con la variación de esa aceleración a lo largo de la espiral; este hecho provoca dudas razonables sobre la validez de la fórmula de Shortt, a sus versiones modificadas.

Por su parte, la AASHO recomienda otra manera de calcular la longitud mínima de la espiral que con base en el aspecto estético del camino, consiste en igualar la longitud de la espiral a la longitud necesaria para dar la sobreelevación correspondiente a la curva circular. Se establece que la espiral debe tener suficiente longitud para permitir que la pendiente longitudinal de la orilla de la calzada con respecto al eje del camino tenga un valor máximo P . La AASHO, basada en consideraciones empíricas y tomando en cuenta la apariencia de las transiciones, establece que para caminos de dos carriles y velocidades entre 48 y 112 km/h, el valor de esa pendiente será de 1/150 y 1/250, respectivamente; de lo anterior:

$$p = \frac{1}{m}$$

y:

$$m = 1.5625V + 75 \quad (42)$$

En donde:

p = Pendiente longitudinal de la orilla de la calzada con respecto al eje del camino, en valor absoluto.

m = Talud de la orilla de la calzada respecto al eje del camino. Es igual al recíproco de la pendiente.

V = Velocidad de proyecto, en km/h.

Según lo anterior, la longitud mínima de la espiral para caminos de dos carriles será:

$$l_c = \frac{aS}{p} = maS \quad (43)$$

En donde:

l_c = Longitud mínima de la espiral, en metros.

a = Semiancho de la calzada en tangente para caminos de dos carriles.

S = Sobreelevación de la curva circular, en valor absoluto.

Empíricamente la AASHO establece que para caminos de más de dos carriles, la longitud mínima de espiral debe ser como sigue:

Caminos de tres carriles:	1.2 veces la longitud calculada para dos carriles.
Caminos de cuatro carriles, sin dividir:	1.5 veces la longitud calculada para dos carriles.
Caminos de seis carriles, sin dividir:	2.0 veces la longitud calculada para dos carriles.

Un criterio desarrollado en México por la Secretaría de Obras Públicas, para calcular la longitud mínima de espiral, fija un valor constante a la velocidad con que el vehículo asciende o desciende por la espiral de transición, cuando circula por ella a la velocidad de proyecto. Si el conductor mantiene su vehículo en el centro de su carril, el desnivel que sube o baja el vehículo al circular por la transición es:

$$d = \frac{aS}{2}$$

En donde:

- d = Desnivel, en metros.
- a = Semiancho de carpeta o ancho de carril, en metros.
- S = Sobreelevación, en valor absoluto.

Si el vehículo recorre la espiral de longitud l_0 a la velocidad de proyecto V , empleará un tiempo t de:

$$t = \frac{l_0}{0.277V}$$

En donde:

- t , está expresado en segundos.
- l_0 , en metros.
- V , en km/h.

La velocidad en el ascenso o descenso de la transición V_0 , expresada en m/seg, será entonces:

$$V_0 = \frac{d}{t} = \frac{aS/2}{l_0/0.277V} = \frac{0.138VS}{l_0}$$

Esta velocidad debe ser de una magnitud tal, que permita circular al conductor de una manera cómoda y segura. Para fijarla se analizan los valores de la pendiente longitudinal entre la orilla de la calzada y el eje del camino, recomendados por la AASHO en el criterio anterior. Para una velocidad de 48 km/h (13.33 m/seg) la AASHO recomienda una pendiente de 1/150; es decir, que el desnivel de la orilla de la calzada respecto al eje del camino será en 150 m de 1.00 m y, por tanto, el desnivel del eje será

de la mitad o sea 0.50 m. Por otra parte, un vehículo que circule a la velocidad de 48 km/h recorre 150 m en 11.25 segundos, con lo que su velocidad de ascenso o descenso en la espiral de transición será:

$$V_0 = \frac{0.50}{11.25} = 0.044 \text{ m/seg}$$

En la misma forma, para velocidad de proyecto de 112 km/h la AASHO recomienda una pendiente de 1/250; un vehículo circulando a 112 km/h recorrerá 250 m en 8.04 segundos, con lo que su velocidad de ascenso o descenso en la espiral de transición será:

$$V_0 = \frac{0.50}{8.04} = 0.062 \text{ m/seg}$$

Lo anterior parece indicar que para bajas velocidades de proyecto la AASHO recomienda longitudes de espiral relativamente mayores que las requeridas, admitiendo como segura y cómoda una velocidad en el ascenso de 0.062 m/seg para altas velocidades de proyecto; si se acepta el valor de 0.062 m/seg en la velocidad de ascenso o descenso como una constante para cualquier velocidad de proyecto, se tendrá

$$V_0 = 0.062 = \frac{0.138VaS}{l_0}$$

$$l_0 = \frac{0.138VaS}{0.062} \therefore l_0 = 2.22VaS$$

En la expresión anterior, la longitud de transición es directamente proporcional al semiancho de calzada, por lo que conforme sea menor éste será menor la longitud de transición; lo cual, aunque no influye en la comodidad y seguridad del usuario, proporciona una apariencia desagradable. En vista de esto último, se recomienda que la expresión que se obtiene para una velocidad de proyecto de 112 km/h y un semiancho de calzada de 3.65 m, se aplique para cualquier semiancho de calzada, es decir:

$$l_0 = 2.22 \times 3.65VS$$

$$l_0 = 8VS \quad \dots \dots \dots (44)$$

siendo:

- l_0 = Longitud mínima de transición, en m.
- V = Velocidad de proyecto, en kilómetros por hora.
- S = Sobreelevación, en valor absoluto.

Por razones prácticas, la longitud mínima aceptable de transición debe ser tal, que un vehículo que circule a la velocidad de proyecto tarde cuando menos 2.0 segundos en recorrerla, que a la velocidad en el ascenso y ancho de carril considerados, representa una sobreelevación de 0.070; substituyendo este valor en la expresión (44), se tendrá que la longitud mínima absoluta de transición será:

$$l_0 = 0.56V \quad \dots \dots \dots (45)$$

Las longitudes de transición antes determinadas se refieren a caminos de dos carriles. Cuando el camino es de más de dos carriles el criterio para obtener la longitud de transición es el mismo, pero considerando el desnivel del eje del carril más alejado con respecto al eje del camino, por lo que la longitud de transición para caminos de cuatro y seis carriles se incrementa en 1.5 y 2.5 veces con respecto a la de dos carriles.

En la tabla 7-F se muestran comparativamente las longitudes de transición calculadas con cada uno de los criterios descritos, para caminos de dos carriles y sobre elevación de 10 por ciento. Puede observarse que el criterio S.O.P. coincide aproximadamente con el AASHO para los anchos de calzada usuales en cada velocidad de proyecto.

VELOCIDAD DE PROYECTO km/h	SHORTT	SMIRNOFF	AASHO				SOP
	$le = 0.035 \frac{V^2}{R}$	$le = 0.035V \left(\frac{V^2}{R} + 127 S \right)$	le = m a S m = 1.5625 v + 75				le = 8VS
			a = 2.75	a = 3.05	a = 3.35	a = 3.65	
30	39	37	34	37	41	44	24
40	47	46	38	42	46	50	32
50	58	56	42	47	51	56	40
60	68	65	46	51	57	62	48
70	77	74	51	56	62	67	56
80	86	82	55	61	67	73	64
90	94	90	59	66	72	79	72
100	102	97	64	71	77	84	80
110	109	104	68	75	83	90	88

TABLA 7-F. CUADRO COMPARATIVO DE LONGITUDES MINIMAS DE TRANSICION SEGUN DIFERENTES CRITERIOS (S = 0.10)

7.2.4 Curvatura máxima para una deflexión y velocidad dadas

Para determinados valores de la velocidad de proyecto, grado de curvatura y deflexión, ocurre que la suma de las deflexiones de la espiral sobrepasa a la deflexión entre las tangentes traslapándose entonces las espirales. Como es inadmisibles que se traslapen las espirales de transición, habrá un valor de deflexión, abajo del cual no se podrán insertar espirales para una curva de grado dado, o inversamente habrá un valor del grado arriba del cual no se podrán insertar espirales cuando se tenga una cierta deflexión entre tangentes.

La condición necesaria y suficiente para que las espirales no se traslapen es:

$$\Delta_0 \geq 0$$

o sea:

$$\Delta \geq 2\theta_0 = \frac{Gl_0}{20}$$

Para el caso en que: $l_0 = 8VS$, y como: $S = \frac{S_{m\acute{a}x}}{G_{m\acute{a}x}} G$ (ver Cap. IX)

se tiene:

$$\Delta \geq \frac{8VSG}{20} = \frac{8VS_{m\acute{a}x} G^2}{20G_{m\acute{a}x}}$$

si llamamos:

$$K = \frac{8VS_{m\acute{a}x}}{20G_{m\acute{a}x}}$$

puede escribirse:

$$\Delta \geq KG^2$$

En una gráfica doble logarítmica la expresión anterior queda representada por una familia de rectas paralelas, que en la Figura 7.5 aparece como líneas inclinadas, ya que tienen una pendiente de 2. Esta familia de rectas no puede prolongarse indefinidamente, puesto que existe un valor máximo del grado de curvatura que define otra familia de rectas verticales de ecuación: $G = G_{m\acute{a}x}$. La intersección de las dos familias de rectas para las velocidades de proyecto consideradas define la línea B, que corresponde a una longitud total de curva equivalente a dos espirales de transición:

$$L = 2l = 16VS$$

Por otra parte, existe un límite superior e inferior para la longitud total de la curva. El límite inferior está dado por la condición de que existan dos espirales de transición de longitud mínima: $L = 2l_0 = 1.12V$, sin curva circular entre ellas, condición que define la línea A. El límite superior está dado por la longitud máxima de curva, que será aquella que se recorra en 20 segundos a la velocidad de proyecto:

$$L = \frac{V}{3.6} \times 20 = 5.56V$$

definiendo la línea C, o bien, se tenga una deflexión de 200° , condición que define la línea D.

Ahora bien, en el anteproyecto y proyecto del alineamiento horizontal se tienen como datos la deflexión Δ para cada curva y la velocidad de proyecto V. En la gráfica de la Figura 7.5, la intersección del valor de la deflexión con la línea V correspondiente dará el grado máximo de curvatura G para que con esa deflexión no se traslapen las espirales.

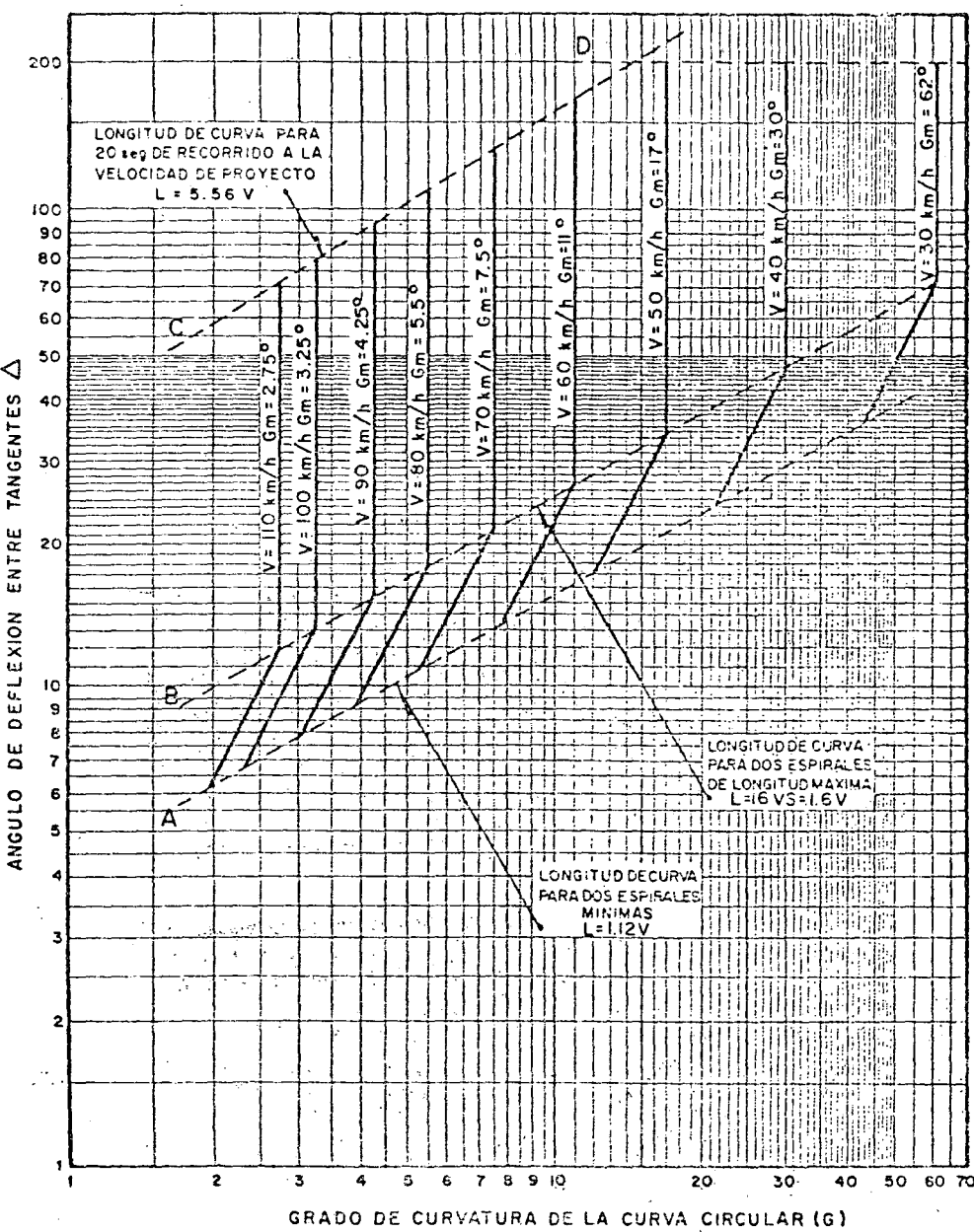


FIGURA 7.5. CURVATURA Y DEFLEXION MÁXIMAS PARA QUE LAS ESPIRALES DE TRANSICIÓN NO SE TRASLAPEN

En la zona limitada por las líneas A y B, el grado $G_{\text{así}}$ obtenido da una longitud nula de curva circular l_c y la longitud total de curva será: $L = 2l_s$; pero de emplearse un grado menor habrá curva circular; en cambio, en la porción comprendida entre las líneas B y C, la intersección de la deflexión Δ con las líneas verticales correspondientes a cada velocidad siempre dará un valor de longitud para la curva circular intermedia, siendo la longitud de espiral la máxima especificada. Arriba de la línea C o abajo de la línea A, las curvas resultantes caen fuera de las especificaciones fijadas para longitud de curva y para que queden dentro de límites aceptables se tendrá que modificar la deflexión o la velocidad de proyecto, o bien ambas.

7.2.5 Distancia de visibilidad en curvas de alineamiento horizontal

En las curvas del alineamiento horizontal que parcial o totalmente queden alejadas en corte o que tengan obstáculos en su parte interior que limiten la distancia de visibilidad, debe tenerse presente que esa distancia sea cuando menos equivalente a la distancia de visibilidad de parada. Si las curvas no cumplen con ese requisito deberán tomarse las providencias necesarias para satisfacerlo, ya sea recortando o abatiendo el talud del lado interior de la curva, modificando el grado de curvatura o eliminando el obstáculo. La gráfica de la Figura 7.6 permite comparar las condiciones existentes en el proyecto con las recomendaciones.

GRADO DE CURVATURA DEL EJE DEL CARRIL INTERIOR (G_i)

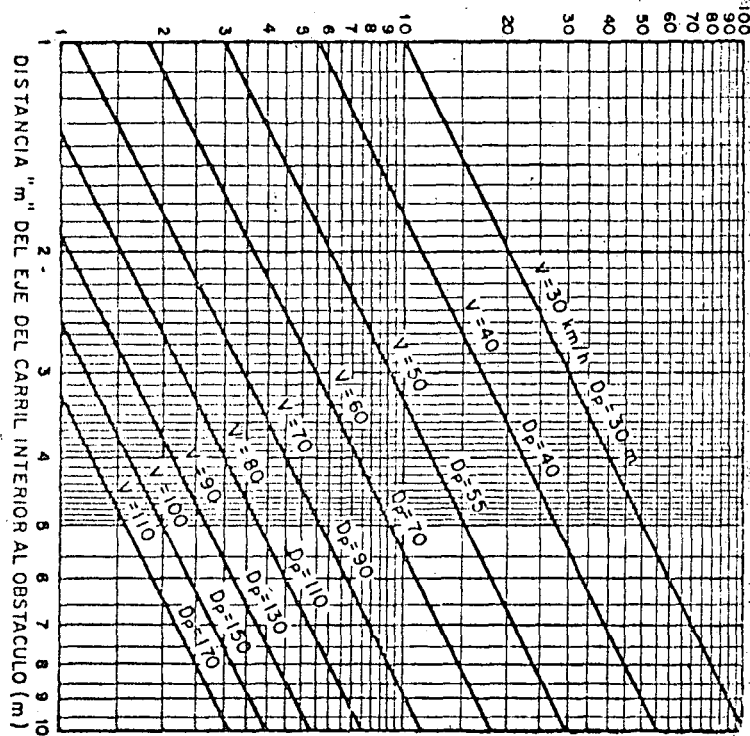
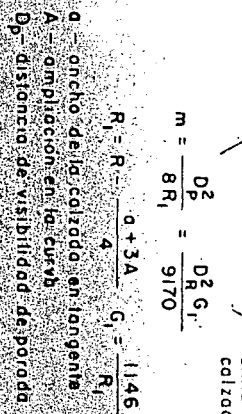


FIGURA 7.6. DISTANCIA MINIMA NECESARIA A OBSTACULOS EN EL INTERIOR DE CURVAS CIRCULARES PARA DAR LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA



$$m = \frac{D_p^2}{8R_1} = \frac{D_p^2 G_i}{9170}$$

$$R = \frac{R_1 + R_2}{2}, \quad G_i = \frac{1146}{R}$$

A- ángulo de la calzada, en tangente.
Dp- distancia de visibilidad de parada

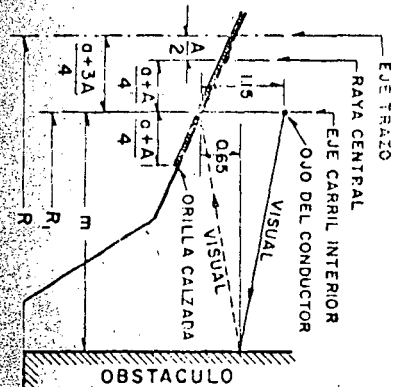


TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 1000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
00000000	572.96	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000001	572.97	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000002	572.98	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000003	572.99	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000004	573.00	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000005	573.01	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000006	573.02	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000007	573.03	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000008	573.04	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000009	573.05	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000010	573.06	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000011	573.07	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000012	573.08	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000013	573.09	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000014	573.10	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000015	573.11	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000016	573.12	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000017	573.13	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000018	573.14	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000019	573.15	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000020	573.16	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000021	573.17	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000022	573.18	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000023	573.19	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000024	573.20	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000025	573.21	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000026	573.22	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000027	573.23	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000028	573.24	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000029	573.25	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000030	573.26	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000031	573.27	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000032	573.28	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000033	573.29	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000034	573.30	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000035	573.31	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000036	573.32	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000037	573.33	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000038	573.34	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000039	573.35	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000040	573.36	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000041	573.37	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000042	573.38	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000043	573.39	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000044	573.40	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000045	573.41	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000046	573.42	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000047	573.43	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000048	573.44	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000049	573.45	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75
00000050	573.46	50.13	2.19	2.18	99.87	1745.33	38.19	38.05	22.43	174.72	200.00	4.38	4.23	2.19	199.75

TABLA 7-A

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
10	563.56	50.13	2.23	2.22	99.87	1774.42	889.54	39.48	39.33	1772.09	203.33	101.93	4.52	4.51	203.07
10	554.47	50.14	2.26	2.25	99.86	1803.51	904.21	40.19	40.03	1801.07	206.67	103.61	4.67	4.66	206.39
10	545.38	50.15	2.29	2.28	99.85	1832.66	918.87	40.90	40.74	1830.24	210.00	105.29	4.83	4.81	209.71
10	536.28	50.16	2.32	2.31	99.84	1861.89	933.54	41.61	41.45	1859.42	213.33	106.98	4.98	4.96	213.02
10	527.19	50.17	2.35	2.34	99.83	1891.19	948.21	42.32	42.16	1888.59	216.67	108.67	5.13	5.11	216.34
10	518.10	50.18	2.38	2.37	99.82	1920.56	962.89	43.03	42.87	1917.76	220.00	110.36	5.28	5.26	219.66
10	509.01	50.19	2.41	2.40	99.81	1950.00	977.57	43.74	43.58	1946.92	223.33	112.05	5.43	5.41	222.98
10	500.00	50.20	2.44	2.43	99.80	1979.50	992.25	44.45	44.29	1976.08	226.67	113.74	5.58	5.56	226.30
10	491.00	50.21	2.47	2.46	99.79	2009.00	1006.93	45.16	45.00	2005.24	230.00	115.43	5.73	5.71	229.62
10	482.00	50.22	2.50	2.49	99.78	2038.50	1021.61	45.87	45.71	2034.40	233.33	117.12	5.88	5.86	232.94
10	473.00	50.23	2.53	2.52	99.77	2068.00	1036.29	46.58	46.42	2063.56	236.67	118.81	6.03	6.01	236.26
10	464.00	50.24	2.56	2.55	99.76	2097.50	1050.97	47.29	47.13	2092.72	240.00	120.50	6.18	6.16	239.58
10	455.00	50.25	2.59	2.58	99.75	2127.00	1065.65	48.00	47.84	2121.88	243.33	122.19	6.33	6.31	242.90
10	446.00	50.26	2.62	2.61	99.74	2156.50	1080.33	48.71	48.55	2151.04	246.67	123.88	6.48	6.46	246.22
10	437.00	50.27	2.65	2.64	99.73	2186.00	1095.01	49.42	49.26	2180.20	250.00	125.57	6.63	6.61	249.54
10	428.00	50.28	2.68	2.67	99.72	2215.50	1109.69	50.13	49.97	2209.36	253.33	127.26	6.78	6.76	252.86
10	419.00	50.29	2.71	2.70	99.71	2245.00	1124.37	50.84	50.68	2238.52	256.67	128.95	6.93	6.91	256.18
10	410.00	50.30	2.74	2.73	99.70	2274.50	1139.05	51.55	51.39	2267.68	260.00	130.64	7.08	7.06	259.50
10	401.00	50.31	2.77	2.76	99.69	2304.00	1153.73	52.26	52.10	2296.84	263.33	132.33	7.23	7.21	262.82
10	392.00	50.32	2.80	2.79	99.68	2333.50	1168.41	52.97	52.81	2326.00	266.67	134.02	7.38	7.36	266.14
10	383.00	50.33	2.83	2.82	99.67	2363.00	1183.09	53.68	53.52	2355.16	270.00	135.71	7.53	7.51	269.46
10	374.00	50.34	2.86	2.85	99.66	2392.50	1197.77	54.39	54.23	2384.32	273.33	137.40	7.68	7.66	272.78
10	365.00	50.35	2.89	2.88	99.65	2422.00	1212.45	55.10	54.94	2413.48	276.67	139.09	7.83	7.81	276.10
10	356.00	50.36	2.92	2.91	99.64	2451.50	1227.13	55.81	55.65	2442.64	280.00	140.78	7.98	7.96	279.42
10	347.00	50.37	2.95	2.94	99.63	2481.00	1241.81	56.52	56.36	2471.80	283.33	142.47	8.13	8.11	282.74
10	338.00	50.38	2.98	2.97	99.62	2510.50	1256.49	57.23	57.07	2500.96	286.67	144.16	8.28	8.26	286.06
10	329.00	50.39	3.01	3.00	99.61	2540.00	1271.17	57.94	57.78	2530.12	290.00	145.85	8.43	8.41	289.38
10	320.00	50.40	3.04	3.03	99.60	2569.50	1285.85	58.65	58.49	2559.28	293.33	147.54	8.58	8.56	292.70
10	311.00	50.41	3.07	3.06	99.59	2599.00	1300.53	59.36	59.20	2588.44	296.67	149.23	8.73	8.71	296.02
10	302.00	50.42	3.10	3.09	99.58	2628.50	1315.21	60.07	59.91	2617.60	300.00	150.92	8.88	8.86	299.34
10	293.00	50.43	3.13	3.12	99.57	2658.00	1329.89	60.78	60.62	2646.76	303.33	152.61	9.03	9.01	302.66
10	284.00	50.44	3.16	3.15	99.56	2687.50	1344.57	61.49	61.33	2675.92	306.67	154.30	9.18	9.16	305.98
10	275.00	50.45	3.19	3.18	99.55	2717.00	1359.25	62.20	62.04	2705.08	310.00	156.00	9.33	9.31	309.30
10	266.00	50.46	3.22	3.21	99.54	2746.50	1373.93	62.91	62.75	2734.24	313.33	157.69	9.48	9.46	312.62
10	257.00	50.47	3.25	3.24	99.53	2776.00	1388.61	63.62	63.46	2763.40	316.67	159.38	9.63	9.61	315.94
10	248.00	50.48	3.28	3.27	99.52	2805.50	1403.29	64.33	64.17	2792.56	320.00	161.07	9.78	9.76	319.26
10	239.00	50.49	3.31	3.30	99.51	2835.00	1417.97	65.04	64.88	2821.72	323.33	162.76	9.93	9.91	322.58
10	230.00	50.50	3.34	3.33	99.50	2864.50	1432.65	65.75	65.59	2850.88	326.67	164.45	10.08	10.06	325.90
10	221.00	50.51	3.37	3.36	99.49	2894.00	1447.33	66.46	66.30	2880.04	330.00	166.14	10.23	10.21	329.22
10	212.00	50.52	3.40	3.39	99.48	2923.50	1462.01	67.17	67.01	2909.20	333.33	167.83	10.38	10.36	332.54
10	203.00	50.53	3.43	3.42	99.47	2953.00	1476.69	67.88	67.72	2938.36	336.67	169.52	10.53	10.51	335.86
10	194.00	50.54	3.46	3.45	99.46	2982.50	1491.37	68.59	68.43	2967.52	340.00	171.21	10.68	10.66	339.18
10	185.00	50.55	3.49	3.48	99.45	3012.00	1506.05	69.30	69.14	2996.68	343.33	172.90	10.83	10.81	342.50
10	176.00	50.56	3.52	3.51	99.44	3041.50	1520.73	70.01	69.85	3025.84	346.67	174.59	10.98	10.96	345.82
10	167.00	50.57	3.55	3.54	99.43	3071.00	1535.41	70.72	70.56	3055.00	350.00	176.28	11.13	11.11	349.14
10	158.00	50.58	3.58	3.57	99.42	3100.50	1550.09	71.43	71.27	3084.16	353.33	177.97	11.28	11.26	352.46
10	149.00	50.59	3.61	3.60	99.41	3130.00	1564.77	72.14	71.98	3113.32	356.67	179.66	11.43	11.41	355.78
10	140.00	50.60	3.64	3.63	99.40	3159.50	1579.45	72.85	72.69	3142.48	360.00	181.35	11.58	11.56	359.10
10	131.00	50.61	3.67	3.66	99.39	3189.00	1594.13	73.56	73.40	3171.64	363.33	183.04	11.73	11.71	362.42
10	122.00	50.62	3.70	3.69	99.38	3218.50	1608.81	74.27	74.11	3200.80	366.67	184.73	11.88	11.86	365.74
10	113.00	50.63	3.73	3.72	99.37	3248.00	1623.49	74.98	74.82	3230.00	370.00	186.42	12.03	12.01	369.06
10	104.00	50.64	3.76	3.75	99.36	3277.50	1638.17	75.69	75.53	3259.20	373.33	188.11	12.18	12.16	372.38
10	95.00	50.65	3.79	3.78	99.35	3307.00	1652.85	76.40	76.24	3288.40	376.67	189.80	12.33	12.31	375.70
10	86.00	50.66	3.82	3.81	99.34	3336.50	1667.53	77.11	76.95	3317.60	380.00	191.49	12.48	12.46	379.02
10	77.00	50.67	3.85	3.84	99.33	3366.00	1682.21	77.82	77.66	3346.80	383.33	193.18	12.63	12.61	382.34
10	68.00	50.68	3.88	3.87	99.32	3395.50	1696.89	78.53	78.37	3376.00	386.67	194.87	12.78	12.76	385.66
10	59.00	50.69	3.91	3.90	99.31	3425.00	1711.57	79.24	79.08	3405.20	390.00	196.56	12.93	12.91	388.98
10	50.00	50.70	3.94	3.93	99.30	3454.50	1726.25	79.95	79.79	3434.40	393.33	198.25	13.08	13.06	392.30
10	41.00	50.71	3.97	3.96	99.29	3484.00	1740.93	80.66	80.50	3463.60	396.67	199.94	13.23	13.21	395.62
10	32.00	50.72	4.00	3.99	99.28	3513.50	1755.61	81.37	81.21	3492.80	400.00	201.63	13.38	13.36	398.94
10	23.00	50.73	4.03	4.02	99.27	3543.00	1770.29	82.08	81.92	3522.00	403.33	203.32	13.53	13.51	402.26
10	14.00	50.74	4.06	4.05	99.26	3572.50	1784.97	82.79	82.63	3551.20	406.67	205.01	13.68	13.66	405.58
10	5.00	50.75	4.09	4.08	99.25	3602.00	1799.65	83.50	83.34	3580.40	410.00	206.70	13.83	13.81	408.90
10		50.76	4.12	4.11	99.24	3631.50	1814.33	84.21	84.05	3609.60	413.33	208.39	13.98	13.96	412.22
10		50.77	4.15	4.14	99.23	3661.00	1829.01	84.92	84.76	3638.80	416.67	210.08	14.13	14.11	415.54
10		50.78	4.18	4.17	99.22	3690.50	1843.69	85.63	85.47	3668.00	420.00	211.77	14.28	14.26	418.86
10		50.79	4.21	4.20	99.21	3720.00	1858.37	86.34	86.18	3697.20	423.33	213.46	14.43	14.41	422.18
10		50.80	4.24	4.23	99.20	3749.50	1873.05	87.05	86.89	3726.40	426.67	215.15	14.58	14.56	425.50
10		50.81	4.27	4.26	99.19	3779.00	1887.73	87.76	87.60	3755.60	430.00	216.84	14.73	14.71	428.82
10		50.82	4.30	4.29	99.18	3808.50	1902.41	88.47	88.31	3784.80	433.33	218.53	14.88	14.86	432.14
10		50.83	4.33	4.32	99.17	3838.00	1917.09	89.18	89.02	3814.00	436.67	220.22	15.03	15.01	435.46
10		50.84	4.36	4.35	99.16	3867.50	1931.77	89.89	89.73	3843.20	440.00	221.91	15.18	15.16	438.78
10		50.85	4.39	4.38	99.										

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
30	189.93	51.19	6.78	0.54	98.85	5265.08	27695.09	356.81	344.52	5204.48	603.33	308.83	40.89	39.48	596.72
30	188.87	50.82	6.82	0.53	98.84	5294.17	27720.32	356.88	345.51	5233.56	606.67	310.62	41.35	39.91	599.17
30	187.81	50.44	6.86	0.52	98.83	5323.25	27745.55	356.96	346.50	5262.64	610.00	312.41	41.82	40.35	602.62
30	186.75	50.06	6.90	0.51	98.82	5352.33	27770.78	357.03	347.49	5291.72	613.33	314.20	42.20	40.79	606.06
30	185.69	49.68	6.94	0.50	98.81	5381.41	27796.01	357.10	348.48	5320.80	616.67	316.00	42.77	41.23	609.51
30	184.63	49.30	6.98	0.49	98.80	5410.49	27821.24	357.17	349.47	5349.88	620.00	317.79	43.25	41.68	612.96
30	183.57	48.92	7.02	0.48	98.79	5439.57	27846.47	357.24	350.46	5378.96	623.33	319.58	43.73	42.12	616.41
30	182.51	48.54	7.06	0.47	98.78	5468.65	27871.70	357.31	351.45	5408.04	626.67	321.37	44.20	42.57	619.86
30	181.45	48.16	7.10	0.46	98.77	5497.73	27896.93	357.38	352.44	5437.12	630.00	323.16	44.67	43.00	623.31
30	180.39	47.78	7.14	0.45	98.76	5526.81	27922.16	357.45	353.43	5466.20	633.33	324.95	45.15	43.43	626.76
30	179.33	47.40	7.18	0.44	98.75	5555.89	27947.39	357.52	354.42	5495.28	636.67	326.74	45.62	43.86	630.21
30	178.27	47.02	7.22	0.43	98.74	5584.97	27972.62	357.59	355.41	5524.36	640.00	328.53	46.10	44.29	633.66
30	177.21	46.64	7.26	0.42	98.73	5614.05	27997.85	357.66	356.40	5553.44	643.33	330.32	46.57	44.72	637.11
30	176.15	46.26	7.30	0.41	98.72	5643.13	28023.08	357.73	357.39	5582.52	646.67	332.11	47.05	45.15	640.56
30	175.09	45.88	7.34	0.40	98.71	5672.21	28048.31	357.80	358.38	5611.60	650.00	333.90	47.53	45.58	644.01
30	174.03	45.50	7.38	0.39	98.70	5701.29	28073.54	357.87	359.37	5640.68	653.33	335.69	48.00	46.01	647.46
30	172.97	45.12	7.42	0.38	98.69	5730.37	28098.77	357.94	360.36	5669.76	656.67	337.48	48.48	46.44	650.91
30	171.91	44.74	7.46	0.37	98.68	5759.45	28124.00	358.01	361.35	5698.84	660.00	339.27	48.95	46.87	654.36
30	170.85	44.36	7.50	0.36	98.67	5788.53	28149.23	358.08	362.34	5727.92	663.33	341.06	49.43	47.30	657.81
30	169.79	43.98	7.54	0.35	98.66	5817.61	28174.46	358.15	363.33	5757.00	666.67	342.85	49.90	47.73	661.26
30	168.73	43.60	7.58	0.34	98.65	5846.69	28200.00	358.22	364.32	5786.08	670.00	344.64	50.38	48.16	664.71
30	167.67	43.22	7.62	0.33	98.64	5875.77	28225.23	358.29	365.31	5815.16	673.33	346.43	50.85	48.59	668.16
30	166.61	42.84	7.66	0.32	98.63	5904.85	28250.46	358.36	366.30	5844.24	676.67	348.22	51.33	49.02	671.61
30	165.55	42.46	7.70	0.31	98.62	5933.93	28275.69	358.43	367.29	5873.32	680.00	350.01	51.80	49.45	675.06
30	164.49	42.08	7.74	0.30	98.61	5963.01	28300.92	358.50	368.28	5902.40	683.33	351.80	52.28	49.88	678.51
30	163.43	41.70	7.78	0.29	98.60	5992.09	28326.15	358.57	369.27	5931.48	686.67	353.59	52.75	50.31	681.96
30	162.37	41.32	7.82	0.28	98.59	6021.17	28351.38	358.64	370.26	5960.56	690.00	355.38	53.23	50.74	685.41
30	161.31	40.94	7.86	0.27	98.58	6050.25	28376.61	358.71	371.25	5989.64	693.33	357.17	53.70	51.17	688.86
30	160.25	40.56	7.90	0.26	98.57	6079.33	28401.84	358.78	372.24	6018.72	696.67	358.96	54.18	51.60	692.31
30	159.19	40.18	7.94	0.25	98.56	6108.41	28427.07	358.85	373.23	6047.80	700.00	360.75	54.65	52.03	695.76
30	158.13	39.80	7.98	0.24	98.55	6137.49	28452.30	358.92	374.22	6076.88	703.33	362.54	55.13	52.46	700.00
30	157.07	39.42	8.02	0.23	98.54	6166.57	28477.53	358.99	375.21	6105.96	706.67	364.33	55.60	52.89	704.25
30	156.01	39.04	8.06	0.22	98.53	6195.65	28502.76	359.06	376.20	6135.04	710.00	366.12	56.08	53.32	708.50
30	154.95	38.66	8.10	0.21	98.52	6224.73	28527.99	359.13	377.19	6164.12	713.33	367.91	56.56	53.75	712.75
30	153.89	38.28	8.14	0.20	98.51	6253.81	28553.22	359.20	378.18	6193.20	716.67	369.70	57.03	54.18	717.00
30	152.83	37.90	8.18	0.19	98.50	6282.89	28578.45	359.27	379.17	6222.28	720.00	371.49	57.51	54.61	721.25
30	151.77	37.52	8.22	0.18	98.49	6311.97	28603.68	359.34	380.16	6251.36	723.33	373.28	57.99	55.04	725.50
30	150.71	37.14	8.26	0.17	98.48	6341.05	28628.91	359.41	381.15	6280.44	726.67	375.07	58.47	55.47	729.75
30	149.65	36.76	8.30	0.16	98.47	6370.13	28654.14	359.48	382.14	6309.52	730.00	376.86	58.95	55.90	734.00
30	148.59	36.38	8.34	0.15	98.46	6400.00	28679.37	359.55	383.13	6338.60	733.33	378.65	59.43	56.33	738.25
30	147.53	36.00	8.38	0.14	98.45	6429.88	28704.60	359.62	384.12	6367.68	736.67	380.44	59.90	56.76	742.50
30	146.47	35.62	8.42	0.13	98.44	6459.76	28729.83	359.69	385.11	6396.76	740.00	382.23	60.38	57.19	746.75
30	145.41	35.24	8.46	0.12	98.43	6489.64	28755.06	359.76	386.10	6425.84	743.33	384.02	60.85	57.62	751.00
30	144.35	34.86	8.50	0.11	98.42	6519.52	28780.29	359.83	387.09	6454.92	746.67	385.81	61.33	58.05	755.25
30	143.29	34.48	8.54	0.10	98.41	6549.40	28805.52	359.90	388.08	6484.00	750.00	387.60	61.80	58.48	759.50
30	142.23	34.10	8.58	0.09	98.40	6579.28	28830.75	359.97	389.07	6513.08	753.33	389.39	62.28	58.91	763.75
30	141.17	33.72	8.62	0.08	98.39	6609.16	28855.98	360.04	390.06	6542.16	756.67	391.18	62.75	59.34	768.00
30	140.11	33.34	8.66	0.07	98.38	6639.04	28881.21	360.11	391.05	6571.24	760.00	392.97	63.23	59.77	772.25
30	139.05	32.96	8.70	0.06	98.37	6668.92	28906.44	360.18	392.04	6600.32	763.33	394.76	63.70	60.20	776.50
30	137.99	32.58	8.74	0.05	98.36	6698.80	28931.67	360.25	393.03	6629.40	766.67	396.55	64.18	60.63	780.75
30	136.93	32.20	8.78	0.04	98.35	6728.68	28956.90	360.32	394.02	6658.48	770.00	398.34	64.65	61.06	785.00
30	135.87	31.82	8.82	0.03	98.34	6758.56	28982.13	360.39	395.01	6687.56	773.33	400.13	65.13	61.49	789.25
30	134.81	31.44	8.86	0.02	98.33	6788.44	29007.36	360.46	396.00	6716.64	776.67	401.92	65.60	61.92	793.50
30	133.75	31.06	8.90	0.01	98.32	6818.32	29032.59	360.53	397.00	6745.72	780.00	403.71	66.08	62.35	797.75
30	132.69	30.68	8.94	0.00	98.31	6848.20	29057.82	360.60	398.00	6774.80	783.33	405.50	66.55	62.78	802.00
30	131.63	30.30	8.98	0.00	98.30	6878.08	29083.05	360.67	399.00	6803.88	786.67	407.29	67.03	63.21	806.25
30	130.57	29.92	9.02	0.00	98.29	6907.96	29108.28	360.74	400.00	6832.96	790.00	409.08	67.50	63.64	810.50
30	129.51	29.54	9.06	0.00	98.28	6937.84	29133.51	360.81	401.00	6862.04	793.33	410.87	67.97	64.07	814.75
30	128.45	29.16	9.10	0.00	98.27	6967.72	29158.74	360.88	402.00	6891.12	796.67	412.66	68.44	64.50	819.00
30	127.39	28.78	9.14	0.00	98.26	6997.60	29183.97	360.95	403.00	6920.20	800.00	414.45	68.91	64.93	823.25
30	126.33	28.40	9.18	0.00	98.25	7027.48	29209.20	361.02	404.00	6949.28	803.33	416.24	69.38	65.36	827.50
30	125.27	28.02	9.22	0.00	98.24	7057.36	29234.43	361.09	405.00	6978.36	806.67	418.03	69.85	65.79	831.75
30	124.21	27.64	9.26	0.00	98.23	7087.24	29259.66	361.16	406.00	7007.44	810.00	419.82	70.32	66.22	836.00
30	123.15	27.26	9.30	0.00	98.22	7117.12	29284.89	361.23	407.00	7036.52	813.33	421.61	70.79	66.65	840.25
30	122.09	26.88	9.34	0.00	98.21	7147.00	29310.12	361.30	408.00	7065.60	816.67	423.40	71.26	67.08	844.50
30	121.03	26.50	9.38	0.00	98.20	7176.88	29335.35	361.37	409.00	7094.68	820.00	425.19	71.73	67.51	848.75
30	120.00	26.12	9.42	0.00	98.19	7206.76	29360.58	361.44	410.00	7123.76	823.33	426.98	72.20	67.94	853.00
30	118.96	25.74	9.46	0.00	98.18	7236.64	29385.81	361.51	411.00	7152.84	826.67	428.77	72.67	68.37	857.25
30	117.92	25.36	9.50	0.00	98.17	7266.52	29411.04	361.58	412.00	7181.92	830.00	430.56	73.14	68.80	861.50
30	116.88	24.98	9.54	0.00	98.16	7296.40	29436.27	361.65	413.00	7211.00	833.33	432.35	73.61	69.23	865.75
30															

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ		L = 100 M					R = 10000 M					C = 1 GRADO				
		R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
50	10	114.21	53.46	11.89	10.77	96.84	8755.75	4680.80	1041.28	943.08	8478.73	1003.33	536.38	119.32	108.07	971.59
50	20	113.82	53.41	11.89	10.77	96.82	8784.84	4698.55	1048.81	949.26	8507.67	1006.37	538.41	119.32	108.78	974.61
50	30	113.46	53.35	11.89	10.77	96.79	8813.93	4716.32	1056.38	955.45	8531.39	1010.00	540.45	121.05	109.49	977.62
50	40	113.08	53.30	11.89	10.77	96.77	8843.02	4743.11	1063.98	961.66	8557.69	1013.33	542.49	121.92	110.20	980.64
50	50	112.71	53.25	11.89	10.77	96.75	8872.11	4775.92	1071.61	967.90	8583.97	1016.67	544.53	122.80	110.91	983.65
50	60	112.35	53.19	11.89	10.77	96.73	8901.20	4769.76	1079.28	974.15	8610.23	1020.00	546.57	123.68	111.63	986.67
50	70	111.98	53.14	11.89	10.77	96.71	8930.29	4767.63	1086.99	980.42	8636.48	1023.33	548.62	124.56	112.34	989.67
50	80	111.61	53.08	11.89	10.77	96.69	8959.38	4765.53	1094.72	986.72	8662.71	1026.67	550.70	125.44	113.07	992.67
50	90	111.25	53.03	11.89	10.77	96.67	8988.46	4763.43	1102.49	993.03	8688.92	1030.00	552.78	126.32	113.79	995.67
50	100	110.89	52.97	11.89	10.77	96.65	9017.55	4761.37	1110.31	999.39	8715.11	1033.33	554.87	127.20	114.52	998.67
50	110	110.52	52.92	11.89	10.77	96.63	9046.64	4759.34	1118.18	1005.70	8741.28	1036.67	556.97	128.08	115.24	1001.67
50	120	110.16	52.87	11.89	10.77	96.61	9075.73	4757.34	1126.02	1012.05	8767.44	1040.00	559.07	128.96	115.97	1004.67
50	130	109.80	52.82	11.89	10.77	96.59	9104.82	4755.35	1133.93	1018.36	8793.57	1043.33	561.18	129.84	116.71	1007.67
50	140	109.44	52.77	11.89	10.77	96.57	9133.91	4753.36	1141.87	1024.68	8819.70	1046.67	563.29	130.72	117.46	1010.67
50	150	109.08	52.72	11.89	10.77	96.55	9163.00	4751.36	1149.82	1031.01	8845.84	1050.00	565.41	131.60	118.21	1013.67
50	160	108.72	52.67	11.89	10.77	96.53	9192.09	4749.36	1157.79	1037.34	8871.97	1053.33	567.53	132.48	118.96	1016.67
50	170	108.36	52.62	11.89	10.77	96.51	9221.18	4747.36	1165.76	1043.68	8898.11	1056.67	569.66	133.36	119.71	1019.67
50	180	108.00	52.57	11.89	10.77	96.49	9250.26	4745.36	1173.74	1050.01	8924.24	1060.00	571.80	134.24	120.46	1022.67
50	190	107.64	52.52	11.89	10.77	96.47	9279.35	4743.36	1181.71	1056.34	8950.38	1063.33	573.94	135.12	121.21	1025.67
50	200	107.28	52.47	11.89	10.77	96.45	9308.44	4741.36	1189.69	1062.68	8976.51	1066.67	576.08	136.00	121.96	1028.67
50	210	106.92	52.42	11.89	10.77	96.43	9337.53	4739.36	1197.67	1069.01	9002.64	1070.00	578.22	136.88	122.71	1031.67
50	220	106.56	52.37	11.89	10.77	96.41	9366.62	4737.36	1205.64	1075.34	9028.78	1073.33	580.36	137.76	123.46	1034.67
50	230	106.20	52.32	11.89	10.77	96.39	9395.71	4735.36	1213.62	1081.67	9054.91	1076.67	582.50	138.64	124.21	1037.67
50	240	105.84	52.27	11.89	10.77	96.37	9424.80	4733.36	1221.60	1088.00	9081.05	1080.00	584.64	139.52	124.96	1040.67
50	250	105.48	52.22	11.89	10.77	96.35	9453.89	4731.36	1229.58	1094.33	9107.19	1083.33	586.78	140.40	125.71	1043.67
50	260	105.12	52.17	11.89	10.77	96.33	9482.98	4729.36	1237.56	1100.66	9133.33	1086.67	588.92	141.28	126.46	1046.67
50	270	104.76	52.12	11.89	10.77	96.31	9512.07	4727.36	1245.54	1107.00	9159.47	1090.00	591.06	142.16	127.21	1049.67
50	280	104.40	52.07	11.89	10.77	96.29	9541.16	4725.36	1253.52	1113.33	9185.60	1093.33	593.20	143.04	127.96	1052.67
50	290	104.04	52.02	11.89	10.77	96.27	9570.25	4723.36	1261.50	1119.66	9211.74	1096.67	595.34	143.92	128.71	1055.67
50	300	103.68	51.97	11.89	10.77	96.25	9599.34	4721.36	1269.48	1126.00	9237.88	1100.00	597.48	144.80	129.46	1058.67
50	310	103.32	51.92	11.89	10.77	96.23	9628.43	4719.36	1277.46	1132.33	9264.02	1103.33	599.62	145.68	130.21	1061.67
50	320	102.96	51.87	11.89	10.77	96.21	9657.52	4717.36	1285.44	1138.66	9290.16	1106.67	601.76	146.56	130.96	1064.67
50	330	102.60	51.82	11.89	10.77	96.19	9686.61	4715.36	1293.42	1145.00	9316.30	1110.00	603.90	147.44	131.71	1067.67
50	340	102.24	51.77	11.89	10.77	96.17	9715.70	4713.36	1301.40	1151.33	9342.44	1113.33	606.04	148.32	132.46	1070.67
50	350	101.88	51.72	11.89	10.77	96.15	9744.79	4711.36	1309.38	1157.66	9368.58	1116.67	608.18	149.20	133.21	1073.67
50	360	101.52	51.67	11.89	10.77	96.13	9773.88	4709.36	1317.36	1164.00	9394.72	1120.00	610.32	150.08	133.96	1076.67
50	370	101.16	51.62	11.89	10.77	96.11	9802.97	4707.36	1325.34	1170.33	9420.86	1123.33	612.46	150.96	134.71	1079.67
50	380	100.80	51.57	11.89	10.77	96.09	9832.06	4705.36	1333.32	1176.66	9447.00	1126.67	614.60	151.84	135.46	1082.67
50	390	100.44	51.52	11.89	10.77	96.07	9861.15	4703.36	1341.30	1183.00	9473.14	1130.00	616.74	152.72	136.21	1085.67
50	400	100.08	51.47	11.89	10.77	96.05	9890.24	4701.36	1349.28	1189.33	9500.28	1133.33	618.88	153.60	136.96	1088.67
50	410	99.72	51.42	11.89	10.77	96.03	9919.33	4699.36	1357.26	1195.66	9526.42	1136.67	621.02	154.48	137.71	1091.67
50	420	99.36	51.37	11.89	10.77	96.01	9948.42	4697.36	1365.24	1202.00	9552.56	1140.00	623.16	155.36	138.46	1094.67
50	430	99.00	51.32	11.89	10.77	95.99	9977.51	4695.36	1373.22	1208.33	9578.70	1143.33	625.30	156.24	139.21	1097.67
50	440	98.64	51.27	11.89	10.77	95.97	10006.60	4693.36	1381.20	1214.66	9604.84	1146.67	627.44	157.12	139.96	1100.67
50	450	98.28	51.22	11.89	10.77	95.95	10035.69	4691.36	1389.18	1221.00	9630.98	1150.00	629.58	158.00	140.71	1103.67
50	460	97.92	51.17	11.89	10.77	95.93	10064.78	4689.36	1397.16	1227.33	9657.12	1153.33	631.72	158.88	141.46	1106.67
50	470	97.56	51.12	11.89	10.77	95.91	10093.87	4687.36	1405.14	1233.66	9683.26	1156.67	633.86	159.76	142.21	1109.67
50	480	97.20	51.07	11.89	10.77	95.89	10122.96	4685.36	1413.12	1240.00	9709.40	1160.00	636.00	160.64	142.96	1112.67
50	490	96.84	51.02	11.89	10.77	95.87	10152.05	4683.36	1421.10	1246.33	9735.54	1163.33	638.14	161.52	143.71	1115.67
50	500	96.48	50.97	11.89	10.77	95.85	10181.14	4681.36	1429.08	1252.66	9761.68	1166.67	640.28	162.40	144.46	1118.67
50	510	96.12	50.92	11.89	10.77	95.83	10210.23	4679.36	1437.06	1259.00	9787.82	1170.00	642.42	163.28	145.21	1121.67
50	520	95.76	50.87	11.89	10.77	95.81	10239.32	4677.36	1445.04	1265.33	9813.96	1173.33	644.56	164.16	145.96	1124.67
50	530	95.40	50.82	11.89	10.77	95.79	10268.41	4675.36	1453.02	1271.66	9840.10	1176.67	646.70	165.04	146.71	1127.67
50	540	95.04	50.77	11.89	10.77	95.77	10297.50	4673.36	1461.00	1278.00	9866.24	1180.00	648.84	165.92	147.46	1130.67
50	550	94.68	50.72	11.89	10.77	95.75	10326.59	4671.36	1468.98	1284.33	9892.38	1183.33	650.98	166.80	148.21	1133.67
50	560	94.32	50.67	11.89	10.77	95.73	10355.68	4669.36	1476.96	1290.66	9918.52	1186.67	653.12	167.68	148.96	1136.67
50	570	93.96	50.62	11.89	10.77	95.71	10384.77	4667.36	1484.94	1297.00	9944.66	1190.00	655.26	168.56	149.71	1139.67
50	580	93.60	50.57	11.89	10.77	95.69	10413.86	4665.36	1492.92	1303.33	9970.80	1193.33	657.40	169.44	150.46	1142.67
50	590	93.24	50.52	11.89	10.77	95.67	10442.95	4663.36	1500.90	1309.66	9996.94	1196.67	659.54	170.32	151.21	1145.67
50	600	92.88	50.47	11.89	10.77	95.65	10472.04	4661.36	1508.88	1316.00	10023.08	1200.00	661.68	171.20	151.96	1148.67

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ		L = 100 M					R = 10000 M					C = 1 GRADO				
		R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
60	10	95.23	55.16	14.82	12.83	95.47	10501.08	5792.92	1556.72	1347.03	10025.19	1203.33	663.82	178.39	154.36	1148.80
60	20	94.97	55.20	14.88	12.86	95.44	10530.17	5812.36	1566.48	1354.33	10050.35	1206.67	666.05	179.50	155.19	1151.80
60	30	94.70	55.23	14.93	12.90	95.42	10559.26	5831.83	1576.28	1361.65	10075.48	1210.00	668.28	180.63	156.03	1154.80
60	40	94.44	55.26	14.98												

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L • 100 M					R • 10000 M					G • 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
90	63.54	63.73	26.45	18.68	90.00	15737.68	10029.15	4162.76	2939.23	14162.71	1803.33	1149.25	477.02	336.81	1622.92
90	63.43	63.80	26.55	18.71	89.96	15766.17	10058.37	4183.67	2949.54	14183.23	1806.67	1152.60	479.39	337.99	1625.28
90	63.31	63.91	26.67	18.74	89.92	15795.26	10087.67	4204.26	2959.86	14203.73	1810.00	1155.96	481.77	339.17	1627.62
90	63.19	64.02	26.80	18.77	89.89	15824.35	10117.06	4225.15	2970.20	14224.19	1813.33	1159.33	484.14	340.36	1630.00
90	63.07	64.13	26.93	18.80	89.86	15853.44	10146.53	4246.33	2980.56	14244.62	1816.67	1162.70	486.52	341.56	1632.43
90	62.95	64.24	27.07	18.83	89.82	15882.53	10176.01	4267.70	2990.92	14265.03	1820.00	1166.09	488.90	342.77	1634.92
90	62.83	64.35	27.21	18.86	89.79	15911.62	10205.50	4289.36	3001.30	14285.40	1823.33	1169.49	491.28	343.99	1637.46
90	62.71	64.46	27.36	18.89	89.75	15940.70	10235.09	4310.91	3011.70	14305.75	1826.67	1172.90	493.66	345.21	1640.04
90	62.59	64.57	27.51	18.92	89.71	15969.80	10264.68	4332.41	3022.10	14326.06	1830.00	1176.32	496.04	346.44	1642.67
90	62.47	64.68	27.67	18.95	89.67	15998.88	10294.27	4354.01	3032.50	14346.34	1833.33	1179.75	498.42	347.67	1645.35
90	62.35	64.79	27.83	18.98	89.63	16027.97	10323.86	4375.81	3042.90	14366.60	1836.67	1183.18	500.80	348.90	1648.08
90	62.23	64.90	28.00	19.01	89.59	16057.06	10353.45	4397.81	3053.30	14386.85	1840.00	1186.62	503.18	350.13	1650.85
90	62.11	65.01	28.17	19.04	89.56	16086.15	10383.04	4419.91	3063.70	14407.08	1843.33	1190.06	505.56	351.36	1653.67
90	61.99	65.12	28.34	19.07	89.52	16115.24	10412.63	4442.21	3074.10	14427.29	1846.67	1193.50	507.94	352.59	1656.54
90	61.87	65.23	28.52	19.10	89.48	16144.33	10442.22	4464.71	3084.50	14447.49	1850.00	1196.95	510.32	353.82	1659.46
90	61.75	65.34	28.70	19.13	89.44	16173.42	10471.81	4487.41	3094.90	14467.66	1853.33	1200.40	512.70	355.05	1662.43
90	61.63	65.45	28.89	19.16	89.41	16202.51	10501.40	4510.31	3105.30	14487.80	1856.67	1203.89	515.08	356.28	1665.46
90	61.51	65.56	29.08	19.19	89.37	16231.60	10531.00	4533.41	3115.70	14507.91	1860.00	1207.38	517.46	357.51	1668.54
90	61.39	65.67	29.27	19.22	89.33	16260.69	10560.59	4556.81	3126.10	14527.99	1863.33	1210.87	519.80	358.74	1671.67
90	61.27	65.78	29.47	19.25	89.30	16289.78	10590.19	4580.51	3136.50	14547.99	1866.67	1214.36	522.18	360.00	1674.85
90	61.15	65.89	29.67	19.28	89.27	16318.87	10619.78	4604.51	3146.90	14567.99	1870.00	1217.85	524.56	361.28	1678.08
90	61.03	66.00	29.87	19.31	89.23	16347.96	10649.37	4628.81	3157.30	14587.99	1873.33	1221.34	526.94	362.56	1681.36
90	60.91	66.11	30.08	19.34	89.20	16377.05	10678.97	4653.41	3167.70	14607.99	1876.67	1224.83	529.32	363.84	1684.70
90	60.79	66.22	30.29	19.37	89.17	16406.14	10708.56	4678.31	3178.10	14627.99	1880.00	1228.32	531.70	365.12	1688.09
90	60.67	66.33	30.50	19.40	89.14	16435.23	10738.16	4703.51	3188.50	14647.99	1883.33	1231.81	534.08	366.40	1691.54
90	60.55	66.44	30.71	19.43	89.11	16464.32	10767.75	4729.01	3198.90	14667.99	1886.67	1235.30	536.46	367.68	1695.04
90	60.43	66.55	30.92	19.46	89.08	16493.41	10797.35	4754.81	3209.30	14687.99	1890.00	1238.79	538.84	368.96	1698.59
90	60.31	66.66	31.13	19.49	89.05	16522.50	10826.95	4780.91	3219.70	14707.99	1893.33	1242.28	541.22	370.24	1702.19
90	60.19	66.77	31.34	19.52	89.02	16551.59	10856.55	4807.31	3230.10	14727.99	1896.67	1245.77	543.60	371.52	1705.84
90	60.07	66.88	31.56	19.55	88.99	16580.68	10886.15	4834.01	3240.50	14747.99	1900.00	1249.26	545.98	372.80	1709.54
90	59.95	66.99	31.77	19.58	88.96	16609.77	10915.75	4861.01	3250.90	14767.99	1903.33	1252.75	548.36	374.08	1713.30
90	59.83	67.10	31.99	19.61	88.93	16638.86	10945.35	4888.31	3261.30	14787.99	1906.67	1256.24	550.74	375.36	1717.11
90	59.71	67.21	32.21	19.64	88.90	16667.95	10974.95	4915.91	3271.70	14807.99	1910.00	1259.73	553.12	376.64	1720.97
90	59.59	67.32	32.43	19.67	88.87	16697.04	11004.55	4943.81	3282.10	14827.99	1913.33	1263.22	555.50	377.92	1724.88
90	59.47	67.43	32.66	19.70	88.84	16726.13	11034.15	4972.01	3292.50	14847.99	1916.67	1266.71	557.88	379.20	1728.84
90	59.35	67.54	32.89	19.73	88.81	16755.22	11063.75	5000.51	3302.90	14867.99	1920.00	1270.20	560.26	380.48	1732.85
90	59.23	67.65	33.12	19.76	88.78	16784.31	11093.35	5029.31	3313.30	14887.99	1923.33	1273.69	562.74	381.76	1736.92
90	59.11	67.76	33.35	19.79	88.75	16813.40	11122.95	5058.41	3323.70	14907.99	1926.67	1277.18	565.22	383.04	1741.05
90	58.99	67.87	33.58	19.82	88.72	16842.49	11152.55	5087.81	3334.10	14927.99	1930.00	1280.67	567.70	384.32	1745.24
90	58.87	67.98	33.81	19.85	88.69	16871.58	11182.15	5117.51	3344.50	14947.99	1933.33	1284.16	570.18	385.60	1749.49
90	58.75	68.09	34.04	19.88	88.66	16900.67	11211.75	5147.51	3354.90	14967.99	1936.67	1287.65	572.66	386.88	1753.79
90	58.63	68.20	34.27	19.91	88.63	16929.76	11241.35	5177.81	3365.30	14987.99	1940.00	1291.14	575.14	388.16	1758.14
90	58.51	68.31	34.50	19.94	88.60	16958.85	11270.95	5208.41	3375.70	15007.99	1943.33	1294.63	577.62	389.44	1762.54
90	58.39	68.42	34.73	19.97	88.57	16987.94	11300.55	5239.31	3386.10	15027.99	1946.67	1298.12	580.10	390.72	1767.00
90	58.27	68.53	34.96	20.00	88.54	17017.03	11330.15	5270.51	3396.50	15047.99	1950.00	1301.61	582.58	392.00	1771.52
90	58.15	68.64	35.19	20.03	88.51	17046.12	11359.75	5302.01	3406.90	15067.99	1953.33	1305.10	585.06	393.28	1776.11
90	58.03	68.75	35.42	20.06	88.48	17075.21	11389.35	5333.81	3417.30	15087.99	1956.67	1308.59	587.54	394.56	1780.76
90	57.91	68.86	35.65	20.09	88.45	17104.30	11418.95	5365.91	3427.70	15107.99	1960.00	1312.08	590.02	395.84	1785.48
90	57.79	68.97	35.88	20.12	88.42	17133.39	11448.55	5398.31	3438.10	15127.99	1963.33	1315.57	592.50	397.12	1790.26
90	57.67	69.08	36.11	20.15	88.39	17162.48	11478.15	5431.01	3448.50	15147.99	1966.67	1319.06	594.98	398.40	1795.10
90	57.55	69.19	36.34	20.18	88.36	17191.57	11507.75	5464.01	3458.90	15167.99	1970.00	1322.55	597.46	399.68	1800.00
90	57.43	69.30	36.57	20.21	88.33	17220.66	11537.35	5497.31	3469.30	15187.99	1973.33	1326.04	600.00	400.00	1805.00
90	57.31	69.41	36.80	20.24	88.30	17249.75	11566.95	5530.91	3479.70	15207.99	1976.67	1329.53	602.50	401.28	1810.15
90	57.19	69.52	37.03	20.27	88.27	17278.84	11596.55	5564.81	3490.10	15227.99	1980.00	1333.02	605.00	402.56	1815.45
90	57.07	69.63	37.26	20.30	88.24	17307.93	11626.15	5599.01	3500.50	15247.99	1983.33	1336.51	607.50	403.84	1820.80
90	56.95	69.74	37.49	20.33	88.21	17337.02	11655.75	5633.51	3510.90	15267.99	1986.67	1340.00	610.00	405.12	1826.20
90	56.83	69.85	37.72	20.36	88.18	17366.11	11685.35	5668.31	3521.30	15287.99	1990.00	1343.49	612.50	406.40	1831.75
90	56.71	69.96	37.95	20.39	88.15	17395.20	11714.95	5703.41	3531.70	15307.99	1993.33	1346.98	614.98	407.68	1837.45
90	56.59	70.07	38.18	20.42	88.12	17424.29	11744.55	5738.81	3542.10	15327.99	1996.67	1350.47	617.46	408.96	1843.20
90	56.47	70.18	38.41	20.45	88.09	17453.38	11774.15	5774.51	3552.50	15347.99	1999.99	1353.96	620.00	410.24	1849.10
90	56.35	70.29	38.64	20.48	88.06	17482.47	11803.75	5810.61	3562.90	15367.99	2003.33	1357.45	622.50	411.52	1855.15
90	56.23	70.40	38.87	20.51	88.03	17511.56	11833.35	5848.31	3573.30	15387.99	2006.67	1360.94	625.00	412.80	1861.35
90	56.11	70.51	39.10	20.54	88.00	17540.65	11862.95	5886.71	3583.70	15407.99	2010.00	1364.43	627.50	414.08	1867.70
90	55.99	70.62	39.33	20.57	87.97	17569.74	11892.55	5925.81	3594.10	15427.99	2013.33	1367.92	630.00	415.36	1874.20
90	55.87	70.73	39.56	20.60	87.94	17598.83	11922.15	5965.61	3604.50	15447.99	2016.67	1371.41	632.50	416.64	1880.85
90	55.75	70.84	39.79	20.63	87.91	17627.92	11951.75	6006.21	3614.90	15467.99	2020.00	1374.90	635.00	417.92	1887.65
90	55.63	70.95	40.02	2											

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
10	52.01	74.51	38.85	22.24	85.29	19227.75	14325.83	7476.86	4276.17	16399.73	226.33	1641.61	856.09	490.01	1879.27
11	51.93	74.62	38.99	22.27	85.25	19256.84	14370.30	7507.36	4288.10	16416.36	226.67	1646.71	860.27	491.38	1881.07
12	51.85	74.74	39.12	22.30	85.21	19285.93	14415.00	7538.08	4300.05	16442.96	227.00	1651.83	864.48	492.75	1883.07
13	51.77	74.86	39.23	22.32	85.16	19315.02	14459.85	7568.88	4312.06	16449.52	227.33	1656.97	868.70	494.12	1884.97
14	51.70	74.98	39.33	22.35	85.12	19344.11	14504.94	7600.00	4323.97	16482.54	227.67	1662.14	872.95	495.49	1886.87
15	51.62	75.10	39.43	22.38	85.08	19373.20	14550.24	7631.55	4335.97	16482.54	228.00	1667.32	877.25	496.86	1888.86
16	51.54	75.23	39.53	22.41	85.04	19402.28	14595.58	7662.68	4347.95	16499.00	228.33	1672.52	881.51	498.23	1890.85
17	51.46	75.35	39.63	22.44	85.00	19431.37	14641.01	7700.00	4359.95	16515.43	228.67	1677.75	885.83	499.61	1892.84
18	51.39	75.47	39.72	22.47	84.95	19460.46	14687.02	7738.15	4371.96	16531.82	229.00	1683.00	890.17	500.99	1894.80
19	51.31	75.59	39.81	22.49	84.91	19489.55	14733.24	7780.00	4383.99	16548.17	229.33	1688.28	894.53	502.37	1896.78
20	51.23	75.71	39.90	22.52	84.87	19518.64	14779.24	7824.45	4396.03	16564.48	229.67	1693.57	898.91	503.75	1898.78
21	51.15	75.84	39.99	22.55	84.83	19547.73	14825.44	7870.00	4408.08	16580.77	230.00	1698.88	903.32	505.13	1900.79
22	51.08	75.97	40.08	22.58	84.78	19576.82	14871.88	7920.00	4420.15	16597.22	230.33	1704.23	907.78	506.51	1902.81
23	51.00	76.09	40.16	22.61	84.74	19605.91	14918.61	7966.49	4432.22	16613.23	230.67	1709.60	912.20	507.89	1904.84
24	50.93	76.22	40.25	22.63	84.69	19635.00	14965.61	8015.00	4444.31	16629.41	231.00	1714.99	916.68	509.28	1906.88
25	50.85	76.35	40.34	22.66	84.65	19664.08	15013.33	8064.55	4456.41	16645.55	231.33	1720.40	921.18	510.67	1908.92
26	50.78	76.47	40.43	22.69	84.61	19693.17	15061.78	8114.08	4468.52	16661.66	231.67	1725.83	925.71	512.05	1910.98
27	50.70	76.60	40.52	22.72	84.57	19722.26	15110.98	8164.00	4480.78	16677.74	232.00	1731.29	930.26	513.44	1913.06
28	50.63	76.73	40.61	22.75	84.52	19751.35	15160.24	8214.00	4493.08	16693.88	232.33	1736.77	934.83	514.83	1915.14
29	50.55	76.87	40.70	22.78	84.48	19780.44	15209.63	8264.00	4505.41	16709.97	232.67	1742.28	939.43	516.23	1917.23
30	50.48	77.00	40.79	22.81	84.44	19809.53	15259.24	8314.00	4517.78	16726.07	233.00	1747.80	944.06	517.63	1919.33
31	50.40	77.13	40.88	22.84	84.39	19838.61	15309.07	8364.00	4530.15	16742.17	233.33	1753.33	948.70	519.01	1921.45
32	50.33	77.26	40.97	22.87	84.35	19867.70	15359.09	8414.00	4542.52	16758.25	233.67	1758.88	953.38	520.41	1923.58
33	50.26	77.39	41.06	22.90	84.30	19896.79	15409.24	8464.00	4554.90	16774.33	234.00	1764.44	958.08	521.81	1925.71
34	50.18	77.52	41.15	22.93	84.26	19925.88	15459.52	8514.00	4567.28	16790.43	234.33	1770.00	962.80	523.20	1927.85
35	50.11	77.65	41.24	22.96	84.21	19954.97	15510.01	8564.00	4579.68	16806.54	234.67	1775.57	967.55	524.60	1929.99
36	50.04	77.78	41.33	22.99	84.17	19984.06	15560.61	8614.00	4592.08	16822.65	235.00	1781.15	972.33	526.00	1932.14
37	50.00	77.91	41.42	23.02	84.13	20013.15	15611.44	8664.00	4604.48	16838.77	235.33	1786.75	977.13	527.41	1934.29
38	49.92	78.04	41.51	23.05	84.08	20042.24	15662.44	8714.00	4616.87	16854.89	235.67	1792.37	981.96	528.81	1936.45
39	49.85	78.17	41.60	23.08	84.04	20071.33	15713.61	8764.00	4629.28	16870.99	236.00	1798.00	986.82	530.22	1938.61
40	49.77	78.30	41.69	23.11	84.00	20100.41	15764.89	8814.00	4641.69	16887.07	236.33	1803.65	991.70	531.63	1940.78
41	49.70	78.43	41.78	23.14	83.95	20129.50	15816.32	8864.00	4654.11	16903.15	236.67	1809.30	996.61	533.03	1942.95
42	49.63	78.56	41.87	23.17	83.91	20158.59	15867.84	8914.00	4666.54	16919.25	237.00	1814.97	1001.55	534.44	1945.14
43	49.55	78.69	41.96	23.20	83.86	20187.68	15919.50	8964.00	4679.00	16935.33	237.33	1820.65	1006.50	535.85	1947.33
44	49.48	78.82	42.05	23.23	83.82	20216.77	15971.32	9014.00	4691.44	16951.43	237.67	1826.34	1011.52	537.26	1949.53
45	49.41	78.95	42.14	23.26	83.78	20245.86	16023.24	9064.00	4703.88	16967.54	238.00	1832.04	1016.55	538.67	1951.74
46	49.34	79.08	42.23	23.29	83.73	20274.95	16075.24	9114.00	4716.33	16983.65	238.33	1837.75	1021.57	540.09	1953.95
47	49.26	79.21	42.32	23.32	83.69	20304.04	16127.32	9164.00	4728.77	16999.77	238.67	1843.47	1026.61	541.51	1956.16
48	49.19	79.34	42.41	23.35	83.65	20333.13	16179.52	9214.00	4741.22	17015.88	239.00	1849.20	1031.65	542.93	1958.38
49	49.12	79.47	42.50	23.38	83.60	20362.22	16231.84	9264.00	4753.68	17031.99	239.33	1854.94	1036.69	544.36	1960.60
50	49.04	79.60	42.59	23.41	83.55	20391.31	16284.24	9314.00	4766.15	17048.10	239.67	1860.69	1041.73	545.79	1962.82
51	48.97	79.73	42.68	23.44	83.51	20420.40	16336.72	9364.00	4778.61	17064.22	240.00	1866.45	1046.78	547.22	1965.05
52	48.90	79.86	42.77	23.47	83.46	20449.49	16389.24	9414.00	4791.08	17080.33	240.33	1872.22	1051.83	548.65	1967.28
53	48.83	79.99	42.86	23.50	83.42	20478.58	16441.84	9464.00	4803.54	17096.45	240.67	1878.00	1056.88	550.09	1969.51
54	48.76	80.12	42.95	23.53	83.37	20507.67	16494.52	9514.00	4816.01	17112.56	241.00	1883.79	1061.93	551.51	1971.74
55	48.69	80.25	43.04	23.56	83.33	20536.76	16547.24	9564.00	4828.47	17128.67	241.33	1889.60	1066.98	552.93	1973.98
56	48.62	80.38	43.13	23.59	83.29	20565.85	16600.01	9614.00	4840.93	17144.78	241.67	1895.42	1072.00	554.36	1976.22
57	48.55	80.51	43.22	23.62	83.24	20594.94	16652.84	9664.00	4853.40	17160.88	242.00	1901.25	1077.03	555.79	1978.47
58	48.48	80.64	43.31	23.65	83.20	20624.03	16705.72	9714.00	4865.87	17176.99	242.33	1907.09	1082.08	557.22	1980.72
59	48.41	80.77	43.40	23.68	83.15	20653.12	16758.64	9764.00	4878.34	17193.10	242.67	1912.94	1087.03	558.65	1982.98
60	48.34	80.90	43.49	23.71	83.11	20682.21	16811.64	9814.00	4890.81	17209.21	243.00	1918.79	1091.98	560.09	1985.24
61	48.27	81.03	43.58	23.74	83.06	20711.30	16864.72	9864.00	4903.28	17225.32	243.33	1924.65	1096.93	561.51	1987.51
62	48.20	81.16	43.67	23.77	83.02	20740.39	16917.84	9914.00	4915.75	17241.43	243.67	1930.52	1101.88	562.93	1989.78
63	48.13	81.29	43.76	23.80	82.97	20769.48	16971.01	9964.00	4928.22	17257.54	244.00	1936.40	1106.83	564.36	1992.05
64	48.06	81.42	43.85	23.83	82.93	20798.57	17024.24	10014.00	4940.68	17273.65	244.33	1942.29	1111.79	565.79	1994.32
65	47.99	81.55	43.94	23.86	82.88	20827.66	17077.52	10064.00	4953.15	17289.76	244.67	1948.19	1116.74	567.22	1996.59
66	47.92	81.68	44.03	23.89	82.84	20856.75	17130.84	10114.00	4965.62	17305.87	245.00	1954.09	1121.69	568.65	1998.86
67	47.85	81.81	44.12	23.92	82.80	20885.84	17184.24	10164.00	4978.08	17321.98	245.33	1959.99	1126.64	570.09	2001.13
68	47.78	81.94	44.21	23.95	82.75	20914.93	17237.64	10214.00	4990.55	17338.10	245.67	1965.89	1131.59	571.51	2003.40
69	47.71	82.07	44.30	23.98	82.71	20944.02	17291.01	10264.00	5003.02	17354.21	246.00	1971.80	1136.54	572.93	2005.67
70	47.64	82.20	44.39	24.01	82.66	20973.11	17344.44	10314.00	5015.48	17370.32	246.33	1977.71	1141.49	574.36	2007.94

TARLA 7-3. DEFLEXIONES Y CUERDAS DE CUERDAS CIRCULARES

GRADO	RADIO	DEFLEXION POR METRO DE ARCO	ANGULO DE LA CUERDA PARA LONGITUD DE ARCO DE			LONGITUD DE CUERDA PARA ARCOS DE		
			5m	10m	20m	5m	10m	20m
0	6875.48	0	15"	0	0"	5.00	10.00	20.00
10	3437.74	0	30"	1	30"	5.00	10.00	20.00
20	2291.83	0	45"	2	59"	5.00	10.00	20.00
30	1718.87	0	0	3	58"	5.00	10.00	20.00
40	1375.10	0	15"	4	57"	5.00	10.00	20.00
50	1145.91	1	0	5	56"	5.00	10.00	20.00
60	962.21	1	15"	6	55"	5.00	10.00	20.00
70	859.43	1	30"	7	54"	5.00	10.00	20.00
80	763.94	1	45"	8	53"	5.00	10.00	20.00
90	687.55	2	0</					

TABLA 7-B. DEFLEXIONES Y CUERDAS DE CURVAS CIRCULARES

GRADO	RADIO	DEFLEXION POR METRO DE ARCO	ANGULO DE LA CUERDA PARA LONGITUD DE ARCO DE			LONGITUD DE CUERDA PARA ARCOS DE				
			5 m	10 m	20 m	5 m	10 m	20 m		
10°	112.71	15"	10	15"	29	30"	0"	5.00	10.00	19.98
10°	110.69	15	16	17	32	30	5	5.00	10.00	19.97
10°	109.13	15	17	18	35	30	5	5.00	10.00	19.97
10°	107.43	16	18	19	37	30	5	5.00	10.00	19.97
10°	105.78	16	19	20	40	30	5	5.00	10.00	19.97
11°	104.43	16	20	21	42	30	5	5.00	10.00	19.97
11°	102.62	16	21	22	45	30	5	5.00	10.00	19.97
11°	101.17	16	22	23	47	30	5	5.00	10.00	19.97
11°	99.64	17	23	24	50	30	5	5.00	10.00	19.97
11°	98.22	17	24	25	52	30	5	5.00	10.00	19.97
11°	96.88	17	25	26	55	30	5	5.00	10.00	19.97
11°	95.49	18	26	27	57	30	5	5.00	10.00	19.97
12°	94.18	18	27	28	60	30	6	5.00	10.00	19.96
12°	92.67	18	28	29	62	30	6	5.00	10.00	19.96
12°	91.19	18	29	30	65	30	6	5.00	10.00	19.96
12°	89.77	19	30	31	67	30	6	5.00	10.00	19.96
12°	88.32	19	31	32	70	30	6	5.00	10.00	19.96
12°	86.84	19	32	33	72	30	6	5.00	10.00	19.96
13°	85.44	20	33	34	75	30	6	5.00	10.00	19.96
13°	84.00	20	34	35	77	30	6	5.00	10.00	19.96
13°	82.55	20	35	36	80	30	6	5.00	10.00	19.95
13°	81.11	20	36	37	82	30	6	5.00	10.00	19.95
14°	79.69	21	37	38	85	30	6	5.00	10.00	19.95
14°	78.29	21	38	39	87	30	6	5.00	10.00	19.95
14°	76.88	21	39	40	90	30	6	5.00	10.00	19.95
14°	75.47	21	40	41	92	30	6	5.00	10.00	19.95
15°	74.07	22	41	42	95	30	6	5.00	10.00	19.94
15°	72.67	22	42	43	97	30	6	5.00	10.00	19.94
15°	71.27	22	43	44	100	30	6	5.00	10.00	19.94
15°	69.87	22	44	45	102	30	6	5.00	10.00	19.94
15°	68.47	23	45	46	105	30	6	5.00	10.00	19.93
15°	67.07	23	46	47	107	30	6	5.00	10.00	19.93
15°	65.67	23	47	48	110	30	6	5.00	10.00	19.93
15°	64.27	23	48	49	112	30	6	5.00	10.00	19.93
15°	62.87	23	49	50	115	30	6	5.00	10.00	19.92
15°	61.47	24	50	51	117	30	6	5.00	10.00	19.92
15°	60.07	24	51	52	120	30	6	5.00	10.00	19.92
15°	58.67	24	52	53	122	30	6	5.00	10.00	19.92
15°	57.27	24	53	54	125	30	6	5.00	10.00	19.91
15°	55.87	24	54	55	127	30	6	5.00	10.00	19.91
15°	54.47	25	55	56	130	30	6	5.00	10.00	19.91
15°	53.07	25	56	57	132	30	6	5.00	10.00	19.91
15°	51.67	25	57	58	135	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	50.27	25	58	59	137	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	48.87	25	59	60	140	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	47.47	26	60	61	142	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	46.07	26	61	62	145	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	44.67	26	62	63	147	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	43.27	26	63	64	150	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	41.87	27	64	65	152	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	40.47	27	65	66	155	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	39.07	27	66	67	157	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	37.67	27	67	68	160	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	36.27	27	68	69	162	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	34.87	28	69	70	165	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	33.47	28	70	71	167	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	32.07	28	71	72	170	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	30.67	28	72	73	172	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	29.27	28	73	74	175	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	27.87	29	74	75	177	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	26.47	29	75	76	180	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	25.07	29	76	77	182	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	23.67	29	77	78	185	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	22.27	29	78	79	187	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	20.87	30	79	80	190	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	19.47	30	80	81	192	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	18.07	30	81	82	195	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	16.67	30	82	83	197	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	15.27	30	83	84	200	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	13.87	30	84	85	202	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	12.47	30	85	86	205	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	11.07	30	86	87	207	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	9.67	30	87	88	210	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	8.27	30	88	89	212	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	6.87	30	89	90	215	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	5.47	30	90	91	217	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	4.07	30	91	92	220	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	2.67	30	92	93	222	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	1.27	30	93	94	225	30	6	5.00	10.00	19.90
15°	0.00	30	94	95	227	30	6	5.00	10.00	19.90

TABLA 7-B. DEFLEXIONES Y CUERDAS DE CURVAS CIRCULARES

338

GRADO	RADIO	DEFLEXION POR METRO DE ARCO	ANGULO DE LA CUERDA PARA LONGITUD DE ARCO DE			LONGITUD DE CUERDA PARA ARCOS DE					
			5 m	10 m	20 m	5 m	10 m	20 m			
20°	10'	56.82	30	15"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
20°	20'	56.36	30	30"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
20°	30'	55.90	30	45"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
20°	40'	55.45	31	00"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
20°	50'	55.00	31	15"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
21°	10'	54.57	31	30"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
21°	20'	54.14	31	45"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
21°	30'	53.71	32	00"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
21°	40'	53.30	32	15"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
21°	50'	52.89	32	30"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
22°	10'	52.48	32	45"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
22°	20'	52.09	33	00"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
22°	30'	51.70	33	15"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
22°	40'	51.31	33	30"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
22°	50'	50.93	33	45"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
23°	10'	50.55	34	00"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
23°	20'	50.19	34	15"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
23°	30'	49.82	34	30"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
23°	40'	49.46	34	45"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
23°	50'	49.11	35	00"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
24°	10'	48.76	35	15"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
24°	20'	48.42	35	30"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
24°	30'	48.08	35	45"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
24°	40'	47.75	36	00"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
24°	50'	47.43	36	15"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
25°	10'	47.11	36	30"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
25°	20'	46.80	36	45"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
25°	30'	46.50	37	00"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
25°	40'	46.21	37	15"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
25°	50'	45.93	37	30"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
26°	10'	45.66	37	45"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
26°	20'	45.40	38	00"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
26°	30'	45.15	38	15"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
26°	40'	44.91	38	30"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
26°	50'	44.68	38	45"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
27°	10'	44.46	39	00"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
27°	20'	44.25	39	15"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
27°	30'	44.05	39	30"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
27°	40'	43.86	39	45"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
27°	50'	43.68	40	00"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
28°	10'	43.51	40	15"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
28°	20'	43.35	40	30"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
28°	30'	43.20	40	45"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
28°	40'	43.06	41	00"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
28°	50'	42.93	41	15"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
29°	10'	42.81	41	30"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
29°	20'	42.70	41	45"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
29°	30'	42.60	42	00"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
29°	40'	42.51	42	15"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
29°	50'	42.43	42	30"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
30°	10'	42.36	42	45"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
30°	20'	42.30	43	00"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
30°	30'	42.25	43	15"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
30°	40'	42.21	43	30"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
30°	50'	42.18	43	45"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
30°	10'	42.16	44	00"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
30°	20'	42.15	44	15"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
30°	30'	42.14	44	30"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
30°	40'	42.14	44	45"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97
30°	50'	42.14	45	00"	5°	2	30"	10°	5.00	9.99	19.97

TABLA 7-B. DEFLEXIONES Y CUERDAS DE CURVAS CIRCULARES

GRADO	RADIO	DEFLEXION POR METRO DE ARCO	ANGULO DE LA CUERDA PARA LONGITUD DE ARCO DE			LONGITUD DE CUERDA PARA ARCOS DE		
			5 m	10 m	20 m	5 m	10 m	20 m
1	37.0	45.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
2	37.5	45.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
3	38.0	46.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
4	38.5	46.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
5	39.0	47.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
6	39.5	47.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
7	40.0	48.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
8	40.5	48.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
9	41.0	49.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
10	41.5	49.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
11	42.0	50.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
12	42.5	50.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
13	43.0	51.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
14	43.5	51.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
15	44.0	52.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
16	44.5	52.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
17	45.0	53.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
18	45.5	53.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
19	46.0	54.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
20	46.5	54.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
21	47.0	55.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
22	47.5	55.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
23	48.0	56.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
24	48.5	56.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
25	49.0	57.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
26	49.5	57.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
27	50.0	58.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
28	50.5	58.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
29	51.0	59.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
30	51.5	59.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
31	52.0	60.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
32	52.5	60.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
33	53.0	61.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
34	53.5	61.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
35	54.0	62.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
36	54.5	62.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
37	55.0	63.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
38	55.5	63.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
39	56.0	64.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
40	56.5	64.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
41	57.0	65.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
42	57.5	65.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
43	58.0	66.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
44	58.5	66.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
45	59.0	67.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
46	59.5	67.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
47	60.0	68.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
48	60.5	68.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
49	61.0	69.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
50	61.5	69.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
51	62.0	70.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
52	62.5	70.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
53	63.0	71.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
54	63.5	71.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
55	64.0	72.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
56	64.5	72.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
57	65.0	73.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
58	65.5	73.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
59	66.0	74.0	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77
60	66.5	74.5	30.0	70.0	30.0	5.00	9.97	19.77

TABLA 7-8. DEFLEXIONES Y CUERDAS DE CURVAS CIRCULARES

GRADO	RADIO	DEFLEXION POR METRO DE ARCO.	ANGULO DE LA CUERDA PARA LONGITUD DE ARCO DE			LONGITUD DE CUERDA PARA ARCOS DE				
			5 m	10 m	20 m	5 m	10 m	20 m		
40°	10	28.53	60	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
40°	20	28.41	60	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
40°	30	28.29	60	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
40°	40	28.18	60	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
40°	50	28.06	60	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
41°	0	27.95	61	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
41°	10	27.84	61	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
41°	20	27.72	61	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
41°	30	27.61	62	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
41°	40	27.50	62	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
41°	50	27.39	62	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
42°	0	27.28	63	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
42°	10	27.18	63	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
42°	20	27.07	63	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
42°	30	26.96	63	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
42°	40	26.86	64	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
42°	50	26.75	64	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
43°	0	26.65	64	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
43°	10	26.55	64	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
43°	20	26.44	64	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
43°	30	26.34	65	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
43°	40	26.24	65	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
43°	50	26.14	65	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
44°	0	26.04	66	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
44°	10	25.95	66	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
44°	20	25.88	66	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
44°	30	25.81	66	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
44°	40	25.73	67	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
44°	50	25.66	67	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
45°	0	25.56	67	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
45°	10	25.46	67	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
45°	20	25.37	68	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
45°	30	25.28	68	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
45°	40	25.18	68	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
45°	50	25.09	68	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
46°	0	24.99	69	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
46°	10	24.91	69	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
46°	20	24.82	69	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
46°	30	24.73	69	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
46°	40	24.64	70	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
46°	50	24.56	70	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
47°	0	24.47	70	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
47°	10	24.39	70	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
47°	20	24.31	71	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
47°	30	24.22	71	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
47°	40	24.12	71	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
47°	50	24.04	71	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
48°	0	23.96	71	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
48°	10	23.87	72	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
48°	20	23.79	72	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
48°	30	23.71	72	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
48°	40	23.63	72	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
48°	50	23.55	73	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
49°	0	23.47	73	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
49°	10	23.39	73	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
49°	20	23.31	73	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
49°	30	23.23	74	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
49°	40	23.15	74	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
49°	50	23.07	74	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
50°	0	22.99	74	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90
50°	10	22.92	75	15	30	20	5	4.99	9.95	19.90

TABLA 7-8. DEFLEXIONES Y CUERDAS DE CURVAS CIRCULARES

GRADO	RADIO	DEFLEXION PARA METRO DE ARCO	ANGULO DE LA CUERDA PARA LONGITUD DE ARCO DE			LONGITUD DE CUERDA PARA ARCOS DE		
			5 m	10 m	20 m	5 m	10 m	20 m
50	22	75'	60	11	25	4	9	19
50	23	75"	60	11	25	4	9	19
50	24	75'	60	11	25	4	9	19
50	25	75"	60	11	25	4	9	19
50	26	75'	60	11	25	4	9	19
50	27	75"	60	11	25	4	9	19
50	28	75'	60	11	25	4	9	19
50	29	75"	60	11	25	4	9	19
50	30	75'	60	11	25	4	9	19
50	31	75"	60	11	25	4	9	19
50	32	75'	60	11	25	4	9	19
50	33	75"	60	11	25	4	9	19
50	34	75'	60	11	25	4	9	19
50	35	75"	60	11	25	4	9	19
50	36	75'	60	11	25	4	9	19
50	37	75"	60	11	25	4	9	19
50	38	75'	60	11	25	4	9	19
50	39	75"	60	11	25	4	9	19
50	40	75'	60	11	25	4	9	19
50	41	75"	60	11	25	4	9	19
50	42	75'	60	11	25	4	9	19
50	43	75"	60	11	25	4	9	19
50	44	75'	60	11	25	4	9	19
50	45	75"	60	11	25	4	9	19
50	46	75'	60	11	25	4	9	19
50	47	75"	60	11	25	4	9	19
50	48	75'	60	11	25	4	9	19
50	49	75"	60	11	25	4	9	19
50	50	75'	60	11	25	4	9	19
50	51	75"	60	11	25	4	9	19
50	52	75'	60	11	25	4	9	19
50	53	75"	60	11	25	4	9	19
50	54	75'	60	11	25	4	9	19
50	55	75"	60	11	25	4	9	19
50	56	75'	60	11	25	4	9	19
50	57	75"	60	11	25	4	9	19
50	58	75'	60	11	25	4	9	19
50	59	75"	60	11	25	4	9	19
50	60	75'	60	11	25	4	9	19
50	61	75"	60	11	25	4	9	19
50	62	75'	60	11	25	4	9	19
50	63	75"	60	11	25	4	9	19
50	64	75'	60	11	25	4	9	19
50	65	75"	60	11	25	4	9	19
50	66	75'	60	11	25	4	9	19
50	67	75"	60	11	25	4	9	19
50	68	75'	60	11	25	4	9	19
50	69	75"	60	11	25	4	9	19
50	70	75'	60	11	25	4	9	19
50	71	75"	60	11	25	4	9	19
50	72	75'	60	11	25	4	9	19
50	73	75"	60	11	25	4	9	19
50	74	75'	60	11	25	4	9	19
50	75	75"	60	11	25	4	9	19
50	76	75'	60	11	25	4	9	19
50	77	75"	60	11	25	4	9	19
50	78	75'	60	11	25	4	9	19
50	79	75"	60	11	25	4	9	19
50	80	75'	60	11	25	4	9	19
50	81	75"	60	11	25	4	9	19
50	82	75'	60	11	25	4	9	19
50	83	75"	60	11	25	4	9	19
50	84	75'	60	11	25	4	9	19
50	85	75"	60	11	25	4	9	19
50	86	75'	60	11	25	4	9	19
50	87	75"	60	11	25	4	9	19
50	88	75'	60	11	25	4	9	19
50	89	75"	60	11	25	4	9	19
50	90	75'	60	11	25	4	9	19
50	91	75"	60	11	25	4	9	19
50	92	75'	60	11	25	4	9	19
50	93	75"	60	11	25	4	9	19
50	94	75'	60	11	25	4	9	19
50	95	75"	60	11	25	4	9	19
50	96	75'	60	11	25	4	9	19
50	97	75"	60	11	25	4	9	19
50	98	75'	60	11	25	4	9	19
50	99	75"	60	11	25	4	9	19
50	100	75'	60	11	25	4	9	19

TABLA 7-C. ELEMENTOS DE LA CURVA DE TRANSICION DE 100 M DE LONGITUD

θ	p	h	Y_c	X_c	TL	TC	ϕ_c
0°	10	50.000	0.097	100.000	66.667	33.333	0° 3' 20.00"
0°	20	50.000	0.194	100.000	66.667	33.333	0° 6' 40.00"
0°	30	50.000	0.291	99.999	66.667	33.333	0° 10' 00.00"
0°	40	50.000	0.388	99.999	66.667	33.333	0° 13' 20.00"
0°	50	50.000	0.485	99.998	66.667	33.333	0° 16' 40.00"
0°	10	49.999	0.582	99.997	66.667	33.333	0° 20' 00.00"
0°	11	49.999	0.679	99.996	66.668	33.333	0° 23' 20.00"
0°	12	49.999	0.776	99.995	66.669	33.333	0° 26' 40.00"
0°	13	49.999	0.873	99.993	66.669	33.333	0° 30' 00.00"
0°	14	49.999	0.970	99.992	66.670	33.333	0° 33' 20.00"
0°	15	49.998	1.067	99.990	66.670	33.333	0° 36' 40.00"
0°	16	49.998	1.163	99.988	66.671	33.333	0° 40' 00.00"
0°	17	49.998	1.260	99.986	66.672	33.333	0° 43' 20.00"
0°	18	49.997	1.357	99.983	66.673	33.333	0° 46' 40.00"
0°	19	49.997	1.454	99.981	66.673	33.333	0° 50' 00.00"
0°	20	49.996	1.551	99.978	66.674	33.333	0° 53' 19.99"
0°	21	49.996	1.648	99.976	66.675	33.333	0° 56' 39.99"
0°	22	49.995	1.745	99.973	66.676	33.333	0° 59' 59.99"
0°	23	49.995	1.842	99.969	66.677	33.333	1° 3' 19.99"
0°	24	49.994	1.939	99.966	66.679	33.333	1° 6' 39.99"
0°	25	49.994	2.036	99.963	66.680	33.333	1° 9' 59.99"
0°	26	49.993	2.133	99.959	66.681	33.333	1° 13' 19.99"
0°	27	49.993	2.229	99.955	66.682	33.333	1° 16' 39.99"
0°	28	49.992	2.326	99.951	66.684	33.333	1° 19' 59.99"
0°	29	49.991	2.423	99.947	66.685	33.333	1° 23' 19.99"
0°	30	49.990	2.520	99.943	66.687	33.333	1° 26' 39.99"
0°	31	49.990	2.617	99.938	66.688	33.333	1° 29' 59.99"
0°	32	49.989	2.714	99.934	66.688	33.333	1° 33' 19.99"
0°	33	49.988	2.810	99.929	66.690	33.333	1° 36' 39.99"
0°	34	49.987	2.907	99.924	66.692	33.333	1° 39' 59.99"
0°	35	49.986	3.004	99.919	66.693	33.333	1° 43' 19.99"
0°	36	49.986	3.101	99.913	66.695	33.333	1° 46' 39.99"
0°	37	49.985	3.198	99.908	66.697	33.333	1° 49' 59.99"
0°	38	49.984	3.294	99.902	66.701	33.333	1° 53' 19.99"
0°	39	49.983	3.391	99.896	66.703	33.333	1° 56' 39.99"
0°	40	49.982	3.488	99.890	66.705	33.333	1° 59' 59.99"
0°	41	49.981	3.585	99.884	66.707	33.333	2° 3' 19.99"
0°	42	49.980	3.681	99.878	66.709	33.333	2° 6' 39.99"
0°	43	49.979	3.778	99.871	66.712	33.333	2° 9' 59.99"
0°	44	49.977	3.875	99.865	66.714	33.333	2° 13' 19.99"
0°	45	49.976	3.971	99.858	66.716	33.333	2° 16' 39.99"
0°	46	49.975	4.068	99.851	66.719	33.333	2° 19' 59.99"
0°	47	49.974	4.165	99.844	66.721	33.333	2° 23' 19.99"
0°	48	49.973	4.261	99.836	66.724	33.333	2° 26' 39.99"
0°	49	49.971	4.358	99.829	66.727	33.333	2° 29' 59.99"
0°	50	49.970	4.455	99.821	66.729	33.333	2° 33' 19.99"
0°	1	49.969	4.551	99.813	66.732	33.333	2° 36' 39.99"
0°	2	49.968	4.648	99.805	66.735	33.333	2° 39' 59.99"
0°	3	49.966	4.744	99.797	66.738	33.333	2° 43' 19.99"
0°	4	49.965	4.841	99.789	66.741	33.333	2° 46' 39.99"
0°	5	49.963	4.937	99.780	66.744	33.333	2° 49' 59.99"
0°	6	49.962	5.034	99.771	66.747	33.333	2° 53' 19.99"
0°	7	49.960	5.130	99.763	66.750	33.333	2° 56' 39.99"
0°	8	49.959	5.227	99.754	66.753	33.333	2° 59' 59.99"
0°	9	49.957	5.323	99.744	66.756	33.333	3° 3' 19.99"
0°	10	49.956	5.420	99.735	66.760	33.333	3° 6' 39.99"
0°	11	49.954	5.516	99.725	66.763	33.333	3° 9' 59.99"
0°	12	49.953	5.612	99.716	66.766	33.333	3° 13' 19.99"
0°	13	49.951	5.708	99.706	66.770	33.333	3° 16' 39.99"
0°	14	49.949	5.805	99.696	66.773	33.333	3° 19' 59.99"

TABLA 7-C. ELEMENTOS DE LA CURVA DE TRANSICION DE 100 M DE LONGITUD

θ	P	k	Y_c	X_c	TL	TC	ϕ_c
10°	1.48	49.948	5.901	99.686	66.777	33.434	3°
10°	1.50	49.946	5.998	99.675	66.781	33.437	23'
10°	1.53	49.944	6.094	99.665	66.784	33.440	26"
10°	1.55	49.942	6.190	99.654	66.788	33.444	29'
10°	1.57	49.940	6.287	99.643	66.792	33.447	33"
11°	1.60	49.939	6.383	99.632	66.796	33.451	36'
11°	1.62	49.937	6.479	99.621	66.800	33.454	39"
11°	1.65	49.935	6.575	99.609	66.804	33.458	43'
11°	1.67	49.933	6.671	99.598	66.808	33.462	46"
11°	1.69	49.931	6.767	99.586	66.812	33.465	49'
11°	1.72	49.929	6.863	99.574	66.816	33.469	53"
12°	1.74	49.927	6.959	99.562	66.821	33.473	56'
12°	1.77	49.925	7.056	99.551	66.825	33.477	59"
12°	1.79	49.923	7.152	99.538	66.829	33.481	63'
12°	1.81	49.921	7.248	99.526	66.834	33.485	66"
12°	1.84	49.919	7.343	99.515	66.838	33.489	70'
12°	1.86	49.916	7.439	99.503	66.843	33.493	73"
12°	1.88	49.914	7.535	99.492	66.847	33.498	77'
12°	1.91	49.912	7.631	99.480	66.852	33.502	80"
12°	1.94	49.910	7.727	99.469	66.857	33.507	84'
12°	1.96	49.908	7.823	99.457	66.862	33.511	87"
12°	1.98	49.905	7.919	99.446	66.867	33.515	91'
13°	2.01	49.903	8.014	99.435	66.871	33.519	94"
13°	2.03	49.901	8.110	99.424	66.876	33.524	98'
13°	2.06	49.898	8.206	99.412	66.881	33.529	101"
13°	2.08	49.896	8.302	99.401	66.887	33.533	105'
13°	2.10	49.893	8.397	99.390	66.892	33.538	108"
13°	2.13	49.891	8.493	99.379	66.897	33.543	112'
13°	2.15	49.888	8.588	99.368	66.902	33.548	115"
13°	2.18	49.886	8.684	99.357	66.908	33.553	119'
13°	2.20	49.883	8.780	99.346	66.913	33.558	122"
13°	2.22	49.881	8.875	99.335	66.919	33.562	126'
13°	2.25	49.878	8.971	99.324	66.924	33.567	129"
13°	2.27	49.876	9.066	99.313	66.930	33.572	133'
13°	2.30	49.873	9.161	99.302	66.935	33.577	136"
13°	2.32	49.871	9.257	99.291	66.941	33.583	139'
13°	2.34	49.868	9.352	99.280	66.947	33.588	143"
13°	2.37	49.865	9.447	99.269	66.953	33.593	146'
13°	2.39	49.862	9.543	99.258	66.959	33.599	149"
13°	2.42	49.859	9.638	99.247	66.965	33.604	153'
13°	2.44	49.856	9.733	99.236	66.971	33.610	156"
13°	2.46	49.854	9.828	99.225	66.977	33.615	159'
13°	2.49	49.851	9.923	99.214	66.983	33.621	163"
13°	2.51	49.848	10.018	99.203	66.989	33.627	166'
13°	2.54	49.845	10.113	99.192	66.995	33.633	169"
13°	2.56	49.842	10.208	99.181	67.002	33.638	173'
13°	2.58	49.839	10.303	99.170	67.008	33.644	176"
13°	2.61	49.836	10.398	99.159	67.015	33.650	179'
13°	2.63	49.833	10.493	99.148	67.021	33.656	183"
13°	2.66	49.830	10.588	99.137	67.028	33.662	186'
13°	2.68	49.827	10.683	99.126	67.034	33.668	189"
13°	2.70	49.824	10.778	99.115	67.041	33.674	193'
13°	2.73	49.820	10.873	99.104	67.048	33.680	196"
13°	2.75	49.817	10.967	99.093	67.055	33.686	199'
13°	2.78	49.814	11.062	99.082	67.062	33.693	203"
13°	2.80	49.811	11.157	99.071	67.069	33.700	206'
13°	2.82	49.808	11.251	99.060	67.076	33.707	209"
13°	2.85	49.804	11.346	99.049	67.083	33.714	213'
13°	2.87	49.801	11.440	99.038	67.090	33.721	216"
13°	2.90	49.796	11.535	99.027	67.097	33.728	219'

TABLA 7-C. ELEMENTOS DE LA CURVA DE TRANSICION DE 100 M DE LONGITUD

θ	P	K	Y_c	X_c	TL	TC	ϕ_c
20° 10'	2.92	49.794	11.629	98.768	67.105	33.732	6° 42'
20° 20'	2.94	49.791	11.723	98.748	67.112	33.738	6° 46'
20° 30'	2.97	49.787	11.818	98.727	67.119	33.745	6° 50'
20° 40'	2.99	49.784	11.912	98.707	67.127	33.752	6° 54'
20° 50'	3.02	49.780	12.006	98.686	67.134	33.759	6° 58'
21° 00'	3.04	49.777	12.101	98.665	67.142	33.766	7° 02'
21° 10'	3.06	49.773	12.195	98.644	67.150	33.773	7° 06'
21° 20'	3.09	49.770	12.289	98.623	67.157	33.780	7° 10'
21° 30'	3.11	49.766	12.383	98.601	67.165	33.787	7° 14'
21° 40'	3.14	49.763	12.477	98.579	67.173	33.794	7° 18'
21° 50'	3.16	49.759	12.571	98.558	67.181	33.801	7° 22'
22° 00'	3.18	49.755	12.665	98.536	67.189	33.809	7° 26'
22° 10'	3.21	49.752	12.759	98.514	67.197	33.816	7° 30'
22° 20'	3.23	49.748	12.853	98.491	67.205	33.823	7° 34'
22° 30'	3.25	49.744	12.946	98.469	67.213	33.831	7° 38'
22° 40'	3.28	49.740	13.040	98.446	67.222	33.838	7° 42'
22° 50'	3.30	49.736	13.134	98.424	67.230	33.846	7° 46'
23° 00'	3.33	49.733	13.228	98.401	67.238	33.853	7° 50'
23° 10'	3.35	49.729	13.321	98.377	67.247	33.861	7° 54'
23° 20'	3.37	49.725	13.415	98.354	67.255	33.869	7° 58'
23° 30'	3.40	49.721	13.508	98.331	67.264	33.877	8° 02'
23° 40'	3.42	49.717	13.602	98.307	67.272	33.885	8° 06'
23° 50'	3.44	49.713	13.695	98.284	67.281	33.893	8° 10'
24° 00'	3.47	49.709	13.789	98.260	67.290	33.901	8° 14'
24° 10'	3.49	49.705	13.882	98.236	67.299	33.909	8° 18'
24° 20'	3.52	49.701	13.975	98.211	67.308	33.917	8° 22'
24° 30'	3.54	49.697	14.068	98.187	67.317	33.925	8° 26'
24° 40'	3.56	49.693	14.162	98.162	67.326	33.933	8° 30'
24° 50'	3.59	49.689	14.255	98.138	67.335	33.941	8° 34'
25° 00'	3.61	49.684	14.348	98.113	67.344	33.950	8° 38'
25° 10'	3.64	49.680	14.441	98.088	67.353	33.958	8° 42'
25° 20'	3.66	49.676	14.534	98.063	67.363	33.967	8° 46'
25° 30'	3.68	49.672	14.627	98.037	67.372	33.975	8° 50'
25° 40'	3.71	49.667	14.720	98.012	67.381	33.984	8° 54'
25° 50'	3.73	49.663	14.812	97.986	67.391	33.992	8° 58'
26° 00'	3.75	49.659	14.905	97.960	67.400	34.001	9° 02'
26° 10'	3.78	49.654	14.998	97.934	67.410	34.010	9° 06'
26° 20'	3.80	49.650	15.091	97.908	67.420	34.019	9° 10'
26° 30'	3.82	49.646	15.183	97.882	67.429	34.028	9° 14'
26° 40'	3.85	49.641	15.276	97.856	67.439	34.037	9° 18'
26° 50'	3.87	49.637	15.368	97.829	67.449	34.046	9° 22'
27° 00'	3.90	49.632	15.461	97.802	67.459	34.055	9° 26'
27° 10'	3.92	49.628	15.553	97.775	67.469	34.064	9° 30'
27° 20'	3.94	49.623	15.645	97.748	67.479	34.073	9° 34'
27° 30'	3.97	49.618	15.738	97.721	67.489	34.082	9° 38'
27° 40'	3.99	49.614	15.830	97.693	67.500	34.092	9° 42'
27° 50'	4.01	49.609	15.922	97.666	67.510	34.101	9° 46'
28° 00'	4.04	49.605	16.014	97.638	67.520	34.111	9° 50'
28° 10'	4.06	49.600	16.106	97.610	67.531	34.120	9° 54'
28° 20'	4.09	49.595	16.198	97.582	67.541	34.130	9° 58'
28° 30'	4.11	49.590	16.290	97.554	67.552	34.139	10° 02'
28° 40'	4.13	49.586	16.382	97.526	67.563	34.149	10° 06'
28° 50'	4.16	49.581	16.474	97.497	67.573	34.159	10° 10'
29° 00'	4.18	49.576	16.565	97.469	67.584	34.169	10° 14'
29° 10'	4.20	49.571	16.657	97.440	67.595	34.178	10° 18'
29° 20'	4.22	49.566	16.749	97.411	67.606	34.188	10° 22'
29° 30'	4.25	49.561	16.840	97.382	67.617	34.198	10° 26'
29° 40'	4.27	49.556	16.932	97.352	67.628	34.209	10° 30'
29° 50'	4.30	49.552	17.023	97.323	67.639	34.219	10° 34'
30° 00'	4.32	49.547	17.114	97.293	67.650	34.229	10° 38'

TABLA 7-C. ELEMENTOS DE LA CURVA DE TRANSICION DE 100 M DE LONGITUD

θ	P	k	Y_c	X_c	TL	TC	ϕ_c	
30° 10'	4.34	49.542	17.206	97.263	67.661	34.239	10° 1'	54.4"
30° 20'	4.37	49.536	17.297	97.234	67.673	34.249	10° 5	13.0"
30° 30'	4.39	49.531	17.388	97.203	67.684	34.260	10° 10	31.5"
30° 40'	4.41	49.526	17.479	97.173	67.696	34.270	10° 15	50.0"
30° 50'	4.44	49.521	17.570	97.143	67.707	34.281	10° 20	8.6"
31° 10'	4.46	49.516	17.661	97.112	67.719	34.292	10° 25	27.1"
31° 20'	4.49	49.511	17.752	97.082	67.730	34.302	10° 30	45.5"
31° 30'	4.51	49.506	17.843	97.051	67.742	34.313	10° 35	4.0"
31° 40'	4.53	49.500	17.934	97.020	67.754	34.324	10° 40	22.5"
31° 50'	4.56	49.495	18.025	96.989	67.766	34.334	10° 45	40.9"
32° 10'	4.58	49.490	18.116	96.957	67.778	34.345	10° 50	59.3"
32° 20'	4.60	49.485	18.206	96.926	67.790	34.356	10° 55	17.7"
32° 30'	4.63	49.479	18.297	96.894	67.802	34.367	10° 60	36.1"
32° 40'	4.65	49.474	18.387	96.862	67.814	34.379	10° 65	54.5"
32° 50'	4.67	49.469	18.478	96.830	67.826	34.390	10° 70	12.8"
33° 10'	4.70	49.463	18.568	96.798	67.839	34.401	10° 75	31.1"
33° 20'	4.72	49.458	18.658	96.766	67.851	34.412	10° 80	49.5"
33° 30'	4.74	49.452	18.749	96.734	67.864	34.424	10° 85	7.8"
33° 40'	4.77	49.447	18.839	96.701	67.876	34.435	10° 90	26.0"
33° 50'	4.79	49.441	18.929	96.668	67.889	34.447	11° 5	44.3"
34° 10'	4.81	49.436	19.019	96.636	67.901	34.458	11° 10	2.6"
34° 20'	4.84	49.430	19.109	96.603	67.914	34.470	11° 15	20.8"
34° 30'	4.86	49.424	19.199	96.569	67.927	34.481	11° 20	39.0"
34° 40'	4.88	49.419	19.288	96.536	67.940	34.493	11° 25	57.2"
34° 50'	4.91	49.413	19.378	96.503	67.953	34.505	11° 30	15.3"
35° 10'	4.93	49.408	19.468	96.469	67.966	34.517	11° 35	33.5"
35° 20'	4.95	49.402	19.557	96.435	67.979	34.529	11° 40	51.6"
35° 30'	4.98	49.396	19.647	96.401	67.992	34.541	11° 45	9.8"
35° 40'	5.00	49.390	19.736	96.367	68.005	34.553	11° 50	27.9"
35° 50'	5.02	49.385	19.826	96.333	68.019	34.565	11° 55	46.0"
36° 10'	5.05	49.379	19.915	96.298	68.032	34.577	12° 0	4.0"
36° 20'	5.07	49.373	20.004	96.264	68.046	34.590	12° 5	22.0"
36° 30'	5.09	49.367	20.094	96.229	68.059	34.602	12° 10	40.1"
36° 40'	5.12	49.361	20.183	96.194	68.073	34.615	12° 15	58.1"
36° 50'	5.14	49.355	20.272	96.159	68.086	34.627	12° 20	16.0"
37° 10'	5.16	49.349	20.361	96.124	68.100	34.640	12° 25	34.0"
37° 20'	5.19	49.343	20.450	96.089	68.114	34.652	12° 30	52.0"
37° 30'	5.21	49.337	20.538	96.054	68.128	34.665	12° 35	9.9"
37° 40'	5.23	49.331	20.627	96.018	68.142	34.678	12° 40	27.8"
37° 50'	5.26	49.325	20.716	95.982	68.156	34.691	12° 45	45.7"
38° 10'	5.28	49.319	20.805	95.946	68.170	34.704	12° 50	3.6"
38° 20'	5.30	49.313	20.893	95.910	68.184	34.717	12° 55	21.4"
38° 30'	5.33	49.307	20.981	95.874	68.199	34.730	13° 0	39.2"
38° 40'	5.35	49.301	21.070	95.838	68.213	34.743	13° 5	57.1"
38° 50'	5.37	49.295	21.158	95.801	68.227	34.756	13° 10	14.9"
39° 10'	5.39	49.288	21.246	95.765	68.242	34.769	13° 15	32.6"
39° 20'	5.42	49.282	21.335	95.728	68.257	34.783	13° 20	50.4"
39° 30'	5.44	49.276	21.423	95.691	68.271	34.796	13° 25	8.8"
39° 40'	5.46	49.270	21.511	95.654	68.286	34.810	13° 30	25.8"
39° 50'	5.49	49.263	21.599	95.617	68.301	34.823	13° 35	43.3"
40° 10'	5.51	49.257	21.686	95.579	68.316	34.837	13° 40	1.2"
40° 20'	5.53	49.251	21.774	95.542	68.331	34.850	13° 45	18.8"
40° 30'	5.56	49.244	21.862	95.504	68.346	34.864	13° 50	36.4"
40° 40'	5.58	49.238	21.949	95.466	68.361	34.878	13° 55	54.0"
40° 50'	5.60	49.231	22.037	95.428	68.376	34.892	14° 0	11.6"
41° 10'	5.63	49.225	22.124	95.390	68.391	34.906	14° 5	29.2"
41° 20'	5.65	49.218	22.212	95.352	68.407	34.920	14° 10	46.7"
41° 30'	5.67	49.212	22.299	95.313	68.422	34.934	14° 15	2.7"
41° 40'	5.69	49.205	22.386	95.275	68.438	34.948	14° 20	21.0"
41° 50'	5.72	49.199	22.473	95.236	68.453	34.962	14° 25	39.2"

θ	p	k	Y_c	X_c	TL	TC	ϕ_c
50°	10	48.749	27.627	92.606	69.561	35.976	16° 36'
50°	9	48.741	27.708	92.558	69.582	35.995	16° 39'
50°	8	48.733	27.790	92.511	69.603	36.014	16° 43'
50°	7	48.725	27.871	92.463	69.624	36.034	16° 46'
50°	6	48.717	27.953	92.415	69.645	36.053	16° 49'
50°	5	48.709	28.034	92.368	69.666	36.073	16° 52'
51°	10	48.700	28.115	92.319	69.688	36.092	16° 56'
51°	9	48.692	28.196	92.271	69.709	36.112	16° 59'
51°	8	48.684	28.277	92.223	69.731	36.132	17° 2'
51°	7	48.675	28.358	92.175	69.752	36.151	17° 6'
51°	6	48.667	28.438	92.126	69.774	36.171	17° 9'
51°	5	48.659	28.519	92.077	69.796	36.191	17° 12'
51°	4	48.650	28.600	92.026	69.818	36.211	17° 15'
51°	3	48.642	28.680	91.979	69.840	36.231	17° 19'
51°	2	48.633	28.760	91.930	69.862	36.251	17° 22'
51°	1	48.625	28.841	91.881	69.884	36.272	17° 25'
52°	10	48.616	28.921	91.832	69.906	36.292	17° 28'
52°	9	48.608	29.001	91.783	69.929	36.313	17° 32'
52°	8	48.599	29.081	91.733	69.951	36.334	17° 35'
52°	7	48.591	29.161	91.683	69.974	36.354	17° 38'
52°	6	48.582	29.240	91.633	69.996	36.375	17° 41'
52°	5	48.573	29.320	91.583	70.019	36.396	17° 45'
52°	4	48.565	29.400	91.533	70.042	36.417	17° 48'
52°	3	48.556	29.479	91.483	70.065	36.438	17° 51'
52°	2	48.547	29.558	91.432	70.088	36.459	17° 54'
52°	1	48.539	29.638	91.382	70.111	36.480	17° 58'
53°	10	48.530	29.717	91.331	70.134	36.501	18° 1'
53°	9	48.521	29.796	91.280	70.158	36.522	18° 4'
53°	8	48.512	29.875	91.229	70.181	36.543	18° 7'
53°	7	48.504	29.953	91.178	70.205	36.564	18° 11'
53°	6	48.495	30.032	91.127	70.229	36.585	18° 14'
53°	5	48.486	30.111	91.076	70.252	36.606	18° 17'
53°	4	48.477	30.189	91.025	70.276	36.627	18° 20'
53°	3	48.469	30.268	90.973	70.300	36.648	18° 24'
53°	2	48.460	30.346	90.921	70.324	36.669	18° 27'
53°	1	48.450	30.424	90.870	70.349	36.690	18° 30'
54°	10	48.441	30.502	90.818	70.373	36.720	18° 33'
54°	9	48.432	30.580	90.766	70.397	36.743	18° 37'
54°	8	48.423	30.658	90.714	70.422	36.765	18° 40'
54°	7	48.414	30.736	90.661	70.446	36.788	18° 43'
54°	6	48.405	30.813	90.609	70.471	36.811	18° 46'
54°	5	48.396	30.891	90.556	70.496	36.833	18° 50'
54°	4	48.387	30.968	90.504	70.521	36.856	18° 53'
54°	3	48.378	31.046	90.451	70.546	36.879	18° 56'
54°	2	48.369	31.123	90.398	70.571	36.902	18° 59'
54°	1	48.359	31.200	90.345	70.596	36.925	19° 3'
55°	10	48.350	31.277	90.292	70.621	36.948	19° 6'
55°	9	48.341	31.354	90.239	70.647	36.972	19° 9'
55°	8	48.331	31.430	90.185	70.672	36.995	19° 12'
55°	7	48.322	31.507	90.132	70.698	37.019	19° 16'
55°	6	48.313	31.584	90.078	70.724	37.042	19° 19'
55°	5	48.304	31.660	90.025	70.750	37.066	19° 22'
55°	4	48.294	31.736	89.971	70.776	37.090	19° 25'
55°	3	48.285	31.813	89.917	70.802	37.114	19° 29'
55°	2	48.275	31.889	89.863	70.828	37.138	19° 32'
55°	1	48.266	31.965	89.809	70.854	37.162	19° 35'
56°	10	48.256	32.041	89.754	70.881	37.186	19° 38'
56°	9	48.247	32.117	89.700	70.907	37.211	19° 41'
56°	8	48.237	32.192	89.645	70.934	37.235	19° 45'
56°	7	48.228	32.268	89.591	70.961	37.260	19° 48'

$P \backslash J$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	—	1	4	9	16	25	36	49	64	81	100
1	2	—	4	10	18	28	40	54	70	88	108
2	6	5	—	7	16	27	40	55	72	91	112
3	18	14	8	—	10	22	36	52	70	90	112
4	32	27	20	11	—	13	28	45	64	85	108
5	50	44	36	26	14	—	16	34	54	76	100
6	72	63	56	45	32	17	—	19	40	63	88
7	98	90	80	68	54	38	20	—	22	46	72
8	128	119	108	95	80	63	44	23	—	25	52
9	162	152	140	126	110	92	72	30	26	—	28
10	200	189	176	161	144	125	104	81	56	29	—

TABLA 7-D. VALORES DEL COEFICIENTE $[3P | J-P] \pm (J-P)^2$ PARA OBTENER LOS ANGULOS ϕ'_{AD} Y ϕ'_{AT} , QUE FORMAN UNA CUERDA DE LA ESPIRAL CON LA TANGENTE A UN PUNTO "P"

TABLA 7-E. VALORES DE LA CORRECCION (Z) DEL ANGULO DE DEFLEXION 00

MINUTOS GRADOS	GRADOS									
	00	10	20	30	40	50				
16	0	12.72	0	13.12	0	13.95	0	14.38	0	14.82
17	0	15.26	0	15.72	0	16.18	0	17.13	0	17.62
18	0	18.12	0	18.63	0	19.15	0	20.22	0	20.76
19	0	21.32	0	21.89	0	22.46	0	23.05	0	24.26
20	0	24.87	0	25.50	0	26.14	0	26.79	0	28.12
21	0	28.80	0	29.50	0	30.20	0	30.91	0	32.38
22	0	33.13	0	33.89	0	34.66	0	35.44	0	37.05
23	0	37.87	0	38.70	0	39.54	0	40.40	0	42.14
24	0	43.04	0	43.94	0	44.86	0	45.79	0	47.69
25	0	48.66	0	49.64	0	50.64	0	51.65	0	53.71
26	0	54.76	0	55.82	0	56.90	0	57.99	0	0.21
27	1	1.35	1	2.49	1	3.66	1	4.83	1	7.23
28	1	8.45	1	9.68	1	10.93	1	12.19	1	14.77
29	1	16.08	1	17.40	1	18.74	1	20.10	1	22.86
30	1	24.26	1	25.68	1	27.11	1	28.56	1	31.51
31	1	33.01	1	34.53	1	36.06	1	37.61	1	40.75
32	1	42.35	1	43.97	1	45.60	1	47.25	1	50.60
33	2	52.30	2	54.02	2	55.76	2	57.52	2	1.08
34	2	2.89	2	4.71	2	6.56	2	8.42	2	12.20
35	2	14.12	2	16.06	2	18.01	2	19.99	2	23.99
36	2	26.02	2	28.07	2	30.14	2	32.23	2	36.47
37	2	38.62	2	40.79	2	42.97	2	45.18	2	49.66
38	2	51.93	2	54.21	2	56.52	2	58.85	2	3.57
39	3	5.96	3	8.38	3	10.81	3	13.26	3	18.24
40	3	20.76	3	23.29	3	25.86	3	28.44	3	33.67
41	3	36.32	3	38.99	3	41.68	3	44.40	3	49.90
42	3	52.68	3	55.48	3	58.31	4	1.16	4	6.93
43	4	9.85	4	12.80	4	15.76	4	18.75	4	24.80
44	4	27.86	4	30.95	4	34.06	4	37.19	4	43.53
45	4	46.73	4	49.96	4	53.21	4	56.49	4	3.13
46	5	6.48	5	9.86	5	13.26	5	16.69	5	23.62
47	5	27.13	5	30.66	5	34.21	5	37.79	5	45.04
48	5	48.70	5	52.38	5	56.09	5	59.83	5	7.39
49	6	11.21	6	15.05	6	18.93	6	22.83	6	30.71
50	6	34.69	6	38.70	6	42.73	6	46.80	6	55.01
51	6	59.15	6	3.33	6	7.53	6	11.76	6	20.31
52	7	24.63	7	28.97	7	33.35	7	37.75	7	46.65
53	7	51.14	7	55.66	7	0.21	7	4.78	7	14.03
54	7	18.70	7	23.40	7	28.12	7	32.88	7	42.49
55	8	47.34	8	52.22	8	57.13	8	2.07	8	12.04
56	8	17.08	8	22.14	8	27.24	8	32.36	8	42.71
57	8	49.94	8	53.19	8	58.48	8	4.80	8	14.58
58	9	2.12	9	5.76	9	30.87	9	36.15	9	47.51
59	9	31.12	9	35.76	9	60.87	9	10.15	9	21.67
60	10	1.12	10	6.76	10	32.87	10	38.15	10	49.67
61	10	32.12	10	37.76	10	63.87	10	11.15	10	23.67

CAPITULO VIII

ALINEAMIENTO VERTICAL

8.1 DEFINICION

El alineamiento vertical es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la subcorona. Al eje de la subcorona en alineamiento vertical se le llama línea subrasante.

8.2 ELEMENTOS QUE LO INTEGRAN

El alineamiento vertical se compone de tangentes y curvas.

8.2.1 Tangentes

Las tangentes se caracterizan por su longitud y su pendiente y están limitadas por dos curvas sucesivas. La longitud de una tangente es la distancia medida horizontalmente entre el fin de la curva anterior y el principio de la siguiente, se representa como T_v . La pendiente de la tangente es la relación entre el desnivel y la distancia entre dos puntos de la misma.

Al punto de intersección de dos tangentes consecutivas se le denomina *PIV*, y a la diferencia algebraica de pendientes en ese punto se le representa por la letra *A*.

A) Pendiente gobernadora. Es la pendiente media que teóricamente puede darse a la línea subrasante para dominar un desnivel determinado; en función de las características del tránsito y la configuración del terreno; la mejor pendiente gobernadora para cada caso, será aquella que al jugar esos conceptos, permita obtener el menor costo de construcción, conservación y operación. Sirve de norma reguladora a la serie de pendientes que se deban proyectar para ajustarse en lo posible al terreno.

B) Pendiente máxima. Es la mayor pendiente que se permite en el proyecto. Queda determinada por el volumen y la composición del tránsito previsto y la configuración del terreno.

La pendiente máxima se empleará, cuando convenga desde el punto de vista económico, para salvar ciertos obstáculos locales tales como cantiles, fallas y zonas inestables, siempre que no se rebase la longitud crítica.

La AASHO recomienda que para caminos principales las pendientes máximas no excedan a las dadas en la tabla 8-A. Para caminos secundarios, con escaso volumen de tránsito, las pendientes dadas en la tabla pueden incrementarse hasta en dos por ciento.

TIPO DE TERRENO	PORCIENTO EN PENDIENTE MÁXIMA PARA DIVERSAS VELOCIDADES DE PROYECTO, EN KM/H.						
	50	60	70	80	90	100	110
Plano.....	6	5	4	4	3	3	3
Lomerío.....	7	6	5	5	4	4	4
Montañoso.....	9	8	7	7	6	5	5

TABLA 8-A. RELACION ENTRE PENDIENTE MÁXIMA Y VELOCIDAD DE PROYECTO (CAMINOS PRINCIPALES)

C) Pendiente mínima. La pendiente mínima se fija para permitir el drenaje. En los terraplenes puede ser nula; en los cortes se recomienda 0.5% mínimo, para garantizar el buen funcionamiento de las cunetas; en ocasiones la longitud de los cortes y la precipitación pluvial en la zona podrá llevar a aumentar esa pendiente mínima.

D) Longitud crítica de una tangente del alineamiento vertical. Es la longitud máxima en la que un camión cargado puede ascender sin reducir su velocidad más allá de un límite previamente establecido.

Los elementos que intervienen para la determinación de la longitud crítica de una tangente son fundamentalmente el vehículo de proyecto, la configuración del terreno, el volumen y la composición del tránsito.

El vehículo con su relación peso/potencia, define características de operación que determinan la velocidad con que es capaz de recorrer una pendiente dada. La configuración del terreno impone condiciones al proyecto que, desde el punto de vista económico, obligan a la utilización de pendientes que reducen la velocidad de los vehículos pesados y hacen que éstos interfieran con los vehículos ligeros. El volumen y la composición del tránsito son elementos primordiales para el estudio económico del tramo, ya que los costos de operación dependen básicamente de ellos.

Las gráficas del estudio de Firey y Peterson⁵⁵ permiten, para una relación dada de peso/potencia del vehículo, obtener su velocidad de marcha para diferentes pendientes y longitudes de las mismas.

En las Figuras 5.6, 5.7 y 5.8 se muestran las gráficas para relaciones de peso/potencia de 90 kg/HP, 120 kg/HP y 180 kg/HP, respectivamente; con base en ellas, se han desarrollado dos criterios para determinar la longitud crítica de una tangente vertical, los cuales se detallan a continuación.

1. Cuando se trata de caminos con volúmenes de tránsito alto en cualquier tipo de terreno o bien, con cualquier volumen de tránsito en terreno sensiblemente plano o en lomerío suave, se ha considerado que la longitud crítica de cualquier pendiente es aquella que ocasiona una reducción de 25 km/h en la velocidad de marcha del vehículo de proyecto.

Conforme a este criterio y para ilustrar el procedimiento de cálculo con base en las gráficas de las Figuras 5.6 a 5.8, se tiene que para un camino que tenga una velocidad de proyecto de 110 km/h, que corresponde a una

⁵⁵ Joseph C. Firey y Edward W. Peterson: *An analysis of Speed Changes for Large Transport Trucks*. Highway Research Board, Bulletin 334, Vehicle Characteristics, 1962, págs. 1-26.

velocidad de marcha a la entrada de una tangente vertical de $V = 92$ km/h y en el que se prevean vehículos con relación peso/potencia de 180 kg/HP; se desea saber las longitudes críticas para pendientes de 5%, 4%, 3%, 2% y 1%. Haciendo uso de la gráfica de la Figura 5.8 se tiene que las longitudes críticas serán aquellas comprendidas entre las ordenadas que marcan la velocidad de entrada de 92 km/h y la de 67 km/h, que es el resultado de aceptar una reducción de 25 km/h en la velocidad de marcha durante su recorrido.

Estos valores son:

para 5%	-	313 m
para 4%	-	420 m
para 3%	-	595 m
para 2%	-	1 033 m
para 1%	-	—

Para un caso en que la velocidad de marcha a la entrada fuera de 68 km/h, se tendría con la reducción especificada, una velocidad con la cual al término de la tangente y usando la misma gráfica de la Figura 5.8, que las longitudes críticas serían:

para 5%	-	300 m
para 4%	-	400 m
para 3%	-	627 m
para 2%	-	1 853 m
para 1%	-	—

Para 2% el valor es resultado de una extrapolación y para 1% se considera una distancia infinita, pues se puede sostener indefinidamente la pendiente, ya que la velocidad de régimen es superior al valor de la velocidad reducida.

Por velocidad de régimen se entiende la máxima que puede desarrollar un vehículo sobre una pendiente determinada, indefinidamente.

En los dos ejemplos anteriores, se puede observar que la velocidad de entrada tiene influencia directa en la determinación de las longitudes críticas de las tangentes verticales, lo que hace evidente la necesidad de que la obtención del dato velocidad de entrada sea lo más cercano a la realidad, para lo cual se deben considerar los tres siguientes casos:

a) Si al punto para el cual se desea conocer la velocidad de entrada le antecede una tangente horizontal, la velocidad de entrada será igual a la velocidad de marcha, obteniéndose ésta de su relación con la velocidad de proyecto (Capítulo V).

b) Si al punto para el cual se desea conocer la velocidad de entrada le antecede una tangente vertical en descenso, aun cuando la velocidad de entrada sea mayor a la velocidad de marcha en una magnitud que se estima del orden de 10 a 15 km/h, la velocidad de salida será la de marcha menos 25 km/h.

c) Si al punto para el cual se desea conocer la velocidad de entrada le antecede una tangente vertical en ascenso, la velocidad de entrada será

menor a la velocidad de marcha y la velocidad de salida deberá ser la de marcha menos 25 km/h.

Es importante aclarar que para que estas consideraciones sean aplicables, se requiere que las condiciones del alineamiento vertical en el tramo que antecede al punto en que se desea obtener la velocidad de entrada, permitan que el vehículo transite con velocidades que no varíen en más de 15 km/h con respecto a la de marcha.

2. La Secretaría de Obras Públicas ha desarrollado otro criterio basado en el tiempo de recorrido, el cual se aplica a caminos con bajos volúmenes de tránsito y alojados en terrenos clasificados como lomerío fuerte o montañoso, en donde por razones de configuración, es necesario considerar una pendiente gobernadora con valor previamente especificado, como resultado de un estudio económico.

Cuando interviene la pendiente gobernadora, la longitud crítica de tangente para las diferentes pendientes no debe considerarse con valores rígidos y fijos como en el primer caso, su valor puede tener pequeñas variaciones para diferentes tramos, en función del efecto que el conjunto de las tangentes tenga en la velocidad de marcha y por ende en el tiempo de recorrido para el tramo.

Lo anterior se ilustrará con el ejemplo de un camino para el que se ha proyectado un alineamiento vertical con diferentes tangentes y otro alineamiento con una sola tangente cuya pendiente es la gobernadora; véase Figura 8.1.

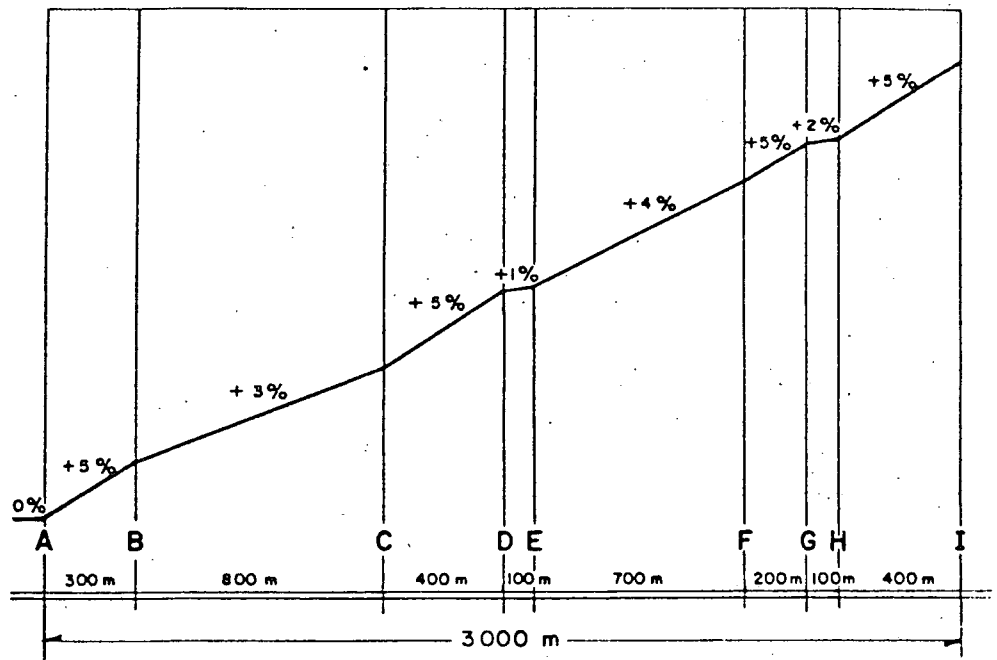


FIGURA 8.1. ALINEAMIENTO VERTICAL DE UN TRAMO DE CAMINO CON TANGENTES DE DIFERENTE PENDIENTE

Se supone que la velocidad, en el punto A de entrada al principio del tramo es 79 km/h; con este dato se entra a la gráfica de la Figura 5.8 para determinar la velocidad de 55.5 km/h en el punto B, como resultado de buscar la abscisa que corresponde a la distancia de 300 m en su intersección con la curva de pendiente + 5% y leyendo el valor de la velocidad en el eje de las ordenadas.

El valor de la velocidad en el punto C se determina buscando la intersección de la velocidad de entrada al tramo BC o sea 55.5 km/h con la curva de pendiente + 3%; al valor de la abscisa de este punto que es 880 m se le agrega la distancia BC de 800 m y en la abscisa 1680 m se busca la intersección con la curva de pendiente + 3%, leyéndose a continuación la ordenada correspondiente, resultando una velocidad de 33 km/h para el punto C.

Para determinar la velocidad en el punto D se emplean directamente los valores de la gráfica entrando en el punto donde la ordenada de 33 km/h corta a la curva de pendiente + 5%, o sea 713 m, considerando que la longitud del tramo es 400 m + 713 m = 1113 m, obteniéndose así una velocidad de salida de 20 km/h.

Para determinar el tiempo de recorrido en cualquier tramo donde la velocidad de salida sea igual a la de régimen, es necesario fijar un punto auxiliar donde la curva cambia de pendiente, pues no sería válido tomar un promedio de las velocidades extremas.

Para el tramo DE, tenemos en el punto D una velocidad de entrada de 20 km/h, valor que fijamos en el eje de las ordenadas para buscar su intersección con la curva punteada de pendiente + 1%, dándonos en la abscisa un valor de 20 m al que agregamos la distancia DE de 100 m y en la abscisa de 120 m buscamos la intersección con la curva punteada de + 1% y obtenemos en el eje de las ordenadas la velocidad de 31.5 km/h para el punto E.

Las líneas punteadas que indican aceleración, se emplean cuando la velocidad de entrada es inferior a la velocidad de régimen correspondiente a la pendiente a que se entra.

TRAMO	PENDIENTE %	LONGITUD m.	VELOCIDAD			TIEMPO DE RECORRIDO Horas
			Entrada	Salida	Media	
AB	5	300	79.0	55.5	67.25	0.00446
BC	3	800	55.5	33.0	44.25	0.01807
CD	5	400	33.0	20.0	26.50	0.01509
DE	1	100	20.0	31.5	25.75	0.00388
EF'	4	400	31.5	24.0	27.75	0.01441
F'F	4	300	24.0	24.0	24.00	0.00125
FG	5	200	24.0	20.5	22.25	0.00898
GH	2	100	20.5	28.0	24.25	0.00412
HI	5	400	28.0	20.0	24.00	0.01660
S U M A :						0.08686

En forma similar a la descrita, se determinan las velocidades en los puntos E, F', F, G, H, I; para formar una tabla como la anterior y en

la cual se identifica el tramo, su pendiente, su longitud, la velocidad de entrada, la velocidad de salida y la velocidad media de esas dos, para finalmente anotar el tiempo de recorrido de ese tramo a partir de la expresión tiempo = distancia/velocidad.

El cálculo de tiempo de recorrido en la pendiente gobernadora, se lleva a cabo siguiendo la misma metodología que para las determinaciones de velocidades a partir de las gráficas velocidad-distancia-pendiente, haciéndose una tabla similar. El tramo se subdividió en dos partes, correspondientes a longitudes en las que la curva distancia-velocidad puede tomarse como recta sin cometer un error apreciable.

TRAMO	PENDIENTE %	LONGITUD m.	VELOCIDAD			TIEMPO DE RECORRIDO Horas
			Entrada	Salida	Media	
A I	4	1200	79.0	24.0	51.5	0.02310
I I	4	1800	24.0	24.0	24.0	0.00750
S U M A :						0.03060

En este caso se verifica que, el tiempo de recorrido en varias tangentes es menor que el tiempo de recorrido en una sola con la pendiente gobernadora, por lo cual se acepta el alineamiento vertical propuesto.

Se recomienda que los análisis de alineamiento vertical bajo este criterio, se verifiquen en tramos del orden de 4 km como máximo.

8.2.2 Curvas verticales

Las curvas verticales son las que enlazan dos tangentes consecutivas del alineamiento vertical, para que en su longitud se efectúe el paso gradual de la pendiente de la tangente de entrada a la de la tangente de salida. Deben dar por resultado un camino de operación segura y confortable, apariencia agradable y con características de drenaje adecuadas. El punto común de una tangente y una curva vertical en el inicio de ésta, se representa como PCV y como PTV el punto común de la tangente y la curva al final de ésta.

A) Forma de la curva. La condición que se considera óptima para la conducción de un vehículo, corresponde a un movimiento cuya componente horizontal de la velocidad sea constante. Esto es:

$$V_x = \frac{dx}{dt} = C_1$$

por lo que la componente horizontal de la aceleración:

$$a_x = \frac{dV_x}{dt} = \frac{d^2x}{dt^2} = 0$$

Si llamamos U a la velocidad del vehículo al entrar a la curva, se tendrá que para $t = 0$, $V_x = U_x$, por lo que:

$$U_x = \frac{dx}{dt}$$

integrando: $x = U_x t + C_2$

Si $t = 0$, $x = 0$ y $C_2 = 0$; por lo que $t = \frac{x}{U_x}$

Por otra parte: $a_y = \frac{dV_y}{dt} = -g$

despejando dV_y e integrando: $V_y = -gt + C_3$

Si $t = 0$, $V_y = U_y$ y $C_3 = U_y$, por lo que:

$$V_y = \frac{dy}{dt} = -gt + U_y$$

integrando: $y = -\frac{gt^2}{2} + U_y t$

como $t = \frac{x}{U_x}$

$$y = -\frac{gx^2}{2U_x^2} + \frac{U_y x}{U_x}$$

pero: $\frac{U_y}{U_x} = P$

En donde P es la pendiente de la tangente de entrada y:

$$-\frac{g}{2U_x^2} = K \quad \text{en donde } K \text{ es una constante.}$$

por lo que: $y = Kx^2 + Px$

La expresión anterior corresponde a la ecuación de una parábola que es la recomendada para emplearse en las curvas verticales. Las curvas verticales pueden tener concavidad hacia arriba o hacia abajo, recibiendo el nombre de curvas en columpio o en cresta respectivamente. En la Figura 8.2 se ilustran los tipos representativos de curvas verticales en cresta y en

columpio; en los tipos I y III las pendientes de las tangentes de entrada y salida tienen signos contrarios, en los tipos II y IV tienen el mismo signo.

B) Cálculo de los elementos de la curva parabólica. Los elementos de una curva vertical son los mostrados en la Figura 8.3 y se calculan como sigue:

1. Longitud. Es la distancia medida horizontalmente entre el PCV y el PTV. Existen cuatro criterios para determinar la longitud de las curvas, que son:

a) Criterio de comodidad. Se aplica al proyecto de curvas verticales en columpio, en donde la fuerza centrífuga que aparece en el vehículo al cambiar de dirección, se suma al peso propio del vehículo. Se recomienda que en la curva la aceleración centrífuga no exceda a 0.305 m/seg^2 , o sea que:

$$a_c = \frac{V^2}{R} \leq 0.305 \text{ m/seg}^2 \quad \therefore R \geq 3.28 V^2$$

Si se asimila la parábola a un círculo, se tendrá:

$$L = R\Delta \quad \text{y} \quad \Delta = A$$

por lo que:

$$L \geq 3.28 V^2 \Delta$$

y también:

$$L \geq 3.28 V^2 A$$

y si se expresa V en km/h y A en por ciento:

$$K = \frac{L}{A} \geq \frac{V^2}{395}$$

siendo K el recíproco de la variación de pendiente por unidad de longitud.

b) Criterio de apariencia. Se aplica al proyecto de curvas verticales con visibilidad completa, o sea a las curvas en columpio, para evitar al usuario la impresión de un cambio súbito de pendiente. Empíricamente la AASHO ha determinado que:

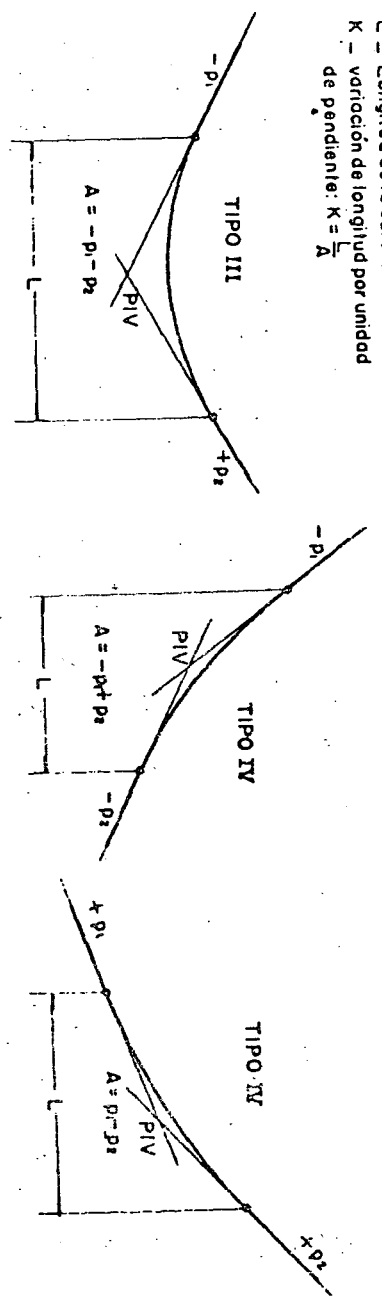
$$K = \frac{L}{A} \geq 30$$

c) Criterio de drenaje. Se aplica al proyecto de curvas verticales en cresta o en columpio, cuando están alojadas en corte. La pendiente en cualquier punto de la curva, debe ser tal que el agua pueda escurrir fácilmente. La AASHO ha encontrado que para que esto ocurra debe cumplirse:

$$K = \frac{L}{A} \leq 43$$

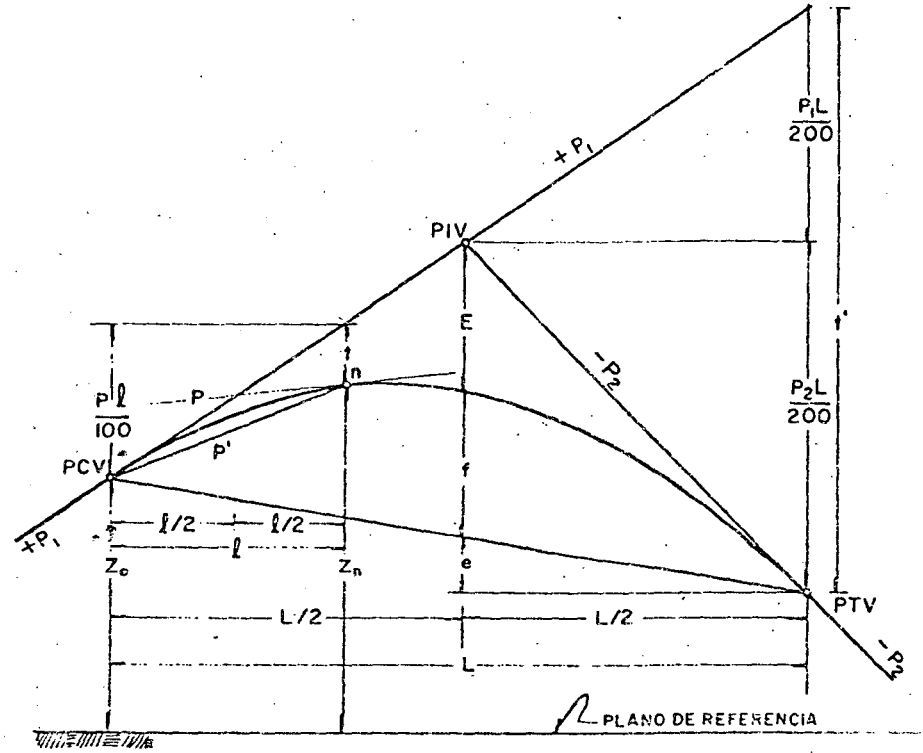
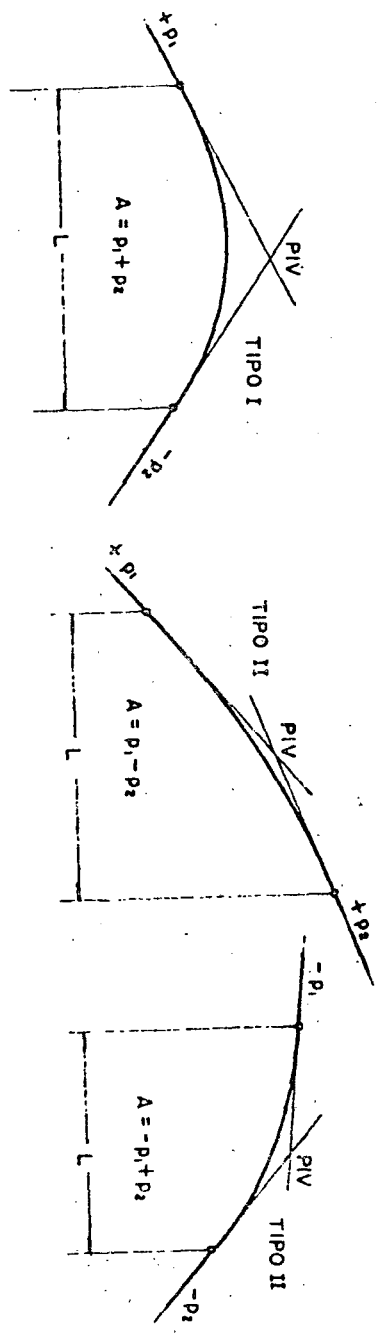
d) Criterio de seguridad. Se aplica a curvas en cresta y en columpio. La longitud de curva debe ser tal, que en toda la curva la distancia de visi-

FIGURA 8.2. TIPOS DE CURVAS VERTICALES



p_1 - pendiente de entrada.
 p_2 - pendiente de salida.
 A - diferencia de pendientes
 L - Longitud de la curva.
 K - variación de longitud por unidad de pendiente: $K = \frac{L}{A}$

CURVAS VERTICALES EN CRESTA.



- PIV — Punto de intersección de los tangentes.
- PCV — Punto en donde comienza la curva vertical.
- PTV — Punto en donde termina la curva vertical
- n — Punto cualquiera sobre la curva.
- P_1 — Pendiente de la tangente de entrada en por ciento.
- P_2 — Pendiente de la tangente de salida en por ciento.
- P — Pendiente en un punto cualquiera de la curva en por ciento.
- P' — Pendiente de una cuerda a un punto cualquiera en por ciento.
- A — Diferencia algebraica entre los pendientes de la tangente de entrada y la de salida.
- L — Longitud de la curva.
- E — Externa
- f — Flecha
- l — Longitud de curva a un punto cualquiera
- t — Desviación respecto a la tangente de un punto cualquiera.
- K — Variación de longitud por unidad de pendiente, $K = L/A$
- Z_0 — Elevación del PCV.
- Z_n — Elevación de un punto cualquiera.

FIGURA 8.3. ELEMENTOS DE LAS CURVAS VERTICALES

bilidad sea mayor o igual que la de parada. En algunos casos, el nivel de servicio deseado puede obligar a diseñar curvas verticales con la distancia de visibilidad de rebase. En el Capítulo V se dedujeron las expresiones que permiten calcular la longitud de las curvas verticales, tanto para distancia de visibilidad de parada como de rebase. Estas expresiones son:

Para curvas en cresta:

$$D > L \quad L = 2D - \frac{C_1}{A}$$

$$D < L \quad L = \frac{AD^2}{C_1}$$

Para curvas en columpio:

$$D > L \quad L = 2D - \frac{C_2 + 3.5D}{A}$$

$$D < L \quad L = \frac{AD^2}{C_2 + 3.5D}$$

En donde:

L = Longitud de la curva vertical, en m.

D = Distancia de visibilidad de parada o de rebase, en m.

A = Diferencia algebraica de pendientes, en por ciento.

C_1, C_2 = Constantes que dependen de la altura del ojo del conductor o altura de los faros y de la altura del obstáculo o altura del vehículo (ver Capítulo V).

El valor de las constantes para el vehículo considerado se indica en el cuadro siguiente:

CONSTANTE	PARA DISTANCIA DE VISIBILIDAD	
	De parada	De rebase
C_1	425	1 000
C_2	120	—

Las curvas diseñadas para distancia de visibilidad de rebase resultan de gran longitud y sólo deberán proyectarse cuando no se afecte el costo del camino más allá de lo permisible o donde lo amerite el nivel de servicio.

La AASHO establece un valor mínimo para la longitud de curva, dado por la expresión empírica:

$$L = 0.6V$$

en donde L es la longitud mínima de la curva en m y V la velocidad de proyecto en km/h.

Para proyecto, el criterio a seguir debe ser el de seguridad, que satisfaga cuando menos la distancia de visibilidad de parada. El criterio de apariencia sólo debe emplearse en caminos de tipo muy especial. Por otra parte, el drenaje siempre debe resolverse, sea con la longitud de curva o modificando las características hidráulicas de las cunetas. En las gráficas de las Figuras 8.4 y 8.5 se obtienen las longitudes de curvas según el criterio de seguridad para satisfacer el requisito de distancia de visibilidad de parada y la longitud mínima de curva, empleando las fórmulas correspondientes a la condición $D < L$, que representa el caso más crítico. La longitud obtenida en las gráficas debe redondearse al número de estaciones de veinte metros inmediato superior.

2. Pendiente en un punto cualquiera de la curva. Para determinar esta pendiente P , se parte de la propiedad de la parábola de que la variación de pendiente a lo largo de ella respecto a su longitud, es uniforme. Puede establecerse la siguiente proporción:

$$\frac{P_1 - P_2}{L} = \frac{P_1 - P}{l} \quad \therefore \quad \frac{A}{L} = \frac{P_1 - P}{l}$$

$$P = P_1 - \frac{Al}{L}$$

En donde:

P, P_1, P_2 y A están expresados en por ciento y l y L en metros.

3. Pendiente de la cuerda a un punto cualquiera. Para determinar esta pendiente simbolizada como P' se hace uso de la propiedad de la parábola de que la pendiente de una cuerda es el promedio de las pendientes de las tangentes a la parábola en los puntos extremos de la cuerda.

Esto es:

$$P' = \frac{P_1 + P}{2}$$

y teniendo en cuenta que:

$$P = P_1 - \frac{Al}{L}$$

$$P' = \frac{P_1}{2} + \frac{1}{2} \left(P_1 - \frac{Al}{L} \right)$$

de donde:

$$P' = P_1 - \frac{Al}{2L}$$

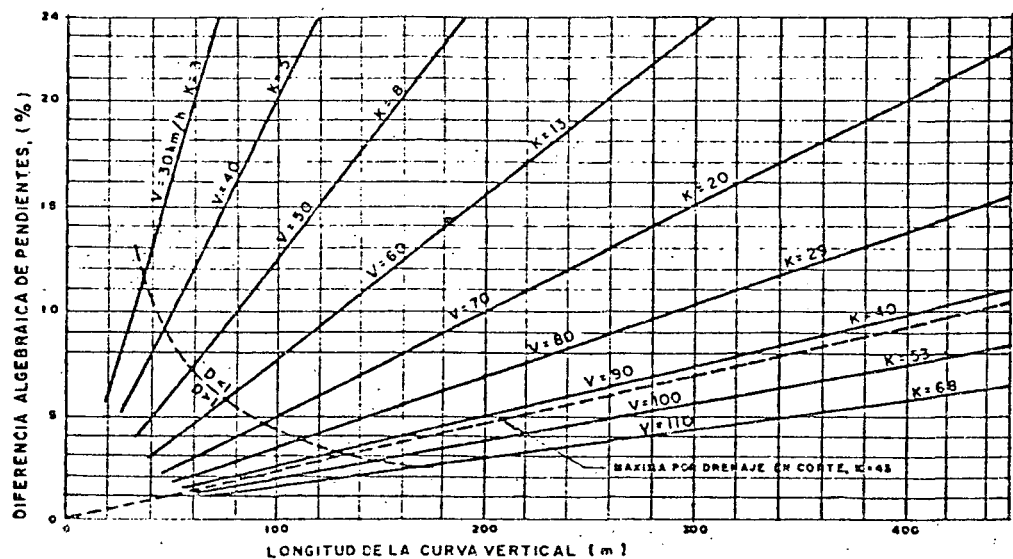


FIGURA 8.4. LONGITUD DE CURVAS VERTICALES EN CRESTA PARA CUMPLIR CON LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

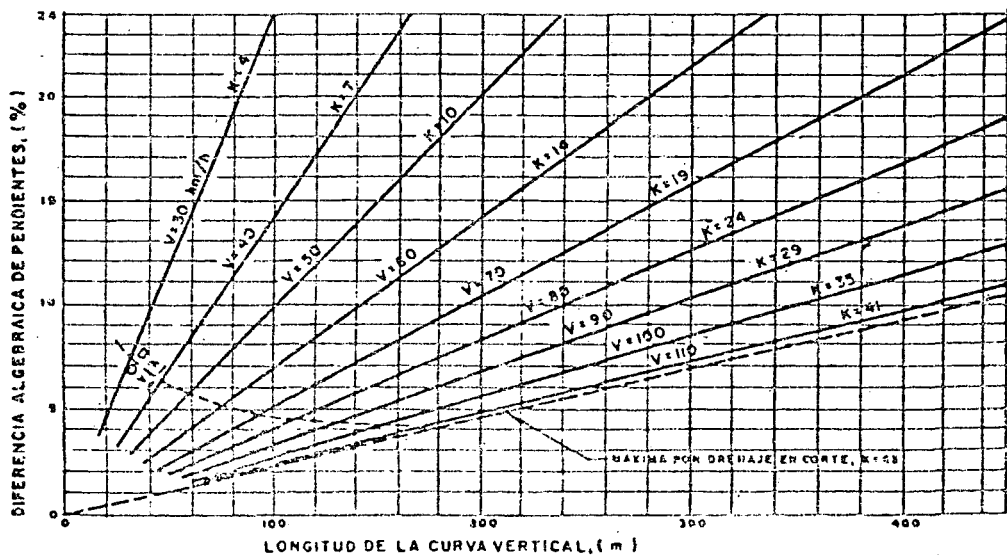


FIGURA 8.5. LONGITUD DE CURVAS VERTICALES EN COLUMPIO PARA CUMPLIR CON LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

4. Desviación respecto a la tangente. Es la difere. de ordenada entre la prolongación de la tangente y la curva, llamada e ; para determinarla se aprovecha la propiedad de la parábola que establece:

$$t = at^2$$

pero en el PTV:

$$t' = aL^2$$

y:

$$t' = \frac{P_1 L}{200} + \frac{P_2 L}{200} = \frac{L}{200} (P_1 + P_2) = \frac{AL}{200}$$

$$\frac{AL}{200} = aL^2 \quad \text{de donde} \quad a = \frac{A}{200L}$$

y finalmente:

$$t = \frac{A}{200L} l^2$$

5. Externa. Es la distancia entre el PIV y la curva, medida verticalmente; se le representa como E .

De la ecuación anterior:

$$E = \frac{A}{200L} \left(\frac{L}{2} \right)^2$$

$$E = \frac{AL}{800}$$

6. Flecha. Es la distancia entre la curva y la cuerda PCV-PTV, medida verticalmente; se representa como f .

De la Figura 8.3

$$f = \frac{P_2 L}{200} - E - e = \frac{P_2 L}{200} - \frac{AL}{800} - e$$

Siendo la distancia e la pendiente de la cuerda PTV-PCV multiplicada

por $\frac{L}{2}$, o sea que aplicando la ecuación

$$P' = P_1 - \frac{AL}{2L}$$

Se tendrá:

$$e = - \left(\frac{P_1}{100} - \frac{A}{200L} L \right) \frac{L}{2} = - \frac{P_1 L}{200} + \frac{AL}{400}$$

de donde:

$$f = \frac{P_2 L}{200} - \frac{AL}{800} + \frac{P_1 L}{200} - \frac{AL}{400} = \frac{P_1 + P_2}{200} L - \frac{3AL}{800} = \left(\frac{1}{200} - \frac{3}{800} \right) AL$$

$$f = \frac{AL}{800}$$

Puede observarse que $f = E$

7. Elevación de un punto cualquiera de la curva Z_n . De la Figura 8.3

$$Z_n = Z_0 + \frac{P_1 l}{100} - t$$

Substituyendo el valor de t y agrupando:

$$Z_n = Z_0 + \left(\frac{P_1}{100} - \frac{Al}{200L} \right) l$$

y expresando a l y L en estaciones de 20 m, y llamando n y N a las longitudes l y L en estaciones, se tendrá:

$$Z_n = Z_0 + \left(\frac{P_1}{5} - \frac{A}{10N} n \right) n$$

Esta expresión se emplea para calcular las elevaciones de la curva vertical. El cálculo con esta fórmula tiene la ventaja de su simplicidad, pero la desventaja de que no es autocomprobante, puesto que un error en una elevación intermedia no se refleja en la elevación del punto final. Un artificio para hacer el cálculo comprobable es el siguiente:

Puede establecerse:

$$Z_{n-1} = Z_0 + \left[\frac{P_1}{5} - \frac{A}{10N} (n-1) \right] (n-1)$$

restando esta ecuación de la ecuación para el punto n :

$$Z_n - Z_{n-1} = \left(\frac{P_1}{5} - \frac{An}{10N} \right) n - \left[\frac{P_1}{5} - \frac{A(n-1)}{10N} \right] (n-1)$$

y efectuando operaciones y simplificando:

$$Z_n = Z_{n-1} + \frac{P_1}{5} - \frac{A}{10N} (2n-1)$$

Expresión que permite hacer un cálculo autocomprobante, si bien algo más elaborado que con la expresión anterior.

CAPITULO IX

SECCION TRANSVERSAL

9.1 DEFINICION

La sección transversal de un camino en un punto cualquiera de éste es un corte vertical normal al alineamiento horizontal. Permite definir la disposición y dimensiones de los elementos que forman el camino en el punto correspondiente a cada sección y su relación con el terreno natural.

9.2 ELEMENTOS QUE LA INTEGRAN

Los elementos que integran y definen la sección transversal son: la corona, la subcorona, las cunetas y contracunetas, los taludes y las partes complementarias. En la Figura 9.1 se muestra una sección transversal típica de un camino en una tangente del alineamiento horizontal.

9.2.1 Corona

La corona es la superficie del camino terminado que queda comprendida entre los hombros del camino, o sean las aristas superiores de los taludes del terraplén y/o las interiores de las cunetas. En la sección transversal está representada por una línea. Los elementos que definen la corona son la rasante, la pendiente transversal, la calzada y los acotamientos.

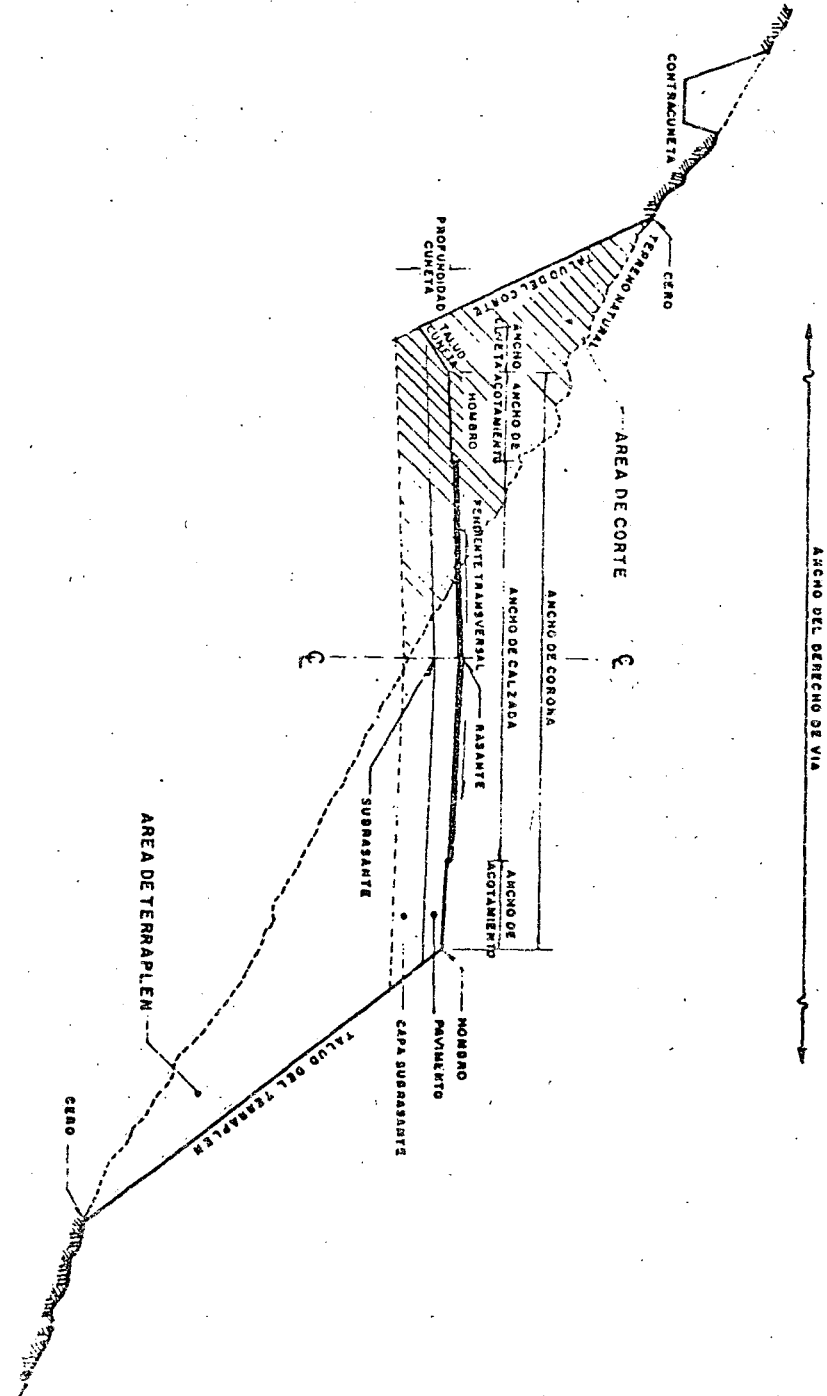
A) Rasante. La rasante es la línea obtenida al proyectar sobre un plano vertical el desarrollo del eje de la corona del camino. En la sección transversal está representada por un punto.

B) Pendiente transversal. Es la pendiente que se da a la corona normal a su eje. Según su relación con los elementos del alineamiento horizontal se presentan tres casos:

1. Bombeo.
2. Sobreelevación.
3. Transición del bombeo a la sobreelevación.

1. Bombeo. El bombeo es la pendiente que se da a la corona en las tangentes del alineamiento horizontal hacia uno y otro lado de la rasante para evitar la acumulación del agua sobre el camino. Un bombeo apropiado será aquel que permita un drenaje correcto de la corona con la mínima pendiente, a fin de que el conductor no tenga sensaciones de incomodidad o inseguridad. En la tabla 9-A se dan valores guía para emplearse en el proyecto en función del tipo de superficie de rodamiento.

FIGURA 9.1. SECCION TRANSVERSAL TIPICA EN UNA TANGENTE DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL



TIPO DE SUPERFICIE DE RODAMIENTO		БОМБЕО
MUY BUENA	Superficie de concreto hidráulico o asfáltico, tendido con extendedoras mecánicas.	0.010 a 0.020
BUENA	Superficie de mezcla asfáltica tendida con moto-conformadoras. Carpeta de riegos.	0.015 a 0.030
REGULAR A MALA	Superficie de tierra o grava.	0.020 a 0.040

TABLA 9-A. BOMBEO DE LA CORONA

2. Sobreelevación. La sobreelevación es la pendiente que se da a la corona hacia el centro de la curva para contrarrestar parcialmente el efecto de la fuerza centrífuga de un vehículo en las curvas del alineamiento horizontal.

En el apartado E) del inciso 5.2.2, se dedujo la expresión para calcular la sobreelevación necesaria en una curva circular, esta expresión es:

$$S = 0.00785 \frac{V^2}{R} - \mu$$

en donde:

- S = Sobreelevación, en valor absoluto.
- V = Velocidad del vehículo, en km/h.
- R = Radio de la curva, en m.
- μ = Coeficiente de fricción lateral.

Con la expresión anterior puede calcularse la sobreelevación necesaria para que no deslice un vehículo que circule por la curva a una velocidad dada; sin embargo, algunos problemas relacionados con la construcción, operación y conservación de la carretera, han mostrado la necesidad de fijar una sobreelevación máxima, admitiéndose cuatro valores. Se usa una sobreelevación máxima de 12% en aquellos lugares en donde no existen heladas ni nevadas y el porcentaje de vehículos pesados en la corriente de tránsito es mínimo; se usa 10% en los lugares en donde sin haber nieve o hielo se tiene un gran porcentaje de vehículos pesados; se usa 8% en zonas en donde las heladas o nevadas son frecuentes y, finalmente, se usa 6% en zonas urbanas.

Una vez fijada la sobreelevación máxima, el grado máximo de curvatura queda definido para cada velocidad mediante la aplicación de la expresión anterior; de ella, expresando el radio en función del grado, se tendrá:

$$G_{m\acute{a}x} = \frac{146\,000 (\mu + S_{m\acute{a}x})}{V^2}$$

Substituyendo en esta expresión los valores del coeficiente de fricción lateral (μ) dados en la Figura 5.10 y con la sobreelevación máxima que se considere, pueden encontrarse los grados máximos de curvatura para cada velocidad de proyecto. En la tabla 9-B se indican esos grados máximos.

VELOCIDAD DE PROYECTO	COEFICIENTE DE FRICCION LATERAL	GRADO MÁXIMO CALCULADO PARA SOBREELEVACION DE				VALORES PARA PROYECTO							
		0.12	0.10	0.08	0.06	S = 0.12		S = 0.10		S = 0.08		S = 0.06	
		G	R	G	R	G	R	G	R	G	R		
30	0.280	64.89	61.64	58.40	55.16	65	17.63	62	18.48	58	19.76	55	20.83
40	0.230	31.99	30.11	28.29	26.46	32	35.81	30	38.20	28	40.93	26	44.07
50	0.190	18.10	16.94	15.77	14.60	18	63.66	17	67.41	16	71.62	15	76.39
60	0.165	11.56	10.75	9.94	9.12	12	95.49	11	104.17	10	114.59	9	127.32
70	0.150	8.04	7.45	6.85	6.26	8	143.24	7.5	152.79	7	163.70	6.5	183.34
80	0.140	5.93	5.48	5.02	4.56	6	190.99	5.5	208.35	5	229.18	4.5	254.65
90	0.135	4.60	4.24	3.88	3.51	4.5	259.65	4.25	246.10	4	286.48	3.5	327.40
100	0.130	3.65	3.36	3.07	2.77	3.5	327.40	3.25	352.59	3	381.97	2.75	416.69
110	0.125	2.96	2.72	2.47	2.23	3.0	381.97	2.75	416.89	2.5	458.37	2.25	509.29

TABLA 9-B. GRADOS MÁXIMOS DE CURVATURA

A las curvas se tienen el grado de curvatura máximo, corresponderá la sobreelevación máxima. En las curvas con grado menor al máximo, se puede proporcionar la sobreelevación necesaria considerando el máximo coeficiente de fricción correspondiente a la velocidad de proyecto, lo que sólo sería correcto para los vehículos que circularan a la velocidad de proyecto.

Para tener en cuenta las distintas combinaciones de grado y velocidad se han planteado cuatro procedimientos para calcular la sobreelevación en curvas de grado menor al máximo; estos procedimientos son:

a) Calcular la sobreelevación proporcionalmente al grado de curvatura de manera que $S = 0$ para $G = 0$ y $S = S_{\text{máx}}$ para $G = G_{\text{máx}}$; o sea que para un grado G cualquiera: $S = (S_{\text{máx}}/G_{\text{máx}}) G$.

b) Calcular la sobreelevación de manera que un vehículo que circule a la velocidad de proyecto tenga toda la fuerza centrífuga contrarrestada por la sobreelevación; esto se hará hasta que se llegue a la sobreelevación máxima con un grado menor al máximo. Para curvas más agudas, o sea con un grado comprendido entre el acabado de citar y el máximo, se utilizará el coeficiente de fricción para que, junto con la sobreelevación máxima, contrarresten la fuerza centrífuga.

c) Calcular la sobreelevación en la misma forma que en el procedimiento anterior, pero considerando la velocidad de marcha en vez de la velocidad de proyecto.

d) Calcular la sobreelevación a través de una relación parabólica con valores comprendidos entre los obtenidos con el procedimiento a) y el procedimiento c).

En la Figura 9.2 se ilustra la variación de la sobreelevación y el coeficiente de fricción con el grado de curvatura en un caso particular, según los procedimientos descritos. La AASHO recomienda el procedimiento d), que reduce el coeficiente de fricción sin que llegue a tener valores negativos o nulos. En la Secretaría de Obras Públicas se emplea el procedimiento a) que distribuye uniformemente el coeficiente de fricción y la sobreelevación, de lo que resulta que las sobreelevaciones calculadas con este método, son menores que las calculadas con el método AASHO, puesto que los coeficientes de fricción son mayores, pero siempre abajo de su valor máximo.

La Figura 9.3 corresponde a la gráfica para calcular la sobreelevación para cada grado de curvatura y velocidad de proyecto, así como las longitudes de transición de la sobreelevación y los valores de N , para una sobreelevación máxima de 10%.

Para ilustrar el uso de la gráfica, se supone que se tiene una curvatura de diecisiete grados y una velocidad de proyecto de 40 km/h. Se entra a la gráfica con el valor del grado de curvatura (17°) hasta intersectar la línea que corresponde a la velocidad del proyecto (40 km/h) en la familia de rectas de la parte inferior de la gráfica, determinándose el valor de la sobreelevación (5.7%). A partir de este punto e intersectando la línea que le corresponde una velocidad de proyecto de 40 km/h en la familia de rectas superior, se obtendrá la longitud mínima de transición de dieciocho metros. Si el bombeo es de 2%, el valor de N para la velocidad de 40 km/h será igual a 6.40 m.

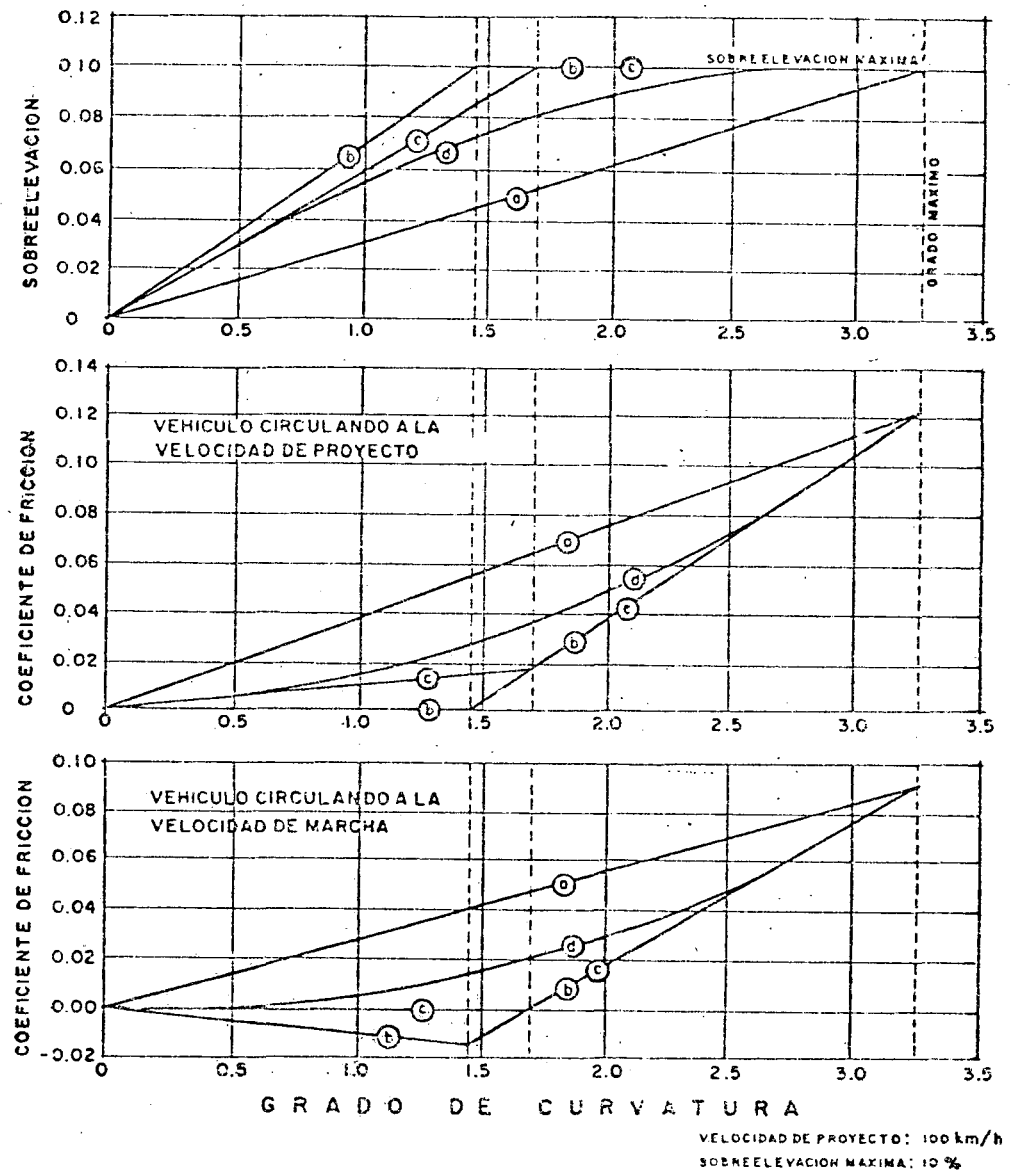


FIGURA 9.2. DISTRIBUCION DE LA SOBREELEVACION Y DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN EN CURVAS DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

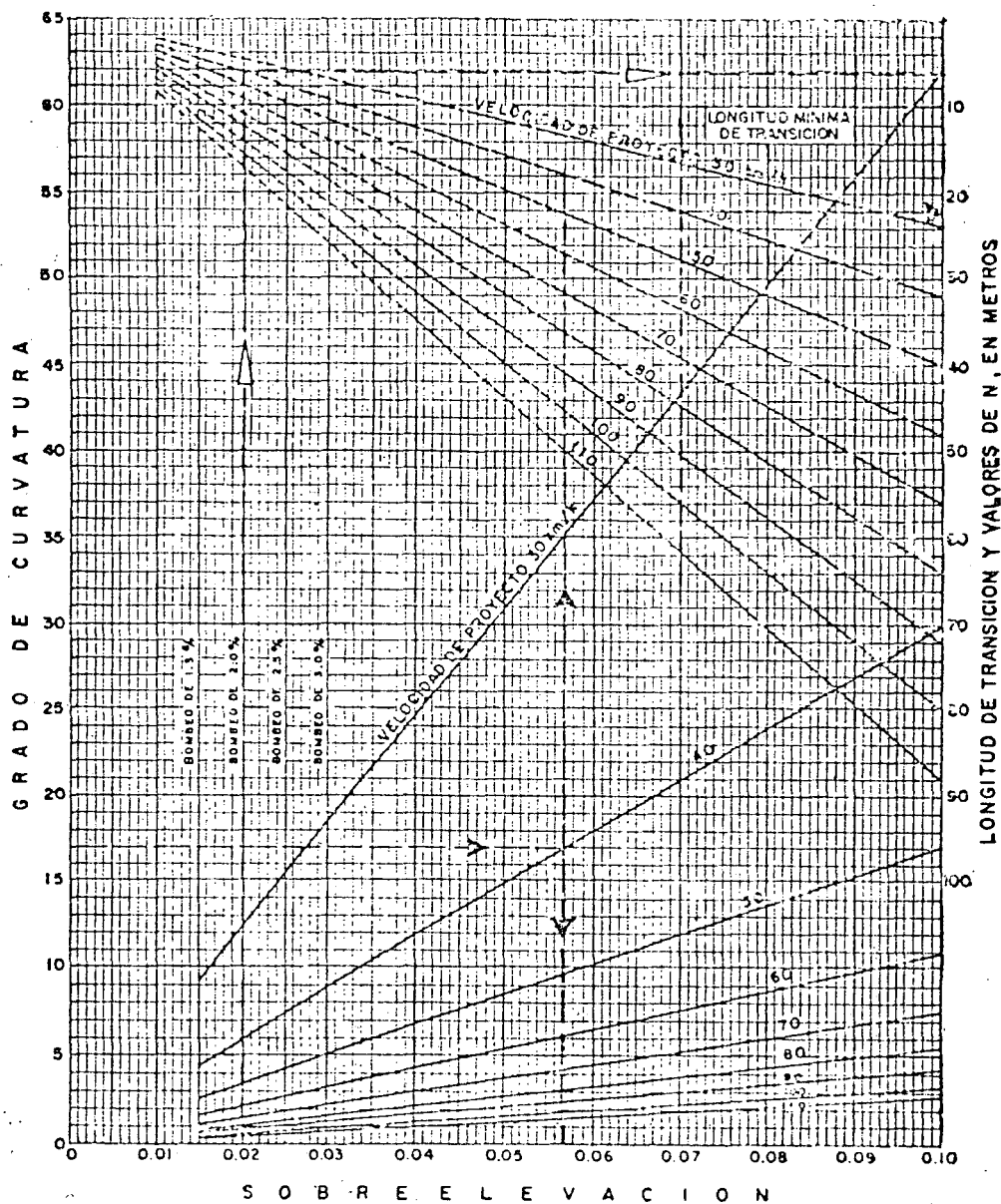


FIGURA 9.3. SOBREELEVACIONES Y LONGITUDES DE TRANSICION PARA SOBREELEVACION MAXIMA DE 10%

3. Transición del bombeo a la sobreelevación. En el alineamiento horizontal, al pasar de una sección en tangente a otra en curva, se requiere cambiar la pendiente de la corona, desde el bombeo hasta la sobreelevación correspondiente a la curva; este cambio se hace gradualmente en toda la longitud de la espiral de transición. En el capítulo VIII se indicó que la longitud de la espiral debe ser tal, que permita hacer adecuadamente el cambio de pendientes transversales. Cuando la curva circular no tiene espirales de transición, la transición de la sobreelevación puede efectuarse sobre las tangentes contiguas a la curva; sin embargo, esta solución tiene el defecto de que al dar la sobreelevación en las tangentes, se obliga al conductor a mover el volante de su vehículo en sentido contrario al de la curva para no salirse del camino; esta maniobra puede ser molesta y peligrosa, por lo cual se recomienda para este caso, dar parte de la transición en las tangentes y parte sobre la curva circular. Se ha determinado empíricamente que las transiciones pueden introducirse dentro de la curva circular hasta en un cincuenta por ciento, siempre que por lo menos la tercera parte de la longitud de la curva quede con sobreelevación completa.

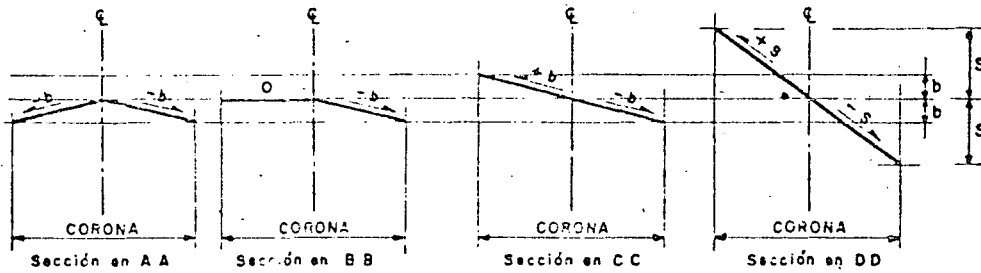
La consideración anterior limita la longitud mínima de la tangente entre dos curvas circulares consecutivas de sentido contrario que no tengan espirales de transición; esa longitud debe ser igual a la semisuma de las longitudes de transición de las dos curvas.

La longitud mínima de transición para dar la sobreelevación puede calcularse de la misma manera que una espiral de transición y numéricamente sus valores son iguales.

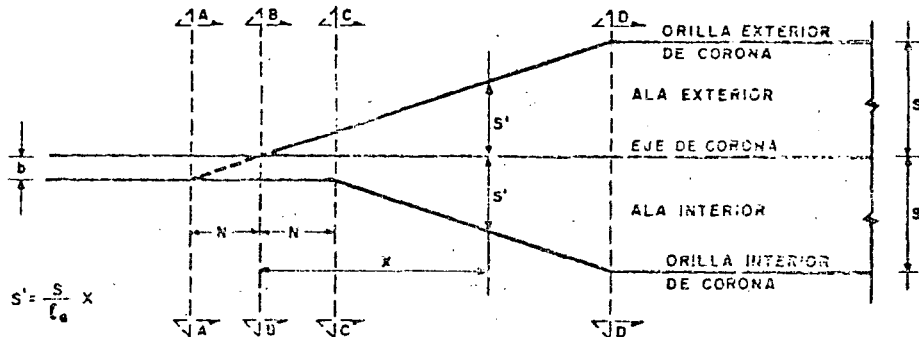
Para pasar del bombeo a la sobreelevación, se tienen tres procedimientos. El primero consiste en girar la sección sobre el eje de la corona; el segundo en girar la sección sobre la orilla interior de la corona y el tercero en girar la sección sobre la orilla exterior de la corona. El primer procedimiento es el más conveniente, ya que requiere menor longitud de transición y los desniveles relativos de los hombros son uniformes; los otros dos métodos tienen desventajas y sólo se emplean en casos especiales.

En la Figura 9.4 se ilustra el primer procedimiento, indicando la variación de la sobreelevación y las secciones transversales en la mitad de la curva; la otra mitad es simétrica. En la sección A, a una distancia N antes del punto donde comienza la transición, se tiene la sección normal en tangente; en esa sección se empieza a girar el ala exterior con centro en el eje de la corona, a fin de que en el TE esté a nivel como se muestra en la sección B y el ala interior conserve su pendiente original de bombeo b; a partir de ese punto se sigue girando el ala exterior hasta que se hace colineal con el ala interior, como se muestra en la sección C, a partir de la cual, se gira la sección completa hasta obtener la sobreelevación S de la curva en el EC. Se hace notar que cuando la curva no tiene espirales de transición y se introduce la transición de la sobreelevación dentro de la curva circular, la sobreelevación en el PC es menor que la requerida teóricamente; este aparente defecto se elimina al considerar que el vehículo no puede cambiar de radio de giro instantáneamente, por lo que en el PC tendrá necesariamente un radio de giro mayor y por tanto se requiere una sobreelevación menor.

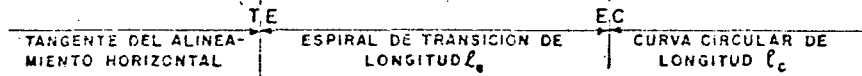
SECCIONES TRANSVERSALES.



VARIACION DE LA SOBREELEVACION



LOCALIZACION RELATIVA DE LA CURVA CON ESPIRALES DE TRANSICION



LOCALIZACION RELATIVA DE LA CURVA CIRCULAR SIMPLE

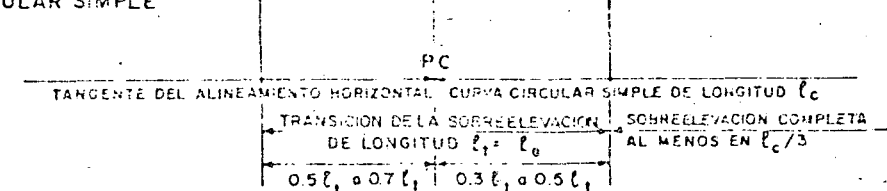


FIGURA 9.4. TRANSICION DE LA SECCION EN TANGENTE A LA SECCION EN CURVA GIRANDO SOBRE EL EJE DE CORONA.

El segundo y tercer procedimientos se ilustran en la Fig. 9.5; en ella se muestra la manera como se giran las alas del camino alrededor de una orilla de la corona.

En caminos divididos por una faja separadora central, el procedimiento para dar la sobreelevación depende de los anchos de la corona y de la faja; en general, pueden considerarse los siguientes procedimientos:

- a) La sección total del camino se sobreleva girando sobre el eje de simetría, girando también la faja separadora central.
- b) La faja separadora central se mantiene horizontal y cada ala se gira sobre la orilla contigua a la faja.
- c) Las dos alas se giran independientemente, en torno al eje de cada una.

C) Calzada. La calzada es la parte de la corona destinada al tránsito de vehículos y constituida por uno o más carriles, entendiéndose por carril a la faja de ancho suficiente para la circulación de una fila de vehículos.

El ancho de calzada es variable a lo largo del camino y depende de la localización de la sección en el alineamiento horizontal y excepcionalmente en el vertical. Normalmente el ancho de calzada se refiere al ancho n tangente del alineamiento horizontal.

1. Ancho de calzada en tangente. Para determinar el ancho de calzada en tangente, debe establecerse el nivel de servicio deseado al final del plazo de previsión o en un determinado año de la vida del camino; con este dato y los estudios económicos correspondientes, pueden determinarse el ancho y número de carriles, de manera que el volumen de tránsito en ese año no exceda el volumen correspondiente al nivel de servicio prefijado. Los anchos de carril usuales son: 2.75 m, 3.05 m, 3.35 m, 3.65 m y normalmente se proyectan dos, cuatro o más carriles; sin embargo, cuando el volumen de tránsito es muy bajo, de 75 vehículos por día o menos, pueden proyectarse caminos de un carril para las dos direcciones de tránsito, con un ancho de 4.50 m.

En tangentes del alineamiento vertical con fuerte pendiente longitudinal, puede ser necesario ampliar la calzada mediante la adición de un carril para que por él transiten los vehículos lentos, mejorando así la capacidad y el nivel de servicio. El ancho y la longitud de ese carril se determina mediante un análisis de operación de los vehículos.

2. Ancho de calzada en curvas del alineamiento horizontal. Cuando un vehículo circula por una curva del alineamiento horizontal, ocupa un ancho mayor que cuando circula sobre una tangente y el conductor experimenta cierta dificultad para mantener su vehículo en el centro del carril, por lo que se hace necesario dar un ancho adicional a la calzada respecto al ancho en tangente. A este sobreancho se le llama ampliación, a cual debe darse tanto a la calzada como a la corona.

Para caminos de dos carriles, el ancho de calzada en curva se calcula, sumando el ancho definido por la distancia entre huellas externas U de los vehículos que circulan por la curva; la distancia libre lateral C entre los vehículos y entre éstos y la orilla de la calzada; el sobreancho ZA debido a la proyección del vuelo delantero del vehículo que circula por el lado interior de la curva; y un ancho adicional Z que toma en cuenta la dificultad de maniobra en la curva. En la Figura 9.6 se ilustra la forma

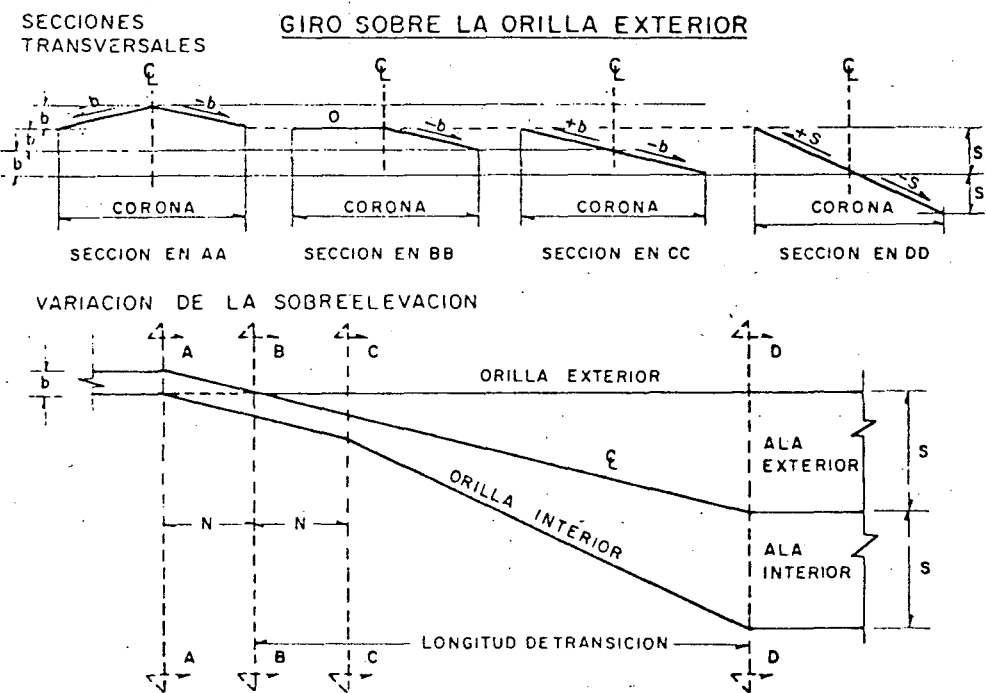
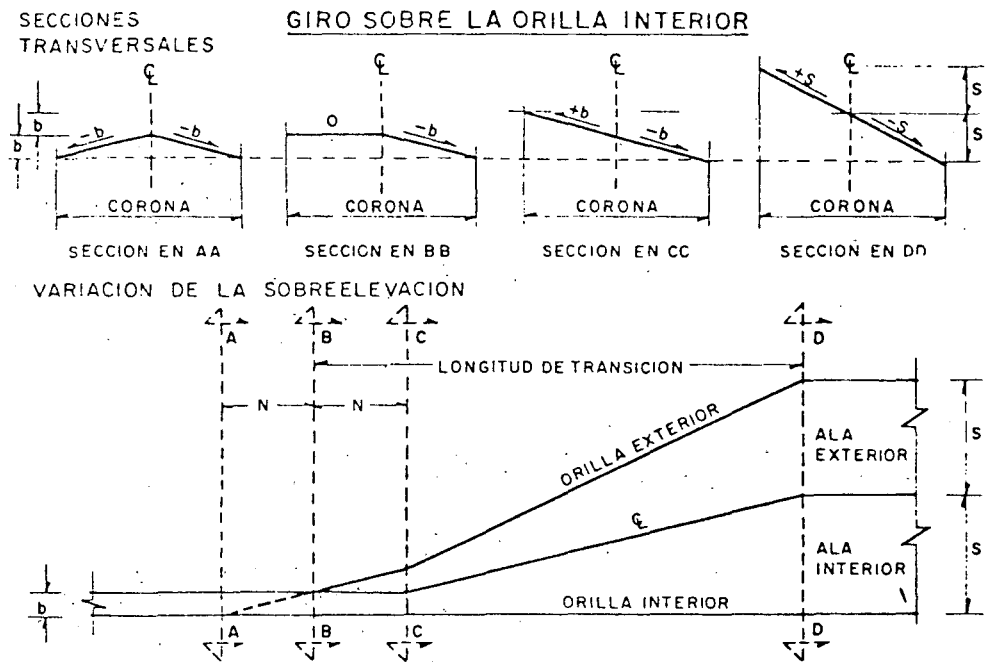


FIGURA 9.5. TRANSICION DE LA SECCION EN TANGENTE A LA SECCION EN CURVA GIRANDO SOBRE UNA ORILLA DE LA CORONA

SIMBOLOS :

- a - Ancho de colzada en tangente
- a_c - Ancho de colzada en curva
- A - Ampliación en curva
- V_i - Vuelo trasero
- V_d - Vuelo delantero
- DE - Distancia entre ejes
- EV - Entrevía (en este caso igual al ancho total del vehículo)
- C - Distancia libre entre vehículos
- U - Distancia entre huellas externas
- F_A - Proyección del vuelo delantero
- Z - Sobreechanco por dificultad de maniobra

NOTA: Todas las medidas en metros y normales al alineamiento horizontal.

EXPRESIONES PARA EL CALCULO:

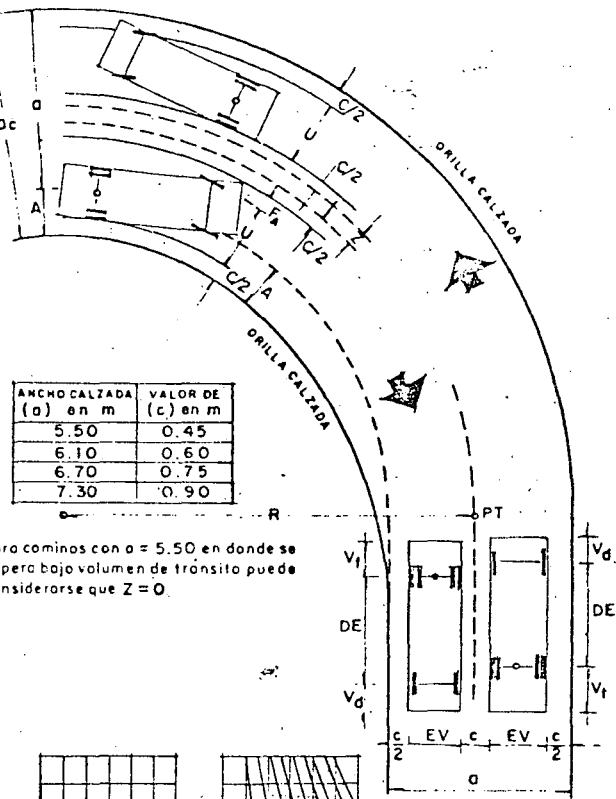
$$A = a_c - a$$

$$a_c = 2U + 2C + F_A + Z$$

$$U = \sqrt{EV + R - \sqrt{R^2 - DE^2}}$$

$$F_A = \sqrt{R^2 + V_d(2DE + V_d)} - R$$

$$Z = 0.1 \frac{V}{\sqrt{R}}$$



Para caminos con a = 5.50 en donde se espera bajo volumen de tránsito puede considerarse que Z = 0.

ANCHO CALZADA (a) en m	VALOR DE (c) en m
5.50	0.45
6.10	0.60
6.70	0.75
7.30	0.90

GRAFICAS PARA EL CALCULO:

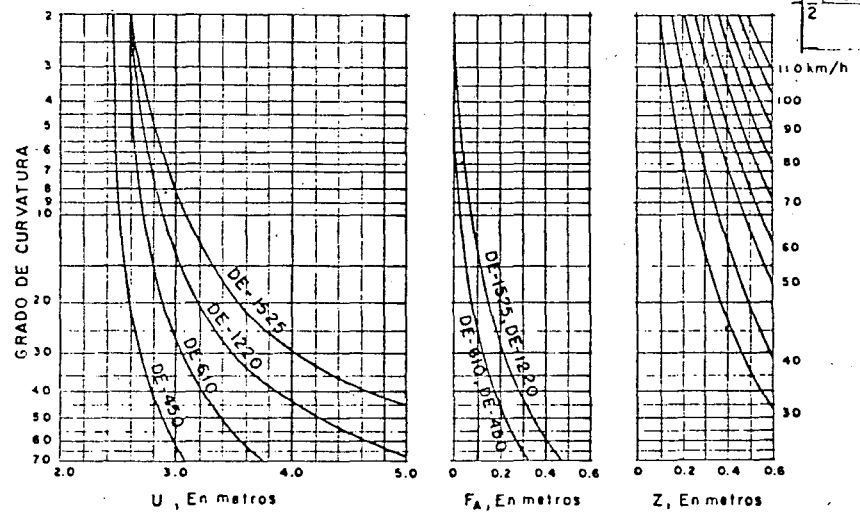


FIGURA 9.6. AMPLIACIONES EN CURVAS DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

en que interseccionen cada uno de los elementos mencionados en el cálculo de la ampliación para obtener el ancho de calzada en curva.

Para caminos de cuatro carriles sin dividir, la ampliación en curva tendrá un valor doble que el calculado para caminos de dos carriles. Si están divididos, a cada calzada le corresponde la ampliación calculada.

Para fines de proyecto no se consideran las ampliaciones que resulten menores de 20 cm; si la ampliación resultase mayor deberá redondearse al decímetro próximo superior.

La ampliación de la calzada en las curvas, se da en el lado interior; la raya central se pinta posteriormente en el centro de la calzada ampliada. Para pasar del ancho de calzada en tangente al ancho de calzada en curva, se aprovecha la longitud de transición requerida para dar la sobreelevación, de manera que la orilla interior de la calzada forme una curva suave sin quiebres bruscos a lo largo de ella.

En curvas circulares con espirales, la ampliación en la transición puede darse proporcionalmente a la longitud de la espiral, esto es:

$$A' = \frac{A}{l_0} l$$

en donde A' es la ampliación en una sección que está a l metros del TE , l_0 es la longitud de la espiral y A es la ampliación total en curva. Procediendo de esta manera se tendrá ampliación nula en el TE , ampliación total en el EC , y la orilla inferior de la calzada tendrá la forma de una espiral modificada.

En curvas circulares sin espirales puede seguirse el mismo criterio, pero resultarán quiebres que pueden eliminarse durante la construcción.

D) Acotamientos. Los acotamientos son las fajas contiguas a la calzada, comprendidas entre sus orillas y las líneas definidas por los hombros del camino. Tienen como ventajas principales las siguientes:

1. Dar seguridad al usuario del camino al proporcionarle un ancho adicional fuera de la calzada, en el que puede eludir accidentes potenciales o reducir su severidad, pudiendo también estacionarse en ellos en caso obligado.

2. Proteger contra la humedad y posibles erosiones a la calzada, así como dar confinamiento al pavimento.

3. Mejorar la visibilidad en los tramos en curva, sobre todo cuando el camino va en corte.

4. Facilitar los trabajos de conservación.

5. Dar mejor apariencia al camino.

El ancho de los acotamientos depende principalmente del volumen de tránsito y del nivel de servicio a que el camino vaya a funcionar.

El color, textura y espesor de los acotamientos, dependerá de los objetivos que se quiera lograr con ellos y su pendiente transversal será la misma que la de la calzada.

9.2.2 Subcorona

La subcorona es la superficie que limita a las terracerías y sobre la que se apoyan las capas del pavimento. En sección transversal es una línea.

Se entiende por terracerías, el volumen de material que hay que cortar o terraplenar para formar el camino hasta la subcorona. La diferencia de cotas entre el terreno natural y la subcorona, define los espesores de corte o terraplén en cada punto de la sección. A los puntos intermedios en donde esa diferencia es nula, se les llama puntos de paso y a las líneas que unen esos puntos en un tramo del camino, línea de paso. A los puntos extremos de la sección donde los taludes cortan al terreno natural, se les llama cerros y a las líneas que los unen a lo largo del camino, líneas de cerros.

Se entiende por pavimento, a la capa o capas de material seleccionado y/o tratado, comprendidas entre la subcorona y la corona, que tiene por objeto soportar las cargas inducidas por el tránsito y repartirlas de manera que los esfuerzos transmitidos a la capa de terracerías subyacente a la subcorona, no le causen deformaciones perjudiciales; al mismo tiempo proporciona una superficie de rodamiento adecuada al tránsito. Los pavimentos generalmente están formados por la sub-base, la base y la carpeta, definiendo esta última la calzada del camino.

Los elementos que definen la subcorona y que son básicos para el proyecto de las secciones de construcción del camino, son la subrasante, la pendiente transversal y el ancho.

A) Subrasante. La subrasante es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la subcorona. En la sección transversal es un punto cuya diferencia de elevación con la rasante, está determinada por el espesor del pavimento y cuyo desnivel con respecto al terreno natural, sirve para determinar el espesor de corte o terraplén.

B) Pendiente transversal. La pendiente transversal de la subcorona es la misma que la de la corona, logrando mantener uniforme el espesor del pavimento. Puede ser bombeo o sobreelevación, según que la sección esté en tangente, en curva o en transición.

C) Ancho. El ancho de subcorona es la distancia horizontal comprendida entre los puntos de intersección de la subcorona con los taludes del terraplén, cuneta o corte. Este ancho está en función del ancho de corona y del ensanche.

La expresión general para calcular el ancho A_s de la subcorona es la siguiente:

$$A_s = C + e_1 + e_2 + A$$

En donde:

A_s = Ancho de la subcorona, en m.

C = Ancho de la corona en tangente, en m.

e_1 y e_2 = Ensanche, a cada lado del camino, en m.

A = Ampliación de la calzada en la sección considerada, en m.

El ensanche es el sobreancho que se da a cada lado de la subcorona para que, con los taludes de proyecto, pueda obtenerse el ancho de corona después de construir las capas de base y sub-base; es función del espesor de base y sub-base, de la pendiente transversal y de los taludes.

Cuando el camino va en corte y se proyecta cuneta provisional, el hombro de la subcorona queda en la misma vertical que el de la corona y el ensanche es nulo (ver Figura 9.8); pero cuando el camino se va a pavimentar inmediatamente después de construídas las terracerías y no hay necesidad de construir la cuneta provisional, la cuneta definitiva quedará formada con el material de base y sub-base y por el talud del corte (Figura 9.7). En este caso el ensanche de la subcorona se calcula como sigue:

De la Figura 9.7-A $A = B + C$; $B = A - C$

como $A = e \tan \alpha$; $C = e \tan \theta$

se tiene que $B = e (\tan \alpha - \tan \theta)$

por convención $\tan \alpha = \frac{1}{t}$; $\tan \theta = -S$

queda $B = e \left[\frac{1}{t} - (-S) \right]$

Por lo cual $e = \frac{B}{\frac{1}{t} + S}$

En donde:

e = Ensanche, en m.

B = Espesor de base y sub-base, en m.

t = Talud de la cuneta.

S = Sobreelevación o pendiente transversal de la corona y la subcorona, con su signo.

La expresión anterior puede aplicarse también para el cálculo del ensanche en terraplenes, en cuyo caso, t es el talud del terraplén.

Cuando el espesor del pavimento y/o la pendiente transversal tienen valores altos, la subcorona corta primero al talud del corte que al talud de la cuneta, como se muestra en la Figura 9.7-B. En este caso, la aplicación de la expresión anterior daría como resultado la magnitud E , que es mayor que 1 m, lo que indica que el ensanche debe calcularse con otra expresión. Esta expresión se deduce como sigue:

$$(E - 1) \tan \alpha = a + b + c = d \tan \gamma + d \tan \theta + (E - 1) \tan \theta$$

como

$$\tan \alpha = \frac{1}{t} ; \tan \gamma = \frac{1}{T} ; \tan \theta = -S.$$

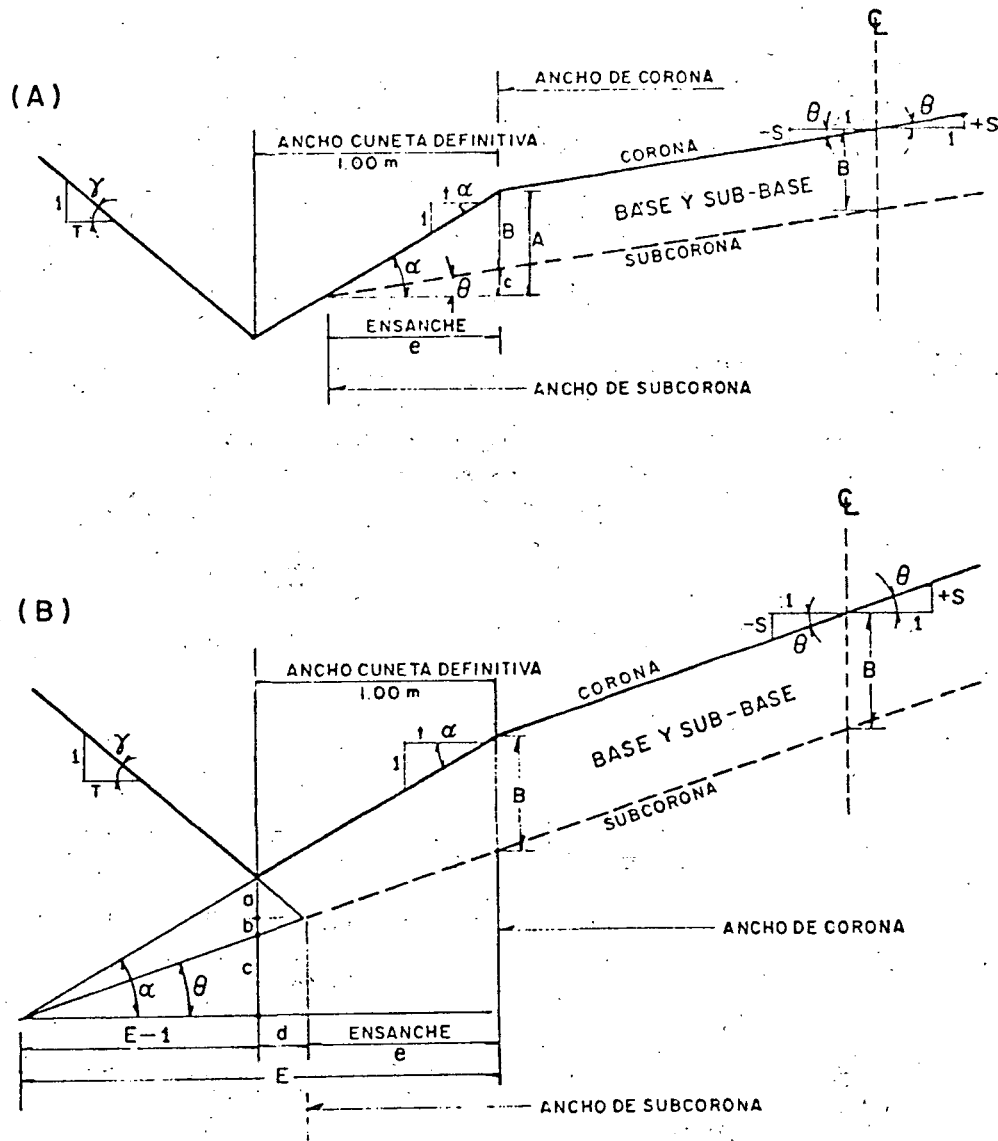


FIGURA 9.7. ENSANCHE DE LA SUBCORONA

entonces:

$$\frac{E-1}{t} = d \left[\frac{1}{T} + (-S) \right] + [(E-1)(-S)]$$

$$d \left[\frac{1}{T} + (-S) \right] = \frac{E-1}{t} - [(E-1)(-S)] = (E-1) \left(\frac{1}{t} + S \right)$$

$$d = \frac{(E-1) \left(\frac{1}{t} + S \right)}{\left(\frac{1}{T} - S \right)}$$

por otra parte:

$$B = E \tan \alpha - E \tan \theta$$

$$B = E (\tan \alpha - \tan \theta)$$

substituyendo valores y despejando E se tiene:

$$E = \frac{B}{\frac{1}{t} + S}$$

substituyendo el valor de E en el valor de d :

$$d = \frac{\left[\left(\frac{B}{\frac{1}{t} + S} - 1 \right) \right] \left(\frac{1}{t} + S \right)}{\left(\frac{1}{T} - S \right)} = \frac{B - \left(\frac{1}{t} + S \right)}{\left(\frac{1}{T} - S \right)}$$

y el ensanche valdrá:

$$e = 1 - d$$

por lo cual:

$$e = 1 - \frac{B - \frac{1}{t} - S}{\frac{1}{T} - S} = \frac{\left(\frac{1}{T} - S \right) - \left(B - \frac{1}{t} - S \right)}{\frac{1}{T} - S}$$

$$e = \frac{\frac{1}{T} - S - B + \frac{1}{t} + S}{\frac{1}{T} - S}$$

$$e = \frac{\frac{1}{T} + \frac{1}{t} - B}{\frac{1}{T} - S}$$

En donde:

e = Ensanche, en m.

B = Espesor de base y sub-base, en m.

T = Talud del corte.

t = Talud de la cuneta.

S = Sobreelevación o pendiente transversal de la corona y la sub-corona, con su signo.

D) Ampliación y sobreelevación en transiciones. Para calcular las ampliaciones y sobreelevaciones de la subcorona en las curvas y transiciones del alineamiento horizontal, se hace uso de los principios y recomendaciones establecidos en este capítulo; sin embargo, dada su importancia en el proyecto de las secciones de construcción, se establecerá la metodología de cálculo, que puede facilitarse mediante el empleo de una tabla similar a la 9-C.

En la parte superior, hay cinco columnas de datos. En la primera, se anotan los nombres del camino, tramo y subtramo a que pertenece la curva; en la segunda columna se anotan especificaciones generales de proyecto geométrico pertinentes, tales como la velocidad de proyecto V , la sobreelevación máxima ($S_{\text{máx}}$), el grado máximo de curvatura ($G_{\text{máx}}$), el ancho de corona en tangente C y el bombeo en tangente b ; en la tercera columna se anotan los datos específicos de la curva que se esté analizando, tales como el grado y el sentido de la deflexión ($G = 2^\circ \text{ Der.}$), la sobreelevación de la curva S , la longitud de la transición l_e , la distancia N y la ampliación de la curva A . Cada uno de estos elementos se calcula a través de las expresiones ya citadas.

En la cuarta columna se anota el cadenamiento de los puntos que definen la curva circular y sus transiciones.

En la quinta columna se efectúa el cálculo de los parámetros que definen la variación de la sobreelevación DS y de la ampliación DA . Como esta variación es lineal, se tendrá:

$$DS = \frac{S}{l_e} \quad \text{y} \quad DA = \frac{A}{l_e}$$

Una vez completa la parte superior de la forma, se procede a llenar las columnas y renglones de la tabla propiamente dicha.

En la columna (1) se anota el cadenamiento de los puntos en donde se van a calcular sobreelevaciones y ampliaciones. Estos puntos son las estaciones cerradas de 20 m, los puntos que definen la curva y sus transiciones y los puntos que se encuentren a una distancia N del principio o fin de la transición.

En la columna (2) se anotan las distancias d entre el principio o final de la transición y la sección en donde se quiere calcular la ampliación o la sobreelevación.

En las columnas (3) se anotan las sobreelevaciones de las alas del camino. Se anotan primero las sobreelevaciones conocidas, que son las de aquellos puntos que definen a la curva y sus transiciones. Las sobreeleva-

TABLA 9-C. SOBREELEVACIONES, AMPLIACIONES Y ENSANCHES DE LA SUBCORONA

ESTACION	d	SOBREELEVACION		AMPLIACION	TALUDES		ENSANCHES		SEMIANCHOS PARA PROYECTO	
		Izquierdo	Derecho		Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho
(1)	(2)	(3)		(4)	(5)		(6)		(7)	
20 + 514.33 TIE - N	10.45	- 2.0	- 2.0	0.00	3	3	0.97	0.97	5.47	5.47
20 + 520		- 1.2	- 2.0	0.00	3	3	0.95	0.97	5.45	5.47
20 + 530.45 TIE	0	0	- 2.0	0.00	3	3	0.91	0.97	5.41	5.47
20 + 546.57 TIE + N	16.12	+ 2.0	- 2.0	0.05	3	3	0.85	0.97	5.35	5.63
20 + 560	29.55	+ 3.7	- 3.7	0.10	3	3	0.81	1.00	5.31	5.80
20 + 580	49.55	+ 6.1	- 6.1	0.16	1.5	0.25/1	0.41	0.99	4.91	5.99
20 + 580.45 EC		+ 6.2	- 6.2	0.16	1.5	0.25/1	0.41	0.99	4.91	5.99
20 + 600		+ 6.2	- 6.2	0.16	1.5	1.5	0.41	0.49	4.91	5.49
20 + 620		+ 6.2	- 6.2	0.16	1.5	1.5	0.41	0.49	4.91	5.49
20 + 630.45 CE		+ 6.2	- 6.2	0.16	1.5	1.5	0.41	0.49	4.91	5.49
20 + 640	40.45	+ 5.0	- 5.0	0.13	1.5	1.5	0.42	0.48	4.92	5.38
20 + 660	20.45	+ 2.5	- 2.5	0.07	3	1.5	0.84	0.48	5.34	5.18
20 + 664.33 ET - N	16.12	+ 2.0	- 2.0	0.05	3	1.5	0.85	0.46	5.35	5.12
20 + 680	0.45	+ 0.1	- 2.0	0.00	3	1.5	0.90	0.46	5.40	4.96
20 + 680.45 ET		0	- 2.0	0.00	3	1.5	0.90	0.46	5.41	4.96
20 + 696.57 ET + N	0	- 2.0	- 2.0	0.00	3	1.5	0.96	0.46	5.47	4.96

CAMINO: 100 km/m
 TRANO: 3.25%
 SUBTRANO: 0.3 m
 V: 100 km/m
 Shk: 10 %
 C: 9.0 m
 b: 0.3 m
 h: 7.30 m
 G: 2% Der.
 S: 50 m
 le: 16.12 m
 A: 0.16 m
 TE = 20 + 580.45
 EC = 20 + 580.45
 CE = 20 + 630.45
 ET = 20 + 680.45
 DS = 0.124
 DA = 0.0032

ciones restantes se calculan multiplicando la distancia *d* por el parámetro *DS*.

En las columnas (4) se anotan las ampliaciones de la curva y se complementa con la anotación Izq. o Der., según sea el sentido.

En la columna (5) se anotan los valores recomendados para los taludes del corte y de la cuneta o terraplén en cada estación. Si los taludes son de corte, se acostumbra escribirlos como quebrado, siendo la unidad el denominador y si son de terraplén o cuneta, se escribe el valor del talud.

En las columnas (6) se anotan los ensanches calculados, limitados por los taludes del corte, cuneta o terraplén. Cuando se tengan cunetas provisionales, el ensanche será nulo.

En las columnas (7) se anotan los semianchos de la subcorona para proyecto, que están integrados por la suma de la semicorona en tangente horizontal, el ensanche y la ampliación.

9.2.3 Cunetas y contracunetas

Las cunetas y contracunetas son obras de drenaje que por su naturaleza quedan incluidas en la sección transversal.

A) Cunetas. Las cunetas son zanjas que se construyen en los tramos en corte a uno o a ambos lados de la corona, contiguas a los hombros, con el objeto de recibir en ellas el agua que escurre por la corona y los taludes del corte.

Normalmente, la cuneta tiene sección triangular con un ancho de 1.00 m, medido horizontalmente del hombro de la corona al fondo de la cuneta; su talud es generalmente de 3:1; del fondo de la cuneta parte el talud del corte. La capacidad hidráulica de esta sección puede calcularse con los métodos establecidos y debe estar de acuerdo con la precipitación pluvial de la zona y el área drenada.

Cuando los caminos no se pavimentan inmediatamente después de construidas las terracerías, es necesario proyectar una cuneta provisional para drenar la subcorona. El ancho de esta cuneta provisional debe diferir en una cantidad *d* al ancho de la cuneta definitiva, para que cuando se pavimente o se recubra el camino, la cuneta definitiva quede con su ancho de proyecto. En la Figura 9.8 se ilustra la forma y dimensiones de la cuneta provisional y su relación con la cuneta definitiva.

$$B = a + c = d \tan \gamma + d \tan \alpha$$

como:

$$\tan \gamma = \frac{1}{T} \quad \text{y} \quad \tan \alpha = \frac{1}{t}$$

se tiene:

$$B = d \left(\frac{1}{T} + \frac{1}{t} \right)$$

de donde:

$$d = \frac{B}{\left(\frac{1}{T} + \frac{1}{t} \right)}$$

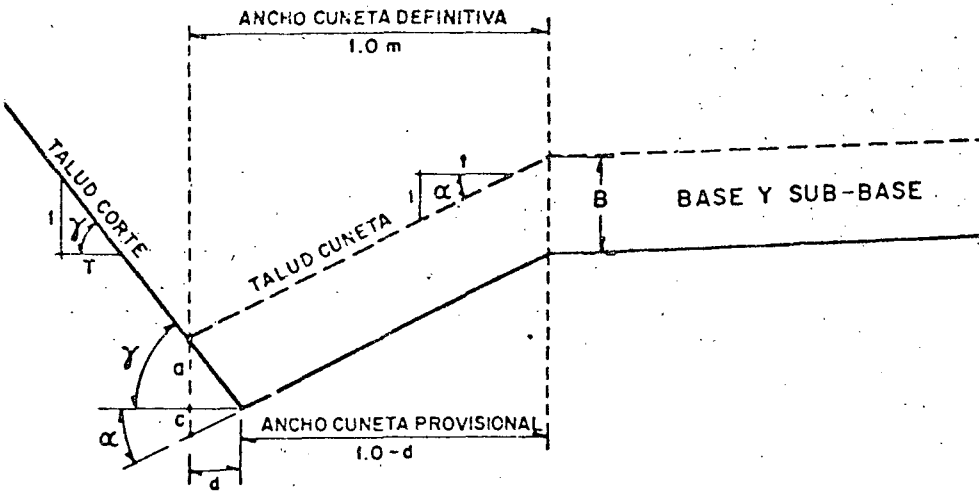


FIGURA 9.8. CUNETAS PROVISIONALES

en donde B es el espesor de base y sub-base, en m; T y t son los taludes del corte y de la cuneta, respectivamente, y d es la reducción que hay que hacer al ancho de la cuneta definitiva para tener el ancho de la cuneta provisional, en m.

La pendiente longitudinal de las cunetas generalmente es la misma que la del camino, pero puede aumentarse si las condiciones del drenaje así lo requieren y la comparación con otra solución indica que es conveniente.

La longitud de una cuneta está limitada por su capacidad hidráulica, pues no debe permitirse que el agua rebase su sección y se extienda por el acotamiento, por lo que deberá limitarse esta longitud colocando alcantarillas de alivio o proyectando las canalizaciones convenientes.

Cuando la velocidad del agua es fuerte puede causar erosiones en la cuneta; para evitarlas habrá que disminuir esa velocidad o proteger las cunetas con materiales resistentes a la erosión.

B) Contracunetas. Generalmente son zanjas de sección trapezoidal, que se excavan arriba de la línea de ceros de un corte, para interceptar los escurrimientos superficiales del terreno natural. Se construyen perpendiculares a la pendiente máxima del terreno con el fin de lograr una interceptación eficiente del escurrimiento laminar. Su proyecto en dimensiones y localización está determinado por el escurrimiento posible, por la configuración del terreno y por las características geotécnicas de los materiales que lo forman, pues a veces las contracunetas son perjudiciales si en su longitud ocurren filtraciones que redunden en la inestabilidad de los taludes del corte; en estos casos debe estudiarse la conveniencia de impermeabilizarlas, sustituirlas por bordos o buscar otra solución.

9.2.4 Taludes

El talud es la inclinación del paramento de los cortes o de los terraplenes, expresado numéricamente por el recíproco de la pendiente. Por

extensión, en caminos, se le llama también talud a la superficie que en cortes queda comprendida entre la línea de ceros y el fondo de la cuneta; y en terraplenes, la que queda comprendida entre la línea de ceros y el hombro correspondiente.

Los taludes de los cortes y terraplenes se fijan de acuerdo con su altura y la naturaleza del material que los forman.

En terraplenes, dado el control que se tiene en la extracción y colocación del material que forma el talud, el valor comúnmente empleado para éste es de 1.5. En los cortes, debido a la gran variedad en el tipo y disposición de los materiales, es indispensable un estudio, por somero que sea, para definir los taludes en cada caso. La tabla 9-D resume la experiencia de la Secretaría de Obras Públicas respecto a las recomendaciones de los taludes en cortes. Se tiene como norma para los cortes de más de siete metros de altura, realizar estudios con el detalle suficiente, a fin de fijar de un modo racional, los taludes y los procedimientos de construcción.

9.2.5 Partes complementarias

Bajo esta denominación se incluyen aquellos elementos de la sección transversal que concurren ocasionalmente y con los cuales se trata de mejorar la operación y conservación del camino. Tales elementos son las guarniciones, bordillos, banquetas y fajas separadoras. Las defensas y los dispositivos para el control del tránsito también pueden considerarse como parte de la sección transversal; su aplicación, diseño y descripción, están tratados en el Manual de Dispositivos para el Control del Tránsito, editado por la Secretaría de Obras Públicas.

A) Guarniciones y bordillos. Las guarniciones son elementos parcialmente enterrados, comúnmente de concreto hidráulico que se emplean principalmente para limitar las banquetas, camellones, isletas y delinear la orilla del pavimento. El tipo y ubicación de las guarniciones influye en las reacciones del conductor y, por tanto, en la seguridad y utilidad del camino.

TABLA 9-D. TALUDES RECOMENDADOS EN CORTES

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE		OBSERVACIONES
	Hasta ± 8 m	De ± 8 m a 16 m ±	
Granito sano y masivo	¼:1	¼:1	Descopetar a ¼:1 la parte impermeabilizada, si la hay
Granito sano, en bloque	½:1	¾:1	Amacizar taludes según la disposición de los bloques
Granito sano, fracturado	½:1	½:1	No se considera recomendable la construcción de bermas en el cambio de talud. El talud recomendable variará de acuerdo con la disposición relativa de las diaclasas respecto al talud

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE		OBSERVACIONES
	Hasta 8 m	De 8 m a 16 m	
Granito fracturado y poco alterado	1/2 : 1	1/2 : 1	Si el fracturamiento es uniforme y favorable
	3/4 : 1	3/4 : 1	Si no es favorable
	1/2 : 1	3/4 : 1	Si el fracturamiento es más intenso en la parte superior del corte
Granito totalmente intemperizado (tucuruquay)	1/2 : 1	3/4 : 1	Si el producto de intemperización del granito es arena gruesa bien cementada y compacta
	3/4 : 1	1 : 1	Si el producto de intemperización es arena limosa o arcillosa con poca cementación y compacidad
Dioritas			Mismo comportamiento que los granitos
Riolitas fracturadas en grandes bloques con sistemas de fracturamiento principal, horizontal y verticalmente. (Columnar.)	1/4 : 1	1/2 : 1	No es adecuada la construcción de bermas
Andesita fracturada en grandes bloques	1/4 : 1	1/4 : 1	Si las fracturas no contienen arcilla
	1/2 : 1	3/4 : 1	Si las fracturas contienen arcilla Estas recomendaciones pueden variar notablemente dependiendo de la posición relativa de los planos de adiacasamiento respecto al talud
Andesita fracturada y poco alterada	1/4 : 1	1/2 : 1	
Andesita fracturada y muy intemperizada	1/2 : 1	3/4 : 1	
Diabasa sana, poco fracturada	1/8 : 1	1/4 : 1	
Basalto columnar	1/8 : 1	1/4 : 1	El que den las columnas, generalmente es vertical
Basalto fracturado, sano	1/4 : 1	1/4 : 1	Si el sistema de fracturamiento es favorable al talud
			Descopetar a 1/2 : 1 la parte superior del corte si el fracturamiento es muy intenso Estas recomendaciones pueden variar notablemente dependiendo de la posición relativa de los planos de adiacasamiento respecto al talud

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE		OBSERVACIONES
	Hasta 8 m	De 8 m a 16 m	
Basalto fracturado en bloques de todos tamaños (mal país)	1/2 : 1	3/4 : 1	Si está empacado en arcillas
	3/4 : 1	3/4 : 1	
Basalto muy fracturado y alterado	1/2 : 1	1/2 : 1	
Derrames basálticos intercalados con piroclásticas y tezontles	3/4 : 1	1 : 1	Conviene la construcción de banquetá de 4 m al pie del talud para recibir desprendimientos
Tezontle suave bien cementado	1/4 : 1	1/2 : 1	
Tezontle sano fragmentario	3/4 : 1	1 : 1	
Tezontle intemperizado	3/4 : 1	3/4 : 1	
Tobas andesíticas, riolíticas o basálticas, sanas y fuertemente cementadas	1/4 : 1	1/4 : 1	Si presentan fracturamiento columnar, deberá darse la inclinación de dichas columnas Deberá tenerse especial cuidado para no usar explosivos en exceso
Tobas brechoides medianamente cementadas	1/4 : 1	3/4 : 1	Si están intemperizadas en la parte superior del corte
	1/4 : 1	1/4 : 1	Un solo talud para cortes menores de 16 m
Tobas débilmente cementadas	3/4 : 1	1 : 1	
Lutita dura y resistente, con echado casi horizontal, poco fracturada	1/4 : 1	1/4 : 1	Construir contracunetas impermeables si se requiriesen Estos taludes recomendados pueden variar notablemente de acuerdo con la posición relativa de planos de sedimentación respecto al plano del talud
Lutita suave muy fracturada	1/2 : 1	3/4 : 1	Si la parte superior del corte se encuentra más fracturada
			Construir contracunetas impermeables si se requiriesen Estos taludes recomendados pueden variar notablemente de acuerdo con la posición relativa de los planos de sedimentación respecto al plano del talud

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE		OBSERVACIONES
	Hasta ± 8 m	De ± 8 m a ± 16 m	
Areniscas fuertemente cementadas	$\frac{1}{8}:1$	$\frac{1}{8}:1$	
Areniscas débilmente cementadas	$\frac{1}{2}:1$	$\frac{3}{4}:1$	
Conglomerado brechoide bien cementado con matriz silicosa	$\frac{1}{8}:1$	$\frac{1}{8}:1$	
Conglomerados cementados con matriz cálcica	$\frac{1}{4}:1$	$\frac{1}{4}:1$	
Conglomerado pobremente cementado o con matriz arcillosa	$\frac{1}{2}:1$	$\frac{3}{4}:1$	
Caliza fracturada con echados casi horizontales	$\frac{1}{8}:1$	$\frac{1}{8}:1$	Descopetar a $\frac{1}{2}:1$ la parte superior del corte, si el fracturamiento es muy intenso Estos taludes recomendados pueden variar notablemente de acuerdo con la posición relativa de los planos de sedimentación respecto al plano del talud
Caliza muy fracturada, cavernosa y poco alterada	$\frac{1}{2}:1$	$\frac{3}{4}:1$	
Pizarras con planos de apizarramiento de 5 a 10 cm de separación, con echados casi horizontales	$\frac{1}{4}:1$	$\frac{1}{2}:1$	Se aconseja la construcción de contracunetas impermeables si éstas son necesarias
Aglomerados medianamente compactos	$\frac{3}{4}:1$	$\frac{3}{4}:1$	
Arenas limosas pumíticas y vidrios volcánicos (jales)	$\frac{3}{4}:1$	1:1	Protección de taludes inmediata, mediante "tepes", cunetas y contracunetas impermeabilizadas
Limos arenosos muy compactos (tepetates)	$\frac{1}{4}:1$	$\frac{1}{2}:1$	
Arcillas poco arenosas firmes (homogéneas)	$\frac{1}{2}:1$	$\frac{1}{2}:1$ a $\frac{3}{4}:1$	
Arcillas muy suaves, expansivas y compresibles	1:1	1.5:1	Si existe nivel freático se requerirá buen subdrenaje
Caolín, producto de alteración de dioritas	1:1		Cubrir con "tepes" el talud. Altura máxima de corte 8 m. Si existe nivel freático se requerirá buen subdrenaje

Los tipos usuales de guarnición son las verticales y las achaflanadas, las primeras tienen su parte saliente de 0.20 m como máximo y su cara exterior sensiblemente vertical, de manera que los vehículos, no puedan sobrepasarlas; las segundas tienen la parte saliente achaflanada para que en caso de emergencia, los vehículos puedan pasar sobre ellas con relativa facilidad. La Figura 9.9 ilustra ambos tipos de guarniciones.

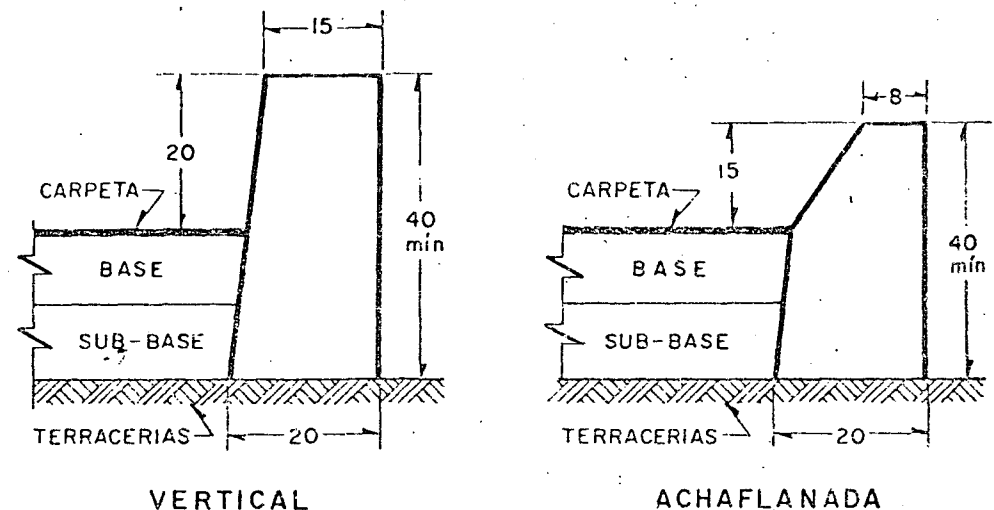


FIGURA 9.9. TIPOS DE GUARNICIONES

Las guarniciones achaflanadas se emplean principalmente en zonas rurales y las verticales en zonas urbanas. Las guarniciones deben ser visibles, para ello cuando sea necesario deben pintarse o señalarse con material reflejante sus caras exteriores.

Los bordillos son elementos, generalmente de concreto asfáltico, que se construyen sobre los acotamientos junto a los hombros de los terraplenes, a fin de encauzar el agua que escurre por la corona y que de otro modo causaría erosiones en el talud del terraplén (ver Figura 9.10).

El caudal recogido por el bordillo se descarga en lavaderos construidos sobre el talud del terraplén.

Antes de proyectar un bordillo habrá que estudiar la erosionabilidad del talud para la precipitación pluvial que se tenga en la zona. Habrá terraplenes que no los requieran, ya sea por la baja precipitación o porque el talud no sea erosionable. En terraplenes de corta altura puede ser más económico reponer, en su caso, el material erosionado en los taludes que conservar el bordillo y los lavaderos correspondientes. En tramos a nivel o con pendientes longitudinales menores de uno por ciento no son aconsejables los bordillos, pues el agua que recogen escurrirá únicamente por tirante hidráulico y se provocarán acumulaciones de agua perjudiciales. Si la pendiente longitudinal es mayor, el bombeo y el espesor de la carpeta

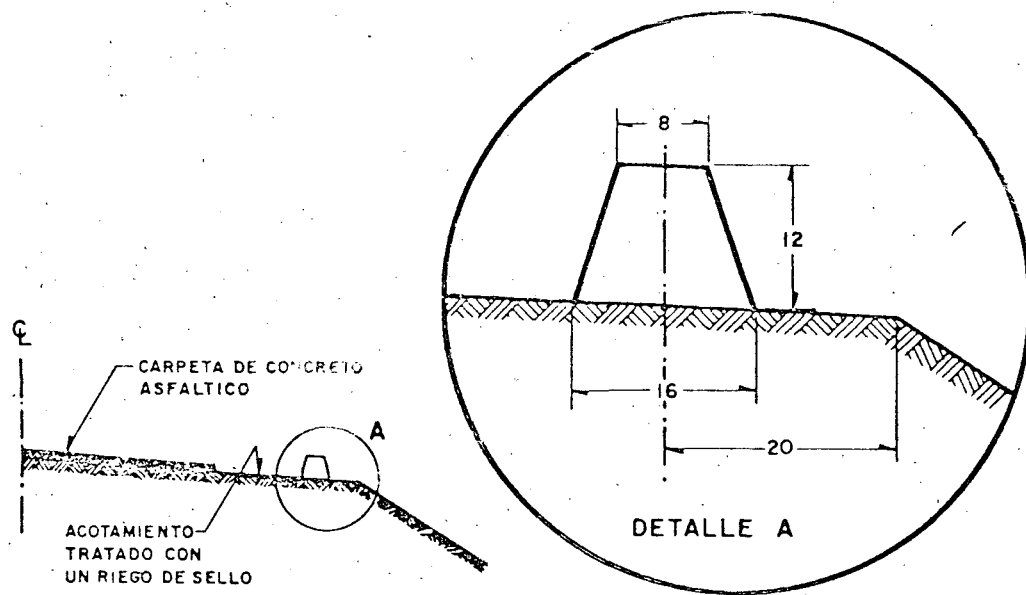


FIGURA 9.10. BORDILLO

limitan la altura máxima del bordillo, puesto que no es admisible que el agua recogida por él, invada parte de la calzada.

Debe tenerse en cuenta que un bordillo puede ser una obra provisional. En algunas ocasiones, su función es reemplazada por las especies vegetales que crecen en los taludes del terraplén.

B) Banquetas. Las banquetas son fajas destinadas a la circulación de peatones, ubicadas a un nivel superior al de la corona y a uno o a ambos lados de ella. En zonas urbanas y suburbanas, la banqueta es parte integrante de la calle; en caminos rara vez son necesarias.

La justificación del proyecto de banquetas depende del peligro a que estén sujetos los peatones en caso de no haberlas, lo que a su vez está gobernado por la circulación horaria de peatones y el volumen y la velocidad de tránsito. Cuando la circulación de peatones es eventual no es necesario construir banquetas.

C) Fajas separadoras y camellones. Se llaman fajas separadoras a las zonas que se disponen para dividir unos carriles de tránsito de otros de sentido opuesto, o bien para dividir carriles del mismo sentido pero de diferente naturaleza. A las primeras se les llama fajas separadoras centrales y a las segundas, fajas separadoras laterales. Cuando a estas fajas se les construyen guarniciones laterales y entre ellas se coloca material para obtener un nivel superior al de la calzada, toman el nombre de camellones, que igualmente pueden ser centrales o laterales; su anchura es variable dependiendo del costo del derecho de vía y de las necesidades del tránsito. El ancho mínimo es 1.20 m.

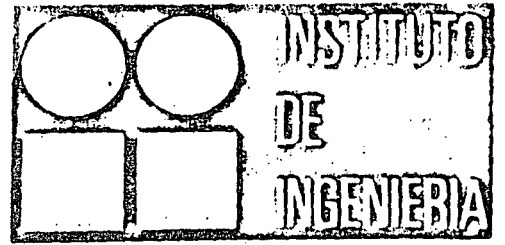
Los camellones centrales se usan en caminos de cuatro o más carriles; los laterales se proyectan en zonas urbanas y suburbanas para separar el tránsito directo del local en un carril o carril lateral.

En ocasiones, se pone en los camellones centrales setos altos para evitar el deslumbramiento de los usuarios; en las curvas horizontales, este seto reduce la distancia de visibilidad, por lo que en estos casos debe eliminarse o proyectar el camellón con un ancho tal que el seto permita tener al menos la distancia de visibilidad de parada, correspondiente a la velocidad de proyecto del tramo para el carril inmediato al camellón.

9.2.6 Derecho de vía

El derecho de vía de una carretera es la faja que se requiere para construcción, conservación, reconstrucción, ampliación, protección y general, para el uso adecuado de esa vía y de sus servicios auxiliares. Su ancho será el requerido para satisfacer esas necesidades.

En general, conviene que el ancho de derecho de vía sea uniforme, pero habrá casos en que para alojar intersecciones, bancos de materiales, taludes de corte o terraplén y servicios auxiliares, se requiera disponer de un mayor ancho.



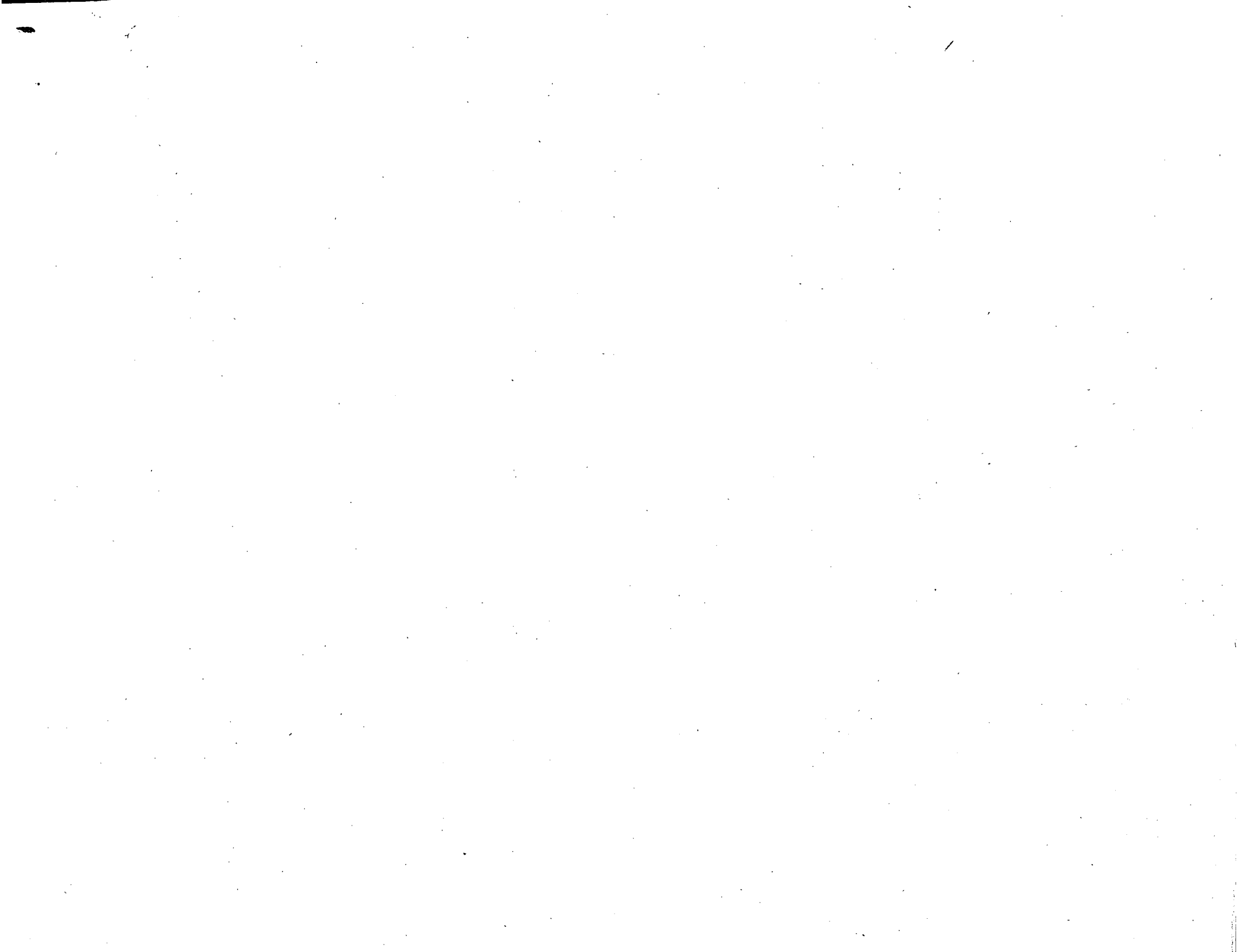
ESCURRIMIENTO EN CUENCAS GRANDES

ROLANDO SPRINGALL

ELABORADO PARA
SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS

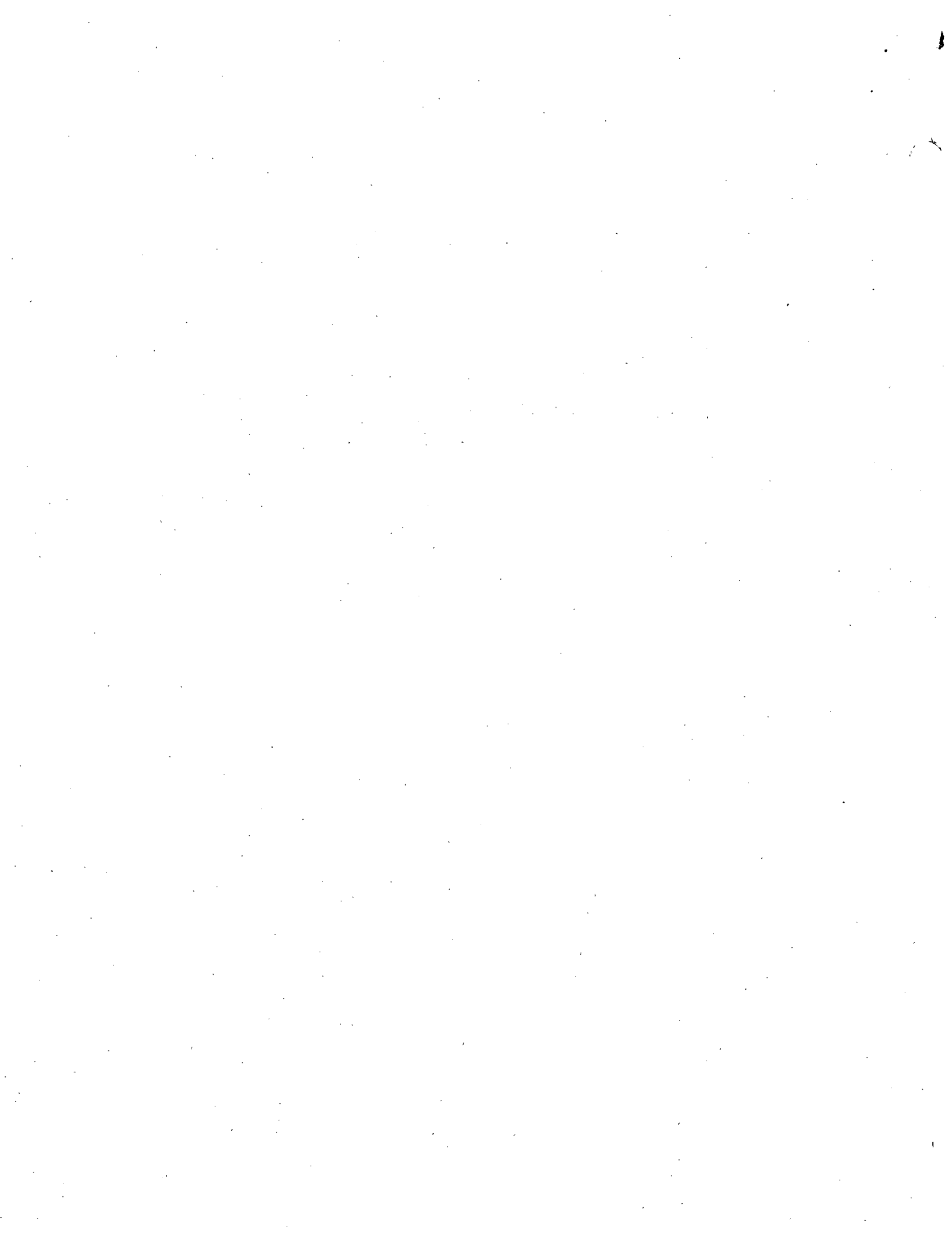
SEPTIEMBRE 1967

146



RESUMEN

1.	INTRODUCCION	1
2.	ASPECTOS GENERALES	1
2.1	<u>Análisis de hidrogramas</u>	2
2.2	<u>Infiltración y pérdidas</u>	3
3.	RELACIONES PRECIPITACION-ESCURRIMIENTO	4
3.1	<u>Correlación entre la precipitación y el escurrimiento</u>	4
3.2	<u>Hidrograma unitario</u>	5
3.3	<u>Hidrograma unitario instantáneo</u>	6
4.	DETERMINACION DE LA AVENIDA MAXIMA	7
4.1	<u>Antecedentes</u>	7
4.2	<u>Métodos empíricos</u>	9
4.3	<u>Métodos estadísticos</u>	10
4.4	<u>Método del hidrograma unitario</u>	16
5.	EJEMPLOS NUMERICOS	17
5.1	<u>Cálculo del hietograma de una tormenta y su capacidad de infiltración</u>	17
5.2	<u>Obtención del hidrograma unitario de una tormenta</u>	18
5.3	<u>Obtención del hidrograma unitario a partir de la curva S.</u>	19
5.4	<u>Cálculo del gasto máximo por métodos estadísticos</u>	20
6.	AGRADECIMIENTO	30
7.	REFERENCIAS	30
	FIGURAS	35



ABSTRACT

A brief description of the runoff cycle and its interrelationships with the precipitation is done. The principal runoff-precipitation models, in large watersheds, and the criteria to evaluate the discharge or the maximum flood, with the runoff registers, are presented. Finally is also indicated how to find the return period in order to selectionate the design flood.



RESUMEN

Se hace una breve descripción del ciclo del escurrimiento y de los factores de que depende su interrelación con la precipitación. Se presentan los principales modelos de relación lluvia-escurrimiento en cuencas grandes y los criterios que hay para valuar el gasto o la avenida máxima ligados a un periodo de retorno, con base en los registros de escurrimiento. Se indica también cómo valuar el periodo de retorno para seleccionar la avenida de diseño.



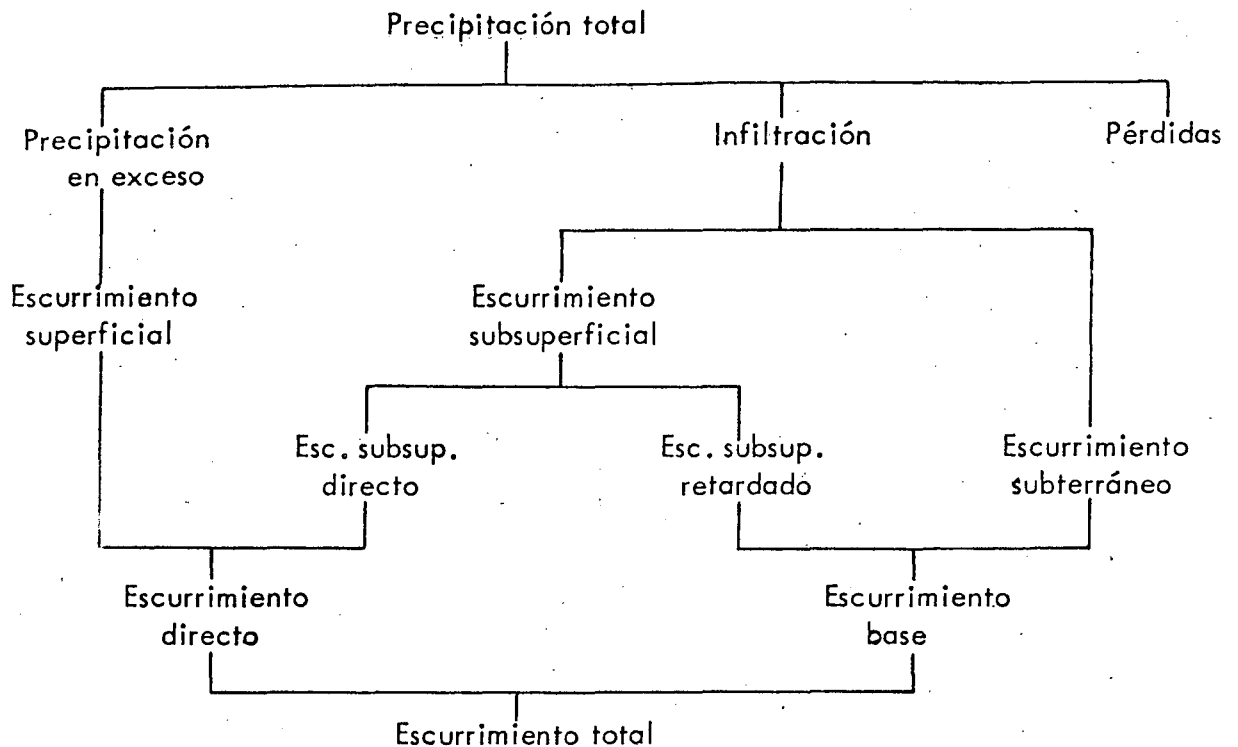
1. INTRODUCCION

Uno de los problemas más importantes que se presentan al diseñar un puente es determinar el hidrograma de la avenida máxima, o su gasto máximo, que con una determinada frecuencia puede presentarse en el sitio del cruce.

El objeto de este trabajo es proporcionar diversos métodos para calcular el gasto máximo, y en algunos casos, la avenida máxima que se puede presentar en cuencas grandes. Cabe aclarar que como los métodos aquí expuestos también son aplicables a cuencas pequeñas, no se hará una clasificación que defina qué se entiende por cuenca grande y pequeña.

2. ASPECTOS GENERALES

El agua que recibe la superficie terrestre en cualquier estado físico, proveniente de la atmósfera, se llama precipitación; esta origina lo que se conoce como escurrimiento. La relación entre precipitación y escurrimiento se puede esquematizar de la siguiente manera².



De este esquema se deduce que el escurrimiento total está compuesto principalmente del superficial o directo y del subterráneo o base. En época de estiaje, solo el escurrimiento base contribuye al escurrimiento del río. El escurrimiento directo aparece siempre que la intensidad de la tormenta sea mayor que la capacidad de infiltración del terreno, y representa el mayor porcentaje de volumen en una avenida.

El escurrimiento total origina, en las corrientes que drenan las cuencas, fluctuaciones de gasto, las cuales pueden registrarse por medio de un hidrograma, o sea la representación gráfica de la variación del gasto respecto al tiempo (fig 1).

2.1. Análisis de hidrogramas

Para relacionar la precipitación con el escurrimiento se necesita separar del hidrograma el escurrimiento directo y el escurrimiento base. El inicio del escurrimiento directo es muy fácil de determinar pues el hidrograma sufre un incremento muy marcado (fig 1). El problema es conocer dónde termina el escurrimiento directo y la frontera con el escurri-

miento base. En una aproximación inicial puede considerarse como frontera una línea recta horizontal partiendo del punto de inflexión que indica el inicio del escurrimiento directo.

Un análisis más detallado requerirá del conocimiento de la curva de vaciado de la cuenca, que es la variación del gasto base respecto al tiempo, y que permitirá conocer el punto aproximado donde termina el escurrimiento directo en una tormenta. La curva de vaciado se puede obtener superponiendo una serie de hidrogramas en épocas de secas; así, se tendrá conocimiento de una variación bastante completa de ésta¹.

Cuando se tenga un hidrograma de tormentas consecutivas y se desee separar los escurrimientos, se necesitará también conocer la curva de abatimiento del escurrimiento directo³.

2.2 Infiltración y pérdidas

El flujo de agua a través de la superficie del suelo se llama infiltración. Esta agua, al reabastecer la deficiencia de humedad del suelo, se mueve hacia abajo convirtiéndose en agua subterránea. La máxima cantidad de agua que un terreno en cualquier condición es capaz de absorber en la unidad de tiempo se llama capacidad de infiltración.

En el proceso del escurrimiento se consideran como pérdidas toda el agua retenida por las depresiones y vegetación de la superficie del terreno, y aquella que aunque se infiltra, sirve para satisfacer las condiciones de humedad del suelo.

Si se analiza el esquema que relaciona la precipitación con el escurrimiento, se ve que conociendo la precipitación ocasionada por una tormenta y su escurrimiento directo, se pueden calcular la infiltración y las pérdidas. Para obtener el volumen de precipitación* se

* Generalmente se expresa en altura de lámina de agua, que es el volumen entre el área drenada.

calcula el hietograma de la precipitación media del área drenada de la tormenta en estudio. El hietograma es la representación de la variación de la intensidad de lluvia a intervalos de tiempo constante¹; su área proporciona la altura de lluvia total durante toda la tormenta. Esta altura se supone distribuida uniformemente en toda el área drenada. Se pueden usar, para construir el hietograma, en lugar de intensidades de lluvia, alturas de lluvia.

Del hidrograma producido por la tormenta, de la cual se conoce la precipitación total, se puede calcular el escurrimiento directo. La diferencia entre la precipitación total y el escurrimiento directo proporciona el valor medio de la infiltración y las pérdidas (ver 5.1).

Este método es aproximado, ya que en realidad la infiltración es función del tiempo, la que será mayor al iniciarse la tormenta e irá disminuyendo exponencialmente con respecto al tiempo.

3. RELACIONES PRECIPITACION-ESCURRIMIENTO

La relación entre la precipitación y el escurrimiento es de gran importancia pues permite inferir uno a partir del otro; además, se puede conocer la tormenta de diseño optimizando los registros de precipitación y, si se conoce la liga entre la precipitación y el escurrimiento, se podrá calcular la avenida máxima.

3.1 Correlación entre la precipitación y el escurrimiento

Si se trata de hacer una correlación entre la precipitación y el escurrimiento deben tomarse en cuenta parámetros tales como: la condición de humedad del suelo antes de la precipitación, duración de la tormenta, época del año, etc. Cuanto mayor sea el intervalo de relación, menos parámetros se requerirán. La liga entre los volúmenes de precipitación y escurrimiento, tomando en cuenta diversos parámetros, se puede hacer con base en una correlación coaxial gráfica³.

3.2 Hidrograma unitario

Tomando como base la teoría del hidrograma unitario² se puede relacionar la precipitación con el escurrimiento, teniendo en cuenta su distribución respecto al tiempo. El hidrograma unitario de una cuenca se define como el hidrograma del escurrimiento directo resultante de un centímetro de lluvia en exceso*, generada uniformemente sobre la cuenca, con una intensidad también uniforme durante un periodo específico de tiempo o duración en exceso**.

La teoría del hidrograma unitario se basa en las siguientes hipótesis:

- a) La lluvia en exceso está distribuida uniformemente en toda su duración y sobre el área de la cuenca.
- b) El tiempo base de duración del hidrograma del escurrimiento directo debido a una lluvia en exceso de duración unitaria es constante
- c) Las ordenadas de los hidrogramas de escurrimientos directos de un tiempo base común son directamente proporcionales a la cantidad total de escurrimiento directo representado por cada hidrograma
- d) Para una cuenca dada, en la forma de su hidrograma unitario se integrarán todas las características físicas de la misma.

Con base en lo anterior, para calcular el hidrograma unitario de una tormenta aislada, se hace lo siguiente (ver 5.2).

1. Se separa del hidrograma de la tormenta el gasto base y se calcula el volumen del escurrimiento directo

* La lluvia en exceso es la parte de la precipitación que origina el escurrimiento directo (fig 2).

** La duración en exceso es el tiempo que dura la lluvia en exceso (fig 2).

2. Para obtener las ordenadas del hidrograma unitario se dividen las ordenadas del hidrograma del escurrimiento directo entre su volumen expresado en lámina de agua
3. Para calcular la duración efectiva de la lluvia en exceso que produjo el escurrimiento para el cual se calculó el hidrograma unitario, se deben conocer el hidrograma de las precipitaciones medias de esa tormenta y el índice de infiltración.

El hidrograma unitario así deducido solo servirá para tormentas que tengan la misma duración en exceso. Cuando se necesite determinar el hidrograma del escurrimiento directo para una tormenta con duración en exceso, diferente de la que se dedujo el hidrograma unitario disponible, deberá ajustarse el hidrograma unitario mediante el método de la curva S^* (fig 5).

La teoría del hidrograma unitario ha originado las técnicas del hidrograma unitario sintético³ y del hidrograma unitario triangular⁴.

3.3 Hidrograma unitario instantáneo

Si la duración de la lluvia tiende a cero, al hidrograma unitario resultante² se le llama hidrograma unitario instantáneo. Esto origina que dicho hidrograma sea independiente de la duración de la lluvia en exceso, por lo que se elimina una de las variables en el análisis de hidrogramas.

Usando la hipótesis c del hidrograma unitario, si se tiene una lluvia en exceso de función $I(\tau)$, de duración t_0 y el hidrograma unitario instantáneo se expresa como $u(t - \tau)$, la ordenada del hidrograma resultante para un tiempo t , es

* Véase 5.3.

$$Q(t) = \int_0^{t \leq t_0} u(t-\tau) I(\tau) d\tau \quad (1)$$

lo que se llama integral de la convolución, en donde $u(t-\tau)$ es la función de núcleo, $I(\tau)$ la función de entrada y $t' = t$ cuando $t \leq t_0$ y $t' = t_0$ cuando $t \geq t_0$ (fig 3).

La teoría del hidrograma unitario instantáneo ha dado origen a investigaciones teóricas sobre relaciones de lluvias y escurrimientos.

Si se tienen datos de lluvia y escurrimiento, resolviendo la ecuación integral 1 se podrá determinar la función $u(t-\tau)$, o sea, el hidrograma unitario instantáneo. Existen diversos métodos para resolver la ecuación integral²; uno de ellos es transformarla a un sistema de ecuaciones lineales considerando incrementos finitos de tiempo. Procedimientos de este tipo han creado técnicas nuevas, tanto para calcular el hidrograma unitario instantáneo, como para obtener a posteriori los registros de escurrimiento con base en los de lluvia, o viceversa⁵.

4. DETERMINACION DE LA AVENIDA MAXIMA

4.1 Antecedentes

Para el diseño de puentes es de gran importancia conocer el gasto máximo producto de una avenida y en muchas ocasiones la distribución de esta avenida respecto al tiempo.

La magnitud de la avenida es función directa del periodo de retorno que se le asigne, el que a su vez dependerá de la importancia de la obra y de la vida útil de esta. El periodo de retorno de una avenida es el intervalo de recurrencia promedio de que esa avenida sea igual

lada o superada en un determinado lapso de tiempo.

Para escoger el periodo de retorno que se le debe asignar a una tormenta se puede aplicar la fórmula

$$P = 1 - (1 - q)^n \quad (2)$$

donde

$$q = \frac{1}{T_r} \quad (3)$$

siendo

- n vida útil de la obra, en años
- P probabilidad de que ocurra esa avenida o una mayor, durante la vida útil de la obra
- q probabilidad de que ocurra la avenida en un año en particular
- T_r periodo de retorno de la avenida, en años

Asignando un valor a T_r y conociendo la vida útil de la obra, se podrá conocer la probabilidad de incidencia de la avenida correspondiente a ese T_r con base en la ec 2, durante la vida útil de la obra.

Para la selección de la avenida de diseño se requiere de un análisis hidrológico y económico del problema. Conforme se incrementa el tamaño de la avenida de diseño, el costo de la obra crece y al mismo tiempo, la probabilidad de riesgo disminuye⁶. Se podrá construir una gráfica de avenidas de diseño contra costo total anual tanto de la obra en sí como de los daños que ocasionaría su falla. Se escogerá la avenida a la que corresponda el costo total anual mínimo.

Una manera práctica de apreciar lo anterior resulta al simplificar la ec 2, que de acuerdo con Gumbel⁷ se puede expresar como

$$T_r = \frac{n}{P} \quad (4)$$

donde P es la probabilidad de que ocurra la avenida con periodo de retorno T_r , durante los n años de vida útil de la obra. Esta ecuación es válida para valores de $1/T_r$ menores de uno.

4.2 Métodos empíricos

Existe una gran variedad de ellos, y aunque en general se puede decir que solo se requiere del conocimiento del área de la cuenca y de su coeficiente de escurrimiento, pueden conducir a errores muy grandes y solo proporcionar el gasto máximo instantáneo. Se recomienda usarlos solo cuando no sea posible utilizar algunos de los métodos que se mencionan después. En general todos los métodos empíricos se derivan de la "fórmula racional"². Uno de los más conocidos es el desarrollado por Creager, que conduce a la ecuación

$$Q = 1.303 C (0.386 A)^\alpha \quad (5)$$

donde

$$\alpha = \frac{0.936}{A^{0.048}}$$

A área de la cuenca, en km^2

C coeficiente de escurrimiento

Q gasto máximo, en m^3/seg

La Secretaría de Recursos Hidráulicos ha efectuado un estudio para valuar el coeficiente C en toda la República Mexicana⁸.

Debido a su sencillez, los métodos empíricos tienen gran difusión, pero como se hizo la salvedad, pueden involucrar grandes errores, ya que el proceso de escurrimiento es mucho más complejo como para resumirlo que en una fórmula de tipo directo, en la que solo intervienen el área de la

cuenca y un coeficiente de escurrimiento.

4.3 Métodos estadísticos

Para aplicarlos se requiere conocer los gastos máximos anuales. Cuantos más datos se tengan, mayor será la aproximación. Permiten conocer el gasto máximo para un periodo de retorno considerado.

Todos los métodos estadísticos se basan en considerar que el gasto máximo anual es una variable aleatoria que tiene una cierta distribución. En general, se cuenta con pocos años de registro, por lo que la curva de distribución de probabilidades de los gastos máximos se tiene que prolongar en su extremo, si se quiere inferir un gasto mayor a los registrados. El problema se origina en que existen muchos tipos de distribuciones que se apegan a los datos y que sin embargo, difieren en los extremos. Esto ha dado lugar a diversos métodos estadísticos dependiendo del tipo de distribución que se considere. Gumbel⁷ y Nash⁹ consideran una distribución de valores extremos, con la única diferencia que el criterio de Nash es menos rígido que el de Gumbel, pues permite ajustar la distribución por mínimos cuadrados. Por otra parte, Lebediev considera una distribución del tipo III de Pearson. Moran¹⁰ sugiere escoger varias distribuciones y ver cuál se ajusta mejor; esto requiere que se tengan los datos necesarios para poder aplicar alguna prueba estadística.

4.3.1 Método de Gumbel

Para calcular el gasto máximo para un periodo de retorno determinado se usa la ecuación

$$Q_{\text{máx}} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{Y}_N - \log_e T_r) \quad (6)$$

siendo

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - N Q_m^2}{N-1}} \quad (7)$$

donde

N número de años de registro

Q_i gastos máximos anuales registrados, en m^3 /seg

$Q_m = \sum_{i=1}^N Q_i / N$, gasto medio, en m^3 /seg

$Q_{\text{máx}}$ gasto máximo para un periodo de retorno determinado, en m^3 /seg

T_r periodo de retorno (ec 2 ó 4)

σ_N, \bar{Y}_N constantes función de N , tabla 1

σ_Q desviación estándar de los gastos.

Para calcular el intervalo de confianza, o sea, aquel dentro del cual puede variar $Q_{\text{máx}}$ dependiendo del registro disponible, se hace lo siguiente:

Si $\phi = 1 - 1/T_r$ varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N} \alpha \sigma_m \frac{\sigma_Q}{\sigma_N \sqrt{N}} \quad (8a)$$

donde

N número de años de registro

$\sqrt{N} \alpha \sigma_m$ constante función de ϕ , tabla 2

σ_N constante función de N , tabla 1

σ_Q desviación estándar de los gastos, ec 7

Si ϕ es mayor de 0.90, el intervalo se calcula como

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \sigma_Q}{\sigma_N} \quad (8b)$$

La zona de ϕ comprendida entre 0.8 y 0.9 se considera de transición, donde ΔQ es proporcional al calculado con las expresiones 8a y b, dependiendo del valor de ϕ .

El gasto máximo de diseño para un cierto periodo de retorno no será igual al gasto máximo calculado con la ec 6, más o menos el intervalo de confianza, ec 8a o b.

Una aplicación del método se muestra en 5.4.1

4.3.2 Método de Nash

Considera que el valor del gasto para un determinado periodo de retorno se puede calcular de la ecuación

$$Q_{\text{máx}} = a + c \log \log \frac{T_r}{T_r - 1} \quad (9)$$

donde

a, c	constantes función del registro de gastos máximos anuales
$Q_{\text{máx}}$	gasto máximo para un periodo de retorno determinado, en m^3 / seg
T_r	periodo de retorno (ec 2 ó 4)

Las constantes a y c se valúan de los registros en la forma siguiente

$$a = Q_m - c X_m \quad (10)$$

$$c = \frac{\sum_{i=1}^N X_i Q_i - N X_m Q_m}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - N X_m^2} \quad (11)$$

siendo

$$X_i = \log \log \frac{T_r}{T_r - 1} \quad (12)$$

donde

N número de años de registro

Q_i gastos máximos anuales registrados, en m^3 /seg

$Q_m = \sum_{i=1}^N Q_i / N$, gasto medio, en m^3 /seg

X_i constante para cada gasto Q registrado, función de su periodo de retorno correspondiente

$X_m = \sum_{i=1}^N X_i / N$, valor medio de las X

Para calcular los valores de X_i correspondientes a los Q_i , se ordenan estos en forma decreciente, asignándole a cada uno un número de orden m_i ; al Q_i máximo le corresponderá el valor uno, al inmediato siguiente dos, etc. Entonces, el valor del periodo de retorno para cada Q_i se calculará como

$$T_r = \frac{N+1}{m_i} \quad (13)$$

Finalmente, el valor de cada X_i se obtiene substituyendo el valor de 13 en 12.

El intervalo dentro del cual puede variar el $Q_{máx}$ calculado por la ec 9, se obtiene como

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{qq}}{N^2 (N-1)} + (X - X_m)^2 \frac{1}{N-2} \frac{1}{S_{xx}} \left(S_{qq} - \frac{S_{xq}^2}{S_{xx}} \right)} \quad (14)$$

siendo

$$S_{xx} = N \sum X_i^2 - (\sum X_i)^2$$

$$S_{qq} = N \sum Q_i^2 - (\sum Q_i)^2$$

$$S_{xq} = N \sum Q_i X_i - (\sum Q_i)(\sum X_i)$$

De la ec 14 se ve que ΔQ solo varía con X , la cual se calcula de la ec 12 sustituyendo el valor del periodo de retorno para el cual se calculó el $Q_{\text{máx}}$. Todos los demás términos que intervienen en la ec 14 se obtienen de los datos.

El gasto máximo de diseño correspondiente a un determinado periodo de retorno será igual al gasto máximo obtenido de la ec 9, más o menos el intervalo de confianza calculado según la ec 14.

Una aplicación del método de Nash se muestra en 5.4.2.

4.3.3 Método de Lebediev

El gasto máximo se obtiene a partir de la fórmula

$$Q_d = Q_{\text{máx}} + \Delta Q \quad (15)$$

donde

$$Q_{\text{máx}} = Q_m (K C_v + 1) \quad (16)$$

$$\Delta Q = \pm \frac{A E Q_{\text{máx}}}{\sqrt{N}} \quad (17)$$

Los términos que aparecen en las ecuaciones anteriores tienen el siguiente significado

A coeficiente que varía de 0.7 a 1.5, dependiendo del número de años de registro. Cuantos más años de registro haya, menor será el valor del coeficiente. Si N es mayor de 40 años, se toma el valor de 0.7

C_s coeficiente de asimetría. Se calcula de

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^3}{NC_v^3} \quad (18)$$

Por otra parte, Lebediev recomienda tomar los valores siguientes

$C_s = 2 C_v$ para avenidas producidas por deshielo

$C_s = 3 C_v$ para avenidas producidas por tormentas

$C_s = 5 C_v$ para avenidas producidas por tormentas en cuencas ciclónicas

Entre estos valores y el que se obtiene de la ec 18 se escoge el mayor.

C_v coeficiente de variación, que se obtiene de la ecuación

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^2}{N}} \quad (19)$$

E_r coeficiente que depende de los valores de C_v (ec 19) y de la probabilidad p (ec 3). Se encuentra en forma de gráfica en la fig 7

K coeficiente que depende de la probabilidad p, ec 3, expresada en porcentaje de que se repita el gasto de diseño y del coeficiente de asimetría C_s (tabla 3)

N años de observación

Q intervalo de confianza, en m^3/seg

Q_d gasto total de diseño, en m^3/seg
 Q_i gastos máximos anuales observados, en m^3/seg
 Q_m gasto medio, en m^3/seg , el cual se obtiene de

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N} \quad (20)$$

$Q_{\text{máx}}$ gasto máximo probable obtenido para un periodo de retorno determinado, en m^3/seg

En 5.4.3 se encuentra una aplicación del método de Lebediev.

4.4 Método del hidrograma unitario

Es de los métodos que requiere mayor cantidad de datos. Si bien necesita tener registros continuos de escurrimiento y de precipitación de la cuenca en estudio, tiene la ventaja respecto a los métodos anteriores que permite conocer el hidrograma de la avenida así como su gasto máximo.

Para aplicar este método se requiere procesar los datos de lluvia y escurrimiento en la siguiente forma

Cálculo de curvas de intensidad-duración-frecuencia¹ para la cuenca en estudio

Determinación del coeficiente de infiltración para cada avenida registrada (ver 5.1) y trazo de una gráfica de variación de capacidad de infiltración respecto al tiempo en el que se presentó dicha avenida

Obtención de hidrogramas unitarios para diferentes duraciones de lluvia en exceso (ver 5.2 y 5.3).

Una vez procesados los datos de acuerdo con los pasos anteriores, para aplicar el método se hace lo siguiente¹

- a) Se escoge el periodo de retorno de la tormenta de diseño (ec 3)
- b) Se supone una duración de tormenta
- c) Con el periodo escogido en a y la duración supuesta de b, se calcula la altura de precipitación con base en las curvas de intensidad-duración-frecuencia de la cuenca en estudio

d) Se calcula el hietograma de la tormenta para la altura de pre cipitación obtenida en c (ver 5.1)

e) Con el hietograma deducido en el paso anterior y escogiendo el valor del coeficiente de infiltración más desfavorable, se calcula la altura de la lluvia en exceso y la duración en exceso de la tormenta

f) Conocida la duración de lluvia en exceso se ve a que hidrograma unitario de los procesados corresponde. Escogido el hidrograma unitario, como se conoce la altura de la lluvia en exceso del paso anterior, se podrá determinar la avenida, multiplicando las ordenadas del hidrograma uni tario por la altura de lluvia. La avenida así deducida corresponde a una tormenta cuya duración se supuso en b. Si no se tiene conocimiento de la duración de la tormenta más desfavorable, se puede repetir el proceso a partir de b, suponiendo diversas duraciones de tormenta, hasta obtener la avenida más desfavorable.

5. EJEMPLOS NUMERICOS

5.1 Cálculo del hietograma de una tormenta y su capacidad de infiltración

Datos

Del hidrograma de una tormenta aislada se calculó un volumen de escurrimiento directo igual a $11.5 \times 10^4 \text{ m}^3$.

Area de la cuenca, 500 ha

La distribución de la tormenta, así como su intensidad se encuentran en las primeras dos columnas de la tabla 5.1

Solución

a) Como se conoce el volumen de escurrimiento directo, se puede calcular la altura de lluvia en exceso

$$h_e = \frac{\text{Vol. esc. dir.}}{\text{Area drenada}} = \frac{11.5 \times 10^4}{500 \times 10^4} = 2.3 \text{ cm}$$

b) Cálculo del hietograma de la tormenta.

T A B L A 5.1

Datos		Precip Acumulada (cm)	Incr. tiempo (min)	Precip. en el Δt (cm)	Intensidad en el Δt (cm/hr)
Duración (min)	Intensidad (cm/hr)				
0					
30	5.0	2.5	30	2.5	5
60	4.0	4.0	30	1.5	3
90	3.0	4.5	0	0.5	1.0
120	2.4	4.8	30	0.3	0.6

De la tabla 5.1 se obtiene el histograma de la tormenta (fig 2), ordenando los valores de la última columna.

c) Cálculo del coeficiente de infiltración

1er. tanteo: $\phi = 1.5$ cm/h

$$h_e = (5 - 1.5)0.5 + (3 - 1.5)0.5 = 2.50 > 2.3$$

2o. tanteo $\phi = 1.7$ cm/h

$$h_e = (5 - 1.7)0.5 + (3 - 1.7)0.5 = 2.3 \text{ (correcto)}$$

Entonces, $\phi = 1.7$ cm/h es el coeficiente de infiltración medio

5.2 Obtención del hidrograma unitario de una tormenta

Datos

Area drenada, 2,894 km²

Precipitación media, 6.73 cm

Duración lluvia en exceso, 12 h

Hidrograma de la tormenta (tabla 5.2, col 2)

Solución

En la tabla 5.2 se indica el proceso para obtener el hidrograma unitario. En la col 4 se obtiene el escurrimiento directo, restándole al gasto observado (col 2) el gasto base estimado (col 3).

Para calcular el volumen de escurrimiento directo se suman los valores de la col 4, y como los gastos se obtuvieron a un intervalo constante de tiempo (3 h igual a 1.08×10^4 seg), la suma total se multiplica por ese intervalo, es decir:

$$V_e = 9,532.10 \times 1.08 \times 10^4 = 102.95 \times 10^6 \text{ m}^3$$

Como el área drenada es de $2,894 \text{ km}^2$, la altura de lluvia en exceso será

$$h = \frac{V_e}{A} = \frac{102.95 \times 10^6}{2,894 \times 10^6} = 0.0356 \text{ m} = 3.56 \text{ cm}$$

Las ordenadas del H.U. (col 5) se obtienen dividiendo las ordenadas del escurrimiento directo (col 4) entre 3.56. Este H.U. servirá para una duración de lluvia en exceso de 12 h, según datos obtenidos del hietograma de la tormenta.

Todo el proceso se presenta en la fig 4.

5.3 Obtención del hidrograma unitario a partir de la curva S

La tabla 5.3 ilustra la aplicación de la curva S para la obtención de los hidrogramas unitarios para duraciones de lluvia en exceso de 12 h (col 2).

Con base en las ordenadas del hidrograma unitario (H.U.) para una $D_e = 12 \text{ h}$ (col 2) se construye la curva S (col 4), sumando las ordenadas del H.U. desplazado sucesivamente 12 h, que es el tiempo de lluvia en exceso para el que fue deducido.

Una vez conocida la curva S, para calcular el H.U. para una

$D_e = 6$ h, se desplaza la curva S esa duración (col 5) y se calcula la diferencia de ordenadas (col 6). Como la duración para la cual se calcula el H.U. es de la mitad de la del H.U. para el cual se calculó la curva S, a fin de obtener las ordenadas del nuevo H.U., las diferencias deberán multiplicarse por 2 (col 7).

Para un H.U. de 24 h, se desplaza la curva S 24 h (col 8) y se calcula la diferencia de ordenadas entre la curva S original y la desplazada (col 9). Para obtener las ordenadas del H.U. para $D_e = 24$ h, se multiplica la col 9 por 0.5, ya que la duración del H.U. que sirvió para la curva S es de la mitad del calculado.

Lo anterior se muestra en la fig 6.

5.4 Cálculo del gasto máximo por métodos estadísticos

Como ejemplo de aplicación de los métodos de Gumbel, Nash y Lebediev a continuación se calcula el gasto máximo que con un periodo de retorno de 50 y 100 años se puede presentar en la estación hidrométrica de Salvatierra, Gto., sobre el río Lerma.

Se recomienda formar una tabla de cálculo (tabla 5.4), donde de las dos primeras columnas se integran con datos registrados en la estación en estudio, los que a su vez se obtienen de los boletines hidrológicos. Si se aplica el método de Gumbel solo se requieren las columnas una a tres; para el método de Lebediev se usan todas las columnas, excepto la tres. Para el método de Nash se utiliza la tabla 5.5

5.4.1 Método de Gumbel

a) Cálculo del gasto medio anual registrado

De la tabla 5.4, si se suma la col 2 y se divide entre el número de años de registro, se obtiene

$$Q_m = \frac{2,248.80}{20} = 112.44 \text{ m}^3/\text{seg}$$

T A B L A 5.2 Obtención del Hidrograma Unitario

Tiempo, en horas	Gasto observa- do, en m ³ /seg	Gasto base estimado, en m ³ /seg	Escurrimiento directo, en m ³ /seg	H. U. De = 12 en m ³ /seg
1	2	3	4	5
1, 0	42.5	42.5	0	0
3	45.3	41.1	4.2	1.2
6	53.8	39.6	14.2	4.0
9	85.0	39.6	45.4	12.8
12	178.4	39.1	139.3	39.1
15	342.7	38.5	304.2	85.4
18	577.7	37.9	539.8	151.6
21	761.8	33.4	728.4	204.6
24	818.4	33.4	785.0	220.5
2, 27	812.8	39.6	773.2	217.2
30	777.4	41.1	736.3	206.8
33	732.1	41.9	690.2	193.9
36	676.8	43.3	633.5	178.0
39	614.5	44.7	569.8	160.1
42	543.7	46.7	497.0	139.6
45	478.6	48.1	430.5	120.9
48	413.5	49.6	363.9	102.2
3, 51	362.5	51.0	311.5	87.1
54	317.2	52.4	264.8	74.4
57	287.4	53.8	233.6	65.6
60	257.7	55.2	202.5	56.9
63	235.0	55.8	179.2	50.3
66	215.2	56.6	158.6	44.6
69	192.4	57.8	134.6	37.8
72	179.8	58.9	120.9	34.0
4, 75	161.4	61.7	99.7	28.0
78	148.7	63.2	85.5	24.0
81	138.8	64.9	73.9	20.8
84	133.1	66.6	66.5	18.7
87	127.4	68.0	59.4	16.7
90	121.8	69.4	52.4	14.7
93	118.9	70.8	48.1	13.5
96	113.3	72.2	41.1	11.5
5, 99	110.4	73.6	35.8	10.3
102	106.2	75.0	31.2	8.8
105	103.4	76.4	27.0	7.6
108	99.1	77.8	21.3	6.0
111	96.3	79.2	17.1	4.8
114	93.5	80.6	12.9	3.6
117	90.6	82.0	8.6	2.4
Suma			9 542.1	

Tabla 5.3 Relación de Hidrogramas Unitarios a Hidrogramas Curva S

Tiempo, en horas	Cálculo de la Curva S, a partir de un H. U. para $D_e = 12$ horas			Cálculo del H. U. con $D_e = 6$ horas			Cálculo del H. U. con $D_e = 24$ horas		
	H. U. $D_e = 12$ horas		Curva S	Curva S desplazada 6 h		H. U. $D_e = 6$ horas	Curva S desplazada 24 horas		H. U. $D_e = 24$ horas
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0		0		0	0		0	0
6	26		26	0	26	52		26	13
12	96		96	26	70	140		96	48
18	196		222	96	126	252		222	111
24	286	+ { 26 } { 96 }	382	222	160	320	0	382	191
30	347	+ { 222 } { 382 }	569	382	187	374	26	543	271.5
36	385		767	569	198	396	96	671	335.5
42	394	569	963	767	196	392	222	741	370.5
48	374	767	1141	963	178	356	382	759	379.5
54	334	963	1297	1141	156	312	569	728	364
60	292	1141	1433	1297	136	272	767	666	333
66	254	1297	1551	1433	118	236	963	588	294
72	216	1433	1649	1551	98	196	1141	508	254
78	181	1551	1732	1649	83	166	1297	435	217.5
84	148	1649	1797	1732	65	130	1433	364	182
90	117	1732	1849	1797	52	104	1551	298	149
96	91	1797	1888	1849	39	78	1649	239	119.5
102	65	1849	1914	1888	26	52	1732	182	91
108	45	1888	1933	1914	19	38	1797	136	68
114	31	1914	1945	1933	12	24	1849	96	48
120	21	1933	1954	1945	9	18	1888	66	33
126	14	1945	1959	1954	5	10	1914	45	22.5
132	8	1954	1962	1959	3	6	1933	29	14.5
138	4	1959	1963	1962	1	2	1954	18	9
144	1	1963	1963	1963	0	0	1959	9	4.5
150	0	1963	1963	1963			1962	4	2
156			1963				1963	1	0.5
162			1963				1963	0	0

b) Cálculo de la desviación estándar

Tomando en cuenta el valor de Q_m y la suma de la col 3, tabla 5.4 sustituyendo en la ec 7, se obtiene

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{36.59 \times 10^4 - 20 (112.44)^2}{19}} = 77.20$$

c) Cálculo de los coeficientes \bar{Y}_n y σ_n

De la tabla 1, para $N = 20$ se obtiene $\bar{Y}_n = 0.52355$

$$\text{y } \sigma_n = 1.06283$$

d) Obtención de la ecuación del gasto máximo

Sustituyendo los valores calculados en los pasos anteriores en la ec 6, se obtiene

$$Q_{\text{máx}} = 112.44 - \frac{77.20}{1.06283} (0.52355 - \log_e T_r)$$

$$Q_{\text{máx}} = 74.44 + 72.7 \log_e T_r$$

e) Gasto máximo para diferentes T_r

$$\text{Para } T_r = 50 \text{ años, } Q_{\text{máx}} = 358 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } T_r = 100 \text{ años, } Q_{\text{máx}} = 408 \text{ m}^3/\text{seg}$$

f) Intervalo de confianza

Como $\phi = 1 - \frac{1}{T_r}$ en los dos casos es mayor de 0.90, el intervalo de confianza se calcula aplicando la ec 8b; así

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \times 77.20}{1.06283} = \pm 83$$

g) Gasto máximo de diseño

El gasto máximo de diseño es la suma del gasto máximo más el intervalo de confianza, por lo que

$$\text{Para } T_r = 50 \text{ años, } Q_d = 358 + 83 = 441 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } T_r = 100 \text{ años, } Q_d = 408 + 83 = 491 \text{ m}^3/\text{seg}$$

5.4.2 Método de Nash

a) Cálculos preliminares

Para la aplicación de este método los gastos máximos anuales se ordenan en forma decreciente como se indica en la col 1, tabla 5.5. La col 2 es el número de orden que va de 1 a 20, pues es este el número de datos. La col 3 se calcula empleando la ec 13, que en este caso se transforma en

$$T_r = \frac{20 + 1}{m_i} = \frac{21}{m_i}$$

Las X_i se obtienen sustituyendo en la ec 12 los valores de la col 4.

b) Cálculo de Q_m y X_m

Sumando las cols 1 y 2, y dividiéndolas entre el número de años de registro, se obtiene

$$Q_m = \frac{2,248.8}{20} = 112.44 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$X_m = \frac{-11.79}{20} = -0.59$$

c) Cálculo de las constantes a y c

De la ec 11 se obtiene

$$c = \frac{-1,998.60 - 20(-0.59)(112.44)}{11.18 - 20(0.59)^2} = \frac{-671.80}{4.18} = -160.7$$

y de la ec 10

$$a = 112.44 - (-160.7)(-0.59) = 17.63$$

d) Gasto máximo

Sustituyendo los valores de las constantes a y c en la ec 9, se obtiene

$$Q_{\text{máx}} = 17.63 - 160.70 \log \log \frac{T_r}{T_r - 1}$$

y entonces

$$\text{Para } T_r = 50 \text{ años, } Q_{\text{máx}} = 348 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } T_r = 100 \text{ años, } Q_{\text{máx}} = 397 \text{ m}^3/\text{seg}$$

e) Intervalo de confianza

Para calcular este intervalo se emplea la ec 14. Antes de aplicarla conviene calcular

$$S_{xx} = 20 \times 11.20 (11.79)^2 = 85$$

$$S_{qq} = 20 \times 36.59 \times 10^4 - (2,248.8)^2 = 224 \times 10^4$$

$$S_{xq} = 20 (-1,998.6) - (2,248.8) (-11.79) = 13,458$$

Sustituyendo en la ec 14, se obtiene

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{295 + [X - (-0.59)]^2} 71.90$$

El valor de X se calcula de la ec 12 para cada T_r

$$\text{Para } T_r = 50 \text{ años, } X = -2.058 \text{ y } \Delta Q = 42$$

$$\text{Para } T_r = 100 \text{ años, } X = -2.365 \text{ y } \Delta Q = 46$$

f) Cálculo del gasto de diseño

Se obtiene sumando al $Q_{\text{máx}}$ el valor de ΔQ

$$\text{Para } T_r = 50 \text{ años, } Q_d = 348 + 42 = 390 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } T_r = 100 \text{ años, } Q_d = 397 + 46 = 443 \text{ m}^3/\text{seg}$$

5.4.3 Método de Lebediev

a) Obtención del gasto medio Q_m

Se logra aplicando la ec 18, que es la suma de la col 2, de la tabla 5.4, dividida entre el número de años de registro, entonces

$$Q_m = \frac{2,248.8}{20} = 112.44 \text{ m}^3/\text{seg}$$

b) Obtención del coeficiente de variación C_v

Teniendo en cuenta la tabla 5.4, la ec 19 se reduce a sumar la col 6 y dividirla entre el número de años de registro. Ese valor, al sacarle raíz cuadrada, queda

$$C_v = \sqrt{\frac{8.94}{20}} = 0.67$$

c) Obtención del coeficiente de asimetría C_s

Como el número de años de registros es pequeño no es necesario aplicar la ec 18, ya que es lógico que se obtenga un valor más pequeño que el recomendado por Lebediev. Considerando que la avenida es producida por tormenta, el coeficiente toma el valor

$$C_s = 3 C_v = 3 \times 0.67 = 2.01$$

d) Obtención del coeficiente K

Para el periodo de retorno de 50 años, de la ec 3 se obtiene $p = 2$ por ciento. Con $p = 2$ y $C_s = 2.01$, de la tabla 3b se obtiene $K = 2.91$.

Para el periodo de retorno de 100 años, de la ec 3 se obtiene $p = 1$ por ciento. Con $p = 1$ y $C_s = 2.01$, de la tabla 3b se obtiene $K = 3.60$.

e) Obtención de E_r

De la fig 7, para $p = 2$ y $C_v = 0.67$, se obtiene $E_r = 0.96$.
Para $p = 1$ y $C_v = 0.67$, se obtiene $E_r = 1.00$

f) Obtención del gasto máximo

Para el periodo de retorno de 50 años, de la ec 16 se obtiene

$$Q_{\text{máx}} = 112.44 (2.91 \times 0.67 + 1) = 334 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para el periodo de retorno de 100 años, de la ec 16 se obtiene

$$Q_{\text{máx}} = 112.44 (3.60 \times 0.67 + 1) = 384 \text{ m}^3/\text{seg}$$

g) Obtención del intervalo de confianza ΔQ

Se escogerá $A = 1.0$. De la ec 17, se obtiene para $T_r = 50$

años

$$\Delta Q = \pm \frac{1 \times 0.96 \times 334}{\sqrt{20}} = 72$$

Para $T_r = 100$ años

$$\Delta Q = \pm \frac{1 \times 1.00 \times 388}{\sqrt{20}} = 87$$

h) Obtención del gasto de diseño

Para $T_r = 50$ años

$$Q_d = 334 + 72 = 406 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para $T_r = 100$ años

$$Q_d = 388 + 87 = 475 \text{ m}^3/\text{seg}$$

TABLA 5.4

1	2	3	4	5	6
Año de observación	Gasto máximo anual (Q_i)	$Q_i^2 \times 10^{-4}$	$\frac{Q_i}{Q_m}$	$\frac{Q_i}{Q_m} - 1$	$\left[\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right]^2$
1943	300	9	2.67	1.67	2.79
44	188	3.53	1.67	0.67	0.45
45	147	2.16	1.31	0.31	0.09
46	105	1.10	0.93	-0.07	0.00
47	165	2.72	1.47	0.47	0.22
48	203	4.12	1.81	0.81	0.65
49	48.8	0.24	0.43	-0.57	0.32
1950	36.2	0.13	0.32	-0.68	0.46
51	56.3	0.32	0.50	-0.50	0.25
52	56.8	0.32	0.51	-0.50	0.25
53	45.2	0.20	0.40	-0.60	0.36
54	47.9	0.23	0.43	-0.57	0.32
55	141	1.99	1.25	0.25	0.06
56	98.2	0.96	0.87	-0.13	0.02
57	53.6	0.29	0.48	-0.52	0.27
58	246	6.05	2.19	1.19	1.41
59	156	2.43	1.39	0.39	0.15
1960	47.9	0.23	0.43	-0.57	0.32
61	54.9	0.30	0.49	-0.51	0.26
62	52.	0.27	0.46	-0.54	0.29
SUMA	2248.8	36.59			8.94

T A B L A 5.5

Q_i	m	T_r	$\frac{T_r}{T_r - 1}$	X_i	$Q_i^2 \times 10^{-4}$	$Q_i X_i$	X_i^2
300	1	21	1.050	-1.67	9.00	-501	2.79
246	2	10.5	1.105	-1.36	6.05	-334.5	1.85
203	3	7	1.166	-1.18	4.12	-239.5	1.40
188	4	5.25	1.233	-1.04	3.53	-195.5	1.08
165	5	4.20	1.313	-0.93	2.72	-153.4	0.87
156	6	3.50	1.400	-0.84	2.43	-131	0.71
147	7	3	1.500	-0.75	2.16	-110	0.56
141	8	2.63	1.615	-0.68	1.99	-96	0.46
105	9	2.33	1.750	-0.61	1.10	-64	0.37
98.2	10	2.10	1.910	-0.55	0.96	-54	0.30
56.8	11	1.91	2.100	-0.49	0.32	-28	0.24
56.3	12	1.75	2.335	-0.43	0.32	-24.2	0.19
54.9	13	1.62	2.610	-0.38	0.30	-20.8	0.14
53.6	14	1.50	3.000	-0.32	0.29	-17.2	0.10
52.0	15	1.40	3.500	-0.26	0.27	-13.5	0.07
48.8	16	1.31	4.225	-0.20	0.24	-9.8	0.04
47.9	17	1.24	5.170	-0.15	0.23	-7.1	0.02
47.9	18	1.17	6.880	-0.07	0.23	-3.4	
45.2	19	1.11	10.091	0.00	0.20		
36.2	20	1.05	21.000	0.12	0.13	4.3	0.01
Σ 2248.8				-11.79	36.59	-1998.6	11.18

6. AGRADECIMIENTO

El Ing. José Luis Sánchez Bribiesca hizo la revisión crítica del manuscrito.

7. REFERENCIAS

1. Ch. O. Wister, y E. F. Brater, "Hydrology", John Wiley & Sons, Inc. (1963)
2. Ven te Chow, "Handbook of Applied Hydrology", Mc Graw-Hill, Inc. (1964)
3. R. K. Linsley, M. A. Kohler, y J. L. Paulhus, "Applied Hydrology", Mc Graw-Hill, Inc., International Student Edition
4. "Desing of Small Dams", United States Department of the Interior. Bureau of Reclamation
5. A. Capella y J. L. Sánchez B., "Método Estadístico para determinar la relación precipitación-escorrimento", Publicación del Instituto de Ingeniería, 145 (sep 1967)
6. L. E. Borgman, "Risk Criteria", Journal of the Water Ways and Harbar Division, A.S.C.E (Ago 1963)
7. E. Gumbel, "Statistics of Extremes", Columbia University Press
8. "Gastos máximos en las corrientes de la República Mexicana", Secretaría de Recursos Hidráulicos (1961)
9. R. B. Thorn, "River Engineering and Water Conservation Works", Butter Worths (1966)
10. P. A. P. Moran, "The Statistical Treatment of Flood Flows", Trans., American Geophysical Union, Vol 38, No 4 (ago 1957)

TABLA 1

N	y_N	σ_N	N	y_N	σ_N
8	.4843	.9043	49	.5481	1.1590
9	.4902	.9288	50	.54854	1.16066
10	.4952	.9497	51	.5489	1.1623
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17467
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18536
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1255	90	.55860	1.20073
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.20649
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23598
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25880
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851
48	.5477	1.1574		.57722	1.28255

TABLA 2

ϕ	$\sqrt{N\alpha\sigma_m}$
.01	(2.1607)
.02	(1.7894)
.05	(1.4550)
.10	(1.3028)
.15	1.2548
.20	1.2427
.25	1.2494
.30	1.2687
.35	1.2981
.40	1.3366
.45	1.3845
.50	1.4427
.55	1.5130
.60	1.5984
.65	1.7034
.70	1.8355
.75	2.0069
.80	2.2408
.85	2.5849
.90	(3.1639)
.95	(4.4721)
.98	(7.0710)
.99	(10.000)

TABLA 3a

VALORES DE K

C _s	P en %																				C _s		
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97		99	99.9
0.0	3.72	3.09	2.58	2.33	2.02	1.88	1.64	1.28	0.84	0.67	0.52	0.25	0.00	-0.25	-0.52	-0.67	-0.84	-1.28	-1.64	-1.88	-2.33	-3.09	0.0
0.05	3.83	3.16	2.62	2.36	2.06	1.90	1.65	1.28	0.84	0.66	0.52	0.24	-0.01	-0.26	-0.52	-0.68	-0.84	-1.28	-1.62	-1.86	-2.28	-3.02	0.05
0.1	3.94	3.23	2.67	2.40	2.11	1.92	1.67	1.29	0.84	0.66	0.51	0.24	-0.02	-0.27	-0.53	-0.68	-0.85	-1.27	-1.61	-1.84	-2.25	-2.95	0.1
0.15	4.05	3.31	2.71	2.44	2.13	1.94	1.68	1.30	0.84	0.66	0.50	0.23	-0.02	-0.28	-0.54	-0.68	-0.85	-1.26	-1.60	-1.82	-2.22	-2.88	0.15
0.2	4.16	3.38	2.76	2.47	2.16	1.96	1.70	1.30	0.83	0.65	0.50	0.22	-0.03	-0.28	-0.55	-0.69	-0.85	-1.26	-1.58	-1.79	-2.18	-2.81	0.2
0.25	4.27	3.45	2.81	2.50	2.18	1.98	1.71	1.30	0.82	0.64	0.49	0.21	-0.04	-0.29	-0.56	-0.70	-0.85	-1.25	-1.56	-1.77	-2.14	-2.69	0.25
0.3	4.38	3.52	2.86	2.54	2.21	2.00	1.72	1.31	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.05	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.55	-1.75	-2.10	-2.67	0.3
0.35	4.50	3.59	2.90	2.58	2.23	2.02	1.73	1.32	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.06	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.53	-1.72	-2.06	-2.60	0.35
0.4	4.61	3.66	2.95	2.61	2.26	2.04	1.75	1.32	0.82	0.63	0.47	0.19	-0.07	-0.31	-0.57	-0.71	-0.85	-1.23	-1.52	-1.70	-2.03	-2.54	0.4
0.45	4.72	3.74	2.99	2.64	2.28	2.06	1.76	1.32	0.82	0.62	0.46	0.18	-0.08	-0.32	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.51	-1.68	-2.00	-2.47	0.45
0.5	4.83	3.81	3.04	2.68	2.31	2.08	1.77	1.32	0.81	0.62	0.46	0.17	-0.08	-0.33	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.49	-1.66	-1.96	-2.40	0.5
0.55	4.94	3.88	3.08	2.72	2.33	2.10	1.78	1.32	0.80	0.62	0.45	0.16	-0.09	-0.34	-0.58	-0.72	-0.85	-1.21	-1.47	-1.64	-1.92	-2.32	0.55
0.6	5.05	3.96	3.13	2.75	2.35	2.12	1.80	1.33	0.80	0.61	0.44	0.16	-0.10	-0.34	-0.59	-0.72	-0.85	-1.20	-1.45	-1.61	-1.88	-2.27	0.6
0.65	5.16	4.03	3.17	2.78	2.37	2.14	1.81	1.33	0.79	0.60	0.44	0.15	-0.11	-0.35	-0.60	-0.72	-0.85	-1.19	-1.44	-1.59	-1.84	-2.20	0.65
0.7	5.28	4.10	3.22	2.82	2.40	2.15	1.82	1.33	0.79	0.59	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.42	-1.57	-1.81	-2.14	0.7
0.75	5.39	4.17	3.26	2.86	2.42	2.16	1.83	1.34	0.78	0.58	0.42	0.13	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.86	-1.18	-1.40	-1.54	-1.78	-2.08	0.75
0.8	5.50	4.24	3.31	2.89	2.45	2.18	1.84	1.34	0.78	0.58	0.41	0.12	-0.13	-0.37	-0.60	-0.73	-0.86	-1.17	-1.38	-1.52	-1.74	-2.02	0.8
0.85	5.62	4.31	3.35	2.92	2.47	2.20	1.85	1.34	0.78	0.58	0.40	0.12	-0.14	-0.38	-0.60	-0.73	-0.86	-1.16	-1.36	-1.49	-1.70	-1.96	0.85
0.9	5.73	4.38	3.40	2.96	2.50	2.22	1.86	1.34	0.77	0.57	0.40	0.11	-0.15	-0.38	-0.61	-0.73	-0.85	-1.15	-1.35	-1.47	-1.66	-1.90	0.9
0.95	5.84	4.46	3.44	2.99	2.52	2.24	1.87	1.34	0.76	0.56	0.39	0.10	-0.16	-0.38	-0.62	-0.73	-0.85	-1.14	-1.34	-1.44	-1.62	-1.84	0.95
1.0	5.96	4.53	3.49	3.02	2.54	2.25	1.88	1.34	0.76	0.55	0.38	0.09	-0.16	-0.39	-0.62	-0.73	-0.85	-1.13	-1.32	-1.42	-1.59	-1.79	1.0
1.05	6.07	4.60	3.53	3.06	2.56	2.26	1.88	1.34	0.75	0.54	0.37	0.08	-0.17	-0.40	-0.62	-0.74	-0.85	-1.12	-1.30	-1.40	-1.56	-1.74	1.05
1.1	6.18	4.67	3.58	3.09	2.58	2.28	1.89	1.34	0.74	0.54	0.36	0.07	-0.18	-0.41	-0.62	-0.74	-0.85	-1.10	-1.28	-1.38	-1.52	-1.68	1.1
1.15	6.30	4.74	3.62	3.12	2.60	2.30	1.90	1.34	0.74	0.53	0.36	0.06	-0.18	-0.42	-0.62	-0.74	-0.84	-1.09	-1.26	-1.36	-1.48	-1.63	1.15
1.2	6.41	4.81	3.66	3.15	2.62	2.31	1.92	1.34	0.73	0.52	0.35	0.05	-0.19	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.08	-1.24	-1.33	-1.45	-1.58	1.2
1.25	6.52	4.88	3.70	3.18	2.64	2.32	1.93	1.34	0.72	0.52	0.34	0.04	-0.20	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.07	-1.22	-1.30	-1.42	-1.53	1.25
1.3	6.64	4.95	3.74	3.21	2.67	2.34	1.94	1.34	0.72	0.51	0.33	0.04	-0.21	-0.43	-0.63	-0.74	-0.84	-1.06	-1.20	-1.28	-1.38	-1.48	1.3
1.35	6.74	5.02	3.78	3.24	2.69	2.36	1.94	1.34	0.72	0.50	0.32	0.03	-0.22	-0.44	-0.64	-0.74	-0.84	-1.05	-1.18	-1.26	-1.35	-1.44	1.35
1.4	6.87	5.09	3.83	3.27	2.71	2.37	1.95	1.34	0.71	0.49	0.31	0.02	-0.22	-0.44	-0.64	-0.73	-0.83	-1.04	-1.17	-1.23	-1.32	-1.39	1.4
1.45	6.98	5.19	3.87	3.30	2.72	2.38	1.95	1.33	0.70	0.48	0.30	0.01	-0.23	-0.44	-0.64	-0.73	-0.82	-1.03	-1.15	-1.21	-1.29	-1.35	1.45
1.5	7.09	5.28	3.91	3.33	2.74	2.39	1.96	1.33	0.69	0.47	0.30	0.00	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.02	-1.13	-1.19	-1.26	-1.31	1.5
1.55	7.20	5.32	3.95	3.36	2.76	2.40	1.96	1.33	0.68	0.46	0.29	0.01	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.00	-1.12	-1.16	-1.23	-1.28	1.55
1.6	7.31	5.37	3.99	3.39	2.78	2.42	1.97	1.33	0.68	0.46	0.28	0.02	-0.25	-0.46	-0.64	-0.73	-0.81	-0.99	-1.10	-1.14	-1.20	-1.24	1.6
1.65	7.42	5.44	4.03	3.42	2.80	2.43	1.97	1.32	0.67	0.45	0.27	0.02	-0.26	-0.46	-0.64	-0.72	-0.81	-0.98	-1.08	-1.12	-1.17	-1.20	1.65
1.7	7.54	5.50	4.07	3.44	2.82	2.44	1.98	1.32	0.66	0.44	0.26	0.03	-0.27	-0.47	-0.64	-0.72	-0.81	-0.97	-1.06	-1.10	-1.14	-1.17	1.7
1.75	7.65	5.57	4.11	3.47	2.83	2.45	1.98	1.32	0.65	0.43	0.25	0.04	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.96	-1.04	-1.08	-1.12	-1.14	1.75

TABLA 3b
VALORES DE K

C _s	P en %																				C _s		
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97		99	99.9
1.8	7.76	5.64	4.15	3.50	2.83	2.46	1.99	1.32	0.64	0.42	0.24	-0.05	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.94	-1.02	-1.06	-1.09	-1.11	1.8
1.85	7.67	5.70	4.19	3.52	2.86	2.48	1.99	1.32	0.64	0.41	0.23	-0.06	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.93	-1.00	-1.04	-1.06	-1.08	1.85
1.9	7.98	5.77	4.23	3.55	2.88	2.49	2.00	1.31	0.63	0.40	0.22	-0.07	-0.29	-0.48	-0.64	-0.72	-0.79	-0.92	-0.98	-1.01	-1.04	-1.05	1.9
1.95	8.10	5.84	4.26	3.58	2.89	2.50	2.00	1.30	0.62	0.40	0.21	-0.08	-0.30	-0.48	-0.64	-0.72	-0.79	-0.91	-0.96	-0.99	-1.02	-1.02	1.95
2.0	8.21	5.91	4.30	3.60	2.91	2.51	2.00	1.30	0.61	0.39	0.20	-0.08	-0.31	-0.49	-0.64	-0.71	-0.78	-0.90	-0.950	-0.97	-0.990	-1.00	2.0
2.05		5.97	4.34	3.63	2.92	2.52	2.00	1.30	0.60	0.38	0.19	-0.09	-0.32	-0.49	-0.64	-0.71	-0.77	-0.89	-0.932	-0.95	-0.967	-0.976	2.05
2.1		6.04	4.38	3.65	2.94	2.53	2.01	1.29	0.59	0.37	0.18	-0.10	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.866	-0.914	-0.930	-0.945	-0.953	2.1
2.15		6.09	4.42	3.66	2.94	2.53	2.01	1.28	0.58	0.30	0.17	-0.11	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.854	-0.898	-0.913	-0.925	-0.931	2.15
2.2		6.14	4.46	3.68	2.95	2.54	2.02	1.27	0.57	0.35	0.16	-0.12	-0.33	-0.50	-0.64	-0.69	-0.75	-0.842	-0.882	-0.895	-0.905	-0.910	2.2
2.25		6.20	4.49	3.70	2.96	2.54	2.02	1.26	0.56	0.33	0.15	-0.12	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.828	-0.866	-0.878	-0.886	-0.890	2.25
2.3		6.26	4.52	3.73	2.98	2.54	2.01	1.26	0.55	0.32	0.14	-0.13	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.815	-0.850	-0.850	-0.867	-0.870	2.3
2.35		6.31	4.55	3.75	3.00	2.57	2.01	1.25	0.53	0.30	0.13	-0.13	-0.34	-0.50	-0.62	-0.67	-0.73	-0.803	-0.835	-0.843	-0.848	-0.852	2.35
2.4		6.37	4.59	3.78	3.02	2.60	2.00	1.25	0.52	0.29	0.12	-0.14	-0.35	-0.51	-0.62	-0.67	-0.72	-0.792	-0.820	-0.826	-0.830	-0.834	2.4
2.45		6.43	4.62	3.80	3.03	2.61	2.00	1.24	0.51	0.28	0.11	-0.15	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.780	-0.805	-0.810	-0.815	-0.817	2.45
2.5		6.50	4.66	3.82	3.05	2.62	2.00	1.23	0.50	0.27	0.10	-0.16	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.768	-0.790	-0.795	-0.800	-0.800	2.5
2.55		6.52	4.68	3.84	3.06	2.62	2.00	1.22	0.49	0.26	0.093	-0.16	-0.36	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.757	-0.777	-0.780	-0.785	-0.785	2.55
2.6		6.54	4.71	3.86	3.08	2.63	2.00	1.21	0.48	0.25	0.085	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.746	-0.764	-0.766	-0.770	-0.770	2.6
2.65		6.64	4.75	3.89	3.09	2.63	2.00	1.20	0.47	0.24	0.078	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.65	-0.69	-0.734	-0.750	-0.752	-0.755	-0.755	2.65
2.7		6.75	4.80	3.92	3.10	2.64	2.00	1.19	0.46	0.24	0.070	-0.18	-0.38	-0.51	-0.61	-0.65	-0.68	-0.724	-0.736	-0.739	-0.740	-0.740	2.7
2.75		6.80	4.83	3.94	3.11	2.64	2.00	1.18	0.45	0.23	0.063	-0.19	-0.38	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.713	-0.724	-0.726	-0.727	-0.728	2.75
2.8		6.86	4.86	3.96	3.12	2.65	2.00	1.18	0.44	0.22	0.057	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.703	-0.711	-0.714	-0.715	-0.715	2.8
2.85		6.93	4.88	3.98	3.12	2.65	2.00	1.16	0.42	0.21	0.049	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.66	-0.692	-0.700	-0.702	-0.702	-0.702	2.85
2.9		7.00	4.91	4.01	3.12	2.66	1.99	1.15	0.41	0.20	0.041	-0.21	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.65	-0.681	-0.689	-0.690	-0.698	-0.690	2.9
2.95		7.05	4.93	4.03	3.13	2.66	1.98	1.14	0.40	0.19	0.034	-0.21	-0.39	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.672	-0.677	-0.678	-0.679	-0.678	2.95
3.0		7.10	4.95	4.05	3.14	2.66	1.97	1.13	0.39	0.19	0.027	-0.22	-0.40	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.661	-0.665	-0.666	-0.666	-0.666	3.0
3.05		7.16	4.98	4.07	3.14	2.66	1.97	1.12	0.38	0.18	0.018	-0.22	-0.40	-0.51	-0.58	-0.61	-0.63	-0.651	-0.655	-0.656	-0.656	-0.656	3.05
3.1		7.23	5.01	4.09	3.14	2.66	1.97	1.11	0.37	0.17	0.010	-0.23	-0.40	-0.51	-0.58	-0.60	-0.62	-0.641	-0.645	-0.646	-0.646	-0.646	3.1
3.15		7.29	5.04	4.10	3.14	2.66	1.96	1.10	0.36	0.16	0.002	-0.24	-0.40	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.631	-0.635	-0.636	-0.636	-0.636	3.15
3.2		7.35	5.08	4.11	3.14	2.66	1.96	1.09	0.35	0.15	-0.006	-0.25	-0.41	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.621	-0.625	-0.625	-0.625	-0.625	3.2
3.25		7.39	5.11	4.13	3.14	2.66	1.95	1.08	0.34	0.14	-0.014	-0.25	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.60	-0.613	-0.616	-0.616	-0.616	-0.616	3.25
3.3		7.44	5.14	4.15	3.14	2.66	1.95	1.08	0.33	0.13	-0.022	-0.26	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.60	-0.605	-0.606	-0.606	-0.606	-0.606	3.3
3.35		7.49	5.16	4.16	3.14	2.66	1.94	1.07	0.32	0.12	-0.029	-0.26	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.596	-0.597	-0.597	-0.597	-0.597	3.35
3.4		7.54	5.19	4.18	3.15	2.66	1.94	1.06	0.31	0.11	-0.036	-0.27	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.586	-0.587	-0.589	-0.589	-0.589	3.4
3.45		7.59	5.22	4.19	3.15	2.66	1.93	1.05	0.30	0.09	-0.042	-0.27	-0.41	-0.50	-0.54	-0.56	-0.57	-0.578	-0.579	-0.580	-0.580	-0.580	3.45
3.5		7.64	5.25	4.21	3.16	2.66	1.93	1.04	0.29	0.08	-0.049	-0.28	-0.41	-0.50	-0.54	-0.55	-0.56	-0.570	-0.571	-0.571	-0.571	-0.571	3.5

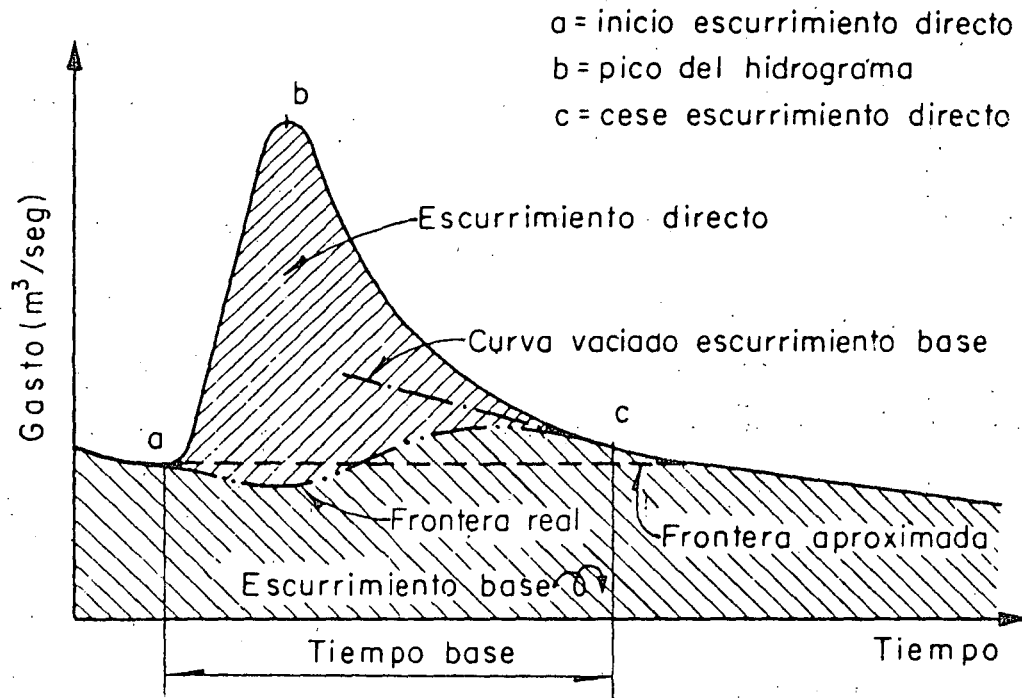


Fig. 1 Hidrograma

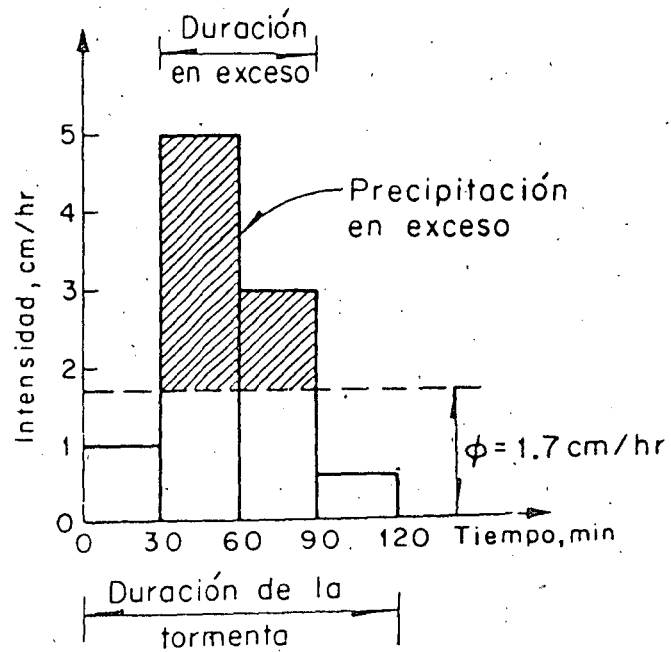


Fig. 2 Hietograma

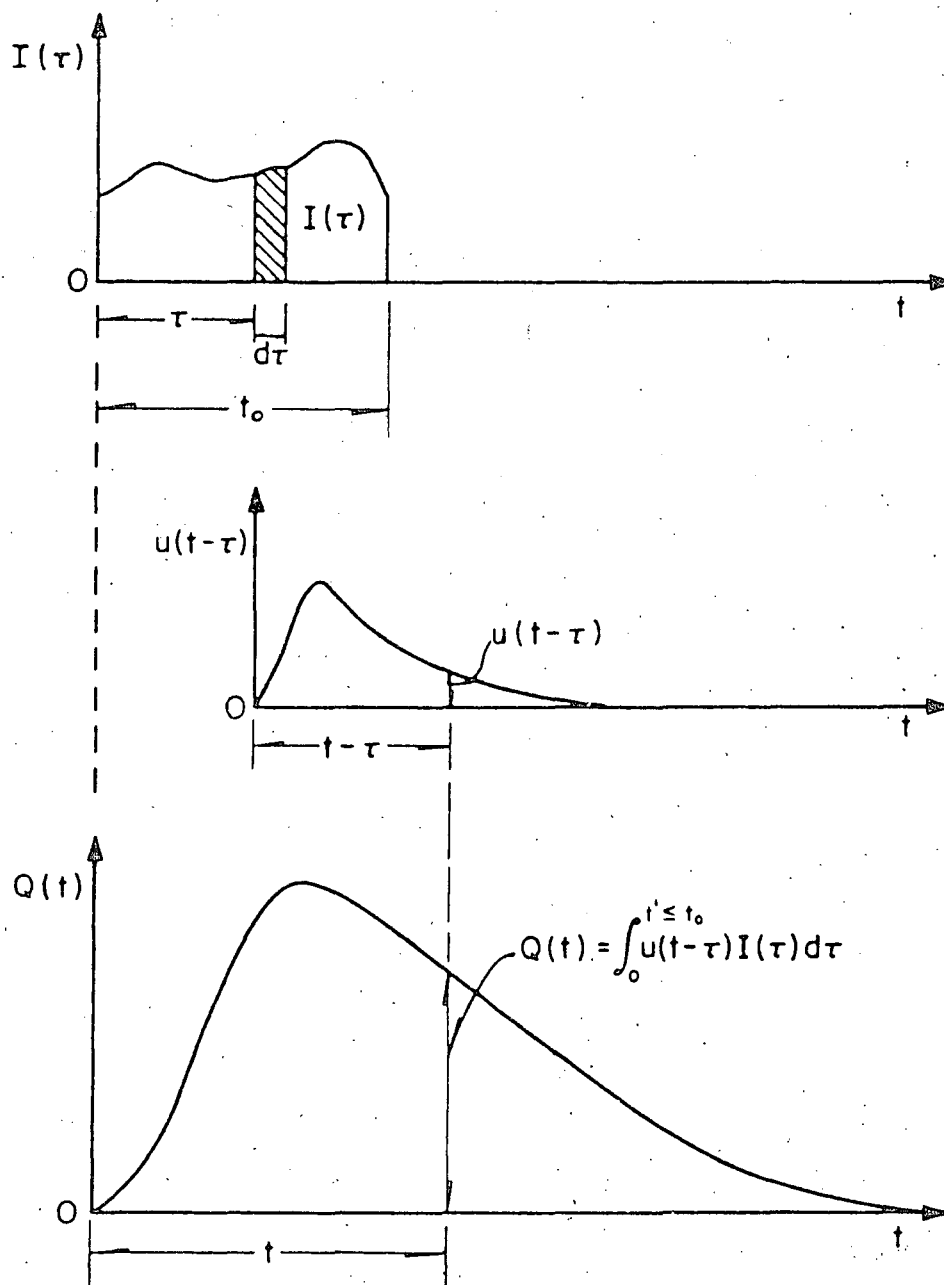


Fig.3 Relación de $I(\tau)$ y el hidrograma unitario instantáneo

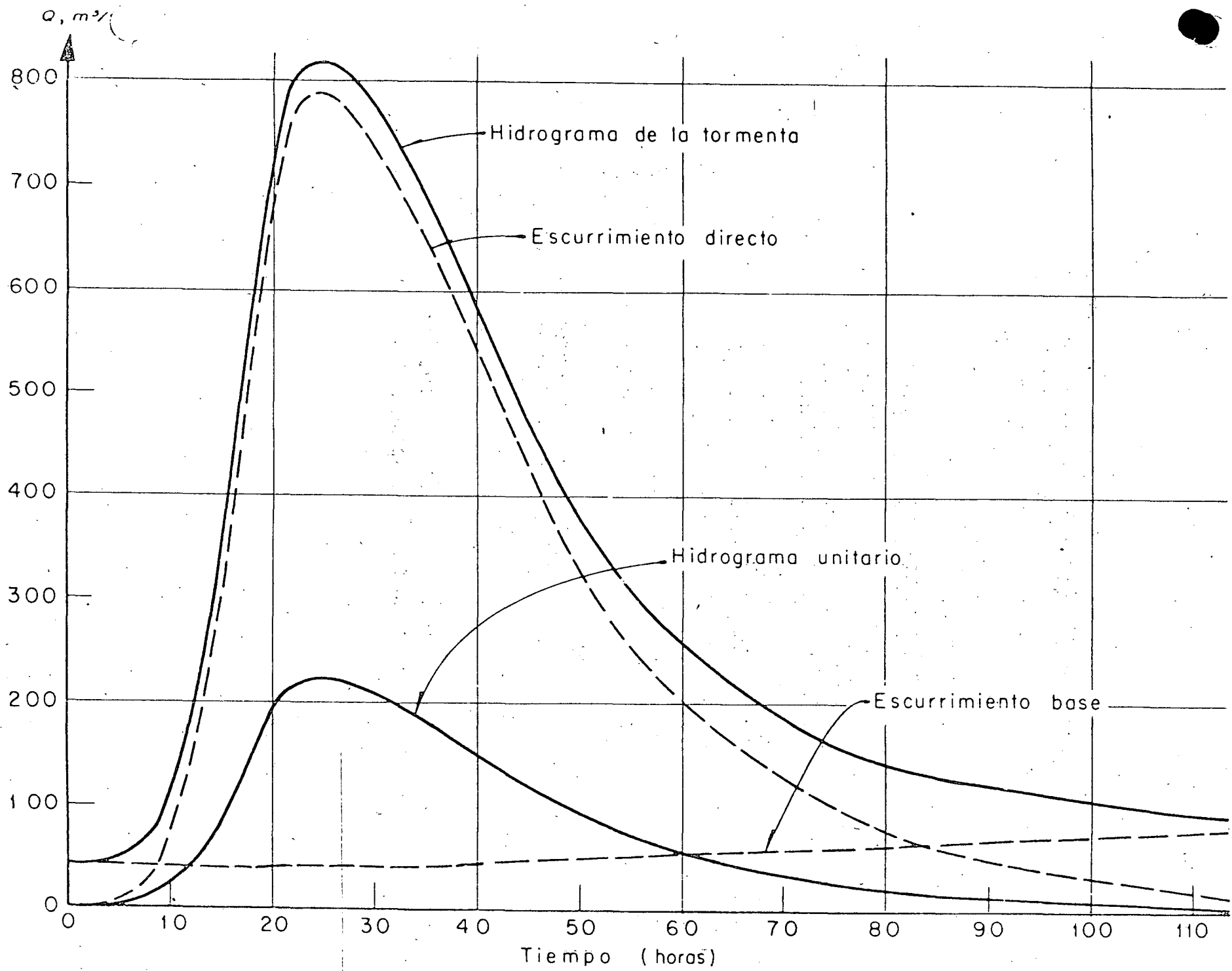


Fig. 4

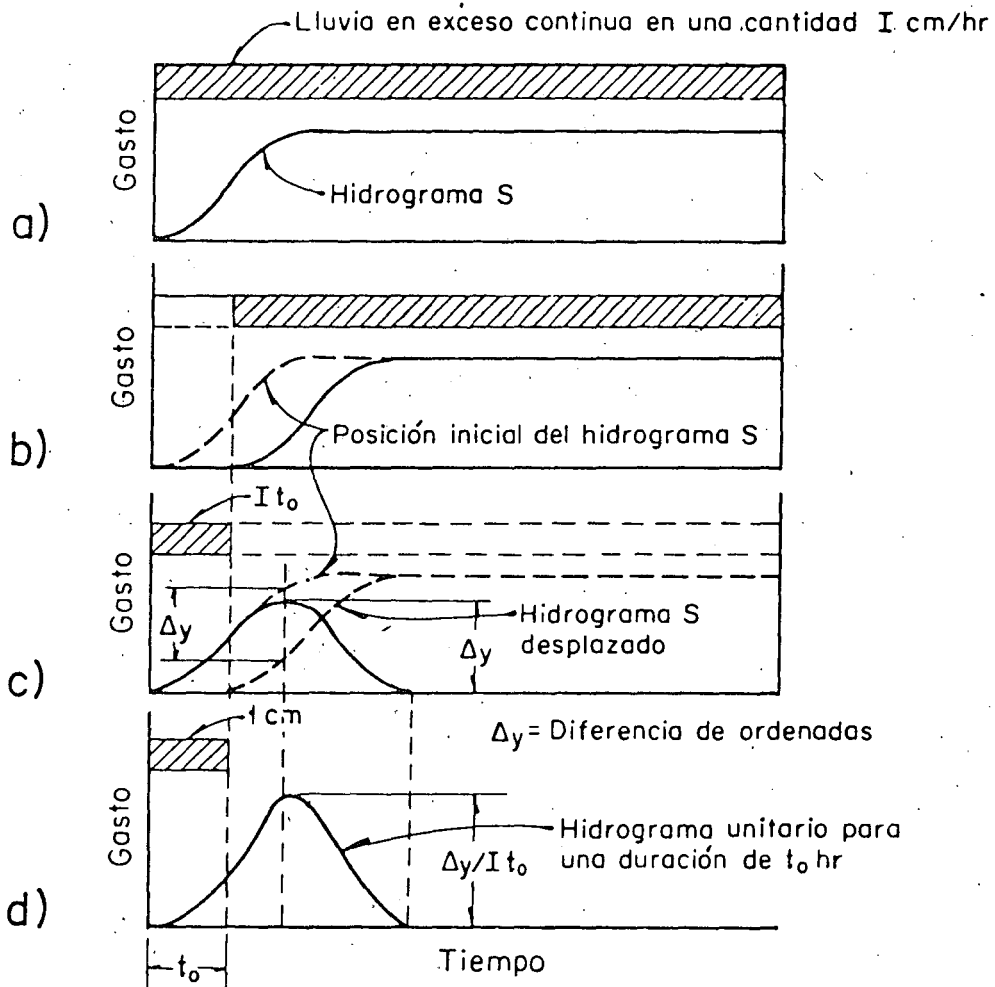


Fig. 5 Deducción de un hidrograma unitario por medio del método del hidrograma S

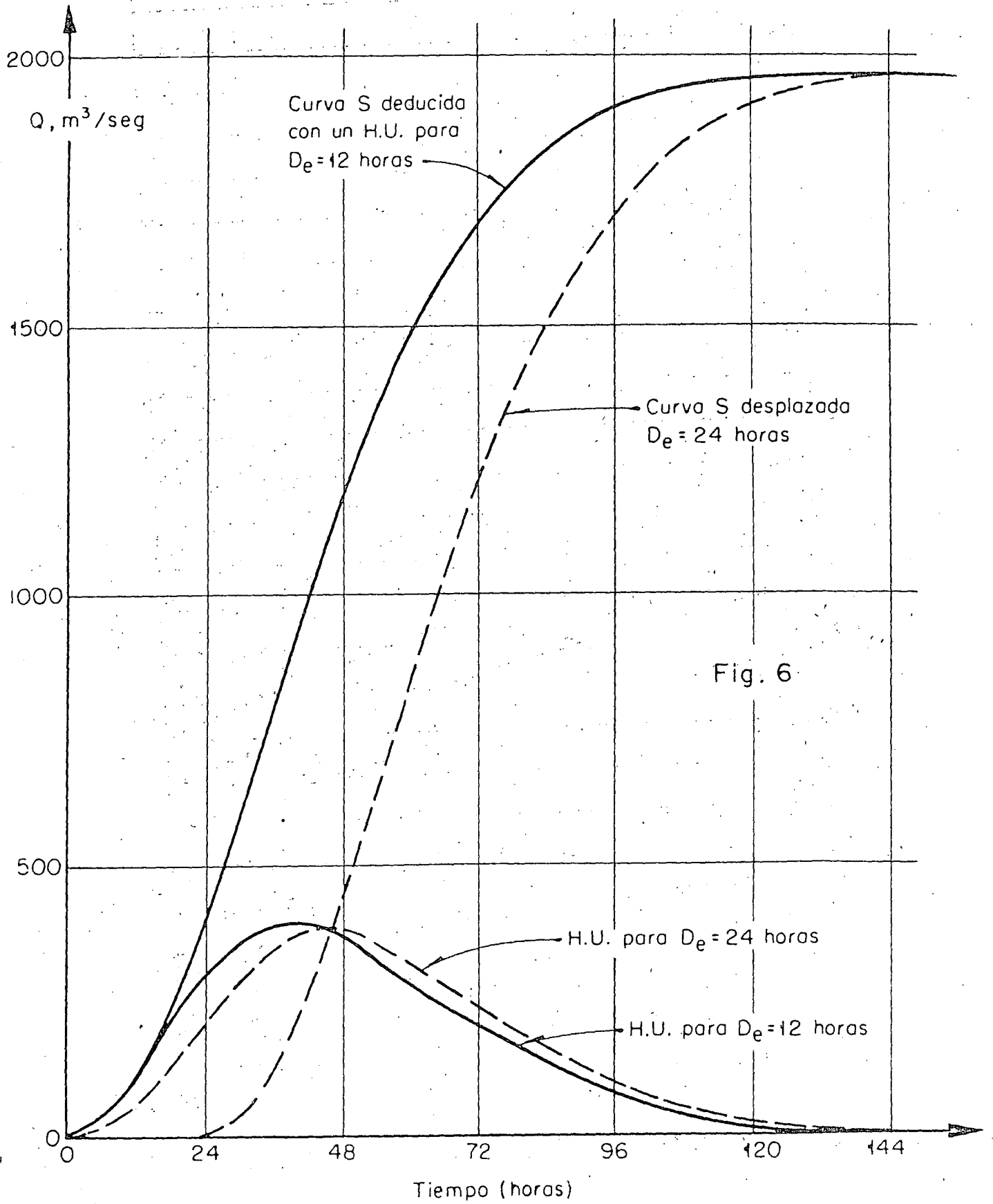


Fig. 6

METODO DE LEBEDIEV

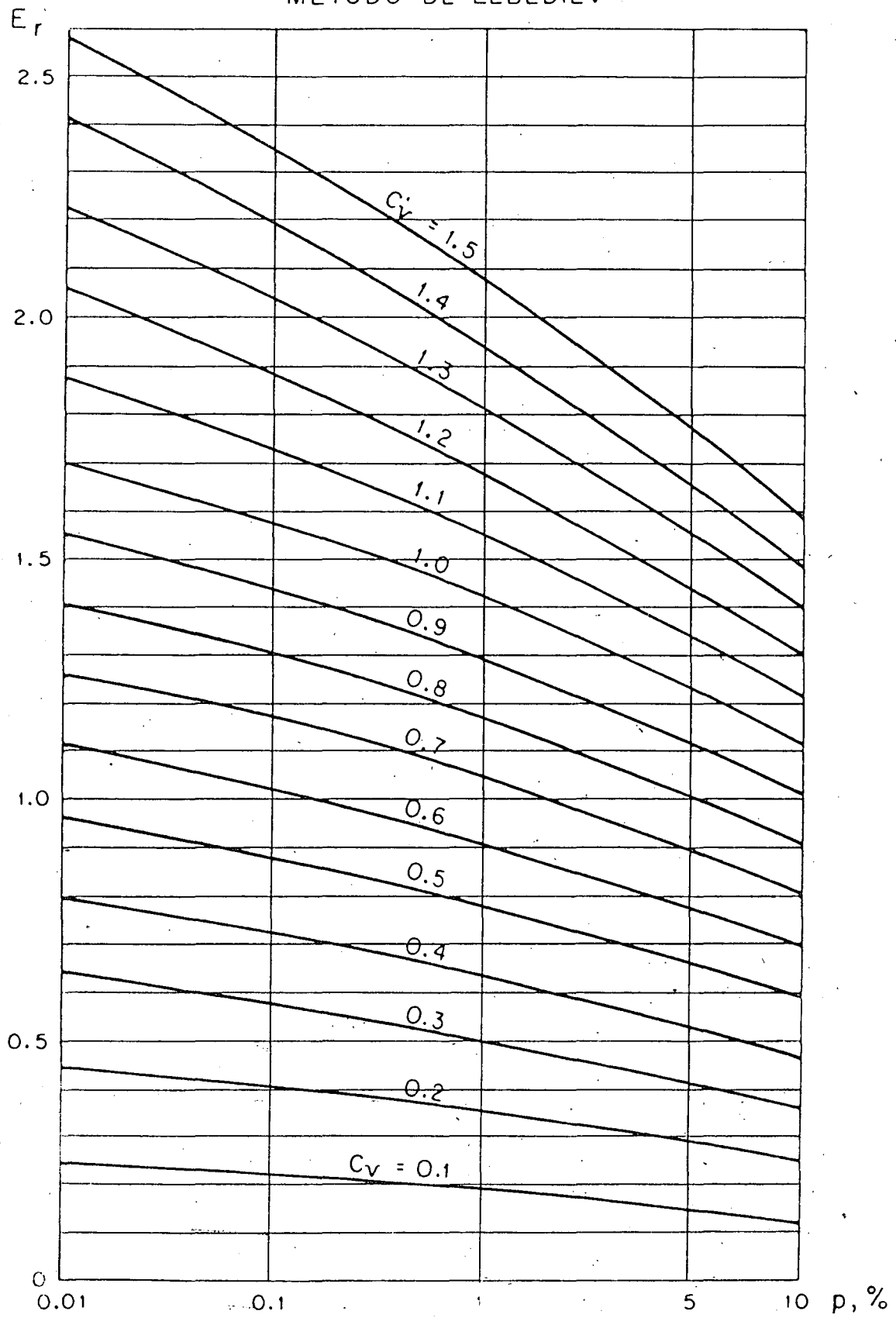
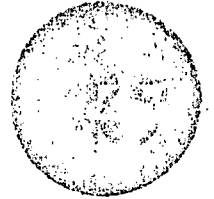


Fig. 7 VALORES DE E_r EN FUNCION DE C_v Y p EN PORCENTAJE



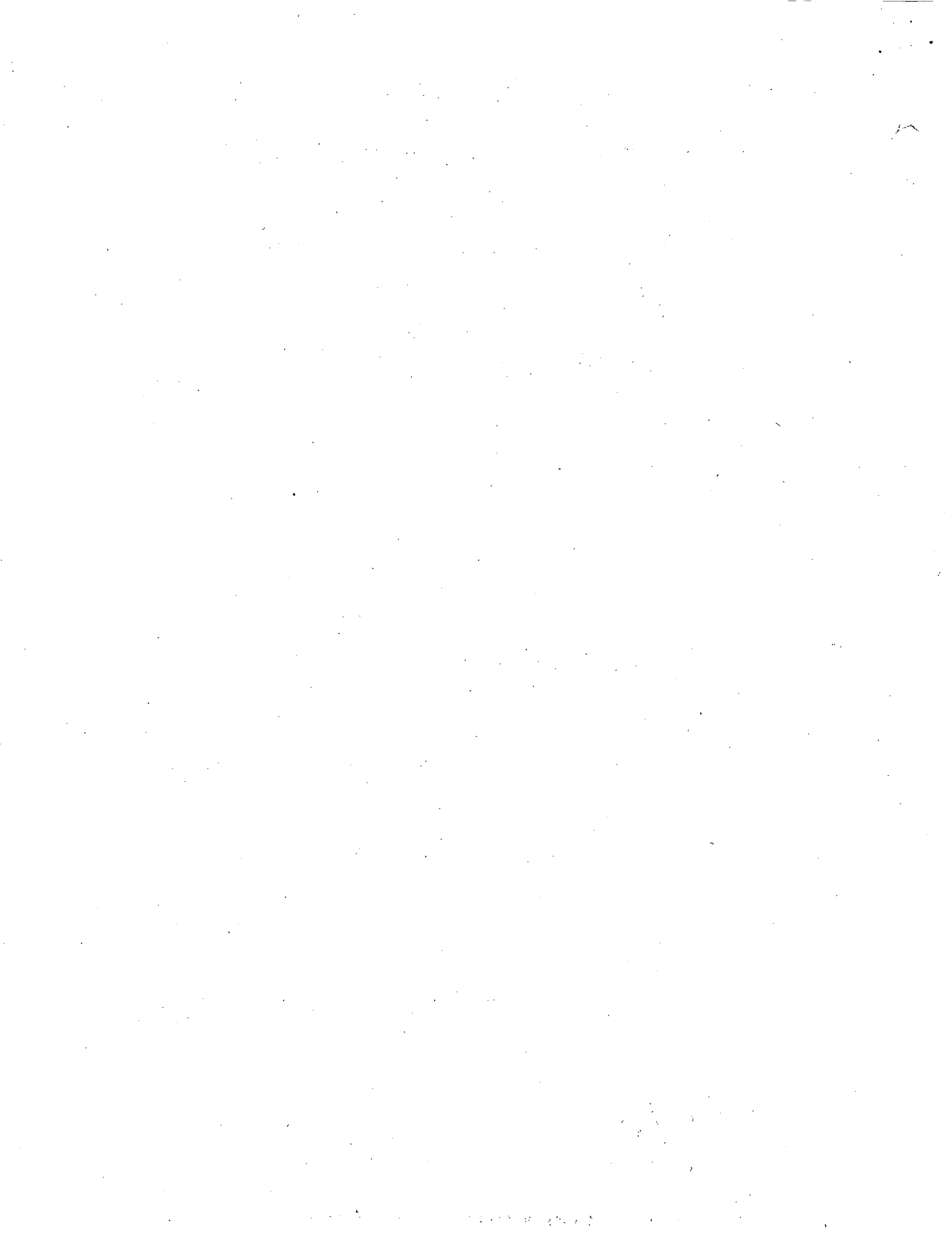
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de Ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

BREVE REFLEXION SOBRE LA TENENCIA DE LA TIERRA
COMO FACTOR EN LOS PROYECTOS DE ZONAS DE RIEGO

ING. HECTOR FLORES CALDERON
SEPTIEMBRE DE 1978



BREVE REFLEXION SOBRE LA TENENCIA DE LA TIERRA COMO FACTOR
EN LOS PROYECTOS DE ZONAS DE RIEGO.

Hay una diferencia sumamente importante entre las llamadas obras de pequeña irrigación y las llamadas de grande irrigación. En las primeras la obra, precisamente por su dimensión restringida, beneficia a grupos de usuarios poco numerosos e identificados entre sí, fácilmente aglutinables y en consecuencia, capaces de manejar por sí mismos la operación de sus obras. No así en las obras grandes, en las que por lo general no solo ocurre una gran disimilitud entre usuarios sino que además, éstos se localizan topográficamente alejados unos de otros, y en todo caso su gran número hace improbable una autoadministración exitosa, por lo que en estas obras se ha requerido que el gobierno administre los sistemas a través de la forma que jurídica y administrativamente se deonoma Distrito de Riego. Esta forma, este condicionamiento, ha sido instaurado como resultado de sucesivas experiencias e intentos para lograr la buena operación de los grandes sistemas de riego. Cabe hacerse la siguiente pregunta ¿en qué afecta al ingeniero proyectista esta cuestión?

El proyectista no puede ser ajeno a esta circunstancia ni a otros factores de caracter tanto social como legal.

Tratándose de obras para constituir un distrito de riego, frecuentemente al proyectar aún no se conoce a los futuros - -

usuarios, y puede ocurrir además, que parte de la tierra no tenga los ocupantes definitivos. A la inversa en las obras pequeñas la obra casi siempre se proyecta con destinatario previsto.

Igualmente resultan un factor modulante de los resultados de un proyecto, las características que individualmente tengan las posesiones de los futuros usuarios del sistema.

Lo deseable sería formular junto con el proyecto de riego, el proyecto de la distribución ideal de la tenencia de la tierra.

Desafortunadamente no es fácil el que un plan de modificación de la tenencia se realice. Hay para el caso de los Distritos de riego una previsión, en la Ley Federal de Aguas, que ordena la expropiación de las tierras del Distrito, para redistribuirlas con el objeto de lograr una justa derrama de beneficios y también un proyecto más benéfico para cada usuario.

Sin embargo en la práctica hemos visto que frecuentemente no basta un decreto, para borrar ni usos y costumbres, ni los caprichos de la distribución tradicional de las posesiones.

Para enfocar el problema del proyectista en función de estas circunstancias y adoptar criterios, en un supuesto absolutamente hipotético, se pueden considerar dos extrapolaciones: Una, la de formular el proyecto del sistema de riego en la forma

que se sigue para un servicio de agua potable o un servicio urbano de energía eléctrica, plegándose dócilmente a la geometría actual de los linderos de la Tenencia. Otra, la de contemplar la configuración del terreno y sus calidades, proyectando como si no existieran los límites artificiales de tenencia. En la práctica muchas veces se ha caído hacia un extremo o hacia el otro, sin lograrse la eficacia adecuada, pues el primero aunque parece dar al futuro usuario la mayor importancia, deforma y encarece el proyecto sentenciando a la vez al sistema a una operación a la vez cara y deficiente. En la segunda hipótesis, proyectar como si no hubiese usuarios, el sistema puede ser perfecto y la operación óptima, aunque por existir un estado tradicional de divisiones de Tenencia, el usuario se puede encontrar con que el riego en su parcela no se logra aplicar con buen éxito y la explotación de su parcela, fraccionada por las obras, resulte lesionada económicamente.

Todo lo anterior ha sido asimilado a la experiencia de los proyectistas, constructores y operadores de las obras hidráulicas, y se han implementado soluciones con metodologías cuidadosas que implican la concurrencia de varias disciplinas con un resultado que se puede abreviar así: Se proyecta al Distrito como si no existieran linderos de propiedad, se redistribuye después la tierra entre los usuarios de tal manera que cada usuario vuel-

va a tener el equivalente. Como la superficie sin riego vale menos que la que tiene riego, o la obra no se proyectaría, siempre sobraría tierra y ello permite al gobierno incluir en el proyecto una acción de justicia social con las tierras sobrantes.

Claro que esta simplificación e idealización de la tesis con que las obras de riego se programan, proyectan y construyen no encuentra nunca el lugar y ocasión ideales y cada proyecto tiene variantes y defectos, pues la tenencia no es una materia - inerte, ni un fenómeno físico, es un fenómeno social y van en él, los intereses personales, los sentimientos y las circunstancias jurídicas, ideológicas y hasta políticas. Todo esto no impide - que la Tenencia de la Tierra no sea estudiable, analizable, ordenable y más que nada, modificable, siempre y cuando se tengan - a mano los medios, la información y las bases legales suficientes.

Como el objetivo del proyectista es el de lograr un - diseño óptimo, habrá de considerar la factibilidad de adecuar, - en la ejecución de la obra, la Tenencia de la Tierra de tal manera que ambas cosas se conjuguen para beneficio del propio usuario.

Requerirá en apoyo de su trabajo el conocer en qué medida se dispone de los medios, de la información y las bases legales.

Al respecto de los medios se pueden ponderar dos:

1.- A todo poseedor de la tierra se le puede cambiar de sitio, forma y extensión, si la tierra que se le da a cambio, es mejor. Y si a él le parece mejor. ESTO IMPLICA UN TRABAJO, EXHAUSTIVO Y EFECTIVO DE PROMOCION, PUES UNO DE LOS ASPECTOS EN QUE EL INDIVIDUO ES MAS OPUESTO AL CAMBIO, ES EN SU IDENTIDAD TERRITORIAL.

2.- En el extremo de que una posesión no pueda ser cambiada por otra que satisfaga al afectado, queda el recurso de pagar en efectivo lo que al sujeto convenga y esté dentro de lo justificable. Todo estudio de factibilidad debe considerar en sus análisis el costo de estas indemnizaciones.

En cuanto a la información, debe razonarse el que para plantear soluciones felices, es necesario, tener a la mano toda la información sobre el problema. Se ha desarrollado una metodología extensa y depurada sobre la cuestión de la Tenencia de la Tierra. La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos ha institucionalizado como parte de sus actividades, la captación, ordenación y acopio de estas informaciones, facilitando además el auxilio de las gentes más experimentadas, en apoyo de la ejecución de los proyectos. Intervienen en estas actividades, gentes de muy diversas disciplinas, como sociólogos, abogados, economistas, investigadores sociales, ingenieros especialistas, etc.

Y tocante a las bases legales, que son muy diversas, hay dos que tienen gran significación.

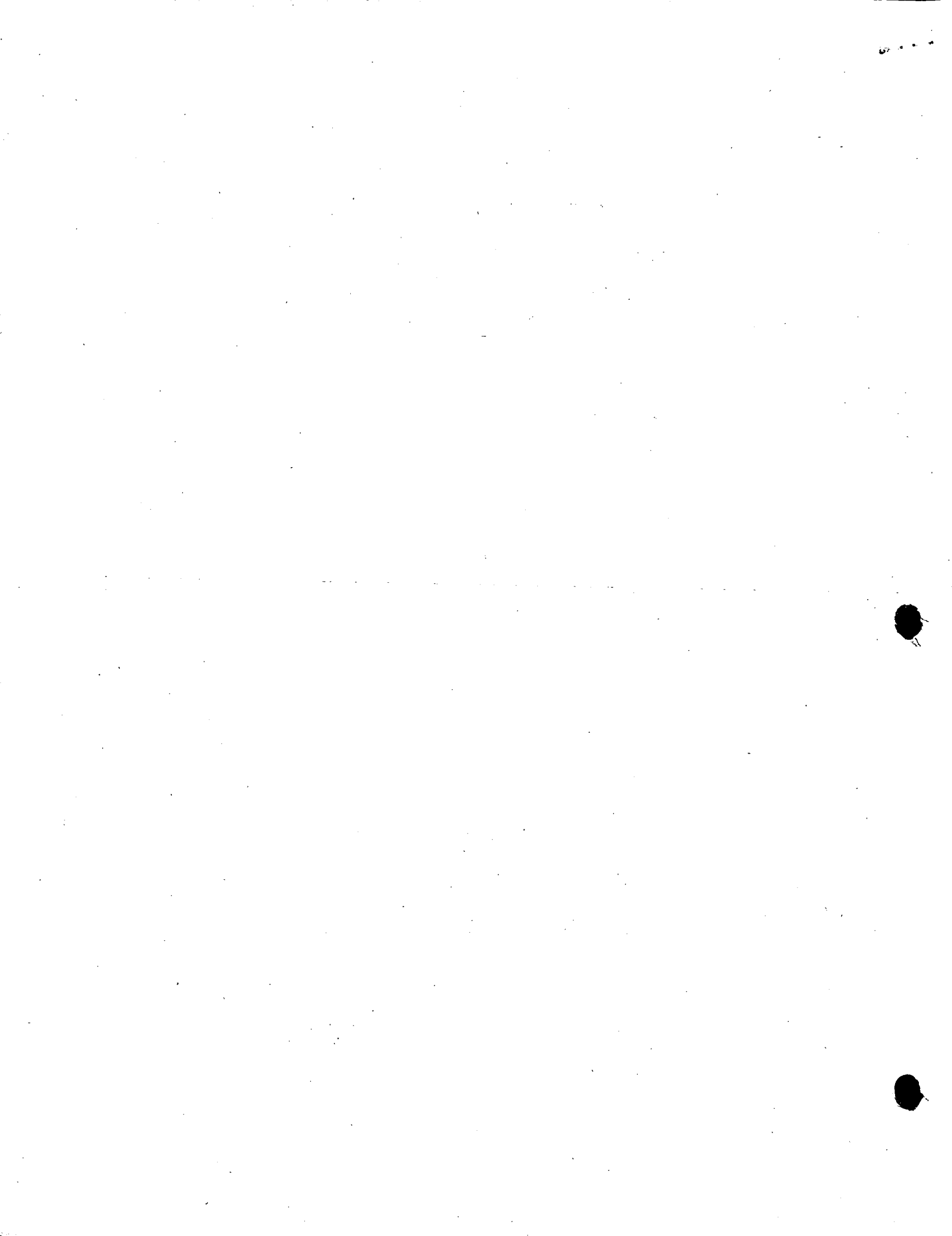
1o.- La Ley Federal de Aguas prevee que cuando se apruebe un proyecto de riego se deberán expropiar las tierras del Distrito. En consecuencia, contando con el Decreto de Expropiación en plena vigencia, se puede legalmente efectuar la redistribución de la tierra y posteriormente entregar nuevos títulos a los usuarios..

2o.- En nuestro medio rural ocurre con gran frecuencia que los poseedores de la tierra no tengan "en regla" sus documentos o peor, que no tengan documentos. La Secretaría mediante un trabajo exhaustivo de estudios, recaba la información suficiente para dejar regularizados y evidentes los derechos de esos poseedores, dándoles a conocer estos hechos en beneficio de su confianza y tranquilidad, cuando se les informa del proyecto y sus consecuencias y de los efectos del Decreto expropiatorio; sabiendo que sus derechos están garantizados, es más factible que acepten con agrado, la obra y el cambio.

Para el proyectista se presentan dos etapas de acción, el proyecto general en gabinete y el proyecto en obra.

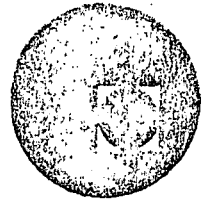
El ingeniero que proyecta en gabinete siempre tendrá una variable que considerar en sus parámetros y factores: todo el contexto que define e identifica al futuro usuario de sus proyectos; factores como desde luego, la Tenencia de la Tierra que puede ser privada o ejidal, y va desde el minifundismo hasta el latifundio; factor muy ligado con la tenencia es el arraigo e intereses que le signifiquen al sujeto sus posesiones, ya que no es lo mismo ofrecerle el riego a un labrador de tierras de temporal en climas semiáridos, que ofrecerlo a un campesino, que desde su mecedora ve sus seis mil palmeras de coco trabajar para él.

El ingeniero que proyecta ya sobre el terreno y con la maquinaria ante él, ejecutando el trabajo físico, se encontrará con que lo proyectado en gabinete, requiere un ajuste al confrontar más de cerca y detalladamente, la topografía y algo más delicado: la Tenencia de la Tierra y los caballeros que la tienen. Entonces se deben sumar con buen éxito, las labores del ingeniero especialista en Tenencia y el ingeniero proyectista.





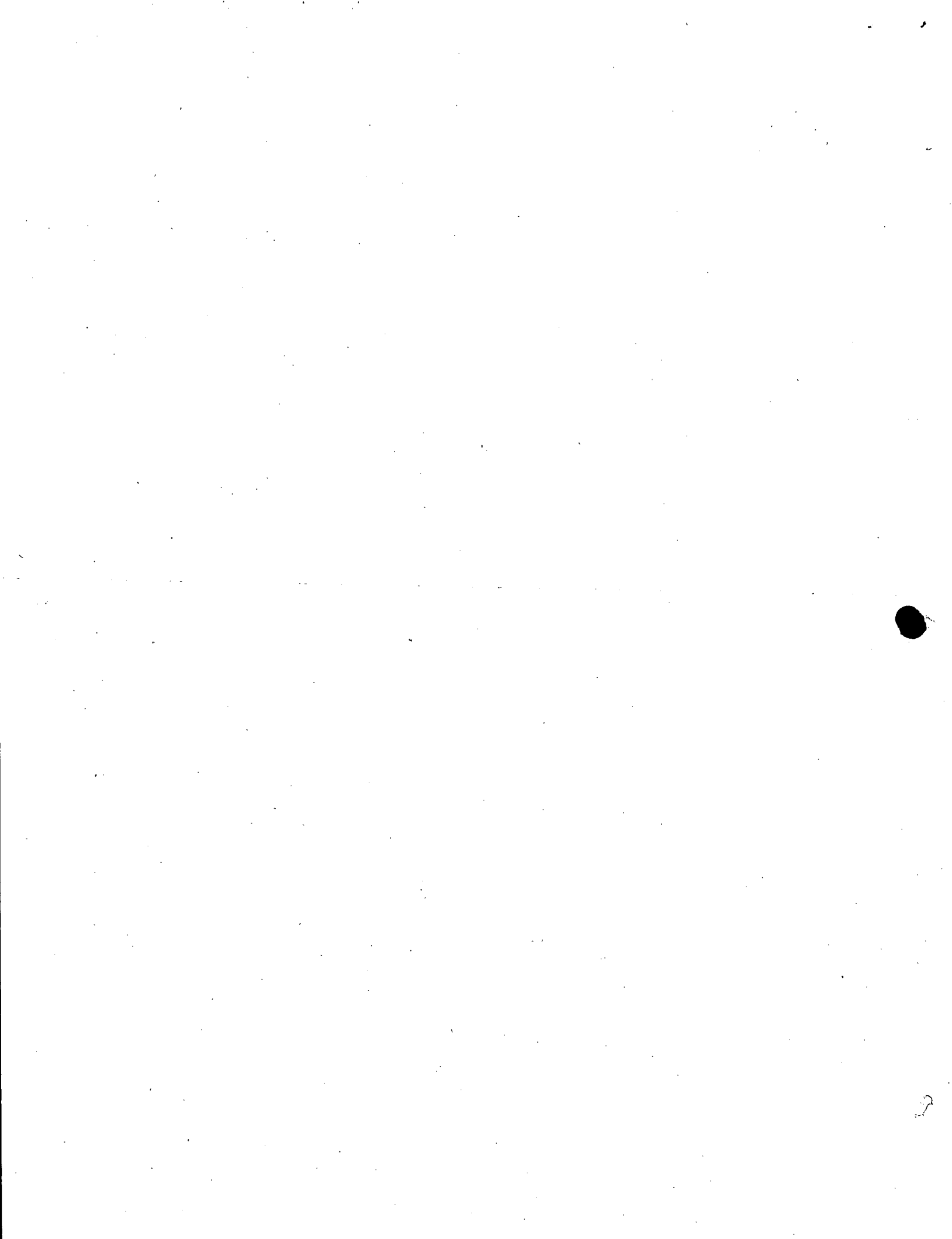
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CURSO PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

METODOS BASADOS EN EL HIDROGRAMA UNITARIO

ING. HECTOR GOMEZ
OCTUBRE de 1978



A.5.4.- METODOS BASADOS EN EL HIDROGRAMA UNITARIO.

Existen dos tipos principales de técnicas para predecir caudales máximos, basados en la teoría del Hidrograma Unitario.

Las primeras, pueden quedar representadas por el método llamado simplemente "del hidrograma unitario".

El segundo tipo, basados en relaciones lluvia - escurrimiento, consideran adicionalmente, las características físicas de la cuenca, cuya influencia en la magnitud del gasto se ha discutido ampliamente. Se presentan dos métodos. El de Chow y el de I-Pai-Wu. Ambos métodos permiten determinar la avenida máxima en una cuenca no aforada, con solo conocer las características hidrológicas de cuencas vecinas y algunos datos físicos de la cuenca, como son área, tipo y uso del suelo, longitud y pendiente del cauce principal.

HIDROGRAMA UNITARIO

Generalidades

El hidrograma unitario (H. U.) de una cuenca se define como el hidrograma de escurrimiento directo de bido a una tormenta con lámina de precipitación en exceso de un centímetro, repartida uniformemente sobre la cuenca, con una intensidad constante durante un período específico de tiempo.

La teoría del hidrograma unitario fué desarrolla da por Sherman, que la publicó en 1932. Se basa en -- las hipótesis siguientes:

- a) La precipitación en exceso tiene una distribución uniforme sobre la superficie de la - cuenca y en toda su duración.
- b) El tiempo base de duración del hidrograma - del escurrimiento superficial originado por una lluvia en exceso de duración específica es constante, constituyendo por lo tanto, - una característica de la cuenca.
- c) Las ordenadas de los hidrogramas de escurrimiento directo de un tiempo base común son directamente proporcionales al volumen to--

tal de escurrimiento directo representado por cada hidrograma.

- d) El hidrograma unitario refleja en su forma todas las características físicas de la cuenca.

Teniendo como dato los registros continuos de precipitación y escurrimiento, a partir del hidrograma originado por una tormenta aislada, puede calcularse el hidrograma unitario con el siguiente procedimiento:

- 1.- Se separa del hidrograma de la tormenta el gasto base y se calcula el volumen del escurrimiento directo.
- 2.- Se calcula el cociente del volumen del escurrimiento directo entre el área de la cuenca.
- 3.- Se dividen las ordenadas del hidrograma de la tormenta entre el cociente calculado en el paso anterior, obteniendo así las ordenadas del H. U.

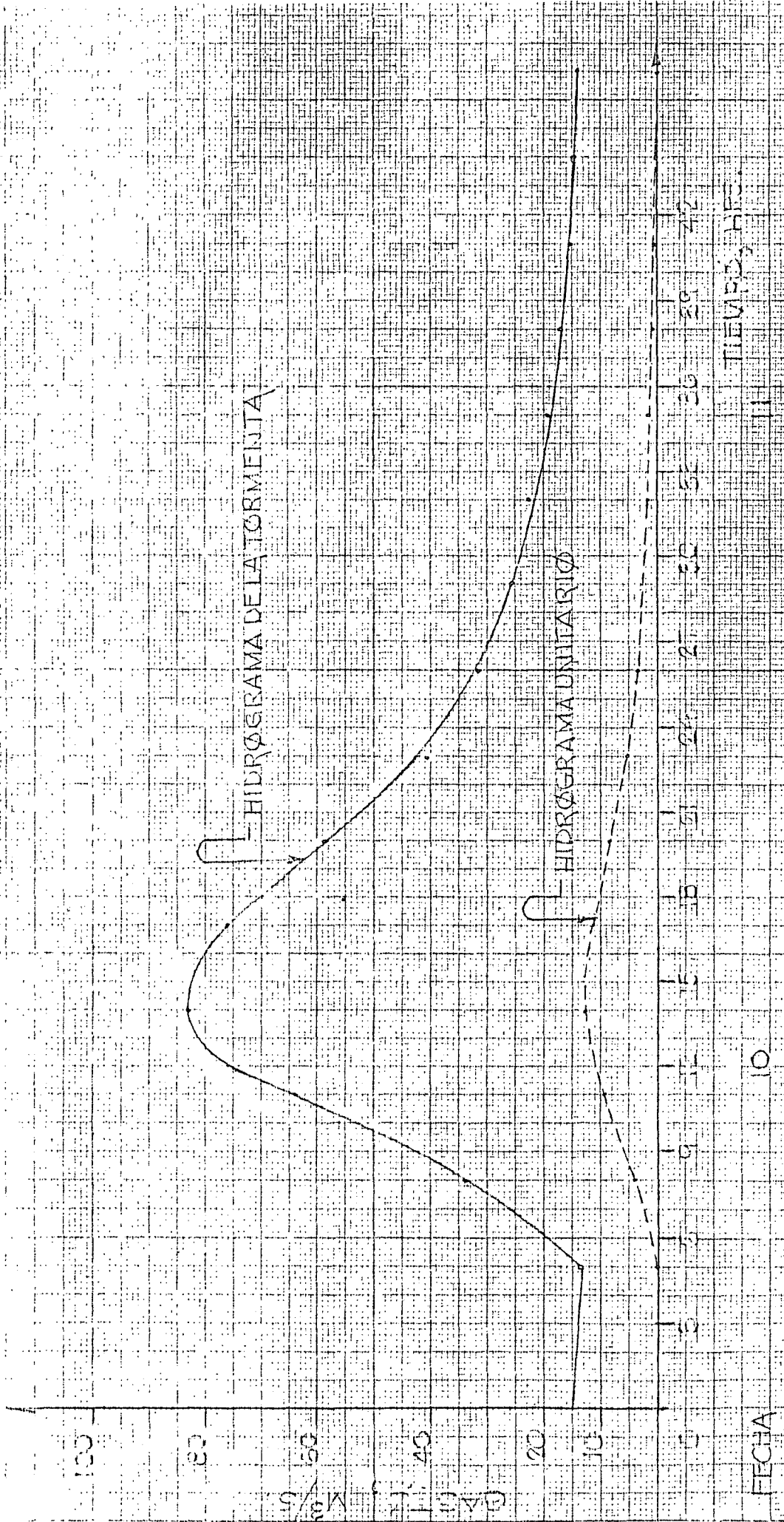
4.- La duración efectiva de la lluvia en exceso se obtiene a partir del hietograma de la -- tormenta y el índice de infiltración media.

Superponiendo y "promediando" los hidrogramas -- unitarios obtenidos para varias tormentas con igual - tiempo de duración de la precipitación en exceso, más o menos uniformes en tiempo y área, se forma el hidrograma unitario de la cuenca.

A continuación se ve un ejemplo de la obtención de un hidrograma unitario.

CURVA S.

Cuando se quiera usar un hidrograma unitario en una tormenta con duración en exceso diferente, se deberá ajustar dicho hidrograma mediante uno auxiliar - llamado "curva S ". Este hidrograma tiene la forma de una S deformada y es producido por una lluvia en exce^{so}, continua y constante para un período indefinido. La curva S puede obtenerse graficamente sumando una - serie de hidrogramas unitarios idénticos espaciados - a un intervalo igual a la duración de la lluvia en ex



HIDROGRAMA DE LA TORMENTA

HIDROGRAMA UNITARIO

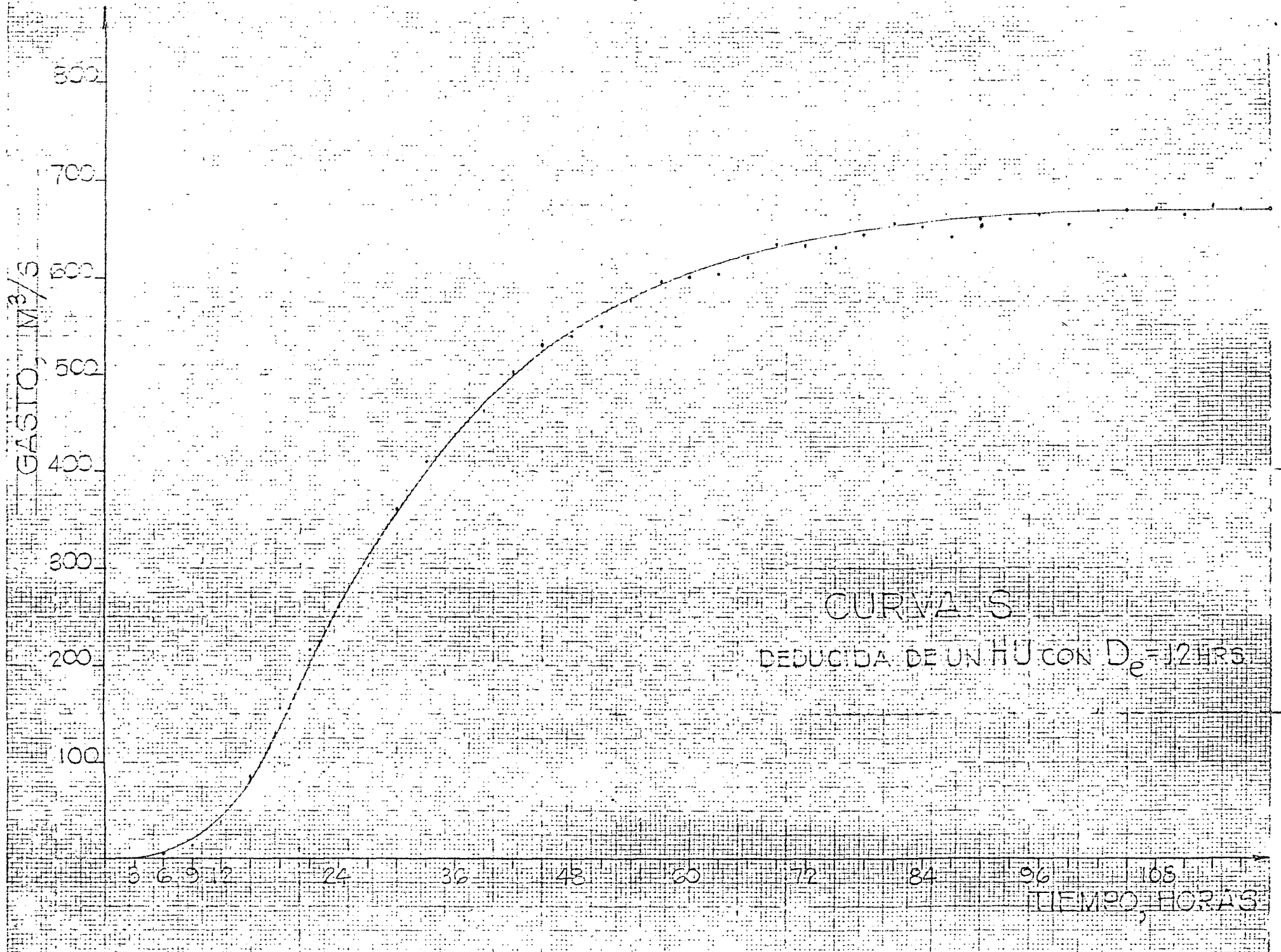
TIEMPO, HRS.

10

FECHA

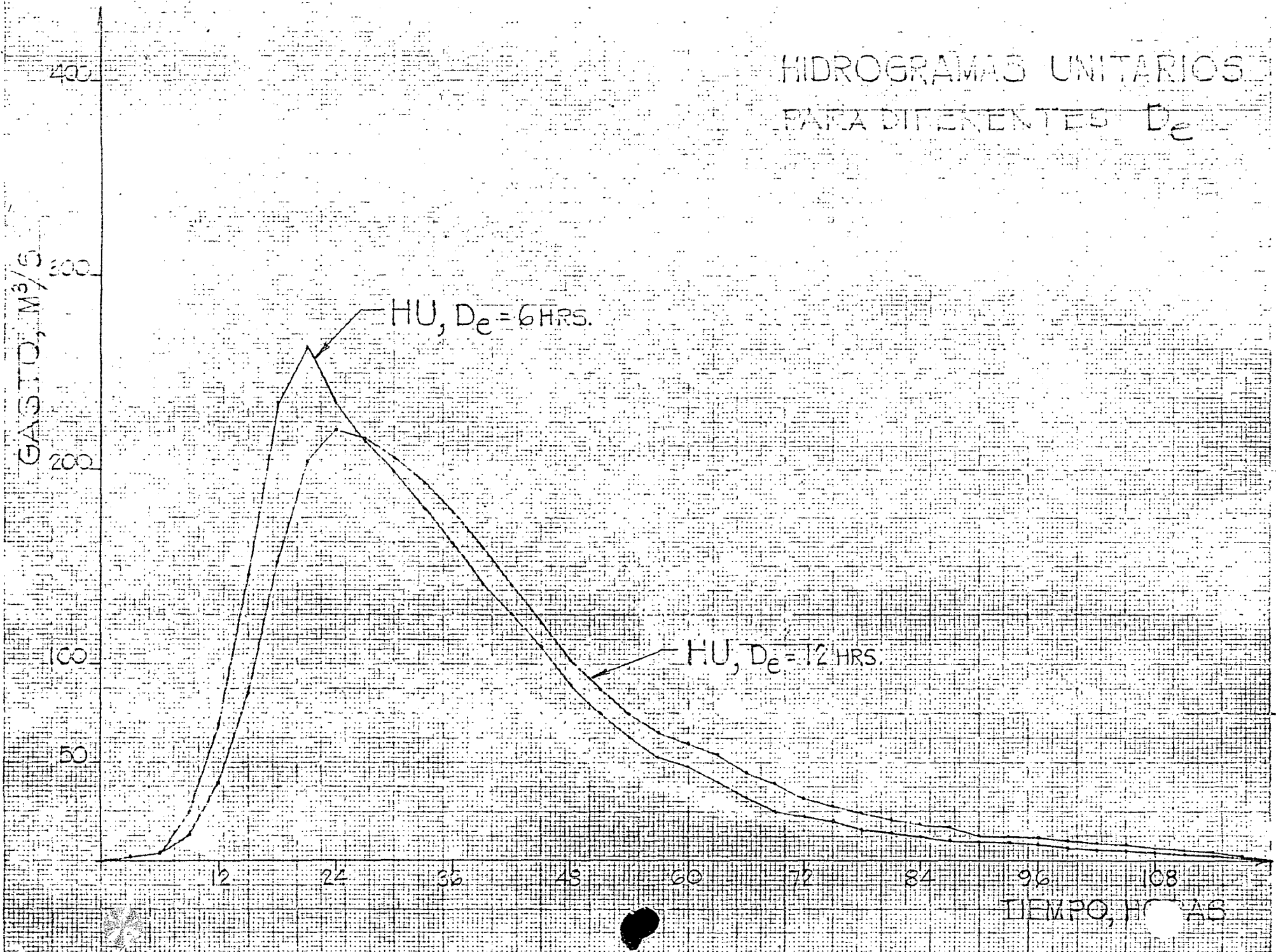
ceso, para la cual fueron deducidos. Este método es - el mas conveniente para la conversión a una duración mas corta o mas larga. Ya construído el hidrograma S, se puede deducir el hidrograma unitario para cual---- quier duración. Para lograrlo basta con avanzar o retroceder la posición de la curva S para un período de horas igual a la duración deseada. Las ordenadas del hidrograma deseado serán la diferencia entre las ordenadas del Hidrograma S original y el desplazado, multiplicadas por el cociente que resultar de dividir el tiempo de duración de la lluvia, en exceso, que produjo el hidrograma unitario que se uso para obtener la curva S, t , y el tiempo de duración de la lluvia en exceso para el hidrograma unitario que se busca, t_0 .

A continuación tenemos una aplicación.



HIDROGRAMAS UNITARIOS

PARA DIFERENTES D_e



METODO DE CHOW

La expresión que da el gasto máximo en este método, es la siguiente:

$$Q_{MAX} = X Y Z A$$

X Factor de escurrimiento

Y Factor climático

Z Factor de reducción

A área en km².

El parámetro X, llamado factor de escurrimiento, depende de la precipitación en exceso, la cual recomienda el Soil Conservation Service para su cálculo la aplicación de la siguiente fórmula:

$$(1) \quad P_e = \frac{\left(P - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{P + \frac{2032}{N} + 20.32} \quad X = \frac{P_e}{d}$$

La fórmula anterior se ha deducido a partir de consideraciones teóricas y ha sido ajustada en base a experiencias posteriores. En la fórmula P y Pe son las láminas de precipitación total y en exceso, respectivamente, medidas en cm; N es un índice llamado

"número de escurrimiento" que depende del tipo de suelo y de la cubierta vegetal en la cuenca. La tabla -- anexa, obtenida por el SCS mediante pruebas de campo, contiene valores del número de escurrimiento N, para diferentes condiciones.

La figura anexa muestra la solución gráfica de -- la ecuación citada.

El factor climático y toma en cuenta la varia--- ción de la lluvia entre la estación base y la zona en estudio y se utiliza para transportar la tormenta. Se calcula dividiendo la lámina de precipitación en la -- cuenca entre la altura de lluvia registrada en la es-- tación base y multiplicando por el coeficiente de ajus-- te 2.78.

$$Y = 2.78 \frac{P}{P_b}$$

El factor de reducción de pico Z de la expresión de Chow depende del cociente d/tp, donde tp es el --- tiempo de retraso del pico del hidrograma con rela--- ción al centro de masa del hietograma. La gráfica ane-- xa permite calcular los valores de Z en función del --

coeficiente d/tp . Cabe hacer notar que la gráfica co---
rresponde a una cuenca particular estudiada por Chow,
pero puede aplicarse como aproximación a otros casos,
a falta de mayor información.

El valor del tiempo de retraso tp depende, a su
vez de la forma del hidrograma y de las característi-
cas fisiográficas de la cuenca, Chow encontró para su
zona en estudio una expresión empírica que relaciona
el tiempo de retraso con dos parámetros físicos de la
cuenca. Esta expresión es la siguiente:

$$(2) \quad tp = 0.005 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64}$$

donde

tp tiempo de retraso del piso del Hidro-
grama respecto al centro de masas de
la precipitación en exceso, en horas.

L longitud del cauce principal en me---
tros.

S pendiente media del cauce, en porcen-
taje.

En la ecuación se observa que el tiempo de retraso resulta independiente de la duración de la precipitación. La solución gráfica de esta ecuación se muestra en la figura anexa.

En cuencas pequeñas y de configuración de drenaje simple, se ha observado que la magnitud del tiempo de retraso t_p , se aproxima mucho a la del tiempo de concentración t_c , por lo que puede tomarse uno en lugar del otro, sin cometer error notable. Existen varias fórmulas empíricas para determinar el valor de t_c en cuencas no aforadas; en la Soil Conservation Service Guide se propone para este fin la siguiente expresión:

$$(3) \quad t_c = 0.93 \frac{L^{1.155}}{H^{0.385}}$$

donde t_c tiempo de concentración, en horas

L longitud del cauce principal en km.

H desnivel entre el lecho de la corriente en el punto del estudio y el punto

más elevado del parteaguas, en metros.

Para la utilización práctica de este método, conviene aplicar el siguiente procedimiento de cálculo:

1. Se calcula el valor del número de escurri--
miento N a partir de las condiciones de ti-
po y uso del suelo en la cuenca, empleando
la tabla anexa.
2. Se fija la duración d de la tormenta.
3. Se selecciona el tiempo de retorno de la --
tormenta de diseño.
4. Se calcula la intensidad de lluvia de la --
tormenta supuesta, a partir de las curvas -
 $i-d-T_r$.
5. Se calcula la precipitación total P_b multi-
plicando la intensidad de la lluvia por su
duración.
6. Se obtiene la precipitación en exceso P_{eb} -
aplicando la ecuación (1) o de la gráfica -
anexa.

7. Se calcula el factor de escurrimiento X .
8. Se calcula el factor climático y
9. Se calcula el tiempo de retraso t_p aplicando la ecuación (2) o la gráfica anexa o --- bien haciendo $t_p = t_c$ en la expresión (3)
10. De una relación deducida de tormentas anteriores y sus correspondientes escurrimientos o, si se carece de información de la -- gráfica anexa se obtiene el valor del factor de reducción de pico Z .
11. Se calcula el valor del gasto máximo para -- la duración de lluvia escogida, con la ecuación de Chow.
12. Se repite el proceso para otras duraciones de lluvia.
13. De los gastos obtenidos para diferentes duraciones de la precipitación en exceso, se escoge el mayor como gasto de diseño.
14. En caso de que la corriente analizada sea -

perenne, el gasto de diseño estará dado por la suma del obtenido en el paso anterior y el flujo base.

TABLA CH-1

SELECCION DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO "N" DE ACUERDO CON EL CRITERIO DEL SOIL CONSERVATION SERVICE

Uso de la tierra o cobertura	Condiciones de la superficie	Tipo del Suelo			
		A	B	C	D
Bosques (sembrados y cultivados)	Esparcido o de baja transpiración	45	66	77	83
	Normal	36	60	73	79
	Denso o de alta transpiración	25	55	70	77
Caminos	De tierra	72	82	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy esparcido o de baja transpiración	56	75	86	91
	Esparcido o de baja transpiración	46	68	78	84
	Normal	36	60	70	76
	Denso o de alta transpiración	26	52	62	69
	Muy denso o de alta transpiración	15	44	54	61
Descanso (sin cultivo) Cultivos de surco	Surcos rectos	77	86	91	94
	Surcos rectos	70	80	87	90
	Surcos en curvas de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
Pastizal	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
Superficie impermeable		100	100	100	100

DESCRIPCION DEL TIPO DE SUELO

- Tipo A. Suelos muy permeables y bien drenados. (Mantos profundos de arenas, gravas, etc., con niveles freáticos bajos).
- Tipo B. Suelos permeables, regularmente drenados. (Suelos arenosos y loess medianamente profundos o menos compactos que el del tipo A).
- Tipo C. Suelos pocos permeables. (Mantos poco profundos con altos porcentajes de arcilla y coloides).
- Tipo D. Suelos prácticamente impermeables. (Arcillas altamente expansivas y suelos casi impermeables cerca de la superficie).

TIPOS DE SUELOS

Tipo A. (Escurrimiento mínimo). Incluye gravas y arenas de tamaño medio, limpias, y mezcla de ambas.

Tipo B. Incluye arenas finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena y limo.

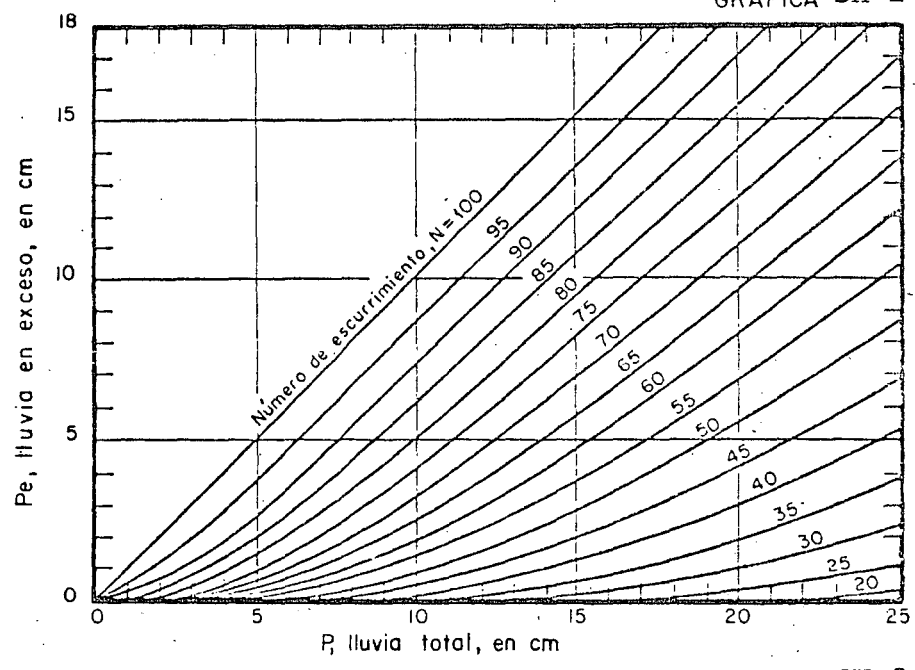
Tipo C. Comprende arenas muy finas, arcillas de baja plasticidad, mezclas de arena, limo y arcilla.

Tipo D. (Escurrimiento máximo). Incluye principalmente arcillas de alta plasticidad, suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie.

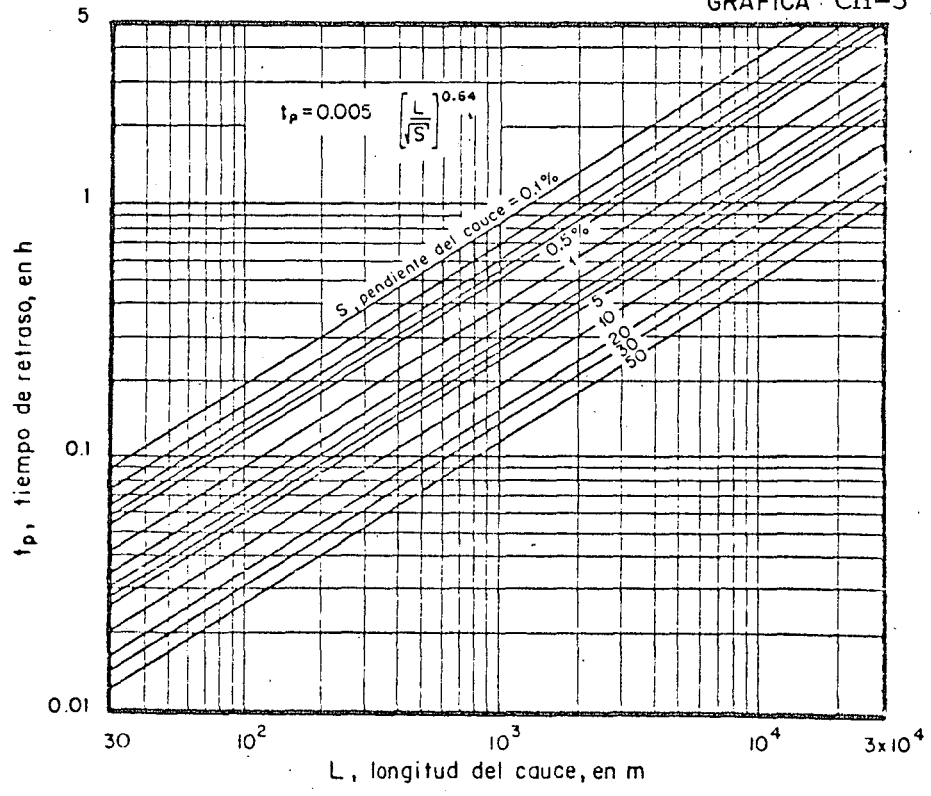
SELECCION DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO N

Uso de la tierra o cobertura	Condición de la superficie	Tipo de suelo			
		A	B	C	D
Bosques (sembrados y cultivados)	Ralo, baja transpiración	45	66	77	83
	Normal, transpiración media	36	60	73	79
	Espeso o alta transpiración	25	55	70	77
Caminos	De tierra	72	82	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy ralo o baja transpiración	56	75	86	91
	Ralo, baja transpiración	46	68	78	84
	Normal, transpiración media	36	60	70	76
	Espeso, alta transpiración	26	52	62	69
	Muy espeso, alta transpiración	15	44	54	61
Descanso (sin cultivo)	Surcos rectos	77	86	91	94
Cultivos de surco	Surcos rectos	70	80	87	90
	Surcos en curvas de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
Cereales	Surcos rectos	64	76	84	88
	Surcos en curvas de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
Leguminosas (sembradas con maquinaria o al voleo) o potrero de rotación	Surcos rectos	62	75	83	87
	Surcos en curvas de nivel	60	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82
Pastizal	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
	Curvas de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel, normal	25	59	75	83
	Curvas de nivel, bueno	6	35	70	79
Potrero (permanente)	Normal	30	58	71	78
Superficie impermeable		100	100	100	100

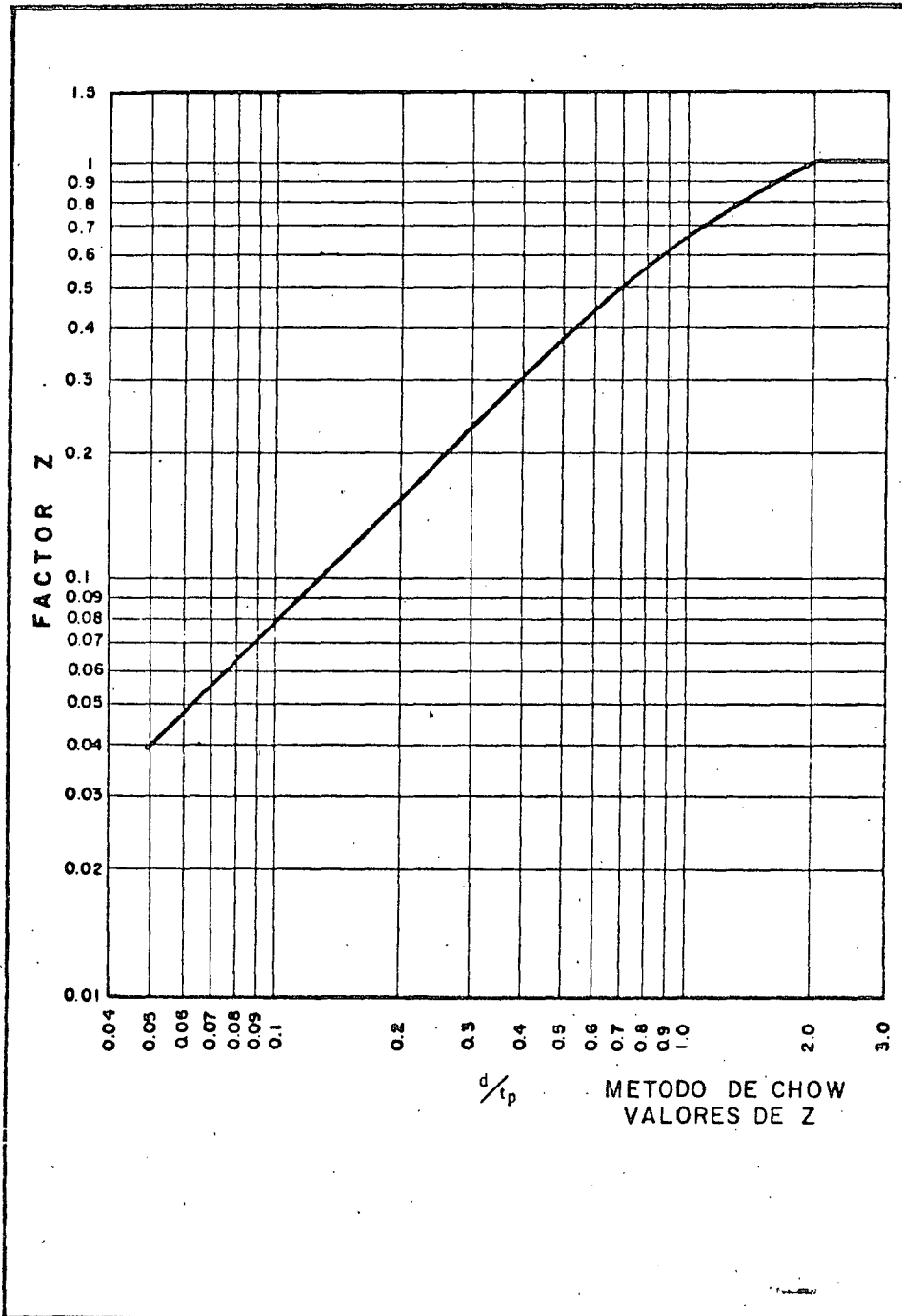
GRAFICA CH-2



GRAFICA CH-3



GRAFICA CH-4



METODO DEL

OBRA: _____

CALCULO: _____

REVISO: _____

HIDROGRAMA UNITARIO

CONCEPTO: _____

FECHA: _____

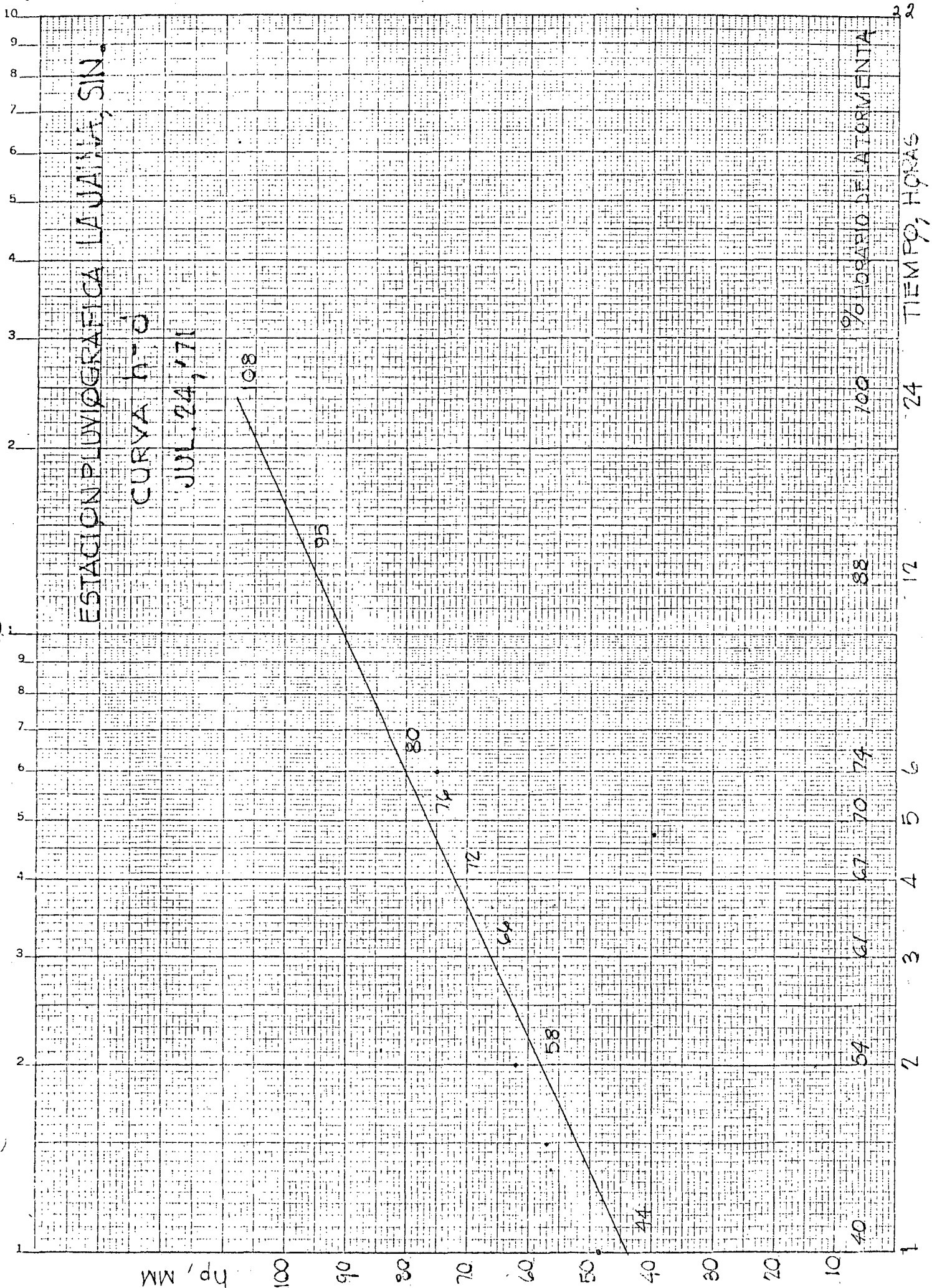
FECHA: _____

DREN	TIEMPO EN HORAS	LLUVIA ACUMULADA		INCREMENTO DE LLUVIA		ORDEN	INCTO. DE LLUVIA PULG.	LLUVIA ACUM. PULG.	ESCURRIMIENTO DIRECTO PULG.		INCTO. DE LAS PERDIDAS PULG.	Qp. PARA PULG.		Qp. PARA LOS INCREMENTOS		HIDROGRAMA TOTAL			FRECUENCIA		
		MM.	PULG.	C.M.	PULG.				ACUM.	INCTO.		f ³ /Seg.	f ³ /Seg. m ³ /Seg.		INIC.	MAX.	FIN.				
	0 - 1																0				
	1 - 2																	1			
	2 - 3																	2			
	3 - 4																	3			
	4 - 5																	4			
	5 - 6																	5			
	6 - 12																	6			
	12 - 24																	12			
	0 - 1																	0			
	1 - 2																	1			
	2 - 3																	2			
	3 - 4																	3			
	4 - 5																	4			
	5 - 6																	5			
	6 - 12																	6			
	12 - 24																	12			

ESTACION PLUVIOGRAFICA LA JAINA, SIN.

CURVA N° 0

JUL. 24, 1971



% HORARIO DE LA TORMENTA

100

88

74

67

61

40

10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
1 2 3 4 5 6 12 17 24

TIEMPO, HORAS

ESTACION PLUVIOGRAFICA
 LA JAINA, SIK
 CURVA h-d
 TORMENTA JUL. 24, 1911

MM

100

50

40

30

20

0

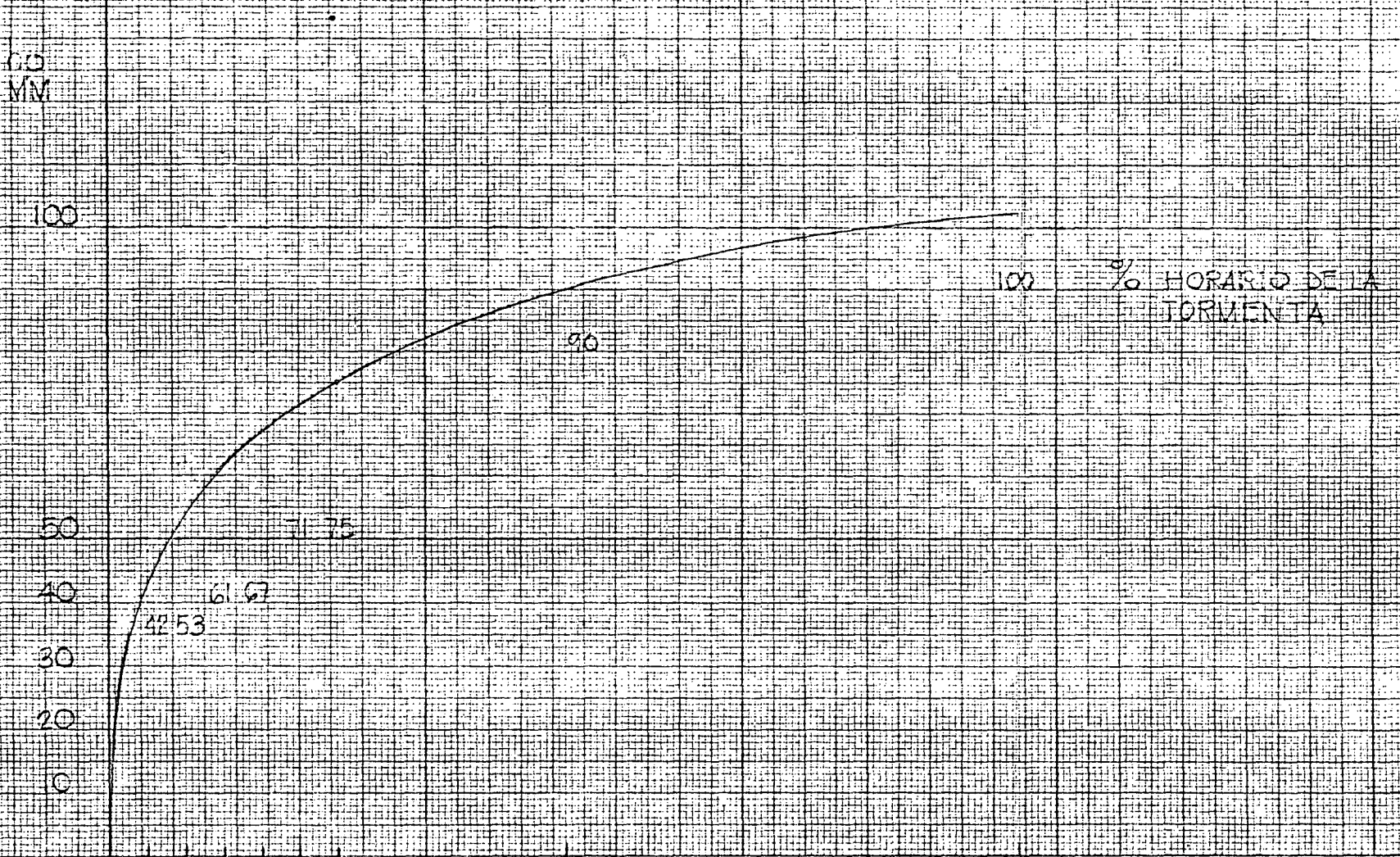
0 1 2 3 4 5 6

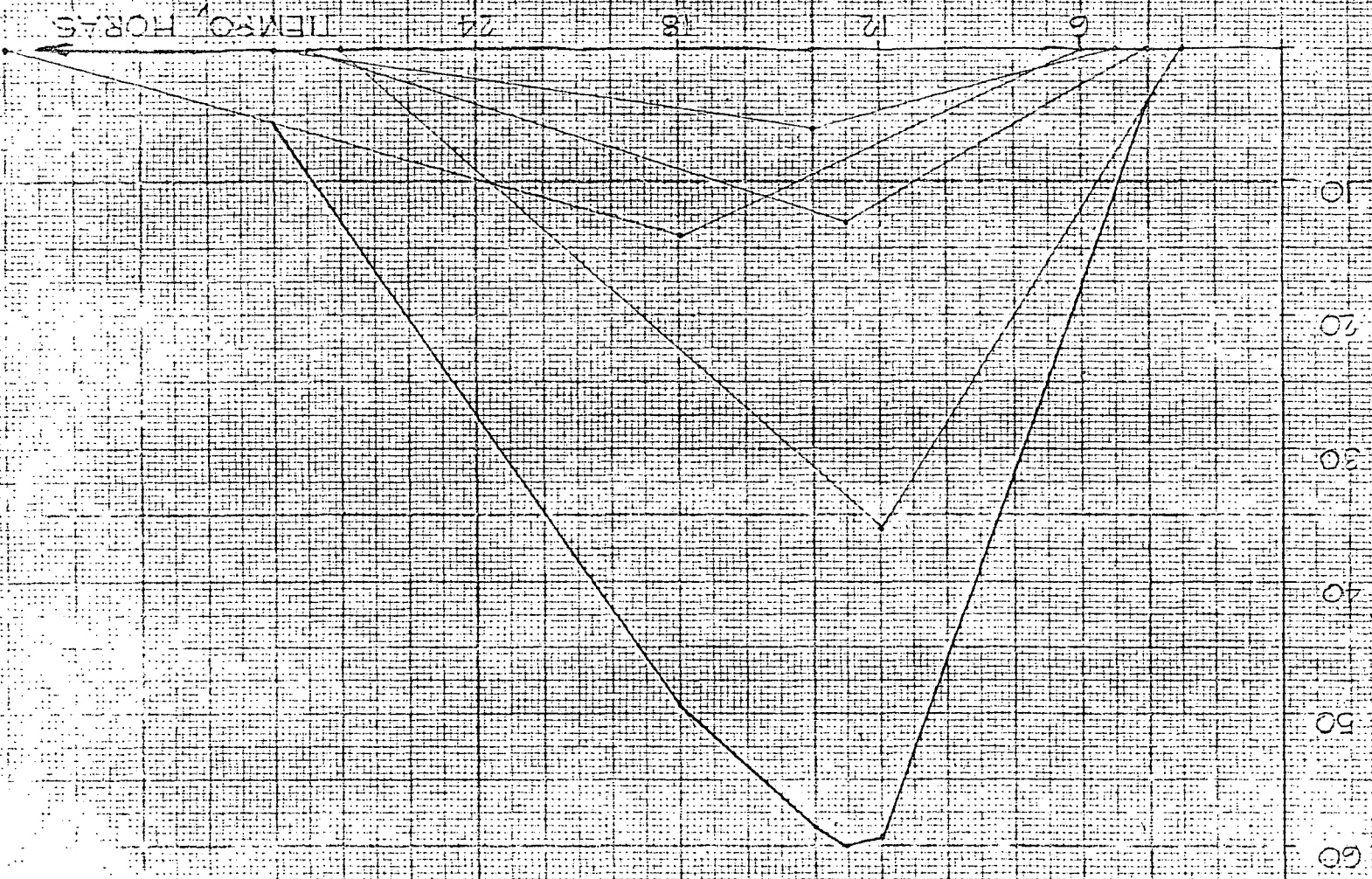
12

24

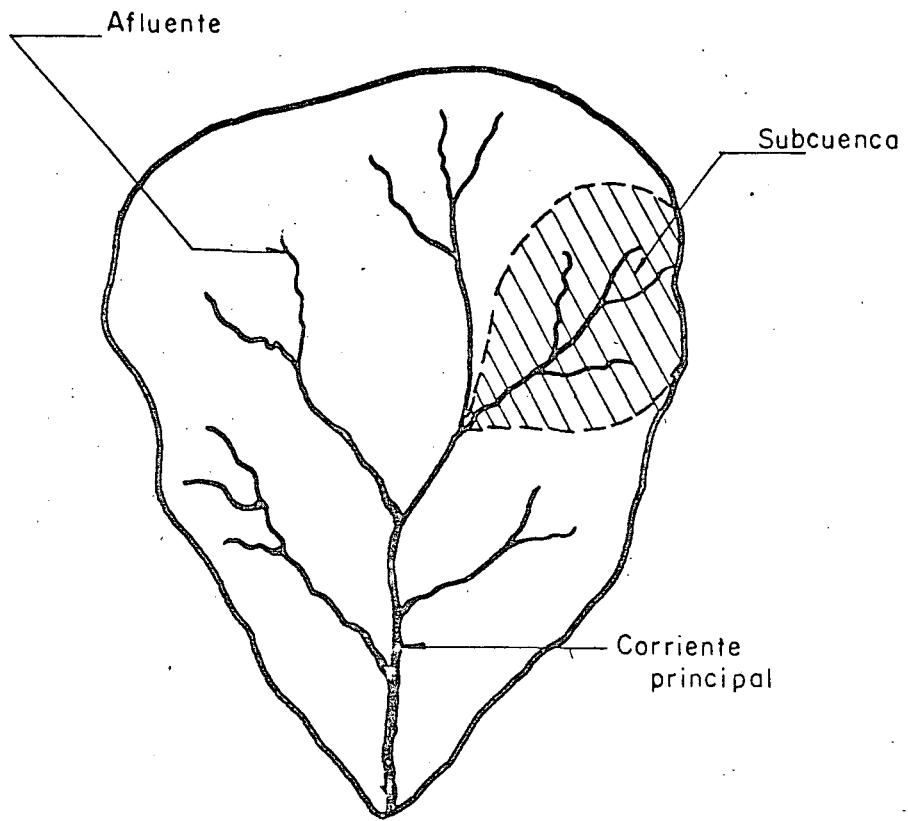
TIEMPO 25.

100 % HORARIO DE LA TORMENTA

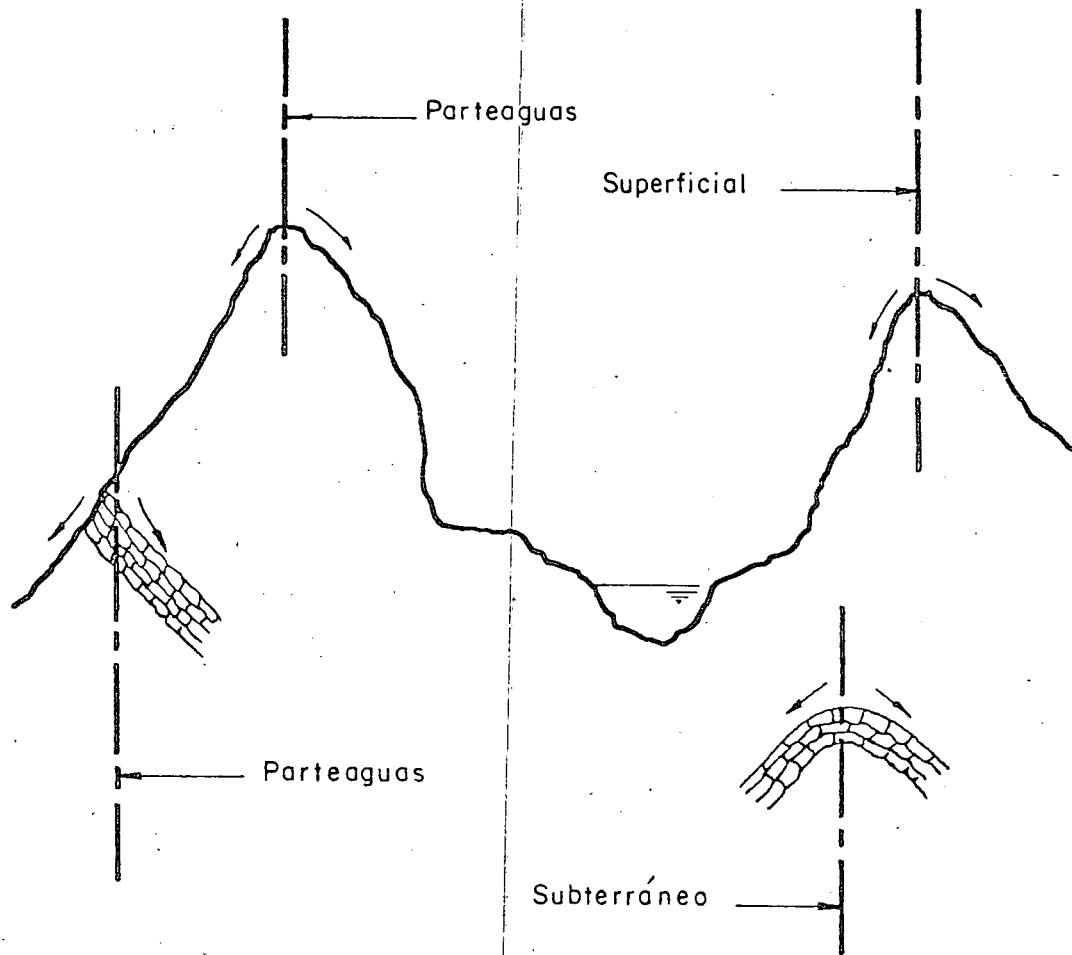




$Q_{MAX} = 60 \text{ M}^3/\text{S}$
 $r = 5$

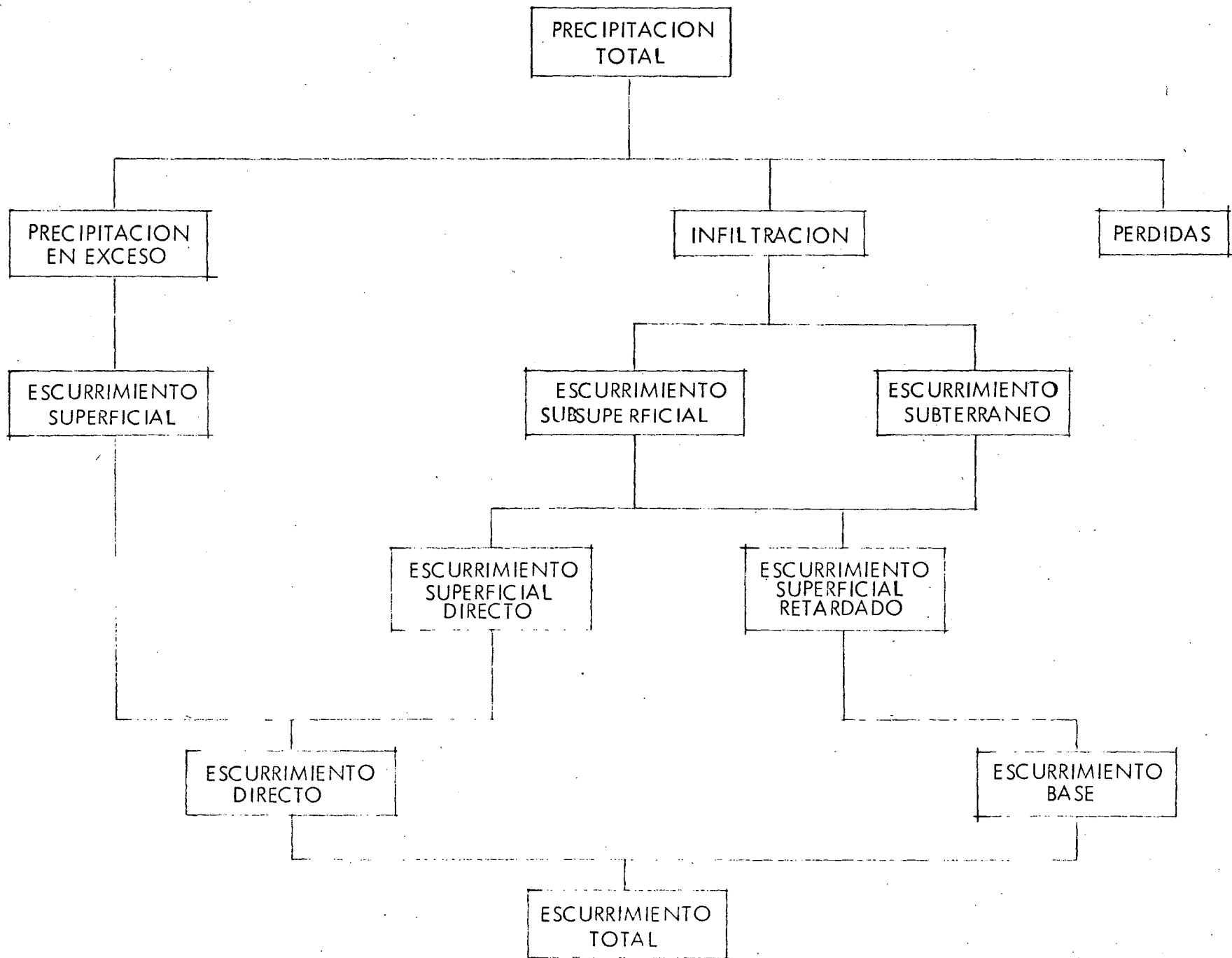


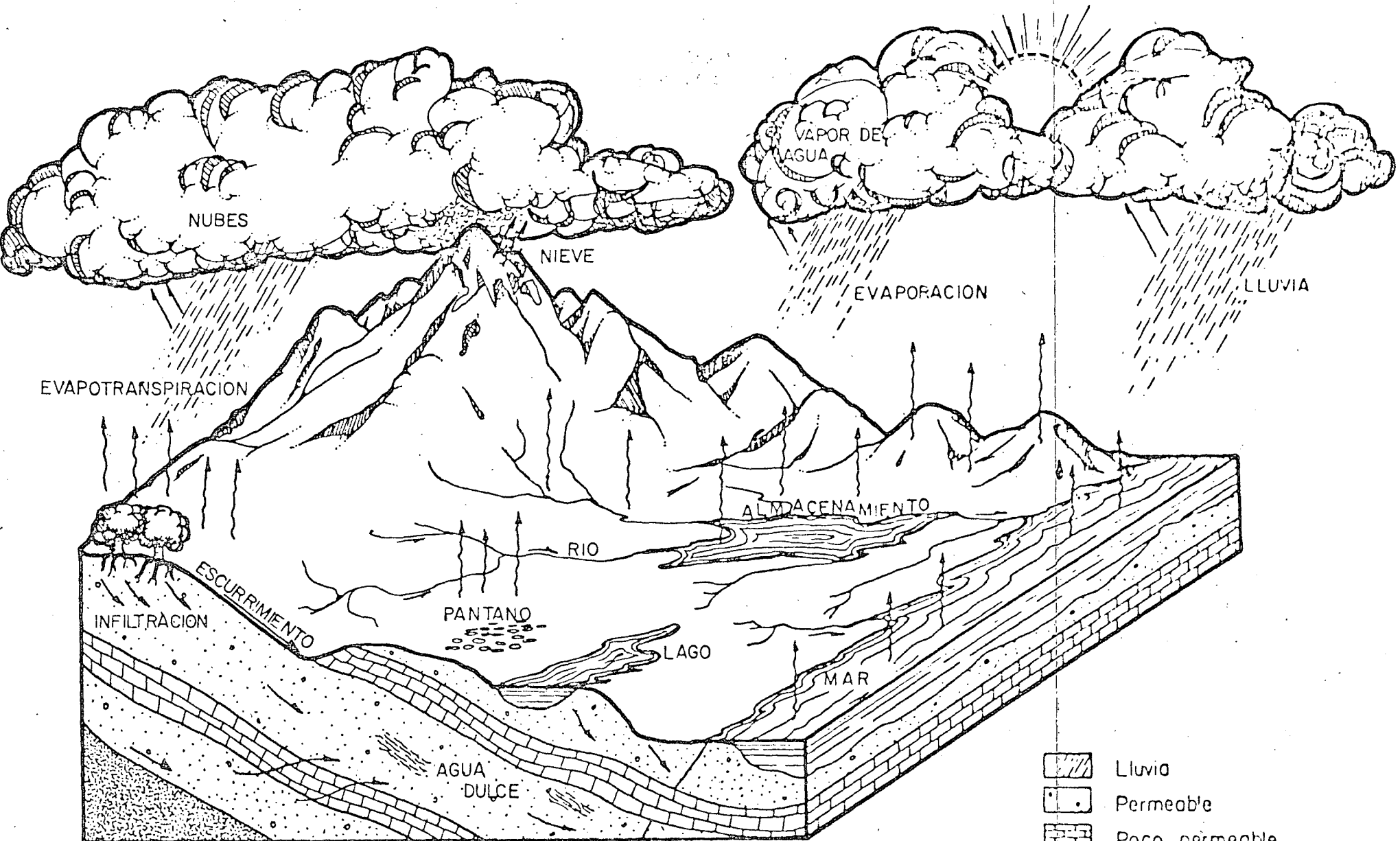
PLANTA



CORTE

CUENCA





NUBES
EVAPOTRANSPIRACION

NIEVE

VAPOR DE AGUA

EVAPORACION

LLUVIA

RIO

ALMACENAMIENTO

ESCURRIMIENTO
INFILTRACION






PANTANO

LAGO

MAR

AGUA DULCE

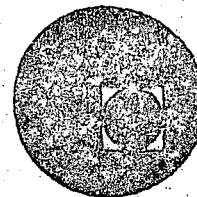
AGUA SALADA

-  Lluvia
-  Permeable
-  Poco permeable
-  Impermeable
-  Dirección del movimiento del agua.

EL CICLO HIDROLOGICO



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

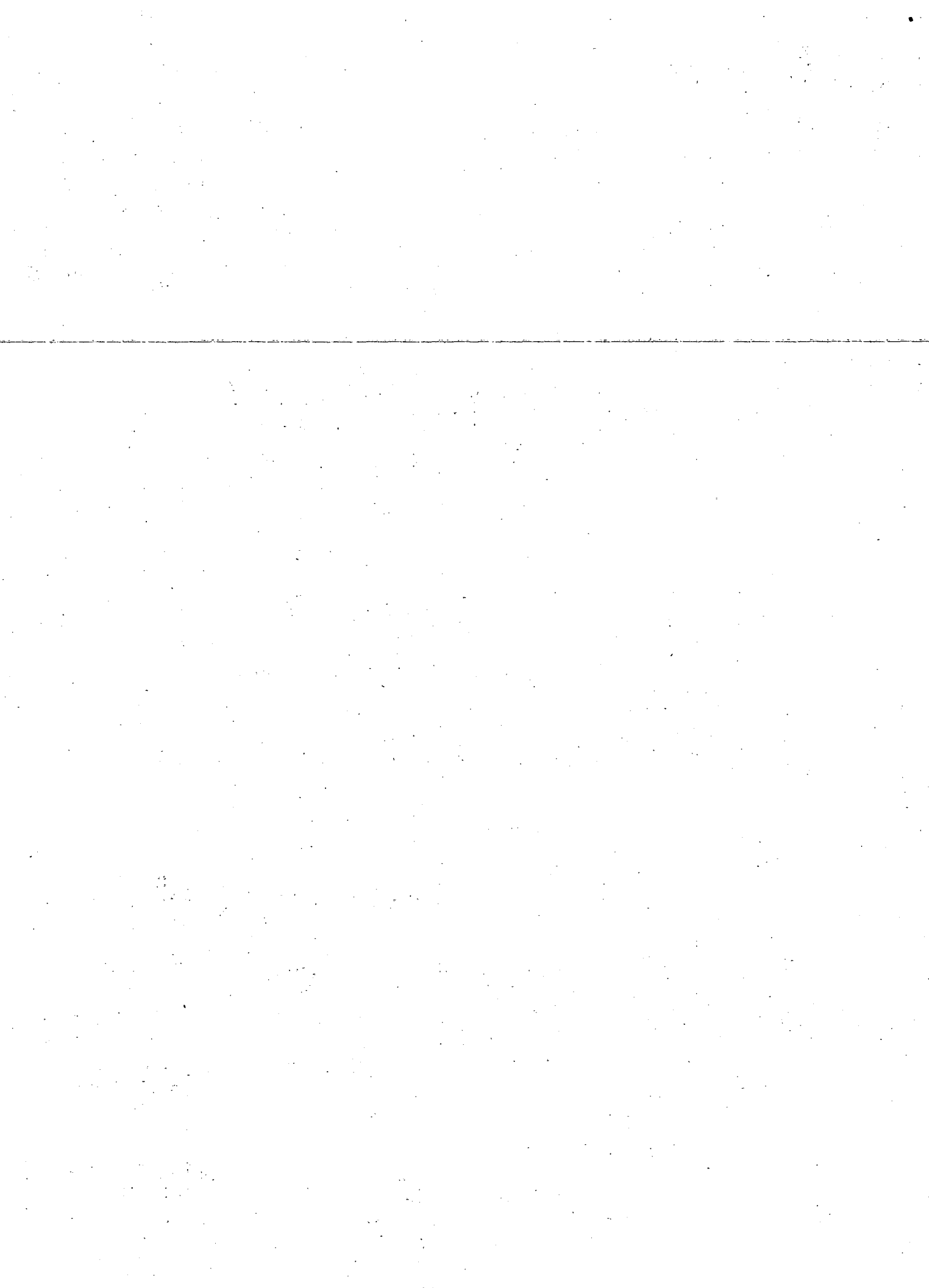


CAPACITACION PARA INGENIEROS
PROYECTISTAS EN ZONAS DE RIEGO

SALTO HIDRAULICO EN CANALES DE
SECCION GEOMETRICA SENCILLA

GILBERTO SOTELO A
E. RODRIGUEZ.

AGOSTO 1978



Salto hidráulico en canales de sección geométrica sencilla

G. Sotelo A.*

E. Rodríguez A.**

1. INTRODUCCION

Dentro de la literatura técnica que trata la solución del salto hidráulico, existen varios trabajos que resuelven el problema de la determinación de los tirantes conjugados para diferentes secciones transversales. Sin embargo, los resultados gráficos adolecen de defectos, como son la falta de claridad, complejidad innecesaria, o bien imposibilidad de solución cuando el régimen subcrítico es el conocido.

En este trabajo se presenta la solución gráfica general del problema en el caso de canales de plantilla horizontal, paredes paralelas, eje longitudinal recto y sin obstáculos, como son los deflectores en tanques de amortiguación. Se tratan las secciones transversales más comunes en la práctica: rectangular, trapezoidal, triangular, circular y herradura; se incluye, para estas dos últimas, el caso de régimen subcrítico a presión. Los resultados aparecen con intervalos de valores suficientemente amplios para el uso del proyectista.

Partiendo de la ley del impulso y cantidad de movimiento aplicada a un canal de sección cualquiera, donde se conozcan las características antes o después del salto, se particularizan

*Hizo estudios de ingeniero civil y maestría en ingeniería civil (Hidráulica) en la Facultad de Ingeniería, UNAM, recibiendo los grados correspondientes en 1957 y 1958. Posteriormente fue investigador asistente en el Laboratorio de Investigaciones Hidráulicas y Mecánica de Suelos del Instituto Técnico Federal de Zurich, Suiza, en 1961 y del Laboratorio Federal de Obras Hidráulicas de Karlsruhe, Alemania, en 1962.

Actualmente es jefe del Departamento de Hidráulica de la División de Estudios Superiores, jefe de la Sección de Hidráulica de la División Profesional e Investigador del Instituto de Ingeniería, de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

**Se recibió de ingeniero civil en la Facultad de Ingeniería, UNAM, en noviembre de 1968.

los resultados a diferentes secciones transversales, llegando en todos los casos a ecuaciones del tipo

$$F_1^2 = f_1(y_1, y_2, \text{geometría de la sección})$$

$$F_2^2 = f_2(y_1, y_2, \text{geometría de la sección})$$

Posteriormente se señalan, en términos muy generales, las características de los programas de computadora usados para tabular esas ecuaciones y se muestra como ejemplo el diagrama de bloque de uno de ellos. Finalmente, se incluye un conjunto de gráficas que resuelven el problema para las secciones más usuales, estableciendo la relación de tirantes conjugados con el número de Froude (o una función de este) para diferentes parámetros que dependen de la geometría de la sección del canal. Con fines de comparación se incluyen dos gráficas en las que aparecen las curvas representativas de cada una de las secciones transversales estudiadas.

2. ECUACION GENERAL DEL SALTO HIDRAULICO

Se ha comprobado experimentalmente en numerosas ocasiones la bondad de la ley del impulso en la deducción de las ecuaciones del salto hidráulico para diferentes formas de sección transversal. Por ser muy conocidas dentro de la literatura técnica las hipótesis en que se basa esta aplicación, no se hará aquí una discusión detallada de las mismas, con su aceptación inmediata en los siguientes desarrollos.

Considérese el volumen de control que se muestra en la fig 1, limitado por las paredes y plantilla de un canal horizontal y las secciones transversales antes y después del salto.

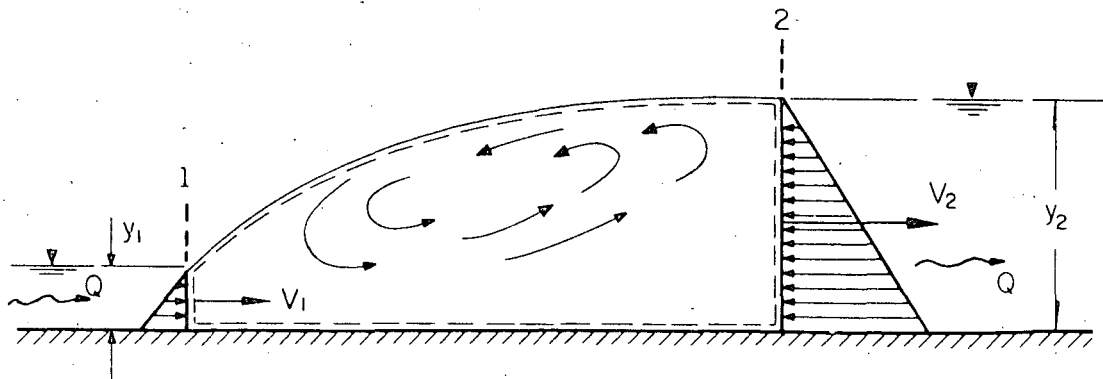


Fig 1

Volumen de control en un salto hidráulico

La ley del impulso y cantidad de movimiento establece que para la dirección horizontal la diferencia de presiones totales hidrostáticas de las secciones transversales 1 y 2 vale

$$P_2 - P_1 = \frac{\gamma Q}{g} (V_1 - V_2)$$

donde

- g aceleración de la gravedad, en m/seg²
- P presión total, en kg
- Q gasto, en m³/seg
- V velocidad, en m/seg
- γ peso específico del agua, en kg/m³

Si A representa el área de la sección, por el principio de continuidad, la ecuación anterior se puede escribir

$$P_2 - P_1 = \frac{\gamma Q^2}{g} \left[\frac{1}{A_1} - \frac{1}{A_2} \right] \quad (2.1)$$

Las fuerzas totales debidas a la presión hidrostática se pueden calcular como sigue

$$P = \gamma A (k'y)$$

donde k' es un coeficiente que, multiplicado por el tirante y, determina la profundidad del centro de gravedad de la sección; esto es, depende de la geometría de dicha sección.

Por otra parte, el cuadrado del número de Froude en una sección cualquiera es

$$F^2 = \frac{V^2}{gy} = \frac{Q^2}{A^2 gy}$$

Además

$$F_1^2 A_1^2 y_1 = F_2^2 A_2^2 y_2$$

La ec 2.1 resulta

$$A_2 (k'_2 y_2) - A_1 (k'_1 y_1) = F_1^2 A_1 y_1 \left(1 - \frac{A_1}{A_2} \right) \quad (2.2)$$

o bien

$$A_2 (k'_2 y_2) - A_1 (k'_1 y_1) = F_2^2 A_2 y_2 \left(\frac{A_2}{A_1} - 1 \right) \quad (2.3)$$

que son dos formas de la "ecuación general del salto hidráulico". La ec 2.2 es útil cuando se conocen las características en

régimen supercrítico antes del salto, por el contrario, la ec 2.3 lo es cuando se conocen las características en régimen subcrítico después del salto.

3. APLICACIONES A CANALES DE SECCION GEOMETRICA SENCILLA

Se aplicarán aquí las ecs 2.2 y 2.3 a canales de diferentes formas de sección, expresando los resultados en términos de los números adimensionales que han demostrado mayor comodidad en el trazo de las gráficas.

3.1 Sección rectangular

La geometría de la sección se expresa en términos del ancho de la plantilla y del tirante (fig 2). Así, A y k' valen

$$A = b y \quad k' = \frac{1}{2}$$

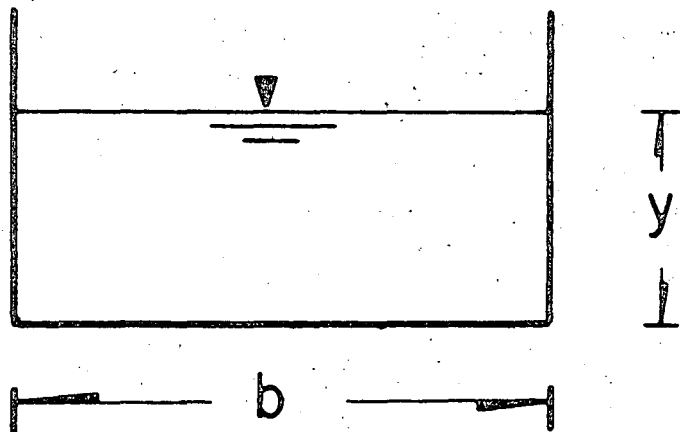


Fig 2

Sección rectangular

a) Régimen supercrítico conocido. Sustituyendo las dos ecuaciones anteriores en la ec 2.2, se obtiene

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1 \right) \quad (3.1)$$

b) Régimen subcrítico conocido. Si la sustitución se hace ahora en la ec 2.3

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 F_2^2} - 1 \right) \quad (3.2)$$

que son las ecuaciones conocidas para el salto en sección rectangular.

3.2 Sección triangular

Para esta sección, con designación de taludes k_1 y k_2 (fig 3), el área vale

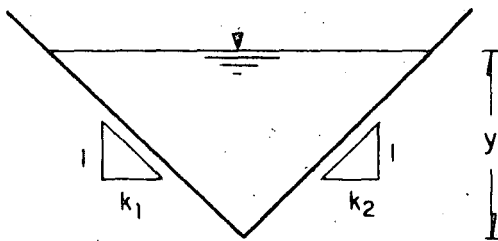


Fig 3

Sección triangular

$$A = k y^2$$

donde k es el promedio de los taludes

$$k = \frac{k_1 + k_2}{2}$$

además

$$k' = \frac{1}{3}$$

a) Régimen supercrítico conocido. Tomando en cuenta la ec 2.2

$$y_2^3 - y_1^3 = 3 F_1^2 y_1^3 \left(\frac{y_2^2 - y_1^2}{y_2^2} \right)$$

que se puede escribir en la forma

$$(y_2^2 + y_2 y_1 + y_1^2) (y_2 - y_1) = 3 F_1^2 y_1^3 \left[\frac{(y_2 + y_1) (y_2 - y_1)}{y_2^2} \right]$$

o bien

$$\left(\frac{y_2}{y_1} \right)^4 + \left(\frac{y_2}{y_1} \right)^3 + \left(\frac{y_2}{y_1} \right)^2 - 3 F_1^2 \left(\frac{y_2}{y_1} \right) - 3 F_1^2 = 0 \quad (3.3)$$

La raíz real positiva de esta ecuación permite determinar el tirante conjugado mayor del salto. Para efectos del cálculo de las gráficas con la computadora, resulta más conveniente la forma

$$F_1^2 = \frac{\left(\frac{y_2}{y_1} \right)^4 + \left(\frac{y_2}{y_1} \right)^3 + \left(\frac{y_2}{y_1} \right)^2}{3 \left(\frac{y_2}{y_1} + 1 \right)} \quad (3.4)$$

b) Régimen subcrítico conocido. Con transformaciones análogas a las anteriores, sustituyendo en la ec 2.3, resulta

$$\left(\frac{y_1}{y_2} \right)^4 + \left(\frac{y_1}{y_2} \right)^3 + \left(\frac{y_1}{y_2} \right)^2 - 3 F_2^2 \left(\frac{y_1}{y_2} \right) + 3 F_2^2 = 0 \quad (3.5)$$

$$F_2^2 = \frac{\left(\frac{y_1}{y_2} \right)^4 + \left(\frac{y_1}{y_2} \right)^3 + \left(\frac{y_1}{y_2} \right)^2}{3 \left(\frac{y_1}{y_2} - 1 \right)} \quad (3.6)$$

Se observa que en estas ecuaciones no intervienen los taludes de la sección.

3.3 Sección trapezoidal

El área es (ver fig 4)

$$A = (b + k y) y$$

$$\text{donde } k = \frac{k_1 + k_2}{2}$$

$$\text{además, } k' = \frac{1}{3} + \frac{1}{6} \frac{b}{b + ky}$$

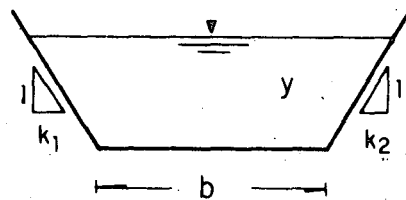


Fig 4 Sección trapezoidal

a) Régimen supercrítico conocido. Sustituyendo en la ec 2.2

$$\frac{3}{2} b y_2^2 + k y_2^3 - \frac{3}{2} b y_1^2 - k y_1^3 - 3 F_1^2 \left[\frac{(b y_1^2 + k y_1^3) (b y_2 + k y_2^2) - (b + k y_1)^2 y_1^3}{b y_2 + k y_2^2} \right] = 0$$

Multiplicando esta ecuación por $\frac{b y_2 + k y_2^2}{k^2 y_1^5}$, se obtiene

$$\begin{aligned} & \left(\frac{y_2}{y_1} \right)^5 + \frac{5}{2} \left(\frac{b}{k y_1} \right) \left(\frac{y_2}{y_1} \right)^4 + \frac{3}{2} \left(\frac{b}{k y_1} \right)^2 \left(\frac{y_2}{y_1} \right)^3 - \\ & - \left(\frac{3}{2} \frac{b}{k y_1} + 1 + 3 F_1^2 \frac{b}{k y_1} + 3 F_1^2 \right) \left(\frac{y_2}{y_1} \right)^2 - \\ & - \left[\frac{3}{2} \left(\frac{b}{k y_1} \right)^2 + \frac{b}{k y_1} + 3 F_1^2 \left(\frac{b}{k y_1} \right)^2 + 3 F_1^2 \left(\frac{b}{k y_1} \right) \right] \left(\frac{y_2}{y_1} \right) + \\ & + 3 F_1^2 \left[\left(\frac{b}{k y_1} \right)^2 + 2 \frac{b}{k y_1} + 1 \right] = 0 \end{aligned}$$

El grado de la ecuación se reduce al dividir entre $\left(\frac{y_2}{y_1} - 1 \right)$, y con $t_1 = \frac{b}{k y_1}$, resulta finalmente

$$\begin{aligned} & \left(\frac{y_2}{y_1} \right)^4 + \left(\frac{5}{2} t_1 + 1 \right) \left(\frac{y_2}{y_1} \right)^3 + \left(\frac{3}{2} t_1^2 + \frac{5}{2} t_1 + 1 \right) \left(\frac{y_2}{y_1} \right)^2 + \\ & + \left[\frac{3}{2} t_1^2 + t_1 - 3 F_1^2 (t_1 + 1) \right] \left(\frac{y_2}{y_1} \right) - 3 F_1^2 (t_1 + 1)^2 = 0 \quad (3.7) \end{aligned}$$

Para efectos del cálculo y dibujo de las gráficas, resulta más conveniente utilizar el parámetro de Massey (ref 1)

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

y expresar la ec 3.7 como

$$F_{1M} = \frac{\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^4 + \left(\frac{5}{2}t_1 + 1\right)\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^3 + \left(\frac{3}{2}t_1^2 + \frac{5}{2}t_1 + 1\right)\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^2 + \left(\frac{3}{2}t_1^2 + t_1\right)\frac{y_2}{y_1}}{3\left(\frac{y_2}{y_1} + t_1 + 1\right)F_1} \quad (3.8)$$

b) Régimen subcrítico conocido. Con transformaciones análogas, tomando en cuenta la ec 2.3, resulta

$$\left(\frac{y_1}{y_2}\right)^4 + \left(\frac{5}{2}t_2 + 1\right)\left(\frac{y_1}{y_2}\right)^3 + \left(\frac{3}{2}t_2^2 + \frac{5}{2}t_2 + 1\right)\left(\frac{y_1}{y_2}\right)^2 + \left[\frac{3}{2}t_2^2 + t_2 - 3F_2^2(t_2 + 1)\right]\left(\frac{y_1}{y_2}\right) - 3F_2^2(t_2 + 1)^2 = 0 \quad (3.9)$$

$$F_{2M} = \frac{\left(\frac{y_1}{y_2}\right)^4 + \left(\frac{5}{2}t_2 + 1\right)\left(\frac{y_1}{y_2}\right)^3 + \left(\frac{3}{2}t_2^2 + \frac{5}{2}t_2 + 1\right)\left(\frac{y_1}{y_2}\right)^2 + \left(\frac{3}{2}t_2^2 + t_2\right)\frac{y_1}{y_2}}{3\left(\frac{y_1}{y_2} + t_2 + 1\right)F_2} \quad (3.10)$$

3.4 Sección parabólica

El área de la sección se puede calcular con la ecuación (fig 5)

$$A = c y^{3/2}$$

donde c es una constante que depende de la ecuación de la parábola.

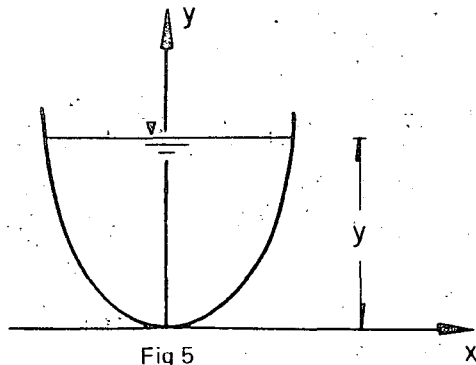


Fig 5
Sección parabólica

Además, $k' = \frac{2}{5}$

a) Régimen supercrítico conocido. De la ec 2.2, resulta

$$\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^4 - \left(\frac{5}{2}F_1^2 + 1\right)\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^{3/2} + \frac{5}{2}F_1^2 = 0 \quad (3.11)$$

o bien

$$F_1^2 = \frac{\frac{2}{5}\left[\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^4 - \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^{3/2}\right]}{\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^{3/2} - 1} \quad (3.12)$$

b) Régimen subcrítico conocido. Considerando la ec 2.3

$$\left(\frac{y_1}{y_2}\right)^4 - \left(\frac{5}{2}F_2^2 + 1\right)\left(\frac{y_1}{y_2}\right)^{3/2} + \frac{5}{2}F_2^2 = 0 \quad (3.13)$$

$$F_2^2 = \frac{\frac{2}{5}\left[\left(\frac{y_1}{y_2}\right)^4 - \left(\frac{y_1}{y_2}\right)^{3/2}\right]}{\left(\frac{y_1}{y_2}\right)^{3/2} - 1} \quad (3.14)$$

Se observa que en estas ecuaciones no interviene la constante c que aparece en la ecuación del área de la sección.

3.5 Sección circular

Para cualquier valor del tirante, el área hidráulica es (ver fig 6)

$$A = \frac{1}{8}(2a - \text{sen } 2a) D^2 = \left(\frac{1}{4}a - \frac{1}{4}\text{sen } a \cos a\right) D^2$$

Para $y \leq \frac{D}{2}$, se tiene

$$\text{sen } \alpha = \frac{2\sqrt{Dy - y^2}}{D} = 2\sqrt{\frac{y}{D} - \frac{y^2}{D^2}}$$

$$\cos \alpha = \frac{D/2 - y}{D/2} = 1 - \frac{2y}{D}$$

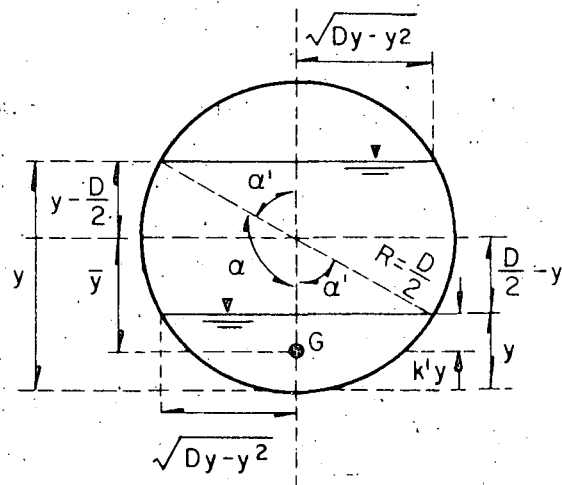


Fig 6

Sección circular

Sustituyendo en la ecuación del área

$$A = \left[\frac{1}{4} \text{áng} \cos \left(1 - \frac{2y}{D} \right) - \frac{1}{2} \left(1 - \frac{2y}{D} \right) \sqrt{\frac{y}{D} - \frac{y^2}{D^2}} \right] D^2 = m D^2 \quad (3.15)$$

Para $y > \frac{D}{2}$

$$\alpha = 180^\circ - \alpha'$$

$$\text{sen } \alpha = \text{sen} (180^\circ - \alpha') = \text{sen } \alpha' = 2 \sqrt{\frac{y}{D} - \frac{y^2}{D^2}}$$

$$\text{cos } \alpha = \text{cos} (180^\circ - \alpha') = -\text{cos } \alpha' = 1 - \frac{2y}{D}$$

Por lo tanto, la ec 3.15 vale para cualquier tirante.

Además, el coeficiente k' se obtiene de

$$k'y = \bar{y} - \left(\frac{D}{2} - y \right)$$

donde

$$\bar{y} = \frac{2 R^3 \text{sen}^3 \alpha}{3 A}$$

De acuerdo con los desarrollos anteriores

$$\bar{y} = \frac{2 D^3 \left(\frac{y}{D} \right)^{3/2} \left(1 - \frac{y}{D} \right)^{3/2} - 2 D \left(\frac{y}{D} \right)^{3/2} \left(1 - \frac{y}{D} \right)^{3/2}}{3 m D^2} = \frac{2 D \left(\frac{y}{D} \right)^{3/2} \left(1 - \frac{y}{D} \right)^{3/2}}{3 m} \quad (3.16)$$

$$k' = 1 - \frac{1}{2} \frac{D}{y} + \frac{2 \left(1 - \frac{y}{D} \right)^{3/2} \left(\frac{y}{D} \right)^{1/2}}{3 m}$$

donde $m = \frac{A}{D^2}$

Cuando la sección se llena totalmente, el área vale

$$A = \frac{\pi}{4} D^2 \quad (3.17)$$

y

$$k' = 1 - \frac{1}{2y_2} \quad (3.18)$$

3.5.1 Flujo a superficie libre antes y después del salto

a) Régimen supercrítico conocido. Considerando la ec 2.2, se obtiene

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{m_1}{m_2 k_2} \left[k_1' + F_1^2 \left(1 - \frac{m_1}{m_2} \right) \right] \quad (3.19)$$

o bien

$$F_1^2 = \frac{\frac{m_2}{m_1} k_2' \frac{y_2}{y_1} - k_1'}{1 - \frac{m_1}{m_2}} \quad (3.20)$$

Para tener mayor precisión en las gráficas, conviene más utilizar el parámetro adimensional, en lugar del número de Froude

$$F_{1R}^2 = \frac{Q^2}{g y_1^5} = F_1^2 m_1^2 \left(\frac{D}{y_1} \right)^4 \quad (3.21)$$

En consecuencia, la ec 3.20 se escribe en la forma

$$F_{1R}^2 = \frac{m_1 m_2 k_2' \left(\frac{y_2}{y_1} \right) - m_1^2 k_1'}{\left(\frac{y_1}{D} \right)^4 \left(1 - \frac{m_1}{m_2} \right)} \quad (3.22)$$

b) Régimen subcrítico conocido. De la ec 2.3, se obtiene

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{m_2}{m_1 k_1'} \left[k_2' - F_2^2 \left(\frac{m_2}{m_1} - 1 \right) \right] \quad (3.23)$$

y también

$$F_2^2 = \frac{k_2' - \frac{m_1 k_1' y_1}{m_2 y_2}}{\frac{m_2}{m_1} - 1} \quad (3.24)$$

o bien, con

$$F_{2R}^2 = \frac{Q^2}{g y_2^5} = F_2^2 m_2^2 \left(\frac{D}{y_2} \right)^4 \quad (3.25)$$

y

$$F_{2R}^2 = \frac{m_2^2 k_2' - m_1 m_2 k_1' \left(\frac{y_1}{y_2} \right)}{\left(\frac{y_2}{D} \right)^4 \left(\frac{m_2}{m_1} - 1 \right)} \quad (3.26)$$

donde

$$m_1 = \frac{1}{4} \text{áng} \cos \left(1 - 2 \frac{y_1}{D} \right) - \frac{1}{2} \left(1 - 2 \frac{y_1}{D} \right) \sqrt{\frac{y_1}{D} - \left(\frac{y_1}{D} \right)^2} \quad (3.27)$$

$$m_2 = \frac{1}{4} \text{áng} \cos \left(1 - 2 \frac{y_2}{D} \right) - \frac{1}{2} \left(1 - 2 \frac{y_2}{D} \right) \sqrt{\frac{y_2}{D} - \left(\frac{y_2}{D} \right)^2} \quad (3.28)$$

$$k_1' = 1 - \frac{1}{2 \left(\frac{y_1}{D} \right)} + \frac{2 \left(1 - \frac{y_1}{D} \right)^{3/2} \left(\frac{y_1}{D} \right)^{1/2}}{3 m_1} \quad (3.29)$$

$$k_2' = 1 - \frac{1}{2 \left(\frac{y_2}{D} \right)} + \frac{2 \left(1 - \frac{y_2}{D} \right)^{3/2} \left(\frac{y_2}{D} \right)^{1/2}}{3 m_2} \quad (3.30)$$

3.5.2 Flujo a presión después del salto

En este caso, valen también las ecuaciones generales de salto (ecs 2.2 y 2.3), siempre que A_2 corresponda al área total llena y y_2 a la altura del gradiente de presiones en la sección 2 (fig 7). Por lo mismo, son válidas las ecs 3.19 y 3.22 para el régi-

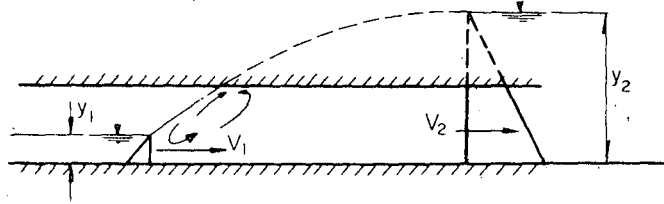


Fig 7

Salto hidráulico forzado en un conducto circular

men supercrítico conocido, y las ecs 3.23 y 3.26 para el subcrítico conocido, siempre que m_1 y k'_1 se calculen de las ecs 3.27 y 3.29, pero m_2 y k'_2 son constantes que resultan de las ecs 3.17 y 3.18 y valen

$$m_2 = \frac{\pi}{4} \quad (3.31)$$

$$k'_1 = 1 - \frac{1}{2\left(\frac{y_2}{D}\right)} \quad (3.32)$$

La definición de F_2 y F_{2R} no cambia.

3.6 Sección herradura

Para calcular el área, conviene dividir la sección en tres zonas como se muestra en la fig 8:

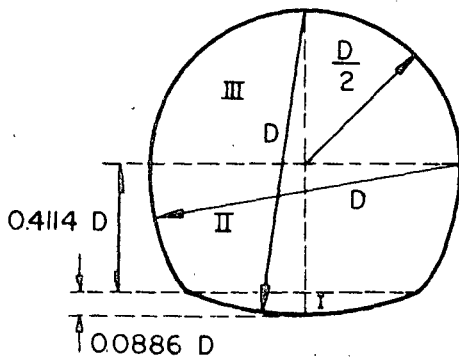


Fig 8

Sección herradura

Zona I. Para $y \leq 0.0886 D$

En esta zona son válidas las ecuaciones similares a las 3.15 y 3.16, con la única diferencia que en este caso el radio es igual al diámetro ($R = D$). Esto es, se consideran válidas las ecuaciones siguientes

$$A_I = \left[\text{áng} \cos \left(1 - \frac{y}{D}\right) - 2 \left(1 - \frac{y}{D}\right) \sqrt{\frac{y}{2D} - \frac{1y^2}{4D^2}} \right] D^2 = m_I D^2 \quad (3.33)$$

$$k'_1 = 1 - \frac{D}{y} + \frac{2 \left(1 - \frac{y}{2D}\right)^{3/2} \left(\frac{y}{2D}\right)^{1/2}}{\frac{3}{4} m_1} \quad (3.34)$$

Cuando $y = 0.0886 D$, $A_I = 0.04906 D^2$ y $k'_1 = 0.4038$

Zona II. Para $0.0886 D \leq y \leq 0.5 D$

El área hidráulica, para tirantes dentro de esta zona, es

$$A_{II} = \left[\text{áng} \cos \left(0.5 - \frac{y}{D}\right) - 2 \left(0.5 - \frac{y}{D}\right) \times \sqrt{0.1875 + 0.25 \frac{y}{D} - \frac{1}{4} \frac{y^2}{D^2}} - \frac{y}{D} - 0.6342 D^2 \right] = m_{II} D^2 \quad (3.35)$$

y el coeficiente k'_{II}

$$k'_{II} = \frac{1}{m_{II} \left(\frac{y}{D}\right)} \left\{ \frac{2}{3} \left[0.75 + \frac{y}{D} - \left(\frac{y}{D}\right)^2 \right]^{3/2} + 0.5 \left(1 - \frac{y}{D}\right)^2 - 0.474177 - 1 - \left(2 \frac{y}{D} - \frac{1}{4}\right) \left[0.75 + \frac{y}{D} - \left(\frac{y}{D}\right)^2 \right]^{1/2} - \frac{1}{2} \text{áng} \sin \left(0.5 - \frac{y}{D}\right) \right\} + \left(1 - \frac{D}{y}\right) \quad (3.36)$$

Zona III. Para $0.5 D \leq y \leq D$

$$A_{III} = \left[0.4366 - 0.25 \text{áng} \sin \left(1 - 2 \frac{y}{D}\right) - 0.5 \left(1 - 2 \frac{y}{D}\right) \times \sqrt{\frac{y}{D} - \left(\frac{y}{D}\right)^2} \right] D^2 = m_{III} D^2 \quad (3.37)$$

$$k'_{III} = \frac{1}{m_{III} \left(\frac{y}{D}\right)} \left\{ 0.234156 + \frac{2}{3} \left[\frac{y}{D} - \left(\frac{y}{D}\right)^2 \right]^{3/2} - \frac{1}{4} \left(1 - 2 \frac{y}{D}\right) \sqrt{\frac{y}{D} - \left(\frac{y}{D}\right)^2} + \frac{1}{8} \text{áng} \sin \left(2 \frac{y}{D} - 1\right) \right\} + \left(1 - \frac{D}{y}\right) \quad (3.38)$$

Cuando la sección se llena totalmente, el área y k' valen

$$A = 0.8293 D^2$$

$$k' = 0.51923$$

3.6.1 Flujo a superficie libre antes y después del salto

a) Régimen supercrítico conocido

Son válidas las ecs 3.19 a 3.22 para la sección circular.

b) Régimen subcrítico conocido

Se cumplen las ecs 3.23 a 3.26 para la sección circular.

En estas ecuaciones las constantes m_1 , m_2 , k'_1 y k'_2 deben calcularse según la zona de que se trate, partiendo de las ecs 3.33 a 3.38.

3.6.2 Flujo a presión después del salto

Consideramos las ecs 3.19 y 3.20 para régimen conocido y las ecs 3.23 y 3.26 para régimen subcrítico conocido, siempre que m_1 y k'_1 se calculen con las ecuaciones que correspondan, de acuerdo con la zona de la sección de que se trate. Las constantes m_2 y k'_2 toman los valores

$$m_2 = 0.8293$$

$$k'_2 = 1 - 0.48077 (D/y_2)$$

3.7 Gráficas de salto hidráulico

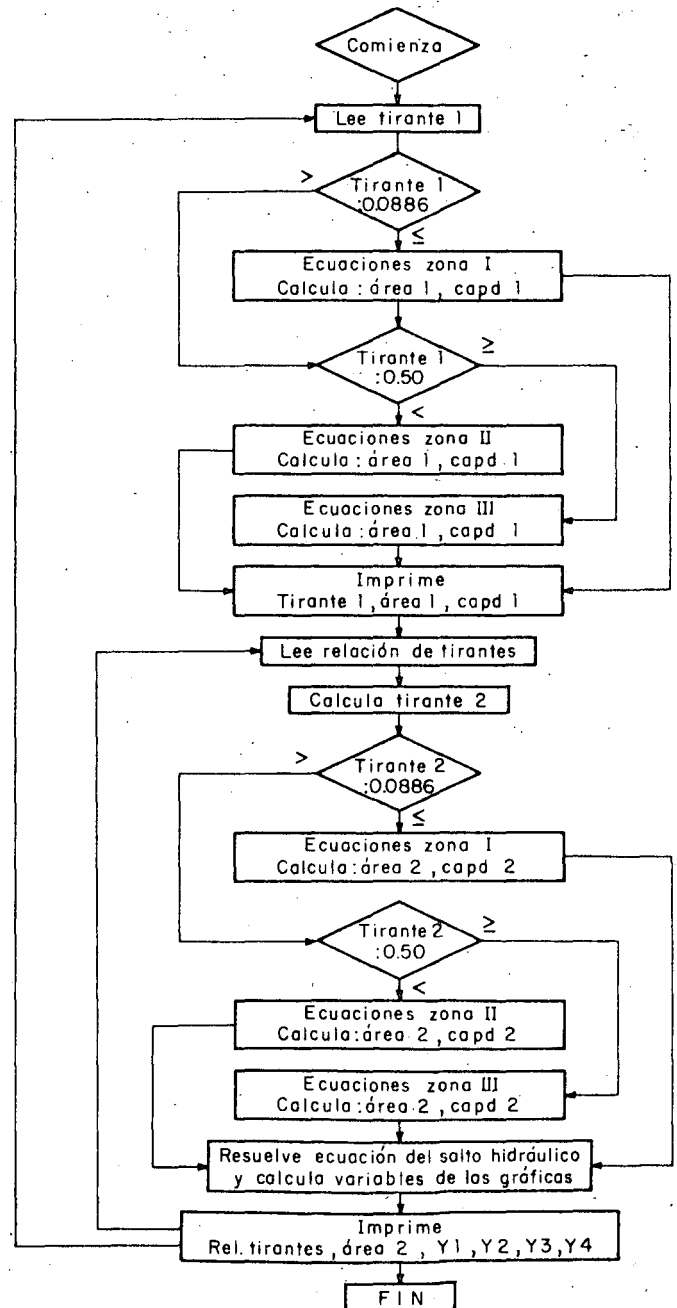
Con objeto de facilitar el trabajo del proyectista, al final del trabajo se presentan las gráficas de las ecuaciones resultantes para cada sección. La elaboración de las gráficas requirió de una tabla de valores para cada una de las curvas por dibujar de cada sección. Estas tablas se obtuvieron programando en computadora digital las diferentes etapas de cálculo (figs 9 a 16).

El conjunto de programas de computadora consistió, esencialmente, en la evaluación del número de Froude para diferentes relaciones de tirantes, antes y después del salto; esto es, se tabularon ecuaciones del tipo 3.4. En el caso de la sección trapezoidal, además de las diferentes relaciones de tirantes, se hicieron intervenir diferentes valores del parámetro t , tabulando entonces las ecs 3.8 y 3.10. En general, la iteración se hizo con una proposición $D\emptyset$.

La tabulación de las ecuaciones para las secciones circular y de herradura requirió de dos proposiciones $D\emptyset$ para calcular las características geométricas k y m de las secciones, antes y después del salto. Al final del segundo $D\emptyset$ se resuelven las ecs 3.22 a 3.26. Dentro de cada $D\emptyset$ hay proposiciones IF para escoger adecuadamente las ecuaciones que permiten determinar las constantes m y k' , según la zona.

A vfa de ejemplo, se presenta a continuación el diagrama de bloque correspondiente al programa de tabulación de la ecuación del salto en canales de sección herradura, conocido el régimen supercrítico (ec 3.22).

Diagrama de bloque



4. CONCLUSIONES

1. Se juzgó suficiente para fines prácticos un intervalo de variación de la relación de tirantes de 1 a 10, lo que equivale a una variación del número de Froude desde el crítico hasta el valor doce, aproximadamente. En el caso del salto hidráulico con régimen subcrítico a presión, se aceptó como tirante subcrítico máximo el valor $4 D$.

2. En las gráficas puede observarse la similitud de resultados entre las secciones circular y herradura.

3. Hay desconocimiento de las características del salto hidráulico en secciones circular y herradura cuando $(y_1/D) > 0.8$. Por esta razón, en las gráficas correspondientes, se consideraron solamente valores de $0 \leq y_1/D \leq 0.8$.

4. Puede observarse en las gráficas correspondientes a las secciones circular y herradura, con régimen subcrítico conocido, que algunas curvas no alcanzan el valor $y_1/y_2 = 1$. Esto está obligado por la limitación en el intervalo de la variable y_1/D , ya que $(y_1/D)_{m\acute{a}x} = 0.8$.

5. Se indica en las gráficas de las secciones circular y herradura, con régimen supercrítico conocido, el lugar geométrico de los puntos límites del salto a superficie libre. Para las gráficas equivalentes, pero con régimen subcrítico conocido, la curva límite es la $y_2/D = 1$. Ambos son de indudable utilidad en el conocimiento de las características de un salto hidráulico.

6. Existen tablas de los valores de m y k para las secciones circular y herradura en la ref 2, y que son útiles cuando se desea afinar los resultados obtenidos de las gráficas mediante computadora de escritorio.

5. REFERENCIAS

1. B. S. Massey, "Hydraulic Jump in Trapezoidal Channels", *Revista Water Power*, Londres (jun 1961).

2. "Design of Small Dams", *United States Bureau of Reclamation*, Denver, EUA (1965)

3. R. M. Advani, "Hydraulic Jump in Trapezoidal Channels", *Revista Water Power*, Londres (abr 1966).

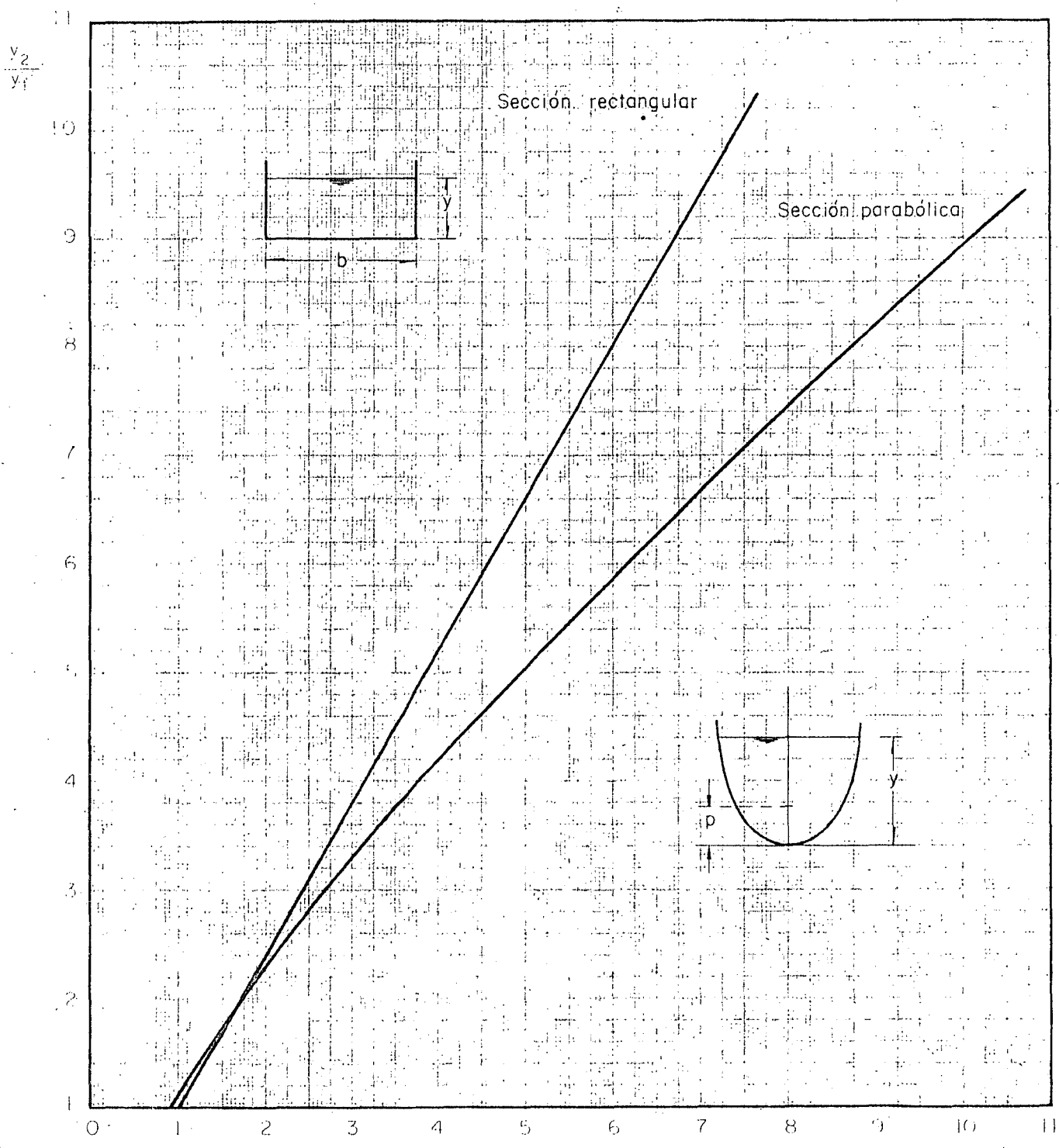
4. L. Levin y J. Sicard, "Abaques pour le calcul du ressaut classique dans un canal horizontal de toutes formes", *Revista la Houille Blanche*, No. 7 (1964).

5. N. Rajaratnam, "Hydraulic Jump in Horizontal Conduits", *Revista Water Power*, Londres (feb 1965).

6. N. Rajaratnam, "Forced Hydraulic Jump", *Revista Water Power*, Londres (ene 1964).

7. R. Silvester, "Hydraulic Jump in all Shapes of Horizontal Channels", *Journal of the Hydraulic Division*, Proc., ASCE (ene 1964).

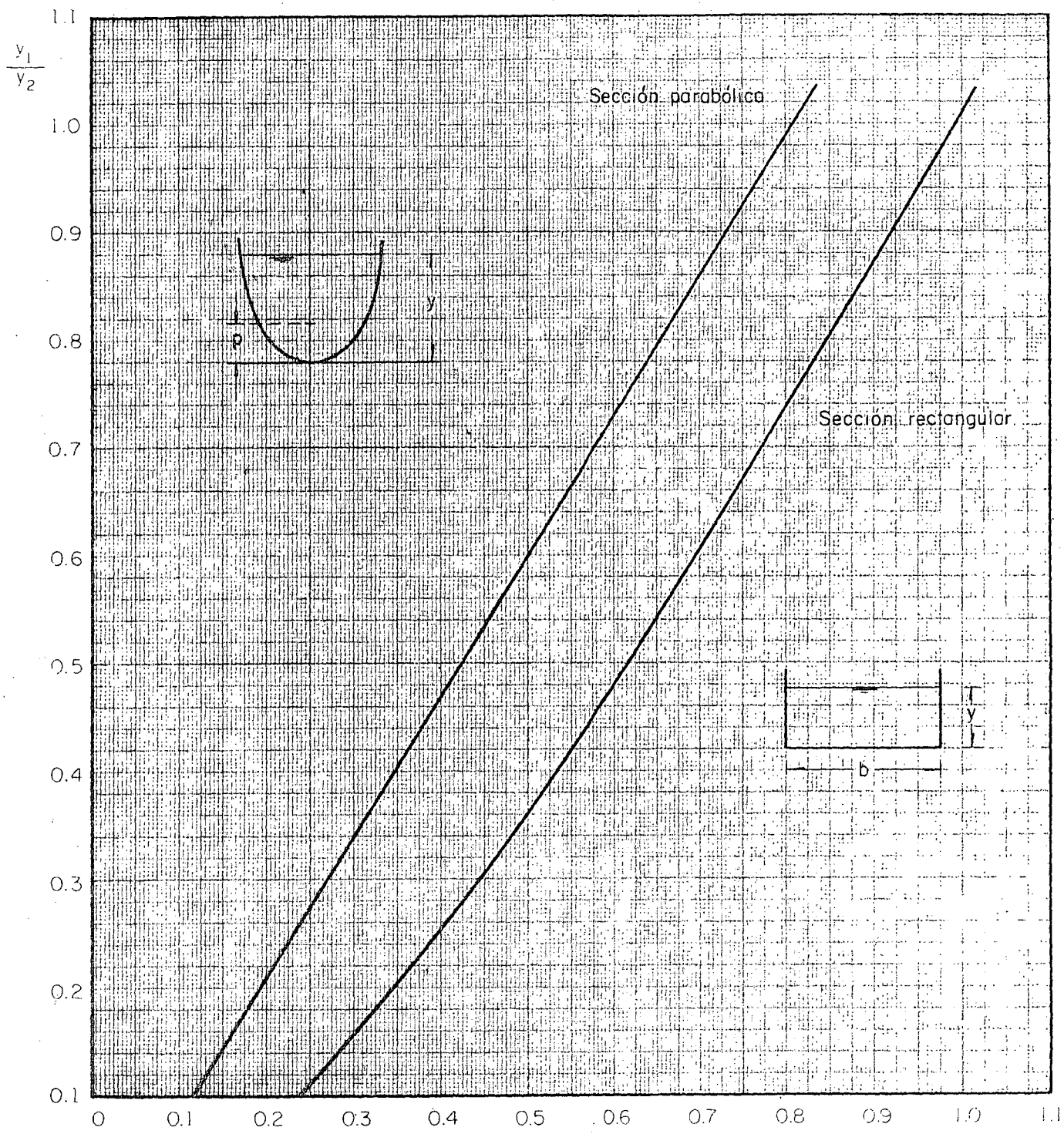
8. A. Thiruvengadam, "Hydraulic Jump in Circular Channels", *Revista Water Power*, Londres (dic 1961).



$$Fr = \frac{v_1}{\sqrt{g y_1}}$$

CANALES DE SECCION RECTANGULAR Y PARABOLICA

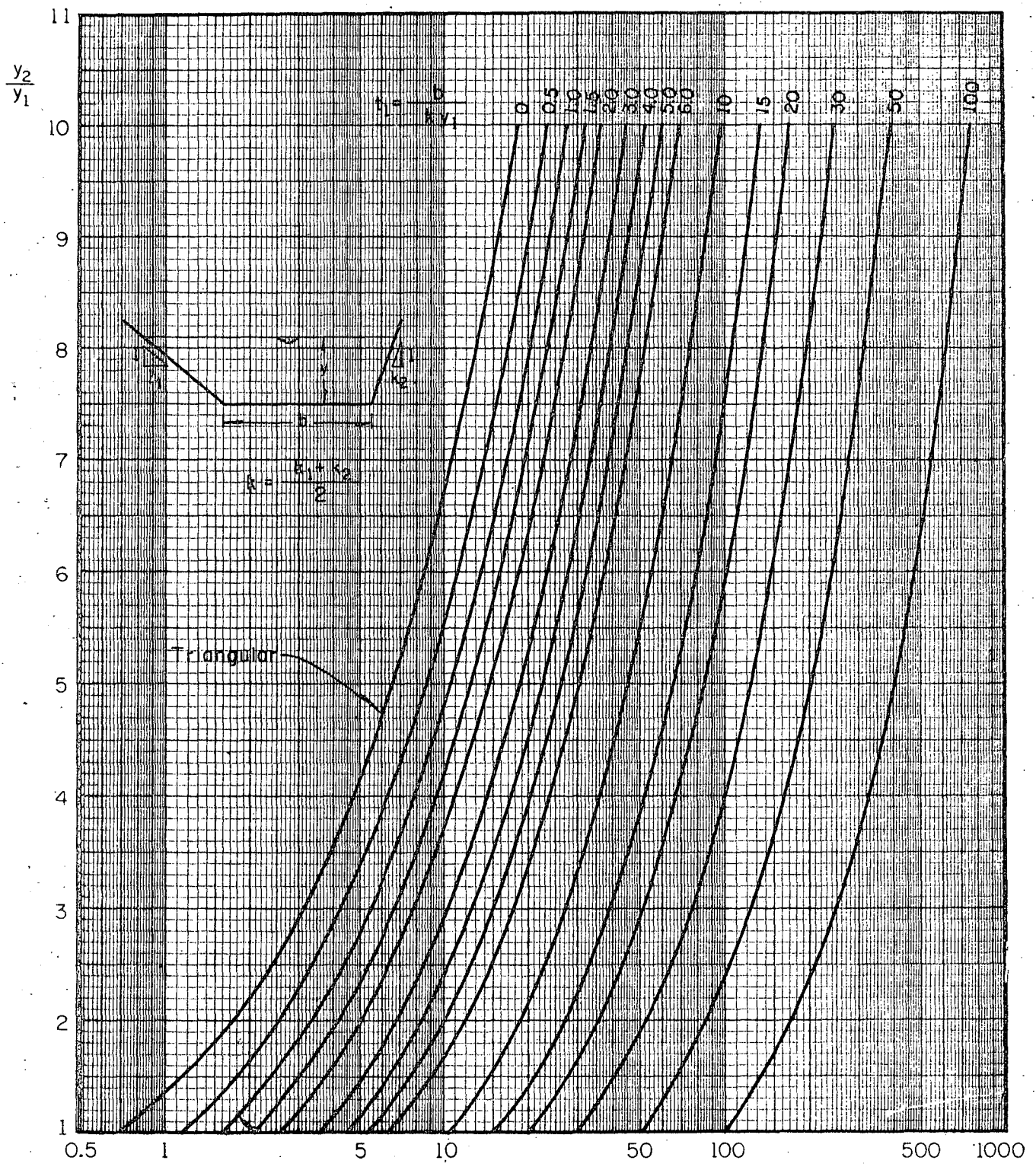
Fig 9 Gráfica para la determinación del tirante subcrítico, conocido el régimen supercrítico



$$F_2 = \frac{V_2}{\sqrt{g y_2}}$$

CANALES DE SECCION RECTANGULAR Y PARABOLICA

Fig 10 Gráfica para la determinación del tirante supercrítico, conocido el régimen subcrítico

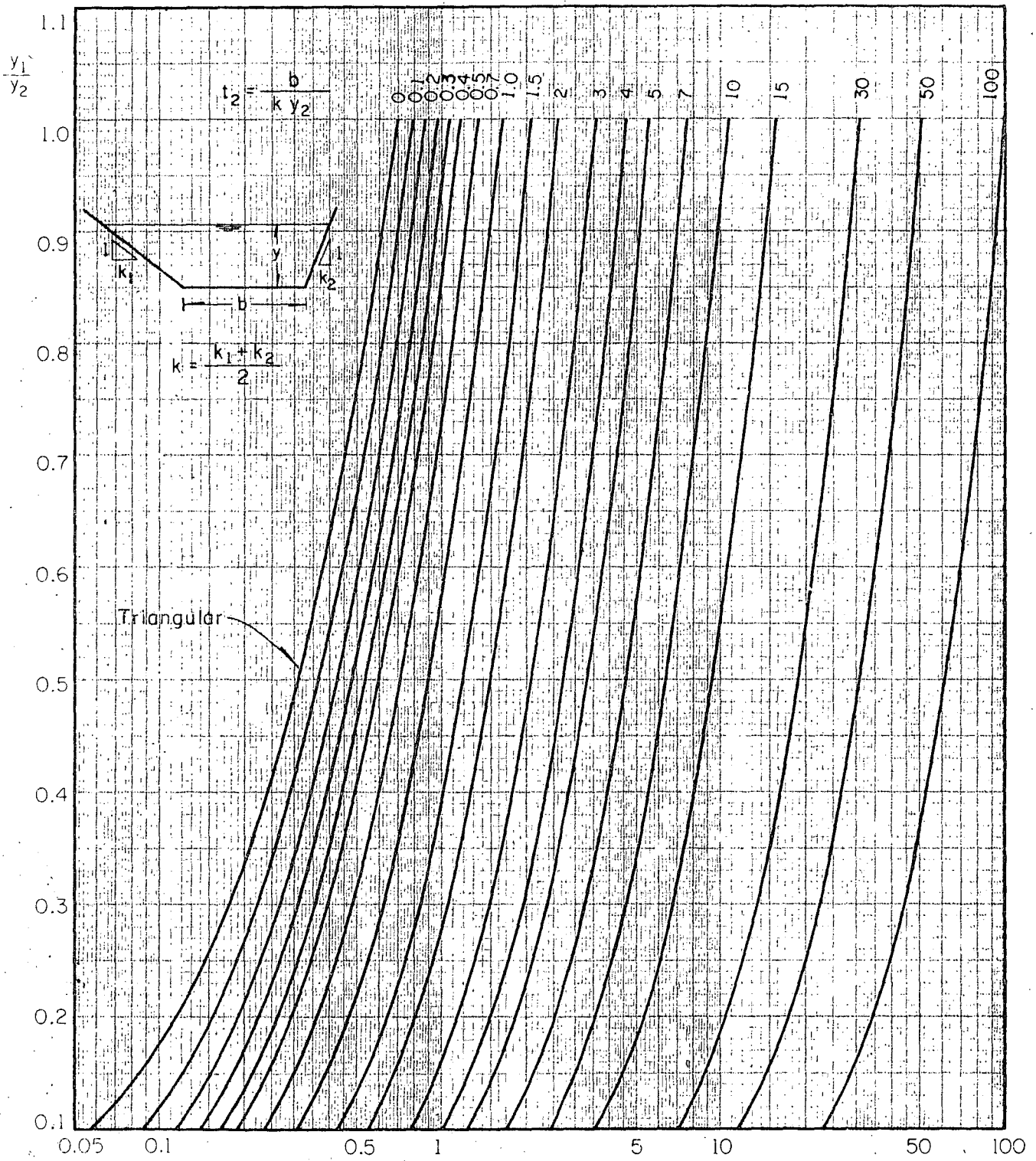


$$F_{1M} = \frac{Q}{g^{1/2} k y_1^{5/2}}$$

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

CANALES DE SECCION TRAPEZOIDAL (TRIANGULAR INCLUIDA)

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

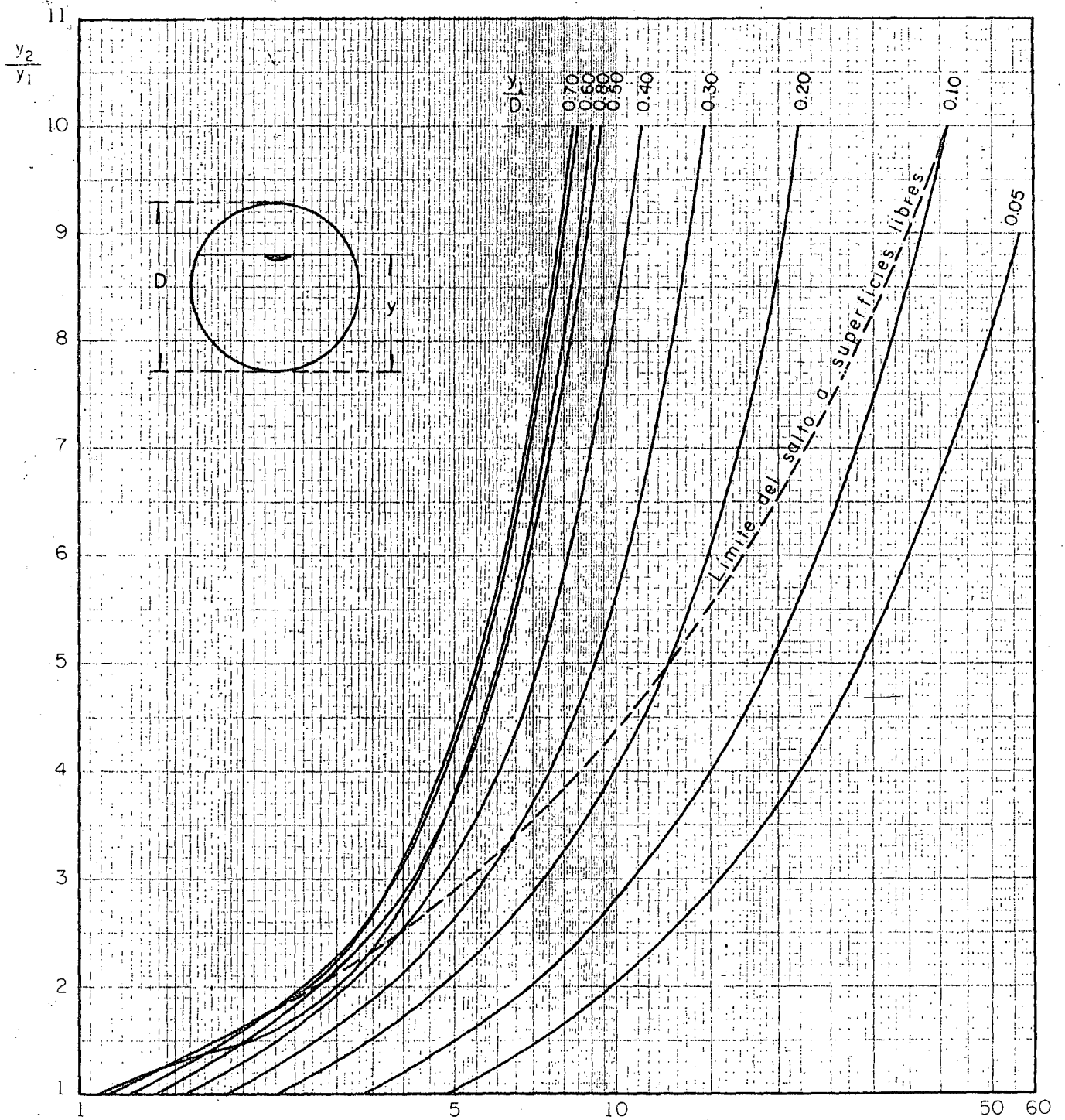


$$F_{2M} = \frac{Q}{g^{1/2} k^{5/2} y_2^{5/2}}$$

$$F_{2M} = (t_2 + 1) F_2$$

CANALES DE SECCION TRAPEZIAL (TRIANGULAR INCLUIDA)

Fig 12 Gráfica para la determinación del tirante supercrítico, conocido el régimen subcrítico

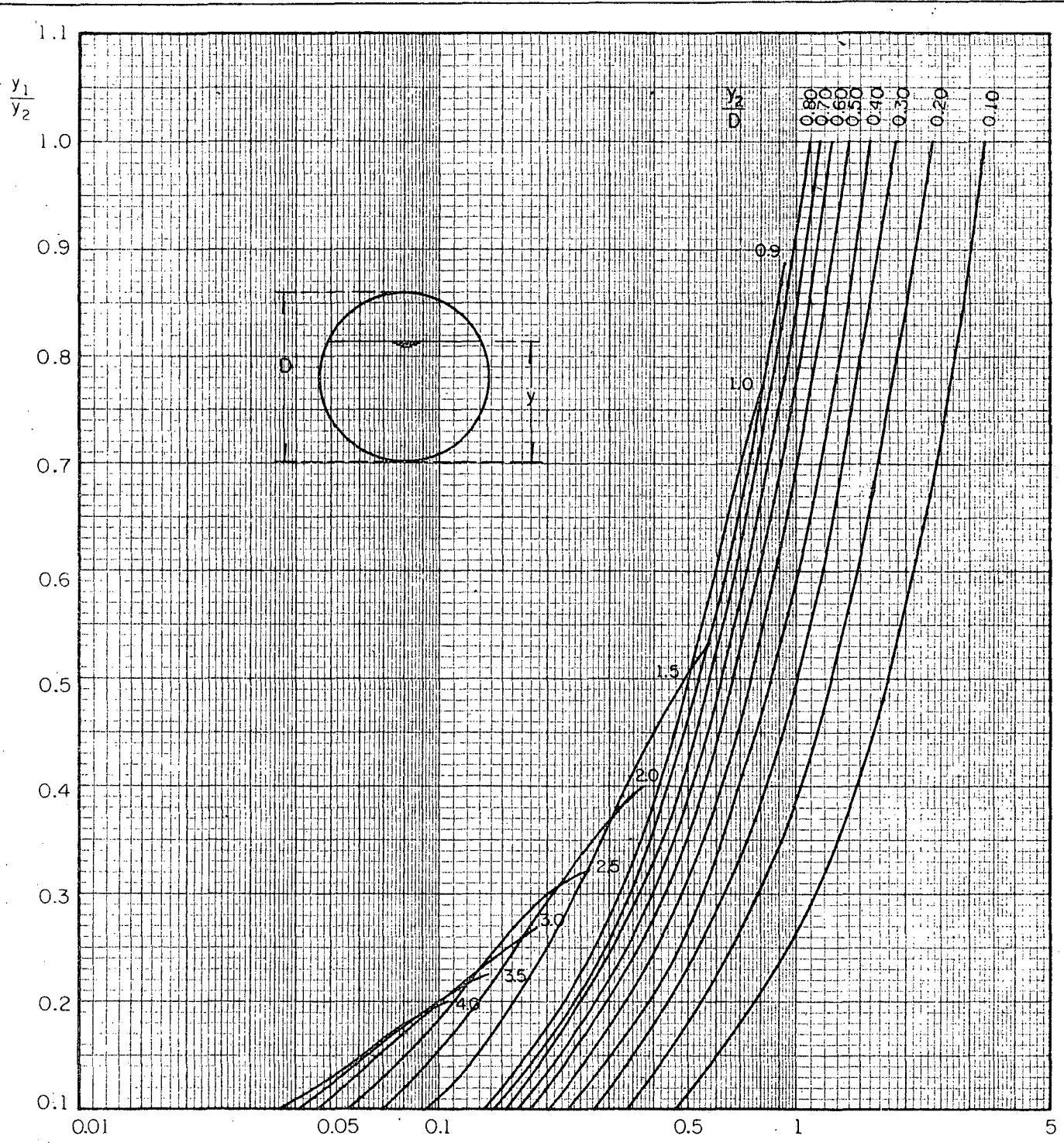


$$F_{1R} = \sqrt{\frac{Q^2}{g y_1^5}}$$

$$F_{1R} = \frac{(A_1/D^2)}{(y_1/D)^2} F_1$$

CANALES DE SECCION CIRCULAR

Fig 13 Gráfica para la determinación del tirante subcrítico, conocido el régimen supercrítico.

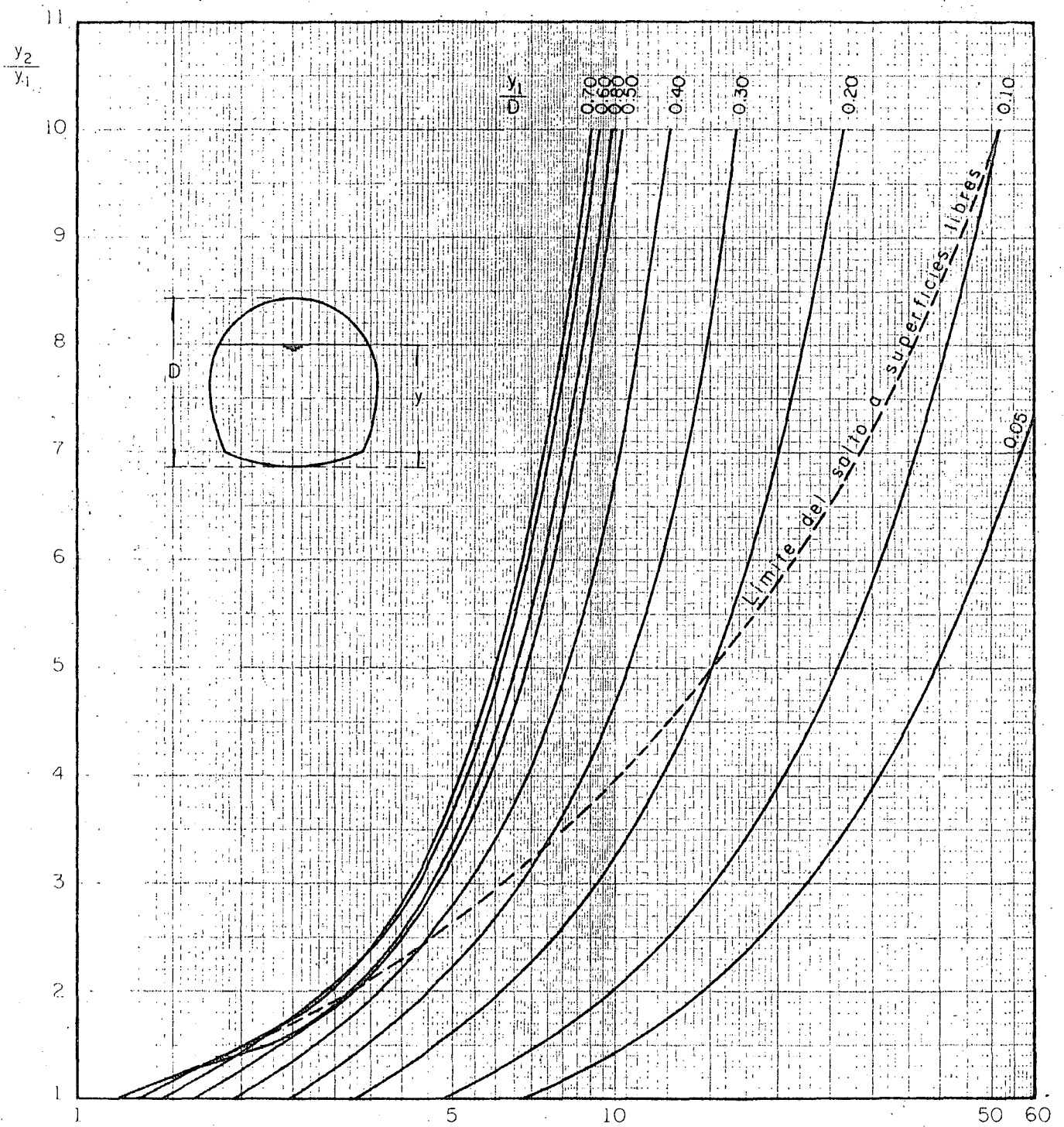


$$F_{2R} = \sqrt{\frac{Q^2}{g y_2^5}}$$

$$F_{2R} = \frac{(A_2/D^2)}{(y_2/D)^2} F_2$$

CANALES DE SECCION CIRCULAR

Fig 14 Gráfica para la determinación del tirante supercrítico, conocido el régimen subcrítico

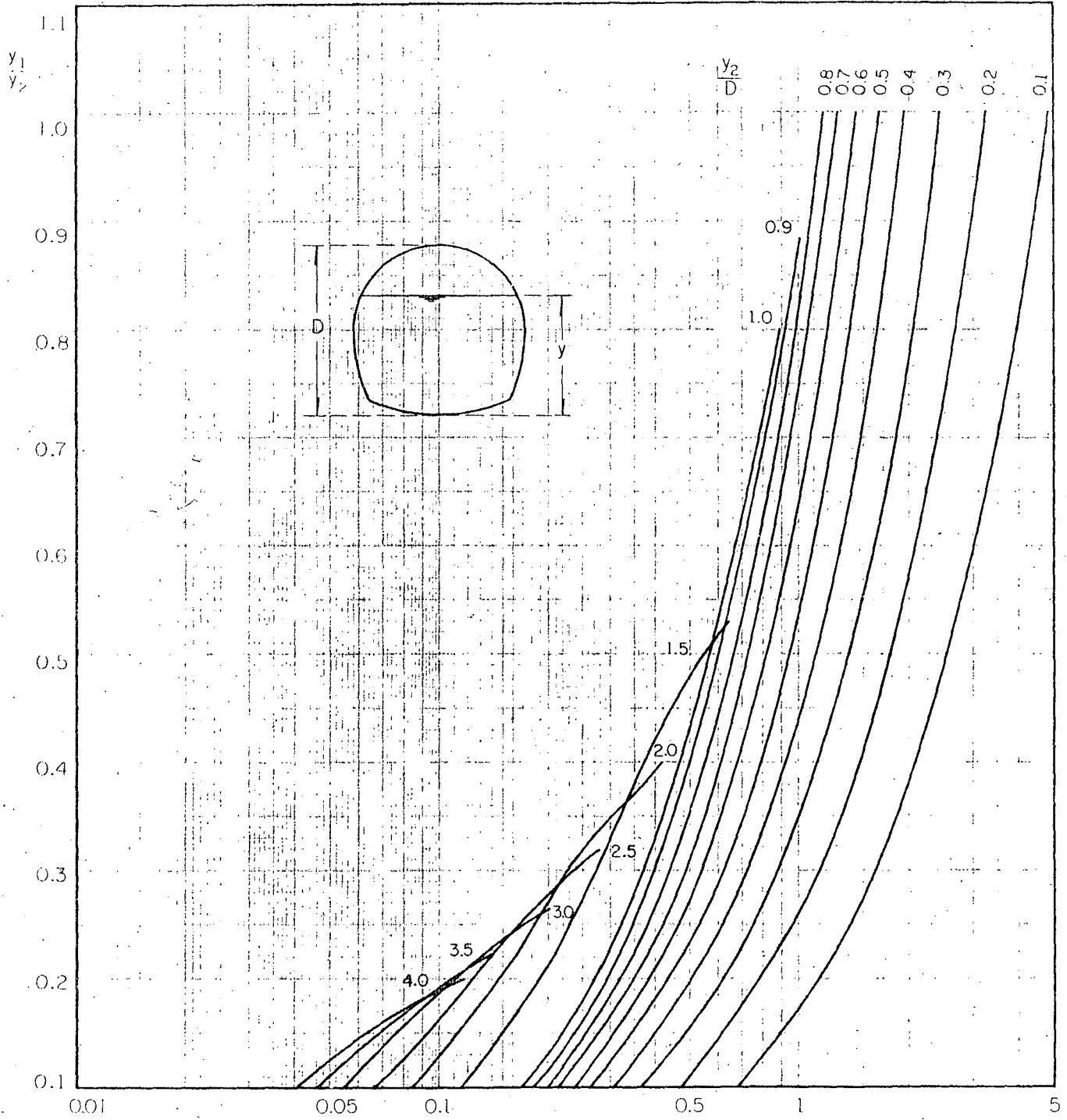


$$F_{1R} = \sqrt{\frac{Q^2}{g y_1^5}}$$

$$F_{1R} = \frac{(A_1/D^2)}{(y_1/D)^2} F_1$$

CANALES DE SECCION HERRADURA

Fig 15 Gráfica para la determinación del tirante subcrítico, conocido el régimen supercrítico



$$F_{2R} = \sqrt{\frac{Q^2}{g y_2^5}}$$

$$F_{2R} = \frac{(A_2/D^2)}{(y_2/D)^2} F_2$$

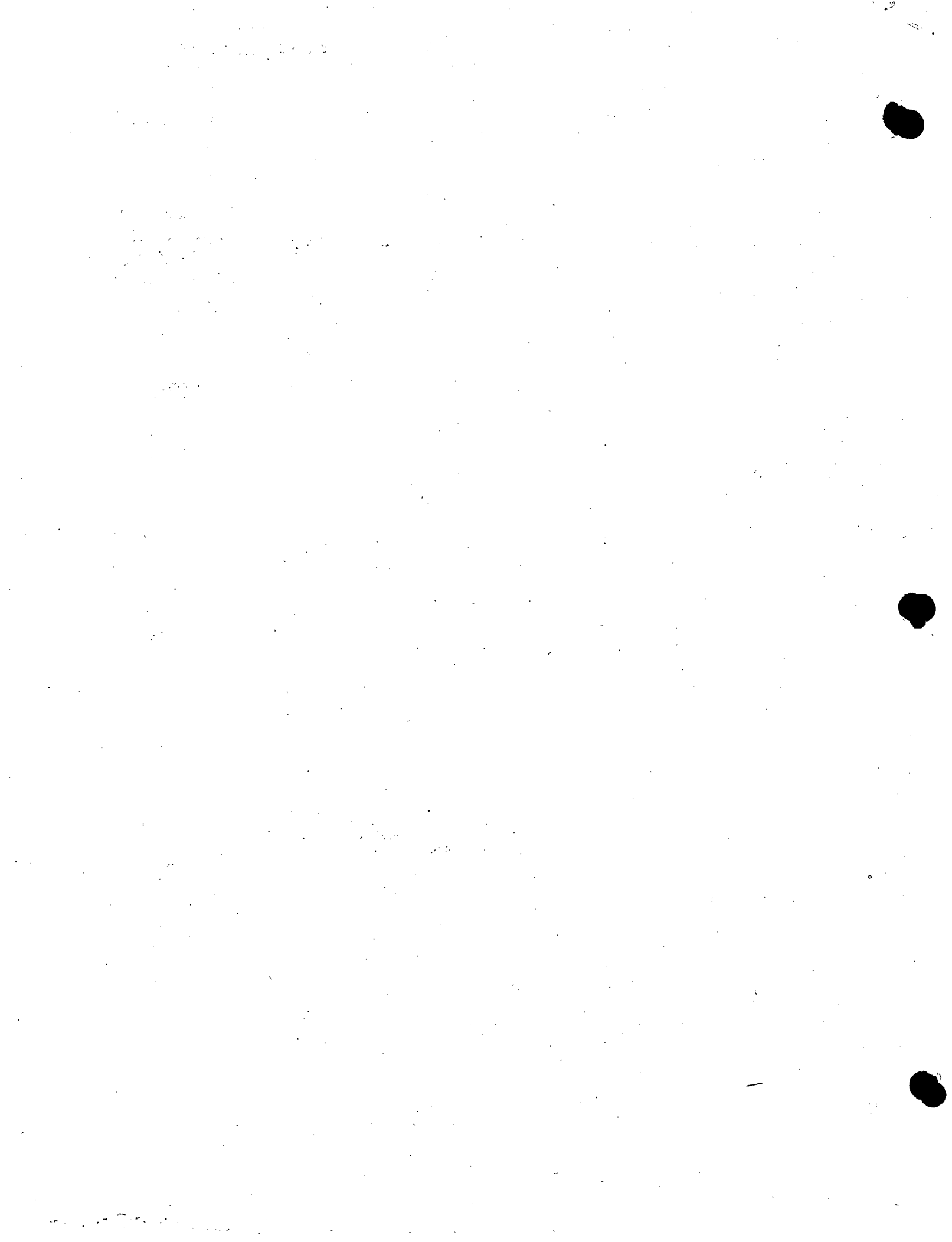
CANALES DE SECCION HERRADURA

Fig 16 Gráfica para la determinación del tirante supercrítico, conocido el régimen subcrítico

CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

DOCUMENTACION Y MECANISMO DEL CONCURSO
GENERALIDADES

ING. GERARDO TENA OROZCO
NOVIEMBRE DE 1978



DOCUMENTACION Y MECANISMO DE CONCURSO - GENERALIDADES.

El objetivo de esta materia es capacitar al alumno para que sepa preparar la documentación necesaria para efectuar el concurso de una obra determinada.

Se entiende por concurso el conjunto de datos, planos, informes, indicaciones, cantidades de obra, etc. que será necesario proporcionar a cada una de las Compañías Constructoras - que la Secretaría previamente ha invitado para que coticen el monto de la obra por ejecutar. Una de ellas será declarada ganadora por haber hecho la cotización más conveniente, según el criterio de la S.R.H.

Partes integrantes de la documentación para concurso:

- A) Cuaderno de planos
- B) Catálogo de Conceptos de Trabajo con Cantidades de Obra.
- C) Cuaderno de documentación para Contrato.
- D) Especificaciones de los Conceptos de Trabajo.
- E) Programa de Construcción.

CUADERNO DE PLANOS.- Todas las obras por construirse - requieren de un proyecto completo, es decir, de un conjunto de planos en donde se muestren detalladamente cada una de las características de la obra en cuestión. Paracumplir con el objetivo señalado será necesario incluir los siguientes tipos de planos:

a) PLANOS GENERALES

DE LA REPUBLICA.- En él se ubica la región del sitio de la obra, indicando las distancias de este lugar a las poblaciones importantes más cercanas y a las que servirán como centros de adquisición de los materiales de construcción para la obra.

PIANO DE LOCALIZACION DE BANCOS DE MATERIALES.- En éstos se muestran los sitios en que se localizan los materiales por emplear, tales como: roca, grava, arena, arcilla, material inerte, etc., para construcción de terracerías, enrocamientos, revestimientos de caminos y elaboración de concretos. En estos planos aparecerán los volúmenes aprovechables y características propias de cada uno de los materiales.

PLANTA DEL CONJUNTO DE LA OBRA. Es conveniente indicar en este plano las vías de comunicación existentes en la zona, arroyos, ríos y otros detalles que se consideren de importancia.

b) PLANOS DE DETALLE

Estos planos mostrarán precisamente todos los detalles que definen el tipo específico de obra por ejecutar, pudiendo tratarse de cualquiera de los siguientes:

ZONAS DE RIEGO, se incluyen canales, drenes y sus estructuras conexas como represas, tomas laterales, tomas granja, sifones, alcantarillas, puentes, desagües, etc.

PRESAS DERIVADORAS, que incluyen plano de manejo del río histograma de la corriente, obra de toma, estructura de limpia, sección vertedora.

PRESAS DE ALMACENAMIENTO, que incluyen obra de desvío, plano general de la cortina, obra de control y excedencias, obra de toma, tajo de salida, etc.

c) PLANOS AUXILIARES

Son los planos mediante los cuales se proporciona información adicional sobre las condiciones presentes en el lugar de ejecución de los trabajos: Planos de niveles freáticos, planos de perfiles estratigráficos, planos topográficos.

d) PLANOS COMPLEMENTARIOS

Son aquellos que se refieren a las partes complementarias del proyecto como son compuertas, mecanismos elevadores, tuberías, señalamientos, etc.

e) CASAS DE CABALLERO

Con este nombre genérico queremos indicar aquellos planos en donde se muestran los detalles para la construcción de la casa-habitación que se destinará al operador encargado de mecanismos y vigilancia en cualquier obra de que se trate.

(a hoja 3)
CATALOGO DE CONCEPTOS DE TRABAJO CON CANTIDADES DE OBRA

En el Catálogo se consiguen todas y cada una de las actividades que deberá ejecutar el Contratista para llevar a cabo la completa realización de la obra. Contiene primeramente el concepto o denominación de cada actividad, designando la unidad correspondiente en que se medirá y la cantidad estimada. En las últimas columnas se deja el espacio en blanco para que se anoten los Precios Unitarios que cotice cada Contratista. Deberá tenerse especial atención para que no se ~~ex~~cluya ningún concepto necesario para la construcción y que las cantidades estimadas sean lo más aproximadas a la realidad con el objeto de evitar reclamaciones y/o negociaciones posteriores.

CUADERNO DE DOCUMENTACION PARA CONTRATO

En este se contienen una serie de disposiciones legales a las que se sujetará el Contrato respectivo. Generalmente no se hace en la obra ya que se trata de temas que no competen a la Residencia.

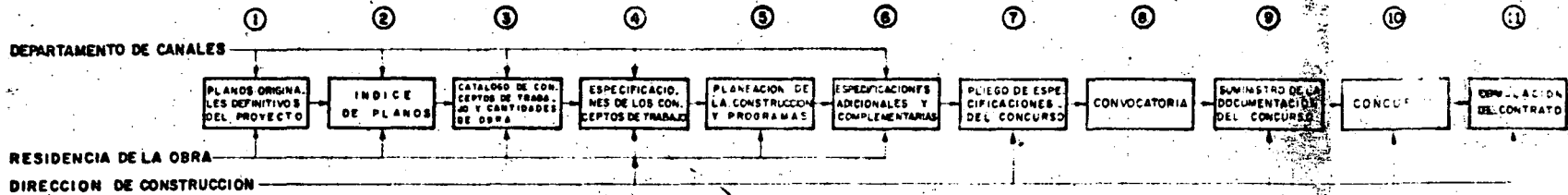
ESPECIFICACIONES DE LOS CONCEPTOS DE TRABAJO

Esta parte de la documentación resulta de un carácter muy importante ya que se refiere a las estipulaciones que deben respetarse al efectuar cada una de las actividades necesarias para la realización de la obra, en su redacción se fijarán las condiciones precisas y en forma detallada de los trabajos a ejecutar para que el Contratista pueda fijar el precio unitario correspondiente.

PROGRAMA DE CONSTRUCCION

La obra por ejecutar deberá programarse para que las -- actividades comprendidas se desarrollen en forma coordinada -- dentro de un plazo determinado. La forma de elaborar esta pro gramación se hará de acuerdo con el método denominado Ruta -- Crítica, en la cual se indican la secuencia y tiempo en que de- berá realizarse cada una de las actividades involucradas.

SECUENCIA PARA LA FORMACION DE LA DOCUMENTACION DE CONCURSO



①	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
<p>(Véase 4.-)</p> <ol style="list-style-type: none"> 1.- Regionalización regional 2.- Plano general de la obra. 3.- Plantas y perfiles. 4.- Localización barcos - material. 5.- Planos estructurales. 6.- Planos diversos de detalle. 7.- Planos diversos. 8.- Planos de equipo eléctrico. 	<p>(Véase 4.-)</p> <p>Para integrar el catálogo de conceptos de trabajo y cantidades de obra, deberá seguirse el orden y clasificación de conceptos que se indica en la publicación "Conceptos Principales de Trabajo" Tomo I Catálogo, poniendo para cada concepto de trabajo la cantidad de obra por ejecutar.</p>	<p>(Véase 4B)</p> <p>En la formulación de las Especificaciones de los Conceptos de Trabajo del Catálogo correspondiente, pueden quedar involucrados en una misma especificación, todos los conceptos de trabajo (debiendo indicarse expresamente) que requieren el mismo procedimiento de construcción; las mismas operaciones principales, así como las obligaciones del Contratista y la misma forma de medición y pago del trabajo ejecutado. Véase "Conceptos Principales de Trabajo". Especificaciones, Tomos II y III.</p>	<p>(Véase 6.-)</p> <p>Af.- Esquema base. Ad.- Programa General de construcción.</p>	<p>(Véase 4C)</p> <ol style="list-style-type: none"> a.- Referencia a las Especificaciones. b.- Lo que incluyen los precios del Catálogo. c.- Límites del proyecto. d.- Cantidades de trabajo. e.- Naturaleza del terreno. f.- Acerros. g.- Sobresuavaciones. h.- Coordinación entre las excavaciones y la utilización de los materiales. i.- Interferencia con los servicios de riego. j.- Abastecimiento de agua. k.- Materiales que proporcionará la Secretaría. l.- Indemnizaciones. m.- Personal del Contratista. n.- Obras provisionales. o.- Gastos de material. p.- Trabajos complementarios y obligatorios dentro del contrato. q.- Formulación del programa. r.- Manejo y control del río durante la construcción. 	<p>(Véase 5.-)</p> <ol style="list-style-type: none"> A.- Pliego de Especificaciones del Concurso. B.- Referencias. C.- Antecedentes, objeto de las especificaciones y definición de términos. D.- Especificaciones normativas de concurso. E.- Especificaciones Particulares del Concurso. F.- Relación de Anexos al Pliego de Especificaciones para el Concurso. 	<p>① ② ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦</p>

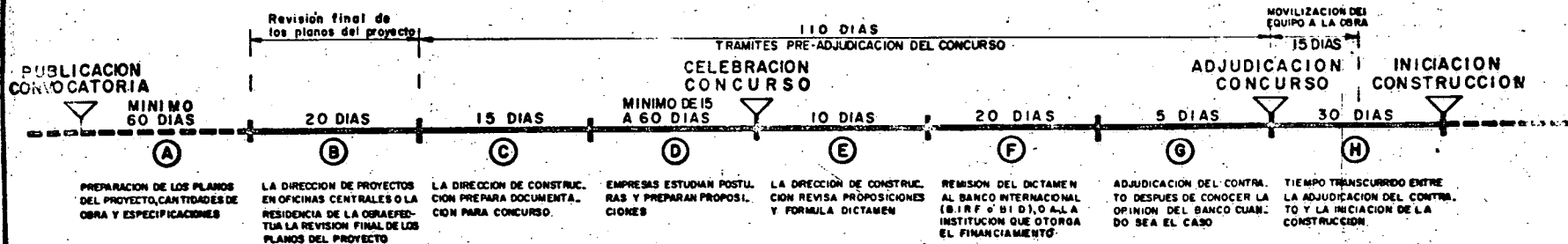
SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION GENERAL DE GRANDE PRESAGUION Y CONTROL DE RIOS

DOCUMENTACION DE CONCURSO

Construcción: SI NO Aprobó: _____

LLENDO: _____

SECUENCIA DE LAS ETAPAS QUE INTEGRAN EL CONCURSO



Publicación de la Convocatoria.— La Secretaría de a conocer los trabajos por realizar mediante la publicación de la Convocatoria en los diarios más importantes y de mayor circulación, invitando a las compañías interesadas a que se registren y tomar opción a concursar, quienes al hacerlo, deberán proporcionar la información respecto a su equipo de trabajo su capacidad económica, responsabilidad técnica, etc.; con esta información y las aclaraciones necesarias, la Secretaría puede formar la selección de Contratistas idóneos que con su capacidad técnica y experiencia, puedan disponer oportunamente del equipo necesario y adecuado, y también que su capacidad económica permita la iniciación y terminación de la obra en el tiempo previsto en los programas de trabajo sin contratiempos perjudiciales a los intereses de la Secretaría.

- (A) Dependiendo de la amplitud de la obra que se concursa, en un tiempo mínimo de 60 días deberán formularse los planos del proyecto, ya sea en Oficinas Centrales de la Dirección de Proyectos de Grande Irrigación o en la Residencia de la Obra con la asesoría de la Dirección, así como el Catálogo de Conceptos de Trabajo y Cantidades de Obra y las Especificaciones de los Conceptos de Trabajo.
- (B) La Dirección de Proyectos de Grande Irrigación en Oficinas Centrales o la Residencia de la Obra según sea el caso, efectúan la revisión final de los planos del proyecto, el Catálogo de Conceptos de Trabajo y Cantidades de Obra, las Especificaciones de los Conceptos de Trabajo y las Especificaciones Adicionales y Complementarias.
- (C) La Dirección de Construcción de Grande Irrigación prepara y revisa los cuadernos del Proyecto, de las Especificaciones y en general toda la documentación que integra el concurso de la obra por construir, para proporcionarlos a las Empresas invitadas a concursar según la selección de Contratistas que la S.R.H. hubiese hecho de los que se registraron con motivo de la Convocatoria.
- (D) En este lapso, las Empresas deberán estudiar y analizar la información y datos del Concurso; preparar su participación en él, visitando previamente el sitio de la obra y enterándose ampliamente de las condiciones del trabajo por ejecutar, de las especificaciones y de toda la documentación que integra el Concurso; haciendo toda clase de preguntas y aclaraciones pertinentes relativas al proyecto y a la región donde se ubica la obra.

Celebración del Concurso.— La celebración del Concurso (Verificación del Concurso) es la ceremonia de recepción de las Proposiciones de los Contratistas en la fecha y hora fijadas por las autoridades de la Secretaría.

- (E) En el tiempo indicado en el esquema, la Dirección de Construcción hará la revisión de las proposiciones presentadas y aceptadas, formulando el dictamen correspondiente.
- (F) Cuando se trata de contratos para construcción de obras financiadas con fondos del Banco Internacional de Reconstrucción y Fomento, la Secretaría remite el dictamen relativo a las proposiciones a las Oficinas Centrales de dicho Banco en la Ciudad de Washington, E.U.A., quien deberá emitir su resolución definitiva. El mismo procedimiento se sigue con el B.I.D. A partir de la fecha de adjudicación del Contrato y como etapa inicial de los trabajos de construcción, el Contratista o Empresa dispondrán de 15 días para proceder a la movilización del equipo, traslado a la obra de personal necesario, instalación de oficinas, campamentos, etc.
- (G) Conocidos los puntos de vista y resolución definitiva del Banco, se prepara la documentación para la adjudicación del Contrato a la Empresa ganadora del Concurso.

NOTAS: Cuando la construcción de la obra a que se refiere la convocatoria se hace con Fondos Fiscales o con Fondos de Crédito Interno, el tiempo mínimo de la etapa (D) es de 15 días y la etapa (F) queda sin efecto.

Quando la construcción de la obra se hace con financiamiento del Banco Internacional de Construcción y Fomento (B.I.R.F.), la etapa (D) es de 30 días cuando todos participantes en el Concurso son de nacionalidad mexicana y de 60 días cuando alguno de los concursantes es de nacionalidad extranjera. Para el caso donde interviene el Banco Interamericano de Desarrollo (BID), la etapa (D) es de 30 y 45 días respectivamente.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS		
DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION Y CONTROL DE OBRAS		
DIRECCION DE PROYECTOS - DEPARTAMENTO DE CANALES		
LICITACION PUBLICA INTERNACIONAL DEL CONCURSO		
Conforme		
JEFE DEL DEPTO.	DIR. DE PROYECTOS	CONSULTIVO TECNICO
DIRECTOR GENERAL		Aprobo:
		SECRETARIO
MEXICO, D.F. SEPT-1971		ANEXO — C

CONCEPTO 1.1.6.- TUBERIA ARMCO O SIMILAR

CONCEPTO 1.1.6.1.- SUMINISTRO Y COLOCACION DE TUBERIA NUEVA
ARMCO O SIMILAR DE 91 CM (36") DE DIAME-
TRO CALIBRE 12.

Por el precio unitario consignado para este concepto en el Catálogo, el Contratista deberá suministrar en el sitio de su colocación los tubos nuevos que sean requeridos según -- los planos de proyecto u órdenes del Ingeniero, así como sus - bandas de acoplamiento para el junteo de los tubos y todos los herrajes que sean necesarios para su completa instalación.

El contratista podrá adquirir la tubería ARMCO aquí-referida o tubería similar que ofrezca las mismas condiciones de durabilidad, resistencia y calidad en general, a satisfac - ción del Ingeniero, transportándola a una distancia que se re - quiera para situarla en el lugar de su colocación, tomando el debido cuidado en el manejo durante el transporte que evite da ños o deterioros de la misma. Dicha tubería será recibida en el sitio de su colocación a satisfacción del Ingeniero, quien podrá aceptarla o rechazarla según el estado en que se encuentre al recibirla.

El Contratista deberá suministrar la tubería confor - me a las necesidades de la obra u órdenes del Ingeniero.

En caso de utilizarse la tubería ARMCO indicada en - este concepto, será la del tipo galvanizado corrugada y rema - chada, de calibre indicado y con doble capa asfáltica.

En ningún caso se podrá instalar la tubería en pre - sencia de aguas y sólo se colocará cuando la excavación se ha - ya efectuado de acuerdo con las indicaciones de los planos de - proyecto y/o las órdenes del Ingeniero.

Para efectos de pago se medirá la tubería sumministra - da e instalada por el Contratista y recibida a satisfacción - del Ingeniero expresando dicha medida en metros y aplicándose a la misma el Precio Unitario correspondiente según el diáme - tro de la tubería para obtener la compensación al Contratista.

SUMINISTRO Y COLOCACION DE TRABES PRECOLADAS PARA PUENTES PRES FORZADOS.

CONCEPTO 3.4.2.7.- Trabe precolada de 15.50 m. de longitud.

CONCEPTO 3.4.2.8.- Trabe precolada de 12.50 m. de longitud.

Por el Precio Unitario consignado en el Catálogo para este concepto, el Contratista suministrará y colocará en los sitios de su utilización el número de traves precoladas preesforzadas que se requieran en los puentes que se indiquen en los planos, de acuerdo con las Especificaciones correspondientes y las órdenes del Ingeniero.

El Precio Unitario incluye la fabricación y colocación de las traves suministrando todos los materiales excepto el cemento y el fierro de refuerzo que serán proporcionados por la Secretaría, debiendo suministrar el Contratista el alambre y cables de preesfuerzo indicados en los planos de proyecto respectivos. El Contratista podrá variar las características del acero de preesfuerzo y el sistema de anclaje o adquirir las traves comerciales en planta, siempre y cuando las características de resistencia y calidad sean equivalentes y aceptadas previamente por el Ingeniero.

Para efectos de pago se tomará en cuenta el número de traves de cada tamaño suministradas y colocadas a satisfacción del Ingeniero, aplicándose a esta cantidad el Precio Unitario estipulado en el Catálogo para este concepto.

CONCEPTO. 3.4.4.7 Desmantelamiento y reinstalación de compuertas y mecanismos.

Por el precio unitario consignado para este Concepto, el Contratista desmantelará y reinstalará las compuertas y sus mecanismos de operación, que a juicio del Ingeniero requieran ser sometidas a reparación, reposición o rectificación total, de partes o de instalación.

Las maniobras a que se refiere el párrafo anterior comprenden además el suministro y colocación de todas las piezas dañadas o defectuosas -- que impidan el correcto funcionamiento de las compuertas y sus mecanismos; demolición y reposición del concreto que se requiera, tanto para el desmantelamiento y reinstalación de las compuertas en represas y obra de toma, -- como para corregir defectos en la estructura si los hubiere; suministro e instalación de sellos y herrajes necesarios; suministro y aplicación de pintura anticorrosiva, altamente resistente a los efectos del agua y la intemperie; mano de obra, acarreo, carga y descarga de materiales, herramienta y equipo necesarios para la ejecución de los trabajos descritos, los cuales deberán satisfacer las necesidades de la obra.

Para efectos de pago se considerará en kilogramos el peso de las -- compuertas desmanteladas y reinstaladas a satisfacción del Ingeniero.

CONCEPTOS 2.2.3.5. Y 3.3.3.5. COLOCACION DE SELLO EN LAS JUNTAS DE CONTRACCION DE LOS REVESTIMIENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO EN CANALES.

Por el precio unitario estipulado en el catálogo para estos conceptos, el Contratista colocará los materiales de relleno de las juntas de contracción de los revestimientos del canal situados en las ranuras correspondientes, según lo indican los planos de proyecto.

El Contratista deberá hacer los trabajos preliminares para la colocación del sello, eliminación de humedad, así como la limpieza de la junta a satisfacción del Ingeniero.

Los materiales de sello serán suministrados por la Secretaría en la Estación Ferroviaria más cercana al sitio de las obras, o en cualquier otro sitio que la Secretaría y el Contratista convengan, siendo por cuenta del Contratista todas las maniobras de descarga, almacenamiento y transporte hasta el lugar de su colocación, así como las mermas de los materiales y de las demoras de las descargas de los mismos. El Contratista hará las mezclas necesarias que a juicio del Ingeniero se requieran y lo aplicará en la ranura previamente ejecutada a su satisfacción.

El material deberá colocarse en la ranura antes de efectuarse el curado de concreto.

Para efectos de pago se determinará la longitud en metros de juntas rellenas a satisfacción del Ingeniero. A la longitud anterior se le aplicará el precio unitario correspondiente.

CONCEPTO 1.2.8.1.- SUMINISTRO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE ---
MADERA.

Por el Precio Unitario estipulado para este concep -
to, el Contratista hará las siguientes operaciones:

Construirá las estructuras de madera de acuerdo con -
lo que señale el proyecto o las órdenes del Ingeniero, debiendo -
el Contratista suministrar en el sitio de la construcción, todos -
los materiales necesarios: madera, clavos y herrajes en general, -
así como la mano de obra que se requiere.

La madera que suministre el Contratista deberá ser -
de primera calidad y a juicio del Ingeniero en buenas condiciones -
de trabajo, sana, no deformada ni torcida, con grietas finas y nu -
dos sanos en tal número que la suma de los diámetros de todos --
ellos no exceda del doble del diámetro del nudo máximo admisible -
de acuerdo con las Especificaciones Generales y con la disposición
y dimensiones que se indiquen en el proyecto o de acuerdo con las
órdenes del Ingeniero.

Para efectos de pago, el Ingeniero determinará en me -
tros cúbicos con aproximación de un decimal, el volumen de madera
colocada a su entera satisfacción y conforme a las dimensiones --
mostradas en el proyecto, aplicándose a dicho volumen el Precio -
Unitario estipulado en el Catálogo para obtener la compensación -
al Contratista.

MUNICIPIO

2	<u>CANAL PRINCIPAL.-</u>		
2.1	<u>TERRACERIAS.-</u>		
2.1.1	<u>DESMONTE.-</u>		
2.1.1.1	Desmonte, desenraice, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción.	Ha.	1,184
2.1.2	<u>EXCAVACIONES.-</u>		
2.1.2.1	Excavación en cualquier material para formar la cubeta del canal.	M3.	133,378
2.1.2.2	Excavación en cualquier material en los tajos.	M3.	48,578
2.1.2.3	Excavaciones en cualquier material para formación de contracunetas.	M3.	5,840
2.1.3	<u>CONSTRUCCION DE BORDOS Y TERRAPLENES.-</u>		
2.1.3.1	Terraplón para bordos y caminos formado con material obtenido de préstamo con acarreo.		
2.1.3.1.2	Mayor que 50 y hasta 100 metros.	M3.	53,885
2.1.3.1.3	Mayor que 100 y hasta 500 metros.	M3.	13,471
2.1.3.2	Compensación adicional por compactación de los terraplenes construidos, según los Conceptos - números 2.1.2.1; 2.1.2.2; 2.1.2.3 y 2.1.3.1	M3.	67,357
2.1.3.3	Reventimiento de caminos con acarreo libre.	.	
2.1.3.3.3	Mayor que 500 y hasta 1,000 metros.	M3.	18,648.0
2.1.4	<u>ACARRIO DE TERRACERIAS.-</u>		
2.1.4.2	Acarreo de materiales utilizados en el Concepto 2.1.3.3.3 en los kilómetros subsecuentes al primero.	³ M-Km.	186,480
2.3	<u>ESTRUCTURAS EN GENERAL.-</u>		
2.3.1	<u>TERRACERIAS PARA ESTRUCTURAS.-</u>		
2.3.1.2	Excavaciones en cualquier material para alojar las estructuras.	M3.	7,629
2.3.1.3	Relleno sin compactar, de cualquier material — excepto roca proveniente de excavaciones previas.	M3.	495
2.3.1.5	Relleno compactado, de cualquier material excepto roca proveniente de excavaciones previas.	M3.	2,477
2.3.1.8	Relleno de enrocamiento, con material proveniente de bancos de préstamo.	M3.	100
2.3.1.9	Rellenos de grava, o grava y arena, inclusive — " Drenes " " Lloraderos " y " Filtros ".	M3.	30

C O N C E P T O		UNIDAD	CANTIDAD
CLASIFICACION	ENUNCIADO		
2.3.2	<u>FABRICACION Y COLOCACION DE MATERIALES MANUFACTURADOS PARA ESTRUCTURAS.-</u>		
2.3.2.2	Mamposterías para estructuras, inclusive zampeados con mortero.	M3.	4,474
2.3.2.3	Fabricación y colocación de concreto común.	M3.	3,458
2.3.2.4	Fabricación y colocación de concreto ciclópeo.	M3.	50
2.3.2.5	Colocación de fierro de refuerzo para concreto.	Kg.	270,461
2.3.3	<u>ACERO ESTRUCTURAL.-</u>		
2.3.3.1	Suministro y colocación de acero estructural.	Kg.	250
2.3.4	<u>COMPUERTAS Y MECANISMOS.-</u>		
2.3.4.1	Suministro y colocación de compuertas radiales.	Kg.	10,328
2.3.4.2	Suministro y colocación de compuertas deslizantes.	Kg.	4,940
2.3.5	<u>CONCEPTOS DIVERSOS.-</u>		
2.3.5.1	Suministro y colocación de junta asfáltica de 2 (dos) centímetros de espesor.	M ² .	20
2.3.5.2	Suministro y colocación de sello de hule de 3 bulbos o de cloruro de polivinilo corrugado.	M.	44
2.3.5.3	Suministro y colocación de barandales de tubo de fierro galvanizado de 5.08 cm. (2") de diámetro nominal.	Kg.	1,790
2.3.5.5	Suministro y colocación de tubo de fierro galvanizado de 6.35 cm. (2½") de diámetro nominal para lloraderos.	Pza.	50
2.4	<u>SIENES Y CONDUCTOS CUBIERTOS.-</u>		
2.4.1	<u>FERRACERIAS PARA SIENES Y CONDUCTOS CUBIERTOS.-</u>		
2.4.1.1	Desmante, desmenuce, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción.	Hs.	2
2.4.	Excavaciones en cualquier material para alojar los sifones y conductos cubiertos.	M3.	2,352
2.4.1.3	Relleno sin compactar, de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas.	M3.	344
2.4.1.5	Relleno compactado, de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas.	M3.	1,377
2.4.2	<u>FABRICACION Y COLOCACION DE MATERIALES MANUFACTURADOS PARA SIENES Y CONDUCTOS CUBIERTOS.-</u>		
2.4.2.2	Mampostería para sifones y conductos cubiertos, inclusive zampeados con mortero.	M3.	453
2.4.2.3	Fabricación y colocación de concreto común.	M3.	730
2.4.2.5	Colocación de fierro de refuerzo para concreto.	Kg.	70,448
2.4.4	<u>CONCEPTOS DIVERSOS.-</u>		
2.4.4.1	Suministro y colocación de junta asfáltica de 2 (dos) centímetros de espesor.	M2.	46

C O N C E P T O		UNIDAD	CANTIDAD
CLASIFICACION	ENUNCIADO		
2.4.4.2.	Suministro y colocación de sello de hule de 3 bulbos o de cloruro de polivinilo corrugado.	M.	176
2.4.4.3.	Suministro y colocación de barandales de tubo de fierro galvanizado de 5.08 cm. (2") de diámetro, nominal.	Kg.	2,340
3	<u>ZONA DE RIEGO.-</u>		
3.1	<u>TERRACERIAS PARA CANALES.-</u>		
3.1.1.	<u>DESMONTE.-</u>		
3.1.1.1.	Desmote, desenraíce, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción.	Ha.	188
3.1.2.	<u>EXCAVACIONES.-</u>		
3.1.2.1.	Excavación en cualquier material, en el terreno natural, para formar la cubeta del canal.	M3.	78,654
3.1.2.2.	Excavación en cualquier material en tajos.	M3.	60,970
3.1.2.3.	Excavación en cualquier material para formación de contracumetas.	M3.	5,224
3.1.3.	<u>CONSTRUCCION DE BORDOS Y TERRAPLENES.-</u>		
3.1.3.2.	Terraplén de bordos y caminos formado con material obtenido de préstamo con acarreo.		
3.1.3.2.1.	No mayor que 50 metros.	M3.	86,287
3.1.3.2.2.	Mayor que 50 y hasta 100 metros.	M3.	24,653
3.1.3.2.3.	Mayor que 100 y hasta 500 metros.	M3.	12,326
3.1.3.3.	Compensación adicional por compactación de los terraplenes construídos según los conceptos 3.1.2.1. y 3.1.3.2.	M3.	110,941
3.2	<u>TERRACERIAS PARA DRENES.-</u>		
3.2.1.	<u>DESMONTE.-</u>		
3.2.1.1.	Desmote, desenraíce, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción.	Ha.	144
3.2.2.	<u>EXCAVACIONES.-</u>		
3.2.2.1.	Excavación para drenes en cualquier material.	M3.	467,023
3.3.	<u>REVESTIMIENTOS.-</u>		
3.3.1.	<u>REVESTIMIENTO DE CONCRETO.-</u>		
3.3.1.1.	Fabricación y colocación de concreto hidráulico para el revestimiento del canal.	M3.	440
3.4.	<u>ESTRUCTURAS EN GENERAL.-</u>		
3.4.1.	<u>TERRACERIAS PARA ESTRUCTURAS.-</u>		
3.4.1.2.	Excavaciones en cualquier material para alojar las estructuras.	M3.	8,633
3.4.1.3.	Relleno sin compactar, de cualquier material excepto roca proveniente de excavaciones previas.	M3.	310
3 3 1.2.	Colocación de sello de juntas en el revestimiento de concreto en canales.	M.	2,200

C O N C E P T O

C L A S I F I C A C I O N	E N U N C I A D O	U N I D A D	C A N T I D A D
3.4.1.5	Relleno compactado, de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas.	M3.	869
3.4.1.9	Rellenos de grava o grava y arena, inclusive - - " Drenes ", " Lloraderos " y " Filtros ".	M3.	50
3.4.2	<u>FABRICACION Y COLOCACION DE MATERIALES MANUFACTURADOS PARA ESTRUCTURAS.-</u>		
3.4.2.2	Composteras para estructuras, inclusive zampeados con mortero.	M3.	5,961
3.4.2.3	Fabricación y colocación de concreto común	M3.	2,297
3.4.2.5	Colocación de fierro/de refuerzo.	Kg.	178,574
3.4.3	<u>ACERO ESTRUCTURAL.-</u>		
3.4.3.1	Suministro y colocación de acero estructural.	Kg.	250
3.4.3.2	Suministro y colocación de placas y pernos de acero para los apoyes de los puentes.	Kg.	153
3.4.4	<u>COMPUERTAS.-</u>		
3.4.4.1	Suministro e instalación de compuertas tipo - - - " Miller ".		
3.4.4.1.3	Para tubo de 61 cm. de diámetro.	Pza.	72
3.4.4.3	Suministro e instalación de compuertas deslizantes.	Kg.	20,694
3.4.5	<u>TUBERIAS DE CONCRETO.-</u>		
3.4.5.1	Suministro e instalación de tubería de concreto.		
3.4.5.1.a	Tubo de 61 cm. de diámetro.	M.	612
3.4.8	<u>CONCEPTOS DIVERSOS.-</u>		
3.4.8.1	Suministro y colocación de junta asfáltica de 2 (dos) centímetros de espesor.	M2.	100
3.4.8.2	Suministro y colocación de sello de hule de 3 bulbos o de cloruro de polivinilo corrugado.	M.	125
3.4.8.3	Suministro y colocación de barandales de tubo de fierro galvanizado de 5.08 cm. (2") de diámetro nominal.	Kg.	500
3.4.8.5	Suministro y colocación de tubo de fierro galvanizado de 6.35 cm. (2 1/2") de diámetro nominal para lloraderos.	Pza.	540
3.4.8.6	Suministro y colocación de tubo de asbesto cemento para desagües de los puentes y las estructuras - aferadoras.	M.	120
3.4.8.7	Suministro e instalación de fantasmas y señalamientos para caminos.	Pza.	1,000
5	<u>CAMINOS.-</u>		
5.2	<u>REVESTIMIENTOS.-</u>		
5.2.1.1	Revestimiento de caminos (con acarreo libre de un kilómetro).	M3.	49,525
5.2.2	<u>SOBREACARREO DE TERRACERIAS.-</u>		

S. R. H.
 IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
 DIRECCION DE PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE CANALES

PROYECTO " LAS ANIMAS ", TAH.
 ZONA DE RIBERO MARGEN IZQUIERDA.
 CANAL PRINCIPAL DEL KM. 72 + 200 AL KM.
 87 + 000 Y SECCION LORENZ RAYON 2,350 MTS.

C O N C E P T O		UNIDAD	CANTIDAD
CLASIFICACION	ENUNCIADO		
5.2.2.1	Sobrecarreo de materiales para revestimiento de caminos a distancias mayores que un kilómetro	M ³ -Km.	742,875
7.	<u>RECTIFICACION Y CONTROL DE RIOS.-</u>		
7.3	<u>MAQUINARIA Y EQUIPO.-</u>		
7.3.1	<u>EQUIPO DE BOMBEO PARA DESAGUE EN GENERAL.-</u>		
7.3.1.1	Bomba de 50.8 mm. (2") de diámetro.	h.e.	50
7.3.1.3	Bomba de 102 mm. (4") de diámetro.	h.e.	150
7.3.1.4	Bomba de 152 mm. (6") de diámetro.	h.e.	30
7.3.2	<u>EQUIPO DE EXCAVACION Y REMOCION DE MATERIALES.-</u>		
7.3.2.1	Draga de 1.15 M ³ . (1 1/2 yd ³) de capacidad.	h.e.	100
7.3.2.3	Tractor D + 8 Caterpillar o similar, con cuchilla de empuje.	h.e.	150

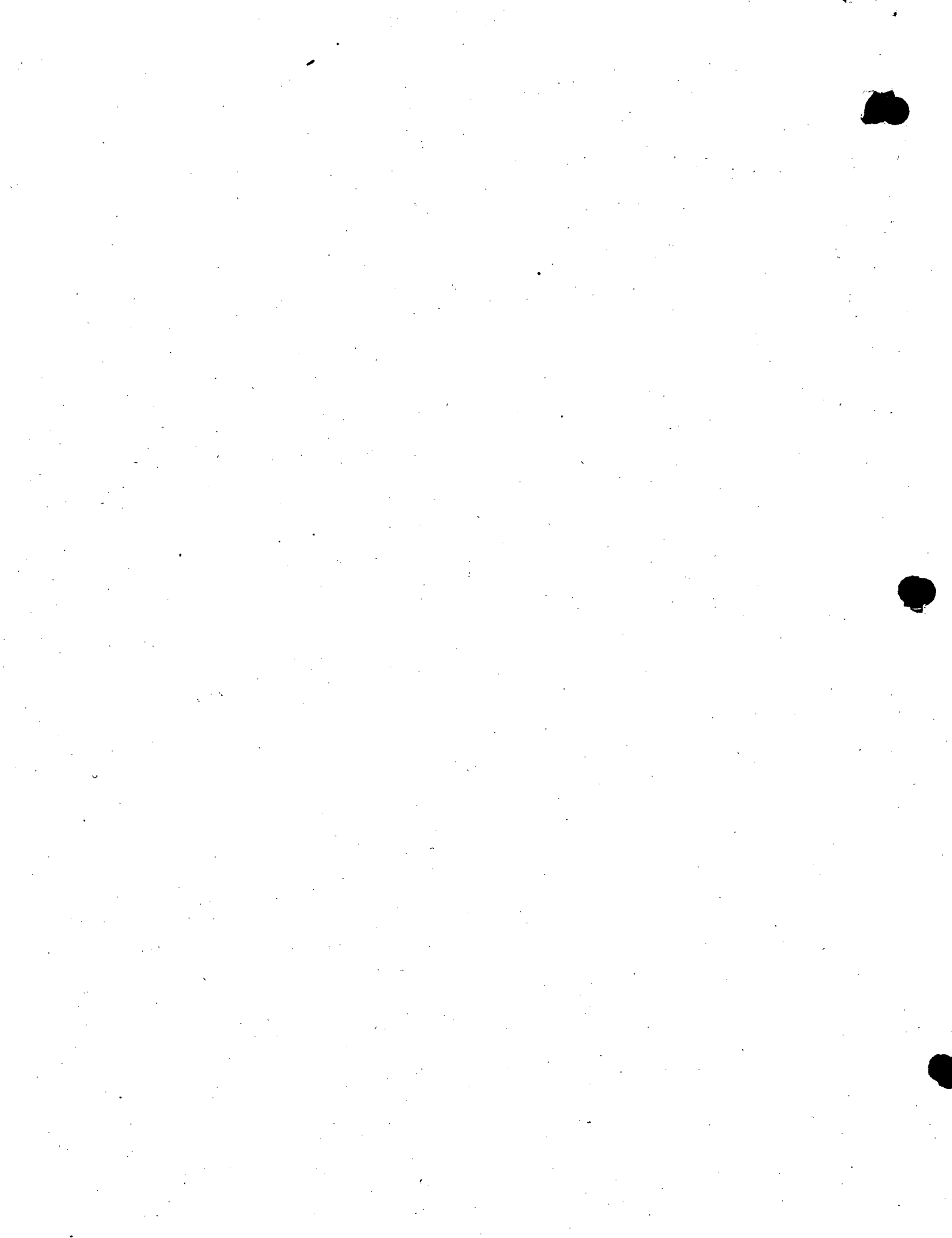
CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

INTEGRACION Y PRESENTACION DE CONCURSOS

T E M A "A"

- a.1.) Equipo de construcción
- a.2.) Rendimientos

ING. GERARDO TENA OROZCO
Noviembre 16, 1978



CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO.-

INTEGRACION Y PRESENTACION DE CONCURSOS

TEMA "A": EQUIPO PARA CONSTRUCCION

- a.1. GENERALIDADES.- Prácticamente no existe obra de la SARH - en la que no estén involucradas actividades de excavación, transporte y/o colocación de grandes volúmenes de materiales granulares pétreos y térreos, por lo que conviene tener presentes las propiedades y características de los mismos, ya que están íntimamente ligados con la maquinaria que se utilizará para manejarlos durante la construcción. Al respecto, deben quedar claras las siguientes definiciones:
- Material en Banco.- El volumen de banco correspondiente a una terracería cualquiera, es el volumen que ocupa la misma antes de ser removida del sitio en que fué excavada. Generalmente, salvo indicación en contrario, los volúmenes para efectos de pago se miden en banco. El peso en banco, es el peso volumétrico del material en su estado original-inalterado.
- Abundamiento o Esponjamiento.- El aumento de volumen que experimenta un material al ser excvado se conoce como abundamiento. El porcentaje de abundamiento de un material -

T A B L A 3-1

PESOS ESPECIFICOS O VOLUMETRICOS DE MATERIALES DIVERSOS

MATERIAL	Kg/m ³ .	Lb/Yd ³ .	MATERIAL	Kg/m ³ .	Lb/Yd ³ .
ARCILLA:			GRAVA:		
En bancos naturales	1955	3300	En bancos naturales	1837	3200
Excavada	1360	2300	Suelta y seca	1600	2800
			Suelta y húmeda	1255	2200
ARCILLA Y GRAVA:			Contaminada con arcilla, seca	1600	2700
En bancos naturales	2015	3400	Excavada en agua	950	1600
Material suelto, seco	1600	2700			
Material suelto, húmedo	1840	3100	LUTITAS Y PIZARRAS:		
			En bancos naturales	2725	4800
ARENA:			Sueltas excavadas	1540	2700
En bancos naturales	1900	3200			
Suelta y seca	1600	2700	MINERAL DE HIERRO:		
Saturada de humedad	2015	3400	En bancos naturales	2725	4800
			Excavado suelto	1310	2300
ARENISCAS:					
En bancos naturales	2370	4000	ROCCAS IGNEAS DE GRANITO Y GNEIS (Basalto, andesita, etc.)		
Excavadas, sueltas	1300	2200	En bancos naturales	2250	3900
			Sueltas, excavadas	1720	2900
ARENA Y GRAVA:			ROCA CALIZA:		
En bancos naturales	1835	3100	En bancos naturales	2600	4400
Suelta, seca	1540	2600	Excavada suelta	1540	2700
Suelta y húmeda	1900	3200			
			TIERRA COMUN:		
ARCILLAS ESQUISTOSAS:			En bancos naturales	2100	3500
En bancos naturales	2600	4400	Suelta con humedad	1550	2800
Excavados sueltas	1480	2500	Arcillosa, seca	1600	2700
			TIERRA NEGRA MARGOSA:		
CARBON DE ANTRACITA:			En bancos naturales	1780	3000
En bancos naturales	1540	2600	Suelta y seca	1215	2000
Excavado, suelto	830	1400	Suelta, húmeda	1244	2100
			Suelta como lodo suave.	1720	2900
CARBON BITUMINOSO:			YESO:		
En bancos naturales	1330	2250	En bancos naturales	2550	4300
Excavado, suelto	740	1250	En terrones irregulares	1360	2300
			Triturado	890	1500
GRANITO:					
En bancos naturales	2725	4600			
Excavado, suelto	1540	2600			

T A B L A 3 - 2

COEFICIENTES DE ABUNDAMIENTO DE DIVERSOS MATERIALES

MATERIAL	COEFICIENTES	
	Limites	Promedio
arena o grava limpias	1.05 a 1.15	1.10
tierra y grava limpias mojadas	1.10 a 1.20	1.15
capas de tierra vegetal	1.10 a 1.20	1.15
tierra común	1.20 a 1.40	1.30
arcillas arenosas	1.10 a 1.30	1.20
arcillas arcillosas	1.15 a 1.35	1.25
lodo de tierra común	1.25 a 1.50	1.40
arcilla sin contaminaciones	1.30 a 1.60	1.45
arcilla blanda, friable densa	1.35 a 1.55	1.45
arcilla dura mezclada con piedras		1.50
roca bien tronada	1.50 a 1.80	1.65
roca mal tronada en grandes trozos	1.70 a 2.00	1.85
arcilla y arcillas esquistosas		1.65
arcillas traqueanas (Basalto, riolita, granito, etc.)		1.50

se determina mediante la ecuación:

$$S_a = \left(\frac{B}{A} - 1 \right) \times 100$$

Siendo S_a = % (por ciento) de abundamiento

B = Peso del material inalterado (en banco)

A = Peso del material suelto abundado

Los pesos se expresan en kg/m³.

La tabla 3-1 indica valores de pesos volumétricos de diversos materiales.

La tabla 3-2 consigna coeficientes de abundamiento límites y los valores promedio para diversos materiales (aproximados).

Al hacer análisis de capacidad de máquinas que transportan materiales, debe examinarse tanto su capacidad volumétrica como la capacidad por peso, ya que alguna de las dos puede ser limitativa. Lógicamente, el material transportado será abundado.

Compactación y Contracción.- Se entiende por compactación todo proceso que aumente el peso volumétrico de un material granular. En las obras de riego se requiere compactar de terminadas terracerías para mejorar su resistencia al esfuerzo cortante, reducir su compresibilidad y hacerlas más impermeables. Al ocurrir el acomodo intergranular durante

un proceso de compactación, el volumen del material que forma el terraplén disminuye, conociéndose esta disminución como contracción, la que generalmente se refiere al volumen que a tal material le corresponde en su estado inalterado (en banco). El porcentaje de contracción se determina mediante la fórmula:

$$S_c = \left(1 - \frac{B}{C}\right) \times 100$$

En donde S_c = % (por ciento) de contracción

d = Peso del material inalterado

C = peso del material compactado

Las estructuras de terracerías construidas por SARH, generalmente están formadas por cuatro clases principales de materiales, a saber:

Material impermeable

Material permeable

Material de transición

Enrocamientos

Para estos cuatro tipos de materiales la tabla 3-3 asigna valores promedio de abundamiento y contracción, referidos a las condiciones inalteradas o de banco. La figura 3-1 ilustra las variaciones volumétricas que sufren los materiales en el proceso de excavación, transportación y colocación.

T A B L A 3 - 3

VALORES PROMEDIO APROXIMADOS DE PESOS VOLUMETRICOS Y COEFICIENTES
DE ABUNDAMIENTO (+)

MATERIAL	PESOS VOLUMETRICOS Kg./m ³ .		COEFICIENTES DE ABUNDAMIENTO		
	EN BANCO	EN CAMION	DE BANCO A CAMION	DE BANCO A TERRAPLEN	TERRAPLEN A BANCO
IMPERMEABLE CON COMPACTACION ESPECIAL	1750	1400	1.25	0.85	1.18
PERMEABLE SIN COMPACTACION ESPECIAL (Bordos de canales, respaldos de cortinas de presas, terraplenes en general compactados por el paso del equipo de construcción).	1840	1600	1.15	1.00	1.00
MATERIAL DE ENROCAMIENTO EN CORTINAS Y PEDRAPLENES EN GENERAL (SE EXCLUYEN LAS ESTRUCTURAS DE ROCA ACOMODADA A MANO)	2670	1600	1.60	1.60	0.625

(+).—Nota.—Véanse los esquemas de la Fig. 3-1.

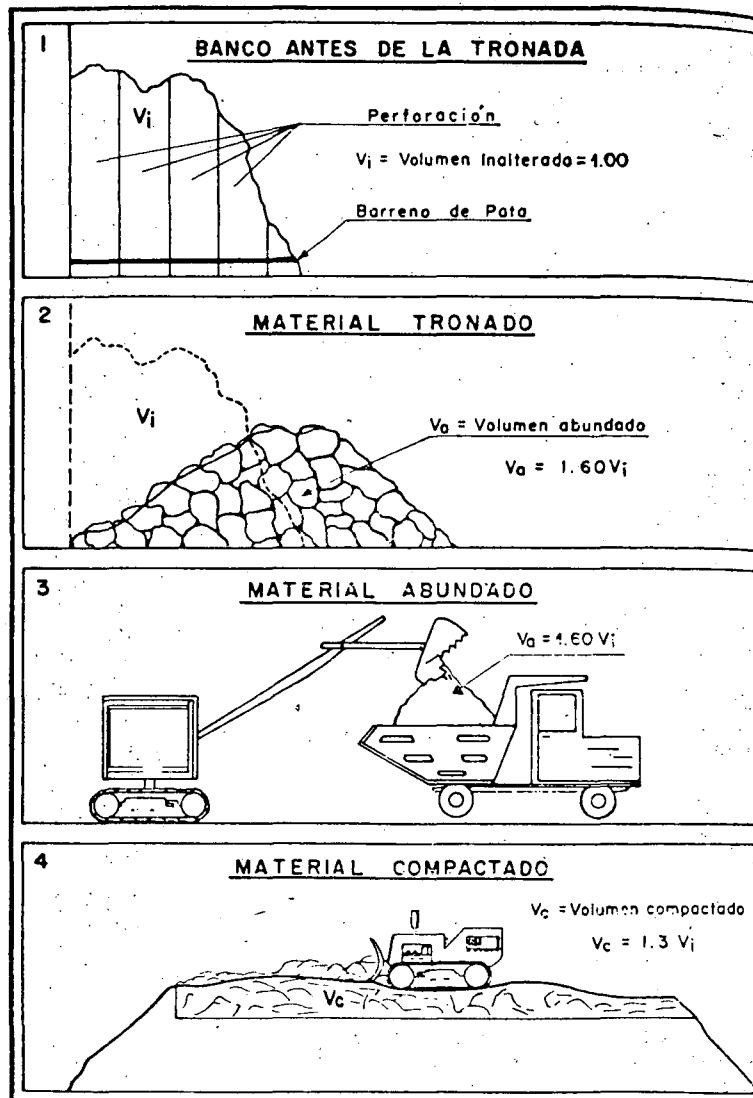


FIG. 3-1

ESQUEMA DE LAS VARIACIONES VOLUMETRICAS QUE SUFREN LOS MATERIALES AL SER EXCAVADOS, TRANSPORTADOS Y COLOCADOS

ELEMENTOS GENERALES DE CALCULO EN EL MOVIMIENTO DE MATERIALES

RESISTENCIA AL RODAMIENTO

Es la fuerza horizontal que deberá desarrollar un vehículo que se mueve sobre una superficie de rodamiento plana horizontal para vencer la resistencia que dicha superficie opone al movimiento del mismo. Básicamente la resistencia al rodamiento es función del tipo y condiciones de la superficie sobre la que se transita, siendo práctica generalizada expresar dicha resistencia en kilogramos por tonelada de peso del vehículo, o bien, en libras por toneladas cortas. Por ejemplo, un camión cargado con peso de 50 toneladas cortas que transite sobre un camino a nivel con resistencia al rodamiento de 160 lb./ton. debe vencer la resistencia al rodamiento empleando una fuerza tractiva de:

$$160 \text{ lb/ton.} \times 50 \text{ ton} = 8 \text{ 000 lbs.}$$

La tabla 3-4 da valores aproximados de resistencia al rodamiento para diferentes tipos de caminos.

RESISTENCIA POR PENDIENTE

Según que un vehículo recorra un camino con pendiente ascendente (+) o descendente (-) la fuerza de la gravedad retardará o ayudará al movimiento del mismo, y este se manifiesta en un aumento o disminución de la fuerza tractiva que la máquina desarrollará para mantener el vehículo a un régimen de velocidad. El valor de-

dicha fuerza, que denominamos P, para vencer cualquier pendiente será de:

$$P = 10 \text{ kg.} \times \% \text{ de pendiente} \times \text{Ton.}$$

En el sistema inglés:

$$P = 20 \text{ lbs.} \times \% \text{ de pendiente} \times \text{Ton. corta.}$$

FUERZA TRACTIVA

También conocida como "Rimpull", es la fuerza de tracción que desarrollan las llantas u orugas de una máquina (motrices) y la superficie sobre la que transita. Si el coeficiente de tracción, descrito adelante, es lo suficiente alto para eliminar el deslizamiento de las llantas u orugas, la fuerza tractiva o rimpull es función de la potencia del motor y de la velocidad de circulación y se expresa en kilos o libras, obteniéndose mediante las fórmulas:

$$E = \frac{275 \times CV \times 0.80}{V} \quad (\text{sistema métrico})$$

Expresándose la potencia en caballos de vapor y la velocidad en km/hr.

$$E = \frac{375 \text{ hp} \times 0.80}{V} \quad (\text{sistema inglés})$$

En este caso la potencia es la nominal (horse power) y la velocidad en millas por hora.

En general, los fabricantes de maquinaria señalan la fuerza tractiva de sus productos para diferentes velocidades de opera-

ción, dato muy importante en el análisis de precios unitarios como se verá más adelante.

COEFICIENTE DE TRACCION

Es el factor por el que debe multiplicarse la carga sobre una rueda u oruga motriz para obtener la fuerza tractiva máxima - posible que se desarrolla y utiliza entre las llantas u orugas y la superficie de rodamiento antes de ocurrir el deslizamiento. -- Por lo general, el coeficiente siempre será menor a la unidad.

No se debe confundir la fuerza de traccion que es capaz de desarrollar un vehículo dependiendo de la potencia del mismo y la velocidad, con la fuerza efectivamente utilizada en un momento da do, la cual depende del coeficiente de tracción, cuyos valores para diferentes superficies de rodamiento, se consignan en la tabla 3-5.

FUERZA EN EL GANCHO O FUERZA EN LA BARRA

Es la tracción efectiva que un tractor o vehículo puede -- ejercer sobre una carga remolcada, y se expresa en libras o kilogramos. De la tracción total que para una determinada velocidad pueda desarrollar la máquina, deben deducirse las fuerzas que se oponen al movimiento de la misma (resistencia al rodamiento y por pendiente) y el remanente constituye justamente la fuerza en el gancho.

T A B L A 3-4

VALORES PROMEDIO DE LA RESISTENCIA AL RODAMIENTO PARA
VARIOS TIPOS DE SUPERFICIES Y DE DISPOSITIVOS DE TRANSITO

(Porcentaje del peso total de la máquina).

CARACTERISTICAS DE LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO.	RUEDAS DE ACERO PLANAS DOTADAS DE CHUMACERAS.	TRANSITOS DOTADOS DE ORUGAS	LLANTAS DE HULE CON CHUMACERAS ANTIFRACCIONANTES	
			De alta presión	De baja presión
Pista de concreto con acabado liso	2	2.75	1.75	2.25
Pista de asfalto bien conservada	2.5-3.5	3-3.5	2-3.25	2.5-3
Camino con superficie de tierra compactada, bien conservado	3-5	3-4	2-3.5	2.5-3.5
Camino con superficie de tierra, mal conservado y con baches	5-7.5	4-5.5	5-7	3.5-5
Camino de tierra, lodoso, mal mantenido y con baches	10-12.5	7-9	8-11	7.5-10
Camino con superficie terminada de grava y arena sueltas	14-16	8-10	13-14.5	11-13
Camino de tierra muy lodoso, con baches y superficie reblandecida	17.5-20	10-12	15-20	14-17

T A B L A 3-5

COEFICIENTES DE TRACCION CORRESPONDIENTES A
VARIOS TIPOS DE SUPERFICIES DE
RODAMIENTO

SUPERFICIE DE RODAMIENTO	LLANTAS DE HULE	TRANSITOS DE ORUGAS
De concreto, seco, rugoso	0.80 a 1.00	0.45
Tierra negra arcillosa, seca	0.50 a 0.70	0.90
Tierra negra arcillosa, húmeda	0.40 a 0.50	0.70
Arena suelta y seca	0.20 a 0.30	0.30
Nieve dura	0.20	0.15 a 0.35
Hielo	0.10	0.10 a 0.25
Terreno enlodazado	0.15	

Los fabricantes de maquinaria al señalar la fuerza en el gancho para los tractores de orugas, lo hacen en base a la prueba Nebraska realizada sobre una superficie a nivel con resistencia al rodamiento de 110 lbs/Ton., o en el sistema métrico 55 kg/Ton. De acuerdo a lo anterior, cuando se opere un tractor en condiciones diferentes, la fuerza en el gancho consignada por los fabricantes deberá corregirse.

Por ejemplo: Sea un tractor D-8 para el cual los fabricantes consignan una fuerza en el gancho de 24 100 lbs. al transitar en 3a. velocidad. El tractor operando tiene un peso de 47 220 lbs. Si el camino sobre el que va a transitar el tractor tiene una resistencia al rodamiento de 200 lbs/Ton. y una pendiente positiva del 5%, la fuerza en el gancho disponible para esas condiciones sería de:

Peso del tractor operando = 47 220 lbs = 23.61 ton.cortas

Fuerza en el gancho en 3a. vel.:

24 100 - 23.61 (200 - 110) = 21 975 lbs.

Resistencia por pendiente:

23.61 x 20 x 5 = - 2 361 lbs

Fuerza disponible en el gancho: 19 614 lbs.

PROBLEMAS.- Resolver los siguientes problemas del libro de Peurifoy capítulo 4: 4-1, 4-5, 4-9, 4-10 y 4-11.

a.2 EQUIPO Y RENDIMIENTOS

TRACTORES Y EQUIPO CONEXO

E S C R E P A S

Máquinas transportadoras que a la vez tienen capacidad para excavar, autocargarse, descargar y distribuir materiales terreos.

Son cajas montadas sobre ruedas neumáticas de baja presión y dotadas de una cuchilla frontal que realiza el corte en el terreno, introduciendo el material al interior de la caja, a través de una abertura localizada sobre la cuchilla cortadora y regulada por una compuerta móvil.

A) Escrepas.- Cajas excavadoras, remolcadas por tractor de orugas, accionadas por cables o hidráulicamente, normalmente están equipadas con 4 ruedas neumáticas.

Su empleo es conveniente en operaciones que implican acarreos cortos con superficies de rodamiento adversos.

Normalmente se pueden cargar con la fuerza del tractor eventualmente requieren el auxilio de tractor empujador.

B). Motoescrepas.- Remolques excavadores montados sobre dos ruedas y remolcadas por un tractor de ruedas que forma parte integral de la unidad.

Para su carga generalmente se requiere un tractor empujador.

Capacidad de las escrepas, depende de la capacidad volumétrica de las cajas de las mismas, completamente llena y al ras, o a su capacidad máxima cuando se carguen copeteadas sin exceder el límite en peso, la capacidad copeteada es sobre la base de un talud de reposo de 1:1, esto no es una regla generalizada ya que este ángulo de reposo depende del tipo de material.

Generalmente el material excavado con escrepa sufre un -- abundamiento menor que cuando son excavados con otros equipos.

El espesor de ataque de una escrepa varía de 10 a 20 cm.

Debido a la forma de llenado, los materiales que penetran en la caja se compactan en forma apreciable, razón por la cual el coeficiente de abundamiento es más reducido que si la excavación es ejecutada con otro tipo de equipos.

Si un material al ser excavado por una draga y depositado en camión abunda 30%, este mismo material excavado y cargado con escrepa probablemente su abundamiento solo sería de 20 a 25%.

Excavación y carga con escrepas y motoescrepas.

CONDICIONES FAVORABLES	CONDICIONES DESFAVORABLES
Excavación en capas de tierra vegetal.	Excavación en arcillas pesada y húmeda.
Excavación de arcilla gredosa seca.	Excavación en arenas sueltas.
Excavación de gredas arenosas	Carga de cascajo suelto o grava.
Excavación de arcilla sin contenido -- elevado de humedad.	Excavación en arcillas densas en esquistos.
Materiales granulares compactados de grano fino y sin elevado contenido de humedad.	Excavación en conglomerados u otras rocas muy compactas.
Carga en pendiente descendente.	Excavación en roca o materiales granulares con apreciable contenido de fragmentos de roca.
Cuando se disponga de más de 60 m. para realizar la carga, no existiendo limitaciones que impidan la fácil maniobra de las máquinas.	excavación en superficies húmedas sobre las cuales patinen las máquinas.
Cuando la superficie de excavación esté uniforme, lisa, libre de hoyancos y marcas de rodadas.	Excavación en el sentido de pendientes ascendentes y en laderas de colinas.
Cuando la operación es auxiliada por un tractor empujador.	Carga en superficie de excavación que se encuentren muy accidentadas o que el material tenga muy poca capacidad de carga, originando el hundimiento de las orugas o llantas.

Los rendimientos de escrepas son una función inversa a la resistencia al rodamiento y de las pendientes de los caminos de construcción, ya que la fase de acarreo es la que toma más tiempo en el ciclo de trabajo.

Tractor Empujador.- En las escrepas remolcadas por tractor de orugas solamente en forma eventual se requiere el uso del tractor empujador en tanto que en las motoescrepas por lo general es forzoso su empleo.

Número de escrepas que puede abastecer en forma efectiva y económica un tractor empujador.

Número de escrepas por empujador =

$$\frac{\text{Tiempo total del ciclo de la escrepa}}{\text{Tiempo del ciclo del empujador}}$$

El ciclo del tractor empujador incluye: a) carga de cada unidad (escrepa); b) maniobras necesarias para acomodarse detrás de la siguiente unidad de acarreo. Por experiencia se sabe que en condiciones promedio el ciclo completo de un tractor empujador suele ser de 1.5 a 2.0 minutos, del cual se puede considerar que el 50% corresponde a cada una de las operaciones que forman el ciclo.

Tiempos Fijos.- Son la suma de tiempos empleados en acomodado para cargar, carga, descarga y maniobras para iniciar regreso. Para condiciones normales promedio se pueden considerar los si --

guientes:

Escrepas sin empujador	2.0 minutos
Escrepas con empujador	1.5 "
Motoescrepa con empujador	1.5 "

Tiempos variables.- Lo forma el recorrido de ida y vuelta de la escrepa, obteniéndose a partir de la velocidad promedio

$$V_m = \frac{V' \times V'' \times 2}{V' + V''}$$

V_m = velocidad promedio en el viaje redondo

V' = velocidad en el recorrido de ida

V'' = velocidad en el recorrido de regreso.

Rendimiento teórico

El rendimiento teórico de una escrepa está dado por la fórmula siguiente:

$$R = \frac{E \times V \times 60}{ca \times t}$$

En donde:

R = rendimiento expresado en unidades volumétricas (metros o yardas cúbicas) por hora.

E = Eficiencia general, que corresponde al factor de rendimiento de trabajo.

V = Capacidad geométrica de la caja de la escrepa, que puede ser al ras o copeteada.

ca = Coeficiente de abundamiento

t = tiempo total que dura un ciclo (tiempos fijos más tiempos variables).

Para obtener las velocidades a las que puede transitar una motoescrepa, se pueden utilizar las gráficas de los fabricantes - como la que se indica a continuación, estas gráficas varían para cada tipo de máquina.

GRAFICA ESCREPAS

5

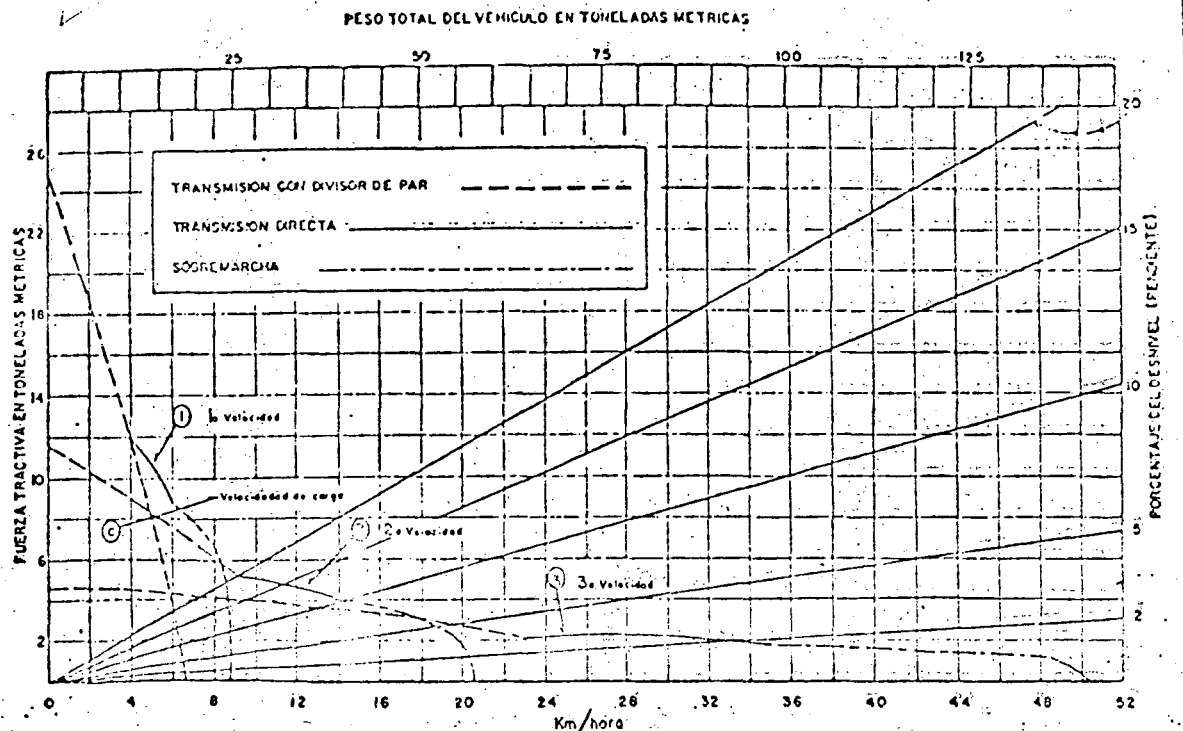


Fig. 5-11- Velocidad y tracción de una escrepa en función de su peso pendiente y resistencia al rodamiento (Caterpillar Tractor Co)
 (La tracción en las ruedas depende de las condiciones del suelo y del peso total sobre las ruedas propulsadas del tractor)

En forma práctica por cada 10 kilogramos por tonelada de resistencia al rodamiento, se considera 1% de pendiente, que sumada a la pendiente física nos da la pendiente virtual.

Forma de utilización

Partiendo del peso total de la escrepa ya sea cargada o vacía, se baja una línea hasta la línea inclinada que representa la pendiente virtual del camino. En la intersección de la línea vertical con la inclinada, se corre una línea horizontal hasta su intersección con la curva correspondiente a la velocidad máxima que se puede obtener para las condiciones del movimiento.

A las velocidades obtenidas de las gráficas se les deberá aplicar el factor de velocidad ya que las que se obtienen son velocidades teóricas.

Factor de Velocidad

El factor de velocidad lo integran los siguientes conceptos:

- a) La influencia de la velocidad inicial o si la máquina parte del reposo.
- b) Si el camino es de una o dos vías.
- c) Cruces con otras vías.
- d) Paso sobre puentes o cruces a desnivel.
- e) Limitaciones por medidas de seguridad.
- f) Existencia de curvas con poca visibilidad.

- g) Gran densidad de curvas.
- h) Cuando por el mismo camino circulan vehículos con velocidades de operación muy diferentes.
- i) Relación peso potencia de las máquinas.
- j) Pendiente del camino.

La tabla siguiente nos da los factores de velocidad que -- aplicados a las velocidades teóricas, se obtienen las velocidades reales.

Calificándose las condiciones del camino en favorables medias y adversas, de acuerdo con los factores enlistados y que integran el factor de velocidad.

FACTORES DE VELOCIDAD PARA DIVERSAS CONDICIONES DE TRANSITO APPLICABLES A VEHICULOS DE ACARREO DE TERRACERIAS

LONGITUD DEL CAMINO O TRAMO RECORRIDO	VEHICULO CON VELOCIDAD INICIAL			VEHICULO SIN VELOCIDAD INICIAL		
	Favorables	Medias	Adversas	Favorables	Medias	Adversas
De 0 a 100 m.	0.70	0.60	0.50	0.50	0.38	0.25
de 100 a 225 m.	0.75	0.67	0.60	0.60	0.48	0.35
de 225 a 450 m.	0.80	0.75	0.70	0.65	0.58	0.50
de 450 a 750 m.	0.80	0.78	0.75	0.70	0.65	0.60
de 750 a 1000 m.	0.85	0.83	0.80	0.75	0.70	0.65
Más de 1000 m.	0.90	0.85	0.80	0.85	0.78	0.70

En términos generales los factores de la tabla anterior se aplican para el acarreo de los equipos cargados.

Cuando transitan vacíos se pueden aplicar los valores siguientes:

Condiciones favorables 0.85 de velocidad máxima

Condiciones medias 0.80 de velocidad máxima

Condiciones adversas 0.75 de la velocidad máxima.

Si en un cierto recorrido transitando en vacío se presentan diversos factores de retraso, la velocidad de regreso (vacío) deberá calcularse aplicando, según proceda, algunos de los coeficientes de la tabla anterior.

TRACTORES

Son máquinas diseñadas para convertir la energía de sus motores en fuerza tractiva, para empujar o remolcar vehículos y servir de base para montar herramientas de desmonte, limpieza, nivelación, etc.

Existen dos tipos principales:

1. Tractores de orugas. Cuando se requiere máxima potencia, sacrificando altas velocidades; utilización en terrenos accidentados o con poca capacidad de carga.
2. Tractores de ruedas neumáticas. Cuando se tengan superficies de rodamiento resistentes y bien conservadas, se logran altas

velocidades para acarreos largos; su potencia y fuerza tractiva son inferiores en comparación con las correspondientes a tractores de orugas.

Tractor de Orugas.

Para el tipo de trabajos de Zona de Riego el más usado es el de orugas.

El tractor de orugas forma siempre la avanzada de toda fuerza de construcción, pues realiza los trabajos preliminares de cualquier obra, caminos de acceso o construcción, desmontes, despalmes, etc.

La capacidad de los tractores se determina de acuerdo con la potencia y su tamaño o peso.

El peso multiplicado por el coeficiente de tracción o de adherencia da la máxima fuerza tractiva de una cierta superficie de rodamiento, independientemente de la potencia desarrollada por el motor del tractor.

La fuerza en el gancho se obtiene de restar el total de fuerza tractiva, la suma de todas las resistencias que se oponen al movimiento.

Para tractores de orugas en las normas de los fabricantes, la fuerza en la barra consignada considera una resistencia al rodamiento de 110 libras por tonelada (norma Nebraska). Esto no es válido para tractores de ruedas neumáticas.

Tractores de ruedas neumáticas

Su principal aplicación consiste en remolcar grandes volúmenes a largas distancias; son menos versátiles que los tractores de orugas, ya que su fuerza tractiva utilizable es menor y requieren para operar de superficies de rodamiento refinadas.

Puede ser de dos y de cuatro ruedas, siendo su capacidad - función de su tamaño (peso) y su potencia.

En general, en obras hidráulicas, los tractores de ruedas neumáticas se usan como unidades tractoras de escrepas y cajas de remolque.

D O Z E R

Dozer, se define como un tractor equipado con cuchilla empujadora.

Dozer	Bulldozer -	Tractor equipado con una hoja fija
	Angledozer -	Tractor equipado con una hoja que puede girarse con respecto al eje longitudinal del tractor.

Existen 3 tipos de cuchillas empujadoras: rectas, angulares y "U".

Aplicaciones.-

El rendimiento máximo de los Dozers se obtiene en movimientos y transportes a distancias menores de 100 m. y excavando en -

una distancia de 8 a 12 m. de preferencia en materiales cohesivos.

Se aplican en trabajos de:

Desmante, desenraice y deshierbe.

Construcción de brechas.

Excavación y acarreo de terracerías (100 m).

Formación de bordos.

Afine tosco en bordos y taludes

Relleno de trincheras, zanjas y dentellones

Como tractor empujador

Limpieza de bancos y retiro de desperdicios

Mantenimiento de caminos y brechas.

Rendimientos

Los rendimientos teóricos están dados por la siguiente fórmula:

$$R = \frac{E \times V \times Cc \times 60}{Ca \times t}$$

R = Rendimiento en metros cúbicos del material medido en banco

E = Eficiencia general o factor de rendimiento de trabajo.

V = Capacidad de carga de la hoja empujadora expresada en metros cúbicos, que es un volumen geométrico expresado por la fórmula:

$$V = \frac{L \quad h^2}{2 \tan}$$

L = Longitud de la hoja empujadora
 h = altura de la misma
 α = ángulo de reposo del material
 C_a = coeficiente de abundamiento
 C_c = coeficiente de carga correspondiente al material
 arrastrado.

0.8 para arena, grava, roca fragmentada, etc.

0.9 a 0.10 para tierra, arcilla, y otros materiales cohesivos.

t = tiempo que emplea la máquina en un ciclo completo: -
 excavación, acarreo hasta el sitio de tiro, viaje -
 de regreso, cambios de velocidades.

El coeficiente 60 se incluye para expresar la hora de 60 minutos.

La fórmula anterior es aplicable a trabajos en terrenos -- planos. Cuando se trabaje en terrenos inclinados los rendimientos se verán afectados de los coeficientes siguientes:

Cuesta abajo: Aumentan de un 2% a un 8% por cada uno por ciento de pendiente, según la clase y cohesión del material.

Cuesta arriba: Disminuye de 2% a 4% por cada uno por ciento de pendiente.

En términos generales y debido a la tendencia de todos los materiales a escurrirse, por cada 30 metros adicionales a los 30-

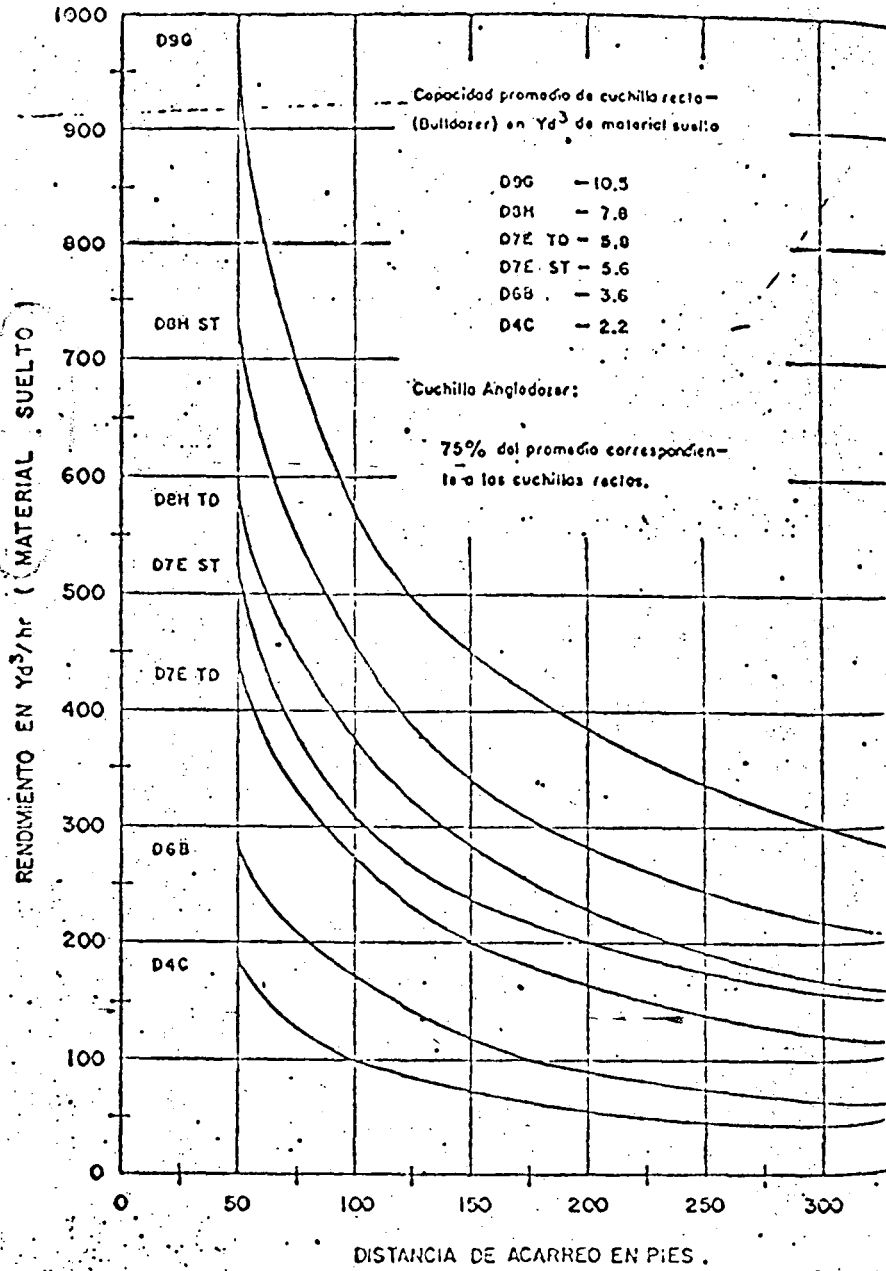
primeros, en forma práctica, se puede considerar una disminución en el rendimiento de 5%.

La distancia requerida por un tractor para excavar el volumen correspondiente a la capacidad de la cuchilla, es de 8 a 12 metros.

C I C L O

Basándose en observaciones estadísticas, el tiempo fijo correspondiente a cambios de velocidad y maniobras de los Bulldozer y Angledozer un tiempo promedio de 0.15 a 0.25 minutos, según el tipo de trabajo recorrido. Generalmente el tramo de carga se recorre en primera, el viaje de ida en primera para distancias menores de 30 mts. y en segunda para distancias mayores; en segunda o tercera en reversa, según sea la distancia de recorrido.

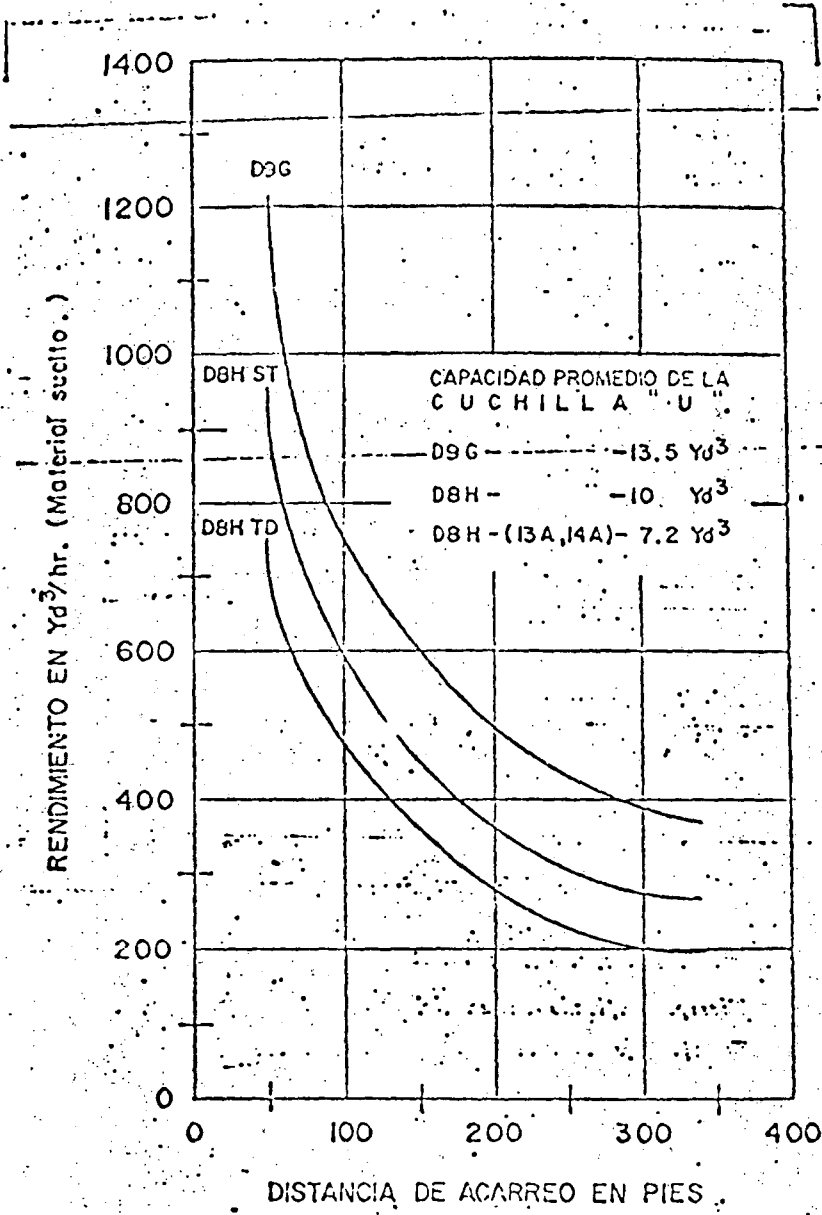
En forma práctica se pueden obtener los rendimientos de excavación con tractor, utilizando las dos gráficas siguientes:



Rendimiento promedio de tractores equipados con hojas en-
ros (Bulldozer y Angladoser, Caterpillar-Mexicana de tractores y mox)

RENDIMIENTOS PROMEDIO ESTADISTICOS.

11.6



Rendimiento promedio de cuchillos empujadores tipo "U" (Caterpillar-Mexicana de Tractores y Maquinaria).

Las tablas anteriores consideran:

Que la excavación se realiza en un terreno horizontal, horas de 50 minutos, que el material no es previamente aflojado, el trabajo se ejecuta con una hoja recta de Bulldozer y que el coeficiente de carga es igual a 1.0.

D E S M O N T E S

El tractor de orugas equipado como Bulldozer con hoja empujadora recta es el equipo más empleado en los trabajos de desmonte.

CLASIFICACION DEL MONTE

DIMENSIONES DE ARBOLES	NUMERO DE ARBOLES POR HECTAREA		
	A	B	C
MONTE PESADO			
Arboles entre 50 y 75 cm de diámetro	8	6	4
Arboles entre 25 y 50 cm de diámetro	20	15	10
Arboles con diámetros menores de 25 cm	80	70	60
MONTE MEDIANO			
Arboles entre 50 y 75 cm de diámetro	2	2	1
Arboles entre 25 y 50 cm de diámetro	10	5	3
Arboles con diámetros menores de 25 cm	60	50	40
MONTE LIVIANO			
Arboles entre 25 y 50 cm de diámetro	3	2	1
Arboles con diámetros menores de 25 cm	30	20	10

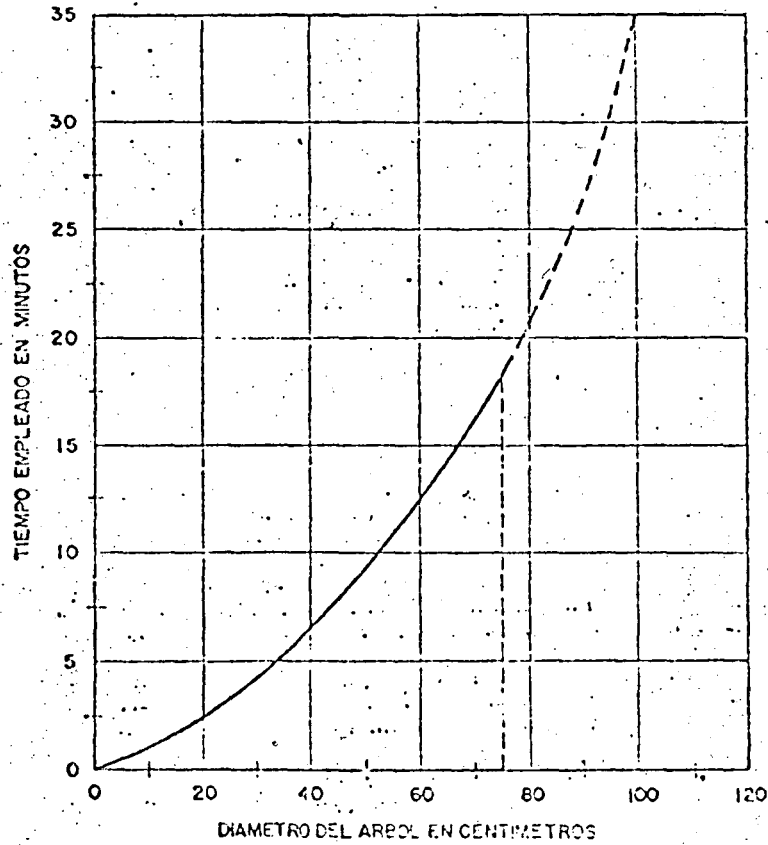
Rendimiento de desmonte, ejecutado con tractor D-8 para su aplicación deberán considerarse horas de 50 minutos.

- 1) Arboles entre 50 y 75 cm de diámetro
 - a) Tractor cortando raíces 6 min/árbol
 - b) Tractor tirando árboles 6 min/árbol
 - c) Tractor arrimando árboles 2.5 min/árbol
- 2) Arboles entre 25 y 50 cm de diámetro
 - a) Tractor tirando árboles 5 min/árbol
 - b) Tractor arrimando árboles 1.67 min/árbol
- 3) Arboles con diámetros menores de 25 cm.
 - a) Tractor tirando árboles 1.25 min/árbol
 - b) Tractor arrimando árboles 0.65 min/árbol

Para estudios aproximados, se puede utilizar la tabla siguiente, en forma tentativa, donde se consignan los rendimientos promedio de un tractor D-8 en trabajos de desmonte; acarreado el material producto del desmonte hasta una distancia promedio de 30 a 50 mts, amontonar el producto del desmonte para su quema, -- eliminación de desechos y maniobras auxiliares.

El procedimiento más recomendable para estudiar los rendimientos de desmonte, es haciendo muestreos, principalmente en montes con vegetación muy densa ya que su determinación previa es -- muy imprecisa.

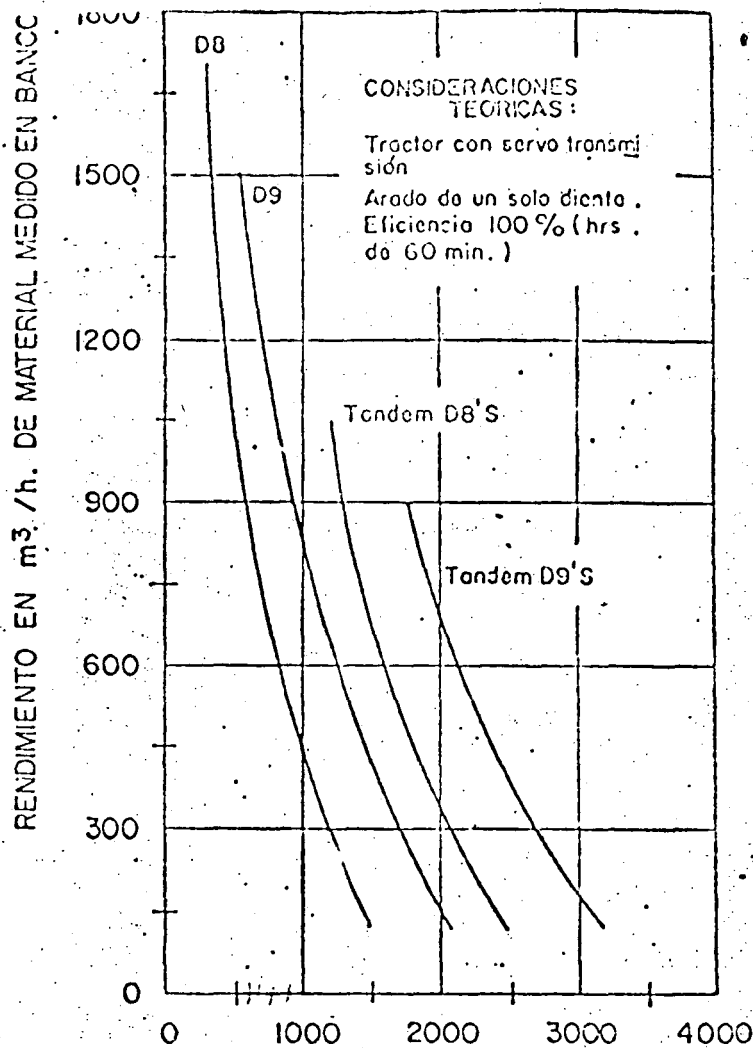
(Tractor D-8)



ARADOS DESGARRADORES

La función fundamental de los arados desgarradores es la de roturar y escarificar los suelos, fragmentándolos hasta un grado tal que el material pueda ser removido, bien sea por medio de un bulldozer empujador de una escrepa o de cualquier otra máquina excavadora.

Para poder determinar la aplicabilidad de un arado y sus rendimientos, se pueden utilizar las dos gráficas que se indican-



VELOCIDAD SISMICA (m. por seg.)
 Producción de arado No. 9 remolcado por tractor D-9 y
 No. 8 remolcado por tractor D8-H. (Caterpillar-Mexicana de Tractores y Maquinaria).

Para la determinación de rendimientos utilizando la última de las gráficas, deberá conocerse previamente la velocidad de propagación de las ondas sísmicas en la formación que se pretende excavar. Los rendimientos consignados en la citada gráfica son para condiciones ideales, por lo que para obtener los rendimientos reales, será necesario ajustarlos aplicando los coeficientes de corrección correspondientes, tanto por abundamiento como por efi-

ciencia en el trabajo.

El rendimiento teórico de un arado está dado por la fórmula

$$R = \frac{E \times V \times a \times h}{N}$$

En la que R = volumen de material aflojado medido en banco y expresado en m³/hora.

E = factor de rendimiento de trabajo

V = velocidad promedio de operación del tractor (m/hr)

a = ancho del zurco labrado por el diente o dientes.

h = penetración del arado en m.

N = número necesario de pasadas para aflojar el material

En la práctica conviene determinar el rendimiento mediante la gráfica, conociendo las características del material.

MOTOCONFORMADORAS

Las motoconformadoras son máquinas de aplicaciones múltiples, principalmente en trabajos de movimientos de terracerías, rasantes, afine de superficies de rodamiento o de terraplenes, escarificación, etc. En obras hidráulicas se emplean en escarificación y afine de terracerías, excavación de cunetas laterales para drenaje, desplazamiento y mezcla de áridos, solas o con asfalto, tendido y nivelación de capas asfálticas.

Rendimientos:

Teóricamente el rendimiento de una motoconformadora se calcula con la fórmula siguiente

$$\text{Tiempo total: } \frac{N \times D}{V \times E}$$

Tiempo total expresado en horas:

N = número de pasadas necesarias para ejecutar el trabajo.

D = distancia recorrida en cada pasada (en Km).

v = velocidad de régimen de operación durante el trabajo

E = factor de eficiencia en el trabajo

El factor de eficiencia, debido a que las motoconformadoras, con mucha frecuencia no están programadas para trabajar en forma balanceada con el resto del equipo, normalmente es bajo, del orden de 0.60 debido al alto porcentaje de tiempos parados, aunque deberá ajustarse para cada obra en particular.

La velocidad debe expresarse en km/hr. y tener presente que para cada pasada la velocidad debe ser más alta que la anterior.

En la tabla siguiente se consignan velocidades aproximadas-promedio de trabajo para motoconformadoras que corresponden a condiciones de trabajo normales y terreno favorable.

VELOCIDADES PROMEDIO DE DESPLAZAMIENTO DE
CONFORMADORAS Y MOTOCONFORMADORAS EN LA
EJECUCION DE TRABAJOS DIVERSOS (*)

TIPO DE TRABAJO	VELOCIDAD EMPLEANDO UN MODELO	
	MEDIANO	PESADO
	Km./h.	Km./h.
Desbroce o desmonte muy ligero	1.6 a 2.7	2.5 a 4.3
Limpia de bancos de préstamo (retiro de capa vegetal)	1.6 a 2.7	2.5 a 3
Construcción de canetas y terrepleno sobre espaldones	1.6 a 2.7	2.5 a 4
Afinación de taludes	1.6 a 2.7	2.5 a 4
Arrastre de tierras recién excavadas	3 a 6	3 a 6
Extendido y nivelación de materiales	1.6 a 2.7	2.5 a 4
Escarificación	1.6 a 2.7	2.5 a 6
Conservación de pavimentos asfálticos	3 a 6	3 a 6
Mezclado de materiales granulares	4 a 8	4 a 8
Trabajos de afinación y acabado de terreplenos	2 a 4	2 a 4

(*) A fin de evitar confusiones, en el manejo de esta Tabla, debe tenerse presente que por lo general se requieren varias pasadas de la máquina para ejecutar un trabajo.

PALAS CARGADORAS.- (TRASCAVO)

Las palas cargadoras, son tractores equipados con cucharón excavador, montado sobre brazos articulados sujetos al tractor y que son accionados por medio de dispositivos hidráulicos.

Estas máquinas son muy útiles en excavaciones ligeras, explotación de bancos de préstamo, rezagado de túneles.

Rendimientos

El rendimiento teórico de una pala cargadora está dado por la siguiente ecuación:

$$R = \frac{V \times K \times 60}{C_a \times t} \times E$$

R = rendimiento de la máquina, expresado en metros cúbicos por hora, de material medido en banco.

V = capacidad nominal de cucharón expresado en metros cúbicos.

K = factor de llenado del cucharón correspondiente al material que se excave.

FACTOR DE LLENADO PARA CUCHARONES DE PALAS CARGADORAS.

CAPACIDAD NOMINAL DEL CUCHARON: (Yd ³)	¼	1	1 ½	2	2 ½	3	3 ½	4
MATERIAL EXCAVADO:								
Arcilla húmeda o arenosa ligera	1.15	1.15	1.15	1.16	1.16	1.16	1.20	1.22
Arena o grava.	0.93	0.93	0.96	0.96	0.96	0.98	1.02	1.02
Tierra común compacta.	1.00	1.00	1.00	1.05	1.05	1.05	1.08	1.08
Arcilla dura y tenaz.	1.10	1.10	1.10	1.12	1.12	1.12	1.16	1.18
Arcilla cohesiva húmeda.	1.10	1.10	1.10	1.12	1.12	1.12	1.16	1.18
Roca bien tronada.	0.80	0.85	0.90	0.91	0.95	1.00	1.00	1.00
Roca mal tronada.	0.60	0.70	0.70	0.80	0.80	0.90	0.95	0.95
Escombros comunes con piedra y raíces.	0.85	0.85	0.90	0.90	0.90	0.95	0.95	0.95

Co = factor o coeficiente de abundamiento del material excavado

t = tiempo empleado en realizar un ciclo completo de trabajo expresado en minutos.

E = factor de rendimiento de trabajo o eficiencia.

Ciclo de trabajo

Un ciclo de trabajo está integrado por los tiempos fijos y los variables.

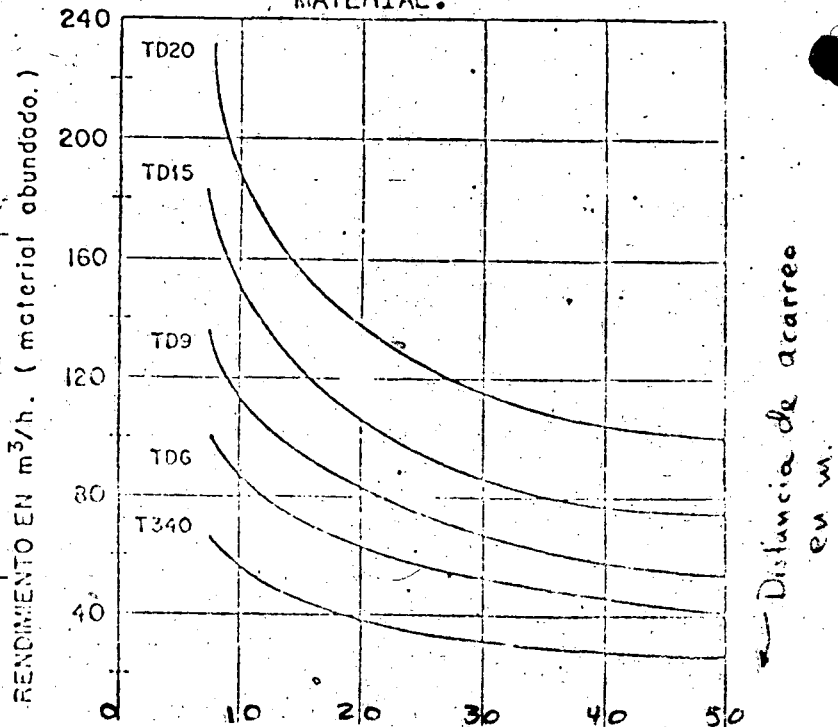
Tiempos fijos

- a) Operación de cargar el material en el frente de ataque.
- b) Giros o virajes del tractor durante los viajes de acercamiento y retirada del frente de excavación.
- c) Descarga del material sobre vehículos transportadores.

RENDIMIENTO DE PALAS CARGADORAS EXCAVANDO Y TRANSPORTANDO MATERIAL.

TIEMPO FIJO DEL CICLO DE TRABAJO DE PALAS CARGADORAS (minutos)

TRABAJO EJECUTADO	TIPO DE TRANSMISION	
	Directa	Servo-motores
PALA EQUIPADA CON ORUGAS:		
Excavando en material amontonado:	0.35	0.25
Excavación en banco:	0.60	0.45
PALA EQUIPADA CON NEUMATICOS:		
Excavación de material amontonado:		0.20



Los valores de la tabla son teóricos, deberán multiplicarse por el factor de eficiencia.

Tiempos variables:

Los tiempos variables son los requeridos por la máquina para efectuar el recorrido de ida y regreso desde el frente de excavación hasta el sitio de descarga. (este proceso es poco usado).

En la gráfica siguiente se ilustran los rendimientos de diversas palas cargadoras International, en función de las distancias de acarreo.

Los valores consignados consideran:

- a) El rendimiento corresponde a material suelto.
- b) Eficiencia de 100%.
- c) Se considera que el cucharón se cargaba totalmente incluyendo "copete".
- d) Se consideró un tiempo fijo de 0.30 minutos para acarreos cortos y 0.36 minutos para acarreos largos.

Por lo anterior, los valores de la gráfica deberán afectarse de los factores de corrección correspondiente.

Cuando se pretenda atacar un banco de préstamo o almacenamiento donde los tiempos variables del ciclo tienden a cero, se pueden tomar los valores de la tabla que se indica a continuación, los cuales deberán afectarse del correspondiente factor de eficiencia para que se obtengan rendimientos promedio reales.

Rendimiento en metros cúbicos por hora de material abundado cargado en camiones por un "traxcavator".

Potencia del motor en el volante en HP.	Equivalente para Caterpillar	Capacidad del cucharón en m ³	Cargando camiones de			
			3 m ³	4 m ³	6 m ³	7.5 m ³
150	977	1.90		255	246	254
100	955	1.34		185	1.83	
50	933	0.83	85.5	86.5		

Capacidad del camión = 4 a 6 veces capacidad de la pala.

MAQUINARIA PARA EXCAVACION

EXCAVADORAS CONVERTIBLES

Son máquinas diseñadas para su empleo en la ejecución de trabajos muy diversos en las que se requiere de la utilización de herramientas básicas diferentes, las cuales son intercambiables en la misma máquina, según que la máquina vaya a ser empleada como pala mecánica, retro-excavadora, grúa, draga de arrastre, excavadora de cucharón de almeja, martinete hincador, etc.

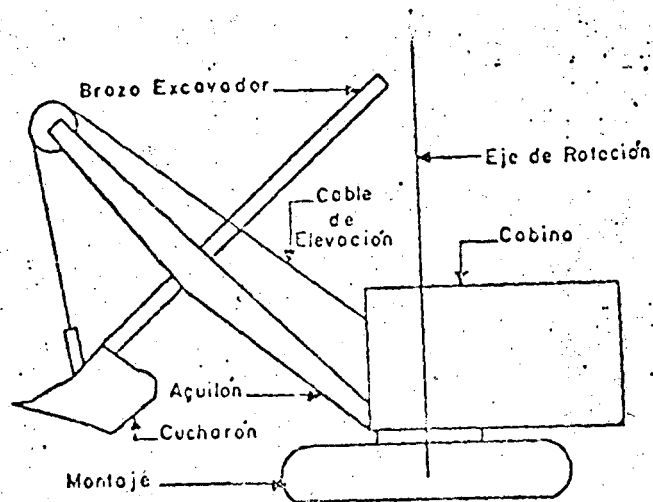
Las excavadoras pueden ser:

- a) Propulsión por orugas (la más usual)
- b) Autopropulsión sobre llantas neumáticas
- c) Montaje sobre camión.

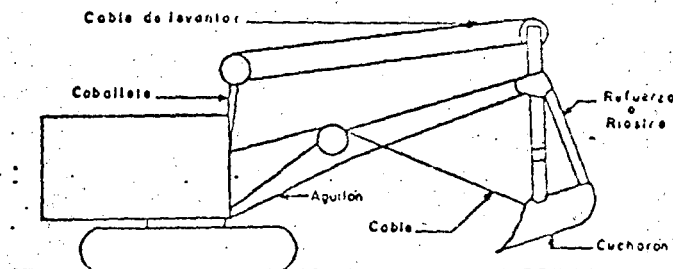
Tipos de aguilón o pluma

- a) Aguilón de pala mecánica

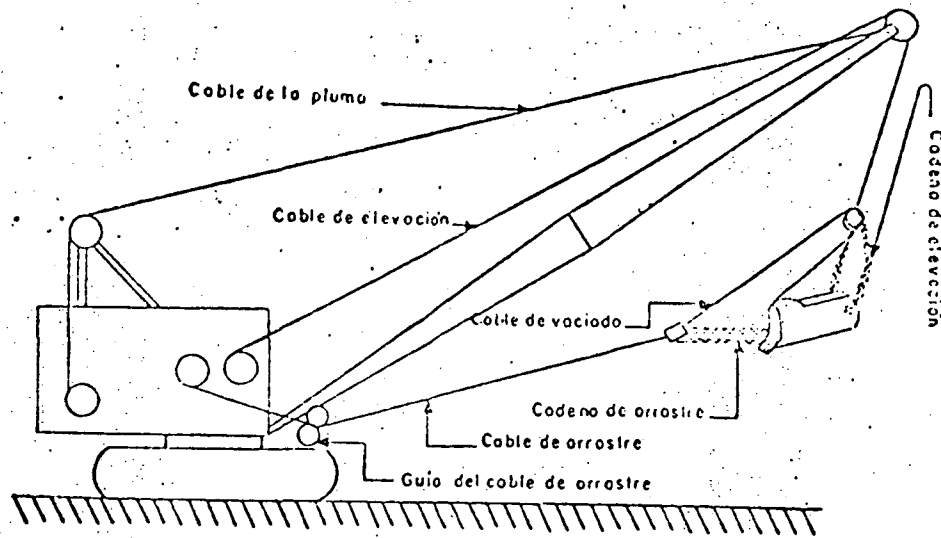
- b) Aguilón de grúa, que puede ser usado como grúa, -
 draga de arrastre, excavadora de cucharón de almeja, como martinete, etc.
- c) Aguilón de pala retro-excavadora.



Partes básicas que integran el equipo frontal de una pala mecánica. (Power Crane and Shovel Association)



Esquema ilustrando el equipo frontal de una pala retroexcavadora. (Power Crane and Shovel Association).



Esquema mostrando los accesorios que integran el equipo frontal de una draga de arrastre. (Power Crane and Shovel Association).

Para lograr buenos rendimientos con una máquina excavadora cargando camiones, la capacidad de la caja de estos, deber ser de 4 a 6 veces, la del cucharón y que los camiones se llenen con un número entero de baldes.

PALAS MECANICAS

Rendimientos:

Los rendimientos teóricos de una pala están dados por la siguiente ecuación:

$$R = \frac{3\ 600 \times V \times K \times E}{Ca \times t} \text{ (en m}^3\text{/hr)}$$

3 600 segundos de la hora.

V = capacidad del cucharón en m³

K = factor de llenado

Ca = Coeficiente de abundamiento del material excavado.

t = tiempo promedio empleado por la máquina en realizar -
un ciclo completo en segundos.

E = factor de rendimiento de trabajo.

EFICIENCIA EN EL TRABAJO

Condiciones del trabajo	Excelente	Buena	Regular	Deficiente
Buenas	0.78	0.75	0.71	0.65
Excelentes	0.84	0.81	0.76	0.70
Regulares	0.72	0.69	0.65	0.60
Deficientes	0.63	0.61	0.57	0.52

FACTOR DE LLENADO PARA CUCHARONES DE PALAS MECANICAS.

CAPACIDAD NOMINAL DEL CUCHARON: (Yd ³)	¾	1	1 ½	2	2 ½	3	3 ½	4
MATERIAL EXCAVADO:								
Arcilla húmeda o arenosa ligera	1.15	1.15	1.15	1.16	1.16	1.16	1.20	1.22
Arena o grava.	0.93	0.93	0.96	0.96	0.96	0.98	1.02	1.02
Tierra común compacta.	1.00	1.00	1.00	1.05	1.05	1.05	1.08	1.08
Arcilla dura y tenaz.	1.10	1.10	1.10	1.12	1.12	1.12	1.16	1.18
Arcilla cohesiva húmeda.	1.10	1.10	1.10	1.12	1.12	1.12	1.16	1.18
Roca bien tronada.	0.80	0.85	0.90	0.91	0.95	1.00	1.00	1.00
Roca mal tronada.	0.60	0.70	0.70	0.80	0.80	0.90	0.95	0.95
Escombros comunes con piedra y raices.	0.85	0.85	0.90	0.90	0.90	0.95	0.95	0.95

CICLOS DE EXCAVACION Y CARGA DE PALAS MECANICAS, A CARRERA OPTIMA DE CORTE, DIVERSOS ANGULOS DE GIRO, SIN PERDIDAS DE TIEMPO Y CON LOS CAMIONES AL MISMO NIVEL DE LA EXCAVADORA.

(Tiempos en segundos)

TAMANO DEL CUCHARON	EXCAVACION FACIL Marga húmeda o arena arcillosa o suelta				EXCAVACION MEDIA Tierra común o vegetal				EXCAVACION DURA Arcilla dura, roca bien tronada.			
	45°	90°	135°	180°	45°	90°	135°	180°	45°	90°	135°	180°
¾	12	16	19	22	15	19	23	26	19	24	29	33
½	12	16	19	22	15	19	23	26	19	24	29	33
¾	13	17	20	23	16	20	24	27	20	25	30	34
1	14	18	21	25	17	21	25	29	21	26	31	36
1 ¼	14	18	21	25	17	21	25	29	21	26	31	36
1 ½	15	19	23	27	18	23	27	31	22	28	33	38
1 ¾	16	20	24	28	19	24	28	32	23	29	34	39
2	17	21	25	30	20	25	29	34	24	30	35	41
2 ½	18	22	27	32	21	26	31	36	25	31	37	43

Para adaptar los rendimientos a la carrera real de corte se aplican los valores de las tablas que se indican a continuación:

CARRERA OPTIMA DE EXCAVACION CON PALAS MECANICAS
(Expresadas en piés)

CLASE DE MATERIAL	CAPACIDAD NOMINAL DEL CUCHARON EN Yd3.								
	¾	½	¼	1	1 ¼	1½	1¾	2	2½
Materiales sueltos, como margas, arena, greda	3.8	4.6	5.3	6.0	6.5	7.0	7.4	7.8	8.4
Arena y grava	3.8	4.6	5.3	6.0	6.5	7.0	7.4	7.8	8.4
Tierra común o vegetal	4.5	5.7	6.8	7.8	8.5	9.2	9.7	10.2	11.2
Arcilla dura, tenáz.	6.0	7.0	8.0	9.0	9.8	10.7	11.5	12.2	13.3
Arcilla húmeda, pegajosa	6.0	7.0	8.0	9.0	9.8	10.7	11.5	12.2	13.3

FACTOR DE CONVERSION POR CARRERA DE CORTE Y ANGULO DE GIRO,
PARA PALAS MECANICAS

PORCENTAJE DE LA CARRERA OPTIMA	ANGULO DE GIRO EN GRADOS						
	45	60	75	90	120	150	180
40	0.93	0.89	0.85	0.80	0.72	0.65	0.59
60	1.10	1.03	0.96	0.91	0.81	0.73	0.66
80	1.22	1.12	1.04	0.98	0.86	0.77	0.69
100	1.26	1.16	1.07	1.00	0.88	0.79	0.71
120	1.20	1.11	1.03	0.97	0.86	0.77	0.71
140	1.12	1.04	0.97	0.91	0.81	0.73	0.66
160	1.03	0.96	0.90	0.85	0.75	0.67	0.62

El porcentaje de la carrera óptima se obtiene dividiendo la carrera real entre la óptima.

La experiencia ha demostrado que resulta más práctico y conduce a resultados más satisfactorios, el estimar el rendimiento de las palas mecánicas, basándose en valores estadísticos representativos; con este objeto se elaboró la tabla siguiente:

RENDIMIENTOS IDEALES DE PALAS MECANICAS, EXPRESADOS EN YARDAS CUBICAS
POR HORA, DE MATERIAL MEDIDO EN BANCO

CLASE DE MATERIAL	TAMAÑO NOMINAL DE LA PALA EN YARDAS								
	$\frac{3}{8}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$	1	$1\frac{1}{4}$	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{3}{4}$	2	$2\frac{1}{2}$
Marga húmeda o arcilla arenosa suelta.	85	115	135	205	250	285	320	355	405
Arena y grava	80	110	155	200	230	270	300	330	390
Tierra común	70	95	135	175	210	240	270	300	350
Arcilla dura y compacta.	50	75	110	145	180	210	235	265	310
Roca bien tronada	40	60	95	125	155	180	205	230	275
Tierra común contaminada con piedras y raíces	30	50	80	105	150	155	180	200	245
Arcilla húmeda y pegajosa.	25	40	70	95	120	145	165	185	230
Roca mal tronada en grandes bloques	15	25	50	75	95	115	140	160	195

A los valores de la tabla anterior para obtener los valores reales, deberá afectárseles de los coeficientes de: carrera óptima de corte, giro, y factor de eficiencia o rendimiento de trabajo, ya que los valores consignados son para un giro de 90° y carrera óptima.

Rendimientos para trabajos de afine.

En taludes 1 a 1 un 60% del rendimiento normal.

En taludes 1.5 a 1 un 40% del rendimiento normal.

DRAGA DE ARRASTRE

La draga de arrastre es una excavadora convertible -- equipada con pluma de grúa, un balde de arrastre que acciona como cucharón excavador, un cable adicional que es el que ejerce la -- fuerza tractora sobre el balde y un dispositivo de guiado del cable de arrastre.

La pluma de una draga puede operarse a diversos ángu -- los de inclinación, aunque los fabricantes recomiendan que nunca se operen a ángulos menores de 30° ni mayores de 50° a 60°, operar una máquina fuera de estos límites, además de ser ineficiente pue de ser peligroso.

En obras hidráulicas la aplicación más frecuente de -- una draga es la excavación de canales y drenes, eventualmente en la excavación de estructuras y frecuentemente también en la excavación de bancos de préstamo.

Rendimientos:

- a) Teórico.- Teóricamente el rendimiento de una dra -- ga está dado por la ecuación siguiente:

$$\text{Rendimiento} = \frac{3\ 600 \times V \times K \times E}{C_a \times t}$$

El rendimiento está expresado en metros cúbicos por --

hora.

3 600 = segundos que integran una hora

V = capacidad del balde en metros cúbicos.

K = factor de llenado o de eficiencia del balde de arrastre, que depende de las dimensiones del mismo y las propiedades del material excavado.

Ca = Coeficiente abundamiento

t = tiempo empleado por la máquina en realizar un ciclo completo expresado en segundos.

E = factor de rendimiento de trabajo o eficiencia.

CICLOS DE TRABAJO DE DRAGAS DE ARRASTRE PARA DIFERENTES ANGULOS DE GIRO (EN SEGUNDOS) A PROFUNDIDAD

OPTIMA ---

TAMANO DEL BALDE.	EXCAVACION FACIL															
	Arcilla húmeda, - suelta, margas, etc.				Arena o grava				Tierra común.				Arcilla dura compacta			
	45°	90°	135°	180°	45°	90°	135°	180°	45°	90°	135°	180°	45°	90°	135°	180°
3/8	16	19	22	25	17	20	24	27	20	24	28	31				
1/2	16	19	22	25	17	20	24	27	20	24	28	31				
3/4	17	20	24	27	18	22	26	29	21	26	30	33	25	30	35	39
1	19	22	26	29	20	24	28	31	23	28	32	35	27	32	37	41
1 1/4	19	23	27	30	20	25	29	32	23	28	33	36	27	32	38	42
1 1/2	21	25	29	32	22	27	31	34	25	30	35	38	29	34	40	44
1 3/4	22	26	30	33	23	28	32	35	26	31	36	39	30	35	41	45
2	23	27	31	35	24	29	33	37	27	32	37	41	31	37	42	47
2 1/2	25	29	34	38	26	31	35	40	29	34	40	44	33	39	45	50

Cargando camiones el tiempo se incrementa en 10%

Con objeto de apegar los rendimientos obtenidos al --
 substituir los valores de las tablas anteriores en la fórmula pa-
 ra el rendimiento de dragas de arrastre, a las condiciones reales
 del trabajo, se deberán aplicar los factores de corrección corres-
 pondientes a profundidad de corte y ángulo de giro, a continuación
 se tabulan estos valores:

FACTOR DE LLENADO DE BALDES DE DRAGAS DE ARRASTRE

CAPACIDAD NOMINAL DEL BALDE (Yd3.)	¼	1	1 ½	2	2 ½	3	3 ½	4	4 ½
Arcilla ligera húmeda	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.28	1.28	1.28	1.28
Arena o grava	0.93	0.94	0.97	1.00	1.00	1.02	1.02	1.02	1.02
Tierra común	1.06	1.06	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07
Arcilla dura	1.03	1.03	1.04	1.05	1.05	1.07	1.07	1.07	1.07
Arcilla mojada y pegajosa	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Roca en fragmen- tos pequeños	0.80	0.80	0.85	0.85	0.90	0.95	0.95	0.95	0.95

COEFICIENTES DE ABUNDAMIENTO DE DIVERSOS MATERIALES

MATERIAL	COEFICIENTES	
	Límites	Promedio
Arena o grava limpias	1.05 a 1.15	1.10
Tierra y grava limpias mojadas	1.10 a 1.20	1.15
Capas de tierra vegetal	1.10 a 1.20	1.15
Tierra común	1.20 a 1.40	1.30
Margas arenosas	1.10 a 1.30	1.20
Margas arcillosas	1.15 a 1.35	1.25
Lodo de tierra común	1.25 a 1.50	1.40
Arcilla sin contaminaciones	1.30 a 1.60	1.45
Arcilla blanda, friable densa	1.35 a 1.55	1.45
Arcilla dura mezclada con pie- dras		1.50
Roca bien tronada	1.50 a 1.60	1.65
Roca mal tronada en grandes trozos	1.70 a 2.00	1.85
Pizarra y arcillas esquistosas		1.65
Rocas trapeanas (basalto, pio-		

CARRERA OPTIMA DE EXCAVACION CORRESPONDIENTE A DRAGAS DE ARRASTRE (EN PIES)

CAPACIDAD NOMINAL DEL BALDE EN Yd3.	¼	½	¾	1	1 ¼	1 ½	1 ¾	2	2 ½
CLASE DE MATERIAL:									
Arcilla húmeda y suelta o marga	5.0	5.5	6.0	6.6	7.0	7.4	7.7	8.0	8.5
Arena o grava	5.0	5.5	6.0	6.6	7.0	7.4	7.7	8.0	8.5
Tierra común	6.0	6.7	7.4	8.0	8.5	9.0	9.5	9.9	10.5
Arcilla dura y compacta	7.3	8.0	8.7	9.3	10.0	10.7	11.3	11.8	12.3
Arcilla húmeda, pegajosa	7.3	8.0	8.7	9.3	10.0	10.7	11.3	11.8	12.3

INFLUENCIA DE LA CARRERA DE CORTE Y ANGULO DE GIRO EN LOS RENDIMIENTOS DE DRAGAS DE ARRASTRE

CARRERA DE CORTE EN PORCENTAJE DE LA OPTIMA	ANGULO DE GIRO EN GRADOS							
	30°	45°	60°	75°	90°	120°	150°	180°
20	1.06	0.99	0.94	0.90	0.87	0.81	0.75	0.70
40	1.17	1.08	1.02	0.97	0.93	0.85	0.78	0.72
60	1.24	1.13	1.06	1.01	0.97	0.83	0.80	0.74
80	1.29	1.17	1.09	1.04	0.99	0.90	0.82	0.76
100	1.32	1.18	1.11	1.05	1.00	0.91	0.83	0.77
120	1.29	1.17	1.09	1.03	0.985	0.90	0.82	0.76
140	1.25	1.14	1.06	1.00	0.96	0.83	0.81	0.75
160	1.20	1.10	1.02	0.97	0.93	0.85	0.79	0.73
180	1.15	1.05	0.98	0.94	0.90	0.82	0.76	0.71
200	1.10	1.00	0.94	0.90	0.87	0.79	0.73	0.69

Estos factores de corrección que aplicados al rendimiento óptimo para giro de 90° y profundidad óptima de corte, darán los rendimientos reales.

Para la aplicación de la fórmula para el rendimiento teórico de una draga, es conveniente tener presente que existe una pequeña diferencia entre la capacidad nominal y la real de los baldes. Estas diferencias se consignan en la tabla siguiente:

Capacidad real del balde en Yd3.	Capacidad real del balde al ras en Yd3.
3/8	0.407
1/2	0.631
3/4	0.889
1	1.186
1 1/4	1.445
1 1/2	1.741
1 3/4	1.963
2	2.222
2 1/4	2.483
2 1/2	2.742
2 3/4	3.333
3	3.533

b) Rendimientos prácticos tomando como base datos estadísticos

Se ha comprobado que se llega a resultados más --
prácticos, precisos y convenientes, por medio del empleo de valo-
res basados en observaciones estadísticas. En la tabla siguiente
se consignan valores estadísticos para el rendimiento de dragas.

RENDIMIENTOS OPTIMOS DE DRAGAS DE ARRASTRE CON PLUMA CORTA NORMAL, EXPRESADO EN YARDAS CUBICAS POR HORA (MATERIAL MEDIDO EN BANCO)

CAPACIDAD NOMINAL DEL BALDE	M A T E R I A L E S				
	Arcilla húmeda y suelta o magrosa.	Arena o grava	Tierra común	Arcilla dura y compacta	Arcilla húmeda pegajosa.
3/8 Yd3.	70	65	55	35	20
1/2 Yd3.	95	90	75	55	30
3/4 Yd3.	130	125	105	90	55
1 Yd3.	160	155	135	110	75
1 1/4 Yd3.	195	185	165	135	95
1 1/2 Yd3.	220	210	190	160	110
1 3/4 Yd3.	245	235	210	180	130
2 Yd3.	265	255	230	195	145
2 1/2 Yd3.	305	295	265	230	175
3 Yd3.	350	340	305	270	210
3 1/2 Yd3.	390	380	340	305	240
4 Yd3.	465	455	375	340	270
5 Yd3.	540	530	445	410	330
6 Yd3.	610	600	510	475	385

En los valores consignados en la tabla anterior se hacen las siguientes consideraciones:

- a) Profundidad óptima de corte.
- b) Angulo de giro igual a 90°
- c) Trabajo efectivo durante 60 minutos de la hora cronológica.
- d) Eficiencia 100%

Para obtener los rendimientos prácticos, deberán afectarse a los valores obtenidos de la tabla anterior, con los factores de eficiencia, profundidad de corte y giro, consignados en las tablas correspondientes, usados para aplicarse a los rendimientos teóricos.

Cuando la descarga del material excavado por una -

draga sea depositado a bordo de cajas de vehículos de acarreo los valores de la tabla anterior deberán afectarse de un factor = 0.9

EQUIPO DE BARRENACION

COMPRESORAS.- PLANTAS PRODUCTORAS DE AIRE COMPRIMIDO

Las compresoras pueden ser estacionarias o portátiles. Capacidad de una compresora, se mide por la cantidad de aire comprimido que produce por minuto.

Las compresoras se les conoce por su capacidad de producción; así por ejemplo un compresor 600, quiere decir que es un compresor que produce 600 pies cúbicos por minuto de aire comprimido; todos los rendimientos están dados a una presión de 100-libras sobre pulgada cuadrada.

Perforadora neumática: Son máquinas diseñadas para perforar materiales duros a base de un movimiento combinado de impacto y rotación, transmitido a travez de una barra, que puede ser seccional o integral, a la broca o elemento de ataque. El material triturado por la broca, es expulsado a base de aire que circula por orificios que para este efecto, tienen las barras y las brocas.

En la construcción de zonas de riego, las perforadoras más comúnmente usadas son:

Perforadoras neumáticas de mano (pistolas)

Perforadoras neumáticas montadas sobre ruedas
(Wagon-drill)

Perforadoras neumáticas montadas sobre orugas
(Trac-dill).

La primera, la presión o empuje sobre la máquina - para lograr su avance la dá el operador, se usa para diámetros de perforación pequeños.

Para las dos últimas, la presión o empuje es ejercido por medios mecánicos.

Los rendimientos de barrenación para las perforadoras neumáticas están consignados en la tabla siguiente

Rendimientos promedio representativos de Barrenación con Perforadoras Neumáticas de Pistón recíprocante en metros por hora.

Diámetro del Barreno	Calidad de la Roca	Perforadoras de Mano	Perforadoras con Alimentación Mecánica
1 1/4"	Suave	5 a 6.5	10 a 15
	Media	3 a 4.5	8 a 12
	Dura	2 a 3.5	5 a 10
2 1/8"	Suave	3.5 a 5	10 a 17
	Media	2.5 a 3.5	6.5 a 12
	Dura	1.5 a 3	5 a 10
3"	Suave	— o —	10 a 17
	Media	— o —	5 a 10
	Dura	— o —	3 a 7
4"	Suave	— o —	3.5 a 8.5
	Media	— o —	1.8 a 5
	Dura	— o —	0.7 a 3

Para clasificar las rocas en cuanto a su dureza, se puede tomar como guía la tabla siguiente:

Indice de la Dureza de algunas Rocas, referida a la Escala de Mohs.

ROCA O MINERAL	INDICE DE DUREZA
Diamante	10.0
Cuarzo	7.0
Básalto	7.0
Horsteno	6.5 ROCAS DURAS
Feldespato	6.2
Gneises	5.2
Esquistos	5.0
Magnetita	4.2
Granito	4.0
Areniscas	3.8 ROCAS MEDIAS
Dolómitas	3.7
Rocas calizas	3.3
Pizarra	3.1
Lutitas	3.1
Calcita	3.0 ROCAS SUAVES
Antracita	3.0
Mármol	3.0
Carbón bituminoso	2.5
Mica	2.3 ROCAS MUY
Yeso	2.0 SUAVES
Talco	1.0

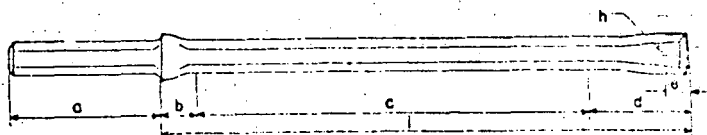
Un tipo de roca muy común son los conglomerados, cuya dureza depende, tanto del material que forma los granos aglutinados, como del que constituye el cementante. Los conglomerados suaves tienen una dureza del orden de 3.0 a 3.5, en tanto que los duros cementados con sílice, tienen una dureza del orden de 5 a 6.

Acero y brocas de barrenación

Acero integral: El acero integral está formado -- por una sola pieza en la que se encuentran incorporados todos los elementos de la "sarta de barrenación" como son:

- a) La espiga o zanco que es la pieza que se ajusta -- al broquero de la perforadora.
- b) El cuello o collar, que sirve como elemento de -- ajuste y soporte en el broquero y portaherramienta de la perforadora.
- c) El cuerpo o vástago del acero, que es de longitud variable según necesidades del caso.
- d) La correspondiente broca.
- e) El conducto de soplado o limpieza.

Esquema de una barrena integral, con inserto de metal duro (Broca tipo cincel)



- | | | | |
|---|-----------------|---|---------------------------------------|
| a | espiga o zanco | e | inserción de metal duro |
| b | cuello o collar | h | conducto de ventilación y circulación |
| c | vástago | i | largo de la barrena |
| d | broca | | |

Acero hueco seccional de barrenación

Por acero hueco seccional de barrenación se entienden de barras de acero hueco dotadas con rosca en cada uno de sus extremos, las que son surtidas por los fabricantes en diámetros y longitudes variables para emplearse en barrenación muy profunda, acoplada cada barra a la subsecuente por medio de coples.

El acero seccional de barrenación, se instala en broqueros de la perforadora por medio de zancos adaptadores, que en su extremo libre se unen a la primera sección de acero por medio de un cople roscado.

En el extremo de la última barra se coloca la broca.

Consumos de Acero de barrenación

En la tabla que se indica a continuación nos da los rendimientos del acero de barrenación de acuerdo con la dureza del material perforado.

La barrenación se mide en metros lineales pero según sea la profundidad de un barreno la vida del acero de barrenación podrá ser variable, dependiendo de la relación existente entre dicha profundidad y la longitud de cada tramo de acero.

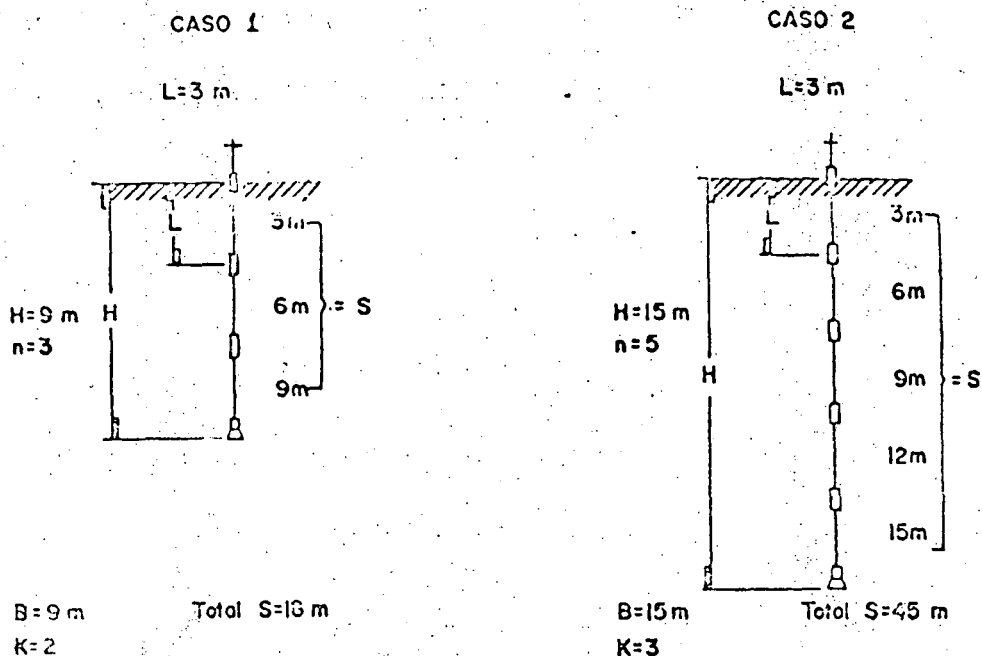
Valores índice de la vida económica promedio de aceros de barrenación integrales y seccionales (En metros).

CLASE DE ROCA	V I D A
MUY DURAS:	
Cuarzo, basalto y hematita:	10 a 100
Hortenso y feldespato:	50 a 100
MEDIANAMENTE DURAS:	
Gneises y conglomerados muy duros silicificados	100 a 150
Esquistos, granito, riolitas andesitas y similares:	150 a 200
Areniscas duras y diabasa:	200 a 250
Areniscas suaves y similares:	250 a 400
SUAVES Y DESCOMPUESTAS:	
Areniscas muy suaves, dolomitas y rocas calizas, así como conglomerados suaves poco cementados y materiales granulares sueltos; rocas similares intemperizadas:	400 a 800
ROCAS MUY SUAVES	
Pizarras, lutitas, antracita, mármol, mica y carbón:	600 a 1000

En tanto mayor sea el número de cambios de acero necesarios para barrenar un agujero hasta su profundidad total, menor será la vida del acero, expresado en "metros barra", ya que el valor medido en "metros barra" es completamente diferente del valor de metros de barrenación, si un barreno con profundidad total de 6 metros se practica empleando dos barras, la primera de 3 metros y la segunda de 6, tratándose de acero integral, es evidente que el acero de barrenación de la primera barra realizará un trabajo de 3 "metros-barra", en tanto que el segundo tramo lo realizará de 6 "metros-barra", lo que sumado arroja un total de -

9 "metros-barra" contra 6 metros de barrenación.

En la figura siguiente se ilustra la relación existente entre el valor de metros de barrenación y "metros-barra" para el caso de realizar el trabajo empleando tramos seccionales de acero de barrenación.



La relación entre los valores "metros-barra" y metros de perforación, dependen del número de barras que se deben emplear en la horadación de un barreno determinado, de acuerdo con la fórmula siguiente

$$K = \frac{N + 1}{2}$$

K = factor de conversión para convertir los metros de barrenación a "metros-barra", siendo el valor "metros-barra" el representativo del trabajo efectivamente realizado para horadar un barreno.

N = Es el número de barras empleadas para barrenar un barreno, ya sea que se trate del número de cambios de acero, cuando se haga con acero integral, o de tramos cuando se haga con acero seccional.

Empleando el concepto "metros-barras" como representativo del trabajo real ejecutado, es posible utilizar varios índices consignados en la tabla de valores índices de la Vida Económica, aplicando la siguiente fórmula:

$$\text{Vida del acero de barrenación} = \frac{\text{Valor índice de la vida económica}}{K}$$

Rendimientos de las brocas intercambiables.. Como regla empírica se ha llegado a establecer que la vida de una broca de acero dotada con insertos de carburo de tungsteno de dureza apropiada a la formación geológica en que se utilice, es igual a su diámetro respectivo en pulgadas, multiplicado por 100 (cien) -- obteniéndose así su rendimiento en metros de barrenación, para condiciones de dureza media.

PROBLEMA TEMA "A" -

Se desea saber la fuerza necesaria de excavación para construir un terraplén formado de material impermeable, el cual tendrá un volumen de 94 000 m³ y se dispone de 30 días para ejecutarlo. El material será excavado de un banco ubicado a 370 m del centro de gravedad del terraplén, ligándolos un camino de construcción terminado en tierra compactada, con una superficie que estará bien conservada. El camino tiene pendiente positiva de 8% del banco al terraplén.

La excavación se hará con escrepas remolcadas por tractores.

Datos Tractor:

Potencia: 235 HP (232 CP)

Peso total operando: 47 220 lbs (21 419 kg)

Velocidad de Engranaje	Velocidad de tránsito km/hr	Fuerza tractiva en Kgs.
Primera	2.4	21 267
Segunda	3.1	16 464
Tercera	4.3	11 869
Cuarta	5.6	9 114
Quinta	7.4	6 897
Sexta	10.1	5 033

Datos Escrepa:

Capacidad copeteada: 24.5 yd³. (18.73 m³)
 Capacidad límite por peso: 63 000 lbs (28 577 kgs)
 Peso de escrepa cargada: 92 652 lbs (42 027 kgs)
 Peso de escrepa vacía: 34 860 lbs (15 812 kgs)

Tomando en forma tentativa los valores consignados en la Tabla 3-3 de este Capítulo, se tendrán las siguientes limitaciones en la capacidad de las escrepas:

$$\text{medido en banco:} \quad \frac{18.73 \text{ m}^3}{1.25} = 14.98 \text{ m}^3$$

$$\begin{array}{l} \text{Capacidad límite de material} \\ \text{medido en terraplén compacta} \\ \text{do:} \end{array} \quad \frac{18.73 \text{ m}^3}{1.25 \times 1.18} = 12.69 \text{ m}^3$$

Capacidad límite por volumen: $14.98 \text{ m}^3 \times 1750 \text{ kg/m}^3 = 26\,215 \text{ kg.}$, que resulta menor que la capacidad límite de la escrepa, en peso. Por lo anterior, la capacidad limitativa de las escrepas es de 12.69 m³. medidas en el terraplén compactado (14.98 m³ medidos en el banco).

Suponiendo que en el banco de préstamo se dispondrá de la fuerza-necesaria y suficiente consistente en tractores empujadores para facilitar la carga de las escrepas y que en el terraplén se dispondrá de la suficiente fuerza constructiva para acomodar y com-

pactar el material al mismo ritmo de la excavación y transportación, se tendrán los siguientes tiempos fijos:

Tiempo de carga de cada escrepa:	1.0 minuto
Tiempo de descarga y retorno :	<u>1.0 minuto</u>
TIEMPO FIJO TOTAL:.....	2.0 minuto

Por datos estadísticos se sabe (suposición) que las escrepas de la capacidad aquí considerada, cuando se encuentran auxiliadas por un tractor adicional empujador, (pusher) se cargan en un trayecto aproximadamente de 25 metros y se descargan en otros 25 metros, por lo que la distancia de acarreo será:

$$370 \text{ m} - (25 \text{ m} \times 2) = 320 \text{ m}$$

Para la superficie de rodamiento señalada y de acuerdo con lo consignado en la Tabla 3-4 de este Capítulo, se adopta una resistencia al rodamiento con valor de 4% (cuatro por ciento) para el tractor y de 3.5% (tres y medio por ciento) para las escrepas, referidas al peso de los mismos.

Deberá tenerse en cuenta que el camino tiene una pendiente positiva de 8% (ocho por ciento) del banco al terraplén, la cual retardará el movimiento del equipo en su recorrido de ida cargado y lo acelerará en su recorrido de regreso descargado.

Por otra parte, para la superficie de rodamiento de que se trata -

y considerando los tractores de orugas, se tendrá un coeficiente de tracción con valor promedio aproximado de 0.80 (tomando la Tabla 3-5), y por tanto, la máxima fuerza tractiva utilizable por el tractor será de:

$$21\ 419\ \text{kg} \times 0.80 = 17\ 135\ \text{Kg.}$$

de donde se deduce que, cuando el tractor opere en primera velocidad solamente podrá utilizar el:

$$\frac{17\ 135}{21\ 267} \times 100 = 80.57\% \text{ de su fuerza tractiva potencial, pues si se pretendiera aplicar mayor potencia el tractor patinaría.}$$

Para el movimiento del tractor se tendrán las siguientes resistencias a vencer:

Resistencia al rodamiento:	$0.04 \times 21419\ \text{kg} =$	857 kg
Resistencia a la pendiente:	$0.08 \times 21419\ \text{kg} =$	<u>1 714 kg</u>
	TOTAL:	2 571 kg

Con los datos anteriores se puede calcular la fuerza en el gancho de que dispondrá el tractor para remolcar su correspondiente es crepa, la cual es la diferencia de restar a la fuerza tractiva utilizable las resistencias que debe vencer el tractor para su propio movimiento:

VELOCIDAD ENGRANADA	FUERZA TRACTIVA UTIL	RESISTENCIA AL RODAMIENTO	RESISTENCIA A LA PENDIENTE	FUERZA EN EL GANCHO	
				SUBIENDO	BAJANDO
Primera	17,135	857	1714	14,564	17,135 (*)
Segunda	16,464	857	1714	13,893	17,135 (*)
Tercera	11,869	857	1714	9,298	12,726
Cuarta	9,114	857	1714	6,543	9,971
Quinta	6,897	857	1714	4,326	7,754
Sexta	5,053	857	1714	2,482	5,910

(*) Valor límite fijado por el coeficiente de tracción, arriba del cual la máquina deslizará patinando.

Ahora bien, cuando el equipo viaje cargado hacia el terraplén, la escrepa sufrirá las siguientes resistencias; las cuales deberán ser vencidas por el tractor:

$$\begin{aligned}
 \text{Resistencia al rodamiento:} & \quad 0.035 \times 42.027 = 1\,471 \text{ kg} \\
 \text{Resistencia a la pendiente:} & \quad 0.080 \times 42.027 = \underline{3\,362 \text{ kg}} \\
 \text{TOTAL:} & \quad 4\,833 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Por lo anterior, comparando la resistencia de la escrepa con la fuerza en el gancho del tractor disponible para sus diversas velocidades, se ve que la máxima velocidad a que podrá viajar el equipo cargado será de 5.6 kilómetros por hora, la cual corresponde a la cuarta velocidad en la caja de velocidades del tractor. La velocidad en quinta no es posible, ya que para tal posición en el tren de engranajes se dispondrá solo de una fuerza en el gancho con valor de 4 326 kg. que resulta inferior a la resistencia de la escrepa.

Por consiguiente, el recorrido de ida desde el banco hasta el terraplén con la escrepa cargada se hará en cuarta velocidad, o sea, a razón de 5.6 km por hora, lo cual llevará un tiempo de:

$$\frac{370 \text{ m} - (25 \text{ m} + 25 \text{ m})}{5\,600 \text{ m/hora}} \times \frac{1}{60} = 3.43 \text{ min.}$$

En el viaje de regreso con la escrepa vacía se tendrá la siguiente resistencia al movimiento de la escrepa:

$$\text{Resistencia al rodamiento: } 0.035 \times 15\,812 \text{ kg} = 553 \text{ kg}$$

$$\text{Resistencia por pendiente: } 0.080 \times 15\,812 \text{ kg} = \underline{1265 \text{ kg}}$$

$$\text{TOTAL: } - 712 \text{ kg}$$

El signo negativo indica que la escrepa por sí sola se podrá mover en virtud de la fuerza de gravedad.

Por consiguiente, el tractor podrá viajar de regreso remolcando la escrepa a su máxima velocidad (sexta) de 10.1 km/hora, tomando en el viaje de regreso un tiempo de :

$$\frac{320 \text{ m} \times 1}{10\,100 \text{ m/h} \times 60 \text{ min/h}} = 1.90 \text{ min.}$$

TIEMPO TOTAL POR CICLO:

Carga de la escrepa	1.00 min
Viaje de ida cargada	3.43 min
Viaje de regreso	1.90 min
Descarga y retorno	<u>1.00 min</u>
TOTAL:	7.33 min.

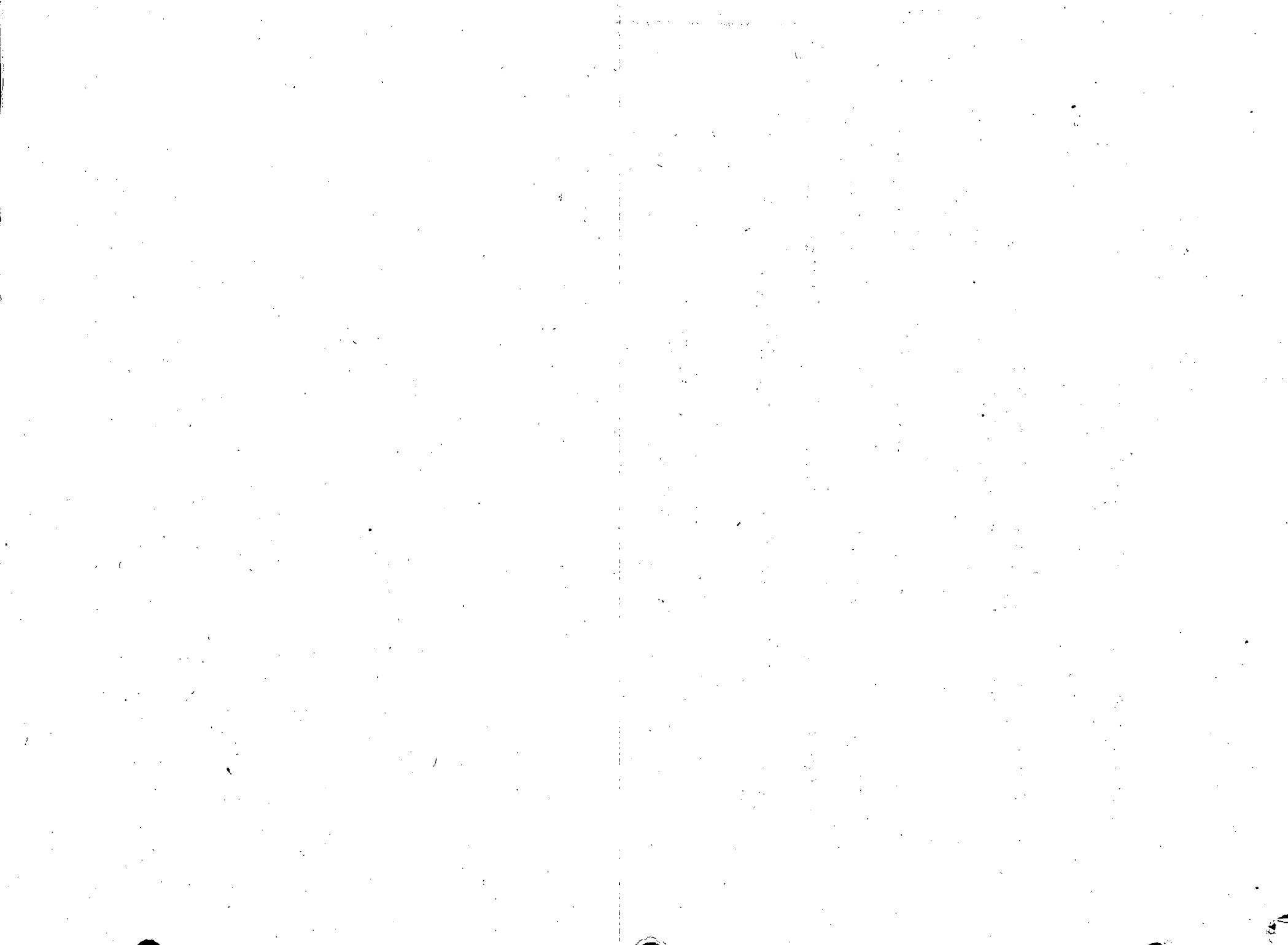
Considerando un FACTOR DE RENDIMIENTO DE 0.75, se tendrán un rendimiento de:

$$\frac{60 \text{ min/hr} \times 10 \text{ horas/día} \times 0.75 \times 12.69 \text{ m}^3/\text{viaje}}{7.33 \text{ minutos por viaje}} = 780 \text{ m}^3/\text{día.}$$

(material medido en terraplén)

Para excavar, transportar y colocar los 94 300 m³ del terraplén - del ejemplo, en un plazo de 30 días efectivos de trabajo, considerando jornadas de 10 horas por día, se necesitará una fuerza mínima de excavación y transportación formada por:

$$\frac{94\,300 \text{ m}^3 \text{ de terraplén}}{30 \text{ días} \times 780 \text{ m}^3/\text{escrepa/día}} = 4 \text{ escrepas}$$



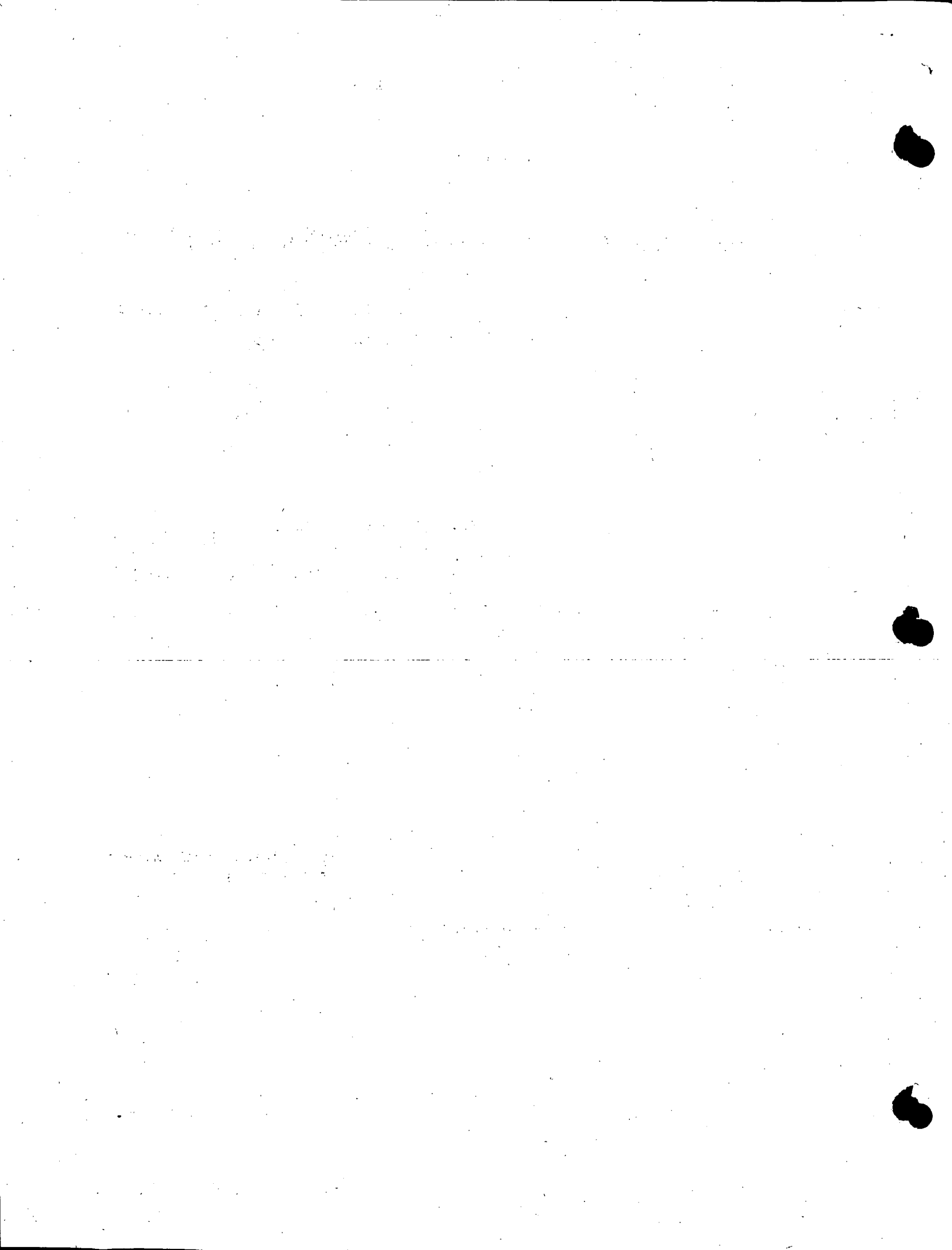
CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

INTEGRACION Y PRESENTACION DE CONCURSOS

T E M A "A"

a.3.) Resolución de Problemas

ING. GERARDO TENA OROZCO
Noviembre, 1978



P R O B L E M A S

S. Gerardo Tena Orozco.-

MOTOESCREPAS:

Para una Motoescrepa con las características que se indican a continuación, — encontrar:

a).- La máxima velocidad en que puede subir una pendiente física de 5% y con — el camino con una resistencia al rodamiento de 50 kg/tonelada.

I).- Máxima velocidad cargada.

II).- Máxima velocidad vacía.

b).- Si se tiene un acarreo de 500 mts. y las motoescrepas tienen velocidad — inicial, para un camino en condiciones de conservación medias, obtener las velocidades reales a que pueden transitar.

I).- Velocidad real cargada.

II).- Velocidad real vacía.

DATOS MOTOESCREPA:

Vacía.- Peso total..... 21.9 ton.

Capacidad de carga..... 19.0 ton.

Peso total 40.9 ton.

///...

S O L U C I O N

a).- Con el peso total 40.9 ton. y una pendiente virtual de 10% (5% de pendiente real y 5% equivalente a resistencia al rodamiento) obtenemos:

I).- Máxima velocidad cargada = 14 Km/h en 2a. velocidad.

Con peso de 21.9 ton. y pendiente virtual de 10%.

II).- Podrá transitar en 2a. a 20 km/h.
y en 3a. en sobre marcha a 32 km/h.

b).- Para un acarreo de 500 mts. y condiciones medias, el factor es 0.78.

$$I).- 14 \text{ km./h} \times 0.78 = 10.92 \text{ km/h.}$$

$$II).- 20 \text{ km/h} \times 0.78 = 15.60 \text{ km/h.}$$

$$32 \text{ km/h} \times 0.78 = 24.96 \text{ km/h.}$$

D R A G A

Tenemos una draga excavando un dren en arcilla dura y el producto de la Excavación lo está depositando en camiones, la posición de la Draga en relación con los camiones obliga a que se tenga un Giro de 180 grados, la profundidad media de la excavación está a dos metros, las condiciones de la dirección de la obra son buenas y las condiciones del trabajo son también buenas, la capacidad del bote de la draga es de 1 3/4 Yd3.

Obtener para este trabajo los rendimientos efectivos con las que trabajará la --
Draga.

- a). - Aplicando la fórmula teórica.
b). - Utilizando las tablas de rendimientos.

a).

$$R = \frac{3600 \times V \times K \times E}{Ca \times t.}$$

$$V = 1.34 \text{ m}^3 \text{ (teoría) - } 1.50 \text{ (práctica)}$$

$$K = 1.045$$

$$E = 0.75$$

$$Ca = \text{Tomamos el valor medio consignado para arcilla sin contaminaciones} = 1.45$$

$$t = \text{Para arcilla dura compactada, Giro de 180 grados y cargando camiones tenemos:}$$

$$45 \text{ seg.} \times 1.10 = 49.5 \text{ seg.}$$

$$R = \frac{3600 \times 1.5 \text{ m}^3 \times 1.045 \times 0.75}{1.45 \times 49.5 \text{ Seg.}} = 58.97 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Adicionalmente debemos hacer la corrección por profundidad de corte ya que la --
corrección por giro se incluyó en el ciclo.

Porcentaje de la profundidad optima de corte: profundidad optima de corte (o carrera optima de corte) para arcilla dura y compacta y cucharón de 1 3/4 Yd3. --
(11.3 pies) = 3.44 mts.

$$\frac{2.00 \text{ mts.}}{3.44 \text{ mts.}} = 0.58$$

Con este valor y ángulo correspondiente a 90 grados (ya que la corrección por Giro ya se efectuó) obtenemos un factor de:

$$= 0.97$$

Aplicándole este factor al rendimiento obtenido tendremos el rendimiento real:

$$R = 58.97 \text{ m}^3/\text{h.} \times 0.97 = \underline{57.2 \text{ m}^3/\text{h.}}$$

b) utilizando las tablas de rendimientos obtenemos que el rendimiento teórico de una draga de 1 3/4 Yd3., de capacidad excavando arcilla dura y compactadas es de:

$$R = 180 \text{ Yd}^3/\text{h. (medido en banco)}$$

Factores a aplicar:

$$\text{Por carga a camión} = 0.9$$

$$\text{Por profundidad de corte y Giro para un porcentaje de la carrera optima de 0.58...} = 0.74$$

$$\text{Por eficiencia en el trabajo...} = 0.75$$

$$\text{Por cambio a m}^3\text{...} = 0.765$$

$$R = 180 \text{ Yd}^3/\text{h.} \times 0.765 \text{ m}^3/\text{Yd}^3. \times 0.74 \times 0.75 \times 0.9 =$$

$$R = \underline{68.78 \text{ m}^3/\text{h.}}$$

PALA MECANICA

I) Obtener el rendimiento de una Pala Mecánica excavando en un Banco de arena y grava.

- a) Utilizando la fórmula
- b) Utilizando la gráfica de rendimientos.

Datos:

Pala con cucharón de 2 Yd³.

Factor de rendimiento o eficiencia en el trabajo para condiciones de Dirección Buenas y condiciones del trabajo regulares.

Coefficiente de abundamiento 1.10.- Angulo de Giro = 90 grados.

a)
$$R = \frac{3600 \times V \times K \times E}{Ca \times t.}$$

$$V = 1.53 \text{ m}^3.$$

$$K = 0.96$$

$$E = 0.69$$

$$Ca = 1.10$$

$$t = 21 \text{ Seg.}$$

$$R = \frac{3600 \times 1.53 \text{ m}^3 \times 0.96 \times 0.69}{1.10 \times 21 \text{ Seg.}} = 157.9 \text{ m}^3/\text{h.}$$

b) Apoyando la gráfica de rendimiento:

R teórico = 330 Yd³/h. para Giro de 90 grados y carrera optima

$$R = \frac{330 \text{ Yd}^3/\text{h.} \times 0.765 \text{ m}^3/\text{Yd}^3. \times 0.69}{1.1} = 158.4 \text{ m}^3/\text{h.}$$

II) Con los datos obtenidos en el ejemplo anterior, obtener los rendimientos para un Giro de 120 grados y carrera de corte de 2.00 mts.

De la tabla de carrera óptima obtenemos que para arena y grava y cucharón de 2 Yd3, la carrera óptima de corte es de 7.8 pies = 2.38 mts.

Porcentaje de la carrera óptima:

$$\frac{2.00 \text{ mts.}}{2.38 \text{ mts.}} = 0.84$$

Para un porcentaje de la carrera óptima de 0.84 y Giro de 120 grados obtenemos un factor de corrección = 0.865.

Rendimientos:

a) $157.9 \text{ m}^3/\text{h.} \times 0.865 = 136.58 \text{ m}^3/\text{h.}$

b) $158.4 \text{ m}^3/\text{h.} \times 0.865 = 137.02 \text{ m}^3/\text{h.}$

MOTOCONFORMADORA

Rendimiento de una motoconformadora extendiendo en capas material previamente excavado y amontonado por un tractor con objeto de formar un terraplén.

Suponemos que el material se está colocando en capas de 30 cm. (abundado) y que se requiere de 4 pasadas de la motoconformadora para cada capa.

Para este ejemplo usaremos una motoconformadora HUBER 1700 que tiene una cuchilla de 3.96 mts. de largo.

Tiempo total requerido por la motoconformadora en extender una capa del ancho de la cuchilla de la máquina y de un kilómetro de longitud.

$$t = \frac{N \times D}{V \times E}$$

$$N = 4$$

$$D = 1 \text{ Km.}$$

V = Tomando el valor medio correspondiente a extendido y nivelación de materiales, utilizando un modelo pesado, de 2.5 a 4 Km/h.-- Promedio = 3.25 Km/h., consideramos la velocidad constante en las tres pasadas.

$$E = 0.75$$

$$T = \frac{4 \times 1 \text{ Km.}}{3.25 \text{ Km/h.} \times 0.75} = 1.64 \text{ hr.}$$

Volumen de la franja conformada.

$$1000 \text{ m} \times 3.96 \text{ m.} \times 0.30 \text{ m.} \times 0.80 = 950 \text{ m}^3.$$

El factor 0.80, es por traslape de las capas conformada y que la cuchilla generalmente no se lleva normal al eje del camino.

Rendimiento horario:

$$R = \frac{950 \text{ m}^3.}{1.64 \text{ h.}} = 579 \text{ m}^3/\text{h.} \text{ (abundados)}$$

TRASCAVO

Obtener el rendimiento de una pala cargadora con cucharón de 13/4 Yd³. extra - yendo material de un banco de préstamo y cargando a camión.

- a).- Aplicando la fórmula
- b).- Aplicando la tabla de rendimientos.

Datos:

El material excavado es: Arcilla cohesiva húmeda con un abundamiento de 30%.

$$a).- R = \frac{V \times K \times 60}{C_a \times t} \times E$$

$$V = 1.75 \text{ Yd}^3. \times 0.765 \text{ m}^3/\text{Yd}^3. = 1.34 \text{ m}^3.$$

$$K = \text{para } 1\frac{3}{4} \text{ tomamos el valor medio entre } 1\frac{1}{2} \text{ y } 2 \text{ Yd}^3. = 1.11$$

$$C_a = 1.3$$

$$t = 0.45$$

$$E = 0.75$$

$$R = \frac{1.34 \text{ m}^3. \times 1.11 \times 60 \text{ min./h.} \times 0.75}{1.3 \times 0.45 \text{ min.}}$$

$$R = 114.4 \text{ m}^3/\text{h.} \text{ (medido en banco)}$$

$$b).- R \text{ teoría} = 185 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$\frac{185 \text{ m}^3/\text{h.} \times 0.75}{1.3} = 106.7 \text{ m}^3/\text{h.} \text{ (medido en banco)}$$

Desmante utilizando Tractor D-8

Tiempo requerido por un tractor, desmontando y retirando el producto a 40 mts. fuera de la zona desmontada.

a).- Arboles de 60 cm. \varnothing

14.5 min/árbol

b).- Arboles de 50 cm. \varnothing

6.67 min/árbol

c).- Arboles de 20 cm. \varnothing

1.9 min/árbol

Utilizando la gráfica.

a).- 15 min.

b).- 8 min.

c),- 2.5 min.

de un Tractor excavando un préstamo lateral para formar un -

3 con S.T.

de acarreo 100 pies.

utilizando:

- a).- Angledozer
- b).- Bulldozer

$R = 460 \text{ yd}^3/\text{h}.$

eficiencia de trabajo = 0.75

- a).- Angledozer

$R \times 0.765 \text{ m}^3/\text{yd}^3 \times 0.75 \text{ (Eficiencia)} \times 0.75 \text{ (Angle)}$

$R = 197.94 \text{ m}^3/\text{h}. \text{ (Abundado)}$

- b).- Bulldozer

$R \times 0.765 \text{ m}^3/\text{yd}^3 \times 0.75 \text{ (Eficiencia)}$

$R = 263.92 \text{ m}^3/\text{h} \text{ (Abundado)}$

Rendimientos aflojando materiales, utilizando Arado No. 8 y Tractor D-8

a).- Cuando se tiene como dato la velocidad de las ondas sísmicas.

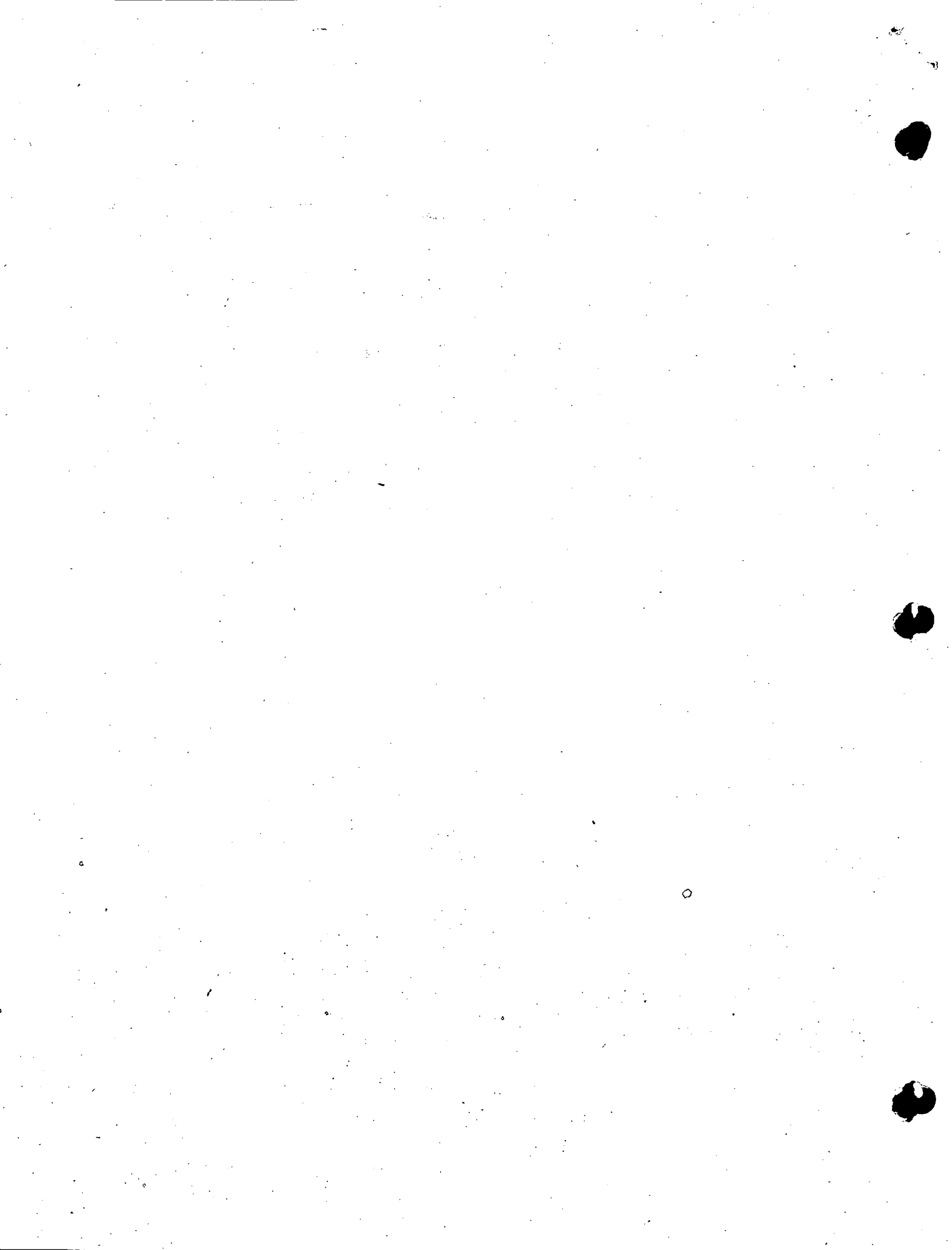
Para un material con una velocidad de 900 m/seg.

Utilizando la gráfica obtenemos un rendimiento teórico de:

$$R = 500 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Para obtener el rendimiento práctico, aplicamos un factor de eficiencia de 0.75.

$$R = 500 \text{ m}^3/\text{h} \times 0.75 = 375 \text{ m}^3/\text{h}.$$



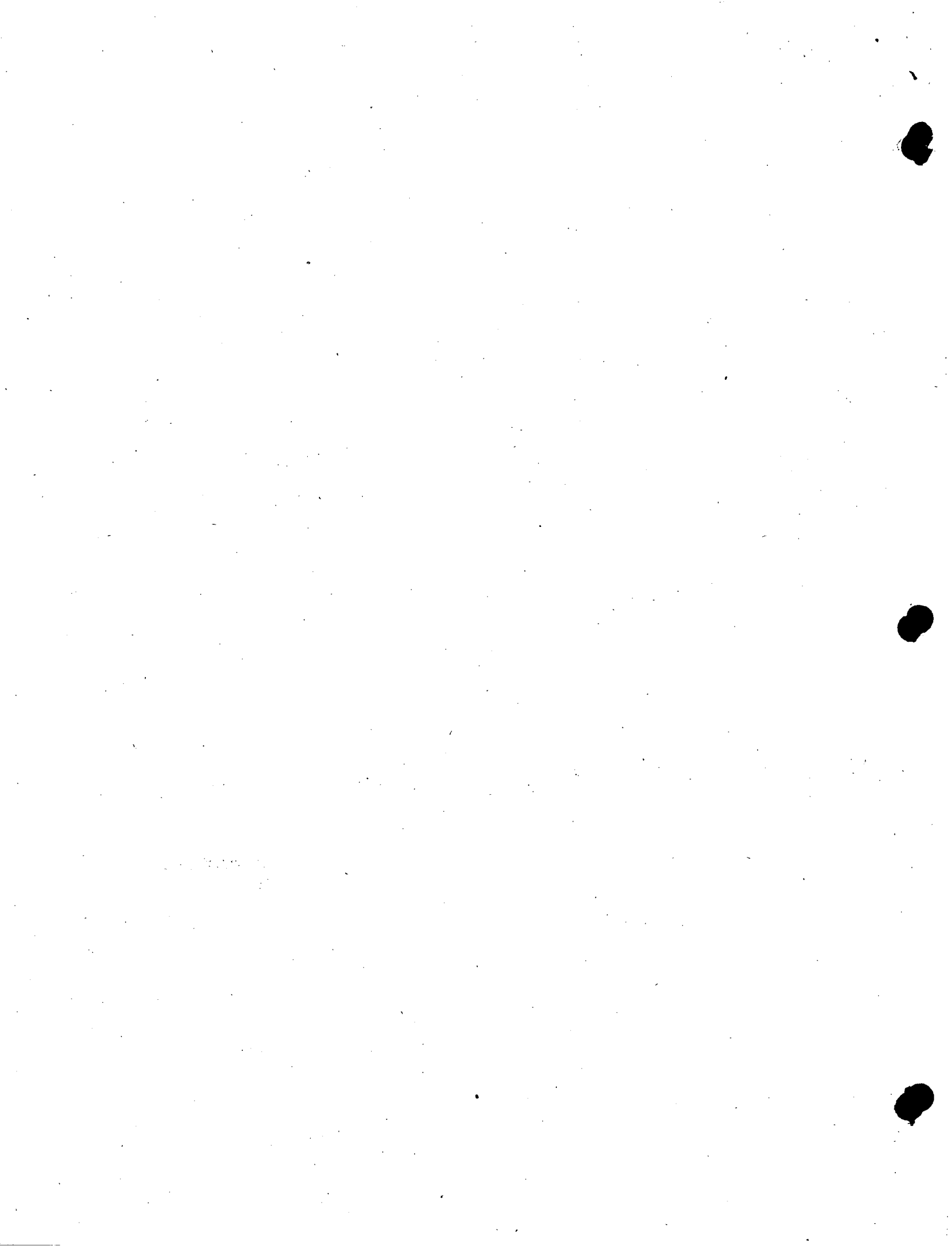
CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

INTEGRACION Y PRESENTACION DE CONCURSOS

T E M A "D"

PRECIOS UNITARIOS

ING. GERARDO TENA OROZCO
NOVIEMBRE DE 1978



TEMA D.- PRECIOS UNITARIOS

d.1. DEFINICION

Se denomina "precio unitario" al precio resultante de dividir el monto total de las erogaciones que deba ejercer un Contratista para la ejecución de un cierto volumen de trabajo de acuerdo con las especificaciones y procedimientos de construcción más adecuado, más sus utilidades legítimas y los intereses del capital invertido, todo ello entre el volumen de trabajo ejecutado.

CARGOS QUE INTEGRAN UN PRECIO UNITARIO

- a) Cargos Directos
- b) Indirectos y utilidad

Cargos Directos son aquellos que intervienen directamente en la ejecución de un concepto de obra específico, como son

- Salarios
- Equipo
- Herramientas
- Materiales
- Combustibles y lubricantes

Cargos Indirectos son aquellos que no se pueden aplicar a un concepto específico:

Personal Técnico

Personal Administrativo

Personal de vigilancia

Transportes de equipo y personal

Campamento

Bodegas

Caminos de construcción (construcción y conservación)

Financiamiento, Fianzas, etc.

Es práctica generalizada que en el análisis de precios-unitarios únicamente se calculen los cargos directos. Los indirectos se expresan como un porcentaje (20%) de los cargos directos. A su vez, la utilidad del Contratista se calcula como un porcentaje (15%) del monto de los cargos directos más los indirectos.

SALARIOS

La República está dividida en zonas, con salarios mínimos diferentes, que se toman como base para obtener los salarios correspondientes de todo el personal que interviene en forma directa en la ejecución de un concepto de obra, ya sea como operadores de los equipos de construcción o con la aplicación de la mano de obra.

Al salario diario por turno de 8 horas, se le agrega - la cuota para el pago del Seguro Social que es de 19.6875% sobre el salario mínimo y de 15.9375% para el salario del personal especializado, obteniéndose así el salario nominal que paga el Contratista.

Para obtener el coeficiente que hay que multiplicar -- por el salario nominal para obtener el salario real se consideraron de acuerdo con la Ley Federal del Trabajo:

Días pagados al año	365
Días pagados por aguinaldo anual	15
Más 25% sobre los 6 días de vacaciones	<u>1.5</u>
SUMA:	381.5

Para obtener los días laborables en el año, se descontaron a los 365 días del año los días no laborables que de acuerdo con la -- Ley Federal del Trabajo son:

Domingos	52
Vacaciones	6
Días festivos	<u>7</u>
	65

Por lo que los días laborables en el año serán 300 y - las horas laborables que de acuerdo con la Ley Federal del Trabajo serán: $300 \times 8 \text{ h/trno} = 2\,400 \text{ h}$.

El cargo horario por concepto de salarios es:

S x 381.5

2 400 h

En el que S es el salario diario nominal

Obtención del cargo directo por salarios

Para que sea más claro lo haremos por medio de un ejemplo:

Obtener el costo por hora y por día de una cuadrilla formada por un cabo y 20 peones que van a ejecutar un trabajo de excavación.

La obra está en la Zona 33 (Sinaloa Sur, Pág. 85 Salarios Minimos) que tiene un salario mínimo de 32.50.

Salario cabo 54.00

Salario peón 32.50

Cuota S.S. cabo 54.00 x 0.159375 = 8.61

Cuota S.S. peón 32.50 x 0.196875 = 6.40

Salarios incluyendo S. S.

Cabo \$ 62.51/día

Peón \$ 38.90/día

Costo cuadrilla

Cabo 1 x 62.61 \$ 62.61/día

Peones 20 x 38.90 \$ 778.00/día

\$ 840.61/día

Cargo horario por concepto de salarios

$$\frac{\$ 840.61/\text{día} \times 381.5 \text{ días}}{2\ 400 \text{ h.}} = \$ 133.62/\text{h. cuadrilla}$$

Cargo diario por concepto de salarios

$$\frac{\$ 840.61/\text{día} \times 381.5 \text{ días}}{300 \text{ días}} = \$ 1\ 068.98/\text{día cuadrilla}$$

E Q U I P O

Costo por hora de operación de una máquina

La práctica sugiere la conveniencia de estructurar todos los análisis de precios unitarios sobre la base del costo de operación por hora de las máquinas.

Cargos que integran un costo horario de una máquina.

a) Cargos fijos

- 1) Depreciación, que depende de la vida económica.
- 2) Intereses, impuestos y seguros.
- 3) Reparaciones.

La depreciación ocurre de acuerdo a una trayectoria de función lineal proporcional a la vida de la máquina. Si el valor original de una máquina es de \$ 100 000.00 y su vida económica es de 5 años, la depreciación ocurrirá como se indica:

A iniciación del año	Valor de la máquina	Depreciación acumulativa	Fondo de amortización
Primero	\$ 100 000.00	\$ 0.00	\$ 0.00
Segundo	80 000.00	20 000.00	20 000.00
Tercero	60 000.00	40 000.00	40 000.00
Cuarto	40 000.00	60 000.00	60 000.00
Quinto	20 000.00	80 000.00	80 000.00
Sexto	0.00	100 000.00	100 000.00

Para la máquina de referencia de este ejemplo, se tendrá una inversión promedio durante el período de su vida económica con valor de:

Suma de las cantidades de la columna segunda: \$ 300 000.00

Valor promedio de la máquina $\frac{\$ 300 000.00}{5} = \$ 60 000.00$

Valor promedio expresado como un porcentaje del costo original -- de adquisición:

$$\frac{\$ 60 000.00 \times 100}{\$ 100 000.00} = 60\%$$

Para la determinación de la inversión media anual de cualquier máquina, bastará emplear la fórmula siguiente:

Valor promedio anual de la máquina:

$$\frac{(n + 1)}{2n} \times 100 = \% \text{ del costo original de la misma.}$$

Fórmula en la cual "n" es el número de años de vida económica correspondiente a la máquina de que se trate.

De gran interés resulta conocer el promedio de inversión anual --

de una máquina, ya que lógicamente, los impuestos, intereses y seguros correspondientes a la misma se pagarán sobre la base de tal valor medio.

El cargo de Intereses, Impuestos y Seguros se tasa en 10% aplicable sobre la inversión media anual correspondiente al equipo de construcción.

Por lo que toca a reparaciones, este cargo se calcula como porcentaje anual con respecto al costo de adquisición de la maquinaria y varía con el tipo de la misma.

b) Consumos

Considerando:

1. Que el consumo de combustible de una máquina de combustión interna es uno de los elementos que se toman en cuenta para la determinación de los costos de hora máquina.
2. Que el consumo de combustible horario es función de gran número de factores no fácilmente mensurables entre los que pueden citarse: potencia de la máquina, ciclo de trabajo efectivo, experiencia de los operadores, condiciones mecánicas de diseño y operación; altura sobre el nivel del mar a la que opera, etc.
3. Que de acuerdo a lo expuesto en el considerando 2 es deseable obtener el consumo de combustible horario mediante medi-

ción directa del mismo, lo cual es muy difícil que lo puedan hacer las personas físicas que van a determinar costo de la hora, siendo sin embargo el proceso ideal.

4. Que existen grupos de máquinas cuyos ciclos de trabajo efectivo se pueden considerar cuantitativamente del mismo orden.

De lo expresado en los párrafos anteriores se deduce - que la forma precisa de obtener el consumo de combustible es por medición directa, pero como en la práctica, para efectos de análisis de precios unitarios este procedimiento es inoperante.

Para conocer previamente los consumos, se pueden utilizar la tabla de GRUPOS DE EQUIPOS, para obtener el grupo de máquina a la que pertenece la considerada.

A partir del grupo seleccionado y con la POTENCIA NOMINAL de la máquina considerada; expresada en Caballos de Potencia (H.P.), el consumo de combustible horario, en litros/hora estará dado por la ecuación que aparece en la siguiente tabla:

GRUPOS DE EQUIPOS.

I	II	III	IV
Autoarmones	1.- Bombas autoceb.	1.- Bandas transportadoras portatiles y fijas.	1.- Camiones de volteo en adelante.
- Motores fuera de - borda.	2.- Camiones estacas hasta - de 6.5 ton.	2.- Pavimentadora	2.- Locomotoras
- Plantas eléctricas hasta 5 KW.	3.- Camiones tanque hasta - 5 m3.	3.- Bombas concreto	3.- Motoescrapas.
	4.- Camiones volteo hasta - 6.5 ton.	4.- Camiones de vol- teo y estacas 6.5- a 12 ton.	4.- Perforadoras de po- zo profundo.
	5.- Compresoras, hasta - - - 1,200 p.c.m.	5.- Camiones tanque - de más de 5 m3.	5.- Palas.
	6.- Mezcladoras concreto - portátiles hasta 165.	6.- Dragas.	6.- Retroexcavadora.
	7.- Máquinas de soldar	7.- Grúas	7.- Tractores de arrastr y empuje.
	8.- Motor estacionario has- ta 100 H.P.	8.- Mezcladoras de - concreto estaciona rias o montadas a - camión.	8.- Rezagadoras.
	9.- Motores marinos	9.- Motocompactor.	9.- Cargadores frontales
	10.- Petrolizadora hasta 10 m3	10.- Motoconformadora	
	11.- Camioneta (Pick-Up) has- ta 1 ton.	11.- Plantas eléctricas- mayores de 5 KW.	
	12.- Vibradores	12.- Motores estaciona- rios de mas de 100 H.P.	
	13.- Pisones	13.- Compresoras de más - de 1,200 p.c.m.	

COMBUSTIBLE UTILIZADO

GRUPO	GASOLINA		DIESEL	
	G en lts/hr.	Nn. en H.P.	D en lts/hr.	Nn en H.P.
I	G = 0.1020 x	H.P. nom.	D = 0.0688 x	H.P. nom.
II	G = 0.0393 x	H.P. nom.	D = 0.0620 x	H.P. nom.
III	G = 0.1108 x	H.P. nom.	D = 0.0774 x	H.P. nom.
IV	G = 0.153 x	H.P. nom.	D = 0.1032 x	H.P. nom.

CONSIDERANDO:

1. Que el consumo de aceite lubricante horario es uno de los elementos que se toman en cuenta para la determinación del costo de hora máquina.
2. Que de acuerdo con observaciones efectuadas tanto en laboratorios como en el campo de la Ingeniería, el consumo de horario de aceite lubricante total es función de: a). La capacidad del carter de la máquina. b). Del tipo T de operación de la máquina entre dos cambios sucesivos de aceite. c). Del consumo del combustible utilizado.

SE PROPONE:

1. Para obtener el consumo horario de aceite lubricante total expresado como L_{gt} cuando el combustible utilizado sea gasolina y como L_{dt} cuando el combustible empleado sea Diesel y dados en litros/hora se utilicen una de las dos ecuaciones -

siguientes:

$$L_{gt} = \frac{C}{T} + 0.0075 G \quad \text{litros/hora para motores a Gasolina}$$

$$L_{dt} = \frac{C}{T} + 0.0095 D \quad \text{litros/hora para motores a Diesel}$$

en donde:

C = Capacidad del carter en litros

T = Tiempo de operación de la máquina entre dos cambios sucesivos de aceite lubricante en horas.

G = Consumo horario de gasolina en litros/hora

D = Consumo horario de diesel en litros/hora

Obteniéndose G o D como se indicó en el apartado correspondiente a consumo de combustible horario.

El cargo por consumo horario de llantas se obtiene dividiendo el costo de las mismas entre el número de horas de vida, que dependen de:

- a) Tipo de vehículo
- b) Velocidad
- c) Superficie de rodamiento
- d) Carga de operación
- e) Grado de las curvas
- f) Pendiente del camino
- g) Mantenimiento

Se deben calcular cargos en llantas por depreciación, intereses, seguros, impuestos y talleres.

c) Salarios

Se calcula este cargo como ya se indicó anteriormente.

ANALISIS DEL COSTO HORARIO DE UN TRACTOR D-8

DATOS:

Valor de Adquisición.....	1'146,840.00
Valor de rescate.....	10%
Vida Económica.....	5 años de 2000 h/año
Motor (Por el tipo de combustible).....	Diesel
Potencia Nominal.....	270 H.P.
Salario del operador (de acuerdo con el Salario mínimo de la Zona).....	\$ 70.00/día (Para salario mínimo = 32.50)
Costo de Gasolina.....	0.85
Costo de Diesel.....	0.32
Costo de Aceite.....	6.00
Porcentaje anual por intereses seguros y almacenaje.....	6.81
Porcentaje anual por mantenimiento y reparaciones..	15.00
Capacidad del Carter.....	33.1 Lts.

Para el consumo de gasolina para el arranque del motor se pueden utilizar los valores de la tabla siguiente:

Potencia Nominal del Motor en H.P.	Consumo de Gasolina en Lt./h.
0 - 50	0.5
50 - 100	0.75
100 - 150	1.00
150 - 200	1.25
200 - 250	1.50
250 - 300	1.75
300 - 350	2.00
350 - 400	2.25
400 - 450.....	2.50
450 - 500.....	2.75

Cuando la potencia coincide con los número 50, 100, 150, etc. se debe tomar el consumo de gasolina con el límite superior.

S . R . H . DIRECCION DE CONSTRUCCION.	OBRA:	HOJA No. _____ DE _____
	UBICACION:	CALCULO _____ REVISO _____ FECHA _____

CLASE Y MODELO DE MAQUINA	TRACTOR D-8 CON CUCHILLA ANGULABLE	
	VALOR DE ADQUISICION	\$ 1'146,840.00
EQUIPO ADICIONAL	SUMA	\$ 1'146,840.00
MENOS VALOR DE LLANTAS		\$
	VALOR A CONSIDERAR	\$ 1'146,840.00
MENOS <u>10</u> % VALOR DE RESCATE (VR)	114,684.00	\$ 114,684.00
	VALOR POR DEPRECIAR (Vd)	\$ 1'032,156.00
VIDA ECONOMICA <u>5</u> AÑOS.	HORAS DE TRABAJO POR AÑO <u>2000</u>	
MOTOR <u>Diesel</u>	POTENCIA AL VOLANTE <u>270</u>	HP

I.- CARGOS FIJOS SOBRE EL VALOR POR DEPRECIAR POR AÑO:

a) DEPRECIACION	20.00	%
b) INTERESES, SEGUROS Y ALMACERAJE	6.81	%
c) MANTENIMIENTO Y REPARACIONES	15.00	%
	SUMA	41.81 %

POR HORA:

41.81 % x \$ 1'032,156.00	Vd.	\$ 215.77 /h
<u>2000</u> HORAS / AÑO		

II.- CONSUMOS POR HORA

COMBUSTIBLES	H P MOTOR	FACTOR	CONSUMO LT.	PRECIO/LT.		
a) GASOLINA	x	=	x \$	=	\$	
b) DIESEL	270 x	0.1032 =	27.86 x \$	0.32 =	\$	8.92
c) GASOLINA PARA MOTOR DE ARRANQUE			1.75 x \$	0.85 =	\$	1.49
LUBRICANTES						
d) ACEITE CAMBIO CARTER	33.10	LT.	0.331	x \$	6.00 =	\$ 1.99
		100				
ACEITE MOTOR						
CONSUMO COMB. LT.						
e) 0.0075 x		GASOLINA =	x \$	=	\$	
f) 0.0095 x	27.86	DIESEL =	0.26	x \$	6.00 =	\$ 1.56
SUMA COMBUSTIBLES Y LUBRICANTES					\$	13.96
LLANTAS						
g) LLANTAS POR Hr.	VALOR ADQUISICION \$		=		\$	
		Hs. DE VIDA				
SUMA CONSUMOS					\$	13.96 /h

SALARIOS

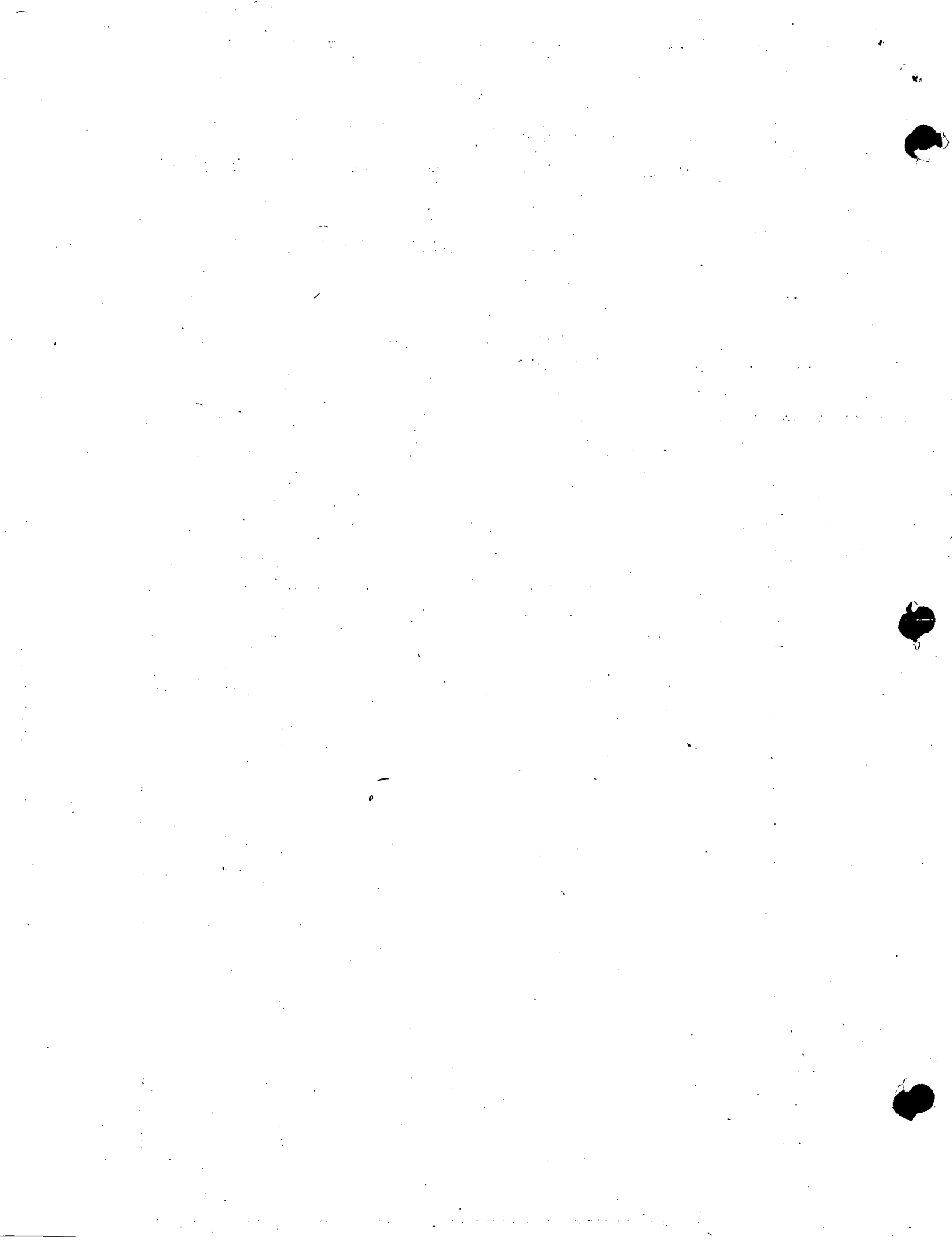
PERSONAL	SAL. DIARIO	+ CUOTA SEM. S. S.	TOTAL
	\$ 70.00	\$ 7 dias	\$ 81.16
OPERADOR	\$ 70.00	\$ 11.16	\$ 81.16
	\$	\$	\$
	\$	\$	\$
	\$	\$	\$
	\$	\$	\$
SUMAN LOS SALARIOS POR DIA			\$ 81.16

SALARIOS POR HORA:

$$\frac{\$ 81.16 \text{ SALARIOS/DIA} \times 381.5 \text{ DIAS/AÑO}}{2000 \text{ HORAS POR AÑO DE LA MAQUINA}} = \$ 15.48 /h$$

RESUMEN DE CARGOS DIRECTOS POR HORA

I. - CARGOS FIJOS	\$ 215.77
II. - CONSUMOS	\$ 13.96
I - SALARIOS	\$ 15.48
Suman los cargos directos por hora	\$ 245.21
MAS 38 % Por administración y utilidad	93.18
Total por hora efectiva de trabajo	\$ 338.39 /h



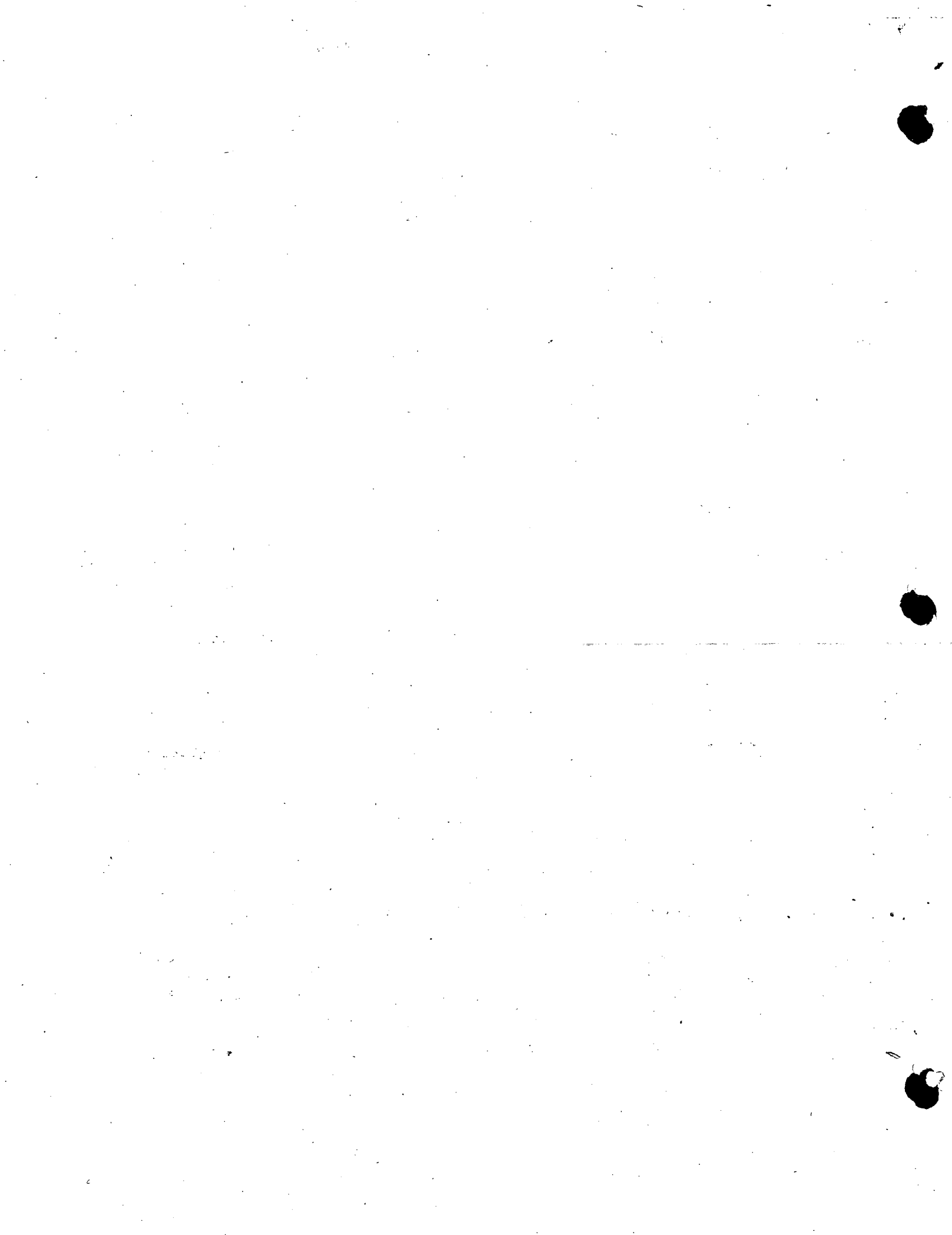
CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

INTEGRACION Y PRESENTACION DE CONCURSOS

T E M A "D"

d.2.) Resolución de problemas de Precios Unitarios

ING. GERARDO TENA OROZCO
Noviembre, 1978



Para la construcción de un dren se requiere despalmar una franja de terreno de 80 mts., depositando el material producto del despalme a 20 mts. fuera de los límites de la zona despalmada.

El carreo medio del material será de 40 mts. ya que se puede atacar del eje del Dren hacia los lados.

De la gráfica donde se consignan los rendimientos de un tractor excavando se observa que para una distancia de 40 mts. tenemos un rendimiento teórico de 375 Yd³/h para un tractor D-8 equipado con servo transmisión.

Costo horario tractor D-8..... \$ 245.21/h.

Rendimiento:

Factores.

- a) Eficiencia en el trabajo = 0.75
- b) para pasar a m³. = 0.765
- c) Para usar angledozer... = 0.75

$$R = 375 \text{ Yd}^3/\text{h.} \times 0.765 \times 0.75 \times 0.75 = 161 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Costo por m³.

$\frac{\$ 245.21/\text{h}}{161 \text{ m}^3/\text{h}}$	=	$\$ 1.52/\text{m}^3.$
		<hr/>
Suma cargos directos:-		\$ 1.52/m ³ .
38% indirectos y utilidad:-		\$ 0.58
Precio Unitario.		<hr/> \$ 2.10/m ³ .

OBTENER EL PRECIO UNITARIO POR M3. DE EXCAVACION
DE UN DREN.

1.-

La excavación se ejecutará con una draga con balde de 2 Yd³. auxiliada con un tractor D-8 para formación de rampas y descopete de bordos.

La profundidad media real de la excavación es de 2.50 mts.

Por las dimensiones de la pluma de la draga y la posición de los bordos con la excavación se requiere de un Giro de 120 grados para depositar el material en los bordos.

El material a excavar es tierra común.

Profundidad Optima = 3.02 mts.

RENTO:

El rendimiento Optimo para tierra común, de una draga de 2 Yd³, de banco es de 230 Yd³/h para Giro de 90 grados y profundidad Optima.

SE APLICAR:

a) Profundidad de corte y Giro.

Porcentaje del corte Optimo.

$$\frac{2.50 \text{ m}}{3.02 \text{ m}} = 0.83$$

Para un porcentaje de 0.83 y Giro de 120 grados el factor es: 0.9

b) para pasar de Yd³. a m³..... 0.765

c) eficiencia en el Trabajo..... 0.75

$$230 \text{ Yd}^3/\text{h} \times 0.765 \text{ m}^3/\text{Yd}^3. \times 0.75 \times 0.9 = 118.8 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Costos Horarios.

Draga de 2 Yd3..... \$ 173.34/h. (para salario mínimo de 32.50)

Tractor D - 8..... \$ 245.21/h.

Para efectos de análisis de precios unitarios se puede considerar que un tractor D-8 puede auxiliar a 4 dragas para accesos y descopetar bordos.

Costo por m3.

a) CARGO POR DRAGA

$$\frac{\$ 173.34/h.}{118.8 \text{ m}^3/h.} = \dots\dots\dots \$ 1.46/m^3.$$

b) CARGO POR TRACTOR.

$$\frac{\$ 245.21/h.}{118.8 \text{ m}^3/h. \times 4} = \dots\dots\dots \$ 0.52/m^3.$$

Suma cargos directos	\$ 1.98/m3.
38% indirectos y utilidad	\$ 0.75/m3.
PRECIO UNITARIO	\$ 2.73/m3.

Obtener el precio unitario por m³., de terraplén compactado al 95% Proctor, formado de préstamo con acarreo total (circuito completo) de 500 mts.

Equipo a utilizar y sus costos horarios:

Motoescrepas caterpillar 621 de 14 Yd ³ al ras.....	\$ 258.35/h.
Tractor Caterpillar D-4.....	\$ 60.49/h.
Rodillo vibratorio liso.....	\$ 37.07/h.
Tractor D-8.....	\$ 243.86/h.
Camión Pipa de 5000 lts. operando.....	\$ 38.26/h.
Camión Pipa de 5000 lts. ocioso.....	\$ 23.97/h.
Bomba de 2".....	\$ 12.32/h.

1).- EXCAVACION, ACARREO A 250 mts. Y COLOCACION.

Ciclo de la Escrepa.

Datos Motoescrepa.

Vacia peso total.....	23,320 Kg.
Cargada peso total.....	45,080 kg.

Resistencia al rendimiento: Suponiendo que el camino es tierra compactada bien conservada, para llantas de hule de baja presión, la resistencia al rodamiento varía de 2.5 a 3.5% del peso total de la máquina.

Suponiendo que el terreno tiene una pendiente de 5% y tomando un valor medio de la resistencia al rodamiento, se tiene un 3% del peso de la máquina, que sumado a la pendiente real tenemos una pendiente virtual de 8%.

Partiendo del peso total de la Motoescrepa cargada y para una pendiente de 8% obtenemos que puede transitar en 5a. velocidad a 16 Km/h.

Cuando la motoescrepa transita vacía de regreso en bajada, la velocidad se limitará por el espacio a recorrer y las condiciones de seguridad de la obra
FACTORES DE VELOCIDAD, para el tránsito cargado.

Para una distancia de 250 mts., vehículo con velocidad inicial y condiciones medias el factor = 0.75

$$\text{Velocidad real } 16 \text{ km./h} \times 0.75 = 12 \text{ km/h.}$$

$$\text{De regreso podemos suponer} = 20 \text{ km./h.}$$

Velocidad Media de recorrido:

$$V_m = \frac{2 \times 20 \text{ Km/h.} \times 12 \text{ km/.}}{20 \text{ km/h} + 12 \text{ km/h.}} = 15 \text{ Km./h.}$$

Tiempo de recorrido, ida y vuelta:

$$t = \frac{0.5 \text{ km.} \times 60 \text{ min/h.}}{15 \text{ Km/h.}} = 2 \text{ min.}$$

Ciclo completo:

$$\text{Tiempos fijos} \text{ ————— } 1.5 \text{ minutos.}$$

$$\text{Tiempos variables} \text{ ————— } 2.0 \text{ minutos.}$$

$$\text{————— } 3.5 \text{ minutos.}$$

Número de Motoescrepas.

$$\frac{3.5}{1.5} = 2.3 \text{ Tomamos 2 escrepas.}$$

Rendimiento con un tractor y 2 escrepas.

Para medir el rendimiento en el terraplén, consideremos la capacidad al ras de la Motoescreta y un coeficiente de reducción de volumen de 1.20

Rendimiento considerando un factor de eficiencia de 0.75.

Número de viajes por hora.

$$\frac{60}{3.5} = 17 \text{ Viajes.}$$

$$R = \frac{2 \times 17 \times 14 \text{ Yd}^3 \times 0.765 \times 0.75}{12} = 228 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Cargo por m³.

Costo Equipado por Hora.

2 x 258.35	516.70
1 x 243.86	243.86
	<u>\$ 760.56/h.</u>

$$\frac{\$ 760.56/\text{h.}}{228 \text{ m}^3/\text{h.}} = \$ 3.29/\text{m}^3.$$

II).- CARGO POR AGUA.

La fuente de abastecimiento de agua está a 10 km. CARGA DE LA PIPA, con una bomba de 2" Ø, esta bomba de un gasto de 10,000 galones por hora.

$$\text{Tiempo de Carga} = \frac{5000 \text{ lts.} \times 60 \text{ min/h.}}{10,000 \times 3.785 \text{ lts./h.}} = 8 \text{ minutos.}$$

Considerándole a la carga una eficiencia del 75% el tiempo de carga es = $\frac{8}{0.75} = 10.7$ minutos.

CARGO POR BOMBA.

$$\frac{10.7 \text{ min.} \times \$ 12.32/\text{h.}}{60 \text{ min/h.} \times 5 \text{ m}^3} = \$ 0.44/\text{m}^3. (\text{de agua})$$

CARGO POR CAMION PARADO DURANTE LA CARGA.

$$\frac{10.7 \text{ min.} \times \$ 23.97/\text{h.}}{60 \text{ min./hora} \times 5 \text{ m}^3} = \$ 0.85/\text{m}^3. (\text{de agua})$$

Acarreo y Descarga. -

ida a 20 km/h.

$$t_{ida} = \frac{10 \text{ km}}{20 \text{ Km/h.}} = \text{-----} 0.50 \text{ h.}$$

Regreso a 30 km/h.

$$t_{regreso} = \frac{10 \text{ km.}}{30 \text{ km/h.}} = \text{-----} 0.33 \text{ h.}$$

$$\text{Total Acarre:-} \text{-----} 0.83 \text{ h.}$$

Descarga en el banco de arcilla.- Una pipa de 5000 lt. se puede des cargar en 15 minutos.

$$\text{Tiempo de descarga} \frac{15}{60} = 0.25.$$

$$* \text{Tiempo de acarreo y descarga} \text{-----} 1.08 \text{ h.}$$

Cargo por m3. de agua por acarreo y descarga:

$$\frac{1.08 \text{ h.} \times \$ 38.62/\text{h.}}{5 \text{ m3.}} = \$ \frac{41.71}{5} / \text{m3.} = \$ 8.34 / \text{m3.}$$

Costo total por m3. de agua: \$9.63/m3. (incluyendo cargo por bomba y camión parado).

Cargo por m3. de terraplén.

Podemos considerar un consumo de 200 lts. por m3.

$$\$ 9.63/\text{m3.} \text{ agua} \times 0.20 \text{ m3} \text{ agua}/\text{m3} \text{ terraplén} = \$ 1.93/\text{m3.}$$

III).- CARGO POR COMPACTACION.

EQUIPO	COSTO HORARIO.
Tractor D-4-----	\$ 60.49/h.
Rodillo vibratorio liso-----	\$37.07/h.
	<u>\$97.56/h.</u>

Rendimiento:

Ancho del rodillo _____ 1.90 m.

Espesor de las capas ya compactadas.... 20 cm.

Velocidad de compactación _____ 4 km/h.

FACTORES.

Eficiencia _____ 0.75

Traslapes _____ 0.90

Consideramos que la compactación requerida es 95% y se especifican 10 pasadas para lograrla.

$$R = \frac{4000 \text{ m/h.} \times 1.90 \text{ m} \times 0.20 \times 0.75 \times 0.90}{10 \text{ pasadas}} = 102.6 \text{ m}^3/\text{h.}$$

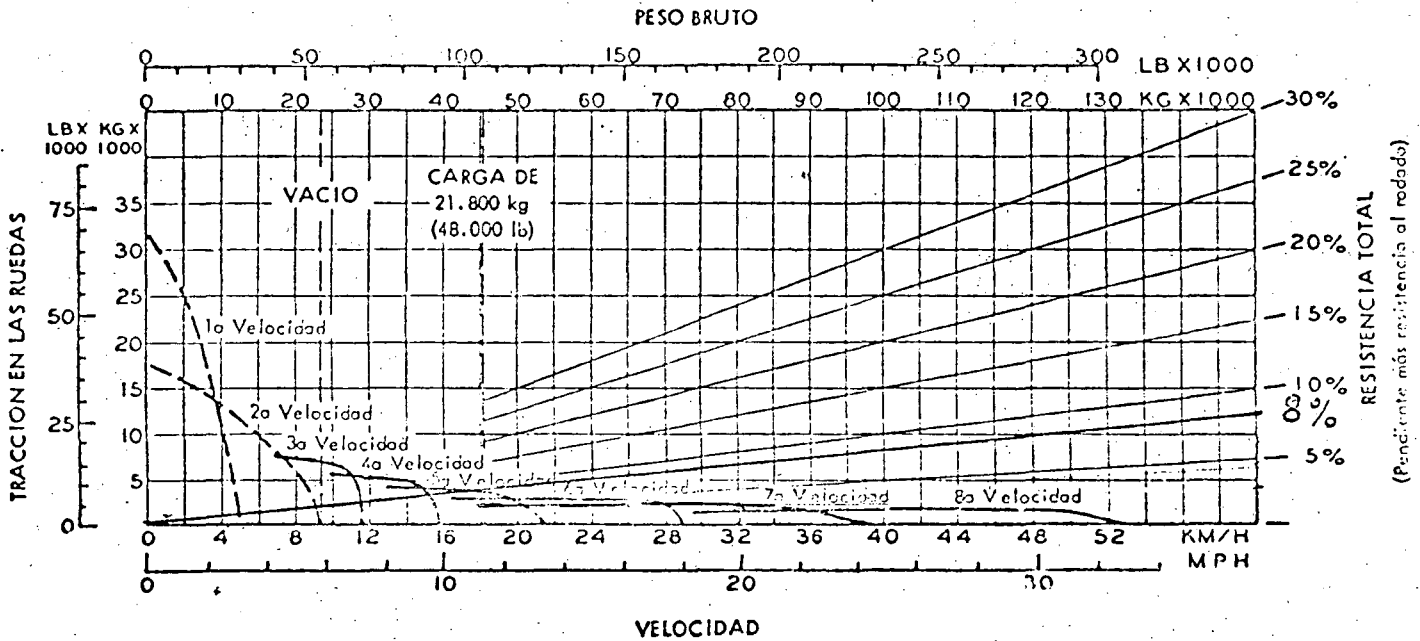
Cargo Por m³ Compactado.

$$\frac{\$ 97.56/\text{hr.}}{102.6 \text{ m}^3/\text{h.}} = \frac{\$}{102.6 \text{ m}^3/\text{h.}} = \$ 0.95/\text{m}^3.$$

Suma de Cargos Directos _____ \$ 6.17/m³.38% Indirectos y Utilidad _____ \$ 2.34/m³.

PRECIOS UNITARIO:- \$ 8.51/m³.

FENDIENTE-VELOCIDAD-TRACCION



MANDO CON CONVERTIDOR DE TORCION

TRANSMISION DIRECTA

Cómo determinar el rendimiento en pendientes: A partir del peso bruto, descienda hasta el % de resistencia total. (La resistencia total es igual al % de la pendiente existente más el 1% por cada 10 kg/tonelada métrica al rodado -- 20 lb/tonelada.) Partiendo del punto peso-pendiente, avance horizontalmente hasta la curva con la gama de velocidad más alta obtenible, y luego descienda hasta la velocidad máxima. La tracción en las ruedas depende de las condiciones del suelo y del peso total sobre las ruedas propulsadas.

Los materiales y especificaciones están sujetos a cambios sin previo aviso.

CATERPILLAR

Caterpillar y Cat son Marcas Registradas de Caterpillar Tractor

Obtener el precio unitario por m3 de excavación de un canal, que va a ser revestido de concreto y se requiere el afine a mano de la sección y el producto de la excavación se deberá retirar en camiones, a una distancia de 1 Km.

DATOS DEL PROYECTO.

El material a excavar es arcilla dura y compacta.

La profundidad media de la excavación es de 1.70 m.

El volumen de excavación por metro lineal de canal es de ^{22.6} 20 m3, el volumen de afine a mano por metro de canal es de 2.6 m3, considerando un espesor de excavación para afine de 0.20 mts.

El Giro que requiere ejecutar la draga para depositar el material en los camiones es de 150 grados.

Draga de 2 yd3 _____ \$ 173.34/h.

Camión volteo F-600 de 4 m3 _____ \$ 37.42/h.

1).- CARGO POR EXCAVACION CON DRAGA:

RENDIMIENTO DRAGA:

Para arcilla dura y compacta y draga con bote de 2 yd3, la profundidad óptima es de _____ 3.60 m.

El rendimiento optimo para Giro de 90 grados y profundidad optima es de _____ 195 yd3/h.

Factores.

a) Por profundidad de corte y giro, para un porcentaje de la profundidad optima de 1.70 m. $\frac{1.70}{3.60} = 0.47$ y giro de 150 grados el factor es 0.79

b) Por eficiencia 0.75

c) Para pasar de yd3. a m3 _____ 0.765

d) Por carga a camión _____ 0.90

$$R = 195 \text{ Yd}^3/\text{h.} \times 0.79 \times 0.75 \times 0.765 \times 0.90 = 79.5 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Si en cada metro de canal tenemos ^{22.6} 20 m³. de excavación de los cuales 2.6 m³. son de afine, por cada m³. excavado tendremos.

a) $\frac{20}{22.6} = \text{-----} 88\%$ de excavación con Draga.

b) $\text{-----} 12\%$ de excavación a mano.

Cargo por m³. de excavación con draga.

$$\frac{\$ 173.34/\text{h.}}{79.5 \text{ m}^3/\text{h.}} \times 0.88 \text{-----} \$ 1.92/\text{m}^3.$$

II).- CARGO POR EXCAVACION A MANO.

a) Excavación

Cuadrilla para ejecutar la excavación.

	Salario.	S.S.	Total sin - 7o.día
1 Cabo	54.00	8.61	62.61
10 Peones	325.00	64.00	389.00
			<u>451.61/día.</u>

Cargo horario incluyendo 7o. día.

$$\frac{\$ 451.61/\text{día} \times 381.5}{2400} = \$ 71.79/\text{hora.}$$

Rendimiento de un peón excavando a mano.

Podemos suponer que un peon, excavando arcilla dura y compacta, arrojando el producto de la excavación a la plantilla del canal, para que previamente sea extraído con la Draga.

Rendimiento teórico = 0 m³/turno.

Como factor de corrección para las operaciones manuales es considerado que para cada hora de trabajo se trabaja efectivamente 50 minutos.

$$\frac{50}{60} = 0.83$$

Rendimiento efectivo por hora cuadrilla.

$$\frac{5 \text{ m}^3/\text{turno peon} \times 10 \text{ peones} \times 0.833}{8 \text{ horas/turno}} = 5.2 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Cargo por m³. de excavación a mano.

a) $\frac{\$ 71.79/\text{hora}}{5.2 \text{ m}^3/\text{hora}} \times 0.12 = \underline{\hspace{2cm}} 1.66/\text{m}^3.$

b) Cargo por herramientas.

Podemos considerar el 3% del cargo por mano de obra.

$$\$ 1.66/\text{m}^3. \times 0.03 = \underline{\hspace{2cm}} \$0.05/\text{m}^3.$$

c) Cargo por extracción del producto de la excavación a mano.

Se ejecutará con la misma draga y podemos considerar el mismo rendimiento que para la excavación, por ser un volumen pequeño y requerirse se ejecute con el cuidado suficiente para no maltratar la sección que ya está afinada (El rendimiento debía ser mayor ya que el material ya está aflojado).

$$\frac{\$ 173.34/\text{h.}}{79.5 \text{ m}^3/\text{h.}} \times 0.12 = \underline{\hspace{2cm}} \$ 0.26/\text{m}^3.$$

III).- ACARREO DEL MATERIAL A 1 KM.

Ciclo de los Camiones.

Capacidad del camión medido en banco.

El abudamiento de la arcilla dura y compactada lo podemos considerar. de 1.3.

$$\frac{4 \text{ m}^3}{1.3} = 3.08 \text{ m}^3. \text{ en banco.}$$

Tiempo de Carga.

$$\rightarrow \frac{3.08 \text{ m}^3 \times 60 \text{ min./h.}}{79.5 \text{ m}^3/\text{h.}} = \underline{\hspace{2cm}} 2.32 \text{ min.}$$

Acarreo de Ida a 15 km/h. cargado.

$$\frac{1 \text{ Km.} \times 60 \text{ min/h.}}{15 \text{ Km.}} = \underline{\hspace{2cm}} 4.00 \text{ min.}$$

Regreso vacio a 30 Km/h.

4.-

$$\frac{1 \text{ Km.} \times 60 \text{ min/h.}}{30 \text{ Km/h.}} = 2.00 \text{ min.}$$

Acomodo y Descarga. 1.00 min.
9.32 min.

Número de Camiones.

$$\frac{\text{Ciclo total } 9.32 \text{ min.}}{\text{tiempo de carga } 2.32 \text{ min.}} = 4 \text{ Camiones.}$$

CARGO POR ACARREO.

$$\frac{4 \text{ Camiones} \times \$ 37.42/\text{h.}}{79.5 \text{ m}^3/\text{h.}} = \$ 1.88/\text{m}^3.$$

Sumas Cargos Directos \$ 5.77/m³.

38% Indirecto y Utilidad \$ 2.19/m³.

PRECIO UNITARIO \$ 7.96/m³.

OBTENER EL PRECIO UNITARIO POR METRO CUBICO DE CONCRETO EN REVESTIMIENTO DE CANALES, CON LOS SIGUIENTES DATOS:

Obtención de grava por trituración, del banco de roca a la trituradora y clasificadora 500 m. de aquí a la planta de concreto 9 km.

Arena.- Obtención de banco natural, acarreo a la planta cribadora 1 km.- de aquí al lugar de dosificación del concreto, 20 km.

Cemento de la Estación del Ferrocarril al lugar de dosificación, tenemos un acarreo de 40 km.

Agua.- El sitio de abastecimiento del agua, se tiene a 4 km. de la planta de concreto.

De la planta de concreto al centro de gravedad de la colocación de concreto es de 4 km.

EQUIPO NECESARIO

Compresor 600	\$ 111.52/h.
Perforadora con orugas Trac Drill 3100.....	\$ 91.07/h.
Pala mecánica de 3/4 yd3.....	\$ 130.67/h.
Tractor D-8.....	\$ 243.86/h.
Camión F-600 Volteo, operando.....	\$ 37.42/h.
Camión F-600 Volteo, ocioso.....	\$ 22.59/h.
Planta trituradora.....	\$ 532.52/h.
Traxcavo Caterpillar 941 de 1 1/2 yd3.....	\$ 73.28/h.

##...

Camión F-600 redilas, operando.....	\$ 35.53/h.
Camión F-600 redilas, ocioso.....	\$ 20.88/h.
Dosificadora Torres T20M.....	\$ 113.19/h.
Camión Revolvedora 6 yd ³	\$ 99.32/h.
Colocadora de concreto.....	\$ 354.19/h.

I).- OBTENCION DE AGREGADOS.-

a).- G r a v a :

Utilizaremos para la explotación del banco de roca, un Compresor 600 y un Trac Drill 3100. El consumo de aire del Trac Drill es de 525-550 p.c.m., por lo tanto usaremos una sola perforadora con el compresor.

El rendimiento efectivo de perforación, lo podemos considerar de 12 ml/h. Como usaremos barrenos de 2½" y el material a obtener debe ser de dimensiones pequeñas para la trituración, podemos considerar una separación entre barrenos de 1.60 m.

No se requiere despalma.

1.- Cargo por barrenación:

Compresor.....	\$ 111.52/h.
Trac Drill.....	\$ 91.07/h.
S u m a:	\$ 202.59/h.

$$\frac{\$ 202.59/h}{12 \text{ ml/h} \times 3.24 \text{ m}^3/\text{ml}} = \$ 5.21/\text{m}^3.$$

2.- Acero de barrenación y brocas:

El frente del banco lo suponemos de 6.5 m.

Utilizaremos barras de 1½" y de 3.65 de longitud (esta máquina — puede operar con barras hasta de 4.47 m).

Costo acero de barrenación:

Barrenos de 1½" y 3.65 de largo.....	\$ 718.75/Pza.
Coples.....	\$ 162.50/Pza.
Zanco.....	\$ 368.75/Pza.

Cargo por coples y zanco.- Como usaremos 2 barras, necesitamos 1 - cople únicamente, el zanco y el cople le podemos considerar una vida de 500 m.

Como barrenaremos 7.00 para lograr 6.50 efectivos, tenemos un factor de $\frac{7.00}{6.50}$

Cargo por m3 de roca en banco.-

- Cople..... \$ 162.50/Pza.
- Zanco..... \$ 368.75/Pza.
- \$ 531.25/Pza.

$$\frac{\$ 531.25}{500 \times 3.24 \text{ m}^3/\text{h}} \times \frac{7.00}{6.50} = \$ 0.36/\text{m}^3.$$

Cargo por barrenos:

Vida útil teórica 250 m.

Factor de corrección para 2 barras.

$$K = \frac{1 + 2}{2} = 1.5$$

$$R \text{ efectivo} = \frac{250 \text{ m.}}{1.5} = 167 \text{ m.}$$

Cargo por m3 de roca en banco.

$$\frac{\$ 718.75/\text{Pza.}}{167 \text{ m.} \times 3.24 \text{ m}^3/\text{m.}} \times \frac{7.00}{6.50} = \$ 1.44/\text{m}^3.$$

Cargo por brocas.

Costo broca 2 1/2" Ø \$ 662.50/Pza.

Rendimiento: 250 m.

Cargo por m3 de roca en banco.

$$\frac{\$ 662.50/\text{Pza.}}{250 \text{ m} \times 3.24 \text{ m}^3/\text{m}} \times \frac{7.00}{6.50} = \$ 0.89/\text{m}^3.$$

///...

3.- Carga, Poblado y Tronado:

Cuadrilla para Poblado y Tronado

	Salario	S.S.	Total sin 7% día
1 Poblador	\$ 47.00	\$ 7.49	\$ 54.49/día
1 Cargador	37.00	5.90	42.90/día
1 Ayudante	33.00	5.26	<u>38.26/día</u>
S U M A			135.65/día

$$\frac{\$ 135.65/\text{día} \times 381.5}{2400} = \$ 21.56/\text{hora}$$

Rendimiento cuadrilla 60 m³/h.

Cargo por m³.

$$\frac{\$ 21.56/\text{hora}}{60 \text{ m}^3/\text{h}} = \$ 0.36/\text{m}^3.$$

Explosivos y Accesorios:

Consumo de explosivos 0.4 k/m³.

25% de Dinamita.

75% de Mexamón.

Costo Materiales

Dinamita	\$ 9.00/Kg.
Mexamón	\$ 3.50/Kg.
Estopines	\$ 5.00/Pza.
Alambre	\$ 0.50/m.

Cargos por m³.

$$\text{Dinamita } 0.4 \times 0.25 \times 9.00 = \$ 0.90/\text{m}^3.$$

$$\text{Mexamón } 0.4 \times 0.75 \times 3.50 = \$ 1.05/\text{m}^3.$$

###...

Estopines 1 por barreno:

$$\frac{\$ 5.00/\text{Pza.}}{6.50 \times 3.24 \text{ m}^3/\text{m}} = \$ 0.24/\text{m}^3.$$

Alambre de conexión y conducción:

$$\frac{9 \text{ m}/\text{barreno}}{6.50 \text{ m} \times 3.24 \text{ m}^3/\text{m}} = \$ 0.43/\text{m}^3.$$

SUMA DE CARGOS POR BARRENACION, POBLADO Y TRONADO.

1.- Barrenación.....	\$ 5.21/m ³ .
2.- Acero de barrenación y brocas	\$ 2.69/m ³ .
3.- Carga, poblado y tronado.....	\$ <u>2.98/m³</u> .
S u m a:	\$ 10.88/m ³ .

Por ser material para trituración, podemos considerar que en el banco únicamente se desperdicia un 5%.

Costo de barrenación, poblado y tronado hasta la trituradora.

$$\$ 10.88/\text{m}^3. \times 1.05 = \$ 11.42/\text{m}^3.$$

4.- Carga y acarreo a la trituradora.

Para la carga utilizaremos una pala de 3/4 yd³, auxiliada por 1/3 de Tractor D-8, en selección y amontonamiento.

1 Pala 3/4 yd ³	130.67	\$ 130.67/h.
1/3 Tractor D-8	<u>243.85</u>	\$ <u>81.29/h.</u>
	3	\$ 211.96/h.

Rendimiento Pala:

Por ser en banco podemos considerar profundidad óptima y giro de 90°.

R = 95 yd³/h (medido abundado).

///...

Si lo consideramos un abudamiento de 60% para medir un banco ya sin el factor 1.05 pues la carga es de material aprovechable.

$$R = \frac{95 \text{ yd}^3/\text{h}}{1.6} = 59.4 \text{ yd}^3/\text{h}.$$

Factores de corrección:

Eficiencia	0.75
Para pasar a m ³	0.765

$$R = 59.4 \text{ yd}^3/\text{h} \times 0.765 \times 0.75 = 34.1 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Medido en banco original.

Cargo por selección y carga:

$$\frac{\$ 211.96/\text{h.}}{34.1 \text{ m}^3/\text{h.}} = \$ 6.22/\text{m}^3.$$

Acarreo a la trituradora.

Capacidad del camión medido en el banco original.

$$\frac{4 \text{ m}^3.}{1.6} = 2.5 \text{ m}^3.$$

$$\text{Tiempo de carga} \quad \frac{2.5 \text{ m}^3}{34.1 \text{ m}^3/\text{h}} = .07 \text{ h.}$$

Acarreo, cargado 10 km/h.

$$\frac{0.5 \text{ km.}}{10 \text{ km/h.}} = .05 \text{ h.}$$

Regreso vacío 15 km/h

$$\frac{0.5 \text{ km.}}{15 \text{ km/h.}} = .03 \text{ h.}$$

Acomodo y descarga.

$$\frac{1 \text{ min.}}{60 \text{ min/h.}} = .02 \text{ h.}$$

$$\text{S u m a:} = .17 \text{ h.}$$

###...

Cargo por m3.

$$\frac{0.17 \times \$37.42/h}{2.5 \text{ m}^3} = \$ 2.54/m^3$$

Cargo por suministro de roca en la trituradora:

1 a 3.- Barrenación, poblado y tronado\$ 11.42/m3

4.- Selección, cargo y acarreo a la trituradora..... $\frac{8.76}{m^3}$
 Suma $\frac{\$ 20.18}{m^3}$ (en banco)

Para obtener el costo por m3 de grava podemos considerar un factor de:

$$\frac{2500 \text{ Kg/m}^3 \text{ de roca}}{1600 \text{ kg/m}^3 \text{ de grava}} = 1.56$$

Cargo por m3 de grava:

$$\frac{\$20.18/m^3}{1.56} =$$

$\$ 12.94/m^3$

5.- Trituración y clasificación.

Las instalaciones y retiro de la planta trituradora y clasificadora, las podemos suponer en 60 000.00, considerando que se produzcan 30 000 m3 de grava.

Por m3 de grava:

$$\frac{\$60\ 000.00}{30\ 000 \text{ m}^3} = \$ 2.00/m^3$$

Cargo por trituración:

Costo horario planta trituradora y clasificadora;

\$532.52/h.

Rendimiento de 40 a 50 m3/h.

Tomamos 45 m3/h.

Cargo por m3.

$$\frac{\$ 532.52/h}{45 \text{ m}^3/h} = 11.83/m^3$$

6.- Carga en los patios de almacenamiento y acarreo a la Dosificadora
9 km.

Carga con un traxcavo Caterpillar 941

Costo horario \$ 73.28/h.

Rendimiento en la carga.

Teórico 86.5 m³/h.

Usaremos únicamente el factor de eficiencia = 0.75, ya que la carga es en banco.

$$R = 86.5 \text{ m}^3/\text{h} \times 0.75 = 65 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Carga por carga:

$$\frac{\$ 73.28/\text{h.}}{65 \text{ m}^3/\text{h.}} = \$ 1.13/\text{m}^3.$$

A c a r r e o :

Ciclo de los camiones:

T. de carga:

$$\frac{4 \text{ m}^3 \times 60}{65 \text{ m}^3/\text{h.}} = 3.7 \text{ min.}$$

Acarreo cargado 20 km/h.

$$T = \frac{9 \text{ km} \times 60 \text{ min/h.}}{20 \text{ km/h.}} = 27.0 \text{ min.}$$

Regreso vacío 30 km/h.

$$T = \frac{9 \text{ km} \times 60 \text{ min/h.}}{30 \text{ km/h.}} = 18.0 \text{ min.}$$

Descarga y maniobras: = 1.0 min.

Tiempo ciclo total: = 49.7 min.

///...

Cargo por Acarreo:

$$\frac{\$ 37.42/h \times 49.7 \text{ min.}}{4 \text{ m}^3 \quad 60 \text{ min/h.}} = \$ 7.75/m^3.$$

Resumen costo grava puesta en la Planta de Concretos:

Consideramos un desperdicio en la trituración del 10%.

	POR M3 DE PIEDRA	POR M3 DE GRAVA
1 a 4.- Piedra puesta en la trituradora.....	\$ 12.94/m ³ x 1.10 =	\$ 14.23/m ³ .
5.- TRITURACION Y CLASIFICACION:		
Instalaciones.....		\$ 2.00/m ³ .
Trituración.....	\$ 11.83/m ³ x 1.10 =	\$ 13.00/m ³ .
6.- CARGA Y ACARREO A DOSIFICA- DORA:		
Carga.....		\$ 1.13/m ³ .
Acarreo		\$ 7.75/m ³ .
	S U M A:	\$ 38.11/m³.

Cargo de Grava por m³ de Concreto:

Se requieren 0.85 m³ de grava/m³ de concreto.

$$\$ 38.11/m^3 \text{ grava} \times 0.85 \text{ m}^3 \text{ grava/m}^3 \text{ concreto} = \$ 32.39/m^3.$$

0.- Arena:

1).- Extracción con Tractor D-8.

Le suponemos al tractor un acarreo de 40 mts.

R. teórico 375 yd³/h.

Factores:

Eficiencia	0.75
Por Angle	0.75
Paso a m ³ .	0.765

///...

R. Efectivo $375 \text{ yd}^3/\text{h} \times 0.75 \times 0.765 \times 0.75 = 161.36 \text{ m}^3/\text{h}.$

Costo horario Tractor D-8 \$ 243.86/h.

Cargo por Extracción:

$$\frac{\$ 243.86/\text{h.}}{161.36 \text{ m}^3/\text{h.}} = \$ 1.51/\text{m}^3.$$

2).- Carga con traxcavo Caterpillar 941.

R. teórico = 86.5 m³/h.

R. efectivo. = 86.5 m³/h x 0.75 = 65 m³/h.

Cargo por carga:

$$\frac{\$ 73.28/\text{h.}}{65 \text{ m}^3/\text{h.}} = \$ 1.13/\text{m}^3.$$

3).- Acarreo a Planta Cribadora 1 km.

Ciclo camiones:

$$\text{Tiempo de carga. } \frac{4 \text{ m}^3 \times 60 \text{ min/h.}}{65 \text{ m}^3/\text{h.}} = 3.7 \text{ min.}$$

Acarreo cargado 15 km/h.

$$t = \frac{1 \text{ km} \times 60 \text{ min/h.}}{15 \text{ km/h.}} = 4.0 \text{ min.}$$

Regreso vacío 25 km/h.

$$t = \frac{1 \text{ km} \times 60 \text{ min/h.}}{25 \text{ km/h.}} = 2.4 \text{ min.}$$

Maniobras y descarga. = 1.0 min.

Tiempo ciclo total: = 11.1 min.

Cargo por m³.

$$\frac{11.1 \text{ min} \times \$ 37.42/\text{H}}{60 \text{ min/h.} \times 4 \text{ m}^3} = \$ 1.73/\text{m}^3.$$

4).- Cribado.

Instalaciones:

Suponemos un costo de instalaciones de \$ 30,000.00 y que se requiera procesar 20,000 m³ de arena.

Cargo por m³.

$$\frac{\$ 30,000.00}{20,000 \text{ m}^3} = \$ 1.50/\text{m}^3.$$

Cargo por cribado:

Costo cribadora \$ 85.00/h.

Rendimiento 15 m³/h.

$$\frac{\$ 85.00/\text{h.}}{15 \text{ m}^3/\text{h.}} = \$ 5.67/\text{m}^3.$$

5).- Carga y acarreo a Dosificadora 20 km.

Cargo por carga con traxcavo 941.

Costo horario \$ 73.28/h.

R. efectivo 65 m³/h.

$$\frac{\$ 73.28/\text{h.}}{65 \text{ m}^3/\text{h.}} = \$ 1.13/\text{m}^3.$$

A c a r r e o .

Ciclo de los camiones:

$$\text{tiempo de carga } \frac{4 \text{ m}^3. \times 60 \text{ min/h.}}{65 \text{ m}^3/\text{h.}} = 3.7 \text{ min.}$$

Acarreo cargado a 20 km./h.

$$\text{Tiempo de acarreo } \frac{20 \text{ km.} \times 60 \text{ min/h.}}{20 \text{ km/h.}} = 60.0 \text{ min.}$$

###...

Regreso vacío a 30 km./h.

Tiempo de regreso $\frac{20 \text{ km.} \times 60 \text{ min/h}}{30 \text{ km/h.}} = 40.0 \text{ min.}$

Descarga y maniobras = 1.0 min.

104.7 min.

Cargo por m³.

$\frac{104.7 \text{ min.} \times \$ 37.42/\text{h.}}{60 \text{ min/h.} \quad 4 \text{ m}^3.} = \$ 16.32/\text{m}^3.$

Resumen costo arena puesta en la Planta de Concreto.

Podemos considerar para la arena un 15% de desperdicio en la cribada

1).- Extracción	\$ 1.51/m ³ .	x 1.15	= \$ 1.74/m ³ .
2).- Carga	\$ 1.13/m ³ .	x 1.15	= \$ 1.30/m ³ .
3).- Acarreo a cribadora	\$ 1.73/m ³ .	x 1.15	= \$ 1.99/m ³ .
4).- Cribado.			
Instalaciones	\$ 1.50/m ³ .		\$ 1.50/m ³ .
Cribado	\$ 5.67/m ³ .	x 1.15	= \$ 6.52/m ³ .
5).- Carga y acarreo a Dosificadora:			
Carga	\$ 1.13/m ³		\$ 1.13/m ³ .
Acarreo	\$ 16.32/m ³		\$ 16.32/m ³ .

CARGO TOTAL POR M³ DE ARENA = \$ 30.50/m³.

Cargo de arena por m³ de Concreto.

Consumo 0.45 m³ arena/m³ concreto.

\$ 30.50/m³ arena x 0.45 m³ arena/m³ concreto = \$ 13.73/m³.

II).- CEMENTO.

Se requiere de 2 maniobras de carga y 2 de descarga con un acarreo de 40 (cuarenta) kilómetros, para situar el cemento en la Dosificadora, pasando por la bodega.

	Salario	S. S.	Total sin 7° día
1 Cabo	54.00	8.61	\$ 62.61
10 Peones	325.00	64.00	\$ <u>389.00</u>
			Suma: \$ 451.61/día

Incluyendo 7° día.

$$\frac{\$ 451.61/\text{día} \times 381.5}{2400} = \$ 71.79/\text{h.}$$

Rendimiento de un peón.

Cargando cemento 1.1 ton/h.

Descargando cemento 1.7 ton/h.

Cargo por las 2 maniobras de carga.

$$\frac{2 \times \$ 71.79/\text{h.}}{1.1 \text{ ton/h} \times 10} = \$ 13.05/\text{ton.}$$

Cargo por las 2 maniobras de descarga:

$$\frac{2 \times \$ 71.79/\text{h.}}{1.7 \text{ ton/h} \times 10} = \$ 8.45/\text{ton.}$$

Camión parado en carga y descarga:

Tiempo de carga por maniobra.

$$\frac{5 \text{ ton.}}{1.1 \text{ t/h} \times 10} = 0.45 \text{ h/maniobra.}$$

Cargo por tonelada 2 maniobras:

$$\frac{2 \times 0.45 \text{ h} \times \$ 20.98/\text{h}}{5 \text{ ton.}} = \$ 3.76/\text{ton.}$$

Tiempo de descarga por maniobra:

$$\frac{5 \text{ ton.}}{1.7 \text{ t/h} \times 10} = 0.29 \text{ h/maniobra}$$

Cargo por tonelada 2 maniobras:

$$\frac{2 \times 0.29 \text{ h} \times \$ 20.88/\text{h}}{5 \text{ ton.}} = \$ 2.42/\text{ton.}$$

Acarreo 40 km.

Velocidad cargado 25 km/h.

Velocidad vacío 40 km/h.

Tiempo de acarreo:

Ida

$$\frac{40 \text{ km.}}{25 \text{ km/h.}} = 1.6 \text{ h.}$$

Regreso

$$\frac{40 \text{ km.}}{40 \text{ km/h.}} = 1.0 \text{ h.}$$

Tiempo total: 2.6 h.

Cargo por Acarreo:

$$\frac{2.6 \text{ h} \times \$ 35.53/\text{h}}{5 \text{ ton.}} = \$ 18.48/\text{ton.}$$

Cargo total por maniobras del cemento:

Cargas.....	\$ 13.05/ton.
Descargas.....	\$ 8.45/ton.
Camión parado en car- gas.....	\$ 3.76/ton.
Camión parado en des- cargas.....	\$ 2.42/ton.
Acarreo.....	\$ <u>18.48/ton.</u>

Suma: \$ 46.16/ton.

///...

Cargo por maniobras del cemento por m³ de concreto:

Le suponemos un consumo de cemento de 300 kg/m³.

$$\text{\$ } 46.16/\text{ton} \times 0.3 \text{ ton/m}^3 =$$

$$\text{\$ } 13.85/\text{m}^3.$$

III).- A G U A.-

Carga de la pipa:

La bomba de 2" ϕ tiene un gasto de 10,000 galones por hora.

$$\text{Tiempo de carga} \quad \frac{5000 \text{ lt} \times 60 \text{ min/h}}{10,000 \times 3.785 \text{ lt/h.}} = 8 \text{ min.}$$

Con una eficiencia de 0.75

$$\frac{8}{0.75} = 10.7 \text{ min.}$$

Cargo por Bomba:

$$\frac{10.7 \text{ min.} \times \text{\$ } 12.32/\text{h.}}{60 \text{ min/h.} \times 5 \text{ m}^3} = \text{\$ } 0.44/\text{m}^3.$$

Cargo por camión parado durante la carga:

$$\frac{10.7 \text{ min} \times \text{\$ } 23.97/\text{h.}}{60 \text{ min/h} \times 5 \text{ m}^3} = \text{\$ } 0.85/\text{m}^3.$$

Acarreo y descarga:

Ida a 15 km/h.

$$\text{Tiempo ida:} \quad \frac{4 \text{ km} \times 60 \text{ min/h.}}{15 \text{ km/h}} = 16.00 \text{ min.}$$

Regreso a 25 km/h.

$$\text{Tiempo regreso} \quad \frac{4 \text{ km} \times 60 \text{ min/h}}{25 \text{ km/h}} = 9.60 \text{ min.}$$

$$\text{Descarga.} = \underline{15.00 \text{ min.}}$$

$$\text{Tiempo ciclo total:} = 40.60 \text{ min.}$$

Cargo por m3:

$$\frac{40.60 \text{ min} \times \$ 38.62/\text{h.}}{60 \text{ min/h.} \quad 5 \text{ m3.}} = \underline{\underline{\$ 5.23/\text{m3.}}}$$

$$\text{CARGO TOTAL POR M3 DE AGUA} = \underline{\underline{\$ 5.67/\text{m3.}}}$$

Por m3 de concreto, podemos considerar un consumo de 500 lts.

Cargo por m3 de concreto.

$$0.5 \text{ m3 agua/m3 concreto} \times \$ 5.67/\text{m3 agua} = \underline{\underline{\$ 2.84/\text{m3.}}}$$

IV).- DOSIFICACION Y ACARREO.-

Equipo:

Dosificadora Torres T20M	\$ 113.19/h.
Rendimiento Dosificadora 20 m3/h.	
Traxcavo 941\	\$ 73.28/h.
Camión Revolvedora 6 yd3	\$ 99.32/h.

Intalaciones:

Suponemos \$ 40,000.00 como costo de las instalaciones y se van a producir 60,000 m3 de concreto.

$$\frac{\$ 40,000.00}{60,000 \text{ m3}} = \$ \text{ (0.67/m3.)}$$

Ciclo del camión:

Tiempo de carga 10.00 min (2 min. en dosificación
8 min. en carga).

Ac a r r e o:

$$\text{Ida } 15 \text{ km.} / \text{h.}$$

$$\frac{4 \text{ km.} \times 60 \text{ min/h.}}{15 \text{ km.} / \text{h.}} = 16.00 \text{ min}$$

##...

Regreso 25 km./h.

$$\frac{4 \text{ km.} \times 60 \text{ min./h.}}{25 \text{ km./h.}} = 9.60 \text{ min.}$$

Descarga 5.00 min.

Acomodo y virajes 1.50 min.

Tiempo ciclo total: 42.10 min.

Número de Camiones:

$$\frac{42.10 \text{ min.}}{10.00 \text{ min.}} = 4.2 \text{ camiones.}$$

Usaremos 4 camiones.

Producción de los camiones:

Le consideramos un factor de eficiencia de 0.75 por la sincronización de los camiones con la Dosificadora y la Colocadora.

$$\frac{60 \text{ min/h} \times 6 \text{ yd}^3 \times 0.765 \times 4 \times 0.75}{42.1 \text{ min.}} = 19.5 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Limitaremos la producción de los camiones a la capacidad de la Dosificadora (20 m³/h)

CARGO POR DOSIFICACION, MEZCLADO Y ACARREO.

Dosificadora \$ 113.19/h.

Traxcavo \$ 73.28/h.

4 Camiones revolvedora \$ 397.28/h.

S U M A: \$ 583.75/h.

$\frac{\$ 583.75/h}{20 \text{ m}^3/h.}$

\$ 29.19/m³.

///...

Instalaciones.....	\$ 0.67/m3.
Dosificación, Mezclado y Acarreo....	\$ 29.19/m3.
	<u>\$ 29.86/m3</u>

V).- C O L O C A C I O N .-

Se usará una colocadora de concreto que tiene una producción de 40 yd³/h., considerando el mismo factor de 0.75 por eficiencia.

$$40 \text{ yd}^3/\text{h} \times 0.75 \times 0.75 = 22.95 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Cargo por Colocación:

Ajustamos la colocación al volumen dosificado 20 m³/h.

Costo horario colocadora \$ 354.19/h.

$$\frac{\$ 354.19/\text{h.}}{20 \text{ m}^3/\text{h.}}$$

\$ 17.71/m³.

VI).- R A Y A D O .-

El rayado transversal lo hacen 2 peones con una cercha y el longitudinal 4 peones que van sobre la colocadora.

	Salario	S. S.	TOTAL sin 7° día
6 Peones	\$ 195.00	\$ 38.40	\$ 233.40

Incluyendo 7° día:

$$\frac{\$ 233.40/\text{día} \times 381.5}{2400} = \$ 37.10/\text{h}.$$

Cargo por m³:

$$\frac{\$ 37.10/\text{h.}}{20 \text{ m}^3/\text{h.}}$$

\$ 1.85/m³.

Material:

Costo \$ 2.50/litro
 Rendimiento 4 m²/litro.
 Para un espesor de 0.10 mts.

Número de m² por litro:

$$4 \text{ m}^2/\text{litro} \times 0.10 \text{ m}^3/\text{m}^2 = 0.4 \text{ m}^3/\text{litro}.$$

Cargo por m³.

$$\frac{\$ 2.50/\text{litro}}{0.4 \text{ m}^3/\text{litro}}$$

\$ 6.25/m³.

Mano de Obra:

1 Albañil de 2a. rinde 50 m²/h.

Cargo por Mano de Obra.

	Salario	S. S.	Total sin 7° día
Albañil	\$ 37.00	\$ 5.90	\$ 42.90

$$\frac{\$ 42.90/\text{día} \times 381.5}{2400} = \$ 6.82/\text{h}.$$

$$\frac{\$ 6.82/\text{h.}}{50 \text{ m}^2/\text{h} \times 0.1 \text{ m}^3/\text{m}^2}$$

\$ 1.36/m³.

VIII).- SOBRECULOCACION 5% DE CONCEPTOS I) A V).

$$.05 \times \$ 110.38/\text{m}^3.$$

\$ 5.52/m³.

IX).- CEMENTO EN SOBRECULOCACION.

Costo cemento \$ 300.00/ton.

Consumo 0.3 ton.cemento/m³ concreto.

$$\$ 300.00/\text{ton} \times 0.3 \text{ ton.cemento}/\text{m}^3 \text{ concreto} \times .05 = \$ 4.50/\text{m}^3.$$

###...

RESUMEN FINAL:

I).- AGREGADOS.

Grava.....	\$ 32.39/m3.	
Arena.....	13.73/m3.	\$ 46.12/m3

II).- CEMENTO		13.85/m3
---------------------	--	----------

III).- AGUA		2.84/m3
-------------------	--	---------

IV).- DOSIFICACION YACARREO		29.86/m3
-----------------------------------	--	----------

V).- COLOCACION		17.71/m3
-----------------------	--	----------

VI).- RAYADO		1.86/m3
--------------------	--	---------

VII).- CURADO		7.61/m3
---------------------	--	---------

VIII).- SOBRECOCACION 5% I) A V)		5.52/m3
--	--	---------

IX).- CEMENTO DE SOBRECOCACION

0.3 t/m3 x \$300.00/ton. x 0.05.....		<u>4.50/m3</u>
--------------------------------------	--	----------------

SUMA CARGOS DIRECTOS:	\$	129.87/m3
-----------------------------	----	-----------

38% INDIRECTOS Y UTILIDAD :		<u>49.35/m3</u>
-----------------------------------	--	-----------------

PRECIO UNITARIO :	\$	179.22/m3
-------------------	----	-----------

Obtener el precio unitario por m³ de mampostería para revestimiento de un canal sin incluir el suministro del cemento.

La roca será producto de banco de préstamo, que requiere despallar un metro y el frente del banco es de 5 metros.

La arena será de banco natural cribado y cargado a mano, el banco se encuentra a 15 kms de la obra.

El banco de roca está a 5 kms de la obra

El abastecimiento de agua está a 3 kms.

Para las maniobras del cemento se considerará que = la estación del ferrocarril está a 30 kms.

<u>EQUIPO</u>	<u>COSTO HORARIO</u>
Compresor 600 p.c.m.	\$ 111.52/h
Pistolas S58	\$ 16.37/h
Pala mecánica 3/4 yd ³	\$ 130.67/h
Camión F600 volteo operando.....	\$ 37.42/h
Camión F600 volteo ocioso	\$ 22.59/h
Camión Pipa 5 000 lts operando.....	\$ 38.62/h
Camión pipa 5 000 lts ocioso.....	\$ 23.97/h
Bomba de 2" ø	\$ 12.32/h
Tractor D-8	\$ 243.86/h
Camión redilas 5 ton. operando.....	\$ 35.53/h
Camión redilas 5 ton ocioso.....	\$ 20.88/h

1) OBTENCION DE ROCA

a) DESPALME

El material producto del despálme se depositará a una distancia de 40 metros del centro de gravedad del banco al sitio de tiro.

Lo ejecutaremos con un tractor D-8.

En la tabla de rendimiento de un tractor D-8 excavando y para una distancia de acarreo medio de 40 mts obtenemos un rendimiento teórico de:

$$R = 375 \text{ yd}^3.$$

Factores;

Eficiencia	0.75
Por Angle	0.75
Para pasar a m ³	0.765
Abundamiento	1.20

$$R \text{ efectivo} = \frac{375 \text{ yd}^3/\text{h} \times 0.75 \times 0.75 \times 0.765}{1.20} = 134 \text{ m}^3/\text{h}$$

Considerando un frente del banco de roca de 5 mts y que un m³ de roca en banco nos da un m³ de mampostería, ya que el 30% que ocupa el mortero se puede considerar al equivalente del desperdicio.

El cargo por m³ de mampostería por concepto de despálme es:

$$\frac{\$ 243.86/h}{134 \text{ m}^3/h \times 5 \text{ m}^3 \text{ de roca/m}^3 \text{ despalme}} = \$ 0.36/\text{m}^3$$

b) EXPLOTACION BANCO DE ROCA

1) Barrenación

Costo de los barrenos integrales de 1" y corte de
1 1/2" ϕ con longitudes de:

Long. en mts.	C o s t o
0.8	347.50
1.6	380.00
2.4	411.25
3.2	443.75
4.0	475.00
4.8	507.00
5.6	538.75

Usaremos para la perforación un compresor 600 y pistolas S.58, ya que cada una de estas consume poco menos de
100 p.c.m. cada una.

Velocidad de perforación:

Podemos considerar el valor consignado en la tabla
de rendimientos promedio de barrenación por diámetro de
1 3/4" y para roca de dureza media.

$$R = 3.75 \text{ m/h}$$

Considerando para este diámetro una separación entre

barrenos de 1.20 m.

Cargo por m3

Por compresor

$$\frac{\$ 111.52/h}{6 \times 3.75 \text{ m} \times 1.2 \times 1.2} \times \frac{5.5 \text{ m barrenados}}{5.0 \text{ m efectivos}} = \$ 3.78/m^3$$

Por pistolas

$$\frac{3.75 \text{ m} \times 1.2 \times 1.2}{5} \times \frac{5.5}{5} = \$ 3.33/m^3$$

Acero de barrenación

Para aprovechar 5 mts de profundidad se necesita barrenar aproximadamente 5.5 mts., para esto usaremos barras desde 0.8 hasta 5.6 mts. necesitando hacerse 6 cambios.

Para el rendimiento teórico del acero de barrenación podemos considerar 250 mts.

Factor de corrección

$$K = \frac{6 + 1}{2} = 3.5$$

$$\text{Rendimiento efectivo} = \frac{250 \text{ mts}}{3.5} = 71.4 \text{ mts.}$$

Consideramos el valor de la barra de 4.0 mts por ser intermedio.

Cargo por m3

$$\frac{\$ 475.00}{71.4 \text{ mts} \times 1.2 \times 1.2} \times \frac{5}{5.0} = \$ 5.8/m^3$$

2) Poblado y tronado

Una cuadrilla compuesta de un poblador, un cargador y un ayudante, pueden preparar para tronar 50 m3/h.

Costo cuadrilla

	Salario	S.S.	Total sin 7° dia
1 poblador	47.00	7.49	54.49
1 cargador	37.00	5.90	42.90
1 ayudante	33.00	5.26	38.26
			<u>135.65/día</u>

Considerando 7° día

$$\frac{\$ 135.65/\text{día} \times 381.5}{2400} = \underline{\$ 21.56/\text{hora}}$$

Cargo por m3

$$\frac{\$ 21.56/\text{hora}}{50 \text{ m3/h}} = \underline{\$ 0.43/\text{m3}}$$

3) Consumo de explosivos y accesorios

Podemos considerar un consumo de explosivos de 0.4 kg/m3, de los cuales 25% de dinamita y 75% de Mexamon.

Materiales por m3

Costo dinamita	\$ 9.00/kg
Costo mexamon	\$ 3.50/kg

Dinamita

0.4 x 0.25 x \$ 9.00/kg \$ 0.90/m3

Mexaamon

0.4 x 0.75 x \$ 3.50/kg \$ 1.05/m3

Estópinos uno por barreno

Costo estópinos \$ 5.00/pieza

$\frac{\$ 5.00/pieza}{5 m \times 1.2 \times 1.2} = \$ 0.69/m3$

Alambre de conexión y conducción

Costo por metro \$ 0.50/m

$\frac{7 mts/barreno \times \$ 0.50/m}{5 m \times 1.2 \times 1.2} = \$ 0.48/m3$

C) CARGA Y ACARREO

Para seleccionar la roca, separar desperdicio y -
cargar, podemos utilizar:

1 Pala 3/4 yd3	_____	\$ 130.67/h	_____	\$ 130.67/h
1/3 tractor D-8	_____	\$ 243.86/h	_____	\$ 81.29/h
				\$ 211.96/m3

Rendimiento Pala

Rendimiento para roca bien tronada

Podemos considerar profundidad óptima y giro de -
90 grados

R = 95 yd3/h (de material medido en banco)

En este caso se considera como banco el material-
ya tomado, abundado.

Factores de corrección

Eficiencia	0.75
Para pasar a m3	0.765
Para medir en la mampostería	0.85

Se considera que un m3 suelto o en camión nos da-
0.85 m3 de mampostería.

Cargo por selección y carga

$$R \text{ efectivo} = 95 \text{ yd}^3/\text{h} \times 0.75 \times 0.765 \times 0.85 = 46 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\frac{211.96/\text{h}}{46 \text{ m}^3/\text{h}} \quad \$ \quad 4.61/\text{m}^3$$

Acarreo

Ciclo de camiones

$$4 \text{ m}^3 \times 0.85 = 3.40 \text{ m}^3$$

t. de carga

$$\frac{3.40 \text{ m}^3 \times 60 \text{ min}/\text{h}}{46 \text{ m}^3/\text{h}} \quad 4.4 \text{ min}$$

Acarreo cargado a 20 km/h

$$\frac{5 \text{ km} \times 60}{20 \text{ km}/\text{h}} \quad 15.0 \text{ min}$$

Acarreo vacio a 30 km/h

$$\frac{5 \text{ km} \times 60}{30 \text{ km}/\text{h}} \quad 10.0 \text{ min.}$$

Acomodo y descarga 1.0 min
30.4 min

Costo por acarreo

$$\frac{30.4 \text{ min} \times \$ 37.42/h}{60 \text{ min/h} \times 3.40 \text{ m}^3} = \$ 5.57/m^3$$

RESUMEN PUNTO 1 OBTENCION Y ACARREO DE ROCA

a) Despalme	\$ 0.36/m ³
b) Explotación banco de roca	
1. Barrenación	\$ 12.19/m ³
2. Poblado y tronado	\$ 0.43/m ³
3. Explosivos y accesorios	\$ 3.13/m ³
c) Carga y acarreo	<u>\$ 10.18/m³</u>
	\$ 26.29/m ³

II) A R E N A

a) Extracción y paso por la criba, estas dos manio
bras las podemos considerar dentro de una sola operación.

Estos los ejecutaremos a mano.

Cuadrilla	Salarios	S.S.	Total sin 7° día
1 Cabo	54.00	8.61	62.61
10 Peones	325.00	64.00	<u>389.00</u>
			\$ 351.61/día

Incluyendo 7° día

$$\frac{\$ 451.61/\text{día} \times 381.5}{2400} = \$ 71.79/\text{hora}$$

Rendimiento de un peon, extrayendo arena y pasándola a través de la criba, lo podemos considerar de 0.80 m³/h, que -- aplicándole el coeficiente de eficiencia o corrección horario nos da un rendimiento efectivo de:

$$R = 0.80 \text{ m}^3/\text{h} \times 0.833 = 0.67 \text{ m}^3/\text{h}$$

Cargo por m³ de extracción y cribado

$$\frac{\$ 71.79/\text{h cuadrilla}}{0.67 \text{ m}^3/\text{h peon} \times 10 \text{ peones}} = 10.71/\text{m}^3 \text{ de arena}$$

b) Carga o camión

Rendimiento peon cargando camión = 1.15 m³/h, aplicando factor 0.83.

$$R = 1.15 \text{ m}^3/\text{h} \times 0.33 = 0.96 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Cargo por carga

$$\frac{\$ 71.79/\text{h}}{0.96 \text{ m}^3/\text{h} \times 10} = \$ 7.48/\text{m}^3 \text{ de arena}$$

c) Camión parado durante la carga

Para el tiempo de carga suponemos que por limitaciones de espacio cada camión es cargado por 5 peones.

t de carga

$$\frac{4 \text{ m}^3}{5 \times 0.96/\text{m}^3/\text{h}} = 0.83 \text{ h}$$

Cargo por camión parado

$$\frac{\$ 22.59/h \times 0.83 h}{4 m^3} = \$ 4.69/m^3 \text{ arena}$$

d) Acarreo a 15 km

Velocidad cargado 20 km/h

Velocidad vacío 40 km/h.

Tiempo de ida

$$\frac{15 \text{ km}}{20 \text{ km/h}} = 0.75/h$$

Tiempo de regreso

$$\frac{15 \text{ km}}{40 \text{ km/h}} = 0.38; \quad 0.38 \text{ h} + 0.75 \text{ h} = 1.13 \text{ h.}$$

Cargo por acarreo

$$\frac{1.13 \text{ h} \times \$ 37.42/h}{4 m^3} = \$ 10.57/m^3 \text{ de arena}$$

RESUMEN COSTO ARENA

a) Extracción y cribado	\$ 10.71/m ³
b) Carga a camión	\$ 7.48/m ³
c) Camión parado en la carga	\$ 4.69/m ³
d) Acarreo	\$ 10.45/m ³
	\$ 33.45/m ³

Cargo por m³ de mampostería

Se consumen 0.3 m³/arena por m³ de mampostería, podemos considerar un 5% de desperdicio.

$$\$ 33.45/m^3 \times 0.3 \times 1.05 = \$ 10.54/m^3$$

III) AGUA, OBTENCION Y ACARREO A 3 KM.

a) Carga con bomba de 2" ø

Rendimiento de la bomba de 2" : 10 000 galones por hora

Tiempo de carga

$$\frac{5\ 000\ \text{lbs} \times 60\ \text{min/h}}{10\ 000 \times 3.785\ \text{lbs/h}} = 8\ \text{min}$$

Considerando una eficiencia del 75%

$$\frac{8}{0.75} = 10.7\ \text{minutos}$$

Cargo por bomba

$$\frac{10.7\ \text{min} \times 12.32/\text{h}}{60\ \text{min/h} \times 5\ \text{m}^3} = \$\ 0.44/\text{m}^3$$

b) Camión parado durante la carga

$$\frac{10.7\ \text{min} \times \$\ 23.97/\text{h}}{60\ \text{min/h} \times 5\ \text{m}^3} = \$\ 0.85/\text{m}^3$$

c) Acarreo y descarga

Ida a 15 km/h

$$t\ \text{ida} \frac{3\ \text{km}}{15\ \text{km/h}} = 0.2\ \text{h}$$

Regreso a 25 km/h

$$t\ \text{regreso} \frac{3\ \text{km}}{25\ \text{km/h}} = 0.12\ \text{h}$$

Ida y regreso = 0.32 h

Descarga 15 minutos

$$\frac{15\ \text{min}}{60\ \text{min/h}} = 0.25\ \text{h}$$

Tiempo total 0.57 h

Cargo por m3 de agua

$$\frac{0.57 \text{ h} \times \$ 38.62/\text{h}}{5 \text{ m}^3} = \$ 4.40/\text{m}^3 \text{ de agua}$$

RESUMEN AGUA

a) Carga	\$ 0.44/m3
b) Camión parado en la carga	0.85/m3
c) Acarreo y descarga	<u>4.40/m3</u>
	\$ 5.69 m3 (de agua)

Un m3 de mampostería consume 0.5 m3 de agua incluyen do la necesaria para mojar las piedras y humedecer el talud.

Cargo por m3 de mampostería

$$\$ 5.69/\text{m}^3 \times 0.5 \quad \$ 2.85/\text{m}^3$$

IV) MANIOBRAS DEL CEMENTO

El cemento se entrega al contratista en la estación-L.A.B. los carros del ferrocarril, dentro del precio unitario de be incluir:

Descarga del FF.CC. al camión, acarreo a la bodega - de la obra, descarga en la bodega, carga de la bodega al camión, acarreo al sitio de utilización y descarga.

De acuerdo con lo anterior, tendremos dos maniobras- de carga y descarga y 30 km de acarreo total.

a) Maniobras de carga y descarga

Se ejecutarán con una cuadrilla de 1 cabo y 10 peones

Costo cuadrilla	Salarios	S.S.	Total sin 7° día
1 cabo	54.00	8.61	62.61
10 peones	325.00	64.00	389.00
			\$ 451.61/h

Incluyendo 7° día

$$\frac{\$ 451.61/\text{día} \times 381.5}{2400} = 71.79/\text{hora}$$

Rendimiento de un peón

Cargando cemento 1.1 t/h

descargando cemento 1.7 t/h

Cargo por maniobras de carga

$$\frac{2 \times \$ 71.79/\text{h}}{1.1 \text{ t/h} \times 10} = 13.05/\text{ton}$$

Cargo por maniobras de descarga

$$\frac{2 \times \$ 71.79/\text{h}}{1.7 \text{ t/h} \times 10} = \$ 8.45/\text{ton.}$$

b) Camión parado en cargas y descargas

Tiempo de carga por maniobra

$$\frac{5 \text{ ton}}{1.1 \text{ t/h} \times 10} = 0.45 \text{ h/maniobra}$$

Cargo por tonelada (dos maniobras)

$$\frac{2 \times 0.45 \text{ h} \times \$ 20.88/\text{h}}{5 \text{ ton}} = \$ 3.76/\text{ton.}$$

Tiempo de descarga por maniobra

$$\frac{5 \text{ ton}}{1.7 \text{ t/h} \times 10} = 0.29/\text{h maniobra}$$

Cargo por tonelada (dos maniobras)

$$\frac{2 \times 0.29 \text{ h} \times \$ 20.88/\text{h}}{5 \text{ ton}} = \$ 2.42/\text{ton}$$

c) Acarreo

Velocidad cargado 25 km/h

Velocidad vacio 40 km/h

Tiempo de acarreo

Ida

$$\frac{30 \text{ km}}{25 \text{ km/h}} = 1.2 \text{ h}$$

Regreso

$$\frac{30 \text{ km}}{40 \text{ km/h}} = 0.75 \text{ h}$$

$$1.95 \text{ h}$$

Cargo por tonelada

$$\frac{1.95 \text{ h} \times \$ 35.53/\text{h}}{5 \text{ ton}} = \$ 13.86/\text{ton}$$

RESUMEN CEMENTO

a) Maniobras de carga y descarga	\$ 21.50/ton
b) Camión parado en cargas y descargas	\$ 6.18/ton
c) Acarreo	\$ 13.86/ton
	<hr/>
SUMA	\$ 41.54/ton

Consideramos un consumo de medio de 110 Kg/m3 de mampostería.

Cargo por m3 de mampostería

\$ 41.54/ton x 0.110 ton/m3 = \$ 4.57/m3

V) FABRICACION DE LA MAMPOSTERIA

La cuadrilla para la fabricación de la mampostería la forman:

1 albañil

1.5 peones

El medio peon es para la fabricación del mortero, se considera que puede abastecer a 2 albañiles.

Costo Cuadrilla

	Salario	S.S.	Total sin 7° día
1 Albañil	43.00	6.85	\$ 49.85/día
1.5 peones	48.75	9.60	\$ 58.35/día
			\$ 108.20/día

Por 7° día

\$ $\frac{108.20/día \times 381.5}{300}$ = 137.59/día

Rendimiento cuadrilla

Podemos considerar que esta cuadrilla puede fabricar 2.5 m3/día (efectivo)

Cargo por m3

$$\frac{\$ 137.59/\text{día}}{2.5 \text{ m}^3/\text{día}} = \$ 55.04/\text{m}^3$$

R E S U M E N

I)	Obtención de roca	\$ 26.29/m3
II)	Arena	10.54/m3
III)	Agua	2.85/m3
IV)	Cemento	4.57/m3
V)	Fabricación	55.04/m3
	Suma cargos directos	\$ 99.29/m3
	Indirectos y utilidad 38%	37.70/m3
		<hr/>
		\$ 136.99/m3

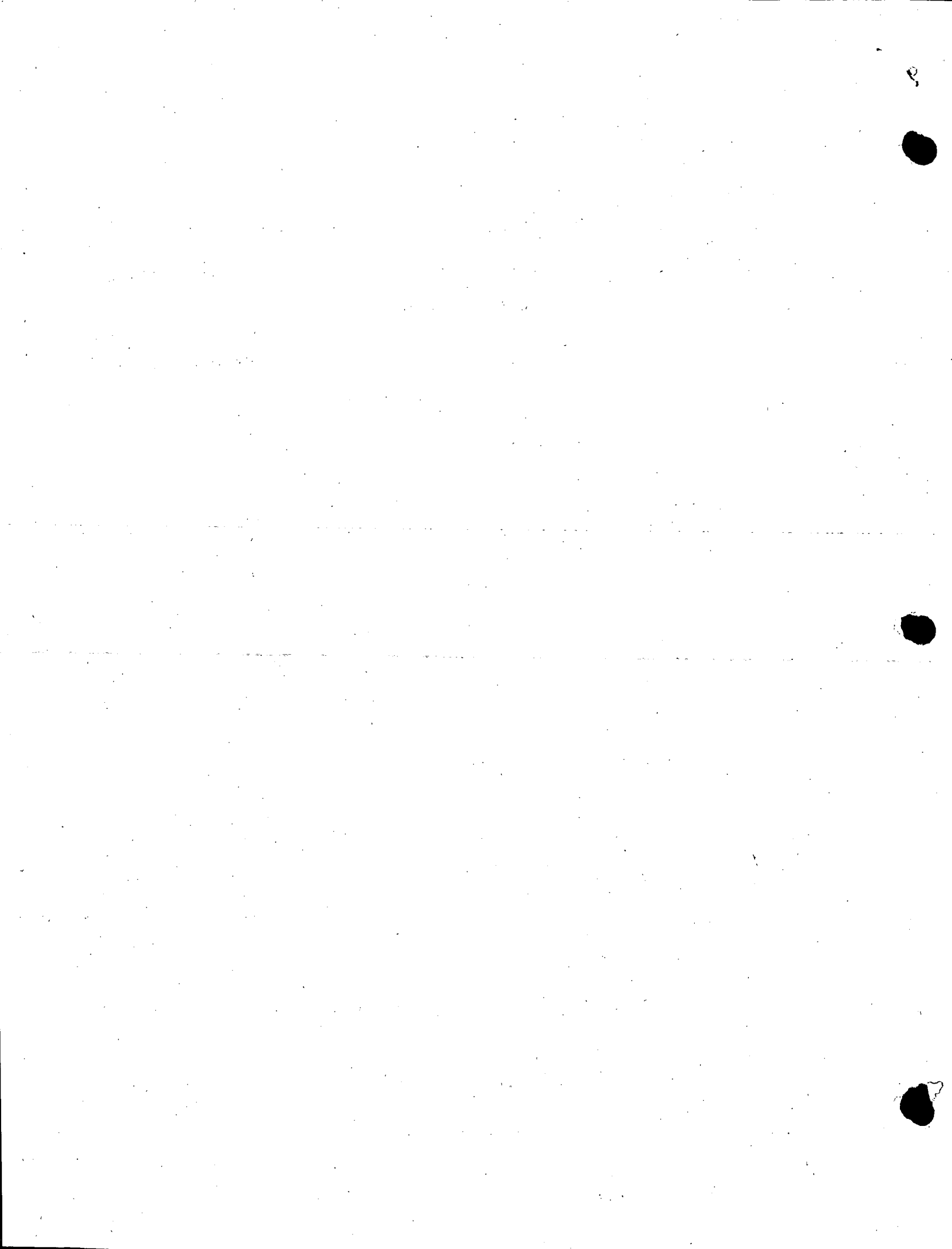
CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

INTEGRACION Y PRESENTACION DE CONCURSOS

TEMA "D"

d.3.) Residencias de Proyectos

ING. GERARDO TENA OROZCO
Noviembre 16, 1978



T E M A D

d.3 Residencias de Proyectos

Requerimientos de Personal para los trabajos de Estudios-
y Proyectos en una Zona de Riego.

Se pueden presentar dos tipos de obras a realizar a-
saber:

- a) Zona de Riego nueva
- b) Rehabilitación de un Distrito

ESTUDIOS

a) En la apertura de Zonas de Riego nuevas, de acuerdo a la ex-
periencia, se tendrán por cada 100 Ha de proyecto aproximada
mente 1 km de canal y de 0.8 km a 1.0 km de drenes.

Los trabajos a desarrollar son, en lo que corresponde a Estu
dios:

Estudios Topográficos	Localización
	Trazo
	Nivelación
	Secciones transversales
Estudios Geotécnicos	

Estudios Topográficos.-

Localización. Se realiza mediante brigadas que comprenden:

- 1 topógrafo
- 1 chofer
- 6 ó 7 peones

El rendimiento de una brigada en región tropical y monte virgen es aproximadamente de 500 m/día.

Trazo Mediante brigadas integradas por:

1 topógrafo

1 chofer

5 peones

El rendimiento para las condiciones ya mencionadas es de 500 m/día.

Nivelación Brigadas compuestas de:

1 Nivelador

1 Chofer

4 peones

Que rinden aproximadamente 1 500 m/día.

Secciones transversales Brigadas compuestas por:

1 nivelador

1 chofer

6 ó 7 peones

Con rendimiento de 400 m/día aproximadamente.

Estudios Geotécnicos

También son realizados por brigadas que se integran con:

1 Ingeniero Civil

1 Muestreador

1 Chofer

5 a 10 peones

Los cuales realizan sondeos sobre los trazos a cada 500 m (a cielo abierto) y estudios de banco. Un peón haciendo pozos puede realizar alrededor de 1 pozo/día. (2 a 3 m³)

b) En rehabilitaciones se puede omitir la localización, permaneciendo los demás conceptos.

En estudios se requerirá igual número de personal para brigadas pero con rendimientos diferentes, como se indica:

Trazo:	1 000 m/día
Nivelación:	1 500 m/día
Secciones	600 m/día

El personal para estudios de geotecnia es el mismo que en zonas nuevas.

P R O Y E C T O S

Tanto en zonas nuevas como en rehabilitaciones se requiere de personal de Proyectos.

Oficina de Proyectos

El rendimiento de esta oficina se estima en concursos por año.

En general, es práctica de la SARH en lo referente a Obras de Grande Irrigación, realizar concursos con importes -- que oscilen entre \$ 35 M y \$ 50M, aunque puede haber situaciones particulares que tengan diferente tratamiento. Esto, por supuesto se refiere a zonas de riego.

Actualmente, se tiene en zonas de riego nuevas un costo por Ha que varía de \$ 30 000 a \$ 40 000 en promedio. Para las rehabilitaciones el costo varía de \$ 15 000/Ha a \$ 20 000/Ha

Para fines de programación de personal de proyectos se considera que un proyectista y un dibujante rinden 1 concurso/año y que al aumentar el número de concursos disminuye el de proyectistas en relación con el número de dibujantes, de manera que 8 a 10 concursos requerirán de 4 a 5 proyectistas y de 8 a 10 dibujantes.

Laboratorio de Materiales

Se compone generalmente de:

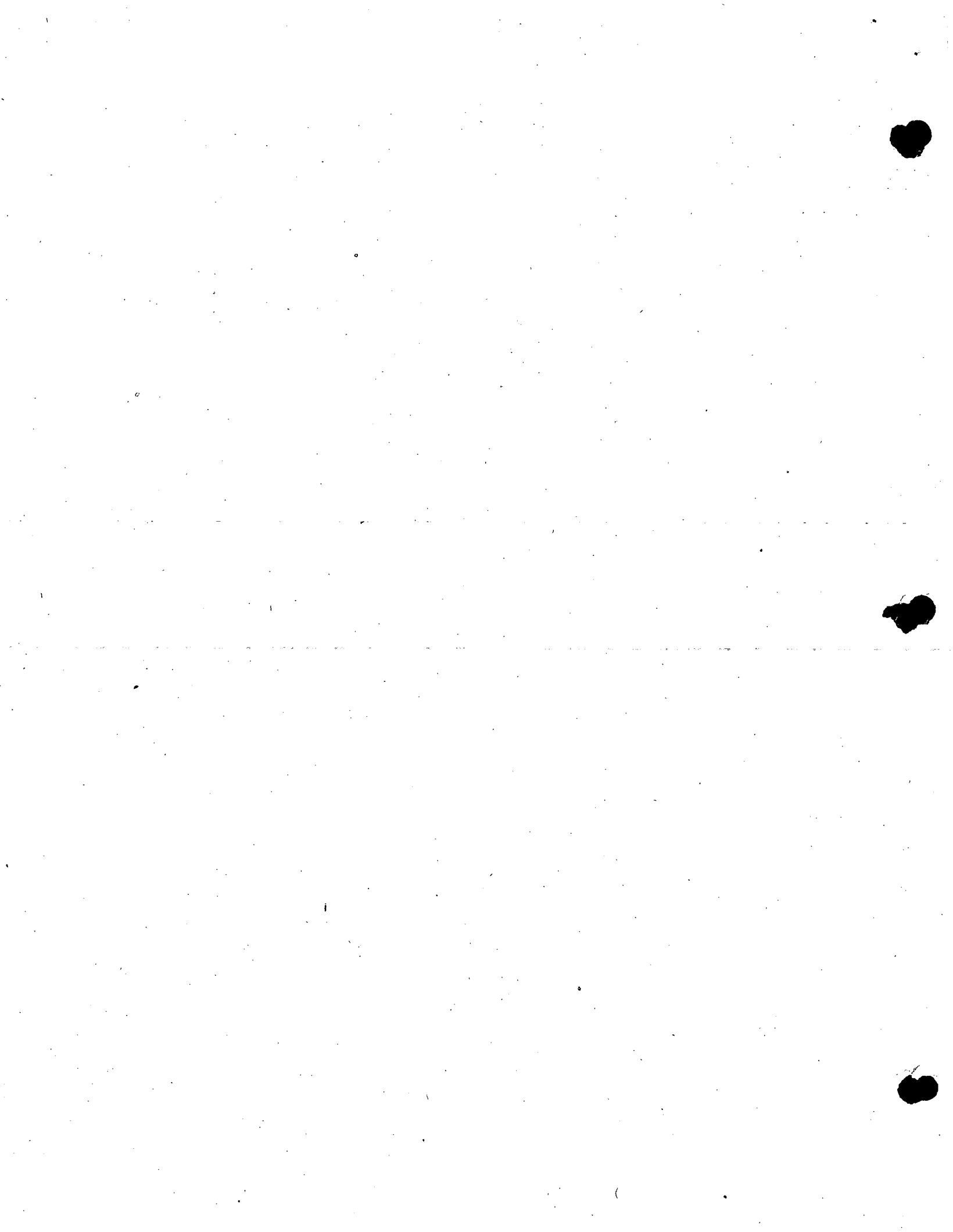
- 1 Jefe de Laboratorio
- 1 Secretaria
- 1 Dibujante
- 1 Chofer

Los que auxiliados por dos operarios rinden un concurso/año, pudiéndose aumentar el número de operarios según las necesidades de la obra.

CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS
DE RIEGO, SARH

EL METODO DE LA RUTA CRITICA

CARLOS TERCERO BONIFAZ
Noviembre, 1978



EL METODO DE LA RUTA CRITICA

Por el Ing. Civil *Carlos TERCERO BONIFAZ.*

INTRODUCCION

Estos apuntes tienen, como objeto principal, servir de guía a todas aquellas personas que estén aplicando el Método de la Ruta Crítica, o vayan a aplicarlo.

No se pretende que sea un libro de texto, sino más bien una herramienta de trabajo, sobre todo cuando se esté siguiendo el sistema manual.

Toda persona que desee ampliar sus conocimientos, tanto en la forma de funcionamiento del método, como en los fundamentos matemáticos, puede hacerlo por medio de la bibliografía que se presenta al final de los apuntes, por lo que no entraremos en detalle en los métodos matemáticos. Sólo trataremos de dejar clara la aplicación manual, que es de mucha utilidad sobre todo para aquellas personas que por encontrarse en las obras, no consigan fácil acceso a la computadora electrónica, que facilita grandemente la aplicación del sistema.

1. *Qué es el Método de la Ruta Crítica.*

Es un sistema lógico y racional de planeación, programación y control, que permite a todas las personas que intervienen en la realización de un proyecto ver cuál es el modo más conveniente de ejecutarlo, programarlo en fechas de calendario y controlarlo más eficientemente que como se hacía con el sistema tradicional de barras.

Este método no modifica al sistema de programación, sino más bien da lugar a que se haga de una manera más ordenada y por consiguiente con mejores resultados. En él se planean simultáneamente y se programan todas las actividades que intervienen en la realización de un trabajo cualquiera, introduciendo actividades que normalmente se omiten en un programa de barras, como son proyectos,

adquisiciones, compras, etc., y que son indispensables para que pueda ejecutarse y terminarse la obra en el plazo fijado.

El método de la Ruta Crítica que también recibe el nombre de Camino Crítico, nos permite conocer cuáles actividades, dentro de todas las que forman un proyecto, son las que definen la duración total del proyecto. Estas actividades, encadenadas una después de la otra, son las que marcan la ruta crítica ya que cualquier adelanto o atraso en alguna de ellas, origina un adelanto o atraso en la terminación total del proyecto.

Por medio de un ejemplo se podrá comprender mejor cuál es esta Ruta Crítica.

Supóngase un viaje al extranjero, sea de placer o de negocios. Para poderlo realizar haremos primero un plan general que puede ser como sigue:

1. Conseguir el permiso en la dependencia a la que pertenecemos.
2. Conseguir dinero para realizar el viaje.
3. Mandar arreglar el coche.
4. Sacar el pasaporte.
5. Mandar hacer ropa.
6. Tiempo de traslado al sitio de destino.

Después de haber hecho nuestro plan general, vamos a programarlo por el Método de la Ruta Crítica para saber qué tiempo nos van a tomar todas estas actividades y por consiguiente cuándo vamos a llegar a nuestro sitio de destino.

Cada una de las actividades quedará representada por una flecha que nos indica el sentido en el que se va a desarrollar ésta. Hay que tomar muy en cuenta que esta flecha no es vector ni tiene dimensiones escalares, que puede tener cualquier sentido, ser recta o curva, hacia arriba o hacia abajo, o sea que nos representa gráficamente el desarrollo de nuestra actividad.

De acuerdo con este criterio nuestro plan a seguir quedará representado como se muestra en la Fig. 1.

Como se puede observar queda representada gráficamente nuestra planeación del viaje mostrando

tiempo de duración de nuestro plan, este camino, permiso, ropa, traslado, es el que recibe el nombre de Camino, Trayectoria o Ruta Crítica.

Los otros 2 caminos: permiso-dinero-coche-traslado y permiso-dinero-pasaporte-traslado tienen

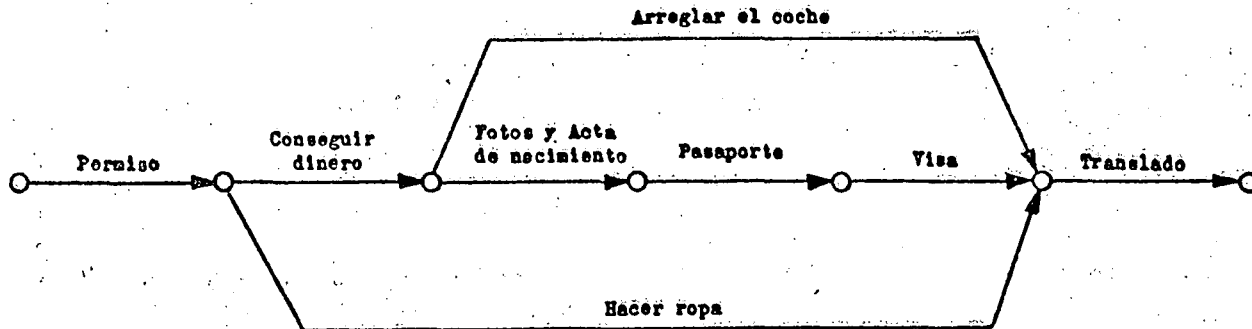


FIGURA 1.

las secuencias de cada una de las actividades, ya que no se podrá realizar una de ellas si antes no se han terminado aquellas que le anteceden y que son requisito indispensable para iniciar la que se está analizando.

Después de estar seguros de que el plan representado gráficamente como se indica es el correcto, pasamos a analizar y valorar cuánto tiempo es necesario emplear en cada una de esas actividades.

La actividad permiso nos toma	1 día
Conseguir dinero suficiente	2 días
Fotos y acta de nacimiento	2 días
Pasaporte	1 día
Visa	1 día
Arreglar el coche	7 días
Mandar hacer ropa	15 días
Traslado al sitio	4 días

Estas cantidades las ponemos arriba de sus flechas correspondientes y nos queda perfectamente bien definida la actividad y su duración.

Como siguiente paso vamos a determinar cuál es el tiempo necesario para llegar al sitio del viaje. Para esto basta con sumar el tiempo empleado en cada uno de los diferentes caminos a seguir y veremos que por el camino del arreglo del coche tardaremos 10 días para iniciar el traslado.

Por el camino del pasaporte, 7 días.

Por el camino de la ropa, 16 días.

Así es que como tardamos 4 días en el traslado llegaremos al sitio en 20 días.

El camino más largo es aquel que nos indica el

una duración menor; cualquier atraso en estos caminos mientras no pasa de 20 días no nos produce atraso en la duración total, por lo tanto tienen margen u holgura, o sea que no son críticos.

Si deseamos acortar la duración total nos bastará con acortar cualquiera de las actividades críticas para lograr disminuir el tiempo total, sin necesidad de cambiar para nada las duraciones de las actividades no críticas.

Los números encerrados en círculo nos indican la fecha de iniciación más próxima o primera, en que se pueden realizar las que nacen en los círculos que limitan las flechas que representan a cada actividad.

Haciendo un somero examen de estas fechas podemos concluir que las actividades dentro de la Ruta Crítica tienen forzosamente que iniciarse en esas fechas, si se desea realizar el proyecto en la fecha que nos marca el final del proceso; y que las no críticas pueden iniciarse posteriormente a esa fecha de iniciación primera sin afectar la duración total del proyecto.

De esta manera tan simple es como se trabaja con este sistema, pudiendo conocer de una manera sencilla qué actividades son críticas o claves, y cuáles no lo son y qué grado de importancia, por lo que respecta al tiempo, tienen con respecto a las que son críticas.

Las ventajas principales que se obtienen trabajando con este sistema, comparadas con el sistema tradicional de barras para programación, son innumerables, aquí sólo mencionaremos las principales:

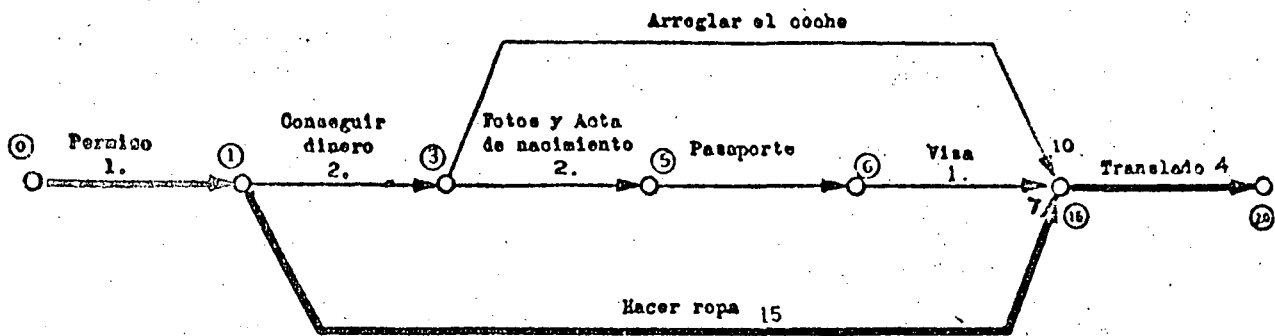


FIGURA 2.

1. El plan de trabajo queda representado gráficamente por medio del diagrama de flechas, que hace más fácil de interpretar el criterio que siguió la persona que trazó el plan, lo cual es bastante más difícil con el sistema de barras.

2. Al poder conocer cuáles actividades son críticas y cuáles no, se puede hacer una programación con fechas calendario, más racional, de acuerdo con las necesidades, recursos por utilizar, plan de inversiones, etc., que con el sistema de barras.

3. Por lo que respecta al control del trabajo, es más sencillo de ejecutar, ya que se ha observado que sólo un 10% del total de actividades son críticas, en la mayoría de los casos, por lo que éstas se vigilarán en primer grado de importancia. Los demás serán de segundo grado, aunque sin dejar por esto de ser también importantes. En el caso del diagrama de barras se tienen que vigilar todas las actividades.

4. Para los directivos de una obra es más fácil poder tomar una decisión, sobre todo en caso de atraso, concentrando la atención en las actividades críticas.

Estas son unas cuantas de las ventajas que se obtienen por medio del sistema de la Ruta Crítica. Posteriormente se irán analizando otras ventajas más, que hacen que este sistema sea superior, en cuanto a los resultados que de él se pueden obtener, a los métodos tradicionales de planeación, programación y control.

Significado de las iniciales C.P.M. y PERT.

El significado de las iniciales por las que se conoce al sistema son: *Critical Path Method* (Método de la Ruta Crítica). *Program Evaluation and Review Technique* (Técnica de Valuación y Revisión del Programa).

El origen de ambos sistemas data de 1957. En ese tiempo la Marina de los Estados Unidos estaba trabajando en el Proyecto Polaris, teniendo que controlar a 3,000 proveedores.

Por el lado de la Marina se originó el PERT que está basado en leyes de probabilidades para la valuación de los tiempos de ejecución de cada actividad. Por el lado de la Remington Rand y la DuPont, se originó el C.P.M., en el que el tiempo de ejecución está estimado de acuerdo con la experiencia.

Ambos sistemas son muy similares; se obtiene la ruta crítica y las holguras de las actividades no críticas por el mismo procedimiento, partiendo de un diagrama de flechas.

La Marina de los EE. UU. afirma que con el uso del sistema, se logró una ganancia de dos años en el plazo fijado. A la fecha se tiene noticia de las diversas aplicaciones del sistema, en actividades totalmente ajenas a la ingeniería, como son en una operación de corazón, en la fabricación del modelo 63 de una marca de automóviles, en una fábrica de pan, etc.

2. Forma de trabajo.

Para lograr buenos resultados con la aplicación del método, es necesario seguir una rutina con objeto de sistematizarlo.

El orden a seguir es el siguiente:

1. Lista de actividades. Se deben poner en forma de lista todas las actividades que forman un proyecto, no importando si están en orden o no.

2. Secuencias. Se analiza cada una de las actividades del punto N° 1 indicando la secuencia que deben seguir.

3. Dibujo del diagrama. Consiste en mostrar gráficamente por medio de flechas las secuencias antes analizadas.

4. Valuación de tiempos. Se calcula el tiempo de duración de cada actividad, independientemente de las secuencias.

5. Obtención de Ruta Crítica y holguras. Se obtienen de acuerdo con los datos de los puntos anteriores.

6. Análisis. Se estudia si el tiempo de duración total obtenido en el punto 5 es el deseado o si es necesario modificar secuencias o tiempo de duración de las actividades para obtener el tiempo especificado.

7. Compresión del tiempo en función del costo. Cuando es necesario reducir el tiempo de duración de una o varias actividades con objeto de disminuir el tiempo total, se deberá hacer en función de la curva de costo directo de cada una de ellas.

8. Revisión y control. Un programa se debe mantener vivo mediante su revisión y control de ejecución periódica, para analizar qué sucede cuando se atrase o se adelante una actividad, y qué tan importante es este atraso o adelanto.

DESCRIPCION DE CADA CONCEPTO

1. *Lista de actividades.* Para poder ejecutar un proyecto es necesario conocer de qué actividades consta, y es muy conveniente colocarlas en una lista con objeto de no dejar a la memoria de una o varias personas los conceptos que forman el trabajo.

Esta lista de actividades se puede hacer a partir de conceptos generales, y ya definidos éstos se desglosarán en conceptos detallados tanto como se desee. Es muy importante hacer hincapié en que en esta lista deben estar incluidos todos los conceptos que forman el proyecto.

Los podemos dividir en tres grandes grupos:

1º Proyectos: generales, detallados, estudios, anteproyectos, etc.

2º Trámites: administrativos, especificaciones, concursos, fabricaciones, adquisiciones, transportes a la obra, inspección, etc.

3º Ejecución: todas aquellas actividades que pertenecen directamente a la ejecución, como son levantamientos detallados, caminos de acceso, construcción de cada parte que forma el proyecto, etc. Si el proyecto no es netamente ingenieril, a este grupo pueden pertenecer todas las actividades que no estén comprendidas dentro de los 2 grupos anteriores.

Al hacer la lista de actividades no es necesario que se tome en cuenta ni la cantidad de trabajo por ejecutar ni el tiempo en el que se deban efectuar, bastará con contestar la siguiente pregunta:

¿Qué vamos a hacer?

No es indispensable que la lista de actividades guarde un cierto orden, pero si es indispensable que en ella aparezcan todos los conceptos de que consta el proyecto, dependiendo del grado de detalle con que se desee elaborar el programa, sea que se trate de un programa general, o que se trate de programas detallados de cada concepto que forma el programa general.

2. *Secuencias.* Después de haber elaborado la lista de actividades como se indica en párrafos anteriores y de tener la seguridad que no se ha pasado por alto ningún concepto, se debe hacer un análisis de las secuencias de cada una de las actividades para poder contestar la pregunta:

¿Cómo lo vamos a hacer?

Teniendo como base la lista de actividades, se debe hacer el análisis de cada una por separado, y para esto bastará con tomar en cuenta estas condiciones:

a) ¿Qué actividad antecede inmediatamente a la analizada? Es decir, que para poder realizar la actividad de que se trata, es necesario que antes se hayan terminado alguna o algunas de las actividades de la lista, requisito indispensable para poder iniciar la actividad en estudio. Así, para poder colocar la cimbra de un cimiento es necesario antes hacer la excavación en donde va a alojarse.

b) ¿Qué actividad sigue inmediatamente a la analizada? O sea, después de haber realizado la actividad que estamos analizando, podrán empezar inmediatamente otras que tienen como requisito indispensable a la que está en estudio, así en el ejemplo anterior, después de haber colocado la cimbra, podremos colar el concreto del cimiento.

Estas dos condiciones son indispensables para poder establecer correctamente las secuencias de nuestro trabajo.

Es muy conveniente que se analicen las actividades una por una por separado, y que se coloque la secuencia de cada actividad en una lista, o en una tabla con objeto de no dejar a la memoria las secuencias, que nos servirán para hacer un buen diagrama de flechas, base fundamental del sistema.

Hay actividades que no son requisito indispensable anterior o posterior para la realización de una determinada actividad. A éstas las podemos considerar como *simultáneas*.

Para elaborar estas secuencias tampoco es necesario tomar en cuenta el tiempo de ejecución de las actividades. Esta fase se puede considerar como la planeación integral del proyecto por ejecutar.

Al establecer las secuencias se deben tomar en cuenta las siguientes limitaciones:

1. Limitación física. Depende de la naturaleza del proyecto.
2. Limitaciones de recursos. Dependen de los recursos de que se disponga para realizar el trabajo, éstos pueden ser de personal, equipo, etc.
3. Limitación por decisiones del responsable del proyecto.

Como se puede observar, las secuencias sólo pueden darlas personas con experiencia, conocimiento y criterio suficientes en ese tipo de trabajo, con objeto de que los resultados que se obtengan sean satisfactorios. Sería absurdo pensar en lograr una planeación correcta, si está hecha por personas que desconocen la forma como se deba desarrollar el proyecto en estudio.

Es por eso que al elaborar las secuencias deben concurrir los responsables de cada actividad para que indiquen qué requisitos se deben satisfacer en el desarrollo de la que les corresponde.

En el siguiente capítulo se indican dos formas de dejar establecidas por escrito las secuencias, sea en forma de lista o sea en forma de tabla.

3. Dibujo del diagrama.

El diagrama de flechas o diagrama de actividades, es la representación gráfica de la planeación del proyecto.

El éxito del sistema radica en una buena elaboración del diagrama de actividades, que debe estar basado en la lista de éstas con sus secuencias correspondientes. Es por eso que en este capítulo vamos a sentar las bases para una correcta elaboración. Se puede afirmar con seguridad que esta parte es la que les ha costado más trabajo a aquellas personas que empiezan a tratar con el método.

Un diagrama debe estar formado por actividades, y por eventos o nudos.

Una actividad queda representada por una flecha cuya dirección indica el sentido en el que se desarrolla la actividad, así el principio de la flecha nos marca la iniciación, y la punta la terminación.

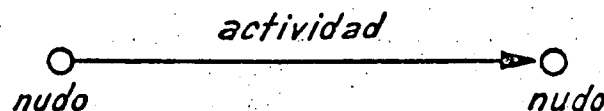
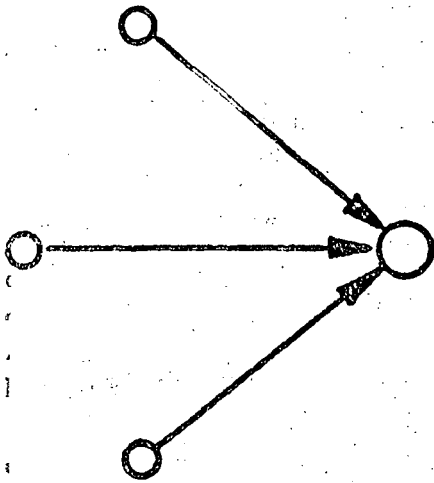


FIGURA 3

Las actividades quedan limitadas por nudos o eventos, que son acontecimientos que suceden cuando principian o terminan una o varias actividades que concurren a ese nudo o evento, en lo sucesivo lo denominaremos nudo.

Así a un nudo podrán llegar varias actividades y salir otras, que están limitadas por nudos.



Las flechas no deben tener medida, y no importa su forma, pueden ser rectas o curvas, ascendentes o descendentes, estar en una línea o ser quebradas, no están a escala ni son vectores, sirven sola-

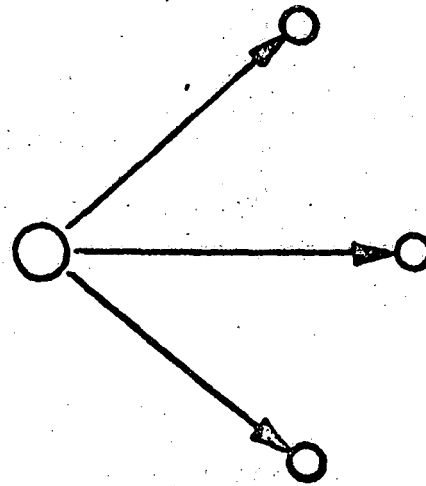
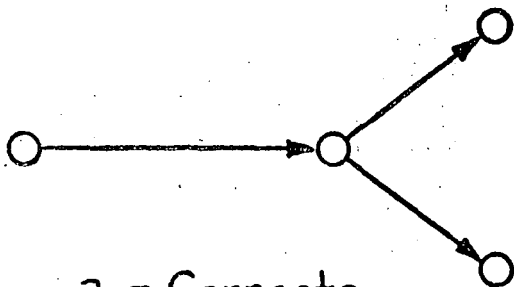


FIGURA 4

mente para representar tanto el sentido en que se desarrolla la actividad, como la secuencia o relación que tiene con otras.



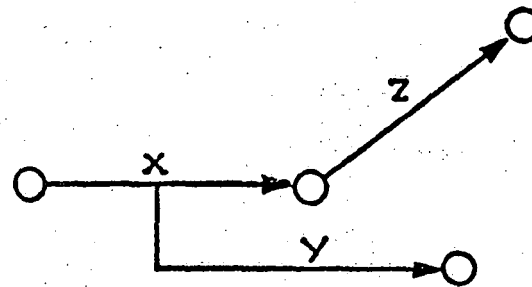
a.- Correcto

La única condición que deben cumplir las flechas, es que representen fielmente nuestro plan, y que una actividad no puede empezar hasta que no esté terminada la que le antecede, no deben salir flechas a la mitad de otra, sólo pueden llegar o salir de los eventos o nudos.

El caso de la Fig. 5 b es muy común, nos indicaría que la actividad Y puede empezar cuando se ha ejecutado un cierto porcentaje de la actividad X. Para que quede correctamente interpretado, nos bastará con dividir a X en porcentajes, entonces se podría decir que Y puede empezar cuando se haya ejecutado, por ejemplo, un 60% de X.

Esta condición la podemos representar como se indica en la Fig. Núm. 6.

También muy frecuentemente sucede que una actividad es posterior a otras dos, y que una tercera sólo es posterior a una de ellas:



b.- Incorrecto

FIGURA 5

C es posterior a A y B.

D es posterior sólo a A.

Para poder hacer la representación correcta, es necesario hacer uso de un artificio que llamaremos:

Actividades de Liga o ficticias (*Dummy*) cuya duración es *cero* sirven para indicar la liga que

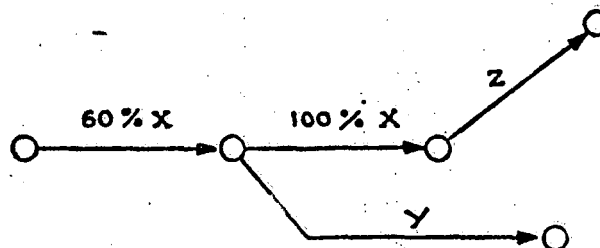
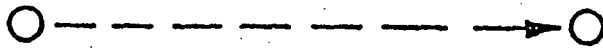


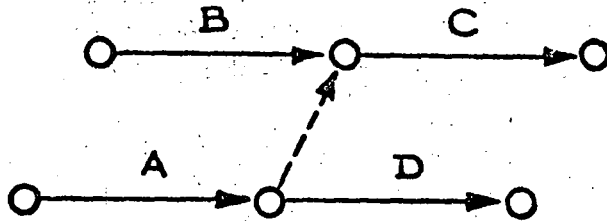
FIGURA 6

pueda existir entre dos actividades, de manera de conservar la secuencia del plan propuesto.



Actividad de Liga o ficticia

FIGURA 6 bis

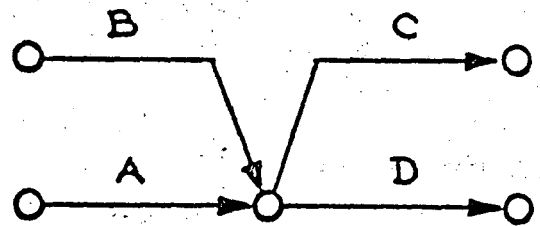


a) - Correcto

Estas actividades de liga quedan representadas por flechas punteadas.

Actividad de Liga o ficticia

Haciendo uso de las ligas el plan propuesto lo podemos representar de la siguiente forma:



b) - Incorrecto

FIGURA 7

La Fig. 7 b es incorrecta pues nos indica que C es posterior a A y B, pero D también es posterior a A y B, que no coincide con el plan de que D sólo sea posterior a A.

Para dejar en claro el uso correcto que se debe hacer de las ligas veamos el siguiente ejemplo:

Se tiene que levantar una columna metálica que está apoyada sobre un cimiento.

Lista de actividades:

1. Excavar cimiento.
2. Hacer cimiento.
3. Fabricar y transportar la columna al sitio de erección.
4. Colocar la columna en su sitio.
5. Rellenar la excavación del cimiento.

La secuencia será:

Concepto	Antes	Después
1. Excavación	2. Cimiento
2. Cimiento	1. Excavación	4. Colocar.
		5. Rellenar
3. Fab. y trans.	4. Colocar en su sitio
4. Colocar columna	2. Cimiento
.....	3. Fab. y trans.
5. Relleno	2. Cimiento

El diagrama de actividades queda:

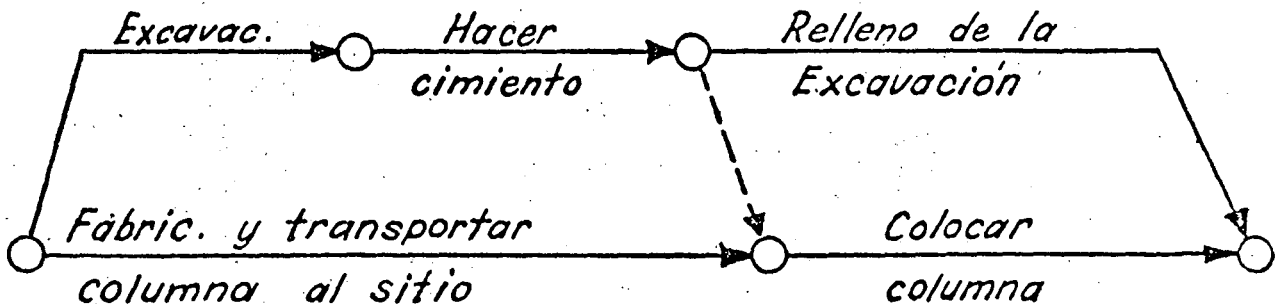


FIGURA 8

Revisando el diagrama vemos que está de acuerdo con la secuencia propuesta. De no haber hecho

uso de la actividad de liga se habría caído en el error de hacer depender el relleno, de la fabrica-

ción y transporte de la columna, además de la construcción del cimiento, lo que sería incorrecto, pues no cumple con las condiciones del plan.

En el uso correcto de las actividades de liga radica el éxito de la elaboración de un diagrama, que represente la realidad de nuestro proyecto estudiado con la lista de actividades, y sus secuencias correspondientes.

De la elaboración correcta del diagrama de actividades depende que los resultados que de él se obtengan sean satisfactorios. Por eso es muy importante que después de haberlo elaborado se revise concienzudamente, hasta que se tenga la seguridad de que está representando íntegramente la planeación del proyecto.

Es muy común, sobre todo al principio, que los diagramas estén mal trazados, pero con un poco de tiempo se adquiere la habilidad necesaria para ir corrigiendo los pequeños errores que se presentan. En donde estriba principalmente la dificultad, es en el uso correcto de las actividades de liga.

Como se dice en párrafos anteriores en muchas ocasiones no es conveniente ni necesario terminar totalmente una actividad, para poder iniciar la que

aconsejable ir colocando en cada actividad parcial la cantidad acumulada; así, si se trata de porcentaje y está dividido en 20% cada una, se pondrá 20%, 40%, 60%, 80%, 100%.

De esta manera para poder conocer la cantidad que corresponde a esta actividad, bastará con leer la inmediata anterior. De otra manera, para saber el total que se lleva hasta la actividad que se está leyendo, se tendría que sumar desde el principio, lo que puede ser muy laborioso, si se trata de un diagrama con un número considerable de actividades.

Para dejar en claro el uso de las actividades de liga veamos el siguiente ejemplo:

Se trata de hacer una excavación en donde irá alojado un cimiento.

Primer caso.

Cuando se termina toda la excavación antes de iniciar la cimbra, y el concreto se coloca después de terminar ésta.

Cuando se excava el 50%, para colocar el 50%

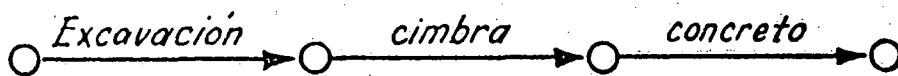


FIGURA 9

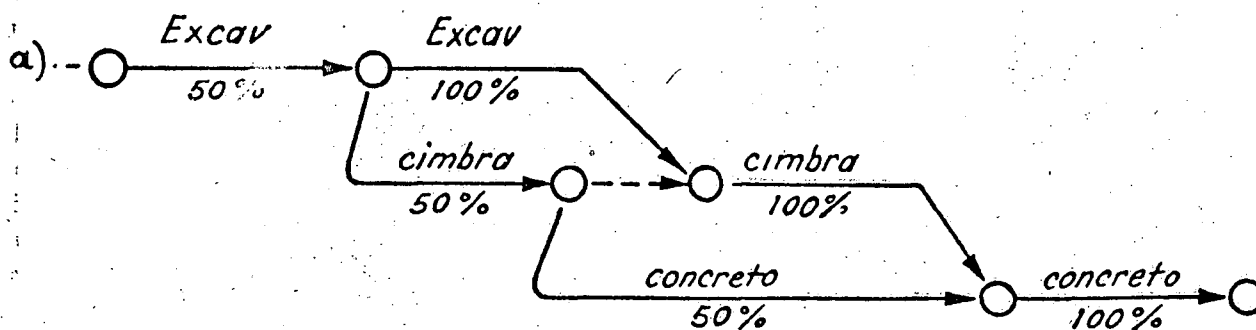


FIGURA 9 bis

sigue inmediatamente. Para representar esta condición se divide en partes proporcionales, sea que se use un porcentaje de la actividad total o que una parte del total sea la unidad longitud, volumen, etc., o una parte de la cantidad de obra por hacer.

Para comodidad de lectura en el diagrama, es

de la cimbra, y posteriormente el 50% de concreto; ya terminados estos primeros 50% respectivos se harán los siguientes 50% para completar el trabajo.

Otra forma de representarlo:

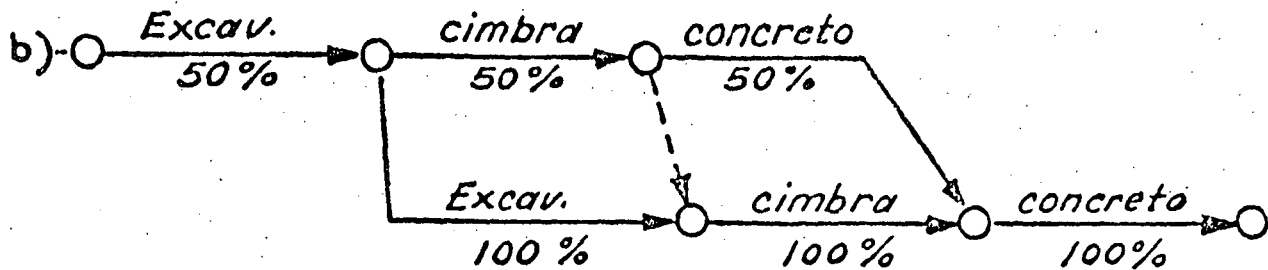


FIGURA 10

Segundo caso.

Cualquiera de estas dos formas es correcta. El caso a) tiene la ventaja de que en el mismo renglón está el concepto excavación, en el siguiente el concepto cimbra y en el último el de concreto. En el caso b) cada renglón muestra toda la secuencia para cada parte parcial del trabajo completo. El usar una u otra forma dependerá de la conve-

Como regla para verificar si el diagrama se está elaborando correctamente, cuando a un nudo llegan 2 ó más actividades y de él salen 2 ó más actividades, se debe checar si todas las que llegan al nudo son requisito anterior para las actividades que se originan en el nudo. Si alguna de las que llegan es requisito solamente para una de las que

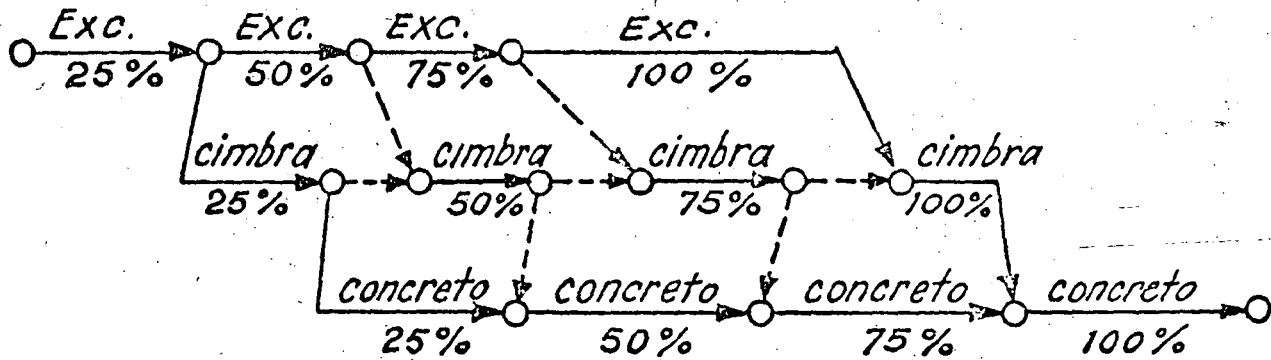


FIGURA 11

nencia de quien elabore el diagrama ya que de cualquier manera se obtiene el mismo resultado.

Tercer caso.

Cada concepto se ejecuta en 25%.

salen, se deberán separar por medio de actividades de liga, que dejen definida correctamente la secuencia, como se muestra en la Fig. 12.

De preferencia, la persona que establece las secuencias debe hacer el diagrama de actividades. En caso de que no suceda así, es necesario que esa persona sea la que revise cuidadosamente el

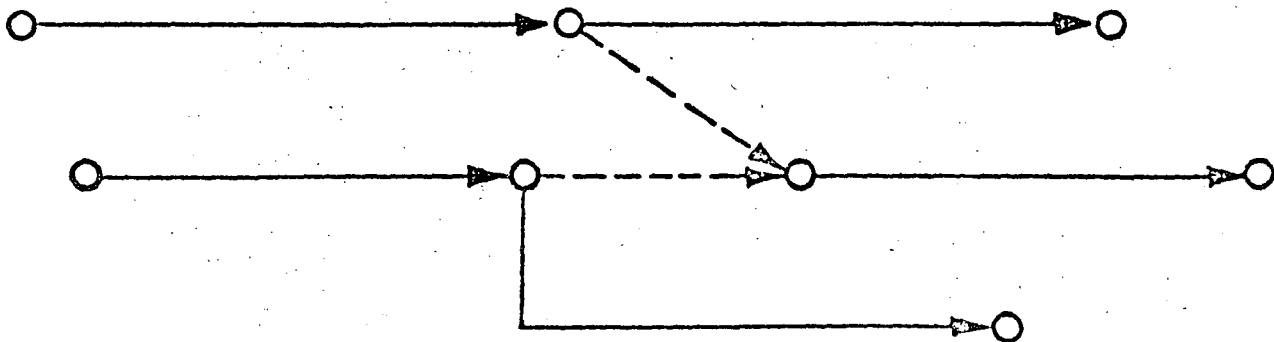


FIGURA 12

diagrama, con objeto de que represente correctamente la planeación propuesta.

En párrafos anteriores se ha hablado de subdividir las actividades en porcentajes, en la práctica esta subdivisión se podrá hacer en fracciones de la cantidad total de obra por ejecutar, sea en volumen, longitud, superficie, etc.

Tabla de secuencias y lista de secuencias

Aun cuando muchas personas prefieren dibujar el diagrama a partir de la lista de actividades, estableciendo la secuencia al dibujar cada actividad,

Lista de actividades con secuencias

En la lista de actividades, elaboradas como se indicó en la parte primera de los apuntes, se dejan dos columnas para indicar en una "Antes", y en la otra "Después", de manera similar a como se hizo en el ejemplo de la Fig. 8. Bastará con colocar en seguida de cada actividad, el número de la que le sea posterior, en la columna "Después".

Ya establecidas las secuencias por medio de cualquiera de los dos sistemas antes descritos, es mucho más fácil dibujar el diagrama, que si se pasa

TABLA DE SECUENCIAS

Después / Antes	1	2	3	4	5	6
1				X		X
2					X	
3						
4		X	X			
5						
6		X				

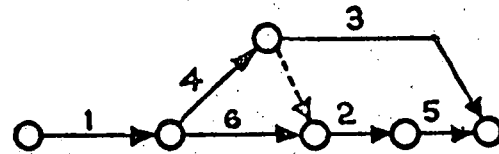


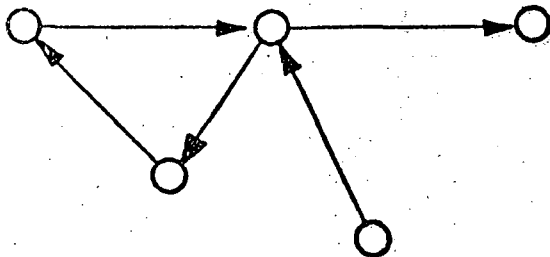
FIGURA 12 bis

es aconsejable hacer uso de cualquiera de estas dos formas para establecer la secuencia.

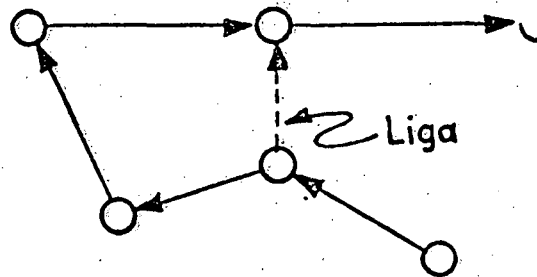
En esta tabla se indican con una cruz en los renglones, las actividades que siguen inmediatamente a la analizada; y en las columnas, las que inmediatamente anteceden. La numeración del primer renglón, es la misma que la de la primera columna, y corresponde a la numeración arbitraria que se le dé a la lista de actividades.

directamente de la lista, estableciendo secuencias al dibujar.

Al dibujar el diagrama se debe evitar que se produzcan circuitos cerrados o *loops*, ya que al hacer el cálculo de tiempos se establecería un círculo vicioso. La forma de evitar que esto suceda es separando por medio de actividades de liga las que producirían el circuito cerrado.



a) Incorrecto



b) Correcto

FIGURA 13

Ligas y nudos ficticios

Las ligas y nudos ficticios se presentan cuando dos actividades parten de un mismo nudo y llegan juntas a otro.

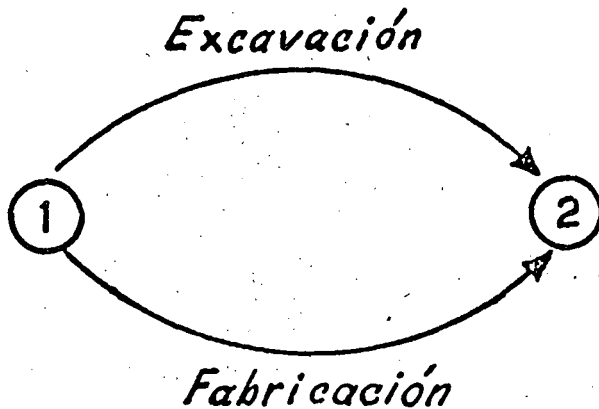


FIGURA 13 bis

Como los nudos quedan numerados para el cálculo, se prestaría a confusión el que dos actividades diferentes queden limitadas por los mismos números.

1-2 Excavación

1-2 Fabricación

Para evitar esta situación se introduce un nudo ficticio que separe a cada actividad. En la figura 14 el nudo 2 es ficticio.

1-2 Excavación

1-3 Fabricación

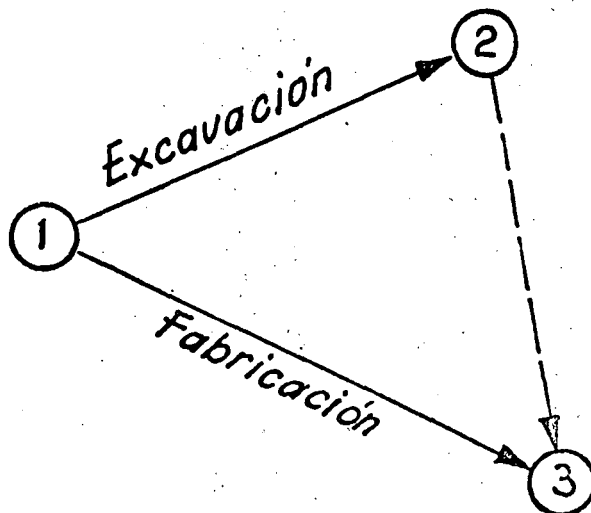


FIGURA 14

Al terminar de dibujar el diagrama, se debe hacer una revisión cuidadosa y si sobran actividades de liga se deben quitar, salvo en el caso de que se presenten nudos ficticios que deben dejarse por construcción.

Un diagrama siempre debe empezar en un nudo y terminar en un nudo, nunca deben quedar nudos sueltos, si esto sucede, significa que a la actividad que principia en el nudo suelto no le antecede ninguna otra y, por lo tanto, se debe unir con el nudo de origen. Si el nudo suelto está al final de una actividad, significa que no hay nada que sea posterior, por lo que se debe unir el nudo final del diagrama.

Hay que hacer notar que en el diagrama estamos mostrando solamente el plan de trabajo sin pensar en absoluto en fechas en las que se deban iniciar o terminar las actividades.

4. Valuación de tiempos.

Quién debe hacerla.

La valuación de los tiempos de duración de las actividades, la deben hacer las personas que tengan experiencia suficiente en el tipo de actividad a que se refiere cada concepto de la lista. Deberá estar de acuerdo con los recursos de que se disponga, así como las otras limitaciones que quedaron establecidas al hablar de las secuencias. De la correcta valuación de tiempos de duración dependerá que se puedan obtener resultados apegados a la realidad.

Esta valuación no debe hacerse tomando en cuenta las fechas probables en que se deseen ejecutar los trabajos con respecto al calendario sino en tiempo absoluto, estimando la cantidad de obra por ejecutar de acuerdo con los rendimientos del equipo o el procedimiento a seguir.

Importancia de una buena valuación.

La determinación del tiempo de duración es muy conveniente que se haga con duraciones normales, en jornadas de 8 horas de trabajo. El objeto de hacerlo de esta manera es el poder disponer de margen para hacer acortamientos en la duración de la actividad aumentando las horas de trabajo. En el capítulo correspondiente a la compresión de tiempos en función del costo directo veremos con más detalle esta conveniencia de usar tiempos normales. En ocasiones, debido a que en ciertos tipos de trabajo las jornadas son de más de 8 horas, los tiempos de duración se deberán valuar de acuerdo con ese criterio.

Por lo tanto, la valuación de tiempos deberá ser hecha por los responsables de los trabajos, que son los que realmente conocen el problema.

5. Obtención de la Ruta Crítica.

Hasta este punto el proceso se ha dedicado a hacer la planeación del proyecto. Con los datos obtenidos de dicha planeación ya se puede hacer fácilmente la programación con fechas de calendario, puesto que ya se tienen los datos necesarios, como son: el plan de trabajo mostrado gráficamente, mediante el diagrama de actividades, y los tiempos de duración de cada actividad por separado.

La forma de representar gráficamente estos dos conceptos es:

Sobre la flecha que representa a cada actividad se pondrá su descripción, y sobre ésta el tiempo de duración que le corresponde, en la unidad de tiempo, escogida previamente.

Es indispensable que los tiempos de duración se indiquen en la misma unidad de tiempo en todo el proceso.

También se puede indicar la cantidad de recursos empleados para poder ejecutar una actividad, ya sea equipo, brigadas de trabajo, costo directo, etcétera, aunque para el proceso sólo basta con conocer el tiempo de duración.

Como para que una actividad pueda realizarse es necesario que se hayan ejecutado todas las que son requisito inmediato anterior, pasaremos a determinar el tiempo de duración de un proceso cualquiera.

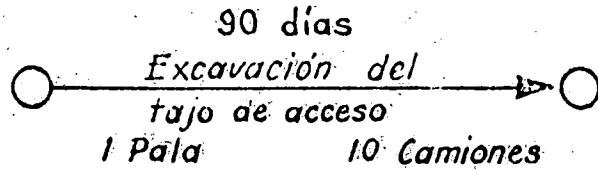


FIGURA 14 bis

Para esto y con objeto de auxiliarnos en el cálculo manual, es necesario numerar los nudos, de manera que las actividades queden definidas por su iniciación y su terminación.

Al nudo de iniciación lo denominaremos i

Al nudo de terminación lo denominaremos j

Al tiempo de duración de la actividad t_{ij}

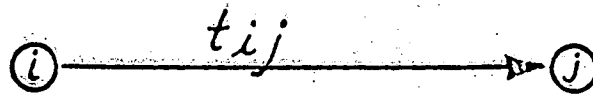


FIGURA 14 C

Há que hacer notar que la i de una actividad es igual a la j de todas las que inmediatamente le anteceden, y que la j de esa actividad es igual a la i de todas las que se originan al terminar la actividad en estudio.

De acuerdo con lo antes expuesto nos bastará con ir determinando las fechas en que se irán realizando cada uno de los eventos de que consta el proyecto, para determinar el tiempo de duración total del proceso y las fechas de iniciación y terminación de los eventos.

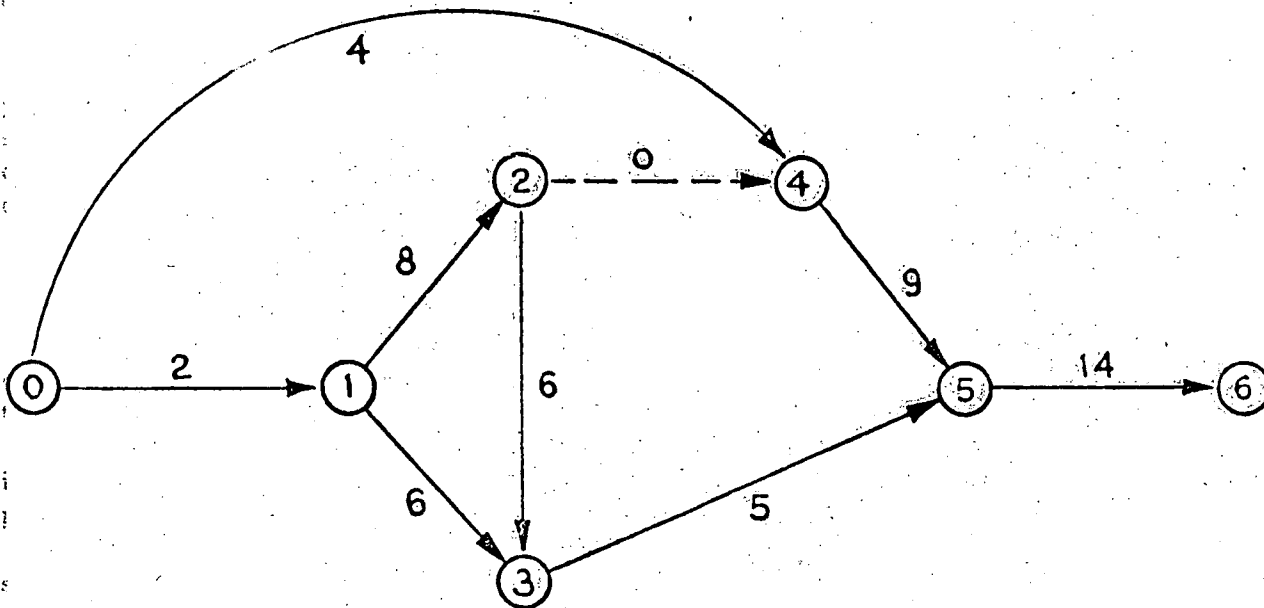


FIGURA 15

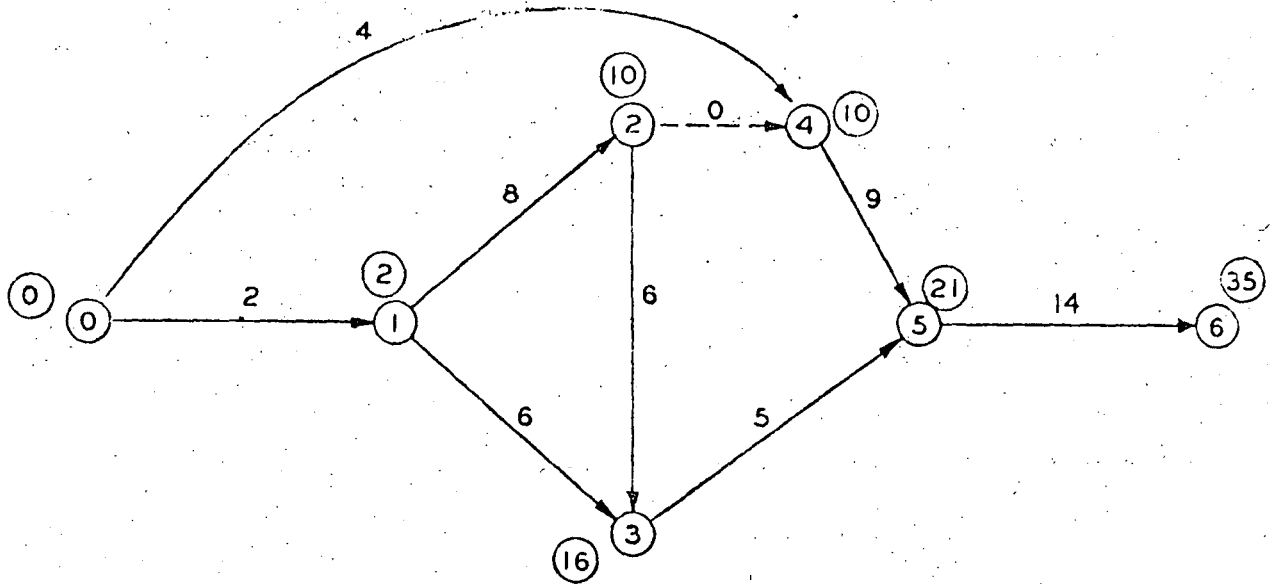


FIGURA 16

Con objeto de que quede suficientemente claro el sistema de trabajo, desarrollaremos un ejemplo cualquiera.

De acuerdo con el diagrama mostrado en la Fig. 15, el primer paso consistirá en averiguar cuál es la fecha primera o más próxima en que se puedan iniciar las actividades.

Para eso suponemos que el proceso que principia en el nudo 0, se inicia en la fecha cero, que por comodidad la encerramos dentro de un círculo colocado sobre el nudo. Si en el nudo 0 se inicia el proceso, la actividad 0-1 se terminará en la fecha 2 que se colocará sobre el nudo 1 encerrada en un círculo (Fig. 16). Como el nudo 1 es origen de las actividades 1-2 y 1-3, éstas terminarán el día 10 y 8 respectivamente, la primera se coloca sobre el nudo 2 encerrada en un círculo, ya que a este nudo llega solamente una actividad. Sobre el nudo 3 no se coloca la fecha 8 puesto que llegan a él dos actividades y hasta este momento no es posible saber si la realización del evento 3 se produce en esta fecha. Esta nos indicaría la iniciación primera de la actividad 3-5, que no puede comenzar hasta que se hayan terminado las actividades 2-3 y 1-3, requisito anterior para ésta.

Para averiguar la fecha primera de iniciación de la 3-5 vemos que la 2-6 termina en la fecha 16, pues se inicia en la 10 y dura 6, así que la fecha primera del evento 3 será la fecha 16 la que nos marcará la actividad 1-3 y no la 8. Esa fecha 16 la colocamos sobre el nudo 3 encerrada en un círculo.

Haciendo estas consideraciones se observa que en el nudo 4 tenemos la misma condición, aun cuando la 2-4 tenga valor de cero, así es que sobre el nudo 4 se colocará la fecha 10 encerrada en un círculo. Lo mismo sucede en el nudo 5, el tiempo más largo llega a este nudo por la actividad 3-5 que es de 21 mientras que por la 4-5 sólo llega el tiempo 19; así que la actividad 5-6 se podrá iniciar hasta la fecha 21 para terminar el 35; y éste será el tiempo total de duración del proceso.

Como regla: Para obtener la fecha primera de realización de un evento se colocará la cantidad mayor que llegue a él por uno de los distintos caminos que concurren a ese nudo.

En la Fig. 16 se muestran encerradas en círculos las fechas primeras de iniciación de todas las actividades que salen de los nudos respectivos.

Suponiendo que el tiempo de duración total del proyecto, 35 unidades de tiempo, es el correcto, pasemos a obtener cuál es la fecha última o más tardía de realización de los eventos, con objeto de no retrasar la duración del proyecto.

Para esto seguiremos la misma secuela empleada en el proceso anterior, sólo que principiaremos a partir de la fecha 35 encerrada en un rectángulo sobre el nudo 6. Fig. 17.

Para que el proceso termine en la fecha 35 la actividad 5-6 deberá empezar cuando más tarde 14 unidades menos, o sea la fecha 21, que se coloca sobre el nudo 5 encerrada en un rectángulo. La fecha última en que se podrá realizar el evento 4 será 21 menos 9 o sea, la fecha 12. Esta es la fe-

na más tardía o última en que deberán terminarse todas las actividades que llegan a este nudo 4 con objeto de no retrasar la terminación del proyecto.

La fecha última del evento 3 será la 16 puesto que la actividad 3-5 tiene 5 unidades de duración. Esta fecha se encierra en un rectángulo sobre el nudo 3. Al analizar el nudo 2 vemos que hay 2 caminos que salen de él, o sea las actividades 2-3 y 2-4, la fecha última en que se deberá realizar el nudo 2 para no retrasar el proyecto debe ser la fecha 10 encerrada en un rectángulo, sobre el nudo 2. No obstante que por el camino 2-4 se indica que la fecha última de iniciación de la liga (con duración cero) es la fecha 12, el evento 2 no podrá realizarse después de la fecha 10, pues retrasaría a la actividad 2-3 y por consiguiente a todo el proceso.

En el nudo 1 se presenta la misma situación debido a que de él salen las actividades 1-2 y 1-3. La fecha última del evento 1 nos la marca la actividad 1-2 que tiene duración 8; por lo tanto, esta fecha que es 2, la colocamos sobre el nudo 1 encerrada en un rectángulo. Finalmente la fecha última del evento 0, será cero, encerrado en un rectángulo.

Como regla: Para obtener la fecha última de realización de un evento se colocará la cantidad menor que llegue a él, por los distintos caminos que salen del nudo, cuando se está restando a partir del nudo final.

En la Fig. 17 se muestran las fechas primera y última de realización de los eventos encerradas en círculo y en cuadro respectivamente. El uso de esta

notación tiene la ventaja de poder localizar fácilmente de qué fecha se trata aunque se podría usar otra, si facilitara más la diferenciación.

Analizando la Fig. 17 vemos que hay eventos en los que las fechas primera y última coinciden o sea que son *Nudos Críticos* ya que sólo en esa fecha pueden realizarse si se desea que el proyecto no se retrase; en cambio hay nudos como el 4, que tiene fechas diferentes o sea que no son críticos.

Las actividades que marcan la fecha de realización de los *Nudos Críticos*, son *Actividades Críticas*, y el camino que se puede seguir a lo largo de las actividades críticas recibe el nombre de *Ruta Crítica* que en la Fig. 17 queda marcado con la línea más gruesa, siguiendo la ruta 0-1-2-3-5-6.

Las actividades 0-4, 1-3 y 4-5 son actividades *No Críticas*, ya que pueden retrasarse dentro de ciertos límites sin afectar la duración total del proyecto. También estas actividades no es necesario que principien en la fecha primera que marca el nudo de iniciación de ellas, pueden tener una fecha posterior de iniciación, con la única condición de que no retrasen la iniciación de las que inmediatamente le siguen, o sea que tienen un cierto margen u holgura, de retraso sin afectar el proyecto.

En la Fig. 17, si la actividad 1-3 empieza en la fecha 2 que marca el nudo 1 terminará en la fecha 8, puesto que su duración es 6, pero puede terminar cuando más tarde en la fecha 16 que marca el nudo 3, por lo tanto, se puede retrasar hasta 8 días sin modificar la iniciación de la 3-5, que inmediatamente le sigue, o también se podrá iniciar como fecha última el 10, en lugar del 2 y termi-

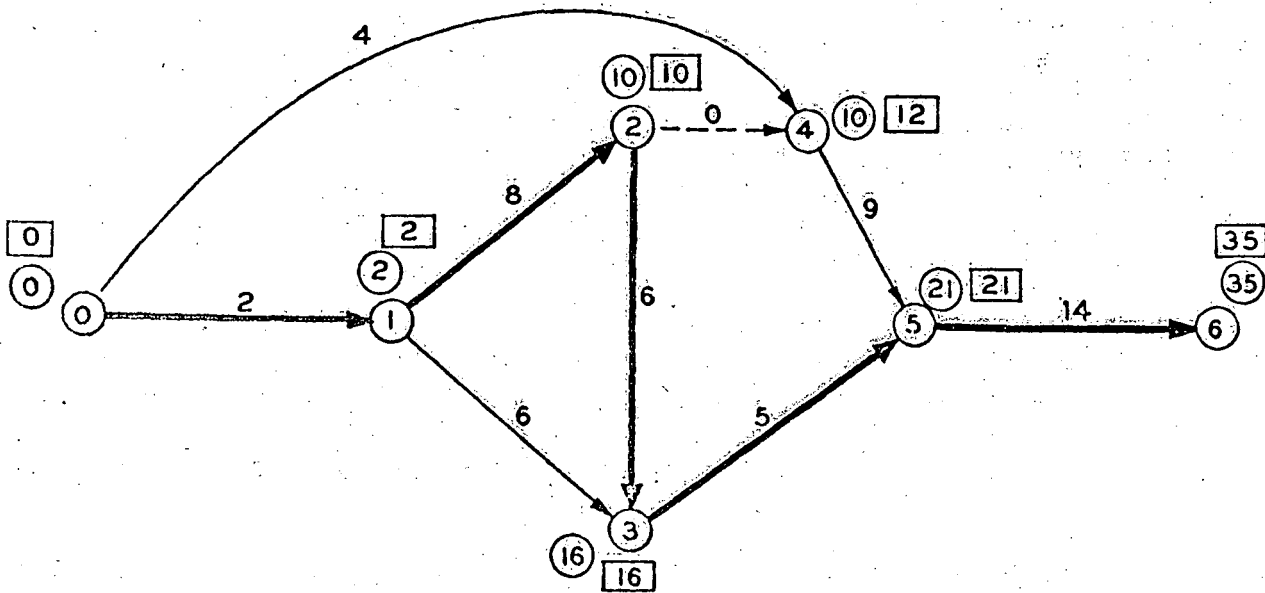


FIGURA 17

ará el 16, por lo que vemos que tiene 8 unidades de margen u holgura.

En las actividades no críticas podemos diferenciar tres grupos de holguras:

- Sean: P = fecha primera del nudo
- U = fecha última del nudo
- t_{ij} = duración de la actividad

Entonces a) *Holgura total (Total float)*; es la cantidad de tiempo que se puede retrasar una actividad sin afectar la terminación del proyecto:

ción una cantidad igual a la que nos marca la holgura independiente, cosa que en muchas ocasiones es impracticable económicamente, pero no por eso deja de ser útil el conocimiento de este tipo de holgura.

De acuerdo con los datos del ejemplo de la Fig. 17, y con las definiciones de los tres diferentes tipos de holgura se puede elaborar la siguiente tabla en la que queden concentrados los datos del programa obtenido por medio del diagrama y los tiempos de duración de cada actividad.

Actividad	DESCRIPCION	Cantidad	Duración actividad	H. T.	H. L.	H. I.	FECHA PRIM.		FECHA ULTIM.		Grado de importancia	A cargo de
							Inic.	Term.	Inic.	Term.		
0-1			2	0	0	0	0	2	0	2	Crit.	
1-2			8	0	0	0	2	10	2	10	Crit.	
2-3			6	0	0	0	10	16	10	16	Crit.	
1-3			6	8	8	8	2	8	10	16	2°	
3-5			5	0	0	0	16	21	16	21	Crit.	
0-4			4	8	6	6	0	4	8	12	2°	
2-4			0	2	0	0	10	10	12	12	—	
4-5			9	2	2	0	10	19	12	21	1°	
5-6			14	0	0	0	21	35	21	35	Crit.	

b) *Holgura libre (Free float)*; es la cantidad de tiempo que se puede retrasar una actividad sin afectar la fecha primera de iniciación de las que inmediatamente le siguen:

c) *Holgura independiente (Independent float)*; es la cantidad de tiempo que se puede retrasar una actividad sin afectar la fecha última de las que le preceden y la primera de las que le siguen:

Como se observa que en la anotación americana se usa:

- E = Earliest, en vez de fecha primera — P y
- L = Latest, para la fecha última — U

Tanto la holgura libre como la independiente siempre deben ser menores o iguales a la holgura total.

En muchas ocasiones la holgura independiente puede ser negativa, esto nos indica que para conservar la fecha primera de iniciación de las que inmediatamente le siguen, si la actividad se inicia en su fecha última, tendremos que acortar la dura-

Por lo que respecta al uso de las holguras es muy peligroso permitir que una actividad utilice toda la holgura total, ya que si así sucede todas las actividades que inmediatamente le siguen automáticamente se vuelven críticas. Esto no sucede en el caso de las holguras libres o independientes que se pueden usar completamente sin afectar la terminación total del proyecto, por definición.

Por lo que respecta a las actividades críticas, cualquier atraso afecta la terminación total, y cualquier adelanto produce una ganancia en la terminación. Cuando se trata de acortar la duración total, bastará con acortar alguna o algunas de las actividades críticas; hasta una cantidad igual a la holgura total más corta de las actividades no críticas.

En el ejemplo la ruta crítica hasta el nudo 5 se podrá acortar 2 unidades, sin afectar la duración de las actividades no críticas, logrando de esta manera una duración total de 33 unidades, pero se vuelve crítica la actividad 4-5 y la holgura total de la 0-4 se disminuye en dos unidades.

Si el acortamiento se hace en la actividad 3-5, la holgura total de la 1-3 no se afecta, pero si se hace antes del nudo 3, la holgura total de la 1-3 se disminuye una cantidad igual a la cantidad acortada hasta ese nudo.

Las holguras son para usarse, pero teniendo cuidado de no sobrepasarlas, ya que la innovación que presenta el método, es precisamente el conocer cuáles actividades son críticas, y cuáles no lo son, y el margen u holgura de que se puede disponer en estas últimas; de esta manera se podrá hacer una programación en fechas, lógica, racional, y sobre todo, económica, ya que se tiene la facilidad de poder hacer una repartición adecuada de los recursos disponibles. También el control del trabajo se podrá hacer más eficientemente, sabiendo que las actividades no críticas tienen un determinado margen de retraso sin afectar tanto la terminación total, como las iniciaciones de las que inmediatamente siguen, dependiendo de la holgura de que se quiera disponer. Así, si en el desarrollo del trabajo se prevé un atraso que afecte a la terminación se pueden tomar las providencias necesarias acortando alguna o algunas de las actividades que siguen, pudiendo escoger con bastante anticipación las más adecuadas.

6. Análisis de los resultados.

Después de haber obtenido el tiempo de duración total del proyecto se deberá analizar si está dentro del plazo prefijado para su ejecución; de no suceder así, se deberá modificar el plan de trabajo.

Esta modificación puede ser de dos formas:

- a) Modificación de secuencias.
- b) Modificación de la duración de las actividades.

La modificación no deberá ser forzosamente en todas las actividades, en muchas ocasiones bastará que se haga solamente en aquellas que están dentro de la ruta crítica, con una pequeña variación de la secuencia o de los tiempos, logrando de esta manera obtener la duración total deseada. Por consiguiente, se deberá volver a hacer el cálculo de la ruta crítica y sus holguras correspondientes, para poder establecer el nuevo programa de operación que deberá ser con el que se trabaje.

La forma más adecuada de hacer la reducción de tiempos, es referirla a su costo directo. Sabemos que al disminuir el tiempo de duración de una ac-

tividad que está realizándose en condiciones normales de trabajo, el costo directo aumenta, pues será necesario usar más equipo, trabajar tiempo extra, etc. Este acortamiento no lo podremos hacer de un modo indefinido, tendrá un límite cuando al tratar de disminuir más el tiempo, el costo directo tiende a ser infinito, y esto es lógico, pues el caso extremo sería tratar de hacer la actividad en un tiempo cero, lo que es totalmente imposible.

El costo directo con respecto al tiempo lo podemos representar por medio de la siguiente gráfica, que tiene los siguientes puntos característicos.

A un tiempo normal, o sea cuando se está trabajando en condiciones normales, le corresponderá un cierto costo normal; pero al ir disminuyendo el tiempo, el costo irá aumentando, hasta llegar a un cierto punto que es el tiempo límite, al cual le corresponde un costo mayor que el normal, llamado costo límite, a partir del cual tiende a hacerse infinito.

Al cociente que resulta de dividir la diferencia de costos entre la diferencia de tiempos lo llamaremos Pendiente de Costos.

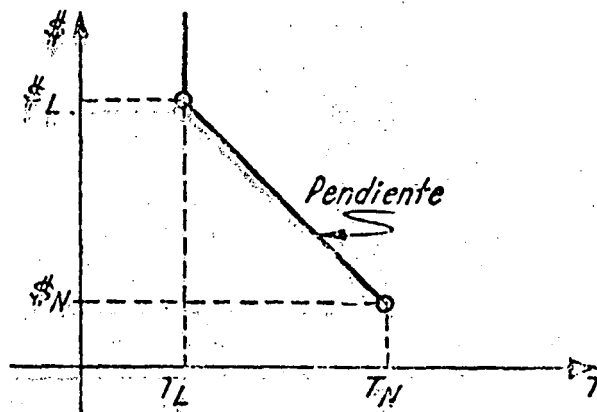


FIGURA 18

De acuerdo con las ideas antes expresadas, si tratamos de acortar la duración de alguna o algunas de las actividades, se deberá hacer en aquellas cuya pendiente de costos sea menor, ya que de esta manera podremos lograr un mayor acortamiento con un menor incremento de costo. Así, si tenemos una actividad cuya pendiente de costos sea de \$1.000/día y otra de \$200/día, el acortamiento lo debemos hacer en la segunda, ya que por cada día de acortamiento de la primera, podremos acortar cinco días la segunda.

En el siguiente capítulo veremos un procedimiento que nos permita hacer el mayor acortamiento del tiempo, con el menor incremento del costo, basado en la teoría de Fulkerson para obtener el flujo a través de una red.

DIBUJO DEL DIAGRAMA DE BARRAS O DE GANTT

Con la tabla de tiempos obtenida conforme se indicó en el capítulo anterior, se puede fácilmente obtener el diagrama de barras usado comúnmen-

te para hacer la programación de trabajos; pero con la ventaja de que está obtenido de una planeación correctamente establecida, y representada gráficamente con el diagrama de flechas.

En este diagrama de barras quedarán representadas con barra llena las actividades críticas, y con barra asciurada, las no críticas, las holguras se pueden representar con barras en blanco, a continuación de las actividades no críticas.

En seguida se muestra en diagrama de barras, el programa de la Fig. 17 que está de acuerdo con la tabla de la pág. 97.

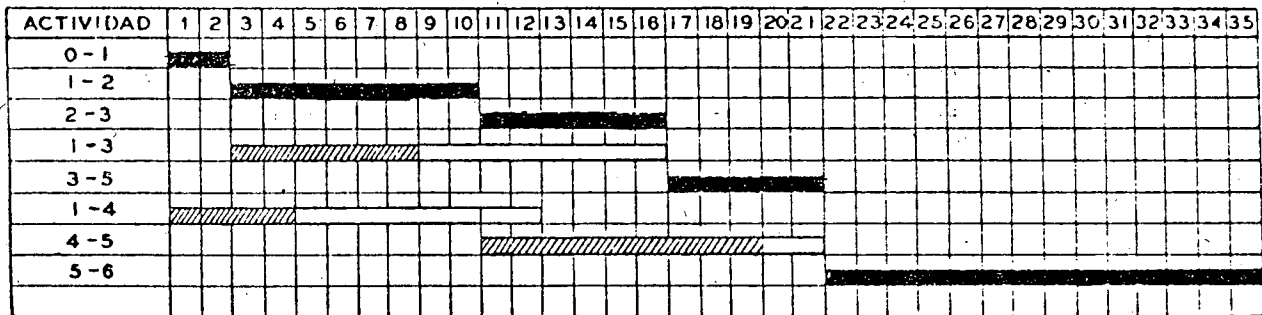


FIGURA 18 bis

Las actividades no críticas quedan dibujadas, en el diagrama de barras en su fecha primera de realización con objeto de mostrar gráficamente las holguras y poder disponer de ellas según se necesite, tomando en cuenta que al disponer de una parte de la holgura total, esta cantidad se disminuirá en la holguras totales de todas las actividades que inmediatamente le siguen, hasta llegar a un nodo crítico, a partir del cual la holgura total se vuelve cero.

Repartición de recursos, haciendo uso de las holguras

Para hacer una repartición de recursos, se debe hacer uso de las holguras de las actividades no críticas de tal manera que no se llegue a una solución desbalanceada de los recursos. Se deberá procurar por el contrario que los trabajos se inicien con re-

ursos bajos y posteriormente suban a un máximo, económicamente determinado, para volver a disminuir, al finalizar el proyecto.

El decir recursos, significa elementos de trabajo, ya sean obreros, equipo, inversiones, etc., que deberán estar de acuerdo con los ingresos y egresos a la obra. En muchas ocasiones se llegan a presentar situaciones de falta de fondos en un momento dado. Esto es debido principalmente a que se tienen concentraciones de inversiones muy fuertes, que sobrepasan a la cantidad presupuestada. Si se hace una repartición lógica de recursos de acuerdo con las holguras disponibles, es muy posible llegar a prever anticipadamente la cantidad de recursos requeridos, así como también cuando éstos sobran en la obra, sobre todo por lo que se refiere a equipos o gente.

Veamos un ejemplo con repartición de recursos haciendo uso de las holguras.

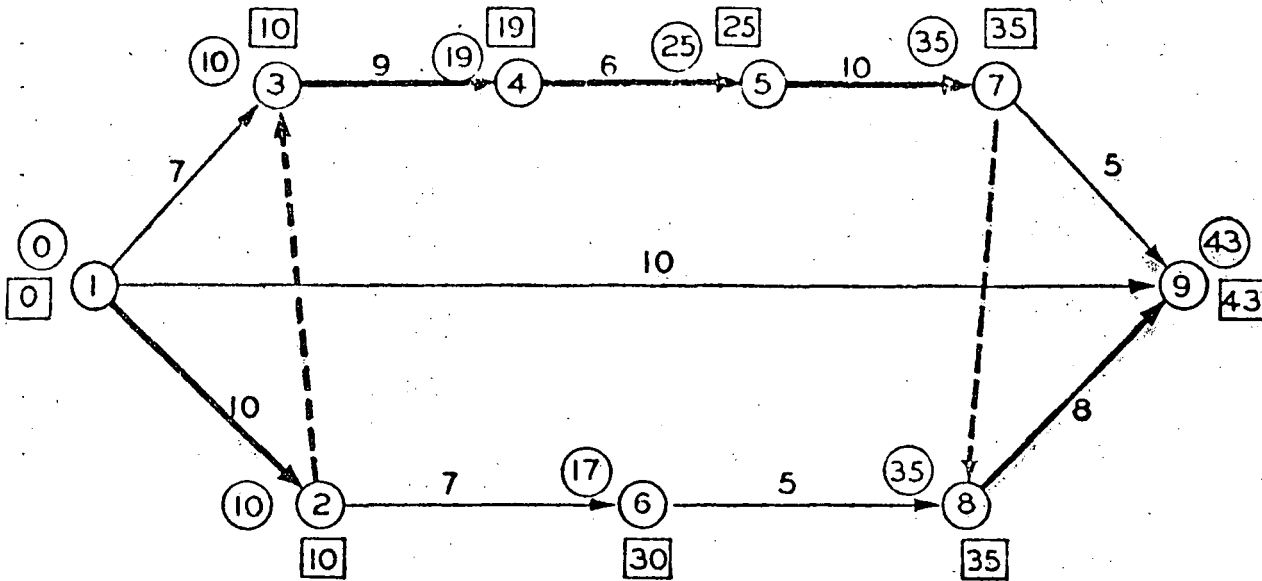


FIGURA 19

La tabla de tiempos quedará:

Actividad	EQUIPO	Personal	Duración	H. T.	FECHA PRIMERA		FECHA ULTIMA		Grado de importancia
					Inic.	Term.	Inic.	Term.	
1-2		5	10	0	10	0	10	•	
1-3		4	7	3	7	3	10	1°	
3-4	Pala	2	9	0	10	10	19	•	
4-5		7		0	19	19	25	•	
2-6	Pala	2	7	13	10	23	30	2°	
5-7		4	10	0	25	25	35	•	
6-8		3	5	13	17	30	35	2°	
7-9		4	5	3	35	38	43	1°	
8-9		5	8	0	35	35	43	•	
1-9		7	10	33	0	33	43	3°	

Para hacer una repartición adecuada, se hará primero la programación de las actividades críticas y posteriormente las no críticas en orden de importancia o sea primero las que tengan una holgura total más pequeña y luego, sucesivamente según vayan creciendo las holguras.

Analizando la tabla de tiempos se ve que las actividades 3-4 y 2-6 requieren una pala cada una, y que principian en la misma fecha; pero la 3-4 es crítica y la 2-6 no es crítica.

Suponiendo que sólo se dispone de una pala, primero se utilizará en la 3-4 y se analizará si la actividad 2-6 se puede retrasar 9 días; como tiene una holgura total de 13 días, si es factible iniciarla el día 19 para terminarla el 26, quedándole todavía 4 días de holgura total; la holgura total de la que inmediatamente le sigue, la 6-8, se disminuirá también para quedar en 4 días.

La tabla de tiempos correspondientes a estas tres actividades quedará:

Act.	Equipo	Brigada	Durac.	H. T.	Primera		Ultima	
					I	T	I	T
3-4	Pala	2	9	0	10	19	10	19
2-6	Pala	2	7	4	19	26	23	30
6-8		3	5	4	26	29	30	35

De acuerdo con estos datos, como equipo total se necesita sólo una pala, que hará primero el trabajo de la actividad 3-4 y luego se pasará a ejecutar la actividad 2-6 sin modificar la secuela ni los tiempos de duración de cada actividad.

Así como se hizo la repartición del trabajo para el caso particular de la pala en el ejemplo anterior, se puede hacer una distribución de las brigadas de obreros, de las inversiones mensuales, etcétera, con objeto de hacer una distribución más económica y racional.

Este sistema de repartición de recursos es igual al comúnmente usado, con el sistema tradicional de barras, pero con la ventaja de que ahora se puede disponer de la movilidad debida a las holguras en las actividades no críticas, y de que si en ocasiones se tuvieran fuertes concentraciones de recursos, se puede aumentar la duración de actividades no críticas, disminuyendo la cantidad de recursos en alguna de ellas, con el objeto de disminuir la concentración, siempre y cuando no se sobrepasen las holguras totales.

También puede suceder que al hacer repartición de recursos sea necesario que alguna actividad disponga de su holgura total convirtiéndose en crítica. En realidad esta situación no presenta ningún impedimento, solamente aumentará el número de actividades críticas que se deberán vigilar con el debido grado de atención, por lo que respecta al tiempo, para no producir un atraso en la terminación total del proyecto. Asimismo todas las actividades que siguen a aquella que se volvió crítica serán también críticas pues la holgura total se anula; por lo que es muy conveniente, de ser posible, que se procure que esa actividad, de la que se dispuso de toda su holgura total, sea una de las que lleguen a un nudo crítico, de esta manera sólo ella se volverá crítica ya que no afecta a ninguna otra.

En el ejemplo anterior las actividades 6-8, ó 7-9 serán las más convenientes de pasarse a críticas, si la repartición de recursos así lo requiere, pues al

disponer de su holgura total no afectan a ninguna otra.

Forma de introducir los días no laborables y fechas límite al elaborar el programa con fechas calendario.

Una forma conveniente de introducir los días no laborables al programa con fechas de calendario, cuando la valuación de tiempos se ha hecho en tiempo efectivo de trabajo, es contar los días sucesivos sin los días no laborables; así si el trabajo se inicia en lunes, el sexto día efectivo será el sábado, y el séptimo día será el siguiente lunes, y así sucesivamente.

Cuando el programa abarca varios meses y aún más de un año, se puede considerar que en un mes de calendario, se trabaja un promedio de 25 días efectivos; eso dependerá de las condiciones propias de cada caso particular, pero para un primer programa general de trabajos, la aproximación que se puede obtener, es suficiente.

Cuando se tiene un límite de tiempo forzado para terminar una parte del proyecto, o cuando por condiciones especiales existe un cierto lapso de tiempo durante el año, en que no es posible trabajar en una parte del proyecto, como puede ser el caso de temporada de crecientes que impiden trabajar en el lecho de un río, se pueden tomar algunas de las siguientes decisiones si al elaborar el programa calendario ciertas actividades caen dentro de ese lapso:

a) Acortar esa parte del proyecto de tal manera que los trabajos se ejecuten antes del límite de tiempo como puede ser el caso de la terminación de un vertedor, en el que es factible que las crecientes pasen por él y no convenga que esto suceda cuando esté parcialmente terminado. Se deberán acelerar algunos trabajos de manera que se esté en posibilidad de cumplir esa restricción, o sea que se analizará una ruta crítica parcial limitada.

b) Posponer la fecha de iniciación de una parte de las actividades que no puedan suspenderse, para ejecutarlas tan pronto se termine el período de tiempo en que no sea posible trabajar.

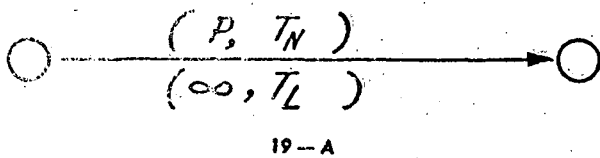
7. Compresión de Tiempos en función del Costo.

Como se vio en el capítulo anterior cuando se trata de comprimir la duración total del proyecto, se deberán reducir las duraciones de las actividades críticas; y de éstas, las que tengan una pendiente de costo menor, pues de esta manera se logra

acortar la duración total, con un incremento de costo lo más bajo posible.

Existe un procedimiento que nos permite obtener el máximo acortamiento con el mínimo incremento en el costo, que está basado en la teoría para encontrar el flujo a través de una red, de D. R. Fulkerson. La teoría matemática es bastante complicada, pero en estos apuntes se indicará cuál es el procedimiento empleado para el cálculo manual.

Para esto, recordando que de la curva de costos mostrada en el capítulo anterior se puede obtener la pendiente de costos, en el diagrama de flechas se expresa de la siguiente manera:



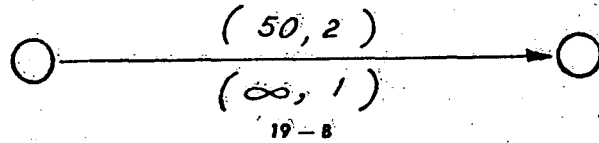
En la parte superior se indica que a partir del tiempo normal T_n se inicia la curva con una determinada pendiente p , y en la parte inferior de la flecha se indica que a partir del tiempo límite T_l la pendiente se convierte en infinita.

Así, si para una actividad tenemos:

- Tiempo Normal 2
- Tiempo Límite 1
- Costo Normal 200
- Costo Límite 250

$$\text{Pendiente} = \frac{250 - 200}{2 - 1} = 50$$

Quedará representado como sigue:

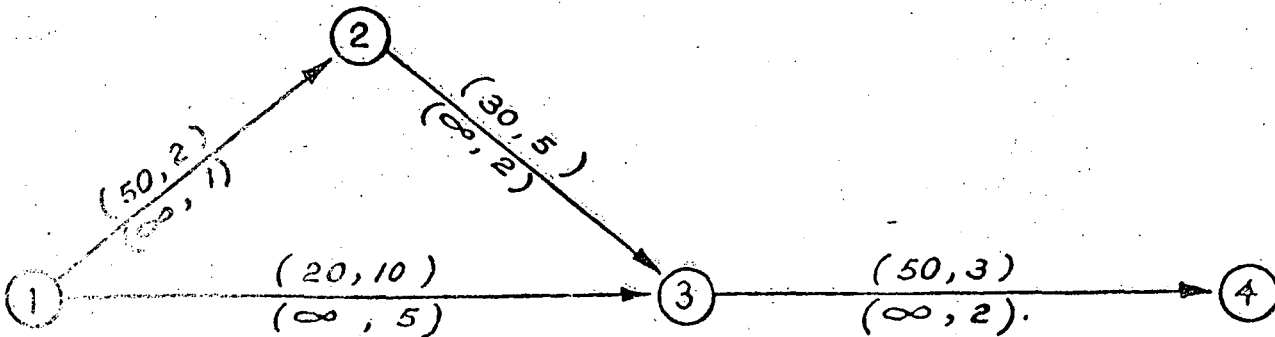


Para poder comprender el procedimiento se considera que la actividad está formada por dos tubos, el superior con una capacidad igual a su pendiente de costos y el inferior con una capacidad infinita, y que el flujo se efectúa primero por la rama superior hasta llegar a su capacidad, y posteriormente el flujo pasará por la rama inferior, con capacidad infinita. En el primer caso, el tiempo empleado será el correspondiente al tiempo normal, y en el segundo caso el tiempo empleado estará comprendido entre el tiempo normal y el tiempo límite.

Vamos a considerar el siguiente ejemplo:

	ACTIVIDAD	S_N	S_L	T_N	T_L	Pendiente
1-2	Excavar zanja.....	200	250	2	1	50
2-3	Treparar el fondo.....	500	590	5	2	30
1-3	Fabricación y transporte tubo....	1 000	1 100	10	5	20
3-4	Colocar el tubo.....	300	350	3	2	50

En el diagrama siguiente quedan representadas sobre cada flecha las pendientes de costo correspondientes como se indica en la Fig. 20 A.



El problema consiste en obtener el flujo que pasa a través de la ruta más larga. Inicialmente el flujo se hará en el sentido de las flechas.

Para esto se coloca una etiqueta sobre cada nudo $T(i,p)$, siendo: T el tiempo primero de iniciación, de igual manera que cuando se obtiene ruta crítica, i el nudo de donde viene el flujo, p la pendiente o flujo que llega al nudo, del nudo anterior, que servirá para referencias futuras.

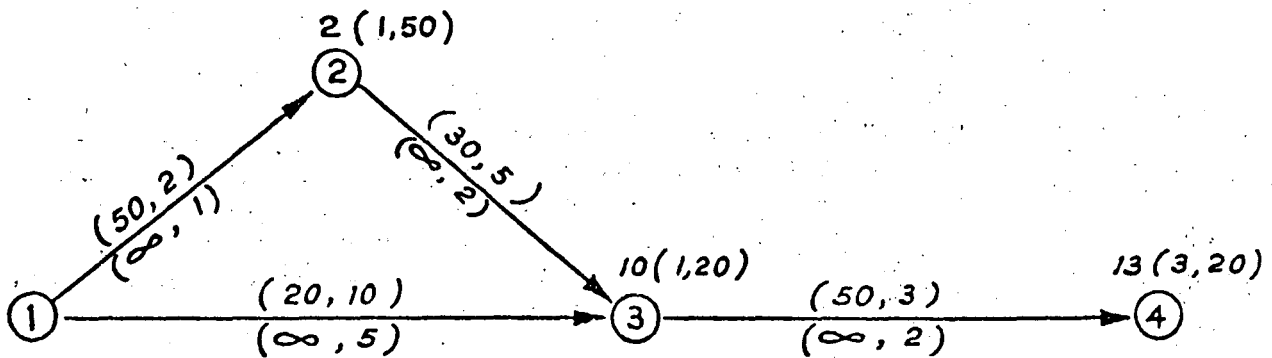
El nudo 1 es el de origen y se supone que sale de él un flujo infinito, el tiempo de iniciación será cero.

El nudo 2 quedará etiquetado como se indica en la Fig. 20 B, ya que primero se debe utilizar el

tiempo mayor. La etiqueta quedará $2(1,50)$ que se lee: a un tiempo de 2 viniendo del nudo 1 pasará un gasto de 50 que es la capacidad de la rama superior.

Al pasar al nudo 3 se ve que hay 2 caminos para llegar a él, pero el tiempo más largo llega por la actividad 1-3 que es de 10 días, por lo que la etiqueta será $10(1,20)$ siendo 20 la capacidad de la rama superior de la actividad 1-3.

Finalmente la etiqueta del nudo 4 será $13(3,20)$ ya que aun cuando la capacidad de la actividad 3-4 es de 50, sólo pueden pasar 20, que es la que sale del nudo 3.



20 - B

Las etiquetas en los nudos nos indican de cuál nudo viene el flujo y cuál es el tiempo máximo de duración, o sea nos indica la ruta crítica que será la 1-3-4.

Las duraciones de las actividades que hacen que el proyecto tenga una duración total de 13 días, se colocan como se indica en la tabla al final del ejemplo. El flujo total que pasa a través de la red es de 20 se coloca sobre las actividades que

marcan la duración total, así la etiqueta del nudo 4 indica que el flujo viene del nudo 3 con capacidad de 20 que se coloca encerrada en un círculo, en la rama superior junto a la etiqueta de la actividad pues todavía no se satura su capacidad. La etiqueta del nudo 3 indica que el flujo de 20 viene del nudo 1, que se coloca junto a la etiqueta de la actividad 1-3 en círculo. Se borran las etiquetas de los nudos quedando el diagrama como se indica en la Fig. 21.

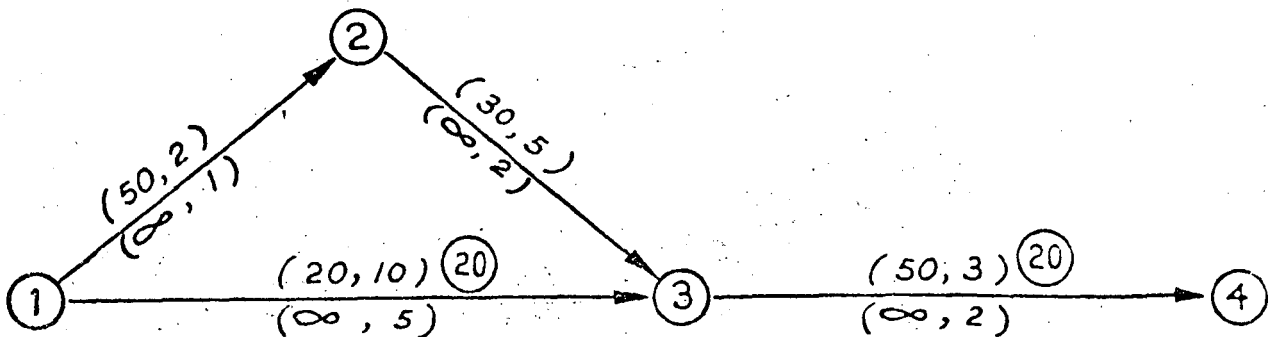


FIGURA 21

La capacidad del diagrama queda como sigue:

La actividad 1-3 podrá pasar un flujo de capacidad infinita en un tiempo de 5, pues ya se saturó su capacidad normal: la actividad 3-4 tendrá una capacidad de 50 menos 20, o sea 30 unidades de flujo en un tiempo de 3, más un flujo infinito en un tiempo de 2.

De acuerdo con estas nuevas capacidades, se vuelven a etiquetar los nudos como en el paso anterior. El nudo 2 queda etiquetado 2(1,50) como antes. El nudo 3 queda etiquetado 7(2,30), ya que la duración de la 1-3 es ahora de 5 por haberse saturado su capacidad normal. El nudo 4 por lo tanto queda etiquetado como 10(3,30). Las nuevas etiquetas quedan mostradas en la Fig. 22.

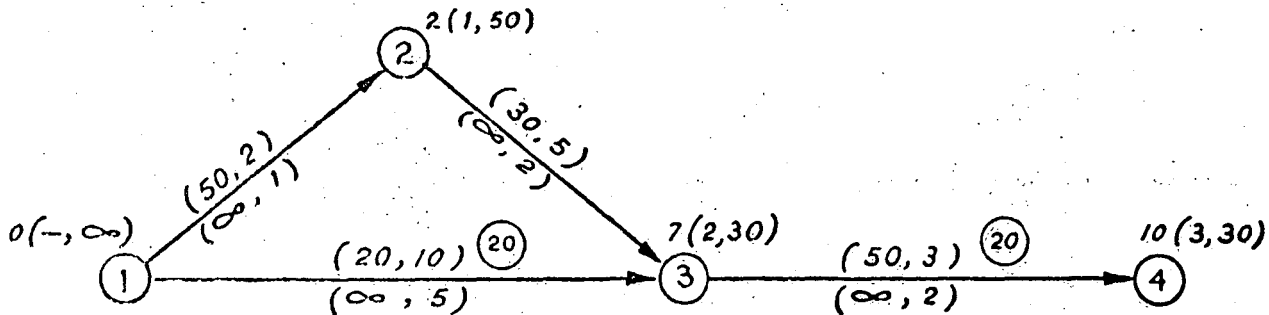


FIGURA 22

La Fig. 22 indica que la nueva duración total es de 10 días, y esto se logra haciendo que la actividad 1-3 tenga una duración de 7 días, quedando las demás con el mismo tiempo de duración normal, como aparece en la tabla; el flujo total que pasa por la red será de 50 ya que en el paso

anterior era de 20 y en este paso, de 30. Las etiquetas de los nudos indican de cuál viene el flujo, que se coloca en la rama correspondiente sumándole el flujo anterior en caso de que exista. El diagrama queda como se muestra en la Fig. 23, en la que se borran las etiquetas.

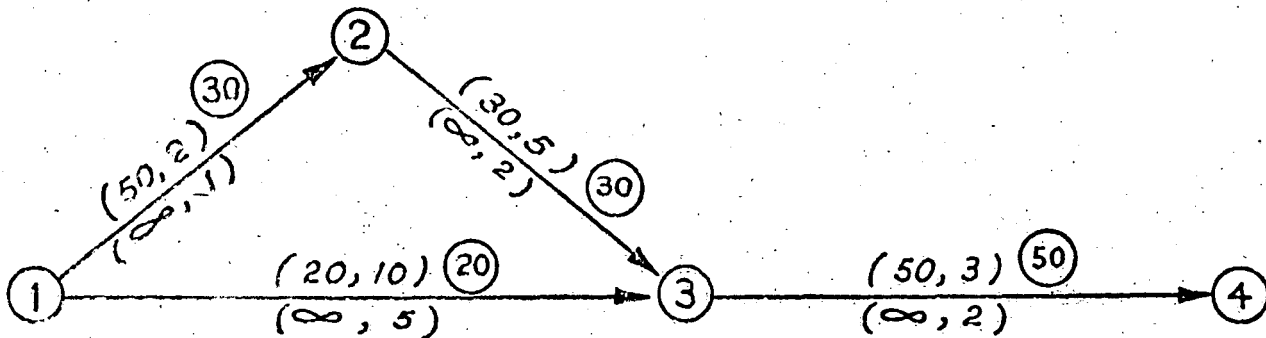


FIGURA 23

Etiquetando nuevamente los nudos, de acuerdo con la Fig. 23, el resultado queda representado en la Fig. 24.

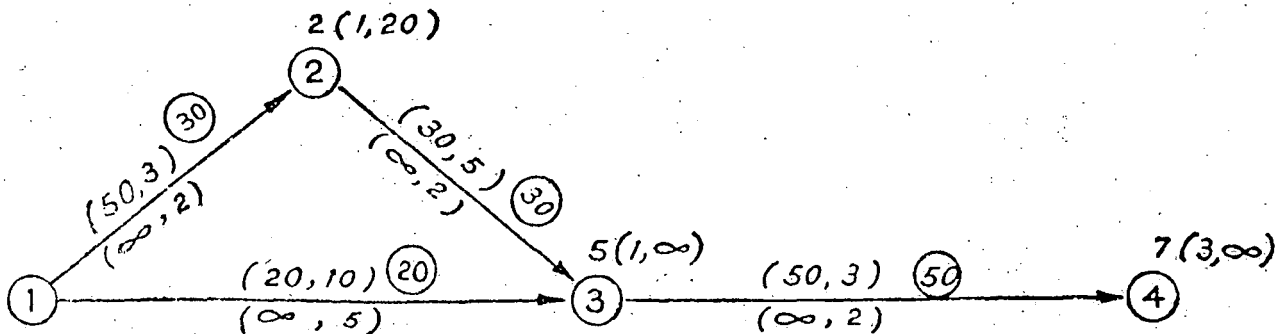


FIGURA 24

De la Fig. 24 se concluye que la duración total ahora es de 7 días, que se logrará de la manera más económica, haciendo la actividad 1-2 en 2 días, la actividad 1-3 en 5 días, la actividad 2-3 en 3 días y la actividad 3-4 en 2 días. Los resultados se muestran en la tabla. El proceso se termina cuando pasa un flujo infinito por toda la red, hasta el nudo final.

Act. \ Tiempo Durac. Proc.	13	10	7
1-2	2	2	2
2-3	5	5	3
1-3	10	7	5
3-4	3	3	2
FLUJO TOTAL	20	50	∞/∞

El costo total para 13 días será la suma de costos normales de todas las actividades que es de \$2,000. El costo por día de acortamiento de 13 a 10 días será igual al Flujo Total, para 13, que es de \$20/día por lo que el costo total aumentará a \$2,060. De 10 a 7 días se tiene un flujo de \$50/día, luego el costo total para 7 días será de \$2,210. Esto se puede comprobar sumándole al costo total para la duración normal, el costo de las actividades acortadas. Así, para 10 días de duración la actividad 1-3 se acortó de 10 a 7, o sea 3 días, la pendiente de costos de esta actividad es de \$20/día, o sea que habrá un incremento de \$60. Para 7 días de duración total, la actividad 2-3 se acortó 2 días, la 1-3, 5 días, y la 3-4, 1 día, lo que multiplicado por sus respectivos costos nos dará un incremento de \$150 en total.

La curva de costo directo queda representada en Fig. 25.

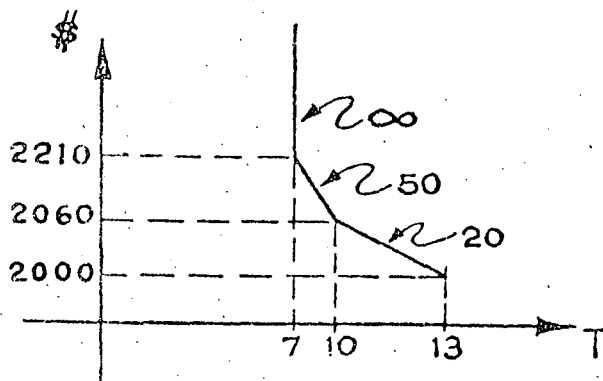


FIGURA 25

Si a esta curva de Costo Directo se le suma la de Costo Indirecto obtendremos la de Costo Total, que indica la duración para la cual el costo total es mínimo.

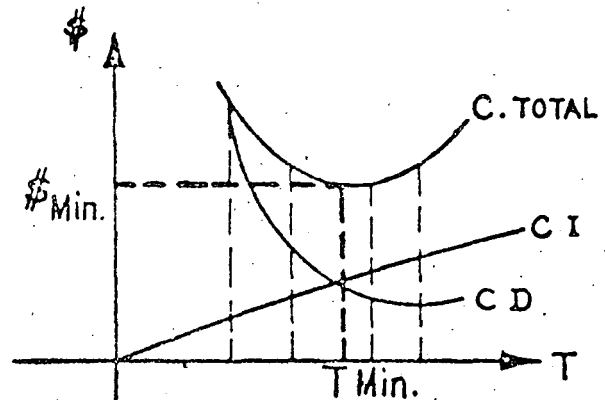


FIGURA 26

Las reglas a seguir en el cálculo manual del flujo a través de una red, para obtener el mínimo incremento de costo, se pueden resumir después de elaborar el diagrama, representando en cada flecha la pendiente de costo como se indica en párrafos anteriores, a saber:

1. Supóngase que el diagrama de flechas está constituido por tubos, con una determinada capacidad de gasto que se puede transportar en un determinado tiempo, indicado por las etiquetas en las flechas. Así (a, b) significa que una capacidad a se puede transportar en un cierto tiempo b .

2. Considérese cada nudo en turno, determinando el tiempo más largo para llegar a él, que transportara la capacidad que es acarreada en ese tiempo. Muéstrase esta información en el diagrama etiquetando el nudo, con el siguiente tipo de etiqueta:

$T(i, p)$: en donde T es el tiempo empleado para llegar al nudo, i es el nudo de donde proviene ese tiempo, y p es la capacidad acarreada en ese tiempo. Continúe de esta manera hasta llegar al nudo final etiquetándolo. En esta última etiqueta queda mostrado el tiempo de duración total que pasó a través de la red.

3. Colóquense en una tabla los tiempos de duración de cada actividad para que el proyecto tenga la duración total indicada en el último nudo.

4. Calcúlese el incremento de costo correspondiente al tiempo de terminación de las dos siguientes maneras:

a) El incremento de costo será igual: al flujo total correspondiente a la duración del paso anterior,

multiplicado por la diferencia de tiempos de la duración anterior menos el de la duración del paso analizado.

b) Como comprobación del punto a), el incremento de costo, correspondiente a la duración analizada, será igual a la suma de incremento de costo de cada actividad, que se obtiene multiplicando la diferencia de duraciones entre la duración normal y la duración necesaria de esa actividad para que el proceso tenga una duración igual a la total, por la pendiente de costo de cada actividad.

Si los pasos a) y b) no checan, se cometió un error al etiquetar los nudos, o al obtener la duración de cada actividad, por lo que se debe revisar el proceso.

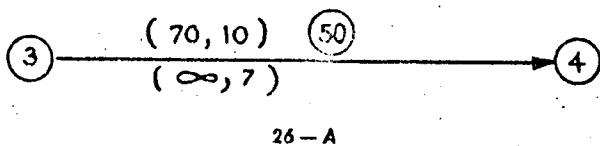
5. Redúzcase la capacidad de la red, en la misma cantidad que llega al nudo final. Esto se puede hacer fácilmente regresando desde el nudo final. El nudo final indica la capacidad total acarreada, y cada nudo indica de qué nudo anterior viene esa capacidad.

6. Bórrense las etiquetas de los nudos.

7. Repítase el proceso hasta que llegue al nudo final una capacidad infinita, con lo cual termina el proceso.

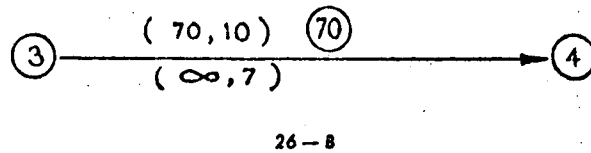
Se pueden presentar 3 casos al ejecutar el proceso.

a) Cuando la capacidad normal no ha sido agotada.



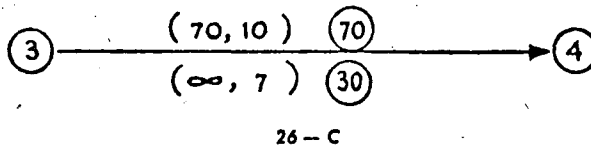
Todavía resta una capacidad normal de 20 en un tiempo de 10.

b) Cuando la capacidad total ha sido agotada.



El tiempo de duración puede estar comprendido entre 10 y 7.

c) La capacidad normal ha sido agotada y el flujo pasa por la rama inferior.



En este caso la duración de la actividad será de 7 días.

Cuando se presenta una situación similar al caso b), se puede hacer uso de un flujo invertido. La forma de hacerlo es que al etiquetar el nudo correspondiente a esa actividad, se pone una interrogación, y al llegar al nudo final, si el flujo que llega al final no pasa por esa actividad, se obtiene la duración que deba tener esa actividad para que toda la ruta tenga un tiempo igual a la duración total, o sea, que se obliga a que esa ruta sea también crítica.

Para comprenderlo mejor, considérese el siguiente ejemplo:

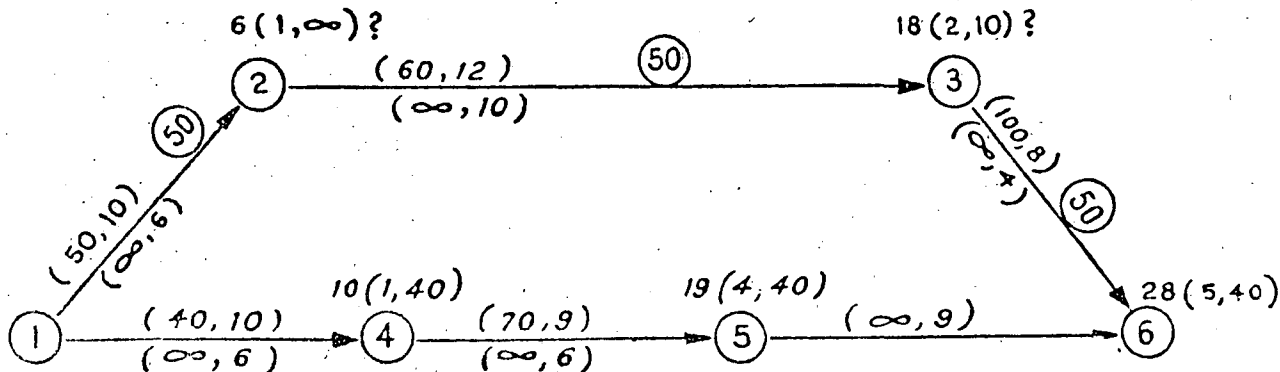
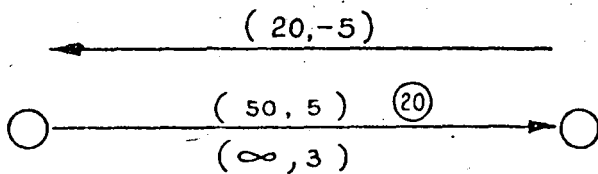


FIGURA 27

La única actividad del grupo b) en la Fig. 27 es la 1-2, la etiqueta del nudo 2 se pone con interrogación, así como la del nudo 3, puesto que 3 proviene de 2.

Checando con flujo contrario vemos que el nudo 3 puede etiquetarse 20(8,50) y que el nudo 2 queda 8(3,50). Si se sigue este procedimiento es muy fácil encontrar el resultado cuando ocurre un flujo contrario. Así vemos que la actividad 1-2 se puede hacer en 8 días, habiendo logrado un acortamiento sólo de 2 y no de 4, si la duración fuera de 6 como originalmente se había etiquetado.

Para poder ejecutar el flujo contrario hay que tener en cuenta que si una actividad ha tenido un flujo previo de a en un tiempo b podrá tener un flujo contrario de a en un tiempo b .



Con este procedimiento se puede presentar el flujo en ambos sentidos, con objeto de poder determinar el tiempo más largo que llega al nudo, independientemente del sentido de las flechas del diagrama. Bastará con hacer la consideración del párrafo anterior.

Así en la Fig. 27 el camino que nos determina el tiempo mayor del nudo 2 será el 1-4-5-6-3-2 y no el 1-2.

Para dejar en claro este concepto analizamos el siguiente ejemplo.

Nota: la etiqueta del nudo 2 en la Fig. 28.5 está incorrecta, debe decir 1(1,00), y no 4(1,00).

Nota: que en la Fig. 28.5 en el nudo 4 se tiene doble etiqueta, puesto que a él se llega en el mismo tiempo, por dos caminos, que son el 2-4, y el 13-4, por lo que el flujo total será la suma de los dos flujos, o sea, 20, así que al efectuar el regreso del flujo, se debe hacer por ambos caminos.

8. Revisión y Control del Programa.

Para muchas personas, la aplicación del método, consiste solamente en determinar la Ruta Crítica y definir las actividades no críticas, pero en realidad, se puede considerar que éste es solamente el primer paso del proceso, puesto que para obtener re-

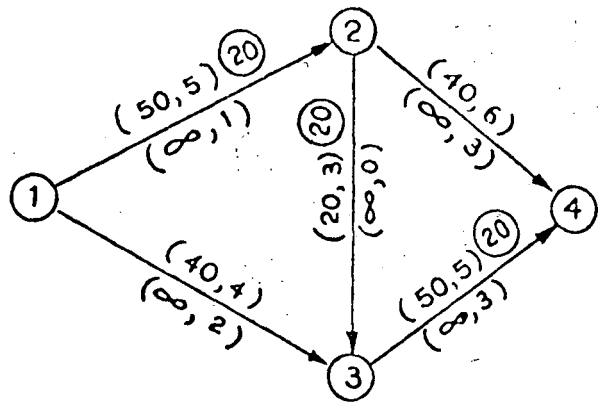


FIGURA 28

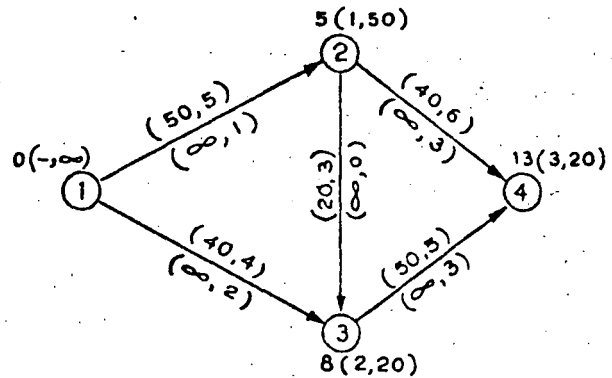


FIGURA 28.1-1er. Paso.

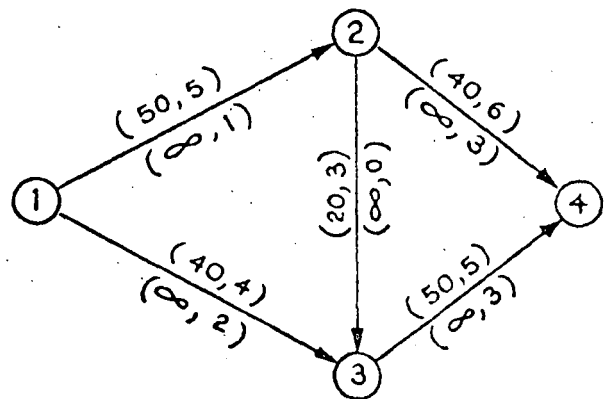


FIGURA 28.2-2º Paso.

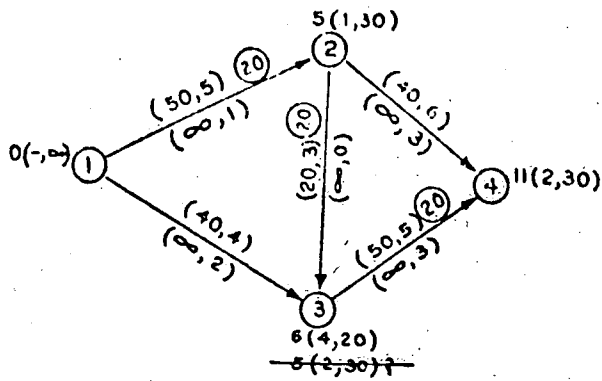


FIGURA 28.3-3er. Paso.

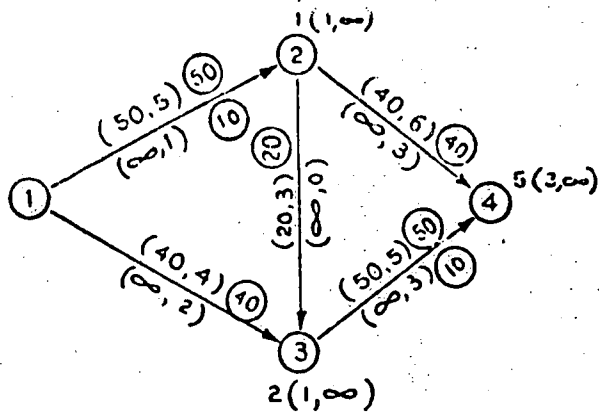


FIGURA 28.6-6º Paso final.

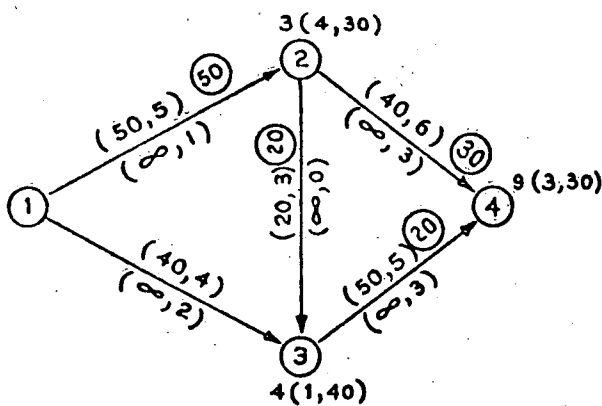


FIGURA 28.4-4º Paso.

Act. \ Tiempo Durac. Proc.	13	11	9	7	5
1-2	5	5	3	1	1
2-3	3	1	1	3	1
1-3	4	4	4	4	4
2-4	6	6	6	6	4
3-4	5	5	5	3	3
FLUJO TOTAL	20	50	80	100	∞

sultados que sean realmente útiles, es necesario considerar que el sistema es y debe ser un método dinámico, o sea que siempre debè estar vivo, por medio de un control adecuado de su ejecución, ya que de esta manera se podrán checar las estimaciones que originalmente se hicieron, tanto al determinar las secuencias, como al valorar los tiempos y costos correspondientes, para ir poniendo al día el programa, por medio de reportes elaborados adecuadamente.

Existen varios procedimientos para elaborar estos reportes, que dependerán básicamente del tipo de trabajo que se esté ejecutando. Aquí en seguida se expondrá uno de ellos que puede ser de utilidad.

Si se representa por medio de una gráfica la forma en que se desarrolla una actividad, se podrá observar que sigue una forma similar a la mostrada en la Fig. 29.

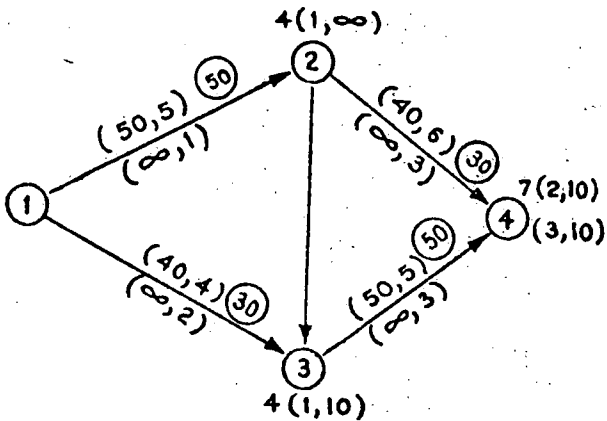


FIGURA 28.5-5º Paso.

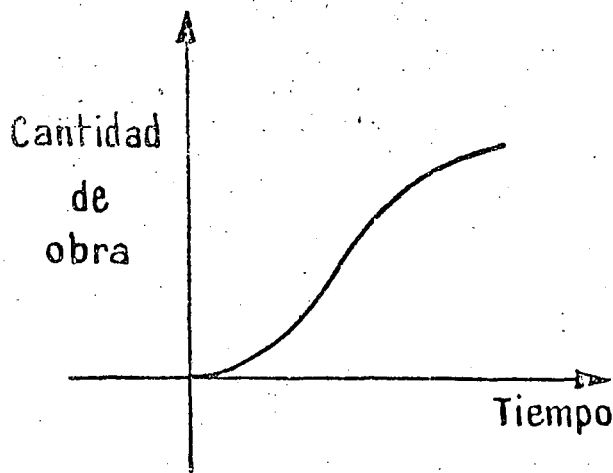


FIGURA 29

Al inicio, la pendiente es normalmente suave debido a los preparativos, entrenamiento de equipo, de personal, etc.

Al ir aumentando el tiempo la pendiente va creciendo hasta llegar a un determinado momento en que empieza a decrecer. Esto puede ser debido a muchos factores, como el retiro parcial de equipo o de gente.

Esta curva podrá ser variable, dependiendo del tipo de actividad de que se trate, en particular. En muchas ocasiones es difícil poder determinar con precisión la forma de esta curva, pues puede depender de una cantidad considerable de factores.

Cuando no sea posible determinar con cierta facilidad la forma de la curva de avance de trabajo, para efecto de control, se puede representar en una gráfica el avance medio propuesto, como se indica en la Fig. 30.

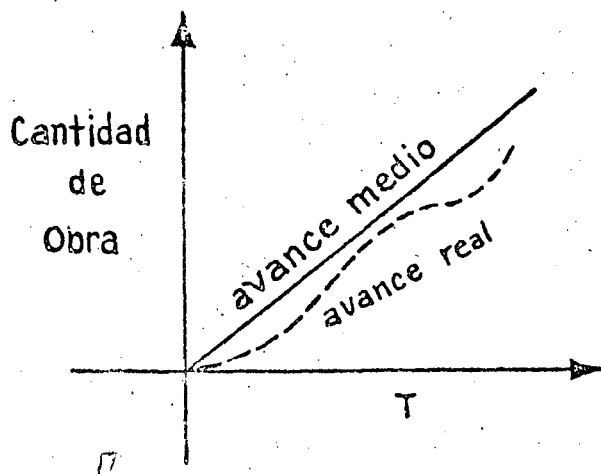


FIGURA 30

Para efectos de control, se llevará una gráfica de avances reales, superpuesta a esta gráfica de avances medios, que indicará la forma en que se está ejecutando el trabajo, ya en condiciones reales, y se puede por lo tanto, determinar en un momento dado si el avance está más o menos dentro de la previsión, teniendo en cuenta que se deberá obtener una curva similar a la indicada en la Fig. 29. De no suceder así, por ejemplo, si al 40% del tiempo la curva de avance real no tiende a subir sino que sigue con una pendiente suave, el trabajo está sufriendo un atraso, y es necesario investigar las causas por las que se está produciendo, para prever las medidas necesarias para remediarlo, con la ventaja de poder hacer una extrapolación, que aun cuando sea muy gruesa, puede dar una idea del tiempo de terminación, al seguir ejecutándose el trabajo, bajo esta condición de atraso.

Como con el método de la Ruta Crítica, se puede analizar la importancia que tiene cada actividad, con respecto al tiempo de duración total del proyecto, conociendo las holguras de cada trabajo se puede tomar una decisión adecuada, en cada caso en particular, cuando se producen atrasos, que pueden ser o no de trascendencia, de acuerdo con el grado de importancia de las actividades. Así, si una actividad sufre algún retraso, y se puede determinar de una manera gruesa, por extrapolación, el tiempo de terminación, si está dentro de su holgura bastará con verificar en cuánto se va a reducir ésta y cómo afecta esa reducción en las actividades que dependen de ella, aunque no sean inmediatas posteriores. Sabiendo cuánto afecta este retraso, se pueden tomar las medidas necesarias para remediarlo, y en caso de que no sea posible hacerlo en la actividad retrasada, si se puede prever lo que es necesario hacer en las actividades que siguen, con objeto de no volverlas críticas o semicríticas.

Si el atraso se produce en actividades críticas, es más fácil poder tomar una decisión adecuada, disponiendo de recursos en actividades no críticas, de preferencia las de mayor holgura, para subsanar el atraso, si no en esa actividad, en cualquiera otra posterior, a la que la reducirá el tiempo de ejecución con un incremento de recursos. Aún más, si se conocen las curvas de costos directos, de las actividades que siguen, se procurará acortar aquellas cuya pendiente de costos sea menor, aunque se aumente la duración de la actividad no crítica, de la cual se dispuso de una parte de sus recursos, sin sobrepasar la holgura total. Lo que se debe hacer, es de manera similar al caso mencionado en el párrafo anterior, o sea, se deben modificar las

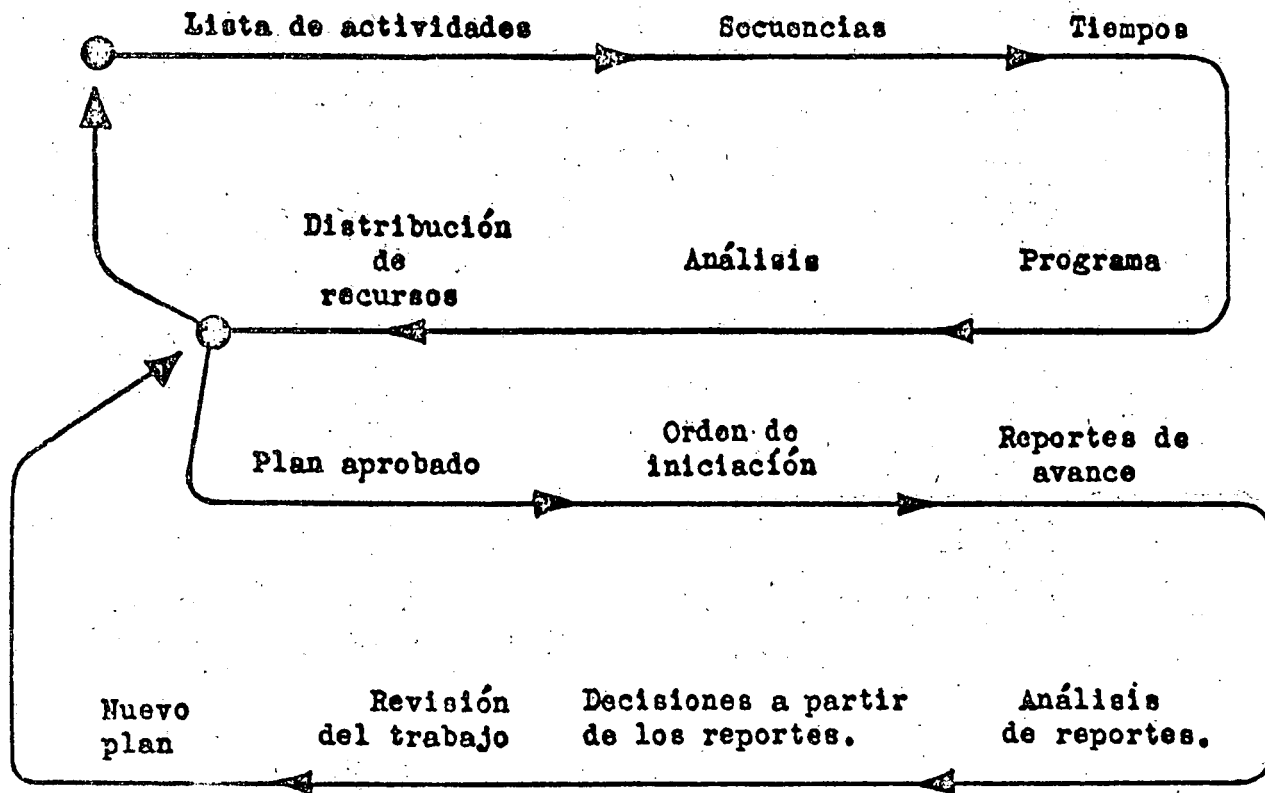
alguna de las actividades que resulten afectadas por el alargamiento en la actividad afectada.

De esta manera en muchas ocasiones se logra quitar el problema que puede provocar un atraso, sea necesidad de aumentar la cantidad de recursos disponibles en el proyecto, bastará con hacer una redistribución adecuada de los recursos disponibles, que en la mayoría de los casos son limitados, y que en caso necesario habría que importarlos a la obra dando ocasión a un atraso mayor, por la dificultad que se tendría en adquirirlos con urgencia. Esto se puede evitar haciendo un uso correcto

y racional de las holguras, y por consiguiente de los recursos disponibles.

Como se menciona al principio, para lograr resultados realmente satisfactorios, el método de la Trayectoria Crítica debe ser empleado para Planeación, Programación y Control de todas las actividades que intervienen en la realización de un proyecto, sin descuidar ninguno de estos tres aspectos que acabamos de analizar.

Este método lo podemos representar gráficamente mediante el ciclo dinámico siguiente:



9. Breve explicación del método PERT.

Como se menciona al final del Capítulo Primero existe otro método similar al de la Ruta Crítica (CMP) que tuvo su origen en la Marina de los Estados Unidos de América. Este método recibe el nombre de PERT (*Program Evaluation and Review Technique*).

La diferencia básica con el método de CPM radica en la forma de valuar los tiempos de ejecución de las actividades.

Para el CPM el tiempo de duración es uno solo, que está obtenido de la experiencia de las personas que hacen la estimación.

Para el PERT, la valuación del tiempo de ejecución de cada actividad, se hace utilizando la teoría de leyes de probabilidades. Es por lo tanto un procedimiento más realista que el CPM.

Para obtener el tiempo más probable de ejecución de cada actividad y por lo tanto, el tiempo más probable de ejecución total del proceso, se estiman, de acuerdo con datos estadísticos 3 tiempos:

El tiempo optimista es aquel tiempo más corto posible en el que la actividad puede ejecutarse.

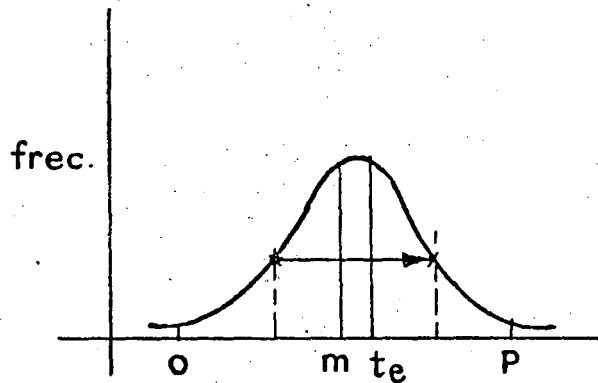
El tiempo medio, es aquel tiempo que puede ocurrir más a menudo, si la actividad se ejecuta varias

veces, exactamente en las mismas condiciones de trabajo.

Y el tiempo pesimista, es el tiempo más largo en que una actividad puede ejecutarse; puede ser aquel que se presenta una vez cada cien.

Estos tres tiempos pueden quedar representados por medio de una gráfica de frecuencias que recibe el nombre de Campana de Gauss.

En el diagrama de actividades, se deberán dibujar sobre cada flecha los tres tiempos estimados.



El tiempo más probable de ejecución de las actividades se puede obtener mediante la expresión:

$$te = \frac{o + 4m + p}{6}$$

Este es el tiempo con el que se trabaja para obtener los mismos resultados analizados en capítulos anteriores, o sea ruta crítica, y actividades no críticas con sus respectivas holguras, sólo hay que tomar muy en cuenta que los datos obtenidos corresponden a tiempos más probables de ejecución, que están sujetos a variación. Esta variación deberá estar dentro de ciertos límites dados por la expresión.

$$S = \frac{p-o}{6}$$

Que recibe el nombre de dispersión (*standard deviation*).

Si el valor de S es muy grande indicará que la estimación de los tiempos optimista y pesimista ha sido muy sobrada, y que es posible lograr un acortamiento en la duración de la actividad. Si por el contrario el valor de S es pequeño significará que

las estimaciones han sido hechas dentro de valores reales, y que no es factible hacer acortamientos de tiempo de consideración.

Por lo tanto, las actividades críticas, y las actividades no críticas producirán unas determinadas fechas, primera y última, de realización de los eventos, que serán las más probables dentro de los límites que marca la dispersión de aquellas actividades que determinan la fecha de aquéllos.

Para el método PERT es indispensable el control minucioso de la ejecución de cada actividad, así como la revisión continua del programa de trabajo.

10. Uso de computadoras electrónicas. Ventajas sobre el cálculo manual.

Como se ha visto, en el Método de la Ruta Crítica la técnica matemática no presenta problema para su manejo, pues aun cuando está basado en teorías perfectamente analizadas, se reduce a un sistema de sumas y restas que deben seguir una determinada rutina, ya sea para el análisis de Ruta Crítica, como para resolver el problema de Costos.

El problema, por lo tanto, se reduce a un problema mecánico. El cálculo manual es conveniente sin gran dificultad o posibilidad de error, en proyectos del orden de 150 a 200 actividades, o cuando por lejanía del proyecto sea difícil tener fácil acceso a computadoras electrónicas de cálculo, que solucionan el problema a grandes velocidades con la seguridad de no cometer errores.

Para tener una idea del tiempo de procesamiento, después de elaborar el diagrama y hacer las estimaciones de tiempo correspondientes, que es, y debe ser una labor netamente humana, el cálculo del programa, sin llegar a obtener el diagrama de barras, de un proyecto de 400 actividades podrá ejecutarse en unas 4 a 6 horas efectivas, con grandes posibilidades de error. En una computadora electrónica adecuada, el problema podrá ser resuelto en unos 4 minutos, y el programa de barras dado por la computadora en otros 3 o 4 minutos más.

El uso de computadoras electrónicas, para resolver problemas de Ruta Crítica, es bastante simple, ya que no es necesario elaborar las instrucciones a la máquina, pues en la mayor parte de las computadoras comerciales, existentes en México, se tienen ya las instrucciones propias, sea que se trate de CPM o de PERT.

Las instrucciones de máquina para CPM, de las computadoras IBM recibe el nombre LESS.

Con esta gran ventaja bastará sólo con dar los siguientes datos, para perforar tarjetas o grabar cinta, de acuerdo con el tipo de computadora existente.

Los datos deberán ser:

- i nudo inicial de la actividad.
- j nudo final de la actividad.
- t tiempo de duración de la actividad.

Si se desea se puede dar la descripción de la actividad.

Con estos datos basta para que la computadora pueda analizarlos, y dar resultados en forma de tabla, similar a la usada en el cálculo manual.

La gran ventaja que se tiene con el uso de computadoras, es la de poder hacer el análisis de varias alternativas, hasta llegar a la solución adecuada, empleando un mínimo de tiempo, siempre y cuando las secuencias mostradas en el diagrama y los tiempos de ejecución estén correctamente estimados.

BIBLIOGRAFIA

¹ KELLEY, J. E. JR. Y WALKER, M. R. *Critical Path Planning and Scheduling*. Proc. Eastern Joint Computer Conference, 160-173. Boston, Diciembre 4-3, 1959.

² FULKERSON, D. R. *A Network Flow Computation for Project Cost Curves Management Science*. Vol. 7. N° 2. Enero, 1961.

³ KELLEY, J. E. JR. *Critical Path Planning and Scheduling*. Mathematical Basis Operation Research. Vol. 9. N° 3. Mayo-Junio, 1961.

⁴ *GE 225 and CPM for Precise Project Planning*. General Electric Computed Dept. Phoenix, Arizona, Christensen Borge M.

⁵ *Publicaciones PERT*. Superintendencia de Documentos. Government Printing Office. Washington 25, D. C.

⁶ *Manual de Información General de PERT*. IBM.

⁷ *Aplicando el CPM*. R. L. Martino. Revista Control Engineering. Febrero, 1963.

⁸ *A non-computer approach to the CPM for the Construction Industry*. Depto. de Ingeniería Civil. Stanford University, Calif.

⁹ *Notas de lectura sobre CPS*. Lloyd Cutcliffe. Massachusetts Institute of Technology. Cambridge 39, Massachusetts.

A P E N D I C E

ESTUDIO POR MEDIO DE LA TRAYECTORIA CRITICA PARA EL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DE UNA ZONA DE RIEGO

Con el fin de programar y planear las actividades que intervienen en el levantamiento topográfico de una zona de riego según las especificaciones que señala el Instructivo para Levantamientos Topográficos de la Dirección de Estudios y Proyectos, se empleó el Método de la Trayectoria Crítica.

Las condiciones de trabajo que se consideraron para esta programación, son las que generalmente se presentan en esta clase de trabajos, es decir, terrenos con vegetación exuberante, personal con experiencia suficiente, equipo necesario para la atención debida de los trabajos y el avance de éstos, el que normalmente se logra en la actualidad en las Brigadas de Estudios. Para la organización de las brigadas de brecha, trazo, nivelación y plan-

cheta, se consideraron formadas adecuadamente para el avance óptimo con el mínimo de personal.

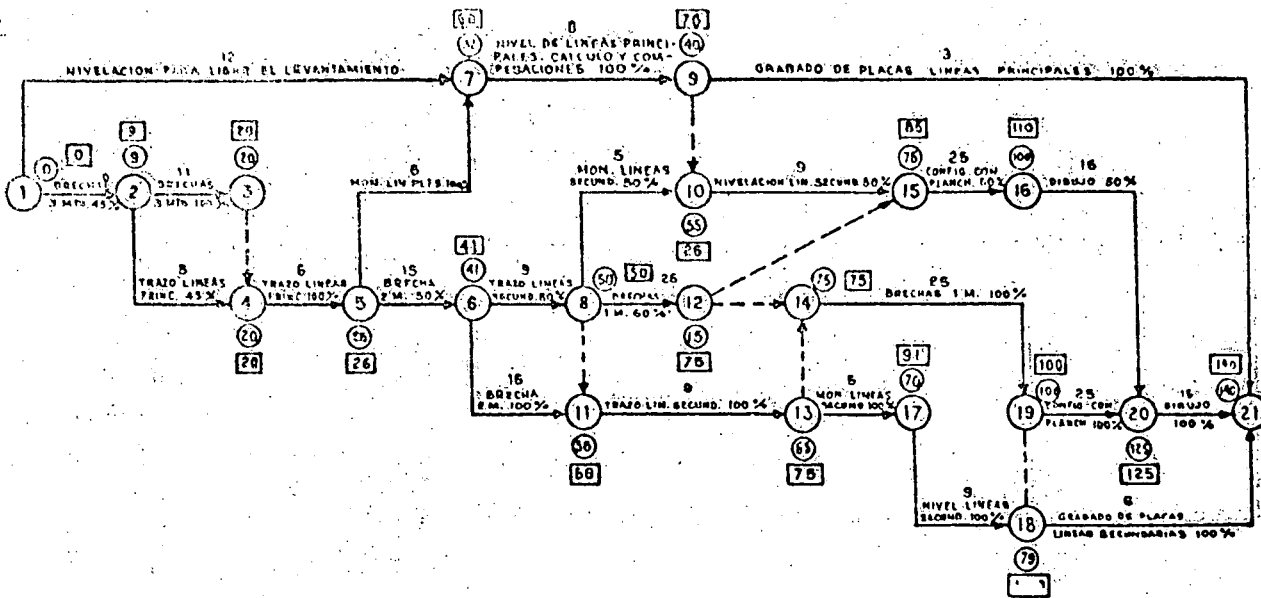
El sistema para el levantamiento tiene como apoyo principal una cuadrícula rectangular topográfica establecida con tránsito y cinta, formada por cuadros de 5 × 5 kilómetros con líneas intermedias paralelas cada kilómetro; estas líneas forman la cuadrícula, se monumentan cada kilómetro y después se nivelan de perfil con nivel fijo.

La configuración del terreno y la fijación de detalles se realiza por medio de la plancheta o tránsito y estadia, a escala 1:5 000, mediante brechas de anteojo apoyadas en la cuadrícula que permitan el acceso al configurador y estadaleros.

LISTA DE SECUENCIAS PARA EL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DE UNA ZONA DE RIEGO DE 10.000 HA.

Número de la actividad	DESCRIPCION	SECUENCIAS INMEDIATAS		DURACION EN DIAS
		Antes	Después	
1	Nivelación diferencial para liga del levantamiento.....	—	9	12
2	Apertura de brechas principales de 3 m. de ancho en 45 %.....	—	6-3	9
3	Apertura de brechas principales de 3 m. de ancho en 100 %.....	2	7	11
4	Apertura de brechas secundarias de 2 m. de ancho en 50 %.....	7	10	15
5	Apertura de brechas secundarias de 2 m. de ancho en 100 %.....	4	11	15
6	Trazo de líneas principales en 45 %.....	2	7	5
7	Trazo de líneas principales en 100 %.....	2-6	8-4	6
8	Monumentación de líneas principales en 100 %.....	7	9	6
9	Nivelación de líneas principales, su cálculo y compensación en 100 %.....	1-8	16-20	8
10	Trazo de líneas secundarias en 50 %.....	4	5-14-12	9
11	Trazo de líneas secundarias en 100 %.....	5-10	15-13	9
12	Apertura de brechas de 1 m. de ancho para el levantamiento con plancheta en 50 %.....	10	13-18	25
13	Apertura de brechas de 1 m. de ancho para el levantamiento con plancheta en 100 %.....	11-12	19	25
14	Monumentación de líneas secundarias en 50 %.....	10	16	5
15	Monumentación de líneas secundarias en 100 %.....	11	17	5
16	Nivelación de líneas secundarias, su cálculo y compensación, y preparación de hojas de plancheta en 50 %.....	14	18	9
17	Nivelación de líneas secundarias, su cálculo y compensación, y preparación de hojas para plancheta en 100 %.....	15	19-21	9
18	Configuración y levantamiento de detalles con plancheta en 50%.....	12-16	19-22	25
19	Configuración y levantamiento de detalles con plancheta en 100%.....	13-17	23	25
20	Grabado placas de monumentos de líneas principales en 100 %.....	9	—	3
21	Grabado placas de monumentos de líneas secundarias en 100 %.....	17	—	6
22	Dibujo de planos en 50 %.....	18	23	15
23	Dibujo de planos en 100 %.....	18-19	—	15

DIAGRAMA DE FLECHAS



FECHAS

ACTIVIDAD CRITICA	LISTA DE ACTIVIDADES	NUMERO DE ACTIVIDAD		Duración.	INICIACIÓN		TERMINACIÓN		Holgura	
		i	j		Primera	Ultima	Primera	Ultima	Total	Libre
XX	Brecha 3 m. 45 %	001	002	009	000000	000000	000009	000000	000000	000000
XX	Brecha 3 m. 100%	002	003	011	000009	000009	000020	000020	000000	000000
	Trazo líneas principales 45%	002	004	005	000009	000015	000014	000020	000006	000006
XX	Virtual.	003	001	000	000020	000020	000020	000020	000000	000000
XX	Trazo líneas principales 100%	004	005	006	000020	000020	000026	000026	000000	000000
XX	Brecha 2 m. 50%	005	006	015	000026	000026	000041	000041	000000	000000
	Nivelación para ligar Lev.	001	007	012	000000	000020	000012	000032	000020	000020
XX	Mon. de líneas Sec. 100%	005	007	006	000026	000026	000032	000032	000000	000000
XX	Trazo líneas Secund. 50%	006	008	009	000041	000041	000050	000050	000000	000000
XX	Nivel líneas principales.	007	009	008	000032	000032	000040	000040	000000	000000
XX	Mon. líneas Secund. 50%	008	010	005	000050	000050	000055	000055	000000	000000
	Virtual.	009	010	000	000040	000055	000040	000055	000015	000015
XX	Brecha 2 m. 100%	006	011	015	000041	000041	000056	000056	000000	000000
	Virtual.	008	011	000	000050	000056	000050	000056	000006	000006
XX	Brecha 1 m. 50%	008	012	025	000050	000050	000075	000075	000000	000000
XX	Trazo líneas Secund. 100%	011	013	009	000056	000056	000065	000065	000000	000000
	Virtual.	012	014	000	000060	000075	000060	000075	000015	000005
	Virtual.	013	014	000	000065	000075	000065	000075	000010	000000
	Nivel líneas Secund. 50%	010	015	009	000055	000066	000064	000075	000011	000000
	Virtual.	012	015	000	000060	000075	000060	000075	000015	000004
	Configuración Planch. 50%	015	016	025	000064	000075	000089	000100	000011	000000
	Mon. líneas Secund. 100%	013	017	005	000065	000065	000070	000070	000000	000000
XX	Nivel líneas Secund. 100%	017	018	009	000070	000070	000079	000079	000000	000000
XX	Brecha 1 m. 100%	014	019	025	000065	000075	000090	000100	000010	000011
	Virtual.	018	019	000	000079	000100	000079	000100	000021	000000
	Dibujo 50%	016	020	015	000089	000110	000101	000125	000021	000000
	Configuración Planch. 100%	019	020	025	000079	000100	000104	000125	000021	000000
	Grab. Plac. Lín. Princ. 100%	009	021	003	000140	000137	000043	000140	000007	000007
	Grab. Plac. Lín. Sec. 100%	018	021	006	000079	000134	000085	000140	000055	000034
	Dibujo 100%	020	021	015	000104	000125	000119	000140	000021	000000

TABLA DE TIEMPOS

ACTIV.	DESCRIPCION	CANT. OBRAS	DURAC. DIAS	HT	HL	HI	Fecha Pri.		Fecha ult.		GDO. IMP.	R	DIAGRAMA DE BARRAS																		
							I	T	I	T			S	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95
1-7	Nivel Ligar Leut.		12	56	20	20	0	12	56	68	7°		[Bar chart for activity 1-7]																		
1-2	Brecha 3 mt.	45%	9	0	0	0	0	9	0	9	+		[Bar chart for activity 1-2]																		
2-3	"	100%	11	0	0	0	9	20	9	20	+		[Bar chart for activity 2-3]																		
3-4	Flecha de Liga		0	0	0	0	20	20	20	20	+		[Bar chart for activity 3-4]																		
4-5	Trazo Lin. Pal.	100%	6	0	0	0	20	26	20	26	+		[Bar chart for activity 4-5]																		
2-4	"	45%	5	6	6	6	9	14	15	20	1°		[Bar chart for activity 2-4]																		
5-6	Brecha 2 mt.	50%	15	0	0	0	26	41	26	41	+		[Bar chart for activity 5-6]																		
5-7	Mon. Lin. Sec.	100%	6	36	0	0	26	32	62	68	5°		[Bar chart for activity 5-7]																		
6-8	Trazo Lin. Sec.	50%	9	0	0	0	41	50	41	50	+		[Bar chart for activity 6-8]																		
6-11	Brecha 2 mt.	100%	15	10	0	0	41	56	51	66	2°		[Bar chart for activity 6-11]																		
7-9	Nivel Lineas Pales.		8	36	0	-36	32	40	68	76	5°		[Bar chart for activity 7-9]																		
8-10	Mon. Lineas Sec.	50%	5	21	0	0	50	55	71	76	4°		[Bar chart for activity 8-10]																		
8-11	Flecha de Liga.		0	16	6	6	50	50	66	66	3°		[Bar chart for activity 8-11]																		
8-12	Brecha Int.	50%	25	0	0	0	50	75	50	75	+		[Bar chart for activity 8-12]																		
9-10	Flecha de Liga		0	36	15	-21	40	40	76	76	5°		[Bar chart for activity 9-10]																		
9-21	Grabar Placas Plas.		3	97	97	61	40	43	137	140	8°		[Bar chart for activity 9-21]																		
10-15	Nivel Lin. Sec.	50%	3	21	11	-10	55	64	76	85	4°		[Bar chart for activity 10-15]																		
11-13	Trazo Lin. Sec.	100%	9	10	0	-10	56	65	66	75	2°		[Bar chart for activity 11-13]																		
12-14	Flecha de Liga		0	0	0	0	75	75	75	75	+		[Bar chart for activity 12-14]																		
12-15	Flecha de Liga		0	10	0	0	75	75	85	85	2°		[Bar chart for activity 12-15]																		
13-14	Flecha de Liga		0	10	10	0	65	65	75	75	2°		[Bar chart for activity 13-14]																		
13-17	Mon. Lin. Sec.	100%	5	21	0	-10	65	70	86	91	4°		[Bar chart for activity 13-17]																		
14-19	Brecha Int.	100%	25	0	0	0	75	100	75	100	+		[Bar chart for activity 14-19]																		
15-16	Conf. Planch.	50%	25	10	0	-10	75	100	85	110	2°		[Bar chart for activity 15-16]																		
16-20	Dibujo	50%	15	10	10	10	100	115	110	125	2°		[Bar chart for activity 16-20]																		
17-18	Nivel Lin. Sec.	100%	9	21	21	21	70	79	91	100	4°		[Bar chart for activity 17-18]																		
18-19	Flecha de Liga		0	21	21	0	79	79	100	100	4°		[Bar chart for activity 18-19]																		
19-20	Conf. Planch.	100%	25	0	0	0	100	125	100	125	+		[Bar chart for activity 19-20]																		
18-21	Grabar Plac. Lin. Sec.	100%	6	55	55	34	79	85	134	140	6°		[Bar chart for activity 18-21]																		
20-21	Dibuja	100%	15	0	0	0	125	140	125	140	+		[Bar chart for activity 20-21]																		

+ [Solid bar] Activ. critica

[Hatched bar] Activ. NO critica con holgura total.

▷ Fecha ultima de iniciación.

X



11



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



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO.

INTRODUCCIÓN AL CALCULO DEL CONCRETO
PRESFORZADO. ANCLAJES EN LOS EXTREMOS.
PERDIDAS DE PREESFUERZO.

ING. FILIBERTO CAMPOS
NOVIEMBRE DE 1978



PRINCIPIOS DEL CONCRETO PRESFORZADO

1. CONCEPTOS INTRODUCTORIOS

La resistencia a tensión del concreto simple es muy inferior a su resistencia a compresión. Para poder emplear el concreto simple en elementos que deben resistir tensiones, es necesario encontrar una forma de suplir esta falta de resistencia a tensión. Se puede lograr esto colocando acero de refuerzo en las zonas de los elementos estructurales donde pueden aparecer tensiones, que es precisamente lo que se hace en el concreto reforzado convencional. Sin embargo, esta forma de proporcionar resistencia a la tensión presenta un inconveniente: aun cuando el refuerzo garantiza una resistencia adecuada, no impide el agrietamiento del concreto a niveles de carga relativamente bajos. Son bien conocidos los efectos desfavorables de las grietas sobre la apariencia y durabilidad de los elementos de concreto reforzado; de ahí que eliminar el agrietamiento haya sido siempre una de las principales preocupaciones de los proyectistas. Aunque ha habido diversos intentos para resolver el problema, la contribución más importante suele atribuirse al ingeniero francés Freyssinet, quien convirtió en realidad práctica la idea de presforzar los elementos de concreto reforzado. Según Freyssinet (ref 1 y cap 1 del Tomo I de la ref 2), presforzar un elemento estructural consiste en crear en él, mediante algún procedimiento, antes o al mismo tiempo que la aplicación de las acciones exteriores, esfuerzos tales que, al combinarse con los correspondientes a las cargas exteriores, anulen los esfuerzos de tensión o los mantengan menores que los esfuerzos permisibles de los materiales empleados. En otras palabras, lo que pretendía Freyssinet era eliminar totalmente las tensiones en el concreto, introduciendo una fuerza que creara esfuerzos de compresión que anulasen los de tensión.

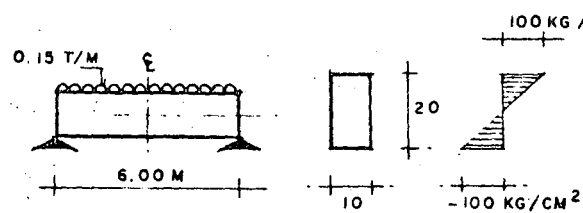
Este concepto inicial del presfuerzo se ha ido modificando con el tiempo. T. Y. Lin dice que presforzar significa la creación intencionada de esfuerzos, no para elimi--

nar tensiones exclusivamente, sino para mejorar el comportamiento general de la estructura (cap 1 de la ref 4). El presfuerzo se utiliza para controlar no solamente el estado de agrietamiento, sino también el de deformación. De acuerdo con los criterios modernos de diseño, incluso no se considera imprescindible eliminar totalmente el agrietamiento. Así, el concreto presforzado puede concebirse simplemente como una modalidad del concreto reforzado ordinario, constituyendo el presfuerzo una sollicitación artificial que introduce el proyectista en los elementos estructurales para alcanzar alguna finalidad que se estime ventajosa.

$$M = \frac{0.15 \times 6^2}{8} = 0.67 \text{ T-M}$$

$$S = \frac{1}{6} \times 10 \times 20^2 = 667 \text{ CM}^3$$

$$f_{i,s} = \frac{M}{S} = \frac{67000}{667} = 100 \text{ KG/CM}^2$$

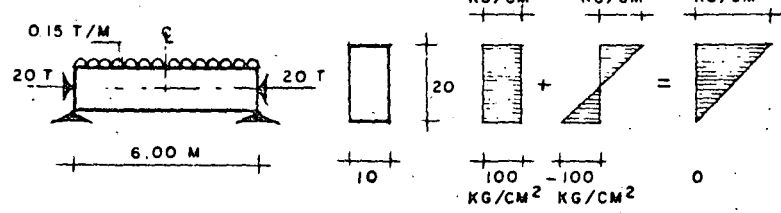


NOTACION	
A	= AREA DE LA SECCION
F	= FUERZA DE PRESFUERZO
M	= MOMENTO FLEXIONANTE
S	= MODULO DE SECCION
e	= EXCENTRICIDAD DEL PRESFUERZO
$f_{i,s}$	= ESFUERZO EN FIBRA INFERIOR Y SUPERIOR, RESPECTIVAMENTE

(A) VIGA DE CONCRETO SIMPLE

$$f_{i,s} = \frac{F}{A} + \frac{M}{S} = \frac{20000}{10 \times 20} + \frac{67000}{667}$$

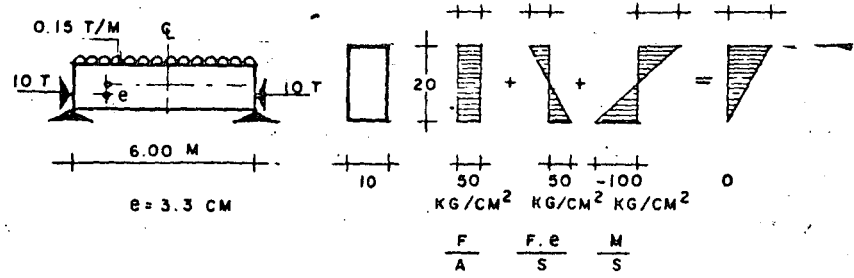
$$f_s = 200 \text{ KG/CM}^2 \quad f_i = 0$$



(B) VIGA CON PRESFUERZO AXIAL

$$f_{i,s} = \frac{F}{A} + \frac{F \cdot e}{S} + \frac{M}{S} = \frac{10000}{10 \times 20} + \frac{10000 \times 3.3}{667} + \frac{67000}{667}$$

$$f_s = 100 \text{ KG/CM}^2 \quad f_i = 0$$



(C) VIGA CON PRESFUERZO EN EL LIMITE DEL NUCLEO CENTRAL

Fig 1.

2. ILUSTRACION DEL PRINCIPIO DEL PRESFUERZO

El principio del presfuerzo puede ilustrarse en forma elemental con los siguientes ejemplos. Considérese una viga de sección rectangular, de concreto simple, libremente apoyada, como la mostrada en la fig 1A. Suponiendo un comportamiento elástico, debido a la acción de carga exterior, la viga quedará sujeta en su sección crítica a esfuerzos de compresión y de tensión, en sus fibras extremas, de 100 Kg/cm^2 . Evidentemente el concreto no puede resistir esfuerzos de tensión de esta magnitud, pero si a la misma viga de concreto se le aplica una fuerza axial de 20 ton, que produce esfuerzos de compresión uniformes de 100 Kg/cm^2 , los esfuerzos de tensión en la fibra inferior se anulan, aunque los de compresión en la fibra superior se incrementan a 200 Kg/cm^2 (fig 1B). - En la fig 1C se muestra la misma viga de concreto, pero con una fuerza de compresión igual a la mitad de la fuerza axial del caso exterior, aplicada en el límite del núcleo central. Así, la fuerza produce un momento de signo contrario al producido por las cargas exteriores en la sección crítica. Las tensiones en la fibra inferior también se anulan, pero los esfuerzos de compresión en la fibra superior son iguales a la mitad de los esfuerzos correspondientes en la viga de la fig 1B.

De lo anterior se deduce que para presforzar una viga de concreto, se debe -- aplicar una fuerza cuya magnitud depende de la excentricidad de la fuerza de presfuerzo con respecto al eje neutro. Cuando mayor es la excentricidad, menor es la fuerza de presfuerzo requerida.

3. COMPORTAMIENTO DE VIGAS DE CONCRETO PRESFORZADO Y CRITERIOS DE DISEÑO

En general una viga de concreto presforzado con presfuerzo excéntrico tiene -- una curva carga-deformación como la representada en la fig 2, con un tramo prácticamente recto y uno curvo. El tramo recto, que indica un comportamiento lineal, se ini

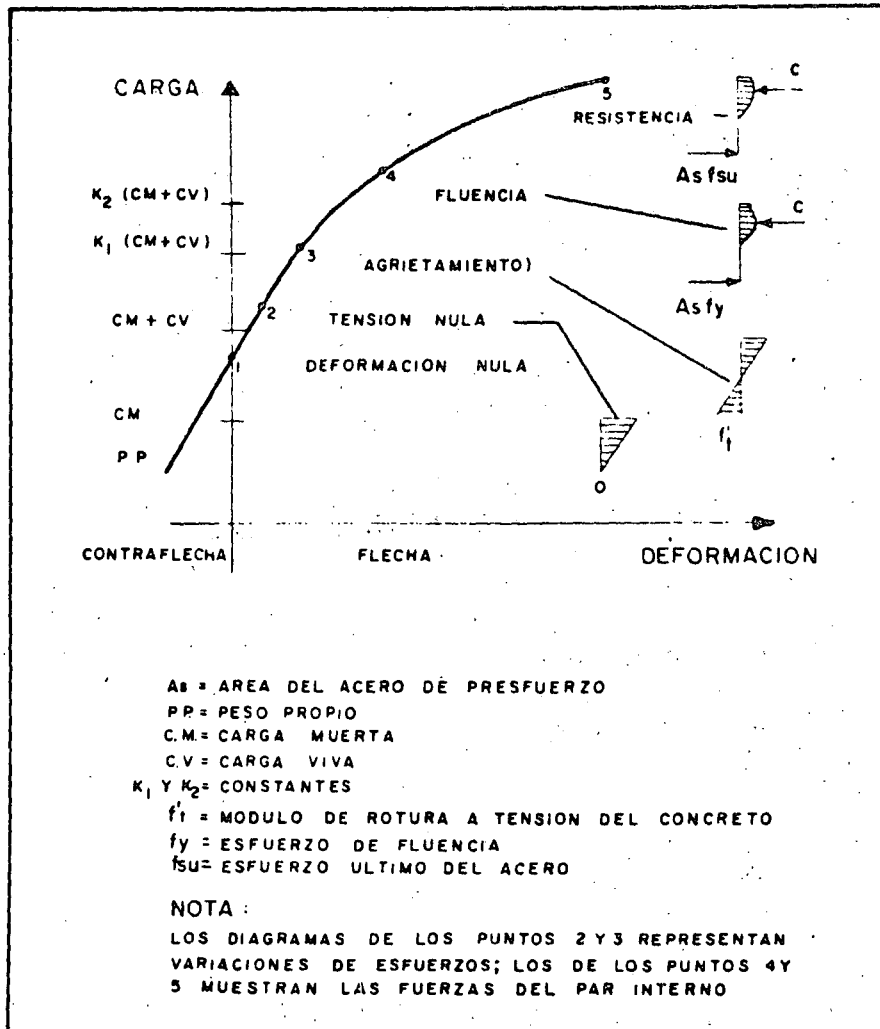


Fig 2.

cia en la región de deformaciones negativas, lo que significa que e, debido a la acción del presfuerzo, se producen deformaciones hacia arriba (contraflechas), que no se contrarrestan totalmente por el peso propio y algún porcentaje de la carga total.

El punto 1 de la curva representa la condición de deformación nula, en que las deformaciones correspondientes a las cargas exteriores quedan totalmente equilibradas por las producidas por el presfuerzo. Esta condición se presenta, por ejemplo, cuando la combinación de los esfuerzos debidos a cargas exteriores y al presfuerzo produce un bloque de esfuerzos uniformes en todas las secciones de la viga.

El punto 2 de la curva resulta cuando los esfuerzos de tensión son nulos en la fibra inferior de la sección crítica de la viga. Durante mucho tiempo, los proyectistas de elementos de concreto presforzado consideraron que no debería excederse esta condición.

Si la carga se incrementa, se llega al punto 3, correspondiente a la carga de agrietamiento, que se presenta cuando los esfuerzos de tensión en la fibra inferior de la sección crítica coinciden con el módulo de rotura de concreto. Este es un punto notable en el comportamiento de los elementos de concreto presforzado, debido a que corresponde a la iniciación del agrietamiento. Una vez sobrepasada la carga de agrietamiento, las deformaciones dejan de ser proporcionales a las cargas y la curva carga-deformación exhibe un quiebre marcado.

El punto 4 corresponde a la carga que hace que el acero alcance su esfuerzo fluencia.

El punto 5 representa la resistencia de la sección, es decir, su capacidad máxima en flexión.

En la gráfica se indican sobre el eje vertical diversos estados de carga típicos, correspondientes a distintos estados de deformación y agrietamiento.

Idealmente, el diseño de elementos de concreto presforzado debe basarse en el conocimiento de la curva completa carga-deformación. Si se puede predecir esta curva, el proyectista está en condiciones de dimensionar la viga, de manera que cuente con un grado de seguridad a la ruptura predeterminado y que tenga un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio. Así, comparando la resistencia que puede desarrollar una sección con la carga de servicio que debe soportar, tendrá una idea del grado de seguridad con que cuenta. Conociendo las relaciones entre las cargas y las deformaciones para distintos niveles de carga, puede mantener las deformaciones probables de la viga dentro de valores convenientes. Análogamente puede lograr que el agrietamiento no exceda de unos límites que se consideren aceptables.

Debe señalarse que un problema de especial dificultad en el estudio del comportamiento de elementos estructurales presforzados es la predicción de las variaciones que experimenta el presfuerzo inicialmente aplicado, al transcurrir el tiempo, como resultado de las características plásticas del concreto y del acero.

Los reglamentos de diseño suelen dar recomendaciones específicas para el grado de seguridad requerido en distintas condiciones, y normas respecto a las deformaciones y agrietamiento admisibles en distintas situaciones. Es frecuente también que los reglamentos especifiquen determinados esfuerzos permisibles que no deben excederse bajo condiciones de servicio de distintos tipos. Esto es una forma indirecta de lograr un grado de seguridad razonable y evitar agrietamientos. El criterio de diseño basado en esfuerzos permisibles es todavía muy común, pero se concibe la posibilidad de desarrollar métodos de diseño basados exclusivamente en requisitos de resistencia, agrietamiento y deformación.

4. FORMAS DE APLICAR EL PRESFUERZO

El presfuerzo suele aplicarse mediante elementos de acero de alta resistencia llamados tendones. Menos frecuentemente, el presfuerzo se crea por medio de gatos. A continuación se describen los sistemas más comúnmente utilizados para aplicar presfuerzo.

4.1 Sistemas Pretensados

En los sistemas pretensados, los tendones se tensan antes del colado de los elementos, anclándolos en muertos de anclaje especiales. Cuando el concreto ha alcanzado suficiente resistencia, se cortan los tendones, que quedan anclados en las piezas de concreto por adherencia, y al tender a recuperar sus dimensiones originales, crean un estado de esfuerzos de compresión en el elemento.

Los sistemas pretensados se prestan a la producción de elementos estructurales estandarizados. En general, el tamaño de las piezas no suele alcanzar proporciones muy grandes debido a los problemas de transporte desde los centros de producción a la obra.

Las instalaciones para la producción de elementos pretensados pueden ser características muy distintas. Fundamentalmente, consisten en una mesa donde se fabrican los productos, muertos de anclaje, moldes, gatos para tensar los tendones, grúas para el manejo de los productos prefabricados de concreto, moldes y equipo especial para el manejo de los productos prefabricados de concreto, moldes y equipo especial para el manejo de tendones. En algunas ocasiones, también se cuenta con plantas de vapor para reducir la duración de los ciclos de fabricación por medio de curado acelerado.

4.1.1 Mesas de colado y muertos de anclaje

Las mesas de colado para la producción de elementos pretensados pueden tener

características muy variables, dependiendo de la naturaleza de los productos por fabricar, la magnitud de las fuerzas de presfuerzo para las que haya que proporcionar anclaje, y las propiedades del suelo sobre el que deben apoyarse. Un aspecto fundamental es reducir al mínimo los movimientos diferenciales de las instalaciones, a fin de evitar tener que hacer ajustes frecuentes para conservarlas debidamente niveladas.

El dimensionamiento de las mesas se basa en la aplicación de los principios de la ingeniería estructural y de la mecánica de suelos. En las refs 5 (cap 10), 6 (Tomo 1, cap 3) y 7 (cap 15), se describen distintos tipos de mesas de presfuerzo y se dan algunas indicaciones sobre su diseño. En la fig 3 se muestra esquemáticamente una instalación típica. La longitud de las mesas oscila entre 40 y 200 m, aproximadamente, pudiéndose considerar 100 m como valor promedio. Se distinguen tres tipos de mesas de colado: fijas, portátiles y moldes que actúan como mesas.

Mesas fijas

a) Muertos de anclaje que resisten por sí solos todas las fuerzas de presfuerzo (fig 4A). En esta alternativa, los muertos resisten las fuerzas de presfuerzo exclusivamente por su propio peso y las reacciones del terreno, pudiéndose incluir entre estas el empuje pasivo y la fricción entre el muerto y el suelo. La losa no tiene más función que la de proporcionar una superficie de trabajo. Un inconveniente de esta alternativa es que la losa y los muertos pueden tener movimientos relativos entre sí de importancia, que pueden ocasionar dificultades en la producción. Sin embargo, cuando el terreno es bueno, es una de las soluciones más convenientes por su sencillez.

b) Muertos de anclaje piloteados (fig 4B). Una variante de la alternativa anterior consiste en proporcionar estabilidad a los muertos de anclaje por medio de pilotes. Esta solución puede ser adecuada en caso de que los terrenos sean malos. La losa tampoco cumple aquí una función estructural.

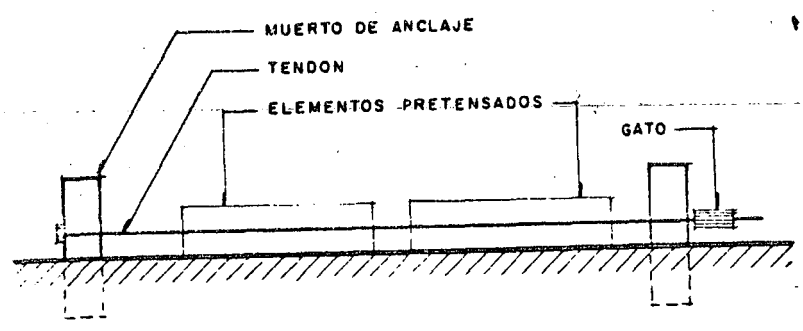
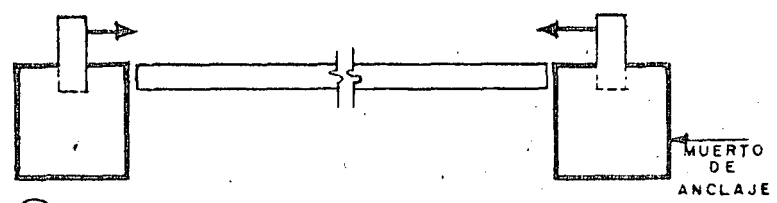
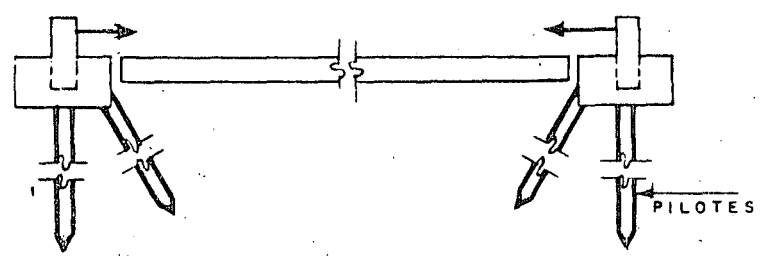


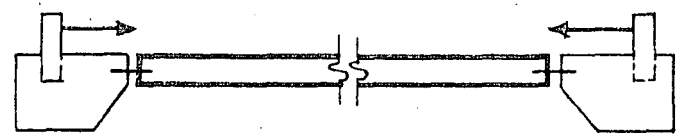
Fig. 3



(A) LOS MUERTOS DE ANCLAJE RESISTEN POR SI SOLOS TODAS LAS FUERZAS DE PRESFUERZO



(B) MUERTOS DE ANCLAJES CON PILOTES



(C) EL FIRME ACTUA COMO COLUMNA



(D) LOSA MONOLITICA CON LOS MUERTOS DE ANCLAJE

Fig 4.

c) La losa actúa como una columna (fig 4C). Las dimensiones de los muertos de concreto pueden disminuirse si se hace que la losa que forma la mesa actúe como una columna con capacidad suficiente para transmitir las cargas de presfuerzo. También en este caso puede haber movimientos relativos que ocasionen problemas de fabricación, como en la mesa descrita en a). Deben investigarse los efectos de esbeltez bajo la acción de las fuerzas de presfuerzo, aunque por regla general el peso propio de la losa es suficiente para que esto no constituya un problema.

d) Losa monolítica con los muertos de anclaje (fig 2D). En este caso, la losa y los muertos de anclaje forman un conjunto monolítico. La ventaja de este tipo de solución es su gran rigidez, quedando reducidos a un mínimo los problemas debidos a movimientos diferenciales. Esta variante está indicada cuando el terreno es malo.

Mesas portátiles

En algunas ocasiones puede ser interesante hacer una planta provisional cerca de la obra donde se van a consumir productos prefabricados. Esto se justifica cuando no existen plantas de prefabricación próximas y cuando el volumen de la obra es lo suficientemente importante. Para que resulten económicas, estas plantas deben estar constituidas por elementos recuperables en el mayor grado posible, con el fin de que puedan utilizarse repetidas veces en obras distintas y se reduzcan así los costos de amortización. Se han propuesto muchas variantes de mesas portátiles para presfuerzo, algunas de las cuales se describen a continuación.

a) Mesas de elementos precolados que se unen por medio de tendones de presfuerzo (fig 5). Las piezas o dovelas que constituyen las mesas, se hacen de un tamaño que pueda transportarse fácilmente. Pueden unirse mediante tendones de presfuerzo alojados en ductos provistos en las piezas. Una vez terminada la obra, este tipo de mesa puede desmontarse fácilmente para ser transportada a otro lugar. En esta alternativa,

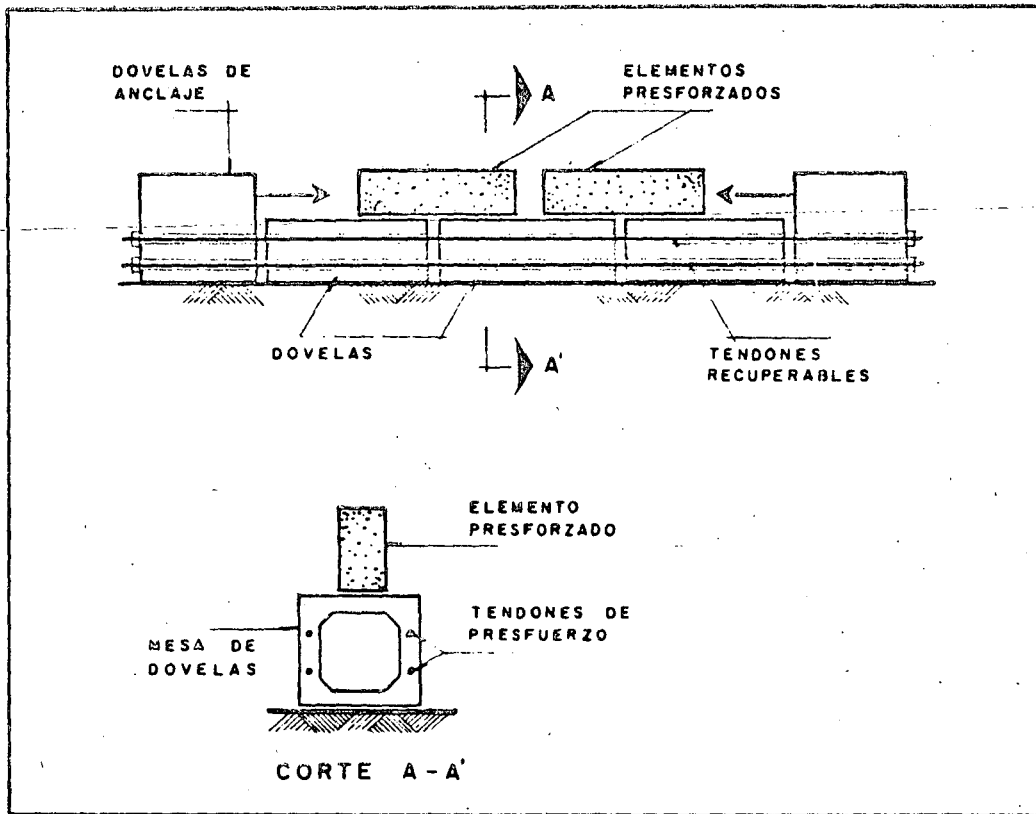


Fig 5.

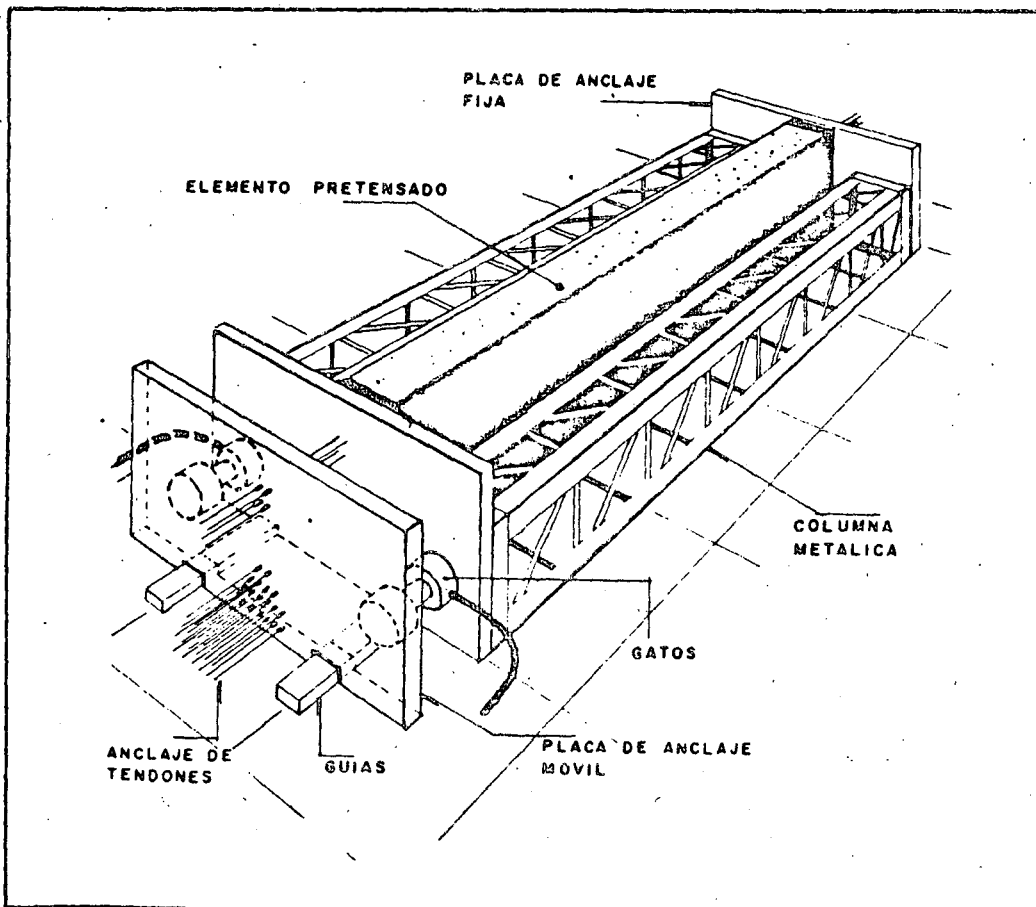


Fig 6.

las dovelas resisten las fuerzas de presfuerzo al mismo tiempo que proporcionan una superficie de trabajo.

b) Mesas de estructuras de acero (fig 6). Puede proporcionarse un anclaje a las fuerzas de presfuerzo por medio de bastidores formados por estructuras desarmables de acero. Esta alternativa implica menos costo de transporte, cada vez que la mesa es trasladada para su instalación en una nueva obra, por el menor peso de los elementos que la integran.

Moldes con capacidad para resistir las fuerzas de presfuerzo.

Una solución que puede resultar conveniente en algunos casos, consiste en utilizar moldes que tengan suficiente resistencia para que las fuerzas de presfuerzo puedan anclarse contra los moldes mismos. Dos posibles variantes son las siguientes:

a) Moldes de concreto forrados de lámina (fig 7). Algunos elementos estándar pueden fabricarse en moldes de concreto forrados de lámina. La lámina, que se utiliza únicamente para asegurar un buen acabado, puede ser de calibre relativamente bajo. Las fuerzas de presfuerzo son resistidas por el concreto. Suelen preverse ductos para vapor o agua caliente a fin de acelerar el fraguado.

b) Moldes metálicos (fig 8). También es posible hacer moldes metálicos que tengan suficiente rigidez para resistir las fuerzas de presfuerzo por sí solos. Esta solución suele ser cara, pero tiene la ventaja de que puede desmontarse y transportarse sin gran costo, debido a su ligereza.

Dispositivos para desviar tendones

En general, por su sencillez constructiva, los elementos pretensados se fabrican con tendones rectos. Algunas plantas presforzadas cuentan con dispositivos que permiten desviar los tendones de tal forma que sus trayectorias se ajusten a las necesidades de momentos en la forma más eficiente posible. En la fig 9 se muestra esquemáticamente una mesa de colado para producir elementos con tendones siguiendo trayectorias quebradas, así como

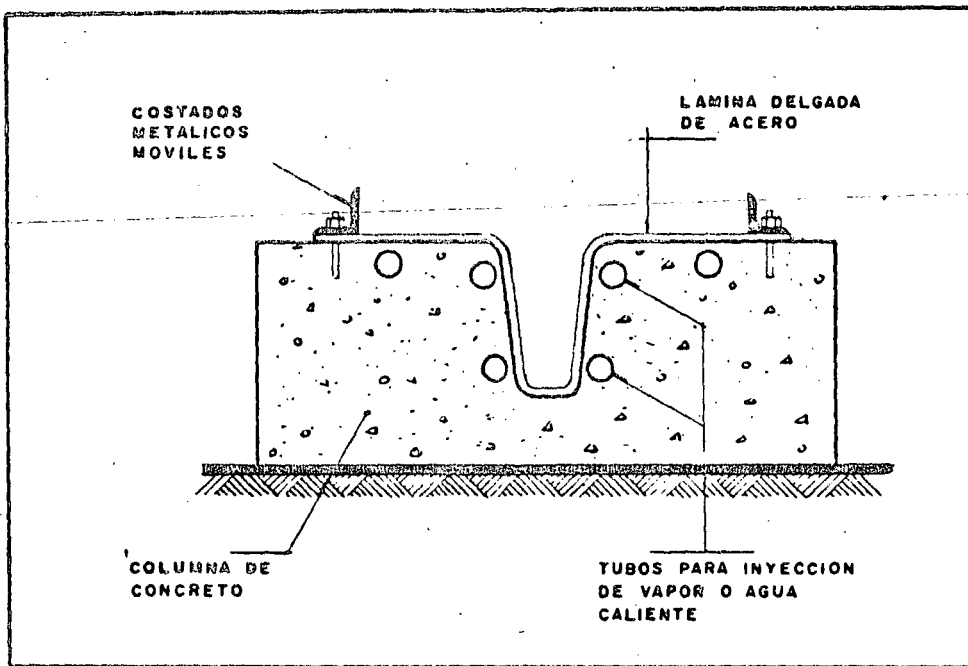


Fig 7.

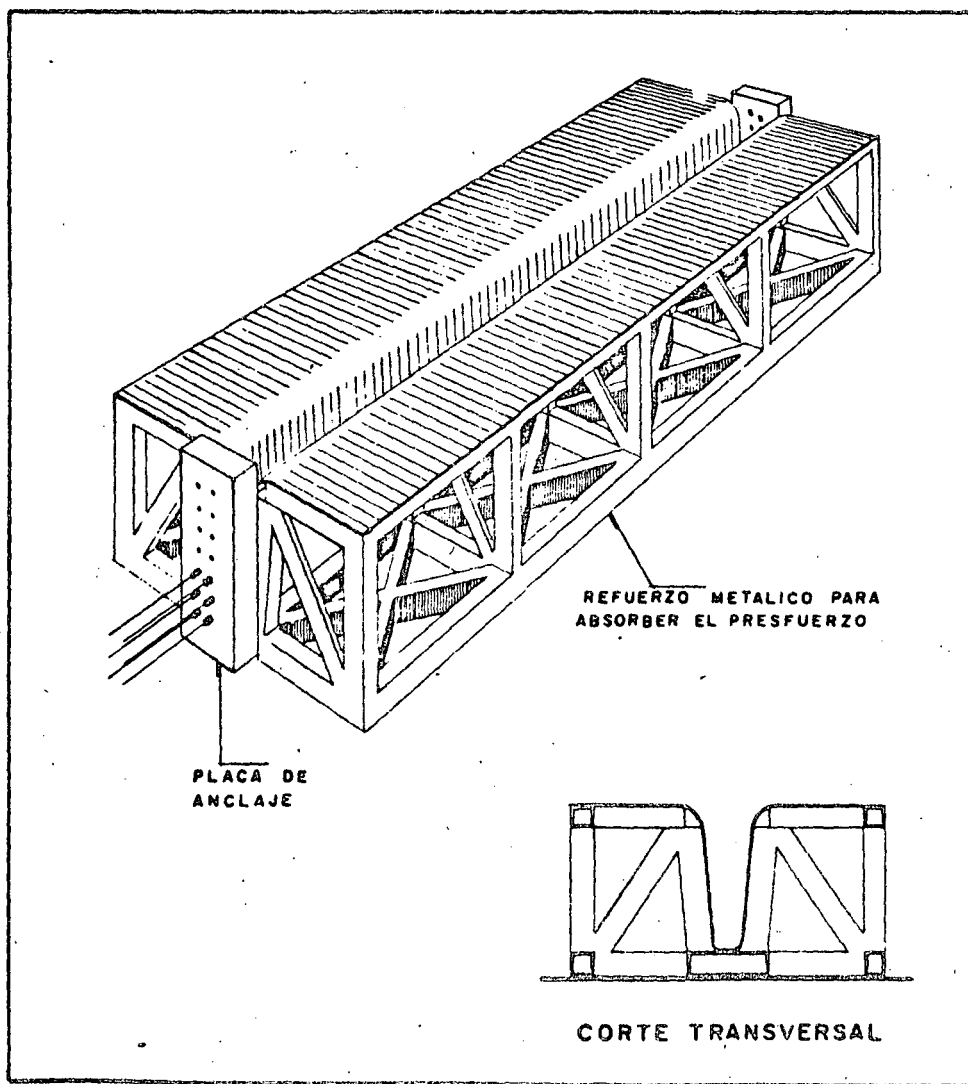


Fig 8.

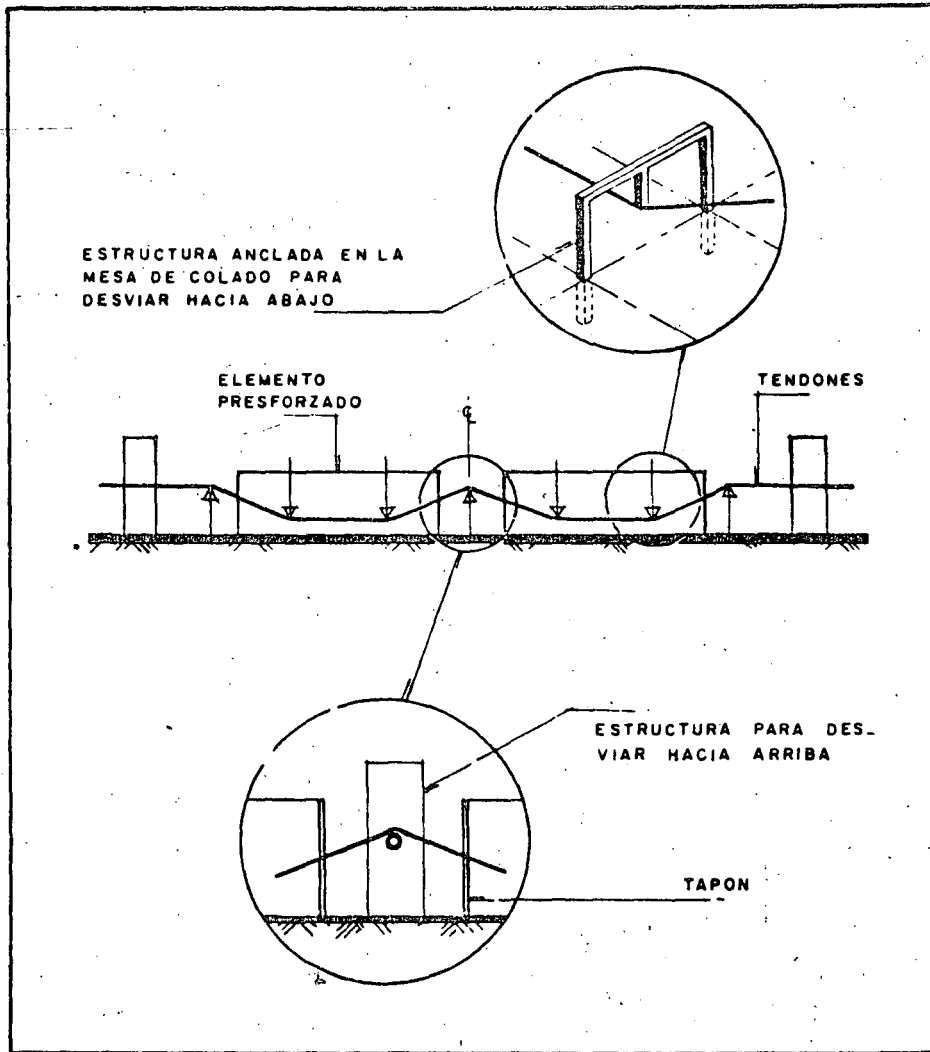


Fig 9.

detalles típicos de procedimientos para lograr los quiebres. En el cap 10 de la ref 5 se trata este tema más ampliamente.

4.1.2 Dispositivos de anclaje

Los tendones se sujetan en los muertos de anclaje por medio de mordazas que, en general, utilizan el principio de la cuña o la fricción, o una combinación de ambos recursos. En la fig 10 se presentan algunas variantes usuales. Existen anclajes para un solo alambre o torón (figs 10a y 10b), para dos alambres (fig 10c) o para un haz de alambres (fig 10d). En la mayoría de las plantas de pretensado, los tendones se tensan individualmente. Sin embargo, en algunos casos se estiran y anclan grupos de tendones simultáneamente. Todos los tendones de una mesa pueden tensarse simultáneamente, por medio de dispositivos como los que se presentan en la fig 11.

4.1.3 Formas de tensar

El método más utilizado para estirar los tendones se basa en el empleo de gatos hidráulicos de distintos tipos. Los gatos pueden ser de capacidad relativamente pequeña, cuando se estiran los tendones individualmente, o llegar a tener capacidades de varios cientos de toneladas, cuando se estira un grupo de tendones grandes. El control del esfuerzo aplicado se realiza midiendo la longitud estirada directamente y por medio de los manómetros que suelen estar adaptados a los gatos. En la fig 12 se muestra un gato hidráulico típico para tensado individual de tendones. Algunas plantas emplean sistemas con gatos mecánicos de distintos tipos, basados generalmente en el principio del tornillo, como en la instalación representada esquemáticamente en la fig 13. En algunas instalaciones se recurre a sistemas de contrapesos (fig 14).

4.1.4 Métodos de colado y cimbrado

Pueden distinguirse dos maneras fundamentales de fabricar elementos de concreto.

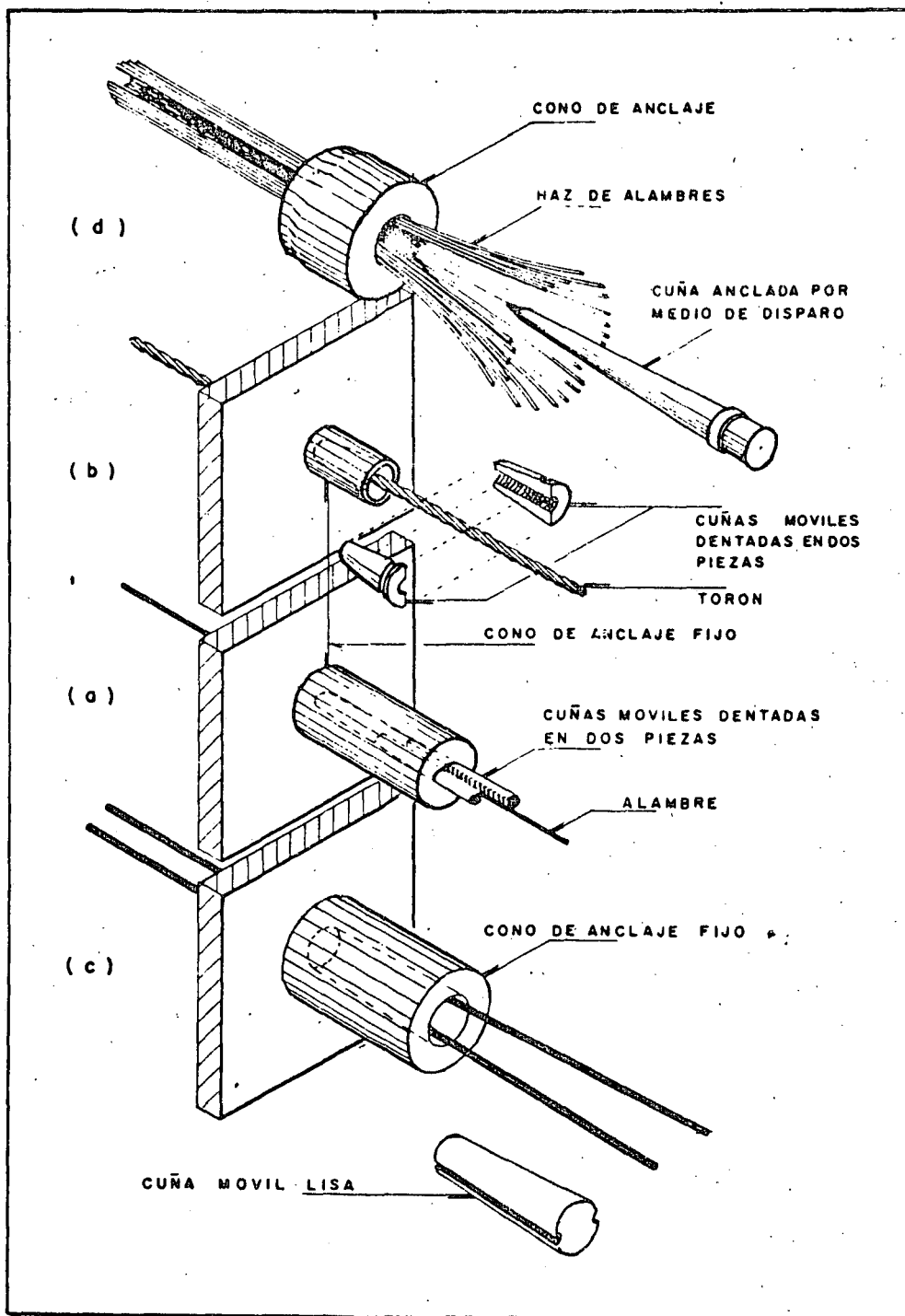


Fig 10.

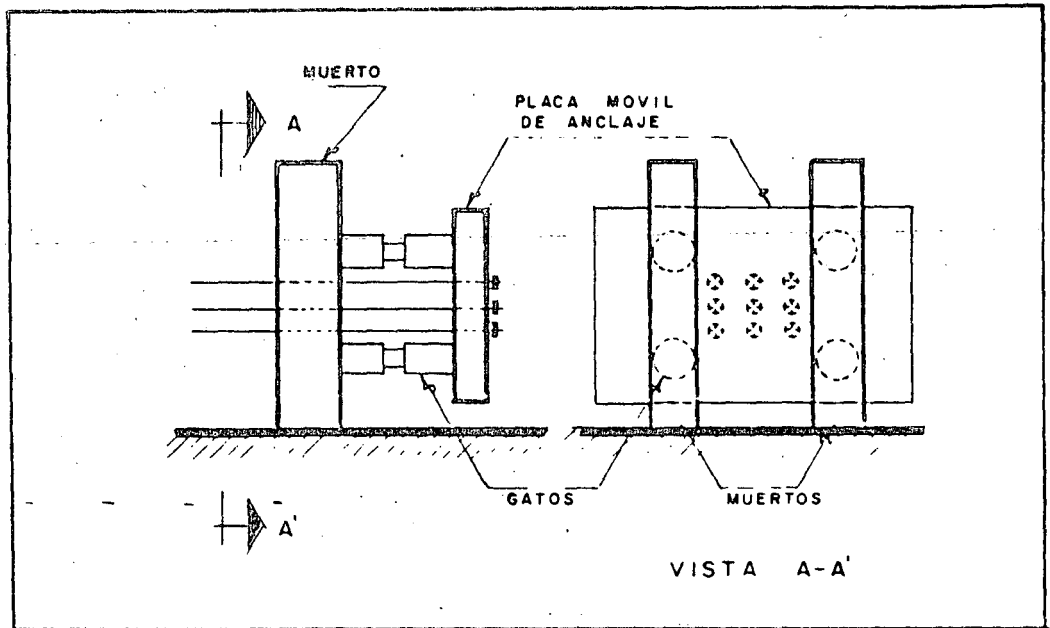


Fig 11.

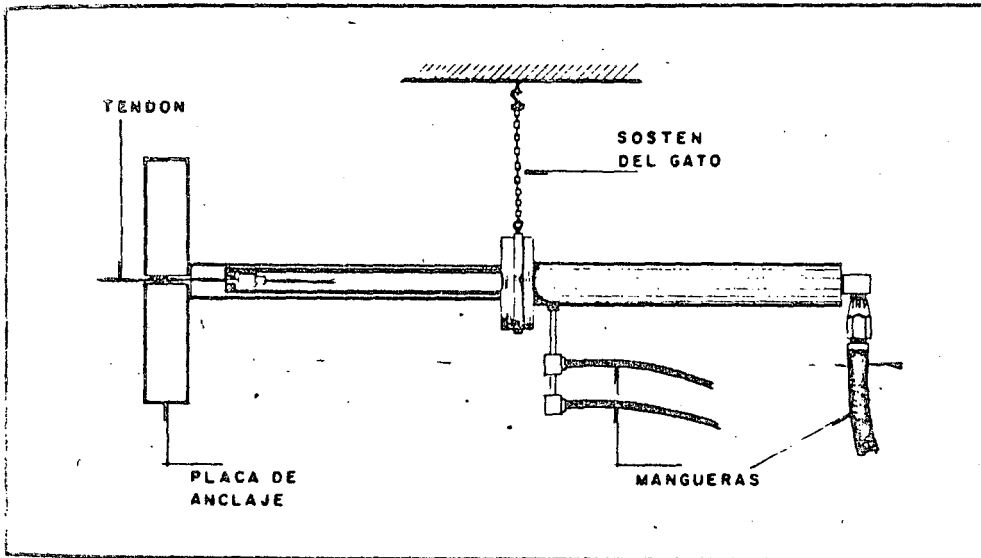


Fig 12.

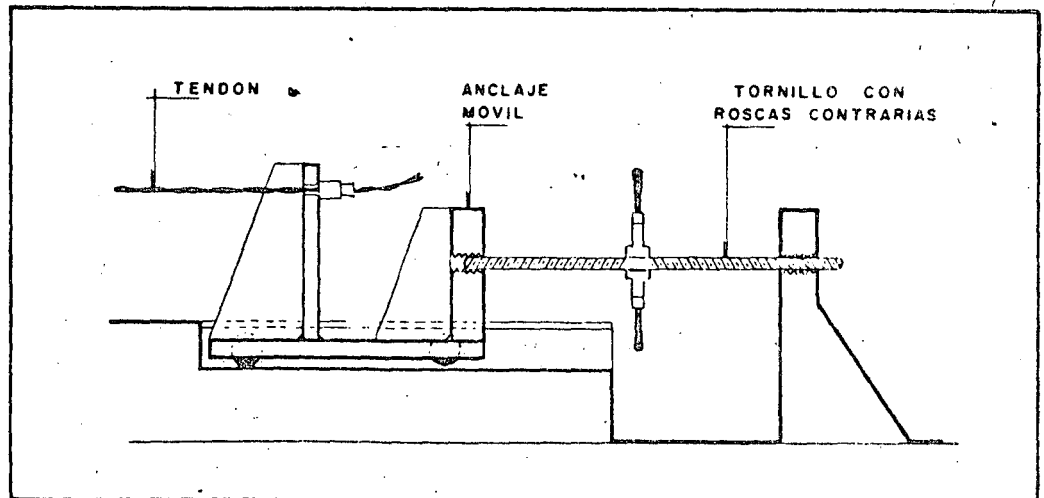


Fig 13.

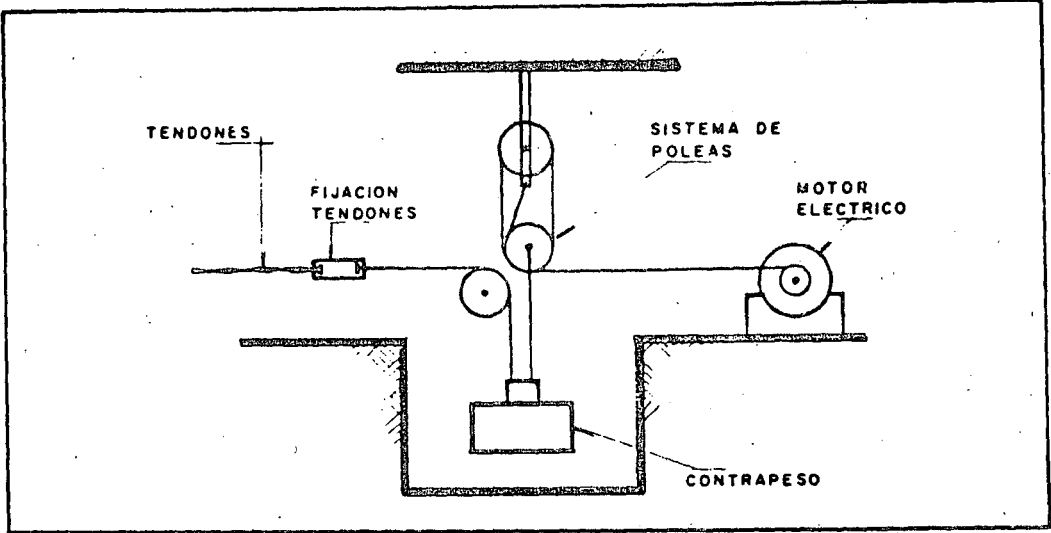


Fig 14.

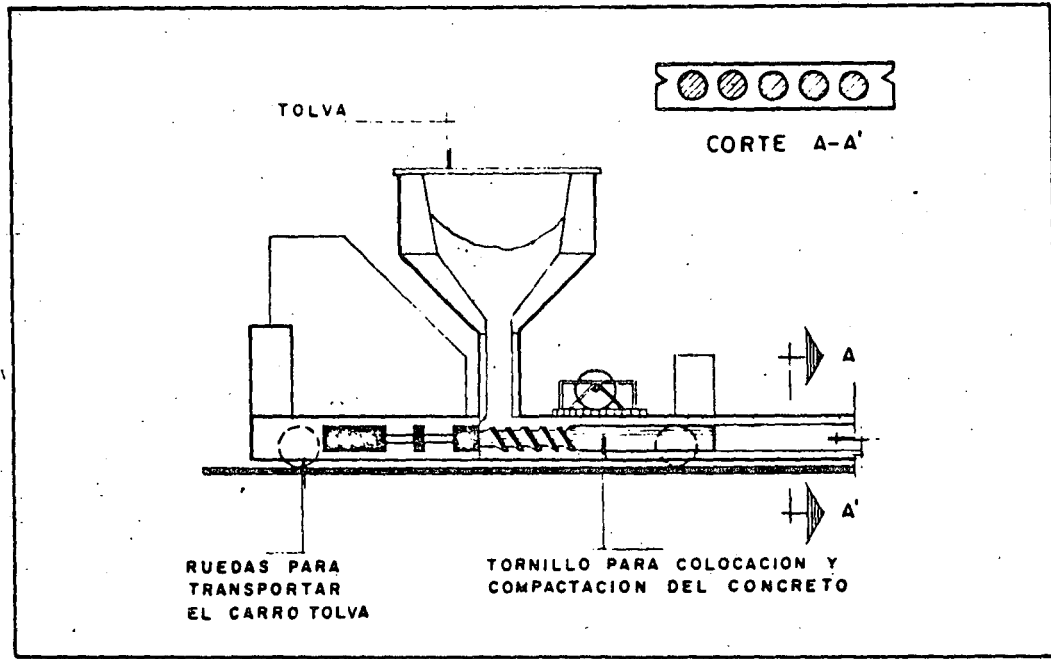


Fig 15.

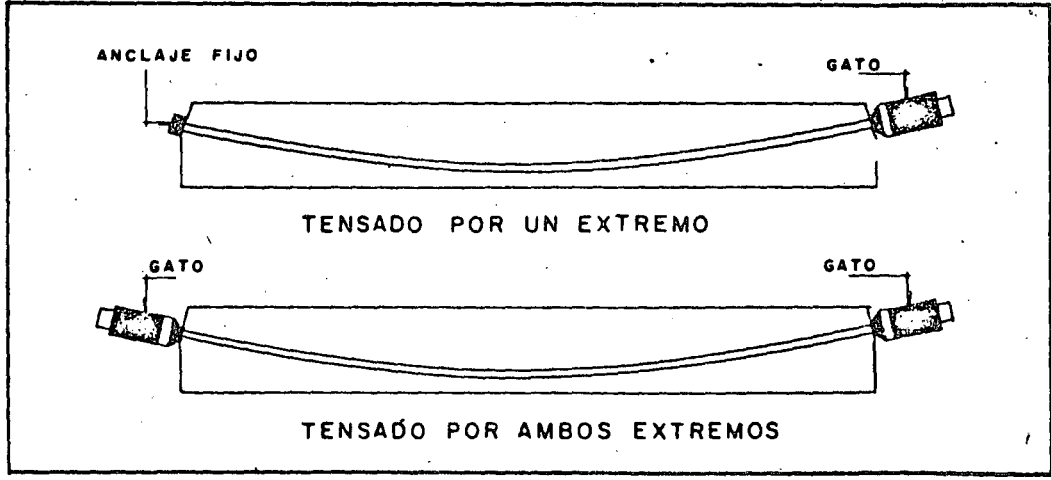


Fig 16.

En una, los moldes, que generalmente son metálicos, permanecen sobre las mesas de colado, y el concreto es llevado hasta ellos por medio de botes transportados por grúa, bandas, bombas o vehículos especiales. El vibrado del concreto se realiza con vibradores de inmersión o de elementos sencillos, tales como placas de distintos tipos para sistemas de pisos o de muros, resulta económico y eficiente utilizar una especie de molde deslizante, que deposita el concreto móvil que coloca, vibra y moldea el concreto. En la fig 15 se muestran esquemáticamente las características esenciales de un equipo de esta clase.

4.2 Sistemas postensados

En los sistemas postensados, el concreto se cuele o deposita en los moldes antes tensados de los tendones, que se efectúa por medio de gatos hidráulicos que reaccionan contra el concreto. Esta operación puede hacerse desde un solo extremo, como se indica en la fig 16, anclando el tendón mediante un dispositivo especial en el extremo contrario; puede también tensarse desde ambos lados por medio de dos gatos.

Al fabricar la pieza, los tendones se alojan dentro de ductos colocados en forma conveniente, que evitan que queden adheridos al concreto durante la operación del tensado. En algunos casos se forman ductos dentro de los elementos de concreto por medio de mangueras o algún otro sistema, y los tendones se enhebran en los ductos después que el concreto ha endurecido.

Una vez tensados los elementos, en la mayoría de los casos se inyecta lechada en los ductos, para que en condiciones de servicio exista adherencia entre los tendones y el concreto. Cuando se ha aplicado la deformación necesaria al tendón, los gatos se retiran y los tendones quedan anclados mediante dispositivos especiales. Las trayectorias de los tendones pueden ser rectas o curvas (fig 17). Los diversos tipos de anclaje que se utilizan en los sistemas postensados pueden consistir en uno de los cuatro procedimientos siguientes, o en alguna combinación de ellos.

1. Aprovechando el principio de la cuña, así como la fricción entre las cuñas y

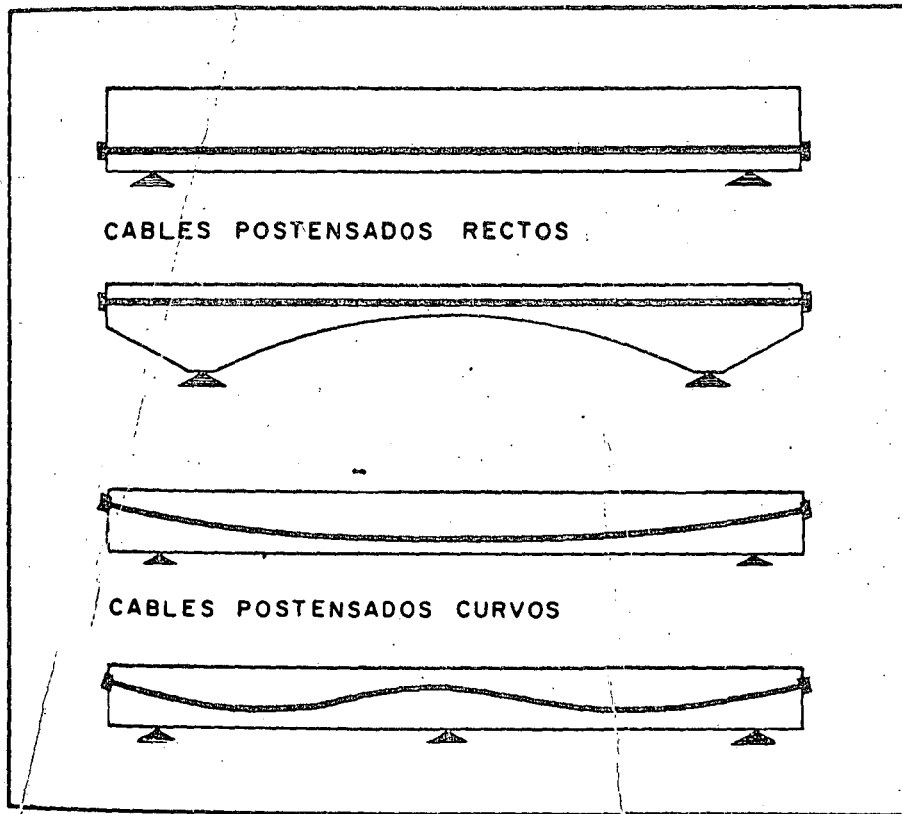


Fig 17.

7. Apoyando directamente el tendón sobre una placa por medio de un engrosamiento formado en el extremo de los tendones.

3. Usando dispositivos a base de rosca.

4. Doblando los tendones.

La forma en que estos procedimientos de anclaje han sido utilizados en diversos sistemas, puede apreciarse en las descripciones de los sistemas más comunes en México, que se presentan a continuación, junto con datos sobre sus principales características.

En las refs 2 a 10 se encuentra información adicional sobre estos y otros sistemas.

4.2.1 Sistema Freyssinet (fig 18)

Para tendones formados por alambres, este sistema emplea cilindros y cuñas hechos de concreto. El interior de los cilindros es cónico, de tal manera que los alambres quedan sujetos por medio de una cuña cónica estirada, que se introduce en el cilindro mediante presión aplicada con el mismo gato empleado para concreto, de manera que queda apañado con las caras extremas de los elementos presforzados. Para tendones a base de torones, se emplean cuñas y cilindros metálicos.

4.2.2 Sistema B B R V (fig 19)

Este sistema es de origen suizo, y fue el primero en que se utilizó un anclaje a base de botones en los extremos de los alambres, en forma de cabezas de remache, apoyados directamente sobre un elemento de anclaje de acero, que a su vez descansa sobre una placa de distribución, también de acero, ahogada en el concreto. El ensanchamiento del extremo de los alambres se logra en frío, por medio de un equipo especial. Se deben tomar precauciones especiales para que todos los tendones tengan la longitud correcta. El sistema BBRV facilita notablemente el anclaje y permite tensar un gran número de tendones simultáneamente. El ajuste de la fuerza de presfuerzo se logra mediante una rosca --

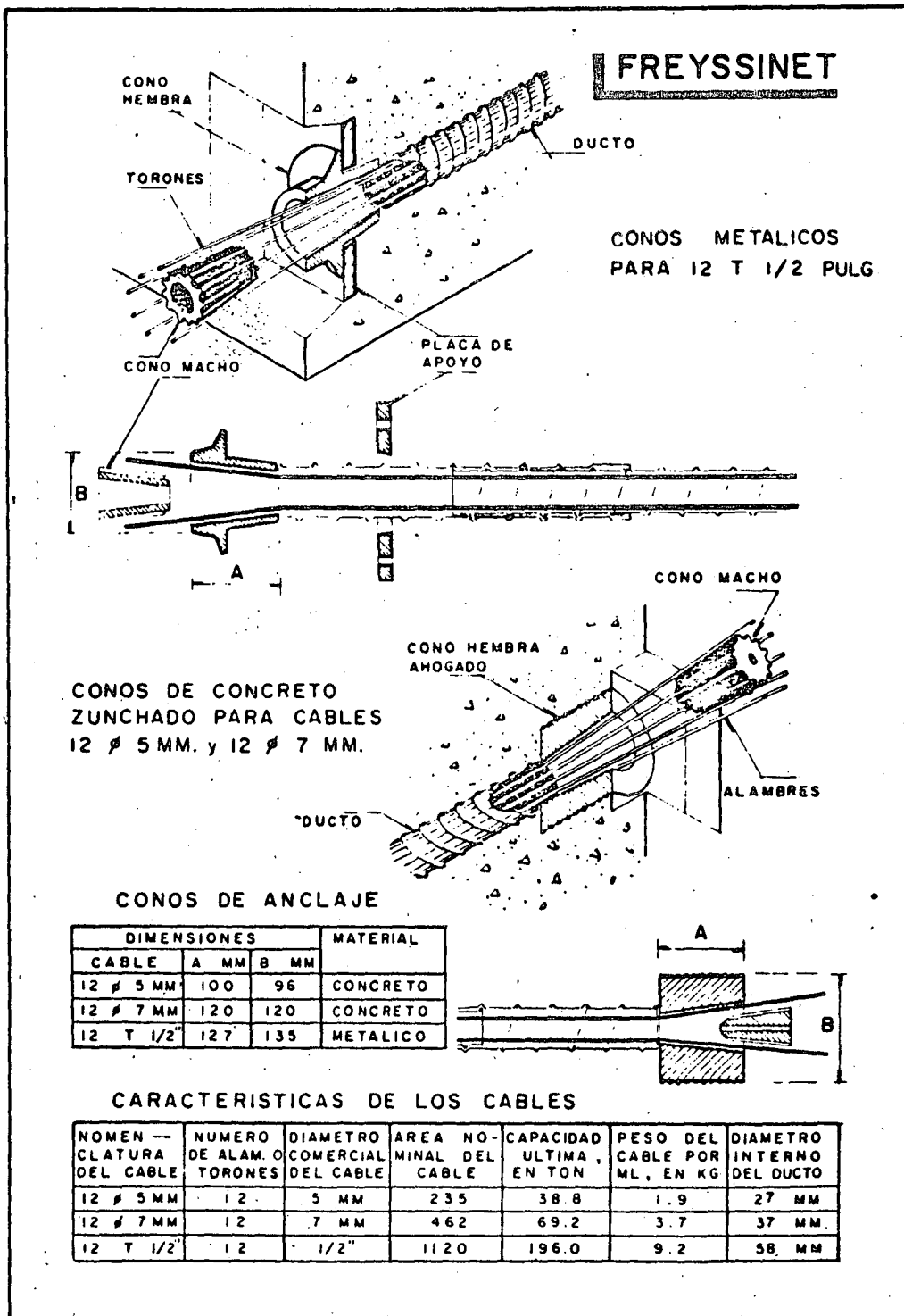


Fig 18.

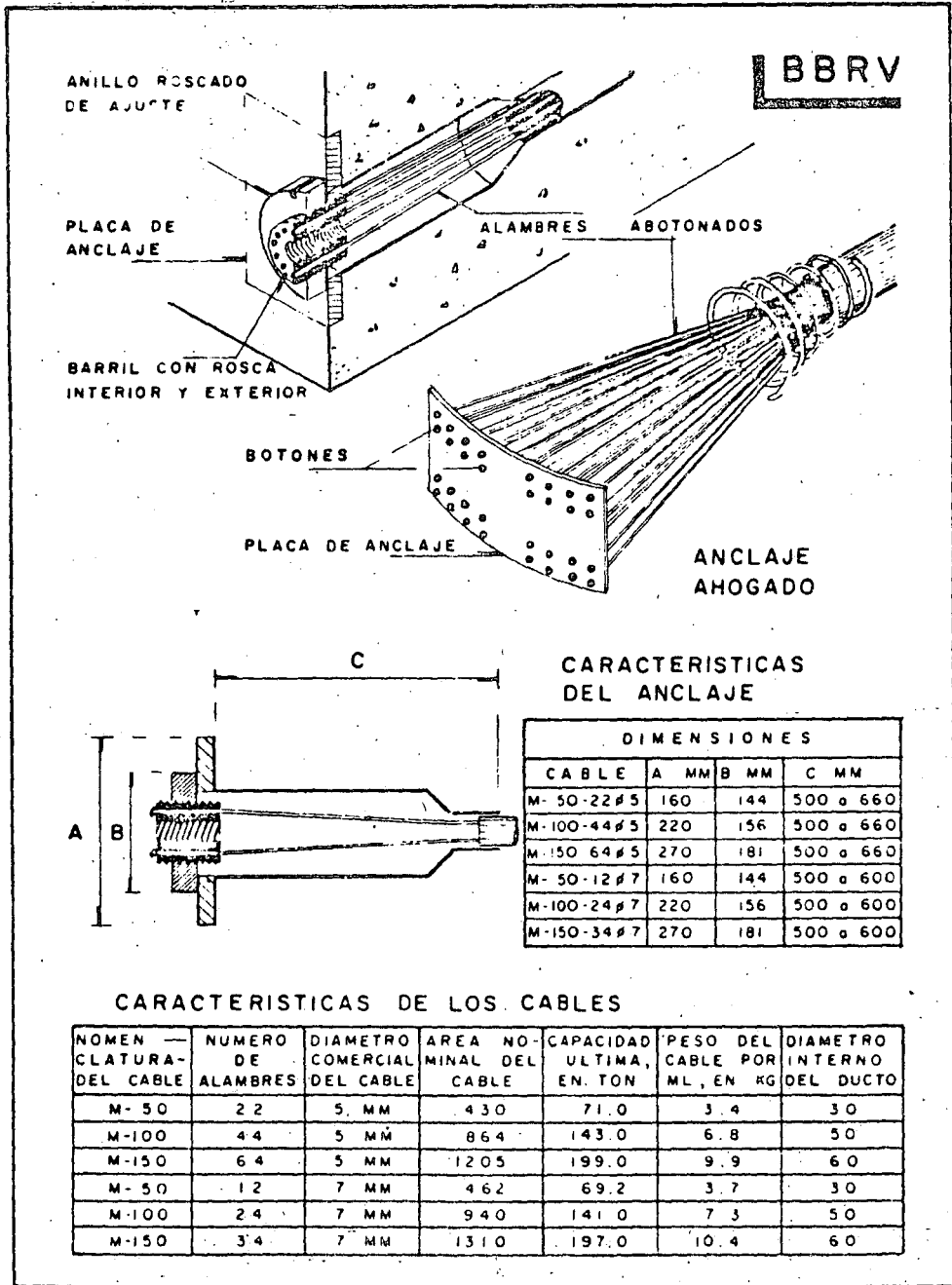


Fig 19.

en el elemento de anclaje. En vigas tensadas por un solo lado, pueden usarse anclajes a base de placas, como el mostrado en la figura.

4.2.3 Sistema Prescon (fig 20)

Fué desarrollado en Estados Unidos de Norteamérica. Es muy semejante al sistema BBRV; difiere de este únicamente en el ajuste del presfuerzo, que se logra por medio de placas de acero en lugar de la rosca empleada en el sistema suizo.

4.2.4 Sistema VSL (fig 21)

Desarrollado también en Suiza, aunque con posterioridad al BBRV, este sistema se basa en el principio de cuña y fricción. Los tendones quedan anclados en un elemento de anclaje con perforaciones cónicas para cada alambre o torón. El elemento de anclaje cuenta con una rosca para hacer ajustes, lo mismo que en el anclaje BBRV. En el extremo fijo, los tendones pueden anclarse doblándolos, como se indica en la figura

4.2.5 Sistema CCL (fig 22)

Es de origen inglés. Al igual que el Freyssinet, utiliza el principio de cuña -- y fricción, pero anclando individualmente cada tendón por medio de un sistema de cuñas y cilindros. En este sistema se deben tensar uno por uno todos los alambres que forman el tendón.

4.2.6 Sistema Ramza (fig 23)

Este sistema, de patente mexicana, ha sido desarrollado recientemente por el Ing. Ramírez Zamorano. Se ha utilizado con éxito en estructuras civiles importantes. De características originales, difiere considerablemente de los descritos en los incisos anteriores. Se basa en la extrusión en frío de un casquillo metálico en torno del tendón por anclar; la extrusión se efectúa mediante una prensa y unos dados de diseño especial. La sujeción se logra por la incrustación, entre el casquillo y el acero de presfuerzo, de un material de mayor dureza que ambos, el cual se coloca de manera que al realizarse

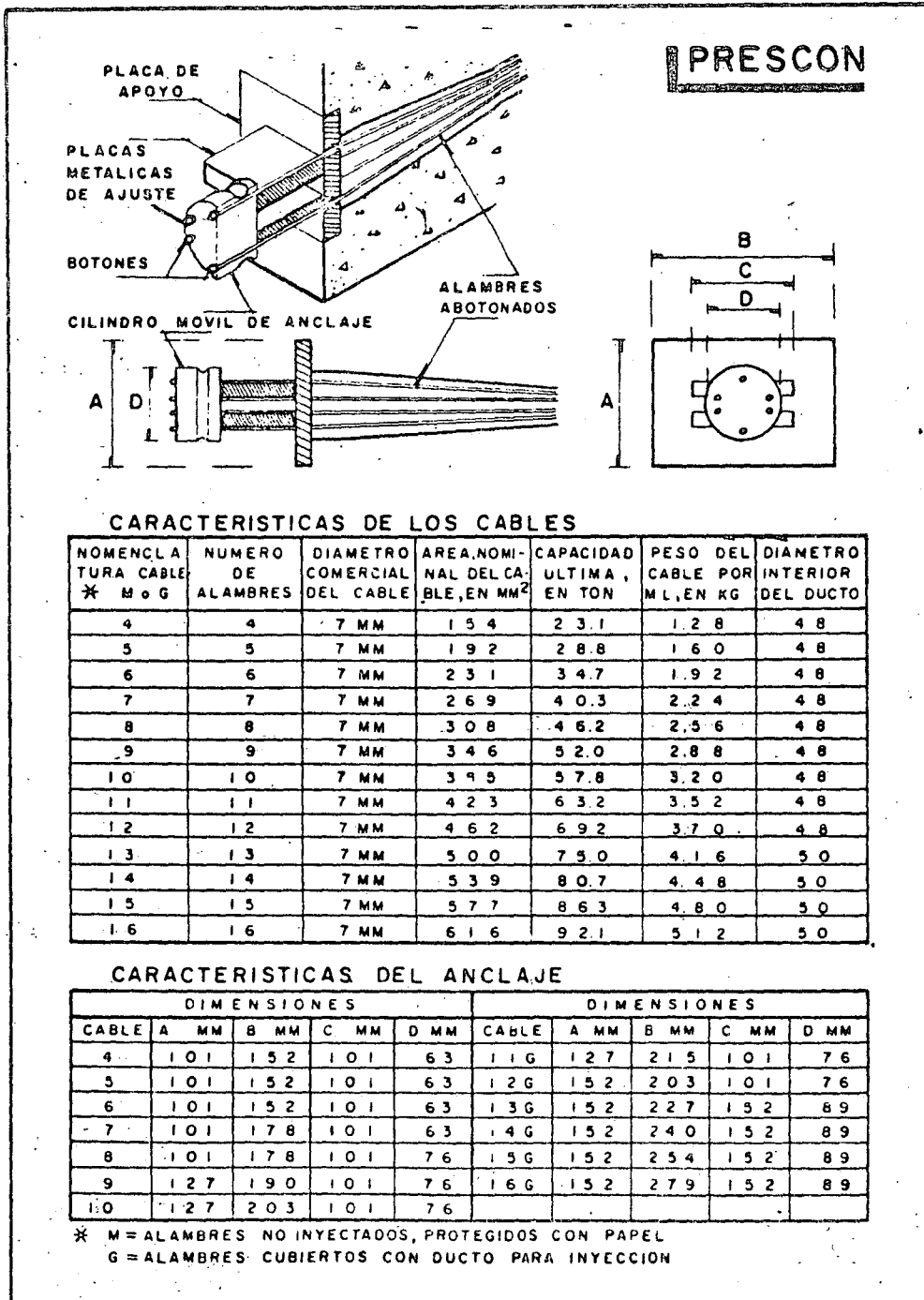


Fig 20

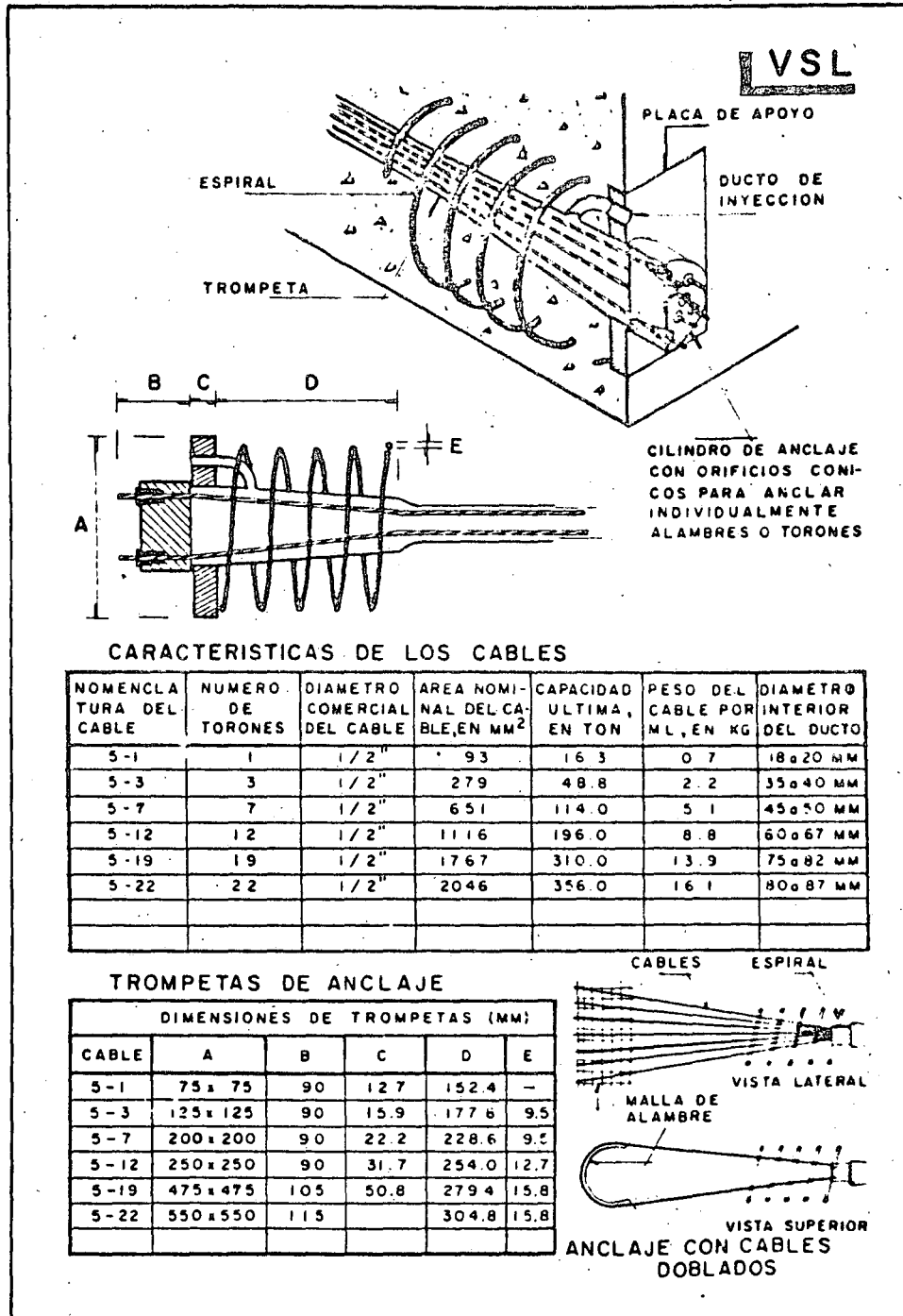
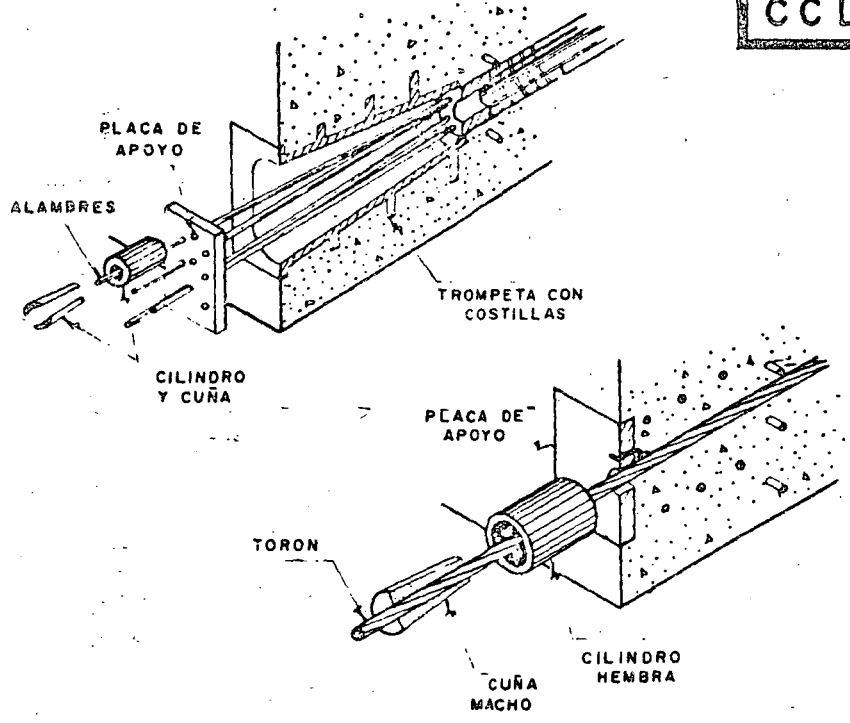


Fig 21.

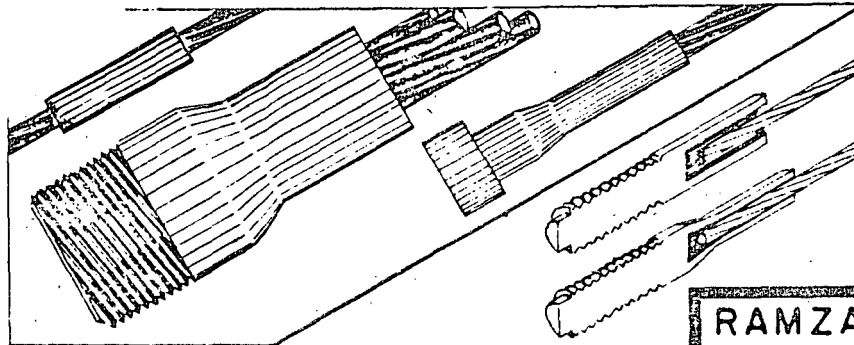
CCL



CARACTERISTICAS DE LOS CABLES

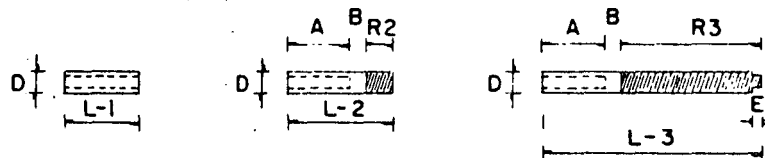
NOMENCLATURA DEL CABLE	NUMERO DE ALAMBRES	DIAMETRO COMERCIAL DEL CABLE	AREA NOMINAL DEL CABLE, EN MM ²	CAPACIDAD ULTIMA, EN, TON	PESO DEL CABLE POR ML, EN KG
8 Ø 5	8	5 M M	1 5 6	2 5 . 7	1 . 2 3
8 Ø 7	8	7 M M	3 0 7	4 6 . 2	2 . 4 2
8 Ø 5/16"	8	5/16"	2 9 7	5 2 . 0	2 . 3 6
8 Ø 3/8"	8	3/8"	4 1 2	7 2 . 0	3 . 2 6
8 Ø 1/2"	8	1/2"	7 4 0	1 2 9 . 0	5 . 9 0
12 Ø 5	1 2	5 M M	2 3 5	3 8 . 8	1 . 8 5
12 Ø 7	1 2	7 M M	4 6 2	6 9 . 2	3 . 6 3
12 Ø 5/16"	1 2	5/16"	4 4 7	7 8 . 2	3 . 5 4
12 Ø 3/8"	1 2	3/8"	6 2 0	1 0 8 . 0	4 . 9 0
12 Ø 1/2"	1 2	1/2"	1 1 2 0	1 9 6 . 0	8 . 8 0

Fig 22.



CARACTERISTICAS DE LOS CABLES

DIAMETRO DE ANCLAJE	FORMA DE SUJECION	MATERIAL SUJTO										
		ALAMBRE DE PRESFUERZO						TORON DE PRESFUERZO				
		2	MM	5 MM	7 MM	5/16"	3/8"	1/2"	NUMERO DE TORONES	CAPACIDAD ULTIMA, EN TON		
3/4"	A	14	9.7	3	10.3	2	12.3	1	6.0	1	8.4	
	C	2-7	9.7									
1"	A	28	19.4	6	20.6	3	18.5					16.8
	C	4-7	19.4					2	14.1			
1 1/2"	A	70	48.4	14	48.1	8	49.3					
	C	10-7	48.4	2-7	48.1			7	49.2	5	47.6	
2"	A	133	91.9	24	82.5	14	86.2					
	C	19-7	91.9	3-7	72.2	2-7	86.2	12	84.4	9	85.7	4 67.1



CARACTERISTICAS DEL ANCLAJE

DIAMETRO D (MM)	MATERIAL SUJECION	DIMENSIONES							
		A	B	E	L			R	
					L-1	L-2	L-3	R-2	R-3
19.1	A	80	10	10	80	150	200	60	110
	C	80	10	10	80	150	200	60	110
25.4	A	100	20	10	100	200	250	80	130
	C	80	20	10	80	150	250	50	150
38.1	A	150	30	15	150	250	400	70	220
	C	80	30	15	80	200	400	90	290
50.8	A	200	40	25	200	400	600	160	360
	C	80	40	25	80	250	600	130	480



HAZ DE ALAMBRES, TORON O CABLE INDIVIDUAL, EN PERFORACION CENTRAL



HACES DE 7 ALAMBRES TORONES O CABLES INDIVIDUALES EN PERFORACIONES MÚLTIPLES

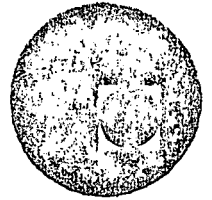
Fig 23.

la extrusión se obtiene un liga mecánica, similar a la lograda entre tornillo y tuerca por medio de una rosca. El sistema se describe con detalle en la ref 12.

Revista Ingeniería Abril - Junio 1972



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



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

CONFERENCIA SOBRE ELECTROMECHANICA

ING. LUIS HERNANDEZ ZEPEDA
NOVIEMBRE DE 1978



1

CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO 1978.

DISEÑO ESTRUCTURAL.

El crecimiento constante de la población de nuestro país, - crea día tras día problemas para la alimentación, por lo que es necesario encontrar la forma de incrementar la productividad -- mediante la tecnificación de los trabajos agrícolas en zonas de riego aprovechando el agua mediante derivación, bombeo de co -- rrientes permanentes existentes en el área • mediante perfora - ción de pozos.

Un factor determinante para obtener buen éxito en el desa - rrollo de las áreas de riego es contar con equipos electromecá - nicos apropiados cuyo mantenimiento sea mínimo y de operación - económica.

A continuación se relacionan algunos de los equipos que con mayor frecuencia se utilizan en Zonas de Riego.

- 1.- Compuertas planas, deslizantes, de ruedas, de charnela.

- 2.- Compuertas no planas, de segmento comunmente llamadas radiales.
- 3.- Equipos de bombeo.
- 4.- Plantas Diesel eléctricas.

Con objeto de aclarar el equipo mencionado vamos a describir a groso modo cada uno de ellos.

Compuerta.- Es un obturador variable (movible) que sirve para controlar el paso del agua.

Su empleo en una obra hidráulica es indispensable para -- controlar la acumulación de agua mediante el cierre de la(s)-compuerta(s), o permitir el flujo de un gasto determinado para cubrir una demanda de agua.

COMPUERTAS DESLIZANTES.

FORMA Y CONTRUCCION.

Estas compuertas constan de una cubierta plana, (Ver pla no No.) reforzada con largueros horizontales y -- costillas verticales, los largueros trabajan a flexión junto- con una parte de la cubierta y se apoyan en las costillas ver

tales las cuales se encargan de tramitar la carga al marco - de apoyo a través de los sellos y/o ruedas.

Los sellos suelen ser de madera, metálicas de bronce o acero inoxidable, de hule secciones con dureza shore 60 - 70 y de teflón, etc., de secciones planas, secciones u, nota de música, secciones L.

Las compuertas pueden fabricarse de distintos materiales, tales como el fierro fundido, Clasificación ASTM-A-48, Clase - 25 a 35, acero estructural Clasificación ASTM-A-36 roldado, -- concreto, plásticos reforzados , madera, etc.

U S O S .-

Normalmente este tipo de compuertas son utilizadas cuando los empujes hidrostáticas se producen por cargas pequeñas.

I N S T A L A C I O N .-

Para la instalación de las compuertas planas debe tenerse especial cuidado que las anclas del marco queden perfectamente amarradas al refuerzo de la obra civil, los marcos se instalan colocando el plano de movimiento de la hoja vertical perpendi-

cular al sentido de la corriente (en la mayoría de los casos) con la ayuda de tuercas y contratuerkas utilizando como guía - plomadas, niveles, el movimiento del marco debe hacerse con la hoja de la compuerta firmemente unida al marco para conservar la calibración de ajuste de los sellos, una vez logrado puede procederse a los segundos colados cuidando que el concreto se vibre y se coloque en capas no mayores a 1 metro para evitar deformaciones en el sentido del movimiento de las compuertas.

Se deberán calibrar cuidadosamente los límites superior -- e inferior de la carrera de la hoja ajustando los indicadores de posición y los interruptores limitadores para evitar acuñamientos.

O P E R A C I O N .-

Las compuertas deslizantes pueden ser operadas mediante mecanismos elevadores de tuerca, cremallera o servomotor de accionamiento manual y eléctrico.

Se recomienda como medida preventiva operar periódicamente en toda su carrera la compuerta para evitar problemas de sobre-

presión por oxidación:

En algunas obras de toma se tiene por lo general instaladas compuertas de emergencia y de servicio, las primeras no -- deben usarse para controlar gastos, su uso totalmente cerrada -- o totalmente abierta, estas compuertas sirven para permitir -- los trabajos de mantenimiento de las compuertas de servicio.

Las compuertas de servicio deben de ser ventiladas con ob jeto de reducir los fenómenos de cavitación al mínimo; para - control de gastos no se recomienda permanezcan con aberturas - parciales entre $1/6$ y $5/6$.

M A N T E N I M I E N T O . -

Periódicamente deben revisarse las distintas partes del - equipo electromecánico sujetas a desgaste o susceptibles de - daño o destrucción. En el caso de las compuertas debemos -- prestar atención a los sellos, tornillos de fijación, superfi - cies sujetas a oxidación, prensas estopas, ruedas, ejes, rie - les, vástagos ductos de ventilación. Las partes mecánicas - maquinadas deben de ser engrasadas periódicamente, la protec - ción a las superficies no maquinadas se deberá hacer mediante

la aplicación de recubrimientos anticorrosivos recomendados en los planos del Departamento de Ingeniería Electromecánica

COMPUERTAS DE SEGMENTO.-

En las últimas décadas las compuertas de segmento se han generalizado como vertedoras o de cresta; y aún en las de profundidad están sustituyendo a las compuertas planas.

En la mayoría de los casos, estas compuertas mantienen el almacenamiento total de vasos importantes, en las que la seguridad de la compuerta es vital para la de la presa, de la cual forma parte. Siendo la seguridad de la compuerta, fundamental para la operación de la presa, debe de ser diseñada cuidadosamente en todas sus partes, y fabricada con las mejores técnicas, asimismo debe prestarse mucha atención a la instalación operación y mantenimiento.

Las compuertas de segmento pueden ser armadas de formas variadas, no existiendo un criterio definido para el tipo de configuración: con vigas curvas verticales (Ver Plano y las de vigas maestras horizontales (ver plano), esto no implica que otra forma estructural pueda ser empleada siempre y cuando presente ventajas.

FORMA Y CONSTRUCCION.-

Las compuertas de segmento pequeñas como las instaladas - en los canales y en algunos casos en presas tienen la configuración de vigas verticales.

Constan de una cubierta metálica de segmento cilíndrico, - reforzada con largueros horizontales formados por vigas I o canales las cuales apoyan en un par de vigas curvas verticales - localizadas cerca de los extremos verticales de la cubierta, - las vigas curvas pasan su carga a una serie de brazos formados de vigas I o cajas que convergen en el eje geométrico de la compuerta, su número puede ser cualquiera, la Secretaría -- acostumbra diseñarlas con dos pares de brazos, de manera que la línea de acción de la resultante hidráulica bisecte el ángulo formado por los brazos en la posición de cierre de la compuerta.

El diseño de vigas maestras horizontales suele usarse en - compuertas relativamente grandes, su configuración es más rígida que las de vigas verticales, aunque tienen mayor trabajo de soldadura. En este tipo los largueros se apoyan en una serie de costillas verticales que a su vez apoyan en vigas maestras horizontales las cuales se encargan de pasar la carga a los -

brazos. Los largueros son distribuidos de manera que tomen la misma carga, haciéndose tanteos para evitar que los profundos se cierren demasiado o que las superficiales se abran exageradamente.

En ambas compuertas los sellos se colocan en su perímetro--siendo los de hule dureza shore 60-70 los preferidos en secciones nota de música ó sección L.

Las compuertas se fabrican en acero estructural clasificación ASTM-A-36 por ser resistente, de fácil soldado con electrodos E 6010, los cubos suelen hacerse con fundición ASTM-A-38 Clase 35 zunchada con placa A-36 en otros casos acero fundido--ASTM-A-128 Gr. A ó B, los bujes de las chumaceras se construyen con bronce con ranuras para grasa, los pernos de acero rolado en frio ASTM-A-108 Gr. C-1020.

En los muros se colocan guías de placa de acero ASTM-A-36.

U S O S .-

Normalmente estos dos tipos de compuertas se utilizan para empujes hidrostáticas de cargas grandes.

I N S T A L A C I O N .-

Las compuertas grandes se transportan en secciones desde el taller de su fabricación hasta el sitio de su instalación.- En el taller son armadas totalmente para su inspección por personal del Departamento de Ingeniería Electromecánica, procurando no soldar las uniones previstas para el campo uniéndolas -- provisionalmente por medio de placas atornilladas y marcadas para facilitar su ensamble.

Previo a la instalación de las compuertas se debe comprobar la geometría de la obra civil en relación a la de las compuertas con ayuda de aparatos topográficos, una vez hecha se colocan las guías laterales y placas de apoyo, las chumaceras cuidando que los ejes de giro coincidan y estén nivelados, a continuación se colocan los brazos y se empieza a armar la hoja de la compuerta de abajo hacia arriba, se suelda cuidando de no producir alabeos, concluido se ajustan los sellos con las guías mediante las tuercas y contratuercas de las anclas, se conecta la compuerta al mecanismo de accionamiento y se procede a operarla varias veces en sus diferentes posiciones de apertura, logrado el buen funcionamiento se procede a efectuar-

los segundos colados de las guías y placa de asiento y se aplica el recubrimiento anticorrosivo.

O P E R A C I O N .-

La operación de una compuerta de segmento es muy sencilla, limitándose el operador a accionar un malacate manual ó hacerlo funcionar eléctricamente según sea la capacidad del mismo.

MANTENIMIENTO.-

Las compuertas de segmento se deben inspeccionar periódicamente con el objeto de verificar el estado en que se encuentran sus partes componentes; se deberá evitar la acumulación de tierra en los largueros, engrasar las chumaceras, verificar los sellos de hule y el recubrimiento anticorrosivo, procurando lavar la cubierta cada año con agua y cepillo de cerdas, con el fin de buscar puntos de inicio de oxidación para su corrección.

MECANISMOS DE OPERACION.

Los mecanismos de operación son los dispositivos mecáni -

cos y eléctricos que sirven para accionar las compuertas radiales.

Se conocen una variedad en ellos para operación manual y para operación eléctrica, difiriendo en sus elementos mecánicos utilizados para elevar la carga, los más comunes son:

- 1.- Mecanismo de operación con tuerca y tornillo para --
compuertas planas.
- 2.- Mecanismos de operación con cremallera para pequeñas
compuertas planas.
- 3.- Malacate de operación con cable y tambor para compuertas de segmento.
- 4.- Malacate de operación con cadena y catarina para compuertas de segmento.

MECANISMOS DE TUERCA Y TORNILLO.

Los mecanismos elevadores de tuerca ver plano consisten fundamentalmente de una tuerca de bronce donde se atornilla un vástago de acero con cuerda especial para transmitir potencia. La tuerca va unida por medio de cuñas o tornillos a un engrane de transmisión sinfin - corona si el mecanismo es de operación eléctrica, o de engranes cónicos si es de operación manual.

La tuerca está montada en rodamientos de empuje axial,-

las flechas de los demás elementos se montan en rodamientos de empuje radial o chumaceras de bronce, todas estas piezas van alojadas en un pedestal. Cuando el mecanismo es de accionamiento eléctrico contienen un depósito con aceite para evitar desgastes en los engranes por la alta velocidad de giro, tienen una entrada para operarlos manualmente en caso de fallas de energía eléctrica, instalando un elemento de seguridad que impida la alimentación eléctrica cuando se está operando manualmente.

I N S T A L A C I O N .

Su instalación se lleva a cabo después de que la compuerta deslizante y el vástago están localizados en su posición definitiva. Una vez apoyado el pedestal en la loza de maniobras se procede a anclarlo.

Existen tres tipos de anclajes para los mecanismos.

- a).- Anclaje rígido, fijado por medio de tuercas.
- b).- Anclaje de seguridad, formado por un sistema de tuercas y tornillos dispuestos para que a una carga determinada se rompan unos pasadores por corte, quedando el mecanismo suelto.
- c).- Anclaje elástico, en el cual las anclas se instalan sobre resortes para proteger el sistema contra sobrecargas, evitando la fractura de la loza de maniobras.

Cuando el mecanismo es eléctrico, se procede a calibrar la carrera de la compuerta fijando los puntos extremos de ésta, mediante el ajuste de interruptores limitadores de carrera.

O P E R A C I O N .

La operación de los mecanismos elevadores es sencilla, - en caso de ser manuales se deberá recobrar el margen dejado para dilatación al final de la carrera de cierre, procurando no forzar el mecanismo cuando este se atore ó se sienta que opone demasiada resistencia; procurar no dejar la manivela - ó volante de operación instalado para evitar su accionamiento por personal no autorizado, en dado caso asegurarlo mediante cadena y candado.

En el caso de mecanismos eléctricos, el margen debe recobrase manualmente.

MANTENIMIENTO.-

Se recomienda tener una caja de herramientas apropiadas para reparaciones de campo.

Aunque el equipo electromecánico instalados en las obras no está sujeto a trabajo constante que pueden implicar fallas frecuentes por fatiga o desgaste, es recomendable la aplicación de un programa de mantenimiento preventivo.

Periódicamente deben calibrarse los dispositivos de fin de carrera y bloqueo, mantener lubricadas las partes requeridas con aceite y grasa; procurando en cada cambio hacer una limpieza previa.

MECANISMOS DE OPERACION DE CREMALLERA.-

Se usan en compuertas planas pequeñas para canales revestidos, constan de una cremallera movida por un engrane o catarina que a su vez es accionada a través de una transmisión de engranes; es en general un equipo de operación manual.

MALACATES DE TAMBOR.

Este tipo de mecanismos elevadores son utilizados en una extensa variedad en la Secretaría, accionamiento puede ser manual o eléctrico con uno o dos cables por tambor, fijando los extremos de los cables a dispositivos de igualación como son templadores y balancines para lograr que todos los cables soporten la misma carga.

Los tambores pueden ser ranurados dependiendo de la capacidad del malacate. Para izaje de obturadores de emergencia suelen montarse en grúas que se desplazan sobre rieles a lo largo del puente de maniobras.

La transmisión de energía desde el motor a los tambores se lleva a cabo a través de un reductor de velocidad (uno o varios pasos montado en una caja hermética por la alta velocidad de su movimiento común a los dos tambores, el reductor entrega su energía a cada uno de los tambores ya sea directa o través de un segundo reductor de velocidad (uno o dos pasos) acoplado a cada tambor.

Los malacates de accionamiento eléctrico deben llevar una entrada para la operación manual, para casos de falla en el suministro de energía eléctrica.

I N S T A L A C I O N .

La instalación de estos equipos se hace después de haber instalado las compuertas, colocándolos sobre las anclas instaladas con anterioridad en el punto de maniobras, se procede a acoplar el cable a las orejas de la compuerta comprobando -

que no roze con el mecanismo o con la loza, se acoplan los diferentes reductores vigilando el alineamiento y nivelación de cada parte componente, paralelismo de flechas, etc.

Una vez armado se hacen las conexiones eléctricas comprobando que los cables estén sujetos a la misma carga, evitando así el acuñaamiento de la compuerta.

O P E R A C I O N .

La operación de los malacates es sencilla. Cuando son de operación manual únicamente debe recobrase el cable accionando la manivela o el volante. En caso de accionamiento eléctrico la operación se reduce a oprimir los botones que ponen en funcionamiento el circuito eléctrico el cual incluye el motor.

M A N T E N I M I E N T O .

Debe verificarse periódicamente la calibración de los dispositivos de control, así como el alineamiento de flechas, mante

ner lubricadas las partes requeridas con grasa y cambiar el aceite de los reductores que lo contengan.

Se recomienda verificar el estado del cable tratando de buscar hilos de alambre roto, de encontrarse deberá cambiarse el cable. Cuando aparentemente no exista lubricación se recomienda usar un lubricante de buena calidad que se adhiera al cable.

MALACATES DE CADENA.

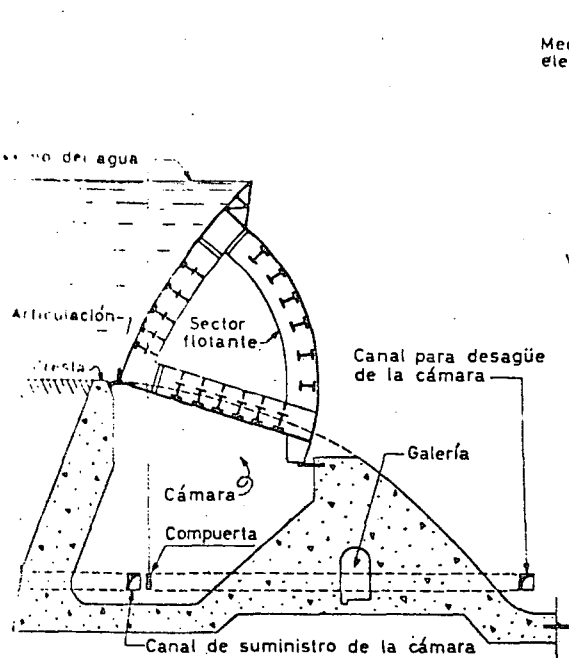
De construcción muy parecida a los de cable tambor, con la excepción de que en vez de usar cables para el levantamiento de la carga se usan cadenas accionadas por una rueda dentada llamada catarina. Las cadenas son de eslabones pivotados en pernos, pudiendo ser los eslabones de dos, cuatro o seis placas según la capacidad de la cadena, este tipo de cadena son llamadas Tipo Galle.

En este caso los malacates no van provistos de templadores para igualación de cargas, esto se hace en el taller presentando las cadenas para que esten al mismo nivel y después trazando en las flechas de las catarinas el lugar donde se corta el cuñero.

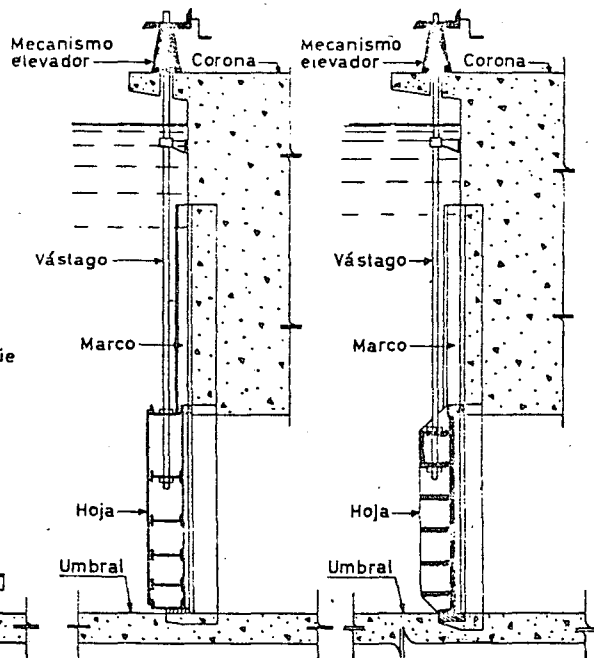
La transmisión de engranes son semejantes a la de los --
mecanismos de operación de cable tambor, así como los dispositivos
de control de carrera, etc.

Estos malacates son de operación eléctrica y de capacidades
altas.

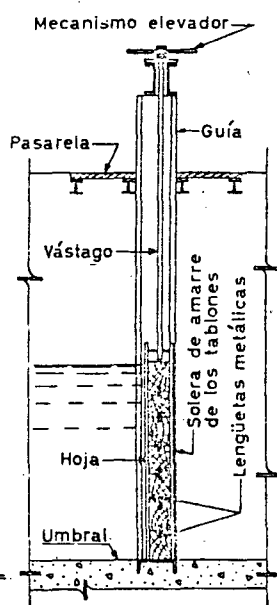
La instalación, operación y mantenimiento es semejante -
a la de los malacates de tambor.



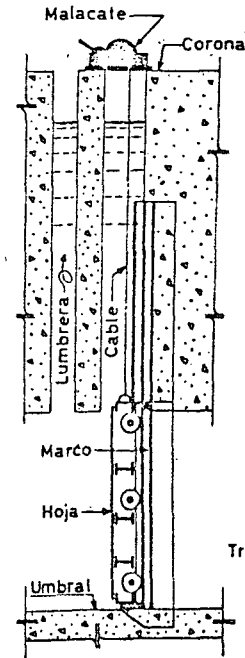
COMPUERTAS DE SECTOR



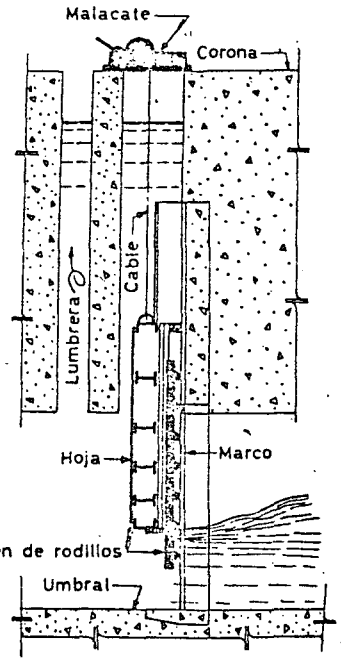
COMPUERTAS DESLIZANTES



(DE MADERA)

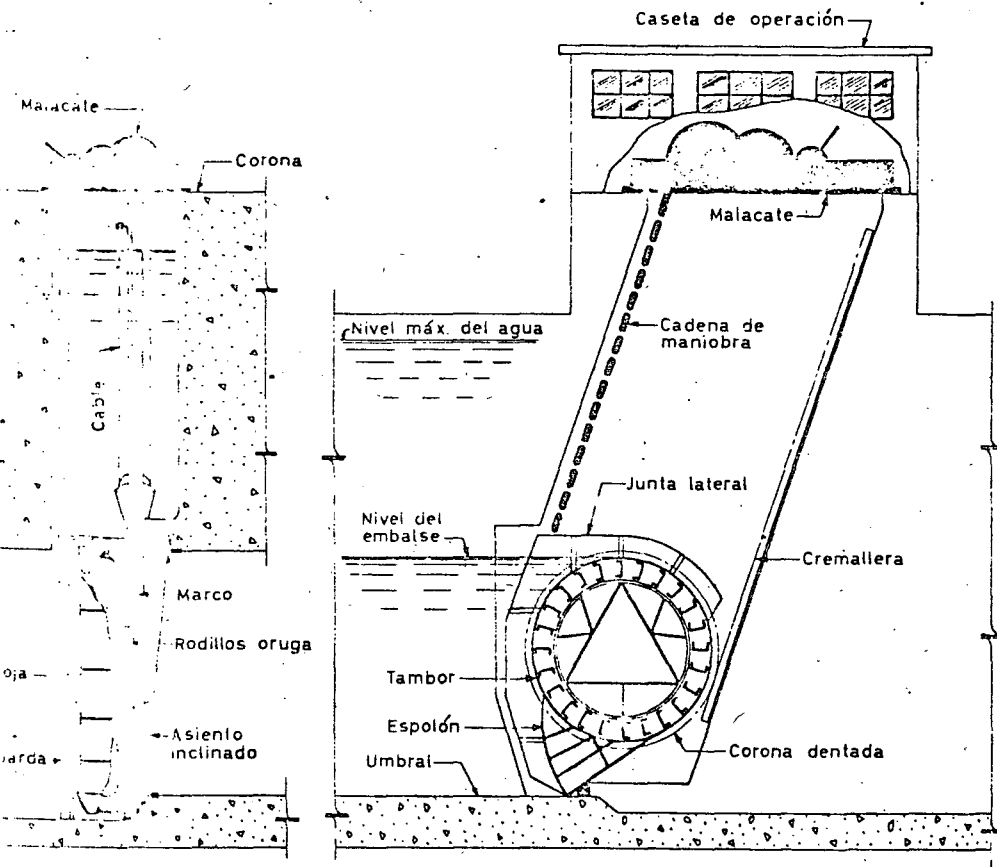


COMPUERTAS CON RUEDAS FIJAS

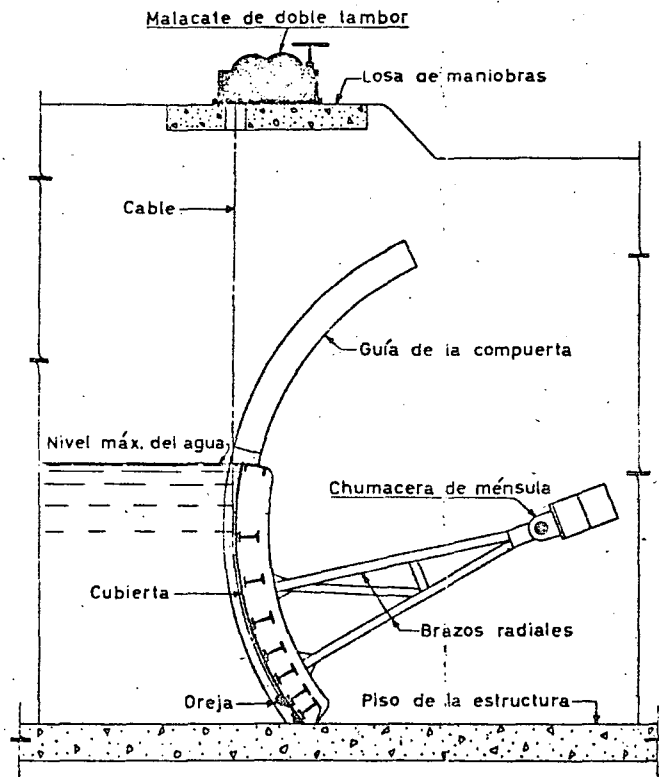


COMPUERTAS STONEY

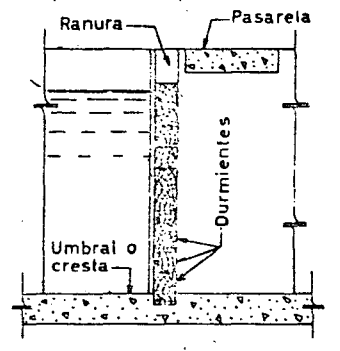




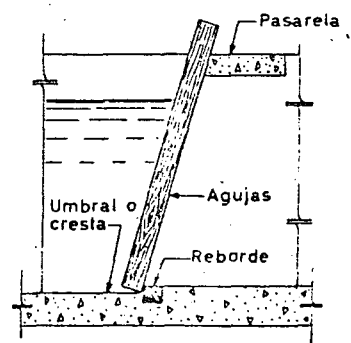
COMPUERTAS CILINDRICAS



COMPUERTAS RADIALES

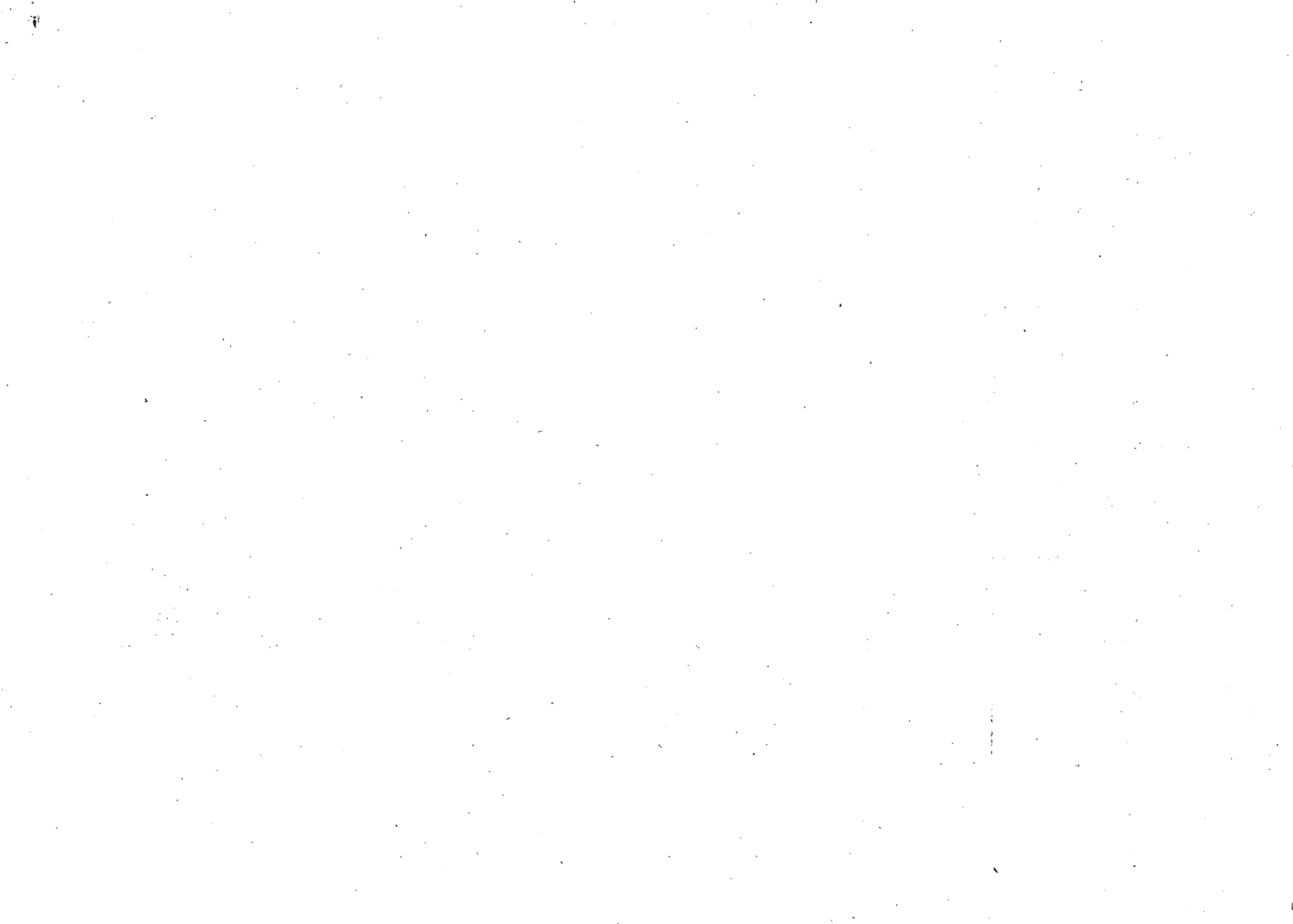


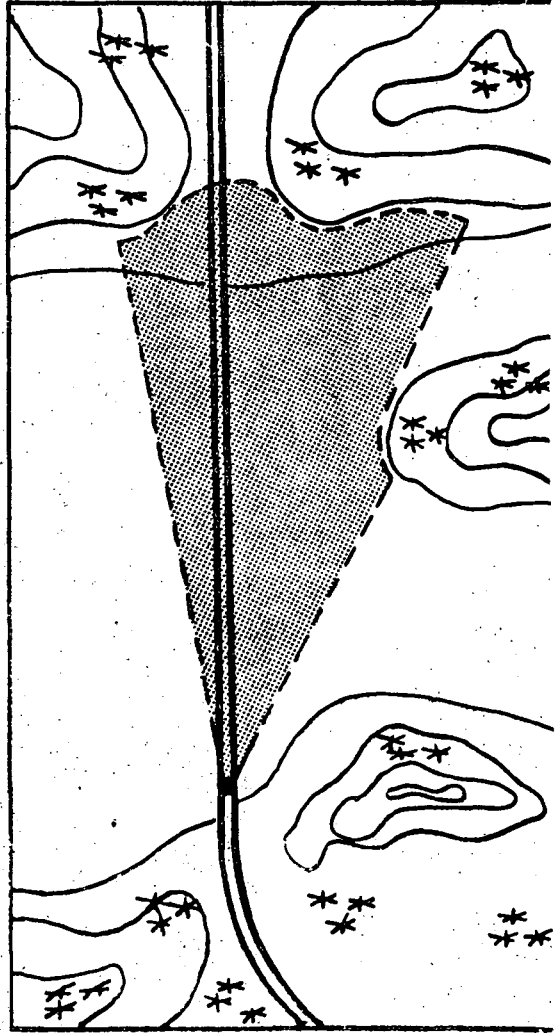
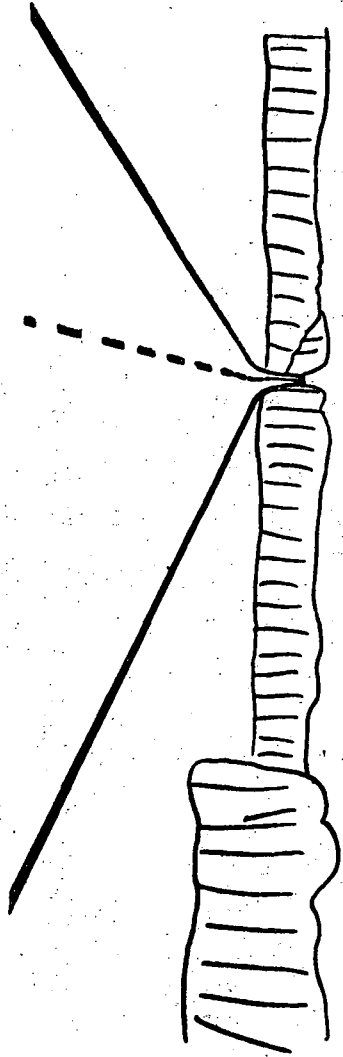
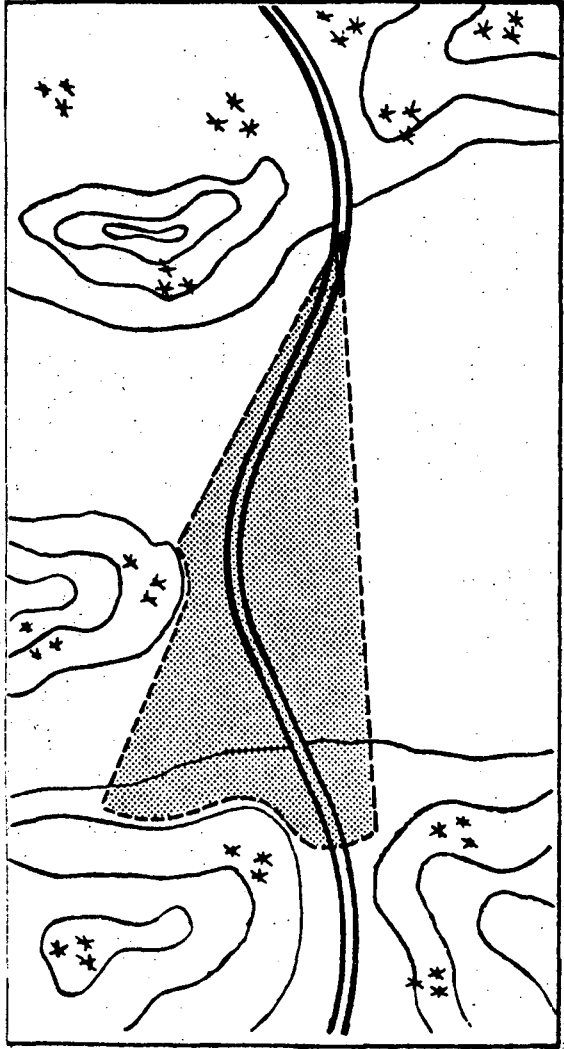
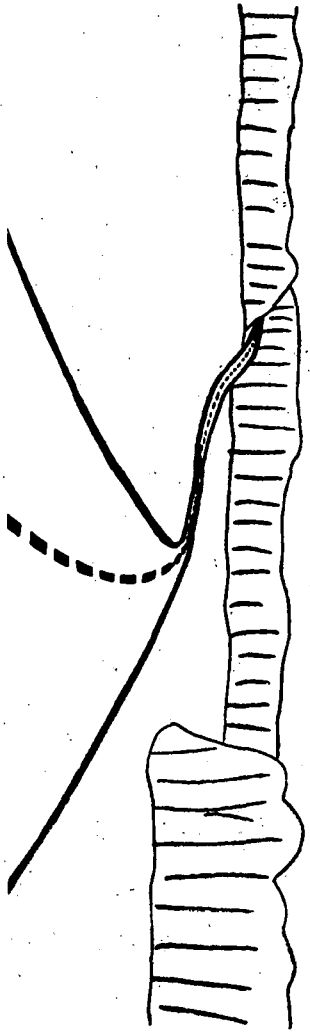
COMPUERTAS DE DURMIENTES

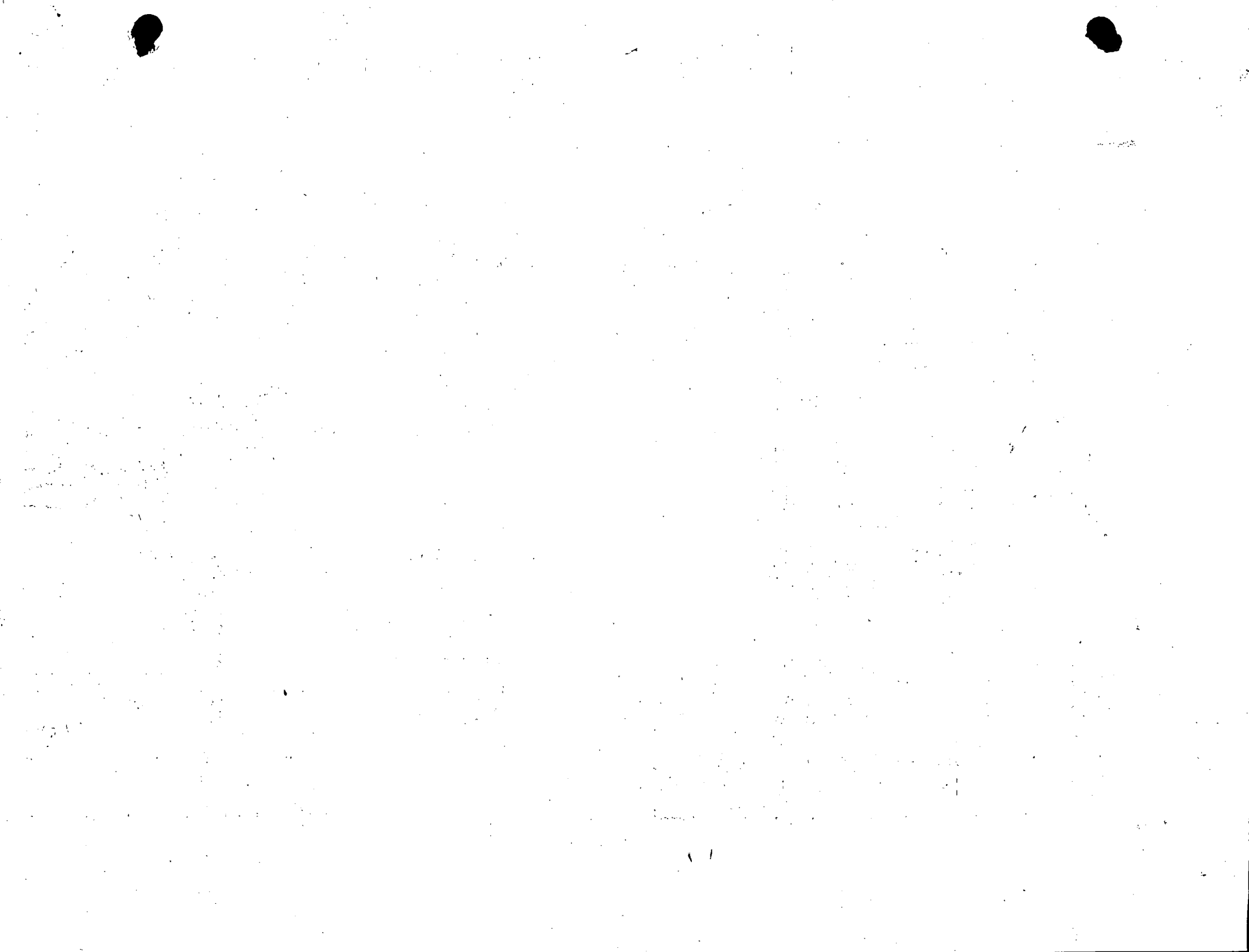


COMPUERTAS DE AGUJAS

COMPUERTAS DE ORUGA







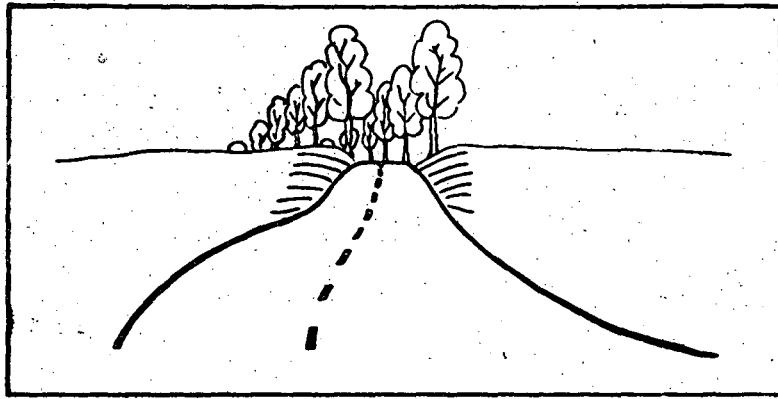


Fig 5. Vägens form i fortsättningen framgår uteslutande av den optiska ledning alléträden ger.

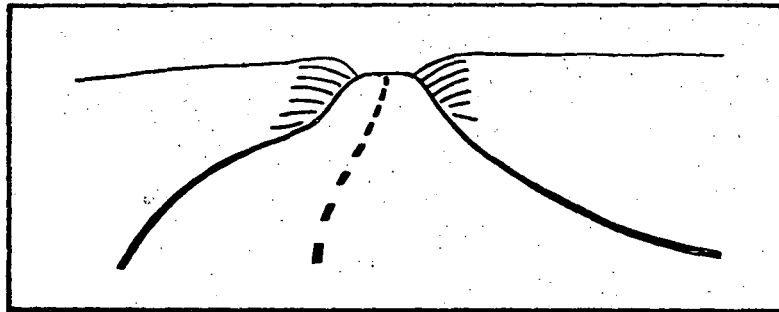


Fig 6. Vägen, som är densamma som i fig 5, ger här en felaktig optisk ledning.

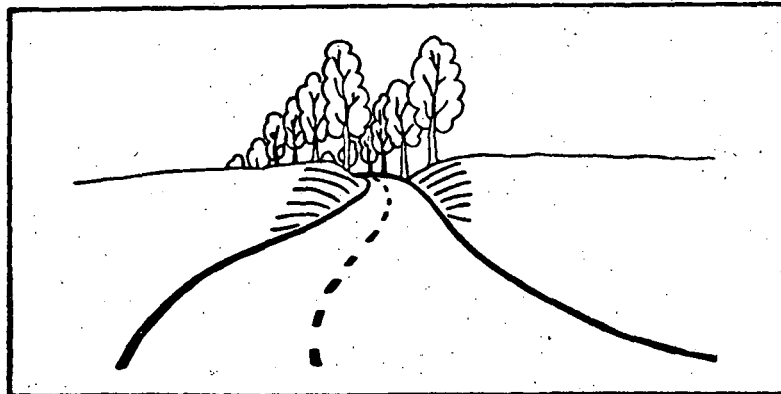


Fig 7. Vägen bör genom sin egen form oberoende av andra optiska attribut ge en riktig optisk ledning.



Fig 11. Rättvisande, tydlig men inte fullt entydig optisk ledning.

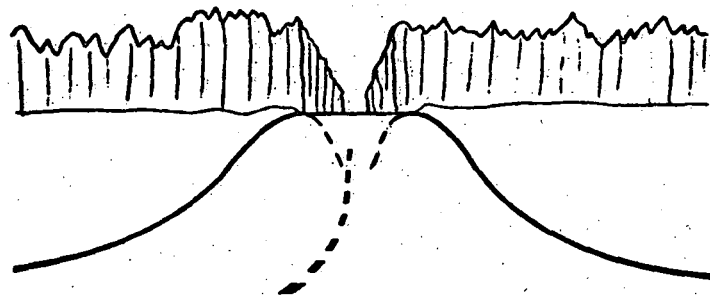


Fig 12. Rättvisande, tydlig och entydig optisk ledning.

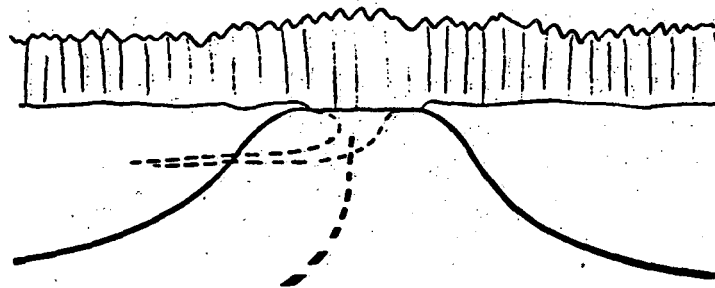


Fig 13. Ej rättvisande, tydlig men inte entydig optisk ledning.

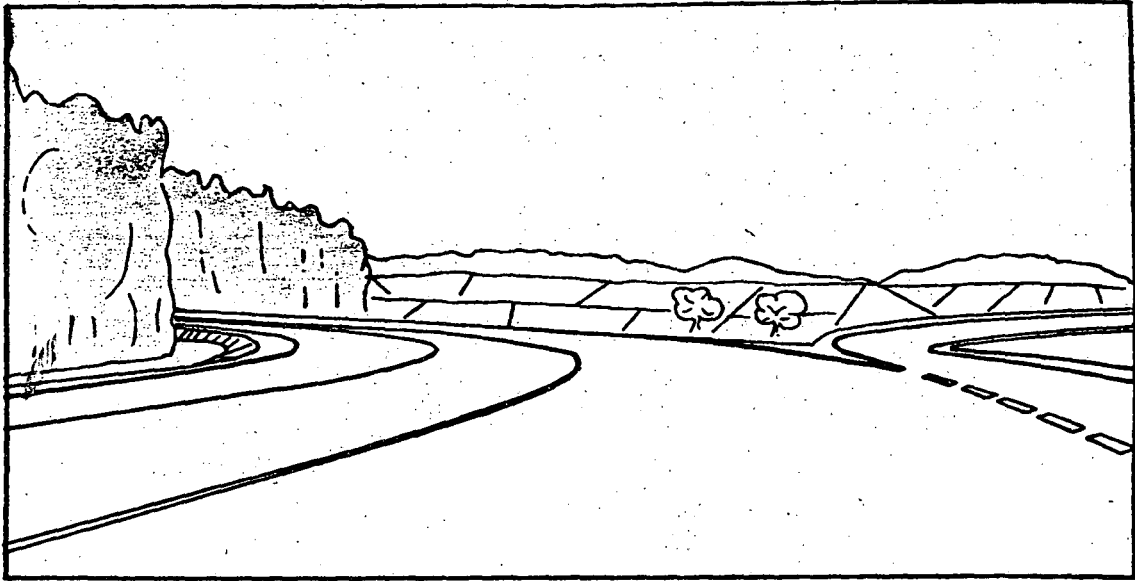


Fig 16. Den optiska ledningen kan påverkas av landskapets färger. De ljusa färgerna till höger dominerar varigenom den optiska ledningen orienteras från huvudvägens riktning.

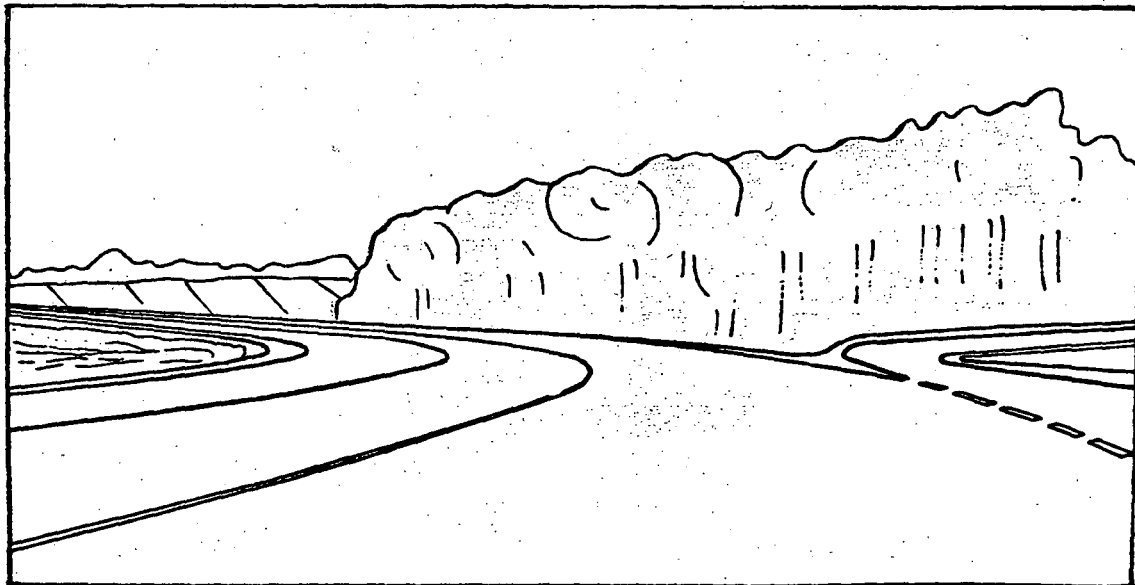


Fig 17. De ljusa gröna färgerna till vänster dominerar varigenom den optiska ledningen orienteras längs huvudvägens riktning.

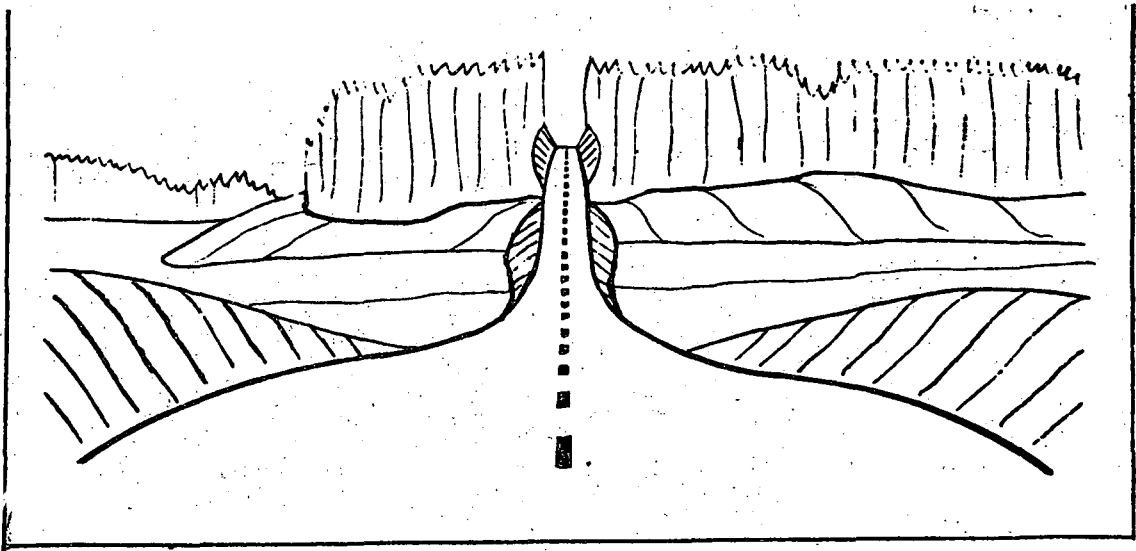


Fig 19. Vertikaltrassering ligger oftast hårt och stelt i landskapet.

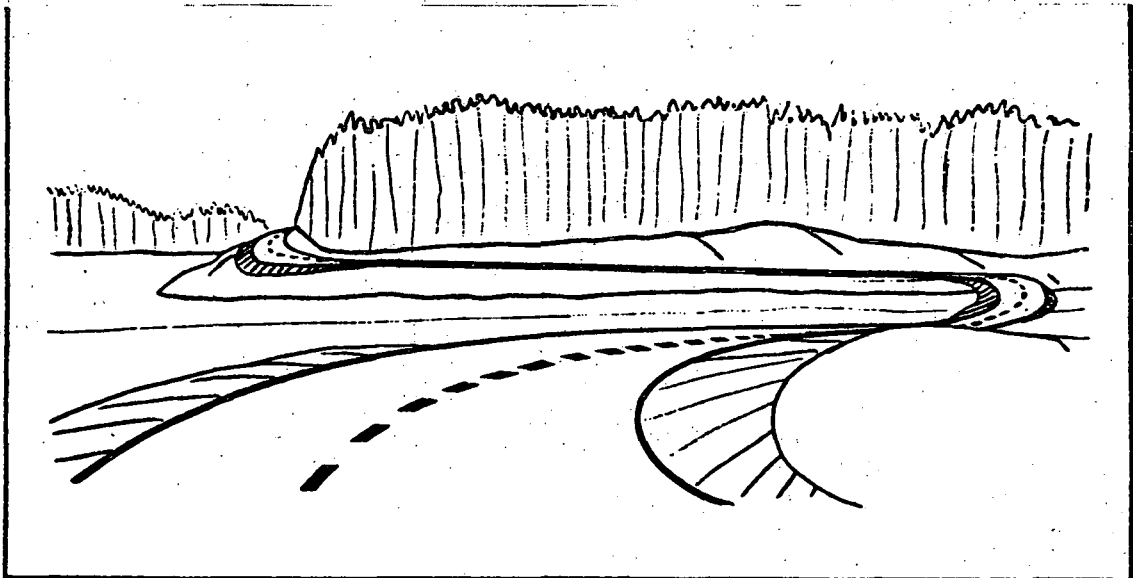


Fig 20. Horisontaltrassering ger ofta en irriterande känsla av onödig längd och kurvighet.

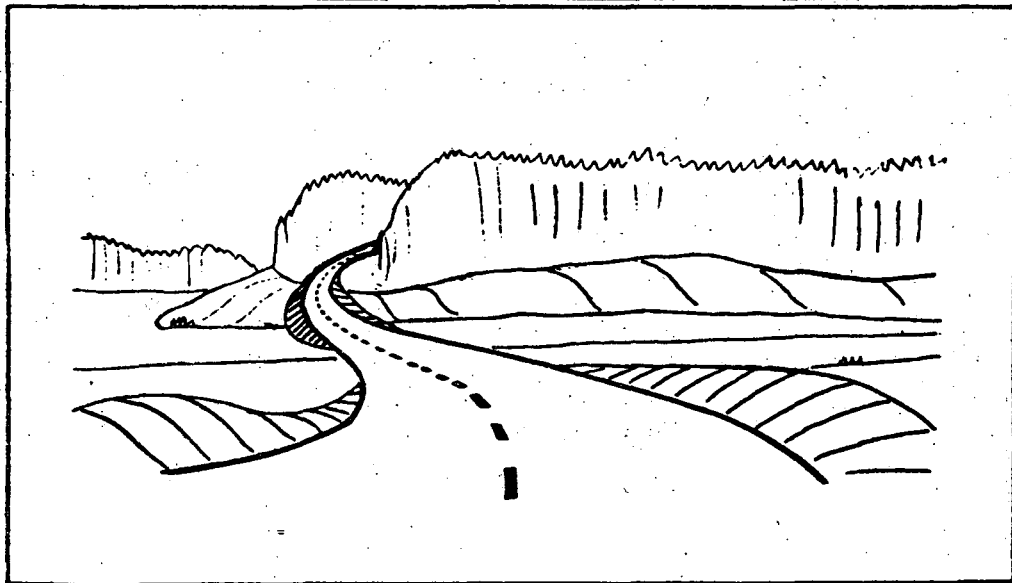
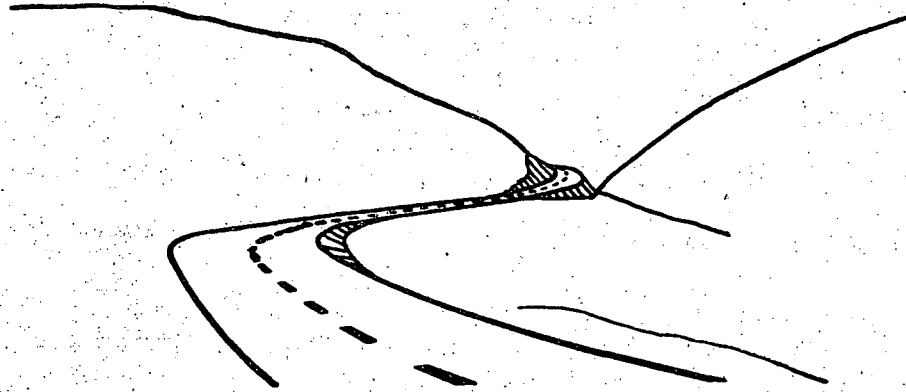
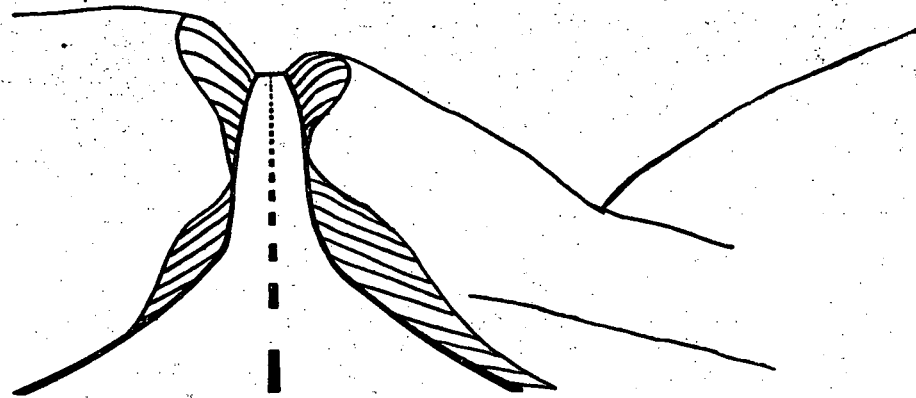


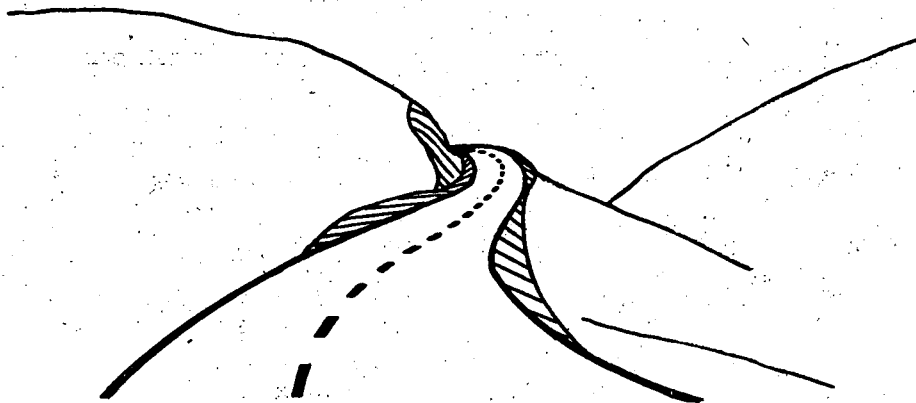
Fig 22. Mjuktrassering, ett mellanting av vertikal- och horisontaltrassering ger mjukare anpassning till terrängens naturliga former.



H
(Horizontal-
trassering)



V
(Vertikal-
trassering)



M
(Mjuk-
trassering)

Fig 23. I samma terrängavschnitt visas horisontaltrassering (H), vertikaltrassering (V) och mjuktrassering (M).

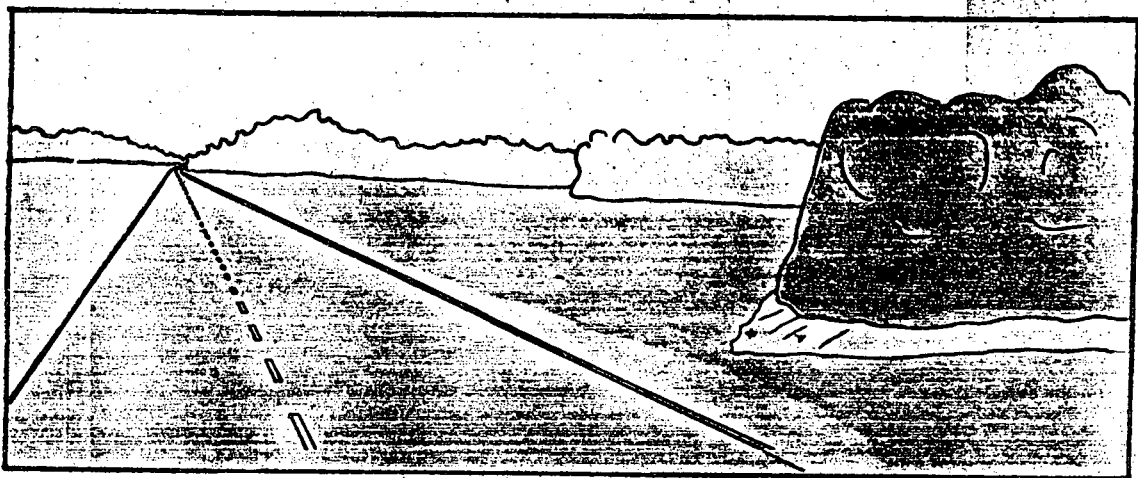


Fig 24. Linjaltrassering passar ofta dåligt in i miljön. Som av ett piskrapp slås landskapet sönder i två delar.

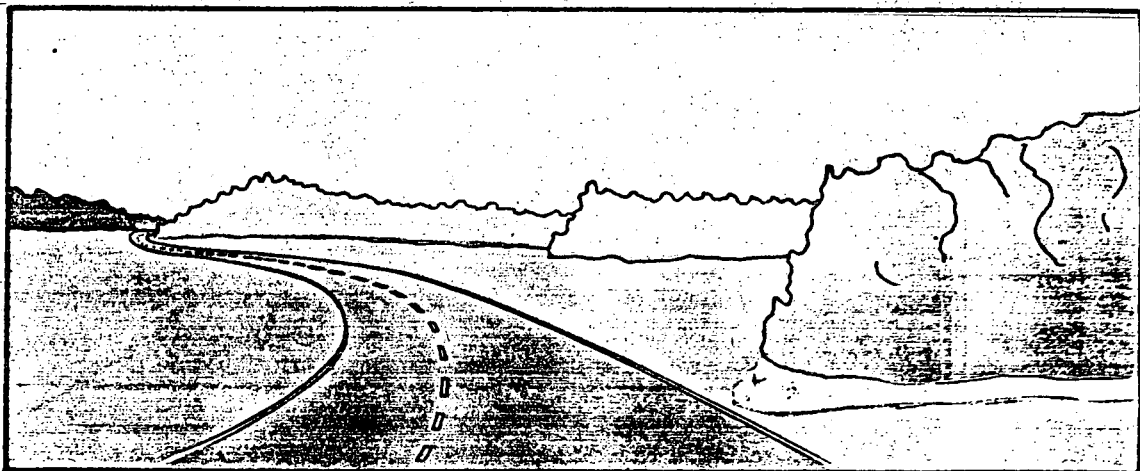


Fig 25. Miljötrassering innebär en anpassning av vägens trassering till och utnyttjande av rummets miljövärden.

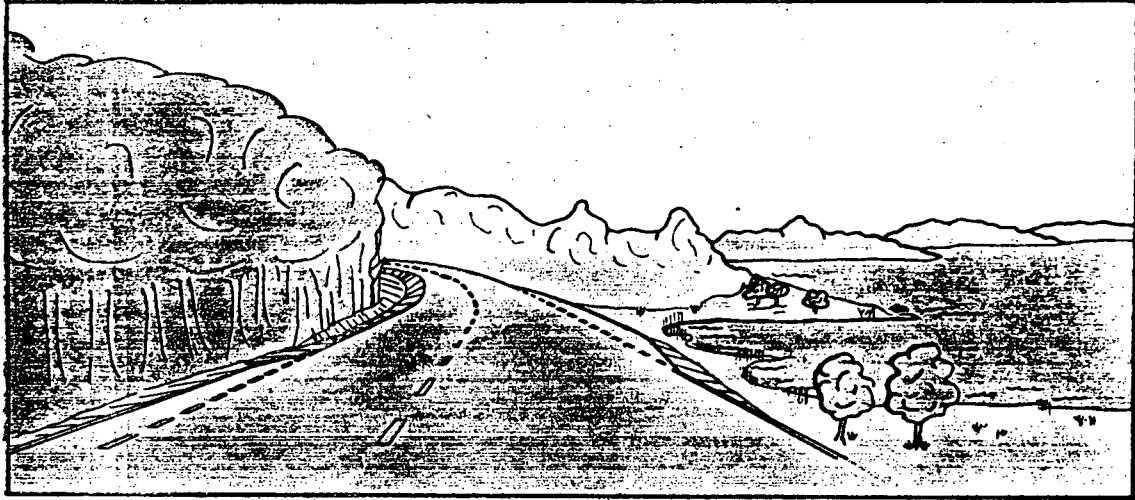
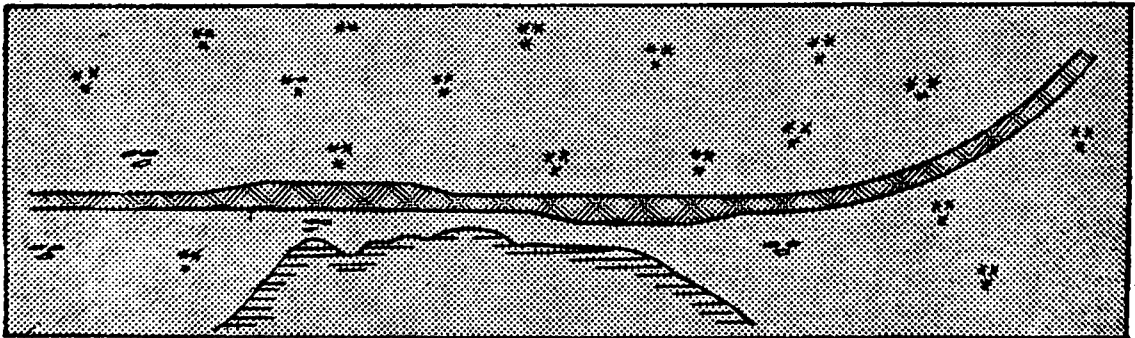


Fig 26. Vattnet utgör en utomordentligt viktig miljöfaktor som absolut måste utnyttjas vid trassering där så ske kan.



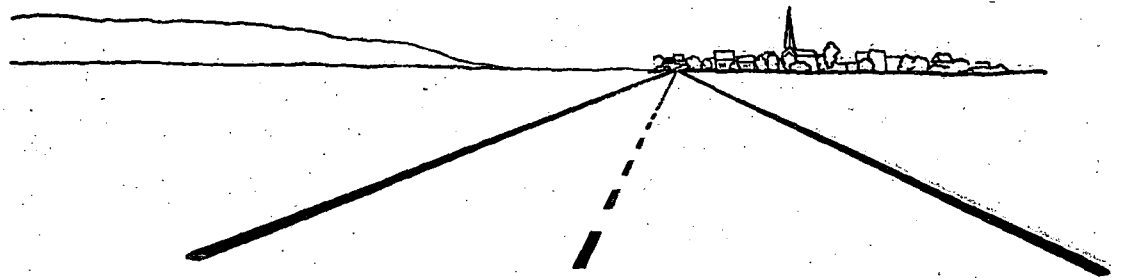


Fig 27. I mycket stora plana rum är det svårt att undvika allt för långa raksträckor som ofta ger oestetiska intryck förutom andra olägenheter.

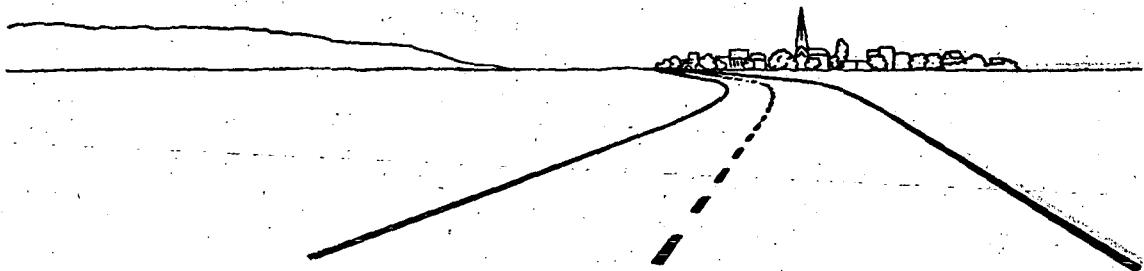


Fig 28. Måltrassering innebär att man utnyttjar naturliga blickpunkter i fonden - målvärden - för en tillfällig avvikelse från huvudriktningen varigenom allt för långa raklinjer kan undvikas.

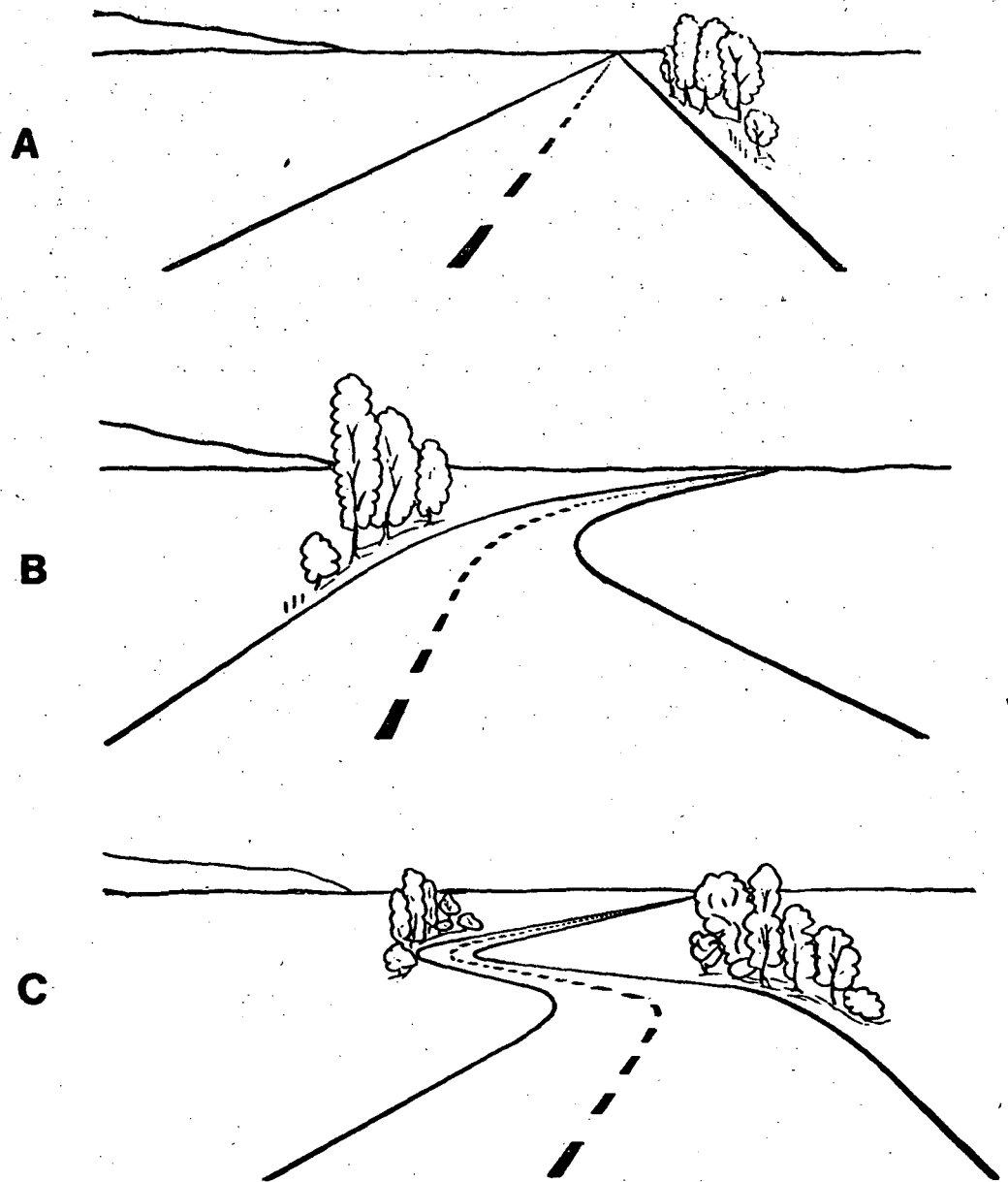


Fig 29. Om det inte finns lämpliga målvärden i rummet kan man bryta erfornigheten något med inplanerade buskar (A). Med inplanterade trädridåer kan man göra konstlade målvärden (B). Mera än två sådana arrangemang inom samma rum kan man dock knappast göra (C).

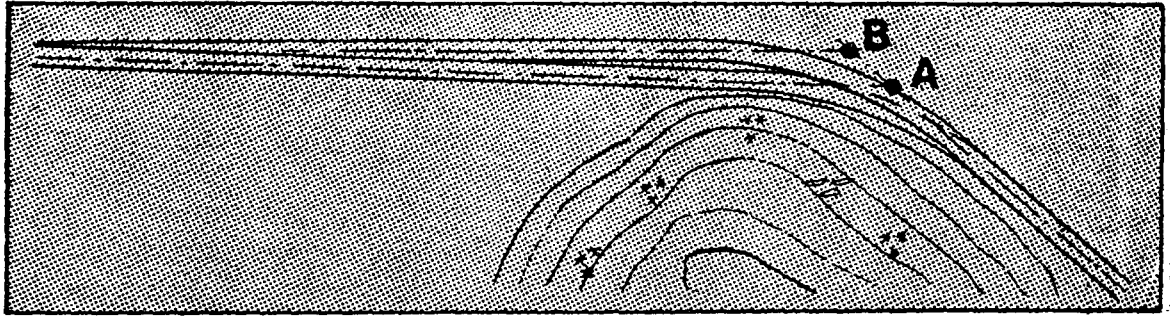
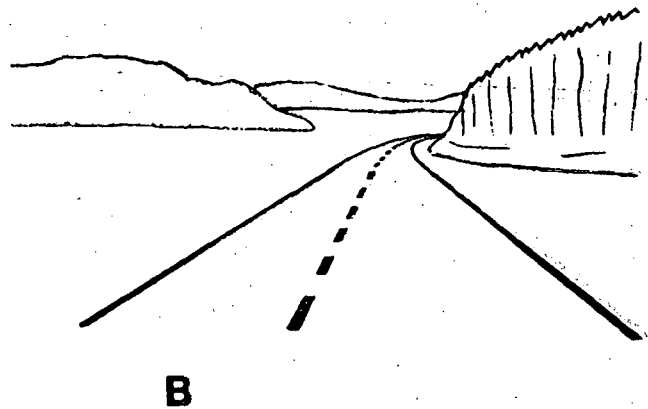
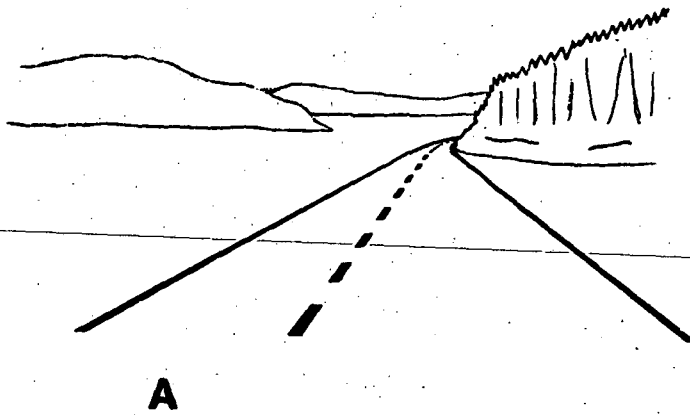


Fig 32. I ett stort rum bör efter en lång raksträcka en kurva runt ett hinder trasseras med brytpunkten före hindret vid B hellre än mitt för hindret vid A varvid en mjukare standardanpassning erhålles.



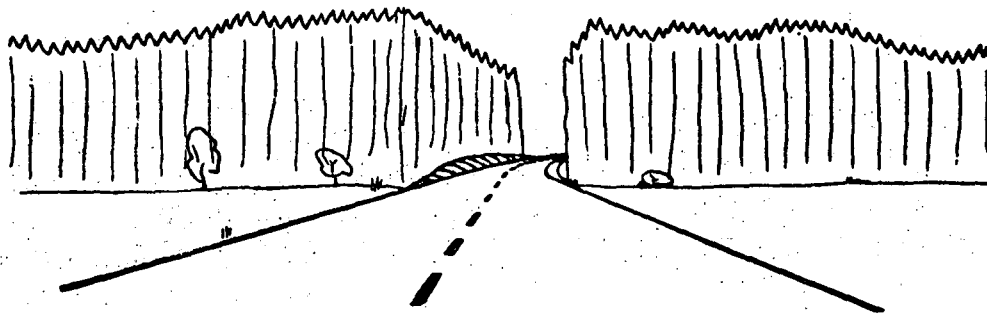


Fig 36. Om rummen skiljs åt av smala skogsridåer uppkommer lätt estetiskt stö-
rande siktskäror. Färgen spelar här en viktig roll med den ljusblå
gluggen i den mörkgröna ridån.

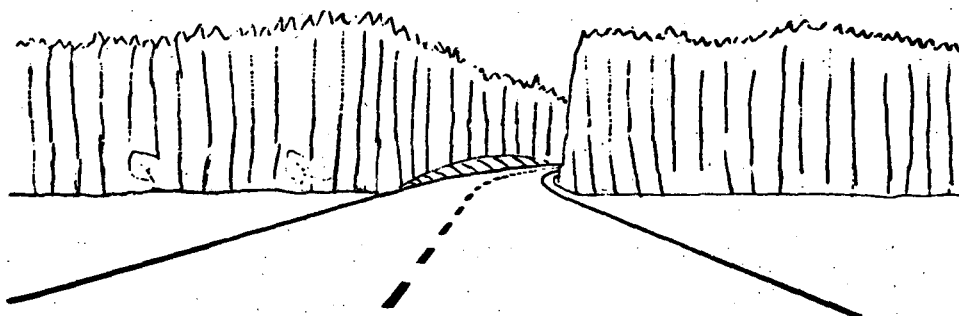
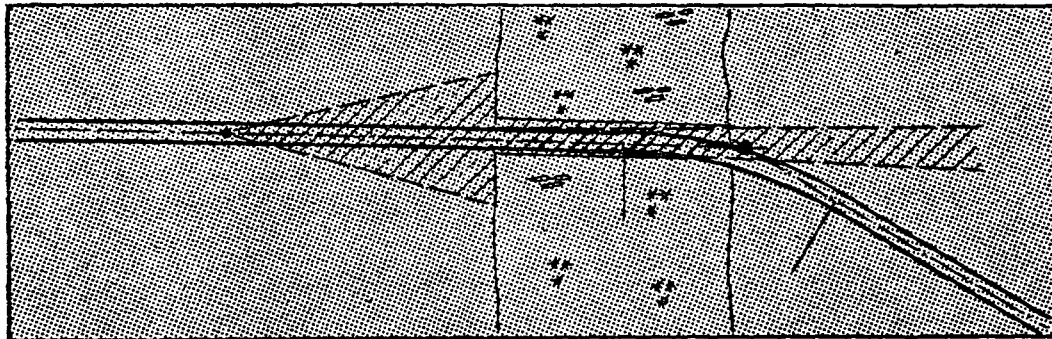
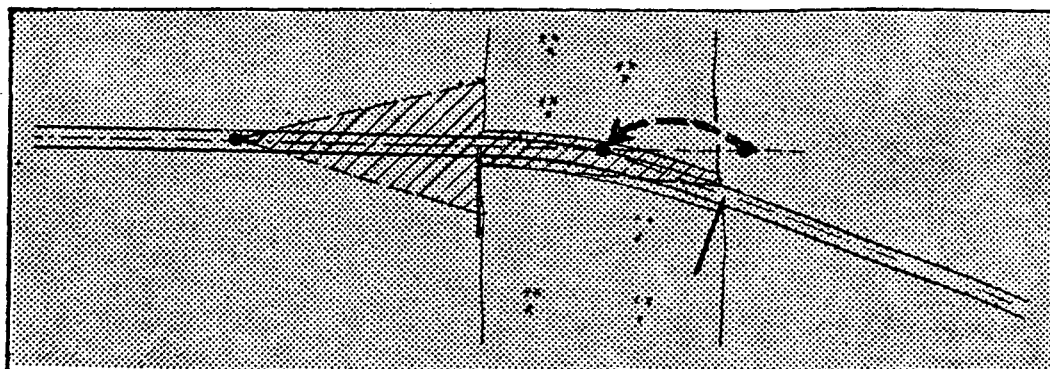


Fig 37. Genom att lägga in en brytpunkt mellan rummen kan man få erforderlig
ridåttäckning utan att bryta miljön.



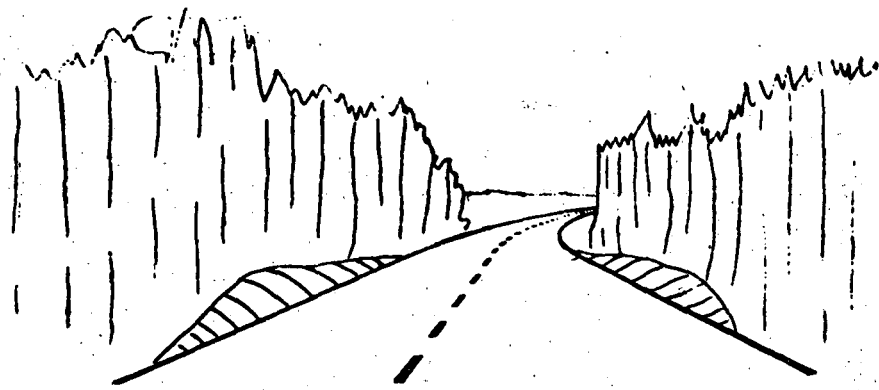


Fig. 38. Utgången från en lång raksträcka ur en skog kan medföra störande sikt-skåra.

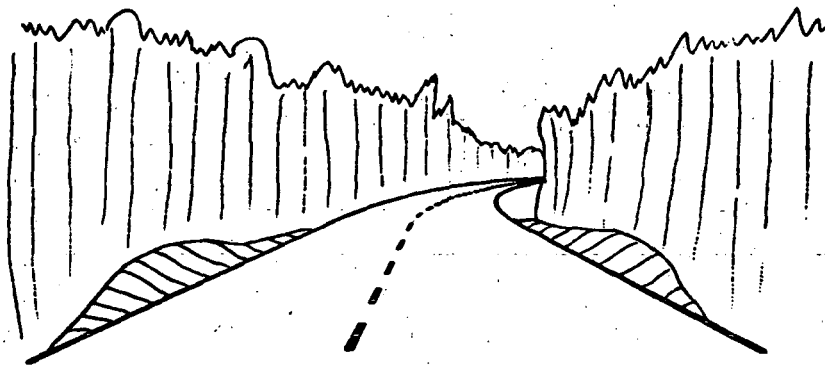
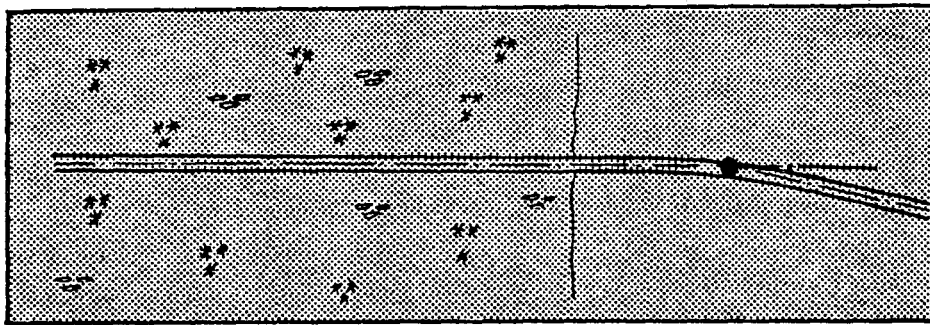
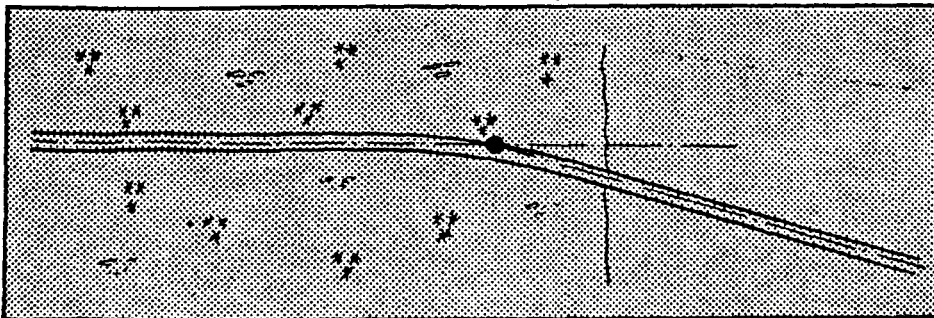


Fig. 39. Före utgången ur skogen på en lång raksträcka bör man lägga en brytpunkt för att få ridåttäckning.



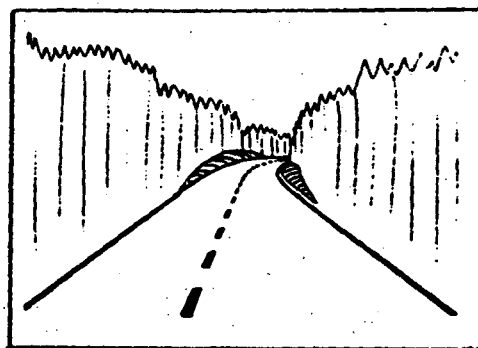
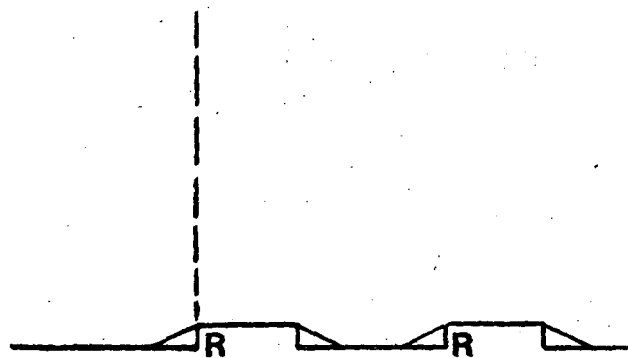
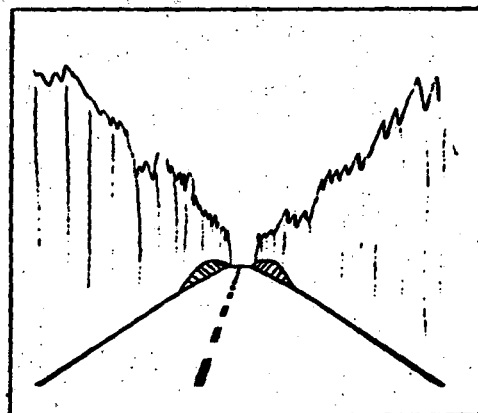
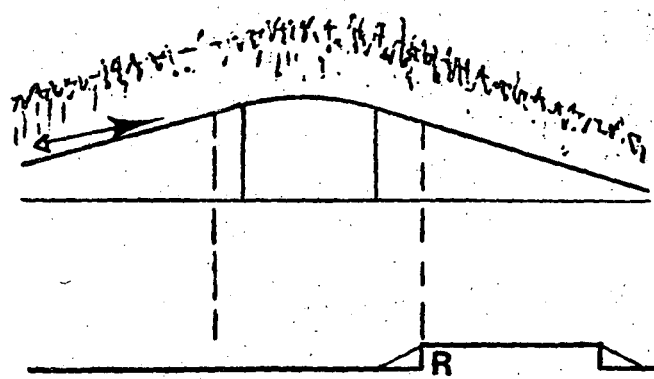


Fig 42. Om en lång raksträcka i en skog passerar över ett höjdparti kan en ful siktskära uppstå. Man bör därför lägga en brytpunkt i anslutning till krönet med en horisontalkurva som ger erforderlig ridtäckning.

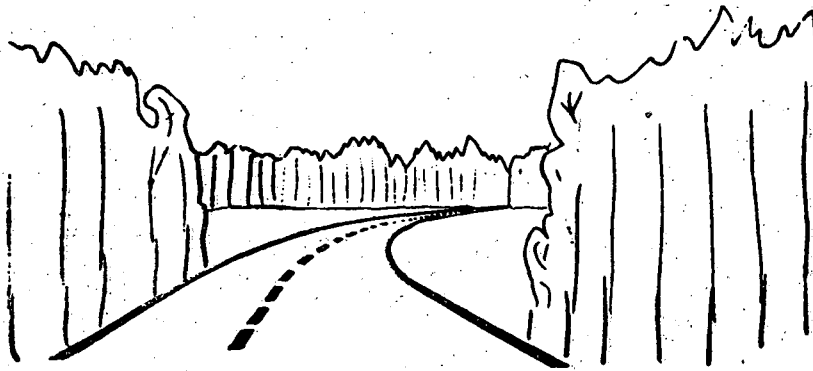


Fig 46. I ett litet rum behövs det ingen lång båge om brytpunkten ligger inom rummet.

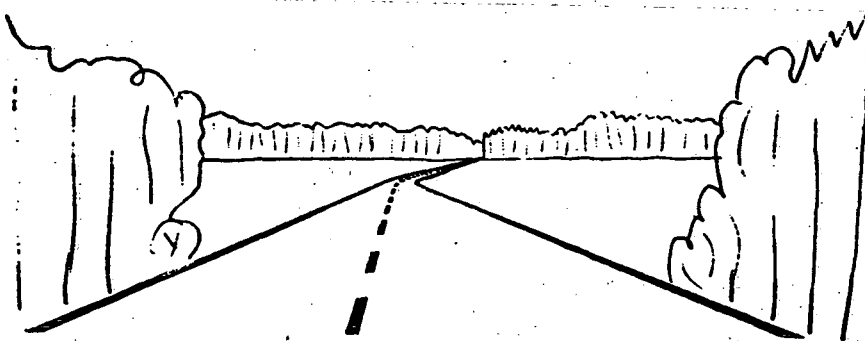
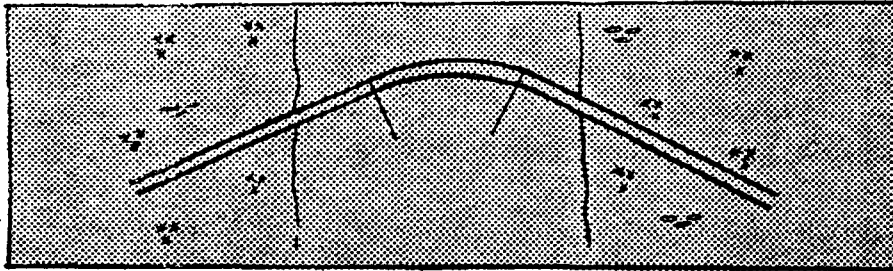
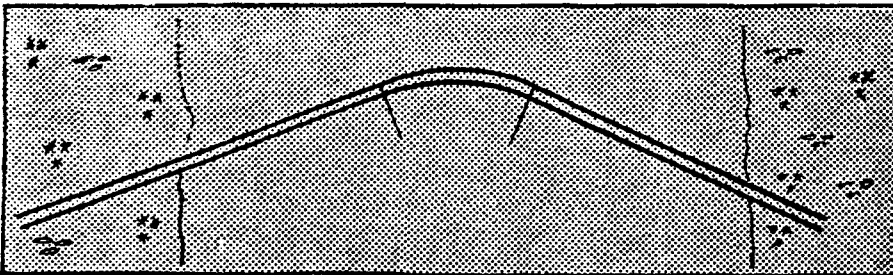


Fig 47. I ett stort rum måste bågen vara betydligt längre. Annars får man en dålig formverkan då brytpunkten ligger inom rummet.



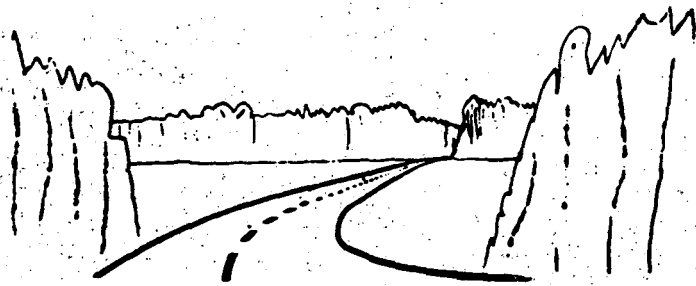


Fig 48. I ett litet rum behövs det stora bågar om brytpunkterna ligger utanför rummet. Helst bör tangentpunkterna förenas med en låt vara svagt krökt båge.

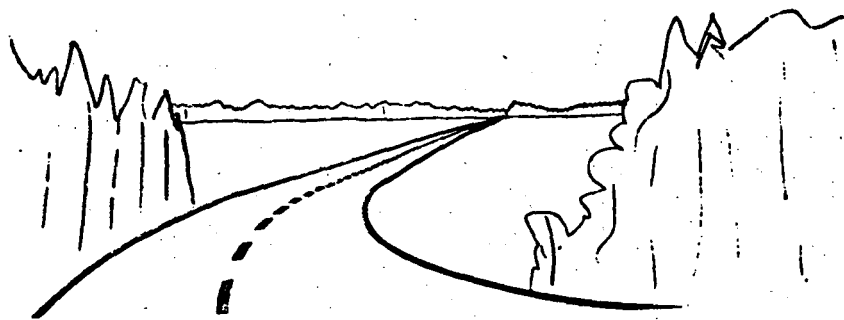
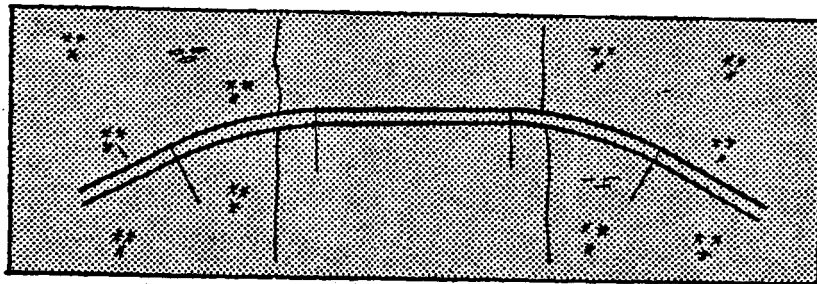
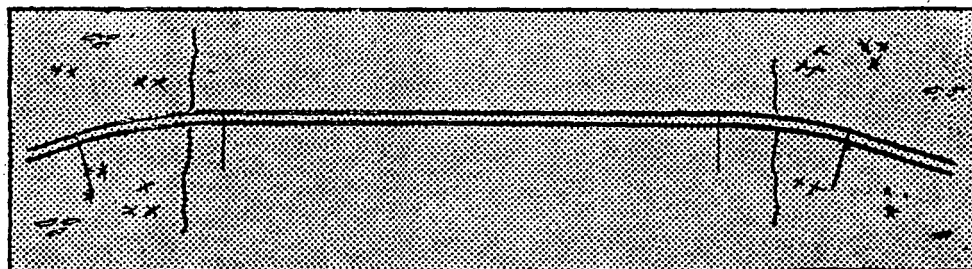


Fig 49. I ett stort rum behöver bågarna inte vara särskilt långa om brytpunkterna ligger utanför rummet.



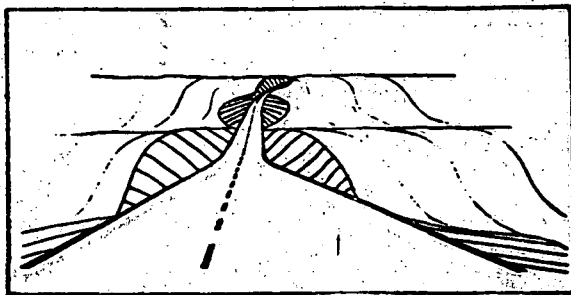
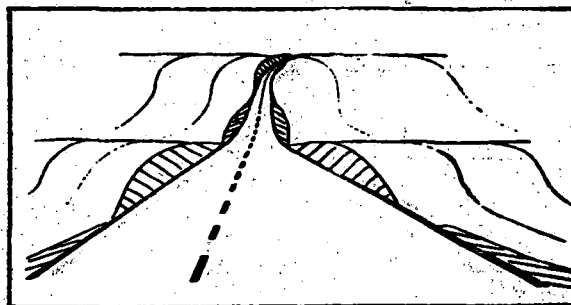
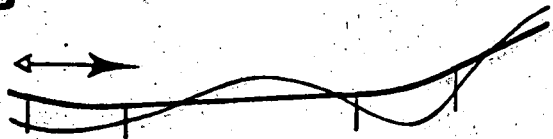
A**B**

Fig 58. En konkv vertikalkurva bör inte ligga i skärning (A). Genom att förlägga vägen i jämn lutning kan man lösa detta (B).

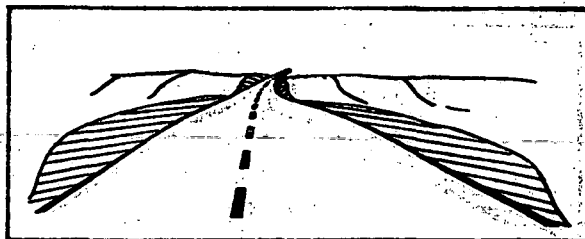
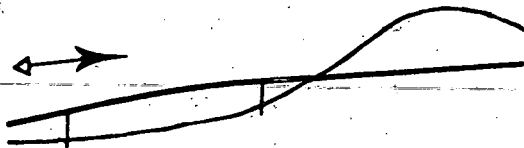
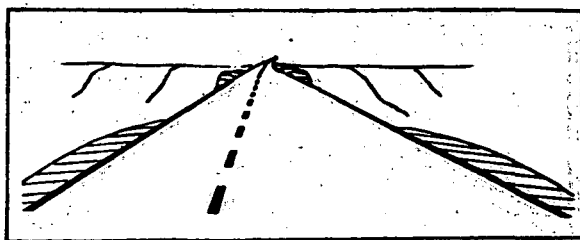
A**B**

Fig 59. En konvex vertikalkurva bör inte ligga på bank (A). Den bör ligga i skärning varigenom "bulligheten" försvinner (B).



Fig 50. Om vägen går över ett mycket stort rum och skall vika av framför fon-
den i detta kan en för kort båge ge för svag optisk ledning.

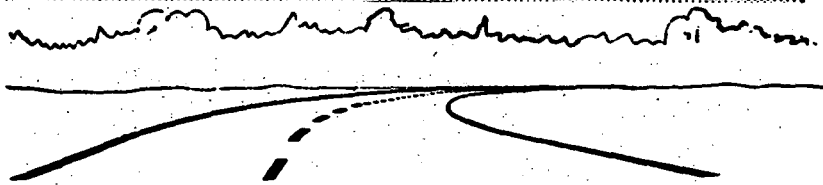
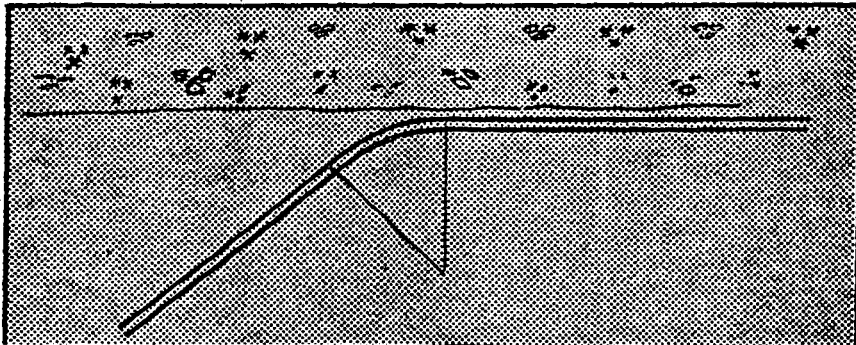


Fig 51. Bågen behöver ofta ha en betydande längd för att ge tillräcklig form-
verkan. Tyvärr kräver en lång cirkelbåge stort utrymme i sidled.
Jämför fig 56 i det följande.

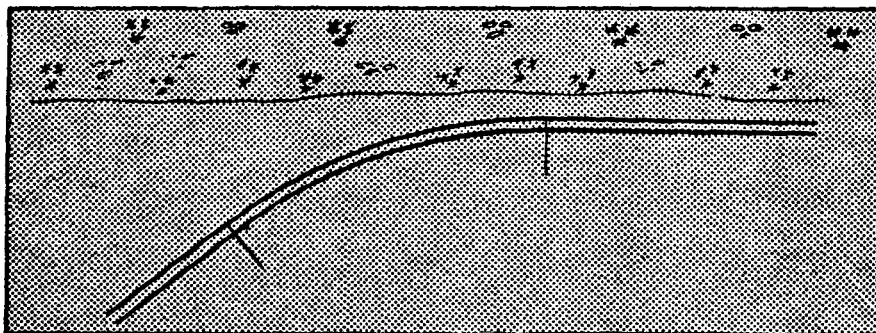
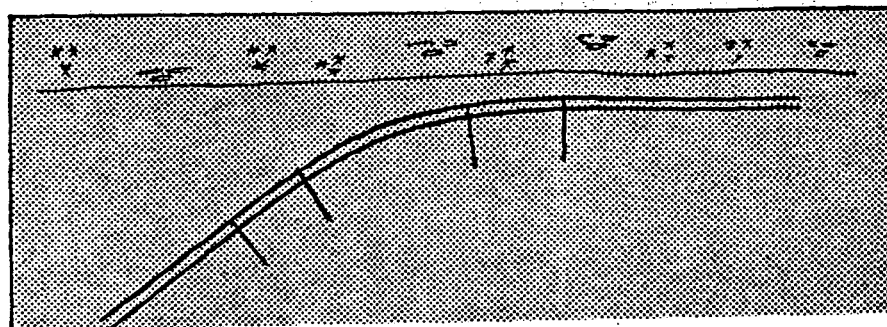


Fig 56. Med hjälp av övergångskurvans stora formverkan i förhållande till
båglängden kan man åstadkomma en bättre lösning av problemet än
som visades i fig 50 och 51 utan särskilt stor avvikelse i sidled.



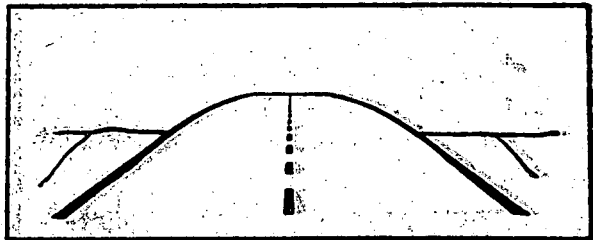
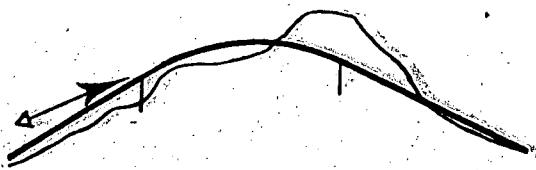


Fig. 60. Vid konvexa vertikalkurvor kan man ibland uppfatta stigningen som vertex på kurvan varvid man kan få det egendömliga intrycket att vägen ligger på en bank över krönet.

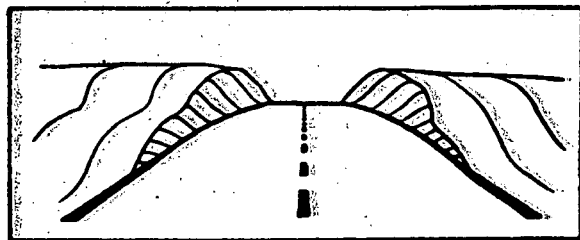
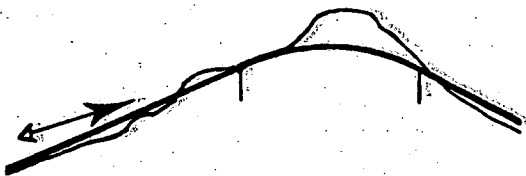


Fig. 61. Möjligen kan intrycket i fig. 60 undvikas genom en längdförskjutning av vertikalkurvan.

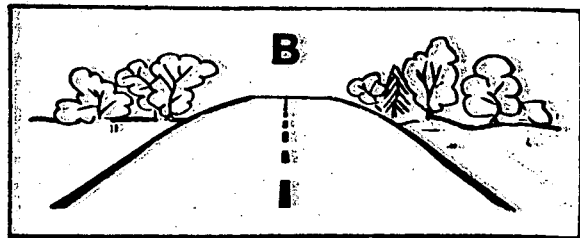
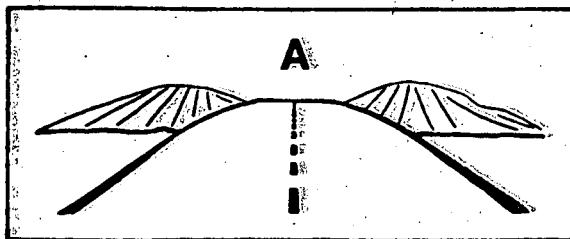


Fig. 62. Går det inte att göra som i fig. 61 kan man antingen fylla upp ett konstlat krön (A) eller plantera in buskage som förtar det ogynnsamma intrycket (B).

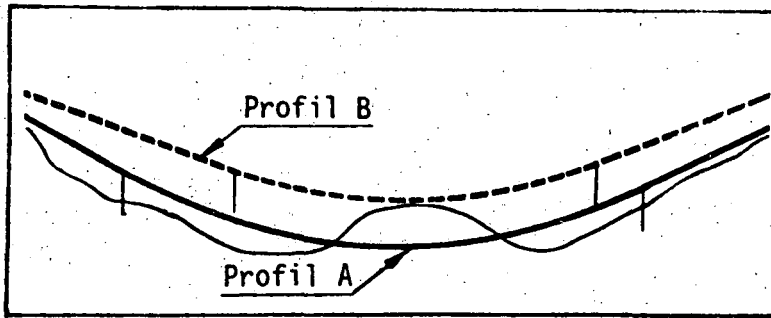


Fig 63. En konkav vertikalkurva som på någon del går i skärning kan ge ett oestetiskt intryck (profil A).

66

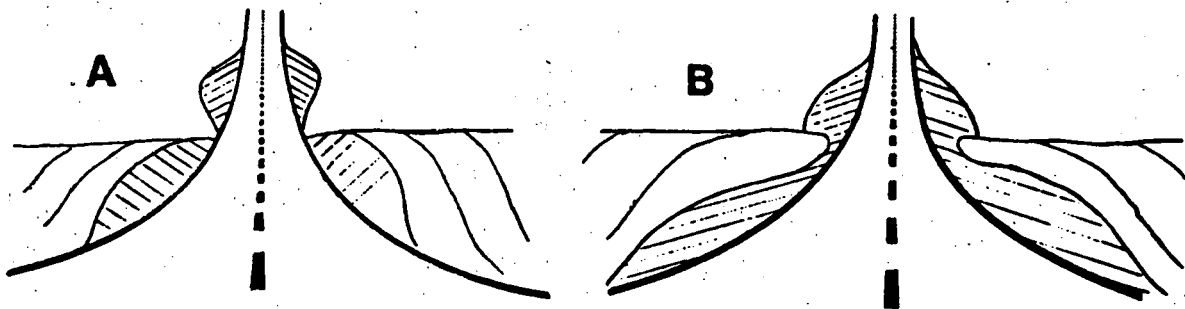


Fig 63. Genom att balansera högre (B) kan man undvika det oestetiska (forts) intrycket (A).

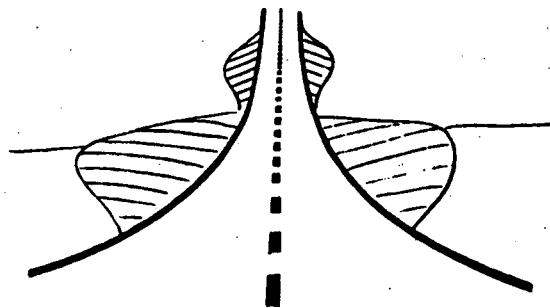


Fig 64. Genom att lägga skärningsslänterna i flackare lutning kan man också undvika det oestetiska intryck som A i fig 63 ger.

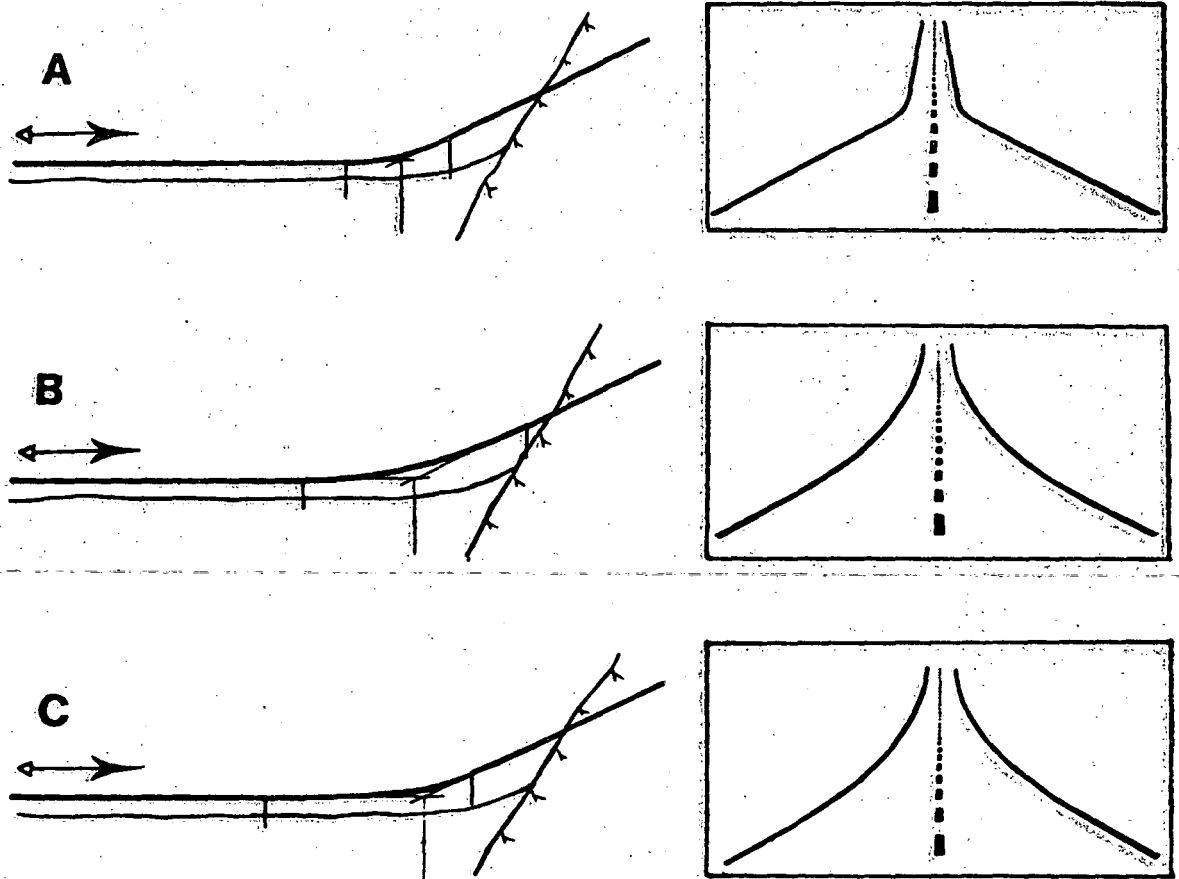


Fig 71. Vid större lutningsskillnader kan ibland en ökning av bågns längd (A) medföra en betydlig ökning av bankhöjden medförande fördyrad byggkostnad vid svag mark (B). Genom att använda en konkav vertikal parabel eller klotoid i stället för cirkel kan formverkan bli tillräcklig utan väsentlig ökning av bankhöjden (C).

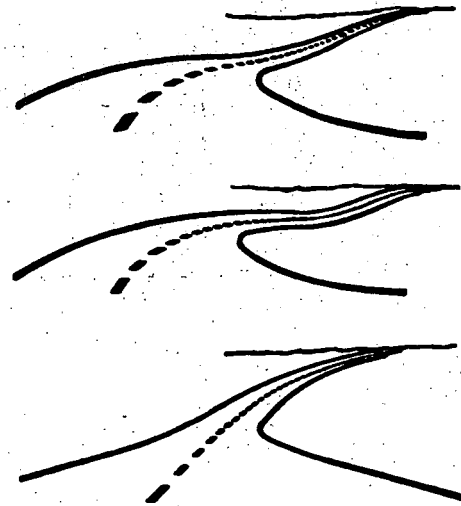
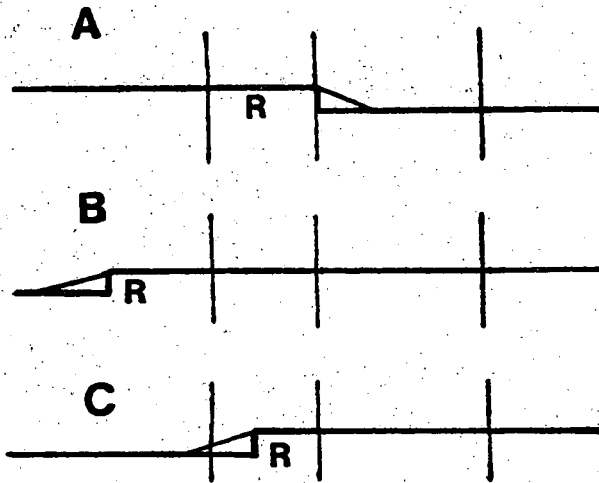
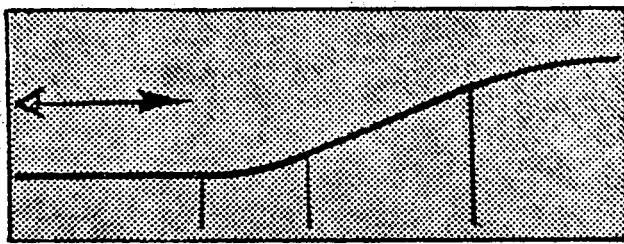


Fig 79. Kombinationen av horisontalkurva och konkav vertikalkurva är viktig. Framför allt bör man undvika att börja horisontalkurvan i vertikalkurvans nedre del eller mitt (C). Däremot kan horisontalkurvan sluta var som helst i vertikalkurvan (A). Om vertikalkurvan ligger helt inom horisontalkurvan måste den förra ha så lång båge som möjligt (B).

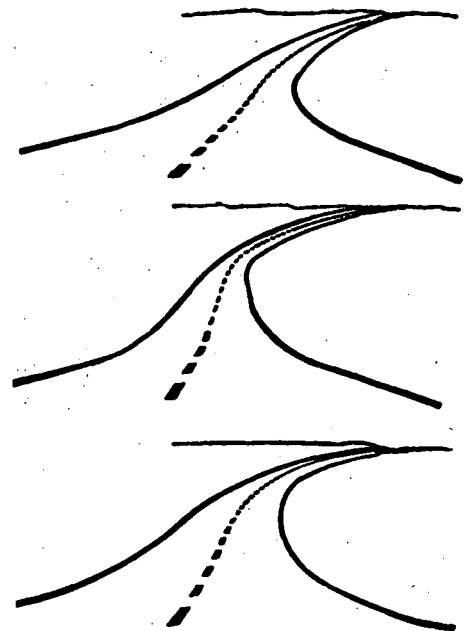
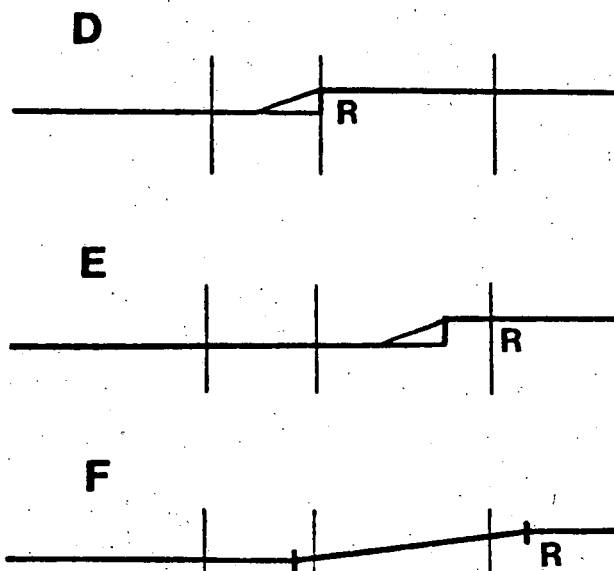
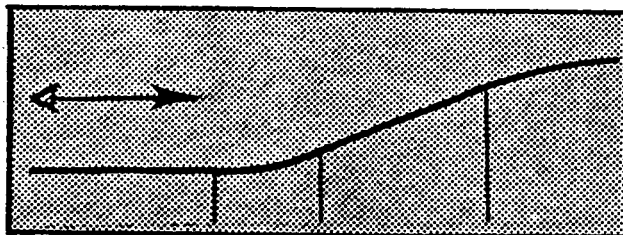


Fig 79 Bäst är om horisontalkurvan börjar i vertikalkurvans övre del (D). (forts). Börjar den lägre bort blir formen dock acceptabel (E), men fullgod om man förlänger horisontalkurvan med en horisontal övergångskurva (E).

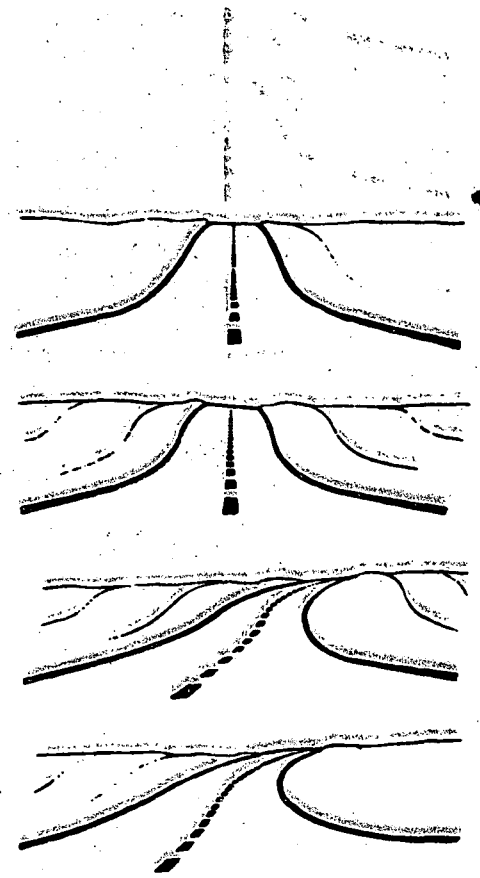
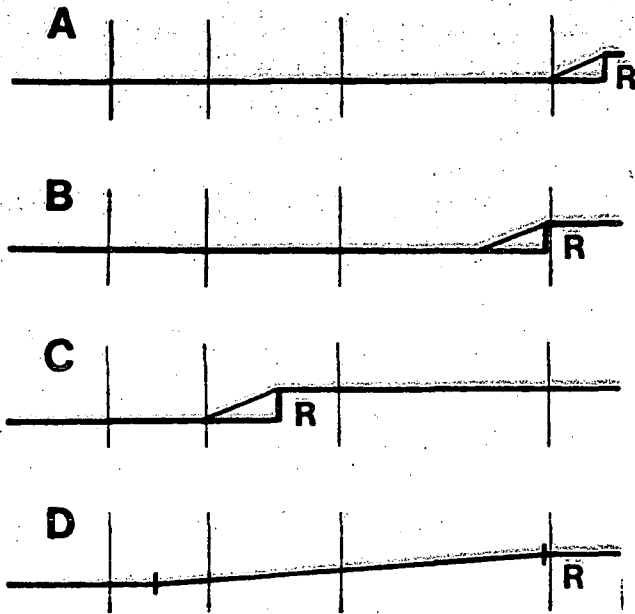
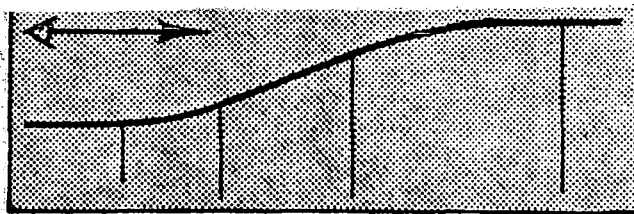


Fig 81. När en väg skall stiga till ett högre parallellt plan samt även gå in i en horisontalkurva bör denna antingen börja i vertikalkurvornas inflexionspunkt (C) eller förlängas till denna med en övergångskurva (D). Om horisontalkurvan börjar efter den konvexa vertikalkurvan erhålles felaktig optisk ledning (A) och om den börjar vid dess slut en oestetisk form (B).

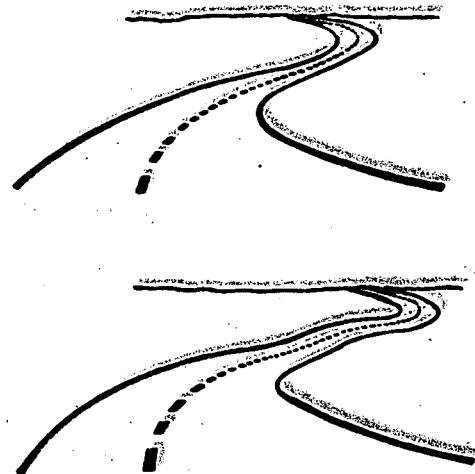
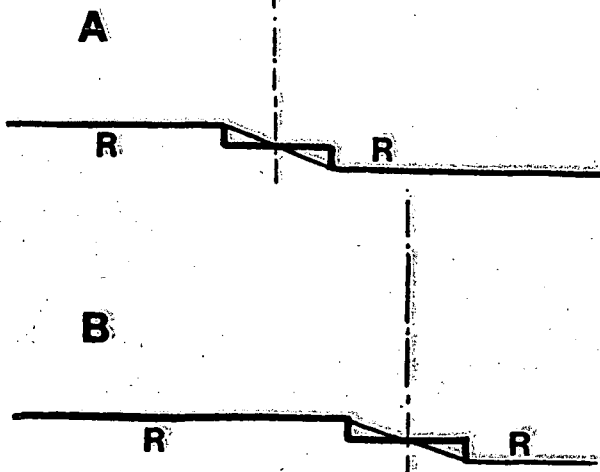
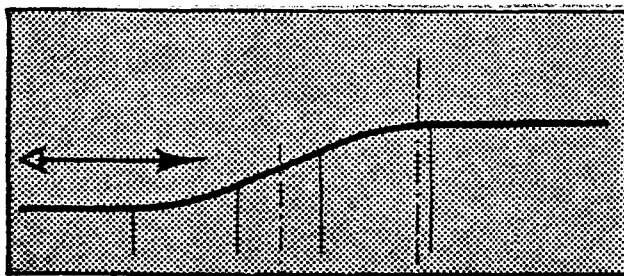


Fig 83. Kombinationen av en S-formig horisontalkurva med en S-formig vertikalcurva bör göras så att inflexionspunkterna nära sammanfalla (A). Ligga de helt åtskilda kan oestetiska effekter uppkomma (B).

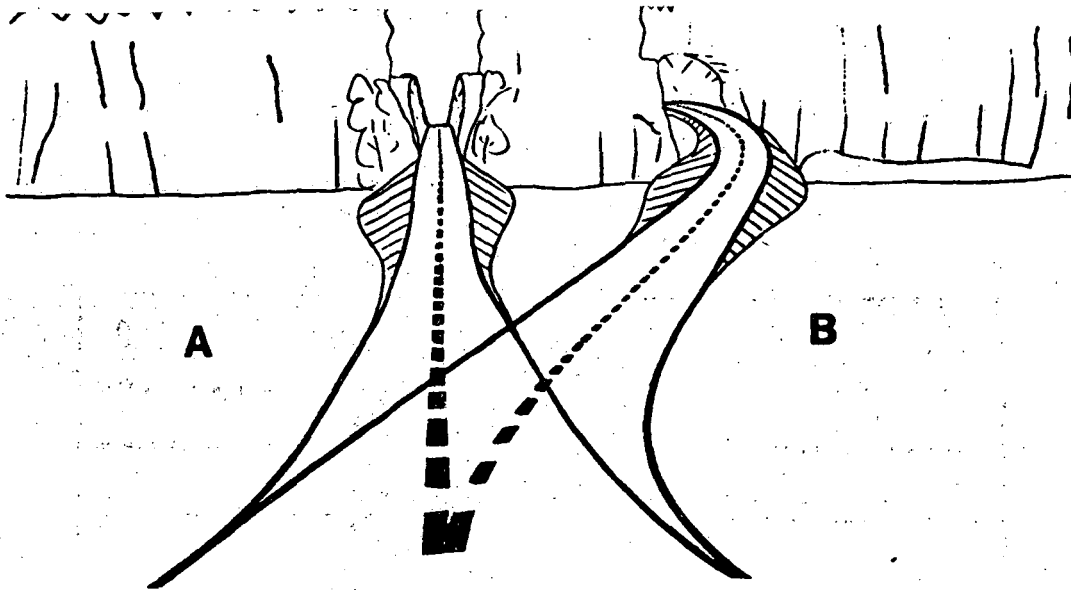


Fig 84. Vid passage över krön bör vertikaltrassering undvikas (A). Mjuktrassering ger en ur många synpunkter bättre väg (B).

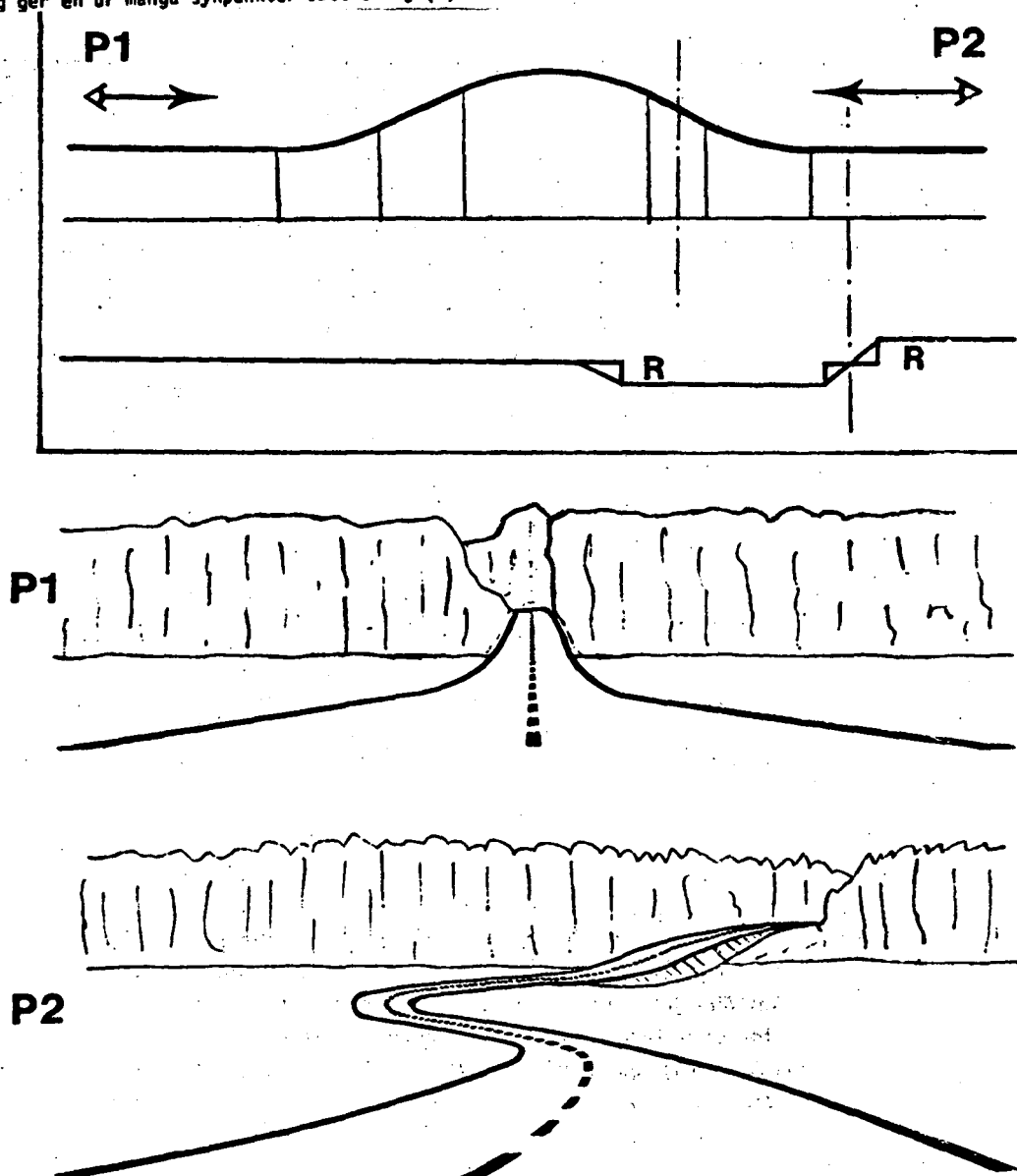


Fig 85. Vid krönpassage enligt B i fig 84 skall de horisontala och vertikala kurvsystemen samordnas. Om det horisontala systemet är helt förskjutet till den ena sidan av krönet får man från P1 dålig optisk ledning och från P2 ett oestetiskt intryck (Fall 1).

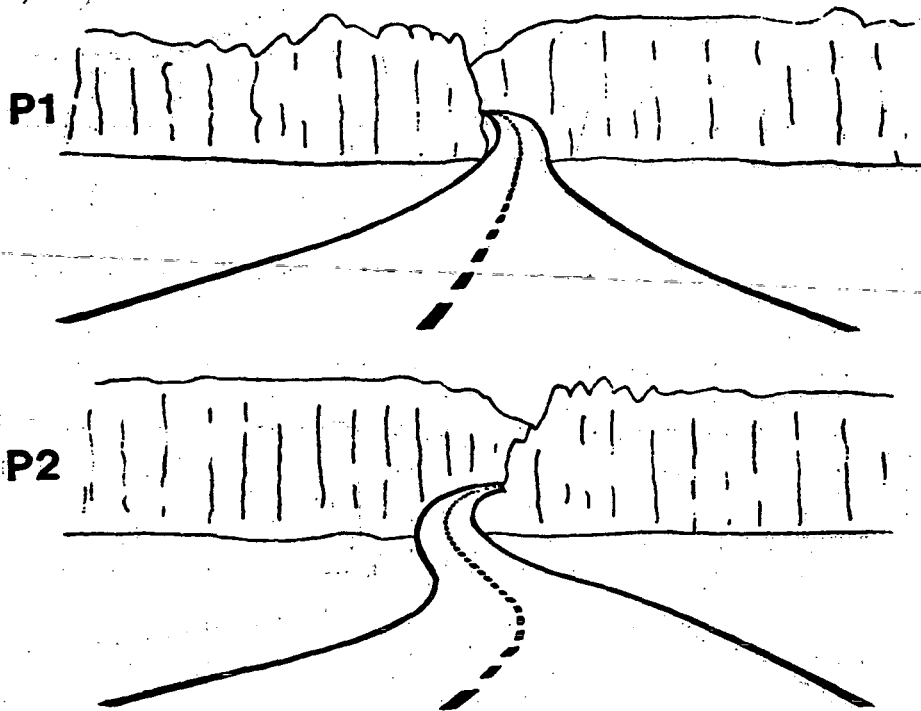
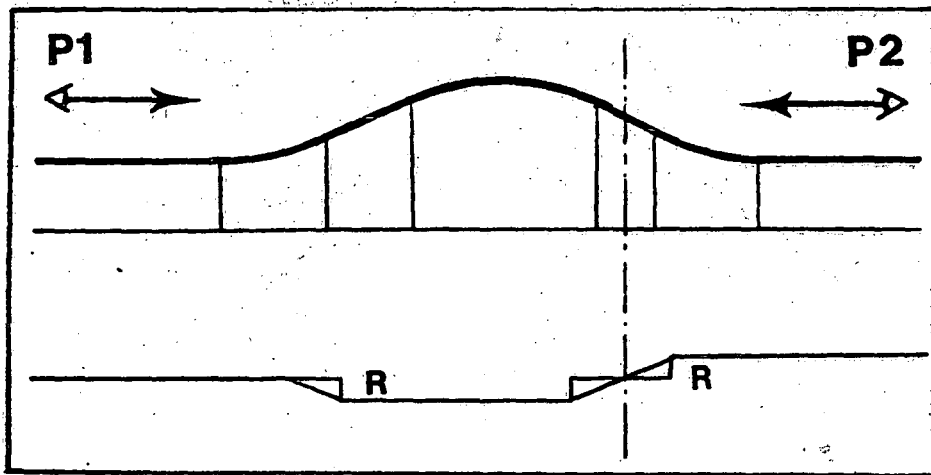


Fig. 86. Då horisontalkurvesystemets inflexionspunkt sammanfaller med den ena av vertikalkurvesystemets inflexionspunkter erhålles fullgod optisk ledning och en god estetisk formgivning sett från såväl P1 som P2. Detta är det riktiga sättet att passera ett åschrön. Vill man inte få en parallellförskjutning av vägens centrumlinje får man lägga in en S-formig horisontalkurva på andra sidan krönet och så att dess inflexionspunkt om möjligt sammanfaller med vertikalkurvornas på denna sida (Fall 2).

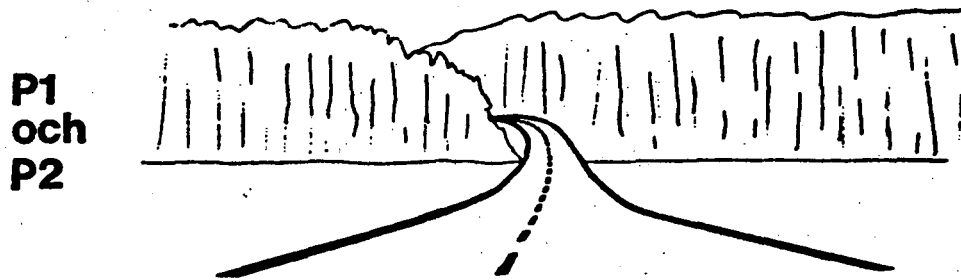
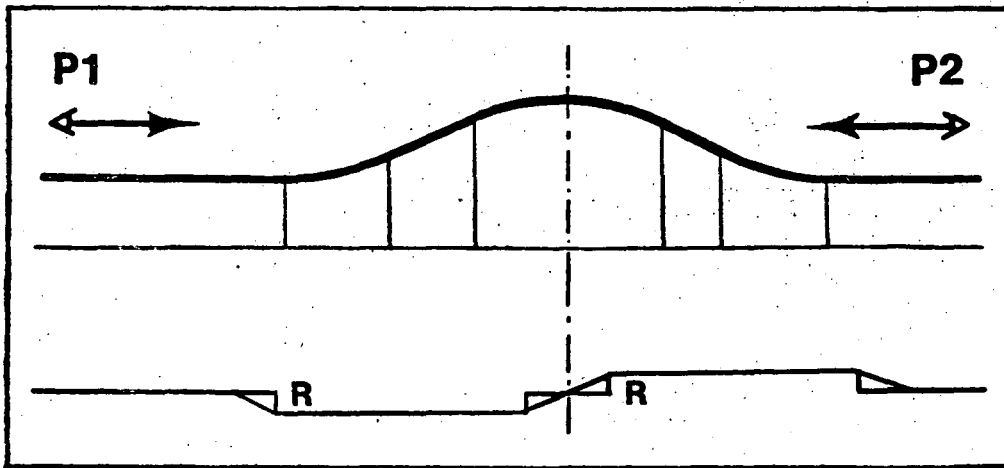
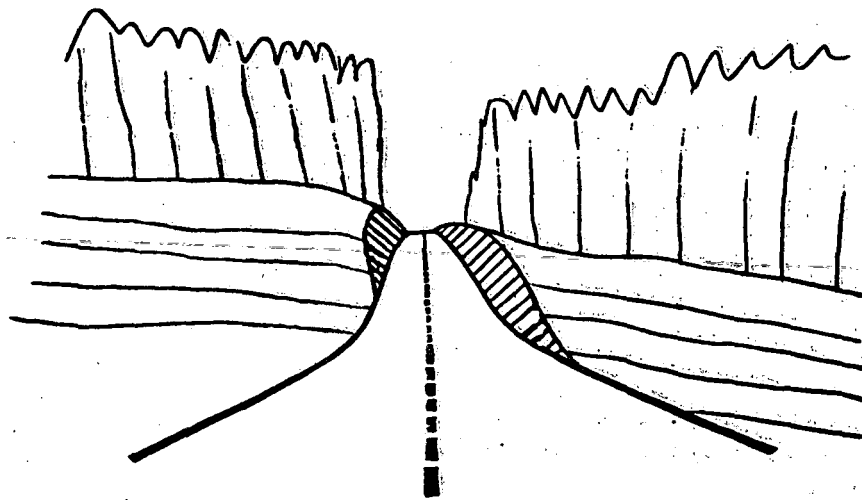
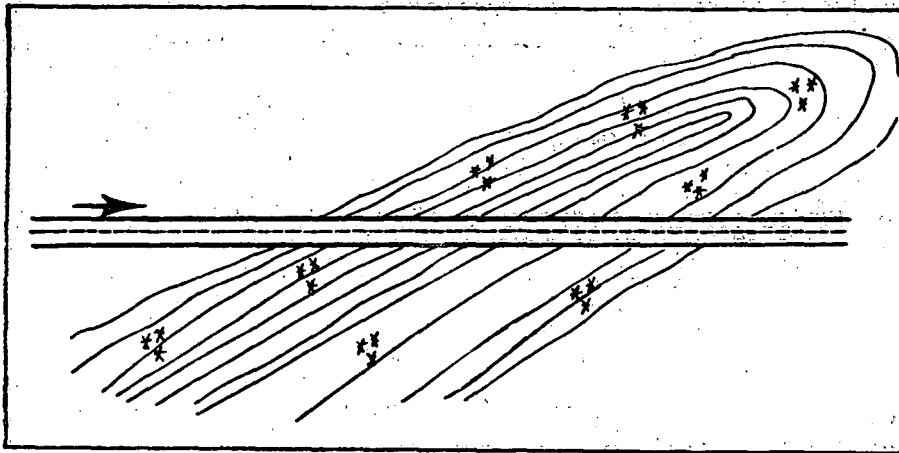


Fig 87. Om horisontalkurvesystemets inflexionspunkt sammanfaller med vertikalcurvesystemets konvexa kurvkrön erhålles samma felaktiga optiska ledning från såväl P1 som P2 (Fall 3).



g. 89. När en väg skall gränsa en ås på längden utan att några större ingrepp erfordras är det inget fel att lägga trasseringslinjen i raklinje. Men är åsen skogklädd och än mer om skärningsingrepp måste göras som då blir mycket excentriska kan den estetiska effekten bli otillfredsställande.

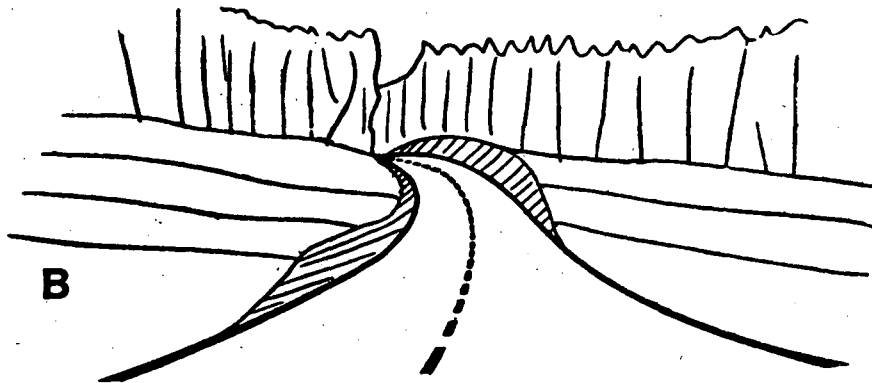
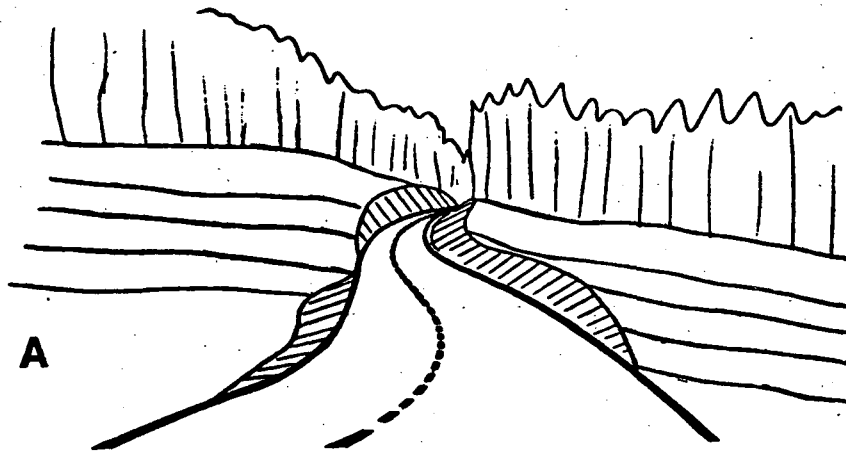
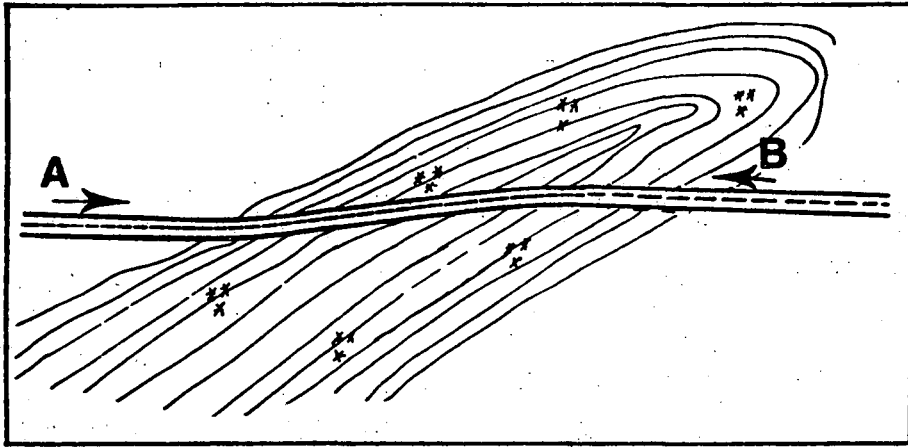


Fig 90. Om åsen i fig 89 är skogklädd bör för att få ridåttäckning i fonden vägen såväl från A som B trasseras efter samma principer som visas i fig 86.

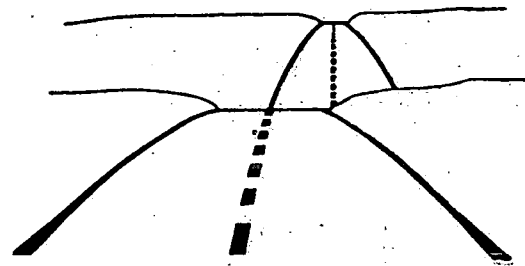
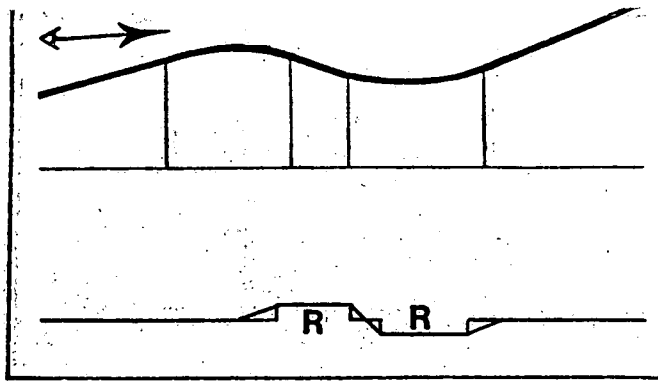


Fig 91. En huvudprincip är att inte dölja en riktningsändring bortom ett krön.
Om vägen undergår två riktningsändringar - bajonettkrök - bakom krönet erhålles inte bara ett oestetiskt intryck utan en särskilt vid märker trafikfarlig anordning.

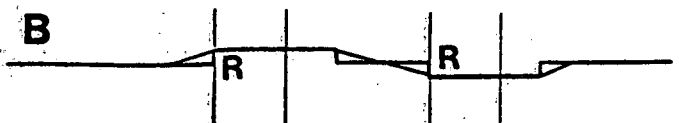
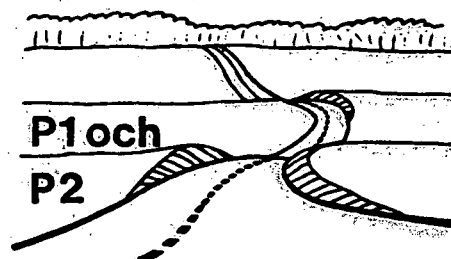
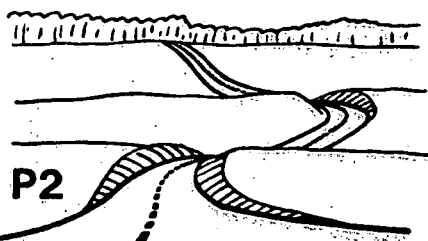
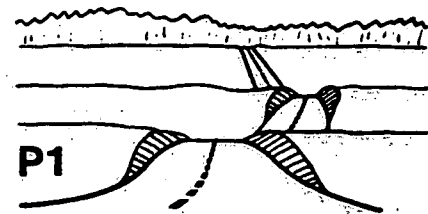
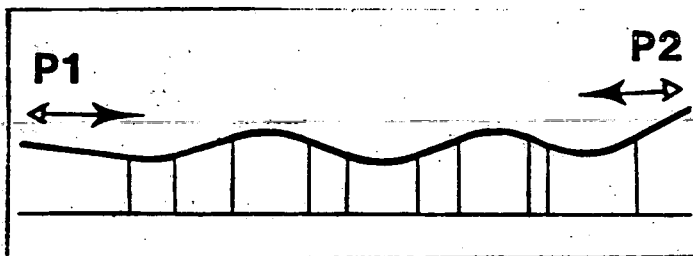


Fig 93. Om horisontalkurvorna döljs av krönet sett från P1 kan trasseringen ge en helt virrig bild (A). Genom att lägga horisontalkurvorna över krönet erhålles en fullgod bild från såväl P1 som P2 (B).

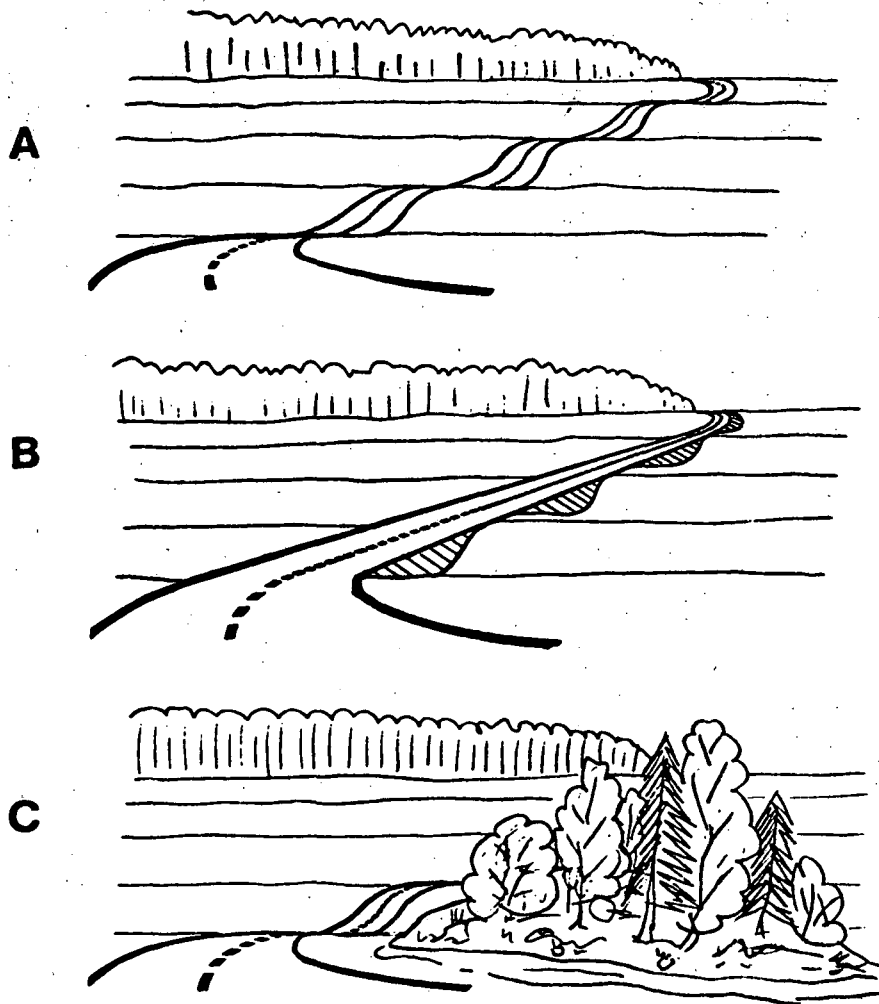


Fig 94. Om vägen går i horisontalkurva eller i raklinje föregången av en horisontalkurva i ett stort rum med ett flertal smärre krön kan vägytan framträda som ett antal svarta fläckar på den gröna ytan (A). Detta kan undvikas antingen genom att balansera vägen i ett plan (B) eller genom att avskärma de bortre delarna av vägsträckan (C).

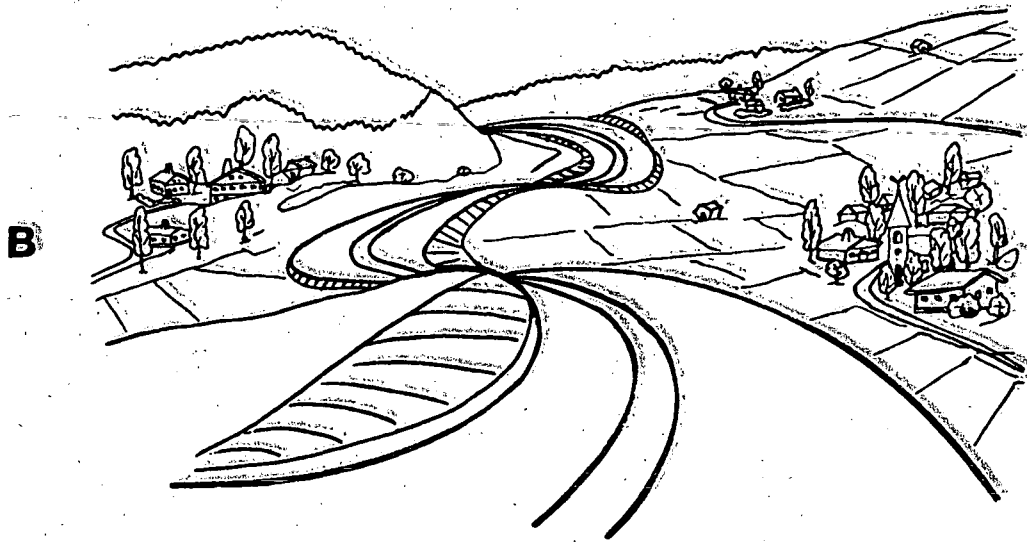
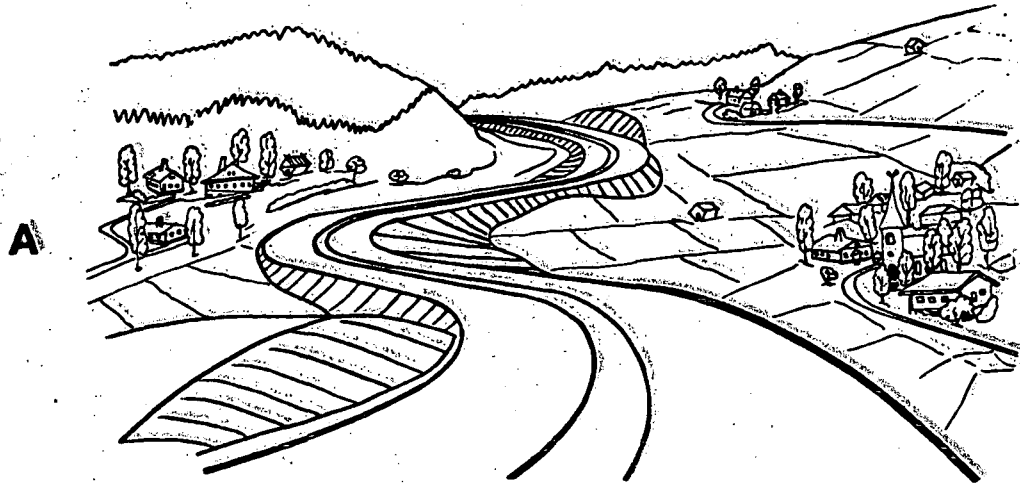


Fig: 96: En stor bred väg kräver en proportionsvis kraftig balansering (A) om den inte får detta ger den ett oestetiskt intryck (B).

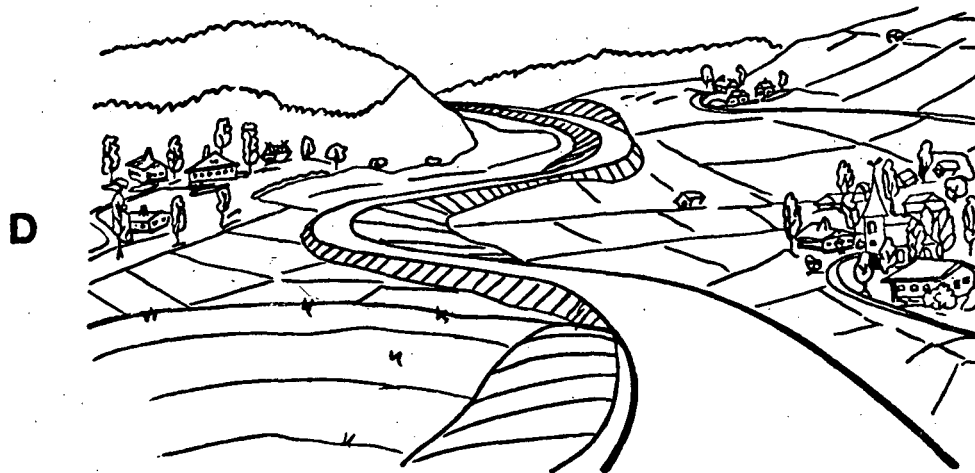
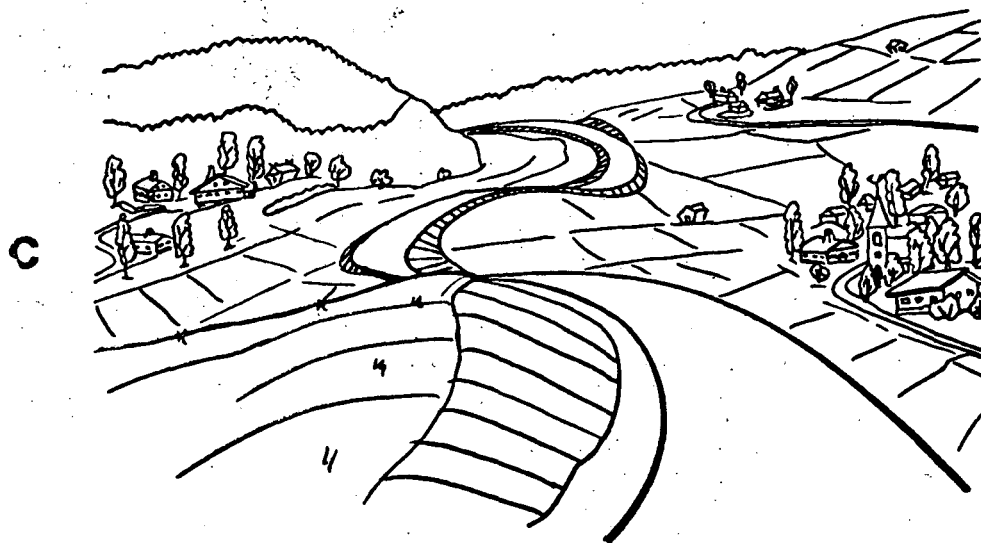
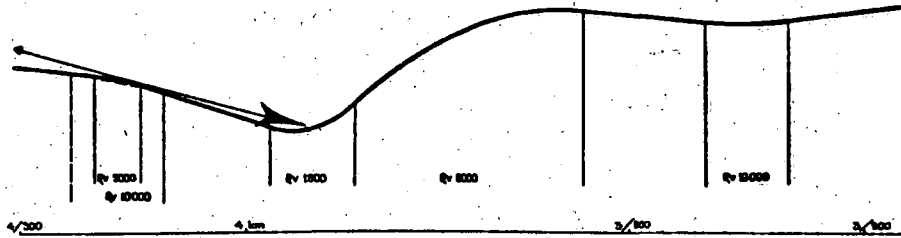
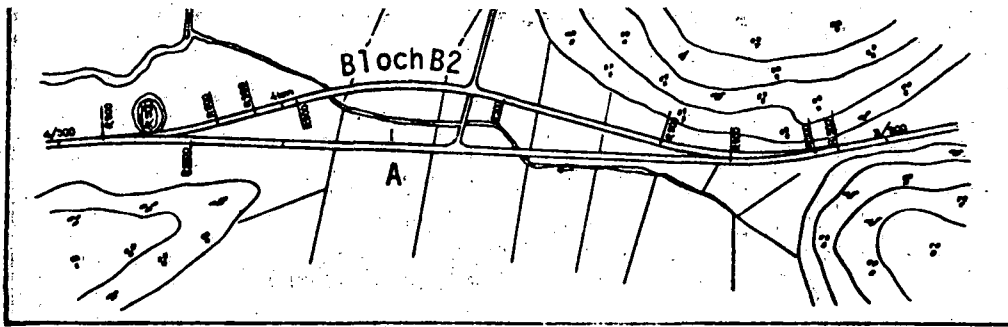


Fig 96. En mindre smalare väg bör i förhållande till vägen i A och B ha en (forts). balansering som mera följer terrängen (C) annars kan den ge ett direkt förfulande intryck i landskapet (D).



Kurvdiagram:

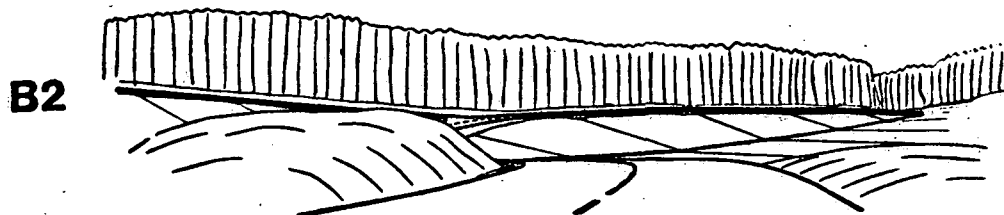
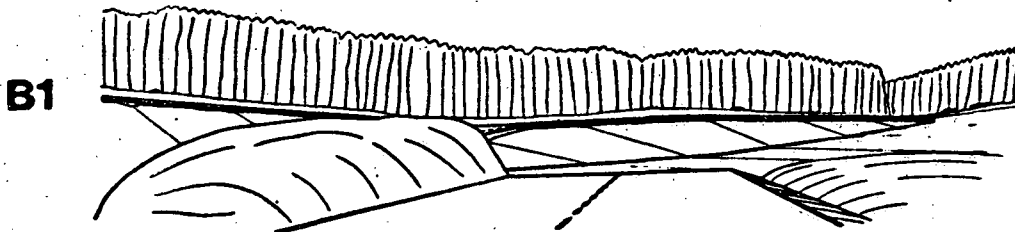
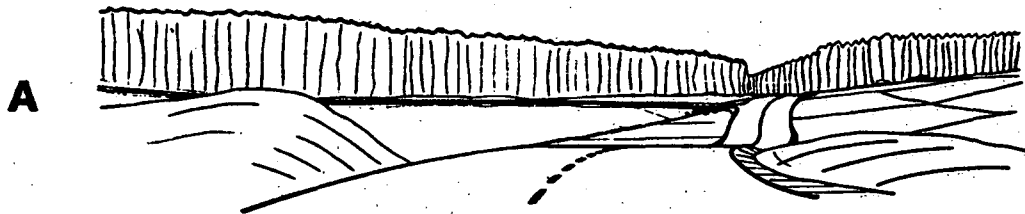
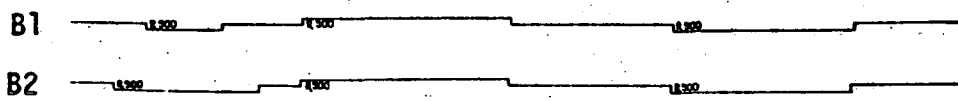


Fig 100 (forts).

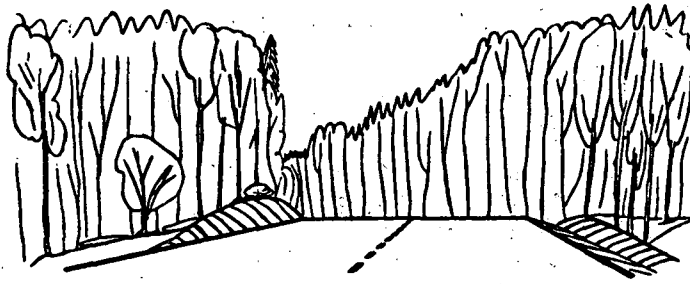
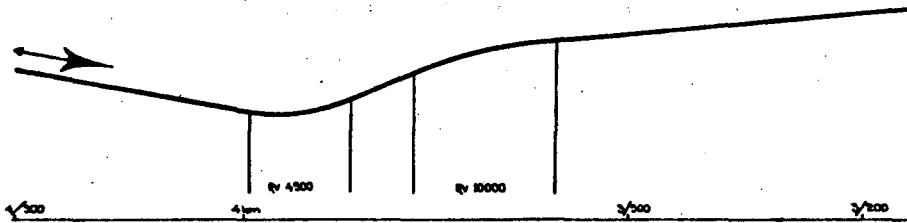
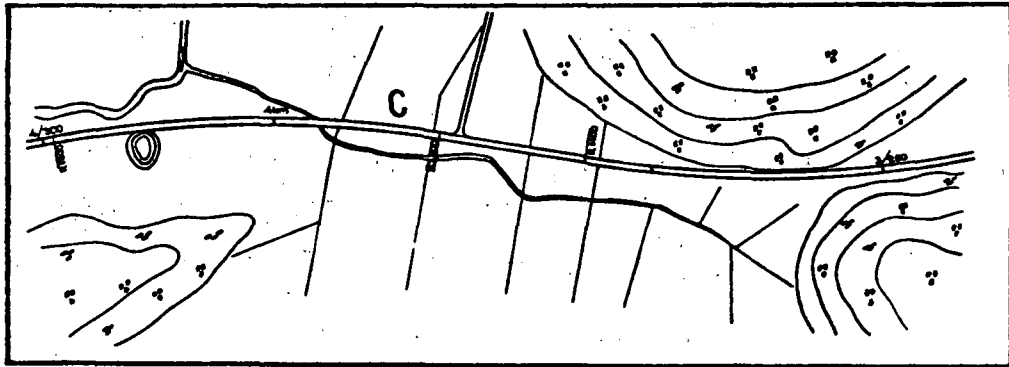


Fig 101. Hade rummet i fig 100 varit mindre t ex terrängen varit skogsklädd skulle alternativet med utförandet enligt B1 varit tillfyllest.



Kurvdiagram:

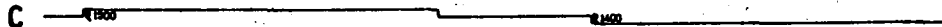


Fig 102. En sträckning och formgivning i övrigt enligt alternativ C skulle medfört ett vida bättre resultat.

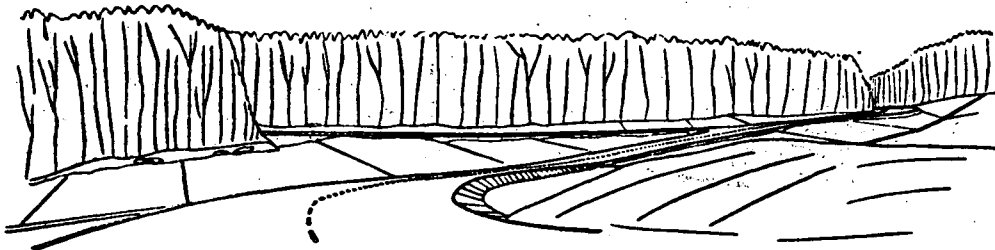


Fig 102 (forts).

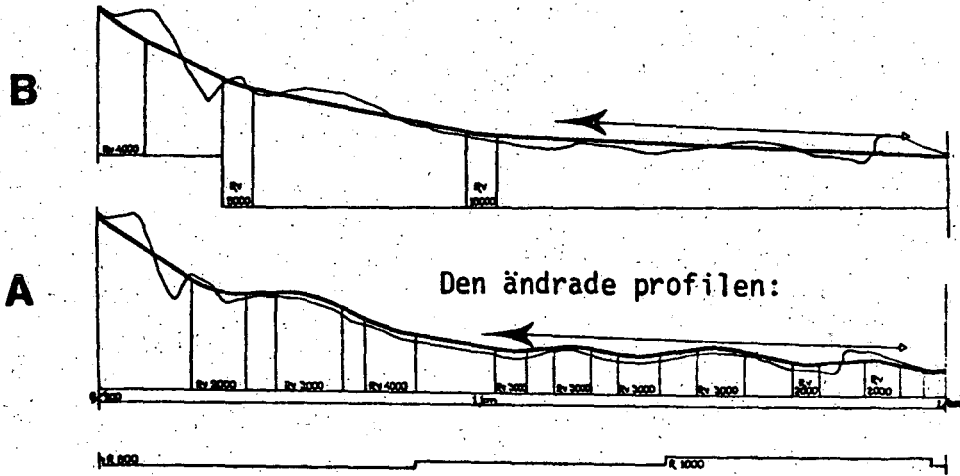
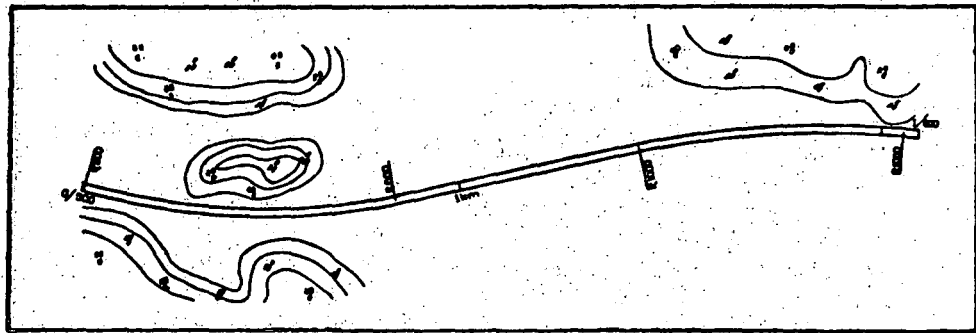


Fig 104. Exempel på en väg där man i besparingssyfte ändrat på profilen så att den närmare följer terrängens form (A). Väg E3 vid Hall mellan Stockholm och Norrtälje.

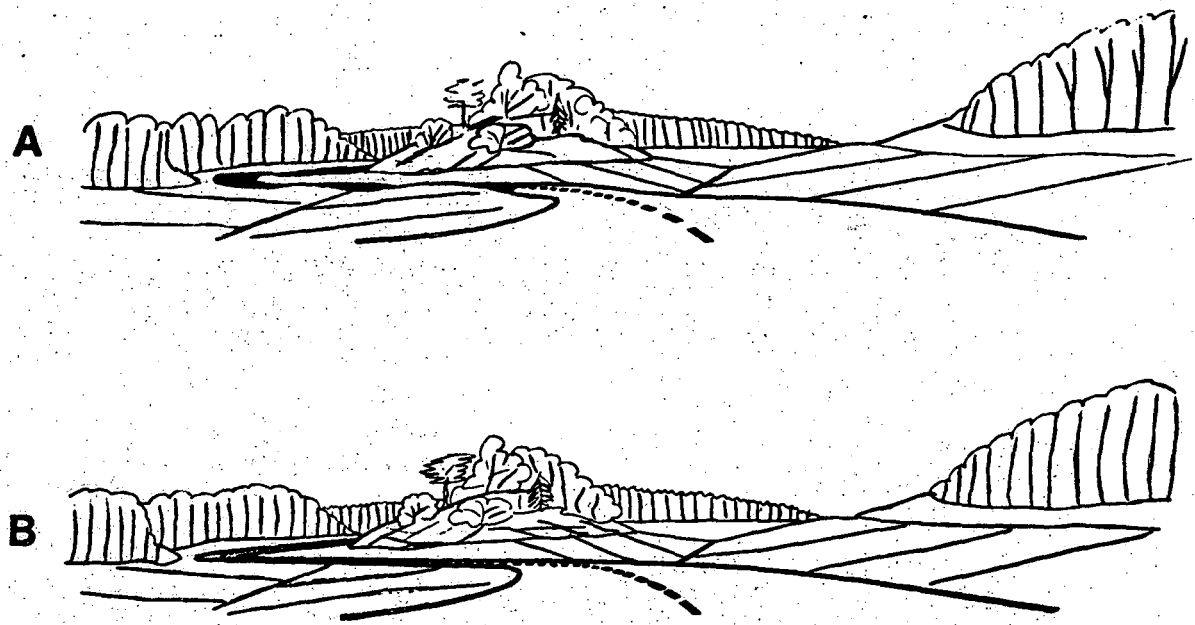


Fig 105. Följden av i fig 104 redovisat exempel har blivit att vägens profilstandard (A) ej korresponderat mot dess standard i bredd och plan som gällde ursprungsförslaget (B).

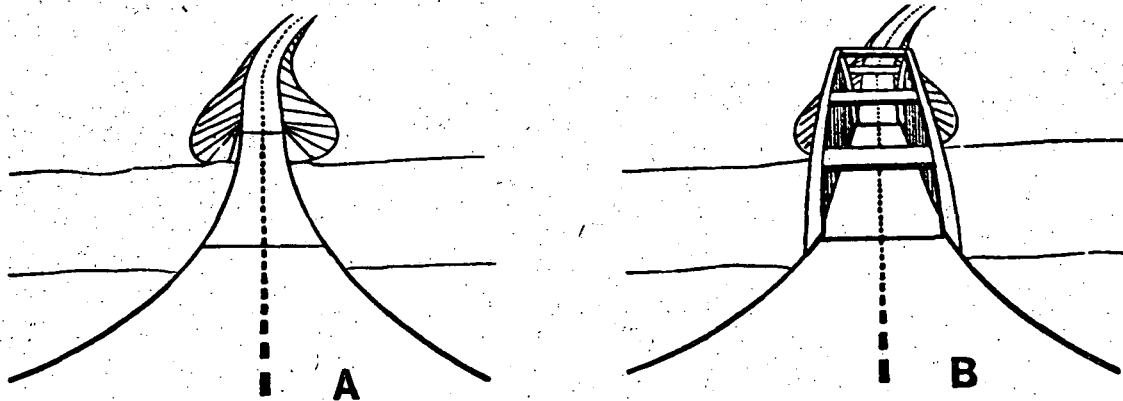


Fig 178. Om en bro ligger i en utpräglad lågpunkt är det ur estetisk synpunkt bättre med underliggande konstruktion för överbyggnaden (A) än överliggande (B).

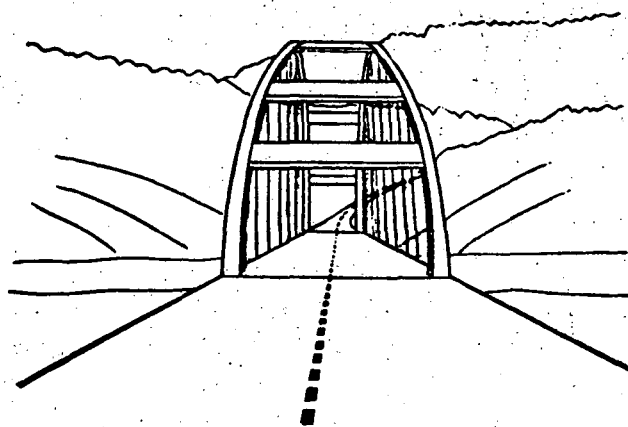


Fig 179. Vid broar med överliggande bärande konstruktion t ex bågbroar är det viktigare än eljest att man får överblick av farbanan i förväg.

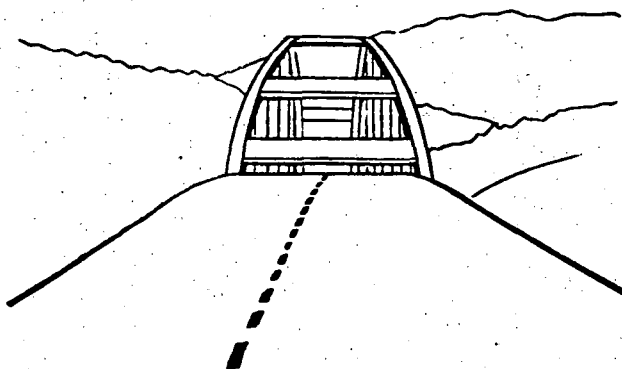


Fig 180. Ligger tillfarten i stigning kan en oestetisk effekt uppkomma.

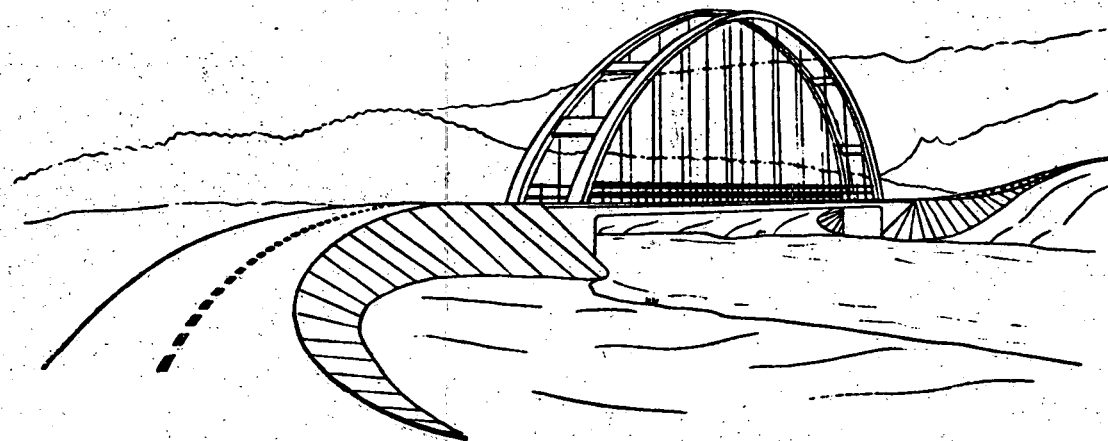
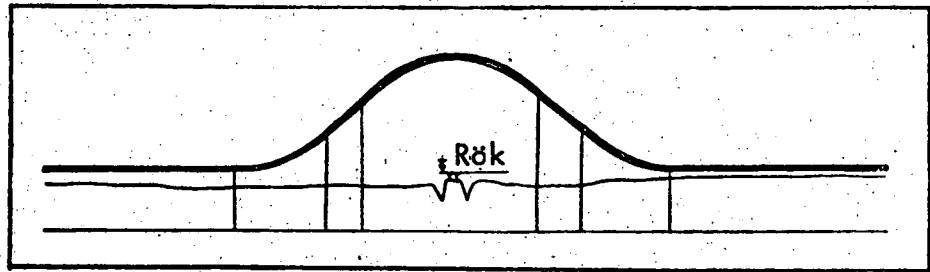


Fig 181. Ser man bron något från sidan gör det inget att tillfarten ligger
i stigning. Det estetiska intrycket blir då vanligen mycket gott.



Kurvdiagram;

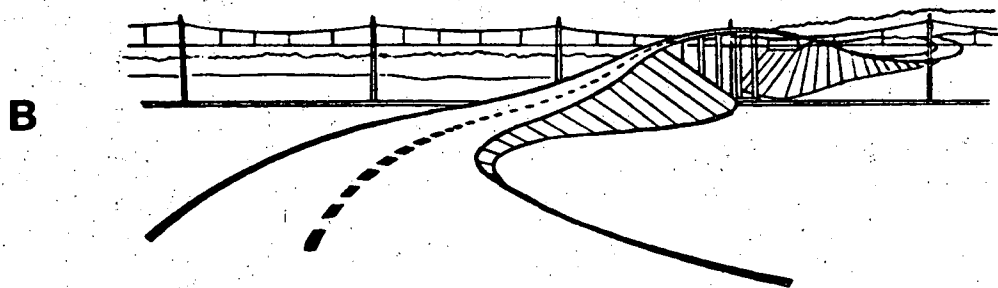
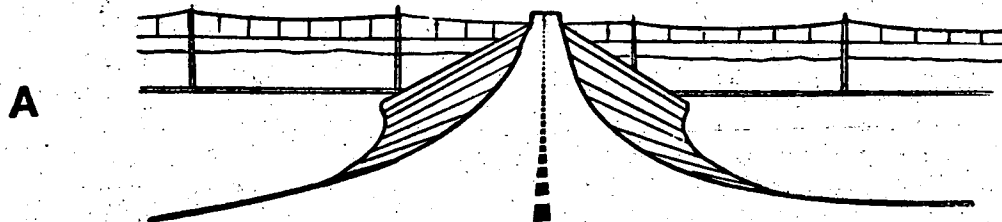


Fig 182. En viadukt i ett stort rum kan ge intrycket av skidbacke med gupp (A).
Genom att trassera vägen så att man ser något av viadukten från si-
dan blir intrycket gynnsamt. (B).

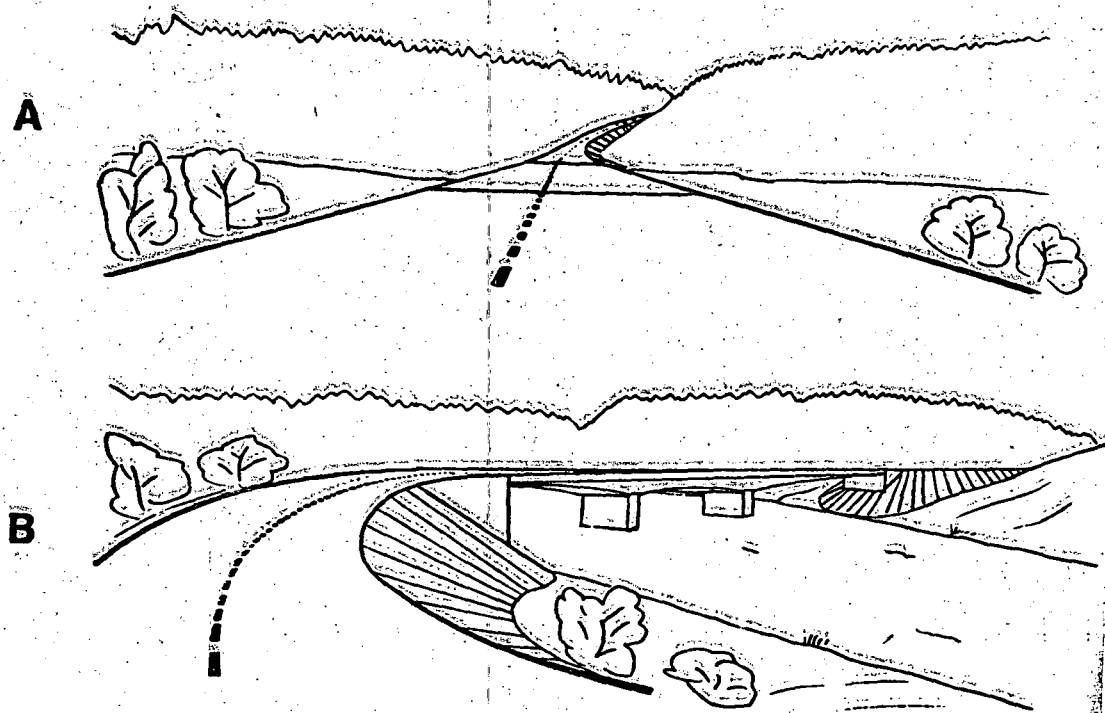


Fig 183. Vid passage av ett större vattendrag bör man inte enbart se en brobana (A), utan helst även få en skymt av själva bron (B).



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



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

E.- PROYECTOS

ING. GERARDO TENA OROZCO
DICIEMBRE, 1978



E. - PROYECTOS.

1. - FINALIDAD. - El fin principal de esta oficina es proyectar y diseñar - las redes de conducción, distribución, drenaje, caminos, nivelación de tierras, comunicaciones y demás servicios que se requieran para que los distritos funcionen eficientemente.
2. - QUE NECESITA PARA HACER SU TRABAJO.
 - a). Normas Generales de Diseño. Para las redes de distribución, drenaje y caminos, nivelación de tierras, comunicaciones dentro del Distrito y servicios necesarios para el correcto funcionamiento del mismo.
 - b). Plano Topográfico y Catastral a escala 1:20 000 en los cuales se muestre las redes actuales y las modificaciones solicitadas por planeación y ejecutada por Estudios Topográficos.
 - c). Planos Topográficos a escala 1:5 000 donde se muestren las obras existentes.
 - d). Planos mostrando tipos de suelos a escala 1:50 000 y 1:20 000
 - e). Planos mostrando niveles freáticos a escala 1:20 000 para cada uno de los meses del año, indicando las precipitaciones pluviales y sus períodos para cada uno de los meses del año.
 - f). Planos mostrando plantas y perfiles de canales, drenes y caminos - existentes incluyendo sus dimensiones generales.
 - f'). Plano de las estructuras tipo que haya en el Distrito y los datos - que sobre el mismo aspecto ha tomado con anterioridad la Oficina de Estudios Topográficos.
 - g). Cálculo de coordenadas y curvas elaborado por Estudios.

- h). Perfil de la modificación elaborada por Estudios Topográficos.
- i). Secciones del terreno natural más representativo.
- j). Perfil de los trazos elaborados por Estudios Topográficos.
- k). Perfil indicando los tipos y características de los suelos datos que fueron obtenidos por Estudios Geotécnicos.
- l). Ubicación y resultados obtenidos de los Estudios Geotécnicos hechos a los materiales que se usarán como bancos.
- m). Recomendación del Laboratorio sobre las secciones a construir.
- n). Recomendaciones del Laboratorio sobre las especificaciones técnicas a pedir para la cimentación de las estructuras y sobre los materiales que se desean utilizar en la construcción.

3.- TRABAJOS A EJECUTAR Y COMO DEBEN HACERSE:

- a). Proyecto y diseño de las redes de distribución, drenaje, caminos, nivelación de tierras, comunicaciones y cualquier otro servicio que sea necesario en los Distritos, utilizando para ello las Normas Generales de Diseño.
- b). Elaboración de los planos donde se muestre planta y perfil del canal, dren o camino que se desee construir; la planta se dibujará a escala 1:2 000, el perfil a escala 1:2 000 en sentido horizontal y 1:100 en sentido vertical; los planos deben mostrar en la planta además del eje de la obra, curvas de nivel con equidistancia de 1 m., y con un ancho aproximado de 100 m. hacia cada margen de la estructura. Deben dibujarse las coordenadas a cada 500 m., con objeto de poder hacerse las aclaraciones pertinentes.

En una tabla dibujada en el mismo plano debe aparecer las coordenadas de los puntos de inflexión; los datos de las curvas deben quedar anotados en la planta y siempre adyacentes a la curva cuyos datos se anotan.

En otra tabla deben anotarse los datos hidráulicos del canal o dren; las acotaciones en las plantas y cortes deben ser en centímetros y las elevaciones en metros, todas ellas referidas al sistema azúcar. Todos los planos llevarán las notas en los cuales se hagan las aclaraciones que sean necesarias, como por ejemplo:

Resistencia del concreto, tipo de fierro a usar, procedimiento de construcción o etapas a seguir en un determinado tipo de obras que así lo requieran.

Los cortes que muestren detalles de construcción deben dibujarse en tal forma que se note con línea gruesa lo que estamos cortando y con línea menos gruesa lo que está posterior al corte.

- c). Se coordinará con los Jefes de Distrito o sus representantes para los detalles de proyecto.
- d). Formará los cuadernos de planos necesarios para la contratación de la obra.
- e). Con el catálogo de conceptos de obra, que le suministra la Oficina de Administración Técnica de la Obra, elaborará la parte correspondiente de las especificaciones técnicas de construcción, donde debe indicarse que se desea se haga y en caso necesario como se haga. Es decir, con las recomendaciones del Laboratorio y con el proyecto y diseño de la obra, está en condiciones de pedir el tipo y cali-

dad de trabajo que se necesita para cada concepto del catálogo de -
conceptos de trabajo.

f). Elaborar las normas de operación y conservación de las obras proyectadas.

4.- DISTRIBUCION DEL TRABAJO.

a). Una copia de los planos será enviada a la Oficina de Control Administrativo de la Obra para calcular cantidades de obra y elaborar el catálogo de conceptos de trabajo.

b). Con los planos ya terminados se harán los cuadernos y se enviarán éstos a Oficinas Centrales para la contratación de la obra.

c). Las especificaciones técnicas yá complementadas por la Oficina de Administración Técnica de la Obra serán encuadernados y enviados a Oficinas Centrales para su contratación.

d). El catálogo de conceptos de trabajo encuadernado será enviado a Oficinas Centrales para su contratación.

e). Contratada la obra, se le suministrarán dos copias de todos los planos que describen a la obra contratada, al contratista, una copia al Residente de Línea y Nivel respectivo, una copia a la Oficina de Administración Técnica de la Obra y una copia a la Oficina de Control de Calidad.

f). Deberá quedarse en poder de la Oficina todos los originales de los planos elaborados, así como de la documentación enviada a Oficinas Centrales.

g). Deberá quedarse en su archivo con 10 juegos de los cuadernos que se envían a Oficinas Centrales para su contratación.

h). Envío de las normas de operación y conservación de las obras a la Dependencia que reciba los trabajos.

F. - ESTUDIOS TOPOGRAFICOS.

1. - FINALIDAD. - La oficina de Estudios Topográficos tendrá como fin principal tomar en el campo los datos que se requieran de su especialidad, trazará, nivelará y seccionará, todos los cursos de las redes de distribución, drenaje y caminos en la ubicación existente y en las modificaciones que se propongan, se pondrá de acuerdo con las Oficinas de Planeación y Proyectos para el trazo definitivo.

2. - QUE SE NECESITA.

- a). Planos Topográficos y Catastrales a escala 1:20 000.
- b). Planos Topográficos a escala 1:5 000.
- c). Planos Topográficos y Catastrales escala 1:20 000 donde se indica la proposición de la Oficina de Planeación.
- d). Una breve descripción donde se indique la filosofía que se siguió para hacer la modificación.
- e). Planos de las obras existentes "canales, drenes".
- f). Copias obtenidas del papel Kronaflex del mosaico fotográfico.

3. - TRABAJOS A EJECUTAR Y COMO DEBE HACERSE.

DE CAMPO:

- a). Hacer el trazo a cada estación de 20 m. y puntos de interés, PST a 500 m. PI, FC y PT.
- b). Referencias de los PI, FC y PT haciendo los croquis necesarios.
- c). Nivelación del trazo y detalles, dejar bancos a cada 500 m. sobre estructuras de concreto, o en troncos en tramos fuera del distrito.
- d). Secciones transversales a cada 20 m. mostrando estructuras, bordos, bajuetas, etc., incluyendo los puntos de interés.

DE GABINETE

- c). Cálculo de Coordenadas, curvas.
- f). Perfil dibujado a escala 1:2 000 en sentido horizontal y 1:100 en vertical, indicando ubicación y cota de los Bancos de nivel.
- g). Dibujar las secciones transversales a escala 1:100 tanto vertical como horizontal.
- h). Dibujo de croquis y suministro de los datos extras que fueren tomados como son: cercas, líneas de teléfonos, energía, casas, estradas a ranchos, etc.

4. - DISTRIBUCIÓN DEL TRAZO.

Para la oficina de Proyectos.

- a). Enviar los cálculos de Coordenadas y Curvas, dar croquis de las referencias y trazo.
- b). Copia mostrando la planta y todos los datos que fueron tomados como son cercas, líneas de teléfonos, etc.
- c). Una copia de las secciones del terreno natural más representativa de cada estructura.
- d). Copia del perfil ortométrico.

Para la oficina de Estudios Geotécnicos.

- e). Una copia de los croquis y datos de los accidentes extraordinarios que se hayan encontrado.
- f). Una copia del croquis del trazo.
- g). Los copias del perfil.
- h). Copia de la sección transversal más representativa.

Para la oficina de Trazo de la Herra.

- i). Croquis indicando el trazo definitivo y ancho probable de las estructuras.

Para oficina de Control Administrativo de la Obra.

- j). Originales de todas las secciones transversales.
- k). Copia de los perfiles.
- l). Copia de la planta de la estructura.

C. - ESTUDIOS GEOTECNICOS.

1. - FINALIDAD. - Esta Oficina tiene como finalidad principal tomar las características físicas y en algunos casos químicas de los suelos donde hemos localizado las obras y los materiales con los que las vamos a construir, utilizando para ello el boletín técnico de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.
2. - QUE NECESITA. - Para hacer este trabajo se necesita además del equipo la siguiente documentación:
 - a). Planos Topográficos y Catastrales escala 1:20 000 donde se muestran las obras por construir.
 - b). Dos copias del perfil elaborado por Estudios Topográficos.
 - c). Una copia de las secciones transversales mas representativas.
 - d). Dimensiones aproximadas de los drenes, canales, caminos y sus estructuras.
3. - TRABAJOS A EJECUTAR Y COMO DEBEN HACERSE.
 - a). Clasificación de suelos. Tomando calas a cada 500 m. mas ó menos y con diversas profundidades de acuerdo al tamaño de la estructura.
 - b). Permeabilidad en suelos arcillosos y suelos que se vean poco permeables.
 - c). Límite líquido en suelos arcillosos.
 - d). Contenido de coloides y expansión Hveen en suelos arcillosos.
 - e). Peso volumétrico del terreno natural y su humedad en todos los suelos.

- f). Penetración estandar en los sitios probables de estructuras grandes.
- g). Muestras inalteradas en sitios de estructuras grandes.
- h). Dibujar en el perfil que le dió Estudios todos los datos obtenidos.

4. - DISTRIBUCION DEL TRABAJO.

A PROYECTOS

- a). Una copia del perfil que muestre el tipo y características de los suelos.
- b). Ubicación y resultados obtenidos de los materiales que se usarán como bancos.
- c). Opinar respecto a las secciones a construir, tanto en las redes de distribución, drenaje y caminos.
- d). Opinar sobre las especificaciones técnicas necesarias a pedir, partiendo de los materiales disponibles con los que se ejecutará el trabajo.
- e). Enviar a México las muestras inalteradas.

A. - PLANEACION.

1.- FINALIDAD. - Esta oficina tiene como finalidad principal estudiar los sis temas de distribución, drenaje, caminos y demás servicios existentes, - proponiendo las modificaciones que crea convenientes para cumplir su co metido.

2.- QUE NECESITA.

a). Planos Topográficos de los Distritos a escala 1:100 000 ó 1:50 000, - 1:20 000 y 1:5 000 mostrando curvas de nivel a 1 m.

b). Planos actualizados mostrando las obras y servicios actuales a esca- la 1:50 000 y 1:20 000.

c). Plano Catastral actualizado escala 1:20 000.

d). Planos mostrando tipos de suelos a escala 1:50 000 y 1:20 000.

e). Planos mostrando niveles freáticos a escala 1:20 000 para cada uno - de los meses del año, indicando las precipitaciones pluviales y sus - perfodos en cada uno de los meses a escala 1:20 000.

f). Planos mostrando perfiles y plantas de canales, drenes y caminos in cluyendo sus dimensiones generales, pendientes y estructuras existen tes.

g). Mosaico fotográfico escala 1:5 000.

h). Reproducción en papel Kronaflex del mosaico fotográfico a la misma escala.

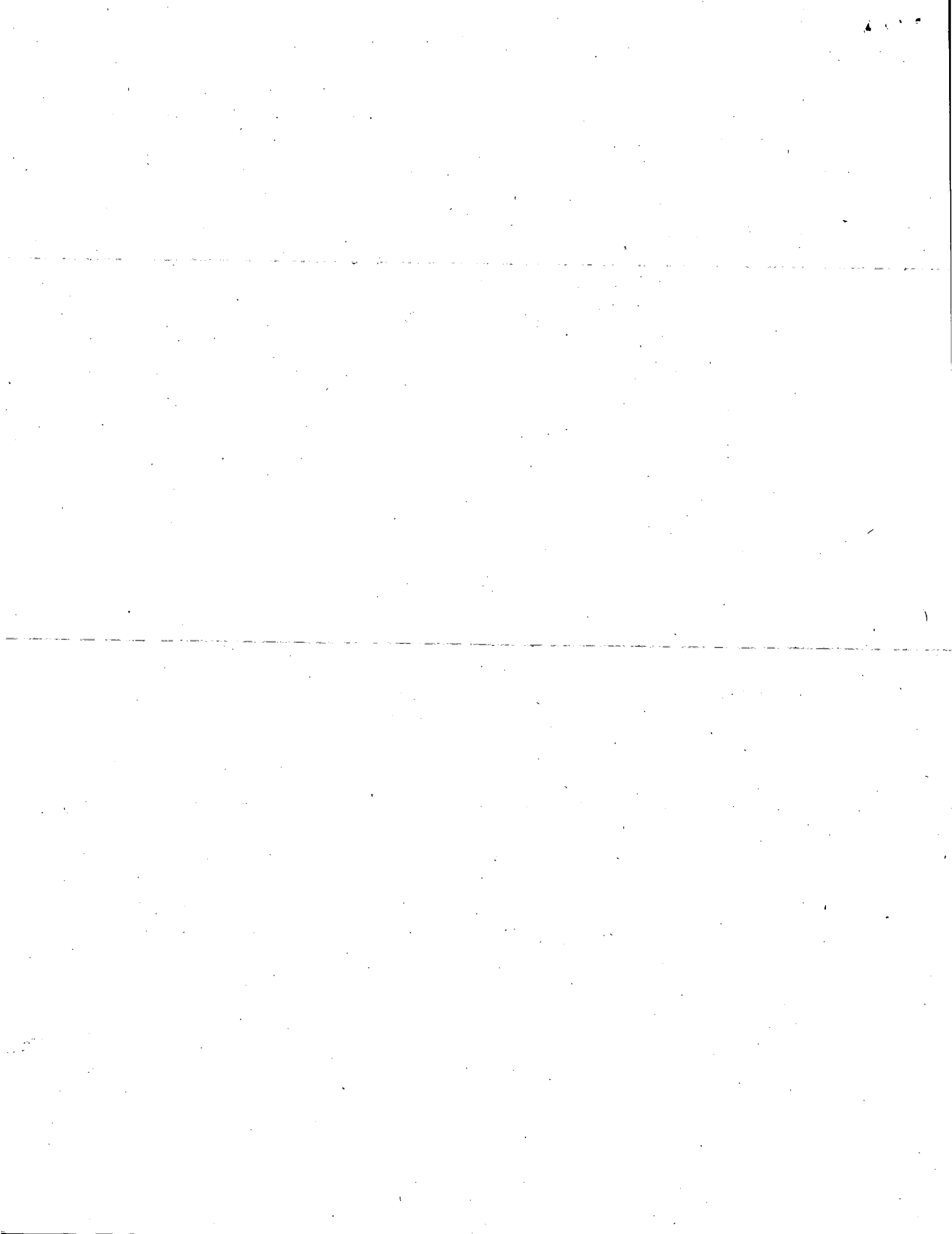
3.- TRABAJOS A EJECUTAR Y COMO DEBE HACERSE.

a). Planos Topográficos y Catastrales a escala 1:20 000, se marcará la - proposición deseada en color.

b). Hacer una breve descripción de los trabajos deseados, indicando las razones y puntos de vista por las que se desea hacer el cambio.

4. - DISTRIBUCION DEL TRABAJO.

a). Se pasará una copia de los planos Topográficos y Catastrales en los cuales se muestre la modificación solicitada, así como la descripción del trabajo que se desea a las Oficinas de Estudios Topográficos, Estudios Geotécnicos, Tenencia de la Tierra y Proyectos.



DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO "CAPACITACION DE INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO". 17 de Julio a diciembre 15 de 1978.

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
1. VICENTE ACOSTA CHAVEZ Obrero # 209, Col. Obrera Morelia, Mich. Tel. 3-18-04	
2. MIREYA ACOSTA DE SALDAÑA Monte Olimpo # 1565 Col. Independencia Guadalajara, Jal. Tel. 37-17-59	S. A. R. H. Federalismo # 415-3º Piso Guadalajara, Jal. Tel. 13-48-19
3. ADALBERTO ALEJO GIL Calle 76 # 510-G entre 65 y 65-A Mérida, Yuc. 1-41-68	
4. ROBERTO ARZATE PALAFOX Jiménez Sur # 64 Los Reyes, Mich. 2-01-42	
5. JUAN ARTURO BALTAZAR Calle del Rebote de Barbosa # 307 Zacatecas, Zac. Z.P. 1 2-48-02	
6. JESUS ENRIQUE CARRILLO ZAVALA Obrero # 369 Col. Burocrata, Culiacán, Sin. 3-44-84	S. A. R. H. Presa Derivadora Culiacán, Sin 3-80-21
7. EZEQUIEL UBALDO DURAN DE ANDA Ma. Cristina # 155 San Luis Potosí, S.L.P.	S. A. R. H. Mariano Otero # 600-A Subdirección Noreste Ofna. Zonas de Riego San Luis Potosí, S.L.P.
8. ANDRES GARCIA IBARRA Fermín Riestra # 1622 S.J. Guadalajara, Jal. 11-43-44 Iturbe 788 S.H. Guadalajara, Jal. 26-43-89	S.A.R.H. Rehabilitación de Distritos 25 y 26 Bajo Río Bravo y Rio San Tamps. 4 09 63

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO "CAPACITACION DE INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO". 17 de Julio al 15 de Diciembre.1978.

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
9. RAYMUNDO GABINO NORIEGA Calle Saba del # 68 Col. San Nicolás Tolentino Iztapalapa, Z. P. 13 México, D.F.	S. A. R. H. Tonalá # 104 Col. Roma México 7, D.F. 5 84 67 10
10. JOSE RICARDO GALVEZ GOMEZ Leopoldo Ramos # 175 Hermosillo, Son 4 29 15	S. A. R. H. Yucatán y Juárez Obras Hidráulicas Noroeste Depto. Estudios Específicos
11. ARMANDO GONZALEZ MARTINEZ 3a. Sur Pte. # 943 Altos Tuxtla Gutiérrez, Chiapas Col. La Lomita 2 02 57	S. A. R. H. 8a. Poniente esq. con 10°Norte
12. ENRIQUE HEREDIA PEREZ Av. San Rafael # 60 San Rafael, Edo. de México Vía Chalco	S. A. R. H. 4a. Cerrada Jesús Romero F. # Col. Constitución 1917 Iztapalapa, D. F.
13. DAVID HERNANDEZ HERNANDEZ Sombreros de Carácuaro # 123 Col. Vasco de Quiroga Morelia, Mich. 3 06 78	
14. JAIME F. HINOJOSA LAVIN M. S. Canales # 126 Nte. Cd. Victoria, Tamps.	S. A. R. H. Ofna. de Hidrología Av. Hidalgo # 5004 Tampico, Tamps. 3 40 37
15. ARTURO HUERTA QUINTANILLA Martín de Zavala # 729 Sur 43 71 40	
16. ENRIQUE HUERTA VELAZQUEZ Aldama # 700 Canatlán, Dgo.	
17. ROGELIO HECTOR LUGO ALCANTARA Av. Hidalgo # 46 Plan de Guadalupe Cuatitlán Izcalli, Edo. de México 91591 201 54	S. A. R. H. Plaza de la República 31-1° Pisc México 1, D.F. 535 30 16

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO "CAPACITACION DE INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO. 17 de Julio al 15 de diciembre de 1978.

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
18. GONZALO LUNA UGALDE Burdeos # 122 Fracc. Valle Dorado Tlalnepantla, Edo. de México 3 79 67 19	S. A. R. H. Reforma # 45-10° Piso México, D.F. 592 01 08
19. BRIGIDO MONTENEGRO MENDOZA Lic. Benito Juárez # 803 Ote. Col. Barandillas Tampico, Tamps.	S. A. R. H. Proyecto Las Animas Villa González, Tamps. 91 127 3 01 66
20. TOMAS MUÑOZ MONTOYA Av. del Parque Sur # 604 Cd. Delicias, Chih. 2-32-25	
21. ISMAEL T. OCHOA PAYAN Calle 7a. # 1418 Col. Ejidal Culiacán, Sin. 2 31 67	S. A. R. H. Campamento SARH Cuajinicuilapa, Gro. Tel. 35
22. JORGE OBREGON ZEPEDA Av. Ceylan 541-B-14 Col. Industrial Vallejo México 15, D.F. 587 60 23	
23. CESAR OLIVARES HERNANDEZ Av. Juárez # 105 Xochimilco, México, D.F. 676 17 51	S. A. R. H.
24. ROLANDO ORTIZ ESPINOZA Begonias # 154-3 Col. Nva. Santa María México 16, D.F. 556 70 48	S. A. R. H. Campamento SARH Casa # 2 Ebano, S.L.P.
25. OSCAR ORTIZ RAMIREZ Domicilio Conocido Yanhuitlán, Oax.	
26. JOSE MANUEL ORRANTIA NORZAGARAY Fuentes Brotantes # 39-7 Col. Portales México 13, D.F.	S. A. R. H. Depto. de Zonas de Riego Reforma # 45-10° Piso México, D. F.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO "CAPACITACION DE INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO". 17 de Julio al 15 de diciembre de 1978.

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

27. ARMANDO IGNACIO RAMIREZ CAMACHO
Magnolias # 116
Col. Reforma
Oaxaca, Oax.

S. A. R. H.
Av. 20 de Noviembre y Calle 7a.
Col. Altavista
Hidalgo del Parral, Chih.
2 0 6 9 2

28. FRANCISCO SIXTOS ORTEGA
Martha # 176
Col. Guadalupe Tepeyac
México 15, D.F.
517 98 58

S. A. R. H.
Campamento SARH
Depto, Proyectos
Tomatlán, Jal.

29. J. JESUS VAZQUEZ RANGEL
Calle México 15
Dolores Hidalgo, Gto.

30. JOSE M. VERA LANCON
Av. Universidad # 35 Ote.
Querétaro, Qro.
2 23 79

S. A. R. H.
Colón 2 Depto. # 105 y 105
Depto. de Estudios Específicos
Querétaro, Qro.
4 08 83, 4 03 59