

$$N = \frac{E \phi_2 r_2 + E' \phi_3 r_3}{r}$$

Las ecuaciones (4) y (5) las podemos escribir como sigue:

$$A = \frac{P_1 r_1}{r} + N \dots (6) \text{ y } a = \frac{P_1 r_1}{r} - N \dots (7)$$

Ahora bien, sustituyendo en la ecuación (2) el valor de "C" dado por la ecuación (1), se tiene:

$$F = A + F' = a \dots F - F' = A - a$$

y sustituyendo los valores de "A" y "a" encontrados en las expresiones (6) y (7) se tiene:

$$F - F' = \frac{P_1 r_1}{r} + N - \frac{P_1 r_1}{r} + N = 2N$$

Esto es, que la pérdida de peso del flotador debe ser igual a "2N" o, lo que es lo mismo, el volumen que debe desalojar el flotador, llamado "V" al peso volumétrico del agua, será:

$$V = \frac{2N}{w}$$

Otro tipo de compuerta radial automática, es el de flotador y motor. En este tipo, al subir el tirante más arriba del nivel de aguas normales, hace subir un flotador que cierra un circuito eléctrico, en que está conectado un motor, que acciona un mecanismo elevador. Este sistema resulta generalmente muy costoso.

3. VERTEDOR DE SIFÓN.

Un tipo de estructura más, para descargar las aguas excedentes y mantener constante el nivel de aguas en un canal, es el de vertedor de sifón, el cual consta generalmente de uno o varios conductos, de forma rectangular o circular, con un rama ascendente y otra descendente.

FUNCIONAMIENTO. Para que empiece a funcionar el vertedor de sifón, se necesita que la boca de entrada esté cerrada, y que, al sobre elevarse el tirante, se verifique un cierre hidráulico por medio de alguno de los dispositivos de cebado que después se mencionan, esto es, que quedará una cámara cerrada que no admite entrada de aire del exterior y el mismo escurrimiento obliga a salir el aire de esta cámara -

en forma de burbujas, disminuyendo la presión y por consi-
guiente permitiendo la entrada del agua obligada por la -
presión atmosférica estableciéndose un flujo continuo que
podrá cortarse automáticamente cuando el tirante recobre
su normalidad y permita la entrada de aire por medio de -
algún dispositivo como los que se pueden ver en las figu-
ras Nos. 8, 9 y 10.



FIG. 8.-ENTRADA DE AIRE CON
EL LABIO SUPERIOR AL NIVEL
AGUAS NORMALES.



FIG. 9.-ENTRADA DE AIRE CON
RANURA EN EL NIVEL DE AGUAS
NORMALES.

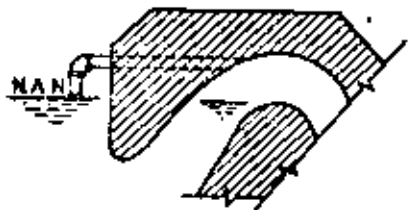


FIG. 10.-ENTRADA DE
AIRE DE TUBO.

La carga de trabajo del vertedor de sifón, es la diferencia de niveles entre la superficie del agua en el canal y el eje del vertedor de sifón a la salida, si la descarga es libre o la diferencia de niveles entre la superficie del agua a la entrada y a la salida, si ésta es ahogada.

Es de hacer notar, que la carga de trabajo de un vertedor de sifón, no podrá considerarse mayor que la correspondiente a la presión atmosférica, aunque la diferencia de niveles entre la entrada y la salida sea mayor.

DISPOSITIVOS DE CEBADO. A continuación se describen, a grandes rasgos, algunos de los dispositivos automáticos de cebado más comúnmente usados.

Por medio de vertedor. En la figura N° 11 puede verse este dispositivo, que consiste en un vertedor cuya cresta abarca todo el ancho del conducto y su elevación está al nivel de las aguas normales, por lo que, al subir éstas, empieza a derrasar el vertedor formando el cierre hidráulico.

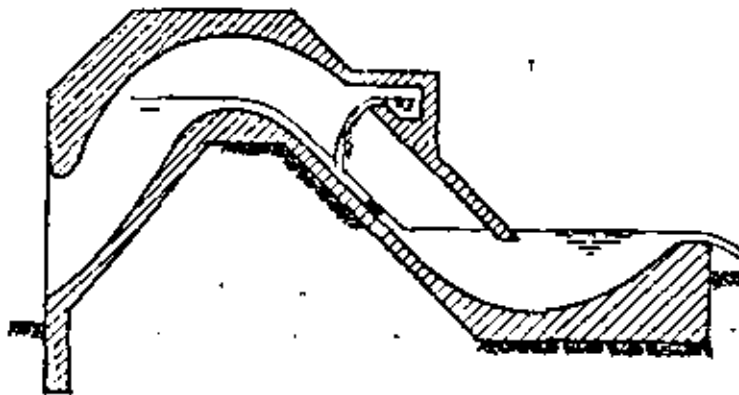


FIG. 11.-CIERRE HIDRAULICO POR MEDIO DE VERTEDOR.

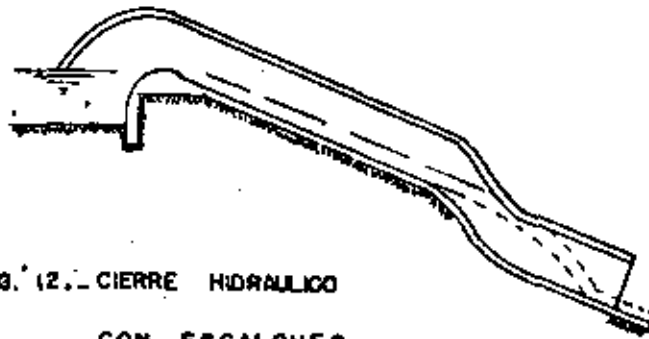


FIG. 12.- CIERRE HIDRÁULICO
CON ESCALONES.

Con el conducto de la rama inferior escalonado. Este dispositivo consiste en darle al conducto de la rama descendente, un quiebre brusco, que hace que el manto de agua choque con la pared de enfrente, haciendo así el cierre hidráulico. - Otro dispositivo semejante consiste en que, sin necesidad de hacer el cambio brusco en toda la sección del tubo cuando ésta es de grandes dimensiones, se coloca un saliente o espolón en la pared inferior del conducto que desvía la trayectoria del agua, formando igualmente el cierre hidráulico. Estos dispositivos están ilustrados en las figuras Nos. 12 y 13.



FIG 13.-CIERRE HIDRAULICO POR LA LAMINA VERTIENTE

Otro sistema de hacer el cebado de un sifón, sin necesidad de colocar aditamentos auxiliares, es dándole a la trayectoria del conducto, un retroceso como se indica en la figura N° 14 de tal manera que, al escurrir el agua por la cresta de la garganta, queda formado el cierre.

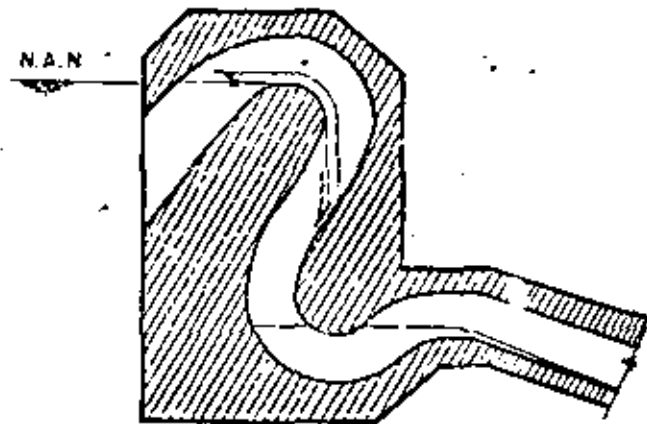


FIG 14.-CIERRE HIDRAULICO CON LA LAMINA VERTIENTE.

El método empleado para el proyecto hidráulico del vertedor del sifón requiere:

- 1) Fijar la presión mínima absoluta admisible.

- 2) La determinación de la máxima velocidad correspondiente a la garganta y
- 3) La evaluación de las diferentes pérdidas en todo el sistema de conducto cerrado.

Para determinar las condiciones de la presión absoluta en la cresta de la garganta del vertedor de sifón, se puede aplicar la ecuación de Bernoulli (Véase Fig. 15).

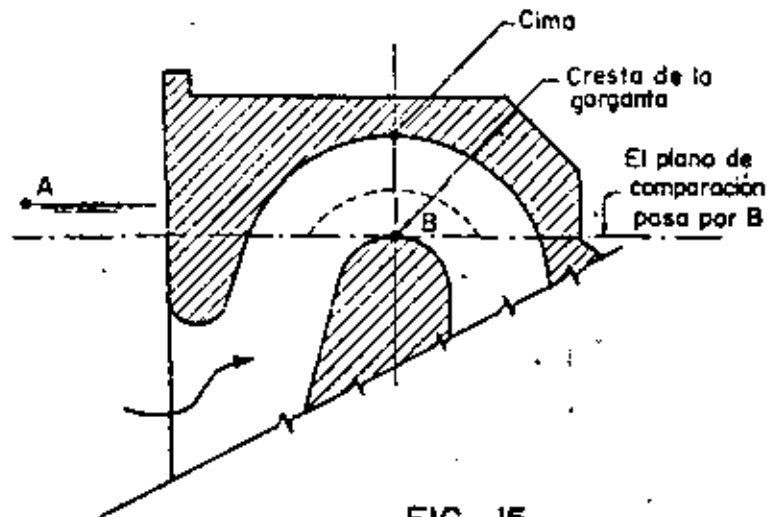


FIG. 15

$$h_A + \frac{v_A^2}{2g} + \frac{P_A}{\gamma} = h_B + \frac{v_B^2}{2g} + \frac{h_B}{\gamma} + h_{fA-B}$$

$$h_A + \frac{P_A}{\gamma} = h_B + \frac{v_B^2}{2g} + \frac{P_B}{\gamma} + h_{fA-B}$$

$$\frac{v_B^2}{2g} = \frac{P_A}{\gamma} - \frac{P_B}{\gamma} + h_A - h_{fA-B}$$

La presión en B en ningún caso debe ser menor a la presión de vapor para la temperatura máxima del lugar, cuando no -

se tiene en cuenta lo anterior, aumenta la tendencia de la corriente a separarse de la cresta, formando cámaras de vapor de agua que inducen la cavitación a lo largo de las paredes en la garganta del vertedor de sifón. Este fenómeno no se acompaña de una vibración perjudicial.

La carga de presión en la cresta de la garganta $\frac{P_B}{\gamma}$, puede ser como mínimo igual a $0.3 \frac{P_A}{\gamma}$, para que no se presente la evaporación del agua y como consecuencia el indeseable fenómeno de cavitación. Por tanto, llamando h_{SA} a la diferencia de cargas de presión $\frac{P_A}{\gamma} - \frac{P_B}{\gamma}$ se tiene que:

$$h_{SA} = \frac{P_A}{\gamma} - \frac{P_B}{\gamma} = \frac{P_A}{\gamma} - 0.3 \frac{P_A}{\gamma} = 0.7 \frac{P_A}{\gamma}$$

$$h_{SA} = 0.7 \frac{P_A}{\gamma}$$

y si se conviene en llamar h_{VS} la carga de velocidad en la cresta de la garganta, la ecuación de Bernoulli anteriormente anotada, queda reducida a la expresión:

$$h_{VS} = h_{SA} + h_A - h_{fA-B} \quad (1)$$

Para obtener un resultado aproximado, resulta útil admitir que los valores h_A y h_{fA-B} son iguales, con los que se anulan mutuamente y la fórmula de Bernoulli queda al fin reducida a:

$$h_{VS} = h_{SA} \quad \text{o sea} \quad h_{VS} = 0.7 \frac{P_A}{\gamma}$$

Obtenida esta fórmula, se puede calcular la velocidad en la cresta de la garganta.

Evidentemente, como es bien conocido:

h_A es la carga medida desde el nivel del agua en el canal a la cresta de la garganta, en las condiciones cuando el sifón se ceba

Σh_L es la suma de todas las pérdidas de carga arriba de la garganta.

La circulación en la curva superior de un sifón es semejante a la que se produce en un vórtice, en la que el agua gira concéntricamente alrededor de un eje central. En los vórtices, las velocidades de los elementos de la corriente varían inversamente al aumento de las distancias del centro de rotación expresando matemáticamente lo anterior:

$$v_x = \text{Una constante} \quad (2)$$

Por lo tanto, puede inferirse que la velocidad en la curva superior del sifón será mayor en el interior de la curva - que está en la cresta de la garganta (véase Fig. 16).

La Ec. (2) se puede escribir:

$$v_x \frac{R}{x} = v_s R_0 \text{ ó } v_x = \frac{v_s R_0}{R_x} \dots (3)$$

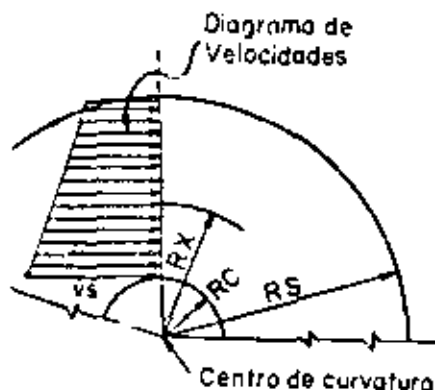


FIG. 16

Donde v_x es la velocidad a la distancia R_x del centro de curvatura, y v_s es la velocidad en la cresta de la garganta donde el radio es R_0 . La descarga, dq , de un filete hidráulico a la profundidad d en la curva es igual a

$$v_x \frac{d}{R_x} \quad \text{Sustituyendo el valor de } v_x \text{ de la ec. (3).}$$

$$dq = v_s \frac{R_0}{R_x} d, R_x$$

Integrando entre los límites R_0 y R_s , donde R_s es el radio de curvatura en la cima de la garganta, resulta la siguiente ecuación para la descarga unitaria.

$$q = v_s R_0 \int_{R_0}^{R_s} \frac{1}{R_x} dR_x = v_s R_0 \log e \frac{R_s}{R_0} \dots (4)$$

Sustituyendo $\sqrt{2g h v_s}$, por v_s , la Ec. (4) puede escribirse:

$$q = \sqrt{2g h v_s} R_0 \log e \frac{R_s}{R_0}$$

Gasto unitario:

$$q = 4.4272 \sqrt{h v_s} R_0 \log e \frac{R_s}{R_0} \dots (5)$$

Gasto total.

$$Q = 4.4272 B \sqrt{hvs} \quad R_s \log e \frac{R_s}{R_c} \dots\dots (6) \text{ en la que } B \text{ es el ancho de la sección de la garganta.}$$

De esta manera puede verse que la descarga máxima admisible para un valor dado de hvs , dependerá de la curvatura de la curva superior. Una vez que se ha establecido la curvatura, los componentes restantes del sifón deben tener dimensiones tales, que la carga límite de presión de vapor en la cresta se conserve.

Como se estableció anteriormente.

$$hvs = hsa = 0.7 h_e T$$

Sustituyendo este valor en el valor en las Ecs. 5 y 6, resulta que el gasto unitario máximo es:

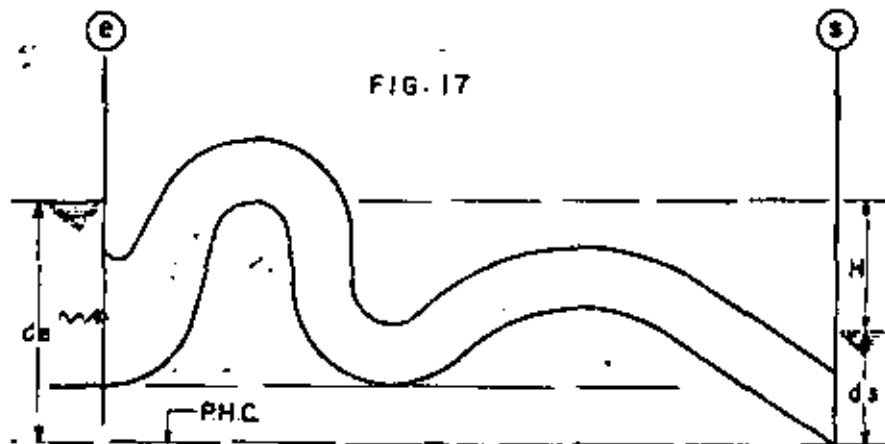
$$q = 4.4272 \sqrt{0.7 PAT} \quad R_c \log e \frac{R_s}{R_c} \quad e$$

$$q = 4.4272 \times R_c \times \sqrt{0.7 PAT} \quad \log e \frac{R_s}{R_c} \dots\dots\dots(7)$$

Gasto total.

$$Q = 4.4272 \times B \times R_c \times \sqrt{0.7 PAT} \quad \log e \frac{R_s}{R_c} \dots\dots\dots(8)$$

La descarga por el vertedor de sifón depende de la carga disponible de la superficie del agua en el canal al nivel de salida, menos las pérdidas de carga acumuladas, incluyendo las pérdidas a la entrada, las pérdidas por fricción, las pérdidas debidas a transiciones y cambios de dirección, y la carga perdida a la salida.



Aplicando el teorema de Bernoulli entre las secciones de entrada y de salida se tiene: (véase fig. 17).

$$de + \frac{V_e^2}{2g} + \frac{P_e}{\gamma} = ds + \frac{V_s^2}{2g} + \frac{P_s}{\gamma} + \sum h \text{ e-s}$$

$$de + \frac{V_e^2}{2g} = ds + \frac{V_s^2}{2g} + \sum h \text{ e-s}$$

$$de - ds = H$$

$$de - ds + \frac{V_e^2}{2g} = \frac{V_s^2}{2g} + \sum h \text{ e-s}$$

$$H + \frac{V_e^2}{2g} = \frac{V_s^2}{2g} + \sum h \text{ e-s} ; H = \sum h \text{ e-s} + \frac{V_s^2 - V_e^2}{2g}$$

Para simplificar los cálculos se recomienda poner los coeficientes de pérdida individuales en función de la carga de velocidad en la garganta del vertedor de sifón.

$$H = \left[K_e + K_{cd} + K_{f'} + K_f + K_s \dots K_{cs} \right] \frac{V_g^2}{2g}$$

Si los términos dentro de los corchetes se representan por KL, la ecuación se puede escribir así:

$$H = KL \frac{V_g^2}{2g} \quad \text{luego:}$$

$$Q = Ag \sqrt{\frac{2gH}{KL}}$$

Los coeficientes de pérdidas, ordinariamente supuestos para los sifones rectangulares típicos que nos pueden servir como base para un cálculo tentativo, son:

Entrada.....	0.2 hv	(hv en la garganta del sifón)
Fricción.....	0.25 hv	(hv en la garganta)
Cambio de dirección :	(Véase Fig. 18)	

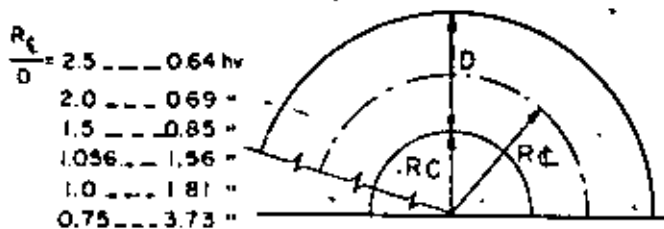


FIG. 18

$$K_L = 2.26 \frac{C_1^2}{\sqrt{K_L}} = \frac{1}{\sqrt{2.26}} = \frac{1}{1.5043} = 0.665$$

$$Q = 2.5 \times 1.35 \times 0.665 \times 4.4272 \sqrt{H} = 9.936 \sqrt{H}$$

Se tabulan los valores de Q para diferentes valores en H.

H	\sqrt{H}	Q = 9.936 H
1.5	1.225	12.17 < 13.7
2.0	1.414	14.05 > 13.7
1.9	1.378	13.69 ≈ 13.7

El valor de la carga de trabajo H obtenida, nos servirá exclusivamente para el trazo geométrico del vertedor de sifón.

Una vez hecho el trazo geométrico, se determinan las pérdidas con mayor exactitud valuando el gasto; generalmente se llega a un gasto diferente al de proyecto. Para afinar el diseño se procederá a aumentar o reducir el valor de H, hasta que obtengamos el valor del gasto de proyecto. Para ello resulta conveniente desplazar verticalmente hasta abajo o hasta arriba, según convenga, todo el tramo comprendido entre la sección LD y HQ, con lo que las ordenadas de todos los puntos de este tramo del vertedor de sifón, variarán en una cantidad constante; esto es posible, debido a que la longitud del tramo vertical entre las secciones LD y M2, que funciona como fuente, se puede hacer variar de acuerdo a las necesidades de diseño.

El incremento de las ordenadas de todos los puntos contenidos en el tramo LD y HQ será igual al incremento requerido de la carga de trabajo H.

El valor del incremento en las ordenadas para nuestro caso fue de 34 cm, como podrá observarse más adelante. (Véase Fig. 21).

DISEÑO GEOMÉTRICO DEL VERTEDOR DE SIFÓN. En el presente diseño se emplearán las especificaciones adoptadas por este Depto. de Canales, parte de las cuales se mencionan en la obra "Diseño de Presas Pequeñas". (Véase Fig. 19).

Después de varios tanteos, se concluyó que las dimensio-

Salida	$\left\{ \begin{array}{l} \text{Divergente} \\ \text{Convergente} \end{array} \right.$	0.1 Δh_v ; (h_v en la garganta - h_v en la salida)
		0.1 Δh_v ; (h_v en la salida h_v en la garganta)

Salida 0.25 Δh_v ; (h_v en la garganta)

La Ec. $Q = Ag \sqrt{\frac{2gH}{KL}}$ puede escribirse en la forma:

$Q = Ag C \sqrt{2gH}$ en la que C es un coeficiente de gasto en el que se toma en cuenta las diferentes pérdidas en el vertedor de sifón.

$$\text{Valor de C : } C = (KL)^{-1/2} = \frac{1}{\sqrt{KL}}$$

Ejemplo numérico.

Se tiene como datos:

Gasto de excedencias	=	13.70 m ³ /seg
Tirante normal en el canal = h_n	=	3.59 m
Bordo libre (de 10 a 20 cm)	=	0.15 m

Las dimensiones de la sección en la garganta las supondremos de forma que la relación entre el ancho (B) y la altura (D) esté comprendida entre 1.8 y 2.0, esto nos permite dar unas dimensiones de 2.5 x 1.35 m.

La ec. con la cual determinamos el gasto es:

$$Q = Ag \sqrt{\frac{2gH}{KL}} = Ag \times \frac{1}{\sqrt{KL}} \times 4.4272 \sqrt{H}$$

Para determinar aproximadamente la carga "H" que se debe tener en el vertedor de sifón para la capacidad de excedencias, se emplean como anteproyecto los coeficientes de pérdidas supuestos para esta estructura, que se definieron anteriormente.

Entrada	0.20 h_v
Fricción	0.25 h_v
Cambio de Dirección	1.56 h_v ($\frac{R_{QE}}{D} = 1.056$)
Salida	0.25 h_v
	<u>2.26 h_v</u>

h_v = Carga de velocidad en la garganta del vertedor de sifón.

nes de la sección transversal rectangular, en el tramo uniforme del sifón, son:

$$B = 2.500 \text{ m} \quad D = 1.350 \text{ m}$$

Con base en estos valores y en las especificaciones mencionadas, se calcularán a continuación las coordenadas de todos los puntos que definen completamente la geometría del conducto del sifón.

Refiriéndose al plano N° 2104-C-1149:

Las coordenadas del punto O, son:

$$O, (0.0, 190.900) \text{ cm}$$

que corresponden a un radio $k_r = 190.900 \text{ cm}$ que se estima aceptable para lograr una entrada suave y reducir las pérdidas de carga y los volúmenes de concreto.

Las coordenadas del punto O_2 , son:

$$O_2 (35.000, 299.000) \text{ cm}$$

Que corresponden a un radio de circunferencia de 35 cm que se estima aceptable para la entrada al conducto y a un ahogamiento de:

$$\frac{359 - 229 + 35}{359} \times 100\% = 26.46\%$$

Las especificaciones exigen un ahogamiento igual o mayor que el 20%, por lo que 26.46% está dentro de lo especificado.

(1) Usualmente, el labio inferior de la boca se pone abajo del nivel de la cresta, para evitar hasta donde sea posible, la entrada de cuerpos flotantes, por esa causa es necesario proveer de entradas de aire a la garganta del vertedor de sifón, precisamente al nivel en el cual se desea que la acción sifónica se suspenda. Si esto no se previera, el sifón continuaría trabajando hasta que el nivel de la superficie libre del agua, descubriera el labio inferior. (Véase Fig. 19).

Pueden tomarse dos clases de sifones como tipo, respecto a su forma de descargar, los que descargan libremente, los que tienen su descarga ahogada y dentro de estos los que al principiar la descarga ésta se encuentra libre y después se normaliza. El vertedor de sifón de nuestro ejemplo se encuentra entre los de este tipo. (Véase Fig. 20).

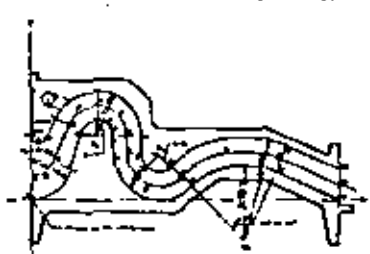
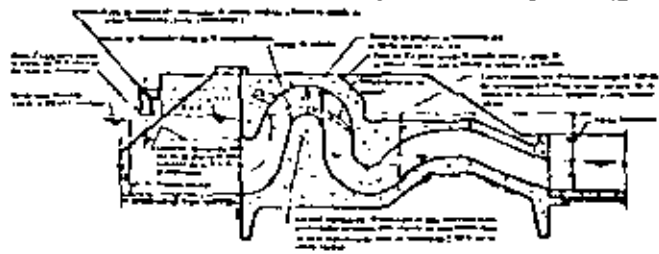


Tabla de datos de flujo

Q	V	h _f
0.0	0.0	0.0
0.1	0.1	0.1
0.2	0.2	0.2
0.3	0.3	0.3
0.4	0.4	0.4
0.5	0.5	0.5
0.6	0.6	0.6
0.7	0.7	0.7
0.8	0.8	0.8
0.9	0.9	0.9
1.0	1.0	1.0

Tabla de datos de flujo

Q	V	h _f
0.0	0.0	0.0
0.1	0.1	0.1
0.2	0.2	0.2
0.3	0.3	0.3
0.4	0.4	0.4
0.5	0.5	0.5
0.6	0.6	0.6
0.7	0.7	0.7
0.8	0.8	0.8
0.9	0.9	0.9
1.0	1.0	1.0

Tabla de datos de flujo

Q	V	h _f
0.0	0.0	0.0
0.1	0.1	0.1
0.2	0.2	0.2
0.3	0.3	0.3
0.4	0.4	0.4
0.5	0.5	0.5
0.6	0.6	0.6
0.7	0.7	0.7
0.8	0.8	0.8
0.9	0.9	0.9
1.0	1.0	1.0

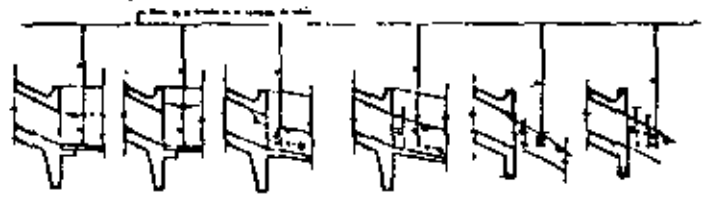
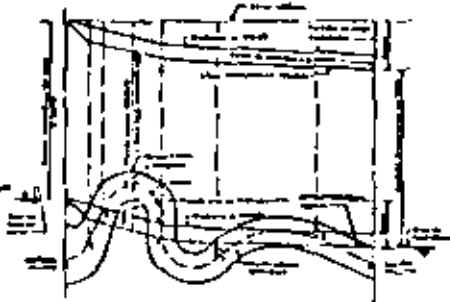


Fig. 20 - CARA DIFERENTE DE LOS VENTURIS DE WFO EN FUNCIÓN DE LA SALIDA

DESCARGA NORMAL DESCARGA ABIERTA

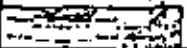
SALIDAS DE DESCARGA ANOGADA SALIDAS DE DESCARGA LIBRE




NOTAS:

Tabla de datos de flujo

Q	V	h _f
0.0	0.0	0.0
0.1	0.1	0.1
0.2	0.2	0.2
0.3	0.3	0.3
0.4	0.4	0.4
0.5	0.5	0.5
0.6	0.6	0.6
0.7	0.7	0.7
0.8	0.8	0.8
0.9	0.9	0.9
1.0	1.0	1.0



Por esta causa, es necesario proyectar las condiciones geométricas, del vertedor de sifón, de forma que se suponga - que descarga libremente, esto obliga a tener sello de agua a la salida para reducir el tiempo cebado.

La forma empleada en los sifones autocebantes con descarga libre es la de una "S" (); se notan perfectamente dos curvas, una superior y otra inferior ligadas por una recta, la cual puede ser vertical o con una inclinación hacia dentro, el objeto de estas curvas es el siguiente:

Quando el agua empieza a escurrir por la garganta, que es la parte más alta de la curva superior de la "S"; cae formando una cascada que choca contra la curva inferior, con lo cual se tiene un sello; al seguir escurriendo se llena la curva inferior formándose un cárcamo, que impide la entrada de aire por la rama de salida del sifón. En consecuencia se tienen sellos de agua en la entrada ya que el labio superior está más abajo que la superficie del agua, entre la curva superior y la inferior y por último, en la rama inferior.

El agua al seguir escurriendo arrastra hacia afuera el aire encerrado entre sello y sello, y cuando todo el aire ha sido arrastrado, se tiene una presión menor que la atmosférica y como ya se dijo con anterioridad, el conducto se llena totalmente y trabaja a plena descarga. La capacidad de descarga es fija, porque una carga adicional no aumenta apreciablemente la capacidad de descarga una vez que el vertedor de sifón ha sido cebado.

- (2) A. H. Naylor en un libro "Siphon Spillways" 1935, obtiene que la mejor relación entre el radio al centro del conducto y la altura de la garganta debe ser: $\frac{R_c}{D} = 1.056$.

Encuentra esta relación, suponiendo que el vertedor de sifón trabaja al nivel del mar y teniéndose una presión absoluta en la garganta igual a 7.30 m.

En la mayor parte de los vertedores de sifón construidos en la Secretaría de Recursos Hidráulicos, emplearon esta relación, pero se puede tener valores de esta relación hasta de 2.5 (véase Fig. 18).

Las coordenadas del punto O_3 se determinan con base en la

altura del conducto, en la especificación que exige la relación $R_c/D = 1.056$, en una geometría adecuada de la transición de entrada y en la igualdad de elevaciones de la superficie del agua en el canal con tirante normal más la carga de cebado y la cresta de la garganta. Por todo esto:

La altura de la garganta es de 1.35 m, luego:

$$R_c = 1.056 \times 1.35; \quad R_c = 142.5 \text{ cm}$$

El radio de la cresta será:

$$R_c = 142.5 - \frac{135}{2} = 142.5 - 67.5; \quad R_c = 75 \text{ cm}$$

La elevación de la superficie del agua en el canal es 359 cm y el bordo libre para este caso es de 15 cm, por lo que la ordenada del punto O_3 es:

$$Y_{O_3} = 359 + 15 - 75; \quad Y_{O_3} = 299 \text{ cm.}$$

La abscisa del punto O_3 se determina objetivamente observando la disposición de la transición para diversos valores. En esta forma se aceptó como conveniente una abscisa de $X_{O_3} = 300$ cm. Por lo cual las coordenadas de O_3 son: $O_3 (300, 299)$ cm.

Las coordenadas del punto O_4 se determinan con base en ordenada nula para el punto más bajo del conducto, y radio de la circunferencia interior igual al radio de la cresta.

Por tanto:

Radio de la circunferencia interior:

$$R_i = 75 \text{ cm}$$

Radio de la circunferencia exterior:

$$R_e = 75 + 135; \quad R_e = 210 \text{ cm}$$

Ordenada del punto O_4 :

$$Y_{O_4} = 210 \text{ cm}$$

Abscisa del punto O_4 :

$$X_{O_4} = 300 + 75 + 135 + 75; \quad X_{O_4} = 585 \text{ cm}$$

Por lo cual las coordenadas del punto O_4 son:

$$O_4 (585, 210) \text{ cm}$$

Las coordenadas del punto O_5 se determinan con base en un ángulo central, del conducto circular con centro en O_4 , de 135° , y se un cierre hidráulico, con respecto a la altura D del conducto, mayor o igual al 18%, con un mínimo admisible de 10 cm.

Cierre hidráulico:

$$C_h = 0.18 \times 135 = 24.3 \text{ cm}$$

Se adopta el valor cerrado $C_h = 25 \text{ cm} > 10 \text{ cm}$

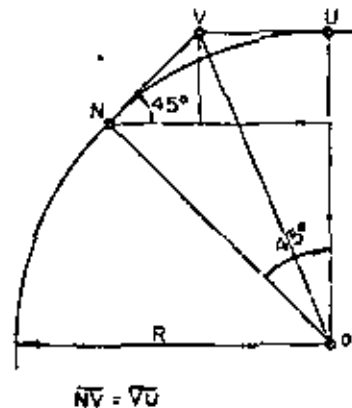
Ordenada del punto más elevado U de la superficie inferior del conducto en el tramo circular:

$$210 - 75 + 25 = 160 \text{ cm}$$

Ordenada del punto N :

$$\begin{aligned} Y_N &= 210 - 210 \operatorname{sen} 45^\circ \\ &= 210 - 210 \times 0.7071 \\ &= 210 - 148.5 \end{aligned}$$

$$Y_N = 61.5 \text{ cm}$$



Desnivel del punto más elevado U y el punto N :

$$160 - 61.5 = 98.5 \text{ cm}$$

Distancia $N-V$:

$$\begin{aligned} 98.5 \operatorname{csc} 45^\circ &= 98.5 \times 1.4141 \\ &= 139.3 \text{ cm} \end{aligned}$$

Radio de la circunferencia:

$$R = 98.5 + 98.5 + 139.3 = 336.3 \text{ cm}$$

Con esto ya se pueden calcular las coordenadas del punto O_5

$$X_{O_5} = 585 + 210 \cos 45^\circ + 98.5 + 139.3 = 971.3 \text{ cm}$$

$$Y_{O_5} = 61.5 - 98.5 - 139.3 = -176.3$$

$$O_5 (971.3, -176.3) \text{ cm}$$

Las coordenadas de los puntos O_4 y O_5 son:

$$\text{Radicando } \rightarrow C_2^2(R_1 + R_2)^2 + C_1^4 - C_1^2(R_1 + R_2)^2 + C_2^2 - C_2^2 \dots$$

$$\cdot (R_1 + R_2)^2 :$$

$$= C_1^2 \left[C_1^2 - (R_1 + R_2)^2 + C_2^2 \right]$$

$$= C_1^2 \left[(C_1^2 + C_2^2) - (R_1 + R_2)^2 \right]$$

Por último:

$$\text{Sen } \theta = \frac{1}{(C_1^2 + C_2^2)} \left[C_2(R_1 + R_2) \pm C_1 \sqrt{(C_1^2 + C_2^2) - (R_1 + R_2)^2} \right]$$

Si se llaman:

$$C^2 = C_1^2 + C_2^2 \quad R_T = R_1 + R_2$$

entonces:

$$\text{sen } \theta = \frac{1}{C^2} \left(C_2 R_T \pm C_1 \sqrt{C^2 - R_T^2} \right)$$

COORDENADAS DE LOS PUNTOS DE DOS CIRCUNFERENCIAS QUE SON TANGENTES A DOS RECTAS.

Puntos A, B, C, J y K.

$$C_1 = (35 \bar{i} + 299 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{C} = \bar{C}_2 - \bar{C}_1 = (265 \bar{i} + 0 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$C_2 = (300 \bar{i} + 299 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$C_1 = 265 \text{ cm}$$

$$C_2 = 0 \text{ cm}$$

$$R_1 = 35 \text{ cm}$$

$$C^2 = C_1^2 + C_2^2 = 265^2 + 0^2$$

$$R_2 = 210 \text{ cm}$$

$$C^2 = 70,225 \text{ cm}^2$$

$$R_T = 35 + 210$$

$$R_T = 245 \text{ cm}$$

$$R_T^2 = 60,025 \text{ cm}^2$$

$$\text{sen } \theta = \frac{1}{70,225} \left(265 \times \sqrt{70,225 - 60,025} \right)$$

$$\text{sen } \theta = \pm \frac{265 \times 100,992}{70,225} = \pm 0,38111$$

$$\theta_1 = 22^\circ 24' ; \text{sen } \theta_1 = 0,38111 \quad \text{cos } \theta_1 = 0,92453$$

$$\theta_2 = 22^\circ 24' \text{ con } \sin \theta_2 = 0.38111 \quad \cos \theta_2 = 0.92453$$

$$\vec{R}_{11} = 35 (0.92453 \vec{i} + 0.38111 \vec{j}) = (32.358 \vec{i} + 13.339 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{R}_{12} = 35 (0.92453 \vec{i} - 0.38111 \vec{j}) = (32.358 \vec{i} - 13.339 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{r}_{11} = (35 \vec{i} + 299 \vec{j}) + (32.358 \vec{i} + 13.339 \vec{j})$$

$$\vec{r}_{11} = (67.358 \vec{i} + 312.339 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{r}_{12} = (35 \vec{i} + 299 \vec{j}) + (32.358 \vec{i} - 13.339 \vec{j})$$

$$\vec{r}_{12} = (67.358 \vec{i} + 285.661 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{R}_{21} = 210 (-0.92453 \vec{i} - 0.38111 \vec{j}) = (-194.151 \vec{i} - 80.033 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{R}_{22} = 210 (-0.92453 \vec{i} + 0.38111 \vec{j}) = (-194.151 \vec{i} + 80.033 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{r}_{21} = (300 \vec{i} + 299 \vec{j}) + (-194.151 \vec{i} - 80.033 \vec{j})$$

$$\vec{r}_{21} = (105.849 \vec{i} + 218.967 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{r}_{22} = (300 \vec{i} + 299 \vec{j}) + (-194.151 \vec{i} + 80.033 \vec{j})$$

$$\vec{r}_{22} = (105.849 \vec{i} + 379.033 \vec{j}) \text{ cm}$$

Las coordenadas de los puntos A, B y C son:

$$A (0.000, 299.000) \text{ cm}$$

$$B (67.358, 285.661) \text{ cm}$$

$$C (105.849, 379.033) \text{ cm}$$

$$\vec{C}_1 = (0 \vec{i} + 190.900 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{C} = \vec{C}_2 - \vec{C}_1 = (300 \vec{i} + 108.100 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{C}_2 = (300 \vec{i} + 299.000 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$C_1 = 300 \text{ cm}$$

$$C_2 = 108.100 \text{ cm}$$

$$R_1 = 190.900 \text{ cm}$$

$$C^2 = C_1^2 + C_2^2 = 300^2 + 108.100^2$$

$$R_2 = 75 \text{ cm}$$

$$C^2 = 101,665,610 \text{ cm}^2$$

$$R_T = 265.900 \text{ cm}$$

$$C^2 - R_T^2 = 30,982,800 \text{ cm}^2$$

$$R_T^2 = 70,702,810 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sen } \theta = \frac{1}{101,685.810} (108.100 \times 285.900 \pm 300 \sqrt{30,982.809})$$

$$\text{Sen } \theta = \frac{1}{101,685.810} (28,743.790 \pm 52,805.795)$$

$$\text{Sen } \theta_1 = 0.80198; \quad \text{Sen } \theta_2 = 0.23663;$$

$$\theta_1 = 53^\circ 10'; \quad \text{sen } \theta_1 = 0.80198; \quad \text{cos } \theta_1 = 0.59735;$$

$$\theta_2 = 13^\circ 41'; \quad \text{sen } \theta_2 = 0.23663; \quad \text{cos } \theta_2 = 0.97160;$$

$$\vec{R}_{11} = 190.900 (0.59735 \vec{i} - 0.80198 \vec{j}) = (114.034 \vec{i} - 153.098 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{R}_{12} = 190.900 (0.97160 \vec{i} - 0.23663 \vec{j}) = (185.478 \vec{i} - 45.173 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{F}_{11} = (0 \vec{i} + 190.900 \vec{j}) + (114.034 \vec{i} - 153.098 \vec{j})$$

$$\vec{F}_{11} = (114.034 \vec{i} + 343.998 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{F}_{12} = (0 \vec{i} + 190.900 \vec{j}) + (185.478 \vec{i} - 45.173 \vec{j})$$

$$\vec{F}_{12} = (185.478 \vec{i} + 145.727 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{R}_{21} = 75 (-0.59735 \vec{i} - 0.80198 \vec{j}) = (-44.801 \vec{i} - 60.149 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{R}_{22} = 75 (-0.97160 \vec{i} + 0.23663 \vec{j}) = (-72.870 \vec{i} + 17.747 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{F}_{21} = (300 \vec{i} + 299 \vec{j}) + (-44.801 \vec{i} - 60.149 \vec{j})$$

$$\vec{F}_{21} = (255.199 \vec{i} + 238.851 \vec{j})$$

$$\vec{F}_{22} = (300 \vec{i} + 299 \vec{j}) + (-72.870 \vec{i} + 17.747 \vec{j})$$

$$\vec{F}_{22} = (227.130 \vec{i} + 316.747 \vec{j})$$

Las coordenadas de los puntos J y K son:

$$J (185.478, 145.727) \text{ cm}$$

$$K (227.130, 316.747) \text{ cm}$$

Las coordenadas de los puntos L, D, M, E, F, N y O.

Punto L :

$$X = 300 + 75 = 375 \text{ cm} \quad Y = 299 \text{ cm}$$

Punto D :

$$X = 375 + 135 = 510 \text{ cm} \quad Y = 299 \text{ cm}$$

Punto M :

O (1400, 0.000) cm

H (1400, 150) cm

Recopilando todos los datos anteriores, se tiene:

COORDENADAS DE LOS PUNTOS: O_1 , O_2 , O_3 , O_4 y O_5 .

O_1 (0.000, 190.90) cm

O_2 (35.000, 299.000) cm

O_3 (300.000, 299.000) cm

O_4 (585.000, 210.000) cm

O_5 (971.300, - 176.300) cm

O (1400, 0.000) cm H (1400, 150) cm

Radio de las circunferencias con centro en:

O_1 :
 $R_1 = 190.900$ cm

O_2 :
 $R_1 = 35.000$ cm

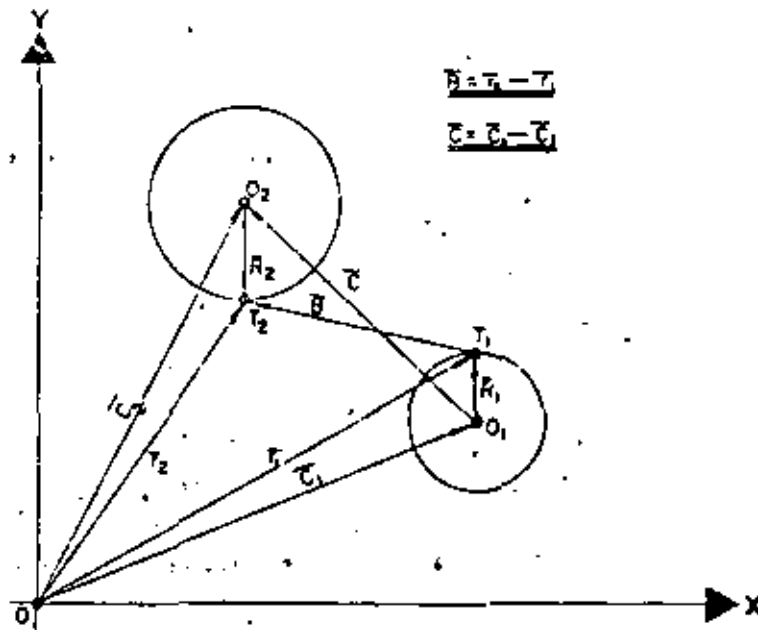
O_3 :
 $R_1 = 75.000$ cm
 $R_2 = 210.000$ cm

O_4 :
 $R_1 = 75.000$ cm
 $R_2 = 210.000$ cm

O_5 :
 $R_1 = 336.300$ cm
 $R_2 = 471.300$ cm

METODO VECTORIAL PARA EL CALCULO DE LAS COORDENADAS DE LOS PUNTOS T_1 Y T_2 CONTENIDOS EN LA LINEA RECTA TANGENTE A DOS CIRCUNFERENCIAS.

Datos: \bar{C}_1 , \bar{C}_2 , R_1 y R_2 .



$$\underline{\underline{B = \vec{r}_2 - \vec{r}_1}}$$

$$\underline{\underline{C = \vec{C}_2 - \vec{C}_1}}$$

Ecuación de la circunferencia con centro en O_1 y radio R_1 :

$$\vec{r}_1 = \vec{C}_1 + \vec{R}_1;$$

Ecuación de la circunferencia con centro en O_2 y radio R_2 :

$$\vec{r}_2 = \vec{C}_2 + \vec{R}_2;$$

Vectores \vec{R}_1 y \vec{R}_2 :

Como ambos vectores son perpendiculares al vector \vec{B} los dos vectores \vec{R}_1 y \vec{R}_2 son paralelos.

$$\therefore \vec{R}_1 = R_1 (\cos \theta \vec{i} + \text{sen } \theta \vec{j})$$

$$\vec{R}_2 = R_2 (\cos \theta \vec{i} + \text{sen } \theta \vec{j})$$

y además: $\vec{B} - \vec{R}_1 = 0$

El valor de \vec{B} se puede obtener de la ecuación vectorial:

$$\vec{R}_1 + \vec{B} + \vec{R}_2 - \vec{C} = 0$$

$$\therefore \vec{B} = \vec{C} - \vec{R}_1 - \vec{R}_2$$

por tanto: $(\vec{C} - \vec{R}_1 - \vec{R}_2) \cdot \vec{R}_1 = 0$

Si se llama $\vec{C} = (C_1 \vec{i} + C_2 \vec{j})$. . .

$$\left[(C_1 \vec{i} + C_2 \vec{j}) - R_1 (\cos \theta \vec{i} + \text{sen } \theta \vec{j}) - R_2 (\cos \theta \vec{i} + \text{sen } \theta \vec{j}) \right]$$

$$\cdot \left[R_1 (\cos \theta \vec{i} + \text{sen } \theta \vec{j}) \right] = 0 \quad ; \quad \therefore$$

$$\left[(C_1 - (R_1 + R_2) \cos \theta) \vec{i} + (C_2 - (R_1 + R_2) \text{sen } \theta) \vec{j} \right] \cdot$$

$$\left[R_1 (\cos \theta \vec{i} + \text{sen } \theta \vec{j}) \right] = 0 \quad ;$$

$$\therefore \left[C_1 - (R_1 + R_2) \cos \theta \right] R_1 \cos \theta + \left[C_2 - (R_1 + R_2) \text{sen } \theta \right]$$

$$\dots R_1 \text{sen } \theta = 0 \quad ;$$

$$C_1 R_1 \cos \theta - (R_1 + R_2) R_1 \cos^2 \theta + C_2 R_1 \text{sen } \theta - (R_1 + R_2) \dots$$

$$\dots R_1 \text{sen}^2 \theta = 0 \quad ;$$

$$(C_1 \cos \theta + C_2 \text{sen } \theta) R_1 = (R_1 + R_2) R_1 (\cos^2 \theta + \text{sen}^2 \theta)$$

finalmente $C_1 \cos \theta + C_2 \text{sen } \theta = R_1 + R_2$

pero como $\cos \theta = \sqrt{1 - \text{sen}^2 \theta}$

$$\therefore C_1 \sqrt{1 - \text{sen}^2 \theta} + C_2 \text{sen } \theta = R_1 + R_2$$

$$\left[\sqrt{1 - \text{sen}^2 \theta} \right]^2 = \left[\frac{(R_1 + R_2) - C_2 \text{sen } \theta}{C_1} \right]^2$$

$$1 - \text{sen}^2 \theta = \left(\frac{R_1 + R_2}{C_1} \right)^2 - 2 \left[\frac{C_2 (R_1 + R_2) \text{sen } \theta}{C_1} \right] + \frac{C_2^2}{C_1^2} \text{sen}^2 \theta \quad ;$$

$$\frac{C_1^2 - C_2^2}{C_1^2} \text{sen}^2 \theta - 2 \left[\frac{C_2 (R_1 + R_2)}{C_1} \right] \text{sen } \theta + \left[\frac{(R_1 + R_2)^2 - C_1^2}{C_1^2} \right] = 0 \quad ;$$

$$\text{sen}^2 \theta - 2 \left[\frac{C_2 (R_1 + R_2)}{C_1^2 + C_2^2} \right] \text{sen } \theta - \left[\frac{C_1^2 - (R_1 + R_2)^2}{(C_1^2 + C_2^2)} \right] = 0 \quad ;$$

$$\text{sen } \theta = \left[\frac{C_2 (R_1 + R_2)}{C_1^2 + C_2^2} \right] + \sqrt{\left[\frac{C_2 (R_1 + R_2)}{C_1^2 + C_2^2} \right]^2 + \left[\frac{C_1^2 - (R_1 + R_2)^2}{(C_1^2 + C_2^2)} \right]}$$

$$\text{sen } \theta = \frac{1}{(C_1^2 + C_2^2)} \left[C_2 (R_1 + R_2) \pm \sqrt{C_2^2 (R_1 + R_2)^2 + (C_1^2 + C_2^2) \dots} \right]$$

$$\dots \left[C_1^2 - (R_1 + R_2)^2 \right]$$

$$X = 375 \text{ cm}$$

$$Y = 210 \text{ cm}$$

Punto E :

$$X = 510 \text{ cm}$$

$$Y = 210 \text{ cm}$$

Punto F :

$$X = 585 + 75 \times 0.70711 = 585 + 53.033 = X = 638.033 \text{ cm}$$

$$Y = 210 - 75 \times 0.70711 = 210 - 53.033 = Y = 156.967 \text{ cm}$$

Punto N :

$$X = 585 + 210 \times 0.70711 = 585 + 148.493 = X = 733.493 \text{ cm}$$

$$Y = 210 - 210 \times 0.70711 = 210 - 148.493 = Y = 61.507 \text{ cm}$$

$$L (375, 299)$$

$$D (510, 299)$$

$$M (375, 210)$$

$$E (510, 210)$$

$$F (638.033, 156.967)$$

$$N (733.493, 61.507)$$

$$\text{Sen } \theta_1 = \frac{1}{C^2} \left(C_2 R_1 \pm C_1 \sqrt{C^2 - R_1^2} \right)$$

$$\vec{C}_1 = (971.300 \vec{i} - 176.300 \vec{j}) \text{ cm} \quad \vec{r}_1 = \vec{C}_1 + \vec{R}_1$$

$$\vec{C}_2 = (1400 \vec{i} + 0 \vec{j}) \text{ cm} \quad \vec{r}_2 = \vec{C}_2 + \vec{R}_2$$

$$\vec{C} = (428.700 \vec{i} + 176.300 \vec{j})$$

$$C_1 = 428.700 \text{ cm} \quad C_2 = 176.300 \text{ cm}$$

$$C^2 = 428.700^2 + 176.300^2 = 214,865.380 \text{ cm}^2$$

$$R_1 = 336.300 \text{ cm} \quad R_1^2 = 113,097.690 \text{ cm}^2 \quad R_2 = 0$$

$$R_2 = R_1$$

$$C^2 - R_1^2 = \frac{214,865.380 - 113,097.690}{2} \sqrt{C^2 - R_1^2} = 319.010 \text{ cm}$$
$$101,767.690 \text{ cm}$$

$$\text{Sen } \theta_1 = \frac{1}{214,865.380} (176.300 \times 336.300 \pm 428.700 \times 319.010)$$

$$\text{Sen } \theta_1 = \frac{1}{214,865.380} (59,299.690 \pm 136,759.587)$$

$$\text{Sen } \theta_{11} = 0.91242 \quad \theta_{11} = 65^\circ 51' 11'' \quad \cos \theta_{11} = 0.40925$$

$$\text{Sen } \theta_{12} = -0.36055 \quad \theta_{12} = -21^\circ 08' \quad \cos \theta_{12} = 0.93274$$

$$R_{11} = 336.300 (0.40925 \bar{i} + 0.91242 \bar{j}) = (137.631 \bar{i} + 306.847 \bar{j})$$

$$R_{12} = 336.300 (0.93274 \bar{i} - 0.36055 \bar{j}) = (313.680 \bar{i} - 121.253 \bar{j})$$

$$r_{11} = (971.300 \bar{i} - 176.300 \bar{j}) + (137.631 \bar{i} + 306.847 \bar{j})$$

$$r_{12} = (1,108.931 \bar{i} + 130.547 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{r}_{12} = (971.300 \bar{i} - 176.300 \bar{j}) + (313.680 \bar{i} - 121.253 \bar{j})$$

$$\bar{r}_{12} = (1,284.980 \bar{i} - 297.553 \bar{j}) \text{ cm}$$

Las coordenadas de P son:

$$P (1,108.931, 130.547) \text{ cm}$$

Del punto G :

$$\bar{C}_1 = (971.300 \bar{i} - 176.300 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{C}_2 = (1400 \bar{i} + 150 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{C} = (426.700 \bar{i} + 326.300 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$C_1 = 428.700 \text{ cm} \quad C_2 = 326.300 \text{ cm}$$

$$C^2 = 426.700^2 + 326.300^2 = 290,255.380 \text{ cm}^2$$

$$R_1 = 471.300 \text{ cm} \quad R_1^2 = 222,123.690 \text{ cm}^2 \quad R_2 = 0$$

$$C^2 - R_1^2 = 290,255.380 - 222,123.690 = 68,131.687 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{C^2 - R_1^2} = 261.020$$

$$\text{Sen } \theta_1 = \frac{1}{290,255.380} (326.300 \times 471.300 \pm 428.700 \times 261.020)$$

$$\text{Sen } \theta_1 = \frac{1}{290,255.38} (153,785.190 \pm 111,849.274)$$

$$\text{Sen } \theta_{11} = 0.91534; \quad \theta_{11} = 66^\circ 15'; \quad \cos \theta_{11} = 0.40269$$

$$\text{Sen } \theta_{12} = 0.14430; \quad \theta_{12} = 8^\circ 18'; \quad \cos \theta_{12} = 0.98953$$

$$R_{11} = 471.300 (0.40269 \bar{i} + 0.91534 \bar{j}) = (189.788 \bar{i} + 431.400 \bar{j})$$

$$R_{12} = 471.300 (0.98953 \bar{i} + 0.14430 \bar{j}) = (466.365 \bar{i} + 68.099 \bar{j})$$

$$\bar{r}_{11} = (971.300 \bar{i} - 176.300 \bar{j}) + (189.788 \bar{i} + 431.400 \bar{j})$$

$$\bar{r}_{12} = (971.300 \bar{i} - 176.300 \bar{j}) + (466.365 \bar{i} + 68.099 \bar{j})$$

$$\bar{r}_{11} = (1,161.088 \bar{i} + 255.100 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{r}_{12} = (1,437.665 \bar{i} - 108.291 \bar{j}) \text{ cm}$$

Las coordenadas del punto G son:

$$G (1101.088, 255.100) \text{ cm}$$

Angulo que forma la línea $O_3 - P$ con la vertical.

$$O_3 (971.300, -176.300) \text{ cm}$$

$$P (1,108.931, 130.547) \text{ cm}$$

$$\tan \theta_1 = \frac{1,108.931 - 971.300}{176.300 + 130.547} = 0.448532$$

$$\tan \theta_1 = 0.448532;$$

$$\theta_1 = 24^\circ 09' = 27.5^\circ;$$

Angulo que forma la línea $O_3 C$ con la horizontal

$$O_3 (300, 299) \text{ cm},$$

$$C (105.849, 379.033) \text{ cm}$$

$$\tan \theta_2 = \frac{379.033 - 200.000}{300.000 - 105.849} = 0.41222$$

$$\tan \theta_2 = 0.41222$$

$$\theta_2 = 22^\circ 24' 08.8''$$

(Véase Fig. 21).

LONGITUDES PARCIALES EN EL EJE DEL VERTEDOR DE SIFON.

(Véase Fig. 21).

TRAMO 1-2

Radio de la circunferencia al eje--

$$R_C = 120 \text{ cm}$$

Angulo central

$$\alpha = 66^\circ 45' = 66.75^\circ$$

$$\alpha \text{ en Radianes} = 66.75 \times \frac{1.1416}{180} = 1.165$$

Longitud del tramo 1-2

$$L_{1-2} = R \times \text{radianes} = 120 \times 1.165 = 139.8 \text{ cm}$$

TRAMO 2-3

Punto medio entre J y A' (Punto 2)

$$J (185.478, 145.727) \text{ cm}$$

$$A' (25.000, 264.000) \text{ cm}$$

$$x_2 = \frac{1}{2} (185.478 + 35.00) = 110.239 \text{ cm}$$

$$y_2 = \frac{1}{2} (145.727 + 204.00) = 204.8635 \text{ cm}$$

$$Z (110.239; 204.8635) \text{ cm}$$

Punto medio entre D y K (Punto 3).

$$C (105.849, 379.033) \text{ cm}$$

$$K (227.130, 316.747) \text{ cm}$$

$$x_3 = \frac{1}{2} (105.849 + 227.130) = 166.490 \text{ cm}$$

$$y_3 = \frac{1}{2} (379.033 + 316.747) = 347.89 \text{ cm}$$

$$J (166.49, 347.89) \text{ cm}$$

Longitud del tramo 2-3

$$L_{2-3} = \sqrt{3164.175 + 20456.437} = 153.69 \text{ cm}$$

TRAMO 3-5

Radio de la circunferencia al eje:

$$R_C = 75 + \frac{135}{2} = 142.5 \text{ cm}$$

Angulo central $\beta = 157^\circ 35' 51.2'' = 157.597^\circ$

$$\beta \text{ en Radianes} = 157.597 \times \frac{2.1416}{360} = 2.750592$$

Longitud del tramo:

$$L_{3-5} = 142.5 \times 2.750592 = 391.959 \text{ cm}$$

Pero $\beta = \beta + \gamma$

$$\gamma \text{ en Radianes} = 90 \times \frac{2.1416}{180} = 1.5708$$

$$L_{4-5} = 1.5708 \times 142.5 = 223.839$$

$$L_{3-4} = L_{3-5} - L_{4-5} = 391.959 - 223.839 = 168.12 \text{ cm}$$

TRAMO 5-6 $L_{5-6} = 299 - 210 = 89 \text{ cm}$

TRAMO 6-7

Radio de la circunferencia al eje:

$$R_C = 142.5 \text{ cm}$$

Angulo central $\delta = 135^\circ$

$$\theta \text{ en Radianes} = 135 \times \frac{3.1416}{180} = 2.3562$$

Longitud del tramo:

$$L_{6-7} = 2.3562 \times 142.5 = 335.7585 \text{ cm} \approx 335.76 \text{ cm}$$

TRAMO 7-8

Radio de la circunferencia al eje:

$$R_{\text{C}} = 336.30 + 67.50 = 403.8 \text{ cm}$$

Angulo central θ .

$$\theta = 45^\circ + \theta_1 = 45^\circ + 24^\circ 07' 27.5''$$

$$\theta = 69^\circ 09' 27.5'' = 69.1576^\circ$$

$$\theta \text{ en Radianes} = 69.1576 \times \frac{3.1416}{180} = 1.20703$$

Longitud del tramo:

$$L_{7-8} = 403.8 \times 1.20703 = 487.3975 \text{ cm} \approx 487.4 \text{ cm}$$

TRAMO 8-9

Coordenadas del punto 9.

$$X_9 = \frac{1}{2} (1400 + 1400) = 1400 \text{ cm}$$

$$Y_9 = \frac{1}{2} (0 + 150) = 75 \text{ cm}$$

$$9 (1400, 75) \text{ cm}$$

Coordenadas del punto 8

$$X_8 = \frac{1}{2} (1108.931 + 1161.089) = 1135.01 \text{ cm}$$

$$Y_8 = \frac{1}{2} (130.547 + 255.1) = 192.824 \text{ cm}$$

$$8 (1135.01, 192.824) \text{ cm}$$

Distancia entre los puntos 8 y 9

$$L_{8-9} = \sqrt{(1400 - 1135.01)^2 + (192.824 - 75)^2} = 290.00 \text{ cm}$$

CALCULO HIDRAULICO DEFINITIVO EN EL VERTEDOR DEL SIFON.

DETERMINACION DE LAS PERDIDAS DE CARGA.

ENTRADA. La pérdida por entrada, es motivada por la contracción de la vena líquida y la fricción de los filetes de agua cuando se diri-

gen a la embocadura.

En el "Manual de Hidráulica" de Horace Williams King, pági-
na 172, se da un valor del coeficiente de pérdida, para entrada lige-
ramente redondeada, igual a 0.23.

Para simplificar los cálculos, se recomienda poner los coe-
ficientes de pérdidas individuales, en función de la carga de veloci-
dad en la garganta del vertedor del sifón. Para esto, calcularemos
las relaciones entre cargas de velocidad.

$$\text{Como } Q = A_g V_g = A_x V_x \text{ por lo tanto } V_x = \left(\frac{A_g}{A_x} \right) V_g$$

$$A_g^2 V_g^2 = A_x^2 V_x^2 \text{ y } \frac{A_g^2 V_g^2}{2g} = \frac{A_x^2 V_x^2}{2g}$$

$$\text{entonces: } \frac{V_x^2}{2g} = \left(\frac{A_g}{A_x} \right)^2 \frac{V_g^2}{2g}$$

Para nuestro caso:

$$\text{Área de la garganta} = A_g = 2.5 \times 1.35 = 3.375 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de la entrada} = A_e = 2.5 \times 2.64 = 6.60 \text{ m}^2$$

$$h_e = K_e \frac{V_e^2}{2g} = K_e \left(\frac{A_g}{A_e} \right)^2 \frac{V_g^2}{2g}$$

$$\left(\frac{A_g}{A_e} \right)^2 = \left(\frac{3.375}{6.6} \right)^2 = (0.511)^2 = 0.2611$$

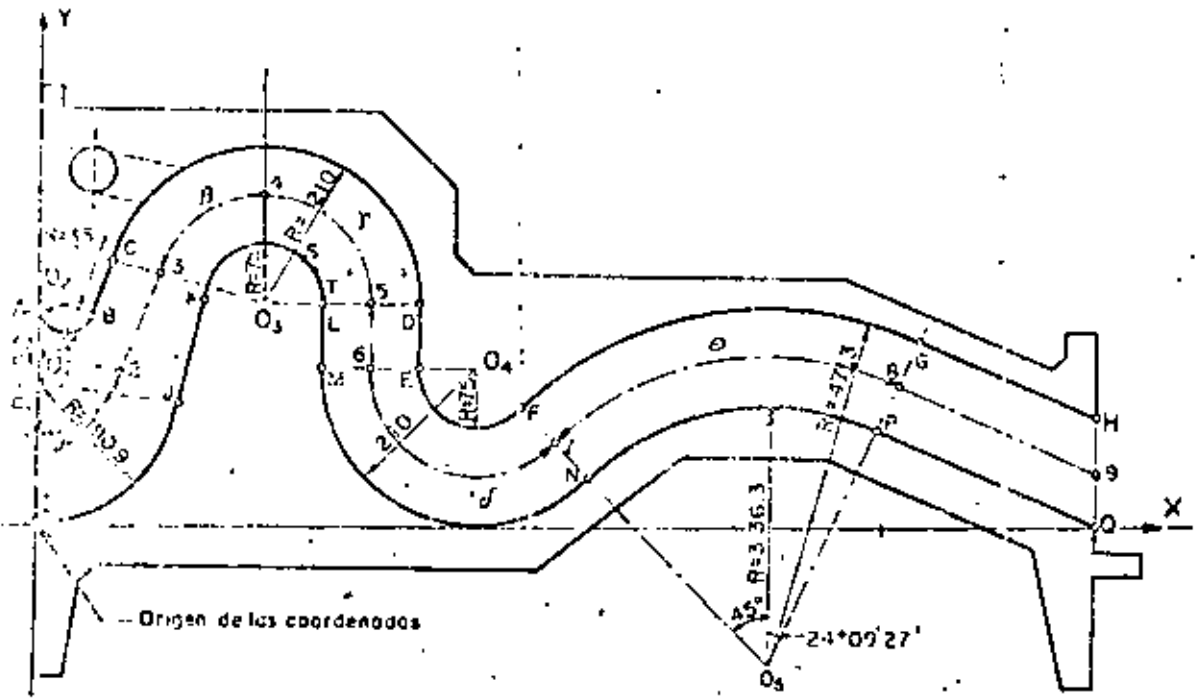
$$h_e = 0.23 \times 0.2611 \frac{V_g^2}{2g} = 0.06 \frac{V_g^2}{2g}$$

CAMBIO DE SECCION EN LA ENTRADA. La pérdida de carga por cambio de -
sección, es debida a los choques y remolinos que se producen en el -
cambio y que obligan a que, parte de la energía, se transforme en ca-
lor; las pérdidas, por este concepto, disminuyen si la sección varía
de manera gradual. Creager da la siguiente fórmula para la pérdida
de carga:

$$h = K \frac{V^2}{2g}$$

el valor de K está dado en función de la relación entre áreas.

$\frac{A_1}{A_2}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
K	0.38	0.35	0.32	0.29	0.24	0.20	0.15	0.08	0.04	0



ANGULOS EN GRADOS	
$\angle A$	66.750
$\angle B$	67.597
$\angle C$	90.000
$\angle D$	135.000
$\angle E$	69.157

LONG. EN LOS TRAMOS	
1-2	139.80 cm
2-3	153.69 "
3-4	168.12 "
4-5	223.84 "
5-6	89.00 "
6-7	335.76 "
7-8	407.40 "
8-9	290.00 "
1-3	293.49 "
3-9	1594.12 "
1-9	1087.61 "

COORDENADAS DEL VERTEDOR DE SIFON		
PUNTO	X	Y
O ₁	0.0	190.9
O ₂	35.0	299.0
O ₃	300.0	299.0
O ₄	585.0	210.0
O ₅	971.3	176.3
A	0.0	299.0
B	67.4	285.7
C	105.9	379.0
D	510.0	299.0
E	510.0	210.0
F	638.0	157.0
G	1161.1	255.1
H	1400.0	150.0
I	0.0	0.0
J	105.5	145.7
K	227.1	316.7
L	375.0	299.0
M	575.0	210.0
N	733.5	61.5
P	1108.9	130.6
Q	1400.0	0.0
S	353.0	352.0
T	567.1	333.6

FIG. 21.- GEOMETRIA DEL VERTEDOR DE SIFON

$$A_1 = 3.375 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 2 (1.5 + 1.35) = 7.70 \text{ m} \quad R_1 = \frac{A_1}{P_1} = \frac{3.375}{7.7} = 0.438 \text{ m}$$

Radio medio:

$$R_m = \frac{0.642 + 0.438}{2} = 0.54 \text{ m}$$

Velocidad media:

$$V_m = \frac{V_n + V_g}{2} = \frac{0.511 V_g + V_g}{2} = 0.756 V_g$$

$$n = \left(\frac{V_n}{k} \right)^{2/3} \quad L = \frac{V_n^2 n^2}{R_m^{4/3}} \quad L = \frac{(0.756 V_g)^2 n^2}{R_m^{4/3}} \quad n^2 L$$

$$h = K_f \frac{V_g^2}{2g}$$

Iguando estas dos ecuaciones queda:

$$\frac{0.756^2 V_g^2 n^2}{R^{4/3}} L = K_f \frac{V_g^2}{2g} \quad \text{por lo tanto}$$

$$K_f = \frac{0.756^2 \times 2g \times n^2}{R_m^{4/3}} L$$

$$K_f = \frac{0.756^2 \times 19.6 \times 0.15^2}{0.54^{4/3}} \times 2.935 = \frac{0.00741}{0.4375} = 0.017$$

2. El segundo en la longitud de sección constante, teniendo una longitud igual a 15.94 m (168.12 + 223.84 + 89 + 335.76 + 487.4 + 2.90) (véase fig. 21).

$$K_f = \frac{2g n^2 L}{R^{4/3}} = \frac{19.6 \times 0.015^2}{0.438^{4/3}} \times L$$

$$K_f = \frac{0.00441}{0.3329} L = 0.01324 L$$

$$K_f = 0.01324 \times 15.941 = 0.211$$

CAMBIO DE DIRECCION. No se han realizado hasta ahora, un número de experimentos suficientes para deducir una fórmula adecuada que dé con bastante aproximación la pérdida de carga por cambio de dirección. Weisbach da la siguiente:

$$h = \left(\frac{90}{90} \right) \frac{V^2}{2g} = K \frac{V^2}{2g}$$

En nuestro caso se tiene un cambio de sección en la entrada del vertedor de sifón.

$$\frac{A_1}{A_2} = \frac{A_g}{A_c} = \frac{3.375}{6.6} = 0.511$$

Usando la tabla anterior $K = 0.24$

$$h_{c4} = 0.24 \frac{v^2}{2g}$$

FRICCIÓN.

Existen numerosas fórmulas para valuarla, la más usada en la Secretaría de Recursos Hidráulicos es la de Roberto Manning:

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

de la que se despeja S,

$$S = \left(\frac{vn}{R^{2/3}} \right)^2$$

Como la pendiente S es igual a $\frac{h}{L}$

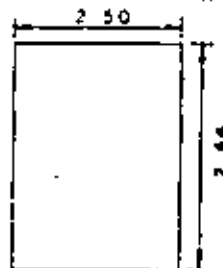
$$\frac{h}{L} = \left(\frac{vn}{R^{2/3}} \right)^2 \quad \text{por lo tanto} \quad h = \left(\frac{vn}{R^{2/3}} \right)^2 L$$

Encontraremos los coeficientes en dos tramos:

1. El primer en la longitud de sección variable (véase - fig. 21)

$$\text{Longitud} = 139.80 + 153.69 = 293.49 \text{ cm} = 2.94 \text{ m}$$

PROPIEDADES HIDRAULICAS EN LA ENTRADA



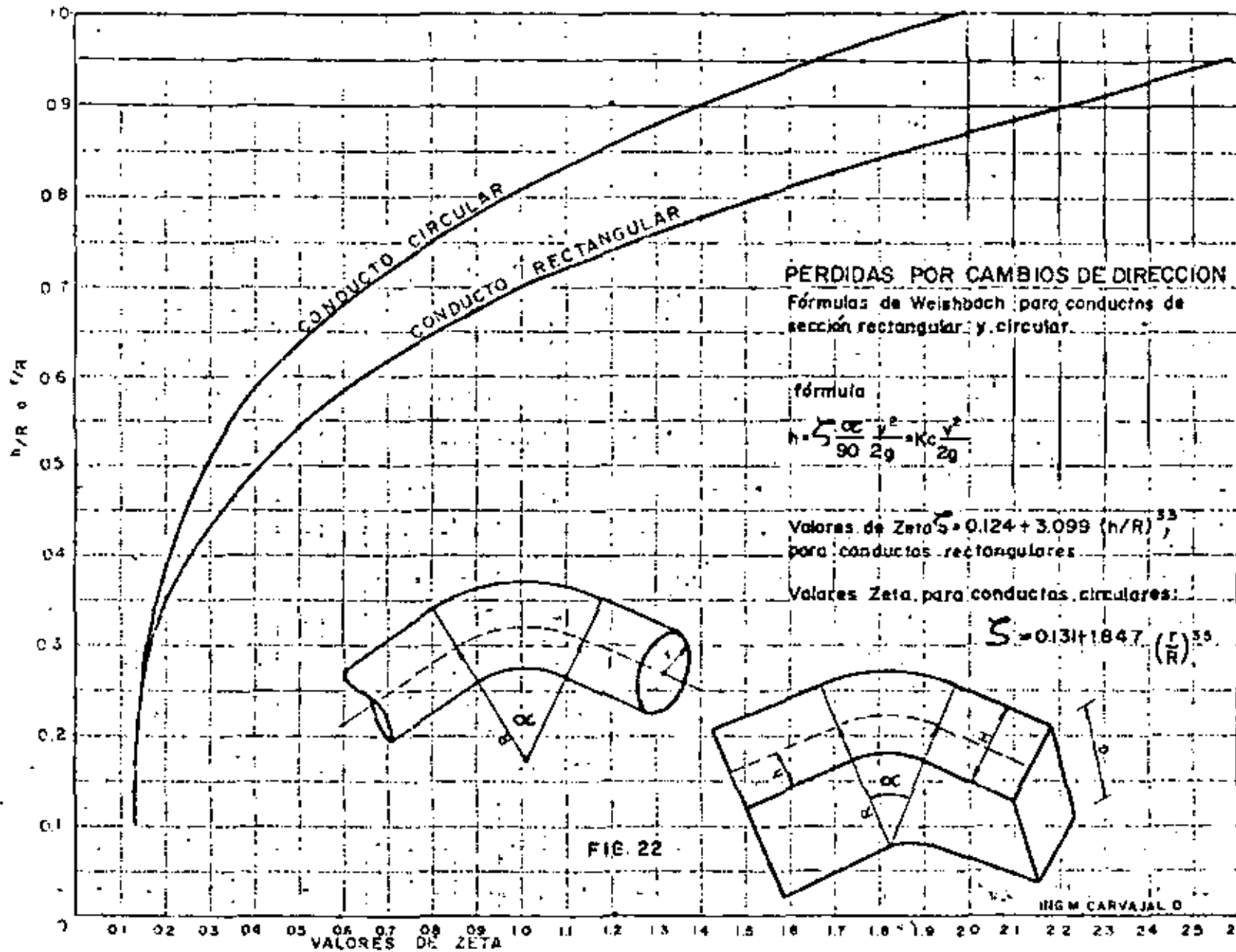
$$A_e = 2.50 \times 2.64 = 6.60 \text{ m}^2$$

$$P_e = 2(2.5 + 2.64) = 10.28 \text{ m}$$

$$k_e = \frac{A_e}{P_e} = \frac{6.6}{10.28} = 0.542 \text{ m}$$

$$V_e = \left(\frac{A_g}{A_e} \right) V_g = \frac{3.375}{6.6} V_g = 0.511 V_g$$

en la garganta:



h/R o r/R

CONDUCTO CIRCULAR
 CONDUCTO RECTANGULAR



VALORES DE ZETA

0 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 0.6 0.7 0.8 0.9 1.0 1.1 1.2 1.3 1.4 1.5 1.6 1.7 1.8 1.9 2.0 2.1 2.2 2.3 2.4 2.5 2

$$4.068 = C \sqrt{19.6 \times 2.24} \quad \text{por lo tanto}$$

$$C = \frac{4.068}{\sqrt{19.6 \times 2.24}} = \frac{4.068}{\sqrt{43.904}} = \frac{4.068}{6.626} = 0.6139$$

$$\underline{C = 0.61}$$

Aplicando el Teorema de Bernoulli entre la salida del vertedor y la salida de la transición (véase plano 2104-C-1149).

$$d_1 + h v_1^2 = d_2 + \frac{v_2^2}{2g} + 0.2 \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g}$$

$$d_1 + h v_1^2 = 1.50 + 0.844 \times 0.81 = 1.5 + 0.683 = 2.183 \text{ m}$$

suponiendo $d = 2.02 \text{ m}$

$$A_2 = b d + \frac{d^2}{2} = 6 \times 2.02 + \frac{2.02^2}{2} = 12.12 + 4.08 = 16.2 \text{ m}^2$$

$$v_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{13.73}{16.2} = 0.8475 \text{ m/seg}$$

$$h_{v2} = \frac{0.7182}{19.6} = 0.03664 \text{ m}$$

$$0.2 (0.683 - 0.036) = 0.1294 \text{ m}$$

$$d_3 + h_{v2} + 0.2 (h_{v1} - h_{v2}) = 2.02 + 0.03664 + 0.1294 = 2.186$$

$$\underline{2.183 \approx 2.186}$$

Calcularemos la pendiente en el canal para asegurar el tirante de $d_2 = 2.02 \text{ m}$

$$P_2 = b + 2d \sqrt{1 + m^2} = 6 + 2 \times 2.02 \times 1.4142 = 6 + 5.713 = 11.713$$

$$R = \frac{A_2}{P_2} = \frac{16.2}{11.713} = 1.383 \text{ m} \quad R^{2/3} = 1.241$$

$$S = \frac{v n}{R^{2/3}} = \left(\frac{0.8475 \times 0.035}{1.241} \right)^2 \cdot (0.0239)^2 = 0.00057$$

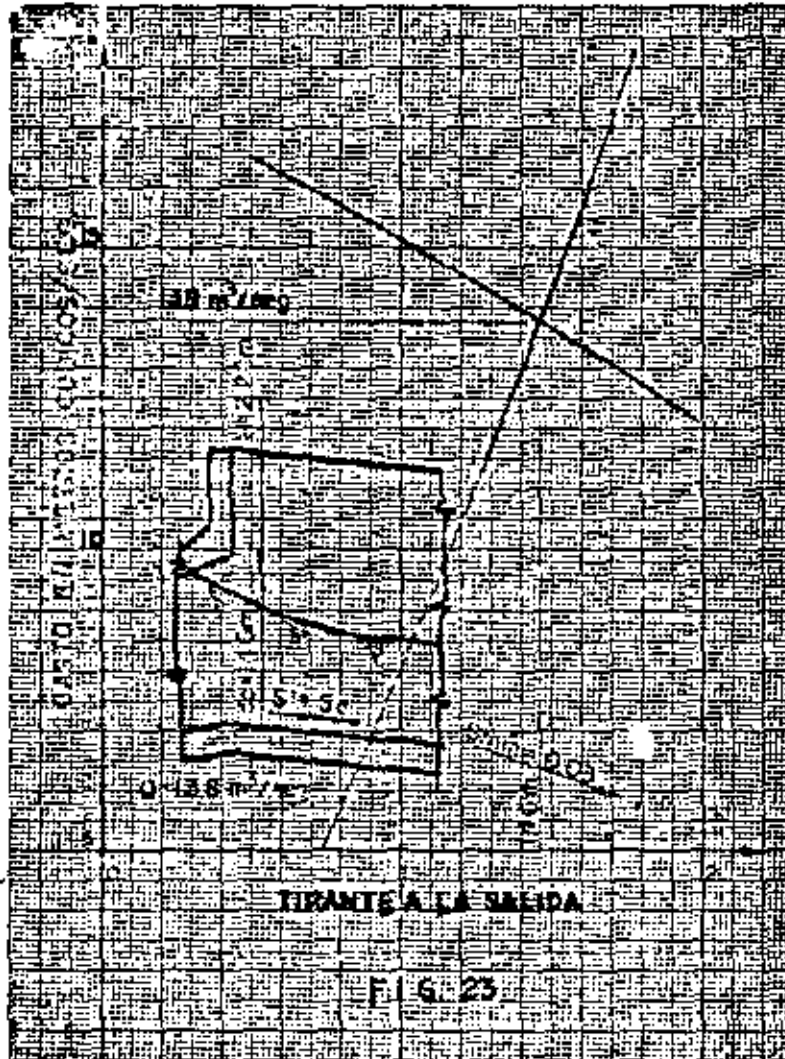
Si la salida del vertedor de sifón, estuviera con una pendiente igual o mayor que la crítica se tendría un ausente de gasto.

Se traza la curva siguiente dando valores a los gastos de salida y encontrando el tirante crítico. $d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g}}$ y la otra suponiendo el tirante de salida y encontrando el gasto $V = \sqrt{\frac{H \times 2g}{K_L}}$; $Q = A \cdot V$.

El punto de intersección de las dos curvas nos fijará el gas

to y el tirante de salida del agua.

Se dibujan las dos curvas en la figura 23, en donde las abscisas nos representan los tirantes en la salida y las ordenadas los gastos.



Para dar por bueno el valor del gasto es necesario ver si - el agua circula por la garganta del vertedor de sifón, para esto aplicamos la ecuación de D. Bernoulli.

$$h_A + \frac{v_A^2}{2g} + \frac{P_A}{\gamma} = h_g + \frac{v_g^2}{2g} + \frac{P_g}{\gamma} + \sum h_{A-g}$$

El plano de comparación pasa por A.

$$\frac{P_A}{\gamma} = h_g + \frac{v_g^2}{2g} + \frac{P_g}{\gamma} + \sum h_{A-g} \quad (\text{ver figura 24})$$

La carga de velocidad en la garganta es:

$$\frac{v_g^2}{2g} = \frac{4.068^2}{19.6} = \frac{16.5486}{19.6} = 0.844 \text{ m}$$

Sustituyendo valores:

$$\frac{P_A}{\gamma} = 0.675 + 0.844 + \frac{P_g}{\gamma} + 0.287 \text{ m}$$

$$\text{Las pérdidas son: } 0.06 \frac{v_g^2}{2g} + 0.24 \frac{v_g^2}{2g} + 0.017 \frac{v_g^2}{2g} +$$

$$0.01324 \frac{v_g^2}{2g} = 0.34 \frac{v_g^2}{2g} = 0.34 \times 0.844 = 0.287 \text{ m}$$

$$\frac{P_A}{\gamma} = 1.806 + \frac{P_g}{\gamma} \text{ por lo tanto } \frac{P_g}{\gamma} = \frac{P_A}{\gamma} - 1.806$$

P_A = Presión atmosférica del lugar.

Se tendrán casos en que se conozca la presión atmosférica, puede ser que se tenga la altitud del lugar; para este caso se aplicó la fórmula aproximada:

$$\log B = \log 760 - \frac{Z}{18400}$$

en la que:

Z = Altitud del lugar.

B = Presión atmosférica en milímetros de altura de Mercurio o la representación gráfica que aparece en la figura 25.

Se puede tener el caso en que no se tengan datos para esto, se puede tomar la presión atmosférica de algún sitio cercano a la localización.

en donde:

h' = Altura de la sección entre 2

α = Angulo del cambio de dirección

ζ = Coeficiente cuyo valor para conductos de sección rectangular es:

$$\zeta = 0.124 + 3.009 (h/R)^{3.5}$$

(véase figura 22)

Existen varios cambios de dirección que hemos denominado como α , β , δ , θ , (véase fig. 21); encontraremos los valores de los coeficientes de pérdidas (K_{CD}) para cada uno de estos ángulos.

Entrando con el argumento $\frac{h'}{R}$ en la gráfica respectiva encontramos el valor de Zera (ζ)

$$\alpha = 66^\circ 45'$$

$$\frac{h'}{R} = \frac{1.32}{1.20} = 1.1 \quad \zeta = 0.72 \frac{\alpha}{90} = \frac{66.75}{90} = 0.741$$

$$K_{CD} = 0.72 \times 0.741 = 0.533 \quad h = 0.533 \frac{V_m^2}{2g}$$

$$\text{Pero } V_m = 0.756 V_g$$

$$\frac{V_m^2}{2g} = \frac{0.756^2}{2g} \frac{V_g^2}{2g} = 0.5715 \frac{V_g^2}{2g}$$

$$h_{\alpha} = \frac{0.533 \times 0.5715}{K_{CD}} \frac{V_g^2}{2g} = 0.304 \frac{V_g^2}{2g}$$

$$\beta = 67^\circ 35' 51.2''$$

$$\frac{h}{R} = \frac{0.675}{1.425} = 0.4736 ; \quad \zeta = 0.36 ; \quad \frac{\beta}{90} = \frac{67.592}{90} = 0.750$$

$$K_{CD} = 0.36 \times 0.75 = 0.27$$

$$h_{\beta} = 0.27 \frac{V_g^2}{2g}$$

$$\delta = 90^\circ$$

$$\frac{h}{R} = 0.4736 ; \quad \zeta = 0.36 ; \quad \frac{\delta}{90} = \frac{90}{90} = 1 \quad K_{CD} = 0.36$$

$$h_{\delta} = 0.36 \frac{V_g^2}{2g}$$

$$\theta = 135^\circ$$

$$\frac{h}{R} = 0.4730; \quad \frac{C}{R} = 0.30; \quad \frac{d}{90} = \frac{135}{90} = 1.5$$

$$K_{co} = 0.30 \times 1.5 = 0.54$$

$$h_{co} = 0.54 \frac{V_0^2}{2g}$$

$$\theta = 69^\circ 09' 27.5''$$

$$\frac{h}{R} = \frac{67.5}{403.8} = 0.1671; \quad \frac{C}{R} = 0.11; \quad \frac{\theta}{90} = \frac{69.157}{90} = 0.768$$

$$K_{co} = 0.11 \times 0.768 = 0.0998 = 0.10$$

$$h_{co} = 0.1 \frac{V_0^2}{2g}$$

$$\sum K_{co} = (0.304 + 0.27 + 0.36 + 0.54 + 0.1) = 1.574$$

$$\sum h = 1.574 \frac{V_0^2}{2g}$$

SALIDA. La pérdida de carga a la salida se puede valorar con la fórmula de Borda.

$$h = \frac{|V_1 - V_2|^2}{2g}$$

que para el caso presente se obligó a que fuera igual a cero, ya que el funcionamiento hidráulico aguas abajo se diseñó para que precisamente se cumpliera.

$$V_1 = V_2$$

TRANSICION EN LA SALIDA.

Se valdan de la manra siguiente:

Transición con salida divergente:

$$h = 0.2 \left(\frac{V_0^2}{2g} - \frac{V_s^2}{2g} \right)$$

Transición con salida convergente.

$$h = 0.1 \left(\frac{V_s^2}{2g} - \frac{V_0^2}{2g} \right)$$

En nuestro caso no las hay

CARGA DE VELOCIDAD.

$$h_v = \frac{V_s^2}{2g} = \left(\frac{4.7}{1.5} \right)^2 \frac{V_v^2}{2g} = \left(\frac{2.5 \times 1.35}{2.5 \times 1.5} \right)^2 \frac{V_v^2}{2g}$$

$$h_v = \left(\frac{3.375}{3.75} \right)^2 \frac{V_v^2}{2g} = 0.81 \frac{V_v^2}{2g}$$

Con anterioridad se aplicó el Teorema de Bernoulli entre la entrada y salida y se obtuvo que: (véase fig. 17)

$$H = \sum H_e - s + \frac{V_s^2}{2g} - \frac{V_e^2}{2g}$$

$$\frac{V_s^2}{2g} - \frac{V_e^2}{2g} = \frac{0.81 V_v^2}{2g} - 0.26 \frac{V_v^2}{2g} = 0.55 \frac{V_v^2}{2g}$$

$$H = K_e \frac{V_v^2}{2g} + K_{cs} \frac{V_v^2}{2g} + K_f \frac{V_v^2}{2g} + K_{cd} \frac{V_v^2}{2g} + 0.55 \frac{V_v^2}{2g}$$

$$H = \frac{V_v^2}{2g} (K_e + K_{cs} + K_f + K_{cd} + 0.55)$$

$$H = \frac{V_v^2}{2g} (0.06 + 0.24 + 0.017 + 0.211 + 1.574 + 0.55)$$

$$H = 2.652 \frac{V_v^2}{2g}$$

Sabemos que la carga de operación H del vertedor de sifón es igual a:

$$2.24 = (3.74 - 1.50)$$

$$2.24 = 2.652 \frac{V_v^2}{2g} \quad \text{despejando a } V_v$$

$$V_v = \sqrt{\frac{2.24 \times 19.6}{2.652}} = \sqrt{16.555} = 4.068 \text{ m/seg}$$

$$Q = AV = 3.375 \times 4.068 = 13.729 \approx 13.70 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{13.73}{2.5} = 5.492 \text{ m}^3/\text{seg/m}$$

$$q = V_v \times D = 4.068 \times 1.35 = 5.492 \text{ m}^3/\text{seg/m}$$

El valor del coeficiente de gasto del vertedor de sifón es igual a:

$$Q = CA \sqrt{2gH}$$

$$\frac{Q}{A} = V = C \sqrt{2gh} \quad \text{como } V = 4.068 \text{ m/seg}$$

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{4.068^2}{19.6} = \frac{16.5486}{19.6} = 0.844 \text{ m}$$

Suponiendo que la altitud del sitio donde se encontrara localizada la estructura fuera de 600 m.n.m.m.

$$\log. B = \log. 760 - \frac{Z}{18400} = 2.880814 - \frac{600}{18400} = 2.848206$$

Antilog. 2.848206 = 705.018 mm de Hg. (véase figura No. 25)

$$\text{Presión atmosférica} = 13600 \times 0.705 = 9588 \text{ kg/m}^2 =$$

$$0.9588 \text{ kg/cm}^2 = 9.588 \text{ m de columna de agua.}$$

La presión de vapor se encuentra dada en las curvas que aparecen en la figura N° 26.

$$\frac{P_g}{\gamma} = \frac{P_A}{\gamma} - 1.806 = 9.588 - 1.806 = 7.782 \text{ m} > 2\text{m (véase fig. 24).}$$

Para una temperatura de 60°C la presión de vapor es de 0.2 kg/cm² 62 m de columna de agua (véase figura N° 26).

$$\begin{aligned} \text{Presión absoluta en la cima de la garganta} &= 7.782 - \frac{132}{2} = \\ &= 7.107 \text{ m} \end{aligned}$$

Se procurará que la presión en la garganta tenga como mínimo la presión de vapor para que no se produzca el fenómeno de cavitación y a la vez no se interrumpa la acción de sifón.

Con anterioridad se dijo que el gasto está limitado por la fórmula de corriente en vértice. (Ec. 8).

$$Q = 4.4272 \times B \times E_c \times \sqrt{0.7 P_{at}} \quad \log e = \frac{E_g}{E_c}$$

$$Q = 4.4272 \times 2.5 \times 0.75 \sqrt{0.7 \times 9.588} \quad \log e = \frac{2.10}{0.75}$$

$$Q = 8.301 \sqrt{6.7116} \quad \log e = 2.8$$

$$\log. e = 2.3026 \log 10; \log. e = 2.3026 \times \log 2.8$$

$$\log. e = 2.3026 \times 0.447158 = 1.0296$$

$$Q = 8.301 \times 2.5906 \times 1.0296 = 22.14 \text{ m}^3/\text{seg} > 13.73 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Con los anteriores resultados se justifica que el funcionamiento hidráulico del vertedor de sifón es correcto. (Véase Fig. 24).

El desagüe de excedencias se procura construirlo junto al dg

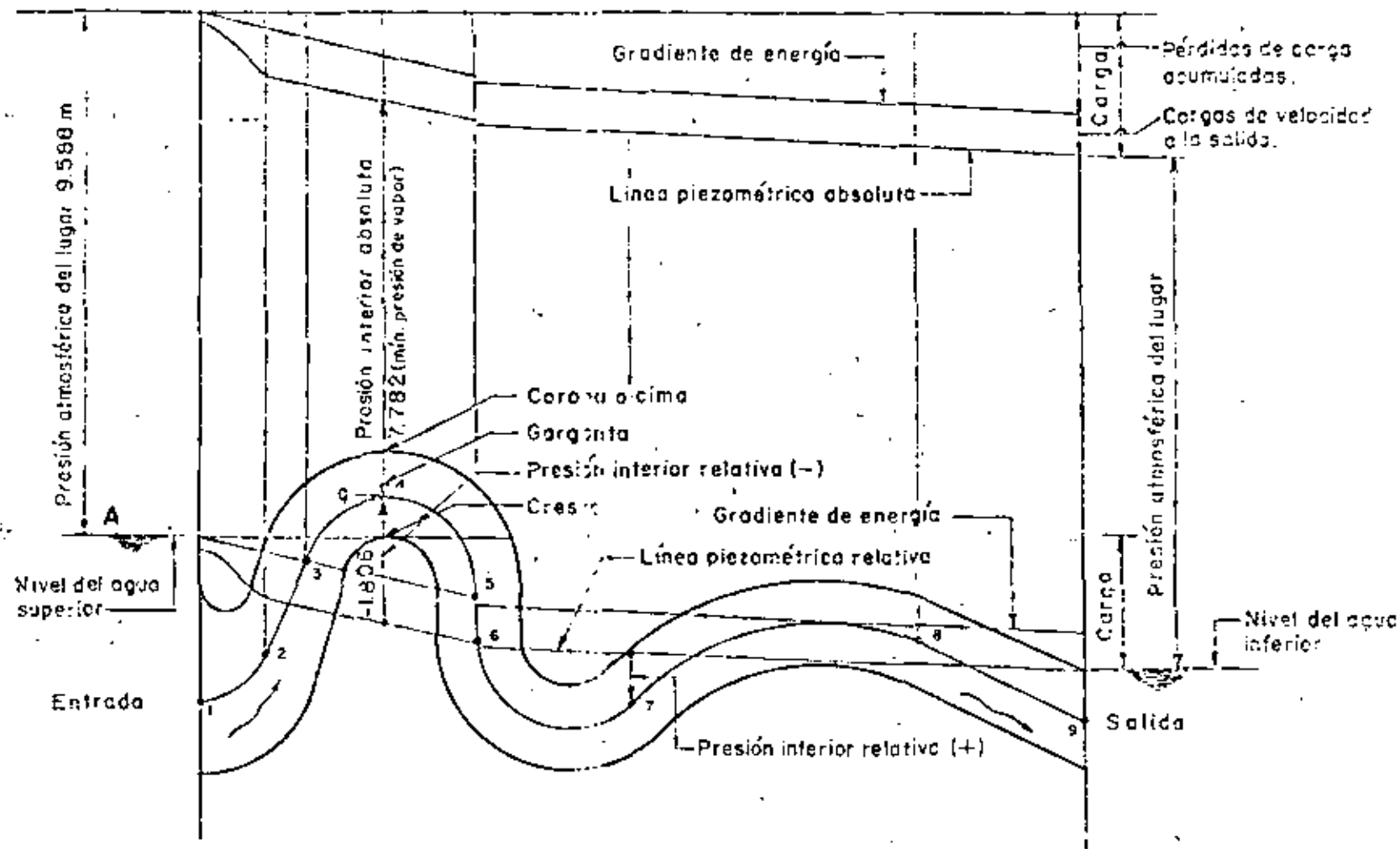


FIG. 24.- FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO EN EL VERTEDOR DE SIFON.

salida total para reducir su costo, así se ve localizado junto a un desagüe total con compuertas radiales.

También se localizan con compuertas deslizantes, estos dispositivos se los conoce con el nombre de desagües de fondo. Véase planos 2104-C-1146 y 1272.

INTERRUPCIÓN DE LA ACCIÓN SIFÓNICA.

Hasta aquí, la atención ha sido puesta en el cebado y en el funcionamiento hidráulico. Veamos ahora, la forma de interrumpir la acción sifónica.

A menos que se haga una disposición adecuada, los sifones continuarían su operación hasta que el nivel del agua bajara lo suficiente para descubrir el labio superior; el arreglo ideal, sería aquel que suspendiera la acción tan pronto como el agua alcanzara el nivel deseado, esto es muy conveniente obtenerlo por admisión de aire en la curva superior y en cantidad suficiente para destruir el vacío parcial. En los sifones primitivos, esto se lograba poniendo el labio superior a nivel de la cresta, pero cuando este labio se encuentra a un nivel más bajo, es necesario poner tubo de ventilación colocado en la cima de la garganta con el extremo de la entrada colocado al nivel de superficie normal del agua, o ligeramente abajo cuando se encuentre éste próximo a la entrada.

$$\text{Área mínima de ventilación} = \text{Área de la garganta}/24$$

$$\text{Área mínima de ventilación} = \frac{2.5 \times 1.35}{24} = \frac{3.375}{24} = 0.1406 \text{ m}^2$$

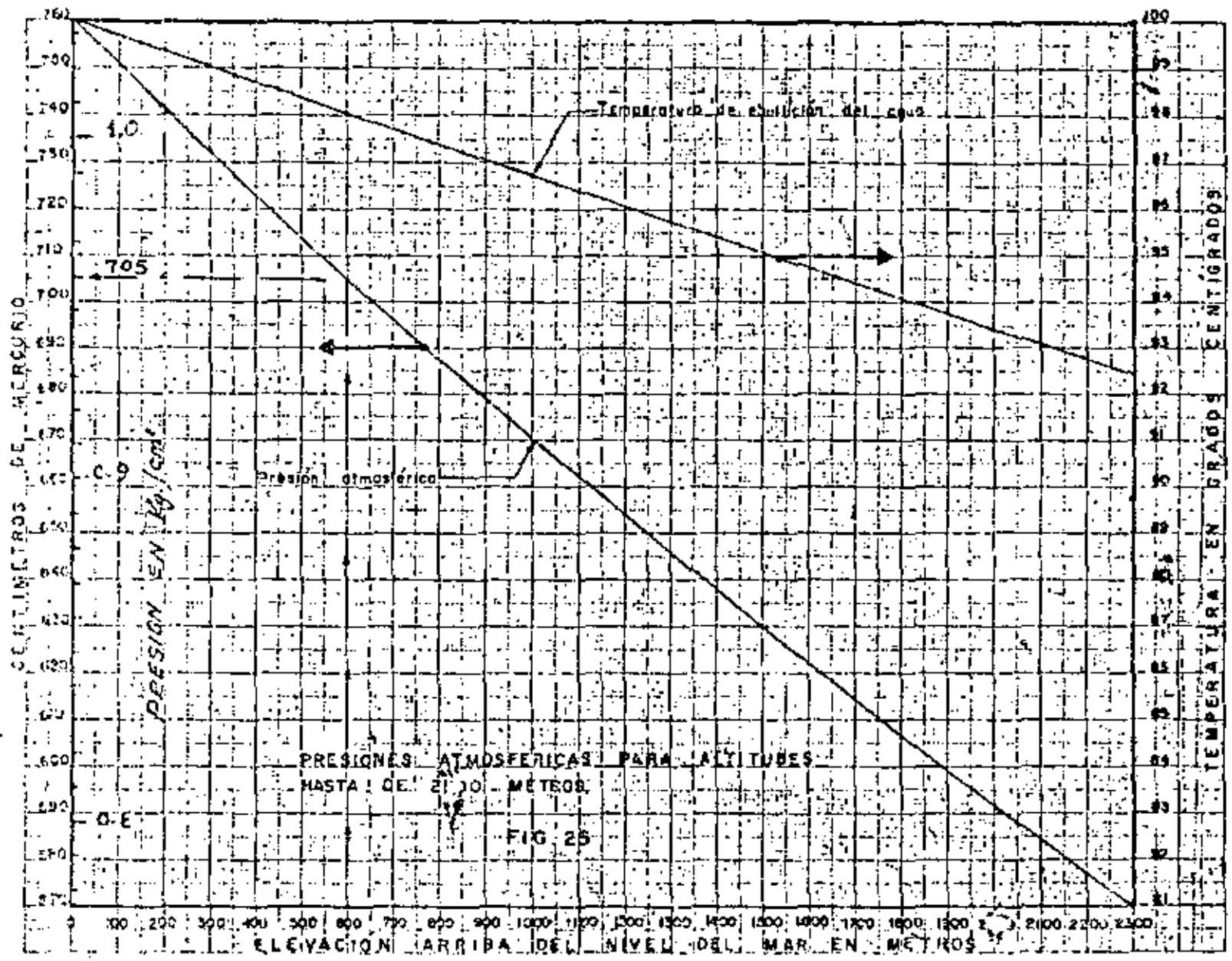
$$A_v = 1406 \text{ cm}^2$$

Se tomará un diámetro superior al próximo calculado.

Tubo de ventilación de 20" ϕ con espesor de 1/4"

CARACTERÍSTICAS DE LA TUBERÍA DE ACERO SOLDADA POR RESISTENCIA ELÉCTRICA.

DIAMETRO Pu	EXT. cm	ESPESOR		ÁREA INT. cm ²
		Pu	cm	
14	35.56	1/4	0.635	923.47
16	40.64	1/4	0.635	1217.36
18	45.72	1/4	0.635	1551.79
20	50.80	1/4	0.635	1926.70
22	55.88	5/16	0.794	2315.75
24	60.96	5/16	0.794	2769.30



Es conveniente situar la toma de aire, lo suficientemente lejos de la entrada de los sifones, para no tener perturbaciones producidas por el abatimiento del agua en la entrada.

CALCULO ESTRUCTURAL. Consiste en el análisis de la estructura en sus secciones críticas, considerándolo como un marco rígido.

3. DESAGÜES TOTALES.

El desagüe total tiene por objeto, poder descargar todo el caudal del canal en un momento dado. Esta necesidad puede ser obligada por alguna de las razones siguientes:

Por un desperfecto en alguna de las estructuras del canal que debe ser reparada, teniendo en seco el canal de la parte averiada. Por consiguiente, el desagüe debe estar localizado aguas arriba de dichas estructuras, que pueden ser puentes canal, sifones invertidos, etc.

También deberán colocarse desagües totales, aguas arriba de los lugares en que se teme pueda haber deslaves que obstruyan por completo el canal, o en los que se teme la destrucción de los bordos.

Otra razón que obliga a la colocación de desagüe total, es la de poder extraer los sedimentos que se depositen en el canal cuando éste los lleva.

La capacidad para la cual debe diseñarse la estructura, es el gasto total, incluyendo las excedencias si las lleva (vea planos 2104-C-1272 y 2104-C-1146) o no se proyecta desagüe especial para ellas, o simplemente para el gasto normal si no se esperan excedencias (véase plano 807-C-355).

Se procura localizar a los desagües cerca de un dren para aprovecharlo como canal de descarga.

EJEMPLO NUMERICO.

Excepto condiciones especiales, la única variación que se puede presentar en un desagüe total, es en el tipo de compuerta.

Para el diseño de este desagüe que nos servirá de ejemplo,

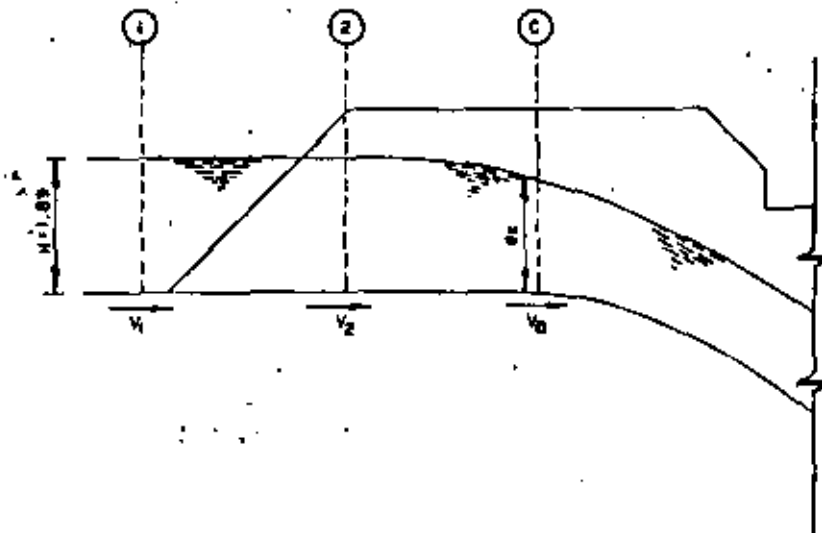
se eligió el tipo de compuerta radial, teniendo en cuenta las ventajas que presenta, como son: menor esfuerzo con el mecanismo elevador; menor ancho en el canal, pues de hacerse con compuertas de deslizamiento, se tendría que colocar una pila intermedia para disminuir el ancho de aquellas y colocar una pantalla que aumentaría el costo de la obra. Además de las ventajas ya enumeradas y por la experiencia que en el Departamento de Canales existe, se ha encontrado una mayor eficiencia en el funcionamiento de las compuertas radiales para este tipo de estructuras.

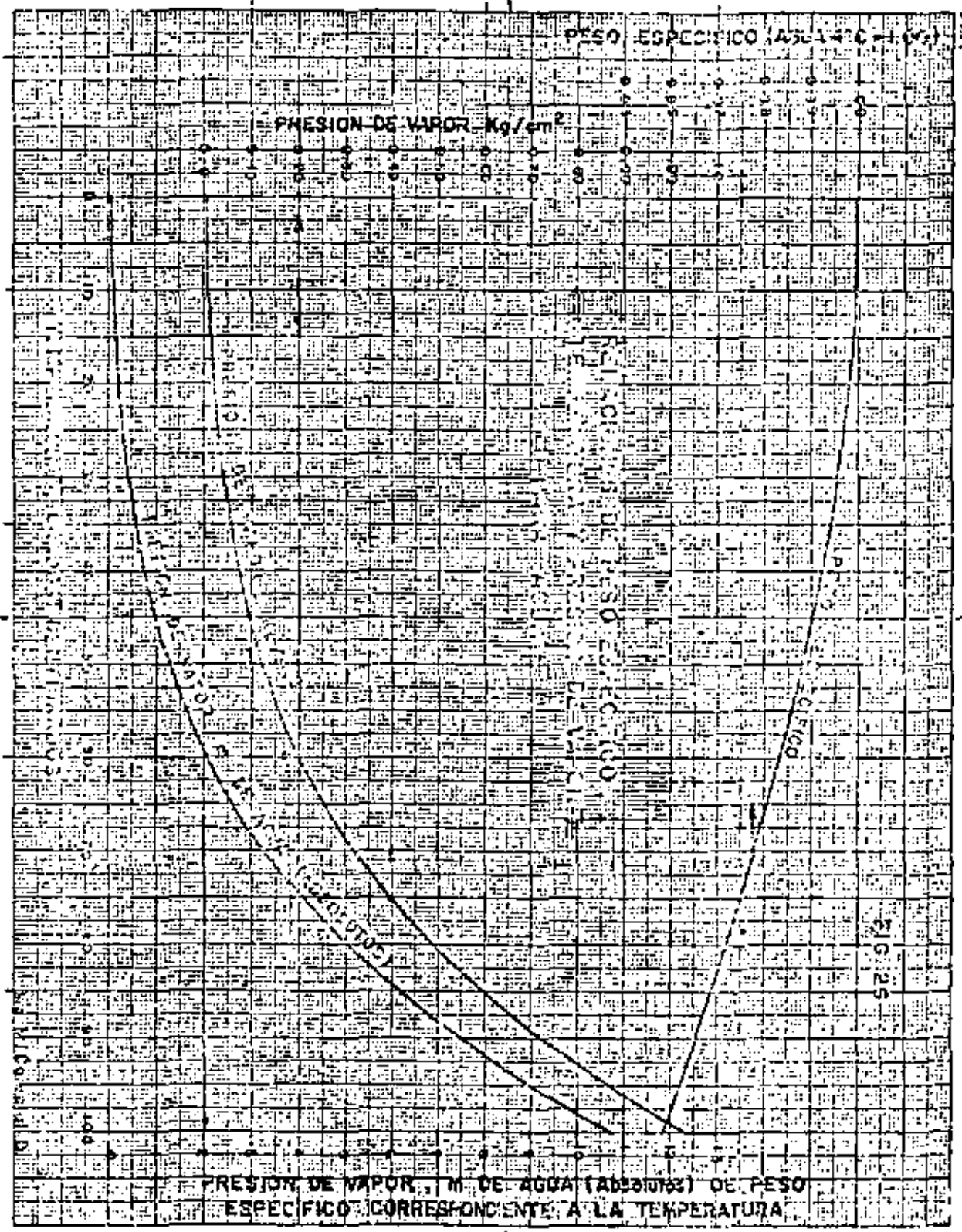
CALCULO HIDRAULICO.

Se cuentan con los datos hidráulicos del canal principal y el de desagüe (véase plano 807-C-355).

CALCULO DEL ANCHO NECESARIO PARA DESAGUAR LOS 8.37 m³/seg.

Como después de la sección "C", se tendrá una pendiente mayor que la crítica, se producirá en ella el tirante crítico, esto es, se tendrá una sección de control.





De acuerdo con el teorema de Bernoulli, de la conservación de energía, y tomando como plano de comparación el que pasa por la plantilla del canal, podemos escribir:

$$H + \frac{v_1^2}{2g} = dc + \frac{V_c^2}{2g} + hf + K \frac{(v_2^2 - v_1^2)}{2g}$$

en la que:

H = tirante normal del canal

$\frac{v_1^2}{2g}$ = carga de velocidad en la sección 1, que vale cero porque la velocidad es nula.

hf = pérdida de carga por fricción que supondremos igual a 0.03 m

dc = tirante crítico en la sección de control

$K \frac{(v_2^2 - v_1^2)}{2g}$ = pérdida de carga por transición de la sección (1) a la sección (2).

El tirante en la sección (2), lo podemos considerar prácticamente igual a H .

Suponiendo un ancho $B = 2.00$ m se tendrá que la sección

$$v_2 = \frac{Q}{B \times 2} = \frac{8.37}{3.78} = 2.214 \text{ m/seg}$$

y teniendo en cuenta que $\frac{V_c^2}{2g} = \frac{dc}{2}$

para canales rectangulares, resulta:

$$1.89 = 1.5 dc + 0.034 + 0.1 \frac{2.214^2}{19.6}$$

$$1.89 = 1.5 dc + 0.034 + 0.025$$

y por consiguiente:

$$dc = \frac{1.89 - 0.059}{1.5} = \frac{1.831}{1.5} = 1.22 \text{ m}$$

$$\text{pero } V_c = \sqrt{gdc} = \sqrt{9.8 \times 1.22} = \sqrt{11.956} = 3.45 \text{ m/seg}$$

$$\text{entonces } Ac = \frac{Q}{V_c} = \frac{8.37}{3.46} = 2.419 \text{ m}^2$$

$$\text{y por lo tanto } B = \frac{Ac}{dc} = \frac{2.419}{1.22} = 1.982 \text{ m}$$

Se aceptará un ancho de 2.00 m con el que se podría desear un gasto

$$Q = 2 \times 1.22 \times 3.46 = 8.44 \text{ m}^3/\text{seg}$$

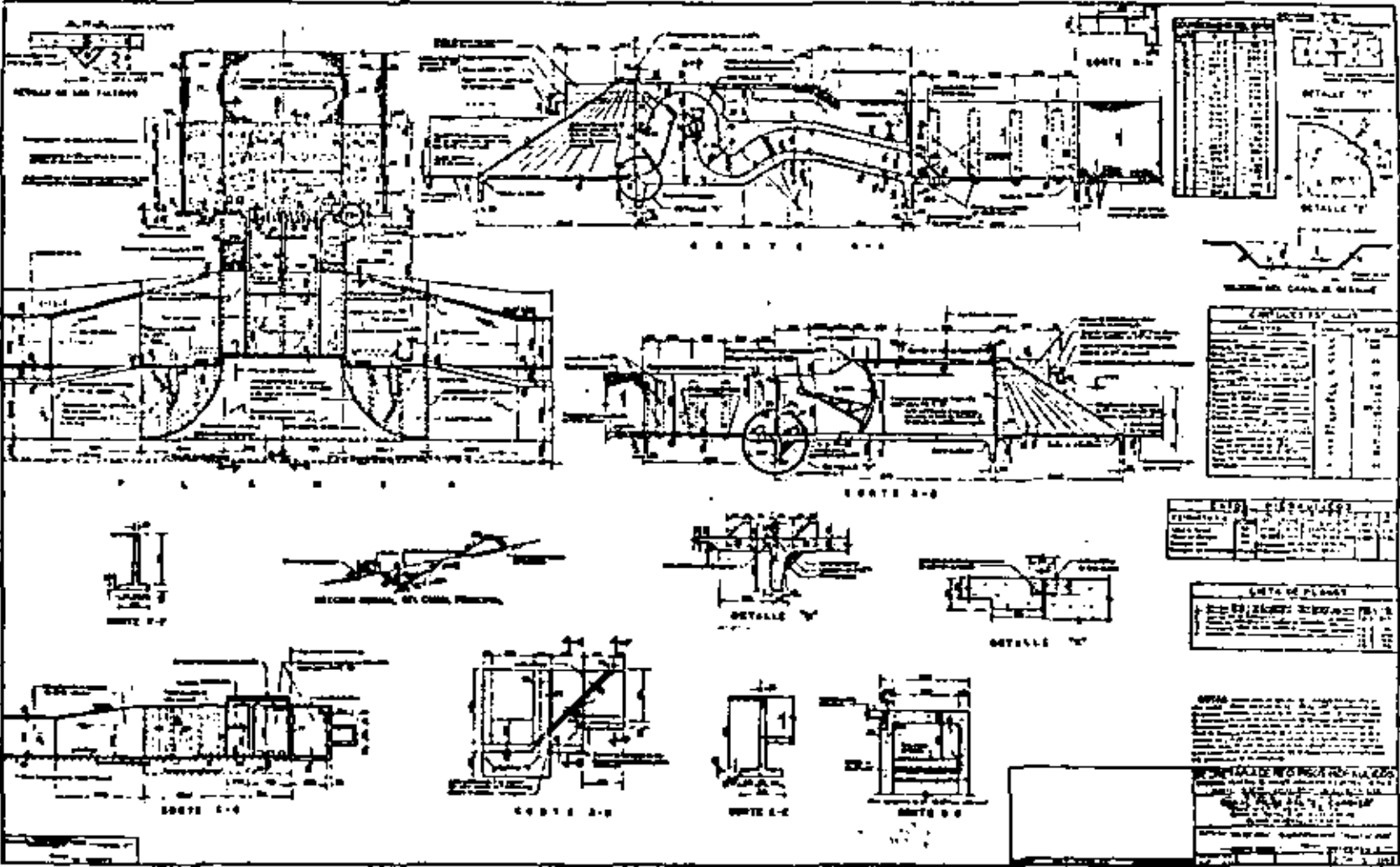
Con el ancho de 2.00 m y desaguando los 8.37 m³/seg se tendrá un abatimiento de la superficie del agua y se producirá un nuevo tirante crítico menor. Este cálculo se hace por medio de la siguiente tabla.

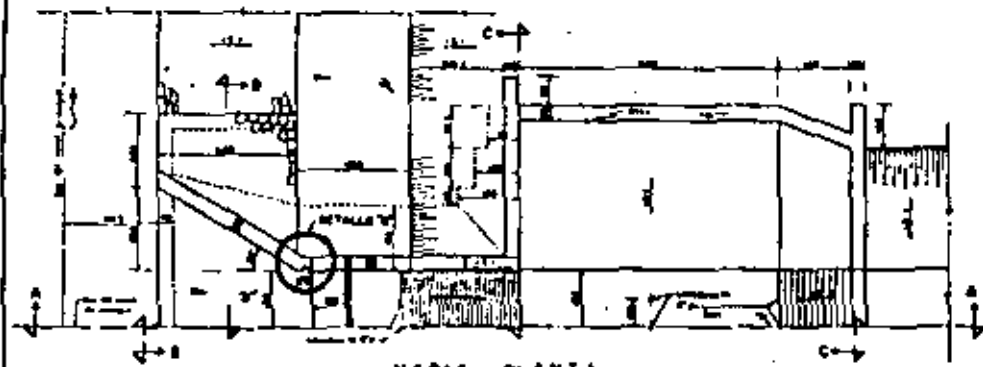
1	2	3	4	5	6
H SUP.	AREA=2H	$\frac{V_1 \cdot Q}{A}$	$\frac{V_2^2}{2g}$	0.11(4)	0.034+(5)
1.88	3.76	2.226	0.253	0.0253	0.0593

7	8	9	10	11	12
(1)-(8)	$dc=(7)-1.5$	$dc \cdot g$	$V_c = \sqrt{g}$	$A_c = 2 \cdot dc$	$Q = A_c \cdot V_c$
1.8207	1.214	11.897	3.449	2.428	8.374

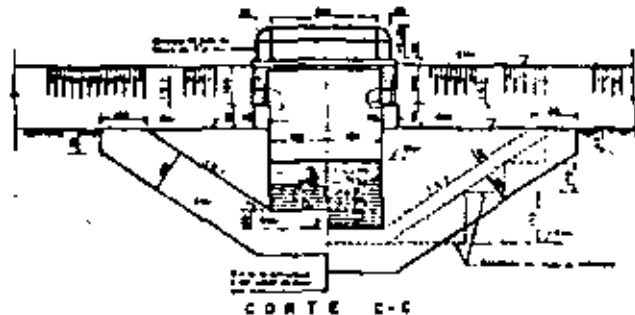
Una vez teniendo el tirante al comienzo de la caída, se procede al cálculo hidráulico de la misma (véase capítulo correspondiente a caídas).

95





MEDIA PLANTA



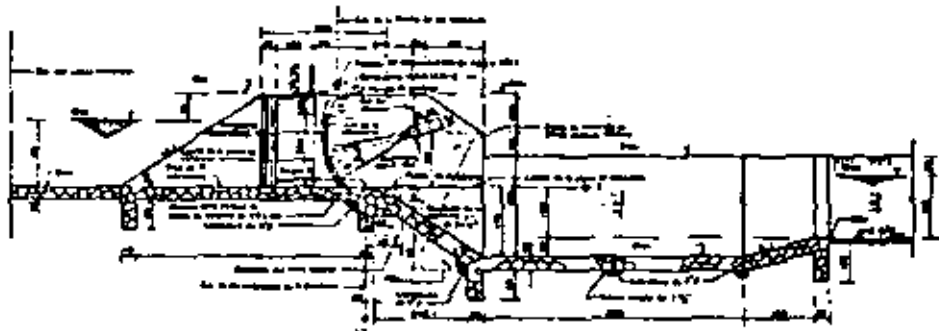
CORTE C-C

COORDENADAS DE LA PERABOLA

ABSCISA	ORDENADA
0.00	10.00
1.00	9.90
2.00	9.60
3.00	9.00
4.00	8.00
5.00	6.50
6.00	4.50
7.00	2.00
8.00	0.00

DATOS HIDRAULICOS

SECCION	PRINCIPAL
1.00	1.00
2.00	2.00
3.00	3.00
4.00	4.00
5.00	5.00
6.00	6.00
7.00	7.00
8.00	8.00
9.00	9.00
10.00	10.00



CORTE A-A

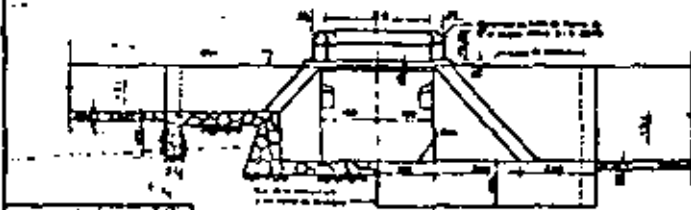


DETALLE V

CANTIDADES ESTIMADAS

CONCRETO	ACERO
1.00	1.00
2.00	2.00
3.00	3.00
4.00	4.00
5.00	5.00
6.00	6.00
7.00	7.00
8.00	8.00
9.00	9.00
10.00	10.00

NOTAS: 1. Las cantidades estimadas de concreto y acero son para el proyecto de obra y no para el presupuesto. 2. Las cantidades estimadas de concreto y acero son para el proyecto de obra y no para el presupuesto. 3. Las cantidades estimadas de concreto y acero son para el proyecto de obra y no para el presupuesto.



CORTE B-B



LOSA DE MANOBRAS

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS	
CASA PRINCIPAL, No. 5 - 526 00	
MEXICO, D.F.	
BOLETIN	847-354



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

V CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

MATERIA: HIDRAULICA
TEMA: HIDRAULICA APLICADA
PRESAS DE DERIVACION

PROF. ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

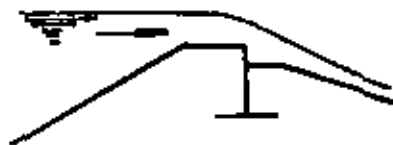
AGOSTO 1982

V CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

MATERIA: HIDRAULICA

T E M A: HIDRAULICA APLICADA

PRESAS DE DERIVACION



PRESAS DE
DERIVACION

PROF: ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

AGOSTO, 1982

I. PRESAS DERIVADORAS.

1. GENERALIDADES.

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

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

PRESAS DERIVADORAS.

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

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

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

2. SISTEMAS DE DERIVACION.

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

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

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

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

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

b) Presa de almacenamiento y canal -- principal o

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

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

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

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

La solución se aconseja realizar de la siguiente manera:

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

nos regables.

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

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

3) ESTRUCTURAS QUE LAS INTEGRAN.

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

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

La cortina es una estructura que se construye en el curso del río para impedir el paso del agua y así poder almacenarla en un embalse. Este tipo de estructura es la más sencilla y económica de construir y su costo depende de la longitud y del tipo de material que se emplee.

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

- Con respecto a su planta:
 - curva: vertedera y aliviadero
 - recta: por encima de la cortina.
- Referente a las líneas de corriente:
 - normal: cuando el agua fluye directamente hacia abajo.
 - esviado: cuando el agua es desviada hacia los lados.
- Por lo que toca al flujo de las avenidas:
 - Vertedera
 - No vertedera

Atendiendo a la carga sobre la cresta:

- controlada
- sin control

Teniendo en cuenta el terreno de cimentación:

- Roca: cuando el terreno es firme.
- Materiales de acarreo: cuando el terreno es blando.

En cuanto a los materiales empleados:

- Mampostería
- Enrocamiento: cuando se emplea piedra.
- Madera: cuando se emplea troncos.
- Con una disposición en planta curva: cuando la cortina sigue una curva.

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

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

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

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

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

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

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

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

En general se presentan dos casos típicos de cimentación:

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

Segundo caso: Que se encuentre cubierta la roca del lecho

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

Para su estudio, se consideraran las siguientes partes:

- Entrada
- Conducción
- Salida

Entrada.

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

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

Conducción.

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

Salida.

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

c) ESTRUCTURA DE LIMPIA

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

del río por una capa potente de relleno aluvial.

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

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

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

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

b) OBRA DE TOMA

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

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

pequeños límites cuando las variaciones en el río son pequeñas.

Las partes de que consta son:

Canal de entrada
Estructura de limpia propiamente dicha
Canal de salida

Canal de entrada.

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

Estructura de limpia propiamente dicha.

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

Canal de salida.

Concentra y define el efecto de arrastre con velocidades fuertes.

d) ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS.

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

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

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

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

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

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

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

4. DISEÑO HIDRAULICO.

En el diseño hidráulico se consideran -- los siguientes elementos:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Conclusión.

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

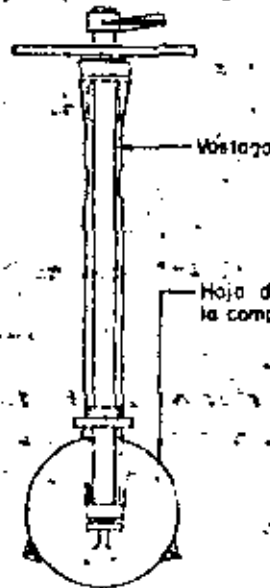
Fórmulas.

Para dimensionar los conductos de la obra de toma:

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

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

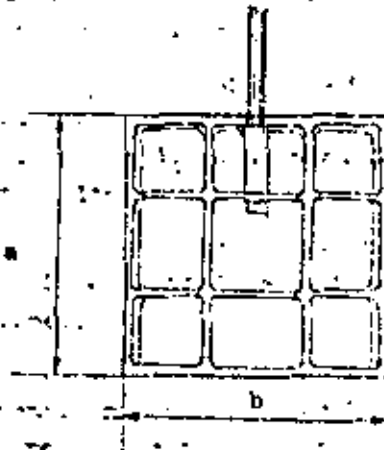
Es conveniente que las dimensiones de los conductos se ajusten a las dimensiones de compuertas tipo de la Secretaría de Recursos Hidráulicos. A continuación se detallan:



COMPUERTAS CIRCULARES PARA DIÁMETROS DE:

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

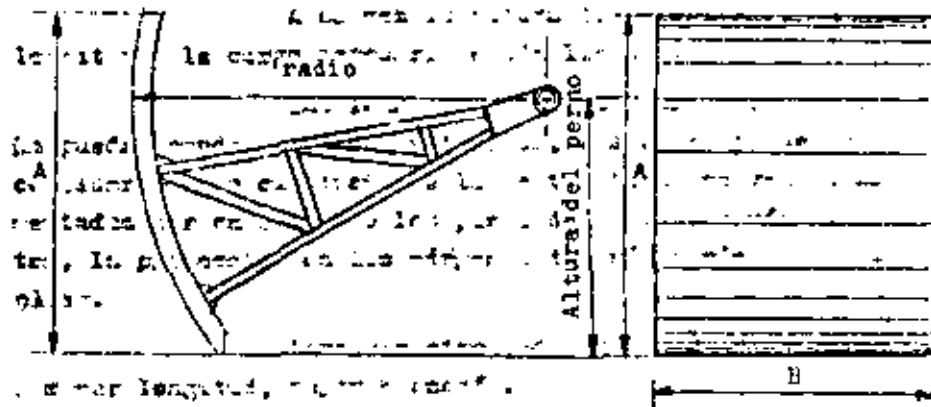
COMPUERTAS DESLIZANTES



COMPUERTAS DESLIZANTES

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

El tipo de compuerta se elige de acuerdo a las condiciones de trabajo y a las características de los materiales que se emplean. En general, se prefieren las compuertas de tipo plano, ya que son más sencillas de construir y de operar. Sin embargo, en algunos casos, como en las compuertas de grandes dimensiones, se emplean compuertas de tipo arco, ya que permiten una mayor resistencia y una mayor capacidad de carga.



La altura del perno se determina de acuerdo a las condiciones de trabajo y a las características de los materiales que se emplean. En general, se prefieren las compuertas de tipo plano, ya que son más sencillas de construir y de operar. Sin embargo, en algunos casos, como en las compuertas de grandes dimensiones, se emplean compuertas de tipo arco, ya que permiten una mayor resistencia y una mayor capacidad de carga.

El tipo de compuerta se elige de acuerdo a las condiciones de trabajo y a las características de los materiales que se emplean.

El tipo de compuerta se elige de acuerdo a las condiciones de trabajo y a las características de los materiales que se emplean. En general, se prefieren las compuertas de tipo plano, ya que son más sencillas de construir y de operar. Sin embargo, en algunos casos, como en las compuertas de grandes dimensiones, se emplean compuertas de tipo arco, ya que permiten una mayor resistencia y una mayor capacidad de carga.

El tipo de compuerta se elige de acuerdo a las condiciones de trabajo y a las características de los materiales que se emplean.

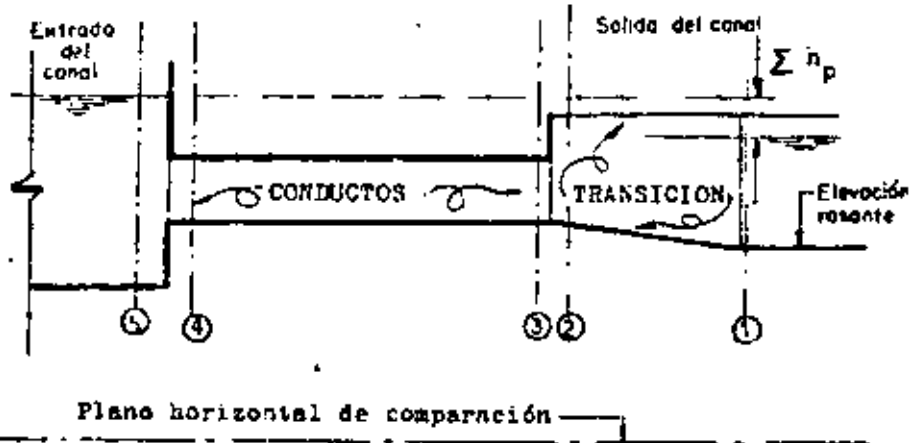
Para Compuertas

El tipo de compuerta se elige de acuerdo a las condiciones de trabajo y a las características de los materiales que se emplean.

COMPUERTAS RADIALES

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

Determinación de la altura de la cresta vertedora.



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

Por aplicaciones sucesivas de la ecuación de Bernoulli tenemos:

De la sección (1) a la sección (2)

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

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

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

De la sección ② a la sección ③

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

ya que $Z_3 = Z_2$

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

De la sección ③ a la sección ④

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

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

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

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

De la sección ④ a la sección ⑤

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

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

$$0.04 \leq k \leq 0.78$$

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

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

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

Funcionamiento como vertedor libre.

Se utiliza la siguiente fórmula:

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

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

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

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

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

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

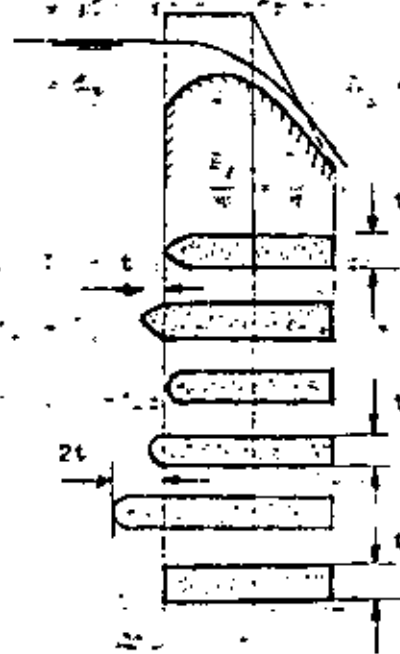
La longitud efectiva de cresta se obtiene como sigue:

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

donde:

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

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



$$K_p = 0.040$$

$$K_p = 0.030$$

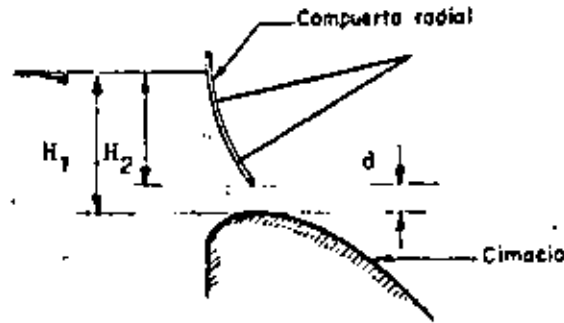
$$K_p = 0.045$$

$$K_p = 0.035$$

$$K_p = 0.025$$

$$K_p = 0.100$$

VALORES APROXIMADOS DE K_p



Utilizando la fórmula

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

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

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

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

Perfil del cimacio.

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

Utilizando la fórmula:

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

donde:

H_d = carga de diseño

x e y = coordenadas referidas a la cresta.

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

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

Para disipar la energía cinética adqui-
rida por el agua en el transcurso de la caída sobre del -
vertedor se propone un deflector, localizado al final del
cimacio, a una cota superior a la del remanso, su cons-
trucción se hará por medio de la unión de dos curvas cir-
culares tangentes; la última descargará al agua con un án-
gulo de 45°.

Siguiendo el criterio U.S.E.R. se calcu-
la el radio mínimo de las curvas entiendo con el número -
de Froude y se obtiene la relación R_{\min}/E .

E = energía específica.

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

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

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

Desagüador.

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

arrastre entre 3.00 a 6.00 m/seg.

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

5. DISEÑO ESTRUCTURAL.

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

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

1° Resistencia a las fuerzas de gravedad.

Considerando como fuerzas estáticas a:

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

Y se deben revisar:

Condición de aplastamiento.

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

$\sigma_{m\acute{a}x} \leq \sigma_{permisible}$

Condición de volteamiento.

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

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

Condición de deslizamiento.

La suma de fuerzas verticales multipli —

...debe ser igual o mayor a dos veces la suma de fuerzas horizontales.

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

2º Resistencia a las fuerzas dinámicas.

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

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

3º Impermeabilidad.

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

Recomendaciones.-

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

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

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

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

Ejemplo: Zona de Riego del Valle de Ojinaga.

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

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

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

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

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

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

Características de la Presa Derivadora "Tarahumara".

Canal Principal margen izquierda.

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

Elevación de la rasante a la salida de la toma 796.50

Canal Principal margen derecha.

$Q = 2.40 \text{ m}^3/\text{seg}$ $t = 1.1$ $S = 0.00025$

b.l. = 0.30 m $n = 0.030$

Elevación de la rasante a la salida de la toma 796.50

Obtención de los tirantes normales en el Canal Principal:

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

Tamaño de los conductos y de las compuertas.

Se seleccionan dos compuertas de

1.22 x 1.22.

Area 2 compuertas = 2.9768 m^2

Area carteles = - 0.0400 m^2

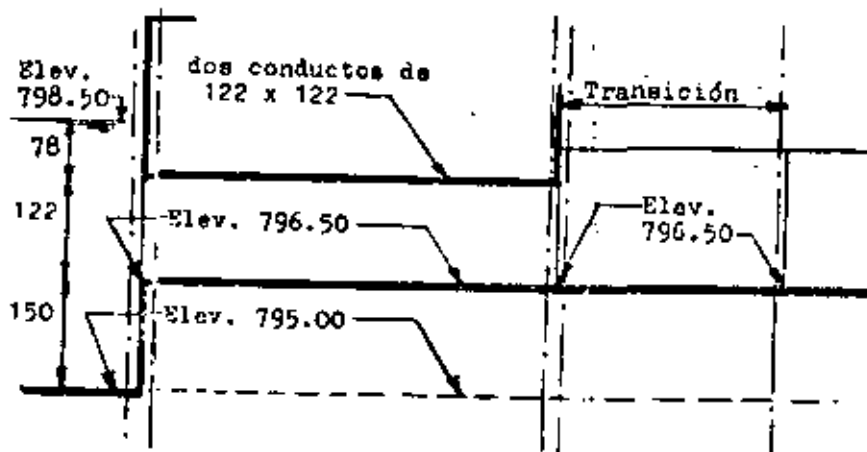
Area neta = 2.9368 m^2

Velocidad conducto M.I. = 1.19 m/seg

Velocidad conducto M.D. = 0.81 m/seg

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

Cálculo hidráulico de la obra de toma:



$d_5 = 3.426 \text{ m}$	$d_3 = 1.220 \text{ m}$	$d_1 = 1.850 \text{ m}$
$v_5 = 0.000 \text{ m/s}$	$v_3 = 1.192 \text{ m/s}$	$v_1 = 0.511 \text{ m/s}$
$h v_5 = 0.000 \text{ m}$	$h v_3 = 0.072 \text{ m}$	$h v_1 = 0.013 \text{ m}$
$\frac{P_5}{W} = 0.000 \text{ m}$	$\frac{P_3}{W} = 0.583 \text{ m}$	$\frac{P_1}{W} = 0.000 \text{ m}$
$Z_5 = 0.000 \text{ m}$	$Z_3 = 1.500 \text{ m}$	$Z_1 = 1.500 \text{ m}$

$d_4 = 1.220 \text{ m}$	$d_2 = 1.840 \text{ m}$	
$v_4 = 1.192 \text{ m/s}$	$v_2 = 0.707 \text{ m/s}$	
$h v_4 = 0.072 \text{ m}$	$h v_2 = 0.025 \text{ m}$	
$\frac{P_4}{W} = 0.620 \text{ m}$	$\frac{P_2}{W} = 0.000 \text{ m}$	
$Z_4 = 1.500 \text{ m}$	$Z_2 = 1.500 \text{ m}$	

Pérdidas por:

entrada $0.2 h v_4$ en per = 0.015 m

fricción $\left(\frac{v_3}{2.73}\right)^2 L = 0.037 \text{ m}$

salida $0.4 h v_2 = 0.010 \text{ m}$

Transición de salida

$0.2(h v_2 - h v_4) = 0.002 \text{ m}$

Total = 0.064 m

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

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

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

Carga sobre la cresta vertedora.

Datos:

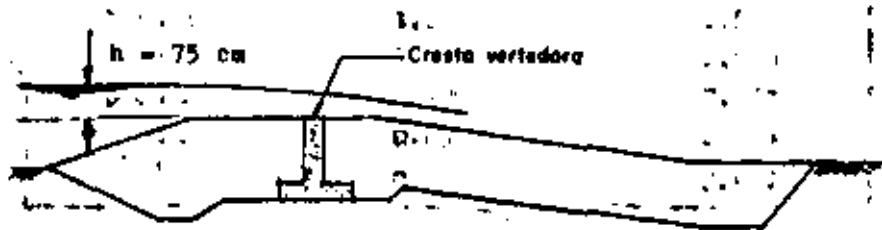
Longitud de la cresta vertedora = $L = 617.00 \text{ m}$
Avenida máxima considerada = $Q = 650.00 \text{ m}^3/\text{seg}$
Coeficiente medio de descarga = $C = 1.62$

Fórmula:

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

Solución:

Carga sobre la cresta = $H = 0.75 \text{ m}$.



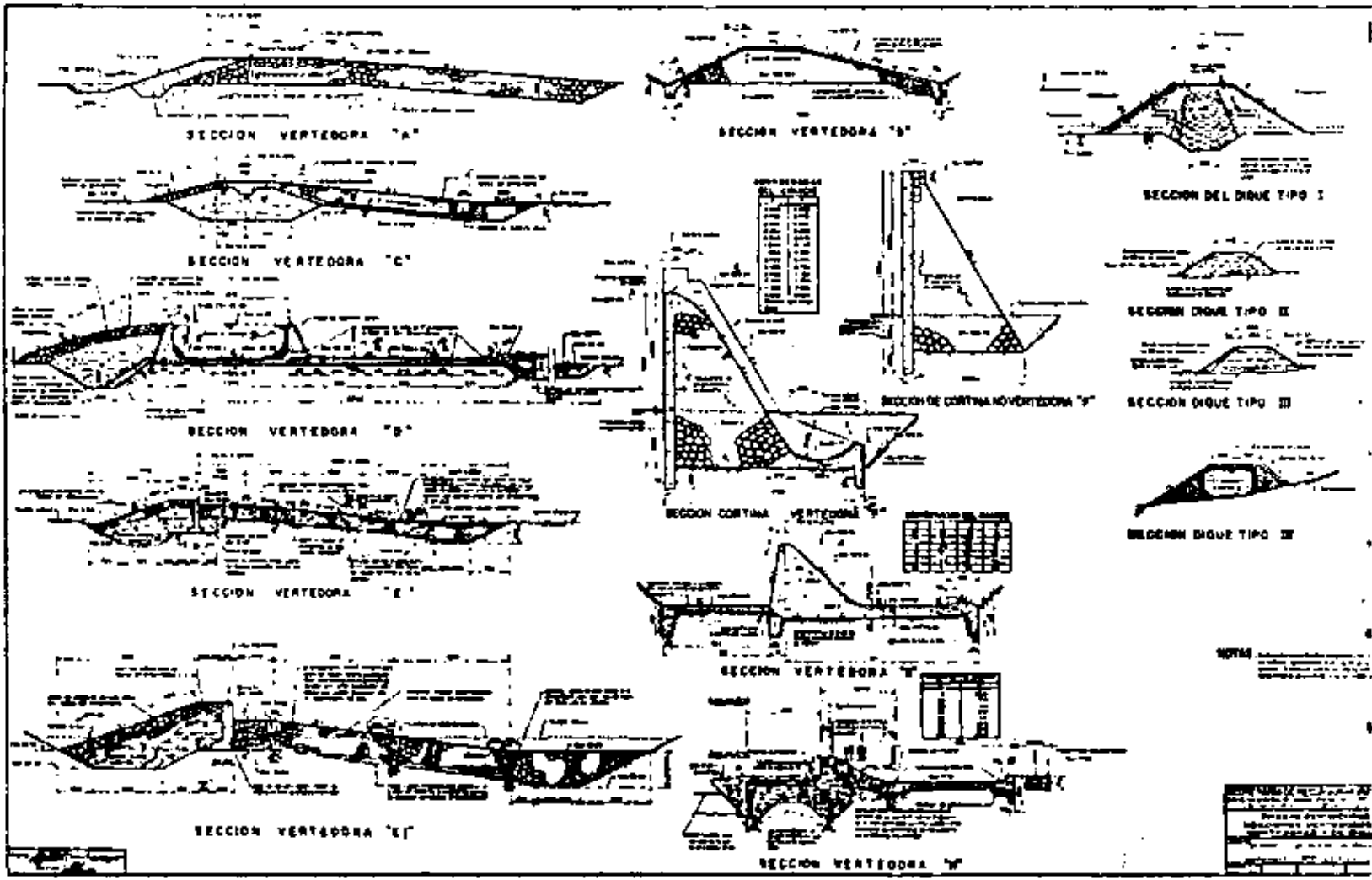
6. PLAN DE CONSTRUCCION

a. GENERALIDADES.

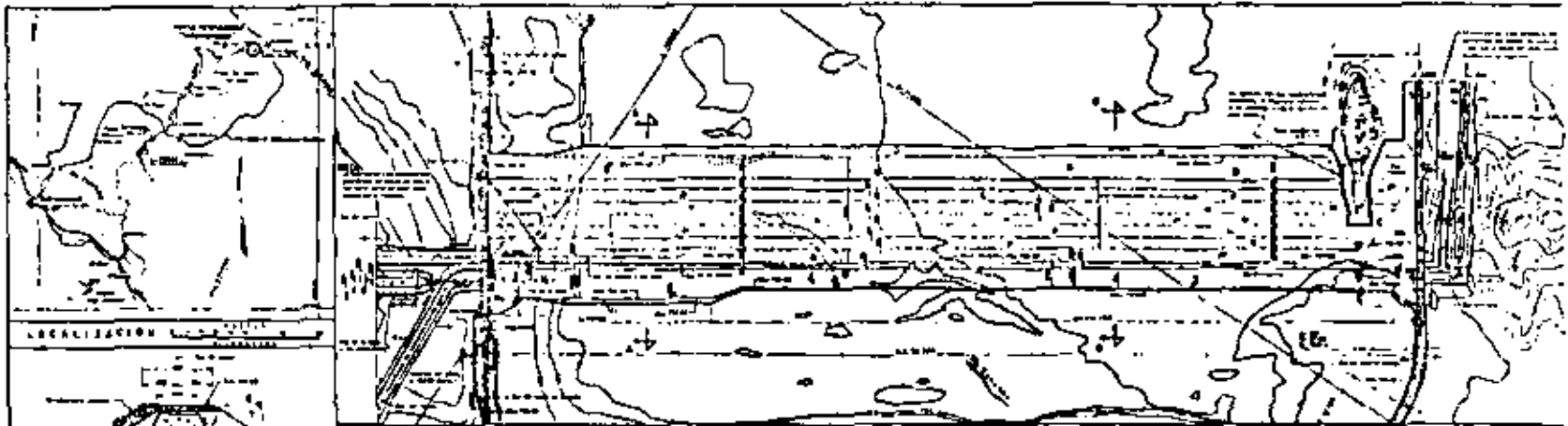
Es muy importante para el desarrollo de los trabajos de una obra, formar un plan de construcción, debiéndose trazar lo mejor que sea posible a pesar de la incertidumbre que presenten las condiciones supuestas, y teniendo en cuenta:

- Condiciones existentes en el sitio de trabajo.
- Procedimiento de construcción.
- Disponibilidad del equipo.
- Tiempo de duración.
- Experiencia en trabajos de esta naturaleza.

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



20



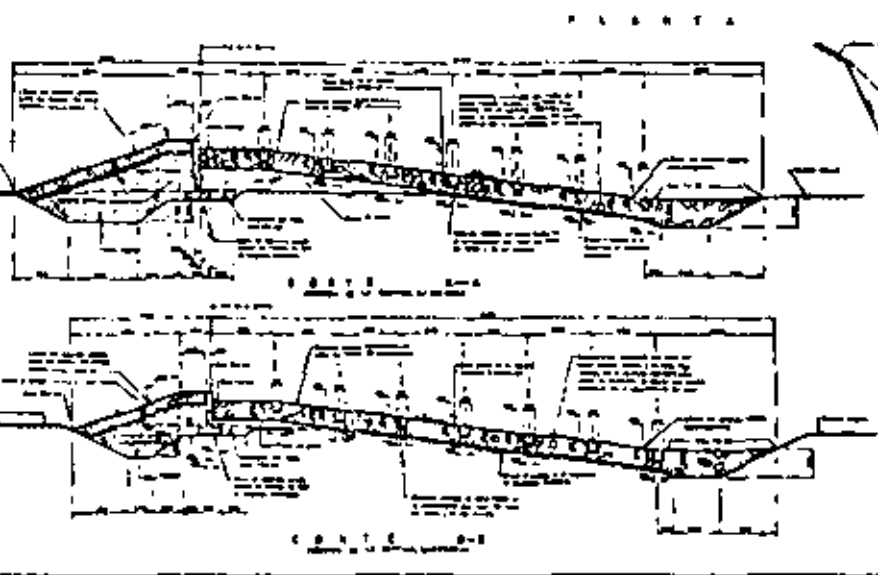
SECCION DEL CANAL DE PROYECTO

LISTA DE PLANOS

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

SECCION DEL CANAL

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----



SECCION DEL CANAL

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

SECCION DEL CANAL

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

V CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO.

MATERIA: HIDRAULICA
TEMA: HIDRAULICA APLICADA
AYUDAS DE DISEÑO

PROF. ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

AGOSTO 1982

V. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

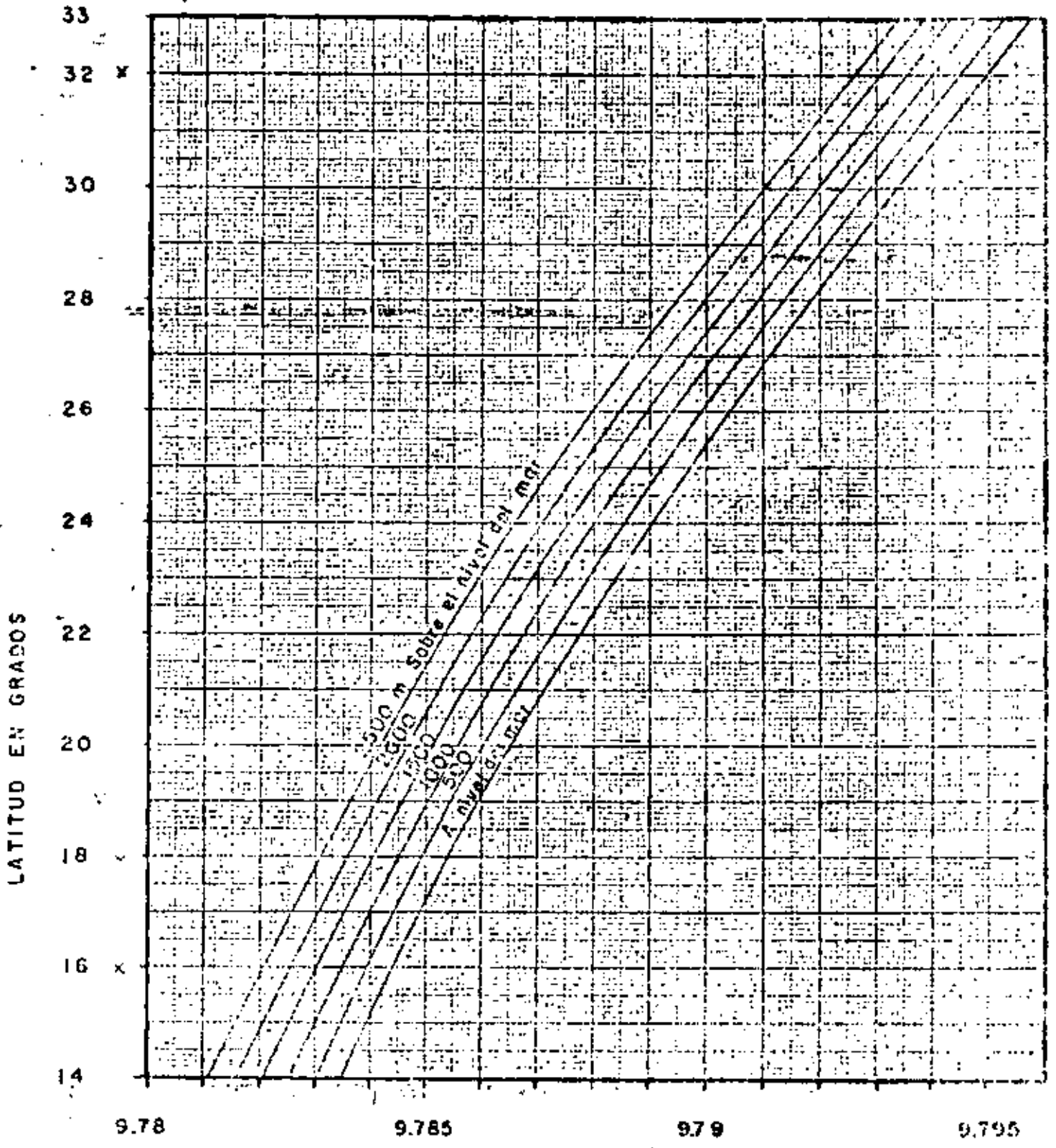
MATERIA: HIDRAULICA

T E M A: HIDRAULICA APALICADA

AYUDAS DE DISEÑO

PROF: ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

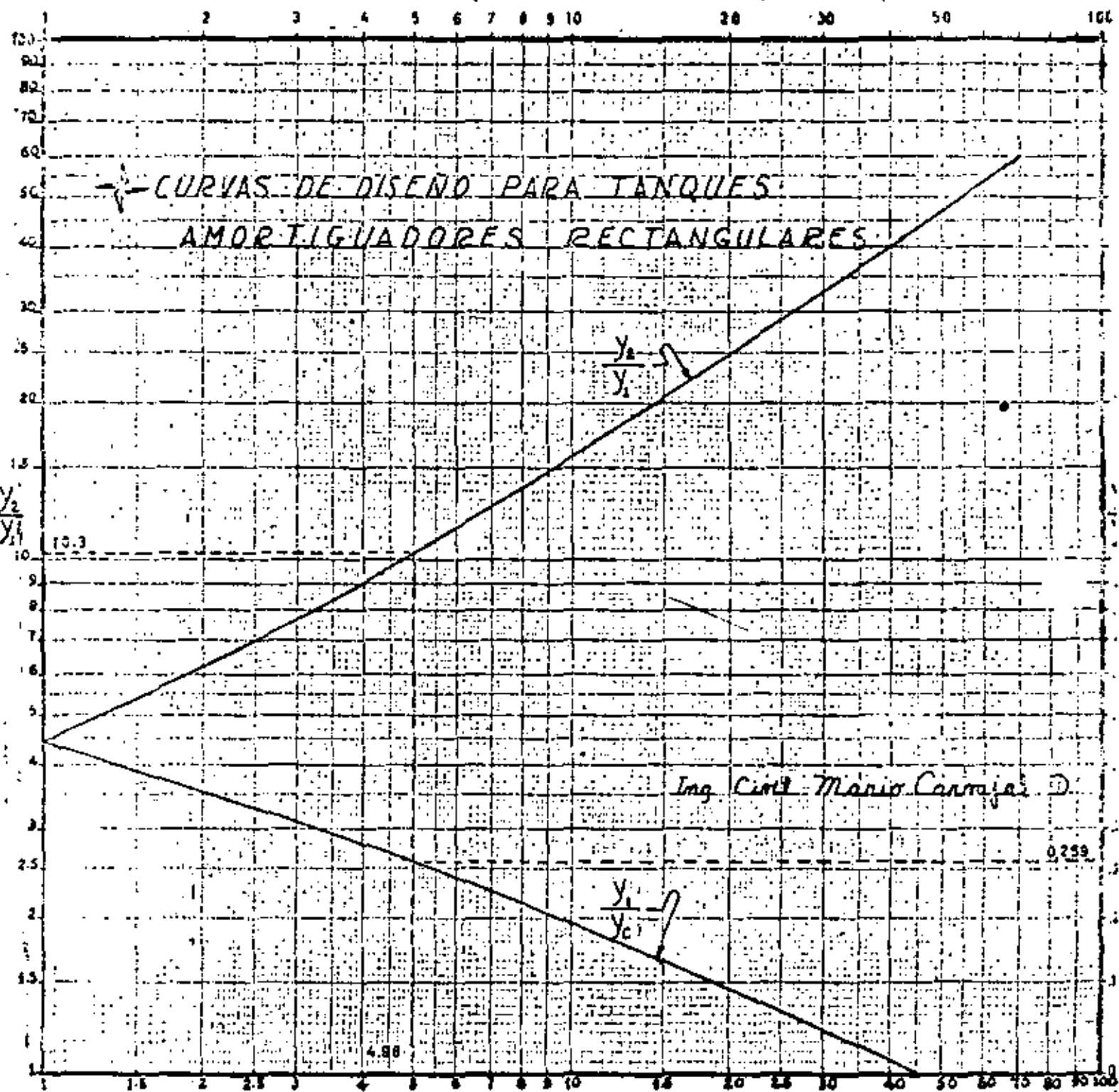
AGOSTO, 1982



ACELERACION DE LA GRAVEDAD EN: m/seg.²

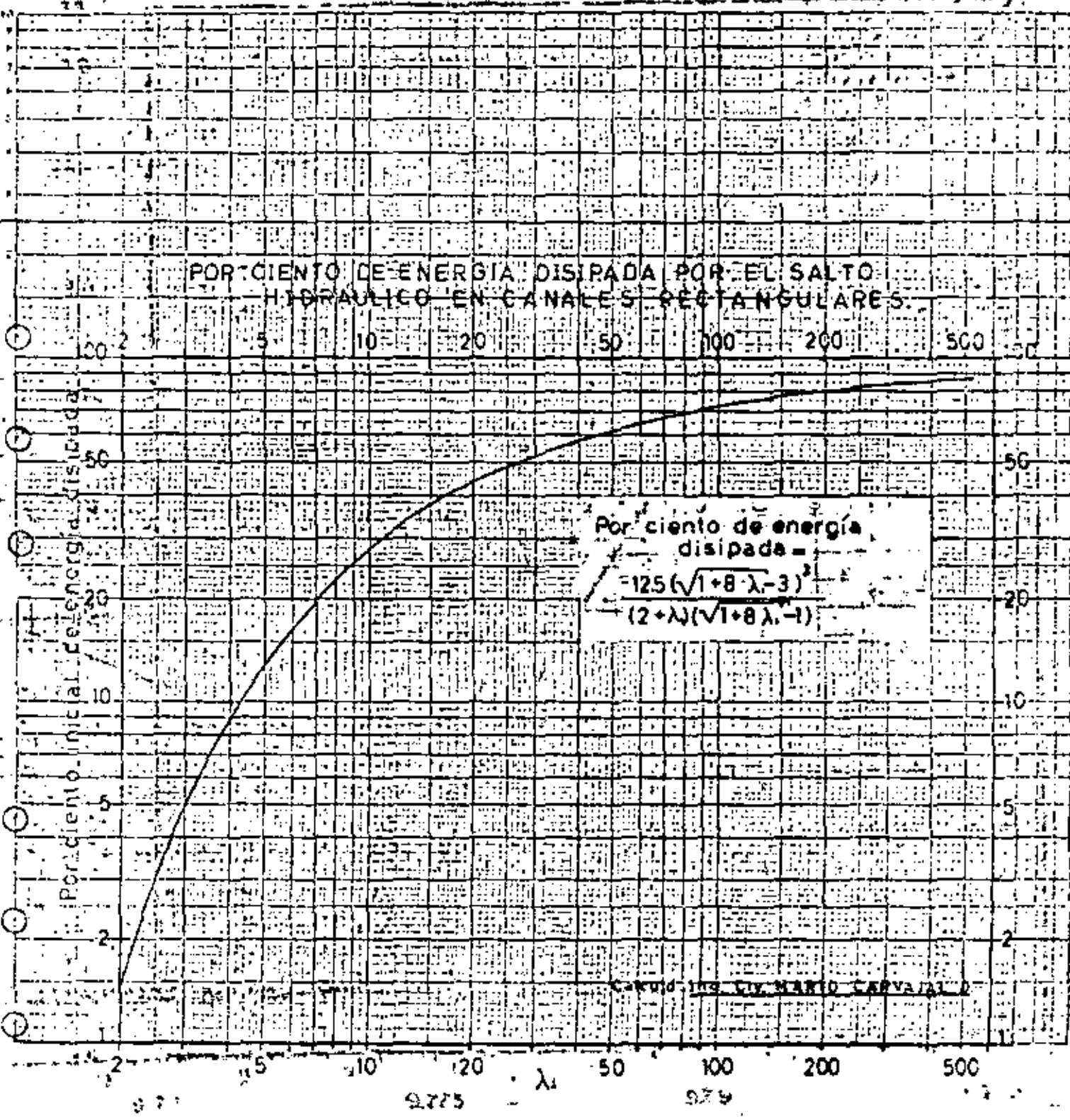
CONSTANTE FISICA DE LA ACELERACION DE LA GRAVEDAD.

Ing. Mario Corvojal S.

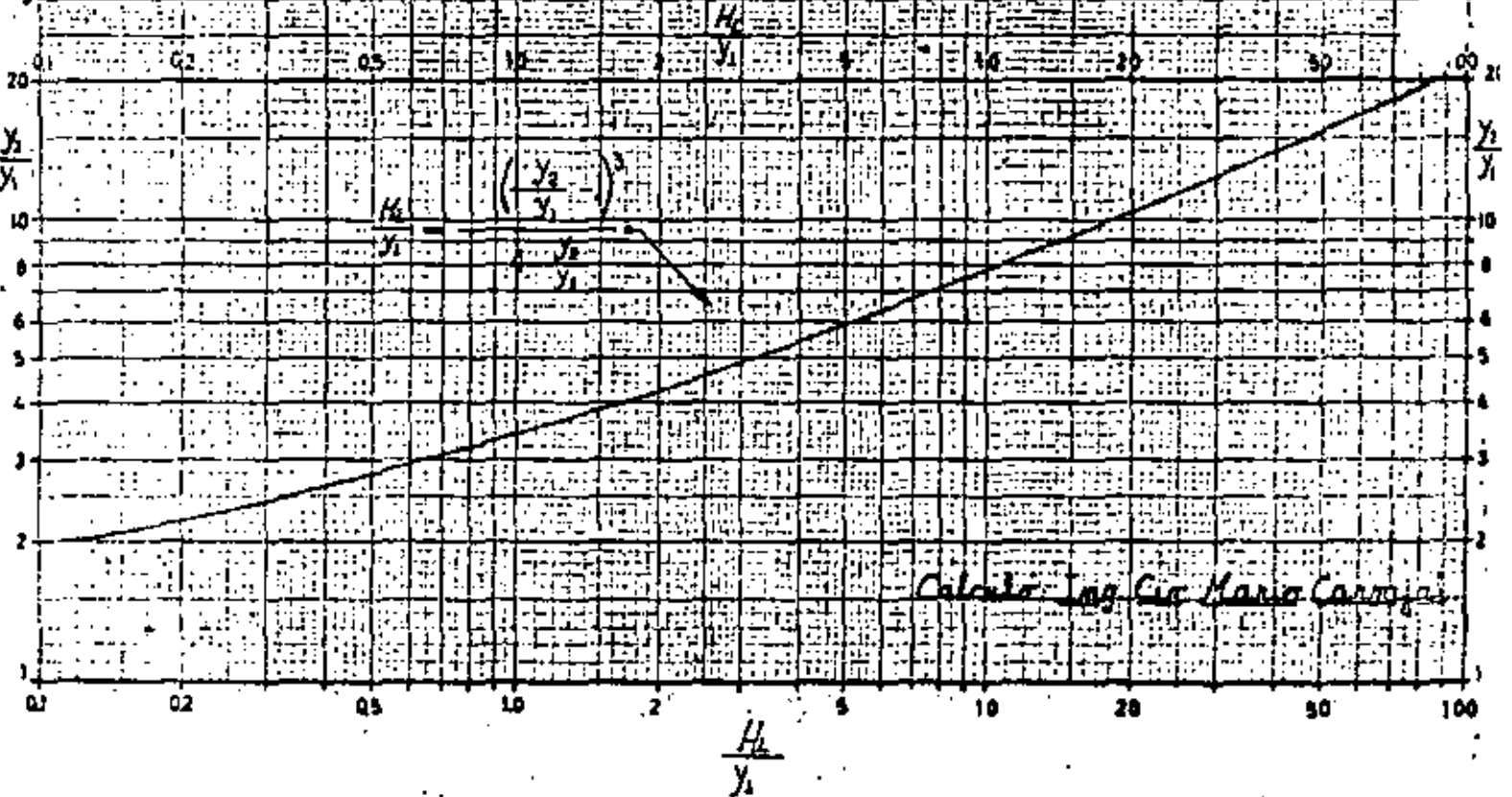


$$H_c / y_c$$

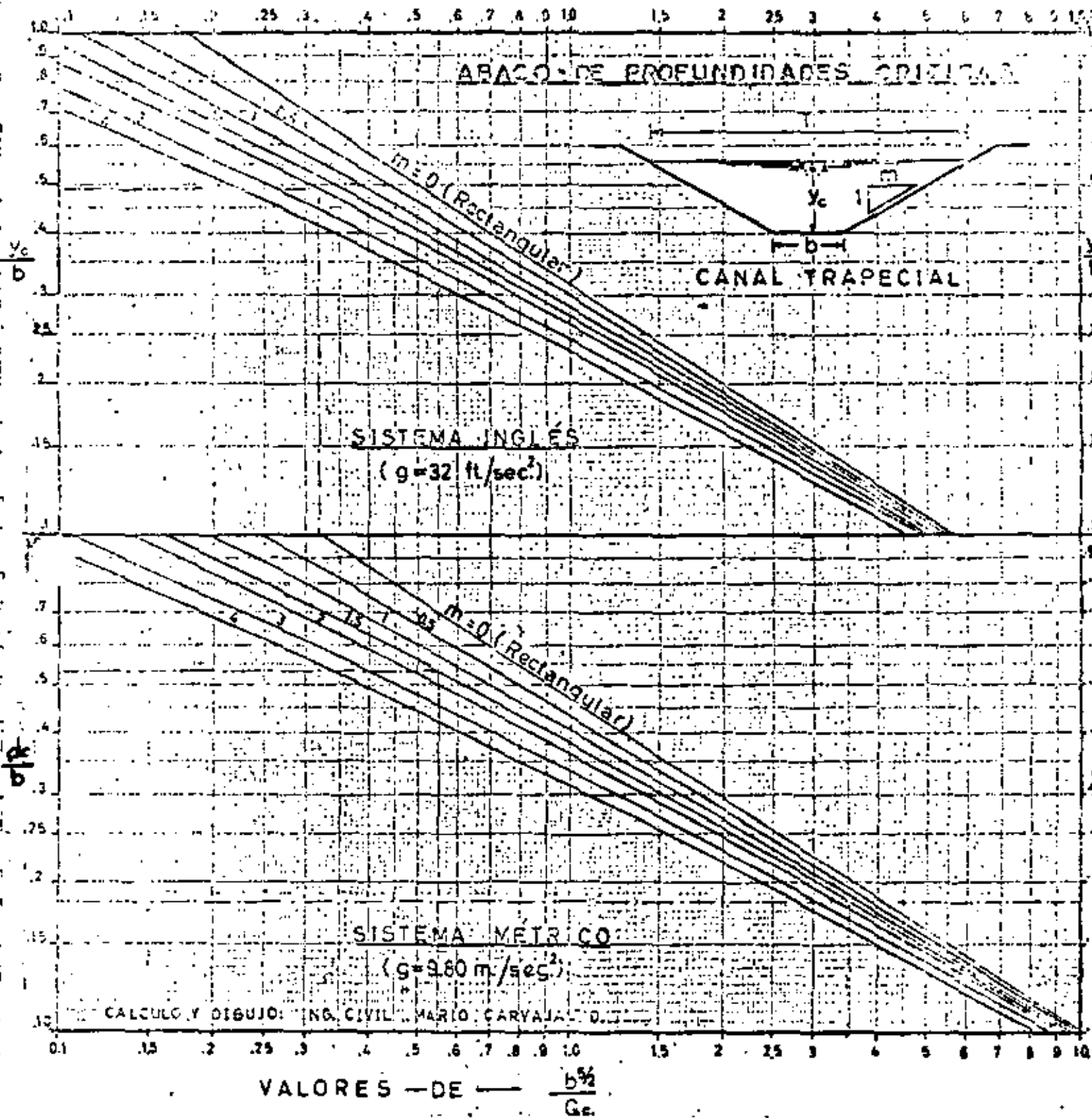
POR CIENTO DE ENERGÍA DISIPADA POR EL SALTO
HIDRAULICO EN CANALES RECTANGULARES.

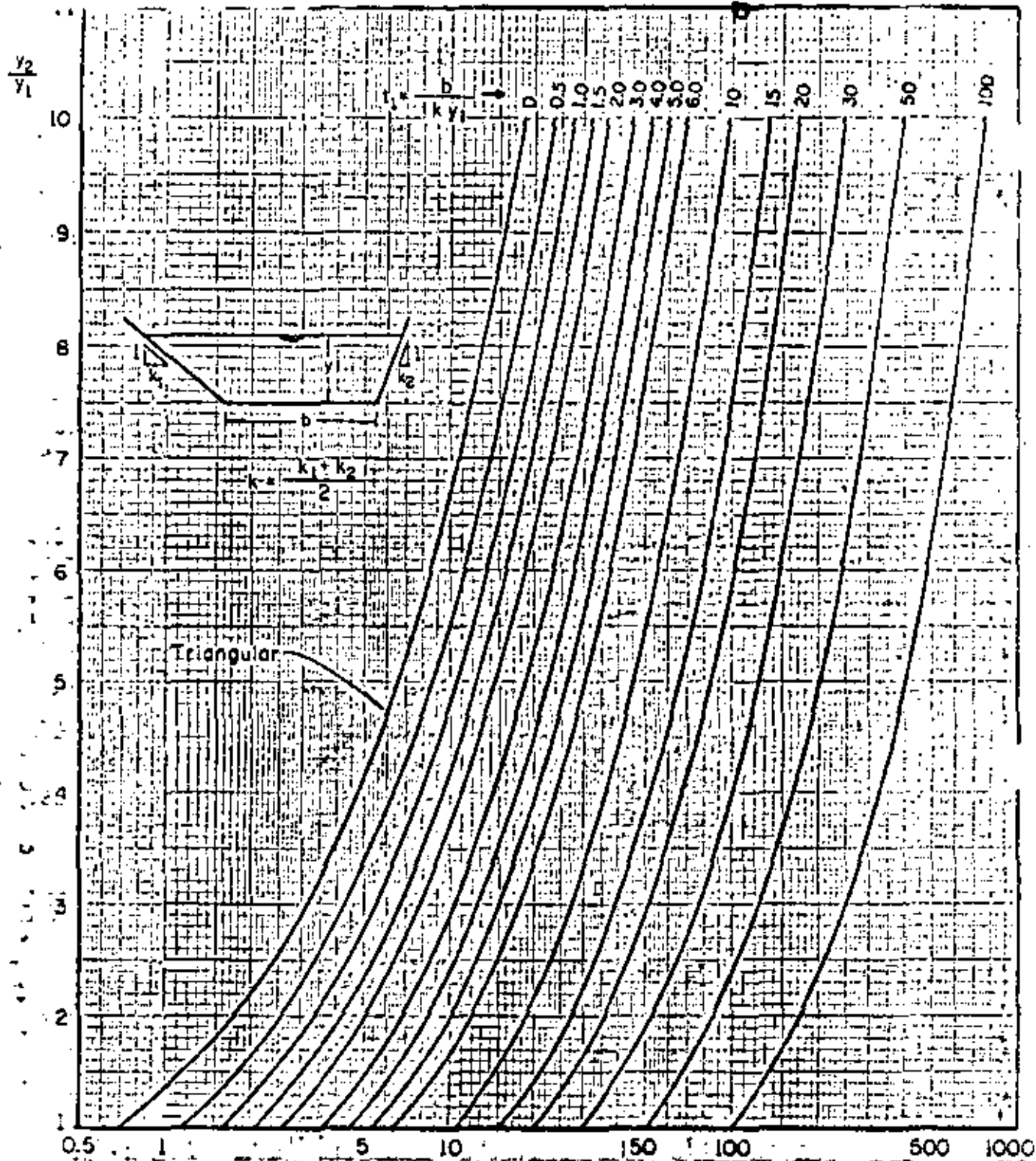


PERDIDA DE CARGA POR EL SALTO HIDRAULICO EN
 CANALES RECTANGULARES



VALORES - DE - $\frac{D^{3/2}}{Q_c}$





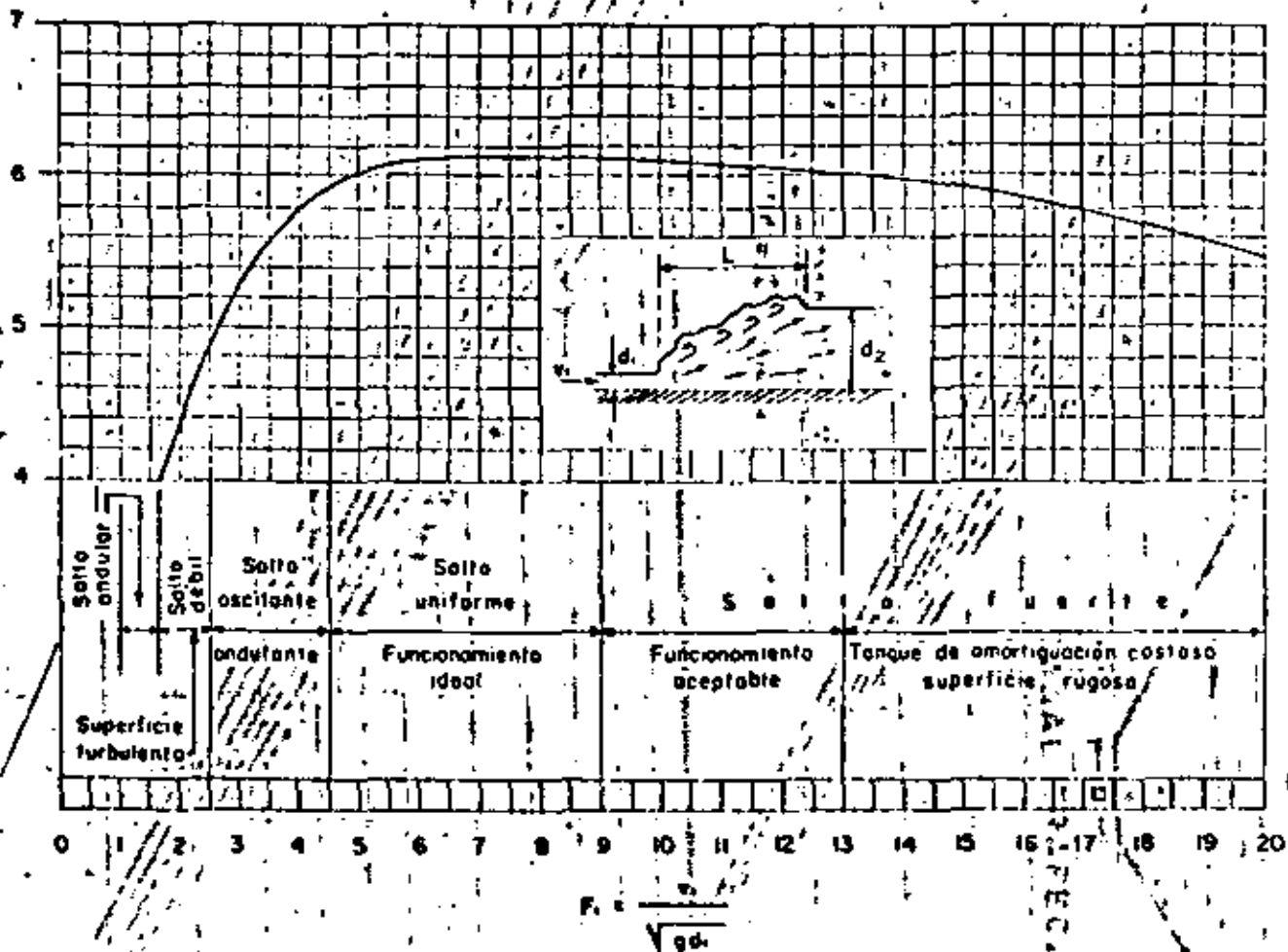
$$F_{1M} = \frac{Q}{g^{1/2} k y_1^{5/2}}$$

$$F_{1M} = (k_1 + 1) F_{1M}^*$$

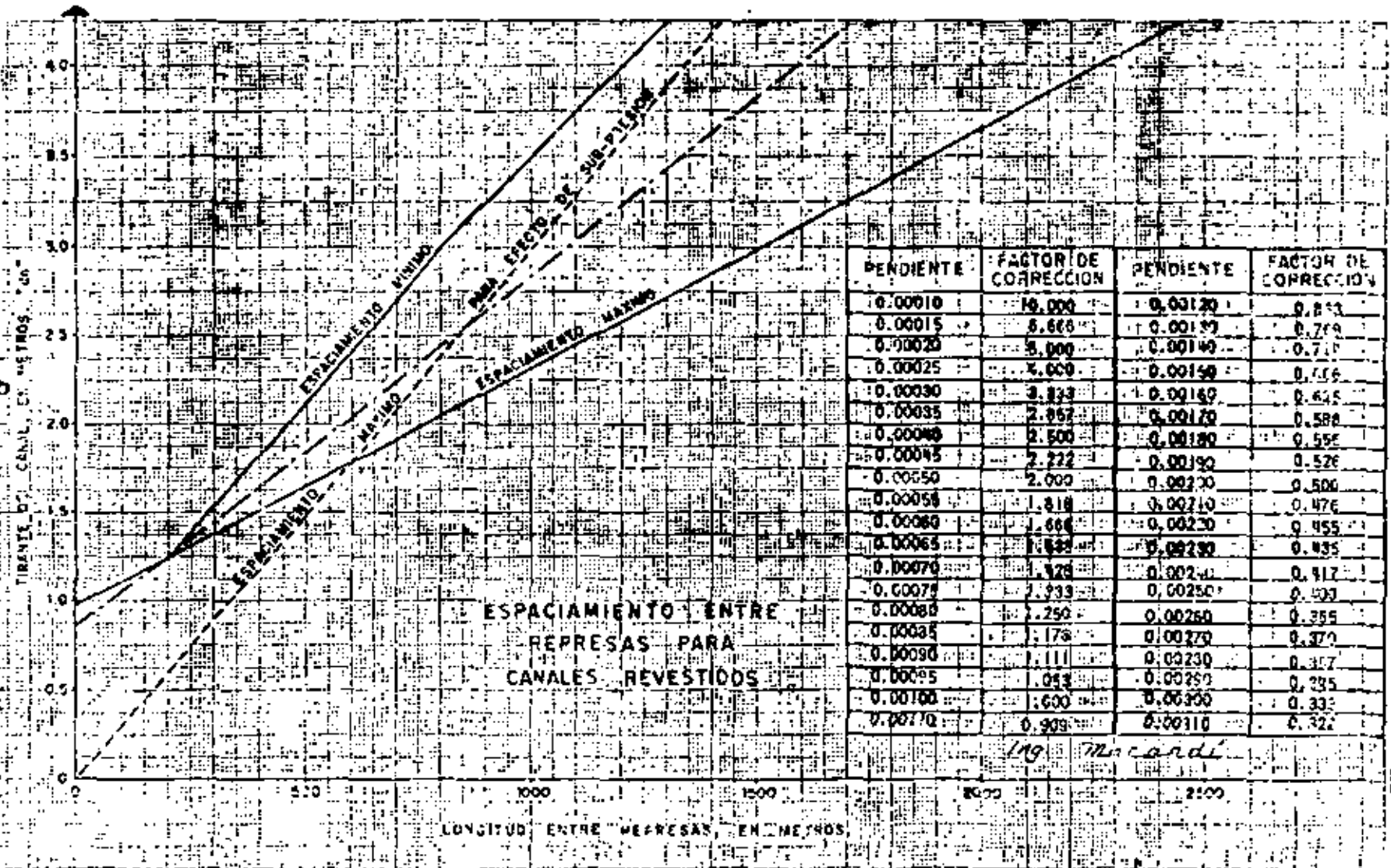
CANALES DE SECCION TRAPEZOIDAL (TRIANGULAR INCLUIDA)

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

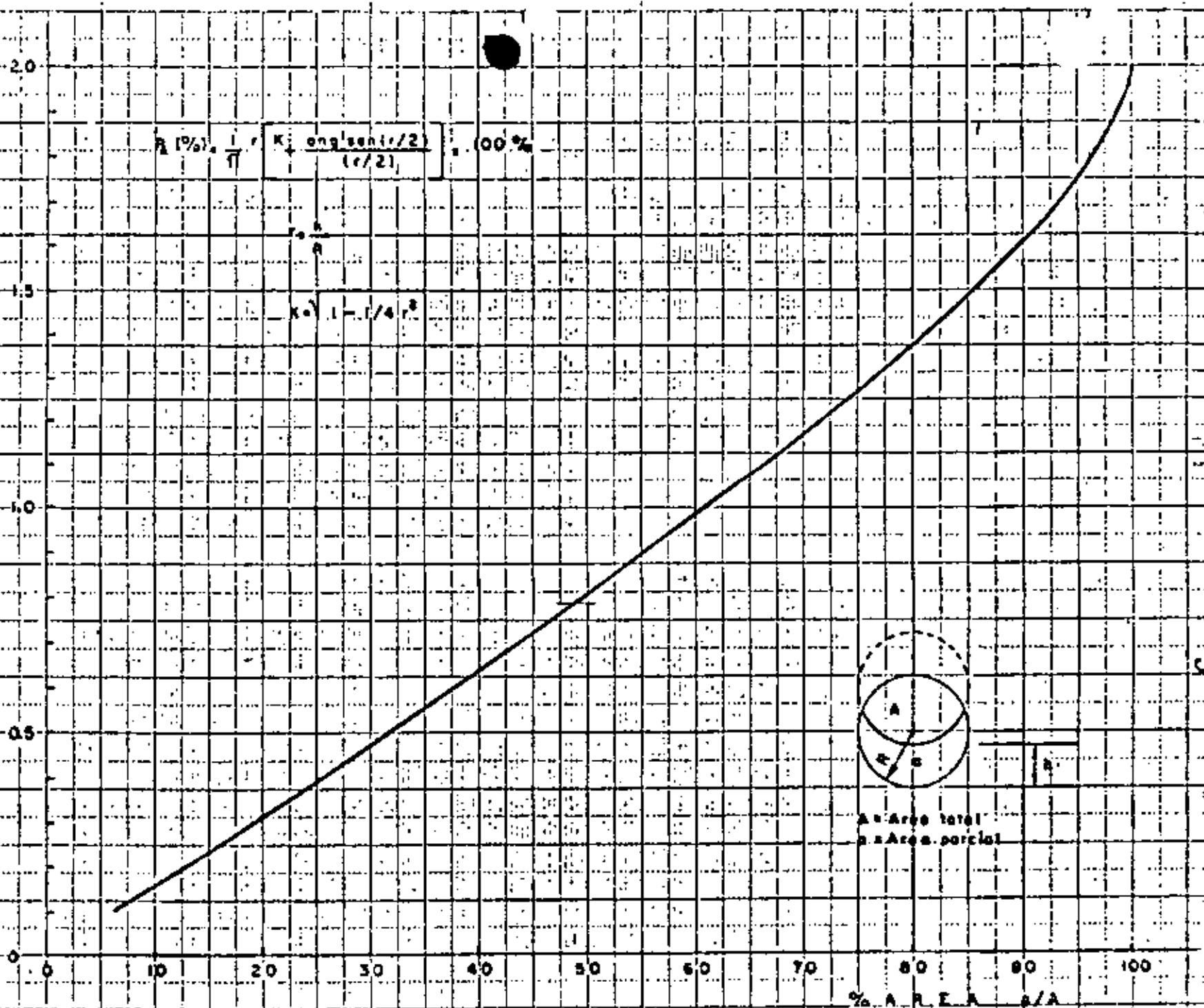
Macardi



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

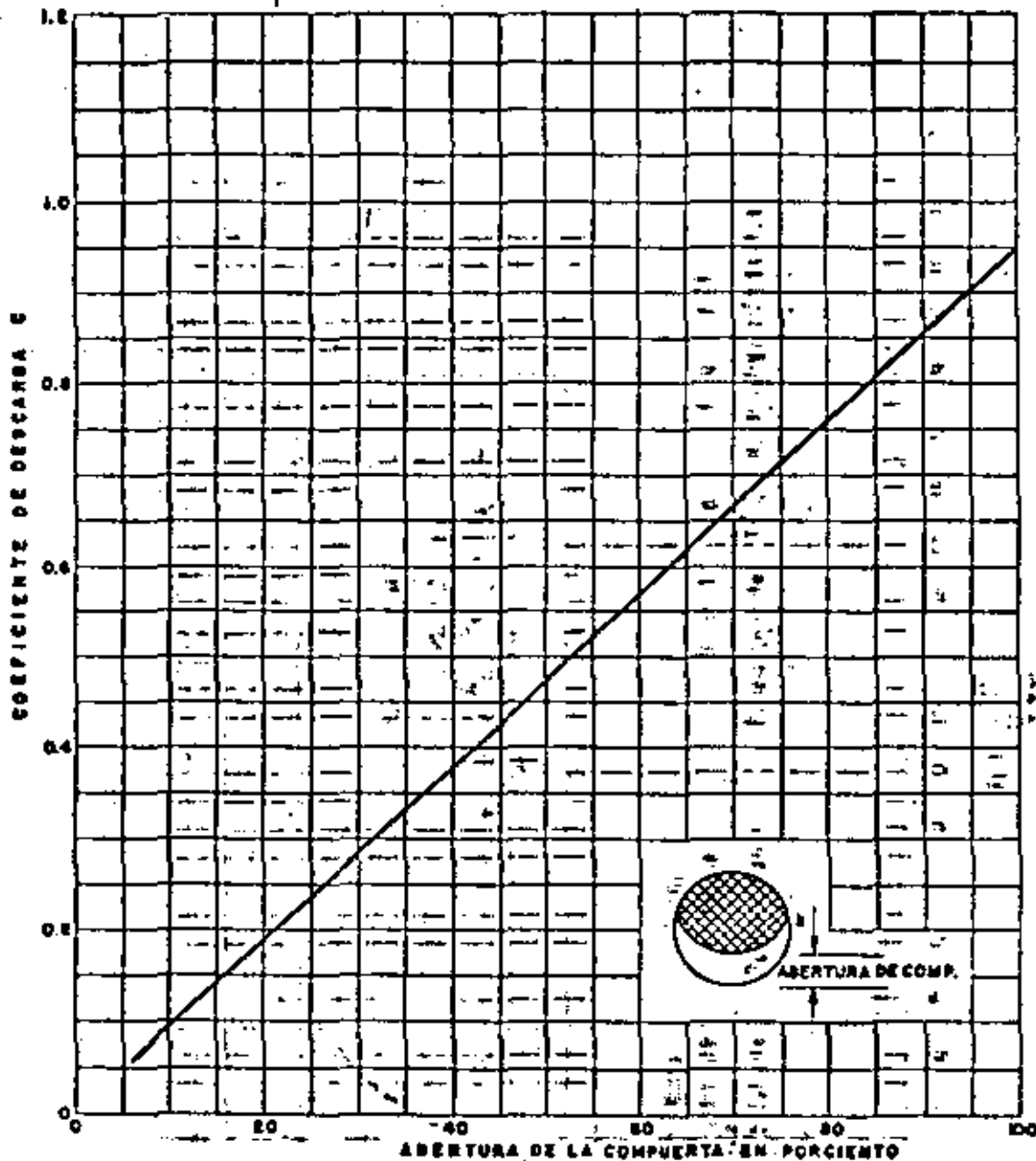


% ABERTURA A/R



AREA DE LA ABERTURA DE LA COMPUERTA EN PORCIENTO

10/11/1961



Ecuación básica $Q = Cc \sqrt{2gH}$

- Donde:
- Q = BASTO QUE PASA POR LA COMPUERTA
 - C = COEFICIENTE DE DESCARGA
 - c = AREA DE LA ABERTURA DE LA COMPUERTA
 - H = CARGA (DIFERENCIA DEL NIVEL DEL AGUA EXISTENTE ENTRE AMBOS LADOS DE LA COMPUERTA)
 - $\sqrt{2gH}$ = VELOCIDAD DEL AGUA AL PASAR POR LA COMPUERTA

Ing. M. Carvajal D

COEFICIENTE DE DESCARGA

$$K_3 = \frac{2 g n^2 L}{R^{4/3}} \left[\frac{1}{D^{4/3}} \right] \cdot \left(\frac{100}{D^{4/3}} \right)$$

Si $R = \frac{D}{4}$ $R^{4/3} = \frac{D^{4/3}}{4^{4/3}}$ 6.349604

$n = 0.014$ $g = 9.8 \text{ m/seg}^2$

$$K_3 = \frac{2 \times 9.8 \times 0.014^2 \times 6.349604}{D^{4/3}}$$

$$K_3 = \frac{0.0244 L}{D^{4/3}} = 0.5169$$

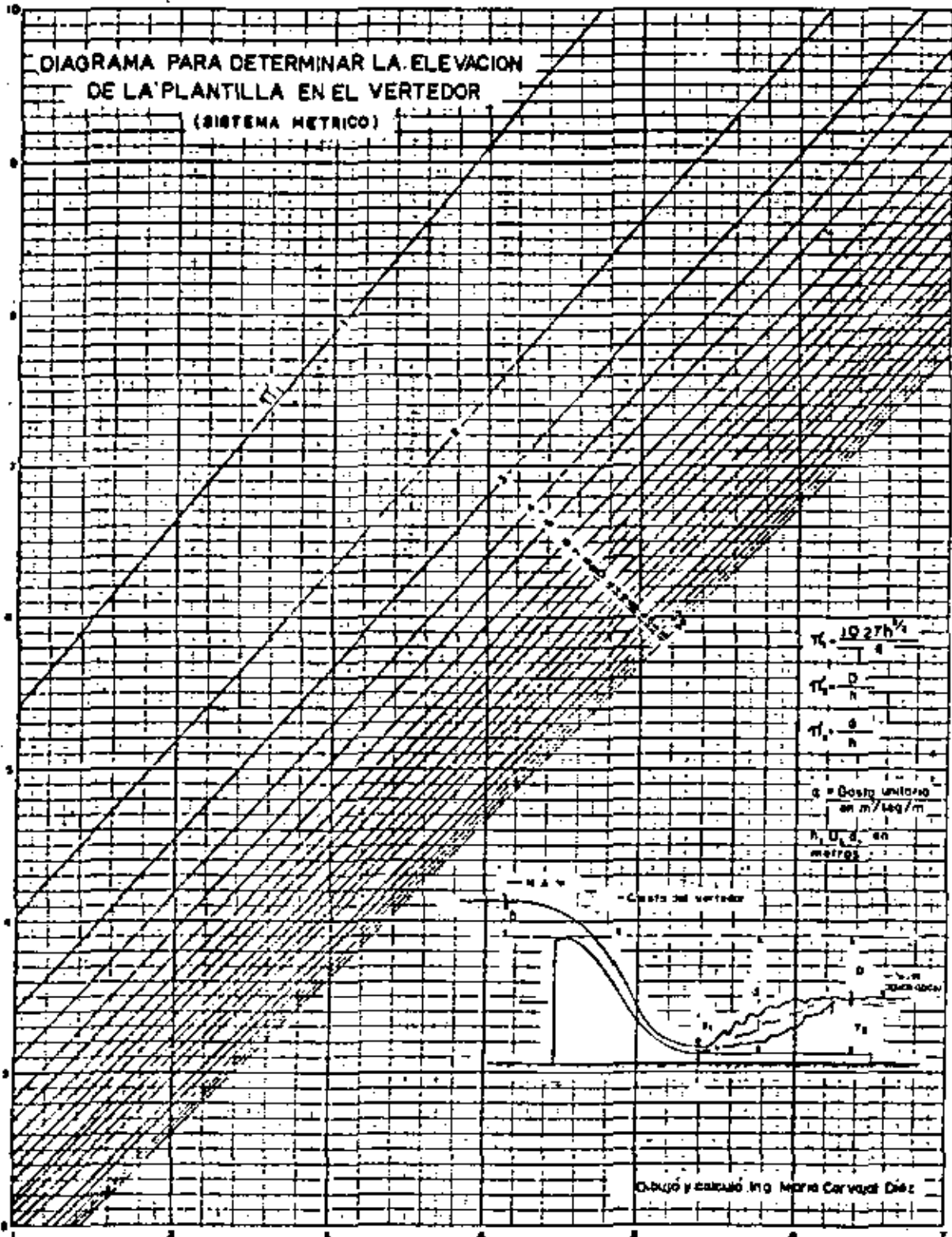
VALORES TABULADOS DEL COEFICIENTE K_3 (pérdidas por fricción)

Longitud de la tubería (metros)	DIÁMETRO DE LOS TUBOS, EN PULGADAS																					
	10	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50	52	54	56	58	60
4	0.277	.241	.212	.189	.170	.154	.140	.128	.118	.110	.102	.096	.090	.084	.079	.075	.071	.067	.064	.061	.058	.055
6	.416	.361	.318	.283	.254	.231	.210	.193	.178	.165	.153	.143	.134	.126	.119	.112	.106	.101	.096	.091	.087	.083
8	.554	.482	.424	.377	.340	.307	.280	.257	.237	.220	.205	.191	.179	.168	.158	.150	.142	.135	.128	.122	.116	.111
10	.693	.602	.530	.472	.424	.384	.351	.322	.296	.275	.256	.239	.224	.210	.198	.187	.177	.168	.160	.152	.145	.138
15	1.039	.903	.795	.708	.636	.577	.526	.482	.445	.412	.384	.358	.330	.316	.297	.281	.266	.253	.240	.228	.216	.205
20	1.386	1.204	1.060	.944	.848	.769	.701	.643	.593	.550	.511	.478	.448	.421	.396	.375	.355	.337	.320	.305	.291	.277
25	1.732	1.505	1.326	1.180	1.061	.961	.876	.804	.742	.687	.640	.597	.560	.526	.496	.468	.443	.421	.400	.381	.363	.345
30	2.078	1.806	1.591	1.416	1.273	1.153	1.052	.965	.890	.825	.767	.717	.671	.631	.595	.562	.532	.505	.480	.457	.436	.415
35	2.425	2.107	1.856	1.652	1.485	1.345	1.227	1.126	1.038	.962	.895	.836	.783	.730	.694	.656	.621	.589	.560	.533	.509	.485
40	2.771	2.408	2.121	1.868	1.697	1.537	1.402	1.287	1.187	1.100	1.023	.956	.895	.841	.793	.750	.710	.673	.640	.610	.582	.555
45	3.118	2.709	2.386	2.124	1.903	1.729	1.576	1.447	1.335	1.237	1.151	1.075	1.007	.947	.892	.843	.798	.758	.720	.686	.655	.625
50	3.464	3.010	2.651	2.360	2.121	1.922	1.753	1.608	1.483	1.375	1.279	1.194	1.119	1.052	.991	.937	.887	.842	.800	.762	.728	.695

DIAGRAMA PARA DETERMINAR LA ELEVACION DE LA PLANTILLA EN EL VERTEDOR (SISTEMA METRICO)

10
9
8
7
6
5
4
3
2
1

10
9
8
7
6
5
4
3
2
1



$$\pi_1 = \frac{10.27h^{3/2}}{q}$$

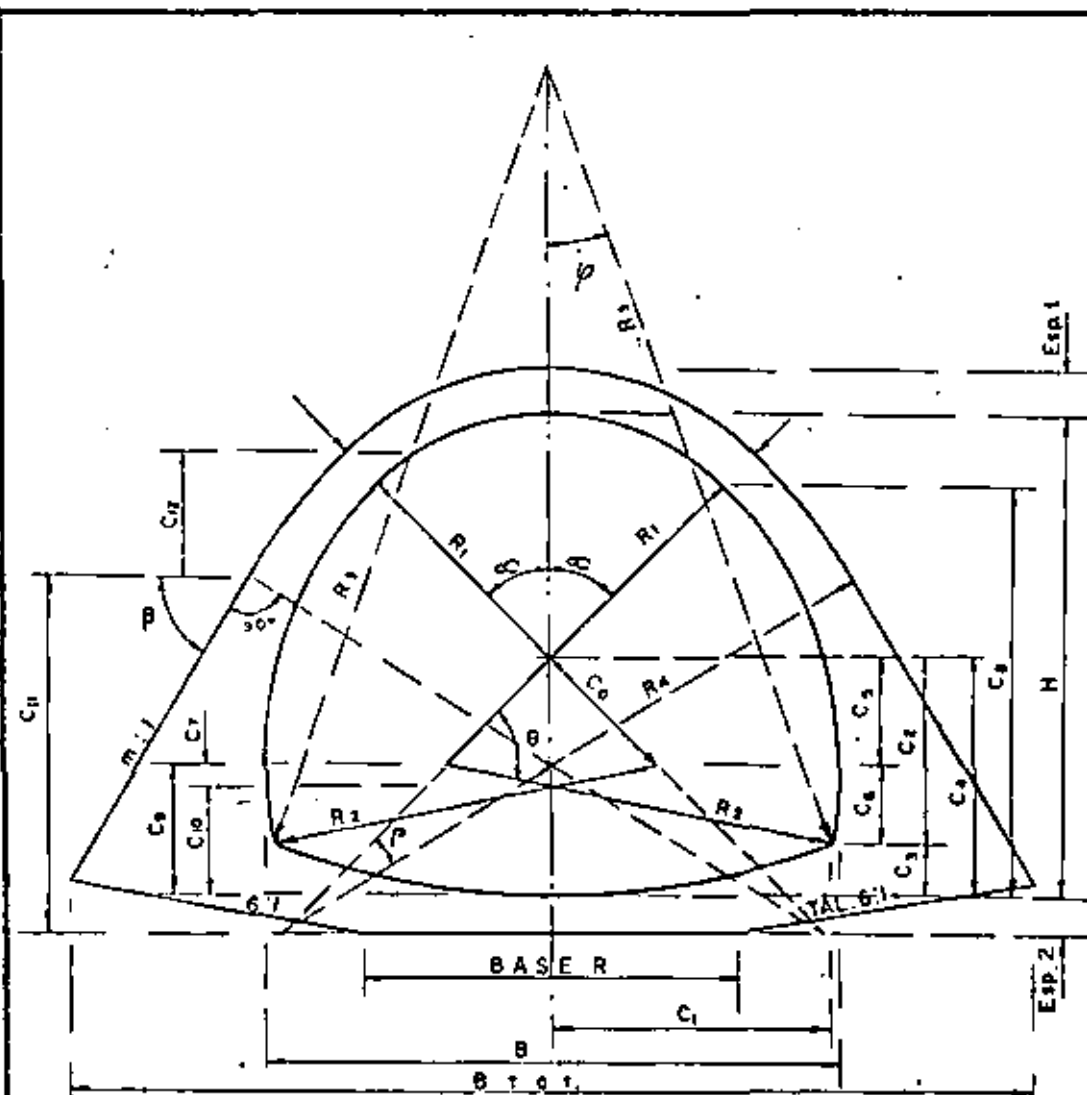
$$\pi_2 = \frac{D}{h}$$

$$\pi_3 = \frac{q}{h}$$

q = Gasto unitario en m³/seg/m
h, D, q, en metros

Diseño y cálculo: Ing. María Corvalán Díaz

macardi



GEOMETRIA DEL CONDUCTO DE "HERRADURA MODIFICADA"

TABLA DE CONSTANTES ADIMENSIONALES PARA EL CALCULO GEOMETRICO DE CONDUCTOS CON SECCION EN "HERRADURA MODIFICADA"

SECCION INTERIOR		
$\alpha = 45^\circ$	$\phi = 19^\circ 49' 56''$	$\theta = 56^\circ 30'$
$B = 1.208421$	$R_1 = 0.51357$	$R_2 = 0.824033$
$R_3 = 1.732167$	$C_0 = 0.310876$	$C_1 = 0.587668$
$C_2 = 0.384108$	$C_3 = 0.102735$	$C_4 = 0.466843$
$C_5 = 0.264546$	$C_6 = 0.119562$	$C_7 = 0.044727$
$C_8 = 0.849700$	$C_9 = 0.267020$	$C_{10} = 0.272297$

PERIMETRO EXTERIOR		
$\rho = 13^\circ 43'$	$\rho = 56^\circ 43'$	
Htot. = 1.171052	Btot. = 2.030990	Exp. 1 = 0.092105
Exp. 2 = 0.078947	$R_d = 1.394736$	Base R = 0.739472
$C_{11} = 0.731793$	$C_{12} = 0.261982$	Area neta = 0.595772

NOTAS:

Para calcular la geometría del conducto, multiplíquense los valores de la tabla (con excepción de los ángulos y el área neta) por la altura del conducto "H". -- Los ángulos son constante para cualquier caso. -- Para calcular el área de concreto, multiplíquese la constante de área neta por H²

CT



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

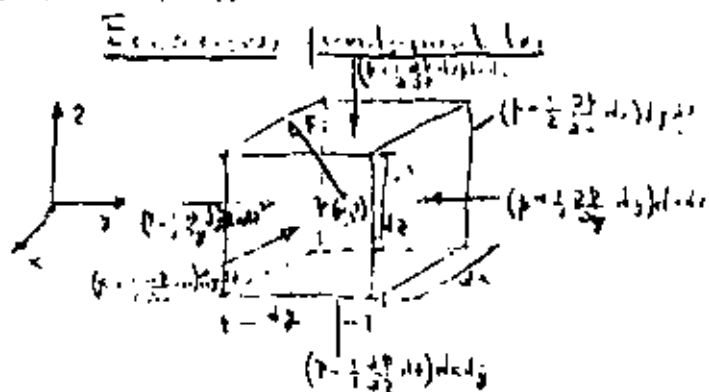
**V. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE
ZONAS DE RIEGO**

MATERIA: HIDRAULICA

PROF. ING. JAIME EUCLIDES CAMARGO H.

JULIO, 1982

1. Ecuaciones de equilibrio



$\sum F_x = ma_x$
 $\sum F_y = ma_y$
 $(p - \frac{1}{2} \frac{\partial p}{\partial x} dx) dy dz - (p + \frac{1}{2} \frac{\partial p}{\partial x} dx) dy dz + (\rho x dx dy dz) = 0$

$\frac{\partial p}{\partial x} = \rho x$ --- (1a)

analogamente en las direcciones y y z

$\frac{\partial p}{\partial y} = \rho y$ --- (1b)

$\frac{\partial p}{\partial z} = \rho z$ --- (1c)

pero $y=x=0$; $z=-y$ $\therefore \frac{\partial p}{\partial x} = 0$ --- (2a)

$\frac{\partial p}{\partial y} = 0$ --- (2b)

$\frac{\partial p}{\partial z} = -\rho y = -\rho z$ --- (2c)

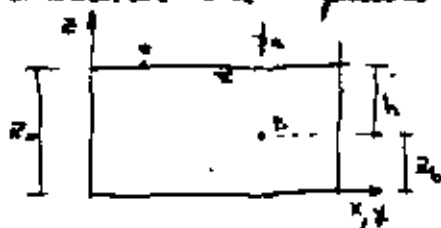
De las ecs. (2a) y (2b) se concluye que la presión no varía ni en dirección x ni en dirección y, esto es, que se mantiene constante, y con un valor particular para cada plano xy. La presión sobre planos horizontales, más inferiores de un líquido en reposo, mantiene constante. La ec. (2c) indica que la presión varía solo con la coordenada vertical.

$dp = -\rho dz$ --- (3)

Si el líquido es de densidad constante.

$\frac{p}{\rho} + z = cte.$ --- (4) Ley de Pascal

Considerese un recipiente cualquiera.



Aplicando la ley de Pascal entre los puntos O y B resulta:

$\frac{p_0}{\rho} + z_0 = \frac{p_1}{\rho} + z_1$

pero para el caso particular del punto O, la presión en ese lugar es la atmosférica p_a luego.

$\frac{p_0}{\rho} + z_0 = \frac{p_1}{\rho} + z_1$; $p_0 = p_a + \rho(z_1 - z_0)$

por de la figura se ve que $z_1 - z_0 = h$ profundidad en el líquido del punto B.

$p_0 = p_a + \rho h$ --- (5)

Empuje hidrostático sobre superficies planas



$P = \rho / h dA = \rho A \bar{h}$ --- (6)

ahora $\rho / h dA = V =$ volumen de la distribución de presiones.

luego $P = V$ --- (7)

Empuje hidrostático sobre superficies curvas

La fórmula (2.20c) que aparece en el libro de Hidráulica de Sotelo, que da el empuje en dirección vertical sobre una superficie curva

$$P_z = \gamma \bar{z} A_z$$

debe aplicarse con cuidado, ya que dice que \bar{z} es la profundidad del centro de gravedad de la superficie curva, lo cual es cierto, pero debe tomarse la siguiente precaución:

La superficie curva que proyecta área en el plano XY , debe dividirse en dos, aquella sobre la que las fuerzas elementales vayan hacia arriba A_{z_1} , y aquella sobre la que vayan hacia abajo A_{z_2} . Cada una tendrá su centro de gravedad \bar{z}_1 y \bar{z}_2 ... Para determinar P_z se hace lo siguiente:

$$P_z = \gamma \bar{z}_1 A_{z_1} - \gamma \bar{z}_2 A_{z_2}$$

Principio de Arquímedes

Un cuerpo, sumergido en un líquido recibe un empuje ascendente igual al peso del volumen del líquido desalojado.

Un cuerpo en el seno de un líquido puede flotar o hundirse, si flota el volumen del líquido desalojado es menor que el del cuerpo, si se hunde el volumen desalojado es igual al del cuerpo.

Cabe mencionar que el empuje ascendente estará aplicado en el centro de gravedad del volumen desalojado.

Condiciones de estabilidad de los cuerpos en flotación

Si un cuerpo flota puede estar bajo tres condiciones de equilibrio, estable, inestable e indiferente. En el punto 2.7 del libro de Hidráulica de Sotelo vienen tratadas las condiciones de estabilidad.

Teorema de Bernoulli

La ecuación de Bernoulli o de la energía para una vena líquida donde el escurrimiento es transitorio o no establecido es

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \frac{1}{g} \int \frac{\partial \beta V}{\partial t} + \Delta h_f$$

Los coeficientes α y β sirven para corregir el error de considerar un valor medio de la velocidad en la sección de la vena y Δh_f es la pérdida de energía que se produce entre las secciones 1 y 2.

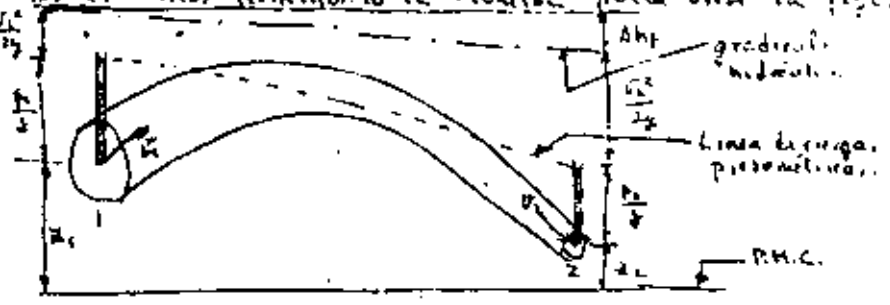
Si el flujo es establecido, el término $\frac{1}{g} \int \frac{\partial \beta V}{\partial t}$ desaparece y queda la ecuación

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h_f$$

Ahora bien, si el escurrimiento es turbulento α y β aproximadamente valen la unidad y para fines de la práctica la ecuación de Bernoulli queda:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho} + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h_f \quad (3)$$

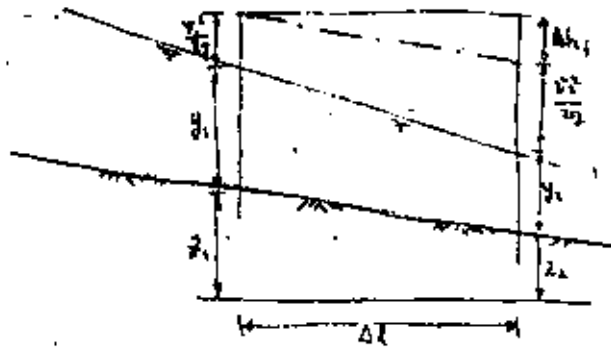
para representar los distintos términos de la ecuación puede verse la figura siguiente



En el caso de conducciones a superficie libre la expresión queda

$$z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h_f$$

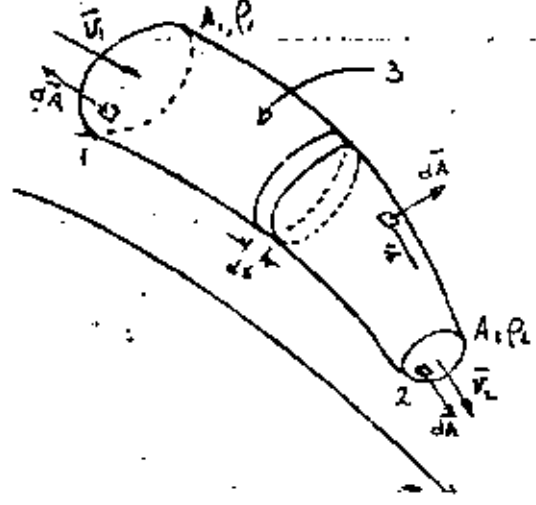
un diagrama que muestra físicamente los términos de esta ecuación así:



La pérdida por fricción queda valuada con cualquiera de las expresiones válidas para tubos o canales. Si se usara la expresión de Manning, resulta:

$$\Delta h_f = \left(\frac{V_m n}{R_m^{2/3}} \right)^2 \Delta l \quad ; \quad V_m = \frac{V_1 + V_2}{2} \quad ; \quad R_m = \frac{R_1 + R_2}{2}$$

Ecuación de continuidad



Sea la vena líquida de la figura:

Se aceptan velocidades medias representativas en cada sección y tangenciales a la vena (perpendicular a la sección)

La masa de líquido que escurre en la unidad de tiempo a través de un elemento dA de la superficie total que encierra a la vena líquida es $\rho \bar{V} \cdot dA$ y será positivo si el líquido sale del volumen y negativo en caso contrario.

La ley de conservación de la cantidad de...

matéria en este caso establece que la masa total de líquido que sale del volumen total contenido en la vena en la unidad de tiempo, es igual al decremento en la misma unidad de tiempo de la masa de líquido contenida en su volumen. Esto se expresa así:

$$\int_A \rho \vec{v} \cdot d\vec{A} = - \frac{\partial}{\partial t} \int_V \rho d(\text{vol})$$

A - área total de la superf. que encierra al volumen V de la vena.

Si las áreas 1 y 2 se escogen normales al eje de la vena, los vectores \vec{v} y $d\vec{A}$ son paralelos, mientras que en la superficie 3 son perpendiculares, luego sobre el área 3 el producto escalar $\vec{v} \cdot d\vec{A} = 0$, por esto, la integral del primer miembro de la ec. anterior vale:...

$$\int_A \rho \vec{v} \cdot d\vec{A} = \int_{A_1} \rho v_1 dA + \int_{A_2} \rho v_2 dA =$$

La integral del 2º miembro puede ponerse

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_V \rho d(\text{vol}) = \frac{\partial}{\partial t} \int_{A_3} \rho dA ds = \frac{\partial}{\partial t} \int \rho A ds$$

esto se pudo poner porque se supone que la densidad no varía en una misma sección transversal pero sí puede variar con S

por esto y por esto y puesto que se supone una velocidad media representativa en cada sección se tiene:

$$\rho v A = - \frac{\partial}{\partial t} \int \rho A ds$$

o bien
$$\frac{\partial}{\partial s} (\rho v A) + \frac{\partial}{\partial t} (\rho A) = 0$$

desarrollando las derivadas indicadas y puesto que $v = \frac{ds}{dt}$, se tiene: agrupando

$$\rho A \frac{\partial v}{\partial s} + \rho \left(\frac{\partial A}{\partial s} \frac{ds}{dt} + \frac{\partial A}{\partial t} \right) + A \left(\frac{\partial \rho}{\partial s} \frac{ds}{dt} + \frac{\partial \rho}{\partial t} \right) = 0$$

que es la ec. de continuidad para una vena líquida donde se produce el escurrimiento transitorio de un líquido compresible. Tiene aplicación esta ecuación de continuidad en problemas como el golpe de ariete en conductos a presión.

Para problemas de tránsito de ondas de avenida y mareas en conducciones a superficie libre, donde se considera al líquido incompresible ($\rho = \text{cte}$) desaparece el último término de la ec. anterior y la ec. de continuidad que se usa es:

$$\rho A \frac{\partial v}{\partial s} + \rho \left(\frac{\partial A}{\partial s} \frac{ds}{dt} + \frac{\partial A}{\partial t} \right) = 0$$

Si el escurrimiento es permanente o independiente del tiempo, las derivadas con respecto al tiempo desaparecen y queda

$$\frac{\partial}{\partial s} (\rho v A) = 0$$

ahora bien $VA = Q$ (recordar que V debe ser normal al área) luego
 $d(pQ) = 0$

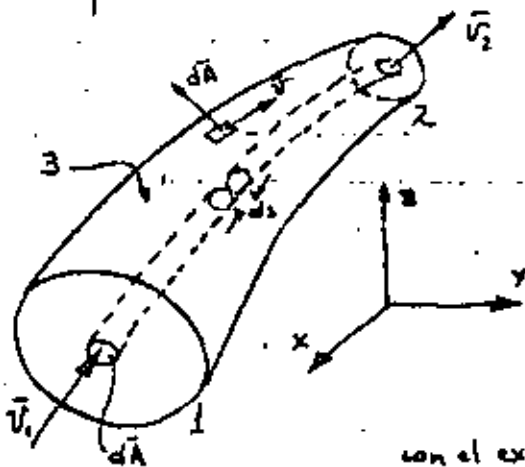
si el líquido es incompresible (densidad constante)

$$\rho dQ = 0 \therefore dQ = 0 \therefore Q = \text{constante}$$

Esto significa que el gasto que circula por cada sección de la vena con escurrimiento permanente, se mantiene constante. Si se consideran 2 secciones 1 y 2 de la vena se tiene

$$Q = A_1 V_1 = A_2 V_2$$

Ley del Impulso



Sea la vena líquida mostrada que constituye el volumen de control V limitado por la superficie total A constituida por las superficies 1 y 2 normales al eje de la vena y la superficie lateral 3

De acuerdo con la ley de impulso y cantidad de movimiento, el intercambio con el exterior en la unidad de tiempo, de la masa de líquido en el volumen de control,

es igual al impulso o fuerza resultante en la misma unidad de tiempo.

$$\vec{F} = \int_A \vec{v} \rho (\vec{v} \cdot d\vec{A}) + \frac{\partial}{\partial t} \int_V \vec{v} \rho dV$$

ahora bien $\vec{v} \cdot d\vec{A}$ en la superficie 3 vale cero (porque son normales) y sobre las superficies 1 y 2, el mismo producto escalar puede ser producto simple porque las velocidades son normales a sus superficies, o sea $\vec{v} \cdot d\vec{A} = v dA$, además $dV = dA ds$ luego

$$\vec{F} = \int_A \rho \vec{v}^2 dA + \frac{\partial}{\partial t} \int_{A/s} \rho \vec{v} dA ds$$

derivando respecto a s se tiene

$$\frac{\partial \vec{F}}{\partial s} = \frac{\partial}{\partial s} \int_A \rho \vec{v}^2 dA + \frac{\partial}{\partial t} \int_A \rho \vec{v} dA$$

si se supone que la densidad ^{de la velocidad} se mantiene constante en todos los puntos de una área de una sección transversal normal al eje de la vena, pueden salir

fuera de la integral ya que el elemento diferencial es el área dA . Ahora bien, la hipótesis de ~~vel~~ densidad media en el área es bastante buena no así la de velocidad media, por lo que si se le considera como tal a la velocidad deberá multiplicarse la expresión por un coeficiente correctivo β y queda, si además se considera que $Q = AV$

$$\frac{\partial \bar{F}}{\partial s} = \frac{\partial}{\partial s} \left(\beta \rho \bar{v} \frac{Q}{A} \right) dA + \frac{\partial}{\partial t} \left(\rho \bar{v} \right) dA$$

$$\frac{\partial \bar{F}}{\partial s} = \frac{\partial}{\partial s} (\rho \bar{v} Q \beta) + \frac{\partial}{\partial t} (\rho A \bar{v})$$

La integral de esta ecuación entre las secciones 1 y 2 resultará:

$$\bar{F} = (\rho Q \beta \bar{v})_2 - (\rho Q \beta \bar{v})_1 + \frac{\partial}{\partial t} \int \rho A \bar{v} ds$$

que es la ecuación de impulso y cantidad de movimiento para una vena líquida en movimiento transitorio. Si el movimiento es permanente y el líquido incompresible desaparece el último término de la ecuación anterior y se puede arreglar:

$$\bar{F} = \rho Q \left[(\beta_2 \bar{v}_2) - (\beta_1 \bar{v}_1) \right]$$

el coeficiente β cuando el movimiento es turbulento vale la unidad de modo que la ec. vectorial quedaría

$$\bar{F} = \rho Q \left[\bar{v}_2 - \bar{v}_1 \right]$$

esta ecuación vectorial puede representarse por sus componentes en los 3 ejes.

$$\begin{aligned} \bar{F}_x &= \rho Q \left[v_{2x} - v_{1x} \right] \\ \bar{F}_y &= \rho Q \left[v_{2y} - v_{1y} \right] \\ \bar{F}_z &= \rho Q \left[v_{2z} - v_{1z} \right] \end{aligned}$$

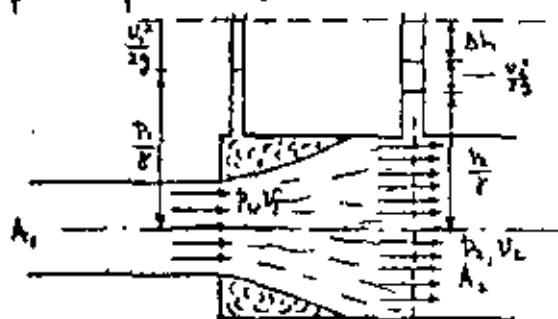
2 Pérdidas

Fórmula de Borda

La fórmula se valúa para una ampliación brusca de sección pero también puede usarse en aquellos casos en que no existan datos, más exactos para calcular una pérdida de carga local y se obtendrá un resultado aproximado. Es importante mencionar que la expresión puede hacerse extensiva a flujos a superficies libres.

La ampliación brusca de la sección en un tubo trae consigo una pérdida de carga por efecto de la separación del líquido de las paredes y la formación de grandes turbulencias. Para calcular la pérdida se usan las tres ecuaciones fundamentales de la hidráulica.

Para la aplicación de las ecuaciones se considera el volumen de control limitado aguas arriba por la sección 1 dentro y a de la zona de ampliación, aguas abajo por la sección 2 suficientemente alejada de la ampliación donde el líquido ya ha recuperado una distribución uniforme de las velocidades y lateralmente, por la pared del tubo.



En la sección 1 actúa la presión p_1 y la velocidad media del líquido es V_1 . La presión total en esta sección está compuesta por la suma de las presiones sobre la superficie central del área A_1 más la correspondiente a la zona de separación. En la sección 2 dominan la presión p_2 y la velocidad V_2 .

Considerando distribución uniforme de velocidades y esfuerzos de fricción nulos, de la ecuación de impulso y cantidad de movimiento resulta:

$$p_1 A_2 - p_2 A_2 = \frac{\rho}{g} Q (V_2 - V_1)$$

o bien

$$\frac{p_1 - p_2}{\rho} = \frac{1}{g} \frac{Q}{A_2} (V_2 - V_1) = \frac{V_2}{g} (V_2 - V_1) \quad (a)$$

por otra parte, de la ecuación de Bernoulli entre las secciones 1 y 2

$$\frac{p_1}{\rho} + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\rho} + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h$$

despejando la pérdida de carga

$$\Delta h = \frac{p_1 - p_2}{\rho} + \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} \quad (b)$$

sustituyendo la ecuación (a) en la (b)

$$\Delta h = \frac{v_2}{g} (v_2 - v_1) + \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g}$$

arreglando

$$\Delta h = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} \quad \text{Ecuación de Borda.}$$

del principio de continuidad.

$$v_1 = \frac{A_2}{A_1} v_2$$

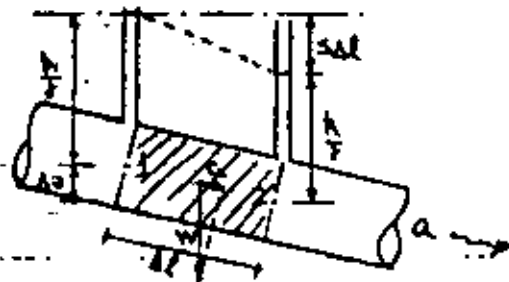
reemplazando en la ec. de Borda.

$$\Delta h = \left(\frac{A_2}{A_1} - 1 \right)^2 \frac{v_2^2}{2g}$$

Formulas de fricción

Vamos a ver las fórmulas de fricción aplicables a tuberías

Supongase una tubería de eje inclinado cualquiera.



$$W = \gamma a \Delta L$$

Supongamos que exista un cociente adimensional que se llama pendiente hidráulica que cumple con la siguiente propiedad.

$$\frac{p_1}{\rho} + \Delta Z = \frac{p_2}{\rho} + S \Delta L \quad ; \quad S \Delta L = \frac{p_1}{\rho} - \frac{p_2}{\rho} + \Delta Z \quad (a)$$

$S \Delta L$ = pérdida de fricción = diferencia entre el punto 1 y el punto 2

C_G es la componente del peso del volumen achurado que ayuda a que el elemento de volumen prospere.

Por triángulos semejantes en la figura se tiene:

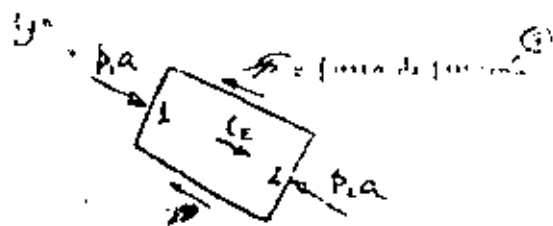
$$\frac{C_G}{W} = \frac{\Delta Z}{\Delta L} \quad ; \quad C_G = \frac{\Delta Z}{\Delta L} W = \frac{\Delta Z}{\Delta L} \gamma a \Delta L$$

$$C_G = \gamma a \Delta Z$$

si hacemos diagrama de cuerpo libre del volumen achurado resulta

$$\Sigma F = 0$$

$$p_1 a - p_2 a + C_E \tau \phi = 0$$



ahora $\tau = \phi \Delta l \tau$

ϕ - perímetro del tubo

τ - esfuerzo cortante

reemplazando los valores de τ y C_E en la ΣF se tiene:

$$a(p_1 - p_2) + \tau a \Delta z - \phi \Delta l \tau = 0$$

~~función de p1, p2, Δz, τ, φ, a, Δl (presión hidrostática)~~

arreglando la ecuación anterior

$$a \tau \left(\frac{p_1}{\tau} - \frac{p_2}{\tau} + \Delta z \right) = \phi \Delta l \tau$$

reemplazando el valor de la fórmula (a) en esta ecuación

$$a \tau \Delta z = \phi \Delta l \tau$$

$$y \frac{a}{\phi} = R = \text{radio hidráulico}$$

$$\tau = \gamma R S$$

Puede demostrarse (no lo vamos a hacer) que de acuerdo con las características propias del escurrimiento, el esfuerzo cortante se puede expresar como:

$$\tau = -\mu \frac{dv}{dr}$$

Escurrimiento LAMINAR

$$\tau = C v^n$$

Escurrimiento TURBULENTO

Ahora bien, puede fácilmente verse que la misma fórmula del esfuerzo cortante deducida anteriormente $\tau = \gamma R S$ para la vena líquida que está limitada por el tubo, puede aplicarse para una vena líquida de radio r .



Determinemos la fórmula de fricción para el régimen laminar

Iguando las dos expresiones del esf. cortante para este caso se tiene:

$$\gamma R S = -\mu \frac{dv}{dr}$$

pero para un tubo circular

$$R = \frac{\text{área}}{\text{perímetro}} = \frac{\pi r^2}{2\pi r} = \frac{r}{2}$$

reemplazando

$$r \frac{r}{2} s = -\mu \frac{dv}{dr}$$

pero $\gamma = \rho g$ y $\mu = \nu \rho$ reemplazando.

$$\rho g \frac{r}{2} s = -\nu \rho \frac{dv}{dr} \quad ; \quad dv = -\frac{g}{\nu} s \frac{r}{2} dr$$

integrando
ahora

$$v = -\frac{gs}{4\nu} r^2 + C \quad (b)$$

reemplazando

para $r = R'$ (radio de la tubería) ; $v = 0$

$$C = \frac{gs}{4\nu} R'^2$$

sustituyendo en (b)

$$v = \frac{gs}{4\nu} (R'^2 - r^2)$$

fórmula de Hagen-Poiseuille
(ley de variación de velocidades
con el radio)

Ver que la variación de la velocidad es parabólica respecto al radio. La velocidad máxima ocurre en el centro de la tubería donde $r = 0$

$$v_{\text{máx}} = \frac{gs}{4\nu} R'^2$$

Las expresiones del Principio de Continuidad, Ley del Impulso y Teorema de Bernoulli están desarrolladas para considerar una velocidad media representativa en cada sección, por tal motivo obtengamos una velocidad media representativa para este caso de régimen laminar en el escurrimiento.

Por definición de velocidad media se tiene

$$v_{\text{med}} = \frac{Q}{A}$$

y el gasto deducido a partir de la suma de velocidades por su área correspondiente en una sección resulta:

$$Q = \int_0^{R'} \underbrace{\frac{gs}{4\nu} (R'^2 - r^2)}_v \underbrace{2\pi r dr}_{dA}$$

reemplazando

$$v_{\text{med}} = \frac{1}{\pi R'^2} \int_0^{R'} \frac{gs}{4\nu} (R'^2 - r^2) 2\pi r dr$$

desarrollando se tiene

$$v_{\text{med}} = \frac{gs}{8\nu} R'^2$$

$$\therefore v_{\text{med}} = \frac{1}{2} v_{\text{máx}}$$

Determinemos la fórmula de fricción para el régimen turbulento. (ii)

Iguando las dos expresiones del esfuerzo cortante para este caso, se tiene:

$$\text{pero } C = \sqrt{\frac{f}{C}} \quad ; \quad fRS = C V^2 \quad ; \quad V^2 = \frac{f}{C} RS \quad ; \quad V = \sqrt{\frac{f}{C}} \sqrt{RS}$$

$$\boxed{V = C \sqrt{RS}} \quad \text{fórmula de Chezy}$$

Ahora, C es una magnitud que varía con el líquido (temperatura, densidad, peso esp), con las dimensiones de la tubería, material de la tubería y con la velocidad.

Diferentes investigadores hicieron experiencias para valuar esa C y por ejemplo Manning encontró que:

$$C = \frac{1}{n} R^{2/3} \quad \text{en que } n \text{ solo variaba con el líquido y las paredes de la tubería (se ha visto posteriormente que esto no es rigurosamente cierto).}$$

La fórmula de la fricción según Manning resulta, al reemplazar C en Chezy.

$$\boxed{V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}} \quad \text{fórmula de Manning}$$

Darcy-Weisbach propusieron una fórmula de coeficiente adimensional.

Para el caso particular de una tubería circular se tiene: $R = \frac{D}{4}$. Reempl. en Chezy,

$$V^2 = C^2 S \frac{D}{4} \quad ; \quad V^2 = \frac{C^2}{4} S D$$

dividiendo entre $2g$

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{C^2}{8g} S D \quad ; \quad S = \frac{8g}{C^2} \frac{1}{D} \frac{V^2}{2g}$$

el cociente $\frac{8g}{C^2}$ es adimensional y lo llamaron λ con lo que la fórmula de fricción según Darcy y Weisbach resulta:

$$\boxed{S = \frac{\lambda}{D} \frac{V^2}{2g}} \quad \text{fórmula de Darcy-Weisbach}$$

Darcy y Weisbach dicen que esta fórmula es general y que pueda aplicarse tanto para régimen laminar como para régimen turbulento, a pesar de haberse obtenido en el desarrollo anterior a partir de la condición de esfuerzo cortante turbulento.

Compararemos la fórmula de Darcy con la de Hagen para valuar λ en régimen laminar

como $D = 2R'$, la fórmula de Hagen resulta:

$$V_{\text{Hagen}} = \frac{gS}{32\nu} D^2 \quad ; \quad S = \frac{32\nu}{gD^2} V$$

igualando esta expresión con la de Darcy se tiene:

$$\frac{V^2}{2g} \frac{\lambda}{D} = \frac{32\nu}{gD^2} V \quad ; \quad \lambda = \frac{64\nu}{VD}$$

pero $\frac{VD}{\nu} = Re$ - número de Reynolds (adimensional) ; luego

$$\lambda = \frac{64}{Re}$$

ahora bien, el número de Reynolds límite para el régimen laminar es 2000 y la expresión anterior de λ vale para números de Re entre 0 y 2000. Para $2000 < Re < 3000$, otro investigador Blasius propone otra expresión para λ que vale

$$\lambda = \frac{0.3163}{Re^{1/4}}$$

y para $Re > 3000$ el mismo Blasius propone la expresión

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log Re \sqrt{\lambda} - 0.8$$

Otro investigador, Von Mises, propone una expresión para λ que pretende ser general, para cualquier tipo de régimen

$$\lambda = 0.0096 + \sqrt{\frac{32 \epsilon_{vm}}{d}} + \sqrt{\frac{2.88}{Re}}$$

Esta tiene unidades (0.0096).

Kozeny propone otras fórmulas de fricción para distintos materiales de que está hecho el tubo.

$$V = (8.86 \log D + N) \sqrt{SD}$$

fórmula de Kozeny para tubos de concreto, fofo, acero, barro.

$$V = (6.5 \log Re - 5.15) \sqrt{SD}$$

fórmula de Kozeny para madera

$$V = (7.78 \log Re - 5.95) \sqrt{SD}$$

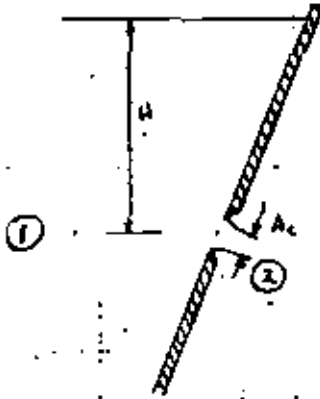
fórmula de Kozeny para tubos de plástico, lucita, alerista.

3 Orificios, Compuertas y tubos

(13)

Orificios

a) Orificios de cualquier forma (circular, rectangulares, etc.) con carga H grande en comparación con las dimensiones del orificio, pared delgada, arista afilada, contracción completa (distancia entre centros del orificio y las paredes a $3D$ o mayores y a $3a$ o mayores si el orificio es rectangular).



Aplicando Bernoulli entre las secciones ① y ② sin considerar pérdidas ni vel. de llegada

$$H = \frac{v^2}{2g} \quad ; \quad v = \sqrt{2gH}$$

ahora bien, por el hecho de no considerar pérdidas, la ec. anterior debe corregirse con un coeficiente, queda:

$$v = C_v \sqrt{2gH}$$

En la zona del chorro donde las líneas de corriente son paralelas y en donde se ha calculado la expresión de la velocidad, el área del orificio se ha contraído, esto es:

$$A_c = C_c A$$

A - área del orificio

El gasto descargado será

$$Q = A_c v \quad ; \quad Q = C_c C_v A \sqrt{2gH}$$

C_v - coeficiente de velocidad
 C_c - coeficiente de contracción

$$C_c C_v = C_d$$

coeficiente de descarga para orificios en las condiciones enunciadas arriba.

luego:

$$Q = C_d A \sqrt{2gH}$$

H - carga desde la superficie libre hasta el centro de gravedad del orificio
 En caso de haber sobrecarga p en el recipiente y velocidad de llegada

$$Q = C_d A \sqrt{2g \left(H + \frac{p}{\rho} + \frac{v^2}{2g} \right)}$$

Puede demostrarse mediante un desarrollo teórico bastante preciso que

$$C_c = 2 - \sqrt{4 - \frac{2}{C_v^2}}$$

y la tabla de valores calculada con base en la fórmula es

C_v	1	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95
C_c	0.576	0.600	0.615	0.631	0.647	0.664
C_d	0.576	0.594	0.603	0.612	0.621	0.631

Por medio del análisis dimensional se demuestra que los coeficientes de velocidad, contracción y gasto son función exclusivamente del N° de Re y de acuerdo con los resultados de diferentes investigadores sus valores se muestran en la Fig 6.4 (Libro Hidráulica de Sotelo; segunda parte). En la figura se observa que para N° de Re , $Re > 10^5$, los coef. C_v , C_c y C_d son independientes de dicho número y valen

$C_v = 0.99$; $C_c = 0.605$; $C_d = 0.60$

si se comparan con la tabla de valores teóricos se tiene que para $C_v = 0.99$, $C_c = 0.60$ y $C_d = 0.594$, que prácticamente coinciden con los coef. experiment. indicados.

Se puede valorar la pérdida de energía en un orificio si al establecer el teorema de Bernoulli entre las secciones ① y ② de la figura anterior, se incluye el término de pérdida de energía

$$H = \frac{v^2}{2g} + \Delta h_r$$

se tenía además que

$$H = \frac{1}{C_v^2} \frac{v^2}{2g}$$

combinando las dos ec. y despejando Δh_r resulta

$$\Delta h_r = \left(\frac{1}{C_v^2} - 1 \right) \frac{v^2}{2g} = K \frac{v^2}{2g}$$

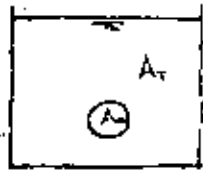
b) Orificios con contracción incompleta.

Se pueden presentar dos tipos de contracción incompleta.

- 1) cuando las paredes o el fondo del recipiente se encuentran a distancias menores a $3D$ o $3a$ (contracción parcialmente suprimida)
- 2) cuando alguna o algunas de las paredes coincide con uno o algunos de los bordes del orificio (contracción totalmente suprimida).

~~Para el caso 1)~~ Para el caso 1) se tiene la sig. fórmula

$$C_d = C_{d_0} \left[1 + 0.641 \left(\frac{A_0}{A_T} \right)^2 \right]$$



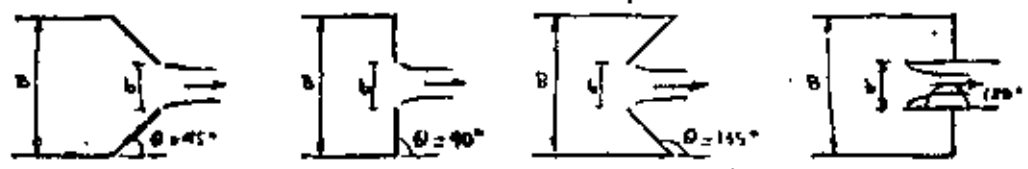
donde C_{d_0} - es el coeficiente de gasto del orificio

C_{d_0} - es el coef. de gasto del mismo orificio con contracción completa

A_0 - el área del orificio

A - el área de la pared del recipiente ~~donde está~~ en contacto con el líquido (pared donde está el orificio)

Para el caso 2), éste se estudia en compuestas.
Von Meiss hizo estudios para evaluar coeficientes de contracción en orificios de forma especial



y presenta los resultados en la tabla 6.2 (Libro Hidráulica de Soblo; segunda parte). En este caso particular puesto que la velocidad de llegada dentro del tubo es importante, hay que valor el coeficiente de gasto tomando en cuenta eso. Aplicando Bernoulli ^{la ecuación de continuidad} entre una sección dentro del tubo y afuera en una sección donde ya se ha contraído lo mínimo el chorro, se llega a obtener

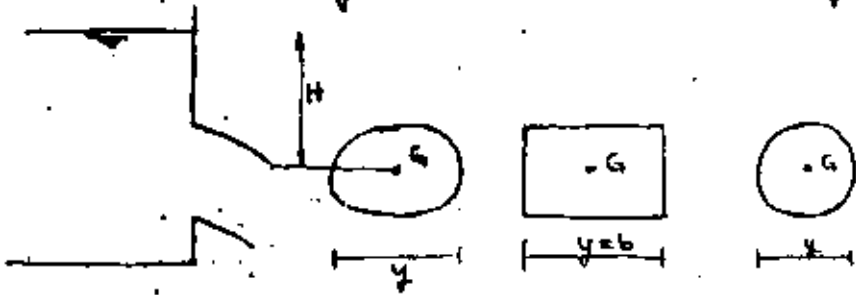
$$C_d = \frac{C_c}{\sqrt{1 - C_c^2 \left(\frac{b}{B}\right)^2}}$$

para orificios bidimensionales

$$C_d = \frac{C_c}{\sqrt{1 - C_c^2 \left(\frac{d}{D}\right)^2}}$$

para orificios circulares

c) Orificios de grandes dimensiones o cargas pequeñas



Haciendo la integración del gasto que sale por elementos diferenciales a través del orificio puede llegarse a obtener una expresión del siguiente tipo

$$\phi = \frac{Q'}{Q} = 1 - \frac{1}{96} \left(\frac{a}{H}\right)^2$$

para orificios rectangulares de alto a y carga H de agua referida al centro de gravedad del orificio

$$\phi = \frac{Q'}{Q} = 1 - \frac{1}{128} \left(\frac{D}{H}\right)^2$$

para orificios circulares de diámetro D y carga H de agua referida al centro de gravedad del orificio.

En estas expresiones Q' es el gasto que sale del orificio y Q es el gasto que da la fórmula: $Q = C_d A \sqrt{2gH}$

en la que C_d es el coeficiente de descarga para orificios de pequeño y cargas grandes vistas en el inciso a).

A continuación se da una tabla de valores de ϕ

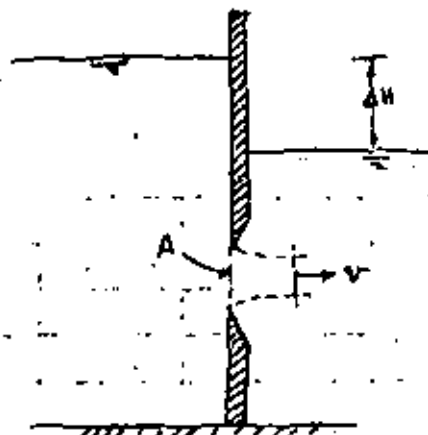
10

valores de ϕ		
$\frac{a}{H}$ ó $\frac{D}{H}$	Orificio	
	Rectangular	Circular
2	0.94	0.95
1	0.99	0.99
0.67	1	1

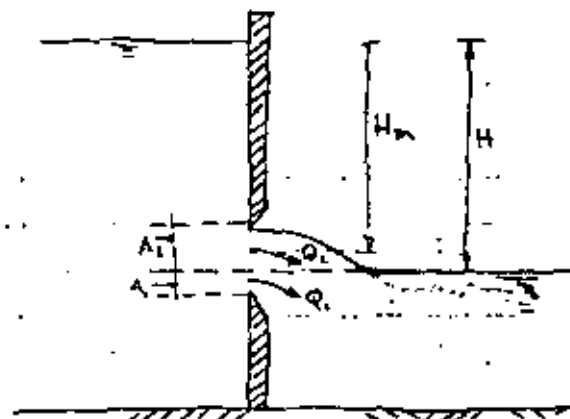
para valores ~~menores~~ ^{menores} de $\frac{a}{H}$ ó $\frac{D}{H}$ (menores a 0.67) ϕ vale 1, o sea que para valor el gasto que vale por un orificio de grandes dimensiones para relaciones de $\frac{a}{H}$ ó $\frac{D}{H}$ menores que 0.67 puede utilizarse la misma expresión $Q = C_d A \sqrt{2gH}$ que se propone para los orificios ~~de~~ vistas en el inciso a).

d) Orificios con descarga sumergida

Cuando el orificio descarga a otro tanque cuyo nivel está por arriba del canto inferior del orificio, se dice que la descarga es ahogada. El ahogamiento puede ser total o parcial.



Ahogamiento total



Ahogamiento parcial.

En el caso de descarga ahogada total, se puede derivar una ecuación análoga a la general: $Q = C_d A \sqrt{2gH}$, con la única diferencia que la energía total H es entonces ΔH , la diferencia de niveles entre los dos recipientes

$$Q = C_d A \sqrt{2g \Delta H}$$

Se recomienda usar el mismo coef. de gasto C_d que en un orificio de descarga libre.

Cuando el ahogamiento es parcial, el gasto total descargado por el orificio puede expresarse como la suma Q_1 y Q_2 , donde Q_1 es el gasto correspondiente a la porción del orificio con descarga ahogada

$$Q_1 = C_{d1} A_1 \sqrt{2gH} \quad (\text{ver figuras para reemplazar el valor correcto de } H)$$

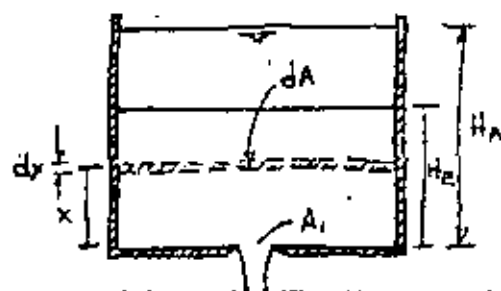
y Q_2 es el gasto de la porción del orificio con descarga libre

$$Q_2 = C_{d2} A_2 \sqrt{2gH_m}$$

No se tienen investigaciones confiables acerca de los coef. de gasto C_{d1} y C_{d2} , Schlag propone que $C_{d1} = 0.70$ y $C_{d2} = 0.675$ en el caso de que el orificio tenga un umbral en el fondo como aparece en las figuras.

e) Orificios bajo carga variable

En todos los casos antes tratados se ha considerado que la carga con la que funciona el orificio permanece constante. Sin embargo, también puede estudiarse el caso en que ésta varíe, esto es, que el nivel de la superficie libre del depósito cambie según ocurra el vaciado del depósito a través del orificio. Sea un depósito como el mostrado



El gasto en cualquier instante t es

$$Q = C_d A_1 \sqrt{2gx}$$

Un elemento de volumen $A dx$ se vacía en un intervalo de tiempo

$$dt = \frac{A dx}{C_d A_1 \sqrt{2gx}}$$

siendo T el tiempo total de vaciado, se obtiene de la integración

$$T = \frac{A}{C_d A_1 \sqrt{2g}} \int_0^{H_1} \frac{dx}{\sqrt{x}} \quad ; \quad T = \frac{A}{C_d A_1 \sqrt{2g}} \sqrt{H_1}$$

o también
$$T = 2 \frac{A}{C_d A_1} \frac{H_1}{\sqrt{2gH_1}}$$

pero $A H_1$ es el volumen total V_A del recipiente

y $C_d A_1 \sqrt{2gH}$ es el gasto Q_A al iniciarse el vaciado bajo un orificio A_1 , de donde resulta finalmente

$$T = 2 \frac{V_A}{Q_A}$$

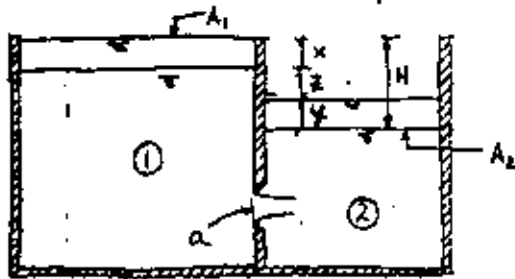
esto es, el tiempo total de vaciado es dos veces mayor del que se tendría si el gasto inicial del orificio Q_A permaneciera constante.

Si el recipiente se vacía hasta el nivel H_E , el tiempo necesario para esto es

$$T_E = 2 \left(\frac{V_A}{Q_A} - \frac{V_E}{Q_E} \right)$$

donde $V_E = A H_E$ y $Q_E = C_d A_1 \sqrt{2gH_E}$

Otro caso sería el vaciado de un recipiente a otro



El descenso x en ① significa un ascenso y en ②, y en cualquier instante t se satisface que

$$x + y + z = H$$

$$A_1 dx = A_2 dy = C_d a \sqrt{2gz} dt$$

o bien.

$$dx = \frac{C_d a \sqrt{2gz}}{A_1} dt \quad ; \quad dy = \frac{C_d a \sqrt{2gz}}{A_2} dt$$

y siendo $dx + dy + dz = 0$; reemplazando resulta:

$$C_d a \sqrt{2g} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) dt = -z^{1/2} dz$$

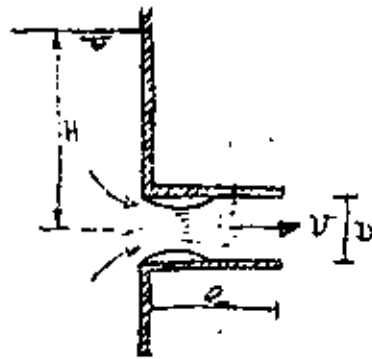
el tiempo necesario para pasar de la diferencia de niveles H a la diferencia H' vale

$$T = - \frac{1}{C_d a \sqrt{2g} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right)} \int_H^{H'} \frac{dz}{\sqrt{z}}$$

$$T = \frac{2 A_1 A_2 (\sqrt{H} - \sqrt{H'})}{C_d a \sqrt{2g} (A_1 + A_2)}$$

f) Orificios de pared gruesa

Cuando la pared en el contorno de un orificio no tiene un espesor aplanado, el orificio es de pared gruesa o tubo corto.



En este tipo de orificio se observa que el chorro, una vez que ha pasado la sección contracta, tiene todavía espacio dentro del tubo para expandirse y llenar la totalidad de la sección. Entre la sección contracta y la final ocurre un rápido descenso de la velocidad acompañado de turbulencia y fuerte pérdida de carga.

Por un razonamiento análogo al de los orificios de pared delgada, se concluye que la velocidad de salida se puede calcular con la misma ecuación

$$V = C_v \sqrt{2gH}$$

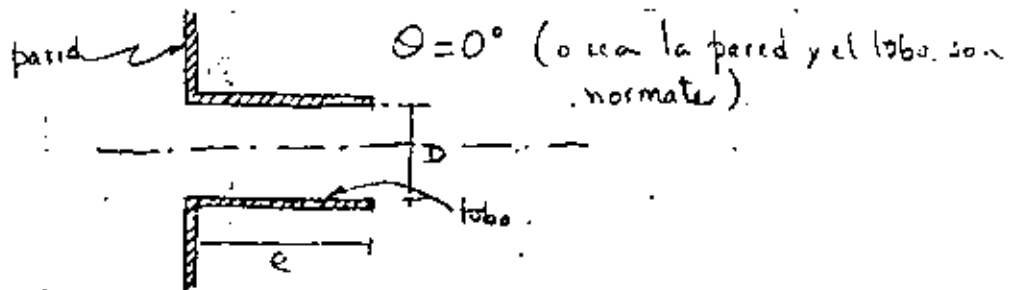
donde el coeficiente de velocidad, C_v se reduce ahora hasta el valor 0.82 cuando $e/D = 3$. Ahora $C_c = 1$ luego $C_d = C_v = 0.82$, o sea se obtiene un gasto un tercio mayor aproximadamente, que en un orificio de pared delgada.

La pérdida de carga vale:

$$\Delta h_r = \left(\frac{1}{(0.82)^2} - 1 \right) \frac{V^2}{2g} = 0.49 \frac{V^2}{2g}$$

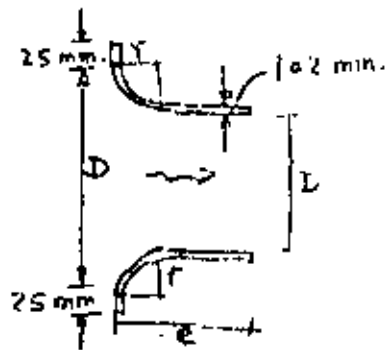
si $e/D > 3$ empieza a tener influencia la fricción.

Pueden usarse las siguientes tablas:



e/D	≤ 0.5	1	1.5	2.0	2.5	3	5	12	25	35	50	60	75	100
C_d	0.60	0.75	0.78	0.79	0.80	0.82	0.79	0.77	0.71	0.58	0.64	0.60	0.59	0.55

Si los cantos se redondean con forma la siguiente figura, el coeficiente $C_d = 0.952$



$$\frac{d}{D} = 0,6 \text{ a } 0,6,$$

$$r = 0,3d$$

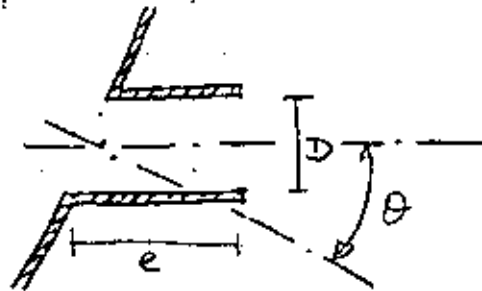
$$e = d$$

$$\theta = 0^\circ$$

Otro, para diferentes valores de θ aristas de entrada agudas se tiene:

$$\frac{e}{D} = 3$$

y



θ	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°
C_1	0,82	0,80	0,78	0,75	0,75	0,73	0,72

Compuertas

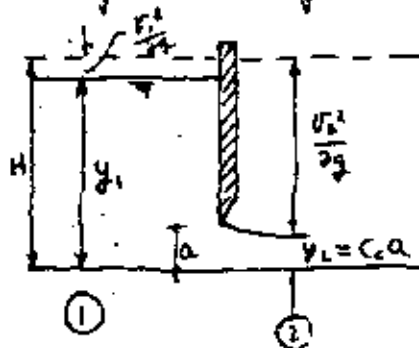
(21)

21

(21)

Una compuerta consiste en una placa móvil, plana o curva que permite graduar la altura del orificio que se forma al levantar la misma. El orificio generalmente se presenta entre el piso de un canal y el borde inferior de la compuerta, coincidiendo su ancho con el del canal, de tal manera que el flujo pueda considerarse bidimensional.

Ecuación general de gasto.



Aplicando Bernoulli entre ① y ②

$$H = y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = y_2 + \frac{v_2^2}{2g} = C_c a + \frac{v_2^2}{2g}$$

de la ec. de continuidad
en la ec. anterior resulta:

$$v_1 = \frac{C_c a}{y_1} v_2 \quad \text{y al sustituir este valor}$$

$$y_1 + \left(\frac{C_c a}{y_1}\right)^2 \frac{v_2^2}{2g} = C_c a + \frac{v_2^2}{2g}$$

arreglando términos.

$$\frac{v_2^2}{2g} = \frac{y_1 - C_c a}{1 - \left(\frac{C_c a}{y_1}\right)^2} = \frac{\left(1 - \frac{C_c a}{y_1}\right) y_1}{\left(1 + \frac{C_c a}{y_1}\right) \left(1 - \frac{C_c a}{y_1}\right)}$$

$$\therefore v_2 = \frac{C_c}{\sqrt{1 + \frac{C_c a}{y_1}}} \sqrt{2g y_1} \quad \text{en que } C_c \text{ es el coef. de vel.}$$

el gasto es:

$$Q = \frac{C_c C_v b a}{\sqrt{1 + \frac{C_c a}{y_1}}} \sqrt{2g y_1} = C_d b a \sqrt{2g y_1}$$

donde

$$C_d = \frac{C_c C_v}{\sqrt{1 + \frac{C_c a}{y_1}}}$$

o bien

$$C_d = \frac{1}{2} \frac{a}{y_1} \left(\frac{C_d}{C_v}\right)^2 + \sqrt{\left[\frac{1}{2} \frac{a}{y_1} \left(\frac{C_d}{C_v}\right)^2 + \left(\frac{C_c}{C_v}\right)^2\right]} \quad (II) \uparrow$$

en la ecuación que da el gasto, $\sqrt{1 + \frac{C_c a}{y_1}}$ sirve para corregir el error de considerarse y_1 en lugar de H .

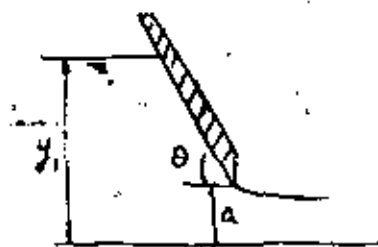
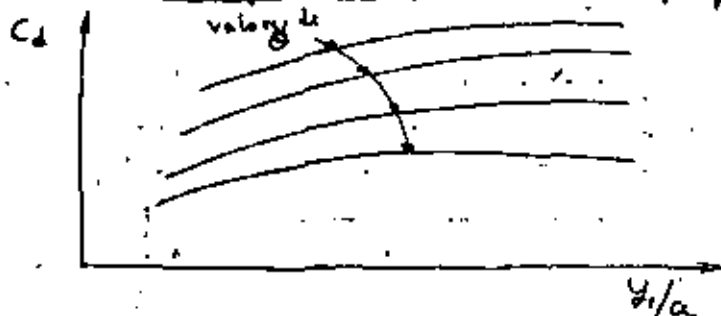
Si la descarga es sumergida, con un tirante y_2 en el canal aguas abajo de la compuerta, se puede hacer un desarrollo análogo al anterior y obtener una expresión para:

el gasto, idéntica a la anterior para ⁽²⁷⁾ cualquier tipo de compuerta (deslicante, radial, deslicante inclinada, etc.).

Los coeficientes C_c , C_v y C_d dependen de la geometría del flujo y del N° de Re pero en la mayoría de los problemas prácticos el N° de Re que resulta es mayor que aquel, a partir del cual el flujo se vuelve independiente de éste.

Compuertas planas.

Un investigador de apellido Gentilini realizó investigaciones en compuertas planas con descarga libre y obtuvo las sig. gráficas para el C_d .



esta gráfica viene en la pag 48 Fig. 6.23 libro Hidráulica, Sobelo. Knapp propone una fórmula para calcular C_v

NOTA:

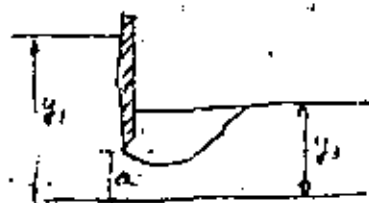
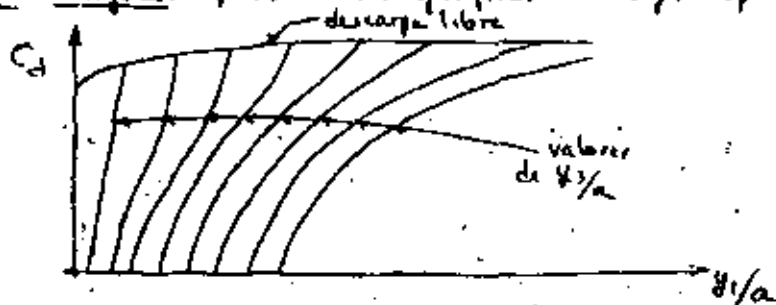
si al reemplazar los valores de a y y_1 en estas ecs. se obtiene un $C_v > 1$, hágase $C_v = 1$ (es decir que el coef. de vel. no puede ser > 1).

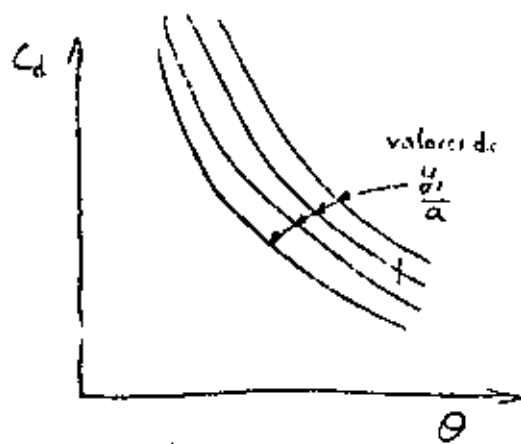
$$C_v = 0.960 + 0.098 \frac{a}{y_1} \quad \text{--- para compuerta plana vertical y descarga libre}$$

$$C_v = 0.960 + (0.00615 \theta^2 - 0.0475) \frac{a}{y_1} \quad \text{--- para compuerta plana inclinada un ángulo } \theta^\circ \text{ y descarga libre}$$

Ahora bien, conociendo C_d y C_v se reemplazan en la fórmula escrita anteriormente, para valuar C_c y se obtiene ese coef. En todos los casos, cualesquiera que sean los valores de C_d y C_v resultan valores de C_c muy cercanos a 0.62, luego para fines prácticos se recomienda un valor $C_c = 0.62$ para cualquier relación $\frac{a}{y_1}$, inclusive para descarga SUMERGIDA.

Investigadores chilenos hicieron investigaciones en compuertas planas verticales con descarga ahogada y obtuvieron gráficas del sig. tipo:





Esta gráfica viene en la pag 52 Fig. 6.30 libro Hidráulica, Sotelo Knapp encontró una ecuación para calcular el coeficiente de velocidad C_v en función del ángulo θ de la tangente al labio inferior de la compuerta

$$C_v = 0.960 + (0.00615 \theta^\circ - 0.0475) \frac{a}{y_1}$$

donde C_v tiene como límite superior $C_v = 1$

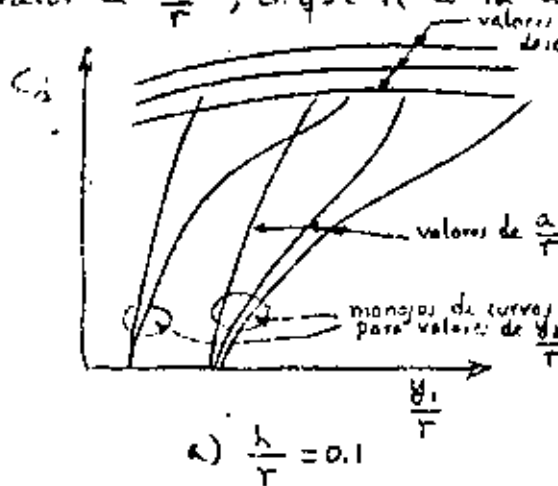
Con los valores de C_v y C_d puede obtenerse C_c reemplazando en la fórmula vista anteriormente

$$C_c = \frac{1}{2} \frac{a}{y_1} \left(\frac{C_d}{C_v} \right)^2 + \sqrt{\left[\frac{1}{2} \frac{a}{y_1} \left(\frac{C_d}{C_v} \right)^2 \right]^2 + \left(\frac{C_d}{C_v} \right)^2}$$

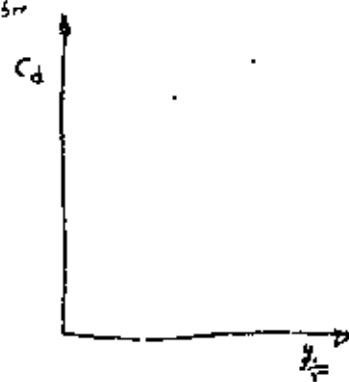
o en la fórmula

$$C_c = 1 - 0.00233 \theta^\circ + 0.004 (\theta^\circ)^2$$

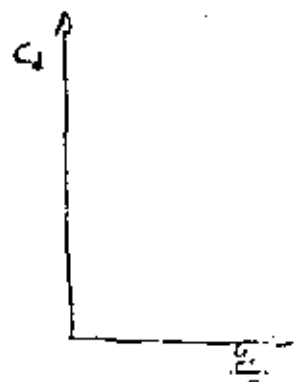
Otro investigador, Toch, hizo los experimentos más completos para compuertas radiales, presenta las gráficas de la pag. 53 Fig. 6.31 del Libro Hidráulica, Sotelo e incluye valores de C_d para descarga libre y descarga atropada en función de los valores $\frac{y_1}{r}$, $\frac{a}{r}$, $\frac{y_2}{r}$ para cada valor de $\frac{h}{r}$, es que h es la altura del perno de la compuerta.



a) $\frac{h}{r} = 0.1$



b) $\frac{h}{r} = 0.5$

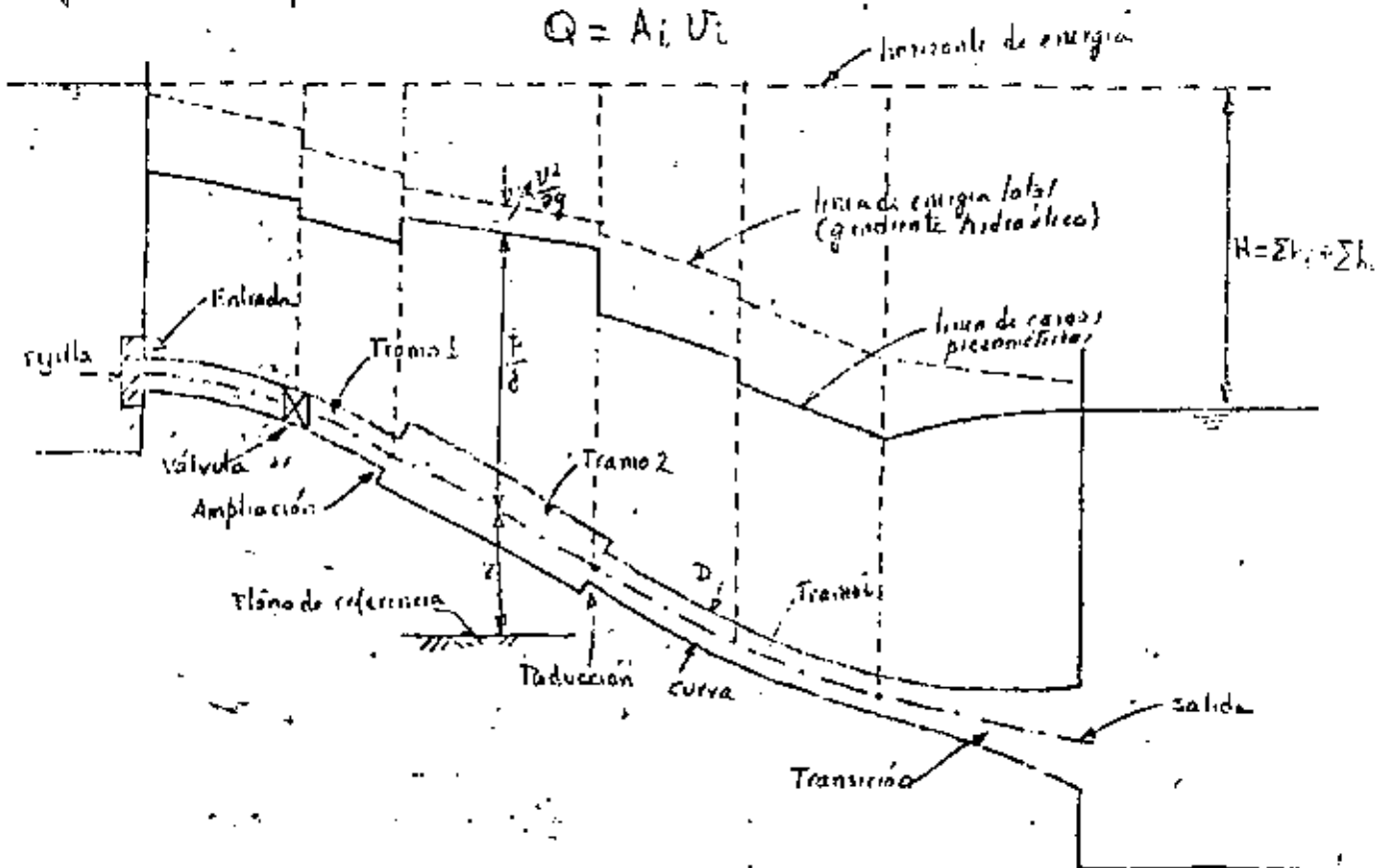


c) $\frac{h}{r} = 0.7$

Es el más sencillo de los sistemas. Consiste en un conducto único directamente en el caudal aguas arriba por su superficie superior y en un receptor libre o a otro recipiente. El conducto puede tener cambios geométricos u obstrucciones que producen pérdidas locales de energía, además de la propia de fricción.

Para el análisis del conducto sencillo se utiliza la ecuación de continuidad y la de energía. La primera establece la invariabilidad del gasto en cualquier sección i del conducto

$$Q = A_i V_i$$



La segunda establece la constancia de la energía entre dos secciones transversales 1 y 2 del conducto, para lo cual se acepta, usualmente, que el coeficiente de Coriolis en dichas secciones valga 1. Esto es

$$z_1 + \frac{h_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{h_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_f + \sum_1^2 h_m$$

donde

$\sum_1^2 h_f$ - suma de las pérdidas de fricción h_f en cada tramo de la sección entre 1 y 2

$\sum_1^2 h_m$ - suma de las pérdidas menores (locales) que ocurren en el tramo entre 1 debido a entrada, salida, cambios de sección, válvulas, etc.

Cada una de las magnitudes h_f del término $\sum h_f$ se expresa en función de la carga de velocidad de su tramo correspondiente de sección constante. En un tramo tiene variación gradual de sección y longitud superficial por tanto en cuenta pérdida por fricción h_f , sólo se valúa considerando longitud del tramo y una carga de velocidad media, en función de la cual se valora una pérdida por fricción h_f y se tendrá que en el tramo $h_m = \sum h_f$). Cada una de las magnitudes h_m del término $\sum h_m$ se valúa como siempre en función de la carga de velocidad en una sección inmediatamente aguas abajo de la zona de turbulencia que produjo la pérdida menor (local).

La ecuación de la energía contendrá términos en función de la velocidad correspondiente a distintas secciones del conducto, pero utilizando la ecuación de continuidad, todas esas velocidades pueden sustituirse por la velocidad en un solo tramo.

Si el extremo aguas abajo de la tubería descarga a la atmósfera, el desnivel H será la diferencia de niveles entre la superficie libre en el depósito superior y el centro de gravedad de la sección final del tubo. En cualquier caso dicho desnivel será:

$$H = \sum h_f + \sum h_m$$

Si la energía inicial del conducto se da con una bomba, el nivel inicial con respecto al cual se va a calcular la H es la suma

$$Z + \frac{p}{\rho} + \frac{V^2}{2g}$$

- en que Z - es la carga de posición del centro de gravedad del conducto de descarga de la bomba
 $\frac{p}{\rho}$ - la carga de presión que da la bomba en su conducto de descarga.
 $\frac{V^2}{2g}$ - carga de velocidad en su conducto de descarga.

En las tuberías simples se presentan dos tipos de problemas

a) Revisión: Conociendo H , la geometría y rugosidad del tubo, se desea calcular el gasto.

Se desconoce la zona de flujo (laminar, transición o turbulenta) en la que trabaja el tubo, la velocidad y los coeficientes de pérdida son incógnitas. Si se elige la sección 1 dentro del depósito superior y la 2 dentro del inferior, además se supone despreciable la velocidad de llegada, la ecuación de la energía resulta:

$$H = \left(z_1 + \frac{p_1}{\rho} \right) - \left(z_2 + \frac{p_2}{\rho} \right) = \sum_1^2 h_f + \sum_1^2 h_m$$

Por la fórmula de Darcy-Weisbach y las pérdidas menores

$$H = \frac{V^2}{2g} + \left(\lambda_1 \frac{L_1}{D_1} \frac{V_1^2}{2g} + \lambda_2 \frac{L_2}{D_2} \frac{V_2^2}{2g} + \dots \right) + \left(K_1 \frac{V_1^2}{2g} + K_2 \frac{V_2^2}{2g} + \dots \right)$$

1 puesto que $V_2 A_2 = V_1 A_1$

$$H = \frac{V_2^2}{2g} \left(1 + \lambda_1 \frac{L_1}{D_1} \frac{A_2^2}{A_1^2} + \lambda_2 \frac{L_2}{D_2} \frac{A_2^2}{A_1^2} + \dots + K_1 \frac{A_2^2}{A_1^2} + K_2 \frac{A_2^2}{A_1^2} + \dots \right)$$

la velocidad en la sección final vale

$$V_2 = \sqrt{\frac{2gH}{1 + \sum_{i=1}^n \left(\lambda_i \frac{L_i}{D_i} \frac{A_2^2}{A_1^2} + K_i \frac{A_2^2}{A_1^2} \right)}} \quad (a)$$

y el gasto

$$Q = V_2 A_2 \quad (b)$$

Puesto que se conoce la rugosidad relativa ϵ/D se puede estimar un valor para cada λ_i por la inspección del diagrama de Moody, reemplazando esos valores supuestos en la ecuación anterior se obtiene V_2 y después se valúa Q . Conociendo el gasto Q (aproximado) se valúan las V_2 .

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{Q}{\frac{\pi D_2^2}{4}}$$

y a la vez con ellas se obtienen los números de Reynolds $Re_i = \frac{V_2 D_i}{\nu}$, con los que se valúan nuevos λ_i y se repite el proceso hasta encontrar diferencia pequeña entre los valores anteriores calculados y los valores últimos.

b) Diseño: Conociendo H , la geometría (con excepción de uno de los diámetros), la rugosidad y el gasto, se desea calcular uno de los diámetros (con más de un diámetro como incógnita, la solución es imposible).

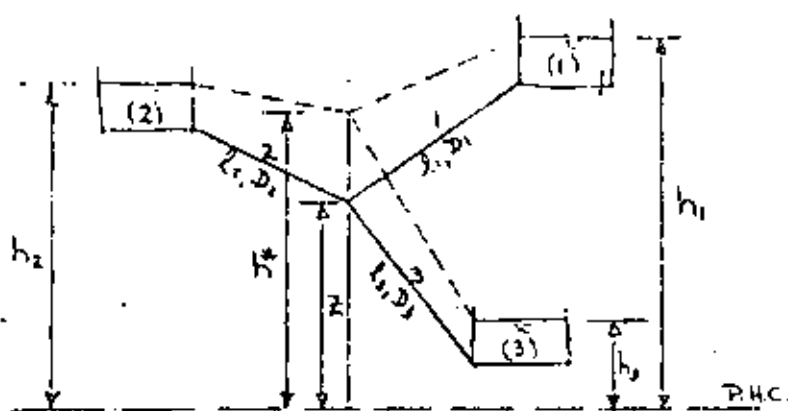
Igual que en el problema de revisión se utiliza la ecuación (a) estimando λ y el diámetro D desconocidos, que se sustituyen para obtener V_2 y después con la ec. (b) se obtiene Q que se compara con el Q dato, si existe discrepancia se repite el proceso hasta que Q calculado y Q dato sean iguales o muy parecidos.

4 Redes de tuberías

Tubos interconectados

CC 21

Sea un sistema de tuberías interconectadas



El problema consiste en determinar quien llena a quien de los depósitos que se muestran

En este tipo de problemas se suponen conocidas las características geométricas de las tuberías, así como las elevaciones de los niveles del agua en los depósitos (que deberán ser constantes), además en su solución se consideran únicamente pérdidas por fricción

Pueden presentarse 3 posibilidades de solución:

- Que el depósito (1) llene a (2) y (3)
- Que los depósitos (1) y (2) llenen a (3)
- Que el depósito (1) llene a (3) y (2) se mantiene sin intervenir.

A nosotros nos interesa el tratamiento interno del problema para determinar que gasto fluye en las tuberías, por esto se trata de un problema de revisión

De antemano no se puede determinar cual de las tres posibilidades de solución mencionadas es la que resuelve el problema específico que se analice y por tanto, lo que debe hacerse es suponer h^* (gradiente en el punto Z)

Las tres posibilidades de solución pueden enunciarse matemáticamente como:

- $h_1 > h^* > h_2 > h_3$
- $h_1 > h_2 > h^* > h_3$
- $h_1 > h^* ; h_1 = h^* ; h_2 > h_3$

Para el diagrama que se ha representado en la figura le corresponde la solución b). Analicemos esa posibilidad.

Llamemos

$$K_i = \lambda_i \frac{L_i}{D_i} \frac{1}{2g}$$

Se pueden plantear las siguientes ecuaciones

$$\left. \begin{aligned} h_1 - h^* &= K_1 V_1^2 & V_1 &= K_1' \sqrt{h_1 - h^*} \\ h_2 - h^* &= K_2 V_2^2 & V_2 &= K_2' \sqrt{h_2 - h^*} \\ h^* - h_3 &= K_3 V_3^2 & V_3 &= K_3' \sqrt{h^* - h_3} \end{aligned} \right\} (a)$$

ingue:

$$K_i' = \sqrt{\frac{1}{K_i}} \quad 1.$$

En el sistema de ecuaciones (a) se desconocen V_1, V_2, V_3, h^* (siempre y cuando se acepte que para valuar K_i' se suponen valores iniciales de λ_i), luego se tienen 3 ecuaciones y cuatro incógnitas. La cuarta ecuación que puede plantearse para resolver el sistema es el principio de continuidad, esto es:

$$A_1 V_1 + A_2 V_2 = A_3 V_3 \quad (b)$$

Debe tenerse mucho cuidado en el planteamiento de la ecuación anterior, pues debe ser congruente con la hipótesis de carga supuesta h^* , esto es, (1) y (2) llenan a (3). Esta misma recomendación es aplicable al planteamiento de ecuaciones del sistema (a) (obscrvese que para el caso particular de análisis que se ha planteado $V_1 = f(h_1 - h^*), V_2 = g(h_2 - h^*)$ pero $V_3 = k(h^* - h_3)$).

Si se reemplazan las ecuaciones (a) en la (b) se tiene:

$$\boxed{A_1 K_1' \sqrt{h_1 - h^*} + A_2 K_2' \sqrt{h_2 - h^*} = A_3 K_3' \sqrt{h^* - h_3}} \quad (c)$$

que es la ecuación que resuelve el problema. Para resolverla hay que elevar al cuadrado dos veces, con lo que se pueden tener 2 raíces reales. Con esas dos raíces reemplazándolas en el sistema de ecc. (a) se obtienen las velocidades, que al reemplazarlas en la ecuación (b) se podrá saber cual de las dos soluciones de h^* es la aceptable, será aquella a través de la cual se satisfaga (b).

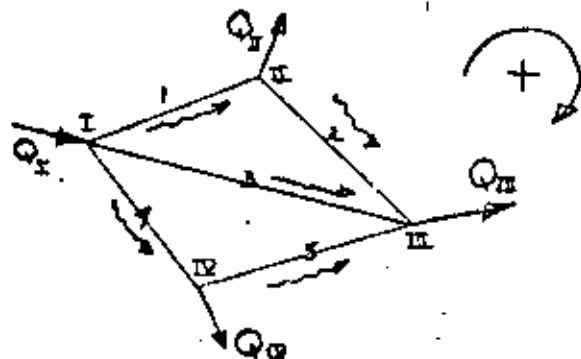
Puede suceder que al tratar de resolver la ec. (c) no se obtengan raíces reales, esto no debe sorprender, porque querrá decir que debe cambiarse la hipótesis para h^* por cualquiera de las otras dos posibles soluciones a) o c) ya que la supuesta b) (en este caso particular) fué incorrecta. Con la nueva hipótesis para h^* deberá replantearse el sistema de 4 ecuaciones para llegar a una única ecuación similar a la (c).

Con los valores de h^*, V_1, V_2 y V_3 obtenidos deben valuar los números de Reynolds Re_i para cada tubo, con el fin de obtener valores de λ_i más aproximados al valor correcto, pues debe recordarse que se habían dado valores estimativos a λ_i para obtener los primeros h^*, V_1, V_2 y V_3 , volverán a calcularse los K_i' y hacer nuevamente el cálculo de h^*, V_1, V_2 y V_3 . El proceso se repetirá tantas veces como sea necesario para que los valores últimos obtenidos sean muy parecidos a los anteriores.

Redes cerradas

Otro problema interesantísimo se presenta en el caso específico de las redes cerradas (verdaderas circuitos de tubos interconectados). Este problema se aborda por métodos especiales no muy exactos.

Sea una red cerrada sencilla



Se considerará en el desarrollo del método solo las pérdidas por fricción.

Esta red sencilla puede ser parte de una red mucho mayor y en el caso general los gastos $Q_I, Q_{II}, Q_{III}, Q_{IV}$, etc son desconocidos, aunque para poder resolver el problema debe conocerse al menos uno.

De la red se conocen las longitudes y los diámetros de los conductos y hay que suponer los sentidos \rightsquigarrow de escorrente. El desarrollo del método implica suponer un sentido positivo de escorrente (+) en cada circuito que se pueda seleccionar. Sea por ejemplo:

Circuito. I-II-III-I

en él $Q_1 > 0$; $Q_2 > 0$; $Q_3 < 0$ (según el sentido \rightsquigarrow supuesto y la convención Q_3 positiva)
 en que Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5 , etc son los gastos que circulan por las tuberías y $Q_I, Q_{II}, Q_{III}, Q_{IV}$, etc son los gastos que salen o entran de la red.

Si se pusieran piezómetros en los puntos I y III se vería un desnivel entre ellos que correspondería a la pérdida de carga por fricción entre cualesquiera de los tramos de tubería que ligan los puntos I y III. En este caso particular los tramos son

- a) 1+2
- b) 3
- c) 4+5

Si se denomina h_i la pérdida de carga en cada tramo i de tubería, se tendrá según la figura y los sentidos \rightsquigarrow

$$h_1 + h_2 = h_3$$

$$h_1 + h_2 - h_3 = 0$$

$$h_i = \lambda_i \frac{L_i}{D_i} \frac{V_i^2}{2g}$$

Procediendo en forma análoga, para el circuito I-III-IV-I

Circuito I-III-IV-I

$$Q_3 > 0 ; Q_4 < 0 ; Q_5 < 0$$

y
$$h_3 = h_4 + h_5$$

$$h_3 - h_4 - h_5 = 0$$
30

Analizamos el problema bajo otro punto de vista
 Vamos a aceptar que se cumple la relación siguiente:

$$h_i = K_i V_i^2 \quad \text{en que} \quad K_i' = \lambda_i \frac{L_i}{D_i} \frac{1}{\omega_s}$$

por la definición de gasto: $Q_i = A_i V_i \quad \therefore V_i = \frac{Q_i}{A_i} \quad \therefore h_i = \frac{K_i}{A_i^2} Q_i^2$

si se denomina $K_i' = \frac{K_i}{A_i^2}$ se tiene $h_i = K_i' Q_i^2$

Hipótesis: consideremos que h_i estuviera formada de 2 partes

$$h_i = h_i^* + \Delta h_i$$

en que se supondrá que Δh_i es bastante pequeño en comparación con h_i^*
 y como consecuencia de lo anterior

$$Q_i = Q_i^* + \Delta Q_i$$

reemplazando se tendrá

$$h_i^* + \Delta h_i = K_i' (Q_i^* + \Delta Q_i)^2$$

desarrollando el binomio al cuadrado

$$h_i^* + \Delta h_i = K_i' Q_i^{*2} + 2K_i' Q_i^* \Delta Q_i + K_i' (\Delta Q_i)^2$$

ahora, se supone que h_i genera a Q_i , que h_i^* genera a Q_i^* y que Δh_i genera a ΔQ_i , luego como Δh_i es pequeña, ΔQ_i también lo será y más aún lo será su cuadrado $(\Delta Q_i)^2$ luego puede despreciarse con lo que la expresión queda:

$$h_i = h_i^* + \Delta h_i \doteq K_i' Q_i^{*2} + 2K_i' Q_i^* \Delta Q_i$$

En el circuito I-II-III-I se tenía

$$h_1 + h_2 - h_3 = 0$$

reemplazando los valores anteriores de h_i

$$(K_1' Q_1^{*2} + 2K_1' Q_1^* \Delta Q_1) + (K_2' Q_2^{*2} + 2K_2' Q_2^* \Delta Q_2) - (K_3' Q_3^{*2} + 2K_3' Q_3^* \Delta Q_3) = 0$$

Hipótesis: admitamos que existe un $\Delta Q_m \doteq \Delta Q_i$

ahora bien, si partimos h_i como se ocurrió entonces los ΔQ_i no todos son iguales pero si hay una cosa interesante: si los Δh_i son pequeños entonces podemos los ΔQ_i son pequeños y podemos aceptar la hipótesis propuesta. Si eso se acepta resulta la expresión

$$-(K_1' Q_1^{*2} + K_2' Q_2^{*2} - K_3' Q_3^{*2}) = 2\Delta Q_m [K_1' Q_1^* + K_2' Q_2^* - K_3' Q_3^*]$$

se ocurre despejar a ΔQ_m y obtener

$$\Delta Q_m = - \frac{K_1' Q_1^{*2} + K_2' Q_2^{*2} - K_3' Q_3^{*2}}{2(K_1' Q_1^{*2} + K_2' Q_2^{*2} - K_3' Q_3^{*2})} \quad (a) \quad \text{U. 31}$$

analicemos esta expresión y veamos que alcance tiene

Porcemos en el denominador

A Q_i se le había asignado signo positivo cuando el caudal dentro del circuito en el sentido positivo (+), ese gasto iba en el mismo sentido, y signo negativo cuando el gasto iba en sentido contrario. En este caso particular (circuito I-II-III-IV) se veía que Q_3 era negativo y por tanto Q_3^2 también es negativo, luego si se reemplaza Q_3^2 con su signo en el denominador de la expresión se observa que éste se vuelve todo positivo (en cualquier caso y para cualquier circuito pueda demostrarse esto).

El numerador en cambio puede ser negativo ya que los gastos Q_i^2 están elevados al cuadrado y aunque Q_i^2 sea negativo se vuelve positivo.

Por otra parte, el numerador vemos es la suma algebraica de los ~~gastos~~ pérdidas de carga supuestas (supuestas porque los valores Q_i^2 son supuestos) y nos lleva a ver si se satisface la ecuación $h_1 + h_2 - h_3 = 0$. Si se satisface la ec. anterior, entonces el numerador de (a) es cero y $\Delta Q_m = 0$, esto quiere decir que se le ha adivinado a encontrar un sistema de gastos Q_i^2 en equilibrio.

La ecuación (a) después de las consideraciones anteriores, para su aplicación práctica queda:

$$\Delta Q_m = - \frac{K_1' Q_1^{*2} + K_2' Q_2^{*2} - K_3' Q_3^{*2}}{2(K_1' Q_1^{*2} + K_2' Q_2^{*2} + K_3' Q_3^{*2})} \quad (b)$$

El ΔQ_m da con signo y dice que mientras más grande es $|\Delta Q_m|$ más alejados estamos de la condición de equilibrio.

Veamos como se aplica el método para la solución de la red, como se utiliza la fórmula anterior, que se supone y que se va obteniendo.

En este caso particular se sabe cuanto valen Q_I , Q_{II} , Q_{III} y Q_{IV}

Para aplicar este método debido a Cross debe procederse de acuerdo con los siguientes incisos (en el orden en que se indican):

- 1.- Seleccionarse arbitrariamente los gastos y sentidos de escurrimiento de cada tubo de la red, sin más limitación que satisfacer el principio de continuidad en cada nudo
- 2.- Calcularse para cada tubo de cada red los valores $K_i' Q_i^{*2}$ y $K_i' Q_i^{*2}$
- 3.- Efectúese en cada red la suma $K_i' Q_i^{*2}$ sin signo y la suma $K_i' Q_i^{*2}$ algebraicamente, de acuerdo con el signo atribuido al escurrimiento
- 4.- Determinarse en cada red el ΔQ_m de acuerdo con la fórmula (b). En caso de ser diferente de cero:
- 5.- Súmese algebraicamente el ΔQ_m de cada circuito a cada uno de los tubos

que lo integran, obteniendo así los nuevos Q_i^* de cada tubo, con los cuales deberá repetirse el proceso a partir del inciso 2.

6.- Repítase el proceso cuantas veces sea necesario hasta obtener un ΔQ_m suficientemente reducido.

Puede demostrarse, siguiendo una secuencia similar a la vista, que la expresión para el ΔQ_m en el circuito I-III-IV-I resulta:

$$\Delta Q_m = - \frac{K_3' Q_3^* - K_4' Q_4^* - K_5' Q_5^*}{2(K_3' Q_3^* + K_4' Q_4^* + K_5' Q_5^*)}$$

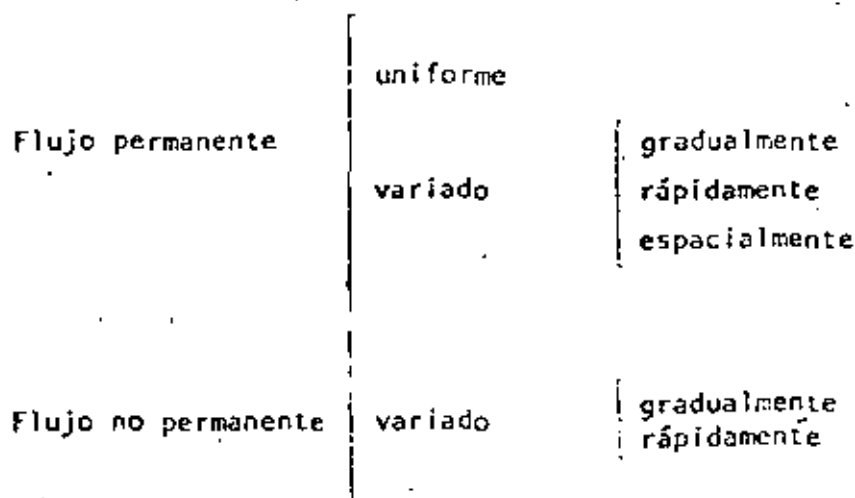
Se recomienda que en los tubos comunes a dos circuitos (en este caso particular el tubo 3) se promedie el ΔQ_m para cada circuito (con todo y su signo) y ese promedio sea el que se sume algebraicamente al gasto supuesto.

cualquier instante $dy/dt \neq 0$ y el flujo es no permanente cuando $dy/dt \neq 0$.

2. Flujo uniforme y variado. Obedece a la utilización del espacio como criterio. El flujo es uniforme cuando la velocidad media permanece constante, en cualquier sección del canal, esto implica que la sección transversal del canal y el tirante permanente constante, $y = cte$, $dy/dx = 0$, $S_f = S_o = S_w = S$.

El tirante correspondiente al flujo uniforme se conoce como tirante normal. El flujo uniforme solo puede ocurrir en canales artificiales, pero no en los canales naturales. El flujo es variado si la velocidad media cambia a lo largo del canal y por lo mismo posee características opuestas a las del flujo uniforme. Los cambios de velocidad se pueden originar por cambios en la sección del canal, por un cambio de pendiente o por una estructura hidráulica tal como vertedor o compuerta interpuestos en la línea de flujo $y = cte$, $dy/dx \neq 0$, $S_o \neq S_f \neq S_w$.

Para mayor claridad, la clasificación del flujo en canales la podemos sintetizar de la siguiente manera:



3. Flujo laminar y turbulento. El comportamiento de un canal está gobernado -- principalmente por efecto de las fuerzas viscosas y la gravedad con relación a las fuerzas de inercia internas del flujo. Con relación al efecto de la viscosidad, el flujo puede ser laminar, de transición o turbulento. En el flujo laminar, las líneas de corriente no se cruzan, en el flujo turbulento, las líneas de corriente si se cruzan.

La fuerza viscosa se mide a través del número de Reynolds, definido en este caso como:

$$Re = \frac{V R_H}{\nu}$$

siendo:

V = velocidad media, m/seg

R_H = radio hidráulico, m

ν = viscosidad cinemática del agua, m/seg²

Para propósitos prácticos, en el caso de un canal se tiene:

flujo laminar, para $Re < 500$ a 600

flujo de transición, para $500 < Re < 2\ 000$

flujo turbulento, para $Re > 2\ 000$

El efecto de la gravedad con relación a las fuerzas de inercia internas del flujo está dado por el número de Froude:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gD}}$$

siendo:

g = gravedad, m/s²

$D = A/t$

A = área hidráulica, m²

t = espejo del agua, m

Para propósitos prácticos, en el caso de un canal se tiene:

flujo crítico, $Fr = 1$

flujo subcrítico, $Fr < 1$

flujo supercrítico, $Fr > 1$

6.1.3 Distribución de velocidades.

La presencia de la superficie libre y de curvas a lo largo de un canal, la forma de la sección, la rugosidad superficial, el gasto y la acción de corrientes secundarias en el plano de la sección transversal afectan la distribución de velocidades en la sección de un canal. En la fig.6.1.1y6.1.2 se ilustra el aspecto general de la distribución de velocidades en un río natural. Dicha distribución

se presenta en base a las curvas que unen puntos de igual velocidad. Estas curvas normalmente se interpolan a partir de los datos de mediciones con molinetes, obtenidas en diferentes puntos de la sección transversal.

Como resultado de la distribución no uniforme, se ha determinado experimentalmente un coeficiente de coriolis, α , (varía entre 1.03 y 1.36), para corregir la velocidad, por considerar un valor medio de la sección y un coeficiente de Bussines β^* (varía entre 1.01 y 1.12), para corregir el efecto de la distribución irregular de la velocidad.

En la mayoría de los problemas de la práctica se puede suponer que $\alpha=\beta=1$ y, a menos que se indique lo contrario, así se considera en lo que sigue.

6.1.4 Distribución de presiones.

Si no existe curvatura de las líneas de corriente (fig.6.1.3) la distribución de presiones está dada por:

$$h = \frac{P}{\gamma} = y \cos^2\theta \quad \text{flujo uniforme}$$

$$h = \frac{P}{\gamma} = d \cos\theta \quad \text{flujo gradualmente variado}$$

siendo:

- $h = \frac{P}{\gamma}$ = carga de presión
- y = tirante vertical
- d = tirante normal
- θ = ángulo que forma el fondo del canal con la horizontal

Se considera que un canal o un río tiene una gran pendiente cuando $\text{sen}\theta=0.01$, lo cual equivale a que $\text{cos}^2\theta=0.9999$. Por tanto, en la mayoría de los casos se podrá considerar a la pendiente suficientemente pequeña para que $\text{cos}^2\theta=1$ y la distancia "y" pueda considerarse igual al tirante "d" de la sección normal a la plantilla, esto equivaldrá a una distribución hidrostática de presiones como en el caso de un depósito con agua en reposo. Sin embargo, habrá casos excepcionales, tales como los canales de descarga de vertedores, donde $\text{cos}^2\theta \neq 1$ y una distribución distinta de la hidrostática.

Para el caso de una distribución hidrostática de presiones en la sección de un canal de pendiente pequeña y flujo paralelo, la energía total en la sección se podrá calcular de la ecuación siguiente:

$$H = Z + Y + \frac{v^2}{2g}$$

y en el caso general de gran pendiente, la energía total en la sección se podrá determinar con cualquiera de las dos ecuaciones siguientes:

$$H = Z + Y \cos^2 \theta + \alpha \frac{v^2}{2g}$$

$$H = Z + d \cos \theta + \alpha \frac{v^2}{2g}$$

según que el tratamiento sea con base en el tirante "Y" de la sección vertical o "d" de la sección normal.

Cuando existe curvatura de las líneas de corriente será necesario hacer correcciones a las ecuaciones anteriores con el fin de tomar en cuenta la componente normal de la aceleración debida a la curvatura de las líneas de corriente que tiene efecto sobre la distribución de presiones en cada sección al incluir la fuerza centrífuga que aparece. El flujo curvilíneo puede ser concavo o convexo (fig. 6.1.4) en ambos casos la distribución de presiones no lineal se representa por la línea AB' en lugar de la distribución AB que ocurriría si el flujo fuera paralelo. En flujo concavo, las fuerzas centrífugas son descendentes aumentando la acción de la gravedad de tal modo que la presión resultante es mayor que la hidrostática resultante de un flujo paralelo. En un flujo convexo, las fuerzas centrífugas son ascendentes disminuyendo la acción de la gravedad y la presión hidrostática es menor, es decir:

$$h'_{\text{real}} = h \pm C$$

$$C = \frac{d v^2}{gR}$$

donde el termino $\pm C$ corrige el efecto de la curvatura de las líneas de corriente sobre la carga de presión y tiene signo positivo cuando el flujo es concavo y negativo cuando el flujo es convexo. Por simplicidad se considera como radio de

curvatura de las líneas de corriente igual al radio de curvatura R de la superficie⁶ concava o convexa del canal.

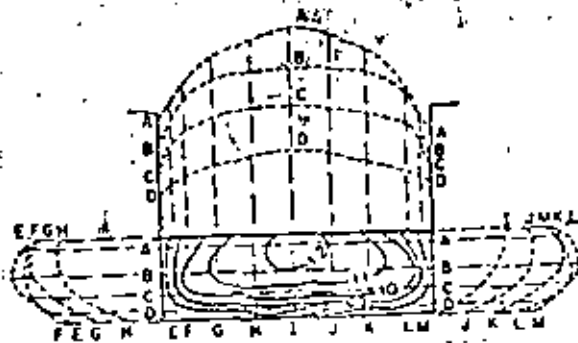


FIG. 6.1.1 DISTRIBUCION DE VELOCIDADES EN UN CANAL RECTANGULAR

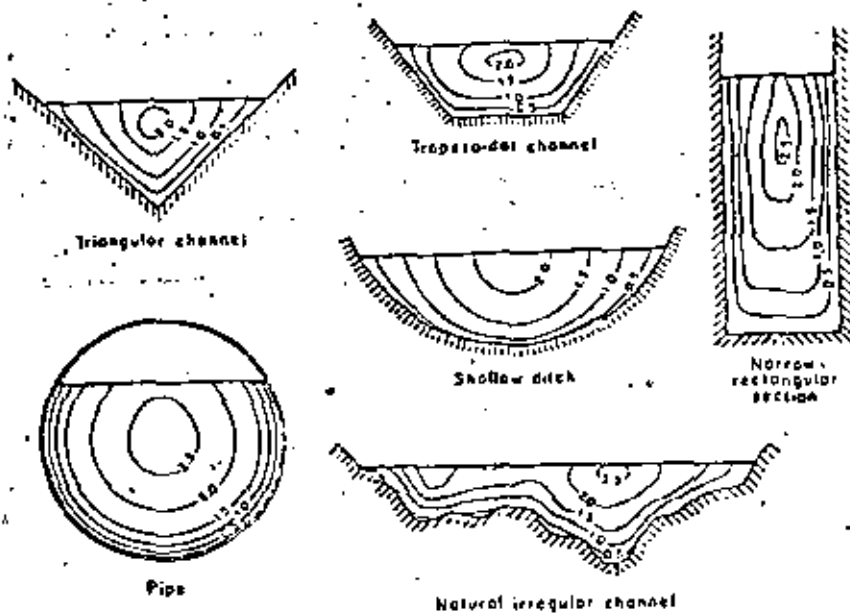


FIG. 6.1.2 DISTRIBUCION DE VELOCIDADES EN CANALES EN DIVERSOS TIPOS DE SECCION

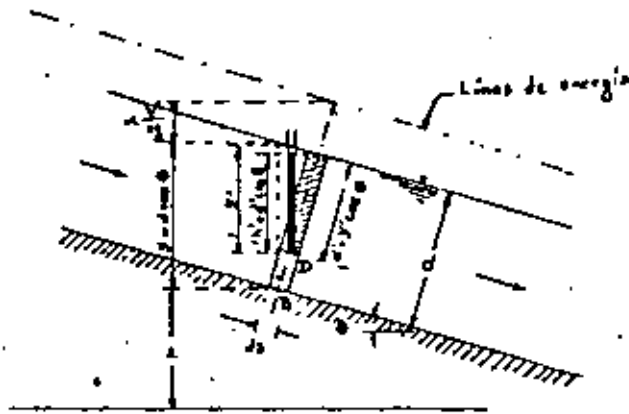
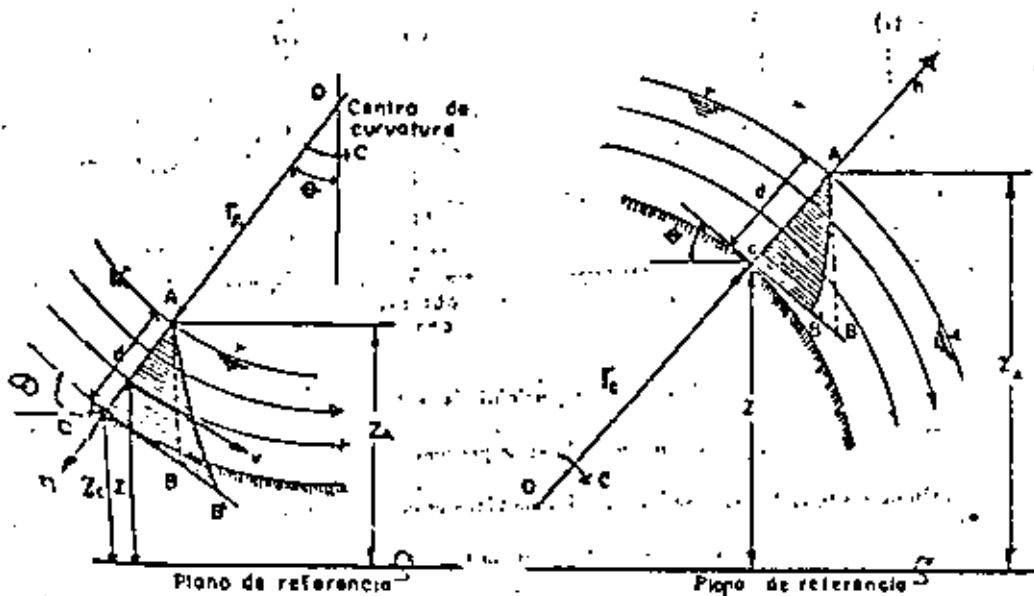


FIG. 6.1.3 DISTRIBUCION DE PRESIONES PARA FLUJO PARALELO EN CANALES DE GRAN PENDIENTE.



FLUJO CONCAVO

FLUJO CONVEXO

FIG. 6.1.4 DISTRIBUCION DE PRESIONES EN UN FLUJO CURVILINEO EN CANALES DE GRAN PENDIENTE.

6.2.1 Definición

Por definición de régimen, las áreas hidráulicas en cualquier sección a lo largo de un tramo de canal son iguales y por lo tanto, la pendiente del canal, la geometría de dichas secciones y por ende el tirante del agua permanecen constantes.

En consecuencia la pendiente hidráulica y la del fondo serán iguales, esto es, la superficie libre y la plantilla en un corte longitudinal deberán ser paralelas, como se muestra en la fig. 6.2.1

Además por el principio de continuidad, la velocidad y por tanto la carga de velocidad son constantes para cada sección en estudio, resultando la línea de carga o gradiente de energía paralela al fondo del canal.

6.2.2 Capa límite. Flujo laminar y turbulento.

6.2.2.1 Capa límite

Debido a que la viscosidad del agua y del aire es muy pequeña, la mayoría de los problemas de flujo a los que se enfrenta el ingeniero civil es con números de Reynolds grandes; esto es, flujos turbulentos donde los efectos viscosos son despreciables. Sin embargo (aun para este tipo de flujo), los efectos de viscosidad se confinan a una capa muy delgada, en la inmediata vecindad de las fronteras sólidas, que se conoce como capa límite.

Aun cuando Reynolds fue el primero que concibió la idea anterior al observar detenidamente el flujo de transición entre el laminar y el turbulento, el concepto, tal como hoy se conoce, se debe a Ludwig Prandtl (1904). Ha sido a tal grado importante que su advenimiento, además de permitir la explicación de muchos fenómenos, propició el nacimiento de la moderna mecánica de fluidos.

Una mejor explicación del concepto de capa límite se consigue al suponer la existencia de un flujo horizontal, de velocidad constante V_0 , al cual se interpone una delgada placa, como se muestra en la fig. 6.2.2 formándose las diferentes capas límite laminar y límite turbulenta, así como la subcapa laminar.

Por lo que respecta a la velocidad, se observa que el efecto de fricción se presenta en la capa límite por la modificación de su distribución, variando su velocidad de cero, en la pared, al valor medio V_0 . Las fuerzas de viscosidad son importantes dentro de la capa límite; fuera de ésta, la distribución de velocidades es prácticamente uniforme y las fuerzas de viscosidad son despreciables.

Si la rugosidad absoluta es menor que la subcapa laminar, se dice que la superficie de la pared se comporta como hidráulicamente lisa. Si las rugosidades son muy grandes, extienden su efecto más allá de la subcapa laminar y producen disturbios en el flujo; entonces se dice que la superficie es hidráulicamente rugosa.

La distribución de velocidades para flujo laminar uniforme, flujo turbulento con pared lisa y con pared rugosa fueron vistas en el subcapítulo 5.3.

6.2.3 Fórmulas de fricción.

La mayor parte de los problemas que se presentan en la práctica son con flujo turbulento y por esta razón se han desarrollado varias fórmulas para calcular las pérdidas por fricción en canales con este flujo.

Todos los esfuerzos han sido encaminados a valuar el coeficiente "C" de Chezy, de acuerdo con distintas fórmulas.

$$V = C \sqrt{RS}$$

siendo "C" un coeficiente experimental llamado de Chezy, "R" el radio hidráulico y "S" la pendiente hidráulica, que para régimen uniforme coincide con la pendiente del fondo.

Como se ve, la fórmula de Chezy para tubos, tiene la misma estructura que para canales con régimen uniforme, variando solamente, los criterios de valoración del coeficiente "C" que en ella figura.

En la tabla 6.2.1 se muestran los criterios más usuales para determinar el valor de "C", que algunos autores llaman "fundamentales". En la tabla 6.2.2 los factores de rugosidad para las fórmulas de las tablas 6.2.2.

De las fórmulas mostradas, la más exacta es la de Kutter y Ganguillet por tomar en cuenta la pendiente hidráulica, pero la mínima influencia de ésta, no justifica a veces su difícil aplicación.

La fórmula de Kutter por la simplicidad en su estructura es más usada que la de Kutter y Ganguillet.

La fórmula de Sazin la emplean más los ingenieros latinos y sus resultados están comprendidos entre los de Kutter y Ganguillet y las que da la fórmula de Manning.

Los resultados que se obtienen con la fórmula de Manning se alejan de la realidad, sin embargo, su ventaja estriba en su sencillez, lo que facilita su aplicación.

La diferencia en resultados entre una y otra fórmula, es aproximadamente el 5 %; y en la práctica de la profesión dicho error es despreciable. Todavía más, para casos comunes ninguna es preferible.

Hay que tomar en cuenta que las expresiones anteriormente estudiadas, se establecieron experimentalmente y que por lo tanto cualquier comparación teórica fallará si no está comprobada por la experiencia y apoyada en muchos ensayos.

En consecuencia, de acuerdo con la comparación de resultados, la única recomendación que cabe hacer es la de adoptar, dentro de lo posible una de las fórmulas anteriores y trabajar siempre con la misma, con el fin de poder comparar los resultados propios e ir formando, de esta manera un criterio que permita elegir adecuadamente los valores de los coeficientes del material de construcción empleado.

6.2.4 Cálculo del flujo uniforme.

Cualquiera que sea el tipo de problema, son dos las ecuaciones que permiten el diseño del canal, éstas son: la ecuación de continuidad y la fórmula de Chezy.

$$Q = AV$$
$$V = CR^{1/2} S^{1/2}$$

el gasto se expresa :

$$Q = A V = C A R^{1/2} S^{1/2} = K S^{1/2}$$

donde $K = C A R^{1/2}$ conocido como factor de conducción; si se usa la fórmula de Manning, $C = \frac{R^{1/6}}{n}$, por lo que $K = \frac{A R^{2/3}}{n}$

La expresión $Z_n = A R^{2/3} = nk$ se le llama módulo de sección para flujo uniforme, o también se expresa:

$$A R^{2/3} = \frac{Qn}{S^{1/2}}$$

El segundo miembro de la ecuación anterior depende de n , Q , S , pero el primero exclusivamente de la geometría. Esto demuestra que para una combinación particular de n , Q , S , hay un tirante único " Y_n " llamado "tirante normal" con el cual se establece el régimen uniforme. La condición recíproca también se cumple, es decir, dados n , Y_n y S , hay un gasto único, con el cual se establece el régimen uniforme y se conoce como un gasto normal.

Con el fin de tener una relación sin unidades, es conveniente dividir ambos miembros entre una dimensión característica de la sección que puede ser el ancho de la plantilla " b ", si la sección es trapecial o rectangular, o bien del diámetro " D " si la sección es circular o herradura trabajando parcialmente llena. La dimensión característica deberá de tener como exponente a la " $8/3$ " para obtener efectivamente una relación sin unidades.

Por tanto se tiene:

$$\frac{A R^{2/3}}{b^{8/3}} = \frac{Q n}{b^{8/3} S^{1/2}} \quad \text{secciones rectangular y trapecial}$$

$$\frac{A R^{2/3}}{D^{8/3}} = \frac{Q n}{D^{8/3} S^{1/2}} \quad \text{sección circular o herradura}$$

La fig.6.2.3 presenta las curvas que relacionan las relaciones obtenidas anteriormente y se encuentran las relaciones Y/b ó Y/D para las distintas secciones indicadas.

En ocasiones, la sección transversal de un canal puede estar compuesta de varias subsecciones de forma y rugosidad distintas. Por ejemplo la sección de un canal aluvial o de la rectificación de un río, ambas expuestas a avenidas, formada por un canal principal, generalmente menos rugoso y más profundo y por lo mismo con velocidad media más alta, y los laterales, fig.6.2.4.

El cálculo de una sección compuesta se realiza aplicando separadamente la fórmula de Manning para cada subsección y obteniendo la velocidad media de la misma y el gasto correspondiente. La suma de estos gastos proporciona el total.

Si, $A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$, representan las áreas de cada subsección, las velocidades medias respectivas serán:

$$V_1 = \frac{K_1}{A_1} S^{1/2}; \quad V_2 = \frac{K_2}{A_2} S^{1/2}; \quad \dots \quad V_n = \frac{K_n}{A_n} S^{1/2}$$

siendo: K_1, K_2, \dots, K_n los factores de conducción

$$S = \text{pendiente}$$

el gasto total será

$$Q = V A = \sum_{i=1}^n V_i A_i = \sum_{i=1}^n K_i S^{1/2}$$

$$Q = S^{1/2} \sum_{i=1}^n K_i$$

y la velocidad media en toda la sección

$$V = \frac{S^{1/2} \sum_{i=1}^n K_i}{A}$$

otros criterios que se utilizan en canales de sección compuesta son:

1. Horton - Einstein. Para valorar la "n" equivalente, supone: $V_1 = V_2 = \dots = V_n$

$$n = \frac{\sum_{i=1}^n (P_i n_i^{1.5})^{2/3}}{P} = \frac{(P_1 n_1^{1.5} + P_2 n_2^{1.5} + \dots + P_n n_n^{1.5})^{2/3}}{P^{2/3}}$$

siendo P el perímetro

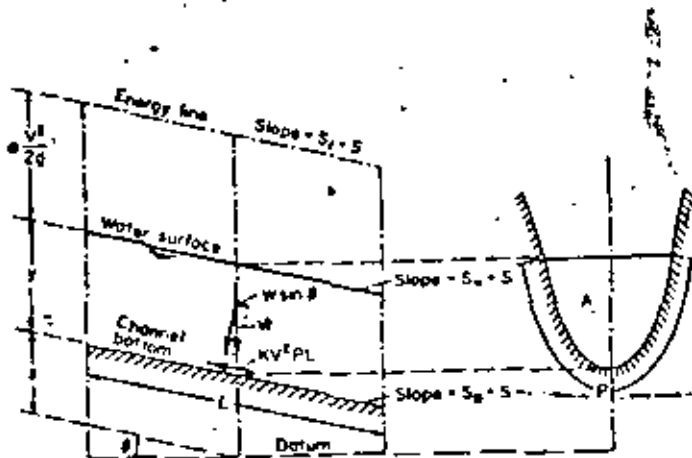
2. Pavloski - Muhlhofer. Supone $G_0 = G_1 + G_2 + \dots + G_n$

$$n = \frac{\sum_{i=1}^n (P_i n_i^2)^{1/2}}{P} = \frac{(P_1 n_1^2 + P_2 n_2^2 + \dots + P_n n_n^2)^{1/2}}{P^{1/2}}$$

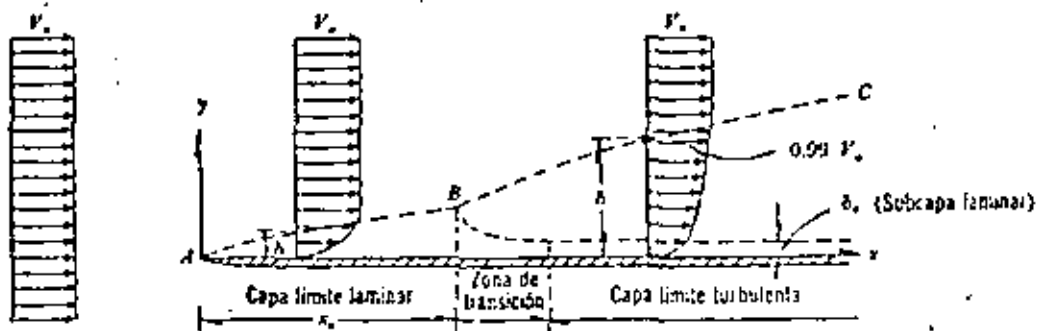
siendo G el esfuerzo cortante

3. Latter. Supone $R_1 = R_2 = R_3 = R$

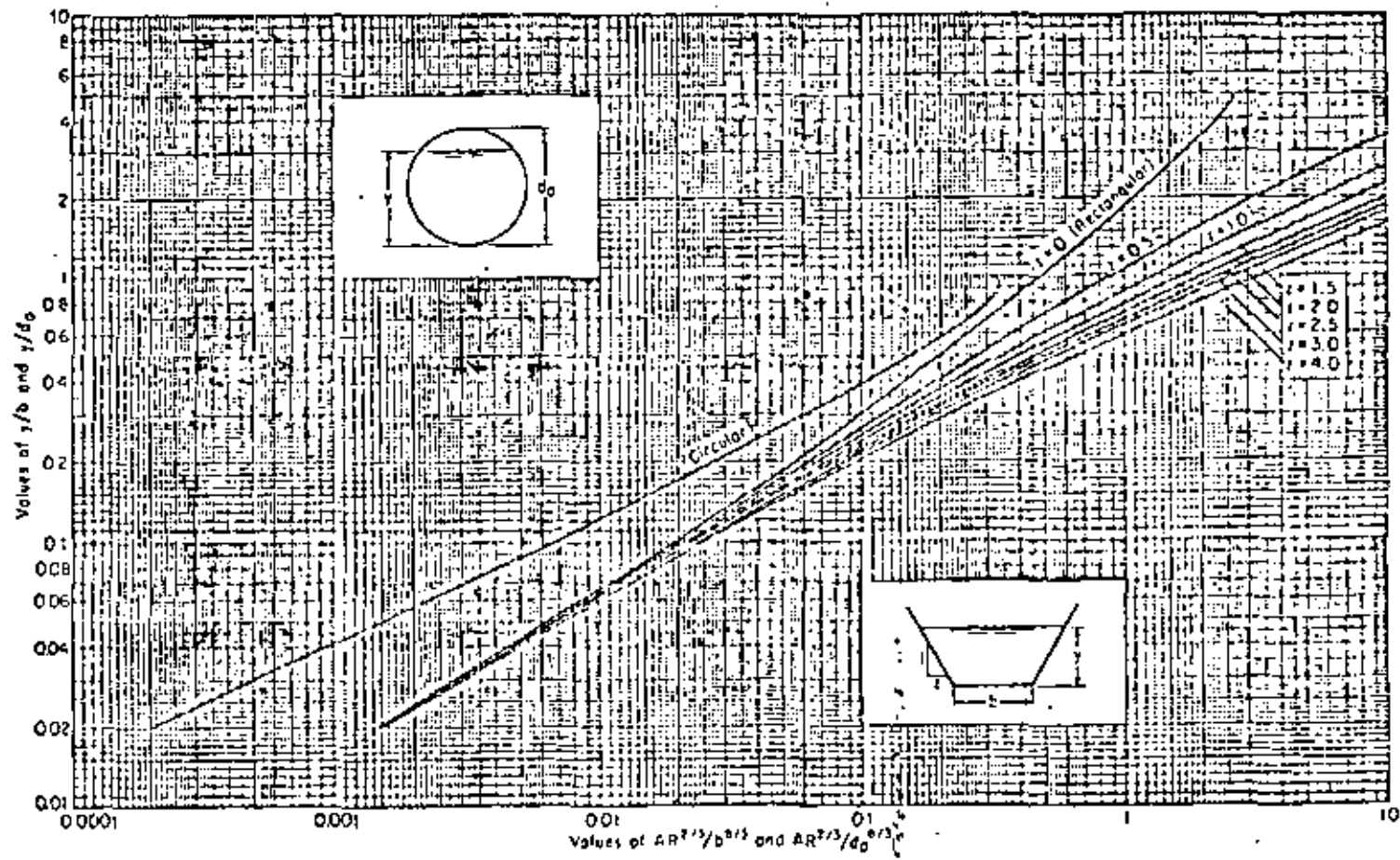
$$n = \frac{P R^{5/3}}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{P_i R_i^{5/3}}{n_i} \right)} = \frac{P R^{5/3}}{\left(\frac{P_1 R_i^{5/3}}{n_1} + \frac{P_2 R_2^{5/3}}{n_2} + \dots + \frac{P_n R_n^{5/3}}{n_n} \right)}$$



6.2.1 FLUJO UNIFORME



6.2.2 ZONAS DE LA CAPA LIMITE



6.2.3 CURVA PARA DETERMINAR EL TIRANTE NORMAL

Tabla 6.2.1 Fórmulas usuales para el cálculo del factor de fricción C de Chezy. En estas fórmulas, R_h radio hidráulico en m, S pendiente hidráulica.

Autor	Fórmula	Observaciones
Ganguillet y Kutter	$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{S}}{1 + (23 + \frac{0.00155}{S}) \frac{n}{R_h}}$	Se aconseja para canales naturales para los cuales — usualmente conduce a resultados satisfactorios. Es — complejo y tiene la desventaja de que ocurren cambios grandes en C para cambios pequeños en n , donde n es un coeficiente que depende de la rugosidad del canal según tabla 6.2.1
Kutter	$C = \frac{100 \sqrt{R_h}}{n + \sqrt{R_h}}$	Es una simplificación de la de Ganguillet y Kutter y por tanto más sencilla. n es un coeficiente de rugosidad según la tabla 6.2.1
Bazin	$C = \frac{87}{1 + \frac{1}{\sqrt{R_h}}}$	Está basada en una buena cantidad de experiencias y es relativamente sencilla. B es un coeficiente de rugosidad según la tabla 6.2.1
Kozery	$C = 20 \log Y + N_c$	es análogo a la de los tubos y fue obtenida con base en los resultados experimentales de von Mises y Bazin. Y es el tirante hidráulico en m y N_c un coeficiente de rugosidad según la tabla 6.2.1
Martinez	$C = 17.7 \log \frac{R_h}{d} + 13.4$	Fue obtenida de muchas mediciones en ríos de la Unión Soviética. d es el diámetro del grano del material en el fondo del río en m y vale para 0.15 a R_h de 2.25 m, 0.0004 a S o 0.0009 y 0.004 a d (2.25 m/0.22)
Manning - Strickler	$C = \frac{1.49}{n}$	Fue obtenida a partir de varias fórmulas diferentes basadas en ensayos de Bazin y posteriormente verificadas por observaciones. Es una de las más utilizadas por su sencillez. n es un coeficiente de rugosidad según la tabla 6.2.4
Pavlovski	$C = \frac{R_h^2}{n}$	Considera que el exponente en la fórmula de Manning no es una constante sino que varía con la forma del canal y la rugosidad como sigue: $\alpha = 1.5$ a para R_h 1 m y $\alpha = 1.5/n$ para $R_h > 1$ m.

Tabla 6.2.2 Factores de rugosidad para las fórmulas de la tabla 6.2.1

Secciones cerradas parcialmente llenas	Ganguillet y Kutter	Kutter	Bazin	Kozery
	n	m	B	N_c
Tierra fundida nueva	0.012	0.20	0.06	
Tierra fundida usada		0.25	0.12	
Hierro colado	0.012	0.20		
Barro vitrificado nuevo		0.25		
Barro vitrificado usado	0.017	0.30 - 0.35		
Tubos de alcantarillado	0.017 - 0.020	0.30 - 0.35		
Túneles de concreto pulido	0.011 - 0.013	0.20 - 0.25	0.22	
Secciones abiertas				
Madera cepillada	0.010	0.15 - 0.20	0.06	
Madera de acabado rugoso		0.30 - 0.35		
Mampostería de ladrillo bien acabada	0.013	0.25	0.16*	70 - 76
Cemento pulido		0.20 - 0.25*	0.10 - 0.16	84 - 90
Concreto pulido	0.017	0.20	0.11 - 0.22	
Concreto rugoso	0.017	0.65	0.45	58 - 62
Piedra brasa bien acabada	0.017	0.65		60 - 70
En tierra arroyos y ríos	0.025	1.75	1.4 - 1.6	
En tierra con material grueso y plantas	0.035	2.0 - 2.5	1.75	
Con cantos rodados	0.04 - 0.05	3.5 - 5.0	hasta 3.5	
Con gran rugosidad de fondo y maleza tupida	hasta 0.09			
Roca suavizada				36 - 50
Roca a volteo				28 - 36
Grava	gruesa (10 a 15 cm)			32 - 38
	media (5 a 10 cm)			38 - 42
	fina (2 a 3 cm)			42 - 46
Cantos rodados (1.5 a 20 cm)				26 - 32

Continúa.....

30
17
TABLA 6.2.2 FACTORES DE RUGOSIDAD PARA LAS FORMULAS DE LA TABLA 6.2.1
(CONTINUACION)

Tipo y descripción del canal	Mínimo	Normal	Máximo			
A. CONDUCTOS CERRADOS DESCARGANDO PARCIALMENTE LLENOS				4. Tubo vitrificado para drenes con juntas abiertas		
A.1 Metales				B) Manjosteria		
a) Latón liso	0.008	0.010	0.013	1. De vitrificata	0.011	0.013
b) Acero	0.010	0.012	0.014	2. Acabado con mortero de cemento	0.012	0.015
1. Soldado	0.013	0.018	0.017	B) Ovejes sanitarios cubiertos de la- da con curvas y conexiones		
2. Remachado				1) Oveja con fondo liso	0.018	0.019
c) Fierro fundido	0.010	0.013	0.014	2) Acabado de cemento rugoso	0.018	0.025
1. Pintado	0.011	0.014	0.018	B. CANALES RECUBIERTOS O EN RE- LLENDO		
2. Normal				B.1 Metales		
d) Esmalteado	0.012	0.014	0.015	a) Superficies de acero liso		
1. Limpio	0.013	0.016	0.017	1. No pintadas	0.011	0.012
2. Gubarrado				2. Pintadas	0.012	0.013
e) Metal compuesto	0.012	0.018	0.021	B) Corrugado	0.021	0.025
1. Ureol	0.021	0.024	0.030	B.2 No metales		
2. Drenaje plumb				a) Cemento		
A.2 No metales				1. Superficie lisa	0.010	0.011
a) Bueña	0.008	0.009	0.010	2. En mortero	0.011	0.013
b) Vidrio	0.009	0.010	0.013	b) Madera		
c) Cemento	0.010	0.011	0.013	1. Placa, no tratada	0.010	0.012
1. Liso	0.011	0.013	0.015	2. Placa, embalsada	0.011	0.012
2. Mortero				3. Rústica	0.011	0.013
Concreto	0.010	0.011	0.013	4. Tablones y separmit	0.012	0.015
1. Alcantarillado recto y libre de escondites	0.010	0.011	0.013	5. Cubierta con tela	0.010	0.014
2. Alcantarillado con curvas, co- nexiones y algunas escondites	0.011	0.012	0.014	c) Concreto		
3. Acabado	0.011	0.012	0.014	1. Acabado con llana metálica	0.011	0.013
4. Drenajes rectos con ventanas de inspección, entradas, etc.	0.013	0.015	0.017	2. Acabado con beta de madera	0.013	0.015
5. No acabados, en cimbras de acero	0.012	0.013	0.014	3. Acabado con grava en el fon- do	0.015	0.017
6. No acabados, en cimbras de madera lisa	0.012	0.014	0.016	4. Sin acabar	0.014	0.017
7. No acabados en cimbras de ma- dera bruta	0.015	0.017	0.020	5. Gubarrado, buena sección	0.016	0.019
d) Madera	0.010	0.012	0.014	6. Gubarrado, sección anfibulada	0.018	0.022
1. Duela	0.015	0.017	0.020	7. Sobre zorra bien excavada	0.017	0.020
2. Laminada y tratada				8. Sobre zorra excavada irregular	0.022	0.027
e) Anillo				d) Plancha de concreto acabado con beta y lóbulos de:		
1. Tubos de barro cocido común	0.011	0.013	0.017	1. Manjosteria enlucida sobre mortero	0.015	0.017
2. Tubos de albañal vitrificado	0.011	0.014	0.017	2. Manjosteria bruta sobre mortero	0.017	0.020
3. Tubos de albañal vitrificado con ventanas de inspección	0.013	0.015	0.017			

Continúa...

TABLA 6.2.2 FACTORES DE RUGOSIDAD PARA LAS FORMULAS DE LA TABLA 6.2.1
(CONTINUACION)

3. Mampostería juntaada y acimada con mortero de grava y arena	0.018	0.020	0.024	d) Cortes en rocas	0.025	0.035	0.040
4. Mampostería juntaada con mortero de cemento	0.020	0.025	0.030	1. Liso y uniforme	0.035	0.040	0.050
5. Mampostería seca y volteo	0.020	0.030	0.035	2. Astillada e irregular			
e) Fondo de grava con lados de:				e) Canales abarrotados, huecos y alfileres en línea			
1. Concreto cimbrado	0.017	0.020	0.025	1. Fondo plano con alta forma de triángulo	0.050	0.060	0.120
2. Mampostería sobre mortero	0.020	0.023	0.026	2. Fondo limpio, astillado en sus taludes	0.040	0.050	0.080
3. Mampostería seca y volteo	0.023	0.033	0.036	3. Igual al anterior con mismo empujamiento	0.045	0.070	0.110
f) Ladrillo				4. Domo de alfileres, alto nivel de empujamiento	0.080	0.100	0.150
1. Variado	0.011	0.013	0.015				
2. Con mortero de cemento	0.012	0.015	0.018				
g) Mampostería							
1. Juntaada con mortero	0.017	0.025	0.030	D. CAUCES NATURALES			
2. Seca	0.023	0.032	0.035	D.1 Arroyos fangosos de la superficie libre del agua en arroyales < 30 m			
h) Piedra labrada	0.013	0.015	0.017				
i) Asfalto				a) Corrientes en planicie			
1. Liso	0.013	0.013		1. Limpio, rectos, sin deslaves ni remansos profundos	0.025	0.030	0.033
2. Rugoso	0.018	0.018		2. Igual al anterior pero más rugoso y con huecos	0.030	0.035	0.040
j) Cubierta vegetal	0.030		0.500	3. Limpio, curvo, a puñal al estar tirados del fondo	0.033	0.040	0.045
				4. Igual al anterior, algo de huecos y poca	0.035	0.045	0.05
				5. Igual al anterior para mayor profundidad y secciones poco eficientes	0.040	0.048	0.055
				6. Igual que el 4 pero más raras	0.045	0.050	0.060
				7. Tramos irregulares con huecos y estancos profundos	0.050	0.070	0.080
				8. Tramos con mucha hierba, estancos profundos, o corrientes de arenales con caídas y planicies subacuáticas	0.075	0.100	0.150
				b) Corrientes de montañas en vertientes en el cauce, taludes muy pendientes, árboles y estrobas a lo largo de los márgenes que quedan su merced en las avenidas			
				1. Fondo de grava, balsa y algunos cantos rodados	0.030	0.040	0.050
				2. Fondo de balsa y grandes rocas	0.040	0.050	0.070
E. CAUALES EXCAVADOS O DRAGADOS EN:							
a) Tierra, recto y uniforme							
1. Limpio recientemente excavado	0.018	0.018	0.020				
2. Limpio, después de empobrecido	0.018	0.022	0.025				
3. Grava, sección uniforme y limpia	0.022	0.025	0.030				
4. Con poco punto y poca hierba	0.022	0.027	0.033				
b) Tierra, con curvas y con régimen lento							
1. Sin vegetación	0.023	0.025	0.030				
2. Paja y riego de hierba	0.025	0.030	0.033				
3. Hierba densa o plantas acuáticas en secciones profundas	0.030	0.035	0.040				
4. Mezcla de tierra y mampostería en los taludes	0.028	0.030	0.035				
5. Paja, zacana y hierba en los bordes	0.025	0.035	0.040				
6. Paja, zacana, y bordes empobrecidos	0.030	0.040	0.050				
c) Excavado o dragado en línea recta							
1. Sin vegetación	0.025	0.028	0.033				
2. Paja estanca en los bordes	0.025	0.050	0.050				

(CONTINUACION)

36 52

20

D.7 Praderas de eventos			
a) Pastura sin arbustos			
1. Panto bajo	0.075	0.030	0.035
2. Panto alto	0.120	0.035	0.050
b) Areas cultivadas			
1. Sin cosecha	0.070	0.030	0.040
2. Cosecha en tierra labrada y pradera	0.075	0.035	0.045
3. Cosecha de campo	0.030	0.040	0.050
c) Arbustos			
1. Arbustos disminuidos y mucha herba	0.035	0.050	0.070
2. Pocos arbustos y árboles, en verano	0.035	0.050	0.060
3. Pocos arbustos y árboles, en verano	0.040	0.050	0.007
4. Árbitos a densa población de árbitos, en verano	0.045	0.070	0.110
5. Árbitos a densa población de árbitos, en verano	0.070	0.100	0.150
d) Árboles			
1. Población densa de árboles, en verano, secos	0.110	0.150	0.200
2. Terrenos salinos con muchos árboles	0.030	0.040	0.050
3. Igual al anterior pero con troncos en el terreno	0.050	0.060	0.060
4. Árboles de sombra y arenales debajo de los árboles	0.080	0.100	0.170
5. Igual al anterior, pero los árboles no alcanzan a las ramas	0.100	0.120	0.160
D.8 Ríos ancho de la superficie libre del agua en arenitas 500 mil. La muestra muestra que los arroyos de igual tamaño son por que los bosques ofrecen menor resistencia.			
a) Secciones regulares sin caídas por datos de arroyos	0.075		0.070
b) Secciones rugosas e irregulares	0.035		0.100

6.3.1 Curva de energía específica y aplicaciones.

El concepto de energía específica fue introducido primeramente por Bakhmeteff en 1912. La energía específica en una sección de un canal es definida como la energía por kilogramo de agua que fluye a través de la sección, medida con respecto al fondo del canal. La expresión de energía específica está dada por:

$$E = d \cos\theta + \alpha \frac{v^2}{2g} \quad \theta > 10^\circ$$

o para un canal de pequeña pendiente $\gamma = \alpha = 1$;

$$E = Y + \frac{v^2}{2g} \quad \theta < 10^\circ$$

que puede expresarse también como:

$$E = Y + \frac{Q^2}{2g A^2}$$

se puede decir: a pequeños tirantes corresponde una velocidad grande y a grandes tirantes corresponde una velocidad pequeña.

En la fig.6.3.1 se muestra que para una determinada energía específica existen dos valores: Y_1 y Y_2 que reciben el nombre de tirantes alternados. Cuando la energía específica es mínima, el estado de flujo que se desarrolla recibe el nombre de estado o régimen crítico, existiendo para esta energía un solo valor del tirante, - que recibe el nombre de crítico y al cual corresponde una velocidad crítica.

Cuando el tirante es mayor que el crítico, la velocidad es menor que la crítica - para el gasto dado; y en estas condiciones, el flujo se encuentra en estado o régimen subcrítico. Cuando el tirante es menor que el crítico, la velocidad es mayor que la crítica y el flujo se encuentra en estado o régimen supercrítico.

6.3.2 Régimen crítico. Sección de control.

Como se mencionó el régimen crítico se presenta con la energía mínima con que puede fluir un gasto Q dado a través de la sección de canal de forma especificada.

Las propiedades analíticas del régimen crítico se pueden derivar atendiendo a la definición antes dada, se llega a:

$$\alpha \frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \cos\theta$$

o bien

$$Fr_c = \frac{V_c}{\sqrt{\frac{gD \cos\theta}{\alpha}}} = 1$$

para fines prácticos el coeficiente de Coriolli α es igual a la unidad. Cuando la pendiente es menor de 10° $\cos\theta$ se considera la unidad. $D = \frac{A}{T}$

para el caso particular de la sección rectangular

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}}$$

se puede decir que se presenta una sección de control; en aquella sección donde se conoce la curva elevaciones - gastos, donde se conocen las características del flujo y aquella sección que altera en alguna forma el régimen del flujo.

En un escurrimiento supercrítico ($Fr > 1$) se dice que el control se encuentra -- "aguas arriba", en un escurrimiento subcrítico el control está "aguas abajo".

El estado o régimen crítico en la sección de un canal existe cuando el tirante y la velocidad adquieren los valores críticos para un gasto dado.

Si dicha situación se desea hacer extensiva a lo largo de un canal prismático, - ello equivale a que dicho canal tenga un flujo uniforme de tirante normal igual al crítico. La pendiente de plantilla S_c necesaria para que ello ocurra recibe el nombre de "crítica".

Si un flujo uniforme se presenta en un canal con pendiente menor que la crítica ($S_0 < S_c$), el flujo es con régimen subcrítico y la pendiente se llama "subcrítica" o más comunmente "suave". Por el contrario, si el flujo uniforme es con pendiente mayor que la crítica ($S_0 > S_c$), el régimen es supercrítico y la pendiente se llama "supercrítica" o "pronunciada".

6.3.3 Cálculo del flujo.

Para el cálculo del tirante crítico en forma analítica, de cualquier sección que sea el canal se utiliza la expresión

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$$

obtenida al considerar $\alpha=1$ y $\theta < 10^\circ$

Otra forma sería el utilizar las figuras adimensionales 6.3.2 y 6.3.3 para determinar el tirante crítico y energía específica mínima en secciones trapezoidales o circulares y en herradura respectivamente.

Para el caso de secciones trapezoidales los números adimensionales serían

$$\frac{Q K^{3/2}}{b^{5/2} g^{1/2}} ; \frac{K E \min}{b} \rightarrow \frac{K Yc}{b}$$

siendo K el talud.

Para el caso de sección circular o en herradura.

$$\frac{Q}{g^{1/2} D^{5/2}} ; \frac{E \min}{D} \rightarrow \frac{Yc}{D}$$

6.3.4 Fuerza específica.

El cambio de régimen supercrítico a subcrítico se produce de una manera violenta (únicamente a través del salto hidráulico), con pérdida apreciable de energía. - El cambio de subcrítico a supercrítico si es posible de manera gradual (sin salto) y sin pérdida apreciable de energía.

Para estudiar el fenómeno se requiere aplicar la ecuación de cantidad de movimiento debido a que en principio se desconoce la pérdida de energía en el salto.

De la aplicación de la ecuación de cantidad de movimiento, fig.6.3.4 se concluye que el fenómeno se produce únicamente cuando se iguala la fuerza específica en las secciones antes y después del salto representada por:

$$F = A Z_G + \frac{Q^2}{gA}$$

expresada en unidades de peso de agua. El primer término representa la cantidad de movimiento del flujo que atraviesa la sección del canal en la unidad de tiempo y por unidad de peso del agua; el segundo, el empuje hidrostático por unidad de peso y también el momento estático del área respecto de la superficie libre.

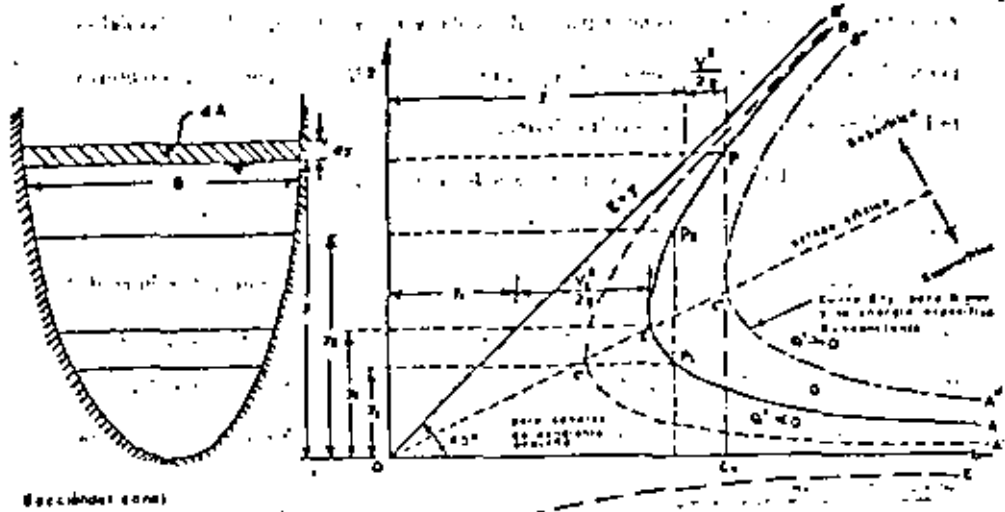


FIG. 6.3.1 CURVA DE ENERGIA ESPECIFICA

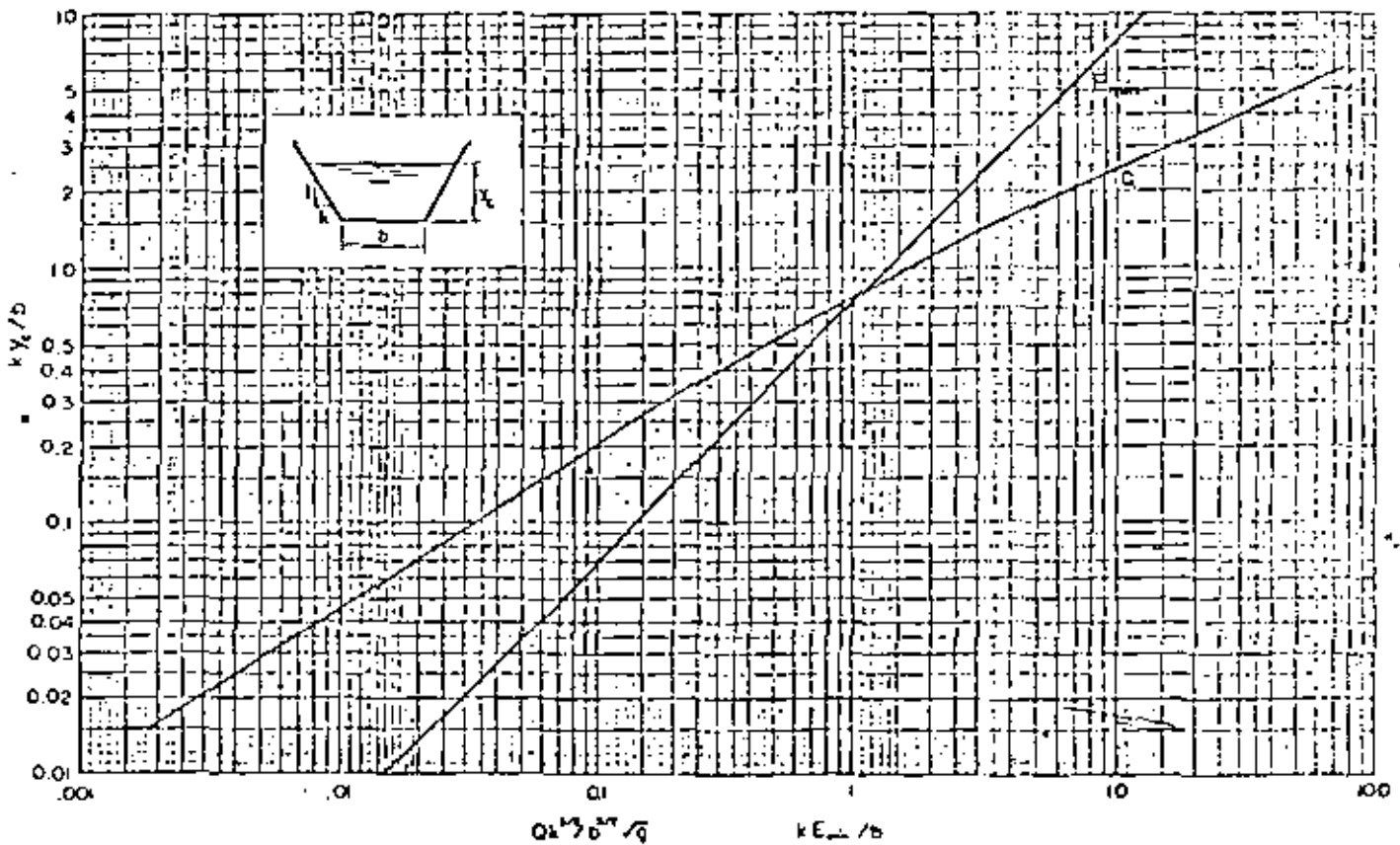


FIG. 6.3.2 CURVAS PARA DETERMINAR EL TIRANTE CRITICO Y ENERGIA ESPECIFICA MINIMA EN SECCIONES TRAPEZOIDALES

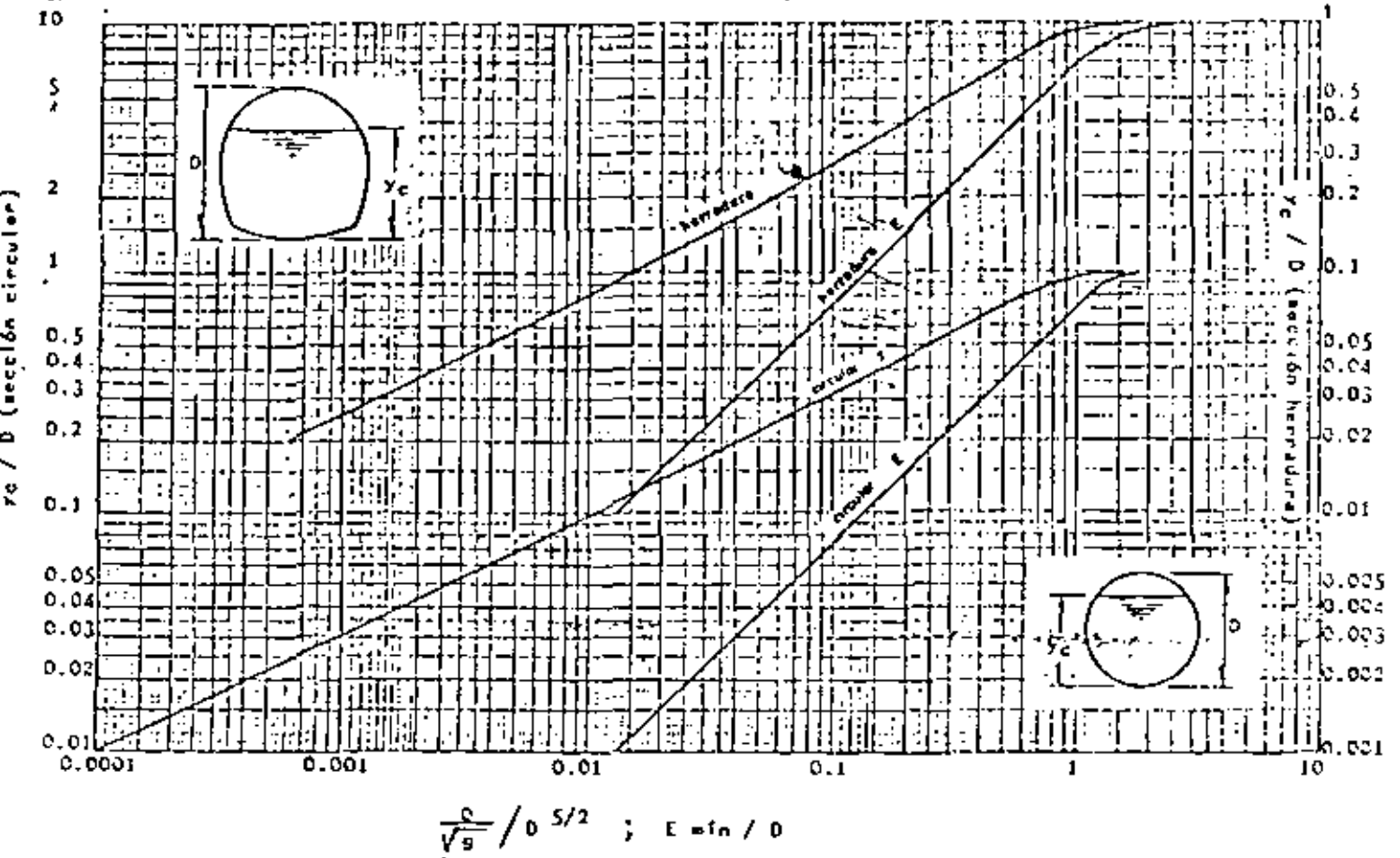


FIG. 6.3.3 CURVAS PARA DETERMINAR EL TIRANTE CRITICO Y ENERGIA ESPECIFICA MINIMA EN SECCIONES CIRCULAR Y HERRADURA

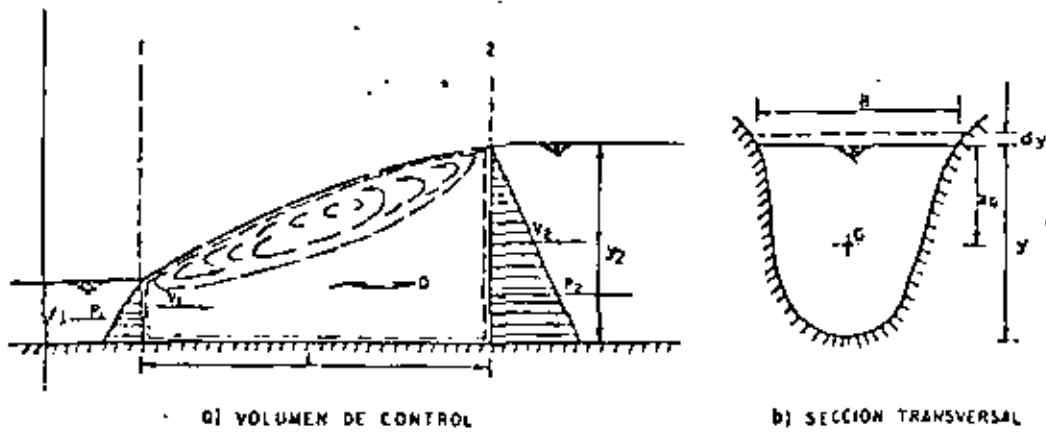


FIG. 6.3.4 ANALISIS DEL SALTO HIDRAULICO

6.4 Flujo rápidamente variado.

35

6.4.1 Ecuación general del salto hidráulico.

Aunque la condición general para que ocurra el salto hidráulico está expresada por la fuerza específica, para cualquier forma geométrica de la sección se desarrollarán ecuaciones particulares para las secciones más usuales que, aunadas a sus representaciones gráficas, permitan el cálculo directo del conjugado mayor (tirante aguas arriba del salto), a partir de las condiciones en la sección de conjugado menor (tirante abajo del salto) o viceversa.

El salto hidráulico en canales de sección rectangular para régimen subcrítico y supercrítico conocidos, se tiene respectivamente:

$$Y_2 = \frac{1}{2} Y_1 (\sqrt{1+8 F_1^2} - 1)$$

$$Y_1 = \frac{1}{2} Y_2 (\sqrt{1+8 F_2^2} - 1)$$

los subíndices indican: el "1" condiciones antes del salto y el "2" condiciones después del salto.

Las expresiones para sección trapecial, sección circular, sección herradura, etc., se vuelven complicadas, motivo por el cual conviene utilizar soluciones gráficas como los indicados en las figs. 6.4.1 a 6.4.8.

Las características básicas del salto hidráulico serían:

1. Pérdida de energía.

La pérdida de energía en el salto es igual a la diferencia en energías específicas antes y después del salto.

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \frac{(Y_2 - Y_1)^3}{4Y_1 Y_2}$$

2. Altura del salto.

La diferencia entre los tirantes, después y antes del salto.

$$h_j = \text{altura del salto} = Y_2 - Y_1$$

3. Eficiencia

La relación de la energía específica después del salto a antes del salto es definido como la eficiencia del salto.

$$\frac{E_2}{E_1} = \frac{(8F_1^2 + 1)^{3/2} - 4F_1^2 + 1}{8F_1^2(2 + F_1^2)}$$

4. Longitud del salto.

La longitud de un salto puede ser definida como la distancia medida desde la carga frontal del salto a un punto sobre la superficie inmediatamente aguas abajo del "Roller".

Se han desarrollado algunos criterios empíricos como los siguientes

$$L = 5.(Y_2 - Y_1)$$

aplicándose a canales de sección rectangular y trapezoidal.

Si el número de Froude está comprendido entre 4.5 y 13 la longitud toma el valor de $L = 6 Y_2$

Los efectos del tirante de la cola de la curva de remanso (Tailwater) en la formación de un salto hidráulico bajo un vertedor o una compuerta se muestran en la fig. 6.4.9 mientras que la clasificación de las condiciones de la cola de la curva de remanso para el diseño de la protección del revestimiento aparecen en la fig. 6.4.10.

6.4.2 Salto hidráulico en canales con pendiente.

En el análisis del salto hidráulico en canales con pendiente, $\theta > 10^\circ$ (diez grados) se considera el efecto de la componente del peso del prisma del volumen de control, fig. 6.4.11. La expresión es similar a la obtenida para fondo horizontal.

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 G^2} - 1)$$

U_1

siendo

$$G = \frac{F_1}{\sqrt{\cos\theta - \frac{K L \operatorname{sen}\theta}{d_2 - d_1}}}$$

K = factor de corrección al considerar la superficie libre del agua plana

$$d_1 = Y_1 \cos\theta$$

$$d_2 = Y_2 \cos\theta$$

La fig.6.4.12 muestra los resultados experimentales de Hicco, Kindsvates y del U. S. Bureau of Reclamation y la longitud relativa del salto se puede obtener en función del número de Froude Fr_1 y de So , como se muestra en la figura 6.4.13 presentada por el U.S. Bureau of Reclamation.

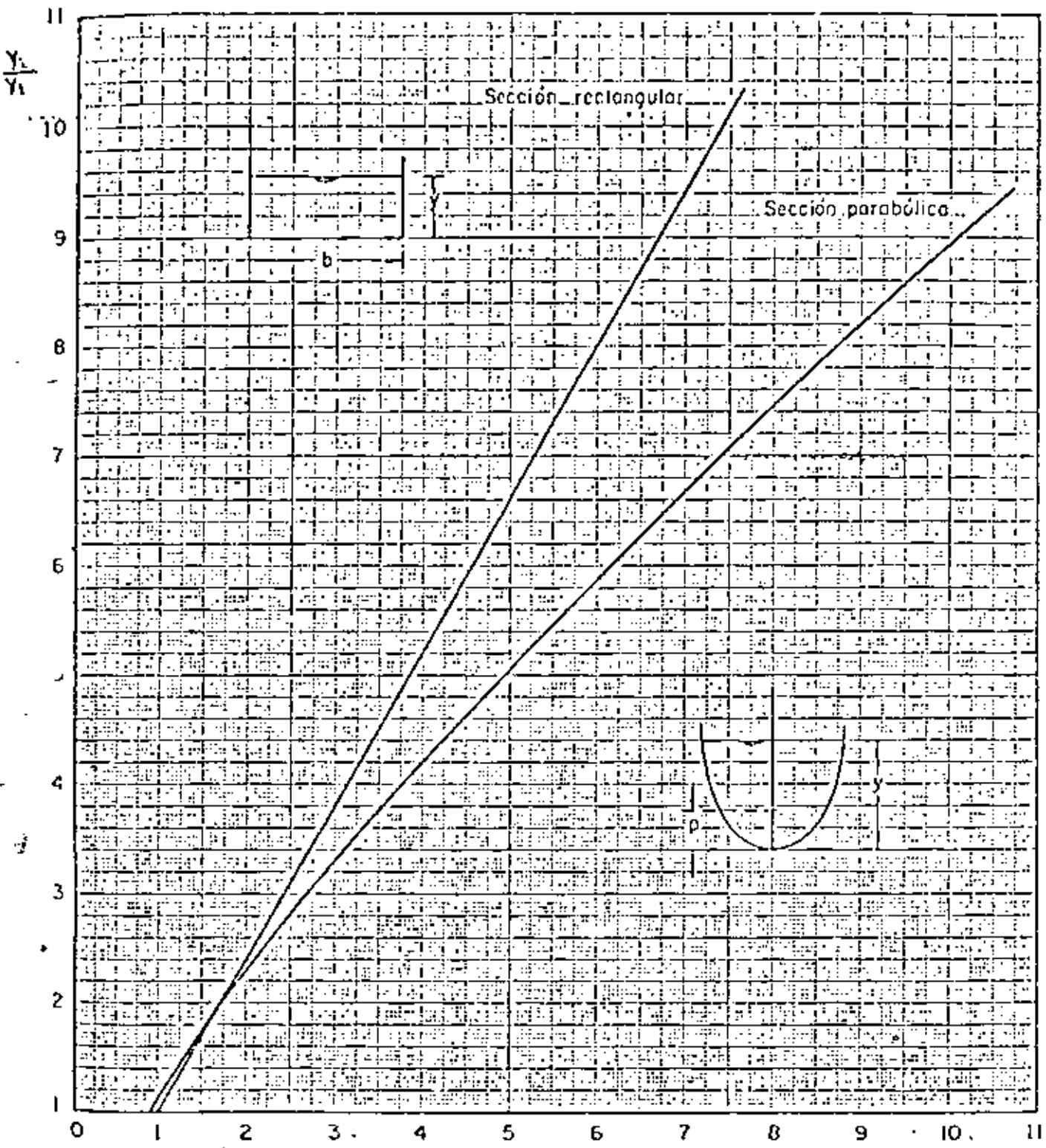
6.4.3 Disipadores de energía.

En el diseño de obras hidráulicas es común utilizar el cambio de régimen de supercrítico a subcrítico como disipador de energía, así por ejemplo, al pie de la caída de una estructura vertedora, la energía cinética adquirida por el agua se disipa al producirse el salto hidráulico, fig.6.4.14, pudiéndose presentar los tres casos siguientes: Si $d+p > d_2$ el salto se produce antes del pie de la caída; si $d + p < d_2$ el salto no se produce, el agua sigue con una alta velocidad que irá disminuyendo ya que la pendiente del canal no es suficiente para sostenerla, cuando el valor de esta velocidad comprenda a un tirante d_2 conjugado de d_1 se producirá el salto lo cual puede suceder a una distancia considerable teniéndose necesidad de revestir esa zona en forma adecuada. Finalmente si $d_2 = d+p$ el salto se produce al pie de la rampa como está indicado en la fig. 6.4.14

En resumen el problema se reduce a proporcionar una profundidad tal del colchón que el salto se produzca al pie de la rampa o antes de ella, es decir:

$$p = d_2 - d$$

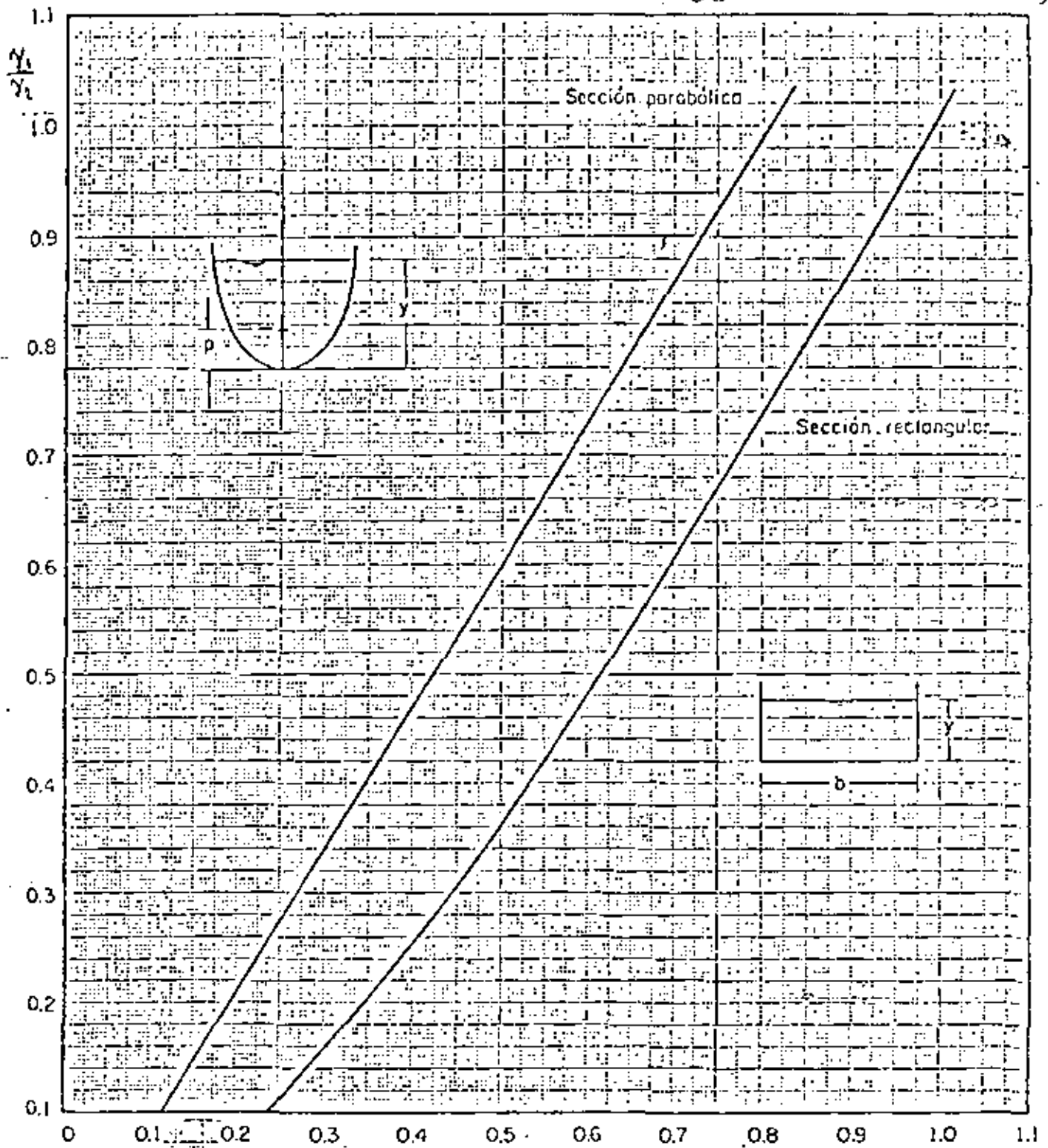
En algunas ocasiones es conveniente aumentar la profundidad del colchón para asegurar la producción del fenómeno.



$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g y_1}}$$

CANALES DE SECCION RECTANGULAR Y PARABOLICA

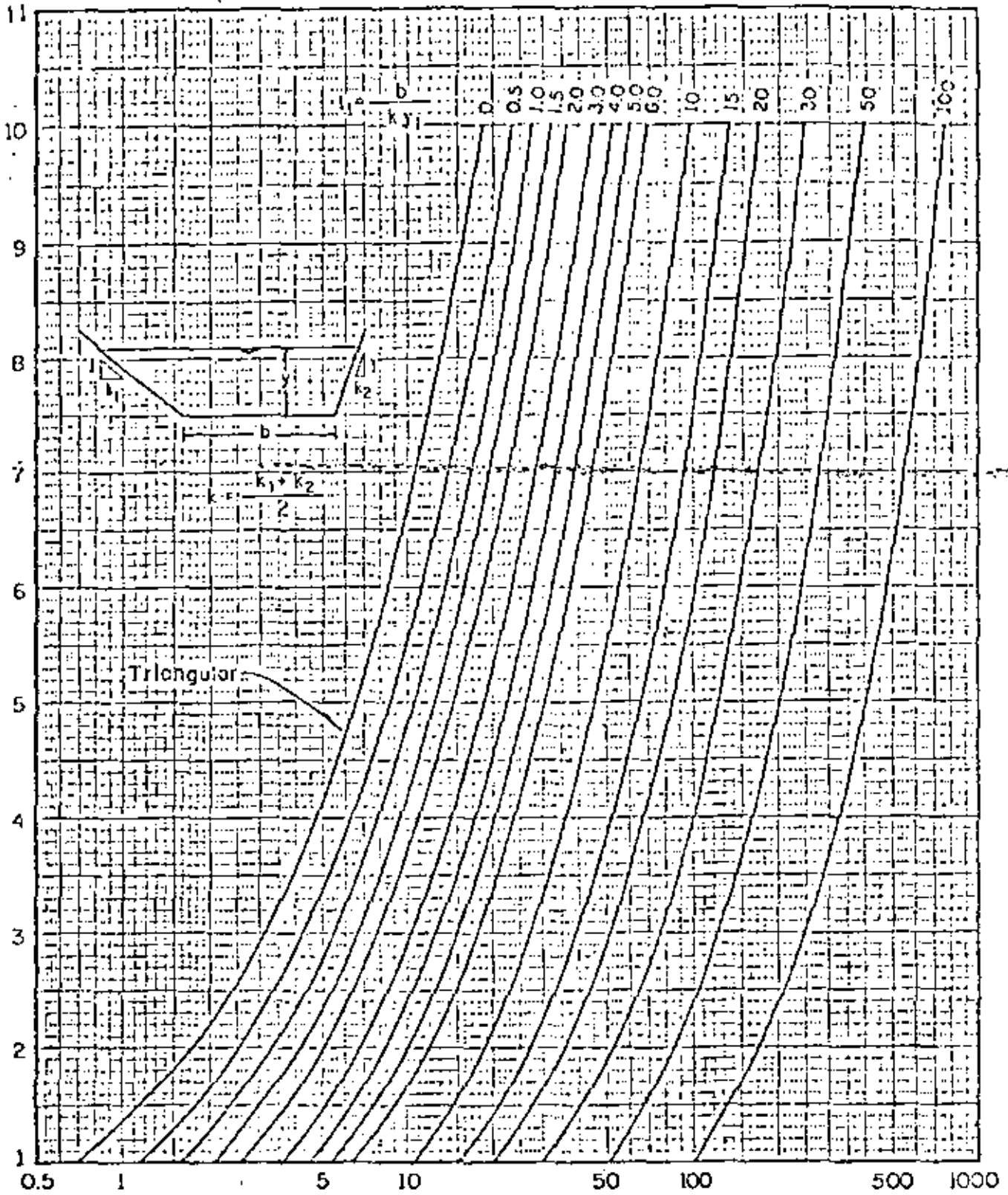
Fig. 6.4. Gráfica para la determinación del tirante subcrítico, conocido el régimen supercrítico



$$F_2 = \frac{v_2}{\sqrt{g \cdot y_2}}$$

CANALES DE SECCION RECTANGULAR Y PARABOLICA .

Fig. 6.4.2 Gráfica para la determinación del tirante supercrítico, conocido el régimen subcrítico

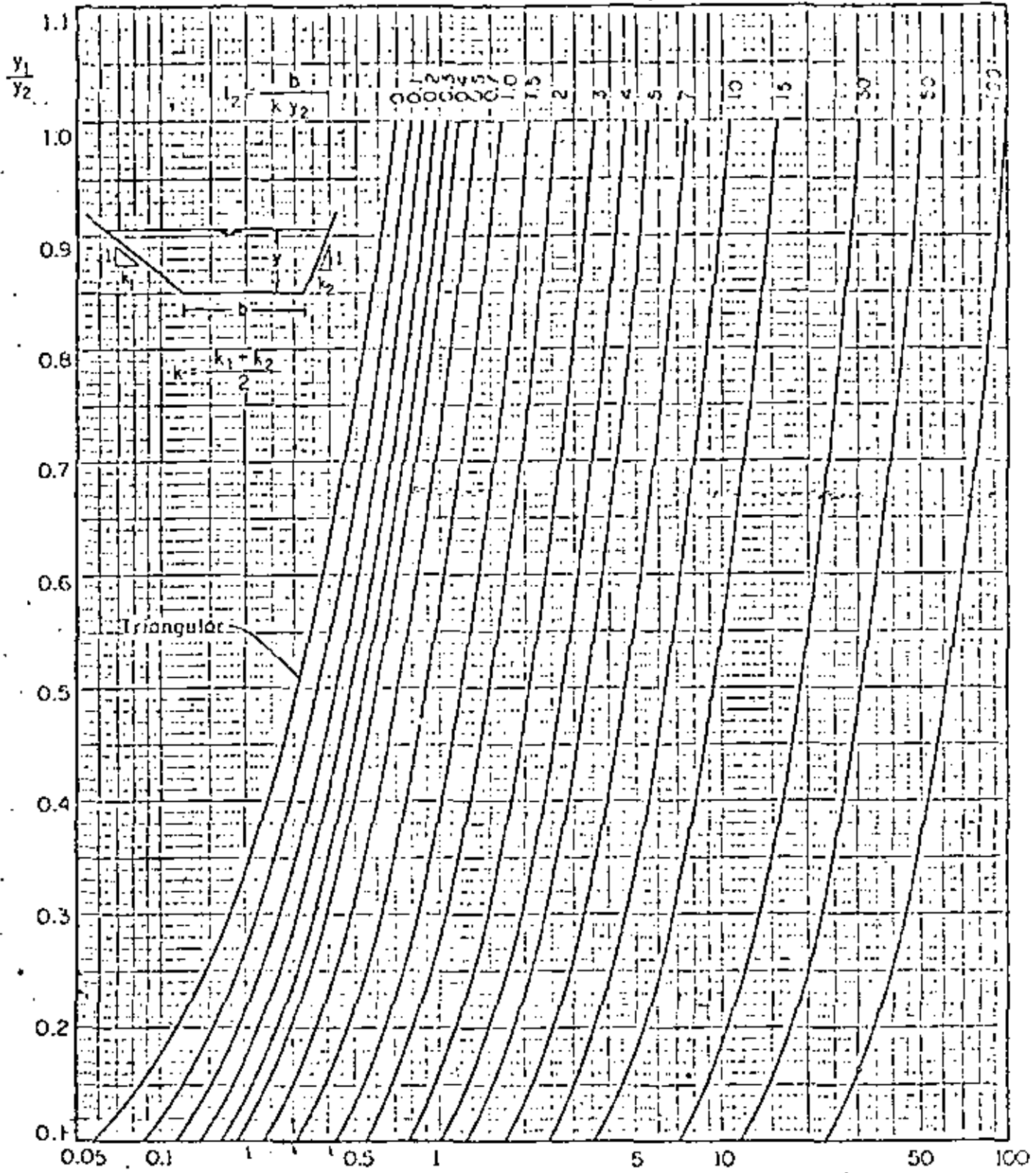


$$F_{1M} = \frac{Q}{g^{1/2} k y_1^{3/2}} \quad - \quad F_{1M} = (t_1 + 1) F_1$$

CANALES DE SECCION TRAPEZOIDAL (TRIANGULAR INCLUIDA)

Fig. 6.4.3 Gráfica para la determinación del tirante subcrítico, conocido el régimen supercrítico

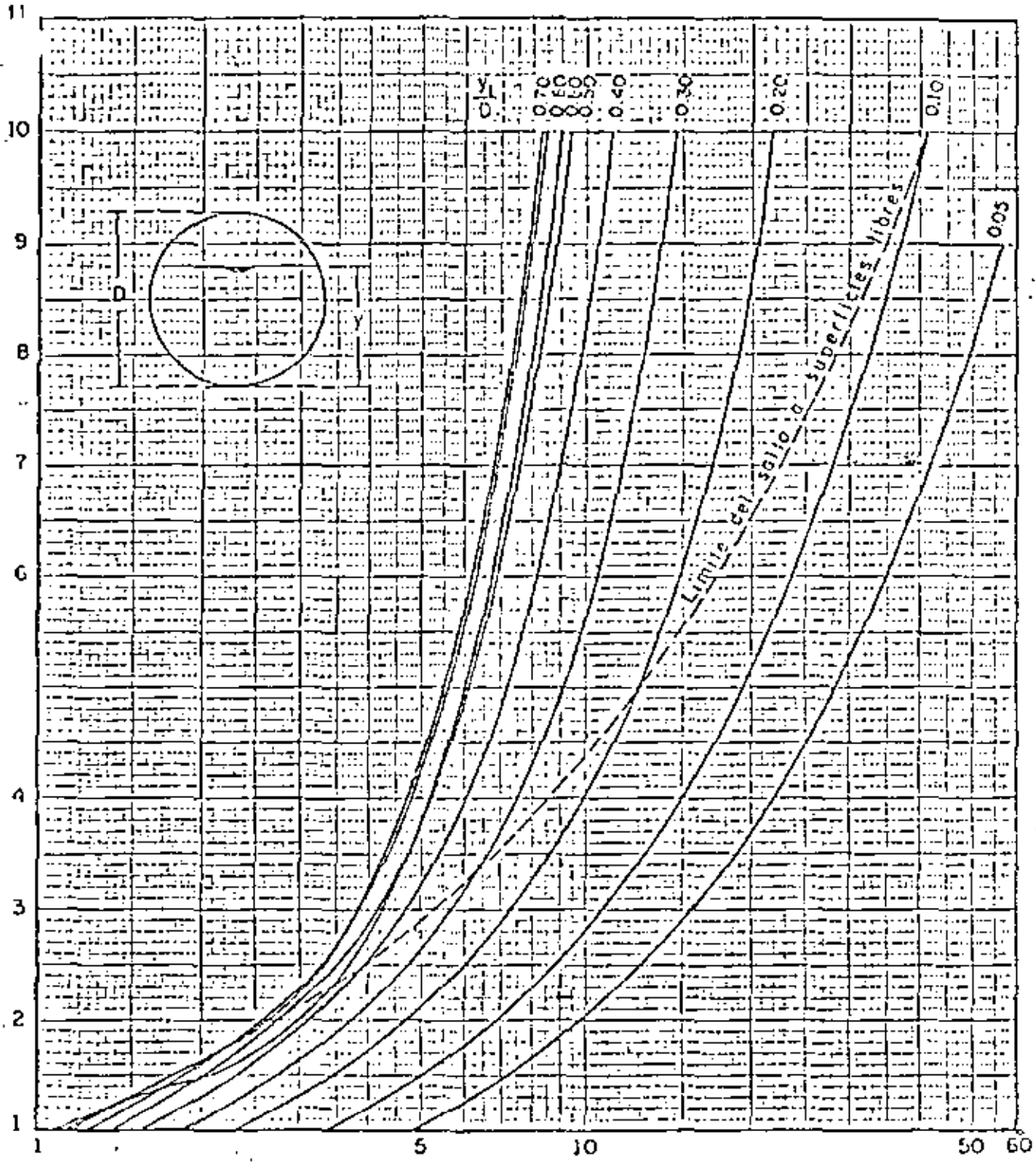




$$F_{2M} = \frac{1}{9} \frac{Q}{\sqrt{g} k y_2^{5/2}} \quad - \quad F_{2M} = (l_2 + 1) F_2$$

CANALES DE SECCION TRAPEZIAL (TRIANGULAR INCLUIDA)

Fig. 6.4.4 Gráfica para la determinación del tirante supercrítico, conocido el régimen subcrítico

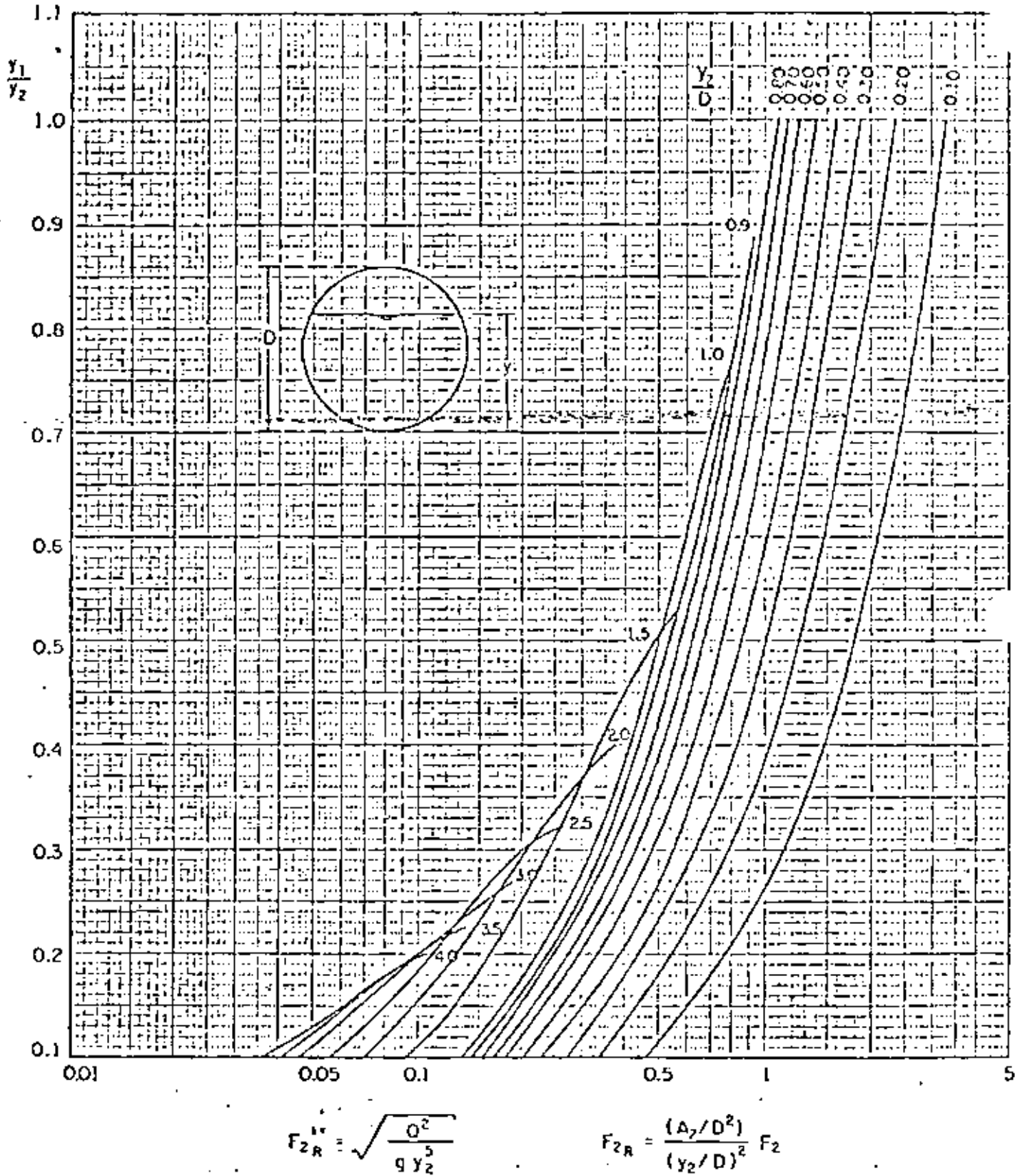


$$F_{IR} = \sqrt{\frac{Q^2}{9y_1^3}}$$

$$F_{IR} = \frac{(A_1/D^2)}{(y_1/D)^2} F_1$$

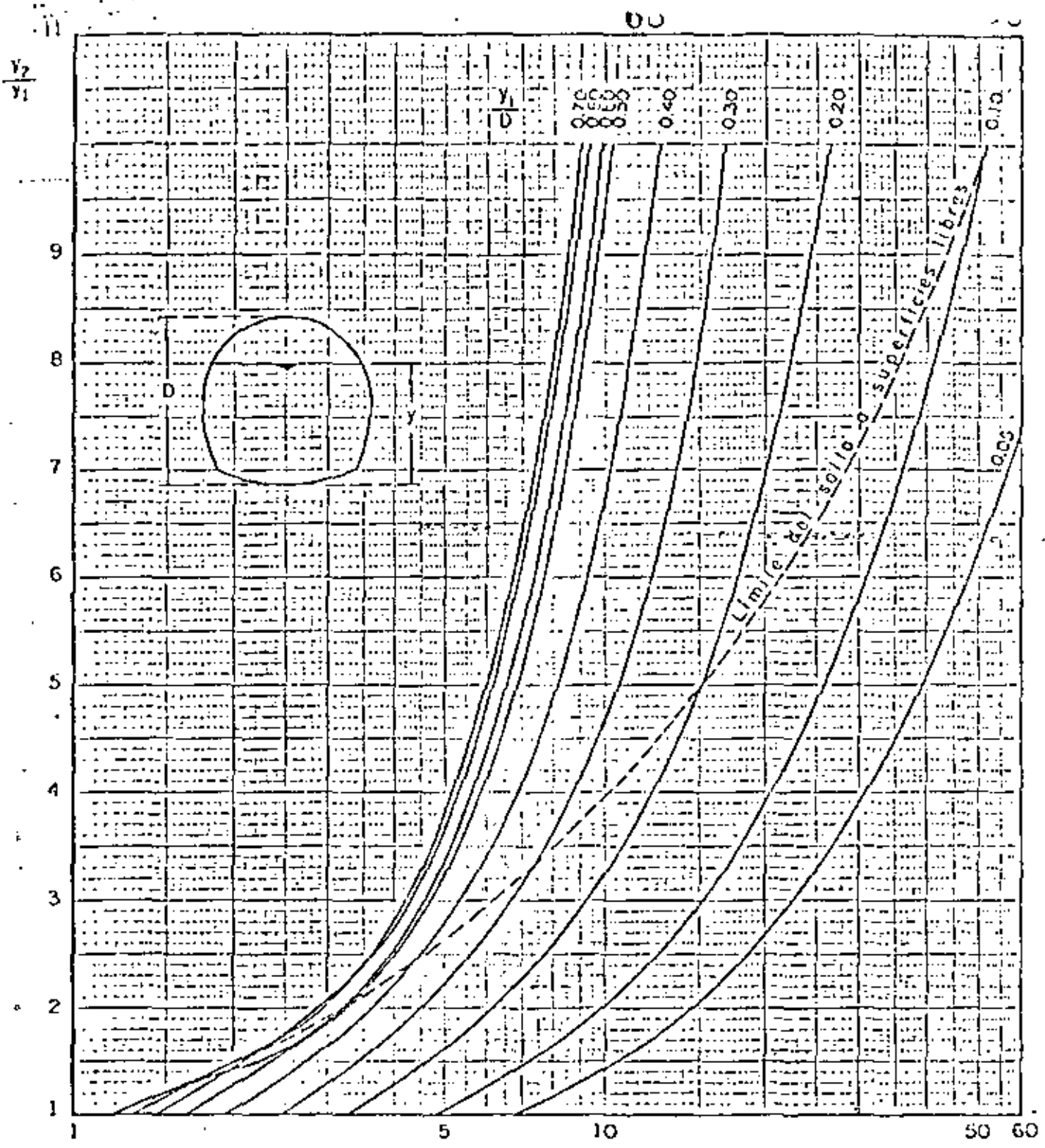
CANALES DE SECCION CIRCULAR

Fig. 6.4.5 Gráfica para la determinación del tirante subcrítico, conocido el régimen supercrítico



CANALES DE SECCION CIRCULAR

Fig. 6.4.6 Gráfica para la determinación del tirante supercrítico, conocido el régimen subcrítico

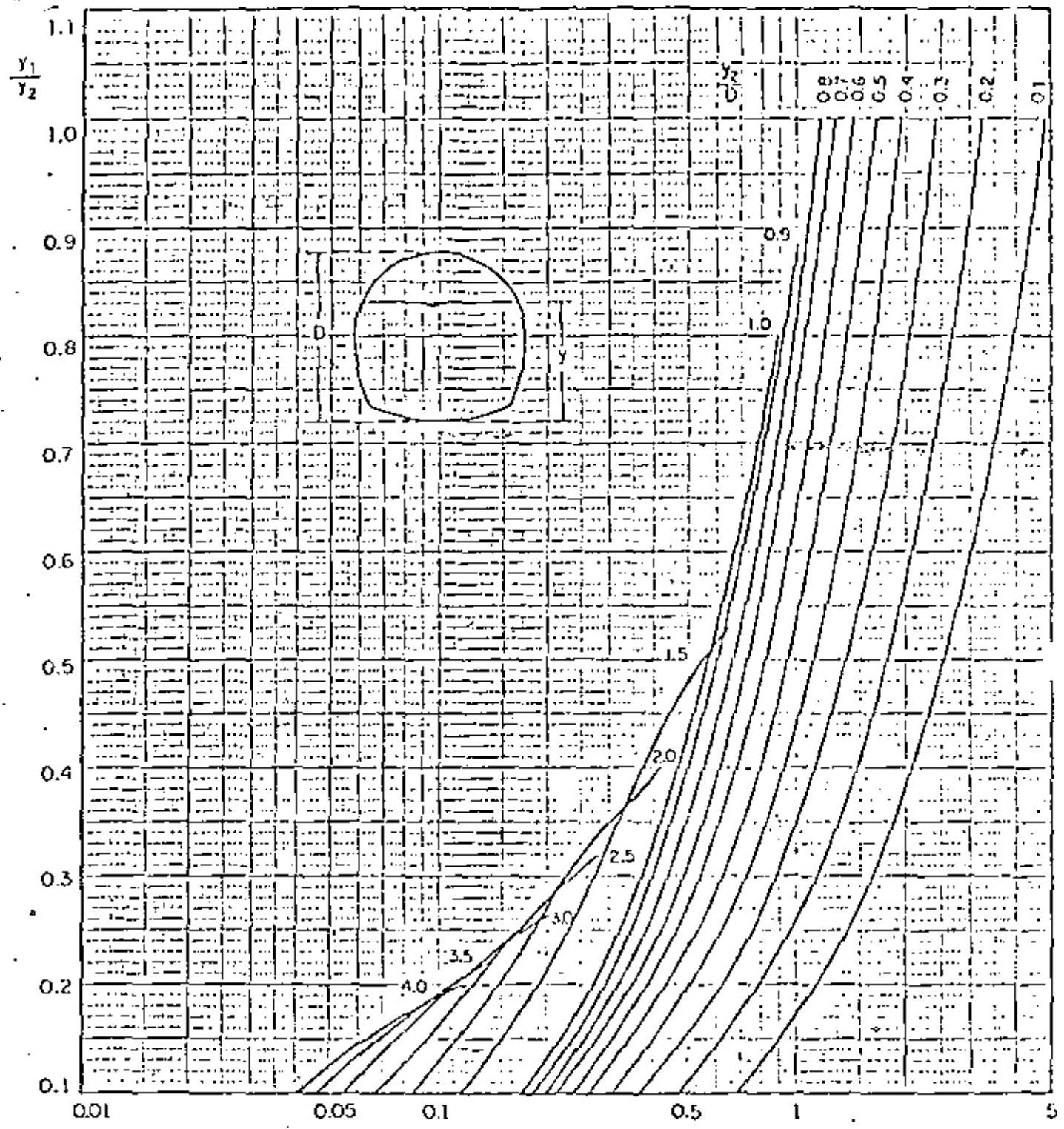


$$F_{1R} = \sqrt{\frac{Q^2}{9 y_1^3}}$$

$$F_{1R} = \frac{(A_1/D^2)}{(y_1/D)^2} F_1$$

CANALES DE SECCION HERRADURA

Fig. 6.4.7 Gráfica para la determinación del tirante subcrítico, conocido el régimen supercrítico



$$F_{2R} = \sqrt{\frac{Q^2}{9 Y_2^5}}$$

$$F_{2R} = \frac{(A_2/D^2)}{(y_2/D)^2} F_2$$

CANALES DE SECCION HERRADURA

Fig. 6.4.8 Gráfica para la determinación del tirante supercrítico, conocido el régimen subcrítico

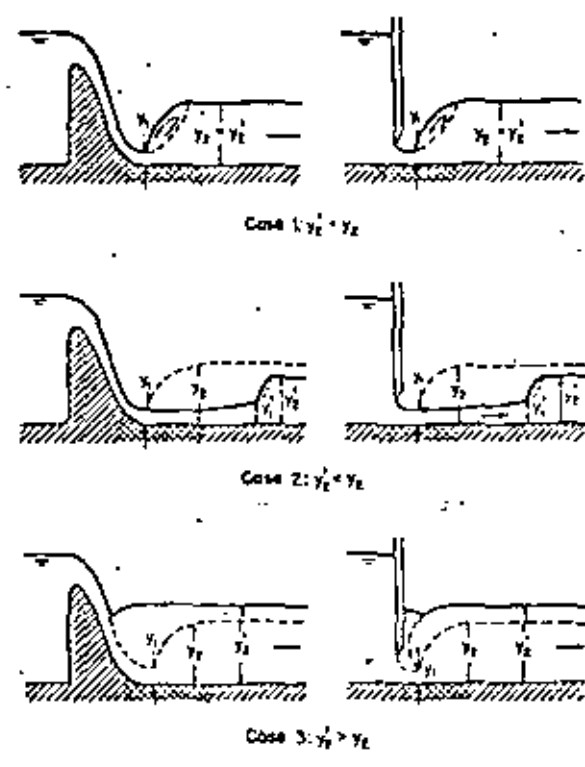


FIG. 6.4.9 EFECTO DE LA PROFUNDIDAD DE LA COLA DE LA CURVA DE REMANSO EN LA FORMACION DE UN SALTO HIDRAULICO

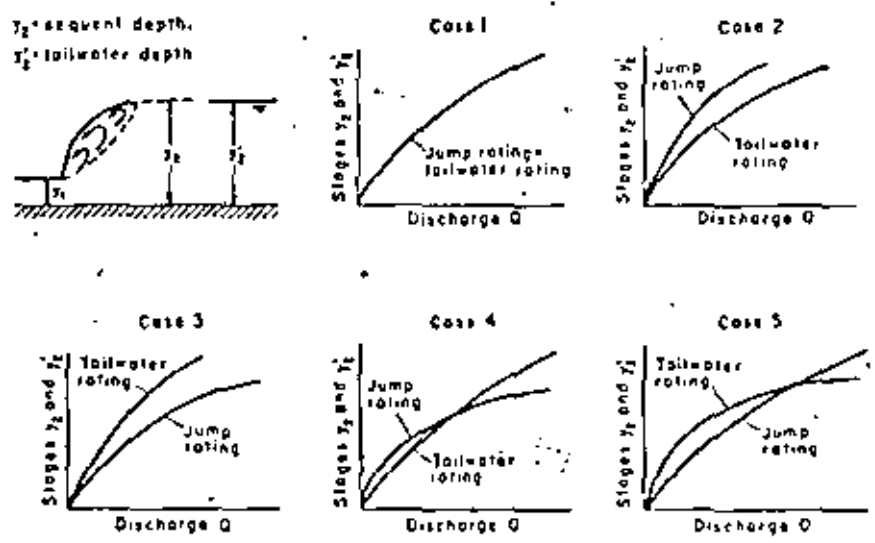
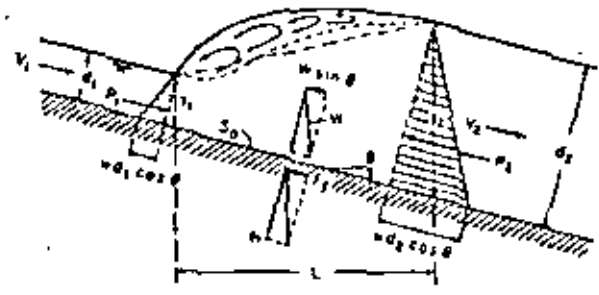


FIG. 6.4.10 CLASIFICACION DE LAS CONDICIONES DE LA COLA DE LA CURVA DE REMANSO PARA EL DISEÑO DE LA PROTECCION DEL REVESTIMIENTO



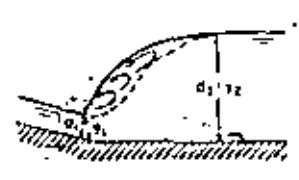
Case 1



Case 2



Case 3



Case 4



Case 5

FIG. 6.4.11 SALTO HIDRAULICO EN CANALES CON PENDIENTE

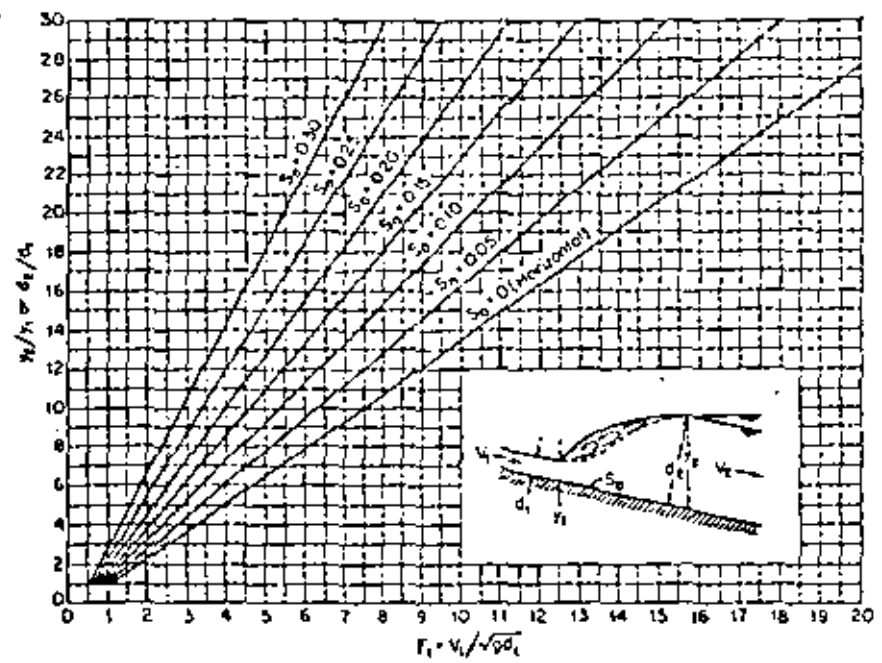


FIG. 6.4.12 RESULTADOS EXPERIMENTALES DE SALTO HIDRAULICO CANALES CON PENDIENTE

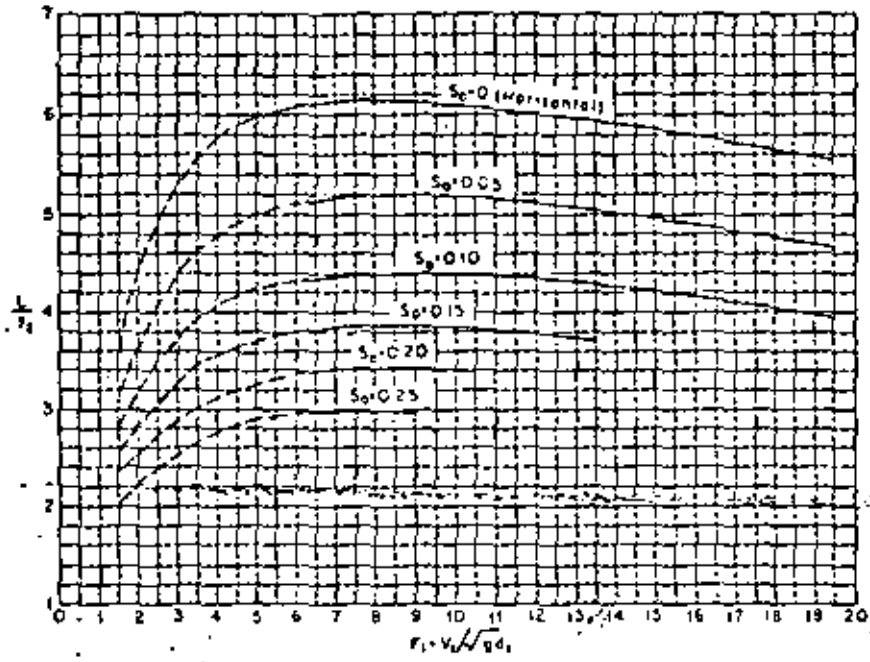


FIG. 6.4.13 LONGITUD RELATIVA DEL SALTO



FIG. 6.4.14 SALTO HIDRAULICO.

6.5 Flujo gradualmente variado.

41

6.5.1 Ecuación dinámica y simplificaciones.

Flujo gradualmente variado (permanente) es aquel que para un gasto dado, la variación de tirantes en el canal se realiza en forma gradual.

De la variación de la energía específica con respecto al tirante se tiene la ecuación dinámica del flujo gradualmente variado.

$$\frac{dE}{dy} = 1 - Fr^2$$

o en forma implícita

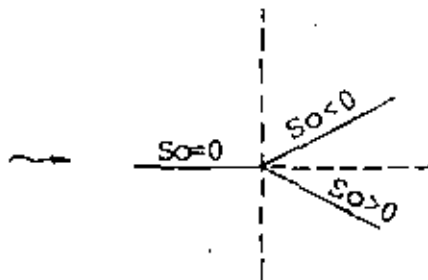
$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^2}$$

el significado de las variables aparece en la fig. 6.5.1

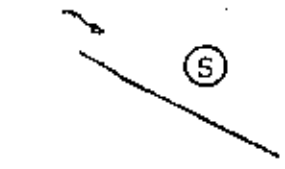
6.5.2 Características y clasificación de los perfiles. Síntesis de perfiles con puestas. Secciones de control.

La primera clasificación de los perfiles de flujo variado fue hecha por Bakmeteff, y está basada en la pendiente del canal y la zona en que se alojará el perfil.

En un plano de referencia, la convención de signos de pendiente del canal quedaría como sigue



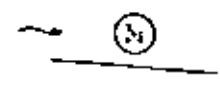
los tipos de pendiente del fondo.



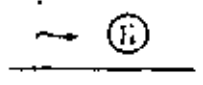
steep, scarpada, brusca o rápida



crítica



Mild, suave

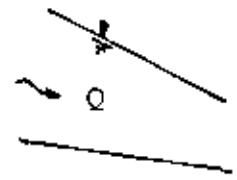


horizontal

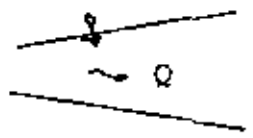


adversa

los tipos de pendientes hidráulicas.



$\frac{dy}{dx} < 0$



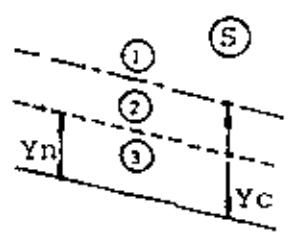
$\frac{dy}{dx} > 0$



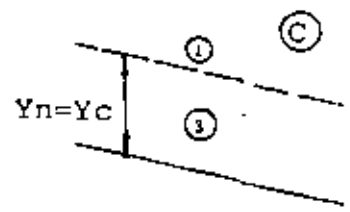
$\frac{dy}{dx} = 0$

En el análisis teórico de perfiles, el tirante normal y el crítico son fronteras matemáticas, por lo tanto dividiremos en 3 zonas, que son las siguientes:

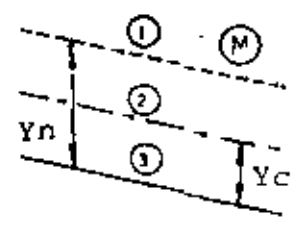
1. Brusca o rápida



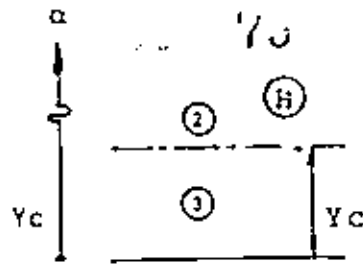
2. Crítica



3. Mild o lenta

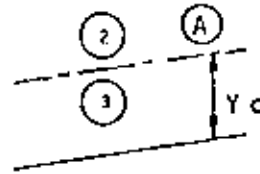


4. Horizontal



Tirante normal
tiende a infinito

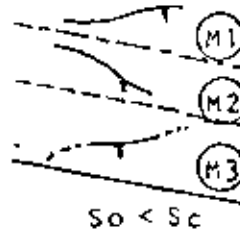
5. Adversa



Tirante normal
no existe

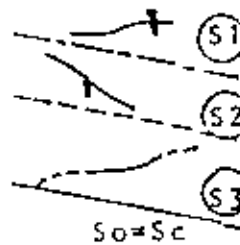
Los tipos de perfiles

1. Perfil M



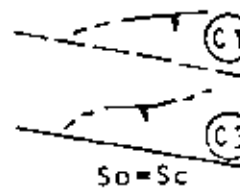
$Y_c < Y_n$

2. Perfil S



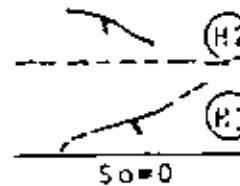
$Y_c > Y_n$

3. Perfil C



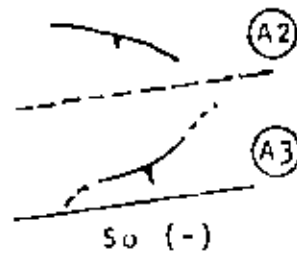
$Y_c = Y_n$

4. Perfil H



$Y_n \rightarrow \alpha$

5. Perfil A



70

44

Y_n no existe

En la fig. 6.5.3 aparece un resumen de los perfiles para un flujo gradualmente variado

La secuencia de cálculo será

1. Determinación del gasto.
2. Cálculo tirante normal
3. Cálculo tirante crítico.- Se determina la geometría crítica ($A_c - P_c - R_c$). Una vez encontrados estos datos se determina la pendiente crítica (S_c).
4. Comparación de la pendiente dada con la pendiente crítica.

$S_o < S_c$	$Y_n > Y_c$	(M)
$S_o = S_c$	$Y_n = Y_c$	(C)
$S_o = 0$	$Y_n \rightarrow \infty$	(H)
$S_o > S_c$	$Y_n < Y_c$	(S)
$S_o (-)$	$Y_n \rightarrow$ no existe	(A)

5. Localizar a lo largo del canal, las secciones de control (véase su capítulo 6.3.2)

6.5.3 Métodos de integración.

Existen diferentes métodos, para resolver, la ecuación diferencial implícita.

1. Métodos analíticos
2. Métodos semigráficos-semianalíticos
3. Métodos empíricos (casos particulares)

a) Método de incrementos finitos

El método de incrementos finitos es el que tiene aplicaciones más amplias debi-

do a que es adecuado para el análisis de perfiles de flujo tanto en canales prismáticos como no prismáticos.

En la fig. 6.5.2 se presenta el tramo de un canal prismático limitado por las secciones "1" (aguas arriba) y "2" (aguas abajo) separados la distancia ΔX . Al aplicar el teorema de Bernoulli en términos de la energía específica.

$$\Delta X = \frac{E_2 - E_1}{S_0 - S_f}$$

$$S_f = \frac{1}{2} (S_{f1} + S_{f2})$$

$$S_{f1} = \left(\frac{Q_n}{A_1 R_1^{2/3}} \right)^2 ; \quad S_{f2} = \left(\frac{Q_n}{A_2 R_2^{2/3}} \right)^2$$

Sin embargo, es necesario que las características que se especifiquen para la sección desconocida no produzcan longitudes ΔX muy grandes que induzcan errores serios dado que se trata de un procedimiento de incrementos finitos.

b) Método de integración directa.

El método de la integración directa de la ecuación general diferencial implícita de flujo variado es prácticamente imposible si se desea obtener para todas las formas de sección y tipos de canal. Se han hecho muchos intentos de resolver dicha ecuación, para algunos casos especiales introduciendo hipótesis simplificadoras que permiten una integración matemática. Las soluciones más útiles han sido las de Bresse (1860) para secciones rectangulares muy anchas, las cuales tienen la siguiente forma:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 \left[1 - \left(\frac{y_n}{y} \right)^{10/3} \right]}{1 - \left(\frac{y_c}{y} \right)^3} \quad \text{Primera ecuación Bresse}$$

$$\frac{dy}{dx} = S_w = S_0 \left[1 - \frac{\left(1 - \frac{y_n}{y} \right)^{10/3}}{\left(1 - \frac{y_c}{y} \right)^3} \right] \quad \text{Segunda ecuación Bresse}$$

integrando la primera ecuación.

$$X = X_2 - X_1 = \frac{Y_n}{S_0} (U_2 - U_1) - F(U_2, N) - F(U_1, N) + \left(\frac{Y_c}{Y_n}\right)^M \frac{J}{N} \left[F(V_2, J) - F(V_1, J) \right] \dots\dots\dots (b)$$

la secuencia de cálculo sería.

1. Calcular el tirante crítico (Yc) y el tirante normal (Yn) para el gasto y pendientes dadas.
2. Determinar los coeficientes "M" y "N" (figs.6.5.4 y 6.5.5)
3. Calcular J

$$J = \frac{N}{N - M + 1}$$

4. Se calculan los valores de "M" y de "N"

$$U = \frac{Y}{Y_n} ; V = U^{N/J}$$

5. Calcular la integral con la ayuda del Open Channel Hydraulics Ven Te Chow

$$F(U_2, N), F(U_1, N), F(V_2, J) \text{ y } F(V_1, J)$$

6. A partir de la ecuación (b) se calcula la longitud del tramo que separa las dos secciones extremas.

Los métodos de integración gráfica y el de incrementos finitos gráfico no se muestran en el manual por el desarrollo que han tenido el uso de las calculadoras --- electrónicas, pero en un momento dado puede consultarse el Open Channel Hydraulics Ven Te Chow. De los métodos expuestos por lo dicho se recomienda el de incrementos finitos.

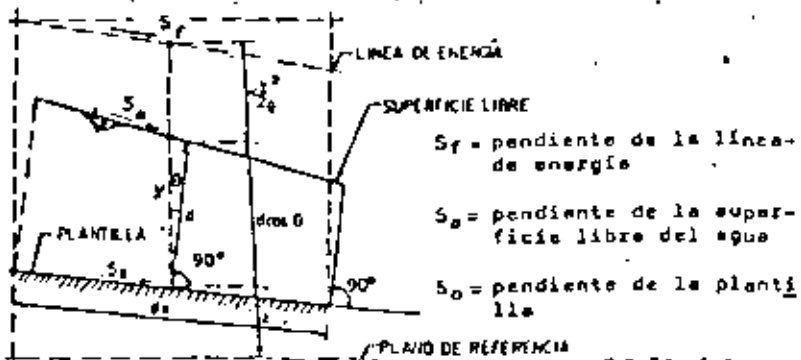


FIG. 6.5.1 FLUJO GRADUALMENTE VARIADO.

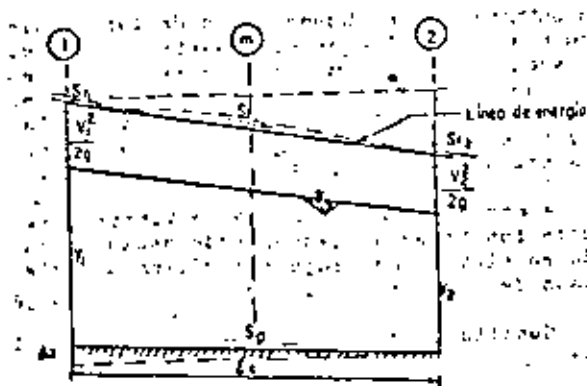


FIG. 6.5.2 PEREIL DE UN CANAL PRISMÁTICO.

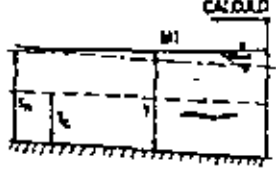
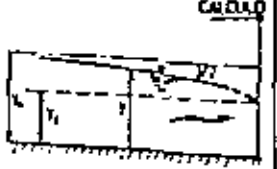
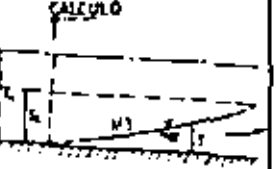
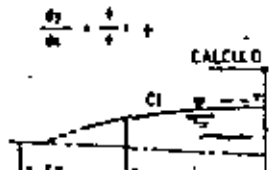
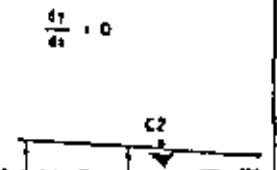
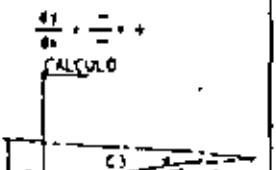
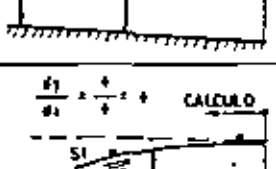
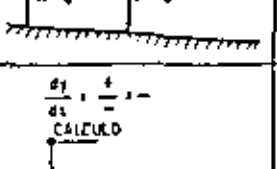
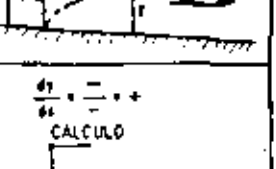
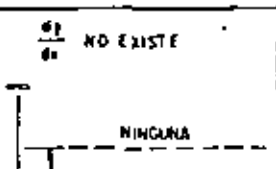
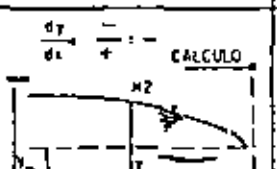
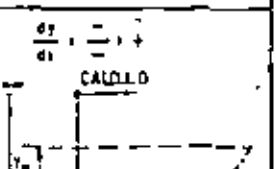
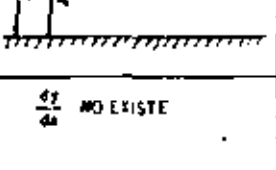
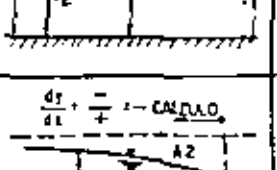
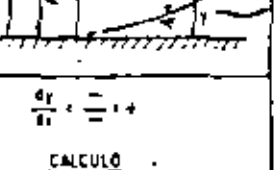
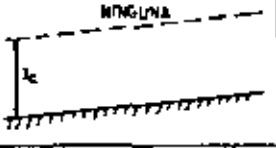
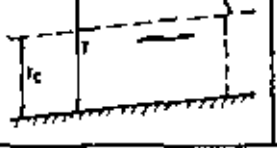
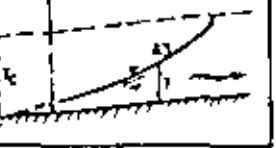
	PERFILES EN LA ZONA 1 $S > T_0$; $S_0 > S_f$ $T > T_c$; $Tf < 1$	PERFILES EN LA ZONA 2 $T_0 > T_c$; $S_0 > S_f$; $Tf < 1$ $T_0 > T_c$; $S_0 > S_f$; $Tf < 1$	PERFILES EN LA ZONA 3 $T < T_0$; $S_0 < S_f$ $T < T_c$; $Tf > 1$
PENDIENTE POSITIVA $S_0 > 0$	SUBCRITICA: $T_0 > T_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$ CALCULO 	SUBCRITICA: $T_0 > T_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ CALCULO 	SUBCRITICA: $T_0 > T_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CALCULO 
	CRITICA: $T_0 = T_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$ CALCULO 	CRITICA: $T_0 = T_c$ $\frac{dy}{dx} = 0$ CALCULO 	CRITICA: $T_0 = T_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CALCULO 
	SUPERCritICA: $T_0 < T_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$ CALCULO 	SUPERCritICA: $T_0 < T_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{+}{-} = -$ CALCULO 	SUPERCritICA: $T_0 < T_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CALCULO 
PENDIENTE HORIZONTAL $S_0 = 0$ $T_0 > T_c$	$\frac{dy}{dx}$ NO EXISTE NINGUNA 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ CALCULO M2 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CALCULO M3 
	$\frac{dy}{dx}$ NO EXISTE NINGUNA 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ CALCULO A2 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CALCULO A3 
PENDIENTE NEGATIVA $S_0 < 0$	$\frac{dy}{dx}$ NO EXISTE NINGUNA 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ CALCULO A2 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CALCULO A3 

FIG. 6.5.3 CLASIFICACION DE LOS PERFILES EN FLUJO GRADUALMENTE VARIADO.

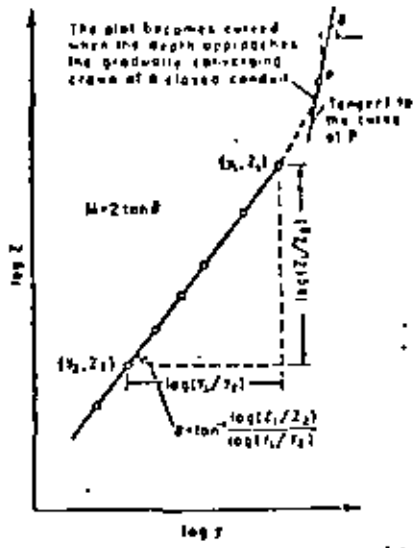


FIG. 6.5.4 DETERMINACION GRAFICA DEL VALOR M .

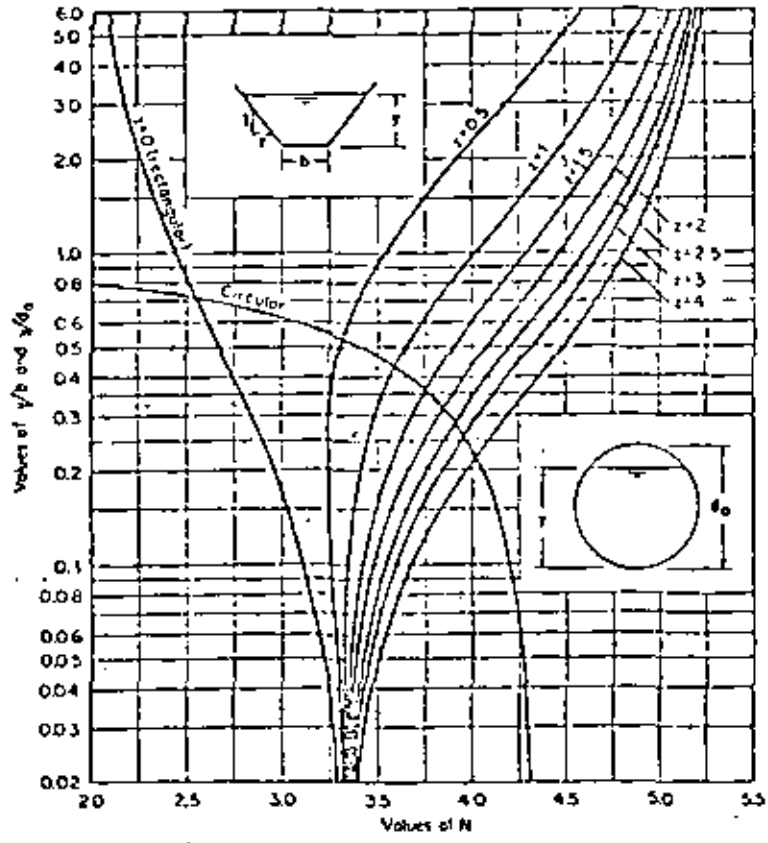


FIG. 6.5.5 DETERMINACION GRAFICA DEL VALOR N .

6.6 Transiciones, Curvas y Obstáculos.

6.6.1 Expansiones y contracciones en régimen subcrítico.

El flujo rápidamente variado a través de secciones no prismáticas es encontrado -- frecuentemente en varias estructuras de canales abiertos.

El problema bajo consideración incluye a menudo una cantidad apreciable pérdida--- turbulencia. En muchos casos, una solución práctica del problema puede ser posi--- ble aplicando continuidad, energía y fuerza específica.

Las transiciones repentinas al ocurrir en una distancia corta dará lugar a un flu--- jo rápidamente variado. Las transiciones repentinas incluyen contracciones repen--- tinas y expansiones verticales, horizontales o ambas, fig. 6.6.1.

Para el caso particular de una contracción horizontal repentina (fig.6.6.2), de--- la aplicación de la fuerza específica.

$$F_1^2 = \frac{(Y_3/Y_1) \{ (Y_3/Y_1)^2 - 1 \}}{2 \{ (Y_3/Y_1) - 1/(b_3 - b_1) \}} \dots\dots\dots (6.6.1)$$

ecuación que queda representada por una familia de curvas (líneas llenas) como la mostrada en la fig. 6.6.3.

Para el caso de una expansión horizontal, para $Y_2 = Y_1$

$$F_1^2 = \frac{(b_3/b_1) (Y_3/Y_1) \{ 1 - (Y_3/Y_1)^2 \}}{2 \{ 1/(b_3/b_1) - (Y_3/Y_1) \}} \dots\dots\dots (6.6.2)$$

ecuación que queda representada por la línea punteada de la fig. 6.6.3

Investigaciones experimentales sobre transiciones repentinas serán tratadas a con--- tinuación:

Las principales contribuciones realizadas por Formica son las mostradas en la fig. 6.6.4. Para el caso de una contracción o reducción repentina, la variación de los perfiles del agua y de energía son mostrados en la fig.6.6.5 existiendo en ambos -

casos una pérdida de energía.

Para una expansión repentina

$$E_1 - E_3 = \Delta E = \frac{V_1^2}{2g} \left[\left(1 - \frac{b_1}{b_2}\right)^2 + \frac{2 Fr_1^2 b_1^3 (b_2 - b_1)}{b_2^4} \right] \dots\dots (6.6.3)$$

el último término del paréntesis rectangular desaparece cuando Fr_1 tiende a cero, es decir $Y_1 = Y_2 = Y_3$ que equivale a la condición de flujo a través de un conducto cerrado.

En conductos cerrados, la pérdida de energía en una contracción repentina (casos I, II, III y IV, fig. 6.6.4) pueden expresarse como

$$\Delta E = K \frac{V_1^2}{2g} \dots\dots\dots (6.6.4)$$

la constante "K" para I vale 0.10, mientras que para II, III y IV toma el valor de 0.06.

Para una expansión repentina, la expresión de la pérdida de energía se expresa como

$$\Delta E = \epsilon \frac{(V_1 - V_3)^2}{2g} \dots\dots\dots (6.6.5)$$

siendo V_1 la velocidad aguas arriba y V_3 la velocidad aguas abajo; la constante ϵ toma los valores siguientes:

Tipo de diseño	1	2	3	4	5	6	7	8
ϵ	0.82	0.87	0.68	0.41	0.27	0.29	0.45	0.44

6.6.2 Venturímetro. Aforadores de sección crítica.

Los procedimientos de medición aplicables a gastos y velocidades son el resultado de reglas establecidas por asociaciones de normalización o de sociedades científicas, entre estos procedimientos se tienen los de medición: volumétrico de gasto; mediante vertedores; mediante canales de venturi y aforadores con contracción de fondo, aparatos rotatorios (molinetes); tubos de Pitot o tubos de Prandtl; métodos de dilución, etc.

La medición de gastos mediante canales de venturí se realiza o se lleva a cabo mediante una contracción lateral progresiva del canal en que se desea medir el gasto, seguida de una garganta de ancho constante y de una ampliación progresiva, hasta adquirir el ancho de plantilla original. En la forma más simple, la plantilla es horizontal.

La fig.6.6.6 muestra una de las formas clásicas para medición de gastos en canales, en donde el tirante h_1 se abate a h_2 en la garganta, después alcanza, mediante un salto hidráulico, el tirante aguas abajo h_3 . La velocidad U_2 a la entrada de la garganta se deduce de la ecuación de Bernoulli.

6.6.3 Pérdidas y tipos de transición.

Las pérdidas menores en canales, se reducen a la determinación de perturbaciones locales traducidas en sobre-elevaciones y abatimientos del gradiente hidráulico; el cual se determina mediante la ecuación de Bernoulli, interesando las pérdidas siguientes: por entrada, por cambio de dirección, por transición y por obstrucción.

a) Pérdida por entrada

La pérdida por entrada tiene una explicación similar a la pérdida por entrada en tuberías y queda determinada por

$$\sum_c h_e = K_e \frac{V^2}{2g} \quad \dots \quad (6.6.6)$$

en donde V es la velocidad en el canal y K_e un coeficiente cuyo valor será igual a 0.25 para bordos vivos y 0.02 para bordos redondeados.

b) Pérdida por cambio de dirección

Esta pérdida es despreciable en canales cuyos radios de curvatura son muy grandes.

Para radios pequeños es válida la fórmula deducida de la ley del impulso o cantidad de movimiento.

c) Pérdida por transición

Cuando el cambio de sección corresponde a una reducción, la transición se denomina de entrada y de salida en el caso de una ampliación, produciéndose un es-

currimiento que bien puede ser acelerado o retardado respectivamente. En la fig. 6.6.7a, se muestra el cambio de una sección trapezoidal a una rectangular y en la 6.6.7b el cambio se produce de una rectangular a una trapezoidal; para el caso de pérdida de transición de entrada.

$$\Sigma_{te}^h = 0.1 \frac{|v_2^2 - v_1^2|}{2g} \dots (6.6.7)$$

mientras que la pérdida de transición de salida

$$\Sigma_{ts}^h = 0.2 \frac{|v_1^2 - v_2^2|}{2g} \dots (6.6.8)$$

las pérdidas por transición de entrada y salida son aplicables para cambios graduales y en donde α sea menor de 45° . Los criterios modernos para estas condiciones, suprimen la pérdida por entrada.

6.6.4 Diseño de transiciones

La longitud de transición por una simple relación trigonométrica

$$L = \frac{B - b_1}{2 \tan \alpha} \dots (6.6.9)$$

en donde α de acuerdo con Julián Hinds debe de tener un valor de $12^\circ 30'$ y según la antigua CNI, $22^\circ 30'$. Para longitudes menores de 40 m la pérdida por fricción es despreciable.

6.6.5 Salto hidráulico oblicuo en régimen supercrítico

Cuando un flujo supercrítico es apartado de su curso por la presencia de una pared vertical, fig. 6.6.8, el tirante Y_1 se incrementa rápidamente hasta alcanzar el tirante Y_2 , formando un frente de onda en la dirección CD conocido como salto hidráulico oblicuo. La velocidad normal al frente de onda V_{n1} , es

$$V_{n1} = V_1 \sin \beta \dots (6.6.10)$$

siendo V_1 , la velocidad del flujo antes del salto, mientras que

$$F_{n1} = \frac{V_{n1}}{\sqrt{gY_1}} = F_1 \sin \beta \dots (6.6.11)$$

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \cdot (\sqrt{1 + 8 F_1^2 \sin^2 \beta} - 1) \quad \dots \quad (6.6.12)$$

tomando en cuenta V_{n1} y V_{n2} .

$$\frac{V_{n1}}{V_{n2}} = \frac{Y_2}{Y_1} = \frac{\tan \beta}{\tan (\beta - \theta)} \quad \dots \quad (6.6.13)$$

combinando las ecuaciones 6.6.12 y 6.6.13

$$\tan \theta = \frac{\tan \beta (\sqrt{1 + 8 F_1^2 \sin^2 \beta} - 3)}{2 \tan^2 \beta + \sqrt{1 + 8 F_1^2 \sin^2 \beta} - 1} \quad \dots \quad (6.6.14)$$

una solución de esta ecuación para β en términos de $F_1 \theta$ es prácticamente imposible. Una solución gráfica es la mostrada en la fig. 6.6.9.

6.6.6 Curvas en régimen subcrítico y supercrítico

a) Régimen subcrítico

A efecto de reducir el incremento de la pérdida por fricción y los daños producidos por el flujo helicoidal, en el diseño de canales, se recomienda que las curvas guarden una relación mínima de $rc/b = 3$.

b) Régimen supercrítico

Knapp sugiere, en el diseño para canales, sobreelevar la plantilla, encauzar el flujo subdividiendo el canal, utilizando curvas compuestas, y obstáculos esviahos. En la práctica es común sobreelevar la plantilla, la pendiente transversal se determina con:

$$St = \frac{V^2}{gr}$$

siendo:

- St pendiente transversal
- V velocidad del flujo, en m/s
- g gravedad, en m²/s
- r radio de curvatura, en m

6.6.7 Pilas y rejillas

El efecto que una estructura de cruce, pilas de puente produce a la corriente es mínimo, comparado con el efecto que la corriente produce a la estructura, socavación al pie de las pilas. En ocasiones por pequeña que sea la pérdida de carga -- que se presenta por la presencia de la obstrucción da lugar a un remanso considerable causando inundaciones en sitios donde no se produce, de ahí su importancia de valuar la pérdida de carga Δy . Yarnell presentó la expresión siguiente:

$$\frac{\Delta y}{y_3} = K Fr_3^2 (K + 5Fr_3^2 - 0.6) (\alpha + 15 \alpha^4)$$

el significado de las variables se indica en la fig.6.6.10 mientras que el factor de resistencia K es función de la forma de la pila, los valores aparecen tabulados en la tabla al final del presente subcapítulo y $\alpha = t - \sigma, \sigma = b_2/b_1$

De la aplicación de las ecuaciones de Bernoulli y la de continuidad, la reducción límite está dada por

$$\sigma^2 = \frac{\epsilon^3 Fr_3^2 (2 + Fr_2^2)^3}{Fr_2^2 (2 + Fr_3^2)^3}$$

ϵ representa el porcentaje de pérdida de carga. De presentarse régimen crítico en la sección dos, $Fr_2 = 1$, el valor de Fr_3 que satisface la condición anterior se le conoce como valor límite Fr_{3L} , de tal manera que

$$\sigma^2 = \frac{27 \epsilon^2 Fr_{3L}^2}{(2 + Fr_{3L}^2)^3}$$

lo cual indica que se presenta en la obstrucción un flujo subcrítico si $Fr_3 < Fr_{3L}$ y supercrítico si $Fr_3 > Fr_{3L}$; una representación gráfica es la mostrada en la fig. 6.6.11 para $\epsilon=1$ (no existe pérdida de energía), $\epsilon=0.95$ (representa a un 5% de pérdida de energía), etc.

Por lo que toca a la pérdida de carga, por rejillas, expresada en términos de la velocidad de llegada es expresada por:

$$hf = c \frac{v^2}{2g}$$

C representa un coeficiente que se obtiene en función del espesor S y longitud L -
la barra, la distancia entre ellas b , la inclinación de ellas δ y la dirección -
del flujo α ; Kirschmer propone

$$C = \beta \left(\frac{S}{b}\right)^{4/3} \sin \delta$$

β se obtiene de la tabla siguiente:

Forma de la rejilla	β
naríz y cola cuadrada, $L/s = 5$	2.42
naríz cuadrada y cola semicircular, $L/s = 5$	1.83
naríz semicircular, $L/s = 5$	1.67
redondeada	1.79
aerodinámica	0.76

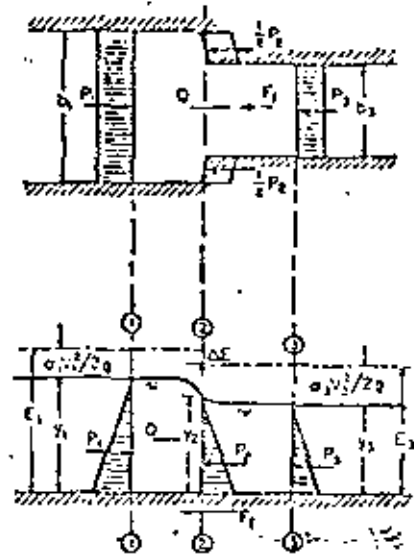
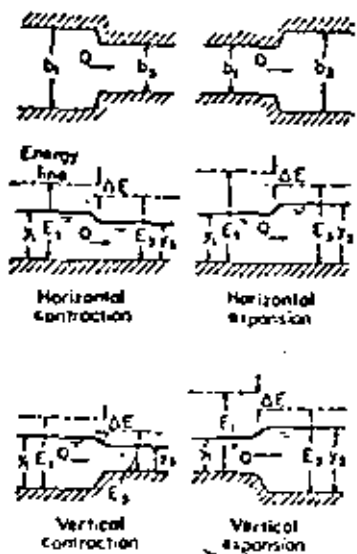


FIG. 6.6.1 TRANSICIONES VIOLENTAS.

FIG. 6.6.2 ANALISIS DE UNA CONTRACCION HORIZONTAL.

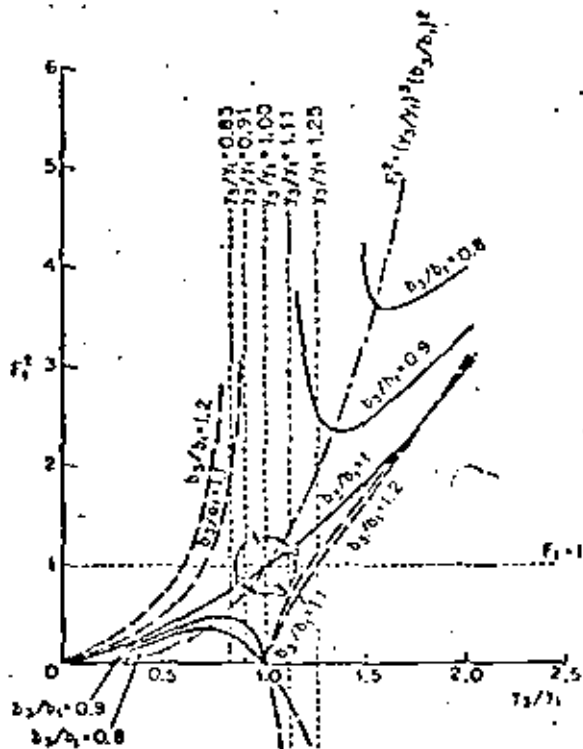


FIG. 6.6.3 PARAMETROS DERIVADOS DE UNA CONTRACCION HORIZONTAL VIOLENTA.

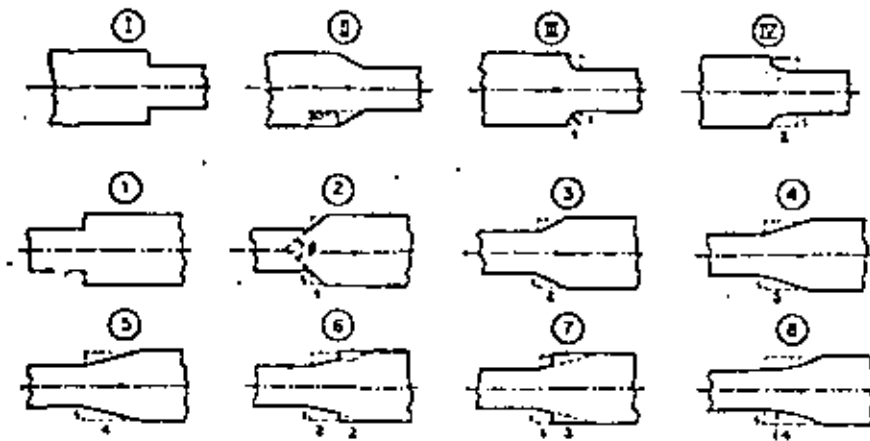


FIG. 6.6.4 TRANSICIONES VIOLENTAS ESTUDIADAS EN LABORATORIO.

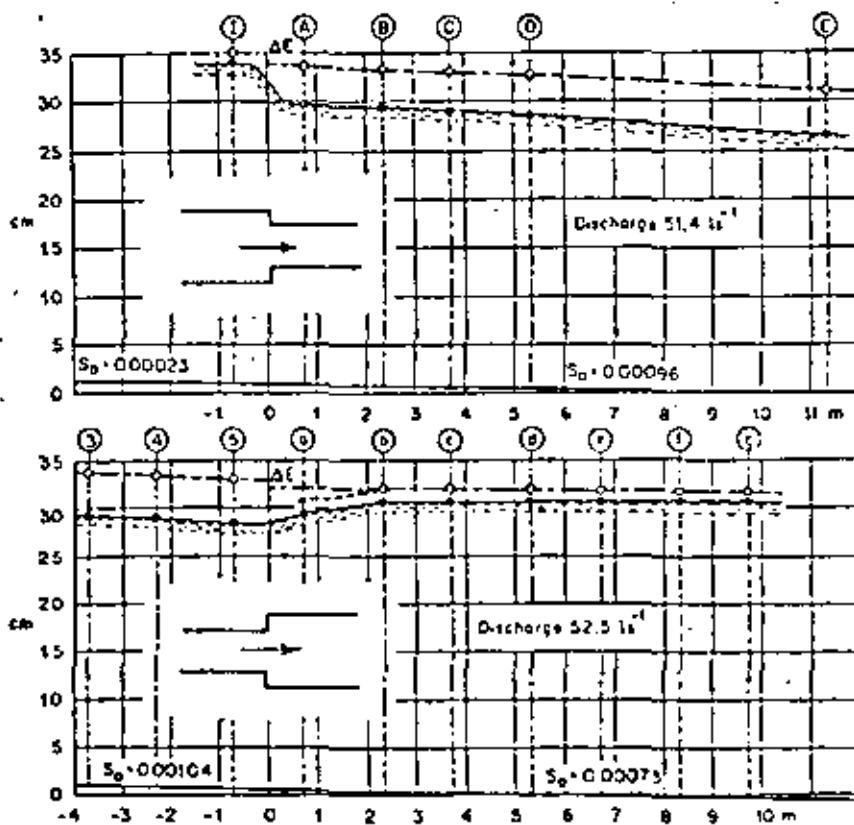


FIG. 6.6.5 PERFIL DEL AGUA Y DEL DE ENERGIA CORRESPONDIENTE A UNA TRANSICION VIOLENTA.

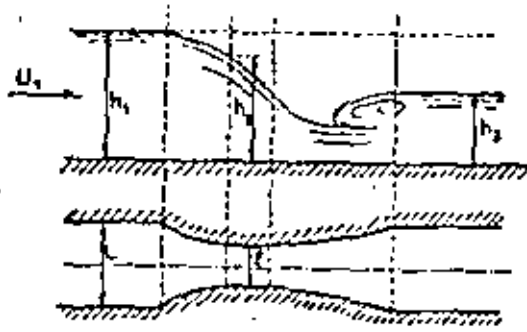


FIG. 6.6.6 CANAL VENTURI.

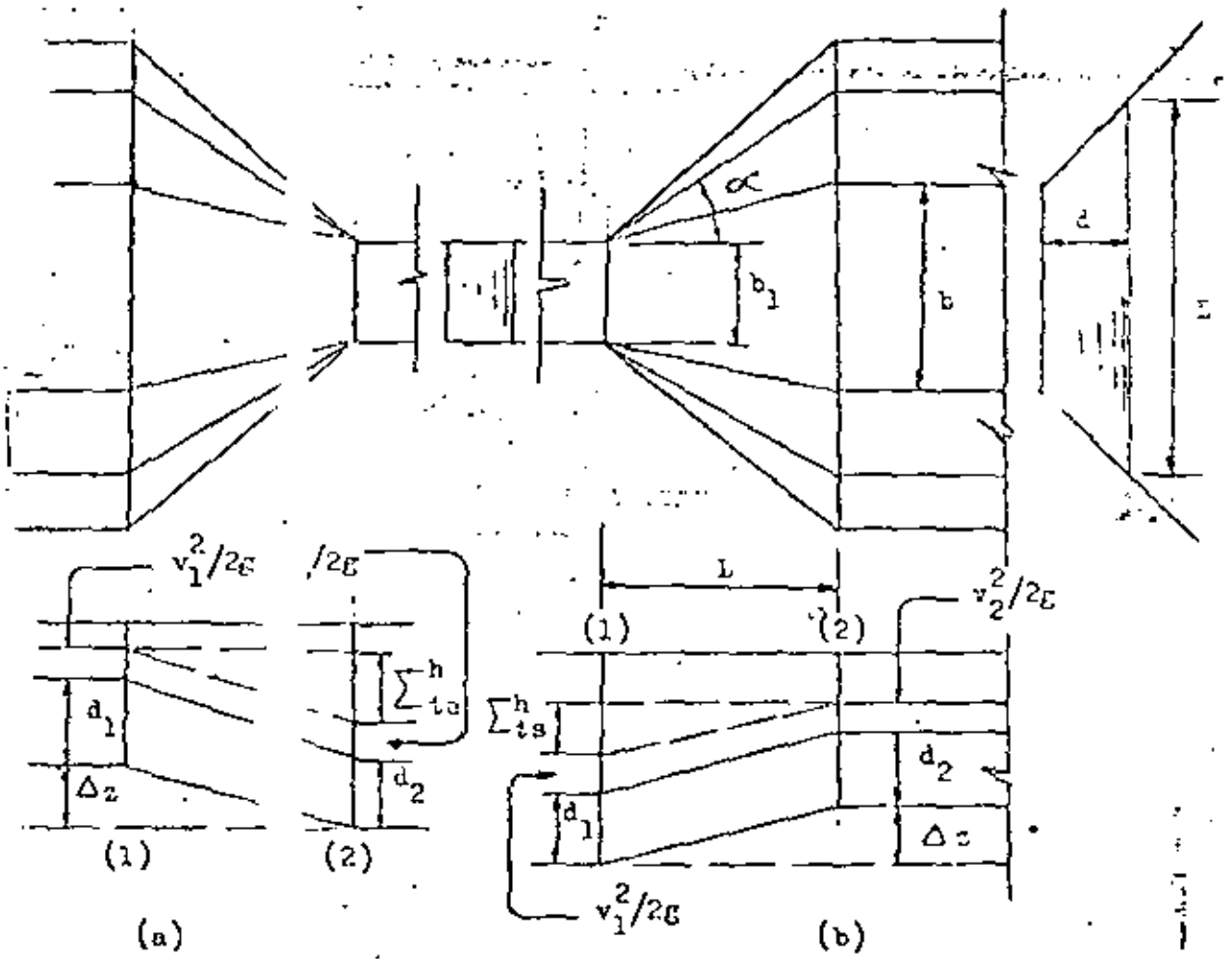


FIG. 6.6.7 TRANSICIONES GRADUALES EN CANALES.

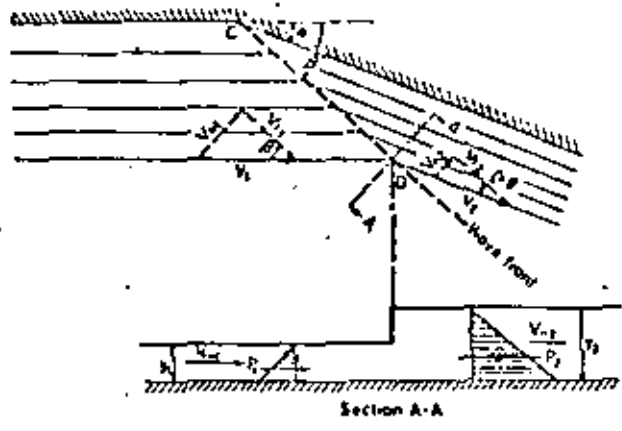


FIG. 6.6.8 SALTO HIDRAULICO OBLICUO.

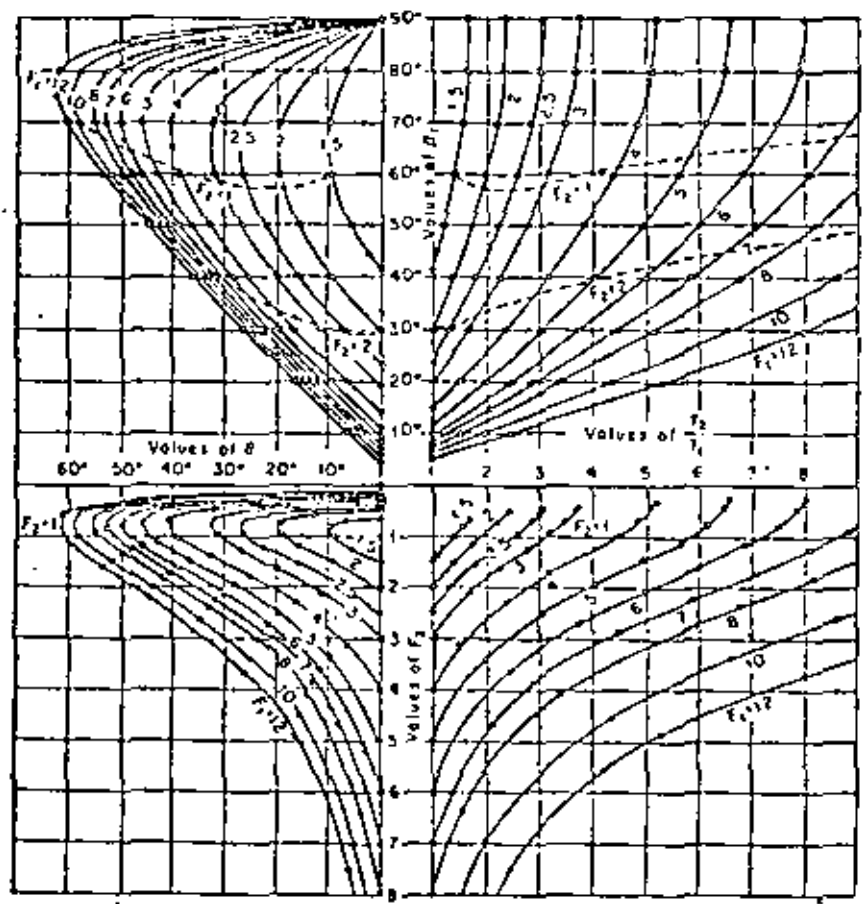


FIG. 6.6.9 RELACIONES CARACTERISTICAS DEL SALTO HIDRAULICO OBLICUO.

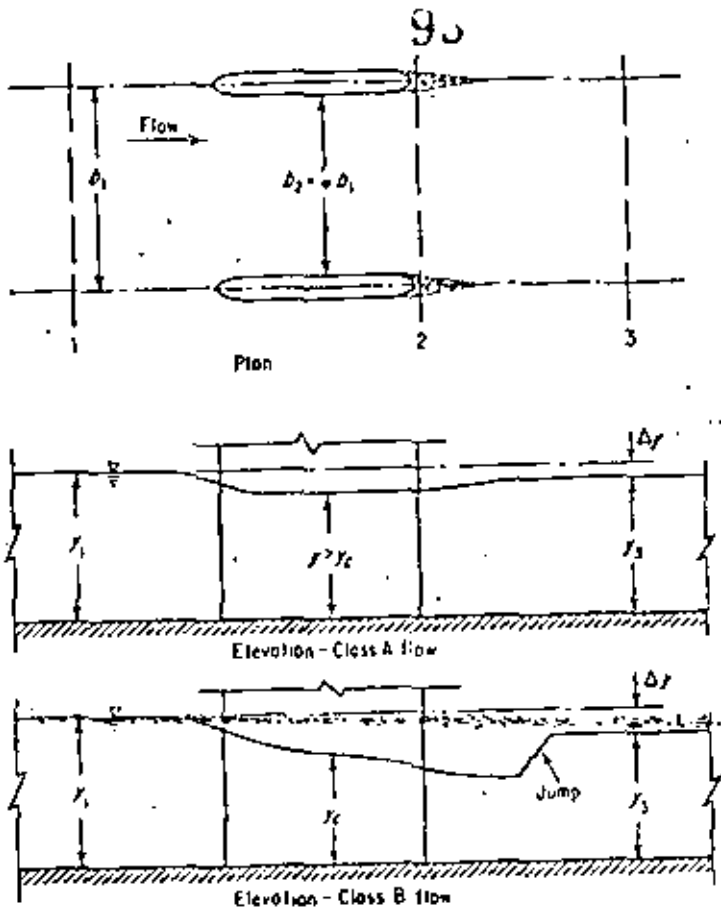


FIG. 6.6.10 EFECTO QUE LAS PILAS PRODUCEN AL FLUJO.

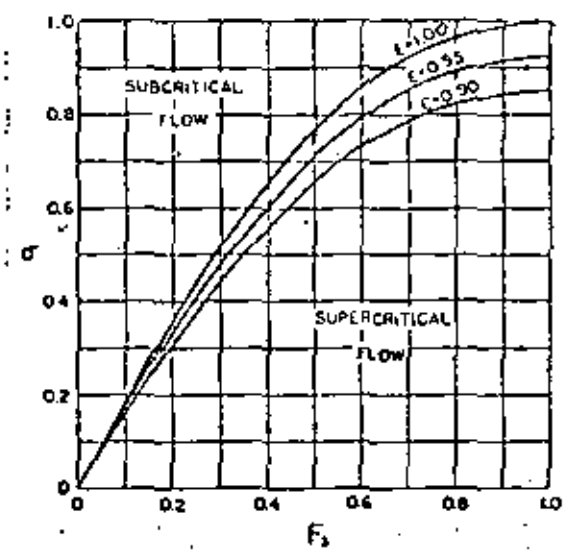


FIG. 6.6.11 DEFINICION DEL TIPO DE REGIMEN POR OBSTRUCCION DE PILAS.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

V. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE
ZONAS DE RIEGO

MATERIA: HIDRAULICA
TEMA: HIDRAULICA DE CANALES Y RIOS

PROF. ING. JAIME EUCLIDES CAMARGO

JULIO, 1982

* PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS.

Es importante caracterizar cuantitativamente el sedimento, lo mismo que el fluido, ya que se preter de estudiar el movimiento de las dos fases en un solo fenómeno.

comportamiento mecánico { material suelto de comportamiento friccionante ①.
material de comportamiento cohesivo ②.

mecánica del arrastre.

- 1- su tamaño.
- 2- peso específico.
- 3- peso volumétrico.
- 4- su forma.
- 5- Velocidad de caída.

arrastre fluido { material igual que ①.
aglutinante pasará a formar una suspensión coloidal.

→ TAMAÑO - cantos rodados

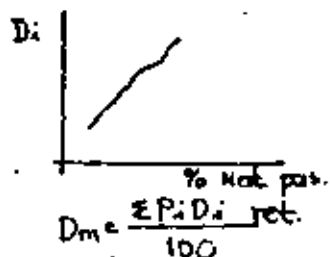
- 4 cm.
- arcillas 24 x 10⁻⁵ cm.

lo importante no es el tamaño, sino la variedad.

criterios: curva granulométrica.
investigadores Rusos.
sedimentación nominal.

hoja R-2

hoja R-1
clasificación.
A-G-U.



Dm, D50, Des, D75, D90 se obtienen las 4 últimas de la curva granulométrica.

MATERIALES > diámetros 0.06mm se pueden ajustar

DISTRIBUCION LOG. NORMAL DE PROBABILIDADES.

La granulometría puede escribirse con dos parámetros:

D50, σ

$$D_m = D_{50} \sigma^A$$

D50 y σ se obtienen de la curva granulométrica.

En tablas cuya distribución (hoja R-3).

$$u=0 \quad T=1$$

$$D_m = D_{50} \cdot e^{0.5(\ln T^2)}$$

→ DENSIDAD.

varia entre límites muy estrechos.

1800 a 2,700 kg/m³.

→ FORMA.

La forma de la partícula puede ser muy variada y afecta al comportamiento mecánico.

$$\text{redondez} = \frac{\text{radio esquinas}}{\text{radio círculo inscrito}} < 1$$

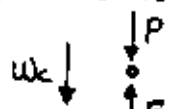
$$\text{esfericidad} = \frac{\text{área esfera igual volumen}}{\text{área superficie partícula}} < 1$$

$$\text{factor de forma} = \frac{c}{\sqrt{a \cdot b}}$$

$$D_{\text{nominal}} = \sqrt[3]{\frac{a \cdot b \cdot c}{\pi}}$$

$$c < b < a$$

→ VELOCIDAD DE CAIDA.



Para cuantificar el arrastre de sedimentos existe una gran cantidad de métodos empíricos y semiempíricos, en muchos de ellos hacen intervenir como variables a la velocidad de caída (wc), la velocidad media a la que se inicia el arrastre y el esfuerzo cortante (τ).

① P = peso de la partícula = $\frac{(\rho_s - \rho) \pi D^3}{6}$ (forma partícula)

② F = fuerza de empuje que el agua ejerce sobre la partícula = $c_d \frac{\rho \pi D^2}{4} \frac{w_c^2}{2g}$

hoja R-4

$Re = \frac{wD}{\nu}$; $\nu =$ viscosidad cinemática del flujo; igual a:
 $0.01 \text{ cm}^2/\text{s}$ para $T = 20^\circ\text{C}$.

$$w = F1 \left[\frac{\rho_s - \rho}{\rho} g D \right]^{1/2}$$

igualando ① y ②; $P = F$

$$w = \left[\frac{4}{3} \frac{g}{cd} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) D \right]^{1/2}$$

1ª) para partículas pequeñas.

$$Re = \frac{wD}{\nu} < 1; \quad cd = \frac{24}{Re}$$

$$w = \frac{1}{18} \left[\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right] \frac{g D^2}{\nu} \quad w = f(D^2)$$

2ª) para partículas grandes.

si $10^3 < Re < 10^5$; $cd = 0.4$

$$w = \left[\frac{4}{3} \frac{g}{cd} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) D \right]^{1/2} \quad w = f(D)$$

3ª) para partículas naturales.

$$F1 = \left[\frac{2}{3} + \frac{36 \nu^2}{g \cdot D_{50}^3 \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)} \right]^{1/2} - \left[\frac{36 \nu^2}{g \cdot D_{50}^3 \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)} \right]^{1/2}$$

hoja R-10.- se ha dibujado la expresión de RUBBEY para $T = 20^\circ\text{C}$.



$$w \text{ cm/s} = f(D) \text{ mm}$$

* INICIO DE ARRASTRE DE SEDIMENTOS.

el conocimiento del arrastre y depósito de sedimentos permite la cuantificación de los procesos de ERUSION Y DEPUSITO, modificando la geometría de los cauces naturales.



- ① arrastre de sedimentos en la cuenca, "Lámina".
- ② arrastre de sedimentos en el cauce natural, "Canal".

el arrastre de sedimentos.

cauce = f(características del flujo, mat. fondo)
hidrograma anual

cuenca = f(características fisiográficas; intensidad de lluvia)

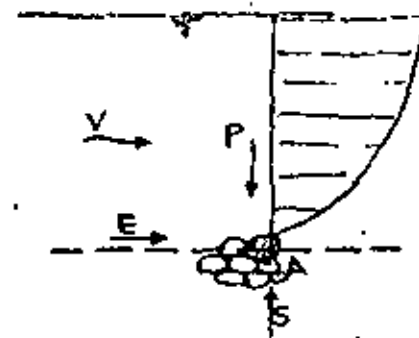
La determinación de las condiciones de equilibrio límite de un fondo arrastrable, permite el diseño de:

- a): protección con enrocamiento.
- b): canales donde no se permite el transporte de material.

En materiales de comportamiento friccionante el arrastre se origina por acción del flujo, desprendiendo una a una las partículas, y en materiales de comportamiento cohesivo, el arrastre se origina, desprendiéndose trozos del material del fondo que posteriormente se disgregan.

Las condiciones hidráulicas de un escurrimiento que empieza no solo a mover ligeramente a las partículas del fondo, sino a moverlas hacia adelante se pueden expresar mediante la velocidad media o su esfuerzo cortante en el fondo:

La velocidad mínima a la cual una corriente inicia el movimiento de las partículas, que arrastra, es función del tamaño y densidad de las partículas; pero además del tirante del escurrimiento; debido a la distribución de velocidades en una vertical, es decir, se requiere menor velocidad media para arrastrar un mismo grano, cuanto menor sea el tirante.



distribución de velocidades.

$$E = \delta A \frac{v^2}{2g} C_e$$

$$S = C_s \delta A \frac{v^2}{2g}$$

$$P = (\delta_s - \delta) \frac{\pi D^3}{6}$$

El movimiento de las partículas dependerá de las magnitudes relativas instantáneas de las fuerzas actuantes y puede ocurrir:

1- ROLANDO	2- SALTANDO	3- SUSPENSIÓN
$\Sigma H_A = 0$	$\Sigma H_A = 0$	$\Sigma H_A = 0$
$M_E + M_B > M_P$	$M_E + M_S > M_P$	$M_E + M_S > M_P$
$P > S$	$P < S$ 1er instante. $P > S$ 2er instante. $P < S$ 3er instante.	$P < S$ siempre.

resumiendo:

mov. partículas = f(carac. hidráulicas del flujo, propiedades de las partículas).

CRITERIOS DE VELOCIDAD MEDIA.

* Criterio de I. I. Levi.

1.a. Si $10 < \frac{d}{D_m} < 60$

$$V_c = 1.4 \sqrt{g \cdot D_m} \left[1 + \log_7 \sqrt{\frac{d}{D_m}} \right] \left[\frac{D_{máx}}{D_m} \right]^{\frac{1}{7}}$$

m/s $m^{3/2} \cdot m$

1.b. Si $\frac{d}{D_m} > 60$

$$V_c = 1.4 \sqrt{g \cdot D_m} \left[\frac{D_{máx}}{D_m} \right]^{\frac{1}{7}} \log_7 \frac{d}{D_m}$$

para material uniforme se hace $D_{máx} = D_m = D$.

2. Modificado. datos: D_m, S

$$v_c = \frac{103.7 D_m}{S^{0.33}} \left[\frac{S^{0.5}}{D_m g^{0.5}} \right]^{0.93}$$

rango de aplicación

$$1 < \frac{d}{D_m} < 200$$

$$5 < \frac{d}{D_m} < 2,000; \quad 0.00005 < S < 0.02$$

para conocer la velocidad crítica de arrastre se sustituye el valor anterior en la expresión de Manning o en la de Cruickshank-Waza

$$V = 7.58 W_{50} \left[\frac{r S d}{(r_s - r) D_{B4}} \right]^{0.456} \left[\frac{-d}{D_{B4}} \right]^{0.178}$$

(válido para régimen inferior-cauces estables).

$$\frac{1}{S} \geq 903 \left[\frac{r S d}{(r_s - r) D_{B4}} \right]^{0.538}$$

La velocidad media crítica de una partícula, obtenible de la hoja R-6 es aplicable a partículas de cuarzo cuando el tirante es igual a 1.0 m.; cuando el tirante este comprendido entre 0.30 y 3.00 m, el valor obtenido se afecta por un coeficiente.

d(m)	0.30	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.50	3.00
coef.	0.80	0.87	0.95	1.00	1.06	1.09	1.12	1.16	1.22	1.25

este método fue posteriormente adoptado en Estados Unidos.
 hoja R-8

* METODO DE LISCHTUAN-LEBEDIEV (1959).

Este método se basa sobre las experiencias que Lischtuán llevó a cabo al estudiar la socavación general de cauces naturales, por lo que las velocidades dadas permiten el arrastre de partículas, pero sin producir erosión en el fondo. En la hoja R-6 se muestra la curva para 1.0 m de tirante, relacionando la V_m con D. También se indican algunos valores en la hoja R-8

* METODO DE HJULSTROM (1935) y BOGARDI.

En la hoja R-6 y hoja R-8 se muestran los valores medios para un tirante de aproximadamente 1.0 m.; observando que en el rango de arenas y gravas, las velocidades medias críticas son bajas y algunas coinciden con las de Bogardi.

* METODO BUREAU OF RECLAMATION.

$v = f(D_m, d)$ suelos no cohesivos. hoja R-10

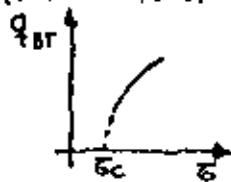
$v = f(\text{tipo de suelo, \% contenido de partículas, grado de compactación})$

* CRITERIO DEL ESFUERZO CONSTANTE CRITICO.

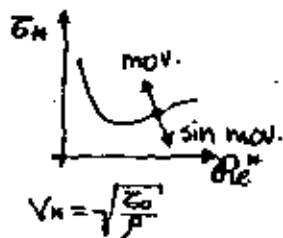
El principio básico de diseño consiste en igualar el esfuerzo cortante producido por la corriente (τ_0) con el máximo esfuerzo cortante que resisten las partículas cuando están a punto de moverse - (esfuerzo cortante crítico, τ_{0c}) ; $\tau_0 = \tau_{0c}$

* CRITERIO DE SHIELDS (1936).

Obluro la condición límite de arrastre, al dibujar sus resultados en función del arrastre de fondo (q_{BT}) contra τ_{0c} , extrapoló sus curvas hasta llegar a un arrastre igual a cero. Esta condición correspondió a la de inicio de movimiento.



hoja R-12



parámetro de Shields: $\zeta_* = \frac{\tau_{0c}}{(\rho_s - \rho) D}$

número de Reynolds asociado al esfuerzo cortante.

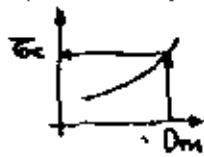
$$Re_* = \frac{V_* D}{\nu}$$

hojas R-5 y R-7

* METODO DE LAKE (1955)

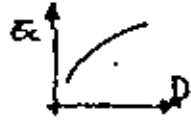
$$\tau_{0c} = f(D, \text{cantidad de material fino en suspensión}) > \tau_{0c} (\text{Shields})$$

hoja R-5 y R-7



* CRITERIO DE STRAUB (1939)

Se basa en las experiencias de Shields
hojas R-5 y R-7



dentro del rango de arenas de valores mayores que los de Shields, pero ligeramente menores que los de Lane.

Los resultados de estos autores se fundamentan sobre una amplia gama de experiencias en laboratorio, utilizando diversos materiales, de granulometría uniforme y no uniforme. La condición de inicio de movimiento se obtiene al considerar en su fórmula de arrastre de sedimentos, que éste es nulo hoja R-5. Para $D > 2 \text{ mm}$ sus resultados son ligeramente mejores que los de Shields y similares a los de Lane, mientras que en el rango de las arenas difieren de los de Shields y son mayores. Si $D < 0.8 \text{ mm}$ la variación de τ_{0c} es lineal, mientras que para Shields no lo es.

* OTROS METODOS.

Iwakasi hojas R-5 y R-7
Z Hako

De la aplicación de los criterios y métodos existentes no existen una condición única que defina el inicio del movimiento de las partículas, para algunos autores esa condición se presenta cuando se mueve una partícula; para otros cuando hay movimiento generalizado y que las partículas se arrastren a todo el ancho del canal, etc.

Cuando se diseña un cauce utilizando τ_{0c} , generalmente se obtienen secciones hidráulicas más reducidas o velocidades medias mayores que cuando se utiliza la V media crítica.

* METODO MAZA-GARCIA (1978).

De acuerdo con la vista, todo parece indicar que las experiencias para obtener el esfuerzo crítico tractivo son más numerosas, cubriendo una gama más amplia de situaciones y se han realizado incluso con mayor cuidado.

El éxito del método de Maza-García está en el haber establecido algunas relaciones que permitan obtener la velocidad media en función del esfuerzo crítico tractiva. La expresión es:

$$V_c = 5.56 A^{1/2} D^{1/2} \log \frac{5.565 R D^{0.9} A^{0.5}}{D^{0.9} A^{0.5} + 2.714 A}$$

$$\Delta = \frac{\delta_s - \delta}{\delta} \quad \text{válida para } D > 0.0002 \text{ m.}$$

ajustándole una curva de forma exponencial.

$$V_c = 4.712 \left(\frac{\delta_s - \delta}{\delta} \right)^{0.35} D^{0.35} R^{0.15}$$

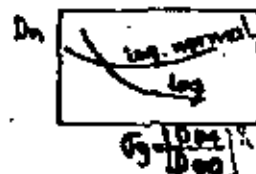
trabajando con la ecuación anterior, se obtiene el número de Froude crítico, que depende de la rugosidad relativa (D/R) siempre y cuando el fondo sea plano

$$F_c = 1.504 A^{1/2} \left(\frac{D}{R} \right)^{0.35}$$

granulométrica en intervalos de clase y para diferentes valores supuestos de δ obtener el $D_{m\max}$, asociados a valores medios de \bar{q} (probabilidad de que un determinado grano no sea arrastrado por el flujo y forme parte de la coraza). Lo cual implica que los cálculos sean laboriosos y tediosos. Cruickshank y García, presenta una simplificación utilizando los conceptos de Gessler en forma adimensional, que eliminan los cálculos laboriosos, siempre que la curva granulométrica del material del fondo pueda ajustarse a una distribución logaritmo normal; si éste es el caso se puede determinar

$$\delta_c = 0.047 (\delta_s - \delta) D_n$$

D_n % mat. que pasa.

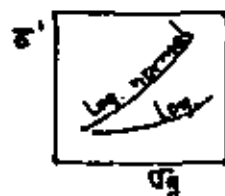


hoja R-13.

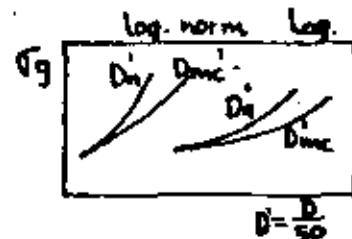
* METODO DE GESSLER MODIFICADO (CRUICKSHANK-GARCIA)

Cuando el diámetro del material del fondo no es uniforme, lo que ocurre en todos los cauces naturales; al iniciarse el arrastre de las partículas más finas se produce un acorazamiento en que las partículas mayores quedan en la superficie del fondo y protegen las partículas de menor tamaño. Al aumentar la velocidad, otras partículas de la coraza son arrastradas y así aumenta el diámetro medio de las partículas de la coraza. Este proceso continúa hasta que se logran mover las partículas mayores y se tienen entonces un movimiento y arrastre de todas las partículas del fondo.

Otras gráficas de interés que muestran los autores son las siguientes:



hojas R-14 y R-15



Distribución del material original y de la coraza para la condición crítica.

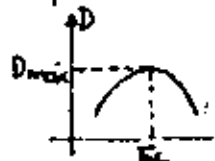


— mat. original



---- mat. coraza.

para determinar este valor, se debe proceder en forma numérica, dividiendo la curva



* INICIO DE MOVIMIENTO DE MATERIAL DE COMPORTAMIENTO COHESIVO COMPACTADO.

El análisis de estabilidad es como en el material de comportamiento friccional, un balance de fuerzas actuantes y resistentes, lo que vuelve complejo el problema es el aglutinante = f(-CONTENIDO DE HUMEDAD, COMPOSICION QUÍMICA, SU HISTORIA, SU REACCION CON EL FLUIDO, ETC.).

* Chow resumio los resultados de varios investigadores.



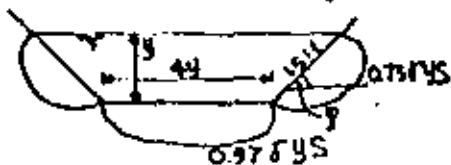
hojas R-16 y R-17

* METODO DE LA FUERZA TRACTIVA.

Sirve principalmente para secciones trapeziales y permite conocer el grado de estabilidad de los taludes. Al aumentar la velocidad, un grano en posición estable sobre el talud puede perder ese equilibrio cuando todavía son estables los granos sobre la plantilla.

$$C_c = FRS$$

$$R = y(\text{canal ancho})$$



De la hoja R-17 la resultante de las fzas. $R = [W_s \sin^2 \theta + \tau c]^{1/2}$ la partícula en estas condiciones está equilibrada por la fza. de fricción ejercida sobre ella $W_s \cos \theta \tan \phi$ ($\theta =$ ángulo de reposo del material); igualando y realizando algebra nos conduce a:

$$K = \frac{C_c m}{C_c f} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\tan^2 \phi}}$$

- a)- Sin arrastre-estabilidad estática-no sufre desplazamiento.
- b)- Con arrastre-estabilidad dinámica- sufre desplazamiento y son mínimos.

DISEÑO DE CAUCES ESTABLES SIN ARASTRE.

- a)- Velocidad máxima permisible. es sencillo y aplicable a sección ancha; la estabilidad de las orillas no es importante; consiste en - igualar:

$$V_{med \text{ corriente}} \leq V_{max \text{ permisible}}$$

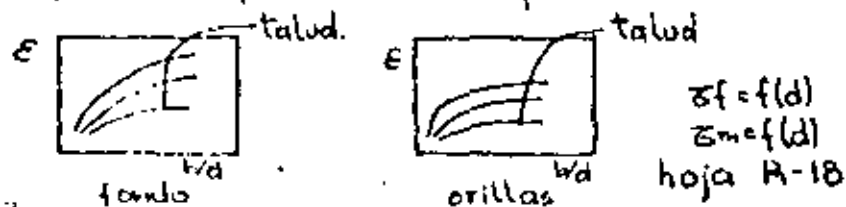
SECUENCIA DE CALCULO.

- 1º Conocido el material que formará el canal, se estima un coeficiente de rugosidad "n" y de acuerdo con la hoja R-11, se escoge un talud "k" para las orillas.
- 2º Con ayuda de las hojas R-10 ó R-11, supuesto un tirante, se puede conocer una $V_{permisible}$.
- 3º Se calcula R con ayuda de la fórmula de Manning. La pendiente es conocida, por lo tanto: $R = \left[\frac{V_n}{S^{1/2}} \right]^{3/2}$
- 4º Se calcula el área que debe tener la sección para que pase el gasto deseado: $A = Q/V$
- 5º Se encuentra el valor del perímetro mojado $P = A/R$
- 6º De acuerdo con la geometría de la sección y en función del ancho "b" de la plantilla y del tirante "d" se obtiene "A" y "P"
 $A = bd + kd^2$; $P = b + 2d\sqrt{1+k^2}$ las que se igualan a los obtenidos en 4) y 5).
- 7º Al resolver simultáneamente las ecuaciones de "A" y "P" se obtienen los valores de b y d.

- 8º Si $d_{calc} = d_{sup}$ se va a ③
- Si $d_{calc} \neq d_{sup}$ se va a ②
- 9º Se añade un bordo libre y se ajustan las medidas a valores prácticos.

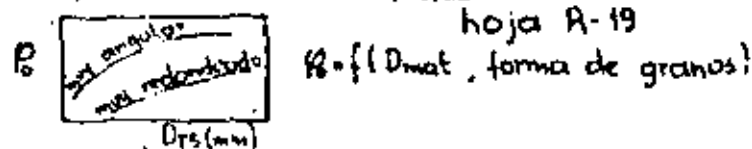
b) Método del esfuerzo tangencial crítico. Permite conocer el grado de estabilidad de los taludes.

- 1º Conociendo el material que formará el canal y de acuerdo con la hoja R-11 se escoge el valor del talud "k".
- 2º Se supone una relación b/d.
- 3º Si se define el esfuerzo cortante producido por la corriente tanto en el fondo como en los taludes según la expresión $\tau = E f d S$, en la que el coeficiente E está dado por el Bureau of Reclamation.

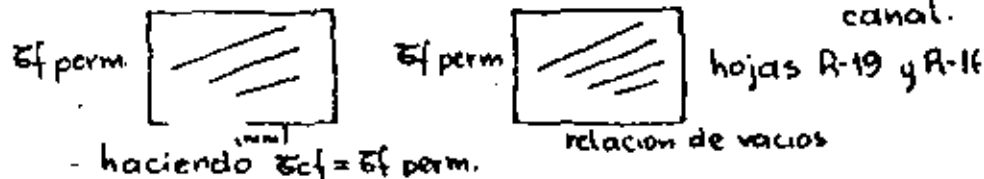


Las expresiones quedan en función de "d".

- 4º Se calcula el valor
$$k = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \rho}{\sin^2 \rho_0}} \dots \text{①}$$
 - ρ es el ángulo del talud respecto a la horizontal.
 - ρ_0 es el ángulo de reposo del material.



- 5º Se obtiene el esfuerzo tangencial máximo permitido en el fondo $\tau_{f perm}$ de acuerdo al material del canal.



- 6º de ① obtenemos τ_c margen.

$\tau_c \text{ margen} = k \cdot \tau_{f perm}$

- 7º Se igualan las expresiones obtenidas en ① con las obtenidas en ② y ③ de donde se obtienen dos valores de "d", se elige el valor menor
- 8º Se despeja de ② la puesta $\rightarrow b$.
- 9º Se revisa con Manning si pasa o no el gasto de diseño; si sí \rightarrow ①; si no \rightarrow ②.
- 10º Se añade el libre bordo y se redondean los valores obtenidos.

* FASES DE TRANSPORTE.

Para un flujo gradualmente creciente se tiene que la configuración del fondo es variable pasando por varias etapas que son función de la velocidad media del flujo. Dichos estados son:

hoja R-20

- \rightarrow Fondo plano ($Fr \ll 1$) V pequeña. Se observan movimientos aislados e intermitentes de las partículas más gruesas constituyentes del fondo. Las pequeñas entran eventualmente en suspensión.

- \rightarrow Rizos ($Fr < 1$) Al incrementarse la velocidad aparecen ondulaciones en el fondo de pequeña amplitud, hay aumento de la resistencia (aumentando n de Manning y disminuyendo la de Chezy).

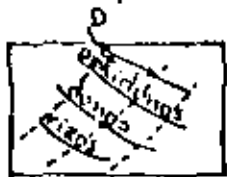
- \rightarrow Dunas ($Fr < 1$) Representa un cambio en la forma de los rizados, adquiriendo aguas arriba una pendiente suave - en la que se produce erosión, y hacia aguas abajo una pendiente fuerte. Hay aumento de la resistencia. Eventualmente las dunas pueden alargarse hasta concentrarse en barras.

→ Anticunaras: ($F_1 > 1$)

Representa una inversión de las dunas. La característica es que hay erosión aguas abajo y depósito aguas arriba.



Estas fases pueden describirse a través de parámetros adimensionales, que han sido establecidos por Liu, Richardson, Albertson y otros.



$\frac{V_m}{\nu}$ hoja R-21.

Ecuación de Resistencia (Cruickshank-Maza): $0.2 \leq D_{50} \leq 20 \text{ mm}$

a) En régimen inferior.

$$\frac{V}{W_{50}} = 7.58 \bar{\tau}_*^{0.456} D_m^{0.178}$$

se cumple para $\frac{1}{5} \geq 903 \bar{\tau}_*^{0.538}$

$$\bar{\tau}_* = \frac{\rho d s}{(\gamma_s - \gamma) D_{84}} ; D_m = \frac{d}{D_{84}}$$

b) En régimen superior.

$$\frac{V}{W_{50}} = 7.52 \bar{\tau}_*^{0.352} D_m^{0.292}$$

se cumple para $\frac{1}{3} \leq 891 \bar{\tau}_*^{0.618}$

de las expresiones anteriores.

$$h_f = \left[\frac{n V_m}{r_m^{0.75}} \right]^2 \Delta L \quad \text{Manning}$$

$$h_f = \left[\frac{K_{RI} \bar{\tau}_m}{d_m^{0.634}} \right]^{2.193} \Delta L ; K_{RI} = \frac{D_{84}^{0.674} (S_s - 1)^{0.456}}{7.58 W_{50}}$$

$$h_f = \left[\frac{K_{RS} \bar{\tau}_m}{d_m} \right]^{2.811} \Delta L ; K_{RS} = \frac{D_{84}^{0.644} (S_s - 1)^{0.456}}{7.52 W_{50}}$$

$$S_s - 1 = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

si el fondo está constituido por dunas el coeficiente de rugosidad o de resistencia se descompone en dos.

- 1r. Una debida a las partículas n' (microrugosidad)
- 2r. Una debida a la configuración n'' (macrorugosidad).

implícitamente se acepta $R = R' + R''$

tomando en cuenta la fórmula de Manning

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad \text{se tiene} \quad n = (n')^{3/2} + (n'')^{3/2}$$

siendo

$$n' = \frac{D_{50}^{1/6}}{26}$$

$$\text{o } \frac{D_{50}^{1/6}}{21}$$

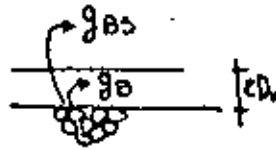
Di en m.

no da buenos resultados.

* ARRASTRE DE SEDIMENTOS.

El material solido puede ser arrastrado: rodando, saltando o en suspensión; sin embargo para su cuantificación y muestreo se ha dividido en 6 clases diferentes.

a) arrastre en la capa de fondo.
 q_B (kg/seg/m) q_B (m³/seg/m)



b) arrastre del fondo en suspensión.
 q_{Bs} , q_{Bs}

c) arrastre de fondo.
 $q_{BT} = q_B + q_{Bs}$; $q_{BT} = q_B + q_{Bs}$

d) arrastre de lavado (limo y arcilla).
 q_L , q_L

material que procede de aguas arriba y no se encuentra representado en el material que forma el fondo del cauce, su origen es el erosionado por las gotas de lluvia; partículas menores de 0.062 mm.

e) arrastre en suspensión.
 $q_s = q_{Bs} + q_L$; $q_s = q_{Bs} + q_L$

f) arrastre total.

$q_T = q_L + q_{BT}$; q_T

$q_T = q_L + q_B + q_{Bs}$

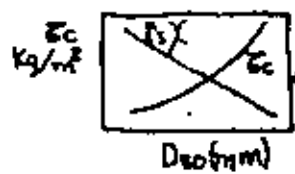
$q_T = q_s + q_B$

Dubois.	}	q_B
Schoklitsh.		
Straub.	}	q_{BT}
Shields.		
Kalinske.		
Meyer, Peter y Muller.	}	q_{BT}, q_B, q_{Bs}
Einstein.		
Laursen.	}	q_{BT}
Sato, Kikkawa, Ashida.		
Garde y Albertson.		
Frijlink.		
Pedrdi.	}	q_{BT}, q_B, q_{Bs}
Pernecker y Vollmers.		
Engelund-Hansen.		
Bognold.	}	q_{BT}
Graf.		
Shen y Hung.	}	q_{BT}, q_B
Inglis-Lacey.		
I. I. Levi.	}	q_{Bs}
Bogardi.		
Lane-Kalinske.		
Colby.		q_T, q_{BT}

$q_{BT} = \frac{q_{BT}}{q_s}$

* DUBOYS (para granos finos).
 es el primero en establecer una fórmula para el transporte de material sólido (q_B), considera que el movimiento de material sólido se produce en una serie de copas superpuestas del mismo origen.

$q_B = \chi z_0 (z_0 - z_c)$
 parametro característico del sedimento $m^2/kg^2 s$.



→ * SCH. TSCH.

1914 para granos uniformes $\chi = \frac{0.54}{\rho_s - \rho}$
 no aplicable a ríos.
 $0.305 < D < 7.01 \text{ mm}$
 $2.53 < \rho_s < 270 \text{ T/m}^3$

$$q_{BT} = \frac{0.54}{\rho_s - \rho} \tau_0 (\tau_0 - \tau_c)$$

en sus experiencias media el transporte de fondo y el de suspensión.

1950 hace intervenir el gasto de la corriente y el gasto que inicia el arrastre de sedimentos (gasto crítico); $b = \text{cte.}$; $s = \text{cte.}$; el concepto τ lo utiliza en forma implícita.

$$q_{BT} = 2.500 S^{3/2} (q - q_c)$$

aplicable a canales y ríos.

$$q_c = \frac{1}{n} d_c^{5/3} S^{1/2} \dots \textcircled{A} \quad n = 0.0525 D^{1/6} \text{ (m)}$$

* para $D \geq 0.006 \text{ m}$

$$\tau_c = 0.076 (\rho_s - \rho) D = \rho d_c S$$

$$\therefore d_c = 0.076 \left[\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right] \frac{D}{S}$$

sustituyendo en \textcircled{A} : $q_c = 0.026 \left[\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right]^{5/3} \frac{D}{S^{1/2}}$

* para $0.0001 \text{ m} \leq D < 0.03 \text{ m}$

$$\tau_c = 0.000285 (\rho_s - \rho) D^{1/3} = \rho d_c S$$

$$\therefore d_c = 0.000285 \left[\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right] \frac{D^{1/3}}{S}$$

sustituyendo en \textcircled{A} : $q_c = 2.351 \cdot 10^{-5} \left[\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right]^{5/3} \frac{D^{1/3}}{S^{1/6}}$

→ * STRAUPEL.

examina los resultados de varios investigadores y propone

$$\chi = 1.784 / \rho_s D^{3/4}$$

$$q_{BT} = \frac{1.784}{\rho_s D^{3/4}} \tau_0 (\tau_0 - \tau_c)$$



→ * SHIELDS.

presenta una ecuación.

$$\frac{q_{BT} (\rho_s - \rho)}{\rho_w \rho_s} = 10 \frac{\tau_0 - \tau_c}{(\rho_s - \rho) D}$$



↳ gasto líquido unitario expresado en peso - $(\text{kg/s})(\text{m}) = \text{kg}$

rango de aplicación $1.56 \leq D \leq 2.47 \text{ mm}$

$$1.06 \leq \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \leq 425$$

→ * METODO DE KALINSKE

Es el primer autor que introduce el concepto de probabilidad de movimiento de una partícula: supone que la cantidad de sedimento en movimiento por unidad de ancho es igual al producto del volumen de una partícula por la velocidad instantánea de la misma y por el número de partículas que se mueven en un determinado instante. Al indicar su resultado en forma adimensional se llega a la relación

$$\frac{q_{BT}}{V_n D} = 2.5 \theta \left(\frac{\tau_c}{\tau} \right) = f \left(\frac{\tau_c}{\tau} \right)$$

SHILC



para material no uniforme, bien graduado se recomienda:

1º dividir la curva granulométrica en intervalos de tamaño de material.

2º calcular q_{BT} y multiplicarla por el % curva granulométrica.

3º Sumar los resultados parciales.

hoja R-20

→ X MEYER, PETER Y HULLER (1948).

$$\left[\frac{n'}{n} \right]^{3/2} \frac{g_{BS}}{D_m} = 0.047 (\delta_s - \delta) + 0.25 \left(\frac{\delta}{g} \right)^{1/3} \frac{g_{BT}^{2/3}}{D_m}$$

$g_{BT} = g_{BT} \frac{\delta_s - \delta}{\delta}$ gasto sólido expresado en peso sumergido.

→ X METODO DE EINSTEIN (arrastré de fondo).

consideró en lugar de "ε" la probabilidad de movimiento o de depósito de las partículas de sedimento del material que levantado del fondo se mueve en suspensión.

Nº part. depositadas = Nº de part. erosionadas.

$$\Rightarrow \frac{P}{1-P} = A_x \phi_x \dots \textcircled{A}$$

p: probabilidad = f (peso sumergido de la partícula / arrastre hidrodinámico)

A_x: cte.

φ_x: parámetro de intensidad de transporte de fondo (adimensional).

$$\phi_x = \frac{i_b}{i_b} - \phi \quad \phi = \frac{g_B}{\delta_s} \sqrt{\frac{1}{g D^3}} \sqrt{\frac{\delta}{\delta_s - \delta}}$$

factor de transporte del fondo (adimensional).

1942 Einstein encontró:

β_x⁴²: cte.

$$P = f(\beta_x, P)$$

$$p = \text{intensidad de flujo} = \frac{\delta_s - \delta}{\delta} \frac{D}{R_h S}$$

R_h = radio hidráulico asociado a los granos.

hoja R-24



1990 Einstein sustituyó la ecuación empírica por una relación analítica.

$$P = 1 - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-\beta_x \psi_x - \gamma_0}^{\beta_x \psi_x - \gamma_0} e^{-t^2} dt$$

hoja R-24



combinandola con la expresión A

$$\frac{P}{1-P} = A_x \phi_x$$

FIG. 7.11

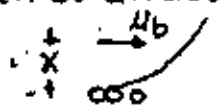
$$\psi_x = \xi \Psi \frac{\beta^2}{\beta x^2} \Psi$$

hoja R-23



ξ y Ψ se obtienen de gráficas.

ξ toma en cuenta el efecto que producen partículas muy pequeñas en el arrastre.



$$\xi = 0.77 \Delta \text{ si } \frac{\Delta}{\delta} > 1.8$$

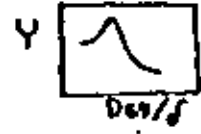
$$\xi = \frac{1.16 U}{V_m}$$

$$\xi = 1.39 \delta \text{ si } \frac{\Delta}{\delta} < 1.8$$

Ψ se usa para describir el cambio de coeficiente de sustentación en mezzos.

$$\beta = \log 10.6$$

hoja R-23



conocido el transporte de una componente individual (i_b/i_b) dentro de un mat. no uniforme el transporte total puede ser determinado por la suma de esas fracciones; cuando la variación es pequeña se usa D₃₉.

$$\phi = \frac{g_B}{\delta_s} \sqrt{\frac{\delta}{\delta_s - \delta}} \sqrt{\frac{1}{g D^3}}$$

$$\phi_x = \frac{i_b}{i_b} \phi \quad ; \quad \psi = \frac{(\delta_s - \delta) D}{\delta R_h S}$$

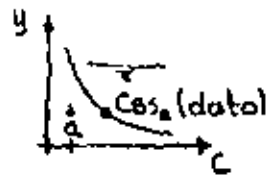
i_b = fracción (%) del área unitaria expuesta al arrastre.

i_b = fracción (%) del área unitaria de depósito de partículas.

→ METODO DE EINSTEIN (arrastré en suspensión).

por unidad de ancho y de tiempo.

$$g_{BSi} = \int_0^d C_y V_y dy \dots \textcircled{1}$$



en la que:

$$V_y = 5.75 V_*' \log \left(\frac{30.2 x y}{D_{65}} \right)$$

$$C_y = C_{BSa} \left[\frac{d-y}{y} \right] \left[\frac{a}{d-a} \right]^z \text{ (propuesta por Rouse)}$$

$$z = 2.5 W_i / V_*'$$

sustituyendo en ①, y realizando transformaciones

$$g_{BSi} = 11.6 V_*' a C_{BSa} (PI_1 + I_2) \dots \textcircled{A}$$

hoja R-23

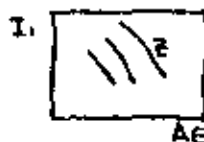
en donde:

$$p = 2.303 \log \frac{30.2 x d}{D_{65}}$$



$$I_2 = 0.216 \frac{A^{z-1}}{(1-A)^z} \int_{AE}^1 \left(\frac{1-y}{y} \right)^z \log_e y dy$$

$$I_1 = 0.216 \frac{A^{z-1}}{(1-A)^z} \int_{AE}^1 \left(\frac{1-y}{y} \right)^z dy \quad AE = \frac{a}{d} = \frac{2d_i}{R}$$



hoja R-25

para conocer la concentración C_y en cualquier otro punto situado a una distancia y del fondo, se puede utilizar la propuesta por Rouse. Al considerar $y = a = 2D_i$, es decir arriba de la capa de fondo; Einstein supone que se cumple la relación:

$$C_{2Di} = C_{BSa} = \frac{1}{11.6} \frac{10 g_{BSi}}{2 U_*' V_*'^2}$$

recordando

$$g_{BTi} = g_{BSi} + \frac{g_{BSi} (PI_1 + I_2)}{g_{BSi}}$$

$$g_{BTi} = g_{BSi} (1 + PI_1 + I_2)$$

la secuencia de cálculo se indica en las hojas R-26 y R-27

1 p.p.m. { peso $1 \text{ mg/l} = 1 \text{ g/m}^3 = 10^{-3} \text{ kg/m}^3 = 10^{-6} \text{ ton/m}^3$
volumen $1 \text{ ml/m}^3 = 10^{-3} \text{ l/m}^3 = 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}^3$

$$1 \text{ m}^3 = 1 \text{ ton}$$

15,000 p.p.m. $\Rightarrow 0.015 \text{ ton/m}^3 \Rightarrow 15\%$ peso.

16,000 p.p.m. $\Rightarrow 0.016 \text{ m}^3/\text{m}^3 \Rightarrow 16\%$ volumen.

→ * METODO DE EDGELUND HAZZED.

D (mm)	σ
0.19	1.3
0.27	1.6
0.45	1.6
0.83	1.6



propuesto $f_e \phi_E = 0.1 \beta_n \dots \textcircled{1}$

$$f_e = \text{coeficiente de fricción} = \frac{2 \tau_0}{\rho V_*'^2} = \frac{2 U_*'^2}{V_*'^2}$$

ϕ_E = parámetro adimensional de Einstein con que se toma en cuenta el arrastre de sedimentos.

$$\phi_E = \frac{g_{BT}}{\left[g \frac{\rho_s - \rho}{\rho} D_{50} \right]^{0.5}}$$

β_n = parámetro adimensional de Shields e igual al recíproco del factor de corriente propuesto por Einstein.

$$\beta_n = \frac{1}{\psi} = \frac{\tau_0}{(\rho_s - \rho) D_{50}} = \frac{\rho d s}{(\rho_s - \rho) D_{50}}$$

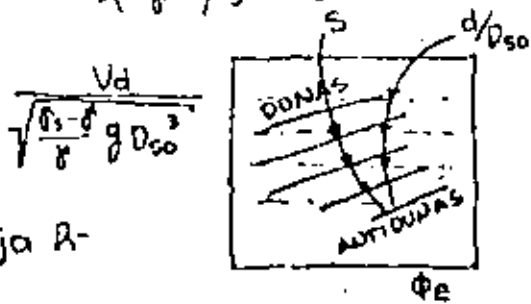
sustituyendo en ①.

$$g_{BT} = \frac{0.05 \rho_s V_*'^2 (d s)^{3/2}}{\left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)^{0.5} g^{0.5} D_{50}}$$

expresado en función del D_{50} poco se utiliza.

$$g_{BT} = \frac{0.04 \rho_s V^2 (d_s)^{3/2}}{\left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho}\right)^{1/2} g^{1/2} D_{35}}$$

expresado en función del D_{35}



válida $Re_n \geq 12$
 $\frac{V_n D_{50}}{\nu}$

recomendación: no se aplique el método $D_{50} \leq 0.15 \text{ mm}$
 $\Gamma \rho > 2$

→ X METODO DE BAGNOLD (1966).

considera: $g_{BT} = g_B + g_{Bs}$
 si se expresan como pesos sumergidos:
 $g_{BT} = g_B + g_{Bs}$

- en su desarrollo toma en cuenta:
- * velocidades del fluido en cada punto
 - * peso sumergido de las partículas.
 - * fuerzas necesarias que debe ejercer el fluido para levantarlas y arrastrarlas.
 - * introdujo factores de corrección para tomar en cuenta que V y \bar{v} no siguen la misma dirección.
- las correcciones propuestas por Bagnold son:

$\tan \alpha$ para el arrastre de fondo. Coeficiente de fricción para partículas sólidas.

$\frac{w}{V_s}$ para el arrastre de fondo en suspensión.
 velocidad media de las partículas de fondo en suspensión.

* toma en cuenta la energía del flujo por unidad de área:
 $E_u = \frac{\rho Q S}{B} = \gamma d S V$ Energía unitaria.

* En función de dicha energía unitaria es posible obtener los arrastres mencionados.

$$g_B \tan \alpha = e_b E_u$$

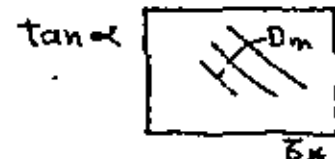
$$g_{Bs} = \frac{w}{V_s} = e_s E_u - e_s e_b E_u$$

donde e_s y e_b son coeficientes que indican la eficiencia para transmitir dicha energía; tomando en cuenta lo indicado.

$$g_{BT} = E_u \left[\frac{e_b}{\tan \alpha} + e_s \frac{V_s}{w} (1 - e_b) \right]$$

para flujo completamente desarrollado.

$e_b = f(\text{velocidad media, } D_m)$ hojas R-28 y R-29
 $\tan \alpha = f(\bar{v}, D_m)$



La ecuación propuesta por Bagnold es aplicable tanto a flujo laminar como turbulento; para el caso de flujo laminar la expresión se reduce a:

$$g_{BT} = \rho V S d \left[\frac{e_b}{\tan \alpha} + 0.01 \frac{V}{w} \right]$$

* PERDIDA DE SUELO.

erosión - desgaste de la tierra.
 agentes de la erosión - agua, viento, nieve, gravedad y actividades humanas (explotación minera, aprovechamiento de la cuenca para uso forestal, agrícola, ganadero, excavación para obras hidráulicas, vías de comunicación, etc.)

tipos de erosión.

- * normal - tipo geológico, el proceso es lento, no alterada por la actividad humana.
- * acelerada - al alterar la cubierta del suelo por actividades humanas, tales como el pastoreo exagerado, la tala de bosques e incendios - de los mismos hacen que la erosión sea acelerada.

erosión por el agua.

- * lámina - separación mat. por impacto de las gotas de lluvia y remoción subsecuente por flujo superficial.
- * canal - remoción y transporte de material por flujo concentrado.

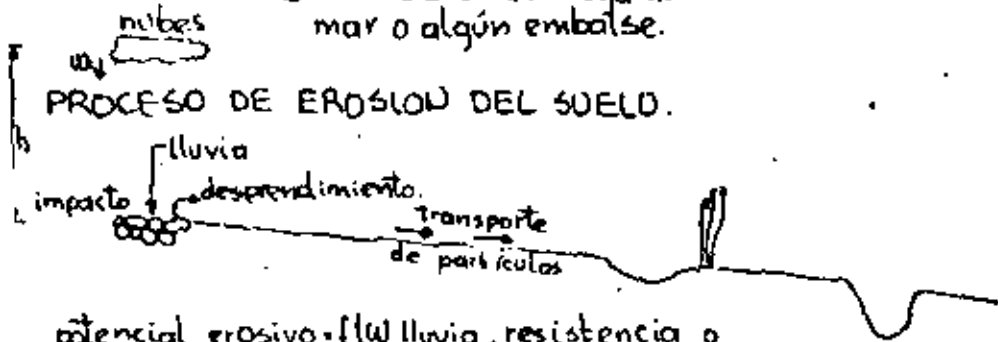
PROCESO:

RESUMEN:



- | | |
|---|----------------------|
| ① suelo erosionado en las partes altas de la cuenca por h_p . | ① donde se origina. |
| ② pérdida de suelo al arrastrarse. | ② donde se transita. |
| ③ modifica las características del cauce al variar Q_s . | ③ donde se deposita. |
| ④ cuando el Q_s llega al mar o algún embalse. | |

PROCESO DE EROSION DEL SUELO.



potencial erosivo = $f(\text{lluvia, resistencia o cobertura del suelo})$.

si el suelo se encuentra saturado se produce el escurrimiento

! lluvia > Infiltración suelo.

grado de erosibilidad = $f(\text{Vescorrimento, } C_f, S, n)$;

una manera de reducir la erosión del suelo es mantener inundados los terrenos o protegido con cierta cobertura; reduciendo la velocidad de los escurrimientos.

la resistencia de un suelo a las fuerzas erosivas y a los escurrimientos = $f(\text{propiedades del suelo, } D, \text{ forma, } \delta_s \text{ para mat. de comportamiento friccional; } c, \delta_s \text{ para mat. de comportamiento cohesivo})$.

Erosión en lámina.

- * Ellison.
- * Musgrave.
- * Ley universal de pérdida de suelo.

$$A = RKLSCP$$

donde A es la pérdida de suelo en ton/km^2 , R es el factor de lluvia, S es el factor de pendiente, L es el factor de longitud, C es el factor de cultivo y P es el factor de control de erosión.

El uso de la ecuación universal de pérdida de suelo, por su propia deducción resulta un poco problemática, desarrollada para la parte oriental de los E.U.A. y para su aplicación directa se requiere de una gran cantidad de información. A continuación se describirá brevemente cada uno de los factores que intervienen y su manera de obtenerlo.

* Factor de erosibilidad del suelo. "K".

Este factor pretende tomar en cuenta la mayor o menor facilidad que tenga un suelo para ser erosionado, en función de su granulometría, peso volumétrico, etc. existiendo tablas para la determinación de su valor numérico, pudiendo teóricamente tomar valores de 0 y 1, que corresponderían a suelos no erosionables y suelos totalmente erosio-

-nibles respectivamente. En la práctica este factor tiene un valor entre 0.10 y 0.40.

hoja R-56

* Factor de pendiente "S".

Este factor toma en cuenta la facilidad que puede tener un suelo para ser erosionado en función de su pendiente, ya que suelos con mayor pendiente es de esperarse que sean más fácilmente erosionables que otros con las mismas características pero con pendiente menor. De acuerdo con Weischmeier y Smith

$$S = \frac{0.43 + 0.305s + 0.0435s^2}{6.613} \quad S(\%)$$

Cabe aclarar que si se trabaja con terrenos de características no uniformes, como puede ser la cuenca de un río, es necesario aplicar la ecuación por tramos que si sean uniformes, o bien trabajar con toda la extensión del terreno pero con valores representativos de los factores para toda el área. S varía entre 0.069 y 69 (teóricamente), en la práctica es poco usual determinar erosión en terrenos con pendientes al 20%.

* Factor de Longitud "L".

Este factor toma en cuenta que tan grande es un terreno para determinar la cantidad de azolves que pueda resultar de él.

$$L = \left[\frac{L_0}{726} \right]^{0.5} \quad L_0 \text{ en pies.}$$

al aplicarse a cuencas grandes, la longitud L_0 del terreno, se recomienda obtener la densidad de drenaje de la cuenca, se obtiene su recíproco se tiene como unidades Área por unidad de longitud. Ahora esa área se supon-

dra que tiene forma circular y se obtiene su radio; el cual será L_0 .

* Factor de cultivo "C".

Este factor pretende tomar en cuenta la erosión de un terreno en función de la cubierta vegetal que tenga dicho terreno.

Originalmente la determinación de dicho factor requeriría una gran cantidad de información como era la determinación o recopilación de información de un patrón de cultivo para 4 años, conocer en que época del ciclo de cultivo se encontraba éste al tiempo de la evaluación, información de la productividad media de ese terreno en ciclos anteriores, etc.; información que la mayoría de las veces no es fácil de conseguir.

Fue por esta razón, y la de agilizar el cálculo, que se extrajo una tabla de valores medios en los que se puede obtener un valor de factor de cultivo "C" con solo conocer si el terreno es bosque, pastizal, zona de cultivo o desprovista de vegetación.

hoja R-56

Los valores van desde 0.08 para bosques densamente poblados hasta 1.00 para zonas desprovistas de vegetación.

* Factor de control de erosión "P".

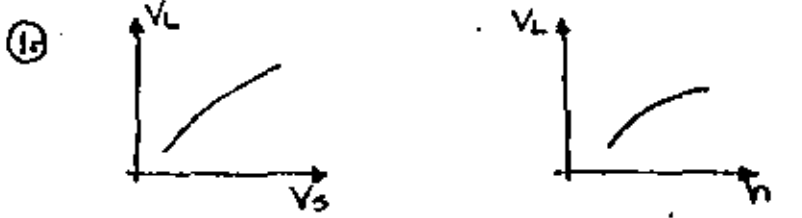
Este factor toma en cuenta que tanto se puede reducir la erosión o el material de salida de un terreno si en él existe alguna obra o un manejo especial para detenerlo, como puede ser los zúrcos, terraceo, etc. Véase -- hoja R-57.

* Factor de lluvia "R".

Este factor pretende tomar en cuenta la erosión de un suelo en función de las características de la lluvia; que cae en el suelo; ori-

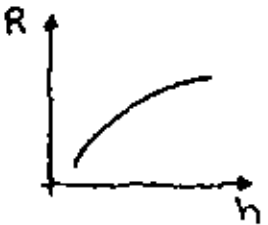
-ginar este, se definió como una función de la intensidad de una lluvia con $T_r=10$ años y $d=30$ min; por la falta de información en nuestro país se ha tratado de establecer una relación entre esa erosión y algún parámetro de fácil obtención; por ejemplo la altura de precipitación mensual.

Secuela:



V_L : Volúmenes líquidos escurridos mensuales.
 V_s : Volúmenes sólidos arrastrados mensuales.
 h : alturas de lluvia mensuales.

② Se obtiene el valor de "R" para un mes - cualquiera, este valor está relacionado con un volumen líquido que lo arrastró, que se determina con la primera relación obtenida en el paso anterior. A su vez este volumen escurrido se puede relacionar con la lluvia que lo produjo por medio de la segunda relación y de esta manera se obtiene:



En la figura anexa se muestra la relación Factor de lluvia "R" - lluvia, mensuales.
 hojas R-30 a R-31.

CAUCES ESTABLES.

* GASTO FORMATIVO Y DOMINANTE.

→ gasto formativo. Se entiende como aquel gasto - que de mantenerse constante reproduce B, d, S que tiene un río y que ha adquirido con gastos variables (hidrograma anual).

→ gasto dominante. Se entiende como aquel gasto que arrastra la misma cantidad de sólidos que el hidrograma anual.

para algunos investigadores: $Q_{form.} = Q_{dom.}$

* Criterios para valorar $Q_{form.}$

→ Kellerhals (1967). para ríos con boleos y gravas, - lo define como el gasto que llena el cauce principal; supone que para ese gasto el transporte de fondo es despreciable.

→ Chanciski (1959). lo define como aquel que produce los máximos escurrimientos laterales en un año promedio.

→ Malhes. (1956). lo define como aquel gasto relativamente grande o sostenido durante un tiempo, que recondiciona el cauce natural al limpiarlo de vegetación y depósitos acumulados durante la época de gastos bajos.

→ Ackers y Charlton. consideran como gasto formativo o dominante como aquel gasto que si fluyera constante formaría un río con longitud de meandros observada para un tramo dado de río en un experimento similar.

$$\lambda = 123 \frac{Q_d}{D_{50} \sqrt{g_s - \gamma} D_{50}}$$

→ En función de la frecuencia. Es aquel gasto que puede pasar por la sección transversal de un río, sin llegar a

desbordar, varios autores han observado la frecuencia de llenado en función de los datos hidrológicos y de las avenidas presentadas.

Q_{Tr} 1 a 10 años.

* Criterios para valorar $Q_{dom.}$

→ De la definición para flujo permanente.

$$Q_d = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{si} h_i Q_i}{\sum_{i=1}^n Q_{si} h_i}$$

→ para flujo variado. Se debe efectuar una corrección:

$$Q_s = \left[1 + \frac{1.5\alpha}{\alpha - 1} \right]$$

en donde: $\alpha = \frac{(k_s - 1) D_{50}}{r d s}$

para transporte nulo, α toma el valor de uno y para transporte máximo toma el de dos.

* CAUCES ESTABLES.

en un cauce se tienen 3 conceptos de estabilidad - que se pueden aplicar a un río.

1) Estática. - la estabilidad estática se alcanza - cuando la corriente no es capaz de mover al material que forma las paredes y el fondo.

2) Morfológica. - la estabilidad morfológica es la que tiene cualquier tramo de río, es decir, la geometría de las secciones transversales y las pendientes observadas son las que se representan - siempre que se tenga el mismo material del fondo, la misma alimentación de gasto sólido procedente de aguas arriba y el mismo hidrograma.

3) Dinámica. - Se puede considerar como un caso particular de la anterior y es la que se observa - cuando el río está formado por un solo cauce, pero existe arrastre, erosión y sedimentación de material sólido.

En un cauce se tienen 3 grados de libertad.

1º d	se requieren 3 ecuaciones que tomen en cuenta meandros	al pérdidas por fricción.
2º S → Q_s		blarrastre de sedimento
3º B		el geomé secciones.
4º tiempo		

algunos autores emplean o remplazan la palabra de equilibrio por la de régimen. Las condiciones de equilibrio son Be , Se y de .

- * Criterios: BLENCH.
ALTUDIN.
MAZA-CADICKSHADK.

* Contribución de Blench (1957) S.I.
aplicable a: canales rectos; márgenes hidráulicamente lisas; $B \leq 3d$; márgenes permanecen estables, como si éstas se comportasen como material cohesivo; - descargas continuas $Q = cte.$; el movimiento Q da lugar a la formación de dunas $\rightarrow Fr < 1; V < V_{crit}; D$ pequeños.

ecuaciones:

- 1) $F_B = \boxed{3.28} \frac{V^2}{d}$ (factor de forma) = f(material)
- 2) $F_s = \boxed{10.76} \frac{V^3}{B}$ (factor de orilla)
- 3) $\frac{V^2}{g d S} = 3.63 [1 + a_0 C_s] \left[\frac{V B}{L} \right]^{0.25}$

$a_0 = \frac{1}{2330}$; C_s = concentración del material - arrastrado en suspensión dado en peso y partes por ciento mil.

A través de las ecuaciones anteriores se obtienen las condiciones de equilibrio.

$$Be = \sqrt{\frac{F_B}{F_s}} Q \quad \boxed{1.87}$$

$$de = \left[\frac{F_s}{F_B^2} \right]^{1/3} Q^{1/3} \quad \boxed{1.02}$$

$$Se = \frac{F_B^{1/4} F_s^{1/2} L^{1/4}}{3.69 (1 + a_0 C_s) g Q^{1/4}} \quad \boxed{0.55} \quad \text{hoja R-33}$$

$$F_B = F_{B0} (1 + 0.12 \bar{C}_s)$$

fondo arenoso $F_{B0} = 1.9 D_m^{0.5}$
 D_m : mat. fondo expresado en mm.

0.1 limo ligeramente cohesivo.
 $F_s = 0.2$ suelo cohesivo.
0.3 suelo muy cohesivo.

$$F_s = \frac{F_{Bs}^2}{B}; \quad F_{Bs} = 1.9 D_m^{0.5}$$

D_m ; mat. orillas expresado en mm.

* Contribución de Simons (1968) S.I.

$$Be = 0.9 K_1 \sqrt{Q}$$

$$de = 1.24 K_2 Q^{0.36}$$

$$de = 200 + 0.92 K_2 Q^{0.36}$$

$$\frac{V^2}{g D Se} = K_4 \left[\frac{V Be}{L} \right]^{0.37}$$

$R_h \leq 7$ pies.

$R_h > 7$ pies.

COEFICIENTES:

TIPO DE MATERIAL	K_1	K_2	K_4
arena: lecho y orillas.	3.50	0.52	0.33
lecho: arena; orillas: cohesivo.	2.60	0.44	0.54
cohesivo: lecho y orillas.	2.20	0.37	0.87

cuarzo mat. no cohesivo

lecho: arena; orillas: cohesivo.
con alto contenido de sedimento.

1.75	0.23
1.70	0.34

* Contribución de Altunin.

- distingue tres zonas importantes:

Montaña	Intermedia	Planicie
caños rodados o guijarros.	arenas y gravas	arenas
\int, V		S, V
afluentes pe- queños.	cauces errantes ríos sin meandros.	ríos con meandros cerca del mar.

- distingue dos tipos de secciones transversales.



difícil de erosionar



fácil de erosionar

PRIMERA ECUACION: relaciona las características geométricas.

$$\frac{Bm}{K} = d \quad \text{(Goncharov)} \quad [1]$$

$$m = 0.72 \left[\frac{D_m(\delta_s - \delta)}{ds\beta} \right]^{0.1} \quad \text{(Orlov)}$$

hoja R-33

zona del río y con- dición del cauce.	f	Fr	A ₁		m	
			"a"	"b"	"a"	"b"
①						
②						

- ① alta montaña.
 - ② zona de planicie.
- $K = f(\text{tipo de cauce})$
- | | |
|--------------|---------|
| mat. aluvial | 8 a 12 |
| "a" | 3 a 4 |
| "b" | 16 a 20 |

SEGUNDA ECUACION: fórmula de Chezy.

$$Q = C B d \sqrt{dS}$$

$$C = \frac{1}{n} d^{4/3} \quad \frac{1}{4} < y < \frac{1}{3} \quad \text{Manning} \quad y = \frac{1}{6}$$

$$Q = \frac{1}{n} B d^{5/3} S^{1/2}$$

sustituyendo en ①:

$$B = \frac{A_1 Q^\beta}{S^{0.5 d}} \quad \dots [2]$$

$$A_1 = (nk)^{5/3} \beta \quad ; \quad \beta = \frac{3}{3+5m}$$

TERCERA ECUACION: equilibrio

$$V = a_1 V_0 d^K \quad \dots [3]$$

$a_1 = 1$ zona montaña ; 1 a 1.15 zona planicie.
 $V_0 =$ velocidad de formación, excluye la posibilidad de formación en el tramo en estudio = f(D rep. representativ). En época de avenidas el D rep. se afecta por 1.3 hoja R-35

- $\alpha = \frac{1}{1+d}$ se recomienda:
- $1/3$ gasto máximo.
 - $1/4$ gasto medio época de crecientes.
 - $1/3$ gasto medio época de avenidas.

ecuación complementaria: $V_0 = \frac{1}{A_1^2}$

LA DETERMINACION DE LAS CARACTERÍSTICAS ESTABLES DE UN TRAMO DE CAUCE = f(Datos del problema) veanse hojas R-3 y R-3

* Método de Maza-Cruickshank. :
 cauces con fondo arenoso.
 ecuaciones necesarias para definir la estabilidad de un cauce :

- Cruickshank-Maza (resistencia del flujo) para régimen inferior o superior.
- Engelund (capacidad de transporte de sedimentos).
- Goncharov (Altunin)

Para el análisis de estabilización de un cauce se fijaron valores de los parámetros k y m (10 y 0.7); las expresiones pueden verse en tablas adjuntas. hojas R: ; R-59.

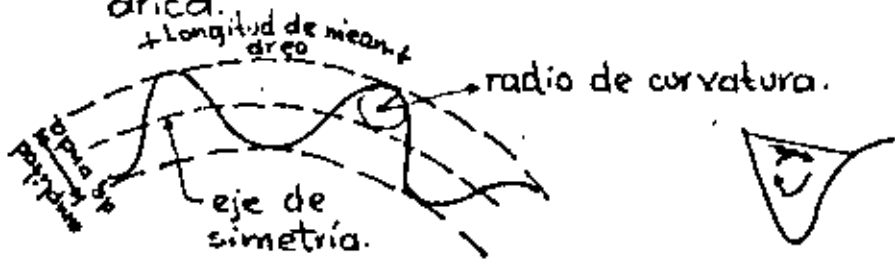
MEANDROS.

Los ríos presentan a lo largo de su recorrido:

- a) un curso recto.
- b) un curso meándrico.
- c) un curso trenzado.

a) **Curso recto.** Aunque uno puede ver un curso recto donde las márgenes son rectas, el flujo de agua entre ellas no lo es, en general, ya que las irregularidades del cauce, debidas a rocas, barras, árboles u otros obstáculos causan un grado de meandreo del agua dentro del tramo del río con márgenes rectas.

b) **Curso meándrico.** La figura muestra las características geométricas de una corriente meándrica.



A medida que el agua se mueve en este curso meándrico, desarrolla una gran fuerza centrífuga que causa una sobre-elevación del nivel del agua en el lado exterior de la curva. La presión resultado del exceso de agua concentrada en esta zona, intensifica el flujo helicoidal en el fondo y en consecuencia, la erosión. En la parte interior de la curva hay un remolino con desaceleración del flujo, ocasionandose el depósito.

CAUSAS DEL MEANDREO.

- 1- Flujo helicoidal
- 2- S como función del tamaño del material del fondo, ya que la corriente tiende a ajustar su S al material que deberá transportar los granos del fondo, la corriente meandreará a lo largo de

su curso y así disminuirá su "S".
 c) **Curso trenzado.** El trenzado empieza con la aparición de una barra a mitad del canal. Una corriente de este tipo está caracterizada por la inestabilidad general de las barras canales del curso y por el derrumbe de márgenes.

GRADOS DE LIBERTAD.

- 1º d
- 2º B
- 3º S
- 4º t meandreo.

El meandreo son curvas que forman los ríos en planicie por:

- 1º una erosión continua.
- 2º el transporte y
- 3º depósito de material sólido.

FORMAS TÍPICAS.

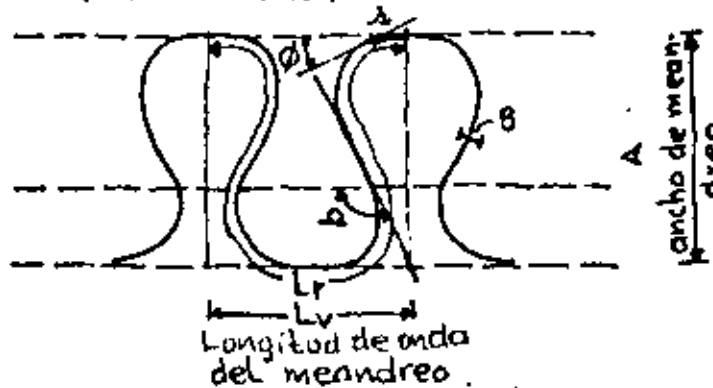
- 1º Curva parabólica.
- 2º Curva circular.
- 3º Curva seno
- 4º Curva seno generada.



La dirección angular de cualquier punto de la curva, respecto a una dirección principal en una función seno. Esta forma ofrece la mínima resistencia a la deformación.

La geometría de los meandros es importante ya que mediante ella se puede determinar la erosión que un río puede causar a las orillas afectando cierta zona.

Existen varios criterios para determinar la geometría: el radio de curvatura, longitud de meandro, etc.
GEOMETRIA DE LA CURVA SENO GENERADA.



$$1^{\circ} \quad k = \frac{L_r}{L_v} = \frac{S_v}{S_e}$$

k : sinuosidad.

$S_v = S_{\text{valle}}$.

L_r : longitud del río.

$S_e = S_{\text{equilibrio}}$.

L_v : longitud del valle o planicie.

si $k=1 \rightarrow$ río recto.

$k > 1 \rightarrow$ río meándrico.

si $S_e < S_v$ se forman meandros.

$S_e = S_r$ río recto.

$\rightarrow S_e > S_v$

$A = 2.5$ a $4.5 B$ } fórmulas aproximadas.
 $L_v = 10 B$

$$2^{\circ} \quad \Omega = 2.2 \sqrt{\frac{k-1}{k}}$$

Ω : mdx. deflexión ϕ en radianes.

$$3^{\circ} \quad \phi = \Omega \sin\left(\frac{d}{L_r} 2\pi\right)$$

ϕ : dirección angular

d : magnitud del segmento de construcción.

$$4^{\circ} \quad d = \frac{L_r}{N}$$

N : número de segmentos adoptados para el trazo.

AUMENTO DE LA CAPACIDAD HIDRAULICA DE UN CAUCE MEDIANTE EL CORTE DE MEANDROS.

Uno de los problemas principales que afrontan las poblaciones situadas cerca de las márgenes de un río, radica en las inundaciones sufridas por éstas, cuando transitan avenidas que exceden la capacidad hidráulica del cauce principal del río.

Fosibles soluciones:

- 1º Construcción de presas para control de avenidas.
- 2º Cauces de alivio, aprovechamiento de lagunas o zonas adyacentes al cauce.
- 3º Bordos longitudinales o perimétrales a un poblado.
- 4º Corte de meandros.

Al producirse el corte de meandros, la alteración que sufre está en la pendiente y tenderá a recuperar su pendiente de equilibrio S_e , ya sea produciendo:

- a) Erosiones laterales en la vecindad del corte, que pueden desarrollar nuevos meandros o bien alargar los ya existentes.
- b) Si el proceso erosivo es detenido por medio de obras de defensa, el río tenderá a recuperar su S_e , erosionando el fondo aguas arriba del corte y creando zonas de depósito aguas abajo del mismo.

De lo anterior:

- 1) La capacidad hidráulica del río aumenta al aumentar la "S".
- 2) La erosión aguas arriba puede crecer indefinidamente.
- 3) La capacidad aguas abajo del corte podrá permanecer inalterada evitando el depósito de material mediante dragado.

La metodología es la siguiente:

- 1º Determinar las características hidráulicas antes del corte: Q ; Q_s ; B_e ; d_e y S_e .
- 2º Lo mismo que lo anterior pero realizado el corte.

ANTES DEL CORTE.

a) Capacidad hidráulica del cauce.

Realizar el funcionamiento hidráulico del río para diversos gastos, aplicando el teorema de Bernoulli y continuidad.

Las pérdidas de fricción se valvan cuando no se conocen las características del material por la expresión de Manning.

$$h_f = \left[\frac{148.6}{R_m^{2/3}} \right]^2 AL$$

$$h_f = \left[\frac{K_{AI} V_m}{d_m^{0.634}} \right]^{2.05} \Delta L$$

$$h_f = \left[\frac{K_{AS} V_m}{d_m^{0.644}} \right]^{2.841} \Delta L$$

siendo:

$$K_{AI} = \left[\frac{D_{84}^{0.634} (S_s - 1)^{0.456}}{7.58 W_{50}} \right]$$

$$K_{AS} = \left[\frac{D_{84}^{0.644} (S_s - 1)^{0.352}}{7.52 W_{50}} \right]$$

régimen inferior

$$0.2 \leq D_{50} \leq 20 \text{ mm.}$$

$$\frac{1}{S} \geq 903 \bar{v}_*^{0.538}$$

superior

$$\frac{1}{S} \leq 881 \bar{v}_*^{0.618}$$

$$\bar{v}_* = \frac{V_m D_{84}}{(S_s - 1) D_{84}}$$

$$(S_s - 1) = \frac{V_m - V_c}{V_c} \quad \text{no}$$

b) Obtención del arrastre de sedimentos de fondo y en suspensión.

- * fondo (Meyer-Peter y Muller, Engelund, Bagnold, etc.).
- * Suspensión (Einstein, Laursen, etc.).

c) Condiciones de estabilidad del cauce (Blench, Altunin, Maza-Cruekshank)

POSTERIOR AL CORTE.

a) La determinación de la capacidad hidráulica semejante al anterior conviene se realice para dos condiciones diferentes.

- a-1) Sin que se haya erosionado el fondo A.A. condición que se presenta en los primeros años.
- a-2) Ya se erosionó el fondo A.A. condición que se presenta en varios años después.

Por otra parte, por el corte de meandros, ocasiona depósito de materiales A.A. al cambiar "S" A.A. ∴ será conveniente considerar una draga A.A. del corte.

b) Cálculo del arrastre de sedimentos.

es análogo al anterior, pero con la diferencia de que se realice para:

- b-1) A.A. no ha sufrido el proceso erosivo.
- b-2) A.A. si se le ha producido el proceso erosivo.
- c) Revisión de las condiciones de estabilidad del cauce, análogo a lo expuesto pero tomando en cuenta las características antes y después del corte B_0, H_0 , S_0 y S_1 obtenidos del cálculo hidráulico.

d) Dimensionamiento del cauce piloto.

- d-1) dragando un canal, con características similares a la del cauce natural.
- d-2) un cauce piloto, de tal manera que la corriente sea capaz de erosionarlo y ampliarlo hasta llegar a la sección de equilibrio.

Sección mínima.

hipótesis:

- 1º la sección transversal y "S" ctes. a lo largo meandro.
- 2º " " " " " " " " " " canal piloto
- 3º la "n" es la misma en el canal piloto y en el meandro
- 4º Brío meandro etc. antes y después del corte; d cambia
- 5º Las variaciones E_c son despreciables en la bifurcación en una primera aproximación.

- * al iniciarse el paso del agua por el canal piloto se cumplen todas las hipótesis.
- * con el tiempo, la sedimentación que se produce en el meandro no se cumplen 1, 2, y 4 favoreciendo el paso del agua por el canal piloto.

Condiciones de cálculo del canal piloto.

- 1º Canal piloto ≥ 3 v permisible mat. friccionantes o cohesivos.
- 2º Niveles agua permanecen ctes. A.A. y A.A. del corte.
- 3º $Q_{\text{diseño}} = Q_{\text{dominante}}$.
- 4º Profundidad de excavación = d meandro antes del corte.
- 5º Tener cuidado que el canal no se obstruya por un desliz etc.

análisis teórico.

* Continuidad.

$$Q_r = Q_c + Q_m$$

$$v_r A_r = v_c A_c + v_m A_m$$

dividiendo ambos miembros por $v_r A_r$.

$$1 = \frac{v_c A_c}{v_r A_r} + \frac{v_m A_m}{v_r A_r}$$

considerando los parámetros adimensionales.

$$\rightarrow A_1 = \frac{A_c}{A_r}; \quad A_2 = \frac{A_m}{A_r}; \quad V_1 = \frac{v_c}{v_r}; \quad V_2 = \frac{v_m}{v_r}$$

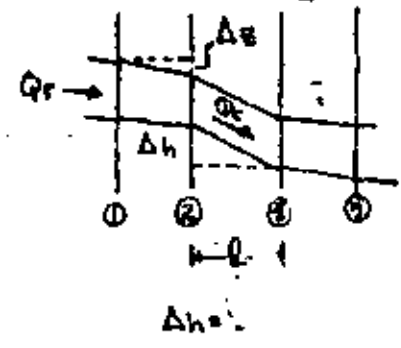
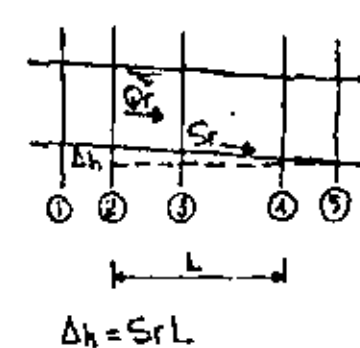
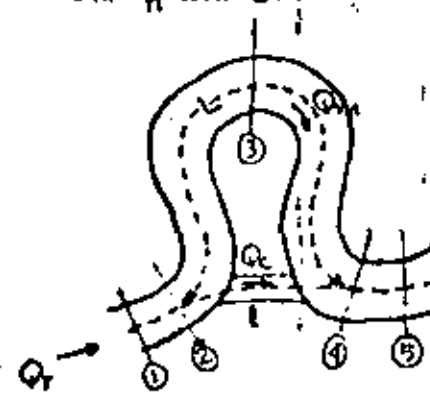
$$\text{se obtiene } V_1 A_1 + V_2 A_2 = 1$$

* De la ecuación de Manning.

$$v_r = \frac{1}{n} R_r^{2/3} S_r^{1/2}$$

$$v_c = \frac{1}{n} R_c^{2/3} S_c^{1/2}$$

$$v_m = \frac{1}{n} R_m^{2/3} S_m^{1/2}$$



1) haciendo v_m/v_r

$$\frac{v_m}{v_r} = \left(\frac{R_m}{R_r}\right)^{2/3} \left(\frac{S_m}{S_r}\right)^{1/2}$$

* de la figura $S_m = \frac{S_r L - \Delta z}{L}$

* Considerando la hipótesis ④ $A_r = B R_r$; $A_m = B R_m$

* Tomando en cuenta los parámetros adimensionales. $\frac{v_m}{v_r} = v_z$; $\frac{A_m}{A_r} = A_z$

Sustituyendo valores:

$$v_z = (A_z)^{2/3} \left(\frac{S_r L - \Delta z}{S_r L}\right)^{1/2}$$

haciendo $k = \frac{k}{S_r L}^{2/3}$

Sustituyendo $v_z = (A_z)^{2/3} (1-k)^{1/2}$
 Si hacemos $\Delta z = 0$ $v_z = (A_z)^{2/3}$; $Q_z = (A_z)^{5/3}$ ←

2) haciendo v_c/v_r

$$\frac{v_c}{v_r} = \left(\frac{R_c}{R_r}\right)^{2/3} \left(\frac{S_c}{S_r}\right)^{1/2}$$

* de la figura. $S_c = \frac{S_r L - \Delta z}{L}$

* Tomando en cuenta los parámetros adimensionales. $\frac{v_c}{v_r} = v_1$

Sustituyendo valores:

$$v_1 = \left(\frac{R_c}{R_r}\right)^{2/3} \left(\frac{S_r L - \Delta z}{S_r L}\right)^{1/2}$$

$$\frac{L}{L} = \frac{L}{L} \cdot \frac{\Delta z}{S_r L}$$

de donde:

$$v_1 = \left(\frac{R_c}{R_r}\right)^{2/3} \left(\frac{L}{L}\right)^{1/2} (1-k)^{1/2}$$

* haciendo $f = \frac{R_r}{R_c}$; $\lambda = \left(\frac{L}{L}\right)^{1/2}$; $c = f^{2/3} \lambda$

sustituyendo $v_1 = \frac{1}{c} (1-k)^{1/2}$

si hacemos $\Delta z = 0$ $v_1 = \frac{1}{c}$; $v_1 c = 1$ ←

3) Estimación de $\frac{R_r}{R_c}$

$$R_c = \frac{A_c}{b + 2R_r}$$

b = ancho del canal piloto.

Dividiendo por A_r numerador y denominador y de teniendo el recíproco y multiplicando por R_r ambos miembros de la expresión.

$$\frac{R_r}{R_c} = \frac{\frac{b R_r}{A_r} + \frac{2 R_r^2}{A_r}}{\frac{A_c}{A_r}}$$

* haciendo $b R_r = A_c$

Sustituyendo y simplificando.

$$\frac{R_r}{R_c} = 1 + \frac{2 R_r}{A_c}; \quad 1 + \frac{2 R_r}{b}$$

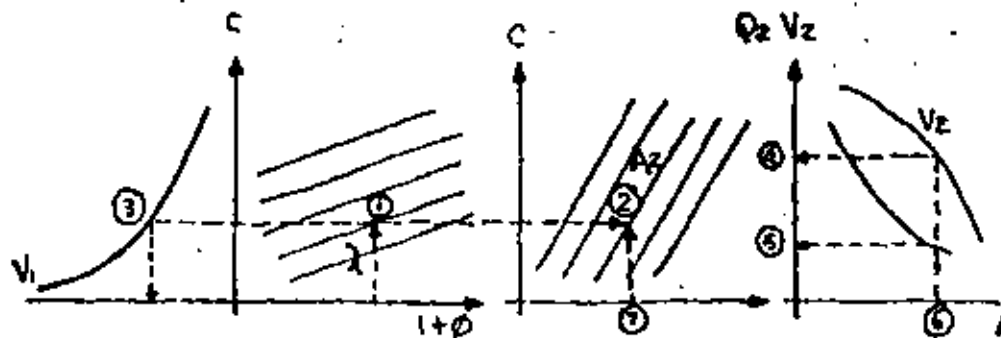
* haciendo $\phi = \frac{2 R_r}{R_c} = 1 + \phi$

Sustituyendo este valor en el de "c".

$$c = (1 + \phi)^{2/3} \lambda \leftarrow$$

Para facilitar el cálculo de la sección transversal del canal piloto, conviene realizarla gráficamente para las dos condiciones siguientes.

- 1) Material de arrastre en suspensión, difícil de sedimentarse en el meandro.
- 2) Material de arrastre de fondo, con posibilidad de depositarse en el meandro.



Secuela de cálculo.

→ Condición 1.

1) Determinar

$$\lambda = \sqrt{\frac{g}{L}}$$

$$V_c = \frac{V_c}{V_r} \text{ mínimo para producir erosión.}$$

2) Suponer "b" igual a la mayor de las dos magnitudes siguientes:

$$b = 0.10 B$$

margen poco elevada.

ó

$$b = 1.25 H$$

muy elevada

recomendable si llegara a deslizarse una de las márgenes.

3) Estimar:

$$\varphi = \frac{2Rr}{b} ; \quad 1 + \varphi ; \quad A_1 = \frac{bRr}{Ar}$$

4) Utilizando las gráficas se obtiene "c" punto ① de la gráfica.

5) Utilizando las gráficas se obtienen V_1 y A_2 puntos ② y ③ de la gráfica.

6) Se compara V_1 con el mínimo para producir erosión (obtenido del paso 1).

Si es correcto se obtiene de gráfica V_2 y Q_2 puntos ④ y ⑤ de la gráfica.

Si no es correcto suponer otro ancho "b" y repetir el ciclo.

7

7) Determinar

$$A_m = A_2 \cdot A_r$$

$$Q_m = Q_2 \cdot Q_r$$

$$V_m = V_2 \cdot V_r$$

8) De la gráfica φ



de la sección A.A -

del corte se determina el área hidráulica correspondiente a $Q_m \rightarrow A_{Qm}$.

9) Hacer $A_m - A_{Qm}$ valor del área que se requiere obstruir en el meandro para cumplir con las condiciones impuestas por el método.

→ Condición 2.

1) Obtener $V_2 = \frac{V_m}{V_r}$ máximo que garantice el depósito en el meandro. de gráfica se determina A_2 punto ⑥ de la gráfica.

2) Se determina el valor de $\lambda = \sqrt{\frac{g}{L}}$

Se supone "b" de la misma forma que en la condición 1 y se calculan los valores de:

$$\varphi = \frac{2Rr}{b} ; \quad A_c = bRr ; \quad A_1 = \frac{A_c}{A_r}$$

3) A partir de λ y φ se obtiene "c", A_1 punto ⑦ de la gráfica, que se compara con el obtenido en el paso 2.

- Si difieren se supone otro valor de "b" y se repite el cálculo.

* Si el cálculo da un V_1 menor que el mínimo permitido para producir erosión en el canal piloto; no se tendrá una solución posible para $A_2 = 0$.

* El valor de A_2 obtenido en el paso uno indica el grado de obstrucción en el meandro para lograr el depósito.

CIERRE DE CAUCES.

En el aprovechamiento de corrientes naturales es muy común la construcción de obras para alterar o desviar el curso de un río.



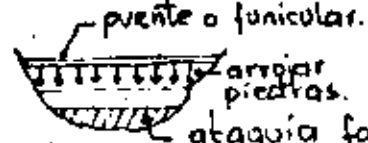
ataquias construidas en época de estiaje, formadas al arrojar al agua piedras producto de bancos de préstamo cercanos al sitio, elementos prefabricados, etc.

ventajas: poco volumen, tiempo y costo de construcción.

* METODOS DE CIERRE

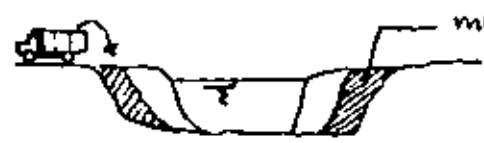
- a) Frontal.
- b) Lateral.
- c) Combinación de las anteriores.

A) METODO DE CIERRE FRONTAL. Este método se utiliza



en cauces con material arrastrable, ya que la protección se logra en las primeras capas de material. ataquia formada por capas sucesivas en todo el ancho del río al arrojar el material desde un puente, funicular o cualquier otro medio.

B) METODO DE CIERRE LATERAL.



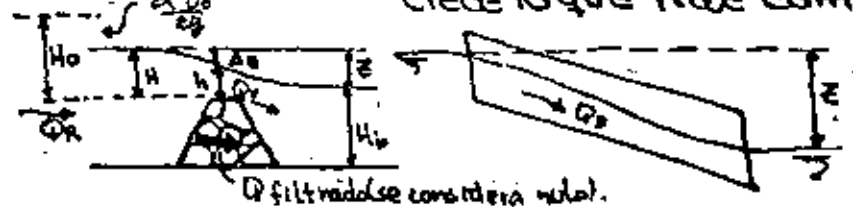
materia depositado de una o ambas márgenes.

La corona del ataquia se utiliza para rodamiento del equipo

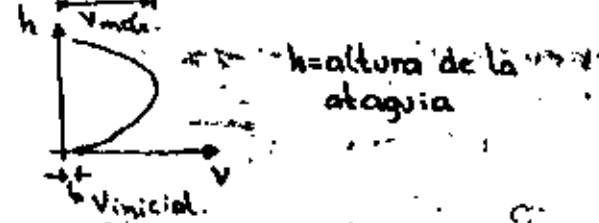
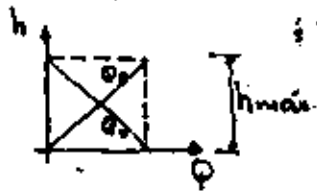
Este método se utiliza cuando el fondo del cauce esta formado por material no arrastrable o cuando la sección es bastante estrecha.

* Frontal.

Se inicia con la formación, en el fondo del cauce, de un escalón que crece más o menos uniformemente mientras la vagona no mueva la piedra, con ello se produce una reducción en el área hidráulica, lo que provoca un aumento en la vagona y el nivel del agua AA, funcionando la ataquia como vertedor, cuyo ahogamiento va reduciéndose a medida que la ataquia crece lo que trae como con-



secuencia un aumento en el Qv y una disminución en el Qv.

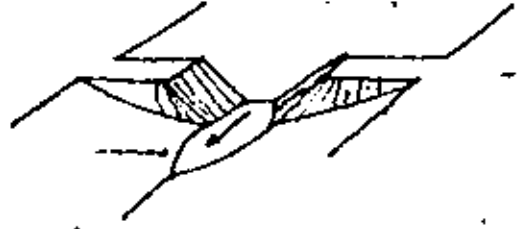


configuración de las ataquias.



* Lateral.

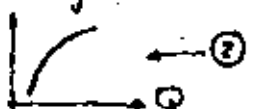
La reducción del área de paso se logra al avanzar lateralmente hacia el centro del cauce, los efectos son semejantes al frontal.



METODO DEL CALCULO HIDRAULICO.

Desarrollado por ISBACH y JALDRE U.R.S.S. experimentalmente y posteriormente ampliada por Lebediev.

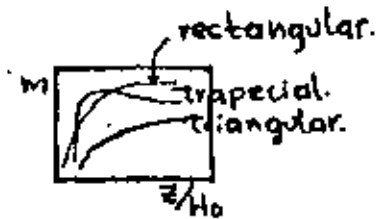
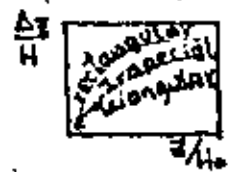
La finalidad es conocer Q flujo vertido.
En función de ella determinar D_{mat} sección ataguía.
 $Q_R = Q_D + Q_V + Q_F \leftarrow \textcircled{1}$

La repartición de los tres gastos está en función de z .
* $Q_D = f(z)$ Elev. 

* $Q_V \rightarrow$ se calcula con fórmulas para vertedores.

$Q_V = m \sqrt{2g} B_m H_o^{3/2} \leftarrow \textcircled{3}$
 coef. de gasto del vertedor, según su forma y su ahogamiento
 $H_o = H + \frac{v_o^2}{2g}$ = energía sobre la cresta del vertedor.

Lebediev presenta.



ver FIG. atrás:

- frontal - sección de vertido rectangular y trapezoidal.
- lateral - sección de vertido triangular.
- combinado - sección de vertido triangular con escalón de fondo.

* Q_F a través del cuerpo de la ataguía JALDRE. \leftarrow D_{mat} frontal; condiciones de flujo.

1) Ataguía sumergida \rightarrow filtración es a presión.



$Q_F = 2K \sqrt{\frac{z}{0.9L}} (h^{3/2} - 0.39(h - y_o)^{3/2})$

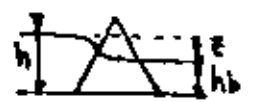
$K =$ coef. experimental de filtración turbulenta = f(tipo mat. utilizado en ataguía) tabla R*

$y_o =$ altura sobre el talud A.A. desde la cual empieza a haber distribución no hidrostática de presiones.

$y_o = \frac{h}{0.415} \left(\frac{h}{h_b + z} - 0.585 \right)$ si $\frac{h}{h_b + z} > 0.585$
 h y z en m.

2) Ataguía emerge de la superficie del agua y existe filtración turbulenta no a presión.

$Q_F = 2K \sqrt{\frac{z}{L}} \left(\sqrt{2}h - \sqrt{z}(h - h_b) + \sqrt{z^3/12}(h - h_b) \right) \leftarrow \textcircled{4}$



tipo material:	D(cm):								
pedra redondeada	10	20	40	50	75	90	150	160	210
$n=0.4$	23	34.5	50	57	69				
parosidad:									
cuos de concreto	61	68	83	93	110	120	136		
$n=0.475$									
tétriedros concreto	76	93	76	93	100	120	140	160	
$n=0.50$									

La solución simultánea de las ecuaciones $\textcircled{1}$ a $\textcircled{4}$ permitirá conocer la forma en que se reparten en cualquier etapa del proceso de construcción Q_V , Q_D y Q_F .

El coeficiente de permeabilidad turbulenta K , para elementos prefabricados (fig. 7) $K = 5D^{1/2}$

$S =$ coef. = f(forma de la estructura, porosidad del conjunto)

porosidad	0.75	0.80	0.85	0.90
$7a$ y $7b$	23	30.7		
$7d$	21	27.3	36.6	42.8

* $D =$ diámetro de una esfera de igual volumen que el elemento prefabricado.

Isbach analiza la V que resiste un elemento (pie-
dra) colocada sobre un fondo liso y sobre otras
piedras.

$$V_{lim} = 4c \sqrt{2g \frac{K_s - \delta}{r}} \sqrt{D} \quad \text{--- (A)}$$

coef. = 0.86 piedra redondeada.
= 1.20 en conjunto.

para elementos prefabricados.

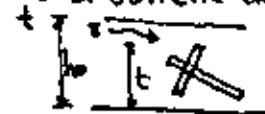
1) $h_o/t > 1$

$$V_{lim} = WF \sqrt{\left(\frac{h_o}{t}\right)^{1/3}}$$

$W =$ Velocidad de caída = $\left(g \frac{K_s - \delta}{r} \frac{4\pi}{6\pi} D\right)^{1/2}$

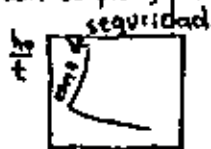
$F =$ coeficiente = f (fricción del elemento con el piso, forma).

h_o se obtiene de la fig. 7e.



diámetro de una
esfera del mismo
peso que el elemen-
to.

f (forma del elemento)



tipo de estructura	porosidad	?	$\frac{h_o}{t}$	F	T
T-a	0.80	0.8-1.00	1.72	0.47	5.9-6.5
T-b	0.80	0.8-1.20	1.50	0.64	5.9-6.5
T-d	0.80	1.0-1.50	2.12	0.81	6.5-8.1
arcos de concreto.	0.475	0.5-0.80	0.80	0.48	2.6-3.3
tetraedros	0.50	0.8-1.40	1.60	0.67	3.3-3.8
entramiento.	0.40	0.3-0.60	1.00	—	1.6-2.3

2) $h_o/t < 1$

$$V_{lim} = WF \sqrt{\frac{K_s - \delta (h_o/t)}{(K_s - \delta) h_o/t}}$$

método pontal
 η unitaria

Isbach da otro criterio para el diseño; empleando la
potencia N en combinación con las V_{crit} y otras -
magnitudes determinadas experimentalmente.

$$N = T \cdot M$$

coef. adimensional.

volumen del ele-
mento.

$$T = f(\text{forma del elemento}); M = (K_s - \delta) V \frac{D}{W}$$

$N =$ Potencia cinética del chorro = $\frac{1}{2} Q V^2$



V y Q variables.

masa unitaria de agua -
que pasa por la sección de -
cierre en la unidad de tiempo

Una ataguía es formada por material no arrastrable
cuando $N_{cr} \geq T \cdot M$.

* DETERMINACION DE LA POTENCIA CINETICA CRITICA N_{cr} .

Isbach dice: N_{cr} se presenta cuando $Z = \frac{1}{2} H_o$
es decir V_{max} ; vertedor pasa del estado
ahogado al no ahogado.

Cuando $T \cdot M < N$ el escurrimiento arrastra el material -
en toda aquella zona donde la igualdad no se cumpla,
para dejar después que el material tome su talud na-
tural de reposo, en donde N disminuya de valor.
Las ataguías que se construyen con material que se
comporta en las condiciones anteriores, se les deno-
mina ATAGUIAS DE MATERIAL ARRASTRABLE O CON-
FIGURADAS; su cálculo se enfoca a conocer la -
forma que adoptará el cuerpo de éstas para un
determinado tipo de piedra y estimar el volúmen
necesario para su construcción.

+ tipos de configuración (Fig. 12).

+ 1ª Configuración (12a).
la forma triangular se mantiene mientras:
 $V_{flujos\ cresta\ vertedera} \leq V_{lim}$ ecuación (A).
 $4c = 0.86$

+ 2ª Configuración (12b). Se amplía la cresta.
 $V_{flujos} > V_{lim}$ ecuación (A).
se amplía la cresta $L_c = 3 \sqrt{\frac{Q^2}{g}}$

$$V_{max} = 1.20 \sqrt{2g \frac{K_s - \delta}{r}} \sqrt{D}$$

cualquier aumento de velocidad ocasiona un arrastre.

Del teorema de Bernoulli (se desprecia la velocidad de llegada).

$\Delta z_{min} = \frac{1}{\rho^2} \frac{V_{min}^2}{2g}$ al principio de la cresta.

$\Delta z_{max} = \frac{1}{\rho^2} \frac{V_{max}^2}{2g}$ al final de la cresta.

ρ_1 y ρ_2 son coeficientes que toman en cuenta la pérdida de carga entre las secciones, con valores entre 0.92 y 0.70.

3ª Configuración. (12c).

Se presenta A_2 una pendiente de la rápida.

$i = \frac{n^2 V_{max}^{10/3}}{g^{4/3}}$

de acuerdo con JALDRE $n=0.08$ piedra redondeada homogénea $15cm < D < 25$.
 para mat. no uniforme n se reduce.

* Lebediev.

$C = \frac{N}{V_{max} C^2}$; $C = \frac{n}{y_0^6}$

4ª Configuración (12d).

Es una prolongación de la 3ª configuración al disminuir el Q_v .

PROCEDIMIENTO DE CALCULO.

* 1ª Etapa.

Se desconoce el material con que se efectúa el cre. Se considera $Q_f=0$. Se determina \bar{z}, q, v, N . El material no es arrastrado.

* 2ª Etapa.

1º CASO: se escoge un material D; $Q_f \neq 0$ no es arrastrado.
 2º CASO: se escoge un material para no ser arrastrado. radica el tamaño D; aumentando al aumentar la velocidad de vertido.

3º CASO: Tamaño de material etc. el material es arrastrado. Se calcula el volumen.

ATAGUIA DE MATERIAL NO ARRASTRABLE.

1º Se conoce la elevación de la cresta de la ataguía. V_{cresta}

2º Z_{sup} → determina Elev. agua. A.A. Z_{sup}

$V_{A.A.} = V_{A.A.} + Z_{sup}$

3º Se determina Q_d para el nivel supuesto Q_d

4º Se obtiene $H = V_{A.A.} - V_{cresta}$ H

$H_0 = H + \frac{v^2}{2g}$ H_0

5º Se obtiene $m = f\left(\frac{z}{H_0}\right)$ fig. 5 m

6º Se calcula gasto unitario vertido ecuación ① q_v

7º $Q_v = q \cdot b_m$ rectangular Q_v

para el triangular $b_m = kh \left(1 - \frac{\Delta z}{H}\right)$ ancho menor del trapecio
 Trapecial $b_m = kH \left(1 - \frac{\Delta z}{H}\right) + b$ talud

8º Si se toma en cuenta Q_f calcularlo con las Q_f fórmulas ④.

9º Se suman los gastos $Q_d + Q_v + Q_f$

Si $Q_f = \bar{z} Q$ proceder con ⑥.
 Si $Q_f \neq \bar{z} Q$ proceder con ⑦.

⑥ $V = \frac{Q_f}{A}$

⑦ $N = \bar{z} q \bar{z}$

El proceso se repite, se realiza para cada elevación de la cresta; los valores finales se grafican y se diseña el tamaño del material a emplear para la condición más desfavorable.

Si el material es no uniforme $Q_f = 0$.

ATAGUIA DE MATERIAL ARRASTRABLE.

* Para el tamaño del material disponible se calcula V_{min} , V_{max} . formulas ⑤ y los valores de las caídas al principio y final de la cresta Δz_{min} y Δz_{max} formulas

* 1ª Configuración $V < V_{lim}$. cálculo igual que la ataguia de mat. arrastrable.

* 2ª y 3ª Configuración.

$$z = \frac{1}{\phi^2} \frac{V_{max}^3}{2g}$$

para cada "z" considerado se hace lo siguiente z

1ª Se determina Q_d para el nivel A.A. $\nabla_{A.A.} = \nabla_{A.A.} + z$

2ª Se determina $Q_v = Q_r - Q_d$ siendo $H = \frac{1}{\phi^2} \frac{V_{min}^3}{2g} + h$

a) rectangular (vertedor).

$$h = \frac{Q_v}{b m V_{min}}$$

$b m =$ ancho medio del vertedor.

b) triangular

$$h = \sqrt{\frac{Q_v}{K V_{min}}}$$

↑
talud

c) trapecial.

$$h = -\frac{b}{2K} + \sqrt{\left(\frac{b}{2K}\right)^2 + \frac{Q_v}{K V_{min}}}$$

$b =$ ancho inferior del trapecio.

3ª Se obtiene $q_{unitario}$ en la rampa.

a) frontal $q = \frac{Q_v}{b m}$

b) pionero (vertedor triangular) se obtiene el área de la sección estable.

$$A = \frac{Q_v}{V_{max}}$$

tirante $\rightarrow y_0 = \sqrt{\frac{A \tan \theta}{2.04}}$ ← Ángulo reposo mat. experimentalmente.

ancho canal $B = \frac{A y_0}{\tan \theta}$

finalmente $q = \frac{Q_v}{B}$

4ª Se determina la longitud de cresta L_c .

$$L_c = 3 \sqrt[3]{\frac{Q_v^2}{g}}$$

5ª Se obtiene la caída en la rampa. Z_i

$$Z_i = z - \frac{1}{\phi^2} \frac{V_{max}^3}{2g}$$

6ª Se calcula la potencia unitaria en la rampa. N_i

$$N_i = \gamma q Z_i$$

7ª Se determina L_i de la rampa. L_i

$$L_i = \frac{N_i}{c^2 V_{max}^3}$$

8ª Se dibujan los perfiles de las configuraciones definidas con los datos anteriores hasta que L_i disminuya considerablemente lo que significará el paso de la 4ª configuración.

9ª A partir del perfil más extendido se determina el volumen del dique.

* SOCAVACION EN CAUCES NATURALES.

Tipo.

General.

Transversal.

Curvas (parte externa).

al pie de una estructura.

aguas abajo de un embalse.

* Socavación general.

Criterio de Lischtuan-Levediev.

Cauce

Mat. fondo

Dist. estratos

• Definido.

• cohesivo.

• homogéneo.

• Indefinido.

• no cohesivo.

• cohesivo.

• heterogéneo.

• no cohesiva

* Socavación general en cauces definidos

la degradación del fondo cesará hasta que

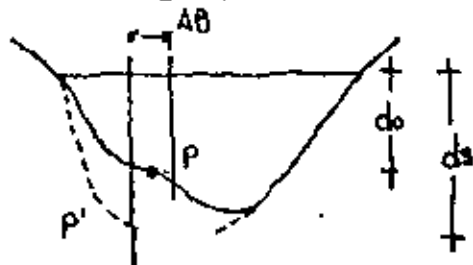
$$V_{rio} = V_{erosiva}$$

$$V_{rio} = f(s, n, d)$$

Verosiva = f(características fondo, d).

así para materiales friccionantes, V_e , se entiende como la V_{min} que mantiene un movimiento generalizado el mat. del fondo = $f(D_m)$; para materiales de comportamiento cohesivo es la V capaz de levantar las partículas y ponerlas en suspensión.

→ suelos cohesivos.



$$V_e = 0.60 \beta s^{1.18} \beta d_0^x$$

$$x = f(\beta s)$$

β = coef. paso = f (frecuencia de las avenidas)

hoja R-36

% PQd	β

β_s	x	$\frac{1}{1+x}$	D_m	x	$\frac{1}{1+x}$
suelos cohesivos			suelos friccionantes		

$V_r = f$ (profundidad en cada punto de la sección)

en una franja AB

$$\Delta Q = V \Delta A = \frac{1}{n} S^{5/2} d_0 \Delta B \dots \textcircled{1}$$

$\alpha = f$ (d_m antes de la erosión, Q_d, μ)

μ = coeficiente de contracción.

$$\alpha = \frac{Q_d}{d_m^3 \beta e \mu} ; d_m = \frac{A}{\beta e}$$

↳ ancho efectiva

V_{min}	clar

hoja R-

por otra parte igualando ① y ②

$$\Delta Q = V_r ds \Delta B \dots \textcircled{2}$$

$$V_r = \frac{\alpha d_0^{5/3}}{ds} \dots \textcircled{3}$$

igualando $V_r = V_e$

$$ds = \left[\frac{\alpha d_0^{5/3}}{0.60 \beta s^{1.18}} \right]^{1/1+x} \dots \textcircled{4}$$

para suelos homogéneos

→ SUELOS FRICCIONANTES.

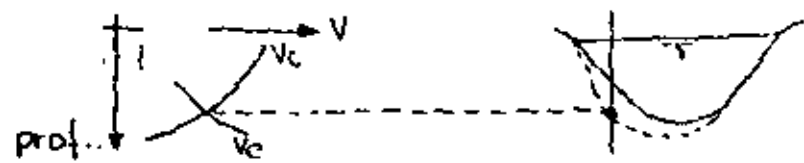
$$V_e = 0.60 \beta s^{1.18} D_m^{0.28} ds^x$$

$$V_r = \frac{\alpha d_0^{5/3}}{ds} \Rightarrow ds = \left[\frac{\alpha d_0^{5/3}}{0.60 \beta D_m^{0.28}} \right]^{1/1+x}$$

→ cuando el material es heterogéneo se resuelve:

a) - analíticamente.

b) - semigráfica.



NOTA: Si la rugosidad varía de tramo en tramo. (cauce principal y secundario) hay necesidad de valor para cada caso α_p ; α_s

* Socavación general en cauces indefinidos. cuando un río carece de un cauce bien formado (dos o más corrientes).

Si $\frac{Q_{principal}}{Q_{avenidas}} \leq 0.25$
 $\frac{B_{normal}}{B_{avenidas}} \approx 0.80$

en lugar de V_c se toma V_c (no erosionable) = f(material del fondo, d); los valores son los vistos V_{perm} para material cohesivo y no cohesivo; en términos generales.
 $V_c = V_c d^{0.2}$

d = profundidad en el punto de estudio
 V_c = velocidad crítica para un tirante de un metro.

para materiales homogéneos:

$V_c = V_r = \frac{\alpha d_0^{5/2}}{ds}$ $ds = \frac{\alpha d_0^{5/2}}{V_c}$

para materiales heterogéneos se hace de la misma manera que para cauces definidos.

* si el cauce trae mucho material en suspensión H y d aumenta y la turbulencia disminuye por lo tanto para que la corriente provoque la misma erosión la velocidad media de la corriente es mayor: la ecuación que de V_c ó V_c se ve afectada por $\Psi = f(\text{logda, mat. susp.})$, tabla VI. $\frac{ds}{ds} \Psi$ hoja R-36

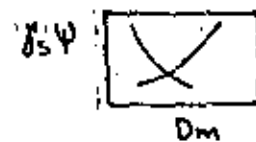
* METODO DE STRAUSS.

hipótesis.

- se cumple el principio de continuidad (sección A-A y la de estudio)
 - misma rugosidad.
- $$Q = \frac{1}{n} B_1 d_1^{5/2} = \frac{1}{n} B_2 d_2^{5/2} \dots \text{--- (1)}$$

→ Q s es el mismo cuando llega a estabilizarse De Dubois

$Q_B = \Psi B_1 \bar{\tau}_1 (\bar{\tau}_1 - \bar{\tau}_c) = \Psi B_2 \bar{\tau}_2 (\bar{\tau}_2 - \bar{\tau}_c)$



$\bar{\tau} = \rho g S$ hoja R-12
 despejando S y sust. en (1)
 $B_1 d_1^{5/2} \bar{\tau}_1^{1/2} = B_2 d_2^{5/2} \bar{\tau}_2^{1/2}$

$d_2 = \frac{B_1}{B_2} \frac{d_1^{7/2}}{d_1^{5/2}} \bar{\tau}_1 \dots \text{--- (A)}$

de (2)

$B_1 \bar{\tau}_1 (\bar{\tau}_1 - \bar{\tau}_c) = B_2 \bar{\tau}_2 (\bar{\tau}_2 - \bar{\tau}_c)$

despejando $\bar{\tau}_2$ e igualando con (A).

$\frac{d_1}{d_2} = \left(\frac{B_2}{B_1} \right)^{1/2} \left[\frac{\bar{\tau}_c / \bar{\tau}_1 + \left[(\bar{\tau}_c / \bar{\tau}_1)^2 + 4 B_1 / B_2 (1 - \bar{\tau}_c / \bar{\tau}_1) \right]^{1/2}}{2} \right]^{1/2}$

graficando



hoja R-37

* erosión en curvas.

de acuerdo a las curvas que tiende a formar un río, pueden establecerse tres grandes grupos.

- ríos de llanura con meandros.
- ríos con curvas irregulares.
- ríos con cauces errantes.

tipo de río	Fr	m
a	0.02 - 0.20	0.50 - 0.75
b	0.04 - 0.50	0.60 - 0.75
c	0.20 - 0.50	0.75 - 0.80

→ Criterios de diseño.

a) Levediev.

obtener $d_{curva} = d_0$
 y después se obtiene ds

$d_{cor} = d_{recto} (1 + \bar{\tau} \sqrt{B/R})$
 $d_{cur} = K \bar{\tau} d_{recto}$

b) Altunin.

supone que d_0 no aumenta cuando la avenida máxima tiene lugar.

B/A	E	KE	E

$d_{m\acute{a}x} = E$ directo
hoja R-36.

* SOCAVACION LOCAL AL PIE DE PILAS Y ESTRIBOS DE PUENTES.

• Criterios.

Laursen Touch (Iowa)

$ds = f(d, \text{forma pila})$

Yaroslavtziev (Unión Soviética)

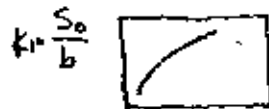
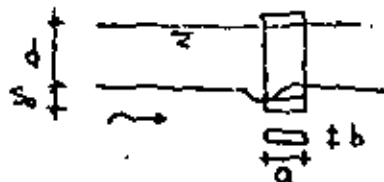
$ds = f(r, d, \text{forma pila}, d, \text{cauce aven. o estiaje})$

Instituto de Ingeniería:

* Laursen-Touch

$S_0 = k_1 k_2 b$

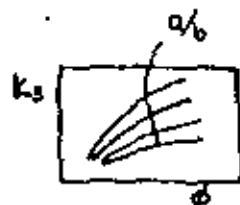
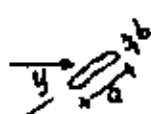
(no incide oblicuamente)



$k_2 = f(\text{forma de la nariz})$
hoja R-40.

hoja R-39

$S_0 = k_1 k_3 b$
(incide oblicuamente)



hoja R-42.

* YAROSLAVTZIEV

dos casos: mat. no cohesivo.
cohesivo.

→ No cohesivo

$S_0 = K_f K_v (e + K_H) \frac{V^2}{g} - 30 D_{85}$

$K_f = f(\text{forma de la nariz de la pila})$
y el ángulo α

$K_v = f(r, b)$ hoja R-46.

$e = f(\text{sitio donde estén colocadas las pilas})$

1.0 cauce principal.
1.0 cauce avenidas.

hojas R-43 a R-45.

→ Suelos cohesivos.

La expresión es la misma que para suelos granulares; se considera un equivalente hoja R-48.

caract. suelo	peso. vol seco γ/m^3	Equivalente	
		Arcillas	Aluvión
Poco compactado			
Muy compactado			

* Instituto de Ingeniería.

1- ecuación Laursen.



hoja R-38.

Yaroslavtziev.

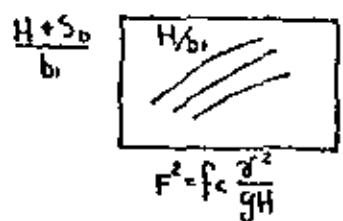
- ① posibles errores.
- ② zona de aplicabilidad
- ③ no converge la fórmula.
- ④ no se presentan socavaciones.

2- después de realizado el estudio de aplicabilidad de los métodos propuestos por Laursen-Touch y el de Yaroslavtziev, se avocaron a estudiar el mecanismo de la erosión, es decir, investigar los factores que intervienen en la socavación al pie de una pila de un puente, los cuales fueron agrupados en la forma siguiente.

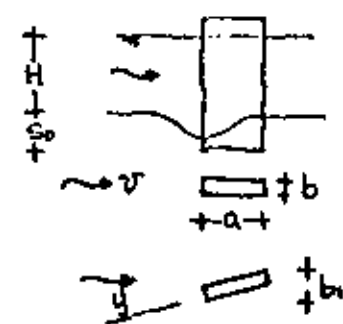
- a)- parámetros hidráulicos.
(V_m , tirante, distrib. de V , direc. corriente)
- b)- parámetro de fondo.
(D , distri. granulométrica, cohesión, d_s sumergido, espesor estratos)
- c)- características que dependen de la ubicación del puente (concentración en la sección del puente; forma del río, recto o curvo, obras de control).
- d)- parámetros de tiempo (tiempo de pico, tiempo para que el material sea removido y se alcance una condición estable).
- e)- en los estudios realizados por el Instituto de Ingeniería, se probaron 3 materiales granulares, cuatro clases de pilas y diferentes ángulos de incidencia; en cada ensaye se varió el tirante y la velocidad.

- a)- al pie de pilas.
- b)- al pie de estribos.

En las fig. 27 a 30 del libro se muestran las diferentes etapas en el proceso erosivo; de la serie de ensayos realizados y de los resultados presentados por los autores, obtuvieron un nuevo criterio para determinar la profundidad de la socavacion, figs. 31 a 33 para pilas rectangulares, circulares y redondeadas respectivamente.



hojas A-49 y R-50.



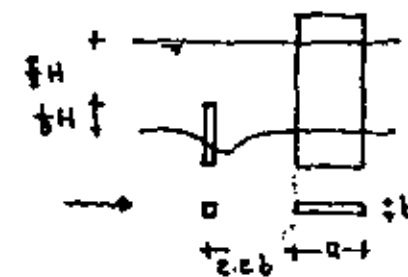
- si la pila está alineada al flujo $f_c = 1$; $b = b_1$
- si no está alineada al flujo b_1 será la proyección de la pila f_c es variable

α	0°	15°	30°	45°
f_c	1	1.25	1.40	1.45

→ Al pie de pilas.

- impedir que el cambio de dirección de las líneas de corriente se produzca frente a la pila con lo que se reducen o suprimen los vórtices que se generan en las esquinas.
- La segunda consiste en hacer que en el fondo del cauce alrededor de la pila resista la acción erosiva.

Solución del primer tipo ($\gamma = 0$)



Se reduce la socavación en un 70%.

Solución del segundo tipo ($\gamma = 0$ ó $\gamma \neq 0$).

consiste en sustituir el material del fondo del cauce por otro más resistente a la erosión

$v = \alpha_i H^m$; $\alpha = \frac{1}{2+H}$; se despeja α_i

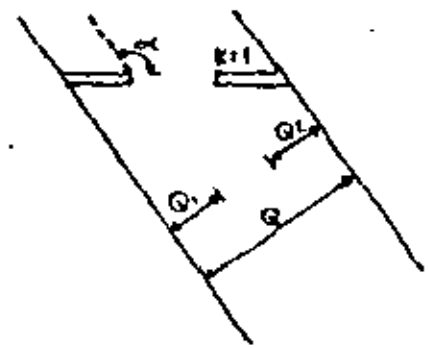
despejado α_i , en hoja R-54, aparecen los diámetros que se recomienda colocar en el piedraplen, $\gamma = 0$ enfrente, $\gamma \neq 0$ alrededor de la pila.

- D fondo < 20 D protección (receta).
- la protección deberá colocarse en tres cajas.
- para no reducir el área hidráulica el kstelo se coloca en el nivel inferior de la socavación general.

hoja R-55.

* SOCAVACION AL PIE DE ESTRIBOS.

método de Artamonov: permite determinar la profundidad al pie de estribos y espigones.



$sr = \frac{P_{e1}}{P_e} \frac{P_g}{P_g} \frac{P_k}{P_k} H_0$

tabla XV XVII XVII

$\alpha \propto \frac{G_1}{G} K$

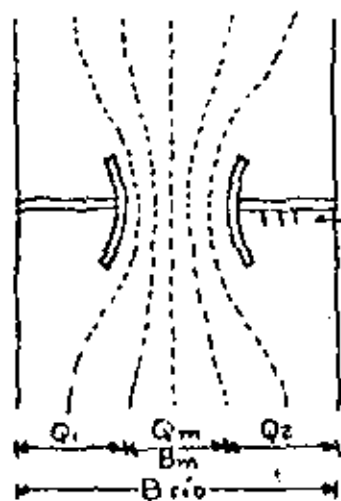
hoja R-50.

H_0 es el tirante que tiene en la zona cercana al espigón.

DISPOSICION DE LOS ESTRIBOS.

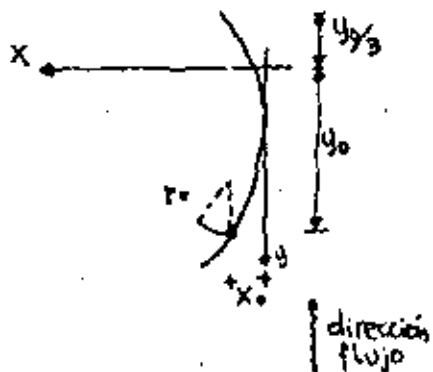
* Al pie de estribos.

Criterio de Latvischenkev.



espigones para evitar la erosión en el terraplen.

hoja A-52.



$Q_{TOTAL} = Q_1 + Q_m + Q_2$

- Fijar la magnitud de los ejes = $f(Q_T/Q_m)$

$q = \frac{Q_T}{B_{rio}} \quad Q_m = q B_m$

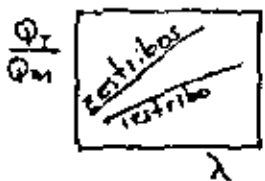
$x_0 = \lambda B_m$

$y_0 = \lambda z B_m$

$z = f\left(\frac{Q}{Q_m}\right)$

$z = \frac{y_0}{x_0}$

$\lambda = f\left(\frac{Q_T}{Q_m}\right)$



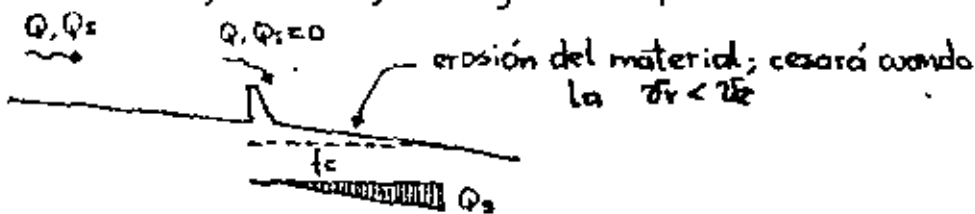
hoja A-53.

- Conocidos x_0, y_0 el resto de los puntos está dado por:

$x = x_0 (1 - \sqrt{1 - y^2/y_0^2})$

- Colocar pedraplen de la misma forma que al pie de las pilas.

* Erosión aguas abajo de grandes presas.



Se presentan dos casos:

- a) Con sección de control.
- b) Sin sección de control.

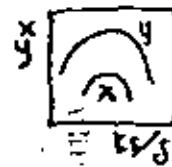
en ambos casos las ecuaciones son:

$v_c = 18 \log(12.27 \frac{R}{A}) \sqrt{S_c R_c} = \frac{Q}{A} \dots \textcircled{1}$

$\Delta = \frac{K_s}{X}$

K_s : diámetro representativo = D_{90}

X : coeficiente = $f(\frac{K_s}{S})$; fig.



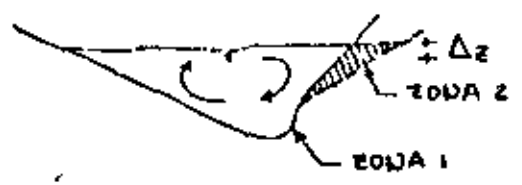
Shields.

$\frac{z_c}{(R_s - \delta) D} = k = \frac{0.06}{y} \dots \textcircled{2}$

$z_c = \delta R_c S_c \dots \textcircled{3}$

mediante el uso de las fórmulas anteriores es posible determinar S_c, R_c, A_c ; para resolver conviene proceder por tanteos dando a x y a y el valor inicial de uno.

OBRAS DE PROTECCION.



si se protege la zona ① la zona ② se erosiona, el talud de la margen se acuesta y no hay desplazamiento del río.

- ⊕ espigones
- ⊕ protección directa.

Las ventajas de uno son desventajas para el otro tipo de protección.

parámetros o factores dignos de tomarse en cuenta al diseñar una obra de protección.

- Área hidráulica (se reduce o no).
- Rugosidad (se aumenta en las orillas).
- Se fija la orilla.
- Radio de curvatura de las curvas.
- Procedimiento de construcción.
- Mantenimiento de la obra.
- La destrucción parcial o total.

- a). Igual.
- b) Longitud de protección y de arranque.
- c) Taludes de protección
- d) Permeabilidad de la protección y materiales de construcción.
- e) Socavación en la curva y socavación local al pie de la protección.

* Efectos que producen las estructuras a la corriente ①, así como los efectos que producen las corrientes a las estructuras ②.

- a) protecciones directas.
 - ① fijan la orilla en forma definitiva, sin permitir ningún desplazamiento posterior siguiendo cualquier configuración de la orilla.
 - ① no disminuyen el área hidráulica de la corriente.
 - ② turbulencia y vórtices producidos por la corriente y a las rápidas fluctuaciones de las elevaciones del agua, sobre todo en época de avenidas.
 - ② socavación al pie de la protección.

- b) espigones.
 - ① disminuyen el área hidráulica (lo cual es deseable en ríos navegables).
 - ① aumentan la rugosidad de las orillas.
 - ② socavación local en la punta de los espigones es de importancia durante su construcción, cuando se utilizan elementos que están sueltos entre sí, balsas, piedras, gaviones, etc.
 - ② aún erosionada la punta de los espigones, el resto de la estructura sigue trabajando y la destrucción de uno de ellos no pone en peligro a los demás.
 - ② los espigones; de estar permanentemente dentro del cauce principal, conviene que sea impermeable para alejar a la corriente lo más efectivamente posible de la orilla. Si se utilizan espigones para reducir la velocidad de la

DISEÑO DE ESPIGONES.

- a) Localización en planta, radios de curvatura, longitud de tangentes, ancho estable del río.
- b) Longitud de espigones y de arranque (2 a 2.5 Bel).
- c) Separación de los espigones = $f(\beta)$ $9 < \beta < 110$ hoja A-54.
- d) Pendiente de la corona (6 al 10%).
- e) Angulo de orientación respecto a la orilla (70 a 90°).
- f) Permeabilidad del espigón. Material de construcción.
- g) Socavación en la curva y local en el espigón.

- madera
- pedraplen.
- gaviones.
- elementos prefabricados de concreto.

- corriente en una zona que se desea rellenar - con los sedimentos arrastrados por el río (formar margen), conviene que sean permeables para que el agua cargada de sedimentos pase entre ellos y al reducir su velocidad, deposite dichos materiales.

→ c) Obrus de control de arrastre de sedimentos en la cuenca.

- suelo erosionado en la parte alta de la cuenca producido por la lluvia.
- pérdida de suelo al arrastrar el material desprendido por la lluvia.
- modifica las características del cauce al variar el gasto sólido, principalmente la pendiente.
- cuando el gasto sólido llega al mar o algún embalse, los procesos erosivos producen daños donde se originan, donde se transitan y donde se depositan.

① Las obras que se realizan para el manejo de la cuenca, tales como construcción de terrazas, surcos en los límites de parcelas, estabilización de flujos concentrados (presas o represas), favorecer el crecimiento de vegetación en las fronteras de las parcelas; favorecen el mejoramiento al reducir los procesos erosivos, se mejora la calidad de agua asociada con el abuso de sitios de recreo urbanos al aire libre en relación con reservas de agua, se disminuye el potencial de inundación; se incrementa el escurrimiento disponible mediante el manejo de vegetación.

② para este tipo de estructuras se puede considerar que prácticamente el efecto que produce a la corriente es mínimo, si son diseñadas adecuadamente, no suce-

-diendo lo contrario ya que la corriente produce erosiones y en algunas ocasiones franquearse.

→ d) puentes.

- ① Disminución del área hidráulica, lo cual produce un remanso aguas arriba.
- ② Socavación en las pilas, así como erosión en los estribos y accesos.

→ e) alcantarillas.

w.
c

- ① Se reduce el área hidráulica de la corriente natural, ocasionando un embalse a la entrada y un aumento de velocidad dentro y a la salida de la misma. La profundidad del embalse a la entrada dependerá del diseño de la alcantarilla y puede llegar a rebasar la altura del terraplén.
- ② A la entrada de la alcantarilla se produce una degradación del suelo, en forma de abanico, producto de la velocidad del flujo al concentrarse, que en un momento dado pone en peligro la estabilidad de los aleros y del terraplén mismo. En la salida se puede necesitar protección contra la socavación y a la erosión.

→ f) sifones.

- ① disminución de área hidráulica, lo cual produce un remanso aguas arriba.
- ② socavación en el cauce, así como erosión en los estribos y accesos.
En el diseño de sifones deberá tomarse en cuenta la estabilidad del río con objeto de que la corriente pase por el sitio de cruce, de otra forma las obras que se requieran para zanjar el río a su cauce anterior y evitar erosiones fuertes en los accesos, serían muy costosas.

→ g) pozos Kanney (toma para aguas subterreas).

- ① reducen el área hidráulica del río.
- ② succavación local considerable alrededor del mismo que pone en peligro la estabilidad de la propia estructura cuando se presenta una avenida extraordinaria en el río.
- ③ estabilidad del cauce que tiene efecto en la conducción del agua del cauce a la margen ó acceso.

→ h) obras de toma directa:

- ① La elección del tipo de compuertas a instalarse en los orificios reguladores lo determina precisamente la mayor o menor cantidad de sedimentos que se prevee, puedan depositarse aguas arriba de las bocatomas.

② Cuando las obras de toma directa se alojan en la margen del río, corren el riesgo de ser erosionadas y en casos extremos ser franqueada. En el diseño de este tipo de estructuras conviene conocer la estabilidad del río para ubicar las obras de toma.

→ i) presas derivadoras.

- ① inundación aguas arriba, así como una reducción de velocidad en el embalse, que favorecen la sedimentación de los materiales arrastrados por el cauce y la elevación del fondo.
- ② aguas abajo de la cortina se producen erosiones y azolves en la presa, en algunas ocasiones la corriente destruye los desarenadores, situaciones que se producen en ríos de montaña, donde las velocidades alcanzan a arrastrar materiales de gran tamaño.

j) bordos longitudinales a las corrientes.

cuando se utilizan bordos longitudinales a las corrientes, para aumentar la capacidad hidráulica de un determinado cauce, en ocasiones se ignora el drenaje natural, formando terraplenes que operan como presas, que son obras hidráulicas que alteran o modifican los hidrogramas de las corrientes; ocasionan graves daños al aumentar las áreas inundadas y el tiempo que el agua es retenida, además de que en ocasiones producen inundaciones donde antes no se presentaban y constituye un peligro a la vida humana.

CONCLUSION:

CONOCIDOS LOS EFECTOS QUE PRODUCE LA CORRIENTE A LA ESTRUCTURA, ASI COMO LAS ALTERACIONES QUE PRODUCE LA ESTRUCTURA A LA CORRIENTE, SE PUEDE A DISEÑAR LA ESTRUCTURA COMO SI ESTA FUERA UNA OBRA HIDRAULICA CON LOS CRITERIOS Y FACTORES DE SEGURIDAD YA ESTABLECIDOS.

MODELOS FLUVIALES.

permiten estudiar el comportamiento, condiciones hidráulicas y evolución de una corriente natural.

FONDO FIJO.

- niveles superficie agua.
- líneas de corriente.
- distribución de velocidades.

FONDO MOVIL.

- fenómenos de erosión, arrastre y depósito.
- formación de meandros.

MODELOS FLUVIALES DE FONDO FIJO.

- * La determinación de las escalas se basa en cumplir la condición de Froude entre el modelo y el prototipo.
- * Representar adecuadamente la rugosidad.

Como los modelos fluviales se emplean para representar tramos de varios kilómetros de ríos, se requiere construir modelos fluviales distorsionados; para representar adecuadamente los tirantes y la rugosidad.

VALORES DE LAS ESCALAS.

A) Escalas fundamentales.

- longitudes. $L_e = L_p / L_m$
- masas. $M_e = M_p / M_m$
- tiempos. $T_e = T_p / T_m$
- temperaturas. $t_e = t_p / t_m$

B) Escalas derivadas.

- densidades. $\rho_e = \rho_p / \rho_m$
- visc. cinemát. $\nu_e = \nu_p / \nu_m$
- visc. dinámica. $\mu_e = \mu_p / \mu_m$
- velocidades. $V_e = V_p / V_m = L_e / T_e$
- aceleraciones. $a_e = a_p / a_m = L_e / T_e^2$
- fuerzas. $F_e = M_e L_e / T_e^2$
- presiones. $P_e = M_e / L_e T_e^2$

y así sucesivamente se pueden escalar todas las magnitudes homólogas que se presenten en un problema determinado.

ECUACION NAVIER STOKES.

$$\underbrace{\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x}}_{\text{presión}} + \underbrace{\nu \nabla^2 U}_{\text{viscosidad}} + \underbrace{\rho X}_{\text{peso}} = \underbrace{U_x \frac{\partial U}{\partial x} + U_y \frac{\partial U}{\partial y} + U_z \frac{\partial U}{\partial z}}_{\text{inercia}} + \underbrace{\frac{\partial U}{\partial t}}_{\text{transitorio}}$$

estacionario transitorio.

Escalando la ecuación de Navier-Stokes.

$$\frac{1}{\rho_e} \frac{P_e}{L_e}, \nu_e \frac{V_e}{L_e^2}, g_e, \frac{V_e^2}{L_e}, \frac{V_e}{T_e}$$

lo anterior se cumple con ciertos requisitos. I tiene primacía la fuerza de inercia.

$$\frac{V_e^2}{L_e} = \frac{V_e}{T_e} \Rightarrow V_e = \frac{L_e}{T_e}$$

II tienen primacía las fuerzas de presión.

$$\frac{1}{\rho_e} \frac{P_e}{L_e} = \frac{V_e^2}{L_e} \Rightarrow V_e = \sqrt{\frac{P_e}{\rho_e}} = c_e$$

$\frac{V_e}{c_e} = 1 \leftarrow$ CONDICION MACH velocidad del sonido

$$V_e = V_p / V_m \left. \begin{matrix} \\ \\ \end{matrix} \right\} \frac{V_p}{c_p} = \frac{V_m}{c_m} \therefore \frac{V}{c} = Ma \quad \# \text{ Mach}$$

III Peso.

$$g_e = \frac{V_e^2}{L_e} \Rightarrow \frac{V_e}{\sqrt{g_e L_e}} = 1 \quad \text{CONDICION FROUDE.}$$

$Fr < 1$ régimen lento $Fr = 1$ crítico $Fr > 1$ crítico.

$$\frac{V_p}{\sqrt{g_p L_p}} = \frac{V_m}{\sqrt{g_m L_m}} = N^o \text{ Froude.}$$

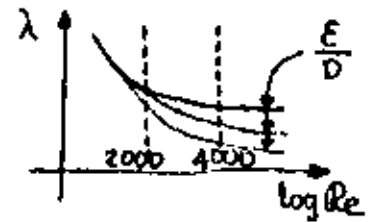
IV Viscosidad.

$$\frac{L_e V_e}{\nu_e} = \frac{V_e^2}{\nu_e} \Rightarrow \frac{V_e L_e}{\nu_e} = 1 \quad \text{CONDICION REYNOLDS}$$

$$\frac{U_p L_p}{\nu_p} = \frac{U_m L_m}{\nu_m} = N^o \text{ Reynolds.}$$

en laboratorio: $g_e = 1 = g_p / g_m$, $V_e = L_e$ de condición de Froude

La condición de Froude y la de Reynolds, no se pueden tratar simultáneamente ya que ello nos conduciría a $L_e = 1$ (al considerar $\nu_e = 1$, por tratarse del mismo fluido); debido a ello se toman en cuenta una de las condiciones y se chequea la otra; por ejemplo determinar si el régimen es el mismo.



$$h_f = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

$$\lambda = f(Re, \frac{\epsilon}{D})$$

ruga. relativa.

Si en el prototipo es régimen Lento en el modelo deberá ser régimen Lento.

De este modo se pueden establecer todas las leyes de similitud que sean necesarias en el estudio en cuestión o ecuaciones que representen el fenómeno que se estudia e introducir los conceptos básicos de la teoría de la semejanza.

DETERMINACION DE LAS ESCALAS PARA UN MODELO DE FROUDE.

NO DISTORSIONADO.

$V_e = L_e^{1/2}$ de la condición de Froude.

$A_e = L_e^2$

$V_d = L_e^{1/2}$

$Q_e = L_e^{3/2}$

$T_e = L_e^{1/2}$

$S_e = 1/V_e^2$

La escala de longitudes está en función del espacio y la capacidad de bombas que se tenga en el laboratorio respectivamente.

ESCALAS CONVENIENTES.

* Modelos fondo fijo.

- comp 10-30
- vert. " 20-80
- canal, ríos 50-100
- agitación, puertos 50-150
- ríos 50-150
- propag. mareas 500-1500

* Modelos fondo móvil.

- erosión local } NO DISTORSIONADOS
- fluviales 50-150 } DISTORSIONADOS
- marit. arrastre 100-200
- marit. azolve 50-125

Otra limitación es la rugosidad. La rugosidad mínima es de 0.009 (concreto perfectamente pulido).

- cuando la rugosidad es menor que el valor anterior se ocurre entonces: CAMBIAR LA PENDIENTE. DISTORSIONAR EL MODELO.

CAMBIANDO LA PENDIENTE.

$n_e = \frac{K_e^{2/3} S^{1/2}}{V_e}$; $S_e = \frac{n_e^2}{L_e^{2/3}}$

esto aunque si es distorsión, no es propiamente lo que se llama distorsión.

La distorsión propiamente tiene como fin.

- 1º aumentar la rugosidad del modelo.
- 2º poder representar convenientemente a los tirantes.

$\Delta = \frac{L_e h}{L_e v}$

$A_e = L_e h \cdot L_e v$

$V_e = L_e^{1/2} \cdot L_e v$

$V_e = L_e^{1/2}$ de la condición de Froude.

$Q_e = A_e V_e = L_e h L_e v^{3/2}$

$S_e = \frac{L_e v}{L_e h} = \frac{1}{\Delta}$

$T_e = L_e h \cdot L_e v^{-1/2}$

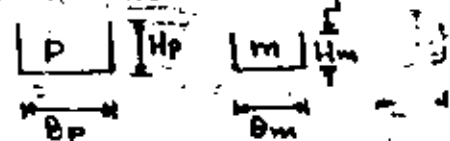
$n_e \Rightarrow$ puede obtenerse de algunas fórmulas de fricción para canales, como la fórmula de Chezy, de Manning o la de Keulegan.

para el caso particular de una sección rectangular:

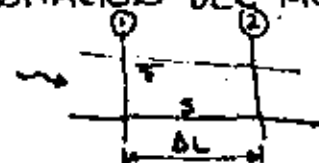
$n_e = K L_e v$

$K = \frac{1 + 2\Delta H_p / B_p}{1 + 2H_p / B_p}$

$n_e = \frac{K^{2/3} L_e v^{2/3}}{L_e h^{1/2}}$



CALIBRACION DEL MODELO.



$Q = cte$
mediante la compuerta se logra $d_1 = d_2$.
se valúa $V = Q/A$.
de la fórmula de Manning se despeja "n".

APARATOS DE MEDICION.

- a) Elementales. vertederos, limnómetros, equipo fotográfico, micromolinetes.
- b) Electrónicos.

MODELOS FLUVIALES DE FONDO MOVIL.

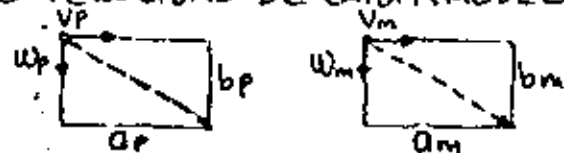
Objetivos.

- * Reproducir el movimiento del material del fondo y del agua.
- * Rugosidad del fondo = f(mov. y dimensiones de las partículas).

METODOS PARA ENCONTRAR LAS RELACIONES ENTRE LAS ESCALAS.

- * Velocidad de caída, o el de inicio de movimiento (toman en cuenta el comportamiento individual de una partícula de fondo).
- * Einstein y Chien, o el basado en la gráfica de Shields (toman en cuenta el comportamiento del conjunto de las partículas).
- * Altunin o el de Blench (toman en cuenta al cauce del río en conjunto, su evolución y características actuales).

METODO VELOCIDAD DE CAIDA (MODELOS DE EROSION LOCAL).



$U_p \Delta t = a_p$ dividiendo y despejando $a_p = \frac{b_p U_p}{w_p} \dots (a)$
 $w_p \Delta t = b_p$

$a_m = \frac{b_m U_m}{w_m} \dots (b)$

→ modelos no distorsionados.

dividiendo (a)/(b) y se toma en cuenta $\frac{a_p}{a_m} = \frac{b_p}{b_m} = Le$ se llega a:

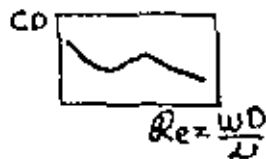
$We = Ve$

Por ser escurrimiento a cielo abierto, deberá cumplir se la condición Froude $1/2$

$Ve = Le^{1/2} \therefore We = Le$ se logra

$w = \frac{4}{3} \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \frac{g D}{c D}$

$Re = \frac{w D}{\nu} < 0.1$



$C_D = \frac{24}{Re} = \frac{c_4 D}{w D} \rightarrow$ escalando la expresión.
 $w = \frac{1}{18} \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \frac{g D^2}{\nu}$

para igual densidad

$D_m = \frac{D_p}{Le^{1/4}}$

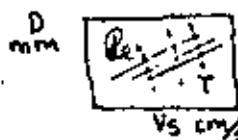
para igual diámetro

$\gamma_{sm} = \frac{(\gamma_s - \gamma) e}{\nu^2} + \gamma_m$

$2^o Re > 0.1$

$We = Le^{1/2}$

o con



→ modelos distorsionados.

si el modelo es distorsionado
 $\frac{a_p}{a_m} = \frac{b_p U_p w_m}{b_m U_m w_p} \Rightarrow We = \frac{Le v^{1/2}}{Le h}$

Las restantes escalas.

$Q_e = L v e^{3/2} L v h$; $A_e = L e L v h$; $n_e = \gamma e^{2/3} L e^{-1/2}$; $S_e = 1/\Delta$
 $T_e = L e h L e v^{-1/2}$

conocida We se escoge el material adecuado.

$1^o Re < 0.1$ se procede igual que los modelos no dis-

* para igual densidad $D_m = D_p \frac{Le v^{1/2}}{Le v^{3/4}} = 0.333$ torsionados.

si además $D_m = D_p$ $Le h^{2/3} = Le v^{1/2} \Delta = Le h$
 $D_m = D_p \frac{\Delta}{Le v^{1/4}}$

D_m son menores si < 1 Δ pequeña.

D_m son mayores si > 1 Δ grande.

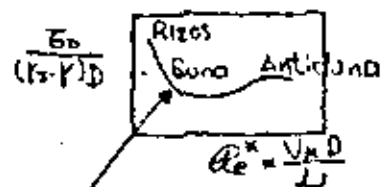
* mismo diámetro pero \neq densidad.

$\gamma_{sm} = \frac{(\gamma_s - \gamma) e}{Le v^2} + \gamma_m$

CONCLUSION: con la teoría velocidad de caída permite construir modelos con distorsión o sin ella utilizar el mismo material o diferente densidad y que los D_m sean menores o mayores que D_p .

con el criterio no se conoce Q_s .

METODO DE LA CURVA DE SHIELDS.
El método está basado en la curva de Shields.



la base del método es - hacer los parámetros de Shields iguales en modelo que en prototipo.

DE EXPERIENCIAS.

→ No se requiere que lo que resulta en modelo sea igual que en prototipo basta con que se produzca el mismo tipo de configuración puesto que el estado del fondo debe ser el mismo caso, se puede concluir:

$$n_{be} = n_{te} = n_{be}$$

$$n_{be} = De^{1/6}$$

total mat. ondulaciones

→ Relaciones entre las escalas.

$$* V_e = \frac{1}{n_e} \tau_e^{2/3} S^{1/2}$$

$$Le_v^{1/2} = \frac{1}{n_e} \tau_e^{2/3} \frac{Le_v^{1/2}}{Le_h^{1/2}} \Rightarrow$$

$$n_e = \frac{\tau_e^{2/3}}{Le_h^{1/2}} = De^{1/6} \dots \textcircled{a}$$

$$* \frac{E_e}{(k_s - r)_e De} = 1$$

$$\frac{\tau_e \tau_e Se}{(k_s - r)_e De} = 1 \quad \text{si} \quad \left(\frac{k_s - r}{r}\right)_e = \alpha_e ; \quad Se = \frac{Le_v}{Le_h}$$

$$\frac{\tau_e Le_v}{\alpha_e De Le_h} = 1 \dots \textcircled{b}$$

$$* Re = \sqrt{\frac{E_0}{\rho}} \frac{D}{\nu} = \sqrt{8FS} \frac{D}{\nu}$$

$$\frac{\tau_e Le_v}{Le_h} De^2 = 1 \dots \textcircled{c}$$

como $Re^* = 1 \Rightarrow$
al hacer $De = 1$

∴ $\tau_e = f(Le_v, Le_h)$ se tiene un sistema de 3 ecuaciones.
 $= k Le_v \quad Le_h, Le_v, De, \alpha_e$

Resolviendo simultáneamente las ecuaciones

Ⓐ, Ⓑ y Ⓒ nos conducen a:

1- Si el problema se trata como un modelo sin distorsión, las ecuaciones nos conducen a:
de Ⓐ $Le = De$
de Ⓑ $Le = \alpha_e De$
de Ⓒ $Le = De^2$
se satisfacen si todas las escalas son iguales a 1; modelo = prototipo.
por lo cual el modelo debe ser distorsionado.

2- MODELO DISTORSIONADO.

$$\left. \begin{aligned} De &= \alpha_e^{1/3} \\ Le_h &= \alpha_e^{2/3} \\ Le_v &= \alpha_e^{7/6} \\ \Delta &= \alpha_e^{1/2} \end{aligned} \right\} \text{se deduce que no es posible utilizar material de igual densidad que nos conduce a:}$$

$$De = Le_h = Le_v = \Delta$$

$$\alpha_e < 1$$

al escoger α_e se tiene un grado de libertad.

METODOS QUE TOMAN EN CUENTA EL CAUCE EN CONJUNTO.

Altunin. $\frac{\beta^m}{k} = d ; \quad m = 0.72 \left[\frac{D(k_s - r)}{r d S} \right]^{0.1}$

1ª Condición m, k iguales en modelo y prototipo. como $m = f(k_s, r, d, S, D)$ su valor varía entre 0.5 y 1.0 siendo el más común 2/3.
 $de = Le^m$

2ª Condición $\frac{De (k_s - r)_e}{de Se} = 1$

3ª Condición FRAUDE $Ve = Le_v^{1/2}$

4ª Condición CHEZY $V = C \sqrt{RS}$
 $\frac{C_e de^{1/2} Se^{1/2}}{Ve} = 1$

5ª Condición: escalas complementarias.

$$Se = \frac{Le_v}{Le_h} = \frac{1}{\Delta}$$

6ª Condición $Q_e = Le_h Le_v^{3/2}$

7ª Condición $te = Le_h Le_v$

8ª Condición $Ae = \frac{Q_e}{Ve} = Le_h Le_v$

$m, Le_v, Le_h, De, \alpha_e, Se, Ve, Ce, Q_e, te$

∴ se tienen 8 ecuaciones y 10 escalas por satisfacer.

∴ el método permite dos grados de libertad.

Le_h, α_e

CLASIFICACION DEL AMERICAN GEOPHYSICAL UNION PARA MATERIALES SEDIMENTARIOS

GRUPO	CLASE	TAMAÑO EN mm
Cantos rodados	muy grandes	2000 - 4000
	grandes	1000 - 2000
	medianos	500 - 1000
	pequeños	150 - 500
Guijarros	grandes	130 - 250
	pequeños	64 - 130
Grava	muy gruesa	32 - 64
	gruesa	16 - 32
	mediana	8 - 16
	fina	4 - 8
	muy fina	2 - 4
Arena	muy gruesa	1 - 2
	gruesa	0.5 - 1
	mediana	0.25 - 0.5
	fina	0.125 - 0.25
	muy fina	0.0625 - 0.125
Limo	grueso	0.031 - 0.062
	mediano	0.016 - 0.031
	fino	0.008 - 0.016
	muy fino	0.004 - 0.008
Arcilla	gruesa	0.002 - 0.004
	mediana	0.001 - 0.002
	fina	0.0005 - 0.001
	muy fina	0.00024 - 0.0005

TABLA 1.2. TAMAÑO DE LAS PARTICULAS UTILIZANDO CURVAS GRANULOMETRICAS

NUMERO DE MALLA	ALCANTURA	PESO MATERIAL RETENIDO	% PESO RETENIDO EN FUNCION DEL PESO TOTAL	% PESO ACUMULADO DEL MATERIAL QUE PASA
		PESO TOTAL		

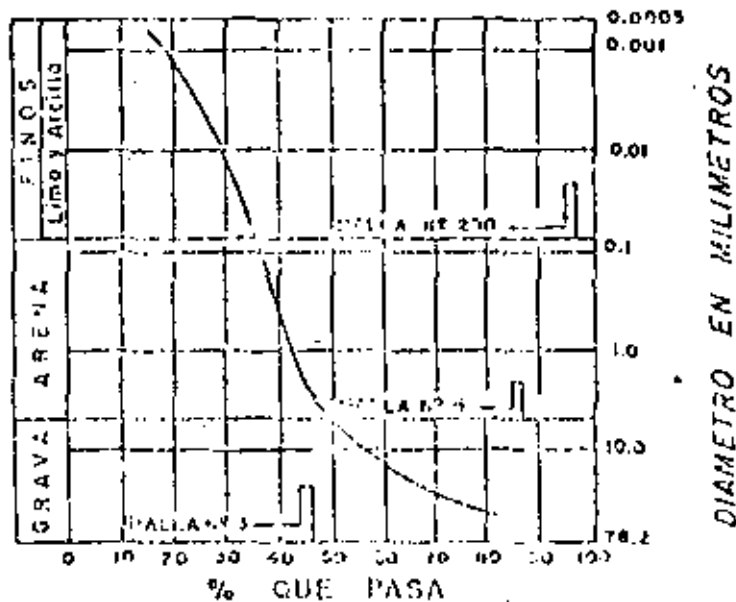
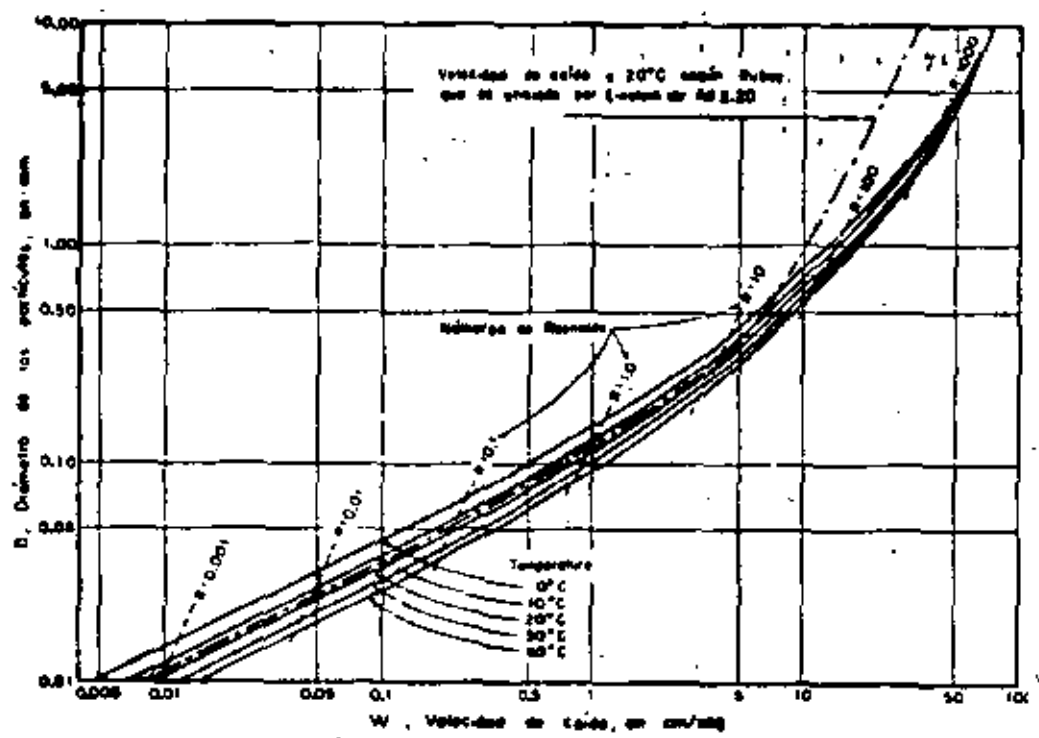
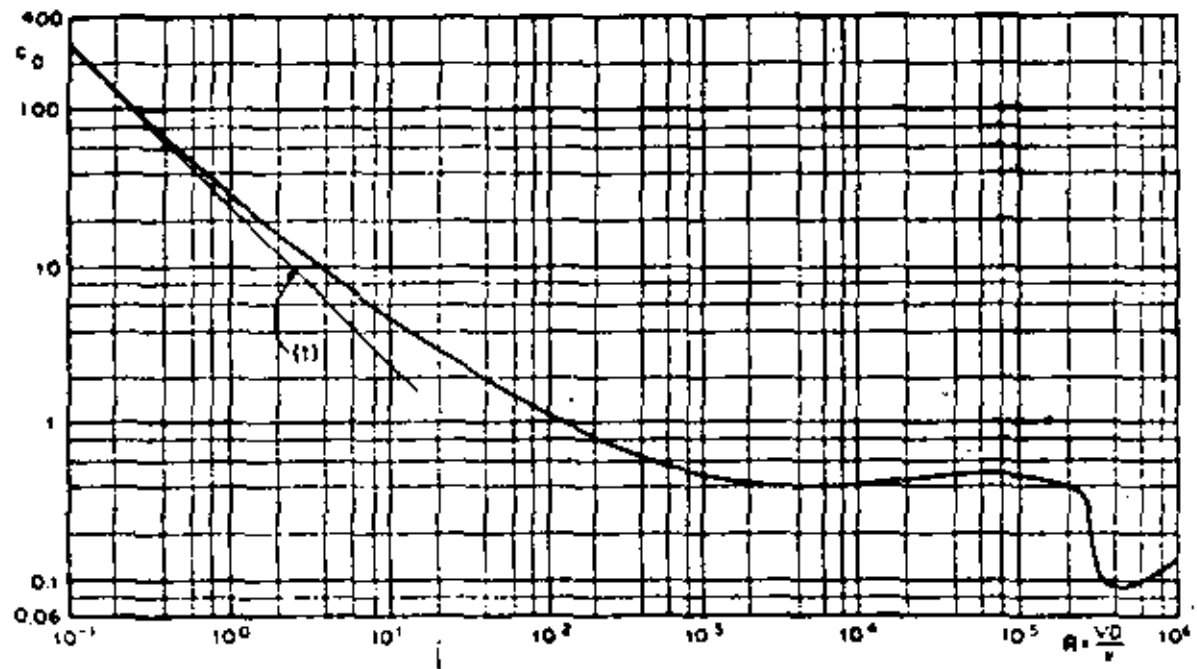


TABLA 1.3. TAMAÑO DE LAS PARTICULAS MEDIANTE EL CRITERIO ESTABLECIDO POR INVESTIGADORES SOVIETICOS

NUMERO DE MALLA	ABERTURA	PESO	% PESO RETENIDO	D_1	D_2
					2, 6, 0



Velocidad de caída de esferas de cuarcas en agua, a diferentes temperaturas.



Coefficiente de empuje C_D para esferas.
La ecuación de la recta 1, es $C_D = 24/R_0$.

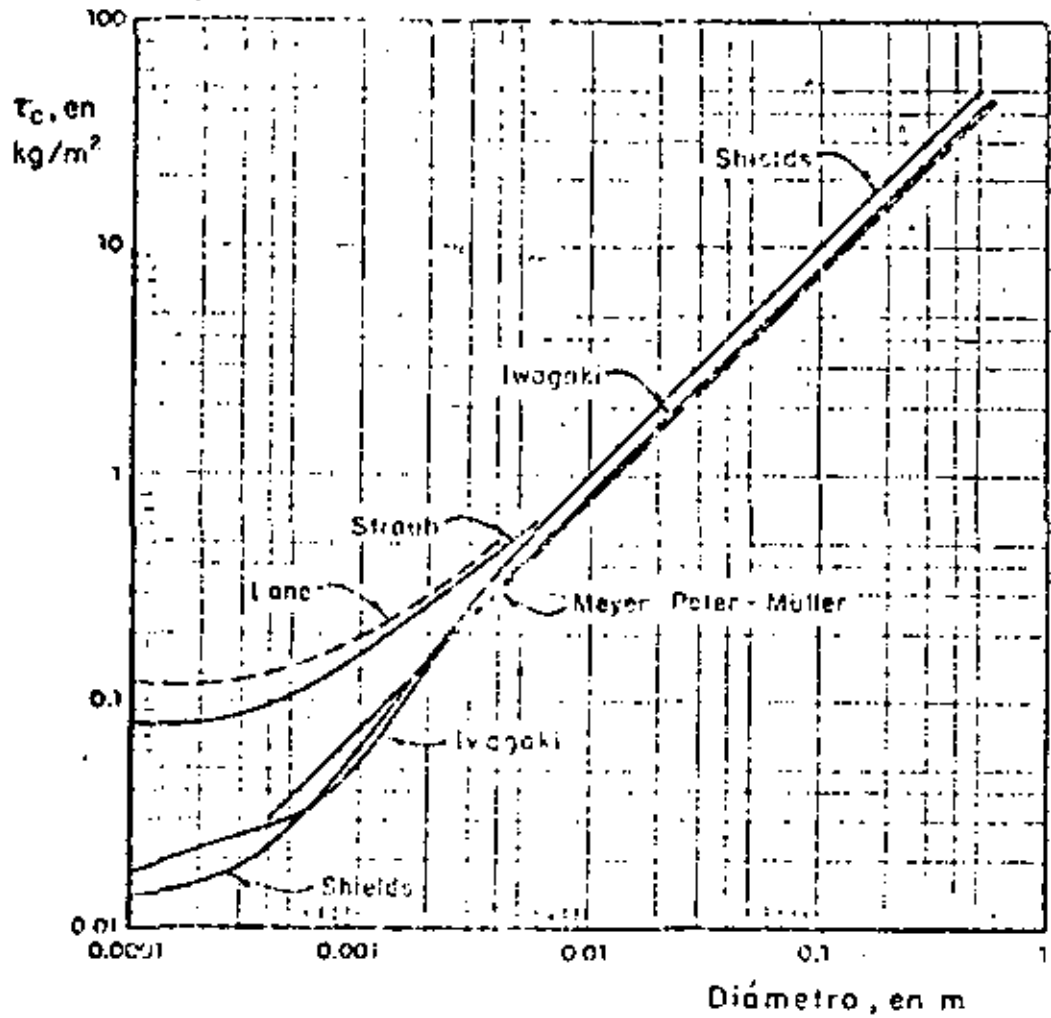


Fig 1. Esfuerzo constante crítico en función del diámetro de las partículas

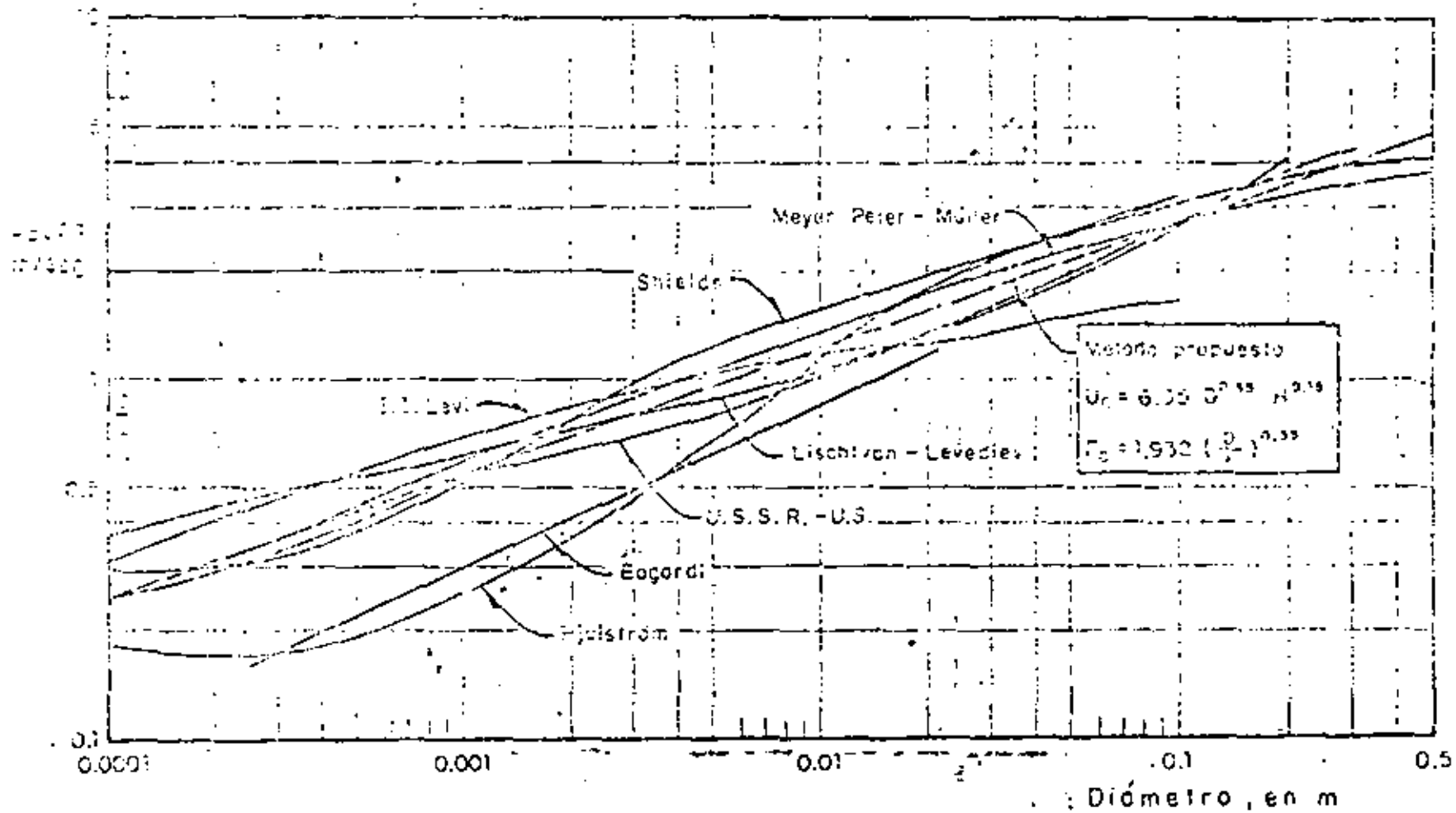


Fig 2. Velocidades medias críticas en función del diámetro de las partículas, para 1.00 m de tirante

Uc
30

R-6

T A B L A 1

ESFUERZO CORTANTE CRITICO EN FUNCION DEL DIAMETRO, EN KG/m²

DIAMETRO (mm)	SHIELDS (27°C)	STRAUB	LANE (Agua Clara) $D_m = D_{75}$	MEYER PETER Y MULLER	IWAGAKI 20°C
.1	0.0139	.080	.122	-	0.0182
.2	0.0158	.080	.125	-	0.0224
.3	0.0183	.087	.133	-	0.0259
.4	0.0231	.096	.139	.031	0.0281
.5	0.0284	.107	.147	.039	0.0300
.6	0.0342	.118	.155	.047	0.0341
.7	0.0400	.128	.166	.054	0.0387
.8	0.0482	.139	.174	.062	0.0425
.9	0.0543	.148	.184	.070	0.0486
1.0	0.0623	.161	.194	.078	0.0520
1.2	0.0780	.179	.217	.093	0.0660
1.4	0.0910	.200	.233	.109	0.0840
1.6	0.1160	.223	.257	.124	0.1030
1.8	0.1300	.245	.280	.140	0.1230
2.0	0.1540	.262	.300	.155	0.1380
2.5	0.2180	.323	.363	.194	0.1940
3.0	0.2590	.364	.410	.233	0.2300
4.0	0.3850	.461	.520	.310	0.3250
6.0	0.6000	.625	.481	.466	0.4780
8.0	0.8000	-	.641	.620	0.6390
10.0	1.000	-	.800	.776	0.8140
15.0	1.490	-	1.200	1.630	1.2380
20.0	1.980	-	1.600	1.551	1.6500
30.0	2.970	-	2.400	2.327	2.4750
40.0	3.960	-	3.200	3.100	3.3000
50.0	4.950	-	4.000	3.880	4.1250
60.0	5.940	-	4.800	4.650	4.9500
80.0	7.920	-	6.400	6.200	6.6000
100.0	9.900	-	8.000	7.760	8.2500
150.0	14.850	-	12.000	11.630	12.3750
200.0	19.800	-	16.020	15.510	16.5000
300.0	29.700	-	24.030	23.260	24.7500
500.0	49.500	-	40.050	38.770	41.2500

TABLA 2

VELOCIDAD MEDIA CRÍTICA EN FUNCIÓN DEL DIÁMETRO, EN m/seg.

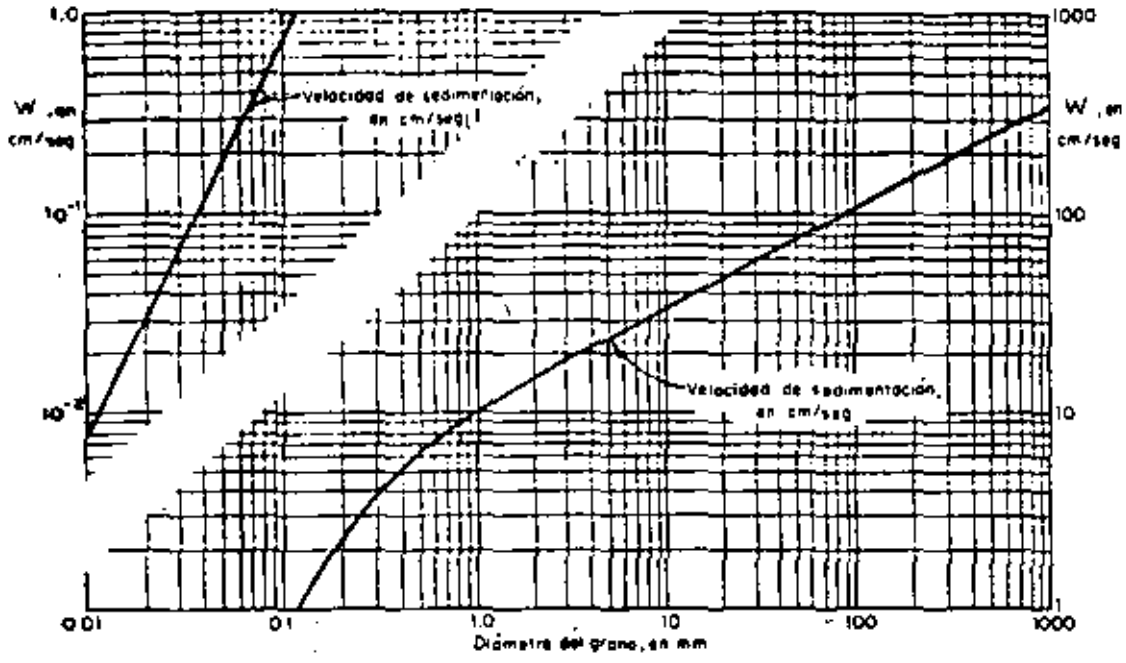
(PAPA UN GIRANTE DE UN METRO).

Dm (mm)	LISCHIVAN LEVYDIN	HOUSTRON	J. I. LAVI	U.S.S.R. H = 1m	NEILL	BOGARDI
0.06	.35	.244	.241	.226	-	-
0.10	.37	.180	.319	.245	-	-
0.20	.43	.180	.408	.292	-	-
0.30	.49	.180	.468	.343	-	0.17
0.40	.51	.180	.516	.371	-	0.20
0.50	.52	.190	.554	.400	-	0.22
0.60	.54	.210	.588	.420	-	0.24
0.70	.56	.220	.617	.464	-	0.26
0.80	.57	.230	.643	.495	-	0.27
0.90	.59	.240	.667	.520	-	0.29
1.00	.60	.260	.688	.535	-	0.30
1.20	.63	.280	.726	.550	-	0.33
1.40	.67	.300	.756	.580	-	0.35
1.60	.69	.320	.788	.600	-	0.37
1.80	.70	.340	.814	.610	-	0.39
2.00	.71	.360	.837	.620	-	0.41
2.50	.75	.400	.887	.660	-	0.45
3.00	.79	.460	.928	.700	0.62	0.49
4.00	.84	.590	.992	.740	0.70	0.56
6.00	.90	.760	1.077	.840	0.82	0.67
8.00	.97	.960	1.130	.930	0.92	0.77
10.00	1.05	1.150	1.166	1.030	1.01	0.85
15.00	1.14	1.526	1.210	1.230	1.19	1.02
20.00	1.32	1.770	1.230	1.310	1.33	1.16
30.00	1.58	2.130	1.352	1.560	1.56	-
40.00	1.85	2.440	1.438	1.780	1.76	-
50.00	2.00	2.590	1.495	1.960	1.92	-
60.00	2.17	2.730	1.560	2.120	-	-
80.00	2.43	3.000	1.600	2.450	-	-
100.00	2.60	3.250	1.634	2.760	-	-
150.00	3.35	-	-	3.600	-	-
200.00	3.60	-	-	4.000	-	-
300.00	4.35	-	-	-	-	-

T A B L A 3

VELOCIDAD MEDIA CRITICA EN FUNCION DEL DIAMETRO, OBTENIDA
DE LA APLICACION DE LA FORMULA 4, EN m/seg. (PARA UN TIRANTE DE 1m).

DIAMETRO γ (mm)	MEYER PETER Y MULLER	SHIELDS	STRAUB	IMAGAKI
0.1	-	0.293	0.732	0.293
0.2	-	0.302	0.698	0.302
0.3	-	0.317	0.705	0.317
0.4	0.406	0.350	0.722	0.350
0.5	0.448	0.381	0.746	0.385
0.6	0.484	0.412	0.770	0.401
0.7	0.511	0.438	0.789	0.428
0.8	0.540	0.476	0.811	0.449
0.9	0.567	0.499	0.827	0.483
1.0	0.592	0.529	0.852	0.514
1.2	0.630	0.580	0.881	0.578
1.4	0.670	0.616	0.914	0.623
1.6	0.708	0.685	0.950	0.685
1.8	0.742	0.715	0.982	0.712
2.0	0.771	0.768	1.003	0.719
2.5	0.839	0.889	1.083	0.839
3.0	0.898	0.946	1.122	0.892
4.0	0.996	1.110	1.215	1.020
6.0	1.154	1.309	-	1.168
8.0	1.275	1.448	-	1.294
10.0	1.378	1.560	-	1.441
15.0	1.579	1.787	-	1.629
20.0	1.734	1.960	-	1.789
30.0	1.972	2.230	-	2.033
40.0	2.150	2.430	-	2.218
50.0	2.290	2.590	-	2.368
60.0	2.420	2.730	-	2.490
80.0	2.610	2.950	-	2.700
100.0	2.710	3.130	-	2.860
150.0	3.050	3.450	-	3.150
200.0	3.240	3.660	-	3.340
300.0	3.490	3.940	-	3.590
500.0	3.710	4.190	-	3.830



Velocidad de caída o sedimentación, W, para diferentes tamaños de granos de cuarzo, según Rubey

Velocidades medias de la corriente que son admisibles (no erosivas) para suelos no cohesivos, en m/seg

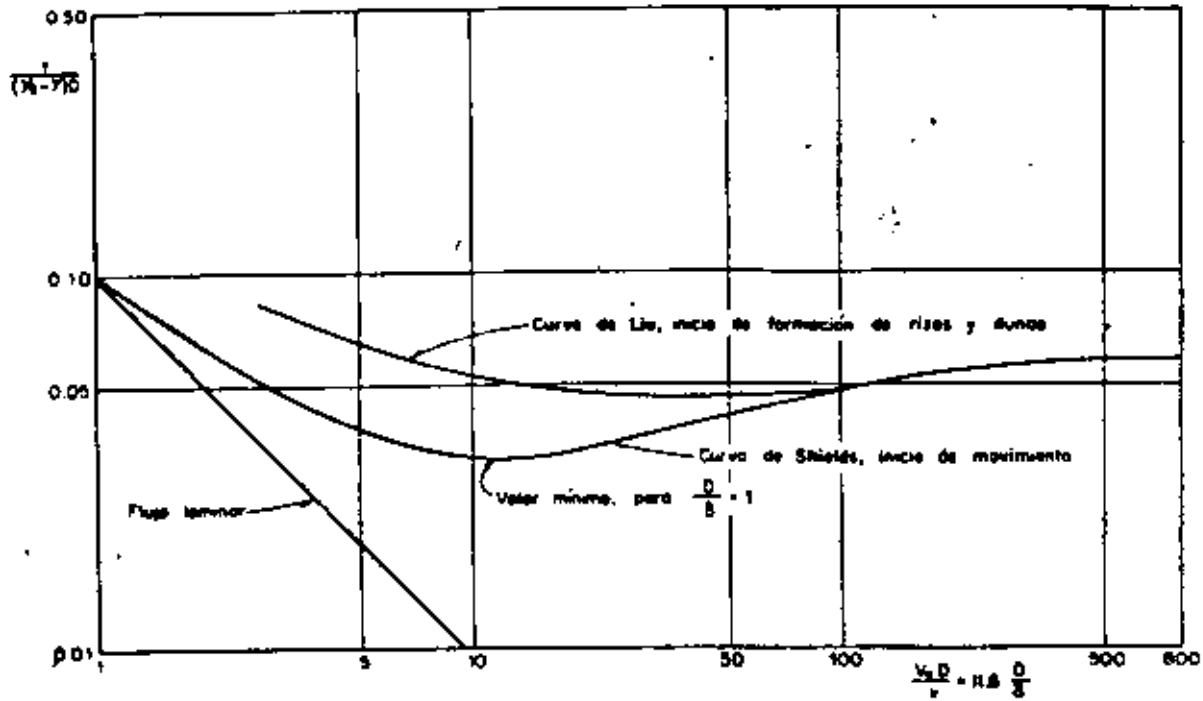
Diámetro medio de las partículas en mm	Tirante medio de la corriente, en m					
	0.40	1.00	2.00	3.00	5.00	más de 10
0.006 - 0.05	0.15 - 0.2	0.2 - 0.30	0.25 - 0.40	0.30 - 0.45	0.40 - 0.55	0.45 - 0.65
0.05 - 0.25	0.20 - 0.35	0.3 - 0.45	0.40 - 0.55	0.45 - 0.60	0.55 - 0.70	0.65 - 0.80
0.25 - 1.0	0.35 - 0.50	0.45 - 0.60	0.55 - 0.70	0.60 - 0.75	0.70 - 0.85	0.80 - 0.95
1.0 - 2.5	0.50 - 0.85	0.60 - 0.75	0.70 - 0.80	0.75 - 0.90	0.85 - 1.00	0.95 - 1.20
2.5 - 5.0	0.65 - 0.80	0.75 - 0.85	0.80 - 1.00	0.90 - 1.10	1.00 - 1.20	1.20 - 1.50
5.00 - 10	0.80 - 0.90	0.85 - 1.05	1.00 - 1.15	1.10 - 1.30	1.20 - 1.45	1.50 - 1.75
10 - 15	0.90 - 1.10	1.05 - 1.20	1.15 - 1.35	1.30 - 1.50	1.45 - 1.65	1.75 - 2.00
15 - 25	1.10 - 1.25	1.20 - 1.45	1.35 - 1.65	1.60 - 1.85	1.85 - 2.00	2.00 - 2.30
25 - 40	1.25 - 1.50	1.45 - 1.85	1.65 - 2.10	1.85 - 2.30	2.00 - 2.45	2.30 - 2.70
40 - 75	1.50 - 2.00	1.85 - 2.40	2.10 - 2.75	2.30 - 3.10	2.45 - 3.30	2.70 - 3.60
75 - 100	2.00 - 2.45	2.40 - 2.80	2.75 - 3.20	3.10 - 3.50	3.30 - 3.80	3.60 - 4.20
100 - 150	2.45 - 3.00	2.80 - 3.35	3.20 - 3.75	3.50 - 4.10	3.80 - 4.40	4.20 - 4.50
150 - 200	3.00 - 3.50	3.35 - 3.80	3.75 - 4.30	4.10 - 4.65	4.40 - 5.00	4.50 - 5.40
200 - 300	3.50 - 3.85	3.80 - 4.35	4.30 - 4.70	4.65 - 4.90	5.00 - 5.50	5.40 - 5.90
300 - 400		4.35 - 4.75	4.70 - 4.95	4.90 - 5.30	5.50 - 5.60	5.90 - 6.00
400 - 500			4.95 - 5.35	5.30 - 5.50	5.60 - 6.00	6.00 - 6.20
o más						

**VELOCIDADES MEDIAS DE LA CORRIENTE DEL AGUA QUE SON ADMISIBLES
(NO EROSIVAS) PARA SUELOS COHESIVOS m/hag**

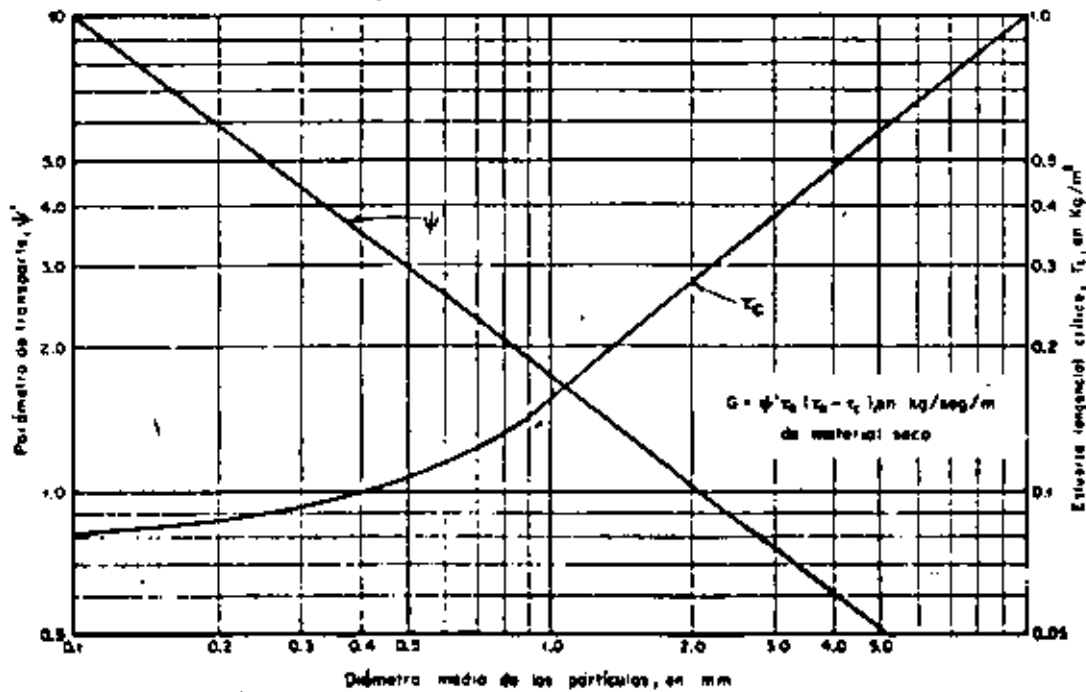
Denominación de los suelos	Porcentaje del contenido de partículas	Suelos poco compactos, peso volumétrico del material seco hasta 1.00 ton/m ³	Suelos medianamente compactados, peso volumétrico del material seco, 1.20 a 1.85 ton/m ³	Suelos compactos, peso volumétrico del material seco, de 1.85-2.04 ton/m ³	Suelos muy compactos, el peso volumétrico del material seco de 2.04-2.14 ton/m ³	Profundidades medias de la corriente, en m												
						0.005	0.005-0.05	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0
Arcillas y tierras fuertemente arcillosas	30-50	70-50	0.35	0.4	0.45	0.5	0.7	0.85	0.95	1.1	1.0	1.2	1.4	1.5	1.4	1.7	1.9	2.1
	20-30																	
Tierras ligeramente arcillosas	10-20	90-80	0.35	0.4	0.45	0.5	0.85	0.8	0.9	1.0	0.95	1.2	1.4	1.5	1.4	1.7	1.9	2.1
Suelos de shuñón y arcillas margosas							0.8	0.7	0.8	0.85	0.8	1.0	1.2	1.3	1.1	1.3	1.5	1.7
Tierras arenosas	5-10	20-40	Según Ad 2.21 en relación con el tamaño de las fracciones arenosas															

Taludes recomendados para los lados de canales trapeziales

Roca	cal vertical
Roca fracturada o alterada	1/4:1
Arcilla muy compacta, con recubrimiento de concreto	1/2:1 a 1:1
Tierra con recubrimiento de piedra	1:1
Arcilla o pequeños canales en tierra	1 1/2:1
Tierra arenosa suelta	2:1
Arcilla porosa	3:1



Curva de Shields que indica el inicio de movimiento



Parámetro de transporte y esfuerzo tangencial crítico para la ecuación de transporte de Du Boys, según Straub

66 57

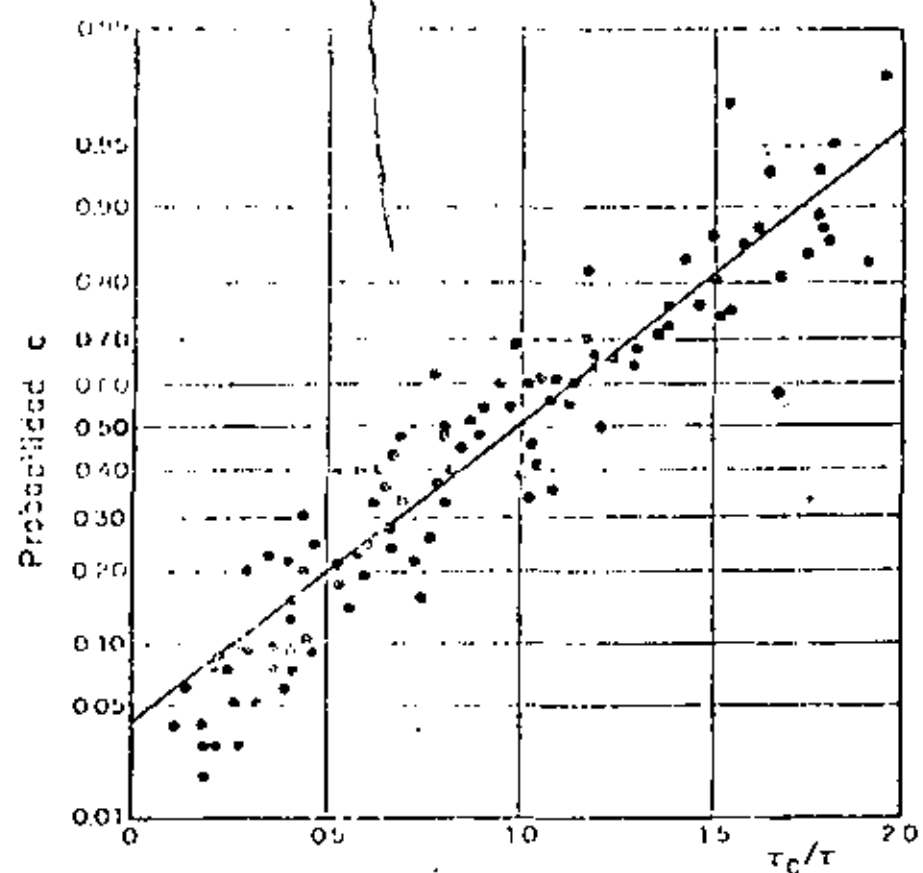


Fig 1. Probabilidad de que un determinado grano no sea arrastrado por el flujo y forme parte de la coraza según Gessler

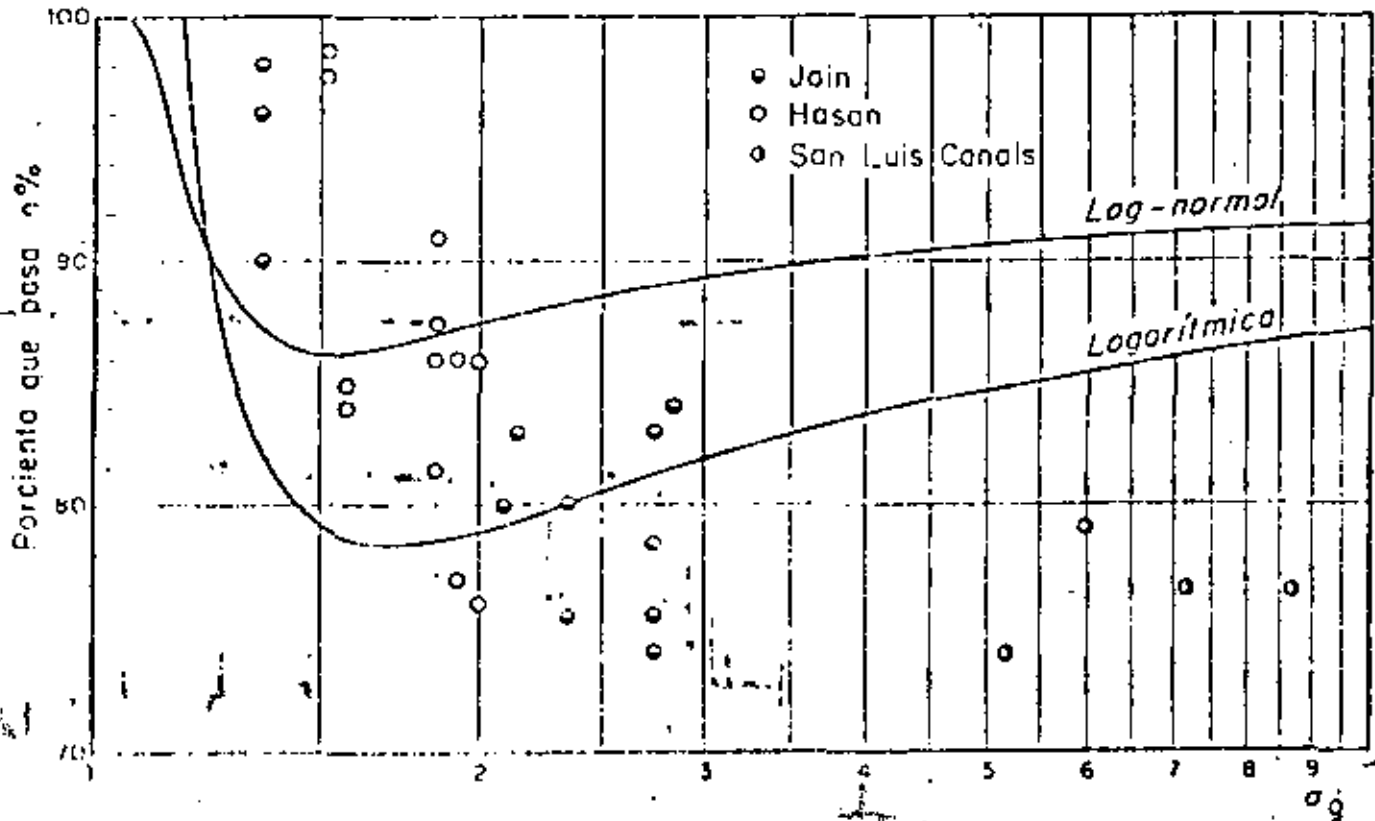


Fig 2. Relación entre $n\%$ y σ_g para determinar el diámetro D_n asociado al esfuerzo cortante crítico

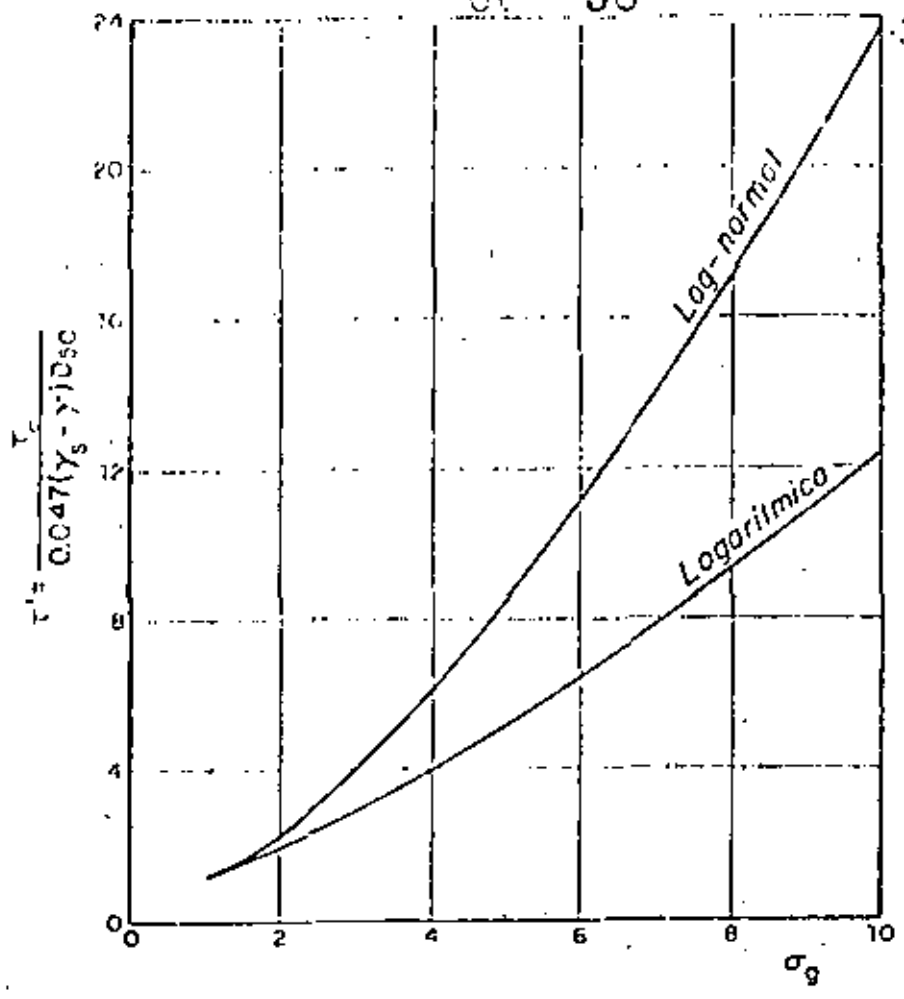


Fig 3. Relación entre τ' y σ_g para la condición crítica

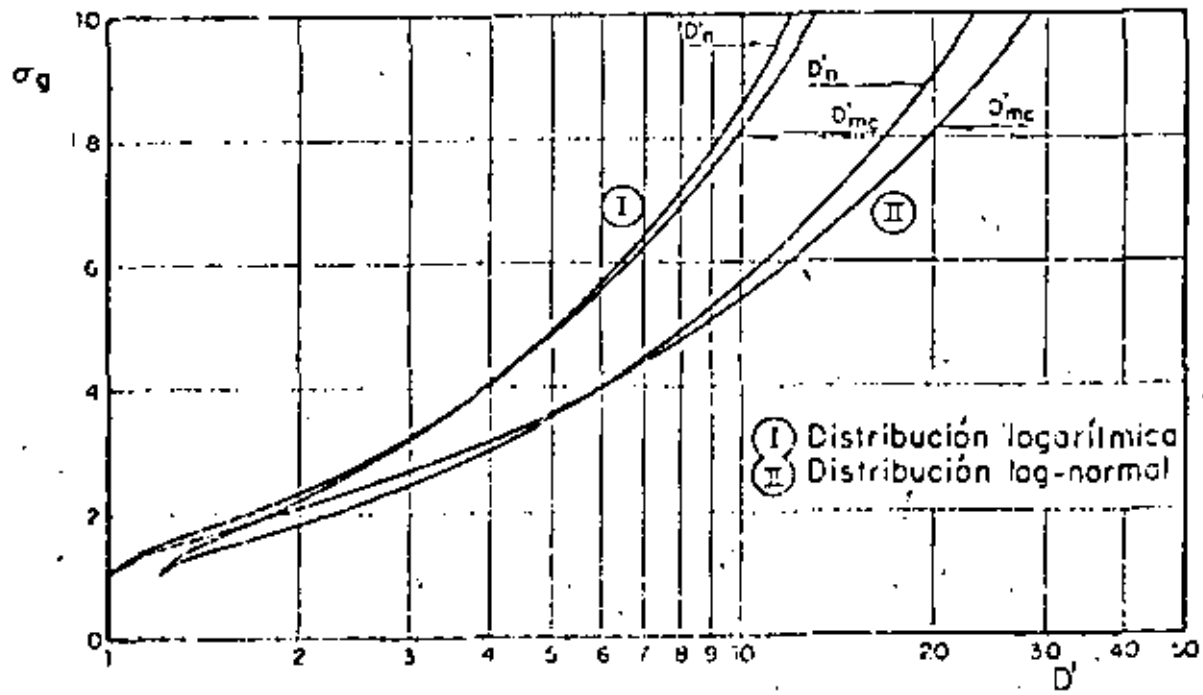


Fig 4. Relación entre σ_g y D' para la condición crítica

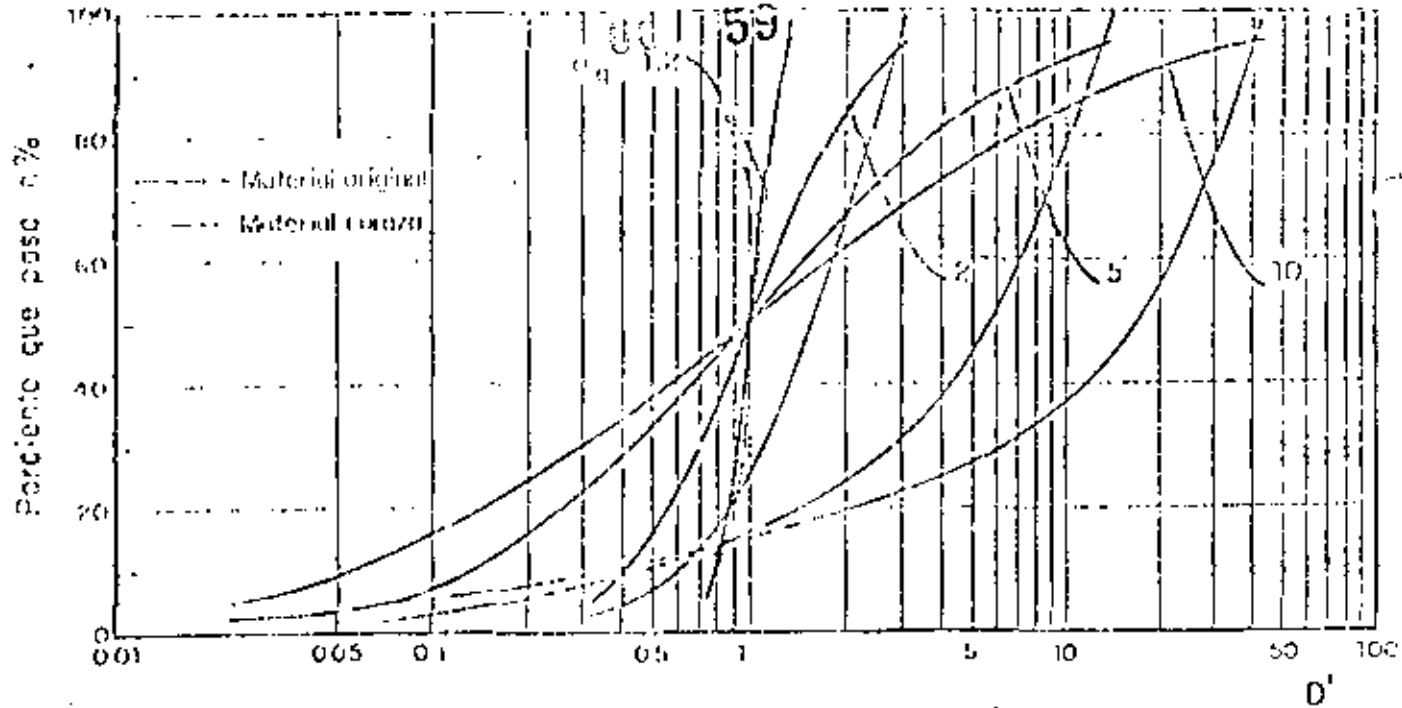


Fig 5. Distribución del material original (log-normal) y de la coraza para la condición crítica

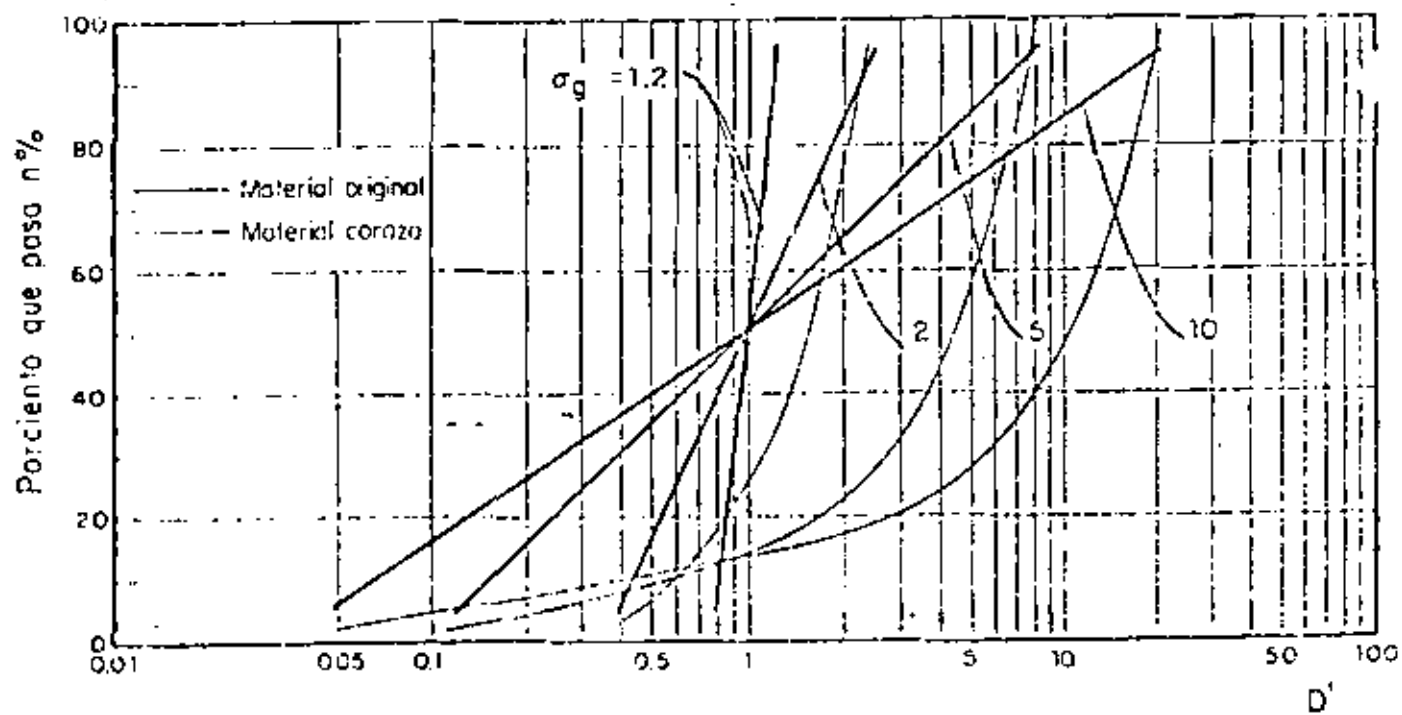
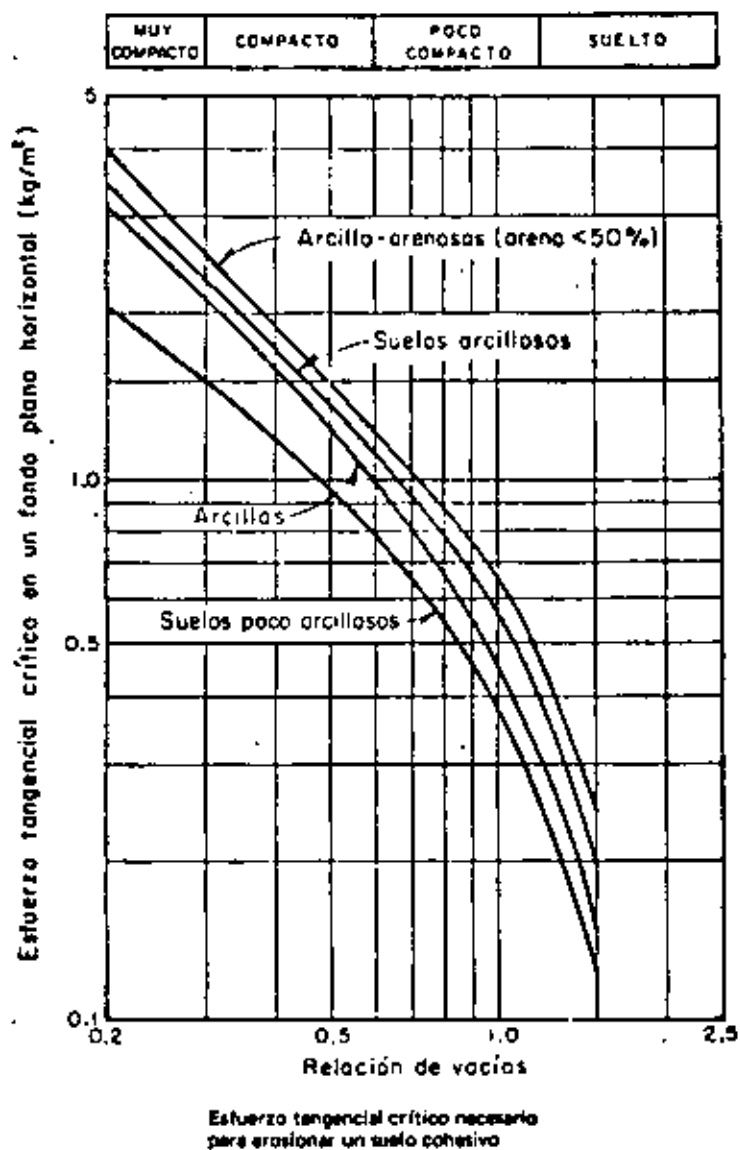


Fig 6. Distribución del material original (logarítmica) y de la coraza para la condición crítica

86. 60



80 61

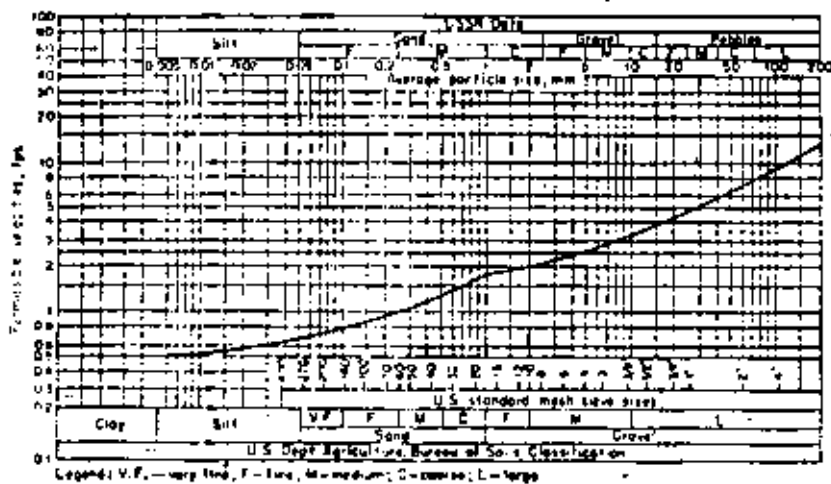


FIG. 7-3. U.S. and U.S.S.R. data on permissible velocities for noncohesive soils.

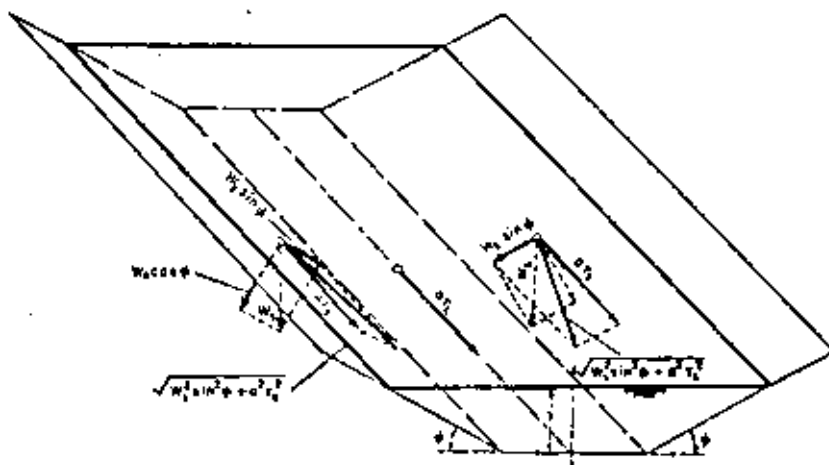
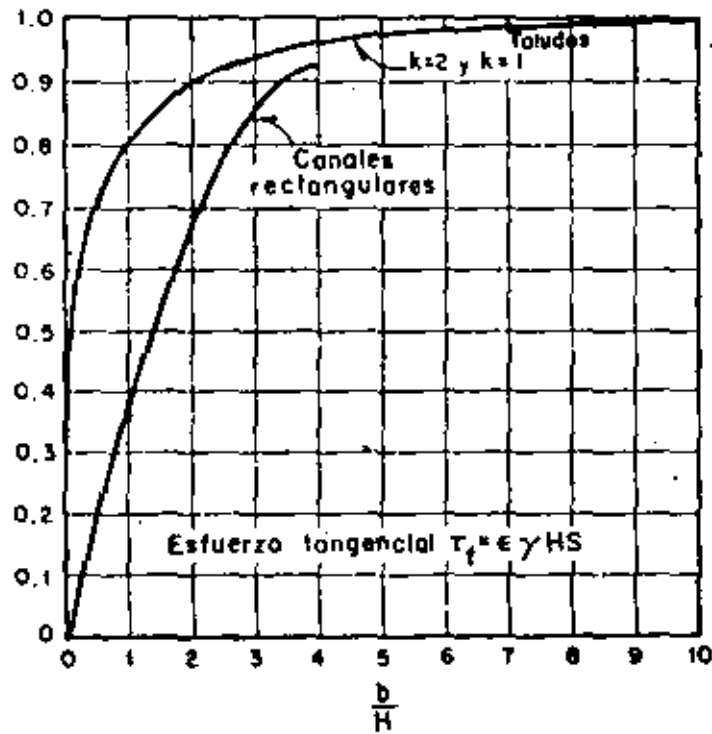
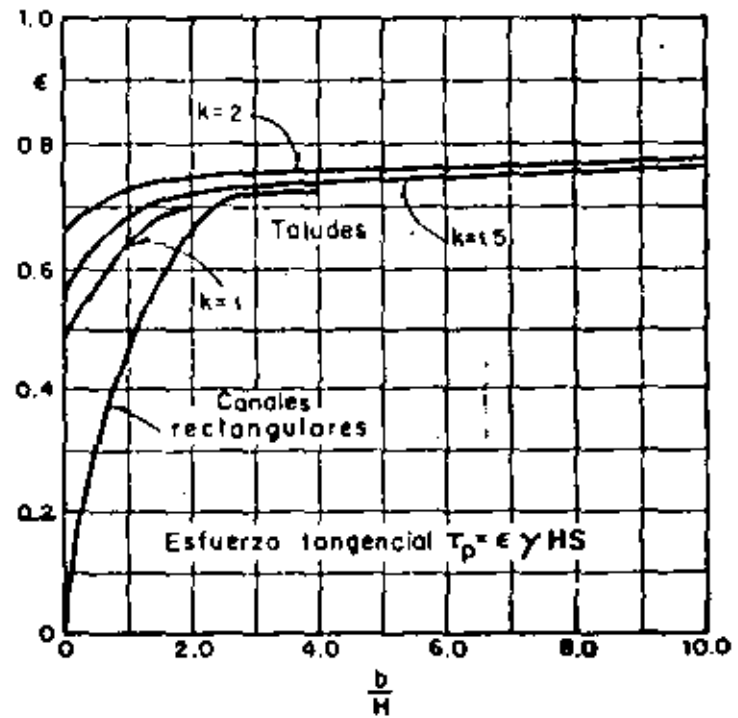


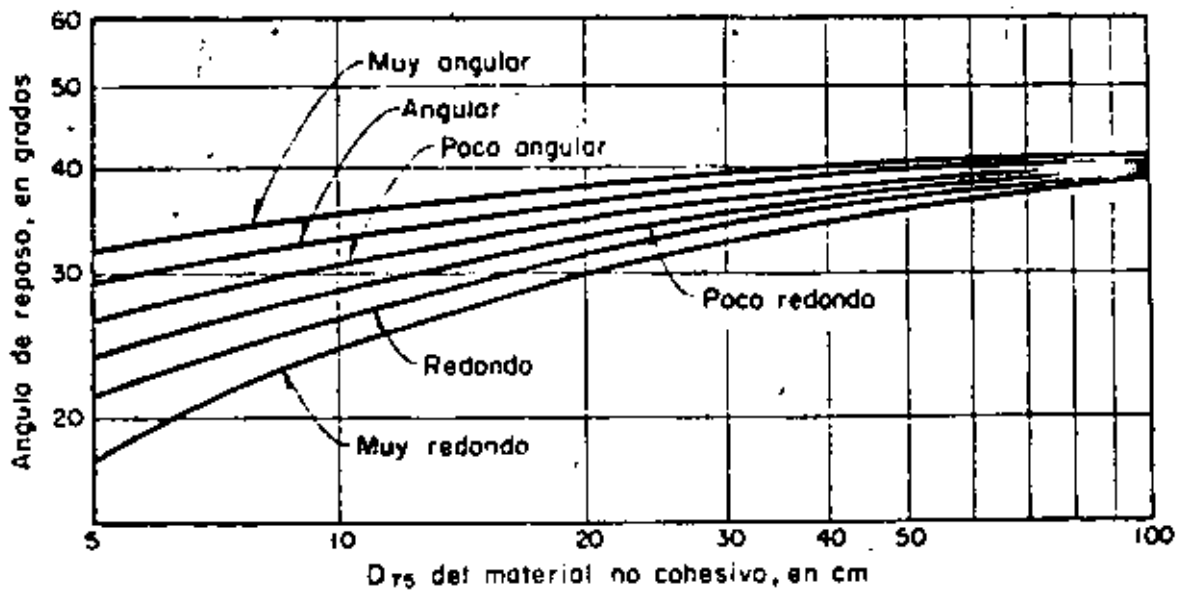
FIG. 7-4. Analysis of forces acting on a particle resting on the surface of a channel bed.



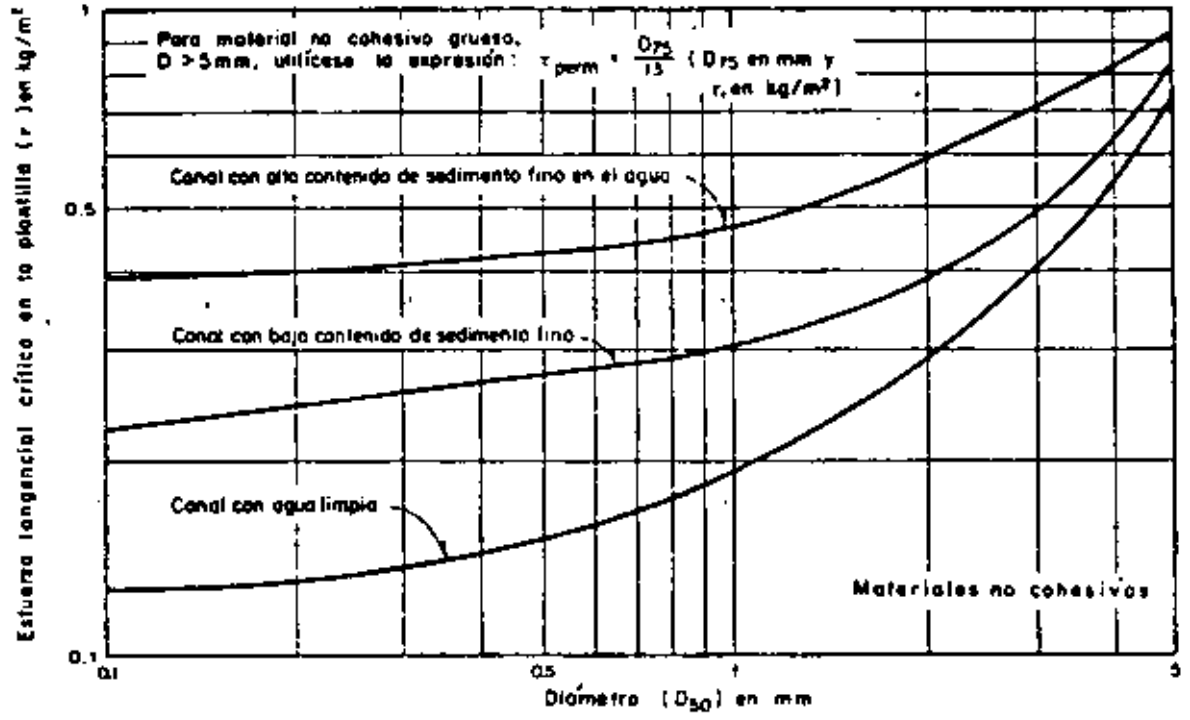
Esfuerzo tangencial que la corriente produce en el fondo



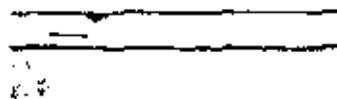
Esfuerzo tangencial que la corriente produce sobre las orillas



Angulo de reposo de un suelo no cohesivo en función del diámetro de sus partículas



Esfuerzo tangencial crítico necesario para mover las partículas de un suelo no cohesivo, que se encuentran en un fondo plano



a) Fondo plano, no hay arrastras, $F_r < 1$



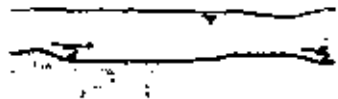
b) Configuración típica con rizos, $F_r < 1$ y $D_m < 0.5 \text{ mm}$



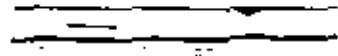
c) Dunas con rizos sobrepuestos, $F_r < 1$ y $D_m < 0.5 \text{ mm}$



d) Dunas, $F_r < 1$



e) Condición de transición, se forman las dunas, $F_r < 1$



f) Fondo plano, $F_r < 1$

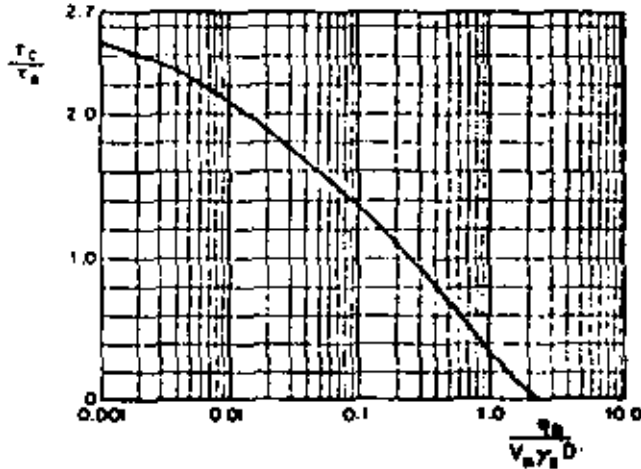


g) Ondas estacionarias, $F_r \geq 1$



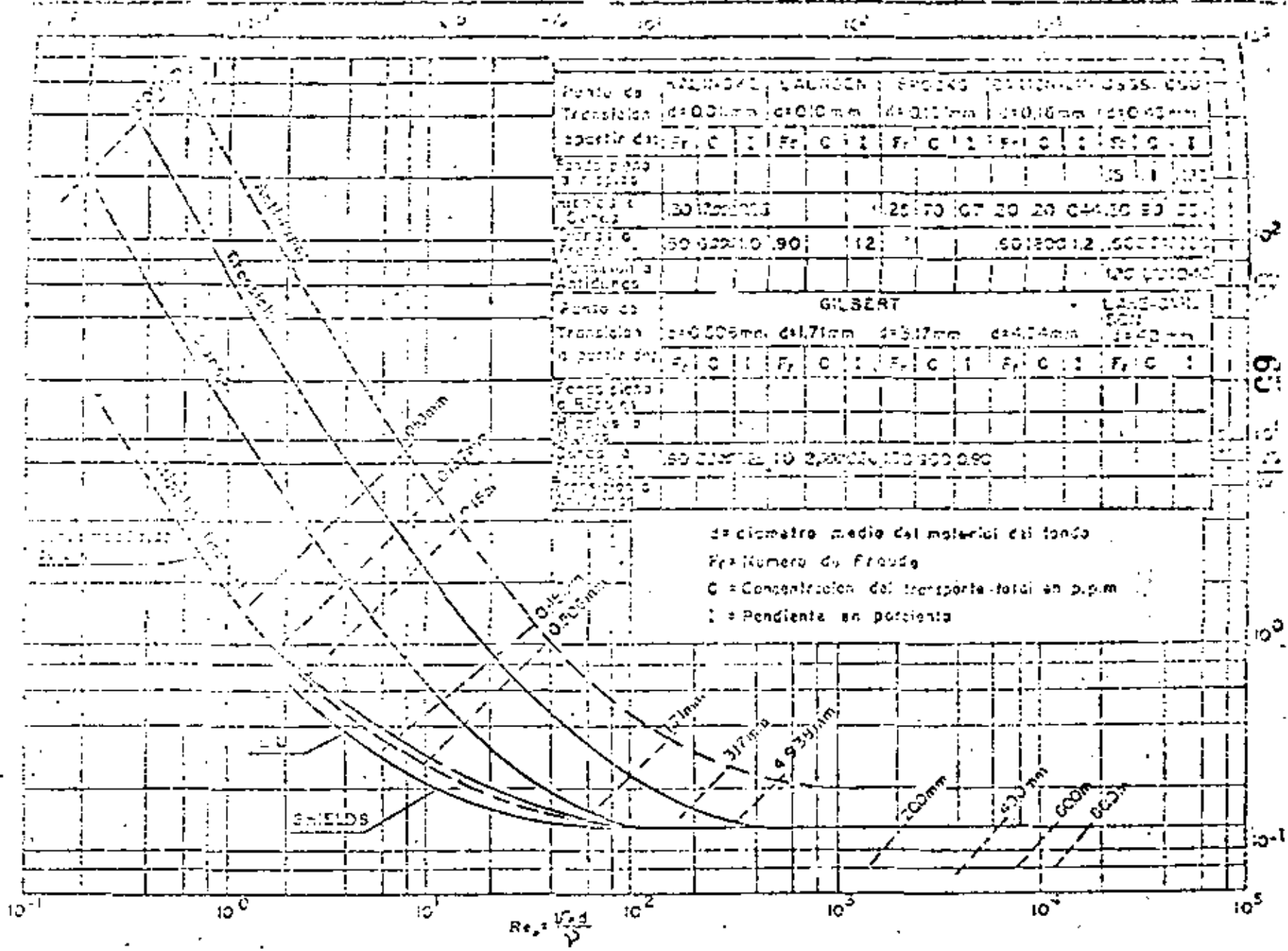
h) Anteddunas, $F_r > 1$

Configuraciones posibles del fondo de los cauces naturales, formados con material granular



Función de transporte de Kalmak

6.6.4



Punto de Transición	0.001mm	0.010mm	0.030mm	0.070mm	0.150mm
Fr	1	1	1	1	1
C					
i					
Fr	12	12	12	12	12
C					
i					

Punto de Transición	0.300mm	0.617mm	0.937mm	0.150mm	0.300mm
Fr	1	1	1	1	1
C					
i					
Fr	12	12	12	12	12
C					
i					

DETERMINACION DE LAS FASES DEL TRANSPORTE

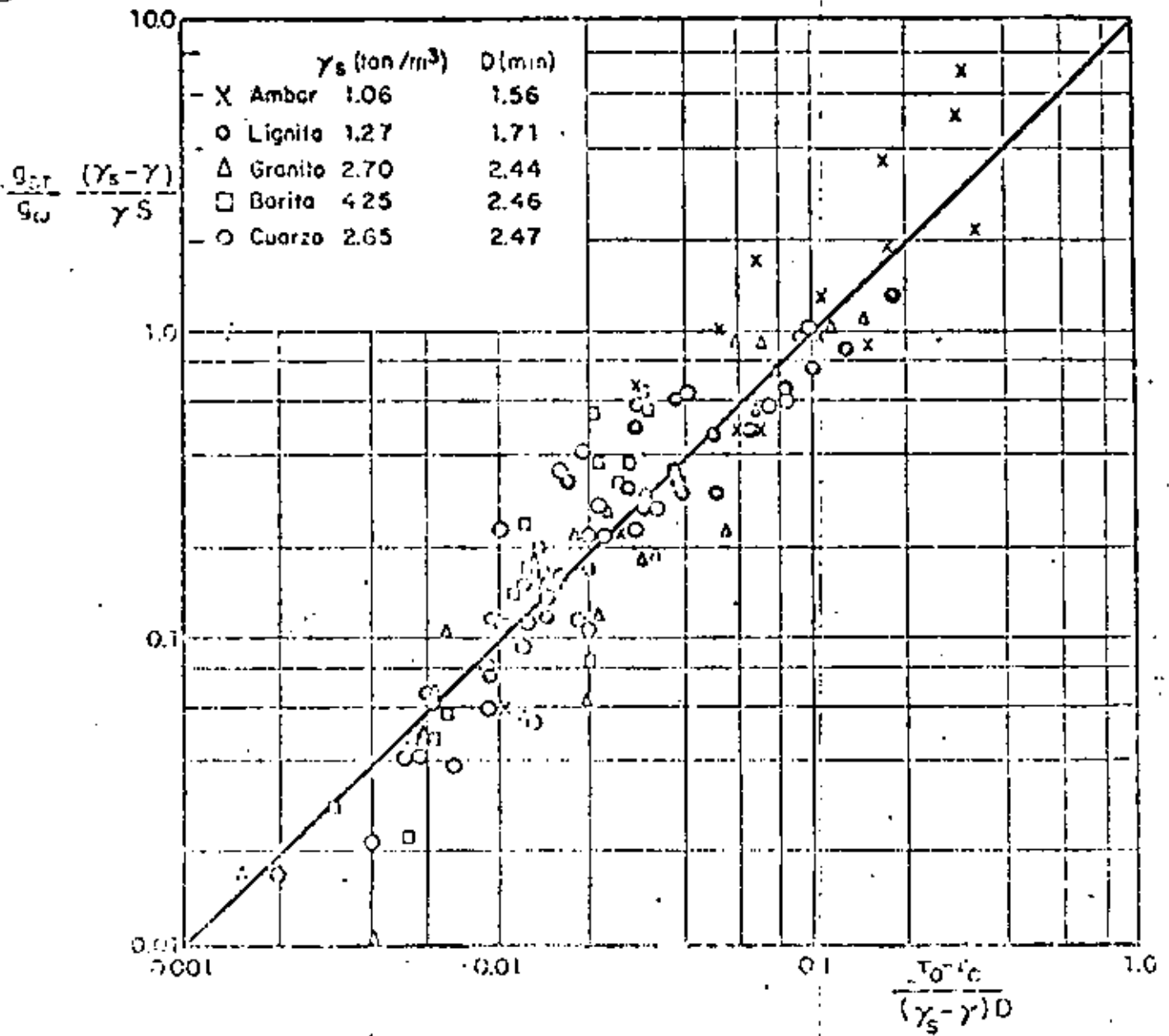


Fig. 212 Relación de arrastre de Shields (1936)

$$\frac{F_{drag}}{W} = \frac{(\gamma_s - \gamma) D^3}{\gamma_s} \approx \frac{10^{-4}c}{(\gamma_s - \gamma) D}$$

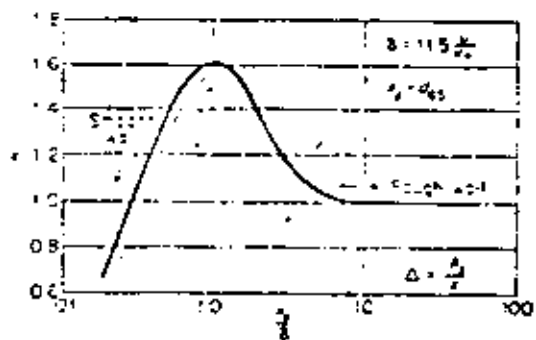


Fig. 7.10 Correction factor in the logarithmic velocity distribution. [After ERNST (1950).]

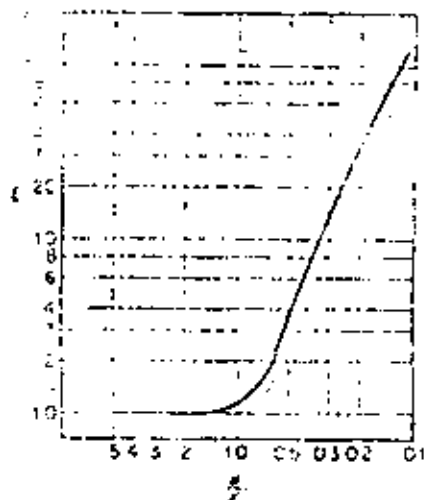


Fig. 7.11 Hiding factor, as used in Eq. (7.65). [After LINSLEY (1959).]

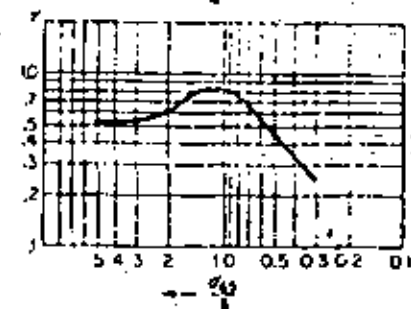


Fig. 7.12 Pressure correction, as used in Eq. (7.65). [After ERNST (1950).]

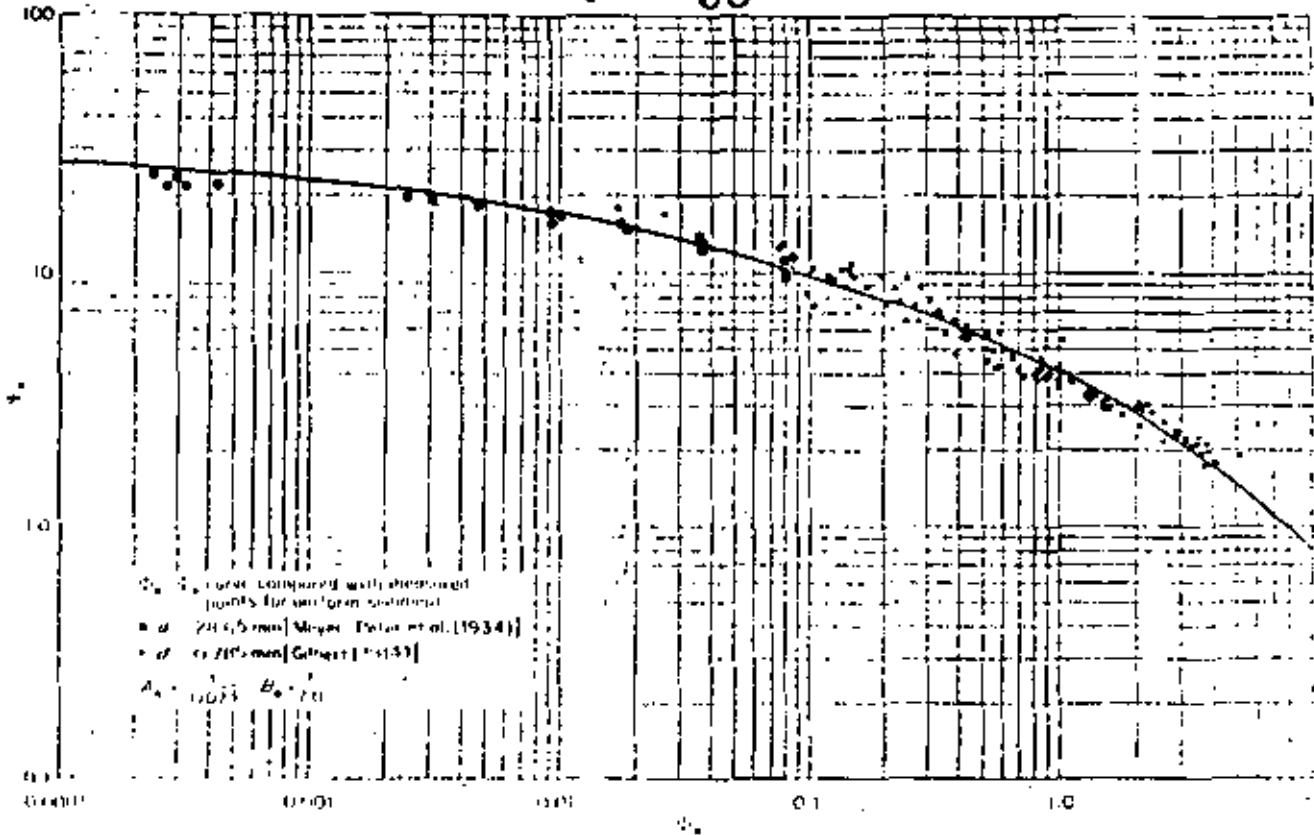


Fig. 7.33 Plot of Einstein's function, q_*^+ vs. U_*^2 . [After Einstein (1950)]

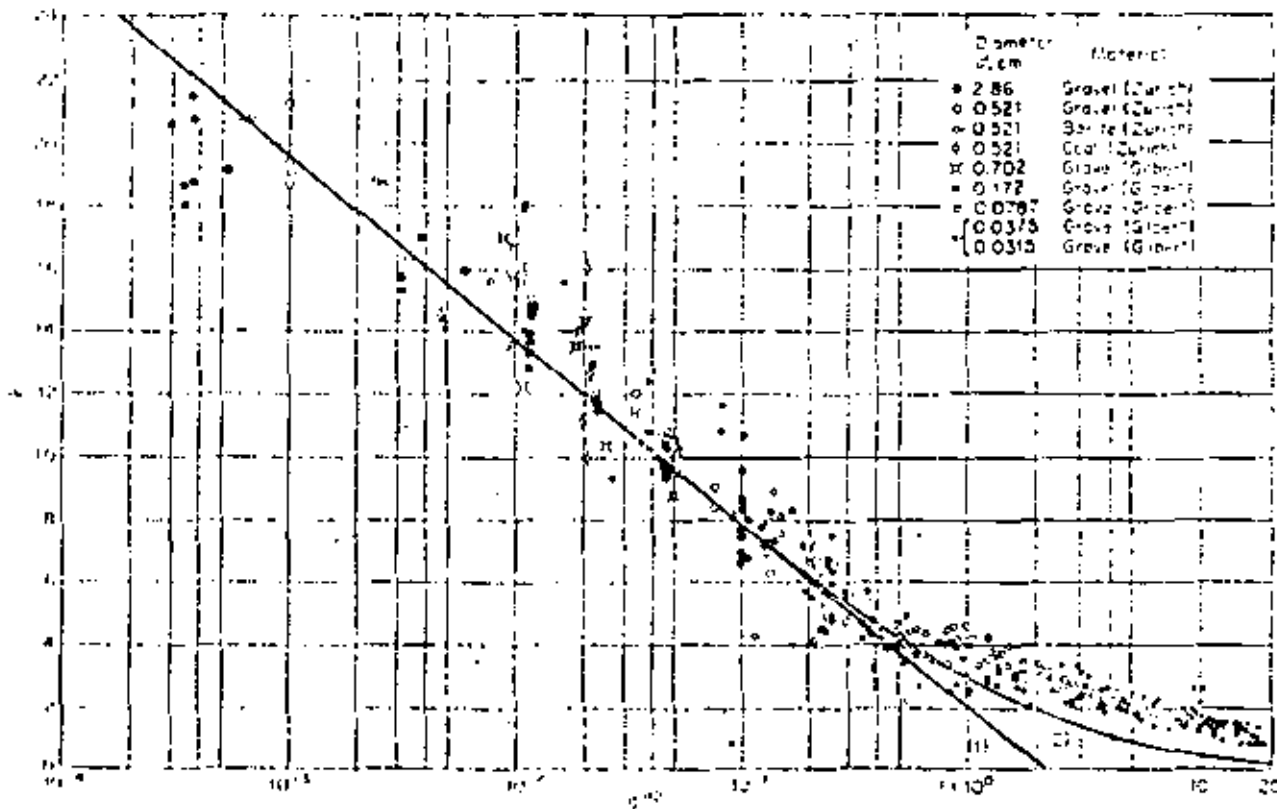


Fig. 7.34 Einstein's bedload equations. [After Einstein (1952)]

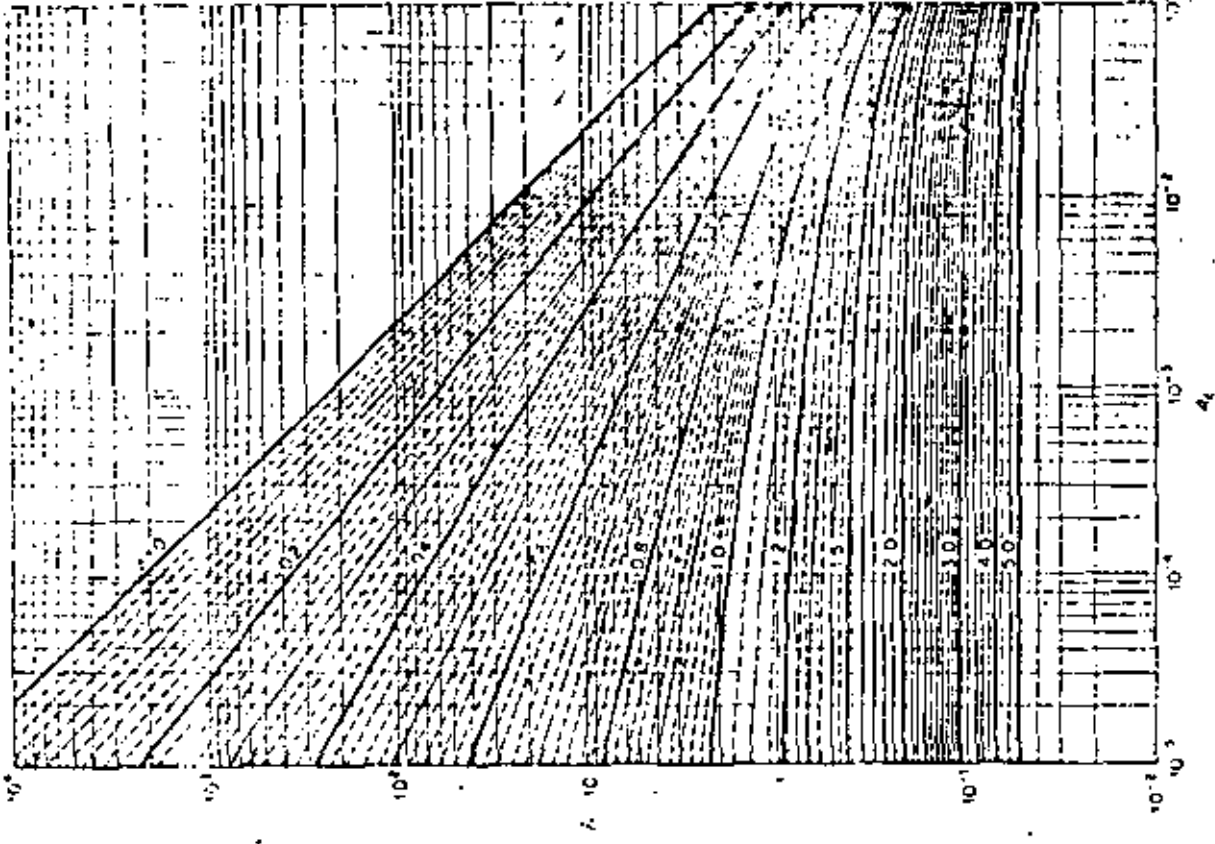


Fig. B.10. Function f_2 in terms of A_1 for values of z . [After EINSTEIN (1936a).]

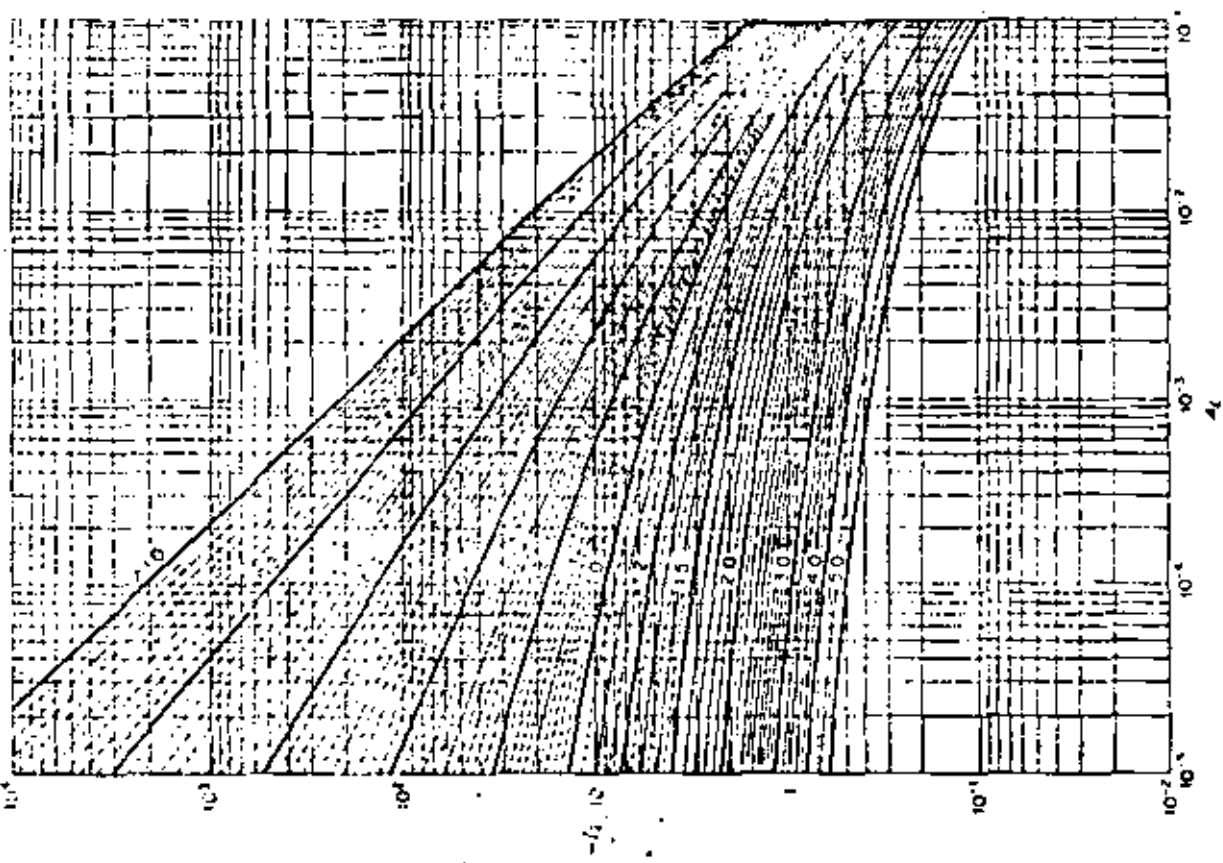


Fig. B.11. Function f_2 in terms of A_1 for values of z . [After EINSTEIN (1936a).]

TABLA 2.3 METODO. DE EINSTEIN

Tabla propuesta para ordenar los cálculos encaminados a conocer el arrastre. La curva granulométrica se ha dividido en una serie de fracciones, en que D_i es el diámetro medio de cada una. En cada renglón se anotará el cálculo para una fracción. Cuando todos se hayan hecho, se podrá conocer con simples sumas el gasto sólido por unidad de ancho y sec en suspensión, en el fondo o total. Hay que hacer lo anterior para cada tirante; es decir, para cada renglón de la tabla 2.2

D	i_b	R'	X/D	ψ	S	ψ_n	ψ_n'	$D^{3/2}$	$\lg \psi$	U	Z	A	I_1	I_2	$\psi_{10} \psi_{20}$	$\psi_{10} \psi_{20}$	$\psi_{10} \psi_{20}$	S_B	S_{10}	S_{20}
Se anotan los diámetros y sus representaciones de la curva granulométrica																				
Se anota el porcentaje en peso de cada fracción, y se divide el peso de la fracción por el peso total de la muestra																				
Se toman de la tabla 2.2																				
Se efectúa el cociente para cada D																				
$\psi = \frac{W_i}{Y} \cdot \frac{2}{K_{10} S}$																				
Se obtiene de la fig. 2.21 en función de D/X																				
$\psi_n = S Y \left(\frac{D_i}{D_{10}} \right)^{2.5} \psi$																				
Se obtiene de la fig. 2.21 en función de ψ_n																				
Se calcula																				
$\lg \psi_B = 4.755 \log D^{3/2} \left(\frac{2.5 Y}{Y} \right)^{1/2} i_b$																				
Se obtiene de la fig. 2.1 en función de D																				
$Z = 2.5 \frac{W}{U \Delta}$																				
$A = \frac{20}{R}$																				
Se obtiene de la fig. 2.13 en función de A y Z .																				
Se obtiene de la fig. 2.19 en función de A y Z																				
Suma de lo indicado																				
$\lg \psi_{10} \psi_{20} = \lg \psi_{10} (\psi_{10} + \psi_{20} + 1)$																				
Arrastre total del fondo $\psi_{10} \psi_{20} = \sum \lg \psi_{10} \psi_{20}$																				
Arrastre en la capa de fondo $\psi_{10} \psi_{20} S_{10}$																				
$\psi_{10} \psi_{20} S_{20}$																				
$\psi_{10} \psi_{20} S_{10} + \psi_{10} \psi_{20} S_{20}$																				

U.C. 70

TABLA 2.2 METODO DE EINSTEIN

Tabla propuesta para ordenar los calculos hidráulicos y conocer las caracteristicas de la corriente antes de iniciar la determinación del arrastre. Los renglones de la tabla corresponden a los tirantes que se desean analizar. Todas las ecuaciones usadas son dimensionalmente correctas por lo que cualquier sistema de unidades puede ser usado. Se deben conocer, la pendiente S, la sección transversal, curvas de Elevaciones - arenas y elevaciones - perimetros mojados; además, la curva granulométrica del material del fondo y de ella el D_{35} , D_{65} y además el D_{medio} de cada fracción en que se haya dividido dicha curva.

R'	U_*'	δ'	$\beta = \frac{D_{65}}{D_{35}}$	x	Δ	U	Y'_{35}	U_*''	R''	R	Elev.	A	P	Q	b/δ	X	Y	β_{35}	β_{65}	β		
Generalmente se arrojan los tirantes de 20 cm. Se arrojan los tirantes de 20 cm. Se arrojan los tirantes de 20 cm.	$U_*' = \sqrt{gR'S}$	$\delta' = 11.6 \frac{R}{U_*'}$	$D_{65} = k$	Se obtiene de la figura 2.20 en función de x .	$\Delta = \frac{U_*' \delta'}{x}$	$U = 5.75 U_*' \log \left(12.27 \frac{R'}{\delta'} \right)$	$Y'_{35} = \frac{20.2}{7} \frac{R'}{U_*'^2 S}$	Se obtiene de la fig. 2.57 en función de Y'_{35}	Se despija del valor anterior.	$R'' = \frac{U_*'^2}{gS}$	Si la sección es en canal, R es igual al tirante. $R = Y'_{35} R''$	En función de R , se lee en el nivel del agua el agua.	Se obtiene de la curva elevación-áreas.	Se obtiene de la curva elevación-P. Medida 110 de la sección.	$Q = U \cdot A$	Se calcula el coeficiente	$X = 0.774 \log \frac{R'}{R''} = 1.8$ $X = 1.503 \log \frac{R'}{R''} = 1.6$	Se obtiene de la fig. 2.22 en función de b/δ	$\beta_{35} = \log \left(10.6 \frac{X}{Y} \right)$	$\left(\frac{\beta}{\beta_{35}} \right)^2 = \left(\frac{10.6 X}{Y} \right)^2$	Se arrojan los tirantes de 20 cm.	β

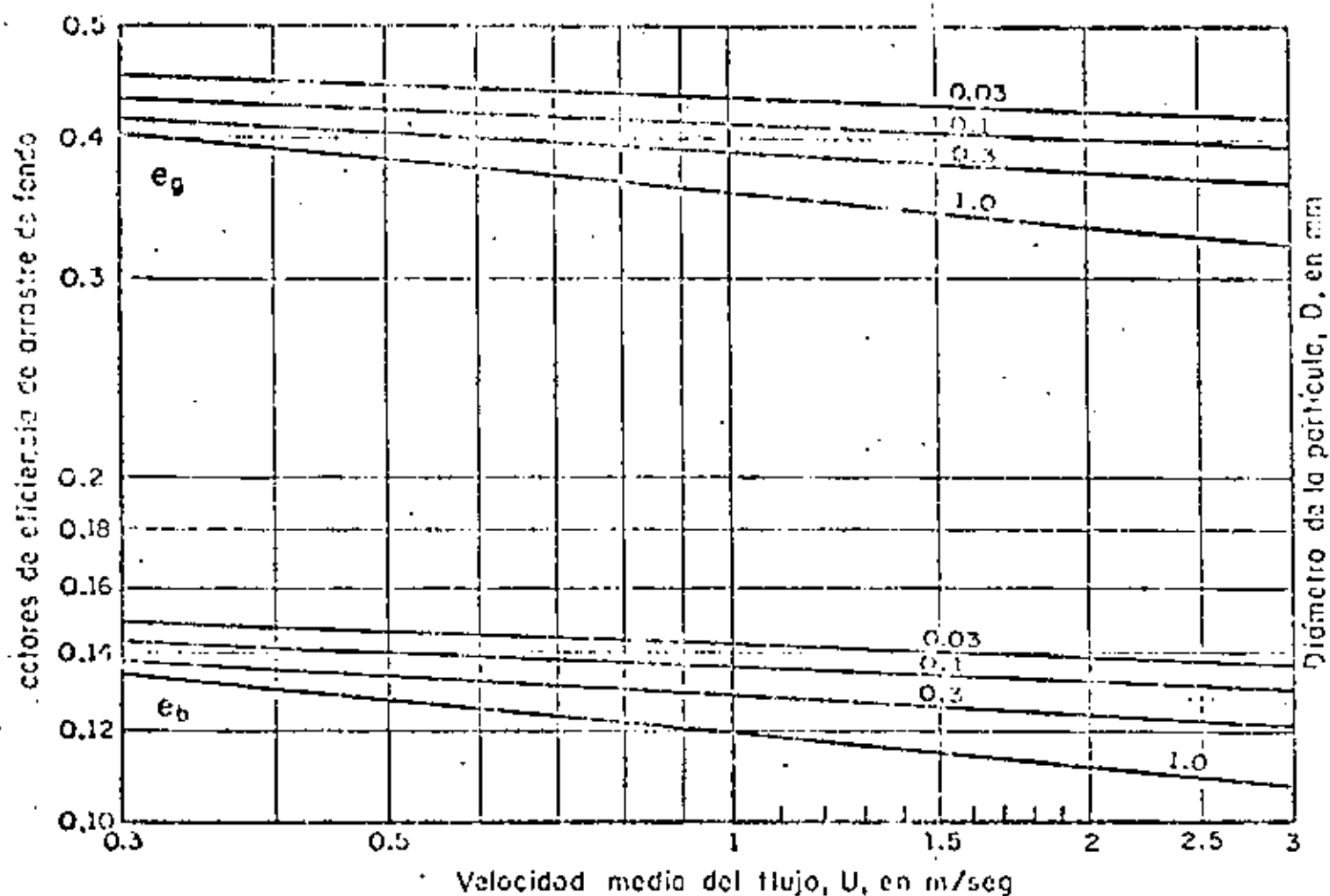


Fig.2.40 Valores teóricos de los factores de eficiencia de arrastre de fondo, en función de la velocidad media del flujo, para distintos tamaños de partículas de cuarzo, según Bagnold (1966)

00 75

Condiciones totalmente viscosas

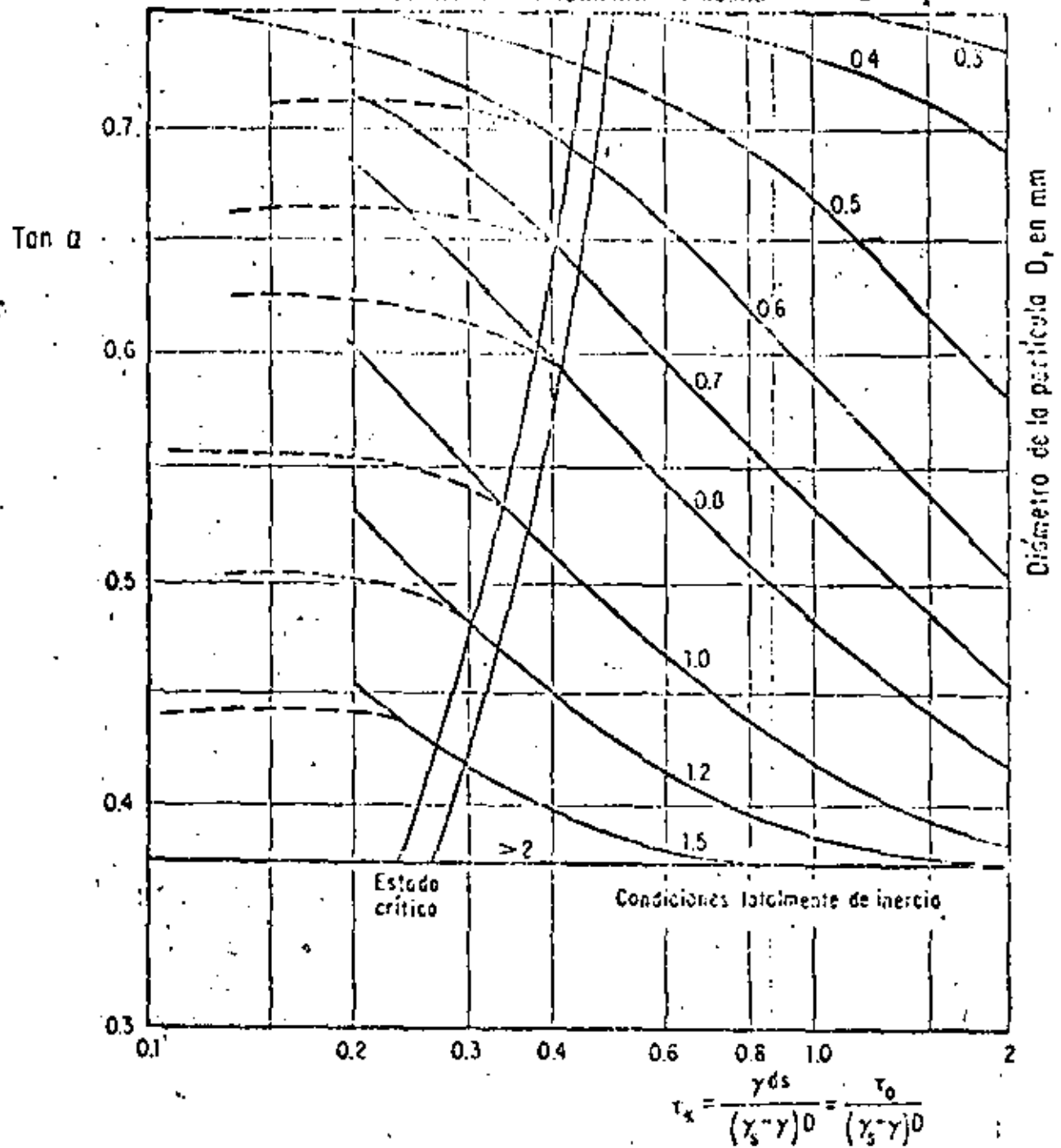


Fig.2.41 Coeficiente de fricción, según Bagnold (1966)

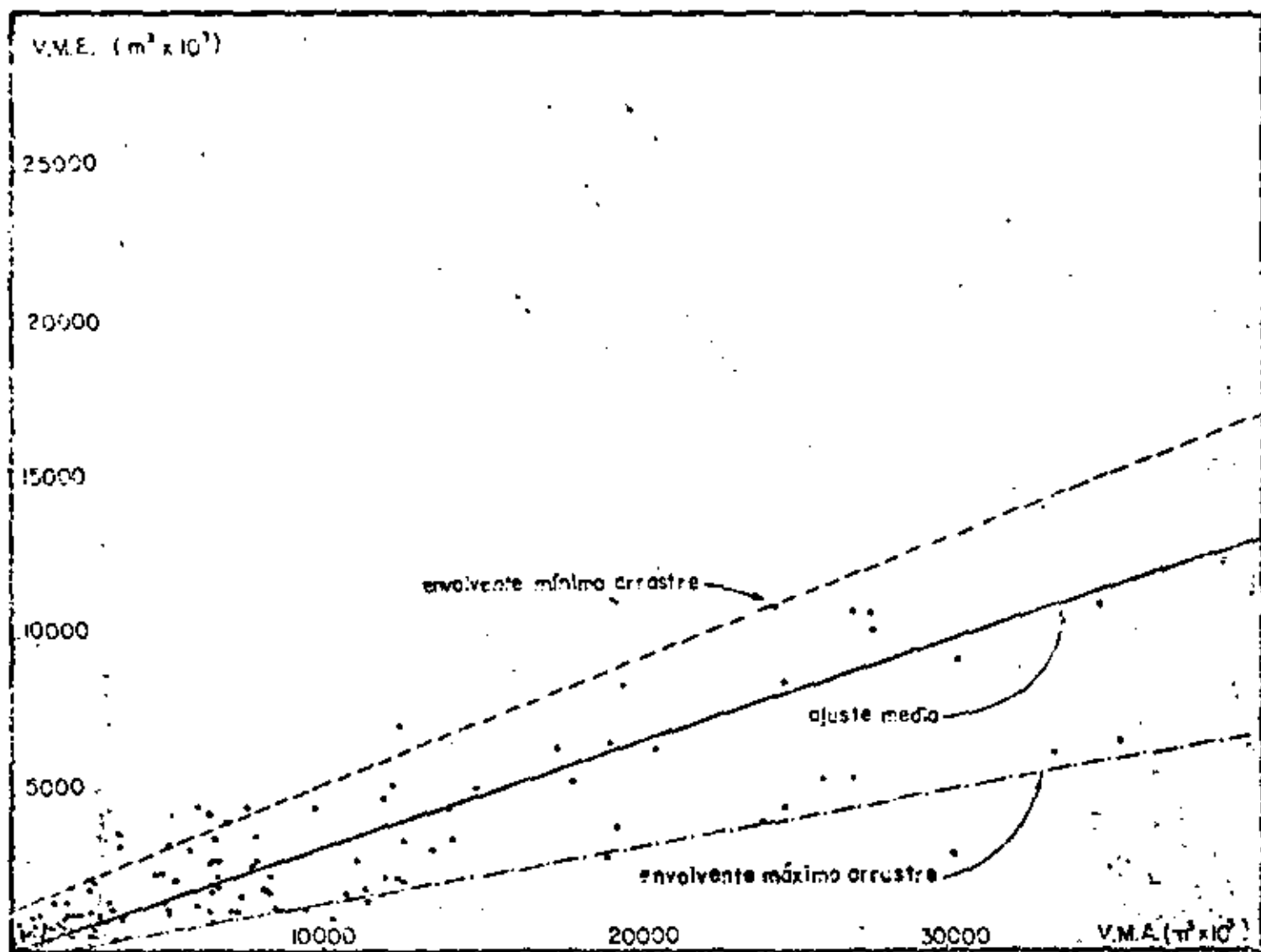


FIG. 1 VOLUMENES MENSUALES ESCURRIDOS - VOLUMENES MENSUALES DE ACARREO DE LA ESTACION TAXHIE, EDO. DE MEXICO

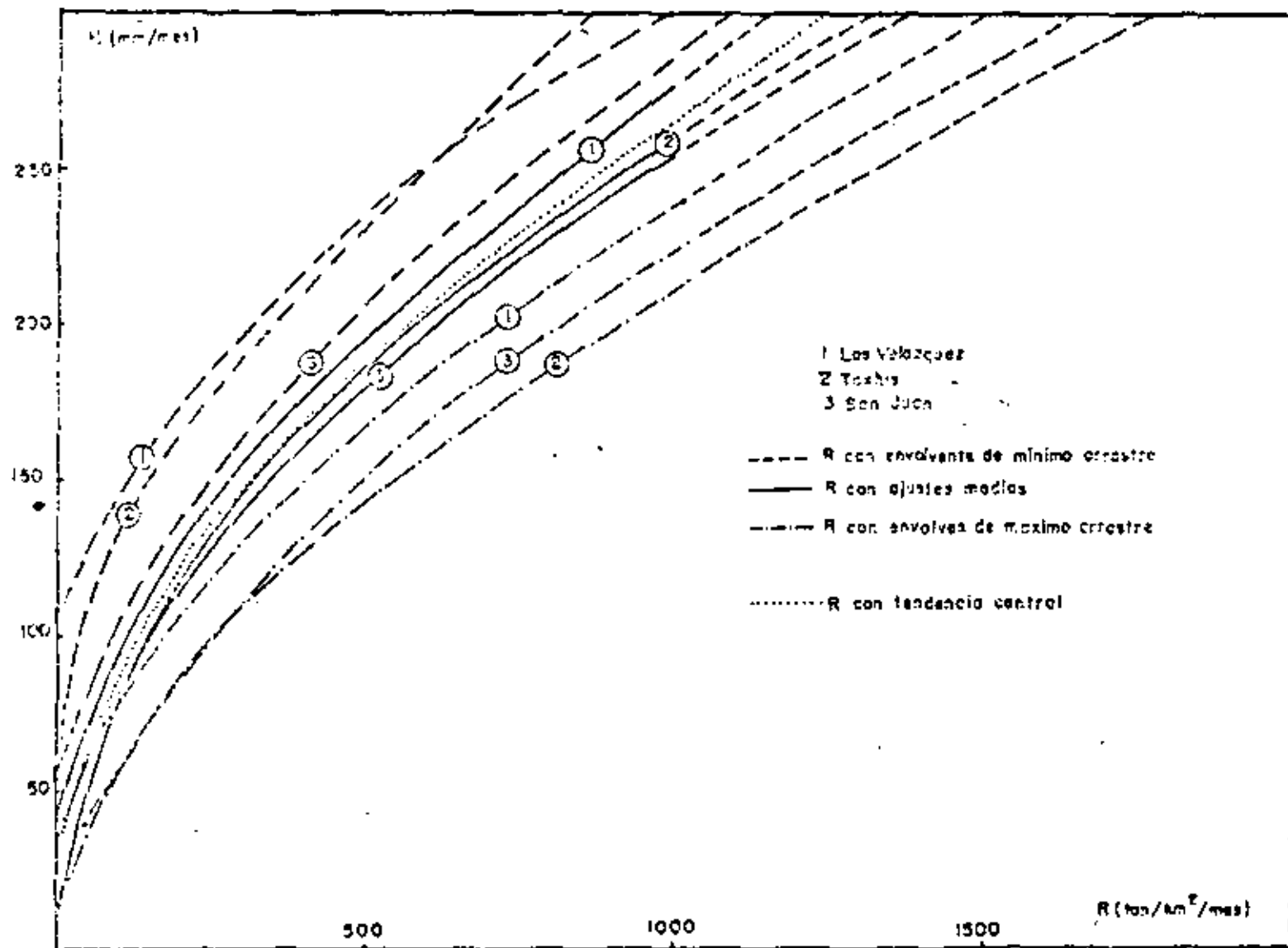


FIG 3 ALTURA DE LLUVIA MENSUAL-FACTOR DE LLUVIA R PARA LAS TRES CUENCAS ESTUDIADAS, MOSTRANDOSE TAMBIEN LAS ENVOLVENTES MAXIMAS Y MINIMAS, ASI COMO TAMBIEN LA TENDENCIA CENTRAL.

02 70

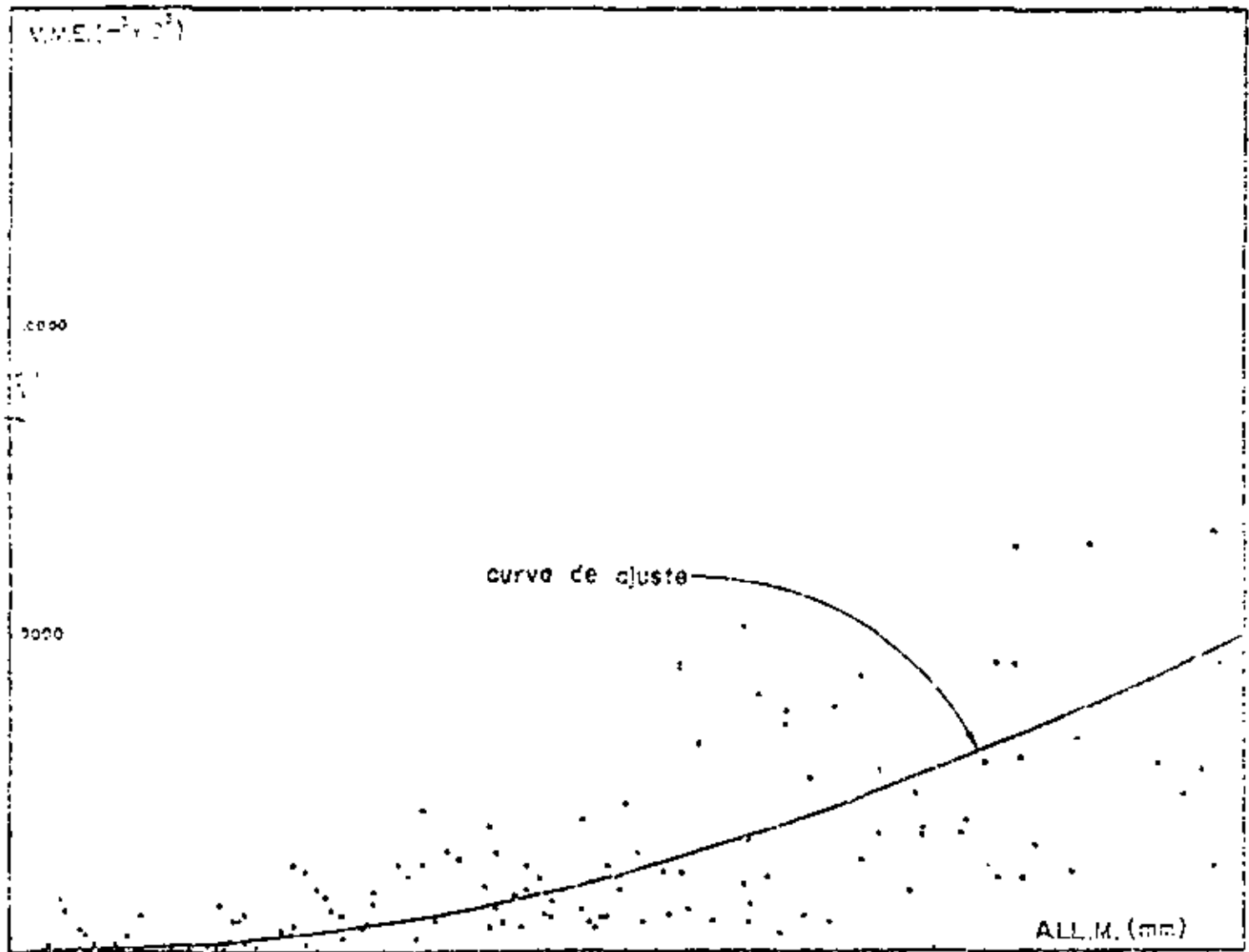
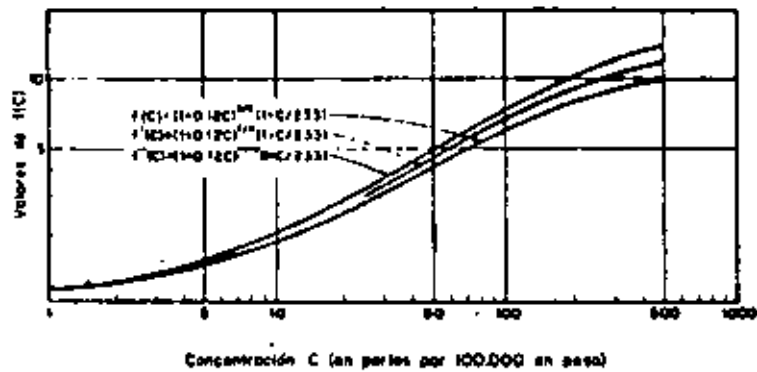


FIG. 2 VOLUMENES MENSUALES OCURRIDOS - ALTURAS DE LLUVIA MENSUALES DE LA ESTACION TAXISCO, EDO. DE MEXICO.



$$1 = \frac{0.26 F_{10}^{0.5} g^{0.5}}{K Q^{0.5}} \quad f(C)$$

$$2 = \frac{0.26 F_{10}^{1.0}}{K Q^{1.0}} \quad f(C)$$

$$3 = \frac{0.26 F_{10}^{1.5}}{K Q^{1.5}} \quad f(C)$$

Valores de f , A y m para cauces estables, en que el gasto formativo es del 3 al 10 por ciento en un año (solo del 3 al 10 por ciento de los gastos anuales son mayores que ese gasto).

Zona del río y condición del cauce.	Número de Froude	Parámetro A Tipo de sección		Exponente m cuando $K = 10$ Tipo de sección		
		a	b	a	b	
Zona de alta montaña. Cauce rocoso o cubierta de pedras.	10	1.0	0.50	0.75	—	1.0
Zona de montaña. Cauce formado con cantos rodados, bollos y guijarros. Rápidos y pendiente cercana a la crítica.	7	1.0 - 0.5	0.75	0.80	1.00	0.80
Zona en las faldas de la montaña. Llegada del río al valle. Cauce formado por guijarros, grava y arena. Corriente tranquila.	6	0.50 - 0.20	0.90	1.0	0.80	0.75
Zona intermedia. Cauce formado por arena gruesa, media y fina. Corriente tranquila.	5	0.20 - 0.04	1.0	1.1	0.75	0.70
Zona de planicie. Cauce formado de arena fina.						
a) Río caudaloso.	2	0.20 - 0.02	1.1	1.3	0.75	0.70
b) Río poco caudaloso.	1	0.30 - 0.20	1.3	1.7	0.60	0.60

Fórmulas para el cálculo de cauces estables formados en terrenos de arena gruesa a guijarros
(Diámetro mayor de 1 mm)

Elemento de cálculo	$n = 1/5$	$n = 1/4$	$n = 1/3$
Profundidad media, H	$\frac{0.732 V_0^{10/7}}{(1000 S)^{10/7}}$	$\frac{0.685 V_0^4}{(1000 S)^{4/3}}$	$\frac{0.565 V_0^4}{(1000 S)^2}$
Velocidad media, v	$\frac{0.839 V_0^{5/3}}{(1000 S)^{2/7}}$	$\frac{0.809 V_0^2}{(1000 S)^{1/3}}$	$\frac{0.835 V_0^3}{(1000 S)^{2/9}}$
Gasto unitario, q	$\frac{0.686 V_0^5}{(1000 S)^{4/3}}$	$\frac{0.625 V_0^4}{(1000 S)^{5/3}}$	$\frac{0.471 V_0^3}{(1000 S)^{5/3}}$
Gasto de agua en un brazo estable, Q _y	$\frac{7.46 A^2 V_0^{10}}{(1000 S)^{10/7}}$	$\frac{8.20 A^2 V_0^{13}}{(1000 S)^{13/3}}$	$\frac{3.50 A V_0^{18}}{(1000 S)^{18/3}}$
Pendiente del curso estable, S = S _y	$\frac{0.00192 A^{0.613} V_0^{3.76}}{Q^{0.326}}$	$\frac{0.00163 A^{0.343} V_0^{3.21}}{Q^{0.346}}$	$\frac{0.00123 A^{0.311} V_0^{3.15}}{Q^{0.314}}$
Velocidad de formación	$\frac{8.85 Q^{0.19} S^{0.307}}{A^{0.2}}$	$\frac{7.40 Q^{0.083} S^{0.312}}{A^{0.173}}$	$\frac{6.45 Q^{0.049} S^{0.317}}{A^{0.18}}$

Valores de la velocidad V_p de formación del cauce en función del diámetro de las partículas en movimiento, cuando el tirante es de 1 m

Diámetro, en mm	V_p en m/seg	Diámetro, en mm	V_p en m/seg
		46	1.44
		48	1.47
		50	1.50
1.0	0.60	52	1.54
2.5	0.75	54	1.58
5.0	0.80	56	1.59
10	0.83	58	1.62
15	0.86	60	1.65
20	0.90	65	1.69
25	0.98	70	1.73
30	1.04	75	1.78
32	1.11	80	1.80
34	1.17	85	1.84
36	1.24	90	1.88
38	1.29	95	1.91
40	1.35	100	1.96
42	1.38	150	2.40
44	1.41	200	2.60

FORMULAS PARA EL CALCULO DE CAUCES ESTABLES FORMADOS SOBRE TERRENOS QUE VARIAN DE ARENA GRUESA A GULJARROS (diámetro mayor de 1 mm)

Variable por calcular	$n = \frac{1}{5}$	$n = \frac{1}{4}$	$n = \frac{1}{3}$
	primer problema	Se conocen S, V_p, A	
H	$\frac{0.732 V_p^{1.97}}{(1000 S)^{1.97}}$	$\frac{0.885 V_p^{1.97}}{(1000 S)^{1.97}}$	$\frac{0.595 V_p^{1.97}}{(1000 S)^{1.97}}$
V	$V_p H^{1.97}$	$V_p H^{1.97}$	$V_p H^{1.97}$
e	HV	HV	HV
B	$\frac{A^{1.97}}{S^{1.97}}$	$\frac{A^{1.97}}{S^{1.97}}$	$\frac{A^{1.97}}{S^{1.97}}$
Q	QB	QB	QB
	segundo problema	Se conocen Q, V_p, A	
e	$\frac{0.00182 A^{0.453} V_p^{1.21}}{Q^{0.331}}$	$\frac{0.00143 A^{0.442} V_p^{1.21}}{Q^{0.331}}$	$\frac{0.00123 A^{0.421} V_p^{1.21}}{Q^{0.331}}$
B	$\frac{AQ^{0.5}}{S^{0.3}}$	$\frac{AQ^{0.5}}{S^{0.3}}$	$\frac{AQ^{0.5}}{S^{0.3}}$
e	$\frac{Q}{S}$	$\frac{Q}{S}$	$\frac{Q}{S}$
H	$\left(\frac{Q}{V_p}\right)^{\frac{1}{1.97}}$	$\left(\frac{Q}{V_p}\right)^{\frac{1}{1.97}}$	$\left(\frac{Q}{V_p}\right)^{\frac{1}{1.97}}$
V	$\frac{Q}{H}$	$\frac{Q}{H}$	$\frac{Q}{H}$
	tercer problema	Se conocen Q, S, A	
e	$\frac{0.817 Q^{0.52} (1000 S)^{0.207}}{A^{0.178}}$	$\frac{0.888 Q^{0.503} (1000 S)^{0.212}}{A^{0.178}}$	$\frac{0.843 Q^{0.488} (1000 S)^{0.217}}{A^{0.178}}$
B	$\frac{AQ^{0.5}}{S^{0.3}}$	$\frac{AQ^{0.5}}{S^{0.3}}$	$\frac{AQ^{0.5}}{S^{0.3}}$
e	$\frac{Q}{S}$	$\frac{Q}{S}$	$\frac{Q}{S}$
H	$\left(\frac{Q}{V_p}\right)^{\frac{1}{1.97}}$	$\left(\frac{Q}{V_p}\right)^{\frac{1}{1.97}}$	$\left(\frac{Q}{V_p}\right)^{\frac{1}{1.97}}$
V	$\frac{Q}{H}$	$\frac{Q}{H}$	$\frac{Q}{H}$

Valores de x y $1/(1+x)$, para suelos cohesivos y no cohesivos

SUELOS COHESIVOS			SUELOS NO COHESIVOS			SUELOS NO COHESIVOS			SUELOS NO COHESIVOS		
γ_s	x	$\frac{1}{1+x}$	γ_s	x	$\frac{1}{1+x}$	D_m (mm)	x	$\frac{1}{1+x}$	D_m (mm)	x	$\frac{1}{1+x}$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.71
0.83	0.51	0.66	1.24	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	50.00	0.29	0.76
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.88	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000.00	0.18	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

* γ_s , peso volumétrico

Valores de los coeficientes ϵ , en función de B/r

B/r	0	0.16	0.20	0.25	0.33	0.50	0.70	1.00
ϵ	1.27	1.48	1.84	2.20	2.57	3.00	—	—

Porcentaje de probabilidad de que se presente el gasto de diseño	Coefficiente β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.00
0.2	1.06
0.1	1.07

Coefficiente de contracción μ

Velocidad media en la sección, en m/sq	Longitud libre entre dos pilas (plant) en metros												
	10	13	16	18	21	25	30	42	63	83	105	174	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.98	0.97	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
1.50	0.94	0.94	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93
2.00	0.91	0.94	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93
2.50	0.90	0.93	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94
3.60	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94
4.00 ó mayor	0.86	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94

U. S. S. U.

81

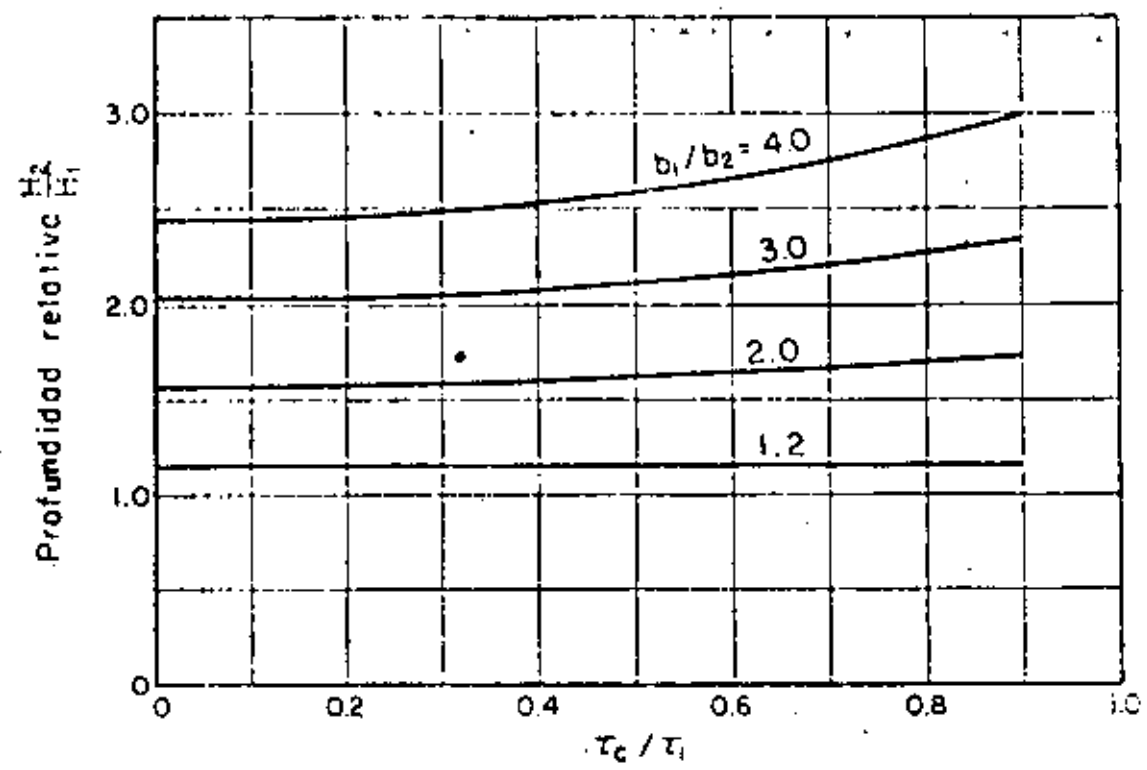


Fig. 11 Profundidades relativas contra τ_c / τ_1

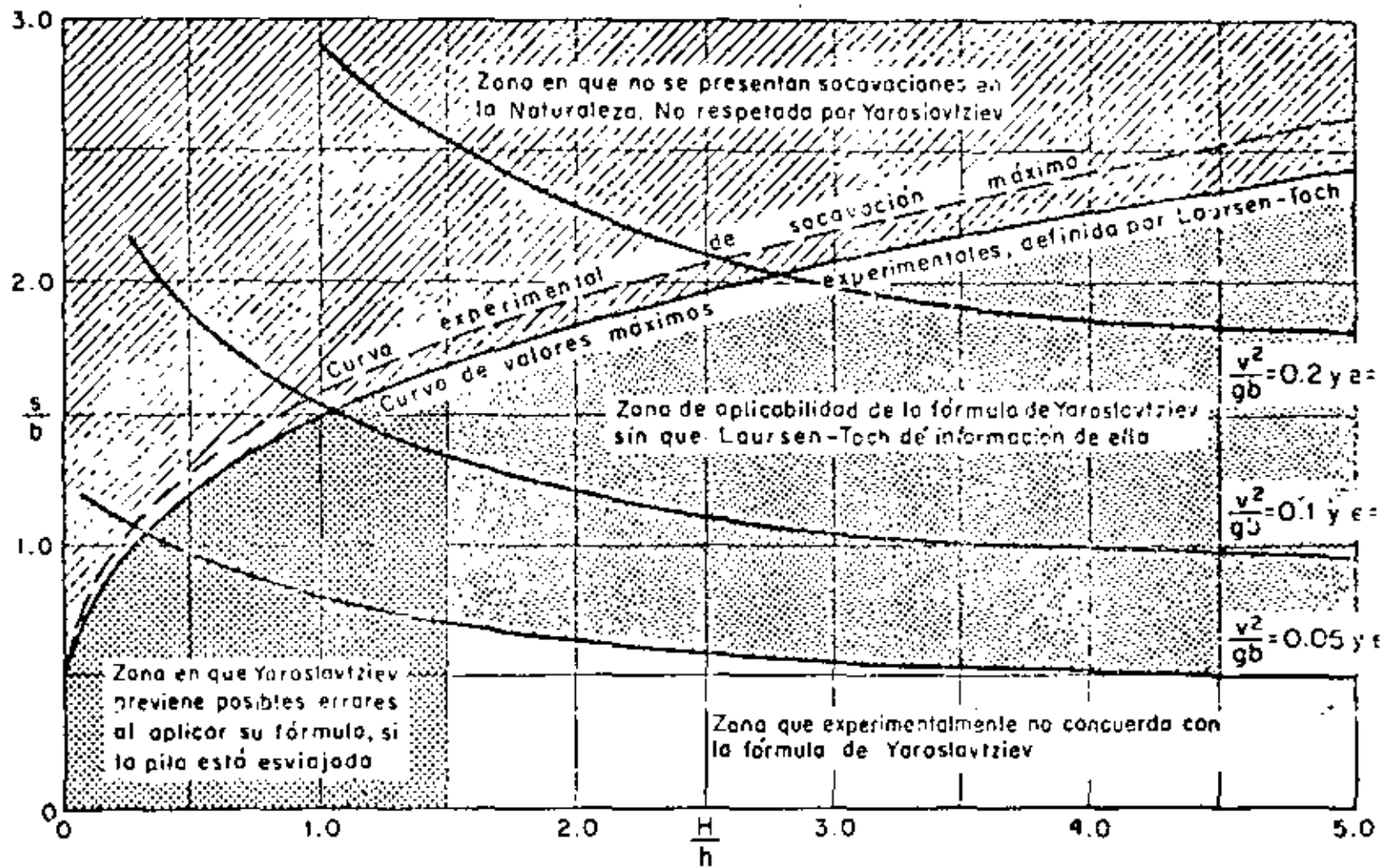
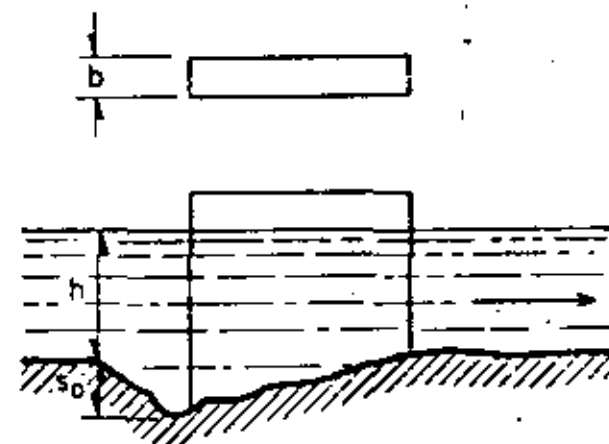
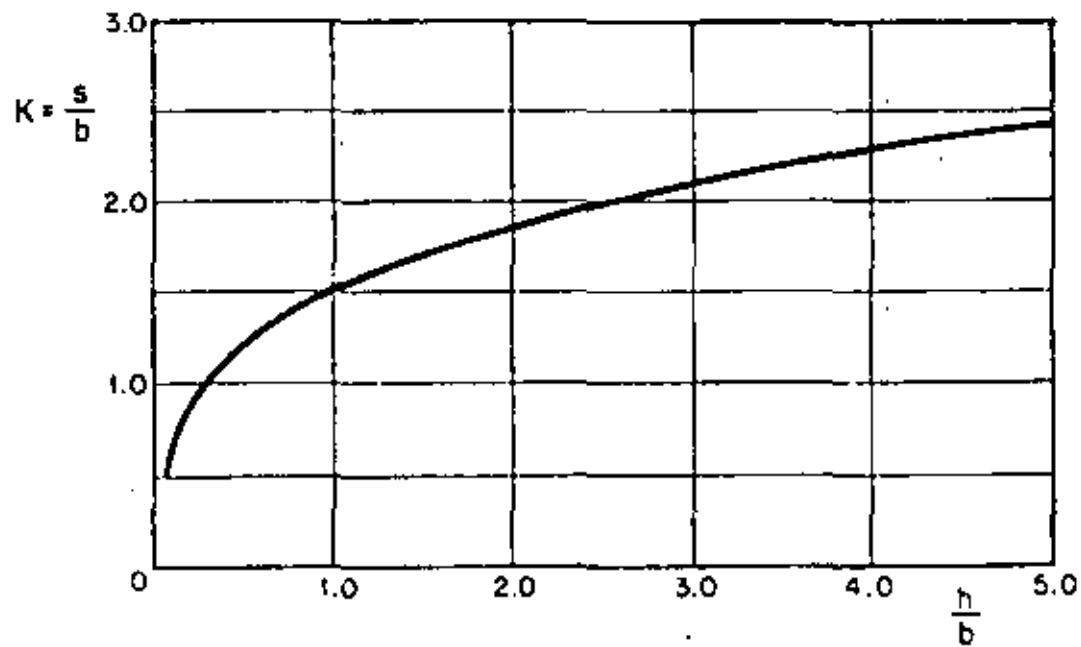


Fig. 20 Gráfica que muestra las zonas de aplicabilidad de los métodos de Laursen-Toch y Yaroslavtziev
 Primer ciclo de experiencias (Según Maza y Sánchez)


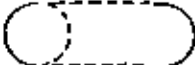
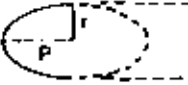
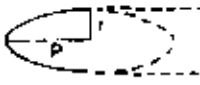


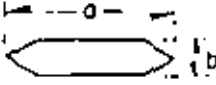
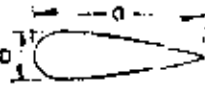
h = tirante de la corriente
 b = ancho de la pila
 s_0 = profundidad de la erosión

Método de Laursen - Toch

Fig. 21 Relación entre la erosión relativa y la profundidad relativa

00 84
TABLA XII

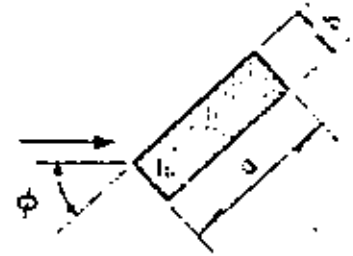
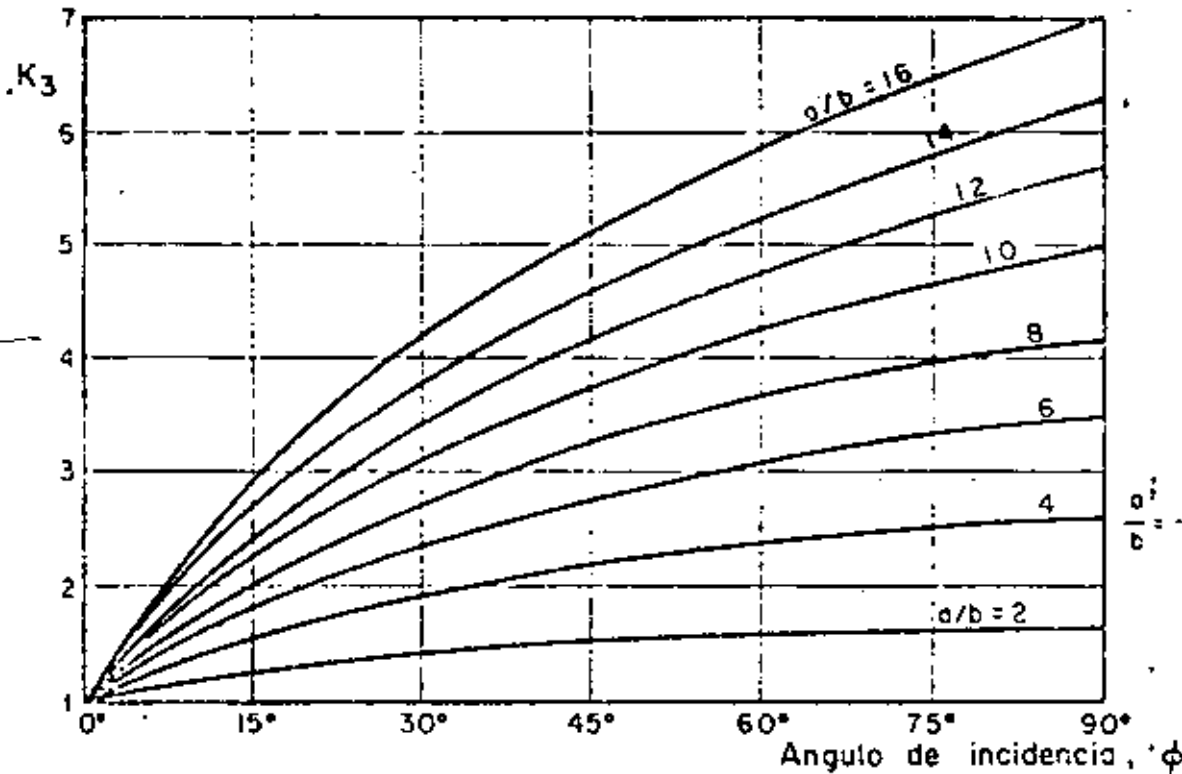
FORMA DE LA NARIZ		COEFICIENTE K_2 DE SCHNEIBLE
RECTANGULAR $a/b = 4$		1.00
SEMICIRCULAR		0.90
ELIPTICA.	$\frac{P}{r} = \frac{2}{1}$ 	0.81
	$\frac{P}{r} = \frac{3}{1}$	0.75
LENTICULAR	$\frac{P}{r} = \frac{2}{1}$ 	0.81
	$\frac{P}{r} = \frac{3}{1}$	0.69

FORMA DE LA NARIZ		SEGUN TISON
BISELADA $a/b = 4$		0.78
PERFIL HIDRODINAMICO $a/b = 4$		0.75

Método de Laursen - Toch

Coeficiente de corrección que depende de la forma de la pila. Es solo aplicable a pilas orientadas según la corriente

K_3 . factor correctivo



a : Largo de la sección de la pila
 b : Ancho de la pila

Método de Laursen - Toch

Fig. 22 Coeficiente de corrección cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente

06. 83

METODO DE YAROSLAVTZIEV

EXPRESION GENERAL $S_o = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30 d_{85}$

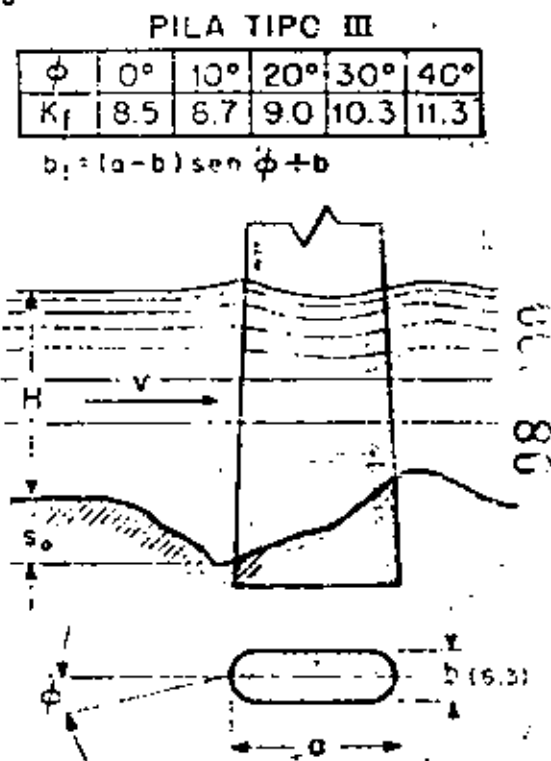
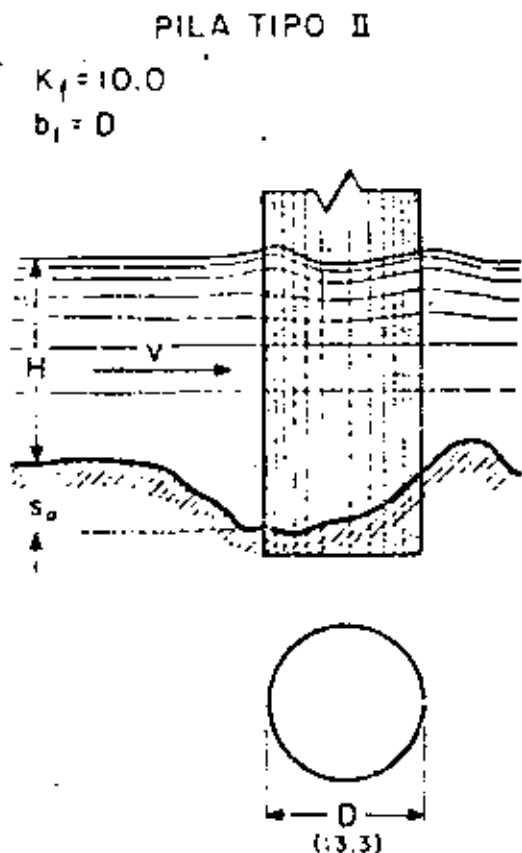
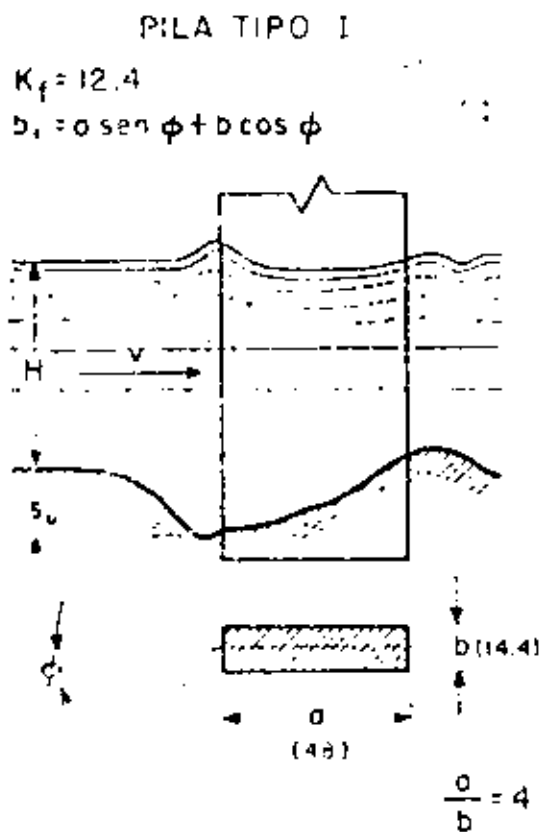


Fig. 23a Valores de K_f y b_f para diferentes pilas y distintos ángulos de incidencia

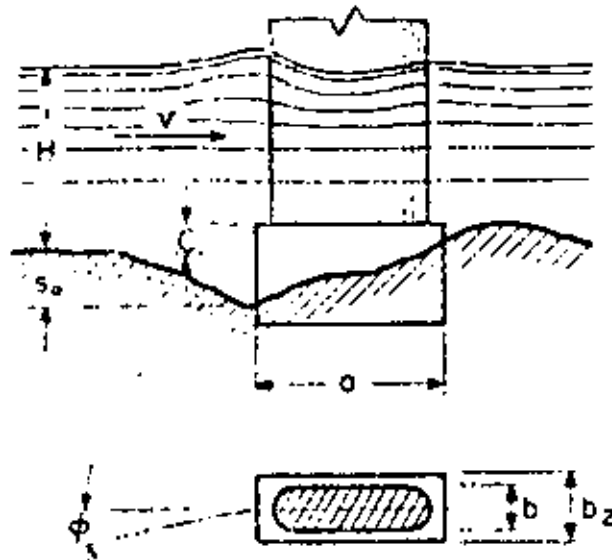
FORMA Y DIMENSIONES DE PILAS ESTUDIADAS

Los contenidos entre paréntesis están en cm y corresponden a las dimensiones de las pilas probadas

PILA TIPO IV

ϕ	COEFICIENTE K_f					
	C/H					
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0	8.5	9.9	11.5	12.1	12.4	12.4
10	8.7	10.1	11.6	12.1	12.4	12.4
20	9.0	10.3	11.7	12.4	12.4	12.4
30	10.2	11.3	12.1	12.4	12.4	12.4
40	11.3	12.0	12.4	12.4	12.4	12.4

$b_1 = (a - b_0) \sin \phi + b_0$ para $C/H \leq 0.3$
 $b_1 = a \sin \phi + b_0 \cos \phi$ para $C/H > 0.3$
 en donde $b_0 = b + (b_2 - b) C/H$



METODO DE YAROSLAVTZIEV

EXPRESION GENERAL $S_o = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30 d_{85}$

PILA TIPO V

Coeficiente $K_f = 12.4$

$b_1 = a \sin \phi + b_0 \cos \phi$
 en donde $b_0 = b + (b_2 - b) C/H$

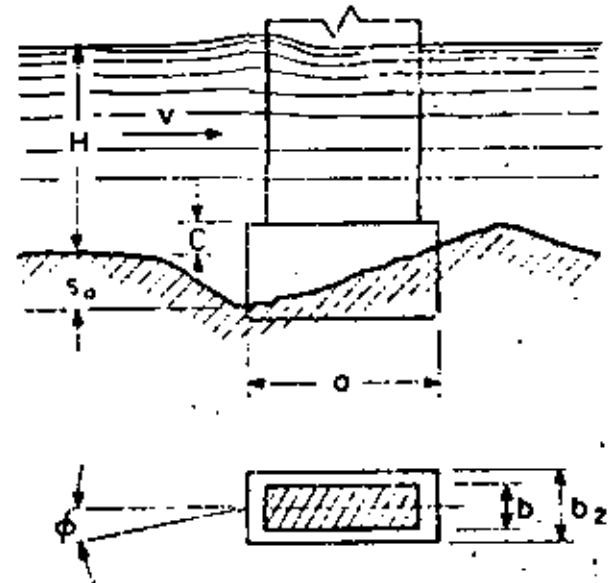


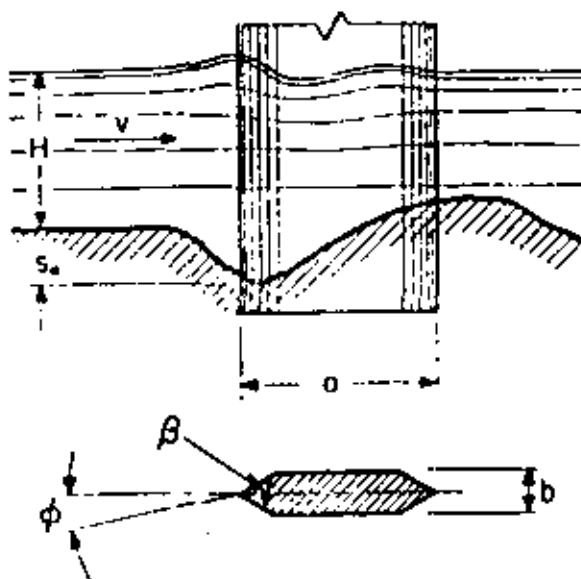
Fig. 23b Valores de K_f y b_1

METODO DE YAROSLAVTZIEV
 EXPRESION GENERAL $S_o = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30d_{85}$

PILA TIPO VI

β°	120	90	60
K_f	12.2	10.0	7.3

$$b_1 = (n - b) \operatorname{sen} \phi + b$$



PILA TIPO VII

ϕ	COEFICIENTE K_f				
	1/b				
	0	2	4	8	12
0	8.5	7.5	6.76	5.99	5.4
10	8.7	7.7	6.90	6.10	5.5
20	9.0	7.8	7.10	6.20	5.6
30	10.3	8.6	7.50	6.30	5.7
40	11.2	9.2	7.80	6.70	5.9

$$b_1 = (a - b) \operatorname{sen} \phi + b$$

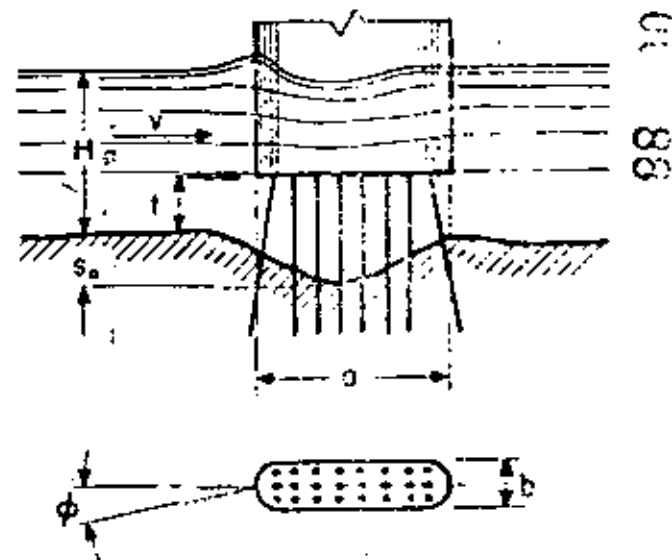


Fig. 23c Valores de K_f y b_1

METODO DE YAROSLAVTZIEV

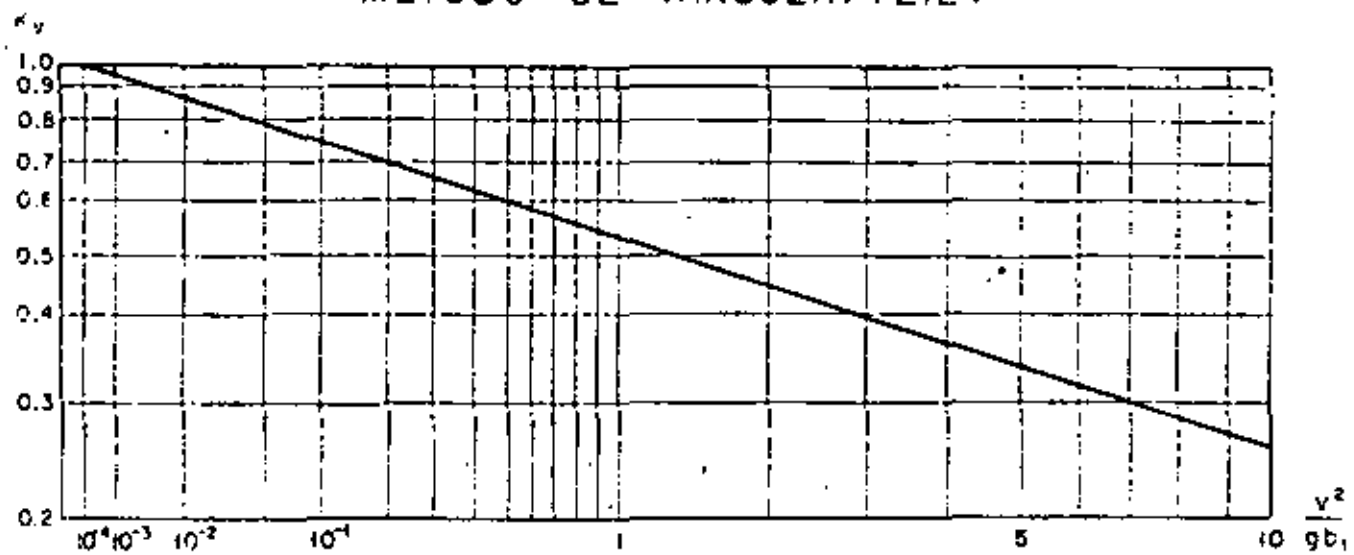


Fig. 24 Coeficiente K_v

83

METODO DE YAROSLAVTZIEV

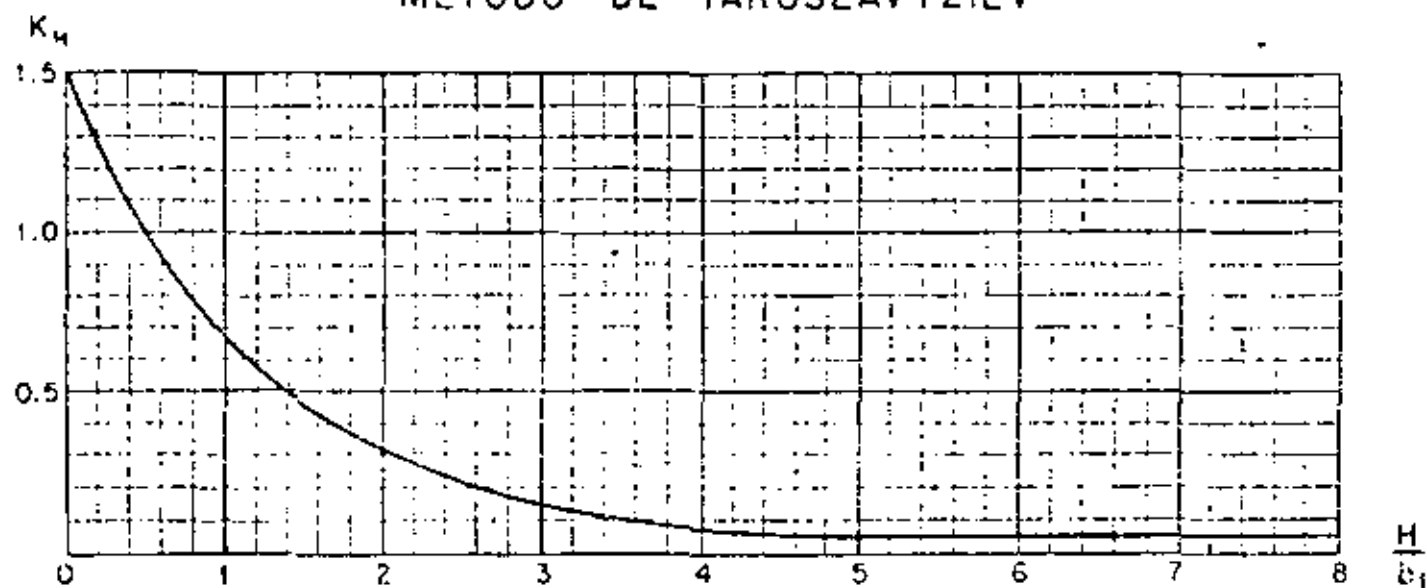


Fig. 25 Coeficiente K_n

00. 90

TABLA XIII

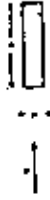
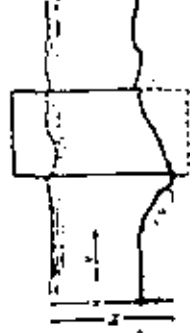
DIAMETROS EQUIVALENTES A SUELOS GRANULARES, PARA SUELOS COHESIVOS

Característica de los suelos	Peso volúmetrico del material seco en ton/m ³	Dimensiones del diámetro equivalente en suelos granulares (en cm)		
		Arcillas y tierras fuertemente arcillosas	Tierras ligerasmente arcillosas	Suelos de lluvia (arcillas margosas)
Poco compactos	1.2	1	0.5	0.5
Medianamente compactos	1.2 - 1.6	4	2	2
Compactos	1.5 - 2.0	8	8	3
Muy compactos	2.0 - 2.5	10	10	5

00. 91

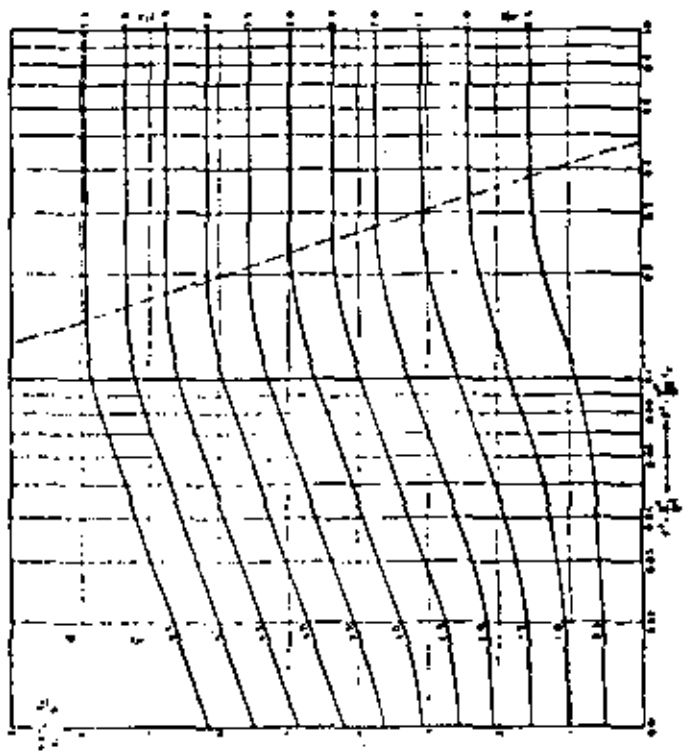
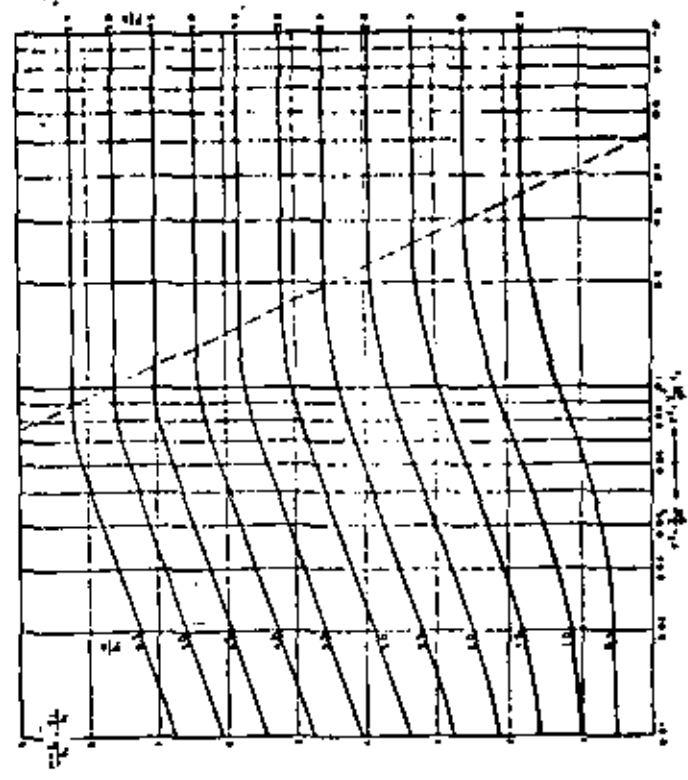
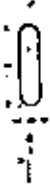
1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. 8. 9. 10. 11. 12. 13. 14. 15. 16. 17. 18. 19. 20. 21. 22. 23. 24. 25. 26. 27. 28. 29. 30. 31. 32. 33. 34. 35. 36. 37. 38. 39. 40. 41. 42. 43. 44. 45. 46. 47. 48. 49. 50. 51. 52. 53. 54. 55. 56. 57. 58. 59. 60. 61. 62. 63. 64. 65. 66. 67. 68. 69. 70. 71. 72. 73. 74. 75.

PILA REDONDEADA

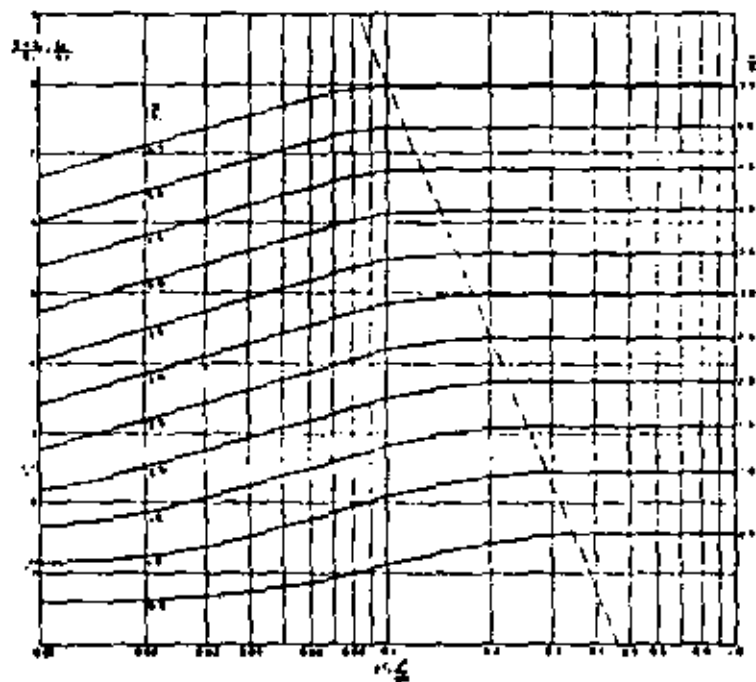
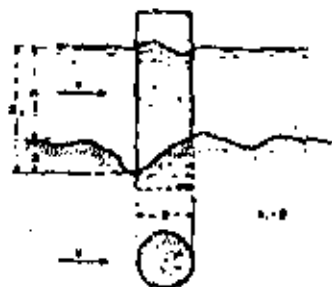


1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. 8. 9. 10. 11. 12. 13. 14. 15. 16. 17. 18. 19. 20. 21. 22. 23. 24. 25. 26. 27. 28. 29. 30. 31. 32. 33. 34. 35. 36. 37. 38. 39. 40. 41. 42. 43. 44. 45. 46. 47. 48. 49. 50. 51. 52. 53. 54. 55. 56. 57. 58. 59. 60. 61. 62. 63. 64. 65. 66. 67. 68. 69. 70. 71. 72. 73. 74. 75.

PILA REDONDEADA

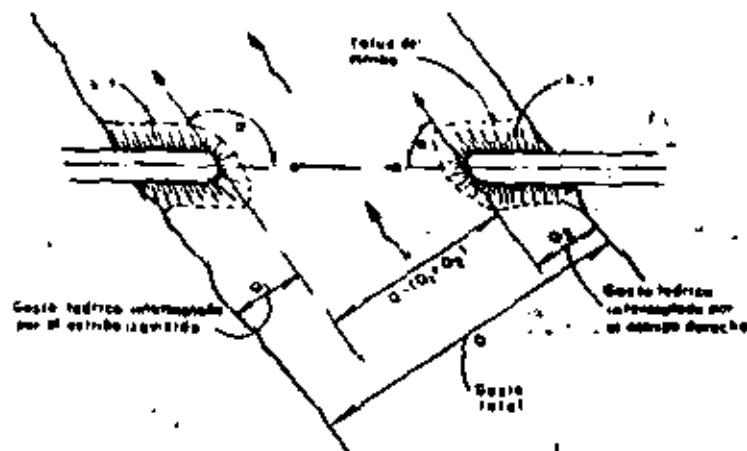


PILA CIRCULAR



Valores del coeficiente P_α en función de $\frac{Q_1}{Q}$

| | | | | | | | | |
|-----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $\frac{Q_1}{Q}$ | 0.10 | 0.20 | 0.30 | 0.40 | 0.50 | 0.60 | 0.70 | 0.80 |
| P_α | 2.00 | 2.65 | 3.22 | 3.48 | 3.67 | 3.87 | 4.08 | 4.20 |



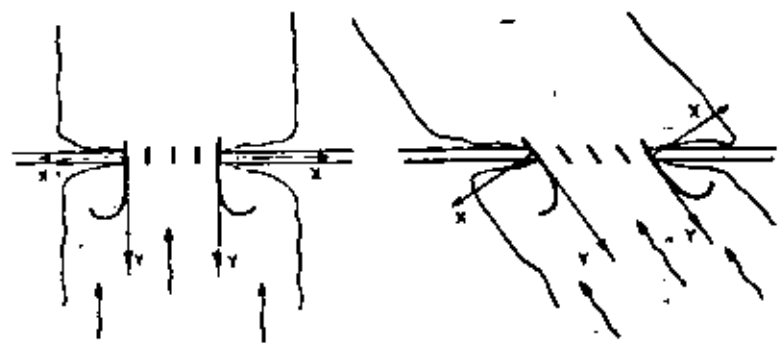
Disposición de los estribos

Valores del coeficiente correctivo P_α en función de α

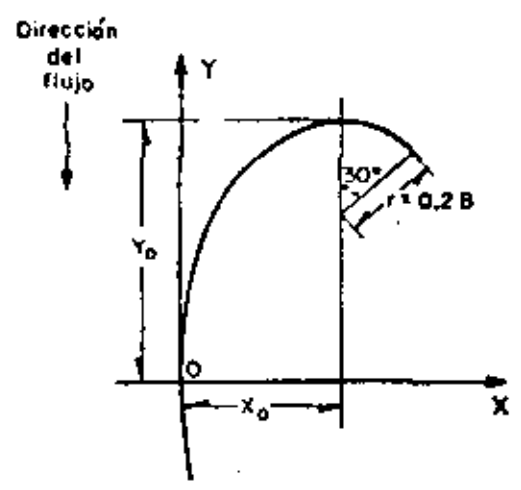
| | | | | | |
|------------|------|------|------|------|-------|
| α | 30° | 60° | 90° | 120° | 150° |
| P_α | 0.84 | 0.94 | 1.00 | 1.07 | 1.188 |

Valores del coeficiente correctivo P_k en función de k

| | | | | | | |
|---------|-----|------|------|------|------|------|
| Valor k | 0 | 0.5 | 1.0 | 1.5 | 2.0 | 3.0 |
| P_k | 1.0 | 0.91 | 0.86 | 0.83 | 0.81 | 0.80 |

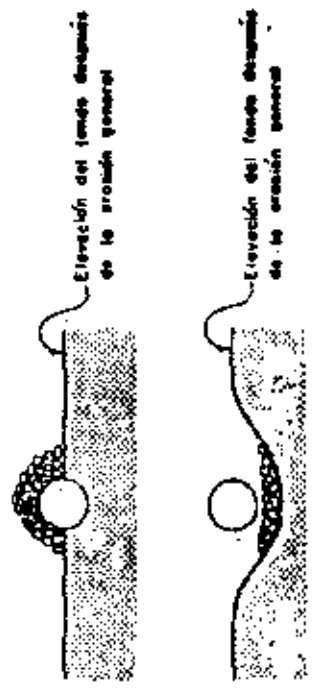
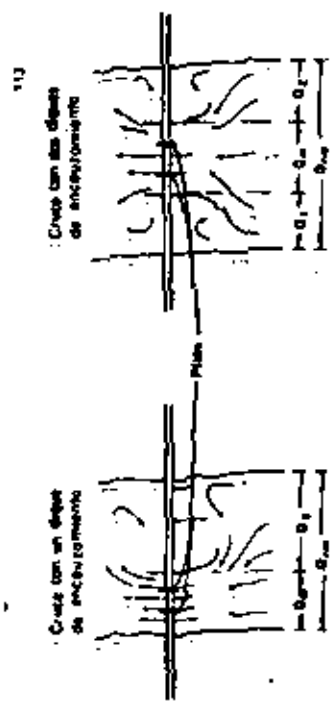


Colocación de los diques encauzadores respecto al eje longitudinal del puente y a la corriente

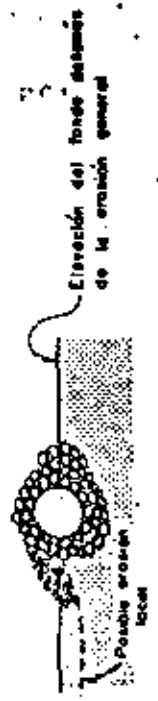


Geometría de un dique de encauzamiento

99

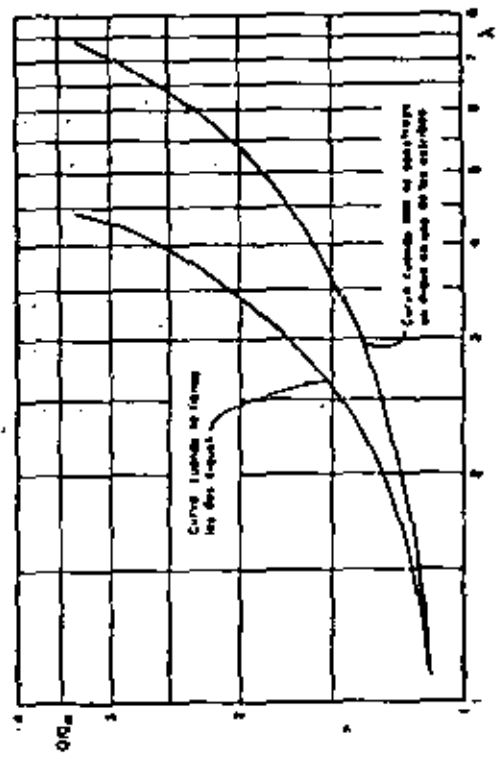


a) Colocación incorrecta. La erosión se produce si solo se coloca el pedregal en la parte superior



b) Colocación correcta

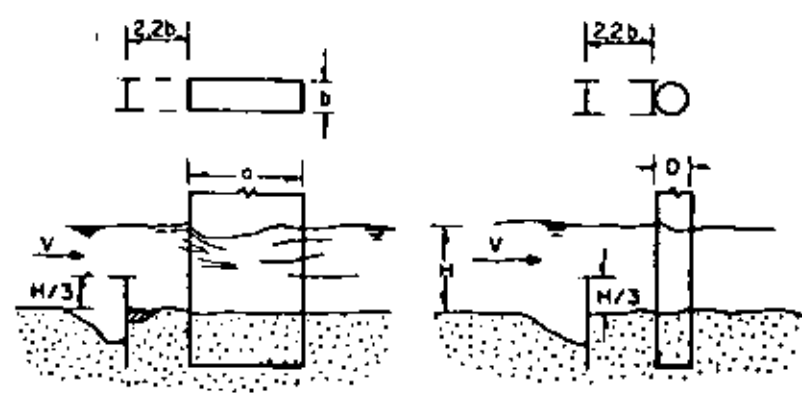
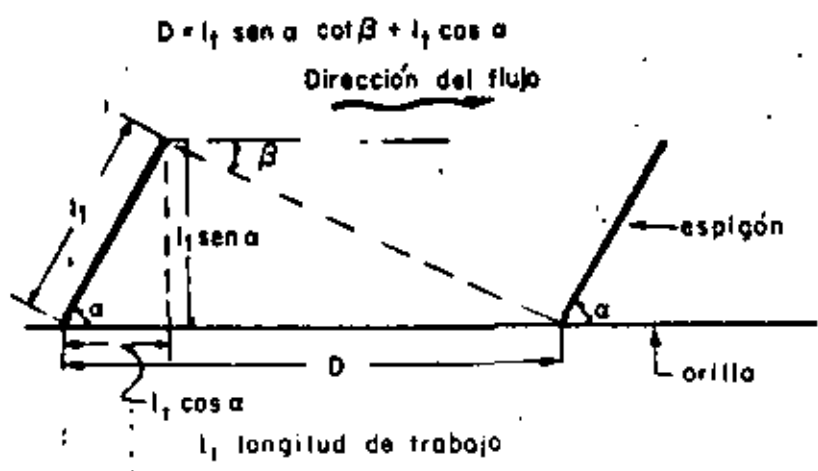
Protección de una tubería, con pedregal



Valores de λ en función de D/D_m

Valores de $z = \frac{Y_e}{X_e}$

| | | | | | | | |
|-----------------------|-------|------|------|------|------|------|------------|
| $\frac{Q}{Q_m}$ | 1.175 | 1.19 | 1.33 | 1.36 | 1.54 | 1.56 | 1.82 o más |
| $z = \frac{Y_e}{X_e}$ | 1.60 | 1.67 | 1.80 | 1.80 | 2.00 | 2.00 | 2.00 |



Colocación de los pentales protectores según Levi-Luna

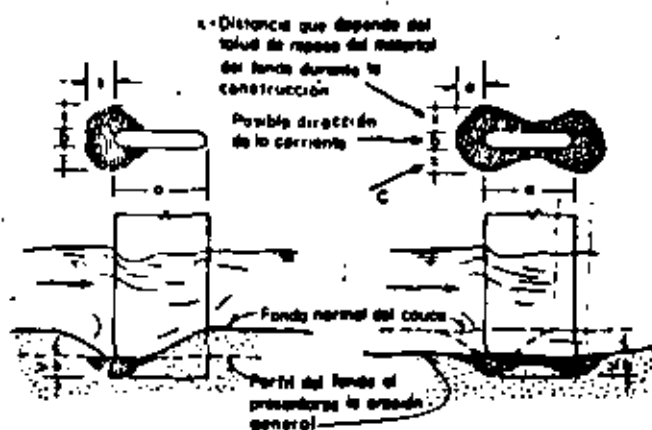
Diámetro mínimo de las piedras que forman el pedraplen de protección, en función de su peso específico y de la velocidad de la corriente, para un tirante igual a 1 metro

| Velocidad de la corriente, V_1 en m/seg | Peso específico del material, en kg/m^3 | | | | |
|---|--|-------|-------|-------|-------|
| | 1 600 | 1 800 | 2 000 | 2 200 | 2 400 |
| 1 | 8 | 8 | 7 | 6 | 6 |
| 1.3 | 15 | 13 | 12 | 11 | 10 |
| 2.0 | 18 | 16 | 13 | 13 | 12 |
| 2.5 | 27 | 24 | 21 | 19 | 18 |
| 3.0 | 38 | 34 | 31 | 28 | 26 |
| 3.5 | 53 | 46 | 42 | 38 | 35 |
| 4.0 | 68 | 60 | 54 | 50 | 46 |
| 4.5 | 86 | 77 | 69 | 63 | 58 |
| | | | 85 | 77 | 70 |

Note.

Si el tirante es diferente de 1 m, $V = V_1 H^\alpha$ en que $\alpha = \frac{1}{2+H}$

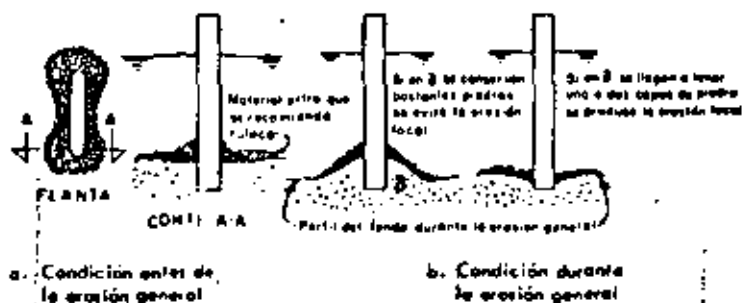
Conocidas V y H se despeja V_1 y se pasa a la tabla para conocer el diámetro de las piedras



a. Angulo de incidencia de cero grados. La línea gruesa del fondo indica que solo se presenta socavación local y no se tienen condiciones de socavación general.

b. Angulo de incidencia variable. La línea gruesa del fondo indica la condición de máxima erosión general.

Formas de colocar el boleo para evitar la socavación local.



Comportamiento de un peditrón que ha sido colocado sobre el fondo actual, con el fin de proteger la pila.

*** PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS.**

Es importante caracterizar cuantitativamente el sedimento, lo mismo que el fluido, ya que se pretere de estudiar el movimiento de las dos fases en un solo fenómeno.

comportamiento mecánico { material suelto de comportamiento friccionante ①.
material de comportamiento cohesivo ②.

mecánica del arrastre.

- 1- su tamaño.
- 2- peso específico.
- 3- peso volumétrico.
- 4- su forma.
- 5- velocidad de caída.

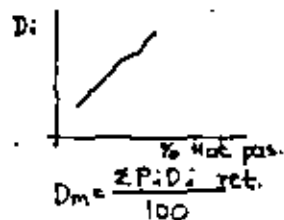
arrastré fluido { material igual que ①.
aglutinante pasará a formar una suspensión coloidal.

- > TAMAÑO: - cantos rodados 4 cm.
- arcillas 24×10^{-5} cm.

hoja R:1
clasificación.
A-G-U.

lo importante no es el tamaño, sino la variedad.

criterios: curva granulométrica.
investigadores Rusos.
sedimentación nominal.



hoja R-2

$D_m, D_{50}, D_{65}, D_{75}, D_{85}$ se obtienen las 4 últimas de la curva granulométrica.

MATERIALES > diámetros se pueden ajustar 0.06 mm. DISTRIBUCION LOG. NORMAL DE PROBABILIDADES.

La granulometría puede escribirse con dos parámetros:

D_{50}, σ

$D_m = D_{50} \sigma^x$

D_{50} y σ se obtienen de la curva granulométrica.

Xn tablas cuya distribución (hoja R-3).

$u=0 \quad \sigma=1$

$D_m = D_{50} \cdot e^{0.5(Ln \sigma^2)}$

-> DENSIDAD.

varía entre límites muy estrechos. 1800 a 2,700 Kg/m^3 .

-> FORMA.

La forma de la partícula puede ser muy variada y afecta al comportamiento mecánico.

redondez = $\frac{\text{radio esquinas}}{\text{radio círculo inscrito}} < 1$

esfericidad = $\frac{\text{área esfera igual volumen}}{\text{área superficie partícula}} < 1$

factor de forma = $\frac{c}{\sqrt{a \cdot b}}$ $D_{\text{nominal}} = \sqrt[3]{\frac{a \cdot b \cdot c}{\pi}}$

$c < b < a$

-> VELOCIDAD DE CAIDA.

Para cuantificar el arrastre de sedimentos existe una gran cantidad de métodos empíricos y semiempíricos, en muchos de ellos hacen intervenir como variables a la velocidad de caída (w_c), la velocidad media a la que se inicia el arrastre y el esfuerzo cortante (τ).

① $P = \text{peso de la partícula} = \frac{(D_s - \rho) \pi D^3}{6}$ (forma partícula)

② $F = \text{fuerza de empuje que el agua ejerce sobre la partícula.} = c d \cdot \frac{\pi D^2}{4} \cdot \frac{w_c^2}{2g}$

hoja R-4

$Re = \frac{wD}{\nu}$; ν = viscosidad cinemática del flujo; igual a: 0.01 cm²/s para T=20°C.

$$w = F_1 \left[\frac{\rho_s - \rho}{\rho} g D \right]^{1/2}$$

igualando ① y ②: $P = F$

$$w = \left[\frac{4}{3} \frac{g}{cd} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) D \right]^{1/2}$$

1ª) para partículas pequeñas.

$$Re = \frac{wD}{\nu} < 1; \quad cd = \frac{24}{Re}$$

$$w = \frac{1}{18} \left[\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right] \frac{g D^2}{\nu} \quad w = f(D^2)$$

2ª) para partículas grandes.

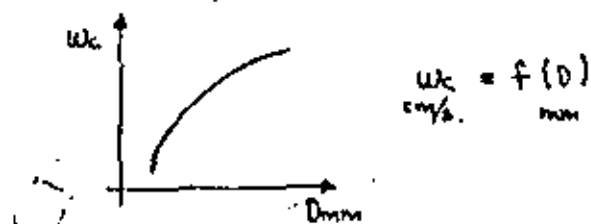
si $10^3 < Re < 10^5$; $cd = 0.4$

$$w = \left[\frac{4}{3} \frac{g}{cd} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) D \right]^{1/2} \quad w = f(D)$$

3ª) para partículas naturales.

$$F_1 = \left[\frac{2}{3} + \frac{36 \nu^2}{g D_{90}^3 \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)} \right]^{1/2} - \left[\frac{36 \nu^2}{g D_{90}^3 \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)} \right]^{1/2}$$

hoja R-10.- se ha dibujado la expresión de RUBBEY para T=20°C.



de 90

* INICIO DE ARRASTRE DE SEDIMENTOS.

el conocimiento del arrastre y depósito de sedimentos permite la cuantificación de los procesos de EROSION Y DEPÓSITO, modificando la geometría de los cauces naturales.



- ① arrastre de sedimentos en la cuenca, "Lámina".
- ② arrastre de sedimentos en el cauce natural, "Canal".

el arrastre de sedimentos.

cauce = f(características del flujo; mat. fondo)
hidrograma anual

cuenca = f(características fisiográficas; intensidad de lluvia)

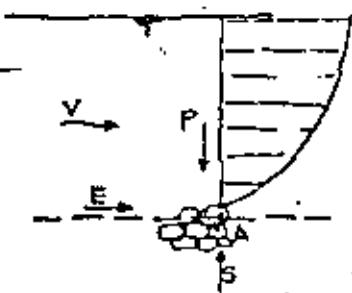
La determinación de las condiciones de equilibrio límite de un fondo arrastrable, permite el diseño de:

- a: protección con enrocamiento.
- b: canales donde no se permite el transporte de material.

En materiales de comportamiento friccionante el arrastre se origina por acción del flujo, desprendiendo una a una las partículas, y en materiales de comportamiento cohesivo, el arrastre se origina, desprendiéndose trozos del material del fondo que posteriormente se disgregan.

Las condiciones hidráulicas de un escurrimiento que empieza no solo a mover ligeramente a las partículas del fondo, sino a moverlas hacia adelante, se pueden expresar mediante la velocidad media o su esfuerzo cortante en el fondo.

La velocidad media a la cual una corriente inicia el movimiento de las partículas, las arrastra, es función del tamaño y densidad de las partículas; pero además del tirante del escurrimiento; debido a la distribución de velocidades en una vertical, es decir, se requiere menor velocidad media para arrastrar un mismo grano, cuanto menor sea el tirante.



distribución de velocidades.

$$E = \delta A \frac{v^2}{2g} C_e$$

$$S = C_s \delta A \frac{v^2}{2g}$$

$$P = (k_s - \delta) \frac{\pi D^3}{6}$$

El movimiento de las partículas dependerá de las magnitudes relativas instantáneas de las fuerzas actuantes y puede ocurrir:

| 1- ROLLAUDO | 2- SALTADO | 3- SUSPENSION |
|----------------|--|------------------|
| $EHA = 0$ | $EHA = 0$ | $EHA = 0$ |
| $ME + MS > MP$ | $ME + MS > MP$ | $ME + MS > MP$ |
| $p > s$ | $p < s$ 1ª instante.
$p > s$ 2ª instante.
$p < s$ 3ª instante. | $p < s$ siempre. |

resumiendo:

mov. partículas = f(carac. hidráulicas del flujo, propiedades de las partículas).

00100

CRITERIOS DE VELOCIDAD MEDIA.

* Criterio de I. I. Levi.

1.a. si $10 < \frac{d}{D_m} < 60$

$$V_c = 1.4 \sqrt{g \cdot D_m} \left[1 + \log \sqrt{\frac{d}{7 D_m}} \right] \left[\frac{D_{max}}{D_m} \right]^{\frac{1}{4}}$$

m/s m/s

1.b. si $\frac{d}{D_m} > 60$

$$V_c = 1.4 \sqrt{g \cdot D_m} \left[\frac{D_{max}}{D_m} \right]^{\frac{1}{4}} \log \frac{d}{7 D_m}$$

para material uniforme se hace $D_{max} = D_m = D$.

2- Modificado. datos: D_m, S

$$d_c = \frac{103.7 D_m}{S^{0.33}} \left[\frac{S}{D_m g^{0.33}} \right]^{0.93}$$

rango de aplicación $1 < \frac{d}{D_m} < 200$
 $5 < \frac{d}{D_m} < 2,000; 0.00005 < S < 0.02$

para conocer la velocidad crítica de arrastre se sustituye el valor anterior en la expresión de Manning o en la de Crickshank-Maza

$$V = 7.58 W_{50} \left[\frac{R S d}{(85-f) D_{84}} \right]^{0.456} \left[\frac{d}{D_{84}} \right]^{0.178}$$

(válida para régimen inferior-cauces estables).

$$\frac{1}{S} \geq 903 \left[\frac{R S d}{(85-f) D_{84}} \right]^{0.538}$$

La velocidad media crítica de una partícula, obtenible de la hoja R-6 es aplicable a partículas de cuarzo cuando el tirante es igual a 10m.; cuando el tirante este comprendido entre 0.30 y 300m, el valor obtenido se afecta por un coeficiente.

| | | | | | | | | | | |
|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| d(m) | 0.30 | 0.50 | 0.75 | 1.00 | 1.25 | 1.50 | 1.75 | 2.00 | 2.50 | 3.00 |
| coef. | 0.80 | 0.87 | 0.95 | 1.00 | 1.06 | 1.09 | 1.12 | 1.16 | 1.22 | 1.25 |

este método fue posteriormente adoptado en Estados Unidos. hoja R-8.

* METODO DE LISHTVAD-LEBEDIEV (1959).

Este método se basa sobre las experiencias que Lishtvan llevó a cabo al estudiar la socavación general de cauces naturales, por lo que las velocidades dadas permiten el arrastre de partículas pero sin producir erosión en el fondo. En la hoja R-6 se muestra la curva para 10m de tirante, relacionando la V_m con D . También se indican algunos valores en la hoja R-8

* METODO DE HJULSTROM (1935) Y BOGARDI.

En la hoja R-6 y hoja R-8 se muestran los valores medios para un tirante de aproximadamente 1.0 m.; observando que en el rango de arenas y gravas, las velocidades medias críticas son bajas y algunas coinciden con las de Bogardi.

* METODO BUREAU OF RECLAMATION.

$V = f(D_m, d)$ suelos no cohesivos. hoja R-10

$V = f(\text{tipo de suelo, \% contenido de partículas, grado de compactación})$ hoja R-11

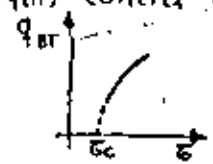
101

* CRITERIO DEL ESFUERZO CORTANTE CRITICO.

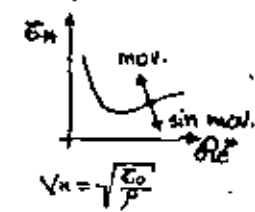
El principio básico de diseño consiste en igualar el esfuerzo cortante producido por la corriente (τ_0) con el máximo esfuerzo cortante que resisten las partículas cuando están a punto de moverse - (esfuerzo cortante crítico, τ_{0c}) ; $\tau_0 = \tau_{0c}$

* CRITERIO DE SHIELDS (1936).

Obtuvo la condición límite de arrastre, al dibujar sus resultados en función del arrastre de fondo (q_{BT}) contra τ_{0c} , extrapolo sus curvas hasta llegar a un arrastre igual a cero. Esta condición correspondió a la de inicio de movimiento.



hoja R-12



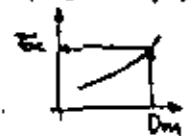
parámetro de Shields: $\tau_* = \frac{\tau_{0c}}{(\rho_s - \rho) D}$ (m)
número de Reynolds asociado al esfuerzo cortante: $Re_* = \frac{V_* D}{\nu}$

hojas R-5 y R-7

* METODO DE LAJE (1955)

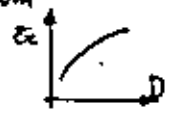
$\tau_{0c} = f(D, \text{cantidad de material fino en -}) > \tau_{0c}(\text{Shields})$
suspensión)

hoja R-5 y R-7



* CRITERIO DE STRAUB (1939)

Se basa en las experiencias de Shields
hojas R-5 y R-7
dentro del rango de arenas de valores mayores que los de Shields, pero ligeramente menores que los de Lane.



Los resultados de estos autores se fundamentan sobre una amplia gama de experiencias en laboratorio, utilizando diversos materiales, de granulometría uniforme y no uniforme. La condición de inicio de movimiento se obtiene al considerar en su fórmula de arrastre de sedimentos, que éste es nulo hoja R-5. Para $D > 2mm$ sus resultados son ligeramente menores - que los de Shields y similares a los de Lane; mientras que en el rango de las arenas difieren de los de Shields y son mayores. Si $D < 8mm$ la variación de τ_{0c} es lineal, mientras que para Shields no lo es.

* OTROS METODOS.

Iwakasi hojas R-5 y R-7
Z Hanka

De la aplicación de los criterios y métodos existentes no existen una condición única que defina el inicio del movimiento de las partículas, para algunos autores esa condición se presenta cuando se mueve una partícula; para otros cuando hay movimiento generalizado y que las partículas se arrastren a todo el ancho del canal, etc. Cuando se diseña un cauce utilizando τ_{0c} , generalmente se obtienen secciones hidráulicas más reducidas o velocidades medias mayores que cuando se utiliza la V_{media} crítica.

* METODO HAZA-GARCIA (1978).

De acuerdo con lo visto, todo parece indicar que las experiencias para obtener el esfuerzo crítico tractivo son más numerosas, cubriendo una gama más amplia de situaciones y se han realizado incluso con mayor cuidado.

El éxito del método de Maza-García está en el haber establecido algunas relaciones que permitan obtener la velocidad media en función del esfuerzo crítico tractivio. La expresión es:

$$V_c = 3.56 A D^{1/2} \log \frac{3.565 R D^{0.8} A^{0.5}}{D^{0.8} A^{0.5} + 2.714 W}$$

$$\Delta_n \frac{\delta_s - \delta}{\rho} \quad \text{válida para } D > 0.0002 \text{ m.}$$

ajustándole una curva de forma exponencial.

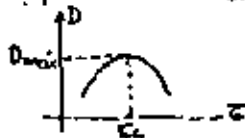
$$V_c = 4.712 \left(\frac{\delta_s - \delta}{\rho} \right)^{1/2} D^{0.35} R^{0.15}$$

trabajando con la ecuación anterior, se obtiene el número de Froude crítico, que depende de la rugosidad relativa (D/R) siempre y cuando el fondo sea plano

$$F_c = 1.504 A \left(\frac{D}{R} \right)^{0.35}$$

* METODO DE GESSLER MODIFICADO (CRUICKSHANK-GARCIA)

Cuando el diámetro del material del fondo no es uniforme, lo que ocurre en todos los cauces naturales; al iniciarse el arrastre de las partículas más finas se produce un acorazamiento en que las partículas mayores quedan en la superficie del fondo y protegen las partículas de menor tamaño. Al aumentar la velocidad, otras partículas de la coraza son arrastradas y así aumenta el diámetro medio de las partículas de la coraza. Este proceso continúa hasta que se logran mover las partículas mayores y se tienen entonces un movimiento y arrastre de todas las partículas del fondo.

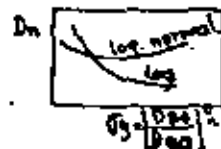


para determinar este valor se debe proceder en forma numérica, dividiendo la curva

granulométrica en intervalos de clase y para diferentes valores supuestos de \bar{z} obtener el D_{max} , asociados a valores medios de \bar{z} (probabilidad de que un determinado grano no sea arrastrado por el flujo y forme parte de la coraza). Lo cual implica que los cálculos sean laboriosos y tediosos. Cruickshank y García, presenta una simplificación utilizando los conceptos de Gessler en forma adimensional, que eliminan los cálculos laboriosos, siempre que la curva granulométrica del material del fondo pueda ajustarse a una distribución logaritmo normal; si éste es el caso se puede determinar

$$\bar{z}_c = 0.047 (\delta_s - \delta) D_n$$

D_n % mat. que pasa.

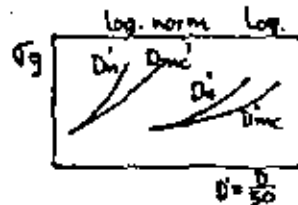


hoja R-13.

Otras gráficas de interés que muestran los autores son las siguientes:



hojas R-14 y R-15



Distribución del material original y de la coraza para la condición crítica.



— mat. original



--- mat. coraza.

100

* INICIO DE MOVIMIENTO DE MATERIAL DE COMPORTAMIENTO COHESIVO COMPACTADO.

El análisis de estabilidad es como en el material de comportamiento friccional, un balance de fuerzas actuantes y resistentes, lo que vuelve complejo el problema es el aglutinante * (CONTENIDO DE HUMEDAD, COMPOSICIÓN QUÍMICA, SU HISTORIA, SU REACCIÓN CON EL FLUIDO, ETC.).

* Chow resumió los resultados de varios investigadores.



hojas R-16 y R-17

* METODO DE LA FUERZA TRACTIVA.

Sirve principalmente para secciones trapeziales y permite conocer el grado de estabilidad de los taludes. Al aumentar la velocidad, un grano en posición estable sobre el talud puede perderse cuando todavía son estables los granos sobre la plantilla.

$\sigma = FRS$
 $R = y$ (canal ancho)



De la hoja R-17 la resultante de las fzas. $R = \frac{W \cos \alpha}{\sin \alpha}$ la partícula en estas condiciones está equilibrada por la fza. de fricción ejercida sobre ella $W \cos \beta \tan \phi$. (ϕ = ángulo de reposo del material); igualando y realizando algebra nos conduce a:

$$K = \frac{W \cos \alpha}{W \cos \beta} = \frac{1}{\tan \alpha} \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\tan^2 \phi}}$$

- a)- Sin arrastre-estabilidad estática-no sufre desplazamiento.
- b)- Con arrastre-estabilidad dinámica. sufre desplazamiento y son mínimos.

DISEÑO DE CAUCES ESTABLES SIN ARASTRE.

a)- Velocidad máxima permisible. es sencilla y aplicable a sección ancha, la estabilidad de las orillas no es importante; consiste en igualar:

$V_{med. corriente} = V_{máx. permisible}$

SECUENCIA DE CALCULO.

1º Conocido el material que formará el canal, se estima un coeficiente de rugosidad "n" y de acuerdo con la hoja R-11, se escoge un talud "k" para las orillas.

"n"

"k"

2º Con ayuda de las hojas R-10 ó R-11 supuesto un tirante, se puede conocer una $V_{permisible}$.

d sup
 $V_{perm.}$

3º Se calcula R con ayuda de la fórmula de Manning. La pendiente es conocida, por lo tanto:

$$R = \left[\frac{V_n}{S^{1/2}} \right]^{3/2}$$

R

4º Se calcula el área que debe tener la sección para que pase el gasto deseado: $A = Q/V$

A

5º Se encuentra el valor del perímetro mojado $P = A/\lambda$

6º De acuerdo con la geometría de la sección y en función del ancho "b" de la plantilla y del tirante "d" se obtiene "A" y "P"

$$A = bd + kd^2 ; P = b + 2d\sqrt{1+k^2}$$

los que se igualan a los obtenidos en 4º y 5º.

b y d.

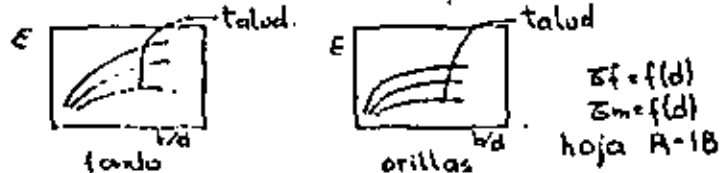
7º Al resolver simultáneamente las ecuaciones de "A" y "P" se obtienen los valores de b y d.

107

- 6^o Si $d_{cale} = d_{sup}$ se va a ①.
- Si $d_{cale} \neq d_{sup}$ se va a ②.
- 9^o Se añade un bordo libre y se ajustan los medidos a valores prácticos.

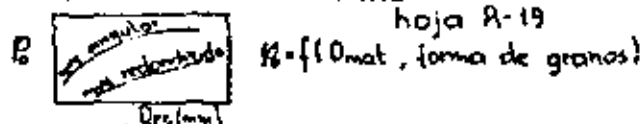
b) Método del esfuerzo tangencial crítico.
Permite conocer el grado de estabilidad de los taludes.

- 1^o Conociendo el material que formará el canal y de acuerdo con la hoja R-11 se escoge el valor del talud k .
- 2^o Se supone una relación b/d .
- 3^o Si se define el esfuerzo constante producido por la corriente tanto en el fondo como en los taludes según la expresión $\tau = E d S$, en la que el coeficiente E está dado por el Bureau of Reclamation.

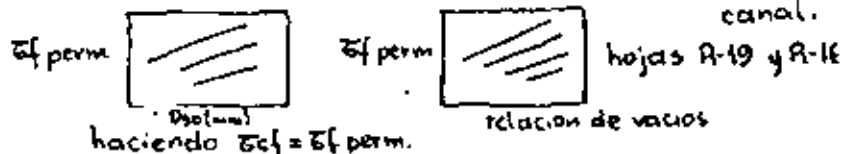


Las expresiones quedan en función de d .

- 4^o Se calcula el valor $k = \frac{\sqrt{1 - \frac{\sin^2 \rho}{\sin^2 \beta}}}{\frac{E_m}{E_f}}$... ①
- ρ es el ángulo del talud respecto a la horizontal.
- β es el ángulo de reposo del material.



- 5^o Se obtiene el esfuerzo tangencial máximo permitido en el fondo τ_{fperm} de acuerdo al material del canal.



- 6^o de ① obtenemos E_m margen.
 E_m margen = $K C_f perm$.
- 7^o Se igualan las expresiones obtenidas en ① con las obtenidas en ② y ③ de donde se obtienen dos valores de d , se elige el valor menor.
- 8^o Se despeja de $\frac{b}{d}$ la propuesta $\rightarrow b$.
- 9^o Se revisa con Manning si pasa o no el gasto de diseño; si sí \rightarrow ①; si no \rightarrow ②.
- 10^o Se añade el libre bordo y se redondean los valores obtenidos.

* FASES DE TRANSPORTE.

Para un flujo gradualmente creciente se tiene que la configuración del fondo es variable pasando por varias etapas que son función de la velocidad media del flujo. Dichos estados son:
hoja R-20

\rightarrow Fondo plano ($F_r \ll 1$) V pequeña.
Se observan movimientos aislados e intermitentes de las partículas más gruesas constituyentes del fondo. Las pequeñas entran eventualmente en suspensión.

\rightarrow Rizos ($F_r < 1$)
Al incrementarse la velocidad aparecen ondulaciones en el fondo de pequeña amplitud, hay aumento de la resistencia (aumentando n de Manning y disminuyendo la de Chezy).

\rightarrow Dunas ($F_r < 1$)
Representa un cambio en la forma de los rizos, adquiriendo aguas arriba una pendiente suave - en la que se produce erosión, y hacia aguas - abajo una pendiente fuerte. Hay aumento de la resistencia. Eventualmente las dunas pueden alargarse hasta concentrarse en barras.

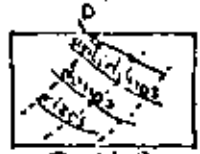
100

→ Anticunetas (Fr > 1).

Representa una inversión de las dunas. La característica es que hay erosión aguas abajo y depósito aguas arriba.



Estas fases pueden describirse a través de parámetros adimensionales, que han sido establecidos por Liu, Richardson, Albertson y otros.



$$Re = \frac{V_n D}{\nu}$$

hoja R-21.

Ecuación de Resistencia (Cruickshank-Maza): $0.2 \leq D_{90} \leq 20 \text{ mm}$

a) En régimen inferior.

$$\frac{V}{W_{90}} = 7.58 \tau_n^{0.456} D_n^{0.178}$$

se cumple para $\frac{1}{3} \geq 903 \tau_n^{0.538}$

$$\tau_n = \frac{\rho d_s}{(\gamma_s - \gamma) D_{84}} ; D_n = \frac{d}{D_{84}}$$

b) En régimen superior.

$$\frac{V}{W_{50}} = 7.52 \tau_n^{0.352} D_n^{0.292}$$

se cumple para $\frac{1}{3} \leq 894 \tau_n^{0.608}$

de las expresiones anteriores.

$$hf = \left[\frac{n V_m}{1.49} \right]^2 \Delta L \quad \text{Manning}$$

$$hf = \left[\frac{K_{RI} V_m}{d_m} \right]^{2.493} \Delta L ; K_{RI} = \frac{D_{84}^{0.634} (S_s - 1)^{0.456}}{7.58 W_{50}}$$

$$hf = \left[\frac{K_{RI} V_m}{d_m} \right]^{2.811} \Delta L ; K_{RI} = \frac{D_{84}^{0.644} (S_s - 1)^{0.444}}{7.52 W_{50}}$$

$$S_s - 1 = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

Si el fondo está constituido por dunas el coeficiente de rugosidad o de resistencia se descompone en dos.

- 1r Una debida a las partículas n' (microrugosidad)
- 2r Una debida a la configuración n'' (macro rugosidad).

implícitamente se acepta $R = R' + R''$

Tomando en cuenta la fórmula de Manning

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad \text{se tiene } n = (n')^{2/3} + (n'')^{2/3}$$

siendo

$$n' = \frac{D_{90}^{1/6}}{26}$$

$$n'' = \frac{D_{90}^{1/6}}{21}$$

Di en m

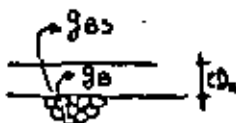
no da buenos resultados.

100

* ARRASTRE DE SEDIMENTOS.

El material solido puede ser arrastrado: rodando, saltando o en suspension; sin embargo para su cuantificación y muestreo se ha dividido en 6 clases diferentes.

a) arrastre en la capa de fondo.
 q_B (kg/seg/m) q_{Bs} (m³/seg/m)



b) arrastre del fondo en suspensión.
 q_{Bs} , q_{Bs}

c) arrastre de fondo.
 $q_{BT} = q_B + q_{Bs}$; $q_{BT} = q_B + q_{Bs}$

d) arrastre de lavado (limo y arcilla).
 q_L , q_L
 material que procede de aguas arriba y no se encuentra representado en el material que forma el fondo del cauce, su origen es el erosionado por las gotas de lluvia; partículas menores de 0.062 mm.

e) arrastre en suspensión.
 $q_s = q_{Bs} + q_L$; $q_s = q_{Bs} + q_L$

f) arrastre total.

$q_T = q_L + q_{BT}$; q_T

$q_T = q_L + q_B + q_{Bs}$

$q_T = q_s + q_B$

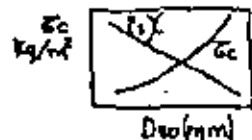
| | | |
|------------------------|---|-----------------------------|
| Dubois. | } | q_B |
| Schoklitsh. | | |
| Straub. | } | q_{BT} |
| Shields. | | |
| Kalinske. | | |
| Heyer, Peter y Muller. | | |
| Einstein. | } | q_{BT} , q_B , q_{Bs} |
| Laursen. | | |
| Sato, Kikkawa, Ashida. | } | q_{BT} |
| Garde y Albertson. | | |
| Frijlink. | | |
| Pedra. | | |
| Pennecker y Vollmers. | } | q_{BT} , q_B , q_{Bs} |
| Engelund-Hansen. | | |
| Bagnold. | } | q_{BT} |
| Graf. | | |
| Shen y Hung. | | |
| Inglis-Lacey. | | |
| I. I. Levi. | } | q_{BT} , q_B |
| Bogardi. | | |
| Lane-Kalinske. | } | q_{Bs} |
| Colby. | | |

$q_{BT} = \frac{q_{BT}}{q_s}$

→ * DUBOIS (para granos finos).
 es el primero en establecer una fórmula para el transporte de material sólido (q_B), considera que el movimiento de material sólido se produce en una serie de capas superpuestas del mismo orden.

$q_B = X Z_0 (Z_0 - Z_c)$

parámetro característico del sedimento m³/kg²s.



→ * SCH LITSCH.

1914 para granos uniformes $\chi = \frac{0.54}{\delta_s - \delta}$
 no aplicable a ríos.
 $0.305 < D < 7.01 \text{ mm}$
 $2.53 < \delta_s < 2.70 \text{ T/m}^3$

$$q_{BT} = \frac{0.54}{\delta_s - \delta} \tau_0 (\tau_0 - \tau_c)$$

en sus experiencias media el transporte de fondo y el de suspensión.

1950 hace intervenir el gasto de la corriente y el gasto que inicia el arrastre de sedimentos (gasto crítico); $b = dte$; $s = dte$; el concepto τ lo utiliza en forma implícita.

$$q_{BT} = 2.500 S^{3/2} (q - q_c)$$

aplicable a canales y ríos.

$$q_c = \frac{1}{n} d c^{5/2} \dots \textcircled{A} \quad n = 0.0525 D^{1/6} \quad (m)$$

* para $D \geq 0.006 \text{ m}$

$$\tau_c = 0.076 (\delta_s - \delta) D = \delta d c S$$

$$\therefore d c = 0.076 \left[\frac{\delta_s - \delta}{\delta} \right] \frac{D}{S}$$

sustituyendo en \textcircled{A} . $q_c = 0.026 \left[\frac{\delta_s - \delta}{\delta} \right] \frac{D}{S^{1/2}}$

* para $0.0001 \leq D < 0.03 \text{ m}$

$$\tau_c = 0.000285 (\delta_s - \delta) D^{1/3} = \delta d c S$$

$$\therefore d c = 0.000285 \left[\frac{\delta_s - \delta}{\delta} \right] \frac{D^{1/3}}{S}$$

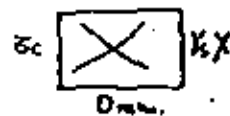
sustituyendo en \textcircled{A} : $q_c = 2.35 \cdot 10^{-5} \left[\frac{\delta_s - \delta}{\delta} \right] \frac{D^{1/3}}{S^{1/2}}$

→ * STRAUER.

examina los resultados de varios investigadores y propone

$$\chi = 1.784 / \tau_0 D^{3/4}$$

$$q_{BT} = \frac{1.784}{\delta_s D^{3/4}} \tau_0 (\tau_0 - \tau_c)$$



→ * SHIELDS.

presenta una ecuación.

$$\frac{q_{BT} (\delta_s - \delta)}{g_w \delta_s} = 10 \frac{\tau_0 - \tau_c}{(\delta_s - \delta) D}$$



Lgasto líquido unitario expresado en peso - $(\text{kg/s})(\text{m}) = \delta q$

rango de aplicación $1.56 \leq D \leq 2.47 \text{ mm}$
 $1.06 \leq \frac{\tau_0 - \tau_c}{\delta} \leq 4.25$

→ * METODO DE KALINSKE

Es el primer autor que introduce el concepto de probabilidad de movimiento de una partícula. Supone que la cantidad de sedimento en movimiento por unidad de ancho es igual al producto del volumen de una partícula por la velocidad instantánea de la misma y por el número de partículas que se mueven en un determinado instante. Al indicar su resultado en forma adimensional se llega a la relación

$$\frac{q_{BT}}{V_{HD}} = 25 D \left(\frac{\tau_c}{\tau} \right) = f \left(\frac{\tau_c}{\tau} \right)$$

hoja R-20



para material no uniforme, bien graduado se recomienda:

1º dividir la curva granulométrica en intervalos de tamaño de material.

2º calcular q_{BT} y multiplicarla por el % curva granulométrica.

hoja R-20

3º Sumar los resultados parciales.

100

→ K MEYER, PETER Y MULLER (1948).

$$\left[\frac{n'}{n} \right]^{3/2} \frac{RS}{D_m} = 0.047 (\delta_s - \delta) + 0.25 \left(\frac{\delta}{g} \right)^{1/2} \frac{g_{BT}^{2/3}}{D_m}$$

$g_{BT} = g_{BT} \frac{\delta_s - \delta}{\delta}$ gasto sólido expresado en peso sumergido.

→ X METODO DE EINSTEIN (arrastré de fondo).

considero en lugar de "ε" la probabilidad de movimiento o de depósito de las partículas de sedimento del material que levantado del fondo se mueve en suspensión.

Nº part. depositadas = Nº de part. erosionadas.

$$\Rightarrow \frac{p}{1-p} = A_x \phi_x \dots \textcircled{A}$$

p: probabilidad = f (peso sumergido de la partícula / arrastre hidrodinámico)

A_x: etc.

φ_x: parametro de intensidad de transporte de fondo (adimensional).

$$\phi_x = \frac{i_b}{i_b} \phi \quad ; \quad \phi = \frac{g_B}{\delta_s} \sqrt{\frac{1}{g D^3}} \sqrt{\frac{\delta}{\delta_s - \delta}}$$

factor de transporte del fondo (adimensional).

1942 Einstein encontró:

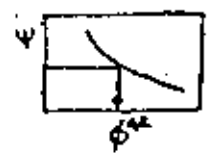
A_x⁴²: etc.

$$p = f(\beta_x, P)$$

p = intensidad de flujo = $\frac{\delta_s - \delta}{\delta} \frac{D}{R_h S}$

R_h = radio hidráulico asociado a los granos.

hoja R-24



1990 Einstein substituyó la ecuación empírica por una relación simplificada.

$$p = 1 - \frac{1}{\sqrt{11}} \int_{-\beta_x \psi_x - \psi_{x0}}^{\beta_x \psi_x - \psi_{x0}} e^{-t^2} dt$$

hoja R-24



combinandola con la expresión

$$\frac{p}{1-p} = A_x \phi_x$$

Fig. 7.11

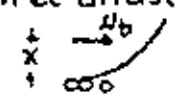
$$\psi_x = \int \psi \frac{\beta^2}{\beta_x^2} \psi$$

hoja R-23



ψ y ψ se obtienen de gráficas.

ψ toma en cuenta el efecto que producen partículas muy pequeñas en el arrastre.



$$X = 0.77 \Delta \text{ si } \frac{\Delta}{d} > 1.8$$

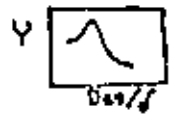
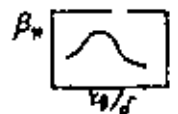
$$S = \frac{1.16 U}{V_m}$$

$$X = 1.39 \delta \text{ si } \frac{\Delta}{d} < 1.8$$

ψ se usa para describir el cambio de coeficiente de sustentación en mezclas.

$$\beta = \log 10.6$$

hoja R-23



conocido el transporte de una componente individual i_a/i_b dentro de un mat. no uniforme el transporte total puede ser determinado por la suma de esas fracciones; cuando la variación es pequeña se usa D₃₅.

$$\phi = \frac{g_B}{\delta_s} \sqrt{\frac{\delta}{\delta_s - \delta}} \sqrt{\frac{1}{g D^3}}$$

$$\phi_x = \frac{i_b}{i_b} \phi \quad ; \quad \psi = \frac{(\delta_s - \delta) D}{\delta R_h S}$$

i_a = fracción (%) del área unitaria expuesta al arrastre.

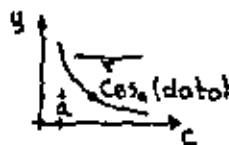
i_b = fracción (%) del área unitaria de depósito de partículas.

103

→ METODO DE EINSTEIN (arrastré en suspensión).

por unidad de ancho y de tiempo

$$g_{bsi} = \int_0^d C_y V_y dy \dots \textcircled{1}$$



en la que:

$$V_y = 5.75 V_{*c} \log \left(\frac{30.2 \times y}{D_{50}} \right)$$

$$C_y = C_{bs} \left[\frac{d-y}{y} \right] \left[\frac{a}{d-a} \right]^E \text{ (propuesta por Rouse)}$$

$$z = 2.5 W_i / V_{*c}$$

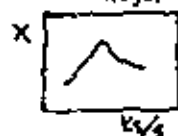
sustituyendo en ① y realizando transformaciones

$$g_{bsi} = 11.6 V_{*c} a C_{bs} (PI_1 + I_2) \dots \textcircled{A}$$

hoja R-23

en donde:

$$P = 2.303 \log \frac{30.2 \times d}{D_{50}}$$



$$I_2 = 0.216 \frac{A^{z-1}}{(1-A)^E} \int_{A_E}^1 \left(\frac{1-y}{y} \right)^E \log_e y dy$$

$$I_1 = 0.216 \frac{A^{z-1}}{(1-A)^E} \int_{A_E}^1 \left(\frac{1-y}{y} \right)^E dy \quad A_E = \frac{a}{d} = \frac{2dc}{R}$$



hoja R-25

para conocer la concentración C_y en cualquier otro punto situado a una distancia y del fondo, se puede utilizar la propuesta por Rouse. Al considerar $y=a=2D_i$, es decir arriba de la capa de fondo; Einstein supone que se cumple la relación:

$$C_{2D_i} = C_{0.2} a = \frac{10.8}{11.6} C_{0.2} V_{*c}^2$$

recordando

$$g_{BTi} = g_{Bi} + \frac{g_{0.2} (PI_1 + I_2)}{g_{BSi}}$$

$$g_{BTi} = g_{Bi} (1 + PI_1 + I_2)$$

la secuela de cálculo se indica en las hojas R-26 y R-27

1 ppm { peso $1 \text{ mg/l} = 1 \text{ g/m}^3 = 10^{-3} \text{ kg/m}^3 = 10^{-6} \text{ ton/m}^3$
 volúmen $1 \text{ ml/m}^3 = 10^{-3} \text{ lt/m}^3 = 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}^3$
 $1 \text{ m}^3 = 1 \text{ ton}$

15,000 p.p.m. \Rightarrow 0.015 $\text{ton/m}^3 \Rightarrow$ 1.5% peso.

15,000 p.p.m. \Rightarrow 0.015 $\text{m}^3/\text{m}^3 \Rightarrow$ 1.5% plúmen

→ * METODO DE EDSELUUD HAUZED.

| D (mm) | σ |
|--------|----------|
| 0.19 | 1.3 |
| 0.27 | 1.6 |
| 0.45 | 1.6 |
| 0.85 | 1.6 |



propuso $f_e f_{eE} = 0.1 \bar{\sigma}_x \dots \textcircled{B}$
 f_e = coeficiente de fricción = $\frac{2 \bar{\sigma}_0}{4 V_*^2} = \frac{2 U_*^2}{V_*^2}$

Φ_E = parámetro adimensional de Einstein con que se toma en cuenta el arrastre de sedimentos.

$$\Phi_E = \frac{g_{BT}}{\left[g \frac{\rho_s - \rho}{\rho} D_{50} \right]^{0.5}}$$

$\bar{\sigma}_x$ = parámetro adimensional de Shields e igual al recíproco del factor de corriente propuesto por Einstein.

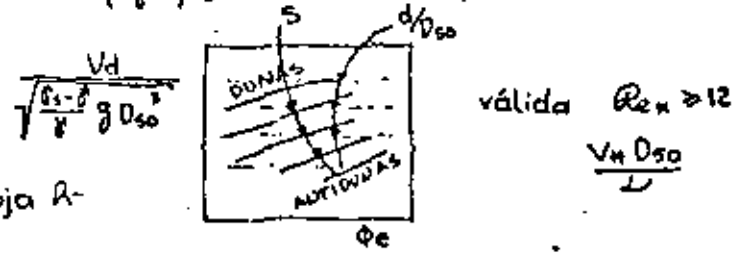
$$\bar{\sigma}_x = \frac{1}{\psi} = \frac{\bar{\sigma}_0}{(\rho_s - \rho) D_{50}} = \frac{\rho d s}{(\rho_s - \rho) D_{50}}$$

sustituyendo en ①.

$$g_{BT} = \frac{0.05 \rho_s V_*^2 (d s)^{3/2}}{\left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)^{0.5} g^{0.5} D_{50}}$$

expresado en función del D_{50} poco se utiliza.

$$g_{BT} = \frac{0.04 \rho_s V^2 (d_s)^{3/2}}{\left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho}\right)^{1/2} g^{1/2} D_{50}} \quad \text{expresado en función del } D_{50}$$



recomendación: no se aplique el método $D_{50} \leq 0.15 \text{ mm}$
 $Fg > 2$

* MÉTODO DE BAGNOLD (1966).

considera: $g_{BT} = g_B + g_{BS}$
 si se expresan como pesos, sumergidos:
 $g_{BT} = g'_B + g'_{BS}$
 en su desarrollo toma en cuenta:
 * velocidades del fluido en cada punta
 * peso sumergido de las partículas.
 * fuerzas necesarias que debe ejercer el fluido para levantarlas y arrastrarlas.
 * introdujo factores de corrección para tomar en cuenta que V y \bar{v} no siguen la misma dirección.
 las correcciones propuestas por Bagnold son:

$\tan \alpha$ para el arrastre de fondo. Coeficiente de fricción para partículas sólidas
 $\frac{w}{V_{sm}}$ para el arrastre de fondo en suspensión.
 velocidad media de las partículas de fondo en suspensión.
 * toma en cuenta la energía del flujo por unidad de área:
 $Eu = \frac{\rho \Omega S}{\rho} = \rho \Omega S V$ Energía unitaria.

* En función de dicha energía unitaria es posible obtener los arrastres mencionados.

$$g'_B \tan \alpha = e_b Eu$$

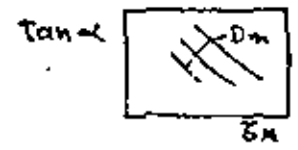
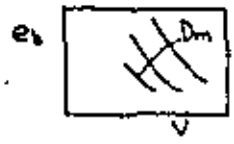
$$g'_{BS} = \frac{w}{V_s} = e_s Eu - e_s e_b Eu$$

donde e_s y e_b son coeficientes que indican la eficiencia para transmitir dicha energía; tomando en cuenta lo indicado.

$$g_{BT} = Eu \left[\frac{e_b}{\tan \alpha} + e_s \frac{w}{V_s} (1 - e_b) \right]$$

para flujo completamente desarrollado.

$e_b = f(\text{velocidad media, } D_m)$ hojas R-28 y R-29
 $\tan \alpha = f(\bar{v}, D_m)$



La ecuación propuesta por Bagnold es aplicable tanto a flujo laminar como turbulento; para el caso de flujo laminar la expresión se reduce a:

$$g_{BT} = \rho \Omega S d \left[\frac{e_b}{\tan \alpha} + 0.01 \frac{V}{W} \right]$$

* PERDIDA DE SUELO.
 erosión - desgaste de la tierra.
 agentes de la erosión - agua, viento, nieve, gravedad y actividades humanas (explotación minera, aprovechamiento de la cuenca para uso forestal, agrícola, ganadero, excavación para obras hidráulicas, vías de comunicación, etc.

tipos de erosión.

- * normal - tipo geológico, el proceso es lento, no alterada por la actividad humana.
- * acelerada - al alterar la cubierta del suelo por actividades humanas, tales como el pastoreo exagerado, la tala de bosques e incendios - de los mismos hacen que la erosión sea acelerada.

erosión por el agua.

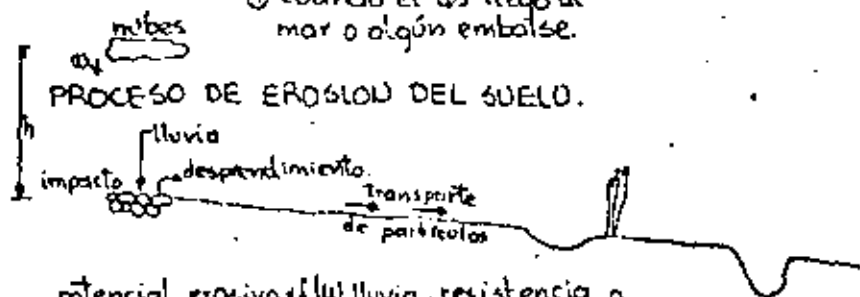
- * lámina - separación mat. por impacto de las gotas de lluvia y remoción subsecuente por flujo superficial.
- * canal - remoción y transporte de material por flujo concentrado.

PROCESO:

RESUMEN:



- 1) suelo erosionado en las partes altas de la cuenca por hp.
- 2) pérdida de suelo al arrastrarse.
- 3) modifica las características del cauce al variar Qs.
- 4) cuando el Qs llega al mar o algún embalse.
- 1) donde se origina.
- 2) donde se transita.
- 3) donde se deposita.



potencial erosivo = f(lu lluvia, resistencia a cobertura del suelo).
si el suelo se encuentra saturado se produce el escurrimiento

i lluvia > Infiltración suelo.

grado de erosibilidad = f(escorrimento, C, n, S, n).

una manera de reducir la erosión del suelo es mantener inundados los terrenos o protegido con cierta cobertura; reduciendo la velocidad de los escurrimientos.

la resistencia de un suelo a las fuerzas erosivas y a los escurrimientos = f(propiedades del suelo, D, forma, es para mat. de comportamiento friccionante; c, es para mat. de comportamiento cohesivo).

Erosión en lámina.

- * Ellison.
- * Musgrave.
- * Ley universal de pérdida de suelo.

$$A = RKLSCP$$

donde A es la pérdida de suelo en ton/km², R es el factor de lluvia, S es el factor de pendiente, L es el factor de longitud, C es el factor de cultivo y P es el factor de control de erosión.

El uso de la ecuación universal de pérdida de suelo, por su propia deducción resulta un poco problemática, desarrollada para la parte oriental de los E.U.A. y para su aplicación directa se requiere de una gran cantidad de información. A continuación se describirá brevemente cada uno de los factores que intervienen, y su manera de obtenerlo.

* Factor de erosibilidad del suelo "K".

Este factor pretende tomar en cuenta la mayor o menor facilidad que tenga un suelo para ser erosionado, en función de su granulometría, peso volumétrico, etc. existiendo tablas para la determinación de su valor numérico, pudiendo teóricamente tomar valores de 0 y 1, que corresponderían a suelos no erosionables y suelos totalmente erosio-

-nables respectivamente. En la práctica este factor tiene un valor entre 0.10 y 0.40.

hoja R-56

* Factor de pendiente "S".

Este factor toma en cuenta la facilidad que puede tener un suelo para ser erosionado en función de su pendiente, ya que suelos con mayor pendiente es de esperarse que sean más fácilmente erosionables que otros con las mismas características pero con pendiente menor. De acuerdo con Weischmeier y Smith

$$S = \frac{0.43 + 0.305 S_p + 0.0435 S_p^2}{6.613} \quad S(\%)$$

Cabe aclarar que si se trabaja con terrenos de características no uniformes, como puede ser la cuenca de un río, es necesario aplicar la ecuación por tramos que si sean uniformes, o bien trabajar con toda la extensión del terreno pero con valores representativos de los factores para toda el área. S varía entre 0.009 y 69 (teóricamente), en la práctica es poco usual determinar erosión en terrenos con pendientes al 20%.

* Factor de Longitud "L".

Este factor toma en cuenta que tan grande es un terreno para determinar la cantidad de azolves que pueda resultar de él.

$$L = \left[\frac{L_0}{726} \right]^{0.5} \quad L_0 \text{ en pies.}$$

al aplicarse a cuencas grandes, la longitud L_0 del terreno, se recomienda obtener la densidad de drenaje de la cuenca, se obtiene su recíproco que tiene como unidades Área por unidad de longitud. Ahora esa área se supon-

dra que tiene forma circular y se obtiene su radio; el cual será L_0 .

* Factor de cultivo "C".

Este factor pretende tomar en cuenta la erosión de un terreno en función de la cubierta vegetal que tenga dicho terreno.

Originalmente la determinación de dicho factor requeriría una gran cantidad de información como era la determinación o recopilación de información de un patrón de cultivo para 4 años, conocer en que época del ciclo de cultivo se encontraba éste al tiempo de la evaluación, información de la productividad media de ese terreno en ciclos anteriores, etc.; información que la mayoría de las veces no es fácil de conseguir.

Fue por esta razón, y la de agilizar el cálculo, que se extrajo una tabla de valores medios en los que se puede obtener un valor de factor de cultivo "C" con solo conocer si el terreno es bosque, pastizal, zona de cultivo o desprovista de vegetación.

hoja R-56

Los valores van desde 0.08 para bosques densamente poblados hasta 1.00 para zonas desprovistas de vegetación.

* Factor de control de erosión "P".

Este factor toma en cuenta que tanto se puede reducir la erosión o el material de salida de un terreno si en él existe alguna obra o un manejo especial para detenerlo, como puede ser los zarcos, terracedo, etc. Véase hoja R-57.

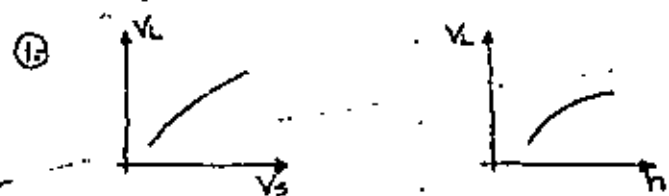
* Factor de lluvia "R".

Este factor pretende tomar en cuenta la erosión de un suelo en función de las características de la lluvia; que cae en el suelo; ori-

T. 1

- ginal. Ante, se definió como una función de la intensidad de una lluvia con $T_r=10$ años y $d=30$ min; por la falta de información en nuestro país se ha tratado de establecer una relación entre esa erosión y algún parámetro de fácil obtención; por ejemplo la altura de precipitación mensual.

Secuela:

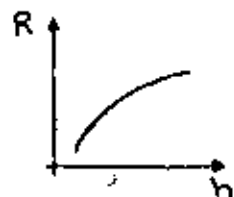


V_L : Volúmenes líquidos escurridos mensuales.

V_s : Volúmenes sólidos arrastrados mensuales.

h : alturas de lluvia mensuales.

② Se obtiene el valor de "R" para un mes - cualquiera, este valor está relacionado con un volumen líquido que lo arrastró, que se determina con la primera relación obtenida en el paso anterior. A su vez este volumen escurrido se puede relacionar con la lluvia que lo produjo por medio de la segunda relación y de esta manera se obtiene:



En la figura anexa se muestra la relación Factor de lluvia "R" - lluvia, mensuales.

hojas R-30 a R-31.

CAUCES ESTABLES.

* GASTO FORMATIVO Y DOMINANTE.

- gasto formativo. Se entiende como aquel gasto - que de mantenerse constante reproduce B, d, S que tiene un río y que ha adquirido con gastos variables (hidrograma anual).
- gasto dominante. Se entiende como aquel gasto que arrastra la misma cantidad de sólidos que el hidrograma anual.

para algunos investigadores: $Q_{form} = Q_{dom}$.

* Criterios para valuar Q_{form} .

- Kellerhals (1967). para ríos con boleros y gravas, - lo define como el gasto que llena el cauce principal; supone que para ese gasto el transporte de fondo es despreciable.
- Chanciski (1959). lo define como aquel que produce los máximos escurrimientos laterales en un año promedio.
- Mállyes. (1956). lo define como aquel gasto relativo mente grande o sostenido durante un tiempo, que reacondiciona el cauce natural al limpiarlo de ve getación y depósitos acumulados durante la época de gastos bajos.
- Ackers y Charton, consideran como gasto forma tivo o dominante como aquel gasto que si flu yera constante formaría un río con longitud de meandros observada para un tramo dado de río en un experimento similar.

$$\frac{\lambda}{D_{50}} = 123 \frac{G_d}{D_{50} \sqrt{g_s} \cdot D_{50}}$$

- En función de la frecuencia: a. Es aquel gasto que puede pasar por la sección transversal de un río, sin llegar a

desbordar, varios autores han observado la frecuencia de llenado en función de los datos hidro lógicos y de las avenidas presentadas.

Q_{Tr} 1 a 10 años.

* Criterios para valuar Q_{dom} .

- De la definición para flujo permanente.

$$Q_d = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{si} \cdot h_i \cdot Q_i}{\sum_{i=1}^n Q_{si} \cdot h_i}$$

- para flujo variado. Se debe efectuar una correc ción:

$$Q'_d = \left[1 + \frac{1.5\alpha}{\alpha - 1} \right]$$

en donde: $\alpha = \frac{(h_s - 1) D_{50}}{r D_s}$

para transporte nulo, α toma el valor de uno y para transporte máximo toma el de dos.

* CAUCES ESTABLES.

en un cauce se tienen 3 conceptos de estabilidad - que se pueden aplicar a un río.

- 1) Estática.- la estabilidad estática se alcanza - cuando la corriente no es capaz de mover al - material que forma las paredes y el fondo.
- 2) Morfología.- la estabilidad morfológica es la que tiene cualquier tramo de río, es decir, la geom etría de las secciones transversales y las pen dientes observados son los que se representan - siempre que se tenga el mismo material del fon do, la misma alimentación de gasto sólido proce dente de aguas arriba y el mismo hidrograma.
- 3) Dinámica.- Se puede considerar como un caso par ticular de la anterior y es la que se observa -- cuando el río está formado por un solo cauce, pero existe arrastre, erosión y sedimentación de material sólido.

En un cauce se tienen 3 grados de libertad.

| | | |
|--------------|---|--------------------------|
| 1º d | se requieren 3 ecua ciones que tomen en cuenta meandros | a) pérdidas por fricción |
| 2º S → Q_s | | b) arrastre de sediment |
| 3º B | | c) geomé secciones. |
| 4º tiempo | | |

algunos autores emplean o remplazan la palabra de equilibrio por la de régimen. Las condiciones de equilibrio son Be , Se y de .

- * Criterios: BLENCH.
ALTUDIN.
MAZA-CADICKSHANK.

* Contribución de Blench (1957) S.I.
aplicable a: canales rectos; márgenes hidráulicamente lisos; $B \leq 3d$; márgenes permanecen estables, como si éstas se comportasen como material cohesivo; - descargas continuas $Q = cte.$; el movimiento Q por da lugar a la formación de dunas $\Rightarrow Fr < 1; V < V_{crit}; D$ pequeños.

ecuaciones:

- 1) $F_B = \frac{3.2B}{d} V^2$ (factor de forma)
- 2) $F_s = \frac{10.76}{B} V^3$ (factor de orilla) = f(material)
- 3) $\frac{V^2}{g d_s} = 3.63 [1 + a_0 C_s] \left[\frac{V B}{L} \right]^{0.25}$

$a_0 = \frac{1}{2530}$; C_s = concentración del material - arrastrado en suspensión dado en peso y partes por cien mil.

A través de las ecuaciones anteriores se obtienen las condiciones de equilibrio.

$$Be = \sqrt{\frac{F_B}{F_s}} Q \quad \boxed{1.87}$$

$$de = \left[\frac{F_s}{F_B^2} \right]^{1/3} Q^{1/3} \quad \boxed{1.02}$$

$$Se = \frac{F_B^{3/2} F_s^{1/2} L^{1/4}}{3.63 (1 + a_0 C_s) g Q^{1/4}} \quad \boxed{0.55} \quad \text{hoja R-33}$$

$$F_B = F_{B0} (1 + 0.12 C_s)$$

fondo arenoso $F_{B0} = 1.9 D_m^{0.5}$
 D_m : mat. fondo expresado en mm.

$F_s = 0.1$ limo ligeramente cohesivo.
 $F_s = 0.2$ suelo cohesivo.
 $F_s = 0.3$ suelo muy cohesivo.

$$F_s = \frac{F_{B0}^2}{B}; \quad F_{B0} = 1.9 D_m^{0.5}$$

D_m ; mat. orillas expresado en mm.

* Contribución de Simons (1968) S.I.

$$Be = 0.9 K_1 \sqrt{Q}$$

$$de = 1.21 K_2 Q^{0.36} \quad R_h \leq 7 \text{ pies.}$$

$$de = 200 + 0.92 K_2 Q^{0.36} \quad R_h > 7 \text{ pies.}$$

$$\frac{V^2}{g D_s e} = K_4 \left[\frac{V B e}{L} \right]^{0.57}$$

COEFICIENTES:

| TIPO DE MATERIAL | K_1 | K_2 | K_4 |
|----------------------------------|-------|-------|-------|
| arena: lecho y orillas. | 3.50 | 0.52 | 0.33 |
| lecho: arena; orillas: cohesivo. | 2.60 | 0.44 | 0.54 |
| cohesivo: lecho y orillas. | 2.20 | 0.37 | 0.87 |

cuarzo mat. no cohesivo
lecho: arena; orillas: cohesivo. $1.75 \quad 0.23$
con alto contenido de cemento. $1.70 \quad 0.34$

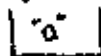
* Contribución de Altunin.

- distingue tres zonas importantes:
Montaña Intermedia Planicie

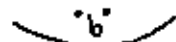
caños redondos arenas
o guijarros. y gravas arenas
f, v S, v

afluentes pe- cauces errantes ríos con meandros
queños. ríos sin meandros. cerca del mar.

- distingue dos tipos de secciones transversales.



difícil de erosionar



fácil de erosionar

PRIMERA ECUACION: relaciona las características geométricas.

$$\frac{B_m}{K} = d \text{ (Goncharov) } \quad [1]$$

$$m = 0.72 \left[\frac{D_m (\beta - \delta)}{ds \beta} \right]^{0.1} \text{ (Orlov)}$$

hoja R-33

| zona del río y con-
dición del cauce. | f | Fr | A ₁ | | m | |
|--|---|----|----------------|----|-----|-----|
| | | | a' | b' | a'' | b'' |
| ⓐ | | | | | | |
| ⓑ | | | | | | |

- ⓐ alta montaña
- ⓑ zona de planicie.

K = f (tipo de cauce)
mat. aluvial 8 a 12
"a" 3 a 4
"b" 16 a 20

SEGUNDA ECUACION: fórmula de Chezy.

$$Q = C B d \sqrt{ds}$$

$$C = \frac{1}{n} d^{1/3} \quad \frac{1}{4} < y < \frac{1}{3} \quad \text{Manning } y = \frac{1}{6}$$

$$Q = \frac{1}{n} B d^{5/3} S^{1/2}$$

sustituyendo en [1]:

$$B = \frac{A_1 Q^{1/\beta}}{S^{1/\beta}} \dots [2]$$

$$A_1 = (nk)^{\beta} ; \beta = \frac{3}{3+5m}$$

TERCERA ECUACION: equilibrio

$$V = a_1 V_0 d^{\alpha} \dots [3]$$

Q₁ = 1 zona montaña ; 1 a 1.15 zona planicie.
V₀ = velocidad de formación, excluye la posibilidad de formación en el tramo en estudio = f(D representativo). En época de avenidas el Drep. se afecta por 1.3 hoja R-35

- α = 1 / (1+d) se recomienda:
1/3 gasto máximo.
1/4 gasto medio época de crecientes.
1/3 gasto medio época de avenidas.

ecuación complementaria: V₀ = 1 / A₁

LA DETERMINACION DE LAS CARACTERÍSTICAS ESTABLES DE UN TRAMO DE CAUCE = f(Datos del problema) veanse hojas R-3 y R-3'

* Método de Maza-Cruickshank.

cauces con fondo arenoso.
ecuaciones necesarias para definir la estabilidad de un cauce:

- a) Cruickshank-Maza (resistencia del flujo) para régimen inferior o superior.
- b) Engelund (capacidad de transporte de sedimentos).
- c) Goncharov (Altunin)

Para el análisis de estabilización de un cauce se fijaron valores de los parámetros K y m (10 y 0.7); las expresiones pueden verse en tablas adjuntas. hojas R- y R-59.

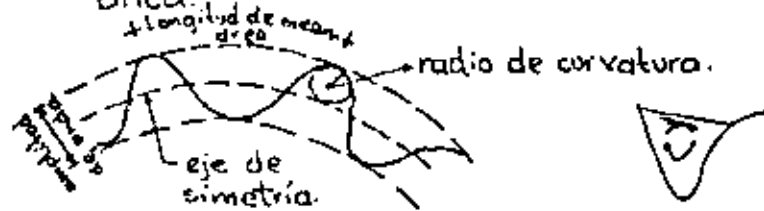
MEANDROS.

Los ríos presentan a lo largo de su recorrido:

- a) un curso recto.
- b) un curso meándrico.
- c) un curso trenzado.

a) **Curso recto.** Aunque uno puede ver un curso recto donde las márgenes son rectas, el flujo de agua entre ellas no lo es, en general, ya que las Irregularidades del cauce, debidas a rocas, barríos, árboles u otros obstáculos causan un grado de meandreo del agua dentro del tramo del río con márgenes rectas.

b) **Curso meándrico.** La figura muestra las características geométricas de una corriente meándrica.



A medida que el agua se mueve en este curso meándrico, desarrolla una gran fuerza centrífuga que causa una sobre-elevación del nivel del agua en el

La presión resultado del exceso de agua concentrada en esta zona, intensifica el flujo helicoidal en el fondo y en consecuencia, la erosión. En la parte interior de la curva hay un remolino con desareleración del flujo, ocasionandose el depósito.

CAUSAS DEL MEANDREO:

- 1- Flujo helicoidal
- 2- S como función del tamaño del material del fondo, ya que la corriente tiende a ajustar su S al material que debería transportar los granos del fondo, la corriente meandrearía a lo largo de

su curso y así disminuirá su "S".

c) **Curso trenzado.** El trenzado empieza con la aparición de una barra o mitad del canal. Una corriente de este tipo está caracterizada por la inestabilidad general de las barras canales del curso y por el derrumbe de márgenes.

GRADOS DE LIBERTAD.

- 1º d
- 2º 8
- 3º 5
- 4º t meandreo.

El meandreo son curvas que forman los ríos en planicie por:

- 1º una erosión continua.
- 2º el transporte y
- 3º depósito de material sólido.

FORMAS TÍPICAS.

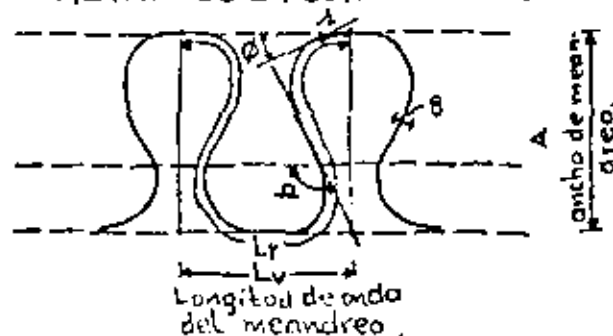
- 1º Curva parabólica.
- 2º Curva circular.
- 3º Curva seno.
- 4º Curva seno generada. La dirección angular de cualquier punto de la curva, respecto a una dirección principal en una función seno. Esta forma ofrece la mínima resistencia a la deformación.



La geometría de los meandros es importante ya que mediante ella se puede determinar la erosión que un río puede causar a los orillas afectando cierta zona.

Existen varios criterios para determinar la geometría: el radio de curvatura, longitud de meandro, etc.

GEOMETRIA DE LA CURVA SENO GENERADA.



110

$$1^{\circ} \quad k = \frac{L_r}{L_v} = \frac{S_v}{S_e}$$

k : sinuosidad.

L_r : longitud del río.

L_v : longitud del valle o planicie.

$S_v = S_{valle}$.

$S_e = S_{equilibria}$.

Si $k=1 \rightarrow$ río recto.

$k > 1 \rightarrow$ río meándrico.

Si $S_e < S_v$ se forman meandros.

$S_e = S_r$ río recto.

$\rightarrow S_e > S_v$

$A = 2.5$ a $4.5 B$ } fórmulas aproximadas.
 $L_v = 10 B$

$$2^{\circ} \quad \Omega = 2.2 \sqrt{\frac{k-1}{k}}$$

mx. deflexión ϕ en radianes.

$$3^{\circ} \quad \phi = \Omega \sin\left(\frac{\Delta}{L_r} 2\pi\right)$$

ϕ : dirección angular

Δ : magnitud del segmento de construcción

$$4^{\circ} \quad \Delta = \frac{L_r}{N}$$

N : número de segmentos adoptados para el trazo.

AUMENTO DE LA CAPACIDAD HIDRAULICA DE UN CAUCE MEDIANTE EL CORTE DE MEANDROS.

Uno de los problemas principales que afrontan las poblaciones situadas cerca de los márgenes de un río, radica en las inundaciones sufridas por éstas cuando transitan avenidas que exceden la capacidad hidráulica del cauce principal del río.

Posibles soluciones:

- 1º Construcción de presas para control de avenidas.
- 2º Cauces de alivio, aprovechamiento de lagunas o zonas adyacentes al cauce.
- 3º Bordos longitudinales o perimetrales a un poblado.
- 4º Corte de meandros.

Al producirse el corte de meandros, la alteración que sufre está en la pendiente y tenderá a recuperar su pendiente de equilibrio S_e , ya sea produciendo:

- a) Erosiones laterales en la vecindad del corte, que pueden desarrollar nuevos meandros o bien alargar los ya existentes.
- b) Si el proceso erosivo es detenido por medio de obras de defensa, el río tenderá a recuperar su S_e , erosionando el fondo aguas arriba del corte y creando zonas de depósito aguas abajo del mismo.

De lo anterior:

- 1) La capacidad hidráulica del río aumenta al aumentar la "S".
- 2) La erosión aguas arriba puede crecer indefinidamente.
- 3) La capacidad aguas abajo del corte podrá permanecer inalterada evitado el depósito de material mediante dragado.

La metodología es la siguiente:

- 1º Determinar las características hidráulicas antes del corte: Q ; Q_s ; B_c ; de S_e .
- 2º Lo mismo que lo anterior pero realizando el corte.

ANTES DEL CORTE.

a) Capacidad hidráulica del cauce.

Realizar el funcionamiento hidráulico del río para diversos gastos, aplicando el teorema de Bernoulli y continuidad.

Las pérdidas de fricción se valvan cuando no se conocen las características del material por la expresión de Manning.

$$h_f = \left[\frac{n \bar{V}_m}{r_m^{2/3}} \right]^2 \Delta L \quad \text{régimen inferior} \quad 0.2 \leq D_{50} \leq 20 \text{ mm}$$

$$h_f = \left[\frac{K_{RI} \bar{V}_m}{d_m^{0.634}} \right]^2 \Delta L \quad \text{superior} \quad \frac{1}{5} \geq 903 \bar{v}_m^{0.538}$$

$$h_f = \left[\frac{K_{AS} \bar{V}_m}{d_m^{0.644}} \right]^2 \Delta L \quad \text{superior} \quad \frac{1}{5} \leq 891 \bar{v}_m^{0.618}$$

siendo: $0.634 (S_e - 1)^{0.456}$

$$K_{RI} = \frac{D_{84}}{7.58 W_{50}}$$

$$K_{AS} = \frac{D_{84}^{0.644} (S_e - 1)^{0.352}}{7.52 W_{50}}$$

$$\bar{v}_m = \frac{r S_e}{(R - r) D_{84}}$$

$$(S_e - 1) = \frac{r S_e}{r}$$

b) Obtención del arrastre de sedimentos de fondo y en suspensión.

- * fondo (Meyer-Peter y Muller, Engelund, Bagnold, etc).
- * Suspensión (Einstein, Laursen, etc.).

c) Condiciones de estabilidad del cauce (Blench, - Altunin, Maca-Cruickshank)

POSTERIOR AL CORTE.

a) La determinación de la capacidad hidráulica semejante al anterior conviene se realice para dos condiciones diferentes.

- a-1) Sin que se haya erosionado el fondo A.A. condición que se presenta en los primeros años
- a-2) Ya se erosionó el fondo A.A. condición que se presenta en varios años después.

Por otra parte, por el corte de meandros, ocasiona depósito de materiales A.A al cambiar "S" A.A. ∴ será conveniente considerar una draga A.A. del corte.

120

b) Cálculo del arrastre de sedimentos. es análogo al anterior, pero con la diferencia de que se realice para:

- b-1) A.A. no ha sufrido el proceso erosivo.
- b-2) A.A. si se ha producido el proceso erosivo.
- c) Revisión de las condiciones de estabilidad del cauce, análogo a lo expuesto pero tomando en cuenta las características antes y después del corte E_o , H_o , S_o y S_i obtenidos del cálculo hidráulico.
- d) Dimensionamiento del cauce piloto.

- d-1) dragando un canal, con características similares a la del cauce natural.
- d-2) un cauce piloto, de tal manera que la corriente sea capaz de erosionarlo y ampliarlo hasta llegar a la sección de equilibrio.

Sección mínima. hipótesis:

- 1º la sección transversal y "S" etes. a lo largo meandro
- 2º " " " " " " " " " " " " " " canal piloto
- 3º la "n" es la misma en el canal piloto y en el meandro
- 4º Brio meandro etc. antes y después del corte; d cambia
- 5º Las variaciones E_c son despreciables en la bifurcación en una primera aproximación

- * al iniciarse el paso del agua por el canal piloto se cumplen todas las hipótesis.
- * con el tiempo, la sedimentación que se produce en el meandro no se cumplen 1, 2, y 4 favoreciendo el paso del agua por el canal piloto.

Condiciones de cálculo del canal piloto.

- 1º Canal piloto ≥ 3 V permisible mat. friccionantes o cohesivos
- 2º Niveles agua permanecen etes. A.A. y A.N. del corte.
- 3º Q diseño = Q dominante.
- 4º Profundidad de excavación = d meandro antes del corte.
- 5º tener cuidado que el canal no se obstruya por un deslizamiento.

análisis teórico.

* Continuidad.
 $Q_r = Q_c + Q_m$
 $V_r A_r = V_c A_c + V_m A_m$
 dividiendo ambos miembros por $V_r A_r$.

$$1 = \frac{V_c A_c}{V_r A_r} + \frac{V_m A_m}{V_r A_r}$$

considerando los parámetros adimensionales.

$$\rightarrow A_c = \frac{A_c}{A_r} ; A_m = \frac{A_m}{A_r} ; V_c = \frac{V_c}{V_r} ; V_m = \frac{V_m}{V_r}$$

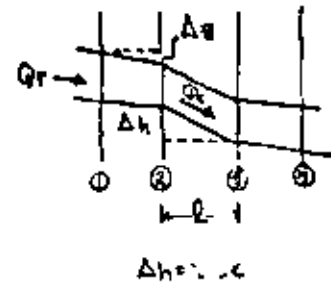
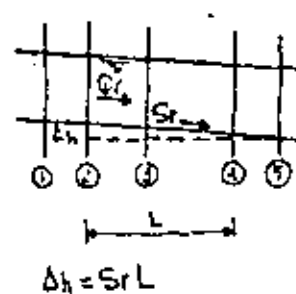
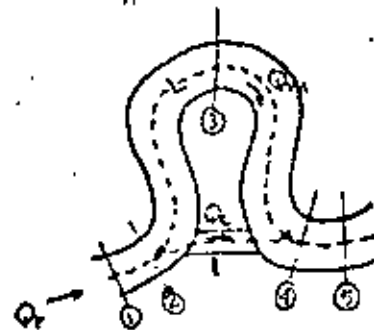
se obtiene $V_c A_c + V_m A_m = 1$

* De la ecuación de Manning.

$$V_r = \frac{1}{n} R_r^{2/3} S_r^{1/2}$$

$$V_c = \frac{1}{n} R_c^{2/3} S_c^{1/2}$$

$$V_m = \frac{1}{n} R_m^{2/3} S_m^{1/2}$$



3) Estimación de $\frac{R_r}{R_c}$

1) haciendo $\frac{v_m}{v_r}$

$$\frac{v_m}{v_r} = \left(\frac{R_m}{R_r}\right)^{2/3} \left(\frac{S_m}{S_r}\right)^{1/2}$$

* de la figura $S_m = \frac{S_r L - \Delta z}{L}$

* Considerando la hipótesis ④ $A_r = B R_r$; $A_m = B R_m$

* Tomando en cuenta los parámetros adimensionales. $\frac{v_m}{v_r} = v_z$; $\frac{A_m}{A_r} = A_z$

Sustituyendo valores:

$$v_z = (A_z)^{2/3} \left(\frac{S_r L - \Delta z}{S_r L}\right)^{1/2}$$

haciendo $k = \frac{K}{S_r L}$

Sustituyendo $v_z = (A_z)^{2/3} (1-k)^{1/2}$

si hacemos $\Delta z = 0$ $v_z = (A_z)^{2/3}$; $Q_z = (A_z)^{5/3}$ ←

2) haciendo $\frac{v_c}{v_r}$

$$\frac{v_c}{v_r} = \left(\frac{R_c}{R_r}\right)^{2/3} \left(\frac{S_c}{S_r}\right)^{1/2}$$

* de la figura. $S_c = \frac{S_r L - \Delta z}{L}$

* tomando en cuenta los parámetros adimensionales. $\frac{v_c}{v_r} = v_1$

Sustituyendo valores:

$$v_1 = \left(\frac{R_c}{R_r}\right)^{2/3} \left(\frac{S_r L - \Delta z}{S_r L}\right)^{1/2}$$

$$\frac{L}{2} = \frac{L}{2} \cdot \frac{\Delta z}{S_r L}$$

de donde:

$$v_1 = \left(\frac{R_c}{R_r}\right)^{2/3} \left(\frac{L}{2}\right)^{1/2} (1-k)^{1/2}$$

* haciendo $\rho = \frac{R_r}{R_c}$; $\lambda = \left(\frac{L}{2}\right)^{1/2}$; $c = \rho^{2/3} \lambda$

sustituyendo $v_1 = \frac{1}{c} (1-k)^{1/2}$

si hacemos $\Delta z = 0$ $v_1 = \frac{1}{c}$; $v_1 c = 1$ ←

$$R_c = \frac{A_c}{b + 2R_r}$$

b = ancho del canal piloto.

Dividiendo por A_r numerador y denominador y obteniendo el recíproco y multiplicando por R_r a ambos miembros de la expresión.

$$\frac{R_r}{R_c} = \frac{\frac{b R_r + 2 R_r^2}{A_r}}{\frac{A_c}{A_r}}$$

* haciendo $b R_r = A_c$

Sustituyendo y simplificando.

$$\frac{R_r}{R_c} = 1 + \frac{2 R_r}{A_c}; \quad 1 + \frac{2 R_r}{b}$$

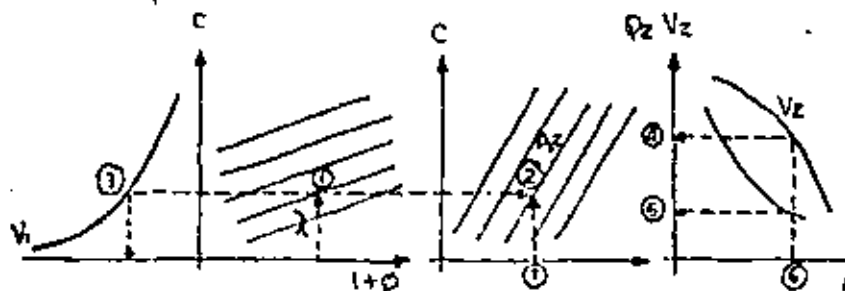
* haciendo $\phi = \frac{2 R_r}{R_c} = 1 + \phi$

Sustituyendo este valor en el de "c".

$$c = (1 + \phi)^{2/3} \lambda$$

Para facilitar el cálculo de la sección transversal del canal piloto, conviene realizarla gráficamente para las dos condiciones siguientes.

- 1) Material de arrastre en suspensión, difícil de sedimentarse en el meandro.
- 2) Material de arrastre de fondo, con posibilidad de depositarse en el meandro.



Secuela de cálculo.

Condición 1.

1) Determinar

$$\lambda = \sqrt{\frac{R}{L}}$$

$$V_i = \frac{V_c}{V_r} \text{ mínimo para producir erosión.}$$

2) Suponer "b" igual a la mayor de las dos magnitudes siguientes:

$$b = 0.10 B$$

margen poco elevada.

ó

$$b = 1.25 H$$

muy elevada

recomendable si llegara a deslizarse una de las márgenes.

3) Estimar:

$$\rho = \frac{2Rr}{b} ; \quad 1 + \rho ; \quad A_1 = \frac{bRr}{Ar}$$

4) Utilizando las gráficas se obtiene "c" punto ① de la gráfica.

5) Utilizando las gráficas se obtienen V_i y A_2 puntos ② y ③ de la gráfica.

6) Se compara V_i con el mínimo para producir erosión (obtenido del paso 1).

Si es correcto se obtiene de gráfica V_2 y ρ_2 puntos ④ y ⑤ de la gráfica.

Si no es correcto suponer otro ancho "b" y repetir el ciclo.

7

7) Determinar

$$A_m = A_2 \cdot Ar$$

$$Q_m = Q_2 \cdot Q_r$$

$$V_m = V_2 \cdot V_r$$

8) De la gráfica



de la sección A.A -

del corte se determina el área hidráulica correspondiente a $Q_m \rightarrow A_{Qm}$.

9) Hacer $A_m - A_{Qm}$ valor del área que se requiere obstruir en el meandro para cumplir con las condiciones impuestas por el método.

Condición 2.

1) Obtener $V_2 = \frac{V_m}{V_r}$ máximo que garantice el depósito en el meandro. de gráfica se determina A_2 punto ⑥ de la gráfica.

2) Se determina el valor de $\lambda = \sqrt{\frac{R}{L}}$

Se supone "b" de la misma forma que en la condición ① y se calculan los valores de

$$\rho = \frac{2Rr}{b} ; \quad A_c = bRr ; \quad \Delta_1 = \frac{Ac}{Ar}$$

3) A partir de λ y ρ se obtiene "c", "A₁" punto ⑦ de la gráfica, que se compara con el obtenido en el paso 2.

- Si difieren se supone otro valor de "b" y se repite el cálculo

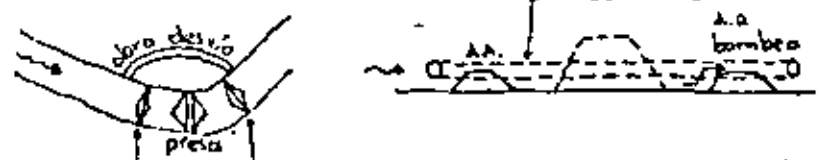
* Si el cálculo da un V_i menor que el mínimo permitido para producir erosión en el canal piloto; no se tendrá una solución posible para $\Delta_2 = 0$.

* El valor de Δ_2 obtenida en el paso uno indica el grado de obstrucción en el meandro para lograr el depósito.

H
N
C

CIERRE DE CAUCES.

En el aprovechamiento de corrientes naturales es muy común la construcción de obras para alterar o desviar el curso de un río.



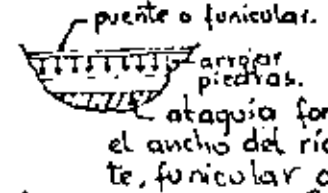
Ataguías construidas en época de estiaje, formadas al arrojar al agua piedras producto de banias de préstamo cercanos al sitio, elementos prefabricados, etc.

Ventaja: poco volumen, tiempo y costo de construcción.

*** METODOS DE CIERRE**

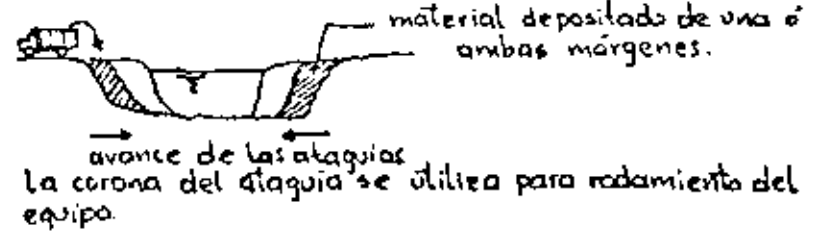
- a) Frontal.
- b) Lateral.
- c) Combinación de las anteriores.

A) METODO DE CIERRE FRONTAL. Este método se utiliza



en cauces con material arrastrable, ya que la protección se logra en las primeras capas de material. ataguía formada por capas sucesivas en todo el ancho del río al arrojar el material desde un puente, funicular o cualquier otro medio.

B) METODO DE CIERRE LATERAL.



La corona del ataguía se utiliza para rodamiento del equipo.

Este método se utiliza cuando el fondo del cauce está formado por material no arrastrable o cuando la sección es bastante estrecha.

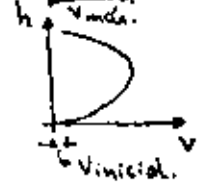
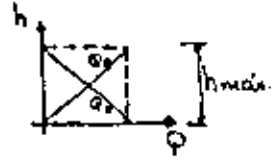
FENOMENOS PRESENTADOS DURANTE EL CIERRE DEL CAUCE.

*** Frontal.**

Se inicia con la formación, en el fondo del cauce, de un escalón que crece más o menos uniformemente mientras la ataguía no mueva la piedra, con ello se produce una reducción en el área hidráulica, lo que provoca un aumento en la ataguía y el nivel del agua h.A., funcionando la ataguía como vertedor, cuyo ahogamiento va reduciéndose a medida que la ataguía crece lo que trae como con-



secuencia un aumento en el Q_0 y \therefore una disminución en el Q_v .



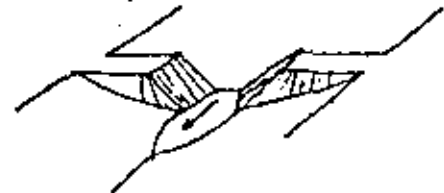
h=altura de la ataguía

configuración de las ataguías.



*** Lateral.**

La reducción del área de paso se logra al avanzar lateralmente hacia el centro del cauce, los efectos son semejantes al frontal.



METODO DEL CALCULO HIDRAULICO.

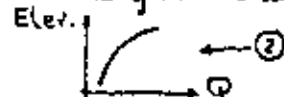
Desarrollado por ISBACH y JALDAE UR.S.S. experimentalmente y posteriormente ampliada por Lebediev.

La finalidad es conocer el flujo vertido. En función de ella determinar D_{mat} y sección - ataguía.

$Q_R = Q_0 + Q_v + Q_f$ ← ①

La repartición de los tres gastos está en función de z .

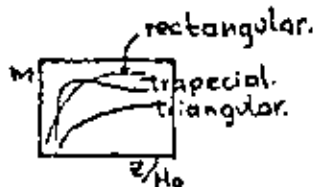
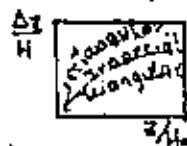
* $Q_0 = f(z)$



* Q_v → se calcula con fórmulas para vertedores.

$Q_v = m \sqrt{2g} B m H_0^{3/2}$ ← ②
 m = coef. de gasto del vertedor, según su forma y su ahogamiento
 $H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g}$ = energía sobre la cresta del vertedor.

Lebediev presenta.



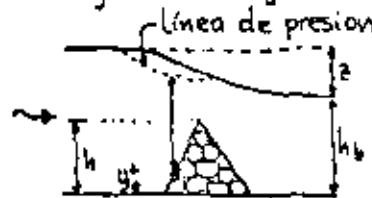
ver FIG. atrás.

- frontal - sección de vertido rectangular y trapezoidal.
- lateral - sección de vertido triangular.
- combinado - sección de vertido triangular con escalón de fondo.

* Q_f o: vérs del cuerpo de la ataguía JALDAE. cierre frontal; condiciones de flujo.

PARA PERFILES TRIANGULARES.

1) Ataguía sumergida → filtración es a presión.



$Q_f = 2k \sqrt{\frac{z h}{0.9 L}} (h^{3/2} - 0.39(h - y_0)^{3/2})$

k = coef. experimental de filtración turbulenta = f(tipo mat. - utilizado en ataguía) tabla R

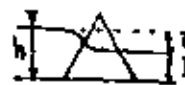
y_0 = altura sobre el talud A.A. desde la cual empieza a haber distribución no hidrostática de presiones.

$y_0 = \frac{h}{0.415} \left(\frac{h}{h_b + z} - 0.585 \right)$ si $\frac{h}{h_b + z} > 0.585$

h y z en m.

2) Ataguía emerge de la superficie del agua y existe filtración turbulenta no a presión.

$Q_f = 2k \sqrt{\frac{h}{L}} \left(\sqrt{2h} - \sqrt{2(h - h_b)} + \sqrt{z^3 / 12(h - h_b)} \right)$ ← ③



| tipo material: | D_{cm} : |
|--|--|
| pedra redondeada
n=0.4 | 10 20 40 50 75 90 130 160 210
229 34.5 50 57 69 |
| parosidad:
cubos de concreto
n=0.475 | 61 68 83 93 110 120 136 |
| tetraedros concreto
n=0.50 | 76 93 100 140 150 |

La solución simultánea de las ecuaciones ① a ③ permitirá conocer la forma en que se reparten en cualquier etapa del proceso de construcción Q_v , Q_0 y Q_f .

El coeficiente de permeabilidad turbulenta k, para elementos prefabricados (fig. 7) $k = 50^{1/2}$

S = coef. = f(forma de la estructura, porosidad del conjunto)

| porosidad | 0.75 | 0.80 | 0.85 | 0.90 |
|---------------|------|------|------|------|
| T_a y T_b | 23 | 30.7 | | |
| T_d | 21 | 27.5 | 36.6 | 42.8 |

D = diámetro de una esfera de igual volumen que el elemento prefabricado.

120

Isbach analiza la V que resiste un elemento (pie-
dra) colocada sobre un fondo liso y sobre otras
piedras.

$$V_{lim} = 4c \sqrt{2g \frac{K_1 - \gamma}{\gamma}} \sqrt{D} \quad \text{--- (A)}$$

coef. = 0.86 piedra redondeada.
= 1.20 en conjunto.

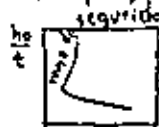
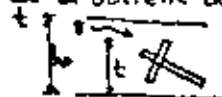
para elementos prefabricados.

1) $h_0/t > 1$

$$V_{lim} = WF \sqrt{\left(\frac{h_0}{t}\right)^{1/3}}$$

$W =$ Velocidad de caída = $\left(g \frac{D_1 - F}{r} \frac{\pi}{6L} D\right)^{1/2}$

$F =$ coeficiente = f (fricción del elemento con el piso, forma).
 h_0 se obtiene de la fig. 7e.



seguridad

| tipo de estructura | porosidad | ? | $\frac{h_0}{t}$ | F | T |
|--------------------|-----------|----------|-----------------|------|---------|
| 7-a | 0.80 | 0.8-1.00 | 1.72 | 0.47 | 5.9-6.5 |
| 7-b | 0.80 | 0.8-1.20 | 1.50 | 0.64 | 5.9-6.5 |
| 7-d | 0.80 | 1.0-1.50 | 2.12 | 0.81 | 6.5-8.1 |
| arcos de concreto. | 0.475 | 0.5-0.80 | 0.80 | 0.48 | 2.6-3.3 |
| tetraedros | 0.50 | 0.8-1.10 | 1.60 | 0.67 | 3.3-3.8 |
| entramamiento. | 0.40 | 0.3-0.60 | 1.00 | --- | 1.6-2.3 |

2) $h_0/t < 1$

$$V_{lim} = WF \sqrt{\frac{K_1 - \gamma(h_0/t)}{(K_1 - \gamma)^{h_0/t}}}$$

método pontal
unitario

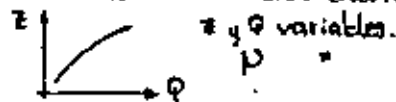
Isbach da otro criterio para el diseño; empleando la
potencia N en combinación con las V crit. y otras -
magnitudes determinadas experimentalmente.

$$N = T \cdot M$$

coef. adimensional.

$$T = f(\text{forma del elemento}); M = (K_1 - \gamma) V \frac{D}{W}$$

$N =$ Potencia cinética del chorro = $\frac{1}{2} Q V^2$



masa unitaria de agua -
que pasa por la sección de -
cierre en la unidad de tiempo

Una ataguía es formada por material no arrastrable
cuando $N_{cr} \geq T \cdot M$.

* DETERMINACION DE LA POTENCIA CINETICA CRITICA N_{cr} .

Isbach dice: N_{cr} se presenta cuando $z = \frac{1}{2} h_0$
es decir V_{max} ; vertedor pasa del estado
ahogado al no ahogado.

Cuando $T \cdot M < N$ el escurrimiento arrastra el material -
en toda aquella zona donde la igualdad no se cumple,
para dejar después que el material tome su talud na-
tural de reposo, en donde N disminuya de valor.
Las ataguías que se construyen con material que se
comporta en las condiciones anteriores, se les deno-
mina ATAGUIAS DE MATERIAL ARRASTRABLE O CON-
FIGURADAS; su cálculo se enfoca a conocer la -
forma que adoptará el cuerpo de éstas para un
determinado tipo de piedra y estimar el volumen
necesario para su construcción.

+ tipos de configuración (Fig. 12).

+ 1ª Configuración (12a).

La forma triangular se mantiene mientras:
 $V_{flujo\ cresta\ vertedera} \leq V_{lim}$ ecuación (A).
 $4c = 0.86$

+ 2ª Configuración (12b).

Se amplía la cresta.
 $V_{flujo} > V_{lim}$ ecuación (A).
se amplía la cresta $L_c = 3 \sqrt{\frac{q^2}{g}}$

$$V_{max} = 1.20 \sqrt{2g \frac{K_1 - \gamma}{\gamma}} \sqrt{D}$$

cualquier aumento de velocidad ocasiona un arrastre.

Del teorema de Bernoulli (se desprecia la velocidad de llegada).

$$\Delta z_{min} = \frac{1}{\rho^2} \frac{V_{min}^2}{2g} \quad \text{al principio de la cresta}$$

$$\Delta z_{max} = \frac{1}{\rho^2} \frac{V_{max}^2}{2g} \quad \text{al final de la cresta}$$

ρ_1 y ρ_2 son coeficientes que toman en cuenta la pérdida de carga entre las secciones, con valores entre 0.92 y 0.70.

3ª Configuración. (12c).

Se presenta A_0 una pendiente de la rápida.

* De Manning

$$i = \frac{n^2 V_{max}^{10/3}}{q^{4/3}}$$

de acuerdo con JALDRE $n=0.05$ piedra redondeada homogénea $15\text{cm} < D < 25$.
 $n=0.10$ D mayores.
 para mat. no uniforme n se reduce.

* Lebediev.

$$i = \frac{N}{V_{max}^2 C^2} ; \quad C = \frac{n}{y_0^{1/6}}$$

4ª Configuración (12d).

Es una prolongación de la 3ª configuración al disminuir el Q_v .

PROCEDIMIENTO DE CALCULO.

* 1ª Etapa.

Se desconoce el material con que se efectúa el cre. Se considera $Q_f=0$.
 Se determina Z, q, V, N .
 El material no es arrastrado.

* 2ª Etapa.

1ª CASO: Se escoge un material D; $Q_f \neq 0$ no es arrastrada
 2ª CASO: Se escoge un material para no ser arrastrado. Se gradúa el tamaño D; aumentando al aumentar la velocidad de vertido.

3ª CASO: Tamaño de material etc. el material es arrastrado. Se calcula el volumen.

ATAGUIA DE MATERIAL NO ARRASTRABLE.

- | | |
|--|-----------|
| 1ª Se conoce la elevación de la cresta de la ataguía. | Veresta |
| 2ª $Z_{sup} \rightarrow$ determina Elev. agua A.A. | Z_{sup} |
| $\nabla_{A.A.} = \nabla_{A.a} + Z_{sup}$. | |
| 3ª Se determina Q_d para el nivel supuesto | Q_d |
| 4ª Se obtiene $H = \nabla_{A.A.} - \nabla_{cresta}$ | H |
| $H_0 = H + \frac{V^2}{2g}$ | H_0 |
| 5ª Se obtiene $m = f\left(\frac{Z}{H_0}\right)$ fig. 5 | m |
| 6ª Se calcula gasto unitario vertido ecuación (1) | q_v |
| 7ª $Q_v = q \cdot b_m$ rectangular Q_v
para el triangular $b_m = kh \left(1 - \frac{\Delta z}{H}\right)$ (ancho menor del trapecio)
Trapecial $b_m = kH \left(1 - \frac{\Delta z}{H}\right) + b$ | |
| 8ª Si se toma en cuenta Q_f calcularlo con las fórmulas (1). | Q_f |
| 9ª Se suman los gastos $Q_d + Q_v + Q_f$
Si $Q_1 = \Sigma Q$ proceder con (1).
Si $Q_1 \neq \Sigma Q$ proceder con (2). | |
| 10ª $V = \frac{Q_1}{A}$ | |
| 11ª $N = r q \bar{z}$ | |

El proceso se repite, se realiza para cada elevación de la cresta; los valores finales se grafican y se diseña el tamaño del material a emplear para la condición más desfavorable.

Si el material es no uniforme $Q_f=0$.

121

ATAGUIA DE MATERIAL ARRASTRABLE.

* Para el tamaño del material disponible se calcula v_{min} ; v_{max} . formulas ③ y los valores de las caídas al principio y final de la cresta Δz_{min} y Δz_{max} formulas

$$\begin{matrix} v_{min} \\ v_{max} \\ \Delta z_{min} \\ \Delta z_{max} \end{matrix}$$

* 1ª Configuración $v < v_{lim}$.
cálculo igual que la ataguiá de mat. arrastrable.

* 2ª y 3ª Configuración.

$$z = \frac{1}{f_2} \frac{v_{máx}^2}{2g}$$

para cada "z" considerado se hace lo siguiente:

1ª Se determina Q_d para el nivel A.A.
 $\nabla_{A.A.} = \nabla_{A.A.} + z$

$$\begin{matrix} \nabla_{A.A.} \\ Q_d \end{matrix}$$

2ª Se determina $Q_v = Q_r - Q_d$
siendo $\nabla_{cresta} = \nabla_{A.A.} - H$
 $H = \frac{1}{f_2} \frac{v_{min}^2}{2g} + h$

$$\begin{matrix} Q_v \\ \nabla_{cresta} \end{matrix}$$

a) rectangular (vertedor).

$$h = \frac{Q_v}{b m v_{min}}$$

$b m =$ ancho medio del vertedor.

b) triangular

$$h = \sqrt{\frac{Q_v}{k v_{min}}}$$

$k =$ talud

c) trapezoidal.

$$h = \frac{b}{2k} + \sqrt{\left(\frac{b}{2k}\right)^2 + \frac{Q_v}{k v_{min}}}$$

$b =$ ancho inferior del trapezio.

3ª Se obtiene $q_{unitario}$ en la rampa.

a) frontal $q = \frac{Q_v}{b m}$

b) pionero (vertedor triangular)
se obtiene el área de la sección estable.

$$A = \frac{Q_v}{v_{máx}}$$

tirante $\rightarrow y_0 = \sqrt{\frac{A \tan \theta}{2.04}}$ ← ángulo reposo mat. experimentalmente.

ancho canal $B = \frac{\pi y_0}{\tan \theta}$

finalmente $q = \frac{Q_v}{B}$

4ª Se determina la longitud de cresta L_c .
 $L_c = 3 \sqrt[3]{\frac{Q_v^2}{g}}$

5ª Se obtiene la caída en la rampa. Z_i
 $Z_i = Z - \frac{1}{f_2} \frac{v_{máx}^2}{2g}$

6ª Se calcula la potencia unitaria en la rampa. N_i
 $N_i = \gamma q Z_i$

7ª Se determina L_i de la rampa. L_i
 $L_i = \frac{N_i}{c v_{max}^3}$

8ª Se dibujan los perfiles de las configuraciones - definidas con los datos anteriores hasta que L_i disminuya considerablemente lo que significará el paso de la 4ª configuración.

9ª A partir del perfil más extendido se determina el volumen del dique.

* SOCAVACION EN CAUCES NATURALES.

Tipo.

General.

Transversal.

Curvas (parte externa.

al pie de una estructura.

aguas abajo de un embalse.

* Socavación general.

Criterio de Lischtvan-Leverdiev.

| Cauce | Mat. fondo | Dist. estratos |
|---------------|----------------|----------------|
| • Definido. | • cohesiva. | • homogéneo. |
| | • no cohesiva. | |
| • Indefinido. | • cohesiva. | • heterogéneo. |
| | • no cohesiva. | |

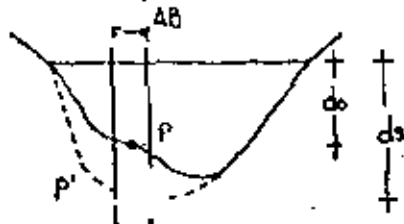
* Socavación general en cauces definidos
la degradación del fondo cesará hasta que
 $V_{rio} = V_{erosiva}$.

$V_{rio} = f(s, n, d)$.

$V_{erosiva} = f(\text{características fondo, } d)$.

así para materiales friccionantes, V_e , se entiende como la V_{min} que mantiene un movimiento generalizado el mat. del fondo = $f(D_m)$; para materiales de comportamiento cohesivo es la V_{corte} de levantar las partículas y ponerlas en suspensión.

→ suelos cohesivos.



$$V_e = 0.606 s^{1.18} \beta d s^x$$

$$x = f(\beta s)$$

$\beta = \text{coef. pas o f (frecuencia de las avenidas)}$

hoja R-36

| % PQd | β |
|-------|---------|
| | |

| β_s | X | $\frac{1}{1+X}$ | D_m | X | $\frac{1}{1+X}$ |
|------------------|---|-----------------|----------------------|---|-----------------|
| suelos cohesivos | | | suelos friccionantes | | |

$T_r = f(\text{profundidad en cada punto de la sección})$

en una franja ΔB

$$\Delta Q = V \Delta A = \frac{1}{n} S^{5/3} \Delta B \dots \textcircled{1}$$

$\alpha = f(D_m \text{ antes de la erosión, } D_d, \mu)$

$\mu = \text{coeficiente de contracción,}$

$$\alpha = \frac{D_d}{d_m^{0.5} \beta e \mu} ; d_m = \frac{A}{B e}$$

↳ ancho efectiva.

| V_{min} | d_{min} |
|-----------|-----------|
| | |

hoja R-

por otra parte $\Delta Q = V_r d_s \Delta B \dots \textcircled{2}$

igualando $\textcircled{1}$ y $\textcircled{2}$

$$V_r = \frac{\alpha d_o^{5/3}}{d_s} \dots \textcircled{3}$$

igualando $V_r = V_e$

$$d_s = \left[\frac{\alpha d_o^{5/3}}{0.60 \beta s^{1.18}} \right]^{1/(1+X)} \dots \textcircled{4}$$

para suelos homogéneos

→ SUELOS FRICCIONANTES.

$$V_e = 0.68 \beta D_m^{0.28} d_s^x$$

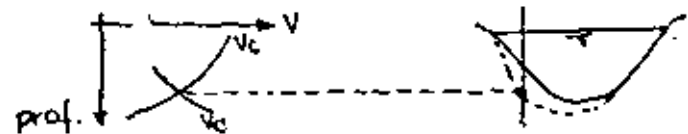
$$V_r = \frac{\alpha d_o^{5/3}}{d_s}$$

$$\Rightarrow d_s = \left[\frac{\alpha d_o^{5/3}}{0.68 \beta D_m^{0.28}} \right]^{1/(1+X)}$$

→ cuando el material es heterogéneo se resuelve:

a) - analíticamente.

b) - semi-gráfico.



NOTA: Si la rugosidad varía de tramo en tramo. (cauce principal y secundario) hay necesidad de valorar para cada caso α_{cp} ; α_{cs}

* Socavación general en cauces indefinidos. cuando un río carece de un cauce bien formado (dos o más corrientes).

Si $\frac{Q_{principal}}{Q_{avenidas}} \leq 0.25$
 $\frac{B_{normal}}{B_{avenidas}} \approx 0.80$

en lugar de V_c se toma V_c (no erosionable) = f (material del fondo, d); los valores son los vistos V_{perm} para material cohesivo y no cohesivo; en términos generales.
 $V_c = V_c d^{0.2}$

d = profundidad en el punto de estudio
 V_c = velocidad crítica para un tirante de un metro.

para materiales homogéneos:

$$V_c = V_r = \frac{\alpha d_0^{5/3}}{ds} \quad ds = \frac{\alpha d_0}{V_c}$$

para materiales heterogéneos se hace de la misma manera que para cauces definidos.

* si el cauce trae mucho material en suspensión y ds aumenta y la turbulencia disminuye por lo tanto para que la corriente provoque la misma erosión la velocidad media de la corriente es mayor: la ecuación que de V_c o V_r se ve afectada por $\Psi = f(\text{logia, mat. susp.})$, tabla VI $\frac{d_m}{d} \Psi$

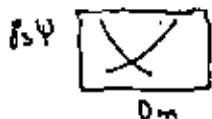
hipótesis.

→ se cumple el principio de continuidad (sección A-A y la de estudio)

→ misma rugosidad. $s_1 = s_2$
 $Q = \frac{1}{n} B_1 d_1^{5/3} s_1^{1/2} = \frac{1}{n} B_2 d_2^{5/3} s_2^{1/2} \dots \textcircled{1}$

→ Q s es el mismo cuando llega a estabilizarse De Dubois

$$Q_0 = \Psi B_1 \bar{v}_1 (\bar{v}_1 - \bar{v}_c) = \Psi B_2 \bar{v}_2 (\bar{v}_2 - \bar{v}_c)$$



$\bar{v} = d ds$ hoja R-12
 despejando S y sust. en $\textcircled{1}$
 $B_1 d_1^{7/3} \bar{v}_1^{1/2} = B_2 d_2^{7/3} \bar{v}_2^{1/2}$

$$\bar{v}_2 = \frac{B_1}{B_2} \frac{d_1^{7/3}}{d_2^{7/3}} \bar{v}_1 \dots \textcircled{A}$$

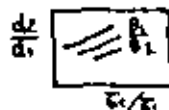
de $\textcircled{2}$

$$B_1 \bar{v}_1 (\bar{v}_1 - \bar{v}_c) = B_2 \bar{v}_2 (\bar{v}_2 - \bar{v}_c)$$

despejando \bar{v}_2 e igualando con \textcircled{A} .

$$\frac{d_1}{d_2} = \left(\frac{B_2}{B_1} \right)^{1/3} \left[\frac{\bar{v}_c / \bar{v}_1 + \left[(\bar{v}_c / \bar{v}_1)^2 + 4 B_1 B_2 (1 - \bar{v}_c / \bar{v}_1) \right]^{1/2}}{2} \right]^{3/2}$$

graficando



* erosión en curvas.

de acuerdo a las curvas que tiende a formar un río, pueden establecerse tres grandes grupos.

- a) ríos de llanura con meandros.
- b) ríos con curvas irregulares.
- c) ríos con cauces errantes.

| tipo de río | F_r | m |
|-------------|-------------|-------------|
| a | 0.02 - 0.20 | 0.50 - 0.75 |
| b | 0.04 - 0.50 | 0.60 - 0.75 |
| c | 0.20 - 0.50 | 0.75 - 0.80 |

→ Criterios de diseño.

a) Levediev.

obtener $d_{curva} = d_0$ $d_{cor} = d_{directo} (1 + \bar{v} \sqrt{R/A})$
 y después se obtiene d_s $d_{curv} = k \bar{v} d_{directo}$

b) Altunin.

supone que d_0 no aumenta cuando la avenida máxima tiene lugar.

| | | | |
|----|---|----|---|
| BA | C | KE | E |
| | | | |

$d_{máx} = E$ directo

hoja R-36.

* SOCACION LOCAL AL PIE DE PILAS Y ESTRIBOS DE PUEBLES.

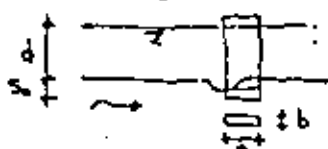
• Criterios.

Laursen Touch (Iowa)

Yaroslavtziev (Unión Soviética)

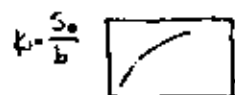
Instituto de Ingeniería.

$ds = f(d, \text{forma pila})$
 $ds = f(V, d, \text{forma pila}, d, \text{cauce aven. o estriaje})$



* Laursen-Touch

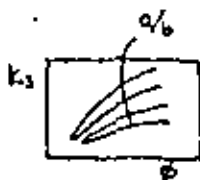
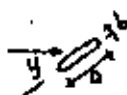
$S_0 = k_1 k_2 b$
 (no incide oblicuamente)



hoja R-39

$S_0 = k_1 k_3 b$
 (incide oblicuamente)

$k_1 = f(\text{forma de la nariz})$
 hoja R-40.



hoja R-42.

* YAROSLAVTZIEV

dos casos: mat. no cohesivo.
 cohesivo.

→ No cohesivo
 $S_0 = K_f K_v (e + K_u) \frac{V^2}{g} = 300 B_s$

$K_f = f(\text{forma de la nariz de la pila})$
 y el ángulo θ

$K_v = f(V, b)$ hoja R-46.

$e = f(\text{sitio donde estén colocadas las pilas})$
 1.0 cauce principal.
 1.0 cauce avenidas.

hojas R-43 a R-45.

→ Surlos criterios. hoja n 47.

→ Surlos criterios.

La expresión es la misma que para suelos granulares; se considera un equivalente hoja R-48.

| caract. suelo | peso. vol seco
T/m³ | Equivalente | |
|---------------|------------------------|-------------|---------|
| | | Arcillas | Aluvión |
| Poco compacto | | | |
| Muy compacto | | | |

* Instituto de Ingeniería.

ecuación Laursen.



hoja A-38.

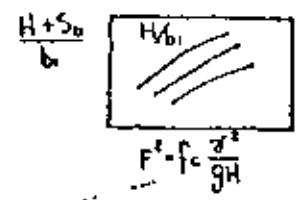
Yaroslavtziev.

- ① posibles errores.
- ② zona de aplicabilidad
- ③ no concuerda la fórmula.
- ④ no se presentan socavaciones.

2- después de realizado el estudio de aplicabilidad de los métodos propuestos por Laursen-Touch y el de Yaroslavtziev, se avocaron a estudiar el mecanismo de la erosión, es decir, investigar los factores que intervienen en la socavación al pie de una pila de un puente; los cuales fueron agrupados en la forma siguiente.

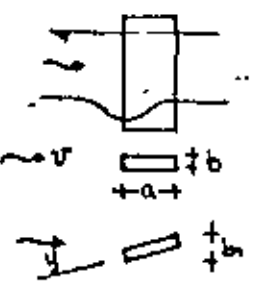
- a- parámetros hidráulicos.
 (V, tirante, distrib. de V, direc. corriente)
- b- parámetro de fondo.
 (D, distri. granulométrica, cohesión, d_s sumergido, espesor estratos).
- c- características que dependen de la ubicación del puente (concentración en la sección del puente; forma del río, recta o curva, obras de control).
- d- parámetros de tiempo (tiempo de pico, tiempo para que el material sea renovado y se alcance una condición estable).
- e- en los estudios realizados por el Instituto de Ingeniería, se probaron 3 materiales granulares, cuatro clases de pilas y diferentes ángulos de incidencia; en cada ensaye se varió el tirante u la velocidad.

En las fig. 27 a 30 del libro se muestran las diferentes etapas en el proceso erosivo; de la serie de ensayos realizados y de los resultados presentados por los autores, obtuvieron un nuevo criterio para determinar la profundidad de la socavación, figs. 31 a 35 para pilas rectangulares, circulares y redondeadas respectivamente.



hojas R-49 y R-50.

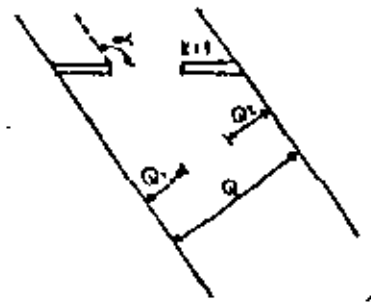
- Si la pila está alineada al flujo $f_c = 1$; $b_1 = b$
- Si no está alineado al flujo b_1 será la proyección de la pila f_c es variable



| | | | | |
|----------|-----------|------------|------------|------------|
| θ | 0° | 15° | 30° | 45° |
| f_c | 1 | 1.25 | 1.40 | 1.45 |

*** SOCAVACION AL PIE DE ESTRIBOS.**

método de Artamanov: permite determinar la profundidad al pie de estribos y espigones.



DISPOSICION DE LOS ESTRIBOS.

$sr = Pq \quad Pk \quad Ho$
 tabla XV XVI XVII
 $\alpha \quad Q_1/Q_2 \quad K$
 hoja R-50.

Ho es el tirante que tiene en la zona cercana al espigón.

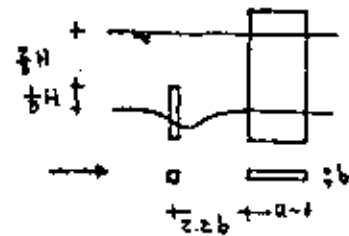
*** PROTECCION CONTRA LA SOCAVACION LOCA**

- a)- al pie de pilas.
- b)- al pie de estribos.

→ Al pie de pilas.

- impedir que el cambio de dirección de las líneas de corriente se produzca frente a la pila con lo que se reducen o suprimen los vórtices que se generan en las esquinas.
- la segunda consiste en hacer que en el fondo del cauce alrededor de la pila resista la acción erosiva.

Solución del primer tipo ($y=0$)



Se reduce la socavación en un 70%.

Solución del segundo tipo ($y=0$ ó $y \neq 0$).

consiste en sustituir el material del fondo del cauce por otro más resistente a la erosión

$v = \alpha H^k$; $\alpha = \frac{1}{2+H}$ ⇒ se despeja α

despejado α , en hoja R-54, aparecen los diámetros que se recomienda colocar en el pedraplen, $y=0$ enfrente, $y \neq 0$ alrededor de la pila.

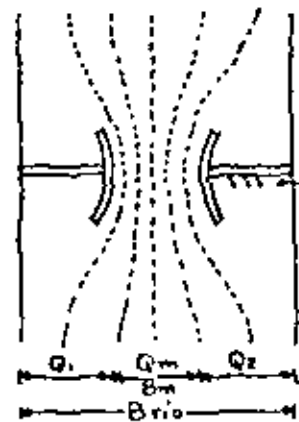
- $D_{fondo} < 20 D_{protección}$ (receta).
- la protección deberá colocarse en tres cajas.
- para no reducir el área hidráulica el bloque se coloca en el nivel inferior de la socavación general.

hoja R-55.

132

* Al pie de estribos.

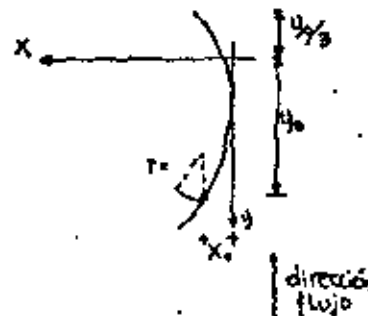
Criterio de Lotvischenkev.



$Q_{TOTAL} = Q_1 + Q_m + Q_2$

hoja A-52.

espigones para evitar la erosión en el terraplen.



1- Fijar la magnitud de los ejes: $f(Q_r/Q_m)$

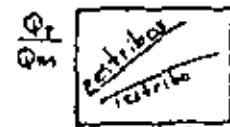
$q = \frac{Q_r}{B_{rio}} \quad Q_m = q B_m$

$X_0 = \lambda B_m$

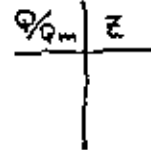
$Y_0 = \lambda \epsilon B_m$

$Z = f\left(\frac{Q}{Q_m}\right)$

$Z = \frac{y_0}{X_0}$



$\lambda = f\left(\frac{Q_r}{Q_m}\right)$



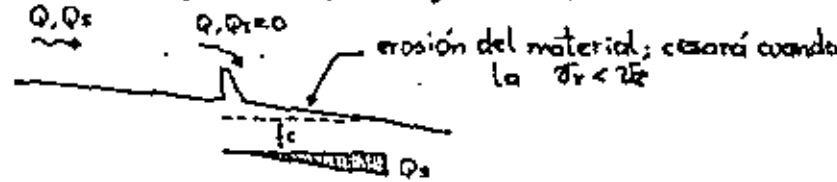
hoja R-53.

2- Conocidos X_0, Y_0 el resto de los puntos está dado por:

$X = X_0(1 - \sqrt{1 - y^2/y_0^2})$

3- Colocar pedraplen de la misma forma que al pie de pilas.

* Erosión aguas abajo de grandes presas.



Se presentan dos casos:

a) Con sección de control.

b) Sin sección de control.

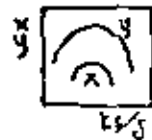
en ambos casos las ecuaciones son:

$V_c = 18 \log(12.27 \frac{R}{A}) \sqrt{S_c R_c} = \frac{Q}{A} \dots \textcircled{1}$

$\Delta = \frac{K_s}{X}$

K_s : diámetro representativo = D_{90}

X : coeficiente = $f(\frac{K_s}{S})$; fig.



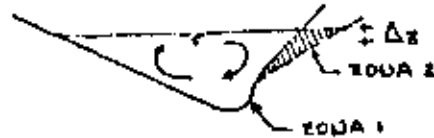
Shields.

$\frac{\epsilon_c}{(K_s - \delta) D} = K = \frac{0.06}{y} \dots \textcircled{2}$

$\epsilon_c = f(R_c S_c) \dots \textcircled{3}$

mediante el uso de las fórmulas anteriores es posible determinar S_c, R_c, A_c ; para resolver conviene proceder por tanteos dando a X y a y el valor inicial de uno.

OBRA DE PROTECCION.



si se protege la zona ① la zona ② se erosiona, el talud de la margen se acuesta y no hay desplazamiento del río.

- ⊕ espigones
- ⊕ protección directa.

Las ventajas de uno son desventajas para el otro tipo de protección.

parámetros o factores dignos de tomarse en cuenta al diseñar una obra de protección.

- Área hidráulica se reduce o no.
- Rugosidad (se aumenta en las orillas).
- Se fija la orilla.
- Radio de curvatura de las curvas.
- Procedimiento de construcción.
- Mantenimiento de la obra.
- La destrucción parcial o total.

* DISEÑO DE ESPIGONES.

- a) Localización en planta, radios de curvatura, longitud de tangentes, ancho estable del río.
- b) Longitud de espigones y de arranque (2 a 2.5 Be).
- c) Separación de los espigones = $f(\beta)$ $90 < \beta < 110$ hoja R-54.
- d) Pendiente de la corona (6 al 10%).
- e) Angulo de orientación respecto a la orilla (70 a 90°).
- f) Permeabilidad del espigón. Material de construcción.
- g) Socavación en la curva y local en el espigón.

- madera
- pedraplen.
- gaviones.
- elementos prefabricados de concreto.

* DISEÑO DE PROTECCION DIRECTA.

- a). Igual.
- b) Longitud de protección y de arranque.
- c) Taludes de protección
- d) Permeabilidad de la protección y materiales de construcción.
- e) Socavación en la curva y socavación local al pie de la protección.

* Efectos que producen las estructuras a la corriente ①, así como los efectos que producen las corrientes a las estructuras ②.

→ a) protecciones directas.

- ① fijan la orilla en forma definitiva, sin permitir ningún desplazamiento posterior siguiendo cualquier configuración de la orilla.
- ① no disminuyen el área hidráulica de la corriente.
- ② turbulencia y vórtices producidos por la corriente y a las rápidas fluctuaciones de las elevaciones del agua, sobre todo en época de avenidas.
- ② socavación al pie de la protección.

→ b) espigones.

- ① disminuyen el área hidráulica (lo cual es deseable en ríos navegables).
- ① aumentan la rugosidad de las orillas.
- ② socavación local en la punta de los espigones es de importancia durante su construcción, cuando se utilizan elementos que están sueltos entre sí, balsas, piedras, gaviones, etc.
- ② aún erosionada la punta de los espigones, el resto de la estructura sigue trabajando y la destrucción de uno de ellos no pone en peligro a los demás.
- ② los espigones; de estar permanentemente dentro del cauce principal, conviene que sea impermeable para alejar a la corriente lo más efectivamente posible de la orilla. Si se utilizan espigones para reducir la velocidad de la

- corriente en una zona que se desea rellenar - con los sedimentos arrastrados por el río (formar margen), conviene que sean permeables para que el agua cargada de sedimentos pase entre ellos y al reducir su velocidad, deposite dichos materiales.

→ c) Obras de control de arrastre de sedimentos en la cuenca.

- suelo erosionado en la parte alta de la cuenca producido por la lluvia.
- pérdida de suelo al arrastrar el material desprendido por la lluvia.
- modifica las características del cauce al variar el gasto sólido, principalmente la pendiente.
- cuando el gasto sólido llega al mar o algún embalse, los procesos erosivos producen daños donde se originan, donde se transitan y donde se depositan.

① Las obras que se realizan para el manejo de la cuenca, tales como construcción de terrazas, zarcos en los límites de parcelas, estabilización de flujos concentrados (presas o represas), favorecer el crecimiento de vegetación en las fronteras de las parcelas; favorecen el mejoramiento al reducir los procesos erosivos, se mejora la calidad de agua asociada con el abuso de sitios de recreo urbanos al aire libre en relación con reservas de agua, se disminuye el potencial de inundación; se incrementa el escurrimiento disponible mediante el manejo de vegetación.

② para este tipo de estructuras se puede considerar que prácticamente el efecto que produce a la corriente es mínimo, si son diseñadas adecuadamente; no suce-

-diendo lo contrario ya que la corriente produce erosiones y en algunas ocasiones franquearse.

→ d) puentes.

- ① Disminución del área hidráulica, lo cual produce un remanso aguas arriba.
- ② Socavación en las pilas, así como erosión en los estribos y accesos.

→ e) alcantarillas.

① se reduce el área hidráulica de la corriente natural, ocasionando un embalse a la entrada y un aumento de velocidad dentro y a la salida de la misma. La profundidad del embalse a la entrada dependerá del diseño de la alcantarilla y puede llegar a rebasar la altura del terraplén.

② A la entrada de la alcantarilla se produce una degradación del suelo, en forma de abanico, producto de la velocidad del flujo al concentrarse, que en un momento dado pone en peligro la estabilidad de los aleros y del terraplén mismo. En la salida se puede necesitar protección contra la socavación y a la erosión.

H
C
C

→ f) sifones.

- ① disminución de área hidráulica, lo cual produce un remanso aguas arriba.
- ② socavación en el cauce, así como erosión en los estribos y accesos.

En el diseño de sifones deberá tomarse en cuenta la estabilidad del río con objeto de que la corriente pase por el sitio de cruce. En otra forma las obras que se requieran para tornar el río a su cauce anterior y evitar erosiones fuertes en los accesos, serían muy costosas.

→ g) pozos: Ranney (toma para aguas subterráneas).

- ① reducen el área hidráulica del río.
- ② succavación local considerable alrededor del mismo que pone en peligro la estabilidad de la propia estructura cuando se presenta una avenida extraordinaria en el río.
- ③ estabilidad del cauce que tiene efecto en la conducción del agua del cauce a la margen ó acceso.

→ h) obras de toma directa:

- ① La elección del tipo de compuertas a instalar se en los orificios reguladores lo determina precisamente la mayor o menor cantidad de sedimentos que se prevee, puedan depositar se aguas arriba de las bocatomas.
- ② Cuando las obras de toma directa se alojan en la margen del río, corren el riesgo de ser erosionadas y en casos extremos ser franqueada. En el diseño de este tipo de estructuras conviene conocer la estabilidad del río para ubicar las obras de toma.

→ i) presas derivadoras.

- ① inundación aguas arriba, así como una reducción de velocidad en el embalse, que favorecen la sedimentación de los materiales arrastrados por el cauce y la elevación del fondo.
- ② aguas abajo de la cortina se producen erosiones y azolves en la presa, en algunas ocasiones la corriente destruye los desarenadores, situaciones que se producen en ríos de montaña, donde las velocidades alcanzan a arrastrar materiales de gran tamaño.

→ j) bordos longitudinales a las corrientes:

cuando se utilizan bordos longitudinales a las corrientes, para aumentar la capacidad hidráulica de un determinado cauce en ocasiones se ignora el drenaje natural, formando terraplenes que operan como presas, que son obras hidráulicas que alteran o modifican los hidrogramas de las corrientes; ocasionan graves daños al aumentar las áreas inundadas y el tiempo que el agua es retenida, además de que en ocasiones producen inundaciones donde antes no se presentaban y constituye un peligro a la vida humana.

CONCLUSION:

CONOCIDOS LOS EFECTOS QUE PRODUCE LA CORRIENTE A LA ESTRUCTURA, ASI COMO LAS ALTERACIONES QUE PRODUCE LA ESTRUCTURA A LA CORRIENTE, SE PUEDE DE A DISEÑAR LA ESTRUCTURA COMO SI ESTA FUERA UNA OBRA HIDRAULICA CON LOS CRITERIOS Y FACTORES DE SEGURIDAD YA ESTABLECIDOS.

MODELOS FLUVIALES.

permiten estudiar el comportamiento, condiciones hidráulicas y evolución de una corriente natural.

FONDO FIJO.

niveles superficie agua.
líneas de corriente.

distribución de velocidades.

MODELOS FLUVIALES DE FONDO FIJO.

- * La determinación de las escalas se basa en cumplir la condición de Froude entre el modelo y el prototipo.
- * Representar adecuadamente la rugosidad.

Como los modelos fluviales se emplean para representar tramos de varios kilómetros de ríos, se requiere construir modelos fluviales distorsionados; para representar adecuadamente los tirantes y la rugosidad.

VALORES DE LAS ESCALAS.

A) Escalas fundamentales.

longitudes. $L_e = L_p / L_m$
masas. $M_e = M_p / M_m$
tiempos. $T_e = T_p / T_m$
temperaturas. $t_e = t_p / t_m$

B) Escalas derivadas.

densidades. $\rho_e = \rho_p / \rho_m$
visc. cinemát. $\nu_e = \nu_p / \nu_m$
visc. dinámica. $\mu_e = \mu_p / \mu_m$
velocidades. $V_e = V_p / V_m = L_e / T_e$
aceleraciones. $a_e = a_p / a_m = L_e / T_e^2$
fuerzas. $F_e = M_e L_e / T_e^2$
presiones. $P_e = M_e / L_e T_e^2$

y así sucesivamente se pueden escalar todas las magnitudes homólogas que se presenten en un problema determinado.

ECUACION NAVIER STOKES.

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \nu \nabla^2 U + \nu \frac{\partial}{\partial x} \nabla \cdot U + X = U_x \frac{\partial U_x}{\partial x} + U_y \frac{\partial U_y}{\partial x} + U_z \frac{\partial U_z}{\partial x} + \frac{\partial U}{\partial t} = \frac{dV}{dt}$$

presión
viscosidad
peso
inercia

estacionario
transitoria.

Escalando la ecuación de Navier-Stokes.

$$\frac{1}{\rho_e} \frac{P_e}{L_e} + \nu_e \frac{V_e^2}{L_e^2} + g_e + \frac{V_e^2}{L_e} + \frac{V_e}{T_e}$$

Lo anterior se cumple con ciertos requisitos.
I tiene primacía la fuerza de inercia.

$$\frac{V_e}{L_e} = \frac{V_e}{T_e} \Rightarrow V_e = \frac{L_e}{T_e}$$

II tiene primacía las fuerzas de presión.

$$\frac{1}{\rho_e} \frac{P_e}{L_e} = \frac{V_e^2}{L_e} \Rightarrow V_e = \sqrt{\frac{\rho_e P_e}{\rho_e}} = a_e$$

$$\frac{V_e}{a_e} = 1 \leftarrow \text{CONDICION MACH} \quad \leftarrow \text{velocidad del sonido}$$

$$\left. \begin{matrix} V_e = V_p / V_m \\ a_e = a_p / a_m \end{matrix} \right\} \frac{V_e}{a_e} = \frac{V_m}{a_m} \therefore \frac{V}{a} = Ma \quad \# \text{ Mach}$$

III Froude.

$$g_e = \frac{V_e^2}{L_e} \Rightarrow \frac{V_e}{\sqrt{g_e L_e}} = 1 \quad \text{CONDICION FROUDE.}$$

$Fr < 1$ régimen lento $Fr = 1$ crítico $Fr > 1$ crítico.

$$\frac{V_p}{\sqrt{g_p L_p}} = \frac{V_m}{\sqrt{g_m L_m}} = N^o \text{ Froude.}$$

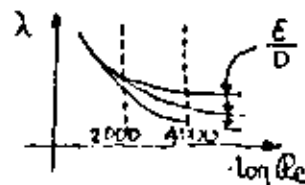
IV Viscosidad.

$$\frac{\nu_e V_e}{L_e} = \frac{\nu_e^2}{L_e} \Rightarrow \frac{V_e L_e}{\nu_e} = 1 \quad \text{CONDICION REYNOLDS.}$$

$$\frac{U_p L_p}{\nu_p} = \frac{U_m L_m}{\nu_m} = D^o \text{ Reynolds.}$$

en laboratorio $g_e = 1 = g_p / g_m \nu_e$
de condición de Froude $V_e = L_e$.

La condición de Froude y la de Reynolds, no se pueden tratar simultáneamente ya que ello nos conduciría a $L_e = 1$ (al considerar $\nu_e = 1$, por tratarse del mismo fluido); debido a ello se toman en cuenta una de las condiciones y se chequea la otra; por ejemplo determinar si el régimen es el mismo.



$$hf = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

$$\lambda = f(Re, \frac{\epsilon}{D})$$

rug. rel. relativa.

Si en el prototipo es régimen Lento en el modelo deberá ser régimen Lento.

De este modo se pueden establecer todas las leyes de similitud que sean necesarios en el estudio en cuestión o ecuaciones que representen el fenómeno que se estudia e introducir los conceptos básicos de la teoría de la semejanza.

DETERMINACION DE LAS ESCALAS PARA UN MODELO DE FROUDE.

NO DISTORSIONADO.

- $Ve = Le^{1/2}$ de la condición de Froude.
- $Ae = Le^2$
- $Vde = Le^3$
- $Qe = Le^{5/2}$
- $Te = Le^{1/2}$
- $Se = 1$
- $ne = Le^{-1/6}$

La escala de longitudes esta en función del espacio y la capacidad de bombeo que se tenga en el laboratorio respectivamente.

ESCALAS CONVENIENTES.

| | | |
|----------------------------|--------------------------|---------------------|
| * Modelos fondo fijo. | * Modelos fondo móvil. | |
| comp. 10-30 | erosión local | } NO DISTORSIONADOS |
| vert. 20-80. | | |
| canal, ríos 50-100. | | |
| agitación, puertos 50-150. | | |
| ríos 50-150. | fluviales 50-150. | } DISTORSIONADOS. |
| propag. mareos 500-1500. | marit. arrastre 100-200. | |
| | marit. azolve 50-125. | |

Otra limitación es la rugosidad. La rugosidad mínima es de 0.009 (concreto perfectamente pulido).

- cuando la rugosidad es menor que el valor anterior se ocurre entonces: CAMBIAR LA PENDIENTE. DISTORSIONAR EL MODELO.

CAMBIANDO LA PENDIENTE.

$$ne = \frac{Re^{2/3} S^{1/2}}{Ve} ; Se = \frac{nc^2}{Le^{1/3}}$$

esto aunque si es distorsión, no es propiamente lo que se llama distorsión.

La distorsión propiamente tiene como fin.

1º aumentar la rugosidad del modelo.

2º poder representar convenientemente a los tirantes.

$$\Delta = \frac{Leh}{Lev}$$

$$Ae = Leh \cdot Lev.$$

$$Ve = Leh^2 Lev.$$

$$Ve = Lev^{1/2} \text{ de la condición de Froude.}$$

$$Qe = AeVe = Leh Lev^{3/2}$$

$$Se = \frac{Lev}{Leh} = \frac{1}{\Delta}$$

$$Te = Leh \cdot Lev^{-1/2}$$

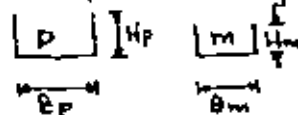
ne => puede obtenerse de algunas fórmulas de fricción para canales, como la fórmula de Chezy, de Manning o la de Keulegan.

para el caso particular de una sección rectangular.

$$re = K Lev$$

$$K = \frac{1 + 2H_p/B_p}{1 + 2H/B_p}$$

$$ne = \frac{K^{2/3} Lev^{1/2}}{Leh^{1/2}}$$



CALIBRACION DEL MODELO.



Q = ca. mediante la compuerta se logra $d_1 = d_2$. se valía $V = Q/A$.

de la fórmula de Manning se despeja "n".

APARATOS DE MEDICION.

a) Elementales.

vertederos, limnómetros, equipo fotográfico, micromolinetes.

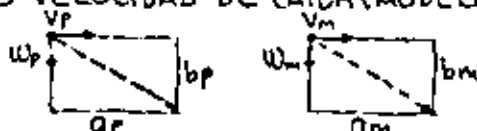
b) Electrónicas.

100

MODELOS FLUVIALES DE FONDO MOVIL.

- Objetivos.
- * Reproducir el movimiento del material del fondo y del agua.
 - * Rugosidad del fondo = f(mov. y dimensiones de las partículas).
- MÉTODOS PARA ENCONTRAR LAS RELACIONES ENTRE LAS ESCALAS.
- * Velocidad de caída, o el de inicio de movimiento (toman en cuenta el comportamiento individual de una partícula de fondo).
 - * Einstein y Chien, o el basado en la gráfica de Shields (toman en cuenta el comportamiento del conjunto de las partículas).
 - * Altunin o el de Blench (toman en cuenta al cauce del río en conjunto, su evolución y características actuales).

METODO VELOCIDAD DE CAIDA (MODELOS DE EROSION LOCAL).



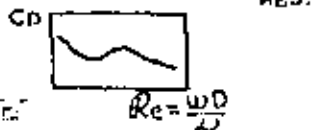
$U_p \Delta t = \alpha_p$ dividiendo y despejando $\alpha_p = \frac{b_p U_p}{U_p \Delta t} \dots (a)$
 $U_p \Delta t = b_p$
 $\alpha_m = \frac{b_m U_m}{U_m \Delta t} \dots (b)$

→ modelos no distorsionados.
 dividiendo (a)/(b) y se toma en cuenta se llega a:
 $We = \gamma_e$

Por ser escurrimiento a cielo abierto, deberá cumplir se la condición Froude $\gamma_e = 1/2$
 $Ve = Le^2 \therefore U_e = Le$ ← se logra

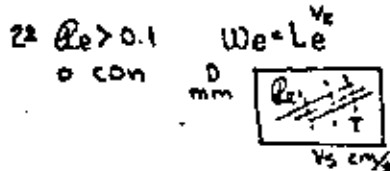
$W = \frac{4}{3} \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \frac{g D}{C D}$

$Re = \frac{U D}{\nu} < 0.1$



$C_0 = \frac{c_0}{\rho_s} = \frac{c_0 \nu}{W D} \rightarrow$ escalando la expresión.
 $W = \frac{1}{18} \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \frac{g D^3}{\nu}$

para igual densidad $D_m = \frac{D_p}{Le^4}$ para igual diámetro $\gamma_{sm} = \frac{(\gamma_s - \gamma)_e}{\nu_e^2} + \gamma_m$



→ modelos distorsionados.

si el modelo es distorsionado
 $\frac{D_p}{D_m} = \frac{b_p U_p U_m}{b_m U_m U_p} \Rightarrow We = \frac{Le \nu_e^2}{Le_h}$

Las restantes escalas.
 $Q_e = Le \nu_e^{1/2} L_e \gamma_e$; $A_e = b_e L_e \gamma_e$; $n_e = \gamma_e^{-1/2} Le^2$; $S_e = 1/\Delta$
 $T_e = Le_h Le \nu_e^{1/2}$

conocida We se escoge el material adecuado.
 1º $Re < 0.1$ se procede igual que los modelos no distorsionados.
 * para igual densidad $D_m = D_p \frac{Le_h^{1/2}}{Le \nu_e^{3/4}}$

si además $D_m = D_p Le_h^{1/2} = Le \nu_e^{1/2} \Delta = Le_h^{0.333}$
 $D_m = D_p \frac{\Delta}{Le \nu_e^{1/4}}$

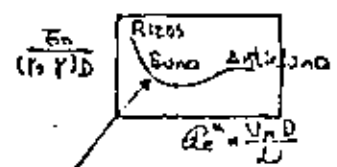
D_m son menores si < 1 Δ pequeña.
 D_m son mayores si > 1 Δ grande.
 * mismo diámetro pero ≠ densidad.
 $\gamma_{sm} = \frac{(\gamma_s - \gamma)_e}{Le \nu_e^{1/2}} + \gamma_m$

CONCLUSION: con la teoría velocidad de caída permite construir modelos con distorsión o sin ella utilizando el mismo material o diferente densidad y que los D_m sean menores o mayores que D_p .

con el criterio no se conoce G_s .

133

METODO DE LA CURVA DE SHIELDS.
El método está basado en la curva de Shields.



La base del método es - hacer los parámetros de Shields iguales en modelo que en prototipo.

DE EXPERIENCIAS.

→ No se requiere que lo que resulta en modelo sea igual que en prototipo basta con que se produzca el mismo tipo de configuración puesto que el estado del fondo debe ser el mismo caso, se puede concluir:

$$n_{be} = n_{be} = n_{be} \quad n_{be} = De^{1/6}$$

total mat. ondulaciones

→ Relaciones entre las escalas.

$$* V_e = \frac{1}{n_e} \tau_e^{2/3} S^{1/2} \quad \tau_e = k Lev$$

$$Lev^{1/2} = \frac{1}{n_e} \tau_e^{2/3} \frac{Lev^{1/2}}{Leh^{1/2}} \Rightarrow n_e = \frac{\tau_e^{2/3}}{Leh^{1/2}} = De^{1/6} \dots \textcircled{a}$$

$$* \frac{\tau_e}{(K_s - \gamma) e De} = 1 \quad \text{si } \left(\frac{K_s - \gamma}{\gamma}\right)_e = \alpha_e ; \beta_e = \frac{Lev}{Leh}$$

$$\frac{\tau_e \beta_e \beta_e}{(K_s - \gamma) e De} = 1$$

$$\frac{\tau_e Lev}{\alpha_e De Leh} = 1 \dots \textcircled{b}$$

$$* Q_e = \sqrt{\frac{\tau_e}{\rho}} \frac{D}{L} = \sqrt{\frac{\tau_e}{\rho}} \frac{D}{L}$$

como $Q_e = 1 \Rightarrow \frac{\tau_e Lev}{Leh} De^2 = 1 \dots \textcircled{c}$

al hacer $De = 1$
∴ $\tau_e = f(Lev, Leh)$ Setiene un sistema de 3 ecuaciones.
 $= k Lev \quad Lev, Lev, De, \alpha_e$
Resolviendo simultáneamente las ecuaciones \textcircled{a} , \textcircled{b} y \textcircled{c} nos conducen a:

1- si el problema se trata como un model sin distorsión, las ecuaciones nos conducen a:
de \textcircled{a} $Le = De$
de \textcircled{b} $Le = \alpha_e De$
de \textcircled{c} $Le = De^2$
se satisfacen si todas las escalas son iguales a 1; modelo = prototipo.
por lo cual el modelo debe ser distorsionado.

2- MODELO DISTORSIONADO.
 $De = \alpha_e^{-1/3}$
 $Leh = \alpha_e^{2/3}$
 $Lev = \alpha_e^{7/6}$
 $\Delta = \alpha_e^{1/2}$
se deduce que no es posible utilizar material de igual densidad ya que nos conduce a:
 $De = Lev = Lev = \Delta$
∴ $\alpha_e < 1$

al escoger α_e se tiene un grado de libertad.
METODOS QUE TOMAN EN CUENTA EL CAUCE EN CONJUNTO.

Altunin. $\frac{Q^m}{k} = d ; m = 0.72 \left[\frac{D(K_s - \gamma)}{\gamma S} \right]^{0.1}$

1ª Condición m, k iguales en modelo y prototipo. como $m = f(\tau_s, \tau, d, S, D)$ su valor varía entre 0.5 y 1.0 siendo el más común 2/3.
∴ $de = Le^m$

2ª Condición $\frac{De (K_s - \gamma)_e}{de Se} = 1$

3ª Condición FAOUDE $Ve = Lev^{1/2}$
4ª Condición CHEZY $V = C \sqrt{RS}$
 $\frac{Se de^{1/2} Se^{1/2}}{Ve} = 1$


5ª Condición: escalas complementarias.
 $se = \frac{Lev}{Leh} = \frac{1}{\Delta}$

6ª Condición $Q_e = Lev Lev^{3/2}$

7ª Condición $\tau_e = Lev Lev^{-1/2}$

8ª Condición $Ae = \frac{\tau_e}{Ve} = Lev Lev$

$m, Lev, Leh, De, \alpha_e, Se, Ve, Ce, \tau_e$
∴ Setienen 8 ecuaciones y 10 escalas por satisfacer.
∴ el método permite dos grados de Libertad.
 Leh, α_e



V. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE
ZONAS DE RIEGO

DISEÑO ESTRUCTURAL

ING. FILIBERTO CAMPOS NÚÑEZ
OCTUBRE-NOVIEMBRE 1982

ESPECIFICACIONES

DE
PROYECTO

CAP.- 1 - GENERALIDADES DE PROYECTO

| Art.
Núm. | | Pág. |
|--------------|--|------|
| 1.1.- | Determinación del área hidráulica | 1 |
| 1.2.- | Área hidráulica estrangulada | 1 |
| 1.3.- | Claros de puentes sobre canales | 1 |
| 1.4.- | Espaciamiento y localización de pilas | 2 |
| 1.5.- | Tamaño de los claros para alcantarillas | 2 |
| 1.6.- | Longitud de las alcantarillas | 2 |
| 1.7.- | Ancho de calzada y de banquetas | 2 |
| 1.8.- | Gálibo y espacios libres | 2 |
| 1.9.- | Guarniciones y banquetas de emergencia | 2 |
| 1.10.- | Parapetos | 2 |
| 1.11.- | Drenaje de la calzada | 2 |
| 1.12.- | Sobreelevación | 2 |
| 1.13.- | Acabado de la superficie del piso | 6 |
| 1.14.- | Protección contra humos | 6 |
| 1.15.- | Instalaciones de servicios públicos | 6 |
| 1.16.- | Ancho de calzada, guarniciones y rálidos para túneles | 6 |
| | (a) Ancho de calzada | 6 |
| | (b) Espacio libre entre muros | 6 |
| | (c) Guarniciones | 6 |
| | (d) Espacio libre vertical | 6 |
| 1.17.- | Ancho de calzada, guarniciones y rálido para caminos de rasante rebajada | 8 |
| | (a) Ancho de la calzada | 8 |
| | (b) Espacio libre entre muros | 8 |
| | (c) Guarniciones | 8 |
| 1.18.- | Ancho de calzada, guarniciones y rálidos para pases inferiores | 8 |
| | (a) Anchos | 8 |
| | (b) Espacio libre vertical | 8 |
| | (c) Guarniciones | 8 |

CAP.- 2 - CARGAS

| | | |
|-------|---|----|
| 2.1.- | Cargas | 10 |
| 2.2.- | Carga muerta | 10 |
| | (a) Cargas sobre alcantarillas | 11 |
| | (b) Cargas sobre alcantarillas rígidas | 11 |
| | (c) Carg. cortante en losas superiores de alcantarillas | 11 |

Núm.
Art.

| | | |
|--------|--|----|
| 2.3.- | Carga viva | 11 |
| 2.4.- | Previsión de sobrecarga | 11 |
| 2.5.- | Cargas para caminos | 12 |
| | (a) Generalidades | 12 |
| | (b) Cargas Tipo H | 12 |
| | (c) Cargas Tipo H-S | 12 |
| | (d) Clase de cargas | 12 |
| | (e) Designación de las cargas | 12 |
| | (f) Carga mínima | 13 |
| 2.6.- | Carriles de tránsito | 13 |
| 2.7.- | Cargas tipo de camión y por carril | 17 |
| 2.8.- | Aplicación de las cargas | 17 |
| | (a) Unidades en un carril de tránsito | 17 |
| | (b) Número y posición de las unidades por carril de tránsito | 17 |
| | (c) Cargas por carril en claros continuos | 18 |
| | (d) Carga para producir máximo esfuerzo | 18 |
| 2.9.- | Reducción en la intensidad de las cargas | 16 |
| 2.10.- | Cargas de tranvías eléctricos | 18 |
| 2.11.- | Cargas para banquetas, guarniciones, banquetas de emergencia y parapetos | 19 |
| | (a) Cargas para banquetas | 19 |
| | (b) Cargas para guarniciones | 19 |
| | (c) Cargas para banquetas de emergencia | 19 |
| | (d) Cargas sobre parapetos | 19 |
| 2.12.- | Impacto | 20 |
| | (a) Grupo A | 20 |
| | (b) Grupo B | 20 |
| | (c) Fórmulas para Impacto | 20 |
| 2.13.- | Fuerzas longitudinales (<i>trénje</i>) | 20 |
| 2.14.- | Cargas debidas al viento | 20 |
| | (a) Proyecto de superestructura | 20 |
| | (b) Proyecto de subestructura | 20 |
| | (c) Fuerzas de volteamiento | 20 |
| 2.15.- | Fuerzas debidas a variaciones de temperatura | 20 |
| 2.16.- | Reacción negativa | 20 |
| 2.17.- | Presión debida a la corriente de agua y a cuerpos flotantes | 20 |
| 2.18.- | Subpresión | 20 |
| 2.19.- | Presiones debidas al empuje de tierra | 20 |
| 2.20.- | Esfuerzos debidos a temblores | 20 |
| 2.21.- | Fuerzas centrifugas | 26 |

CAP. 3.- DISTRIBUCION DE CARGAS

| | | |
|-------|---|----|
| 3.1.- | Distribución de las cargas por rueda sobre largueros, vigas longitudinales y piezas de puente | 26 |
| | (a) Posición de las cargas para esfuerzo cortante | 26 |

C O N T E N I D O

| | | |
|--------------|--|------|
| Rds.
Art. | | Pág. |
| | (b) Momentos flexionantes en largueros y vigas longitudinales | |
| | (c) Momento flexionante en las piezas de puente -- (transversales) | 27 |
| 3.2 | - Distribución de las cargas sobre losas de concreto y proyecto de las mismas | 29 |
| | (a) Longitudes de los claros | 30 |
| | (b) Distancia a la crilla, de una carga por rueda | 30 |
| | (c) Momento flexionante | 30 |
| | (d) Vigas marginales (longitudinales) | 32 |
| | (e) Acero de refuerzo para distribución | 33 |
| | (f) Esfuerzo cortante y de adherencia en las losas | 33 |
| | (g) Bordos u crillas transversales sin soporte | 33 |
| | (h) Losas en voladizo | 33 |
| | (i) Losas apoyadas sobre 4 lados | 34 |
| 3.3 | - Distribución de las cargas por rueda a través de los terraplenes | 34 |
| 3.4 | - Distribución de las cargas por rueda sobre piso de madera | 35 |
| | (a) Piezas de piso dispuestas transversalmente | 35 |
| | (b) Piezas de piso dispuestas longitudinalmente | 35 |
| | (c) Piso continuo | 36 |
| 3.5 | - Distribución de cargas y proyecto de miembros compuestos de madera y concreto | 36 |
| | (a) Distribución de las cargas concentradas para momento flexionante y esfuerzo cortante | 36 |
| | (b) Distribución de los momentos flexionantes en los claros continuos | 36 |
| | (c) Proyecto | 37 |
| 3.6 | - Distribución de las cargas por rueda sobre pisos de parrilla de acero | 37 |
| | (a) Generalidades | 37 |
| | (b) Pisos con relleno de concreto | 37 |
| | (c) Pisos abiertos | 38 |
| 3.7 | - Distribución de las cargas por rueda en las trabes con sección de cajón | 38 |

CAP. 4.- ESFUERZOS UNITARIOS PERMISIBLES, CARGAS PERMISIBLES EN PILOTES Y CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO

| | | |
|-----|-----------------|----|
| 4.1 | - Generalidades | 38 |
|-----|-----------------|----|

ESTRUCTURAS DE ACERO

| | | |
|-----|----------------------------|----|
| 4.2 | - Acero estructural carbon | 40 |
|-----|----------------------------|----|

| | | |
|------|--|----|
| 4.3 | - Remaches y pernos de alta resistencia | 42 |
| | (a) Remaches de alta resistencia | 42 |
| | (b) Pernos de alta resistencia | 42 |
| 4.4 | - Hierro maleable | 42 |
| 4.5 | - Acero fundido, fundiciones maleables y hierro fundido | 42 |
| 4.6 | - Bronce o aleación de cobre | 42 |
| 4.7 | - Acero estructural de alta resistencia y baja aleación | 42 |
| 4.8 | - Acero estructural al silicio y acero estructural al níquel | 42 |
| 4.9 | - Esfuerzos unitarios permisibles para soldadura eléctrica | 42 |
| 4.10 | - Compresión sobre mampostería | 42 |

ESTRUCTURAS DE CONCRETO

| | | |
|------|--|----|
| 4.11 | - Esfuerzos unitarios permisibles en el concreto | 42 |
| | (a) Notaciones y suposiciones | 42 |
| | (b) Resistencia del concreto | 42 |
| | (c) Esfuerzos permisibles | 42 |
| | (1) Flexión | 42 |
| | (2) Esfuerzo cortante | 42 |
| | (3) Adherencia en pilotes | 42 |
| | (4) Aplastamiento sobre coronas | 42 |
| | (5) Columnas | 42 |
| 4.12 | - Acero de refuerzo | 42 |

ASUNTOS DIVERSOS

| | | |
|------|---|----|
| 4.15 | - Capacidad de carga del terreno para las cimentaciones | 5 |
| 4.16 | - Angulo de reposo | 5 |
| 4.17 | - Capacidad de carga de pilotes | 5 |
| | (a) Generalidades | 5 |
| | (b) Caso A.- Capacidad de carga de un pilote como miembro estructural | 5 |
| | Maderas duras | 5 |
| | Maderas blandas | 5 |
| | (c) Caso B.- Capacidad de carga de un pilote para transmitir carga al terreno | 5 |
| | (d) Caso C.- Capacidad del terreno para soportar la carga recibida de los pilotes | 5 |
| | (e) Cargas máximas de proyecto para pilotes | 5 |
| | (f) Capacidad máxima para reacción negativa | 5 |
| | (g) Capacidad de carga de un grupo de pilotes | 5 |
| 4.18 | - Momentos, esfuerzos cortantes y reacciones | 57 |

CAP. 5.- SUBESTRUCTURAS Y MURCS DE SOSTENIMIENTO

| | | |
|-----|-------------------------|---|
| 5.1 | - Pilotes | 5 |
| | (a) Generalidades | 5 |
| | (b) Limitaciones de uso | 5 |

| | | |
|-------|---|------|
| | c) Cargas para proyecto | 58 |
| | d) Especificamiento, distancias libres y empotramiento | 59 |
| | e) Pilotes inclinados | 59 |
| | f) Subpresión | 59 |
| | g) Pilotes de concreto (precolados) | 59 |
| | h) Pilotes de concreto (colados en su lugar) | 60 |
| | i) Pilotes de acero | 61 |
| | j) Protección de pilotes de acero y de forros de acero para pilotes | 61 |
| 5.2.- | Cimientos | 62 |
| | a) Profundidad | 62 |
| | b) Anclaje | 62 |
| | c) Distribución de las presiones | 62 |
| | d) Cimiento por ampliación de base | 63 |
| | e) Esfuerzos internos en los cimientos por ampliación de base | 63 |
| | f) Acero de refuerzo | 64 |
| | g) Transmisión de los esfuerzos del refuerzo vertical | 65 |
| 5.3.- | Estribos | 65 |
| | a) Generalidades | 65 |
| | b) Refuerzo por temperatura | 65 |
| | c) Muros de alerc | 66 |
| | d) Drenaje | 66 |
| 5.4.- | Muros de sostanimiento | 66 |
| | a) Generalidades | 66 |
| | b) Losas para base o cimiento | 66 |
| | c) Muros verticales | 67 |
| | d) Contrfuertes y nervaduras | 67 |
| | e) Refuerzo por temperatura | 67 |
| | f) Juntas de dilatación y contracción | 67 |
| | g) Drenaje | 67 |
| 5.5.- | Pilas | 67 |
| | a) Generalidades | 67 |
| | b) Arista en el porteguas | 68 |
| 5.6.- | Pilas de tubos de acero | 68 |
| | a) Uso | 68 |
| | b) Profundidad | 68 |
| | c) Pilotes | 68 |
| | d) Dimensiones del farro | 68 |
| | e) Empalmes y juntas | 68-A |
| | f) Contraventes | 68-A |

CAP. 6.- PROYECTO DE ACERO ESTRUCTURAL

| | | |
|--------|-------------------------------------|------|
| 6.1.- | Número de armaduras o trabes | 68-A |
| 6.2.- | Separación entre armaduras y trabes | 68-A |
| 6.3.- | Claro efectivo | 68-A |
| 6.4.- | Peralta efectiva | 68-A |
| 6.5.- | Esfuerzos alternativos | 69 |
| 6.6.- | Esfuerzos combinados | 69 |
| 6.7.- | Esfuerzos secundarios | 69 |
| 6.8.- | Vigas laminadas | 69 |
| 6.9.- | Longitudes límite de los miembros | 70 |
| 6.10.- | Flacha | 70 |

| | | |
|--------|---|----|
| 6.11.- | Relaciones de peraltes | 71 |
| 6.12.- | Secciones simétricas | 71 |
| 6.13.- | Área efectiva de los ángulos a tensión | 71 |
| 6.14.- | Espesor del material de acero | 72 |
| 6.15.- | Miembros a compresión | 72 |
| 6.16.- | Placas de alma en arcos de alma llena | 72 |
| 6.17.- | Rama saliente de los ángulos y atiesadoras de apoyo | 73 |
| 6.18.- | Tamaño de los pasadores | 73 |

DETALLES DE PROYECTO

| | | |
|--------|---|------|
| 6.19.- | Tamaño de los remaches | 73 |
| 6.20.- | Especificamiento de remaches | 74 |
| 6.21.- | Paso de los remaches en los extremos de miembros a compresión | 74 |
| 6.22.- | Paso máximo de los remaches para junta estanca | 74 |
| 6.23.- | Paso máximo para remaches de costura | 74 |
| 6.24.- | Distancia de remaches a una orilla | 75 |
| | (a) General | 75 |
| | (b) Especial | 75 |
| 6.25.- | Remaches largos | 75 |
| 6.26.- | Remaches a esfuerzos cortante y tensión combinados | 75 |
| 6.27.- | Accesibilidad a las partes | 75-A |
| 6.28.- | Secciones cerradas y ocultas | 76 |
| 6.29.- | Conexiones excéntricas | 76 |
| 6.30.- | Resistencia de las conexiones | 76 |
| 6.31.- | Empalmes | 76 |
| 6.32.- | Empalmes indirectos | 77 |
| 6.33.- | Empaques | 77 |
| | (a) Soldadura | 77 |
| | (b) Remachado | 77 |
| 6.34.- | Placas de nodo | 77 |
| 6.35.- | Placas de unión interrumpidas | 78 |
| 6.36.- | Barras de colosis y cubreplacas perforadas | 78 |
| | (a) Barras de colosis | 78 |
| | (b) Cubreplacas perforadas | 80 |
| 6.37.- | Sección neta en los agujeros para pasadores | 80 |
| 6.38.- | Sección neta de los miembros remachados sujetos a tensión | 80 |
| 6.39.- | Localización de los pasadores | 81 |
| 6.40.- | Placas para pasador | 81 |
| 6.41.- | Extremos en forma de horquilla | 81 |
| 6.42.- | Pasadores y tuercas para pasador | 81 |
| 6.43.- | Turnillos | 82 |
| 6.44.- | Extremos recalcados e engrosados | 82 |
| 6.45.- | Templadoras de manguito | 82 |
| 6.46.- | Dilatación y contracción | 82 |
| 6.47.- | Apoyos para dilatación | 82 |
| 6.48.- | Apoyos deslizantes para dilatación hechos de bronce o aleación de cobre | 83 |
| 6.49.- | Apoyos fijos | 83 |
| 6.50.- | Pedestales y apoyos | 83 |
| 6.51.- | Modillos | 83 |
| 6.52.- | Apoyos inclinados | 83 |

| | |
|---------------------------|----|
| 6.53.- Pernos de anclaje | 84 |
| 6.54.- Placas para nombre | 84 |

SOLDADURA

| | |
|----------------------------------|----|
| 6.55.- Soldadura - Generalidades | 84 |
|----------------------------------|----|

SISTEMA DE PISO

| | |
|--|----|
| 6.56.- Rigidez de los miembros del piso | 85 |
| 6.57.- Largueros | 85 |
| 6.58.- Marcos transversales | 85 |
| 6.59.- Piezas de puente | 85 |
| 6.60.- Piezas de puente extremas | 86 |
| 6.61.- Tableros extremos de los puentes esvinjados | 86 |
| 6.62.- Conexiones extremas de piezas de puente y largueros | 86 |
| 6.63.- Mnsulas para banquetas | 87 |
| 6.64.- Juntas de dilatación | 87 |

CONTRAVENTE LATERAL

| | |
|---|----|
| 6.65.- Generalidades | 87 |
| 6.66.- Tamaño mínimo de los ángulos | 87 |
| 6.67.- Contraventeo lateral | 87 |
| 6.68.- Portal y contraventeo transversal | 88 |
| 6.69.- Claros de paso superior de traves de placas | 88 |
| 6.70.- Claros de armaduras de paso a través sin contraventeo superior | 88 |
| 6.71.- Claros de paso a través de traves de placas | 89 |
| 6.72.- Contraventeo de columnas largas | 89 |

TRABES DE PLACAS

| | |
|--|------|
| 6.73.- Generalidades | 89 |
| 6.74.- Secciones de los patines | 89 |
| 6.75.- Espesor de las placas de alma | 90 |
| 6.76.- Remaches en el patin | 90 |
| 6.77.- Empalmes en el patin | 90-A |
| 6.78.- Empalmes en el alma | 91 |
| 6.79.- Atisadores extremos transversales | 91 |
| 6.80.- Atisadores intermedios transversales | 91 |
| 6.81.- Atisadores longitudinales | 92 |
| 6.82.- Extremos de las traves de paso a través | 91 |
| 6.83.- Placas de asiento | 91 |
| 6.84.- Apoyos sobre mamposteria | 91 |
| 6.85.- Contraflecha | 91 |

ARMADURAS

| | |
|---|----|
| 6.86.- Generalidades | 93 |
| 6.87.- Cuerdas superiores y postes extremos | 94 |
| 6.88.- Cuerdas inferiores | 94 |
| 6.89.- Ejes del sistema y ejes de gravedad | 94 |
| 6.90.- Contraflecha | 94 |
| 6.91.- Miembros remachados, sujetos a tensión, en armaduras con conexiones por medio de pasadores | 94 |
| 6.92.- Contradiagonales | 94 |
| 6.93.- Barras de ojo | 95 |
| 6.94.- Empaques para las barras de ojo | 95 |
| 6.95.- Diafragmas | 95 |
| 6.96.- Placas de asiento | 95 |
| 6.97.- Apoyos sobre mamposteria | 95 |

VIADUCTOS

| | |
|---|----|
| 6.98.- Tipos | 96 |
| 6.99.- Caballetes y torres | 96 |
| 6.100.- Talud | 96 |
| 6.101.- Caballetes aislados | 96 |
| 6.102.- Contraventeo | 96 |
| 6.103.- Tornapuntas inferiores | 96 |
| 6.104.- Peralte de las traves | 96 |
| 6.105.- Conexiones de las traves y contraventeo | 97 |
| 6.106.- Placas de asiento y de apoyo | 97 |

CAP. 7.- PROYECTO DE CONCRETO

| | |
|--|-----|
| 7.1.- Suposiciones generales | 99 |
| 7.2.- Longitudes de claros | 99 |
| 7.3.- Dilatación | 99 |
| 7.4.- Vigas T | 99 |
| (a) Ancho efectivo del patin | 100 |
| (b) Esfuerzo cortante | 100 |
| (c) Vigas aisladas | 100 |
| (d) Diafragmas | 100 |
| (e) Juntas de construcción | 100 |
| 7.5.- Acero de refuerzo | 100 |
| (a) Espaciamiento | 100 |
| (b) Recubrimiento | 100 |
| (c) Empalmes | 100 |
| (d) Anclajes en el extremo y ganchos | 100 |
| (e) Prolongación de las varillas de refuerzo | 100 |
| (f) Tamaños máximos | 100 |
| (g) Escción del acero de refuerzo, para momento negativo, en vigas T | 100 |
| (h) Acero de refuerzo en los lados de las vigas | 100 |
| 7.6.- Acero de refuerzo a compresión en vigas | 100 |
| 7.7.- Refuerzo de alma | 100 |

| | | |
|---------|---|-------|
| (a) | Generalidades | 103 |
| (b) | Cálculo del esfuerzo cortante y la adherencia | 103 |
| (c) | Varillas dobladas hacia arriba | 103-B |
| (d) | Estribos verticales | 104 |
| (e) | Anclajes | 104 |
| 7.8.- | Columnas | 109 |
| (a) | Generalidades | 109 |
| (b) | Pilas y pedestales | 107 |
| (c) | Columna con refuerzo en hélice | 107 |
| (d) | Columna con estribos | 108 |
| (e) | Momentos flexionantes en columnas | 109 |
| (f) | Esfuerzos axial y de flexión combinados | 109 |
| 7.8.1.- | Posición y dirección del eje neutro | 110 |
| 7.8.2.- | Fórmulas para esfuerzos | 111 |
| 7.9.- | Arcos de concreto | 111 |
| (a) | Forma de los arcos | 111 |
| (b) | Arco de tímpano | 111 |
| (c) | Junta de dilatación | 112 |
| (d) | Acero de refuerzo | 112 |
| (e) | Impermeabilización | 112 |
| (f) | Drenaje del relleno del tímpano | 112 |
| 7.10.- | Caballetes y torres de viaductos | 112 |
| 7.11.- | Traveses con sección de cajón | 113 |
| (a) | Ancho efectivo del patín de compresión | 113 |
| (b) | Espesor del patín | 113 |
| (c) | Flexión | 114 |
| (d) | Esfuerzo cortante | 114 |
| (e) | Acero de refuerzo | 114 |
| (f) | Acero de refuerzo en el patín | 114 |
| (g) | Diáfragmas | 115 |
| (h) | Patines que soportan tuberías y conductos | 115 |
| (i) | Posición del acero de refuerzo para momento negativo | 115 |
| (j) | Acero de refuerzo en los lados de las paredes de alma | 115 |

CAP. 9.- VIGAS COMPUESTAS

| | | |
|-------|-----------------------------------|-----|
| 9.1.- | Generalidades | 116 |
| 9.2.- | Conectores para esfuerzo cortante | 116 |
| 9.3.- | Ancho efectivo del patín | 118 |
| 9.4.- | Esfuerzos en las vigas compuestas | 119 |
| 9.5.- | Esfuerzo cortante | 119 |
| 9.6.- | Flecha | 121 |

CAP. 10.- TUBOS Y TUBOS BÓVEDA DE PLACA ESTRUCTURAL

| | | |
|--------|---|-----|
| 10.1.- | Generalidades | 122 |
| 10.2.- | Calibre mínimo de las placas laterales y superiores | 123 |
| 10.3.- | Espesor mínimo del colchón | 126 |
| 10.4.- | Calibre de la placa de fondo sujeta a erosión | 126 |
| 10.5.- | Pernos | 126 |

| | | |
|---------|---|-----|
| 10.6.- | Colchón con espesor mayor que el especificado en la tabla | 126 |
| 10.7.- | Tapaños de tubos bóveda y tubos no tabulados | 127 |
| 10.8.- | Estructuras múltiples | 127 |
| 10.9.- | Apuntalamiento | 127 |
| 10.10.- | Extremos cortados con talud - Esviajamiento | 127 |

CAP. 11.- BÓVEDAS DE PLACA ESTRUCTURAL

| | | |
|--------|---|-----|
| 11.1.- | Generalidades | 127 |
| 11.2.- | Calibres mínimos de la placa estructural para bóvedas | 127 |
| 11.3.- | Relación de flecha a claro | 130 |
| 11.4.- | Espesor mínimo del colchón | 130 |
| 11.5.- | Correcciones de la tabla | 130 |
| 11.6.- | Pernos | 130 |
| 11.7.- | Cleros esviajados y bóvedas múltiples | 130 |
| 11.8.- | Proyecto de la subestructura | 131 |

CAP. 12.- CLASIFICACION DE LOS PUERTES EXISTENTES

| | | |
|---------|---|-----|
| 12.1.- | Generalidades | 131 |
| 12.2.- | Clasificación para inventario | 131 |
| 12.3.- | Clasificación para operación | 131 |
| 12.4.- | Carga muerta | 132 |
| 12.5.- | Carga viva | 132 |
| 12.6.- | Carga mínima debida al viento | 132 |
| 2.7.- | Esfuerzos unitarios | 133 |
| 2.8.- | Carriles de tránsito | 133 |
| 2.9.- | Esfuerzos unitarios permisibles (Columnas) | 133 |
| 2.10.- | Columnas con placas de unión intermedias | 134 |
| 2.11.- | Compresión en los patines de vigas y traveses | 134 |
| 2.12.- | Detalles de proyecto | 134 |
| (a) | Resistencia de las conexiones | 134 |
| (b) | Empalmes | 134 |
| (c) | Pasadores | 134 |
| 12.13.- | Inspección de campo | 134 |

CAP. 13 - ESTRUCTURAS DE ACERO

FABRICACION

| | | |
|--------|----------------------------|----|
| 13.1.- | Tipo de fabricación | 13 |
| 13.2.- | Calidad de la mano de obra | 13 |
| 13.3.- | Materiales | 13 |
| (a) | Acero estructural | 13 |
| (b) | Hierro maleable | 13 |
| (c) | Piezas de acero forjado | 13 |
| (d) | Fundiciones de acero | 13 |

| | |
|---|-------|
| (e) Fundiciones de hierro gris | 138 |
| (f) Fundiciones de hierro maleable | 139 |
| (g) Placas de plomo | 139 |
| (h) Lámina de zinc | 139 |
| (i) Galvanizado | 139 |
| (j) Apoyos de hule sintético | 139 |
| 13.4.- Almacenamiento de materiales | 140 |
| 13.5.- Enderezado del material | 140 |
| 13.6.- Acabado | 140 |
| 13.7.- Agujeros para remaches | 140 |
| 13.8.- Agujeros punzonados | 140 |
| 13.9.- Agujeros rimados o taladrados | 140 |
| 13.10.- Subtaladrado, rimado y ensamblado en el taller | 141 |
| 13.11.- Precisión de los agujeros punzonados y subtaladrados | 141 |
| 13.12.- Precisión en los agujeros rimados y taladrados | 141 |
| 13.13.- Ensamblado en el taller | 141 |
| 13.14.- Diagrama de contraflecha | 142-A |
| 13.15.- Introducción de pasadores de montaje en los agujeros | 142-A |
| 13.16.- Marcas de guía | 142-A |
| 13.17.- Remaches | 142-A |
| 13.18.- Remaches de campo | 143 |
| 13.19.- Tornillos y conexiones con tornillos | 143 |
| (a) Generalidades | 143 |
| (b) Tornillos sin acabar | 143 |
| (c) Tornillos tornados | 143 |
| (d) Tornillos nervados | 143 |
| 13.20.- Conexiones con tornillos de alta resistencia a la tensión | 144 |
| (a) Generalidades | 144 |
| (b) Tornillos, tuercas y arandelas | 144 |
| (c) Partes atornilladas | 145 |
| (d) Instalación | 146 |
| (e) Inspección | 147-A |
| 13.21.- Remachado | 147-A |
| 13.22.- Cepillado de las orillas | 148 |
| 13.23.- Soldaduras | 148 |
| 13.24.- Cortes hechos con soplete | 148 |
| 13.25.- Acabado de las superficies de apoyo | 149 |
| 13.26.- Juntas e tope | 149 |
| 13.27.- Angulos para conexión en el extremo | 149 |
| 13.28.- Barras de celosía | 149 |
| 13.29.- Miembros terminados | 149 |
| 13.30.- Placas de alma | 149 |
| 13.31.- Placas dobladas | 150 |
| 13.32.- Ajuste de los atiesadores | 150 |
| 13.33.- Barras de ojo | 151 |
| 13.34.- Recocido y alivio de esfuerzos | 151 |
| 13.35.- Pasadores y redillos | 151 |
| 13.36.- Taladrado de agujeros para pasador | 151 |
| 13.37.- Tolerancias (juego) en los pasadores | 152 |
| 13.38.- Resaca para tornillo | 152 |
| 13.39.- Tuercas pilotes y para golpes | 152 |
| 13.40.- Aviso de iniciación de trabajos | 152 |
| 13.41.- Facilidades para inspección | 152 |
| 13.42.- Autoridad del inspector | 152 |

| | |
|--|-----|
| 13.43.- Ordenes de laminación | 152 |
| 13.44.- Lesada de material | 153 |
| 13.45.- Marcado de las piezas y embarque | 153 |

| | |
|--|-----|
| <u>ERECCION</u> | |
| 13.46.- Erección de estructuras | 153 |
| 13.47.- Planos | 154 |
| 13.48.- Equipo y herramientas para erección | 154 |
| 13.49.- Entrega de los materiales | 154 |
| 13.50.- Maniobras y almacenamiento del material | 154 |
| 13.51.- Obra falsa | 154 |
| 13.52.- Procedimientos de ejecución y equipo | 154 |
| 13.53.- Apoyos y anclajes | 155 |
| 13.54.- Enderezado de material | 155 |
| 13.55.- Ensamblado del acero estructural | 155 |
| 13.56.- Remachado | 156 |
| 13.57.- Conexiones con pasadores | 156 |
| 13.58.- Errores de ajuste | 156 |
| 13.59.- Remoción de la estructura vieja y de la obra falsa | 157 |
| 13.60.- Metodo de medición | 157 |

APENDICE "A"

| | |
|--|-----|
| Tabla de momentos flexionantes, esfuerzos cortantes y reacciones, máximos: Carga Tipo H 15-44 | 160 |
| Tabla de momentos flexionantes, esfuerzos cortantes y reacciones, máximos: Carga Tipo H 20-44 | 161 |
| Tabla de momentos flexionantes, esfuerzos cortantes y reacciones, máximos: Carga Tipo H 15-S 12-44 | 161 |
| Tabla de momentos flexionantes, esfuerzos cortantes y reacciones, máximos: Carga Tipo H 20-S 16-44 | 161 |

APENDICE "B"

| | |
|---------------------------------|----|
| Fórmulas para columnas de acero | 16 |
|---------------------------------|----|

APENDICE "C"

| | |
|-------------------------------|----|
| Cargas uniformes equivalentes | 16 |
|-------------------------------|----|

APENDICE "D"

| | |
|---|----|
| Fórmulas para proyecto de vigas de concreto | 16 |
|---|----|

Escritura de estenciles: Srta. María Elena Aguilera
 Revisión de estenciles: Ing. Juan Nessi C. e Ing. Germán I.
 Dibujos en tela de calca: Sr. Joaquín Gómez Z.

PROYECTOCAP. 1.- GENERALIDADES DE PROYECTO1.1.- Determinación del área hidráulica

Para determinar el área hidráulica que debe tener cualquier estructura de puente, se debe hacer un estudio cuidadoso de las condiciones locales, incluyendo todos aquellos datos que la D.G.P.L. tiene señalados en el "Informe para Proyecto de Puentes" y cualquier otro dato complementario que se juzgue conveniente para el objeto.

En general, el área hidráulica que se dé al puente deberá ser suficiente para dar paso al gasto aprobado como máximo, sin que se forme una sobreelevación exagerada aguas arriba del puente y a una velocidad tal, que la socavación producida en el fondo del cauce, no ponga en peligro las condiciones de estabilidad de la estructura o la permanencia de los bordos de los márgenes o terraplenes de acceso.

1.2.- Área hidráulica estrangulada

Cuando las condiciones lo permitan, se podrá hacer una reducción en el ancho del área hidráulica con objeto de acortar la longitud del puente. Cuando haya socavación, esa reducción quedará limitada por la profundidad de la socavación del fondo del cauce que haya sido aceptada como del lado de la seguridad y determinada por cálculos u observaciones confiables.

La protección contra la socavación se hará bajando la elevación de los desplantes, construyendo ataguías de protección, dentellones, revestimientos o zapeado en el lecho del cauce, ricado de pilotes o cualquier otro medio que se juzgue conveniente. Igualmente, los taludes de los terraplenes de acceso o los que estén adyacentes a las estructuras se deben proteger por medio de zapeados, colchones de enramada, arbolados para protección, espalones y otros medios apropiados para el caso.

1.3.- Claros de puentes sobre canales

Todos los claros de puentes sobre canales se ajustarán en general, al ancho, altura y localización estipulados por las Exías. de Recursos Hidráulicos, Marina o Defensa Nacional o otra autoridad competente.

En general, el claro libre horizontal de todos los tramos de puente y el espacio libre vertical entre la superestruc-

tura y el S.M.E. serán suficientes para dar paso a los materiales flotantes más grandes sin que se perjudique la estructura.

1.4.- Espaciamiento y localización de pilas

Las pilas quedarán localizadas de tal manera que satisfagan los requisitos señalados en 1.3 para claros sobre canales. Se localizarán de manera que presenten la mínima obstrucción al área hidráulica principalmente en el canal principal del cauce. En general se colocarán tan paralelamente a la dirección de la corriente como sea posible, teniendo muy presente la velocidad y dirección de la misma para niveles de aguas ordinarias y durante la creciente máxima extraordinaria, para evitar las deflexiones de la corriente, que puedan ser de efecto destructor en los miembros de la estructura o sobre los márgenes adyacentes.

1.5.- Tamaño de los claros para alcantarillas

En general las alcantarillas se proporcionarán para dar paso al gasto máximo sin que se produzca sobrecarga. Si el gasto para la creciente máxima ocurre solamente en periodos muy raros, entonces las alcantarillas se pueden proyectar para hacerlo pasar con una ligera sobrecarga, siempre que se protejan contra socavación por medio de un pavimento adecuado y delantal o con dentellón y que los terraplenes adyacentes sean protegidos con zapeado u otro medio adecuado.

1.6.- Longitud de las alcantarillas

La longitud de las alcantarillas será del ancho total de la casa de terracerías.

El talud supuesto a los terraplenes será el conveniente para el material particular de que estén hechos y será tal que no permita cualquier tendencia a producir un derrumbe o desprendimiento de material.

1.7.- Ancho de calzada y de banquetas

El ancho de la calzada será el ancho libre medido normalmente al eje longitudinal del puente entre las partes inferiores de las guarniciones o guardarrueda o en el caso de guarniciones con varios escalones, entre el fondo de los escalones más bajos.

El ancho de la banqueta será el ancho libre, medido normalmente al eje longitudinal del puente, entre la parte interior más saliente del parapeto y la parte superior de la cara de la guarnición o guardarrueda, excepto cuando haya una archedura, trabe o muro de parapeto adyacente a la guarnición, entonces el ancho se medirá a la parte más saliente por el lado del paso.

1.8.- Plillo y espacios libres

El espacio libre horizontal será el ancho libre y el espacio libre vertical será la altura libre disponible para el

tránsito de los vehículos, como se indica en el diagrama de gálibos.

Salvo aquellos casos en que se indique especialmente de otra manera, las diferentes partes de la estructura se construirán conservando las siguientes dimensiones límite o espacios libres para el tránsito:

Los gálibos, espacios libres y ancho de calzada para tránsito de 2 carriles tendrán como dimensiones mínimas las indicadas en la Fig. 1. El ancho de la calzada se aumentará por lo menos 3.00 m. y de preferencia 3.60 por cada carril de tránsito adicional.

1.9.- Guarniciones y banquetas de emergencia

La cara de la guarnición para calzada es el paramento inclinado o con talud que va sobre el lado de la calzada en la guarnición. De preferencia no se usarán guarniciones con cara vertical. Las dimensiones horizontales del ancho de la calzada y guarnición se dan a partir del fondo de las caras o en caso de guarnición con varios escalones, a partir de la cara inferior cuando se trate de ancho de calzada.

La cara de la guarnición para calzada será por lo menos de 30 cm. y en ningún caso menos de 23 cm. de la parte de la estructura más cercana a la calzada, que quede sobre el nivel de la parte superior de la guarnición. En aquellos puentes en que el ancho de calzada es igual o mayor que el ancho con acotamientos, pero no menor que el ancho del pavimento de acceso mas 3.60 m., se pueden omitir las guarniciones. En las zonas urbanas, la altura de la guarnición estará como mínimo a 18 cm. arriba del pavimento adyacente y en zonas rurales 23 cm. cuando no se especifique de otra manera. La parte de la guarnición que tenga más de 25 cm. de altura arriba de la calzada, se construirá con talud o escalones hacia atrás de manera que ninguna parte de un vehículo excepto las llantas, pueda quedar en contacto con la guarnición.

Las guarniciones que se amplían para servir eventualmente como banquetas de tránsito para peatones se llamarán "Banquetas de Emergencia". Las guarniciones de seguridad tendrán un ancho mínimo de 45 cm.

1.10.- Parapetos

A lo largo de cada lado de un puente se pondrán parapetos resistentes para la protección del tránsito. Se tendrá en cuenta que su aspecto y proporciones sean estéticos para que armonicen con todo el puente. También se cuidará que no ofrezcan obstrucción a la visual de los conductores sin que esta condición reduzca su buena apariencia o la seguridad de los vehículos.

Se pueden usar parapetos del tipo de celosía o de tablero lleno, pero para los parapetos con altura mayor que la mínima aquí especificada, se debe preferir el tipo de celosía.

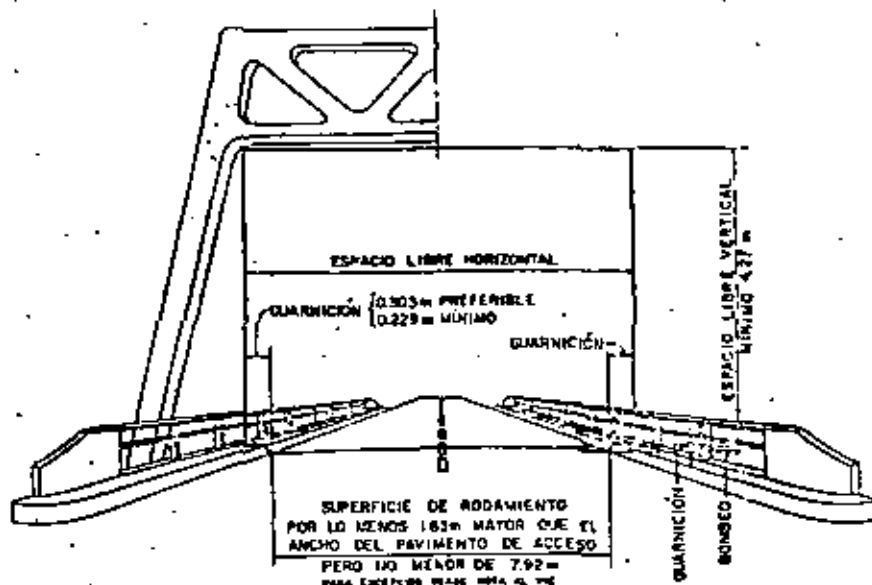


DIAGRAMA DE GÁLIBO MÍNIMO
TRÁNSITO EN CAMINO DE DOS CARRILES

FIGURA 1

NOTAS.- Para caminos con tránsito pesado se recomienda que los anchos de las superficies de rodamiento sean mayores que el mínimo anotado arriba.

Si se usan guarniciones de seguridad o banquetas adyacentes, o si los anchos de los carriles de tránsito son mayores que 3.66 m, el ancho de la superficie de rodamiento se podrá reducir en 0.61 m del calculado de la fig. 1. Si concurren esas dos condiciones se podrá hacer una reducción de 1.22 m.

En los casos especiales en que la longitud del puente es mayor de 305 m y mayor de el ítem de la figura se permitirá poner un ancho de superficie de rodamiento de 7.31 m.

Para todos los puentes con longitud menor de 15.24 m, el ancho total se hará el que se ajuste tanto como sea posible al ancho total de acotamiento o acotamiento del camino.

En general, los parapetos deberán ser de dos clases:

- (1) parapetos para calzada
- (2) parapetos para banquetas

Los parapetos para calzada tendrán una altura mínima de 70 cm y máxima de 105 cm arriba de la calzada adyacente a la guarnición. Los parapetos para calzada de preferencia se proyectarán de tal manera que presenten superficies longitudinales lisas por el lado del tránsito y que no sean interrumpidos por los postes verticales o cualquier otro saliente. Para el caso de puentes con espacio libre vertical reducido, en los cuales el ancho de calzada es igual o mayor que el ancho con acotamiento, pero no menor que el ancho del pavimento de acceso más 3.60 m y cuando la estructura tiene una guarnición sólida, se podrá omitir el parapeto para calzada.

Los parapetos para banqueta tendrán una altura mínima de 90 cm, menos 1/2 del ancho horizontal del barrote superior, sobre la banqueta, pero en ningún caso dicha altura será menor de 75 cm. Las aberturas en los tableros se proporcionarán tomando en cuenta la seguridad de las personas que usen la estructura. Cuando la cara superior de una guarnición sea mayor de 60 cm de ancho, se tomarán en cuenta, únicamente en lo que se refiere a la altura, las disposiciones sobre parapetos de banqueta.

Se tomará en cuenta la contracción y dilatación del parapeto en forma semejante a la de la estructura en que se encuentra.

1.11.- Drenaje de la calzada

El drenaje transversal de la calzada se efectuará por medio del bombeo que se da al pavimento y el drenaje longitudinal se hará por medio de la contraflecha del claro o por la pendiente de la rasante. Si es necesario, el drenaje longitudinal se dará por medio de drenes, coladeras u otro medio adecuado, que sean de tamaño y número suficiente para desalojar las cunetas en forma apropiada. Cuando se necesiten bajadas, éstas serán rividas, de material resistente a la corrosión, con dimensión mínima de 10 cm y que tengan dispositivos o registros por donde se pueda efectuar su completa limpieza. La disposición de los drenes del piso y sus detalles se harán de manera que el agua de descarga no caiga sobre cualquier parte de la estructura. Las partes sobresalientes de los pisos de concreto de preferencia tendrán gotereros.

1.12.- Sobreelevación

La sobreelevación del piso de un puente en una curva horizontal se dará de acuerdo con las especificaciones adoptadas para el caso por la DMC en la construcción del camino, excepto que la sobreelevación no excederá del 10% del ancho de la calzada.

1.13.- Acabado de la superficie del raso

Todos los pisos de puente tendrán un acabado hecho con material que no permita el patinaje de los vehículos.

1.14.- Protección contra humos

En los puentes que estén sobre vías de ferrocarril de vapor, las superficies metálicas y de concreto, a menos de 5.00 m sobre el fondo del riel, deberán protegerse mediante placas. Las placas de protección contra humos estarán centradas sobre una línea que pase por el eje de la vía y normal al plano que forman los dos rieles; cuando haya sobreelevación se tomará en cuenta para la dirección de los escapes. Su ancho mínimo será de 1.20 m y podrán ser de hierro maleable, hierro fundido, aleación resistente a la corrosión y humos, asbesto laminado y fijadas de manera que puedan ser rápidamente sustituibles. Las placas y otras partes expuestas directamente a los humos tendrán un espesor mínimo de 19 mm para hierro fundido, 10 para hierro maleable o aleación, 13 mm para lámina de asbesto plana y 11 mm para lámina de asbesto corrugada y los tornillos para sujetarlas cuando menos 16 mm de diámetro. Siempre que sea posible se evitarán las conexiones que puedan retener los humos de la locomotora. Todos los accesorios que sirvan para sujetar las placas serán galvanizados o de material resistente a la corrosión.

1.15.- Instalaciones de servicios públicos

En los casos que se requiera se tomarán las precauciones necesarias para alojar postes y soportes para alambre de trole, postes para alumbrado, conductos eléctricos y de teléfono, tuberías para agua y gas, etc.

1.16.- Ancho de calzada, guarniciones y válibos para túneles (véase la fig. 21).

(a) Ancho de calzada

El ancho libre entre guarniciones será por lo menos igual al especificado para los puentes.

(b) Espacio libre entre muros

El ancho mínimo entre los muros de un túnel con dos carriles será de 10.00 m.

(c) Guarniciones

El ancho mínimo de las guarniciones será de 45 cm. La altura de las guarniciones será la especificada para puentes.

(d) Espacio libre vertical

El espacio libre vertical que se debe considerar para válibo, medido entre guarniciones, será como mínimo 4.27 m.

1.17.- Ancho de calzada, guarniciones y gálibo para caminos de rasante rebajada

(a) Ancho de la calzada

El ancho libre entre guarniciones será por lo menos igual al especificado en los puentes.

(b) Espacio libre entre muros

El ancho mínimo entre muros para caminos de rasante rebajada que tengan dos carriles de tránsito será de 10.00 m.

(c) Guarniciones

El ancho mínimo de las guarniciones será de 45 cm. La altura de las guarniciones será la especificada para puentes.

1.18.- Ancho de calzada, guarniciones y gálibos para pases inferiores (caminos sin dividir).- (Ver Fig. 3)

(a) Anchos

El espacio libre horizontal entre muros o columnas será como mínimo 1.80 m. más ancho que el pavimento de acceso, pero en ningún caso el ancho será menor de 10.00 m.

El ancho libre entre guarniciones, en caso de usarse, será por lo menos igual al especificado para puentes.

(b) Espacio libre vertical

El espacio libre vertical será por lo menos de 4.27 m. entre las guarniciones o si no se usan éstas, sobre el ancho completo que se tenga disponible para tránsito de vehículos.

(c) Guarniciones

El ancho mínimo de las guarniciones será de 45 cm. La altura de las guarniciones, será la especificada para puentes.

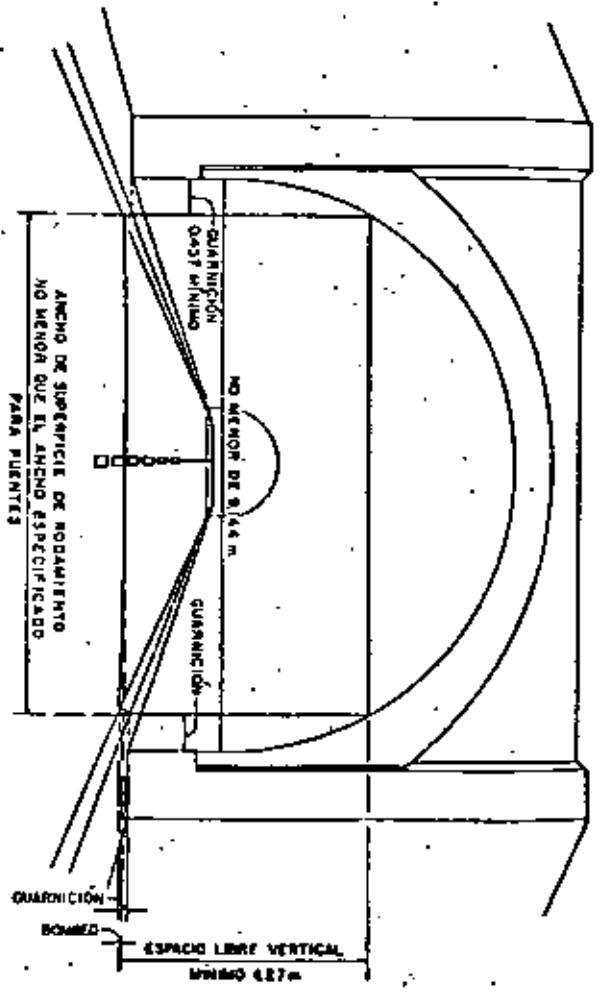


DIAGRAMA DE GALIBO PARA TUNELES
TRANSMITO EN CAMINO DE DOS CARRILES

FIGURA 2

2.1.- Cargas

Las estructuras serán proporcionadas para las siguientes cargas y fuerzas cuando existan:

- (1) Carga muerta
- (2) Carga viva
- (3) Impacto o efecto dinámico de la carga viva
- (4) Cargas debidas al viento
- (5) Otras fuerzas cuando existan, como sigue:

Fuerzas longitudinales, fuerza centrífuga, fuerza debidas a cambios de temperatura, empuje de tierra subpresión, esfuerzos por contracción del concreto acortamiento por compresión de un arco, esfuerzos de tracción, presión de la corriente de agua o hielo, esfuerzos debidos a sismos.

Los miembros serán proporcionados conforme a los esfuerzos unitarios dados en el Cap. 4.

En la hoja de esfuerzos se pondrá un diagrama o nota de las cargas vivas supuestas; los esfuerzos debidos a las diversas cargas y fuerzas se mostrarán separadamente.

Quando las condiciones de proyecto así lo requieran, se indicará en los planos el orden de sucesión de los colados de concreto o se anotará en las especificaciones complementarias de este proyecto.

2.2 - Carga muerta

La carga muerta constará del peso muerto de la estructura ya terminada, incluyendo la superficie de rodamiento, banquetes, parapetos, vías, tuberías, conductos, cables y otras instalaciones para servicios públicos.

La carga de nieve o hielo, cuando la haya, se considerará compensada con una disminución correspondiente de la carga viva e impacto y no se incluirá salvo en condiciones especiales.

Quando se ponga una superficie de desgaste separada al construirse el puente o cuando la Sria. piense poner en el futuro una superficie de desgaste separada, se considerará para la carga muerta la carga adicional correspondiente.

Se tendrá muy presente la necesidad de una superficie de desgaste separada en aquellas regiones donde se provoca el uso de cadenas en las llantas.

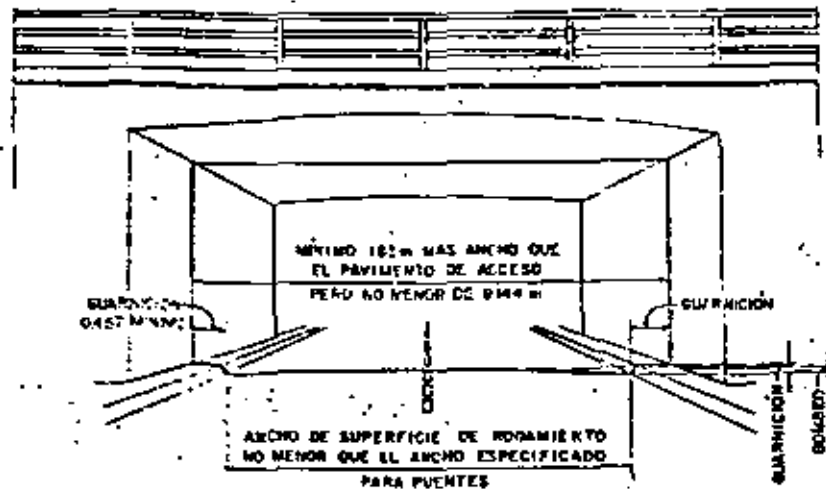


DIAGRAMA DE GÁLIBO PARA PASOS INFERIORES
TRÁNSITO EN CAMINO DE DOS CARRILES

FIGURA 3

Cuando no haya un motivo especial de abstracción sobre el concreto se puede hacer pasar el tránsito directamente sobre la losa de concreto. Cuando se considere conveniente dejar una superficie de desgaste, se aumentará el espesor de la losa de 0.5 a 1.0 cm.

Las siguientes pesos volumétricos serán los que se usen al calcular la carga muerta:

| | | |
|--|------|-------------------|
| Acero o acero fundido | 7850 | Kg/m ³ |
| Hierro fundido | 7800 | " |
| Aluminio, aleaciones | 2800 | " |
| Madera (tratada o sin tratar) | 800 | " |
| Concreto simple | 2300 | " |
| Concreto reforzado | 2400 | " |
| Mampostería de piedra, sillar | 2720 | " |
| Arena, tierra, grava o balasto, compactados | 1920 | " |
| Arena, tierra y grava, sueltas | 1600 | " |
| Macadam o grava, compact. con aplanadora | 2240 | " |
| Relleno de arcillas | 960 | " |
| Pavimento que no sea bloque de madera | 2400 | " |
| Via de F.C. (riel, guardarrail y accesorios de vía) por m. lin. de vía | 298 | Kg |
| Tablón asfáltico (25 mm de espesor) | 1730 | Kg/m ³ |

- (a) Cargas sobre alcantarillas (pendiente de definir por la D.C.P.L.). - Véase Colección Proy. Tipo "Obras de Drenaje".
- (b) Cargas sobre alcantarillas rígidas (pendiente de definir por la D.C.P.L.). - Véase Colección Proy. Tipo "Obras de Drenaje".
- (c) Esfuerzo cortante en losas superiores de alcantarillas.

El máximo esfuerzo cortante en las losas de la parte superior de alcantarillas que están bajo terraplenes se supondrá que ocurre a una distancia fuera del muro o estribo igual al espesor de la losa.

El esfuerzo cortante en las losas del fondo se calculará como se especifica para cimientos en el art. 5.2 (e).

2.3.- Carga viva

La carga viva consistirá en el peso de la carga móvil aplicada, correspondiente a los camiones, coches y peatones.

2.4.- Provisión de sobrecarga

La siguiente provisión de sobrecarga se aplicará a todos los tipos de carga excepto a las cargas H-20 y H-20-S16.

Se hará provisión para cargas pesadas poco frecuentes, aplicando sobre cualquier carril sencillo un camión tipo H o H-S de las que se especifican, aumentado en 100% y sin que haya la presencia de carga en cualquiera de los otros carriles. Los esfuerzos combinados de carga muerta, viva e impacto que resulten de este tipo de carga no serán mayores que el 150% de los esfuerzos permisibles prescritos aquí. La sobrecarga se aplicará a todas las partes de la estructura que resulten afectadas, excepto la parte del piso.

2.5.- Cargas para caminos

(a) Generalidades

Las cargas vivas para caminos que se consideren sobre la calzada de los puentes o de las estructuras que se presenten en los caminos, consistirán en camiones tipo o carga uniforme sobre un carril, que sea equivalente a un convoy de camiones. Se dan dos tipos de cargas, las cargas tipo H y las tipo H-S, siendo las correspondientes al H-S, más pesadas que las tipo H.

(b) Cargas tipo H

Las cargas tipo H están ilustradas en las Figs. 4 y 5. Consisten en un camión de dos ejes o la carga uniforme correspondiente, sobre un carril. Las cargas H se designan por medio de una letra H seguida de un número que indica el peso bruto (en toneladas inglesas de 2000 lb) del camión tipo.

(c) Cargas tipo H-S

Las cargas tipo H-S están ilustradas en las Figs. 5 y 6. Consisten en un camión tractor con semirremolque o la carga uniforme correspondiente, sobre un carril. Las cargas H-S se designan por la letra H seguida por un número que indica el peso bruto (en toneladas inglesas de 2000 lb) del camión tractor y la letra S seguida por el peso bruto (en toneladas de 2000 lb) del eje sencillo del semirremolque.

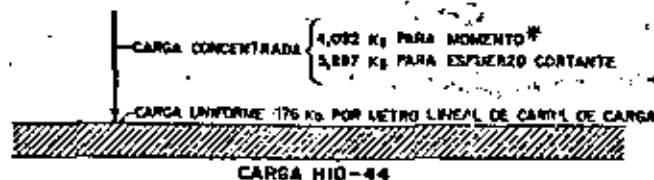
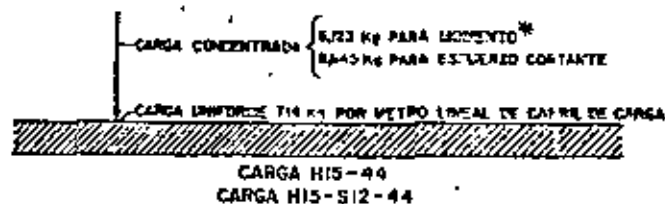
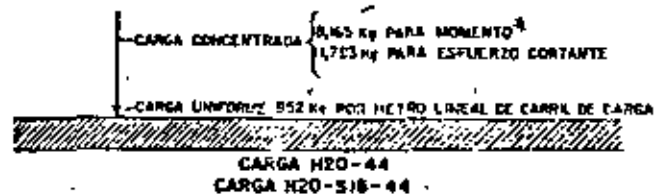
Se ha hecho aparecer variable al espaciamento del eje posterior, con objeto de que el espaciamento entre ejes se pueda aproximar más cerca a las características que tienen los semirremolques que se usan en la actualidad. El espaciamento variable también da una forma de carga más conveniente para los ejes continuos ya que así las cargas pesadas de los ejes se pueden colocar en los claros avanzados, de manera que se produzcan los máximos momentos negativos.

(d) Clases de cargas

Las cargas para caminos serán de cinco clases: H-20, H-15, H-10, H-20-S16 y H-15-S12. Las cargas H-15 y H-10 son 75% y 50% respectivamente de la carga H-20. La carga H-15-S12 es 75% de la carga H-20-S16. Si se desea usar cargas con pesos distintos de los anotados, se obtendrán cambiando proporcionalmente los pesos indicados para el camión tipo y las cargas correspondientes por carril.

(e) Designación de las cargas

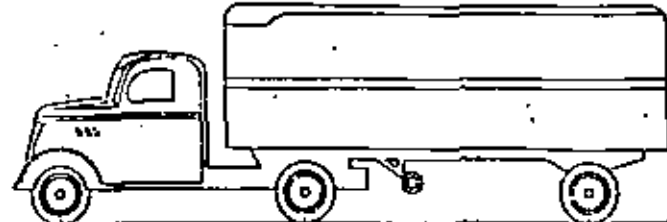
Cuando se juzgue necesario se añadirá a las letras anteriormente mencionadas, el año en que se efectuó la última modificación al tipo de carga en cuestión, en la forma siguiente:



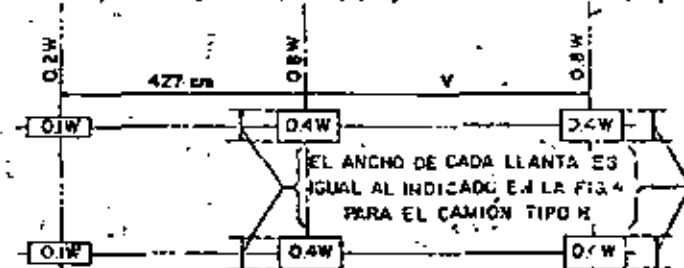
CARGAS PARA CARRIL H Y CARRIL HS

FIGURA 3

*NOTA.- Para las cargas sobre cierras continuas que incluyen cargas de carril véase el artículo 2.8 (c) que toma en cuenta una carga concentrada adicional.

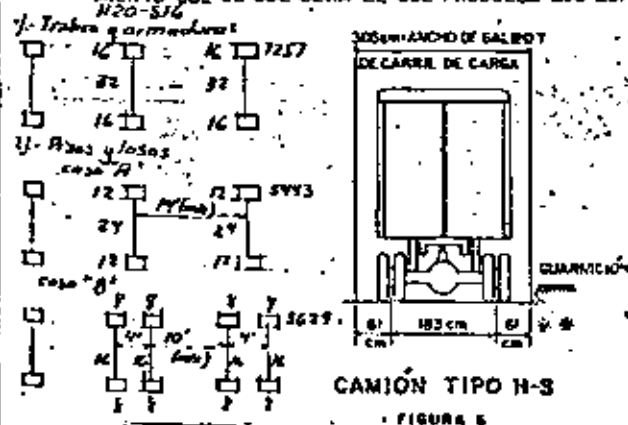


| | | | |
|------------|--------------|----------------|----------------|
| H20-S16-44 | 3,629 Kg (F) | 14,515 Kg (S2) | 14,515 Kg (S2) |
| H15-S12-44 | 2,722 Kg (F) | 10,886 Kg (S2) | 10,886 Kg (S2) |



W= PESO COMBINADO DE LOS DOS PRIMEROS EJES, IGUAL AL QUE TIENE EL CAMIÓN TIPO H CORRESPONDIENTE

V= ESPACIAMIENTO VARIABLE DE 427 cm A 914 cm INCLUSIVE. EL ESPACIAMIENTO QUE SE USE SERA EL QUE PRODUZCA LOS ESFUERZOS MÁXIMOS



* En el proyecto de pisos (pisos de concreto, pisos de parrilla de acero y pisos de madero) para cargas H-20 o H-20-S-16, se podrá usar una carga axial de 10,886 Kg o dos cargas axiales de 7,257 Kg cada una espaciadas 122 cm entre sí, seleccionando lo que produzca el mayor esfuerzo, en vez de la carga axial de 14,515 Kg que se ilustra.

** Para proyectar losos se supondrá que el eje vertical central de la rueda que da a 30.5 cm de la cara de la quaración.

Cargas tipo, de camión y por carril

El espaciamiento de las ruedas, distribución de pesos y dimensiones que definen el galibo de los camiones tipo H y H-5 se ilustra en las Figs. 4 y 6 y las cargas uniformes equivalentes por carril correspondientes a esos camiones serán las que se ilustran en la fig. 5.

Cada carga por carril consistirá de una carga uniforme - por metro lineal de carril de tránsito, combinada con una sola carga concentrada (o dos cargas concentradas para el caso de los claros continuos, véase el Art. 2.8 (c)), colocadas sobre el claro de tal manera, que produzcan el máximo esfuerzo. La carga concentrada y la carga uniforme se considerarán como uniformemente distribuidas en un ancho de 3.05 m sobre una línea normal al eje central del carril.

Para el cálculo de momentos flexionantes y esfuerzos cortantes se usarán diferentes cargas concentradas, como está indicado en la Fig. 5. Las cargas concentradas más ligeras se usarán cuando los esfuerzos que se buscan son principalmente esfuerzos de flexión y las cargas concentradas más pesadas se usarán cuando los esfuerzos son principalmente esfuerzos cortantes.

Nota: El sistema de cargas por carril que aquí se ha presentado (ilustrado en la Fig. 5) se formuló con objeto de dar un método más simple de calcular momentos flexionantes y esfuerzos cortantes, que el basado en el uso de las cargas por rueda de los camiones.

En el apéndice "C" se muestran las cargas de convoy de camiones de las Especificaciones AASHTO-1935 y las cargas por carril correspondientes.

En 1944 se formularon las series de cargas tipo H-5. Estas producen un efecto aproximado del camión 1935 correspondiente, precedido y seguido por un convoy de camiones que pesan $3/4$ del peso del camión que sirve de base.

2.8.- Aplicación de las cargas

(a) Unidades en un carril de tránsito

Al hacer cálculos de esfuerzos, cada carga por carril de 3.05 m de ancho o de un solo camión tipo se considerarán como una unidad y no se usarán fracciones de carga por carril o fracciones de camión.

(b) Número y posición de las unidades por carril de tránsito

El número y posición de las cargas por carril o carga de camión será el que se ha especificado en el Art. 2.6 y ya sea que la carga uniforme por carril o la carga de camión produzca el máximo esfuerzo, se sujetará dicho esfuerzo a las reducciones especificadas en el Art. 2.9

(c) Cargas por carril en claros continuos

Las cargas por carril que se muestran en la Fig. 5 se modificarán en la forma siguiente cuando se usen para el proyecto de claros continuos. Las cargas por carril consistirán en las cargas mostradas en la Fig. 5, agregando a estas cargas otra concentración de igual peso, que se colocará en otro claro de la serie, en posición tal, que se produzca el máximo momento negativo. Para momento máximo positivo, se usará solamente una carga concentrada por carril, combinada con tantos claros cargados uniformemente como se necesite para producir el momento máximo.

(d) Carga para producir máximo esfuerzo

El tipo de carga, ya sea ésta del tipo de carga uniforme por carril o carga de camión tipo, que se usará, ya se trate de claros simples o continuos, será la carga que produzca el máximo esfuerzo. Las tablas de momento y esfuerzo cortante dadas en el Apéndice "A" muestran qué carga es la que rige para claros simples.

El espaciamiento entre ejes, para los camiones H-5 se variará dentro de los límites especificados con objeto de producir el máximo esfuerzo.

Para claros continuos, la carga de carril será continua o discontinua según como sea necesario para producir los máximos esfuerzos y la carga concentrada o cargas como se especificaron en el párrafo (c), se colocarán en tal posición que produzcan los máximos esfuerzos.

Para claros continuos, se considerará sobre la estructura solamente un camión tipo H o H-5 por carril y colocado de tal manera que produzca los máximos momentos positivos o negativos.

2.9.- Reducción en la intensidad de las cargas

Cuando se produzcan los máximos esfuerzos en cualquier miembro, cargando cualquier número de carriles de tránsito simultáneamente, se tomarán los siguientes porcentajes de los esfuerzos resultantes de carga viva teniendo en cuenta el hecho de que no será muy frecuente la coincidencia de todas las cargas para producir un máximo:

| | |
|-----------------------------|------|
| Uno o dos carriles | 100% |
| Tres carriles | 90% |
| Cuatro carriles o más | 75% |

La reducción en la intensidad de las cargas sobre piezas de puente se determinará como para el caso de armaduras o traves principales, usando el ancho de calzada que debe ser cargado para producir los esfuerzos máximos en la pieza de puente.

2.10.- Cargas de trenes eléctricos

Quando algún puente para camino vaya a soportar tránsito

través, la carga correspondiente a éstos se determinará sobre la base de la clase de tránsito a que en el futuro tendrá que ser usado.

11.- Cargas para banquetas, guarniciones, banquetas de emergencia y parapetos

1 Cargas para banquetas

Los pisos, largueros y apoyos inmediatos de banquetas se proyectarán para una carga viva de 415 kg/m² de área de banqueta.

Los traveses de sección compuesta, arcaaduras principales, arcos y otros miembros se proyectarán para las siguientes cargas vivas sobre la banqueta:

- Claros de 0 a 7.62 m de longitud..... 415 kg/m²
- de 7.92 m a 30.48 m. de longitud..... 293
- mayores de 30.48 m. de longitud, según la siguiente fórmula:

$$P = \left(146 + \frac{446A}{L} \right) \left(\frac{16.76-A}{15.24} \right) \text{ en la que:}$$

- P = Carga viva por metro cuadrado (con un valor máximo de 293 kg/m²)
- L = Longitud cargada de banqueta, en metros
- A = Ancho de banqueta, en metros.

Al calcular los esfuerzos en estructuras que soporten banquetas que estén en voladizo, se considerará la banqueta completamente cargada en un solo lado de la estructura, si esa condición es la que produce esfuerzos máximos en la misma.

(b) Cargas para guarniciones

Las guarniciones se proyectarán para que resistan una fuerza lateral no menor de 745 kg/m de guarnición, aplicada en la parte superior de la guarnición o a una elevación 25 cm arriba del piso, si la guarnición es de altura mayor que 25 cm.

(c) Cargas para banquetas de emergencia

Las banquetas de emergencia o las guarniciones anchas que se ponen para uso ocasional de los peatones, se proyectarán para las cargas especificadas en el párrafo (a) si la guarnición tiene más de 60 cm de ancho. Si es de 60 cm o menos de ancho, no se aplicará ninguna carga viva.

(d) Cargas sobre parapetos

(1) Parapetos de calzada

Los miembros superiores de parapetos de calzada se proyectarán para resistir una fuerza lateral horizontal de 223 kg/m

simultáneamente con una fuerza vert. de 150 kg/m aplicadas en la parte superior del parapeto. Cuando las guarniciones tengan una altura de 23 cm de altura, los barrotes inferiores se proyectarán para resistir una fuerza lateral horizontal de 450 kg/m. Cuando las guarniciones tengan menos de 23 cm de altura, esa fuerza se aumentará en 60 kg/m por cada 2.5 cm que la guarnición tenga abajo de los 23 cm de altura; el incremento agregado a la fuerza horizontal por aplicarse al barrote inferior, no será mayor de 120 kg/m. Si no hay barrota inferior, los miembros de alba se proyectarán para resistir una fuerza horizontal de 450 kg/m aplicada a no menos de 53 cm arriba de la calzada. Por cada 2.5 cm de altura en la guarnición, arriba de 25.5 cm, esa fuerza lateral horizontal se podrá reducir en 22.5 kg/m, pero no será menor de 223 kg/m. Las fuerzas horizontales se aplicarán simultáneamente. Los parapetos sin alba y con un solo barrote se proyectarán para las fuerzas especificadas anteriormente para barrotes inferiores.

(2) Parapetos para banquetas

Los parapetos para banquetas se proyectarán para que resistan las mismas fuerzas especificadas para los parapetos de calzada y se sujetarán a las mismas restricciones en lo relativo a las alturas de guarnición. Cuando haya arcaaduras de paso a través, traveses compuestos o arcos que separen la banqueta de la calzada o cuando las banquetas estén protegidas por un parapeto sobre la guarnición, el parapeto de banqueta se proyectará solamente para las fuerzas especificadas para el barrote superior.

2.12.- Impacto

En las estructuras comprendidas en el Grupo A, los esfuerzos por carga viva producidos por las cargas H o H-S, serán aumentadas, en la cantidad que aquí se señalará, por efectos dinámicos, vibratorio y de impacto. El impacto no se aplicará a las estructuras comprendidas en el Grupo B.

(a) Grupo A

(1) Superestructura, incluyendo columnas de acero o de concreto sujetas a carga, torres de acero, columnas de marcos rígidos y en general aquellas partes de la estructura que se prolonguen hacia abajo hasta la cimentación principal.

(2) La porción de los pilotes de acero o de concreto que sobresalgan arriba de la superficie del terreno y que estén rigidamente conectados a la superestructura como cuando forman marcos rígidos o sean parte de una estructura continua.

(b) Grupo B

(1) Estribos, muros de sostenimiento, pilas y pilotes excepto los indicados en el Grupo A (2)

(2) Cimientos y presiones en las cimentaciones

(3) Estructuras de madera

(4) Cargas para banquetas

(5) Alcantarillas y estructuras que tengan un espesor de colchón de tierra de 90 cm o mayor

(c) Fórmula para impacto

La cantidad en que se incrementan los esfuerzos se expresa como una fracción de los esfuerzos de carga viva y se determinará con la siguiente fórmula:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} \quad \text{en la que}$$

I = Impacto en por ciento (máximo 30%)

L = Longitud en metros de la porción del claro que debe ser cargada para producir el máximo esfuerzo en el miembro.

Para uniformidad en la aplicación, la longitud cargada "L" se considerará especialmente como sigue:

Para pisos de la calzada úsese la longitud de proyecto del claro.

Para miembros transversales, tales como piezas de puente, úsese la longitud del claro del miembro entre centros de apoyos.

Para calcular momentos debidos a carga de camiones, úsese la longitud del claro. Para tramos en voladizo se usará la longitud desde el centro de momentos hasta el eje más alejado del camión.

Para esfuerzo cortante debido a cargas de camión, úsese la longitud de la porción cargada del claro desde el punto en consideración, hasta la reacción más alejada. Para tramos en voladizo úsese el 30%.

En claros continuos úsese la longitud del claro considerado para momento positivo, para momento negativo el promedio de la longitud de los dos claros adyacentes cargados.

| | | |
|----------------------------------|----------------|---------|
| Para alcantarillas con colchón = | 0 a 30 cm ... | I = 30% |
| " | 31 a 60 cm ... | I = 20% |
| " | 61 a 90 cm ... | I = 10% |

2.13.- Fuerzas longitudinales (Frenaje)

Se tendrá en cuenta el efecto de una fuerza longitudinal de 5% de la carga viva sobre todos los carriles que lleven tránsito de vehículos en la misma dirección. Para los puentes que se considere que lleven a ser en el futuro de una sola dirección, se considerarán cargados en todos sus carriles. La carga

será la carga por carril con la carga concentrada para noventa y cinco especificadas en el art. 2.8, sin impacto y con la reducción dada en el art. 2.9 para cuando haya varios carriles cargados. El centro de gravedad de la fuerza longitudinal se supondrá que está a 1.83 m arriba de la losa del piso y que se transmite a la subestructura a través de la superestructura. La fuerza longitudinal debida a la fricción en los apoyos para dilatación también se tomará en cuenta para el proyecto.

2.14.- Cargas debidas al viento

Las siguientes fuerzas debidas a la presión del viento por metro cuadrado sobre el área expuesta, se aplicarán a todas las estructuras — excepto el art. 4.1 para el por ciento del esfuerzo unitario básico — que debe usarse para varias combinaciones de cargas y fuerzas. El área expuesta considerada será la suma de las proyecciones verticales de las áreas de todos los miembros, incluyendo el sistema de alfileres y el parapeto, a 90° con el eje longitudinal de la estructura. Las fuerzas y cargas dadas aquí son para una velocidad del viento de 160.9 Km/h (100 millas por hora). Para condición de carga del Grupo II, pero no para condición de carga del Grupo III, se pueden reducir o aumentar en la relación del cuadrado de la velocidad del viento para proyecto, al cuadrado de 160.9, siempre que se pueda obtener el valor probable de la velocidad del viento con precisión razonable o que haya características permanentes del terreno que permitan hacer esos cambios recomendables con seguridad. Si se cambia la velocidad del viento para proyecto, el valor se deberá indicar claramente en los planos.

(a) Proyecto de superestructura

Para el proyecto de una superestructura se supondrá una carga debida al viento, uniformemente distribuida, móvil, que se aplicará horizontalmente a 90° con el eje longitudinal de la estructura y de la siguiente intensidad:

| | |
|------------------------|-----------------------|
| Para armaduras y arcos | 366 Kg/m ² |
| Para traveses y vigas | 244 |

Para claros de armaduras la fuerza total no será menor de 446 Kg/m en el plano de la cuerda cargada, ni menor de 223 Kg/m en el plano de la cuerda sin carga; para claros de traveses esta fuerza no será menor de 446 Kg/m.

Las fuerzas dadas arriba se usarán para la condición de carga del Grupo II. Para la condición de carga del Grupo III se agregará una carga de 149 Kg/m aplicada a 90° con el eje longitudinal de la estructura y a 1.83 m arriba del piso, como una carga de viento sobre una carga viva móvil. Cuando una losa de piso de concreto reforzado o un piso de rejilla de acero esté firmemente conectado a sus miembros de apoyo, se puede suponer que ese piso resiste, en su plano, el esfuerzo cortante que resulta de la carga de viento sobre la carga viva móvil.

(b) Proyecto de subestructura

Las fuerzas transmitidas a la subestructura por la superestructura y las fuerzas aplicadas directamente a la subestructura

por concepto de las cargas de viento se supondrá que son como sigue:

1) Fuerzas de la superestructura

Las fuerzas transversales y longitudinales transmitidas por la superestructura a la subestructura, para distintos ángulos de la dirección del viento, serán como se indica en la table siguiente. El ángulo de esviajamiento se medirá desde la perpendicular al eje longitudinal. La dirección supuesta del viento será la que produzca el máximo esfuerzo en la subestructura que se está proyectando. Las fuerzas transversales y longitudinales se aplicarán simultáneamente a la altura donde está el centro de gravedad del área expuesta de la superestructura.

| Angulo de esviajamiento del viento | Armaduras | | Trabes | |
|------------------------------------|--|---|--|---|
| | Carga transversal por m ² de área | Carga longitudinal por m ² de área | Carga transversal por m ² de área | Carga Longitudinal por m ² de área |
| Grados | Kg | Kg | Kg | Kg |
| 0 | 366 | 0 | 244 | 0 |
| 15 | 342 | 59 | 215 | 29 |
| 30 | 317 | 137 | 200 | 59 |
| 45 | 229 | 200 | 161 | 78 |
| 60 | 122 | 244 | 83 | 93 |

Las cargas que forman la table de arriba se usarán en la condición de carga del Grupo II, dada en el art. 4.1.

Para la condición de carga del Grupo III, estas cargas se pueden reducir 70% y se agregará una carga por metro lineal de estructura, como una carga de viento sobre una carga viva móvil, con los valores dados en la table siguiente:

| Angulo de esviajamiento del viento | Carga transversal por metro | Carga longitudinal por metro |
|------------------------------------|-----------------------------|------------------------------|
| Grados | Kg | Kg |
| 0 | 149 | 0 |
| 15 | 131 | 16 |
| 30 | 122 | 36 |
| 45 | 98 | 48 |
| 60 | 51 | 57 |

Esta carga se aplicará en un punto que esté a 1.83 m arriba del piso.

Para los puentes usuales de losa sobre traves que tengan longitud máxima de claro de 38 m, la siguiente carga debida al viento se puede usar en lugar de la carga más exacta especificada arriba:

W (carga del viento sobre la estructura)
 244 Kg por metro cuadrado transversalmente
 59 Kg " " " longitudinalmente

Las dos cargas señaladas se deben aplicar simultáneamente

WL (carga del viento sobre la carga viva)

149 Kg por metro lineal transversalmente
 60 Kg " " " longitudinalmente

Las dos cargas señaladas se deben aplicar simultáneamente

(2) Fuerzas aplicadas directamente a la subestructura.

Las fuerzas transversales y longitudinales que se deben aplicar directamente a la subestructura para un viento de 160.9 km/h, se calcularán para una presión de viento supuesta de 195 Kg/m². Para direcciones del viento que se supongan esviajadas con la subestructura esa presión se supondrá resuelta en sus componentes perpendiculares a la elevación del frente y a la lateral de la subestructura de acuerdo con las funciones trigonométricas correspondientes al ángulo de esviajamiento. La componente perpendicular a la elevación lateral actuará sobre el área expuesta de la subestructura, tal como se vé en elevación lateral y la componente perpendicular a la elevación del frente actuará sobre el área expuesta de la subestructura, tal como se vé en la elevación del frente. Estas cargas se supondrá que actúan en líneas horizontales aplicadas en los centros de gravedad de las áreas expuestas y se aplicarán simultáneamente con las cargas de viento de la superestructura. Las cargas mencionadas anteriormente son para la condición de carga del Grupo II y pueden ser reducidas en un 70% para la condición de carga del Grupo III.

(c) Fuerzas de volteamiento

El efecto de las fuerzas que tienden a voltear las estructuras se calculará bajo el Grupo II y el Grupo III del art. 4.1, agregando una fuerza aplicada hacia arriba en el punto situado a la cuarta parte del ancho transversal de la superestructura hacia el lado expuesto al viento. Esta fuerza será de 98 Kg/m² del área en planta del piso y banqueta para la combinación del Grupo II y de 29 Kg/m² para la combinación del Grupo III. La dirección del viento se supondrá que es de 90° con el eje longitudinal de la estructura.

2.15.- Fuerzas debidas a variaciones de temperatura

Se deberán tomar en cuenta los esfuerzos o movimientos que resulten de las variaciones de temperatura. Se fijará el aumento

continuación de la temperatura para la localidad en que vaya a ser construida la estructura, dichas variaciones se calcularán a partir de una temperatura supuesta al tiempo de efectuarse la obra. Se tendrá muy en cuenta el retraso entre la temperatura del aire y la temperatura interior de miembros pesados de concreto o estructuras.

La variación de temperatura será generalmente como sigue:

En estructuras de acero

Para clima moderado de -18° a 49° C
 Para clima frío de -34° a 49° C

En estructuras de concreto

| | Aumento de temperatura | Disminución de temperatura |
|---------------------|------------------------|----------------------------|
| Para clima moderado | 17° C | 22° C |
| Para clima frío | 19° C | 25° C |

16.- Reacción negativa

Se tomarán todas las precauciones necesarias para que la subestructura quede apropiadamente anclada a la subestructura en caso de que se produzca en cualquier apoyo una reacción negativa para cualquier carga o combinación de cargas, aumentando en 100% la carga viva y el impacto.

17.- Presión debida a la corriente de agua y a cuerpos flotantes

Todas las pilas y otras partes de estructuras que estén sujetas al empuje de la corriente de agua, del hielo flotante o de los materiales de arrastre, se calcularán para resistir los máximos esfuerzos provocados por esos empujes.

La presión del hielo sobre las pilas se calculará a razón de 1.5 Kg/cm^2 . El espesor de la capa de hielo y la altura a la cual se aplica, se determinará por las investigaciones que se hagan en el sitio de la estructura.

Presión debida a la corriente de agua sobre las pilas:

$$P = 52.55 V^2 \text{ en la que:}$$

P = Presión en Kg/m^2

V = Velocidad del agua en m/s

K = Una constante que vale 1.375 para extremos rectangulares, 0.50 para extremos con parte-aguas en que el ángulo sea de 30° o menos y 0.67 para pilas de sección circular

18.- Subpresión

La subpresión se deberá considerar en el grado que afecte al proyecto de cualquier subestructura, incluyendo pilotes hincados, así como el proyecto de la superestructura.

19.- Presiones debidas al empuje de tierra

Las estructuras que sirven para contener los rellenos de tierra se proporcionarán para resistir las presiones dadas por la fórmula de Rankine; pero ninguna estructura se proyectará para una presión menor que la equivalente a la de un fluido con peso de 160 Kg/m^3 .

En los marcos rígidos, un máximo de $1/2$ del momento causado por la presión de la tierra (lateral) se puede considerar efectivo para reducir el momento positivo en las vigas, en la losa de la parte superior o en la losa superior e inferior, según sea el caso.

Quando el tránsito del camino pueda llegar a quedar dentro de una distancia, a partir de la parte superior de la estructura, igual a la mitad de la altura de ésta, la presión se aumentará con una presión debida a una sobrecarga viva de no menos de 60 cm de espesor de tierra.

Quando se ponga una losa de acceso, de concreto reforzado, proyectada debidamente y que se apoye en un extremo del puente, no es necesario considerar sobrecarga viva para el empuje antes mencionado.

En todos los proyectos se tendrá cuidado de poner el drenaje suficiente y adecuado para los rellenos, por medio de agujeros de escurrimiento y colocación de piedra triturada o grava, pedregales de tubos para drenar, drenes de grava o drenes perforados.

20.- Esfuerzos debidos a temblores

En las regiones donde se pueda anticipar que habrá temblores se tomarán en cuenta fuerzas laterales como sigue:

$$T = CP \text{ en la que}$$

T = Fuerza lateral aplicada horizontalmente en cualquier dirección en el centro de gravedad del peso de la estructura

P = Peso propio de la estructura

C = 0.02 para estructuras cimentadas sobre cimientos y ampliación de base sobre suelos a los que se les pueda suponer un esfuerzo unitario permisible de 1.91 Kg/cm^2

C = 0.04 para estructuras cimentadas sobre cimientos y ampliación de base sobre suelos a los que se les pueda suponer un esfuerzo unitario permisible menor de 1.91 Kg/cm^2

C = 0.06 para estructuras cimentadas sobre pilotes

La carga viva se puede despreciar.

Fuerzas Centrifugas

Las estructuras que estén sobre curvas se proyectarán considerando las sometidas a una fuerza horizontal, radial igual al 1 por ciento de la carga viva, sin impacto, en todos los carriles de tránsito.

$$C = 0.000297 V^2 D = 0.7867 \frac{V^2}{R}$$

donde

C = fuerza centrífuga, en por ciento de la carga viva sin impacto.

V = velocidad de proyecto en Km/hora

D = grado de curvatura en el sistema métrico decimal (curva de 20.00 m)

R = radio de la curva en m

La fuerza centrífuga se aplicará a 1.81 m sobre la superficie del camino medidos sobre el eje del camino. La velocidad de proyecto se determinará en función de la sobreelevación prevista en el camino. Los carriles de tránsito se cargarán de acuerdo con lo previsto en el artículo 2.9.

Quando una losa de concreto reforzado o un piso de emparrillado de acero están firmemente fijados a los miembros que los soportan se puede suponer que la losa o piso resisten dentro de un plano, al esfuerzo cortante resultante de las fuerzas centrífugas que actúan en la carga viva. Se tomarán en cuenta los efectos debidos a la sobreelevación.

CAP. 3 - DISTRIBUCION DE CARGAS

1.1.- Distribución de las cargas por rueda sobre largueros, vigas longitudinales y piezas de puente

a) Posición de las cargas para esfuerzo cortante

Al calcular el esfuerzo cortante en el apoyo y las reacciones en el apoyo para las piezas de puente transversales, vigas longitudinales y largueros, no se supondrá que hay distribución lateral o longitudinal de la carga por rueda de la carga de un eje C rueda, que está adyacente al apoyo en que se está determinando el esfuerzo. Para las cargas que estén en otras posiciones sobre el trazo, la distribución para esfuerzo cortante se hará siguiendo el método prescrito para momento, excepto que el cálculo del esfuerzo cortante horizontal en las vigas rectangulares de madera se hará de acuerdo con los métodos establecidos.

b) Momentos flexionantes en largueros y vigas longitudinales

Al calcular los momentos flexionantes en las vigas longitudinales o largueros, no se supondrá que hay distribución longitudinal de las cargas por rueda. La distribución lateral se determinará como sigue:

1) Largueros interiores y vigas

El momento flexionante de carga viva para cada larguero interior se determinará aplicando al larguero la fracción de la carga por rueda (tanto la delantera como la trasera) determinada por la siguiente tabla:

(La tabla en la hoja No. 28)

2) Largueros y vigas exteriores

3) Vigas de acero, madera y vigas T de concreto

La carga muerta que se considera como soportada por el larguero exterior o viga será la porción de la losa de piso soportada por el larguero. Las guarniciones, parapetos y superficies de desgaste, si se colocan después de fraguada la losa, se podrán considerar distribuidas igualmente a todas las vigas de piso y vigas.

El momento flexionante de la carga viva para los largueros exteriores de piso o vigas, se determinará aplicando al larguero o viga la reacción de la carga por rueda obtenida suponiendo que el piso actúa como una viga simple entre largueros o vigas, excepto en el caso de un claro con piso de concreto soportado por más largueros de acero en cuyo caso la fracción de la carga por rueda no será menor que:

$$\frac{S}{1.68} \quad \text{cuando } S \text{ sea igual o menor de } 151 \text{ cm;}$$

$$\frac{S}{1.22 + 0.25 S} \quad \text{cuando } S \text{ sea mayor de } 151 \text{ cm y menor de } 427 \text{ cm}$$

Quando S sea 427 cm o mayor, véase la nota (2) en la Hoja No. 28

S = distancia en metros entre el larguero exterior y el interior adyacente

o - o - o - o - o

En vista de la complejidad del análisis teórico relativo a la distribución de las cargas por rueda a los largueros, el método empírico aquí descrito se autoriza para el proyecto de los puentes de caminos normales.

(c) Trabes de sección de cajón

La carga muerta considerada como soportada por la trabe exterior se determinará de la misma manera que se hizo para las vigas de acero, madera y T de concreto, como se indicó en 2 (a).

La distribución de la carga por rueda para la trabe exterior será $Ae/7$

Ae = ancho de la trabe exterior. El ancho que se usará para determinar la línea de distribución de la carga a la trabe exterior será el ancho superior de la losa medido desde el punto medio entre trabes a la orilla exterior de la losa. La dimensión en voladizo de cualquier losa que se prolonga más allá de la trabe exterior de preferencia no será mayor que $S/2$.

(j) Capacidad total de los largueros

La capacidad de carga de proyecto en conjunto de todas las vigas en un claro, no será menor que la necesaria para soportar la carga muerta y viva total en el claro.

| Clase de piso | Punto proyectado para un carril de tránsito | Punto proyectado para 2 o más carriles de tránsito |
|---|--|--|
| Madera: (1)
tablones | S/1.22 | S/1.14 |
| Listones de 10 cm de espesor o de varias capas con espesor mayor de 13 cm | S/1.37 | S/1.22 |
| Listones de 15 cm o más de espesor | S/1.52
Si S es mayor de 152 cm, véase nota (2) | S/1.30
Si S es mayor de 198 cm, véase nota (2) |
| Concreto:
Sobre largueros de vigas de acero (3) | *S/2.13
Si S es mayor de 305 cm, véase nota (2) | +S/1.68
Si S es mayor de 427 cm, véase nota (2) |
| Sobre nervaduras de concreto o largueros de madera (4) | *S/1.83
Si S es mayor de 183 cm, véase nota (2) | +S/1.52
Si S es mayor de 305 cm, véase nota (2) |
| Trabes de concreto con sección de cajón (5) | S/2.44
Si S es mayor de 366 cm, véase nota (2) | S/2.13
Si S es mayor de 488 cm, véase nota (2) |
| Ferrilla de acero (con espesor menor de 10 cm) | S/1.37 | S/1.22 |
| Ferrilla de acero (con espesor mayor de 10 cm) | S/1.83
Si S es mayor de 183 cm, véase nota (2) | S/1.52
Si S es mayor de 320 cm, véase nota (2) |

- 1) Espaciamiento promedio de largueros, en metros.
- (1) El piso de madera con ranura y espiga tendrá la misma distribución que en los pisos de listones de espesor equivalente.
- (2) En este caso la carga sobre cada larguero será la reacción de las cargas por rueda, suponiendo que el piso entre largueros actúa como una viga simple.
- (3) "Proyecto de puentes de viguetas" por H.M. Newmark-Proceedings, ASCE, marzo de 1948.
- (4) Proyecto de puentes para caminos, de losa sobre largueros, por H.M. Newmark y C. P. Sloss-Public Roads, Enero-Febrero-Marzo 1943.
- * El Dpto. de Estructuras DGPL considera un criterio diferente para el caso de trabes con diafragmas rígidos.
- (5) La carga viva de la banqueta (véase art. 2.11) se omitirá para las trabes interiores y exteriores de sección de cajón proyectadas de acuerdo con la distribución de carga por rueda dada aquí.

(c) Momento flexionante en las piezas de puente (transversales)
 Al calcular los momentos flexionantes en las piezas de puente, no se supondrá que hay distribución transversal de las cargas por rueda.

Quando no haya largueros longitudinales y el piso sea soportado directamente sobre las piezas de puente, las vigas serán proyectadas para cargas determinadas de acuerdo con la siguiente tabla:

| Clase de piso | Fracción de carga por rueda correspondiente a cada pieza de puente |
|---|--|
| Tablones de madera | S/1.22 |
| Listones de 10 cm de espesor, bloques de madera sobre subpiso de tablones de 10 cm de espesor o de tablón de varios espesores, con más de 13 cm de grueso | S/1.37 |
| Listones de 15 cm o más de espesor | * S/1.52 |
| Concreto | * S/1.83 |
| Parrilla de acero (con espesor menor de 10cm) | S/1.37 |
| Parrilla de acero (con espesor mayor de 10cm) | * S/1.83 |

S = espaciamientos de las vigas en metros.
 El piso con renura y espiga tendrá la misma distribución que los pisos de listones de espesor equivalente.

* Si S resulta mayor que el denominador, la carga sobre la viga será la reacción debida a las cargas por rueda, suponiendo que el piso entre las vigas actúa como una viga simple.

1.2.- Distribución de las cargas sobre losas de concreto y proyecto de las mismas

(a) Longitudes de los claros (véase el Art. 7.2)

Para claros simples (losa libremente apoyada) la longitud del claro será la distancia centro a centro de los apoyos, pero sin que exceda el claro libre (luz) más el espesor de la losa.

Se usarán las siguientes longitudes efectivas de claro para calcular la distribución de las cargas y momentos flexionantes en losas continuas sobre más de dos apoyos:

En losas monolíticas con vigas o muras (sin acartelamientos), $S =$ claro libre (luz).

En losas apoyadas sobre largueros de acero, $S =$ distancia entre bordes de patines más 1/2 del ancho del patín del larguero.

En losas apoyadas sobre largueros de madera, $S =$ claro libre más 1/2 del espesor del larguero.

(b) Distancia a la orilla de una carga por rueda

Al proyectar losas, la línea de centro de una carga por rueda se supondrá que queda a 30 cm de la cara de la guarnición (medidos en la arista inferior de la guarnición).

(c) Momento flexionante

El momento flexionante por metro de ancho de losa se calculará de acuerdo con los métodos dados en seguida para los casos A y B, a menos de que se usen los métodos mencionados en la nota del pie del Art. 3.2.

Para los casos A y B:

S = longitud efectiva del claro como quedó definido en "Longitudes de los Claros" (Artículos 3.2 (a) y 7.2)

E = ancho de la losa en la sobre el que se distribuye una carga por rueda.

P = carga sobre una rueda traseira de camión

$P_{15} = 5443$ Kg para carga tipo H-15

o - o - o - o

* Las disposiciones para la distribución de cargas sobre losas de concreto, establecidas más adelante, se basan substancialmente en la teoría de Westergaard

- 31 bis -

Especificaciones A.A.S.H.O. de 1957:

Caso A.- Refuerzo principal perpendicular al tránsito

| Distribución de las cargas por ruedas: | Fórmulas para momentos en un metro de ancho de losa: | |
|---|--|-------------------------------|
| | Claros libremente apoyados | Claros continuos |
| <u>Eje sencillo</u> | | |
| Claros de 0.61 m a 2.13 m,
E = 0.6 S + 0.76 | $M = + 0.25 \frac{P_1}{E} S$ | $M = \pm 0.2 \frac{P_1}{E} S$ |
| Claros mayores de 2.13 m,
E = 0.4 S + 1.143 | $M = + 0.25 \frac{P_1}{E} S$ | $M = \pm 0.2 \frac{P_1}{E} S$ |
| <u>Ejes en tandem</u> | | |
| Claros de 0.61 a 2.13 m,
E = 0.36 S + 0.79 | $M = + 0.25 \frac{P_2}{E} S$ | $M = \pm 0.2 \frac{P_2}{E} S$ |
| Claros mayores de 2.13 m,
E = 0.063 S + 1.42 | $M = + 0.25 \frac{P_2}{E} S$ | $M = \pm 0.2 \frac{P_2}{E} S$ |

Nota: En los proyectos para cargas H 20 ó H 20-816, la carga de 5443 kg de una rueda es la que rige para claros menores de 3.20 m; y las cargas de 3628 kg son las que gobiernan para claros de 3.20 m ó mayores.

P_1 = Carga de una rueda de eje sencillo

P_2 = " " " " " tandem

DIRECCIÓN GENERAL DE PROYECTOS Y LABORATORIOS

ESPECIFICACIONES A.A.S.H.O. (1961) PARA PUENTES

NOTA a la producción (1964), pág. 31.

En el Departamento de Estructuras se considera que el proyecto de las losas con refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito, debe hacerse con base en las especificaciones A.A.S.H.O. de 1957, en atención a las siguientes consideraciones:

- Las fórmulas de A.A.S.H.O.-1961 dan momentos flexionantes 50% mayores que los calculados con base a A.A.S.H.O.-1957.
- En la República se han construido gran número de losas proyectadas con el criterio de A.A.S.H.O.-1957, sin que se haya presentado falla estructural alguna, lo que significa que el coeficiente de seguridad ha sido adecuado para las condiciones de tránsito nacionales y no estaría justificado aumentar dicho coeficiente.

México, D. F., diciembre de 1964.

P₂₀ = 7257 Kg para carga tipo H20

Caso A.- Refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito. (Ver nota en hoja 31a y en hoja 31b) (claros de 0.305 m a 7.31 m inclusive)

El momento por carga viva para claros libremente apoyados se determinará por las siguientes fórmulas (no se incluye impacto):

Carga tipo H20-S16:

$$\frac{(0.0125 S + 0.01905) P_{20}}{(0.1025 S + 0.0625) P_{30}} = \text{Momento en Kg m por metro de ancho de losa}$$

Carga tipo H15-S12:

$$\frac{(0.0125 S + 0.01905) P_{15}}{(0.1025 S + 0.0625) P_{30}} = \text{Momento en Kg m por metro de ancho de losa}$$

En las losas continuas sobre 3 o más apoyos se aplicará un factor de continuidad de 0.8 a las fórmulas de arriba tanto para momento positivo como para momento negativo.

Caso B.- Refuerzo principal paralelo a la dirección del tránsito

Distribución de las cargas por rueda,

$$E = 0.065 + 1.22, \text{ para un máximo de } 2.13 \text{ m}$$

Las cargas por carril están distribuidas sobre un ancho de 2.13 m. Las losas reforzadas longitudinalmente se proyectarán con el tipo de carga H-S apropiado.

Para claros libremente apoyados, el momento máximo por carga viva por metro de ancho de losa, sin impacto, es muy aproximadamente igual al dado por las siguientes fórmulas:

Carga tipo H20-S16:

Claros hasta e inclusive 15.24 m: $MCV = \frac{1339.4 S}{468.8} \text{ Kg m/m}$
Claros de 15.24 m a 30.48 m: $MCV = \frac{438.255(4.2658 - 20)}{453.6} \text{ Kg m/m}$

Carga tipo H15-S12:

Usense 3/4 de los valores obtenidos de las fórmulas para la carga tipo H20-S16.

Los momentos en los claros continuos se determinarán haciendo el análisis apropiado usando el camión o la carga por carril apropiados.

(1) Vigas marginales (longitudinales)

Las vigas marginales se pondrán en todas las losas que tengan el refuerzo principal paralelo al tránsito. La viga puede consistir en una sección de la losa con refuerzo adicional, una viga integral con la losa con un peralte mayor que el de la losa, o una sección integral reforzada formada por la losa y la guarnición.

Se proyectará para resistir un momento de carga viva de 0.10 P₂₀ con la que

$$P = \text{carga por rueda en Kg } (P_{15} \text{ o } P_{20})$$

$$S = \text{longitud del claro en m } \leq 2.54 \text{ m}$$

Esta fórmula da el momento para los claros libremente apoyados.

Los valores para los claros continuos se pueden reducir en un 20% o menos que resulte una reducción más grande si hacer un análisis más exacto.

(c) Acero de refuerzo para distribución

En el lecho inferior de todas las losas se pondrá acero de refuerzo transversalmente a la dirección del refuerzo principal para realizar una distribución lateral de las cargas vivas concentradas, excepto que esta especificación no se aplicará a las alcañarillas o losas para puentes que tengan encima un colchón con espesor mayor de 61 cm. La cantidad será un porcentaje del acero de refuerzo principal necesario para momento positivo; dicho porcentaje está dado por las siguientes fórmulas:

Para refuerzo principal paralelo al tránsito:

$$\text{Porcentaje} = \frac{100}{\sqrt{3.28S}}$$

Para refuerzo principal perpendicular al tránsito:

Para claros mayores el momento es:

$$M = 0.20 M_{cl} \times S \times 0.5 \text{ para } S \leq 1.5 \text{ m}$$

$$M_{cl} = \text{Momento producido por el camión tipo (Apéndice F)}$$

$$M = 0.1 M_{cl} \times S$$

$$\text{Porcentaje} = \frac{220}{\sqrt{1.288}} \leq 67\%$$

en la que S = longitud efectiva del claro, en m

(f) Esfuerzo cortante y de adherencia en las losas

Las losas que se proyecten para momentos flexionante de acuerdo con todo lo anterior, se considerarán satisfactorias en lo que se refiere a adherencia y esfuerzo cortante.

(g) Bordes u orillas transversales sin soporte

Las suposiciones para proyecto hechas en este artículo no toman en cuenta el efecto de las cargas cerca de las orillas sin apoyo. Por consiguiente, en los extremos del puente y en los puntos intermedios donde se rompa la continuidad de la losa, los bordes se apoyarán sobre diafragmas o sobre otros medios adecuados. Los diafragmas se proyectarán para resistir el momento y esfuerzo cortante total producidos por las cargas por rueda que puedan pasar sobre ellos.

(h) Losas en voladizo

En las siguientes fórmulas, para la distribución de cargas sobre losas en voladizo, la losa se proyecta para soportar la carga independientemente del apoyo que dé la orilla a lo largo del extremo del voladizo. La distribución dada incluye el efecto de las ruedas sobre elementos paralelos.

Caso A.- Refuerzo perpendicular al tránsito

Cada rueda sobre el elemento perpendicular al tránsito se distribuirá de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$E = 0.8 X + 1.14, \text{ en m}$$

$$\text{Momento por metro de ancho de losa} = \frac{P}{X} \times Kg \text{ m}$$

donde X = a la distancia en metros desde la carga hasta el punto de apoyo.

Caso B.- Refuerzo paralelo al tránsito

La distribución para cada carga por rueda sobre el elemento paralelo al tránsito será como sigue:

$$E = 0.35 X + 0.97, \text{ en m, pero no excederá de } 2.11 \text{ m}$$

Momento por metro de ancho de losa = $\frac{P}{X} \times Kg \text{ m}$ en la que X = distancia en metros de la carga al punto de apoyo.

(i) Losas apoyadas sobre 4 lados

Para el caso de losas apoyadas sobre 4 lados y reforzadas en ambas direcciones, la proporción de la carga transmitida por el claro menor se supondrá dada por las siguientes ecuaciones:

$$\text{Para carga uniformemente distribuida, } p = \frac{b^4}{a^4 + b^4}$$

$$\text{Para carga concentrada en el centro, } p = \frac{b^3}{a^3 + b^3}$$

donde p = proporción de la carga transmitida por el claro menor
 a = longitud del claro menor de la losa
 b = longitud del claro mayor de la losa.

Cuando la longitud de la losa excede en 1-1/2 veces su ancho, se supondrá que el total de la carga será transmitido por el refuerzo transversal.

El ancho E de distribución para la carga correspondiente a cualquiera de los 2 claros, se determinará de acuerdo con lo establecido para otras losas. Los momentos obtenidos se usarán para proyectar la faja media central de las losas menor y mayor. En los cuartos exteriores de la losa en el sentido del claro menor así como en el del mayor, se podrá reducir en 50% el área de acero necesaria para la faja central. Para el proyecto de las vigas que sirven de apoyo, se tomará en cuenta el hecho de que las cargas transmitidas a dichas vigas, no están uniformemente distribuidas a lo largo de ellas.

3.3.- Distribución de las cargas por rueda a través de los terraplenes

Cuando el espesor del terraplén sea de 60 cm o mayor, las cargas concentradas se considerarán como uniformemente distribuidas sobre un cuadrado, los lados del cual serán iguales a 1.75 veces el espesor del cojín o terraplén.

El esfuerzo cortante producido por tales cargas se calculará como se ha tomado en consideración para las cargas muertas.

Cuando una grúa corra

momentos a varias concentraciones, tal se considerará como uniformemente distribuida sobre el área definida por los límites exteriores de las áreas individuales, pero el ancho total de distribución no excederá el ancho total de la losa que recibe las cargas. Para un solo claro, el efecto de la carga viva se puede desprestigiar cuando el espesor del terraplén sea mayor de 2.44 metros y que exceda la longitud del claro; para claros múltiples, se puede desprestigiar la carga viva, cuando el espesor del terraplén exceda la distancia entre paramentos de los apoyos extremos o estribos. Cuando el espesor del terraplén es menor de 60 cm la carga por ruedas se distribuirá como en el caso de losas con cargas concentradas. Cuando en las losas de concreto, el momento calculado por carga viva e impacto basado en la distribución de las cargas por rueda a través de los terraplenes, como ha sido detallado anteriormente, exceda al momento calculado para carga viva e impacto de acuerdo con el art. 3.2, entonces se usará este último.

3.4.- Distribución de las cargas por rueda sobre piso de madera

Para el cálculo de los momentos flexionantes en pisos de madera, cada carga por rueda se distribuirá de la siguiente manera:

(a) Piezas de piso dispuestas transversalmente

En dirección del claro

Sobre el ancho de la llanta (para carga N-10, 25 cm; para carga N 15, 38 cm; para carga N 20, 51 cm).

Normalmente a la dirección del claro

Piso de tablones: ancho del tablón.

Piso con piezas laminadas: 38 cm

Piso con piezas de macho y hembra, de no menos de 14 cm de espesor: 4 veces el espesor.

Para piso con las piezas transversalmente dispuestas, se tomará como claro la distancia libre entre larqueros más 1/2 del ancho de un larquero, pero no excederá al claro libre más el espesor del piso.

(b) Piezas del piso dispuestas longitudinalmente

En dirección del claro

Las cargas concentradas en un punto

Normalmente a la dirección del claro

Pisos de tablón: ancho del tablón

Piso laminado: ancho de la rueda más el espesor del piso

Piso con piezas de macho y hembra, con no menos de 14 cm de espesor: ancho de la rueda más 2 veces el espesor del piso.

Para piso con las piezas longitudinalmente dispuestas: se tomará como claro la distancia libre entre piezas de puente más 1/2 del ancho de una viga, pero que no excederá al claro libre más el espesor del piso.

(c) Piso continuo

Si el piso es continuo sobre más de 2 claros, el máximo momento flexionante se supondrá que es el 80% del correspondiente a un claro libremente apoyado.

3.5.- Distribución de cargas y proyecto de miembros compuestos de madera y concreto

(a) Distribución de las cargas concentradas para momento flexionante y esfuerzo cortante

Para claros libremente apoyados o continuos de losa de construcción compuesta de madera y concreto, las cargas por rueda se distribuirán sobre un ancho transversal de 1.52 m para momento flexionante y un ancho de 1.22 m para esfuerzo cortante.

Para las vigas T compuestas de madera y concreto, el ancho efectivo del patín no será mayor que el indicado en el Art. - 9. Los conectores para esfuerzo cortante serán capaces de resistir tanto el movimiento vertical como el horizontal.

(b) Distribución de los momentos flexionantes en los claros continuos

Tanto los momentos positivos como los negativos se distribuirán de acuerdo con la siguiente tabla:

Momentos flexionantes máximos dados en porcentaje del momento correspondiente a un claro simple

| CLAROS | Momentos máximos por carga muerta uniforme | | | | Momentos máximos por carga viva | | | |
|-----------|--|------|----------------|------|---------------------------------|------|----------------|------|
| | Subcubierta de madera | | Losa compuesta | | Carga Concentrada | | Carga Uniforme | |
| | Pos. | Neg. | Pos. | Neg. | Pos. | Neg. | Pos. | Neg. |
| Interior | 50 | 50 | 55 | 45 | 75 | 25 | 75 | 55 |
| Extremo* | 70 | 60 | 70 | 60 | 85 | 30 | 85 | 65 |
| 2-claros* | 65 | 70 | 60 | 70 | 65 | 30 | 80 | 75 |

*Vigas continuas de 2 claros iguales.

El impacto se debe tomar en cuenta al calcular los esfuerzos unitarios para el concreto y el acero pero se despreciará para la madera.

(a) Proyecto

Quando en un miembro estructural se combinan 2 elementos teniendo distintas propiedades mecánicas, se hace necesario formular ciertos principios y convenciones de proyecto. Tales principios o convenciones, como los siguientes, se fundan en las propiedades elásticas de los materiales.

$\frac{E_c}{E_w} = 1$ para losa en la que el espesor neto de concreto es menor que la mitad del peralte total de la sección compuesta.

$\frac{E_c}{E_w} = 2$ para losa en la que el espesor neto del concreto es por lo menos la mitad del peralte total de la sección compuesta.

$\frac{E_c}{E_w} = \begin{cases} 18.9 & \text{para encino} \\ 22.0 & \text{para pino} \end{cases}$

donde

E_c = módulo de elasticidad del concreto

E_w = módulo de elasticidad de la madera

E_s = módulo de elasticidad del acero

1.6.- Distribución de las cargas por rueda sobre pisos de parrilla de acero

(a) Generalidades

El piso de parrilla se proyectará como continuo y los momentos se reducirán conforme a lo que se indique en el Art. 1.2.

Las fórmulas de distribución de cargas consideradas aquí, están basadas en la suposición de que hay medios adecuados para transmitir la carga normalmente a los elementos principales.

El refuerzo para este propósito consistirá en varillas transversales o secciones estructurales soldadas al acero de refuerzo principal. La resistencia y detalles del refuerzo transversal se harán de acuerdo con lo que apruebe o especifique el Ingeniero.

(b) Pisos con relleno de concreto

La distribución y el momento flexionante serán los que se han especificado para las losas de concreto en el Art. 1.2. Los siguientes incisos especificados en aquel artículo también se aplicarán a los pisos de parrilla de acero con relleno de concreto:

Vigas marginales (Longitudinales)

Bordes u orillas sin soporte (transversales)

Longitudes de claros

La resistencia de una losa compuesta de acero y concreto se determinará por medio del método de "área transformada". Los

esfuerzos unitarios permisibles serán los que se indique en el Cap. 4.

(c) Pisos abiertos

La carga de una rueda se distribuirá normalmente a las varillas principales, sobre un ancho igual a 3.2 cm por cada 207 Kg de la carga por eje más 2 veces la distancia de centro a centro de las varillas principales. La porción de la carga asignada a cada varilla principal se aplicará uniformemente a la varilla sobre una longitud igual al ancho de la llanta posterior indicada en la Fig. 4 (50.8 cm para H20 y 38.1 cm para H15). La resistencia de la sección se determinará por el método de momento de inercia. Los esfuerzos unitarios permisibles serán los que están indicados en el Cap. 4.

Las orillas de los pisos de rejilla de acero abierta, se soportarán por los medios apropiados que se juzguen necesarios. Esos apoyos serán longitudinales o transversales, o en ambos sentidos, según se necesite para sostener apropiadamente todas las aristas.

1.7.- Distribución de las cargas por rueda en las trabes con sección de cajón

La carga viva se distribuirá en las almas de acuerdo con las disposiciones señaladas en el Art. 1.1 aplicables al proyecto de vigas T.

CAP. 4.- ESFUERZOS UNITARIOS PERMISIBLES, CARGAS PERMISIBLES EN PUNTES Y CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO

4.1.- Generalidades

A menos que se indique de otra manera, los esfuerzos unitarios permisibles que se darán en este capítulo estarán en Kg/cm².

Los siguientes grupos representan varias combinaciones de cargas y fuerzas a las que podrá estar sometida una estructura. Cada parte de una estructura o la cimentación sobre la cual se apoye, se proporcionará para todas las combinaciones de estas fuerzas que se puedan aplicar al tipo o sitio en particular, aplicando los porcentajes de los esfuerzos unitarios básicos indicados para los diversos grupos. No se permitirá incrementar los esfuerzos unitarios permisibles para los miembros o conexiones que transmitan únicamente esfuerzos debidos a las cargas por efecto del viento. Véanse los Arts. 2.1 a 2.19 para las cargas y las fuerzas.

Se usará la sección máxima necesaria para el miembro o elemento estructural de que se trate.

(Los grupos en la siguiente hoja)

Porcentaje de esfuerzos unitarios.

| | | |
|------------|--|------|
| Grupo I | = CM + CV + I + ET + S + PC | 100% |
| Grupo II | = CM + ET + S + PC + VE | 125% |
| Grupo III | = Grupo I + FL + F + FC + 10% VE + VCV | 125% |
| Grupo IV | = Grupo I + A + C + T | 125% |
| Grupo V | = Grupo II + A + C + T | 140% |
| Grupo VI | = Grupo III + A + C + T | 140% |
| Grupo VII | = CM + ET + S + PC + TT | 133% |
| Grupo VIII | = Grupo I + PH | 140% |
| Grupo IX | = Grupo II + PH | 150% |

CM = Carga Muerta

CV = Carga Viva

I = Impacto por Carga Viva

ET = Empuje de Tierra

S = Subpresión

VE = Viento sobre Estructura

VCV = Presión del Viento sobre la Carga Viva - 149 Kg por m lineal

FL = Fuerza longitudinal por Carga Viva

FC = Fuerza centrífuga

F = Fuerza longitudinal debida a la fricción

A = Acortamiento por Compresión

C = Contracción

T = Temperatura

TT = Sismo

PC = Presión de la Corriente

PH = Presión de Hielo

A menos que en los planos se indique de otra manera, se usará que el acero es Acero Estructural Carbón 101-2 de las Normas de Materiales de la Sria. El módulo de elasticidad para todos los grados de acero se usará que es de 2 039,000 Kg/cm² y que el coeficiente de dilatación es 0.000012 x 1° C.

4.2.- Acero estructural carbón

Acero estructural carbón, 101-2 de las Normas de Materiales de la Sria.

Acero estructural para ser soldado, 101-7 de las Normas de Materiales de la Sria.

Acero estructural para remaches, de las Normas de Materiales de la Sria, Cláusula No. 101-5

Pasadores y rodillos, de más de 17.8 cm de diámetro (Clase C₁) de las Normas de Materiales de la Sria. (ASTM A 235-55 (Clase C₁))

Pasadores y rodillos de 17.8 cm o de menos diámetro, (Clase C₂) de las Normas de Materiales de la Sria. (ASTM A-235-55 (Clase C₂)) o (Grado 1016 a 1030 incl.) de las Normas de Materiales de la Sria. (ASTM-A 108-57 T (Grado 1016 a 1030 incl.)). Con una dureza mínima de 80 escala Rockwell B. (El acero que no cumpla con la especificación de dureza puede aceptarse siempre que tenga una resistencia de 4640 Kg/cm² a la tensión y un punto de fluencia de 2320 Kg/cm²).

| | |
|--|-------------------------|
| Tensión axial, acero estructural, sección neta | 1265 Kg/cm ² |
| Tensión en las fibras extremas de secciones laminadas, traveses y secciones compuestas sujetas a flexión | 1265 " |
| Tensión en pernos o tornillos, en la raíz de la rosca | 950 " |
| Compresión axial, sección bruta: | |
| Atisadores de traveses de placas | 1265 " |

El esfuerzo unitario permisible en columnas con carga centrada que tenga valores de L/r no mayor de 140 se puede calcular con las siguientes fórmulas aproximadas o con las fórmulas más exactas dadas en el Apéndice B:

$$\text{Con extremos remachados} \dots\dots\dots 1055 - 0.0176 \frac{L^2}{r^2} \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Con extremos articulados con pasador} \dots\dots\dots 1055 - 0.0234 \frac{L^2}{r^2} "$$

L = longitud del miembro, en cm

r = radio mínimo de giro del miembro, en cm

Para miembros a compresión con valores de L/r mayores que 140 y para miembros a compresión con excentricidad conocida, véase

Compresión en las fibras extremas de secciones laminadas, traveses y secciones compuestas, sujetas a flexión, sección bruta:

- (a) Cuando el patín en compresión esté apoyado (contraventado) lateralmente en toda su longitud, quedando empotrado en concreto o por otros medios. 1265 Kg/cm²
- (b) Cuando el patín en compresión esté parcialmente apoyado o sin apoyar. 1265 - $0.351 \frac{L^2}{b^2} \text{ Kg/cm}^2$
Para valores de L/b no mayores de 30

donde L = longitud en cm del patín sin apoyo entre conexiones del contraventado, acortamientos u otros puntos de apoyo. Para vigas y traveses continuos, L se puede tomar como la distancia del apoyo interior al punto de inflexión por carga muerta, si esta distancia es menor que la señalada arriba.

b = ancho del patín en cm.

| | |
|--|-------------------------|
| Compresión permisible en material de empalme, sección bruta | 1265 Kg/cm ² |
| Esfuerzo unitario en la fibra extrema de pasadores | 1900 |
| Esfuerzo cortante en la placa de alma de traveses, sección bruta | 773 |
| Esfuerzo cortante en remaches puestos con remachadora y en pasadores | 950 |
| Esfuerzo cortante en pernos tornados y tornillos nervados | 773 |
| Aplastamiento en pasadores no sujetos a rotación | 1687 |
| Aplastamiento en remaches puestos con remachadora, atornilladores cupillados y otras partes de acero en contacto | 1900 |

(Se considera como remaches puesto con remachadora cuando se usa una remachadora, eléctrica o neumática)

o - o - o - o - o - o - o

* Sobre apoyos interiores, las vigas continuas o en voladizo, se pueden proporcionar para momento negativo aplicando un esfuerzo unitario permisible mayor en 20% que el permitido por la fórmula de arriba, pero en ningún caso excediendo el valor del esfuerzo unitario permisible a la compresión para patines apoyados lateralmente en toda su longitud. En caso de usar cubreplacas, el esfuerzo unitario permisible en puntos donde terminan, se fijará por medio de la fórmula mencionada.

| | |
|--|------------------------|
| Aplastamiento en pasadores sujetos a rotación (que no es debida a deflexión) | 844 Kg/cm ² |
| Aplastamiento en pernos tornados y tornillos nervados | 1406 |
| Aplastamiento en rodillos de dilatación y mecedoras, Kg por cm: | |

Diámetros hasta de 64 cm $\frac{P - 914}{1406} 42.2 d$

Diámetros de 64 cm a 320 cm $\frac{P - 914}{1406} 116.3 \sqrt{d}$

d = diámetro del rodillo o mecedora en cm
p = punto de fluencia en tensión, del acero del rodillo o de la base, cualquiera que sea el menor (p = 2320 Kg/cm² para acero estructural).

Al proporcionar el tamaño de los remaches, se usará el diámetro nominal.

El área efectiva al aplastamiento de un pasador, perno o remache, será su diámetro multiplicado por el espesor de la placa o metal sobre el cual se apoya.

En el acero estructural con espesor menor que 9.5 mm se supondrá que los remaches de cabeza abutida no son capaces de transmitir esfuerzo. En acero estructural con espesor de 9.5 mm y mayor, la mitad de la profundidad de la parte cónica se usará al calcular el área de penetración.

4.3.- Remaches y pernos de alta resistencia

(a) Remaches de alta resistencia

Acero estructural de alta resistencia para remaches - (ASZU - A 195)

| | |
|-------------------|-------------------------|
| Esfuerzo cortante | 1406 Kg/cm ² |
| Aplastamiento | 2812 |

(b) Pernos de alta resistencia

Las juntas que necesitan resistir esfuerzo cortante entre las partes que conectan se les designa ya sea como conexiones del tipo de fricción u conexiones del tipo al aplastamiento. Las conexiones al esfuerzo cortante sujetas a la inversión de esfuerzos o aquellas en las que el deslizamiento sería perjudicial, se las considerará del tipo de fricción.

Los pernos en las conexiones del tipo al aplastamiento -
 los hilos de la cuerda afuera de los planos de esfuerzo -
 las superficies de contacto de las partes que están por
 serarse.

Los siguientes esfuerzos unitarios de proyecto se usarán
 en el diámetro nominal del perno:

| | | |
|--|-------------------------|---|
| Tensión directa aplicada | 2530 Kg/cm ² | |
| Esfuerzo cortante: | | |
| Conexión del tipo de fricción | 950 | " |
| Conexión del tipo al aplastamiento | 1405 | " |
| Aplastamiento | 2812 | " |

4.3.- Hierro maleable

Secciones estructurales y varillas
 de las Normas de Materiales de la Sria. (ASTM-A207)

| | |
|----------------------------|---|
| Para placas
(ASTM-A 42) | de las Normas de Materiales de la Sria. |
| Para tubos
(ASTM-A 72) | de las Normas de Materiales de la Sria. |

| | |
|----------------------------------|------------------------|
| Tensión | 984 Kg/cm ² |
| Tensión, fibra extrema | 984 |

Acero fundido, fundiciones aleadas y hierro fundido

Para acero fundido los esfuerzos unitarios permisibles
 de compresión y aplastamiento serán los mismos que los señalados
 para el acero estructural. Los otros esfuerzos unitarios permisibles
 serán las 3/4 partes de los señalados para el acero estructural.

Para el hierro fundido de las Clases especificadas en la
 cláusula 101-37 "Fundiciones de Hierro Gris" de las Normas de Ma-
 teriales de la Sria., se usarán los siguientes esfuerzos unitarios
 permisibles:

| | |
|--|------------------------|
| Flexión en la fibra extrema | 210 Kg/cm ² |
| Esfuerzo cortante | 210 |
| Compresión directa (columnas cortas) | 844 |

Para las fundiciones de hierro maleable que cumplan los
 requisitos señalados en la Cláusula 101-38 Grado No. 2, 46 de Nor-
 mas de Materiales de la Sria.

| | |
|---------------------------------------|-------------------------|
| Tensión | 1265 Kg/cm ² |
| Flexión en la fibra extrema | 1265 |
| Módulo de elasticidad | 1758000 |

4.4.- Bronce o aleación de cobre

| | |
|---|-----|
| Aplastamiento sobre bronce o aleación de
cobre en placas de apoyo o de dilatación. | 140 |
|---|-----|

4.7.- Acero Estructural de alta resistencia y baja aleación

Este acero se designa con: Acero estructural de alta
 resistencia y baja aleación especificado en la Cláusula 101-4 de
 las Normas de Materiales de la Sria.

Las especificaciones anteriores se aplicarán a las par-
 tes de acero de baja aleación usadas en los puentes, excepto lo
 indicado adelante de otra manera; la nomenclatura será la misma ex-
 cepto la que se defina en otra forma.

| | Acero de ba-
ja aleación | Acero de ba-
ja aleación | Acero de ba-
ja aleación |
|--|-----------------------------|--------------------------------------|------------------------------------|
| Espesor | 1.9 cm y
menor | Mayor de 1.9
hasta 1.8 cm
inc. | Mayor de 1.9
hasta 10.2
inc. |
| | Kg/cm ² | Kg/cm ² | Kg/cm ² |
| Punto de fluencia, min. | 3515 | 3234 | 2953 |
| Tensión axial, acero es-
tructural, sección neta | 1898 | 1687 | 1547 |
| Tensión en las fibras ex-
tremas de secciones lema-
dadas, traveses y secciones
compuestas sujetas a fle-
xión | 1898 | 1687 | 1547 |
| Compresión axial, sec. bruta | | | |
| Atiesadores de traveses de
placas | 1898 | 1687 | 1547 |

Acero de baja aleación

| Espeesor | 1.9 cm y menor
Kg/cm ² | Mayor de 1.9 hasta 3.8cm inc.
Kg/cm ² | Mayor de 3.8 hasta 10.2cm inc.
Kg/cm ² |
|---------------------------------|--------------------------------------|---|--|
| Esfuerzo unit. en fibra extrema | 2812 | 2531 | 2250 |
| Esfuerzo unit. en pasadores | 1406 | 1265 | 1125 |

Los esfuerzos unitarios permisibles en columnas con carga centrada que tengan valores de L/r no mayor de 125 para acero de baja aleación, se pueden calcular con las siguientes fórmulas aproximadas o por el método más exacto, usando las fórmulas dadas en el Apéndice B.

| | | | |
|------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| En extremos empalmados | $1547 - 0.0394 \frac{L^2}{r^2}$ | $1406 - 0.0323 \frac{L^2}{r^2}$ | $1265 - 0.0274 \frac{L^2}{r^2}$ |
| En extremos articulados en pasador | $1547 - 0.0513 \frac{L^2}{r^2}$ | $1406 - 0.0429 \frac{L^2}{r^2}$ | $1265 - 0.0337 \frac{L^2}{r^2}$ |

Para miembros en compresión con valores de L/r mayores de 125, para acero de baja aleación y para miembros en compresión con excentricidad conocida, véase el Apéndice B.

Compresión en las fibras extremas de secciones estructurales laminadas, traveses y secciones compuestas, sujetas a flexión, sección bruta.

Acero de baja aleación

| Espeesor | 1.9 cm y menor
Kg/cm ² | Mayor de 1.9 hasta 3.8cm inc.
Kg/cm ² | Mayor de 3.8 hasta 10.2cm inc.
Kg/cm ² |
|--|--------------------------------------|---|--|
| (a) Cuando el patín en compresión esté apoyado lateralmente en toda su longitud, empotrado en concreto o por tiras metálicas | 1898 | 1687 | 1547 |

| | | | |
|--|------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| (b) Cuando el patín en compresión esté parcialmente apoyado o esté sin apoyo | $1898 - 0.527 \frac{L^2}{b}$ | $1687 - 0.469 \frac{L^2}{b}$ | $1547 - 0.429 \frac{L^2}{b}$ |
|--|------------------------------|------------------------------|------------------------------|

o - - - - o

Nota: Las vigas continuas o en voladizo se pueden proporcionar por abanico neg. en los apoyos interiores, con un esfuerzo unit. permisible 20% mayor que el dado por la fórmula de arriba, pero no sobrepase el esfuerzo unit. permisible para patín en compresión apoyado en toda su longitud. Si se usan cubreplicas, el esfuerzo unit. permisible en el punto en que se supriman será el dado por la fórmula.

Para valores de L/b que no excedan de 25, donde

- L = longitud en cm del patín sin apoyo entre conexiones de contraventeo, acartalamientos u otros puntos de apoyo. Para vigas y traveses continuos, se puede tomar L como la distancia del apoyo interior al punto de inflexión por carga muerta, si esta distancia es menor que la señalada arriba.
- b = ancho del patín en cm.

Acero de baja aleación

| Espeesor | 1.9 cm y menor
Kg/cm ² | Mayor de 1.9 hasta 3.8 cm
Kg/cm ² | Mayor de 3.8 hasta 10.2 cm
Kg/cm ² |
|--|--------------------------------------|---|--|
| Compresión, material de ensayo, sección bruta | 1898 | 1687 | 1546 |
| Esfuerzo cortante en placas de alma de traveses de placas, sección bruta | 1055 | 984 | 844 |
| Aplastamiento en pasadores (no sujetos a rotación) | 2531 | 2250 | 1970 |
| Aplastamiento en atisadores capillados y otras partes en contacto | 2812 | 2531 | 2250 |
| Aplastamiento en pasadores sujetos a rotación (no devida a deflexión) | 1265 | 1125 | 984 |
| Aplastamiento en rodillos y deceleradores:
Las mismas fórmulas que las dadas en el Art. 4.2 | | | |

Nota: Al determinar los esfuerzos unitarios permisibles para Acero de baja aleación en patines o placas de espeesor con talud, se considerará el promedio del espeesor. Para miembros compuestos, la placa que tenga el espeesor más grande será la que rija.

4.8.- Acero estructural al silicio y acero estructural al níquel

Estos aceros se designan como: acero estructural al silicio que deberá cumplir con los requisitos señalados en la Cláusula 4.1 de las Normas de Materiales de la Bria, y acero estructural al níquel, Cláusula No. (ASTM-A 8-54)

Las especificaciones anteriores se aplicarán a las partes de acero al silicio o al níquel de los puentes, excepto lo que se indique adelante de otra manera; la nomenclatura será la misma.

debe la que se define de otra manera:

| | Acero silicio | Acero níquel |
|---|-------------------------|-------------------------|
| Sección axial, sección estructural, sección neta | 1687 Kg/cm ² | 2110 Kg/cm ² |
| Sección en las fibras extremas de secciones laminadas, traveses y secciones compuestas, sujetas a flexión | 1687 " | 2110 " |
| Sección axial, sección bruta: alfileres de traveses de placas. | 1687 " | 2110 " |

El esfuerzo unitario permisible en columnas con carga — centrada que tenga valores de L/r no mayores que 130 para acero al silicio y 120 para acero al níquel, se puede calcular con las siguientes fórmulas aproximadas o por el método más exacto, usando las fórmulas dadas en el Apéndice B.

| | Acero silicio | Acero níquel |
|----------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| | Kg/cm ² | Kg/cm ² |
| En extremos remachados | $1406 - 0.0323 \frac{L^2}{r^2}$ | $1687 - 0.0463 \frac{L^2}{r^2}$ |
| En extremos articulados en pesas | $1406 - 0.0429 \frac{L^2}{r^2}$ | $1687 - 0.0606 \frac{L^2}{r^2}$ |

Para compresión en miembros con valores de L/r mayores que 130 para acero al silicio y 120 para acero al níquel y para miembros en compresión con excentricidad conocida, véase el Apéndice B.

Compresión en las fibras extremas de secciones laminadas, traveses y secciones compuestas, sujetas a flexión, sección bruta:

| | Kg/cm ² | Kg/cm ² |
|---|--------------------------------|--------------------------------|
| a) Cuando el patín en compresión está apoyado lateralmente en toda su longitud por empotramiento en concreto o por otros medios | 1687 | 2110 |
| b) Cuando el patín en compresión está parcialmente apoyado o está sin apoyo | $1687 - 0.469 \frac{L^2}{r^2}$ | $2110 - 0.586 \frac{L^2}{r^2}$ |

Para valores de L/b que no excedan 75 para acero al silicio y 20 para acero al níquel, donde

L = longitud en cm, del patín sin apoyo entre conexiones del contravente lateral, escarlamientos u otros puntos de apoyo. Para vigas y traveses continuos, se puede tomar L como la distancia del apoyo interior al punto de inflexión por carga muerta, si esta distancia es menor que la indicada arriba.

b = ancho del patín en cm

Ver la hoja siguiente.

| | Acero silicio | Acero níquel |
|---|-------------------------|-------------------------|
| | Kg/cm ² | Kg/cm ² |
| Sección en entornal de espal-
ta: sección bruta | 1687 Kg/cm ² | 2110 Kg/cm ² |
| Esfuerzo unitario en las fibras —
de traveses de pasadores | 2530 " | 3094 " |
| Esfuerzo cortante en alma de tra-
veses de placas, sección bruta | 984 " | 1230 " |
| Esfuerzo cortante en pasadores | 1265 " | 1547 " |
| Empotramiento en pasadores (no su-
jeta a rotación) | 2250 " | 2812 " |
| Empotramiento en alfileres cepi-
lados y otras partes en contac-
to | 2530 " | 3094 " |
| Empotramiento en pasadores sujetos
a flexión (no debida a deflexión
de empotramiento en rodillos y nece-
sarias) | 1125 " | 1265 " |

Nota: Las vigas o traveses continuos o en voladizo se pueden apreciar para momento negativo en los apoyos interiores para un esfuerzo unitario permisible 20% mayor que el permitido por la fórmula de arriba, pero que en ningún caso sobrepase el esfuerzo unitario permisible para patín en compresión apoyado en toda su longitud. Si se usan cubreplacas, el esfuerzo permisible en el patín que se suprime será el que se determine por la fórmula.

4.9.- Esfuerzos unitarios permisibles para soldadura eléctrica

Los esfuerzos unitarios permisibles en Kg/cm² del área efectiva de soldadura, serán los mismos que están dados en las Especificaciones para Puentes Soldados para Caminos y Ferrocarril de la D.S.P.L.—1960.

4.10.- Compresión sobre mampostería

| | |
|--|-----------------------|
| Compresión sobre mampostería de granito | 56 Kg/cm ² |
| Compresión sobre mampostería de arenisca y cali | 28 " |
| Compresión sobre concreto: | |
| En coronas para apoyos de puentes con placas de asiento bajo mecadoras articuladas (en los que las placas de asiento no estén sujetas a grandes cargas en la orilla por deflexión de una viga, trabe o armadura) | 70 " |
| En coronas para apoyos de puentes con placas de asiento bajo placas de apoyo o zapatas no articuladas (en las que las placas de asiento estén sujetas a grandes cargas en la orilla por el apoyo directo, de la placa de apoyo de una viga o trabe que se deflexione) promedio | 50 " |

(Los esfuerzos unitarios permisibles dados anteriormente en la superficie de las coronas bajo las placas de asiento de vigas para puentes, se aplicarán solamente cuando la grilla de soporte que sirve de corona sobresalga por lo menos 8 cm más allá de la grilla del pedestal o placa de asiento. En las condiciones sean otras, el esfuerzo unitario permisible de las cantidades señaladas anteriormente).

ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Esfuerzos unitarios permisibles en el concreto*

Definiciones y suposiciones

- f'_c = esfuerzo unitario permisible a compresión en la fibra extrema
- f'_r = esfuerzo unitario de ruptura del concreto a compresión, determinada por pruebas con cilindros a la edad de 28 días
- n = relación del módulo de elasticidad del acero al de concreto. El valor de n como una función de la resistencia del concreto a la ruptura en cilindro, se supondrá como sigue:

| | |
|---------------------------------|-----------|
| para f'_c = 140-169 Kg/cm^2 | $n = 15$ |
| " 176-204 " | " 12 |
| " 211-274 " | " 10 |
| " 281-344 " | " 8 |
| " 353 o más " | " 6 |

Coefficientes:

Térmico, 0.000011. Par contracción, 0.0002 para grados centígrados

Resistencia del concreto

Para el proyecto de las estructuras, el concreto podrá tener una resistencia a compresión a los 28 días igual a uno de los siguientes valores, debiéndose elegir el que convenga a las características de cada caso:

$f'_c = 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400 \text{ Kg/cm}^2$

Cuando por razones de economía o de cualquier otro orden juzgue conveniente hacerlo, se podrá usar un valor de f'_c distinto de los señalados arriba.

El valor básico de la resistencia del concreto usado en

o - o - o - o

Las relaciones y valores dados en esta sección se usarán en concreto hecho con agregado de roca dura común. Para concreto hecho con agregado de peso ligero, se deben usar valores que están reducidos por pruebas confiables de laboratorios.

(c) Esfuerzos permisibles

(1) Flexión

Compresión en la fibra extrema $f_c = 0.4 f'_c$
 Tensión en la fibra extrema, concreto simple, principalmente en ciénegas $f_c = 0.03 f'_c$
 Tensión en la fibra extrema, concreto reforzado Ninguna

(2) Esfuerzo cortante*

* Vigas sin refuerzo de alma:

Varillas longitudinales sin anclar o ciénegas de concreto simple .. $0.02 f'_c$ (máx. 5.3 Kg/cm^2)
 Varillas longitudinales ancladas .. $0.03 f'_c$ (máx. 6.3)

* Vigas con refuerzo de alma: $V = 0.075 f'_c bjd$

Esfuerzo cortante horizontal en dientes de juntas a esfuerzo cortante entre losa y alma de las vigas T en las trabes de sección de cajón $0.15 f'_c$

(3) Adherencia en pilotes (en losas y cabezales de cimentaciones sobre pilotes)

En pilotes de madera, acero o concreto 0.7 Kg/cm^2 (siempre que el pilote tenga la resistencia a la tracción negativa producida en ese caso).

(4) Aprestamiento sobre coronas

Véase lo indicado en el art. 4.10.

(5) Columnas. - Véase el art. 7.8

* El Depto. de Estructuras ha adoptado un criterio diferente respecto al esfuerzo cortante unitario permisible y refuerzo de alma de las vigas.

* Para explicar como medida de la tensión diagonal.

Acero de refuerzo



| Grado estructural | Grado intermedio y duro de acero de riel |
|-------------------------|--|
| 1265 Kg/cm ² | 1406 Kg/cm ² |
| 1265 | 1406 |
| 928 | 1125 |

Acero de refuerzo:

| | | |
|-------------------------------|-------------------------|-------------------------|
| Tensión en miembros a flexión | 1265 Kg/cm ² | 1406 Kg/cm ² |
| Tensión en refuerzo de alma | 1265 | 1406 |
| Compresión en columnas | 928 | 1125 |

Compresión en vigas (Ver Art. 7.6)
Adherencia, varillas corrugadas:

Extremos rectos o con gancho, cubriendo las varillas superiores:

| | | |
|--|--|--|
| (1) En vigas, losas, cimentaciones en un sentido | 0.10 f _c
(máx. 24.6 Kg/cm ²) | 0.10 f _c
(máx. 24.6 Kg/cm ²) |
| (2) En cimentaciones en 2 sentidos | 0.08 f _c
(máx. 19.7 Kg/cm ²) | 0.08 f _c
(máx. 19.7 Kg/cm ²) |

Varillas superiores; varillas próximas a la cara superior de vigas y traveses teniendo una capa de 30 cm de concreto abajo de las varillas

| | | |
|--|--|--|
| | 0.06 f _c
(máx. 14.8 Kg/cm ²) | 0.06 f _c
(máx. 14.8 Kg/cm ²) |
|--|--|--|

Los valores límite para adherencia dados arriba se aplican a las varillas hasta de 35 mm de diámetro. Para varillas con diámetro mayor de 35 mm los valores de adherencia se reducirán un 10%.

ASUNTO DIVERSOS

1.15.- Capacidad de carga del terreno para las cimentaciones. Determinación de la capacidad de carga

Cuando le pida el Ingeniero, la capacidad de carga del suelo en las excavaciones para cimentar se determinará mediante pruebas de carga o pruebas de Emberserie que efectuará el Depto. de Ingeniería de Suelos.

La siguiente tabla de capacidades de carga en suelos, de material correspondiente a los grandes grupos básicos, se puede usar para guiar el criterio cuando se no tenga una información más precisa.

El grado del acero de refuerzo que se vaya a usar en la estructura se deberá indicar claramente en los planos o en las notas especiales para la misma.

| MATERIAL | Mínimo | Máximo |
|----------------|--------|--------|
| Acero laminado | 3800 | 39200 |
| Acero laminado | 4900 | 9800 |
| Acero laminado | 9800 | 19200 |
| Acero laminado | 19600 | 39200 |
| Acero laminado | 49000 | 98000 |
| Acero laminado | 49000 | --- |

El efecto de las pruebas de carga tiene una profundidad de influencia limitada y pueden no dar datos sobre la consolidación para un lapso largo.

Cuando en un estribo sobre pilotes hincados a través de un terreno, la consolidación del suelo cause un asentamiento del terreno contra el estribo o el asentamiento del suelo bajo el estribo, las cargas transmitidas pueden sobrecargar a los pilotes.

Cuando el gradiente hidráulico se incrementa, como en excavaciones hechas bajo el nivel freático, el material del desplante puede aflojarse debido al flujo del agua hacia arriba; estas condiciones deben evitarse.

Se deben evitar las fallas por deslaves interiores dejando una base adecuada sobre el material fino, para drenar el excedente, así como poniendo una capa de material propiamente graduado sobre los estribos.

1.16.- Angulo de reposo

| | | | |
|-----------------|-----------|------------------|-----------|
| Tierra seca | 30° a 45° | Grava | 30° a 40° |
| Arena seca | 25° a 35° | Escoria | 25° a 40° |
| Arena húmeda | 30° a 45° | Carbón coquizado | 30° a 45° |
| Arena mojada | 15° a 30° | Carbón de piedra | 25° a 35° |
| Tierra compacta | 35° a 40° | | |

En caso de no tener datos que hayan sido determinados mediante investigaciones de campo y pruebas de suelos, el ángulo de reposo del material se supondrá igual al del valor mínimo dado en la tabla.

1.17.- Capacidad de carga de pilotes

(a) Generalidades

Las cargas de proyecto para pilotes no serán mayores que el valor mínimo que se determinará para el Caso A; Caso B y Caso C. En consecuencia se señalarán; en el Caso A se considera la capacidad del pilote como miembro estructural, en el Caso B la capacidad del pilote para transmitir su carga al terreno y en el Caso C la capacidad del terreno para soportar la carga impuesta sobre el mismo. Previamente de los pilotes. Los valores que se pueden asignar a cada uno de los 3 casos se determinará haciendo investigaciones en el subsuelo o pruebas con la amplitud y extensión que justifique los valores de proyecto que se vayan a usar para las condiciones particulares del apoyo en consideración.

Para determinar el valor de capacidad de carga de los pilotes que se usará en un proyecto, se tendrá en cuenta toda la información disponible relativa a las condiciones del subsuelo. -- También se tendrán en cuenta los siguientes puntos:

- (1) La diferencia que hay entre la capacidad de carga de un pilote aislado y la capacidad de carga de un grupo de pilotes.
- (2) La capacidad de carga del estrato subyacente para soportar la carga debida al grupo de pilotes.
- (3) El efecto que tiene el hincado de pilotes adyacentes y el efecto de sus cargas sobre las estructuras adyacentes.
- (4) Posibilidades de que haya socavación y sus efectos.

(b) Caso A. - Capacidad de cargas de un pilote como miembro estructural.

(1) Los pilotes se proyectarán como columnas estructurales. Los pilotes de madera estructural se proyectarán de acuerdo con los esfuerzos unitarios permisibles dados en la parte de Proyecto de las Especificaciones para Estructuras de Madera de la D.C.P.L. y los dados para pilotes redondos en las siguientes tablas:

Maderas duras

| Nombre local
vulgar | Nombre científico | Procedencia | *
Esf. unit. permisi-
ble
Kf/cm ² |
|------------------------|-------------------------|-------------|---|
| Jabón
Yuc. | Ichthyometia communis | Sureste | 70.0 |
| Dzalán
Yuc. | Lisyloma bahamensis | " | 70.0 |
| Bari | Cordia gerascanthus | " | 75.0 |
| Guayaqón | Guaiacum officianale | " | 70.0 |
| Huapaque | Ostrya guatemalensis | " | 85.0 |
| Crocoite | Glicicida septium | " | 70.0 |
| Zapotillo | Frythroxylon ellipticum | " | 80.0 |
| Jabo | Epondias lutera | " | 70.0 |

* Esfuerzos unitarios permisibles a compresión para duración normal de cargas en columnas cortas. Los valores para estos esfuerzos unitarios permisibles se obtuvieron de un número reducido de pruebas hechas en el Depto. de Ensayo de Materiales y Estructuras de la D.C.P.L. Los esfuerzos unitarios dados, son conservadores.

Formó: Ing. J. Nessi C.

PILOTES DE MADERA, REDONDOS

Esfuerzos unitarios permisibles en compresión paralela a la fibra en columnas cortas, para emplearse en el proyecto de pilotes en condiciones de duración normal de cargas y para madera verde o seca.

Maderas blandas (coníferas)

| Nombre local
vulgar | Nombre científico | Procedencia (Ido.) | *
Kg/cm ² |
|------------------------|-----------------------|---|-------------------------|
| Madera blanca | P. arizonica | Coah., Chih., Dgo., N.L., Son. | 45.0 |
| Madera verde | P. ayacahuite | Chia., Chih., Dgo., Gro., Hgo., Méx., Mich., Mor., Oax., Pue., Sin., Tlaxc., Ver., Zac. | 50.0 |
| Madera blanca | P. durangensis | Chih., Dgo. | 60.0 |
| Madera real | P. Douglasiana | Jal., Méx., Mich., Nay., Oax., Sin. | 50.00 |
| Madera real | P. Engelmanni | Chih., Dgo., Sin., Son., Zac. | 50.00 |
| Madera china | P. Herrerae | Dgo., Gro., Jal., Oax., Sin. | 50.00 |
| Madera ortiguí | P. Lawsoni | Gro., Jal., Méx., Mich., Mor., Oax. | 50.0 |
| Madera china | P. leiophylla | Chih., Dgo., Jal., Méx., Mich., Mor., Nay., Oax., Pue., Tlaxc., Ver., Zac. | 55.0 |
| Madera amarilla | P. Lueheltzii | Agsc., Chih., Dgo., Gto., Jal., Nay., Sin., Zac. | 55.0 |
| Madera lacín | P. michoacana | Chis., Dgo., Gto., Gro., Hgo., Jal., Mich., Mor., Nay., N.L., Oax., Pue., Ver. | 45.0 |
| Madera malta | P. Heitzmanni | Coah., Gro., Hgo., Jal., Méx., Mich., Mor., Oax., Pue., Qro., Ver., Zac. | 50.0 |
| Madera canís | P. pseudostrobus | N.L., Oax., Pue., Tlaxc., Ver., Coah., Chis., Hgo., Jal., Méx., Mich. | 50.0 |
| Madera | P. Strobus chigpensis | Chis., Gro., Oax., Pue., Ver. | 50.0 |

* Véase hoja anterior.

Los pilotes de concreto se proyectarán de acuerdo con el art. 4.11, los pilotes de acero de acuerdo con el art. 4.12 y los pilotes de tubo de acero relleno de concreto de acuerdo con el art. 4.11, excepto que los esfuerzos unitarios permisibles podrán aumentarse en 20%, siempre que el espesor del ferro o sea de pared del tubo, sea mayor de 6.4 mm. El área de la sección transversal del tubo se incluirá al determinar el valor de p (porcentaje de refuerzo). Cuando se espere que vaya a haber corrosión se considerará disminuido en 1.59 mm (1/16 in) el espesor de la pared del tubo para tener en cuenta la reducción de la sección por efecto de la corrosión. Los esfuerzos unitarios permisibles dados en los arts. 4.2, 4.11 y en las Especificaciones para Estructuras de Madera de la D.C.P.L., podrán usarse en todos los casos en que se hayan considerado todos los esfuerzos a que vayan a estar sujetos los pilotes durante sus condiciones de trabajo. Estos esfuerzos unitarios permisibles pueden ser incrementados de acuerdo con el art. 4.1. Para viaductos de pilotes u otros pilotes sin apoyo lateral que se hayan proyectado para carga muerta y carga viva únicamente y en donde los efectos de la temperatura, tracción, presión de agua y otras fuerzas no se hayan considerado, los esfuerzos unitarios permisibles especificados en los arts. 4.2, 4.11 y en las Especificaciones para Estructuras de Madera de la D.C.P.L., se disminuirán en un 20%.

(2) Investigaciones necesarias en el subsuelo

Se harán las investigaciones en el subsuelo que sirven para determinar la profundidad probable de la excavación o fricción del material y las condiciones de apoyo lateral para los pilotes. Un pilote se considerará apoyado lateralmente en toda su longitud, excepto aquella porción que esté o pueda estar, por efecto de la excavación, expuesta al aire, agua, fango, turba, lodo fluido o cualquier otro material muy plástico o fluido.

(c) Caso B.- Capacidad de carga de un pilote para transmitir carga al terreno.

(1) Pilotes de punta. Se considerará que un pilote está apoyado en la punta, cuando se haya colocado o hincado sobre o en un material que sea capaz de desarrollar, con un factor de seguridad razonable, la capacidad de carga del pilote por apoyo directo sobre su punta.

La carga permisible en la punta del pilote no será mayor que lo siguiente:

- Para pilotes de madera, 80% de la compresión permisible paralela a la fibra, en columnas cortas, de acuerdo con las Especificaciones para Estructuras de Madera de la D.C.P.L.
- Para pilotes de concreto, $0.33 f'_c$ de acuerdo con el art. 4.11.

(d) Para pilotes de tubo de acero relleno de concreto, $0.40 f'_c$ de acuerdo con el art. 4.11, aplicado al área bruta total del concreto y acero.

(d) Para pilotes de acero, 420 Kg/cm^2 sobre el área de la sección transversal del pilote en la punta.

(2) Pilotes de fricción. Se considerará que un pilote es de fricción cuando su punta no se apoye sobre o en un material que sea capaz de resistir la carga del pilote por apoyo directo de la punta.

La capacidad de carga de los pilotes de fricción se determinará por uno o más de los siguientes métodos:

- Hincando y haciendo pruebas de carga directa sobre pilotes de prueba. La carga permisible de seguridad será tal como se define en el art. 3.6 (a).
 - Por los datos de experiencia que se tengan de pilotes hincados en la proximidad del sitio. Cuando los pilotes se proyecten sobre la base de la experiencia obtenida en la vecindad del sitio, se deben tomar muy en cuenta las variaciones que haya en los tipos de pilote y sus longitudes y las variaciones que haya en los estratos del subsuelo. Siempre que sea posible, se examinarán cuidadosamente los registros completos de todos los pilotes hincados en la vecindad y se compararán con los registros de hincado de los pilotes del proyecto.
 - Haciendo pruebas adecuadas de estratos del subsuelo a través de los cuales se va a hincar el pilote. Estas pruebas se deben proponer y comparar si es posible, con pruebas en material semejante a través del cual se hayan hincado pilotes de capacidad conocida.
- ## (3) Investigaciones necesarias en el subsuelo:
- Pilotes de punta. Se hará un número suficiente de perforaciones para sondeo para determinar la presencia, posición y espesor del estrato de material que sea capaz de resistir la carga de la punta; el registro de perforación deberá mostrar la naturaleza de los estratos superiores de manera que se pueda determinar el grado de apoyo lateral que puedan tener los pilotes. Si el estrato que va a recibir la carga de la punta es de espesor y calidad dudosa, los sondeos se harán a suficiente profundidad, abajo de este estrato, para poder determinar la capacidad del pilote por fricción.
 - Pilotes de fricción. Se harán perforaciones para sondeo hasta un nivel que esté lo suficientemente abajo del nivel

* Nota: La limitación en (a) y (d) es la que rige, excepto cuando de la capacidad de carga en la punta de los pilotes se determine por pruebas de carga directa.

que se espera tendrán las puntas de los pilotes y se harán registros y perfiles precisos de esos sondeos. En aque-
llos casos en que los pilotes se vayan a proyectar basándose
se en pruebas del material del suelo, se tomarán muestras
inalteradas de todos los estratos que puedan tener influen-
cia apreciable en la determinación de capacidad de carga
del pilote.

(c) Combinación de pilote de punta y de fricción. Los pilotes
se clasificarán ya sea como (1) pilotes de punta o (2) pi-
lotes de fricción. En aquellos casos en que se pueda obti-
ner la resistencia adecuada, tanto de pilote de punta como
de fricción, entonces se podrán proyectar bajo cualquiera
de esas 2 clasificaciones.

(d) Caso C.- Capacidad del terreno para soportar la carga reci-
bida de los pilotes

Para determinar las cargas máximas de los pilotes se cre-
tarán las pruebas de carga o la investigación satisfactoria del
suelo.

La capacidad del terreno para resistir la carga recibida
de los pilotes se determinará por los resultados de las investiga-
ciones aplicables en el subsuelo:

(1) Pilotes de punta. Se hará un número suficiente de perfora-
ciones de sondeo para determinar los espesores y calidad de
los estratos sobre los que se obtendrá la capacidad de car-
ga para la punta. Si el estrato es de suficiente espesor y
está sobrepuesto a un material firme, no se efectuará ningun
na reducción por efecto de grupo de pilotes. Como regla ge-
neral, los pilotes no se deberán apoyar sobre un estrato
delgado de material duro que esté sobrepuesto a un estrato
de espesor fuerte pero de material suave o que pueda ceder
por asentamiento, cuando esta condición no se pueda evitar,
se debe tomar en cuenta el efecto de grupo de pilotes y re-
ducir las cargas de proyecto en la proporción adecuada.

(2) Pilotes de fricción. Se harán perforaciones para sondeo que
lleguen lo suficientemente abajo de las puntas de los pi-
lotes con objeto de determinar con certeza las características
del material subsyacente. En la mayoría de los casos, el es-
tudio de esos sondeos bastará para determinar si el suelo
subsyacente es o no capaz de soportar las cargas que le trans-
miten los pilotes, pero cuando se presenten casos dudosos o
especiales, por ejemplo cuando se presentan grandes áreas
para cimentación o cimientos muy importantes, entonces el
material se debe investigar más concienzudamente haciendo
una investigación por los métodos adecuados de mecánica de
suelos.

Una fila de pilotes no se considerará como un grupo, siempre
que los pilotes no estén espaciados una distancia centro a
centro menor que 2-1/2 veces su diámetro nominal o dimensión.
En aquellos casos en que en un material plástico los pilotes
se hinquen en grupos, la carga de proyecto se determinará ef-
fectuando la carga de prueba sobre un grupo de pilotes o se
reducirá la carga en forma confinada, para tomar en cuenta la
diferencia entre la capacidad de carga de un solo pilote y
un grupo de pilotes. (Véase la referencia (g)).

Capacidad máxima de proyecto para pilotes

En aquellos casos en que no sea posible hacer los estu-
dios necesarios del subsuelo o hacer pruebas de carga, la carga má-
xima de proyecto que se suponga sobre los pilotes será la que se
muestra en la tabla dada abajo. Estos valores pueden incrementarse
en ciertas combinaciones de cargas como se especificó en el Art.

Las cargas supuestas sobre pilotes se justificarán dete-
rminando la carga permisible por medio de fórmula, cuando se hinquen
los pilotes, como quedó indicado en el artículo 3.6 (b).

| Tipos de Pilotes | | | | |
|----------------------|--------------|----------------|------------------------|--|
| Diámetro Nominal, cm | De madera Kg | De concreto Kg | De acero (Fricción) Kg | De acero apoyado en punta |
| 30.3 | - | - | 14515 | - |
| 30.4 | 18143 | 18143 | 18143 | 422 Kg/cm ² de área de la punta |
| 30.5 | 19958 | 21772 | 21772 | - |
| 30.6 | 23587 | 25401 | 25401 | - |
| 30.6 | 27215 | 29030 | - | - |
| 30.8 | - | 36287 | - | - |
| 31.0 | - | 45359 | - | - |

En los pilotes de madera, el diámetro se mide a 90 cm abajo del
extremo en la cabeza.

Capacidad máxima para reacción negativa

Se puede considerar que los pilotes de fricción resisten
una fuerza de levantamiento intermitente, no sostenida, equivalente
al 40% de su capacidad de carga supuesta, siempre que se haya he-
cho un anclaje adecuado en la parte superior y se desarrolle la
suficiente fricción en su superficie de contacto; en ningún caso
la fuerza de extracción será mayor que el peso del material (consi-
derando la flotación) que rodea la porción enterrada del pilote.

Capacidad de carga de un grupo de pilotes

Cuando la capacidad de un grupo de pilotes de fricción,
caden en un material plástico, no se haya determinado mediante
pruebas de carga, se recomendará que se use la siguiente fórmula de
Terzaghi-Labarre para determinar la reducción de la carga de un
pilote, para aplicarla a un grupo de pilotes:

$$E = 1 - \beta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 mn}$$

la que

E = eficiencia o fracción decimal del valor de la carga de un solo pilote, que se usará para cada pilote del grupo

n = número de pilotes en cada fila

m = número de filas en cada grupo

d = diámetro promedio del pilote

s = espaciamiento centro a centro de los pilotes

$\beta = d/s$

β es numéricamente igual al ángulo expresado en grados

4.5.- Momentos, esfuerzos cortantes y reacciones

Los momentos, esfuerzos cortantes y reacciones máximas para las cargas, de camión tipo H15, H20, H15-S12 y H20-S16, están en las tablas del Apéndice A. Están calculados para el caso de la carga por carril, aplicada a un solo carril, considerando los frentes libremente apoyados. En la tabla se indica si el camión tipo H15 o H20 produce la carga por carril que produce el máximo esfuerzo.

Elaboración y redacción:
Revisión:

Ing. Germán Landa G.
Ing. Juan Nassi G.

Actualizado con la edición 1961 en Septiembre de 1964.

4.6.- Pilotes

(a) Generalidades

En general, se usarán los pilotes cuando a un costo razonable, no se puedan usar cimientos sobre roca u otro material sólido para cimentar. En aquellos sitios donde pueda ocurrir una erosión exagerada y las condiciones del suelo permitan el hincado de pilotes, se usarán éstos de preferencia como un medio de protección contra la excavación, aun cuando la capacidad de carga del terreno natural sea suficiente para sostener la estructura sin pilotes.

En general, la penetración mínima para cualquier pilote será de 3.00 m en material duro y no menos de 1/3 de la longitud del pilote ni menos de 6.00 m en material suave.

En trabajos de cimentación no se usarán pilotes que penetren en estrato superior muy suave superpuesto a un estrato duro, a menos que los pilotes penetren en el material duro una distancia suficiente para soportar rigidamente sus extremos inferiores.

(b) Limitaciones de uso

Los pilotes de madera sin preservar se pueden usar para construcciones de carácter provisional, muros de sostenimiento, de fensas y trabajos semejantes y en construcciones de carácter permanente bajo las siguientes condiciones:

(1) Para pilotes de cimentación cuando la elevación a la cual quedan cortadas las cabezas de los pilotes está abajo del nivel permanente de las aguas freáticas.

(2) Para construcción de viaductos cuando por razones de economía conviene usarlos, aunque es preferible usar pilotes de madera preservada.

(3) No se usarán cuando vayan a estar expuestas o pueden quedar expuestas al ataque de teredo.

(c) Cargas para proyecto

Las cargas de proyecto para pilotes estarán de acuerdo con lo que se señaló en el art. 4.17.

Los pilotes se proyectarán para soportar la carga completa que reciban sin hacer ninguna disminución por concepto de la capacidad de carga que tenga el material existente entre los pilotes.

La capacidad de carga de los pilotes se determinará por pruebas de carga directa o cuando así se exprese en las especificaciones particulares del caso, por medio del uso de fórmulas adecuadas.

Espaciamento, distancias libres y empotramiento

Las áreas de cimentación que vayan a descender sobre pilotes se proporcionarán de tal manera que el espaciamento de los pilotes sea como mínimo 75 cm centro a centro. Cuando las cabezas de los pilotes de cimentación vayan a quedar abebidas en el extremo de un cimiento, la distancia del lado de cualquier pilote a la cara más próxima del cimiento será como mínimo 23 cm.

En general, las cabezas de los pilotes, después de que se les haya quitado todo el material dañado por el hincado u otra causa, quedarán penetrando en el concreto del cimiento 30 cm como mínimo y solamente en casos especiales esa penetración se podrá reducir a 15 cm.

(a) Pilotes inclinados

Cuando la resistencia lateral del suelo que rodea los pilotes es insuficiente para resistir las fuerzas horizontales transmitidas a la cimentación o cuando se necesite una mayor rigidez de la estructura en total, se podrán en la cimentación pilotes inclinados.

(b) Subpresión

Se tendrá en cuenta en el proyecto el efecto de la presión hidrostática en la forma que se indicó en el art. 2.17.

(c) Pilotes de concreto (precolados)

Los pilotes de concreto precolados serán del tamaño y forma aprobados. Si se usa una sección transversal cuadrada, las esquinas tendrán chaflanes con dimensión mínima de 2.5 cm y de preferencia se hará una esquina redondeada con radio mínimo de 6 cm para los que tienen 60 cm por lado. De preferencia los pilotes se colocarán con una punta forrada y cuando el hincado vaya a hacerse en terreno duro, se hará una punta reforzada con varillas en hélice; para casos más difíciles se les tendrá un revestimiento de metal, proyectado de acuerdo a las necesidades del caso. Los pilotes pueden ser de sección uniforme o bien de forma de tronco de pirámide. En general, los de forma de tronco de pirámide no se usarán en la construcción de caballetes para viaductos, excepto en la porción del pilote que quede abajo de la superficie del terreno; tampoco se usarán en las partes en que vayan a trabajar en columnas. Los pilotes de concreto en general, tendrán un área de sección transversal, medida arriba de la punta con forma de tronco de pirámide, no menor de 900 cm² y cuando vayan a ser usados en agua salada, esa sección transversal será por lo menos de 1420 cm².

En los pilotes con forma de tronco de pirámide, el diámetro medido a 60 cm a partir de la punta, será por lo menos de 20 cm. En todos los casos se considerará como diámetro a la dimensión mínima a través del centro. En todos los casos en que no se use punta de metal, ésta tendrá un diámetro mínimo de 15 cm y el pilote tendrá una pendiente uniforme desde la punta hasta 60 cm de la punta.

El acero de refuerzo vertical consistirá por lo menos de tres espacijas uniformemente alrededor del perímetro del pilote por lo menos de 1.5% de la sección transversal total, arriba de la porción con forma de tronco de pirámide; cuando más de 4 varillas, se pueda reducir el número a 4 en 1.20 m porción inferior del pilote.

La longitud total del acero de refuerzo vertical quedará formada por una hélice de refuerzo o de una serie de anillos equivalentes.

La hélice de refuerzo en los extremos del pilote tendrá un espesor de 7.5 cm y estará hecha con alambón de calibre mínimo No. 5 (Birmingham, 5.588 mm); el pilote llevará además en los últimos 15 cm de la parte superior 5 vueltas en hélice con paso de 2.5 cm. El acero de refuerzo tendrá el acero de refuerzo vertical dentro de una longitud de 15 cm o dentro de una serie de anillos de varilla redonda de 6.4 cm de diámetro espaciados no más de 15 cm centro a centro.

El acero de refuerzo tendrá un recubrimiento neto, a partir de la cara del pilote, no menor de 5 cm y cuando los pilotes se usen en agua salada o suelos que contengan sales solubles el espesor de recubrimiento no será menor de 7.5 cm.

Para calcular los esfuerzos producidos por las maniobras, las cargas estáticas calculadas se incrementarán en un 50% para tener en cuenta el impacto y posible golpeo.

(d) Pilotes de concreto (colados en su lugar)

En general, los pilotes colados en su lugar, se colocarán sobre un terreno de acero que permanecerá definitivamente en el lugar. Sin embargo, se pueden usar otros tipos de pilotes de concreto colados en su lugar, ya sea de concreto simple o reforzado, con o sin punta de acero, si de acuerdo con la opinión del Ingeniero las condiciones del suelo permiten su uso y si su proyecto de colocación son aprobados por el mismo.

Los pilotes de concreto colados en su lugar pueden ser de sección uniforme o de forma de tronco de cono y pueden estar compuestos de una combinación de los dos tipos. La dimensión mínima medida en el extremo superior o arriba de la porción troncocónica, será la longitud en la que quede el refuerzo empotrado, serán las especificaciones para los pilotes precolados, excepto que los pilotes para cimentación podrán tener un área mínima de 645 cm² en la sección transversal en la cabeza. El diámetro mínimo en la punta del pilote será de 20 cm.

Los pilotes colados en su lugar llevarán acero de refuerzo cuando así se especifique e indique en los planos. Los pilotes colados en su lugar, para ser usados en una cimentación, que soporten únicamente cargas axiales y que la posibilidad de que se les aplique fuerzas laterales sea insignificante, no necesitan ser reforzados. Cuando el terreno les proporcione un apoyo lateral adecuado.

Las porciones de los pilotes colados en su lugar, que no tienen apoyo lateral, se proyectarán como columnas de concreto reforzado, de acuerdo con el Art. 7.8; el acero de refuerzo se proyectará 5.0 m abajo del plano a partir del cual se considera que el concreto puede dar el suficiente empotramiento lateral. Cuando el tubo de acero, usado como adema o forro para efectuar el colado tenga un espesor mayor de 3.1 mm, se puede considerar como refuerzo.

Se pondrá suficiente acero de refuerzo en la unión del pilote con la superestructura con objeto de lograr una conexión apropiada y conveniente.

La lámina de acero de que está hecho el forro será de suficiente espesor y resistencia para que el forro o los forros adyacentes, conserven su forma original y no muestran deformación o deterioración perjudicial después de haber sido hincados o después de haber sido sacado el mandril, en caso de usarlo. El proyecto y las características del forro serán aprobados por el Ingeniero previamente a la realización de la operación de hincado.

(a) Pilotes de acero

(1) Espesor del acero.- Los pilotes de acero tendrán un espesor mínimo de alma de 10.2 mm (0.4 in). Las placas para empalmes tendrán un espesor mínimo de 9.5 mm (3/8 in).

(2) Empalmes.- Los empalmes que se hagan para los pilotes deberán ser proyectados para la capacidad de la sección neta del pilote. Los patines y el alma se podrán empalmar ya sea soldando a tope o por medio de placas que podrán ser soldadas, remachadas o apornadas. Los empalmes con pernos solamente se usarán cuando se trate de un proyecto en que haya un número reducido de pilotes o bien cuando no haya facilidades para efectuar las operaciones de soldado o remachado. Los empalmes estarán claramente detallados en los planos del contrato.

(3) Placas superiores.- Las placas que en la generalidad de los casos se ponen en la parte superior de los pilotes de acero, no se necesitan cuando éstos van empotrados en concreto. Solamente se pondrán cuando expresamente así se indique en los planos.

(4) Cuando se conozca con anticipación la posibilidad de que haya fuerte excavación o erosión, la porción del pilote que va a quedar expuesta se considerará para proyectarla como columna.

(5) Angulos auxiliares, placas de cachete.- Cuando sea necesario se podrán poner dispositivos como angulos auxiliares, placas de cachete, etc. para aumentar la capacidad de apoyo de los pilotes. Estos dispositivos pueden consistir en perfiles estructurales, soldados, remachados o apornados; así como placas soldadas entre los patines o bien podrán ser bloques de madera o de concreto firmemente conectadas.

(b) Protección de pilotes de acero y de forros de acero para pilotes

Cuando las condiciones de exposición lo justifiquen, se usará un revestimiento de concreto que cubra todo el pilote o

de acero o bien, se considerará para el cálculo del área de acero para un pilote o forro, una reducción de 1.6 mm (1/16 in) al menos de todas aquellas partes o superficies que vayan a quedar expuestas.

(c) Cimentaciones

(1) Profundidad

La profundidad de los cimientos quedará determinada tomando en cuenta el carácter de los materiales en que se hará la cimentación y de la posibilidad de que haya excavación. Excepto en los casos en que se encuentre roca sólida o que haya otras condiciones especiales, los cimientos de todas las estructuras, que no sean alcantarillas, que vayan a quedar expuestas a la acción de una corriente de agua, de preferencia se cimentarán y desplantarán a una profundidad mínima de 1.20 m abajo del lecho del cauce que se considera como permanente. Las rillas y apoyos de arcos que vayan a estar en el cauce, se desplantarán de preferencia a una profundidad mínima de 1.80 m abajo del lecho permanente del cauce. Las profundidades mínimas recomendadas anteriormente quedarán sujetas a ser aumentadas en cualquier caso que las condiciones lo requieran.

Los cimientos que no vayan a quedar expuestos a la acción de la corriente del agua se desplantarán sobre un estrato de terreno firme.

Los cimientos para alcantarillas se desplantarán a una profundidad que se juzgue suficiente para garantizar una cimentación firme o bien, se proyectará una losa gruesa de concreto reforzado para distribuir las presiones sobre toda el área horizontal de la estructura. En cualquier sitio que se espere excavación se construirán muros de dentellón en los 2 extremos de la alcantarilla y cuando se juzgue necesario se pondrá un revestimiento en toda el área comprendida entre los muros de alarce. Cuando las condiciones lo requieran los cimientos para alcantarillas se reforzarán longitudinalmente.

(b) Anclaje

Los cimientos que vayan a ser construídos sobre superficies lisas e inclinadas de roca, que no queden sostenidos por material adyacente que resiste el empuje, se anclarán en forma efectiva por medio de pernos de anclaje, dentellones o cualquier otro medio apropiado.

(c) Distribución de las presiones

Todos los cimientos se proyectarán de manera que las presiones máximas sobre el terreno queden dentro de los valores de capacidad de carga que se hayan adoptado. Con objeto de prevenir cualquier asentamiento desigual, los cimientos se proyectarán para mantener las presiones tan uniformes como sea posible. En cimientos que tengan presiones desiguales y que necesiten apoyarse sobre pilotes, el espaciamiento de éstos será tal que se logra, tanto como sea posible, que las cargas sean casi iguales sobre cada pilote.

Estado por ampliación de base

Los cimientos por ampliación de base que actúan como vigas se podrán reducir en espesor, decreciendo desde la junta de la base del cimiento con la columna o muro, hacia la orilla - cuidando que se mantenga suficiente sección en todas partes para resistir la tensión diagonal y esfuerzos de flexión. La continuación en la sección se puede efectuar por medio de un tallo en la superficie superior del cimiento o por medio de escalones horizontales. Los cimientos con escalones se colarán en forma monolítica.

Fuerzas internas en los cimientos por ampliación de base

Los cimientos por ampliación de base se considerarán como vigas a la acción de fuerzas hacia abajo, debidas a las cargas soportadas, resistentes por una presión hacia arriba que ejercida por el material de cimentación y distribuida sobre el ancho del cimiento de acuerdo con las condiciones de excentricidad resultante de las fuerzas hacia abajo. Cuando se usen pilotes en los cimientos, la reacción hacia arriba de la cimentación se considerará como una serie de cargas concentradas aplicadas en los centros de los pilotes, suponiendo que cada pilote transmite su reacción calculada de la carga total del cimiento.

Cuando un solo cimiento por ampliación de base soporta una columna, pila o muro, se supondrá que este cimiento trabaja como una viga en voladizo. Cuando 2 o más pilas o columnas se colocan en un cimiento cuando, la base del cimiento se proyectará para las condiciones reales de continuidad y espotamiento.

Los cimientos se proyectarán para resistir los esfuerzos debidos a flexión, tensión diagonal y adherencia en la sección crítica señalada en seguida.

La sección crítica para flexión se tomará en la cara de la columna, pedestal o muro. Para columnas que no sean cuadradas o rectangulares la sección crítica se tomará en el lado del cuadrado con el menor área equivalente. Para los cimientos bajo muros de concreto, en los que la liga o unión entre muro y cimiento queda reducida al valor de fricción, la sección crítica se toma a la mitad del eje central del muro y el paramento del mismo. Para cimientos bajo bases metálicas de columnas, la sección crítica se tomará a la mitad entre la cara de la columna y la orilla de la base metálica. La carga se considerará como uniformemente distribuida sobre la columna, pedestal, muro o base metálica de la columna.

La sección crítica para adherencia se considerará en el plano que se considere para flexión y el esfuerzo cortante. Para el uso para calcular la adherencia se hará en la misma carga y sección considerada para flexión. También se debe investigar la adherencia en los planos donde ocurran cambios de sección o del tipo de refuerzo.

La sección crítica para tensión diagonal en cimientos se tomará a poca se considerará como la sección vertical concéntrica que pasa por el cimiento a una distancia "d" de cada cara - - -

la columna, pedestal o muro; siendo "d" igual al peralte desde el lecho superior de la sección hasta el centro de gravedad del acero de refuerzo longitudinal a tensión.

La sección crítica para tensión diagonal en cimientos que se apoyados sobre pilotes se considerará como la sección vertical concéntrica que pasa por el cimiento a una distancia d/2 a partir de cada cara de la columna, pedestal o muro; cualesquiera pilotes cuyos centros queden fuera de dicha sección crítica deberán considerarse al calcular la tensión diagonal.

En los cimientos con talud o escalones, se deben investigar los esfuerzos en las secciones donde haya cambios de peralte. Para de la sección crítica anteriormente definida.

No se necesita considerar la flexión a menos que la parte del cimiento o en voladizo del cimiento, sea mayor que 2/3 del peralte del mismo.

En los cimientos de concreto simple, los esfuerzos se calcularán sobre la base de una sección monolítica que tenga un peralte igual a la distancia desde el lecho superior del cimiento hasta un plano que esté a 5 cm arriba del lecho inferior del cimiento. El esfuerzo unitario máximo por flexión en la fibra más alejada, no excederá al especificado en el art. 4.11 y el esfuerzo cortante unitario promedio, sobre una sección vertical concéntrica que pase por el cimiento a una distancia (d menos 5 cm) a partir de cada cara de la columna, pedestal o muro, no excederá al esfuerzo cortante unitario especificado en el art. 4.11 para vigas sin refuerzo de alma y con varillas longitudinales sin anclaje.

(f) Acero de refuerzo

Las lonas de un cimiento tendrán acero de refuerzo para los esfuerzos de flexión y para tensión diagonal, cuando sea necesario. Los esfuerzos calculados que se desarrollen en las varillas deberán transmitirse por adherencia.

El refuerzo para cimientos cuadrados consistirá en 2 o más fajas de varillas. El acero de refuerzo necesario para resistir el momento flexionante en cada dirección se determinará en la misma forma que se hace para una viga de concreto reforzado; el peralte efectivo del cimiento será la altura medida desde el lecho superior hasta el plano del refuerzo. El acero de refuerzo necesario quedará espaciado uniformemente a través de la sección del cimiento, a menos que el ancho del cimiento sea mayor que el lado de la columna o pedestal más 2 veces el peralte efectivo del cimiento, en cuyo caso el ancho sobre el cual se reparte el refuerzo podrá hacerse igual al ancho de la columna o pedestal más 2 veces el peralte efectivo del cimiento y más 1/2 del ancho restante del cimiento. Para evitar que un área considerable del cimiento haya a quedar sin refuerzo, se pondrán varillas adicionales fuera del ancho especificado, pero esas varillas no se considerarán como efectivas para resistir el momento flexionante calculado. Las varillas adicionales se podrán poner a un espaciamiento doble del que se use para el refuerzo dentro de la faja efectiva.

4.1 Transmisión de los esfuerzos del refuerzo vertical

Los esfuerzos en el refuerzo vertical de columnas o muros se transmitirán a los cimientos prolongando dicho refuerzo dentro de los mismos, una distancia suficiente para desarrollar por adhe- sión la resistencia de las varillas o bien, por medio de vari- llas ancladas en los cimientos que sean traslucadas o conectadas, o elementos a las varillas verticales de manera que puedan desarro- llar su resistencia. Si las dimensiones de los cimientos no son suficientes para permitir el uso de varillas rectas, las varillas deberán tener ganchos o podrán anclarse mecánicamente de otra mane- ra en los cimientos.

4.3.- Estribos

(a) Generalidades

Los estribos se proyectarán para resistir la presión de la tierra como se especifica en el art. 2.18, el peso propio del estribo y la superestructura, la carga viva sobre cualquier por- ción de la superestructura o terraplén de acceso, fuerzas debidas al viento, fuerza longitudinal cuando los apoyos son fijos y fuer- zas longitudinales transmitidas por la fricción que se desarrolla en los apoyos. En el proyecto se debe investigar cualquier combi- nación de esas fuerzas que pueda producir la condición más desfa- vorable de carga.

Los estribos se deben proyectar para que estén del lado de la seguridad al volteamiento alrededor de la arista del frente en el desplante del cimiento; al deslizamiento sobre la base del cimiento y al aplastamiento del material del desplante en el pun- to de máx. presión o para que no se sobrecarguen los pilotes.

Al calcular los esfuerzos en los estribos se puede conside- rar como parte del peso efectivo del estribo, al peso del mate- rial de relleno que esté directamente sobre el paramento poste- rior, ya sea éste un plano inclinado o escalonado, al material que esté sobre un cimiento por ampliación de base, hecho de concreto reforzado, que se prolonge hacia atrás a partir del muro frontal. Para el caso de un cimiento por ampliación de base, la porción sa- liente posterior se proyectará como una losa en voladizo apoyada en el muro del estribo y cargada con el peso completo del mate- rial que está superpuesto, a menos de que se aplique otro método de análisis más exacto.

La sección transversal de los estribos de mampostería de piedra o de concreto simple, se proporcionará de manera que se evi- ten esfuerzos de tensión en el material.

(b) Refuerzo por temperatura

Para evitar la formación de grietas causadas por cambios de temperatura y contracciones, excepto en los estribos de grave- dad, se pondrá un refuerzo mínimo horizontal de varillas de 9.5 mm de diámetro a cada 30 cm c. a c., cerca de las superficies ex- puestas que no lleven refuerzo por algún otro motivo.

(c) Muros de alero

Los muros de alero serán de longitud suficiente para con- tener el terraplén de la terracería conformada hasta la distancia y grado que se juzgue conveniente y para proporcionar una protec- ción contra la erosión o socavación. Para la generalidad de los casos, cuando no se tengan datos precisos, se asumirá que el ter- raplén tiene un talud de 1.5 horizontal y 1 vertical para deter- minar las longitudes de los aleros.

Cuando entre los muros de alero y el estribo no se dispo- ngan juntas flexibles especiales, se pondrán de referencia, vari- llas de refuerzo u otras secciones laminadas apropiadas, estacia- das a través de la junta, para lograr una unión o línea firme entre ambos. Esas varillas se prolongarán dentro de la mampostería a cada lado de la junta, lo suficiente para desarrollar la resis- tencia de la varilla como se ha especificado para varillas de re- fuerzo. La longitud de dichas varillas será variable para evitar en el concreto planos débiles en los extremos de las mismas. Cuan- do no se usen varillas se hará una junta de dilatación con una es- talladura en el cuerpo del estribo en la que los aleros penetren.

(d) Drenaje

El material que forma el terraplén en la parte posterior de los estribos se drenará cuidadosamente poniendo en el paramen- to posterior del muro una capa de espesor apropiado de piedra quebrada o grava, de tamaño máximo adecuado y hasta la altura donde desembocan los agujeros que se habrán dejado en la mampostería para el escurrimiento del agua.

5.4.- Muros de retención

(a) Generalidades

Los muros de retención se proyectarán para resistir el empuje de la presión de tierra incluyendo cualquier sobrecarga viva y el peso del muro, de acuerdo con los principios generales que ya fueron especificados antes para estribos.

Los muros de mampostería de piedra y de concreto simple, serán siempre del tipo de gravedad. Los muros de concreto refor- zado podrán ser del tipo en voladizo, con contrafuertes, con nervaduras o del tipo celular.

(b) Losas para base o cimiento

La porción saliente posterior de las losas de la base se proyectará para soportar el peso completo de los materiales que estén superpuestas, a menos que se use un método más exacto.

Las losas para base de los muros en voladizo se proyecta- rán como en voladizo apoyadas en el muro.

Las losas para base de muros con contrafuertes o con nervaduras se proyectarán como vigas continuas o empotradas, de cla- ses iguales a la distancia entre los contrafuertes o nervaduras.

(c) Muros verticales

Las nervaduras verticales de los muros en voladizo se proyectarán como voladizo apoyado sobre la base.

Los muros verticales o de frente en muros con contrafuertes o con nervaduras, se proyectarán como vigas empotradas o continuas. Los muros de frente se anclarán mediante varillas de refuerzo apropiadas, a los contrafuertes o nervaduras que le sirven de apoyo.

(d) Contrafuertes y nervaduras

Los contrafuertes o nervaduras se proyectarán como vigas y o como vigas rectangulares, de acuerdo con la posición que tengan respecto al muro y al relleno. Se pondrá un sistema de varillas o estribos verticales y horizontales en conexión con el refuerzo principal a tensión en los contrafuertes, para anclar en forma efectiva los muros de frente y la losa de base. Estos estribos se anclarán tan cerca como sea posible a las caras exteriores de los muros de frente y tan cerca como sea posible al lecho inferior de la losa de base.

(e) Refuerzo por temperatura

Excepto en muros de gravedad, se pondrá un refuerzo para evitar la formación de grietas debidas a cambios de temperatura y contracciones; dicho refuerzo consistirá en varillas horizontales de 9.5 mm de diámetro a cada 30 cm de altura cuando menos y se colocarán cerca de las superficies expuestas que no hayan sido reforzadas por otro motivo.

(f) Juntas de dilatación y contracción

Para muros de gravedad o de concreto reforzado, se pondrán juntas de contracción a intervalos no mayores de 9 m y juntas de dilatación a intervalos no mayores de 27 m.

(g) Drenaje

El material que forma el terraplén en la parte posterior de los muros se drenará cuidadosamente poniendo en el paramento posterior del muro una capa de espesor apropiado de piedra quebrada o grava, de tamaño máximo adecuado y hasta la altura donde descambian los arujeros que se hayan dejado para salida del agua. En los muros con contrafuertes interiores se pondrá por lo menos un arujero para dren en cada hueco formado por dos contrafuertes.

5.5.- Pilas

(a) Generalidades

Las pilas se proyectarán para resistir las cargas muertas y vivas que soporten, las presiones del viento que actúen sobre la pila y superestructuras; las fuerzas debidas a la corriente del agua, del hielo y cuerpos flotantes y las fuerzas longitudinales en los apoyos fijos de los claros.

Donde sea necesario, las pilas se protegerán contra los efectos de abrasión, poniendo los recubrimientos o materiales de protección adecuados hasta las alturas y límites en que pueden tener efecto los perjuicios causados por hielo o cuerpos flotantes.

(b) Arista en el parteguas

En las corrientes que lleven cuerpos flotantes, la arista del parteguas se proyectará para resistir los efectos de los cuerpos.

Cuando se ponga un ángulo de acero u otra arista de metal, se anclará firmemente a la mampostería por medio de anclajes de acero y disposición suficientes.

5.6.- Pilas de tubos de acero

(a) Uso

De preferencia no se usarán las pilas de tubo de acero cuando se usarán en aquellos sitios donde vayan a quedar sujetas a empuje lateral de tierra. Se puede permitir su uso en casos especiales bajo la condición de hacer cumplir los siguientes requisitos.

(b) Profundidad

Los requisitos generales que gobiernan la profundidad de una cimentación, que ya fueron señalados anteriormente en otros artículos, también serán los que gobiernen para el caso de pilas formadas con tubos de acero excepto que los tubos de acero que queden sobre una cimentación de grava, hecha sin pilotes, en ningún caso se llevarán hasta una profundidad menor que 2.44 m abajo del lecho permanente de la corriente y hasta una cierta profundidad adicional como sea necesario, para eliminar el peligro de socavación.

(c) Pilotes

Los pilotes usados juntamente con una pila de tubos de acero se prolongarán dentro del relleno de concreto una distancia suficiente para contraventear, y apuntalar completamente los tubos. En general estos pilotes se prolongarán no menos de 1.83 a 2.44 m arriba del fondo de concreto.

(d) Dimensiones del acero

El espesor mínimo del acero en el forro de las pilas de tubo de acero será 7.94 mm (5/16 in). Este espesor se aumentará lo necesario para garantizar que habrá la resistencia y rigidez necesarias a la hora de hacer la erección de la pila. En todos los casos la pila se proyectará para la carga de seguridad sobre los pilotes y sobre el terreno que ya fueran señalados en otra parte de las especificaciones, pero cuando el diámetro requerido por esas pilotes sea mayor que el diámetro requerido para el apoyo de la superestructura, el diámetro puede ser reducido en cualquier punto de empalme. El diámetro mínimo de cilindros de acero usado para pilas será de 1.07 m (42 in).

(e) Empalmes y juntas

Todas las juntas horizontales serán juntas a tope. Las juntas verticales pueden ser travaspodas si las esquinas de las piezas se biselan apropiadamente (juntas de solapa). Cuando es necesario hacer empalmes en el campo, la sección inferior del tubo se prolongará como mínimo 61 cm arriba del nivel del agua cuando ya quede en su posición definitiva.

(f) Contraventes

Se pondrá un contraventeo conveniente para contraventear y conectar los tubos de las pilas de cilindros. En general ese contraventeo consistirá en una trabe diafragma de acero o de concreto firmemente conectada a los tubos. El peralte de esta diafragma será tan grande como lo permitan las condiciones.

CAP. 6.- PROYECTO DE ACERO ESTRUCTURAL

6.1.- Número de armaduras o trabes

De preferencia, los claros de paso a través tendrán solamente 2 armaduras, arcos o trabes.

6.2.- Separación entre armaduras y trabes

Las armaduras principales, arcos y trabes se separarán una distancia suficiente, de centro a centro, para garantizar que no se voltearán bajo la acción de las fuerzas laterales supuestas.

6.3.- Claro efectivo

Para el cálculo de los esfuerzos, las longitudes de los claros se supondrán como sigue:

Vigas y trabes, distancia entre centros de apoyos.
Armaduras, distancia entre centros de pasadores extremos o de apoyos.

En piezas de puente, distancia entre centros de armaduras o trabes.

Largueros, distancia entre centros de piezas de puente.

6.4.- Peralte efectivo

Para el cálculo de esfuerzos los peraltes efectivos se supondrán como sigue:

Armaduras remachadas, distancia entre eje de gravedad de las cuerdas.

Armaduras con articulaciones de pasadores, distancia entre centros de los pasadores de las cuerdas.

6.5.- Esfuerzos alternativos

Los miembros que estén sujetos a esfuerzos alternativos de tensión y compresión, debidos a la combinación de esfuerzos de carga muerta, viva, impacto y fuerza centrífuga, se proporcionarán para la sección de esfuerzo que necesite la mayor sección.

Se determinará el valor total de los esfuerzos máximos de carga muerta, carga viva e impacto de un signo y el máximo de carga muerta, carga viva e impacto del signo contrario. Cada uno de estos totales se incrementará en 50% del valor numérico del menor, sin tomar en cuenta su signo, y el miembro se proporcionará de tal manera que sea capaz de resistir cualquier clase de los 2 esfuerzos así aumentados. Las conexiones se proporcionarán para la suma de los totales de los esfuerzos pero sin ser incrementadas.

Si los esfuerzos de carga viva e impacto se incrementan en 50%, los miembros y sus conexiones que estén sujetos a alternancia bajo esos esfuerzos incrementados de carga viva e impacto, se proporcionarán de acuerdo con lo establecido en el párrafo anterior de este artículo, usando los esfuerzos unitarios de proyecto establecidos aumentados en un 25%.

Los esfuerzos de carga muerta considerados como efectivos para contrarrestar los esfuerzos de carga viva e impacto serán los producidos por la carga muerta más grande de la estructura considerando ya terminada o con las alteraciones que se proyecte ya a tener en el futuro.

6.6.- Esfuerzos combinados

Todos los miembros sujetos a esfuerzos combinados de flexión y carga directa se proporcionarán para el esfuerzo unitario máximo especificado en el Apéndice B. Cuando los esfuerzos de flexión sean inducidos por la componente de carga aplicada exteriormente actuando perpendicularmente al eje del miembro, se supondrá igual a + 1.

6.7.- Esfuerzos secundarios

El proyecto y sus detalles se harán de tal manera que los esfuerzos secundarios se reduzcan al mínimo posible. Los esfuerzos secundarios debidos a la distorsión de las armaduras o de flexión de las piezas de puente, no se necesitan generalmente considerar en cualquier miembro cuyo ancho, medido paralelamente al plano de distorsión sea menor que 1/10 de su longitud. Si el esfuerzo unitario secundario es mayor de 260 Kg/cm² para miembros a tensión y de 211 Kg/cm² para miembros a compresión, el exceso se tratará como un esfuerzo primario.

6.8.- Vigas laminadas

Las vigas laminadas se proporcionarán por el método de

momento de inercia, usando sus secciones netas. Las vigas laminadas con cubreplacas conectadas se proyectarán sobre la misma base que los travesaños.

En los apoyos de las vigas laminadas se pondrán atiesado los adecuados para atiesar las almas cuando el esfuerzo cortante unitario en el alma, de la sección adyacente al apoyo, sobrepase en 75% el esfuerzo cortante unitario permisible para el alma de los travesaños.

Los patines de compresión de vigas laminadas o largueros que se apoyen sobre pisos de madera no se considerarán como apoyos laterales por el piso a menos de que éste y sus conexiones con-

(Sigue en la Página No. 70)

tra las vigas sean proyectados especialmente para dar el apoyo adecuado.

6.9.- Longitudes límite de los miembros

Para miembros en compresión, la relación de la longitud libre al radio de giro no será mayor de 120 para miembros principales o para aquellos en los que el esfuerzo mayor se deba a las cargas muertas o vivas o a ambas y no será mayor de 140 para miembros secundarios o para aquellos cuyo propósito principal sea contraventar la estructura contra fuerzas laterales o longitudinales o contraventar o reducir la longitud sin apoyo de otros miembros ya sean principales o secundarios.

Al determinar el radio de giro con el propósito de aplicar las limitaciones del párrafo anterior, el área de cualquier sección de un miembro se puede despreciar siempre que la resistencia del miembro calculada sin tomar en cuenta el área así despreciada y la resistencia del miembro calculada para la sección completa con la relación L/r aplicable para ese caso, tanto la una como la otra igualen o excedan el esfuerzo total calculado que debe resistir el miembro.

El radio de giro y el área efectiva para transmitir esfuerzo, de un miembro que tenga cubreplacas perforadas, se calculará para una sección transversal a través del ancho de perforación máximo. Cuando las perforaciones estén alternadas en cubreplacas opuestas, el área de la sección transversal del miembro se considerará igual a la de una sección que tenga las perforaciones en el mismo plano transversal.

La longitud libre se supondrá como sigue: para las cuerdas superiores de armaduras de paso a través sin contravantes superior, la longitud entre lados lateralmente apoyados como se especifica en el Art. 6.70; para otros miembros principales, la longitud entre puntos de intersección de los ejes de sistema o centros de puntos de contravanteo o centros de conexiones extremas; para miembros secundarios la longitud entre centros de las conexiones extremas; para miembros secundarios la longitud entre centros de las conexiones extremas de ese miembro o centros de puntos de contravanteo.

Para miembros de tensión, excepto tirantes, barras de ojo, cables y pleacas, la relación de la longitud libre al radio de giro no será mayor de 200 para miembros principales y no mayor de 240 para miembros de contravanteo.

6.10.- Flecha

El término "flecha", tal como se usa aquí, será la flecha calculada de acuerdo con las suposiciones de carga hechas al calcular los esfuerzos en el miembro.

Las vigas, travesaños o armaduras de acero, que tengan claros simples o continuos, se proyectarán de manera que la flecha debida a carga viva más impacto, no sea mayor de $1/800$ del claro, considerando longitud del claro a la distancia de centro a centro de apoyos.

La flecha de vigas en voladizo, debida a la carga viva más impacto, no será mayor de $1/300$ de la longitud del voladizo.

Cuando los puentes tengan contraventeo transversal o diafragma con suficiente peralte y resistencia para garantizar la distribución lateral de las cargas, la flecha se puede calcular para la carga normal, considerando todas las vigas o trabes como actuando solidariamente y teniendo la misma flecha.

La carga viva sobre la banqueta se puede despreciar al calcular la flecha.

El momento de inercia del área bruta de la sección transversal será la que se use al calcular las flechas de vigas y trabes.

Al calcular las flechas de armaduras se usará el área bruta de cada miembro. Cuando se usen cubreplacas perforadas en los miembros de una armadura, el área efectiva será el volumen neto dividido por la longitud de centro a centro de perforaciones.

6.11.- Relaciones de peralte

La relación del peralte a la longitud de los claros, de preferencia no será menor que los siguientes valores:

- Para armaduras 1/10
- Para trabes de placas y vigas laminadas usadas como trabes 1/25
- Para claros continuos, la longitud del claro se considerará como la distancia entre puntos de inflexión de carga muerta.

Cuando se usen peraltes menores que éstos, se aumentarán las secciones de manera que la flecha máxima no llegue a ser mayor que la que se pudiera obtener si estas relaciones no hubieran sido excedidas.

6.12.- Secciones simétricas

Los miembros principales se proporcionarán de manera que sus ejes de gravedad queden tan cerca del centro de la sección como sea posible.

6.13.- Área efectiva de los ángulos a tensión

El área efectiva de un miembro a tensión formado por un solo ángulo o la de cada ángulo de un miembro doble a tensión, en el cual los ángulos estén conectados espalda a espalda sobre el mismo lado de la placa de nodo, se supondrá como igual al área neta del lado conectado mas la mitad del área del lado sin conectar.

El área efectiva de un miembro a tensión, formado por 2 ángulos espalda a espalda, conectados cada uno en caras opuestas de la placa de nodo será el área neta de los 2 ángulos. Si los ángulos conectan a 2 placas de nodo separadas, como es el caso de una armadura que tenga doble alma y los ángulos estén conectados entre sí por medio de placas de unión interrumpidas, tan próximas a las placas de nodo como sea posible o por otros medios efectivos, el área neta completa de los ángulos será la que se considere

efectiva. Cuando los ángulos no están conectados así, se usará solamente el 80% del área neta como la efectiva.

Los ángulos auxiliares se pueden considerar como efectivos en transmitir esfuerzos, siempre que el número de remaches en los que estén conectados, sea por lo menos mayor en 1/3 al número de remaches necesario para el esfuerzo que vaya a transmitirse.

(Se recomienda siempre que sea posible, evitar el uso de este tipo de ángulos para las conexiones).

6.14.- Espesor del material de acero

Las placas de nodo para miembros principales tendrán el espesor mínimo de 9.5 mm. Cualquier otro acero estructural, excepto el de alma de secciones laminadas, empaques y pasamanos, tendrá un espesor mínimo de 8 mm. El espesor de alma de las secciones estructurales laminadas no será menor de 5.8 mm. Las placas de acero sílice tendrán un espesor máximo de 28.6 mm, las placas de acero níquel no más de 25 mm y las de acero de baja aleación no más de 28.5 mm.

Las partes de acero que estén expuestas a fuertes influencias de corrosión de aumentarán en su espesor o se tomarán precauciones especiales para protegerlas contra la corrosión.

6.15.- Miembros a compresión

Los miembros a compresión se proyectarán de tal manera, que los elementos principales de la sección queden contactados directamente a las placas de nodo, pasadores u otros aceros.

El centro de gravedad de una sección compuesta coincidirá tan próximamente como sea posible con el centro de la sección. De preferencia, los segmentos o elementos que forman la sección compuesta estarán conectados entre sí por placas de alma llena, es decir sin perforaciones.

En los miembros que constan de elementos conectados por cubreplacas o barras de celosía o elementos conectados por placas de alma, el espesor de alma de los elementos de acero carbón no será menor que 1/32 de la distancia sin apoyo entre las 2 líneas de remaches más próximas o entre la raíz de los patines de los elementos laminados, 1/28 para los de acero sílice, 1/26 para los de acero de baja aleación y 1/25 para los de acero níquel.

El espesor de las cubreplacas o placas de alma que conectan los elementos de acero carbón será como mínimo 1/40 de la distancia sin apoyo entre las líneas más próximas de los remaches que las conectan o entre la raíz de sus patines laminados, 1/36 para los de acero sílice, 1/34 para los de acero de baja aleación o 1/32 para los de acero níquel.

6.16.- Placas de alma en arcos de alma llena

El espesor de las placas de alma en los arcos con alma llena no será menor que las siguientes fracciones del peralte tal como se define en el art. 6.15, excepto que cuando el alma esté

serada a lo largo de su eje con una nervadura longitudinal de-
 -ciciente rígida y área en su sección transversal, el espesor -
 -ri como mínimo 1/2 de las siguientes cantidades.

- 1/60 para acero carbón
- 1/50 para acero silice
- 1/48 para acero de baja aleación
- 1/45 para acero níquel

6.17.- Tamaño saliente de los ángulos y atiesadores de apoyo

El ancho de la rama saliente de los ángulos en compresión (excepto cuando están reforzados por medio de placas) no será mayor que los siguientes valores:

- En los patines de trabes y en atiesadores de apoyo, 12 veces el espesor.
- En miembros principales que transmitan esfuerzo axial, 12 veces el espesor.
- En contraventeo y otros miembros secundarios, 16 veces el espesor.

6.18.- Tamaño de los pasadores

Los pasadores se proporcionarán para el esfuerzo cortante y momento flexionante máximos producidos por los esfuerzos en los miembros que allí se conectan. Si hay barras de ojo entre las partes conectadas, el diámetro del pasador será como mínimo 0.8 del ancho de la barra de ojo más ancha.

DETALLES DE PROYECTO

6.19.- Tamaño de los remaches

Los remaches serán del tamaño mostrado en los planos, pero generalmente serán de 19 mm (3/4 in) ó 22 mm (7/8 in) de diámetro. Los remaches de 16 mm (5/8 in) de diámetro no se usarán en miembros que transmitan esfuerzo calculado, excepto en las ramas de 64 mm de ángulos y en patines de perfiles estructurales que no estén remachados de 16 mm (5/8 in).

El diámetro de los remaches en ángulos sujetos a esfuerzo calculado no excederá 1/4 del ancho del lado del ángulo en que estén remachados.

En los ángulos cuyo tamaño no ha sido determinado por esfuerzo calculado, se pueden usar remaches de 16 mm (5/8 in) en lados de 51 mm (2 in), remaches de 19 mm (3/4 in) en lados de 64 mm (2-1/2 in), remaches de 22 mm (7/8 in) en lados de 76 mm (3 in) y remaches de 25 mm (1 in) en lados de 89 mm (3-1/2 in).

Las secciones estructurales que no admitan el uso de remaches con diámetros de 16 mm (5/8 in) no se usarán, excepto en pasamanos.

6.20.- Espaciamiento de remaches

El paso de los remaches es la distancia en mm, medida sobre la línea del esfuerzo mayor, entre centros de remaches adyacentes a lo largo de una o más líneas de remaches. El granil de los remaches es la distancia desde la espalda de un ángulo u otra sección, a la primera línea de remaches. El paso de los remaches quedará determinado por los requisitos para junta estanca o para remache de costura, cualquiera que sea el menor.

La distancia mínima entre centros de remaches será 3 veces el diámetro del remache, pero de preferencia no será menor que las siguientes:

| | |
|-------------------------------|------------------|
| Para remaches de 25 mm (1 in) | 89 mm (3-1/2 in) |
| " " " 22 mm (7/8 in) | 76 mm (3 in) |
| " " " 19 mm (3/4 in) | 64 mm (2-1/2 in) |
| " " " 16 mm (5/8 in) | 57 mm (2-1/4 in) |

6.21.- Paso de los remaches en los extremos de miembros a compresión

En los extremos de miembros a compresión, el paso de los remaches que conectan las partes componentes del miembro, no será mayor que 4 veces el diámetro del remache en una longitud igual a 1.5 veces el ancho máximo del miembro. A partir de ese punto, en una longitud igual a 1.5 veces el ancho máximo del miembro, se aumentará el paso gradualmente hasta que alcance el paso máximo.

6.22.- Paso máximo de los remaches para junta estanca

Para lograr una junta estanca, el paso sobre una sola línea adyacente a la crilla libre de una placa exterior o sección estructural, no será mayor que 102 + 4 t ó 178 mm. Si hay una segunda línea de remaches uniformemente alternadas con las que están en la línea adyacente a la crilla libre, a un granil "g", menor que 38 + 4 t mm, el paso alternado en esas 2 líneas consideradas en conjunto, no excederá de 102 + 4 t - 0.75 g ó 178 - 0.75 g, pero no menor que la mitad del requerido para una sola línea. t = espesor en mm, de la placa exterior o sección estructural más delgada.

6.23.- Paso máximo para remaches de costura

En los miembros de sección compuesta donde haya 2 o más placas o secciones estructurales en contacto, se usarán remaches de costura para garantizar el trabajo solidario de los elementos y en los miembros a compresión para evitar el pandeo. En los miembros a compresión, el paso de los remaches de costura sobre una sola línea cualquiera, en dirección del esfuerzo, no será mayor que 12 t, excepto que los remaches sobre las líneas adyacentes serán alternados y que el granil "g" entre la línea considerada y la línea adyacente más lejana (en caso que haya), sea mayor que 24 t, el paso alternado en las 2 líneas consideradas en conjunto, no será mayor que 12 t ó 15 t menos 0.575 g. El granil entre líneas adyacentes de remaches no será mayor que 24 t. t = espesor en mm de la placa exterior o sección estructural más delgada.

Traducción y redacción: Ing. Germán Landa C.
 Revisión: Ing. Juan Nolaso C.

Revisado en Septiembre de 1964.

En los miembros a tensión, el paso no será mayor que 2 veces el espesor para miembros a compresión y el granel no será mayor - especificado para miembros a compresión.

6.24.- Distancia de remaches a una orilla

(a) General

La distancia mínima del centro de cualquier remache a una orilla cortada con cisalla será:

| | | |
|-------------------------------|-------|------------------|
| Para remaches de 25 mm (1 in) | | 44 mm (1-1/4 in) |
| " " " 22 mm (7/8 in) | | 38 mm (1-1/2 in) |
| " " " 19 mm (3/4 in) | | 32 mm (1-1/4 in) |
| " " " 16 mm (5/8 in) | | 28 mm (1-1/8 in) |

La distancia mínima a una orilla laminada o cepillada, excepto en patines de vigas y casales, será:

| | | |
|-------------------------------|-------|------------------|
| Para remaches de 25 mm (1 in) | | 38 mm (1-1/2 in) |
| " " " 22 mm (7/8 in) | | 32 mm (1-1/4 in) |
| " " " 19 mm (3/4 in) | | 28 mm (1-1/8 in) |
| " " " 16 mm (5/8 in) | | 25 mm (1 in) |

La distancia máxima a cualquier orilla será 8 veces el espesor de la placa exterior más delgada, pero no excederá de 127mm.

(b) Especial

En las conexiones que se hayan proyectado por aplastamiento sobre las placas y que no tengan más de 2 líneas de remaches o pernos paralelos a la dirección del esfuerzo, la distancia entre el centro del remache o perno más próximo y el extremo del miembro conectado hacia el cual la presión del remache o perno está dirigida, no será menor que el área nominal al esfuerzo cortante del remache o perno (al esfuerzo cortante simple o doble, según como sea el caso) dividida por 2/3 del espesor de la placa. Esta distancia al extremo puede ser proporcionalmente menor cuando el esfuerzo por remache o perno es menor que aquella del máximo permitido, pero no será menor que 1.5 veces el diámetro del remache o perno.

6.25.- Remaches largos

Los remaches sujetos a esfuerzo calculado que tengan un agarre mayor que 4.5 veces su diámetro, se aumentarán en número por lo menos en 1% por cada 1.6 mm (1/16 in) de agarre adicional. Si el agarre excede 6 veces el diámetro del remache, se usarán remaches proyectados especialmente.

6.26.- Remaches a esfuerzo cortante y tensión combinados

Los remaches a tensión directa, en general, no se deben usar. Los remaches de cabeza embutida o los remaches de cabeza rebajada no se usarán para trabajar en tensión.

Los esfuerzos unitarios permisibles para remaches que van a trabajar a tensión y esfuerzo cortante combinados, no serán mayores que los obtenidos con la siguiente fórmula:

$$s^2 + \left(\frac{3}{4}t\right)^2 = 950^2 \text{ en la que}$$

- s = esfuerzo cortante unitario permisible en remaches
- t = esfuerzo unitario permisible a tensión en remaches

6.27.- Accesibilidad a las partes

La facilidad de acceso a todas las partes de una estructura para su inspección, limpieza y pintura, se garantizará por

(Continúa en la Pág. 76)

* Véase Engineering News-Record, Dec. 4-1952

el proporcionamiento adecuado de los miembros y el proyecto aprobado de sus detalles.

6.28.- Secciones cerradas y oquedades

Las secciones cerradas y oquedades o depresiones que vayan a retener agua, se evitarán siempre que sea posible. Las oquedades tendrán agujeros efectivos para drenarlas o bien, se rellenan con material impermeable.

Los detalles se dispondrán de tal manera, que la retención de tierra, hojas o cualquier otra materia extraña quede reducida a un mínimo. Siempre que se usen ángulos, ya sea uno al lado o en pares, de preferencia se colocarán con los lados verticales quedando hacia abajo.

6.29.- Conexiones excéntricas

Los miembros, incluyendo el contraventeo, se conectarán de tal manera, que sus ejes de gravedad se intersecten en un punto.

Siempre que sea posible se evitarán las conexiones excéntricas, pero en caso de ser inevitables, los miembros se proporcionarán de tal manera, que los esfuerzos combinados en la fibra más solicitada, no excedan a los esfuerzos axiales unitarios permisibles.

6.30.- Resistencia de las conexiones

Excepto lo que se indique aquí de otra manera, las conexiones se proyectarán para el promedio del esfuerzo calculado y la resistencia del miembro, pero no se proyectarán para menos del 75% de la resistencia del miembro.

Siempre que sea posible, las conexiones se harán simétricas con respecto a los ejes de los miembros. Las conexiones, excepto para barras de celosía y pasamanos, tendrán por lo menos 3 remaches.

6.31.- Empalmes

En estructuras remachadas, los miembros a compresión, tales como cuerdas y columnas (o arbolletes, tendrán sus extremos empalmados y en completo contacto en la sección del empalme.

Los empalmes ya sean a tensión, compresión, flexión o esfuerzo cortante, se proyectarán para no menos que el promedio del esfuerzo calculado en el punto de empalme y la resistencia del miembro o sección, pero en ningún caso para menos que el 75% de la resistencia del miembro. La resistencia del miembro se determinará por la sección bruta para miembros a compresión y por la sección neta para miembros a tensión y miembros principalmente a flexión. El empalme quedará tan próximo como sea posible, al nodo inmediato.

Los empalmes en columnas remachadas y miembros de cuerda

se colocarán tan cerca como sea posible, de los nodos y generalmente del lado del nodo, que corresponda al tablero donde ocurra el menor de los esfuerzos.

La disposición de las placas, ángulos y otros elementos de empalme se hará de tal manera, que se tomen en cuenta en forma adecuada los esfuerzos, tanto axiales como de flexión, en las partes componentes de los miembros empalmados.

6.32.- Remaches indirectos

Si las placas de empalme no están en contacto directo con las partes que conectan, el número de remaches sobre cada lado de la junta se pondrá en exceso del número requerido para un empalme en contacto directo en la proporción de 2 líneas transversales de remaches adicionales por cada placa que intervenga.

6.33.- Empaques

(a) Soldadura

Cuando se pida soldadura en los empaques, será la que satisface las "ESPECIFICACIONES PARA PUNTES SOLDADOS PARA CAMINO Y FERROCARRIL" - Octubre 1958, de la D.G.F.L.

(b) Remachado

Si los remaches que transmiten esfuerzo pasan a través de empaques, éstos se prolongarán de preferencia más allá del miembro conectado y la prolongación se conectará por medio de suficientes remaches adicionales para llegar al promedio del esfuerzo total en el miembro, sobre el área combinada del miembro más los empaques. Como alternativa, se pueden hacer pasar los remaches adicionales a través de los miembros conectados sin prolongar el empaque.

Si el empaque es de menos de 6.4 mm de espesor, no se prolongará más allá del material de empalme y no se necesitan remaches adicionales. Los empaques con espesor de 6.4 mm o más, consistirán de no más de 2 placas, a menos de que se dé una autorización especial por el Ingeniero.

6.34.- Placas de nodo

Las placas de nodo o de conexión se usarán para conectar los miembros principales, excepto cuando se trate de conexiones articuladas con pasador. Siempre que sea posible, los remaches que conectan cada miembro quedarán simétricos con respecto al eje del miembro y se tendrá en cuenta el desarrollo de la capacidad total de los elementos del miembro. Las placas de nodo serán de suficiente espesor para resistir esfuerzo cortante, esfuerzo directo y flexión, actuando en la sección más débil o sección crítica de esfuerzo máximo.

Siempre que sea posible se evitarán los cortes en entrante, excepto las curvas que se hagan para mejorar la apariencia.

serán atornilladas las crujías sin apoyo de las placas de unión, cuando la distancia sin apoyo exceda al siguiente número de veces su espesor:

- 60 para acero carbón
- 50 para acero sílice
- 48 para acero de baja aleación
- 45 para acero níquel.

6.35.- Placas de unión interrumpidas

A los lados abiertos de los miembros a compresión se les pondrán barras de celosía y placas de unión tan cerca como sea posible, a cada uno de sus extremos. Las placas de unión interrumpidas se pondrán en puntos intermedios donde se tengan que suspender las barras de celosía. En los miembros principales la longitud de las placas de unión extremas, entre remaches extremos, será no menor de 1-1/4 veces la distancia entre líneas interiores de los remaches que las conecten a los patines; la longitud de las placas de unión intermedias, entre remaches extremos, no será menor que 3/4 de esa distancia. En las tornapuntas de contraventeo y otros miembros secundarios, la longitud total de las placas de unión extremas e intermedias, no será menor de 3/4 de la distancia entre líneas interiores de remaches que las conecten a los patines.

Los elementos separados de miembros a tensión, compuestos de secciones estructurales, se pueden conectar por medio de placas de unión intermedias o placas de unión extremas y celosía. Las placas de unión extremas tendrán la misma longitud mínima que se especificó para las placas de unión extremas en miembros principales a compresión y las placas de unión intermedias tendrán una longitud mínima de 3/4 de la especificada para placas de unión intermedias en miembros principales a compresión. La distancia libre entre placas de unión interrumpidas, en miembros a tensión, no será mayor de 900 mm.

Para miembros principales el espesor de las placas de unión será como mínimo 1/50 de la distancia entre las líneas interiores de remaches, que las conecten a los patines y para miembros de contraventeo 1/60 de esa distancia. Las placas de unión se conectarán por lo menos con 3 remaches en cada lado y en los miembros que tengan barras de celosía, el último remache en la placa de unión se hará, de preferencia, que atraviese también el extremo de la barra de celosía adyacente.

Cuando se usen sobreplicas perforadas en vez de barras de celosía y placas de unión, véase lo que se indica en el art. 6.36.

6.36.- Barras de celosía y sobreplicas perforadas

(a) Barras de celosía

Las barras de celosía de los miembros a compresión se calcularán de tal manera, que la relación de esbeltez de los tramos de patín incluidos entre las conexiones de las barras de celosía, no sea mayor que 40 ni mayor que 2/3 de la relación de esbeltez del miembro.

En los miembros a compresión el esfuerzo cortante normal, en el plano de las barras de celosía o perforaciones, será el que se obtenga por las siguientes fórmulas:

Para acero estructural carbón,

$$V = \frac{P}{100} \left(\frac{100}{\frac{L}{r} + 10} + \frac{1}{100} \right)$$

Para acero estructural sílice, acero de baja aleación y acero níquel,

$$V = \frac{P}{100} \left(\frac{100}{\frac{L}{r} + 10} + \frac{1}{60} \right) \text{ en las que}$$

- V = esfuerzo cortante normal en Kp.
- P = carga de compresión axial permisible en los miembros
- L = longitud del miembro en cm
- r = radio de giro de la sección respecto al eje perpendicular al plano de las barras de celosía, en cm.

Al esfuerzo cortante así determinado se le agregará el esfuerzo cortante debido al peso del miembro u otras fuerzas y las barras de celosía se proporcionarán para ese esfuerzo cortante combinado.

El esfuerzo cortante se considerará dividido igualmente entre todos los planos paralelos en que haya elementos que resisten esfuerzo cortante, ya sean éstos placas continuas o barras de celosía. La sección transversal de las barras de celosía se determinará por la fórmula para compresión axial, en la que L se tomará como la distancia medida a lo largo de la barra entre sus conexiones a los elementos principales cuando se trate de celosía simple y 70% de esa distancia para celosía doble.

Si la distancia a través del miembro, entre las líneas de remaches en los patines, es mayor que 381 mm y se usen barras con un solo remache en la conexión, la celosía se hará doble y se reforzará en las intersecciones.

El ángulo entre las barras de celosía y el eje del miembro será aproximadamente de 45 grados para celosía doble y de 60 grados para celosía simple.

Las barras de celosía pueden ser secciones estructurales o sección de solera. Para los miembros principales el espesor mínimo de las barras de solera, para celosía simple, será de 1/40 de la distancia medida a lo largo de la barra entre sus conexiones y de 1/60 para celosía doble. Para miembros de contraventeo los límites serán 1/50 para celosía simple y 1/75 para celosía doble.

El diámetro de los remaches en las barras de celosía, no excederá de 1/3 del ancho de la barra. Se pondrán por lo menos 2 remaches en cada extremo de las barras de celosía que vayan fijadas a patines con un ancho mayor de 127 mm.

(b) Cubreplacas perforadas.

Cuando se usen cubreplacas perforadas en vez de barras de celosía y placas de unión, las siguientes indicaciones serán las que gobiernen su proyecto:

(1) Para acero carbón, el espesor de la cubreplaca será como mínimo 1/50 de la distancia sin apoyo entre las líneas más próximas de remaches de conexión, 1/45 para acero sílice, 1/42 para acero de baja aleación y 1/40 para acero níquel.

(2) La distancia transversal desde la perforación hasta la línea más próxima de remaches de conexión o punto de apoyo, no excederá de 12 (doce) veces el espesor de la placa cuando se mida en el eje central de la perforación.

(3) La relación de la longitud (en la dirección del esfuerzo) al ancho de la perforación, no será mayor de dos.

(4) La distancia libre entre perforaciones, en la dirección del esfuerzo, no será menor que la distancia sin apoyo entre las líneas más próximas de remaches de conexión.

(5) La distancia libre entre la perforación extrema y el extremo de la cubreplaca no será menor que 1.25 veces la distancia sin apoyo entre las líneas más próximas de remaches de conexión en la cubreplaca.

(6) El contorno de la perforación tendrá en todos sus puntos un radio mínimo de 38 mm.

6.37.- Sección neta en los agujeros para pasadores.

En los miembros a tensión conectados por medio de remaches, la sección neta a través del agujero para pasador no será menor del 140% de la sección neta del miembro y la sección neta atrás del agujero para pasador no será menor de 100% de la misma sección mencionada. La relación del ancho neta (transversalmente al eje del miembro, a través del agujero para pasador), al espesor en esa porción del miembro, no será mayor de 8.

6.38.- Sección neta de los miembros remachados sujetos a tensión.

La sección neta de un miembro remachado sujeto a tensión es la suma de las secciones netas de sus partes componentes. La sección neta de una parte es el producto del espesor de esa parte multiplicado por su ancho neta mínimo.

El ancho neta para cualquier cadena de agujeros que se prolonguen progresivamente a través de una parte, se obtendrá restando del ancho la suma de los diámetros de todos los agujeros en la cadena y arrojando la siguiente cantidad por cada espacio de gramal en la cadena:

en la que S = paso entre 2 agujeros sucesivos de la cadena y g = gramal de los mismos agujeros.

La sección neta de la parte se obtiene de la cadena que es el ancho neta mínimo.

Para los ángulos el ancho bruto será la suma de los anchos de los lados menos el espesor. El gramal para agujeros en juntas opuestas será la suma de los gramales a partir de la espaldas del ángulo menos el espesor.

Para los miembros de empalme el espesor será solamente aquella parte del espesor del miembro que haya sido desarrollada por los remaches que estén más allá de la sección considerada.

El diámetro del agujero se tomará como 3.2 mm (1/8 in) mayor que el diámetro nominal del remache.

6.39.- Localización de los pasadores.

Los pasadores se colocarán con respecto a los ejes de verticalidad de los miembros en tal forma, que se reduzcan a un mínimo los esfuerzos debidos a flexión.

6.40.- Placas para pasador.

Cuando sea necesario por la sección requerida o por el área al aplastamiento, la sección en los agujeros para pasador se aumentará por medio de placas en cada elemento, dispuestas de tal manera que la excentricidad de ese elemento se reduzca a un mínimo. Una de las placas que se pongan sobre cada lado será tan ancha como lo permitan los patines salientes. Por lo menos una placa con ancho total se prolongará en cada elemento hasta la orilla distante de la placa de unión y los otros, hasta no menos de 150 mm más allá de la orilla próxima. Estas placas se conectarán por medio de suficientes remaches para transmitir el esfuerzo de aplastamiento y dispuestas de tal manera, que lo distribuyan uniformemente sobre la sección completa.

6.41.- Extremos en forma de horquilla.

Los extremos en forma de horquilla se requerirán únicamente en aquellos casos que sean inevitables. En los extremos en horquilla se pondrán suficientes placas para pasador para hacer la sección de cada rama igual a la del miembro. Las placas para pasador tendrán longitud suficiente para desarrollar la capacidad de la placa de pasador más allá de la orilla próxima de la placa de unión, pero no menos que la longitud necesaria pedida en el art. 6.40.

6.42.- Pasadores y fuerzas para pasador.

Los pasadores tendrán una longitud suficiente para garantizar un apoyo completo de todos las partes conectadas sobre el cilindro torcedor del pasador. Se sujetarán y mantendrán fijas

preciso, por medio de tuercas especiales ahuecadas o por tuercas especiales macizas con arandelas. Si los pasadores están taladrados se podrán usar remos que los atraviesen y que tengan arandelas tapa. Las tuercas para pasador serán de fundición maleable o de acero. Se sujetarán por medio de chavetas en los extremos del tornillo o bien, los extremos del tornillo se harán lo suficientemente largos para permitir matar los hilos de la rosca.

Los miembros se sujetarán para impedir movimientos laterales sobre los pasadores.

6.43.- Tornillos

Las conexiones con tornillos solamente se usarán cuando se indiquen expresamente en los planos o en especificaciones especiales.

Los tornillos serán sin acabar, torneados o de una forma aprobada de tornillos nervados o bien, tornillos de alta resistencia a tensión, fabricados con acero que cumpla las Especificaciones de las Normas de Materiales de la SOF, cláusula No. (ASTM A 325-55 T) y se coloquen de acuerdo con la técnica adecuada descrita en el art. 13.20.

Los tornillos de alta resistencia a la tensión se podrán sustituir por remaches hechos de acero estructural para remache (SOF-101-5).

Todos los tornillos, excepto los tornillos de alta resistencia a la tensión, tendrán tuerca sencilla de autocierra o tuerca doble.

6.44.- Extremos recalçados o enrosados

Las barras y tirantes que tengan extremos con rosca, serán recalçados o enrosados en sus extremos, de manera que tengan una sección en la raíz de la rosca que exceda por lo menos en 15% a la sección neta del cuerpo del miembro.

6.45.- Templadores de manivela

No se permitirá el uso de templadores de manivela.

6.46.- Dilatación y contracción

El proyecto será tal, que permita la dilatación y contracción en la fricción de 32 mm por cada 30.5 m. Se tomarán las precauciones necesarias para prever los cambios de longitud en un claro, por efecto de los esfuerzos por carga viva. En los claros con longitud mayor de 90 m se proveerán los dispositivos necesarios para tomar en cuenta la dilatación y contracción del piso. El extremo libre para dilatarse se sujetará para prevenir que tenga movimientos laterales.

6.47.- Apoyos para dilatación

Los claros con longitud menor de 15 m pueden proyectarse de manera que se deslicen sobre placas de acero que tengan super-

estas ternas (cepilladas) y sin tomar precauciones respecto a la deflexión de los claros. Los claros con longitud de 15.01 m o más se proyectarán con rodillos,acedores o placas de deslizamiento para satisfacer las necesidades de dilatación, también tendrán un tipo de apoyo con articulación, placas de apoyo con superficie curva o un dispositivo con pasador para satisfacer las necesidades de deflexión.

6.48.- Apoyos deslizantes para dilatación hechos de bronce o aleación de cobre

Las placas de bronce o aleación de cobre usadas para deslizamiento, tendrán chiflones en los extremos. Se mantendrán firmes en posición poniéndoles generalmente insertadas dentro del espacio de los pedestales y de las placas de asiento. Se proyectarán considerando las precauciones necesarias para evitar que se acumule tierra que pueda obstruir el libre movimiento del claro.

6.49.- Apoyos fijos

Los apoyos fijos llevarán anclajes que los sujeten firmemente a la mampostería. Los apoyos para claros menores de 15 m se proyectarán sin tomar en cuenta la deflexión. Los claros de 15.01 m o mayores tendrán un tipo de apoyo en que se emplee una articulación, placas de apoyo con superficie curva o un dispositivo con pasador para permitir la deflexión.

6.50.- Pedestales y apoyos

Los pedestales y apoyos se harán preferentemente de acero fundido o de acero estructural. La diferencia en ancho entre las superficies de apoyo superior e inferior no será mayor que 2 veces la distancia vertical entre ellas. Para apoyos con articulación, esta distancia se medirá a partir del centro del pasador. En los pedestales y apoyos compuestos, las placas de alma y los ángulos que las conectan a la placa de base tendrán un espesor mínimo de 16 mm. Si el tamaño del pedestal lo permite, las placas de alma se conectarán rigidemente en sentido transversal. El espesor mínimo del material, en los pedestales de acero fundido, será de 25 mm. Los pedestales y apoyos se proyectarán de tal manera, que la carga quede distribuida uniformemente sobre el apoyo completo.

6.51.- Rodillos

Los rodillos para dilatación deberán tener un diámetro mínimo de 150 mm. Estarán conectados entre sí por medio de barras laterales resistentes y estarán guiados por medio de entalladuras u otros dispositivos que sirvan para prevenir cualquier movimiento lateral o tendencia a esviar su eje o desalojarse de su sitio. Los rodillos y placas de apoyo se protegerán, tanto como sea posible, de la tierra y agua y el proyecto se hará de manera que el agua no quede retenida así como para que el tren de rodillos pueda ser inspeccionado y limpiado con facilidad.

6.52.- Apoyos inclinados

En los claros que estén sobre un plano inclinado y sin apoyos con articulación, las placas de asiento se harán de tal

que tengan un talud, con objeto de que las superficies de mampostería y las de deslizamiento queden a nivel.

53.- Pernos de anclaje

Las armaduras, trabes y claros de vigas de sección I se anclarán firmemente a la subestructura. Los pernos de anclaje serán su extremo inferior engrosado o roscado para asegurar un anclaje satisfactorio en el material usado para empotrarlos en los agujeros donde estén alojados o podrán tener cualquier otro dispositivo que se juzgue efectivo para el objeto.

Los siguientes son los requisitos mínimos para cada apoyo:

Para claros de vigas de sección I, las vigas exteriores estarán ancladas en cada extremo con 2 pernos de 25 mm de diámetro empotrados 250 mm en la mampostería.

Para armaduras y trabes:

Para claros de 15 m de largo o menos, se pondrán 2 pernos de 25 mm de diámetro empotrados 250 mm en la mampostería.

Para claros de 15.50 a 30 m se pondrán 2 pernos de 32 mm de diámetro, empotrados 305 mm en la mampostería.

Para claros de 31 a 46 m se pondrán 2 pernos de 38 mm de diámetro empotrados 400 mm en la mampostería.

Para claros mayores de 46 m se pondrán 4 pernos de 38 mm de diámetro empotrados 400 mm en la mampostería.

Los pernos de anclaje sujetos a tensión, se proyectarán para que anclen una masa de mampostería de un peso igual a 1-1/2 veces la reacción negativa calculada.

6.54.- Placas para nombre

A menos de que se especifique de otra manera, se pondrá una placa para nombre, mostrando, con letras y números en relieve, el nombre del fabricante y el año de construcción. Esa placa que irá fija con tornillos en cada uno de los extremos y en un punto conveniente para su inspección.

SOLDADURA

6.55.- Soldadura-Generalidades

Todo lo relativo a proyecto de estructuras soldadas se sujeta a los requisitos correspondientes señalados en las Especificaciones para Puentes Soldados para Camión y Ferrocarril de la A.C.P.L. - Oct. 1950.

Estas Especificaciones se aplican a trabajos de soldadura (y cortas con soplete) hechas en material base consistente en

acero estructural carbón o hierro maleable que sea aprobado por el Ingeniero. El hierro maleable se sujetará a los requisitos de la cláusula No. de las Normas de Materiales de la S.O.F.- (ASTM A 42-55).

Los miembros que vayan a ser soldados serán de acero que cumpla con los requisitos de la cláusula No. 101-7 de las Normas de Materiales de la S.O.F., excepto cuando se use acero de alta resistencia soldable. La anterior se refiere a todos los miembros estructurales que transmitan esfuerzos importantes y que estén ensamblados o fabricados mediante soldadura, incluyendo vigas laminadas con chapeles. El acero estructural para puentes y edificios, cláusula No. 101-2 de las Normas de Materiales de la S.O.F., se podrá soldar cuando la soldadura se use para conectar o fabricar miembros secundarios, partes de parapetos y detalles diversos.

En pilotes de acero, que se vayan a expulsar mediante soldadura, el acero empleado podrá ser de la clase SOP 101-7 ó SOP 101-2. Cualquier acero que se produzca de acuerdo con otras especificaciones, pero que se demuestre que tenga las mismas propiedades físicas y químicas del acero de la clase SOP 101-7, se aceptará para emplearse donde se especifique el uso de ese acero.

SYSTEMA DE PISO

6.56.- Rigidez de los miembros del piso

Los miembros del piso se proyectarán con especial cuidado en lo relativo a rigidez, haciéndolos con el resalte máximo que permitan la economía o las limitaciones de la parte inferior del póntico.

6.57.- Larejeros

De preferencia los larejeros se remacharán entre las piezas de puente o bien, serán continuos sobre 2 o más tableros.

6.58.- Marcos transversales

En los puentes que tengan pisos de madera y larejeros de acero, se pondrán marcos transversales intermedios (o diazaguas) entre los larejeros que tengan una longitud mayor de 6.10 m.

6.59.- Piezas de puente

Las piezas de puente quedarán preferentemente a 90° con respecto a las armaduras o trabes principales y se conectarán rigidamente a esas partes. Las conexiones de las piezas de puente generalmente se localizarán arriba de la cuerda inferior. En estructuras remachadas el sistema de contraventeo inferior deberá remacharse tanto a la cuerda inferior como a las piezas de puente. Si en las armaduras con articulaciones con pasador, las piezas de puente están localizadas abajo de los pasadores de la cuerda inferior, los miembros verticales se prolongarán abajo de los pasadores.

arcos para hacer una conexión rígida con la pieza de puente.

6.60.- Piezas de puente extremas

Se pondrán piezas de puente extremas en todos los claros de arcaduras y traveses con extremos a 90° y de preferencia, también en los esviados. Las piezas de puente extremas para claros de arcaduras se proyectarán de preferencia, para permitir el uso de gatos hidráulicos con objeto de levantar toda la estructura. Para este caso los esfuerzos permisibles se pueden aumentar en un 50%.

Las piezas de puente extremas se dispondrán de tal manera, que permitan pintar la viga en la cara adyacente al respaldo o diafragma del estribo.

6.61.- Tableros extremos de los puentes esviados

En los puentes esviados sin piezas de puente extremas, los largueros del tablero extremo se montarán en posición correcta por medio de tornapuntas extremas conectadas a los largueros y a las armaduras o traveses principales. El contraventeo lateral del tablero extremo se fijará a las armaduras o traveses principales y también a las tornapuntas extremas. Se pondrán dispositivos adecuados para prevenir los movimientos de dilatación de los largueros.

6.62.- Conexiones extremas de piezas de puente y largueros

Las conexiones en el extremo de esas piezas se proyectarán para las cargas especificadas. Los ángulos para conexión de piezas de puente y largueros tendrán un espesor mínimo de 9.5 mm después de cepillados. Excepto en casos de detalles especiales en los extremos de piezas de puente, cada conexión en el extremo de piezas de puente y de largueros, se hará por medio de 2 ángulos. La longitud de estos ángulos será tan grande como lo permitan los patines. Las ménsulas o ménsulas de ángulo que se usen para dar apoyo durante el montaje, no se considerarán al determinar el número de remaches que se necesitan para transmitir el esfuerzo cortante en el extremo.

Los detalles de las conexiones en el extremo, se proyectarán con especial cuidado para dejar los espacios libres necesarios para las operaciones de rechazo de las conexiones en el campo.

Cuando se usen largueros de madera que se apoyen entre los patines de las piezas de puente, se pondrán ménsulas de ángulo con atiesadores que tengan capacidad para soportar la reacción total. Los ángulos que se usen para formar la ménsula tendrán un espesor mínimo de 11 mm.

No se permitirá el uso de ningún tipo de péndola (colgante) para pieza de puente, que permita la rotación o movimiento longitudinal de la pieza de puente.

6.63.- Ménsulas para banqueta

Las ménsulas para banquetas se conectarán de tal manera, que los esfuerzos de flexión sean transmitidos directamente a las piezas de puente.

6.64.- Juntas de dilatación

Para tomar en cuenta los movimientos de dilatación y contracción, se pondrán juntas de dilatación para el piso en los extremos de dilatación de todos los claros y en todos aquellos puntos donde se considere que sean necesarias.

Cuando se usen placas de cubrejunta, se proyectarán para cubrir la junta y prevenir en tanto como sea posible la acumulación de tierra y desperdicios sobre los apoyos del puente. De preferencia se conectarán rigidamente a la pieza de puente extrema.

CONTRAVENTEO LATERAL

6.65.- Generalidades

El contraventeo lateral se hará con ángulos u otros perfiles estructurales.

Cuando se use un sistema doble de contraventeo, ambos sistemas se pueden considerar simultáneamente efectivos si los miembros satisfacen los requisitos tanto como miembros a tensión como de miembros a compresión. Los miembros se conectarán en sus intersecciones.

6.66.- Tamaño mínimo de los ángulos.

El menor ángulo que se use como miembro para contraventeo será de 76 x 64 mm. En cada conexión, en los extremos de los ángulos, no habrá menos de 3 remaches.

6.67.- Contraventeo lateral

Los claros de arcaduras de paso a través, de arcaduras de paso superior y de arcos de trispano triangulado, tendrán sistemas de contraventeo lateral superior e inferior.

No se necesitará contraventeo lateral en los claros menores de 38 m, de traveses de placas de paso superior o de vigas que tengan losas compuestas de madera y concreto o piso de acero o de concreto que vaya firmemente fijado a los miembros de apoyo que estén soportados lateralmente por marcos transversales o diaframas resistentes.

Los claros de traveses de placas de paso superior o las vigas con longitud mayor de 12 m, que tengan un piso de madera,

tendrán por lo menos un sistema de contraventeo lateral en combinación con marcos transversales o diafragmas resistentes.

La separación de los marcos transversales o diafragmas no será mayor que 7.60 m. Cuando sea necesario durante la construcción, se pondrá un contraventeo provisional adecuado.

El contraventeo lateral de las cuerdas a compresión, se hará de preferencia con el mismo peralte de esas cuerdas y teniendo conexiones efectivas con los 2 patines de las mismas.

6.68.- Portal y contraventeo transversal

Los claros de armaduras de paso a través tendrán portal para contraventeo, preferentemente del tipo de 2 planos o de cajón, rigidamente conectado al poste extremo y a los patines de la cuerda superior y de un peralte tan grande como lo permita el gálibo. Si se usa un portal en un solo plano, se colocará de preferencia en el plano transversal central de los postes extremos, con diafragmas entre las almas de los postes para distribuir los esfuerzos del portal. El portal para contraventeo se proyectará para tomar la reacción total en el extremo del sistema de contraventeo de la cuerda superior y los postes extremos para transmitir esta reacción a los apoyos de las armaduras.

Los claros de armaduras de paso superior tendrán contraventeo transversal en el plano de los postes extremos y en todos los nodos intermedios. Este contraventeo ocupará todo el peralte de las armaduras disponible debajo del sistema de piso. El contraventeo transversal en los extremos se proporcionará para transmitir a los apoyos, a través de los postes extremos de las armaduras, la totalidad del esfuerzo del contraventeo superior.

Los claros de armaduras de paso a través tendrán en cada nodo intermedio, contraventeo transversal de peralte igual o mayor de 1.50 m. Las tornapuntas del contraventeo superior tendrán como peralte mínimo el de la cuerda superior en ese nodo.

6.69.- Claros de paso superior de traves de placas

Los claros de paso superior de traves de placas, tendrán marcos transversales en cada extremo, proporcionados para resistir las fuerzas transversales y marcos transversales intermedios a intervalos que no pasen de 7.60 m. Los marcos transversales se conectarán a las ramas salientes de los ángulos de los atiesadores y a los patines de compresión que no estén lateralmente apoyados en otra forma.

6.70.- Claros de armaduras de paso a través sin contraventeo superior

En las armaduras de paso a través sin contraventeo superior, los miembros verticales y las piezas de puente y sus contrapesos se proporcionarán para resistir una fuerza transversal no menor de 440 Kg/m, aplicada en los nodos de la cuerda superior de cada armadura.

La cuerda superior se considerará como una columna con apoyos laterales elásticos en los nodos. La carga crítica de pas-

aje de la columna, que así se determine, excederá en no menos de 50% al esfuerzo máximo por carga muerta, carga viva e impacto en cualquier tablero de la cuerda superior.

6.71.- Claros de paso a través de traves de placas

Los claros de paso a través de traves de placas se contraventearán para contrarrestar los efectos de deformación lateral, por medio de placas de scartelamiento o por medio de ménsulas con alma llena que vayan firmemente conectadas a los ángulos atiesadores y a las piezas de puente. Este contraventeo generalmente ocupará todo el espacio disponible hasta llegar a las líneas límite del gálibo. Si la longitud sin apoyo, de la orilla inclinada, de la placa de scartelamiento excede de 60 veces su espesor, se pondrán a esa placa uno o 2 ángulos atiesadores remachados a lo largo de dicha orilla.

6.72.- Contraventeo de columnas largas

El contraventeo de columnas largas se proyectará para fijar la columna con respecto a 2 ejes en un punto o muy cerca de un mismo punto.

TRAVES DE PLACAS

6.73.- Generalidades

Las traves de placas se proporcionarán por el método de momento de inercia.

Al calcular el momento de inercia neto, se usará el eje de gravedad de la sección bruta y se restará el momento de inercia de todos los agujeros a cada lado del eje. El esfuerzo unitario de tensión se calculará del momento de inercia de la sección neta total y el esfuerzo unitario de compresión, del momento de inercia de la sección bruta total.

Los patines a compresión, de las traves de placas que soporten pisos de madera, no se considerará que están apoyados lateralmente por el piso, a menos de que los herrajes para fijar el piso y el propio piso se proyectan especialmente para dar apoyo lateral adecuado.

6.74.- Secciones de los patines

Siempre que sea posible los ángulos del patín formarán la mayor parte del área del mismo. De preferencia se evitará el --

Para una discusión de las columnas con apoyo lateral elástico, véase el texto "Theory of Elastic Stability" por Timoshenko, Mc Graw Hill Book, Co., Primera Edición, pag. 122

de placas laterales, excepto cuando al no explicarse se refiera ángulos con espesor mayor de 22 mm.

El área bruta del patín a compresión, excepto para patines con sección compuesta, no será menor que el área bruta del patín de tensión.

Las placas de patín serán de un mismo espesor o podrá ser disminuírse, hacia afuera a partir de los ángulos del patín. Ninguna placa tendrá un espesor mayor que el de los ángulos del patín.

Si se usan cubreplacas remachadas, por lo menos una placa del patín se prolongará en toda la longitud de la trabe excepto cuando el patín vaya a estar cubierto con concreto. Cualquier cubreplaca que no sea de la longitud total se prolongará lo suficiente para desarrollar la capacidad de la placa más allá del extremo teórico. El extremo teórico de la cubreplaca es la sección en la que el esfuerzo en el patín sin esa cubreplaca iguala al esfuerzo permisible. La longitud de cualquier cubreplaca que se agregue a una viga laminada será como mínimo $(2d + 91.5)$ cm en la que "d" es el peralte de la trabe en cm.

6.75.- Espesor de las placas de alma

El espesor de las placas de alma de traveses que se han atornillado con atornilladores transversales de acuerdo con los artículos 6.79 y 6.80 no será menor que $1/170 D$ para acero carbón, de $1/145 D$ para acero silíce, de $1/145 D$ para acero de baja aleación con punto de fluencia de 3234 Kg/cm^2 y no menor de $1/140 D$ para acero de baja aleación con punto de fluencia de 3515 Kg/cm^2 en la que "D" es el peralte libre sin apoyo de la placa de alma en cm entre patines, incluyendo las placas laterales.

El espesor de las placas de alma o de traveses atornillados con atornilladores transversales en combinación con un atornillador longitudinal será como mínimo de $1/340 D$ para acero carbón, de $1/290 D$ para acero silíce, de $1/290 D$ para acero de baja aleación con punto de fluencia de 3234 Kg/cm^2 y de $1/280 D$ para acero de baja aleación con punto de fluencia de 3515 Kg/cm^2 , en la que "D" es el peralte libre sin apoyo de la placa de alma en cm entre patines, incluyendo las placas laterales. El atornillador longitudinal se colocará correctamente con respecto al patín de compresión y tendrá la suficiente rigidez, según casos sujetas a lo que está especificado en el Art. 6.81.

6.76.- Remaches en el patín

El número de remaches que conecten los ángulos de patín a la placa de alma será suficiente para transmitir el incremento de esfuerzo en el patín, transmitido a los ángulos de patín, cuando con cualquier carga que está aplicada directamente al patín.

Los lados de ángulos con ancho de 352 mm o mayor que vayan conectados a las placas de alma, llevarán 2 líneas de remaches. Las cubreplacas con ancho mayor de 356 mm llevarán 4 líneas de remaches.

6.77 - Espalmas en el patín

No se usarán espalmas en las partes de un patín, excepto

(continúa en la Pág. 91)

ando sea autorizado especialmente por el Ingeniero. En general, se empalmará más de una parte o elemento en la misma sección transversal. Cuando sea posible, los empalmes se localizarán en los puntos donde haya un exceso de sección. La resistencia del empalme será la especificada en el Art. 6.31. Los empalmes en patines de ángulos consistirán de 2 ángulos, uno en cada lado de la trabe.

6.78.- Empalmes en el alma

Las placas de alma se empalmarán simétricamente por medio de placas sobre cada lado. La resistencia del empalme para esfuerzo cortante y momentico será la especificada en el Art. 6.31. Las placas de empalme para esfuerzo cortante cubrirán todo el peralte de la trabe entre las orillas de los ángulos del patín. En el empalme habrá no menos de 2 hileras de remaches a cada lado de la junta.

6.79.- Atiesadores extremos transversales

En los extremos de apoyo de las trabes de placas se pondrán ángulos atiesadores, con las ramas salientes prolongándose tanto como sea posible, para llegar hasta la orilla de los ángulos de patín o de las placas. Si se usan ángulos los atiesadores extremos se proporcionarán para apoyar sobre las ramas salientes del patín, sin considerar efectivas las porciones de las ramas que se conforman a los filetes de los ángulos del patín. Los atiesadores extremos se dispondrán y su conexión con la placa de alma se proyectará para transmitir a los apoyos la totalidad de la reacción en el extremo. Los atiesadores extremos no se doblarán para conformarlos a las ramas adyacentes de los ángulos del patín.

6.80.- Atiesadores intermedios transversales

Las almas de las trabes de placas se atiesarán a intervalos no mayores que:

- (1) 3.66 m o la distancia libre sin apoyo, del peralte del alma
- (2) La distancia dada por la fórmula:

$$d = \frac{1184 t}{\sqrt{s}} \quad \text{en la que}$$

- d = distancia libre necesaria entre atiesadores, en cm
- t = espesor de las placas de alma, en cm
- s = esfuerzo cortante unitario promedio, en la sección bruta de la placa de alma en el punto considerado

Los atiesadores transversales intermedios se pueden omitir si el peralte libre de la placa de alma entre los ángulos es menor que 50 veces el espesor de la placa de alma para acero carbon, 35 veces para acero silicio, 52 veces para acero de baja aleación con punto de fluencia de 3214 Kg/cm² y 50 veces para acero de baja aleación con punto de fluencia de 3515 Kg/cm².

Se colocarán ángulos atiesadores intermedios en los puntos donde haya concentración de cargas y se proyectarán de tal

modo que transmitan las reacciones a la placa de alma. Estos atiesadores no se deformarán para pasar por encima de los ángulos de patín.

Los atiesadores intermedios de preferencia se colocarán en pares. Sin embargo, pueden ser de cualquiera de los siguientes tipos:

Ángulos dobles remachados a la placa de alma de la trabe

Placas dobles o secciones "T" invertidas, soldadas a la placa de alma de la trabe

Un solo ángulo remachado a la placa de alma de la trabe.

Una sola placa o una sección "T" invertida soldada a la placa de alma de la trabe.

Cuando los ángulos, placas o "tes" se usan solamente de un lado se fijarán a la rama volada del patín de compresión.

El momento de inercia de cualquier tipo de atiesador transversal no será menor que:

$$I = \frac{d^3 j}{10.92} \quad \text{en la que } j = 25 (D/d)^2 - 20$$

pero no menor que 5

I = el momento de inercia mínimo permisible de cualquier tipo de atiesador transversal intermedio en cm⁴

d = distancia libre necesaria entre atiesadores transversales en cm

D = distancia libre real entre atiesadores transversales, en cm

D = peralte libre sin apoyo de la placa de alma entre patines, en cm

t = espesor de la placa de alma, en cm

Cuando los atiesadores están en pares, el momento de inercia se tomará con respecto al eje de la placa de alma. Cuando se usan atiesadores formados por un solo elemento, el momento de inercia se tomará con respecto a la cara que está en contacto con la placa de alma.

El ancho de una placa o de rama volada hacia afuera de un ángulo de atiesador transversal intermedio no será mayor que 16 veces su espesor y no menor que 51 mm más 1/30 del peralte y de la trabe.

6.81.- Atiesadores longitudinales

La línea de gravil de un atiesador longitudinal estará a 1/5 D a partir del pie del patín de compresión. El atiesador longitudinal se proporcionará de manera que:

$$I_x = D t^3 \left(2.4 \frac{d^2}{D^2} - 0.13 \right) \quad \text{en la que}$$

I_x = momento de inercia mínimo del atiesador longitudinal respecto de la orilla en contacto con la placa de alma.

D = distancia libre entre ratines, en cm
 t = espesor de la placa de alma, en cm
 d = distancia libre entre atiesadores transversales, en cm.

Los atiesadores longitudinales no necesitan ser continuos y se pueden interrumpir en las intersecciones con los atiesadores transversales.

6.82.- Extremos de los traves de paso a través

Las esquinas superiores de los traves de placas de ruso o través, cuando quedan expuestas, se redondearán con un radio según el ángulo de los ángulos del patín y a la altura vertical de la trabe, arriba del pavimento. La primera placa de ratín o una placa del mismo ancho, se doblará siguiendo la curva y se prolongará hasta la parte baja de la trabe. En un punto que consiste de 2 o más claros, solamente se redondearán las esquinas en los extremos finales del puente, a menos de que los claros tengan traves con diferentes alturas. En ese caso, los traves con mayor altura, tendrán sus patines superiores curvados hacia abajo en los extremos, para alcanzar las esquinas superiores de los traves en los claros adyacentes.

6.83.- Placas de asiento

Las placas de asiento de una trabe de placas tendrán un espesor mínimo de 19 mm, no menor que el espesor de los ánuelos de patín más 3 mm. De preferencia, tendrán una longitud no mayor de 460 mm.

6.84.- Apoyos sobre mampostería

Los extremos de las traves que vayan sobre mampostería se apoyarán sobre pedestales de acero, de tal manera, que los ratines inferiores queden de preferencia, a no menos de 150 mm arriba de la superficie de la corona.

6.85.- Contraflecha

En general, no se necesitará dar contraflecha en las traves de placas, excepto para claros muy grandes o para condiciones especiales. Cuando se necesite, se dará en la proporción que especifique el Ingeniero.

ARMADURAS

6.86.- Generalidades

Se dará preferencia a los tipos de armaduras que tengan un sistema de alma sencillo. Los miembros serán simétricos con respecto al plano central de la armadura.

De preferencia las armaduras tendrán postes extremos incli-

nados. Se debe evitar que la junta de la cuerda superior con el poste extremo inclinado, quede sin apoyo lateral.

6.87.- Cuerdas superiores y postes extremos

Las cuerdas superiores y los postes extremos, generalmente se harán de 2 segmentos laterales unidos con una cubreplaca -- por la parte superior y con placas de unión y barras de celosía -- en el lado abierto. Si la forma de la armadura lo permite, se hará que las cuerdas de compresión sean continuas. Los espalmes se pondrán tan próximos como sea posible a los nodos y de preferencia en el lado del tablero donde ocurra el menor esfuerzo.

6.88.- Cuerdas inferiores

Las cuerdas inferiores de las armaduras remachadas, se empalmarán generalmente cerca de los nodos y sobre el lado del nodo donde ocurra el menor esfuerzo.

En las cuerdas inferiores compuestas de ánuelos, los lados verticales de los ánuelos se pondrán de preferencia hacia abajo.

6.89.- Ejes del sistema y ejes de gravedad

En los miembros a compresión de secciones asimétricas, tales como secciones de cuerda formada de segmentos laterales y una cubreplaca, se hará que el eje de gravedad de la sección coincida tanto como sea posible, con el eje del sistema, excepto que la excentricidad se pueda introducir para contrarrestar la flexión debida a carga muerta. En las cuerdas inferiores formadas por 2 ánuelos o en miembros diagonales, se puede tomar, como ejes del sistema, a la línea de gramil más próxima a la espalda del ánuelo.

6.90.- Contraflecha

La longitud de los miembros de la armadura será tal, que la contraflecha sea igual o mayor, que la flecha producida por la carga muerta.

6.91.- Miembros remachados, sujetos a tensión, en armaduras con conexiones por medio de pasadores

En las armaduras con conexiones por medio de pasadores, las péndolas verticales extremas y los miembros que desempeñan funciones semejantes, así como las cuerdas inferiores en los 2 primeros tableros de cada extremo, serán miembros remachados.

6.92.- Contradiagonales

Si los miembros de alma están sujetos a reversión de esfuerzos, sus conexiones en los extremos serán remachadas. Las contradiagonales preferentemente serán rígidas. Las contradiagonales ajustables, si es que se usan, tendrán tensores abiertos y en el proyecto se les considerará 700 Kg. como esfuerzo inicial. Solamente un juego de diagonales en cualquier tablero serán ajustables. No se deberán usar mancuetas de doble tuerca ni barras de pasa.

6.93.- Barra de ojo

El espesor de las barras de ojo no será menor que $1/8$ de su ancho o que 13 mm y no mayor de 51 mm. La sección de la cabeza a través del centro del agujero del rasador, excederá por lo menos en 35% a la sección del cuerpo de la barra. La forma de la cabeza se someterá a la aprobación del Ing., antes de que se haga la fabricación de las barras. El diámetro del pasador será por lo menos 0.8 del ancho de la barra más ancha a través de la cual atravesase dicho pasador.

6.94.- Ensayos para las barras de ojo

Las barras de ojo de un erupb quedarán simétricas con respecto al plano central de la armadura y tan paralelas como sea posible. La inclinación de cualquier barra, con respecto al plano de la armadura, no será mayor que $1/192$. Las barras de ojo se dispondrán tan próximas entre sí como sea posible y se mantendrán fijas contra movimientos laterales, pero las barras adyacentes en el mismo tablero se colocarán de tal manera, que queden separadas por lo menos 13 mm entre sí.

Las barras de ojo diagonales que se intersecten y que no queden lo suficientemente separadas para librarse una con respecto a otra donde se crucen, se ligarán para juntarlas en la intersección.

Se pondrán anillos de acero como espeques, para prevenir movimientos laterales de las barras de ojo o de otros miembros -- que conectan en el rasador.

6.95.- Diafragmas

En las armaduras se pondrán diafragmas en las conexiones a los extremos de las piezas de puente.

Las placas de nodo que reciban el rasador del pedestal, en el extremo de la armadura, se conectarán entre sí por medio de un diafragma. De manera semejante, sierra que sea posible, las almas del pedestal se conectarán entre sí por medio de diafragmas.

Entre las placas de nodo que reciban miembros principales, se pondrá un diafragma cuando la placa de unión extrema quede a 122 mm o más del punto de intersección de los miembros.

6.96.- Placas de asiento

Las placas de asiento de las armaduras tendrán un espesor mínimo de 19 mm.

6.97.- Arco sobre mastroterín

Las armaduras sobre mastroterín se apoyarán sobre placas de acero o pedestales de tal manera, que las cuerdas inferiores queden de preferencia, no menos de 150 mm arriba de la superficie de la corona.

VIADUCTOS6.98.- TIRRA

Los viaductos constarán de tramos de vigas laminadas, traves de placas o armaduras remachadas apoyadas sobre caballetes y generalmente dispuestas en claros sobre torres alternados con claros libres.

6.99.- Caballetes y torres

Los caballetes estarán formados de preferencia por 2 columnas para apoyo y generalmente se unirán en pares para formar torres.

6.100.- Talud

De preferencia los caballetes serán lo suficientemente amplios en la base para evitar que se produzca una reacción negativa al quedar sometidos a la acción de las cargas laterales supuestas. En general, el ancho de un caballete en su base, no será menor de $1/3$ de su altura.

6.101.- Caballetes aislados

Los caballetes aislados tendrán extremos articulados, en caso contrario, se proyectarán para resistir flexión.

6.102.- Contraventeo

Las torres tendrán contraventeo tanto en el sentido transversal, como en el longitudinal, formado por miembros rígidos y con conexiones remachadas. Las secciones de los miembros del contraventeo longitudinal en cada tablero, no serán menores que las de los miembros para el contraventeo transversal en el tablero correspondiente.

Los empalmes en las columnas quedarán arriba y en la proximidad de los nodos del contraventeo.

En todas las torres que tengan más de 2 tableros verticales, se pondrá contraventeo horizontal de diagonales, dispuestas alternadamente en los nodos intermedios.

6.103.- Tornapuntas inferiores

Las tornapuntas inferiores de las torres de un viaducto tendrán lo suficiente resistencia para permitir el deslizamiento de los apoyos móviles con la estructura sin carga, para lo cual se supondrá que el coeficiente de fricción es de 0.25. Se tomarán las medidas necesarias para tener en cuenta en los apoyos de las columnas, la dilatación del contraventeo de la torre.

6.104.- Peralte de las trabes

De preferencia se hará que el peralte de las trabes en --

los viaductos sea uniforme.

6.105.- Conexiones de las trabes y contraventeo

Las trabes en los claros de torres quedarán fijadas en cada extremo a la parte superior de las columnas o a las trabes transversales. De preferencia habrá una línea de trabes que apoyen directamente sobre las columnas. Un extremo de las trabes entre torres, quedará remachado al apoyo y el otro extremo se apoyará sobre un pedestal o apoyo que sea efectivo para la dilatación. No se usará contraventeo o marco transversal común que sirva para 2 claros que concurren en un apoyo, sino que cada uno tendrá su contraventeo por separado.

Si las trabes no apoyan directamente sobre las columnas, se tomarán las medidas necesarias para transmitir las fuerzas longitudinales al contraventeo de la torre.

6.106.- Placas de asiento y de apoyo

Las placas de asiento y las de apoyo así como las placas superiores (sobre columnas), tendrán un espesor mínimo de 19 mm.

CAP. 7.- PROYECTO DE CONCRETO

7.1.- Suposiciones generales

El proyecto de miembros de concreto reforzado, hecho bajo estas Especificaciones, se basará en las siguientes suposiciones:

- (1) Todos los cálculos se harán con referencia a los esfuerzos unitarios permisibles y a cargas de seguridad, más bien que referidas a la resistencia máxima o a cargas máximas, tal como está especificado en cualquier otra parte de esta contenido.
- (2) Una sección plana antes de la flexión permanecerá plana después de la flexión.
- (3) El módulo de elasticidad de concreto en compresión, es constante dentro de los límites de los esfuerzos unitarios permisibles; por lo tanto, la distribución de los esfuerzos de compresión en flexión, es rectilínea.
- (4) La relación "n" se supondrá que tiene los siguientes valores:

$$\text{Valores de } n = \frac{E_s}{E_c}$$

| Resistencia máxima del concreto en Kg/cm ² | Para cálculos de resistencia | Para cálculos de deflexión |
|---|------------------------------|----------------------------|
| 140 a 170 | 15 | 8 |
| 175 a 205 | 12 | " |
| 210 a 275 | 10 | " |
| 280 a 345 | 8 | " |
| 350 o más | 6 | " |

Al calcular la flecha definitivamente losas y vigas, el valor del módulo de elasticidad del concreto se deberá de suponer como de 1/30 del correspondiente al acero, con objeto de tomar en cuenta el efecto de deformación plástica y por contracción del concreto.

(5) Se supondrá que el concreto no tiene resistencia a la tensión.

(6) La adherencia entre concreto y acero de refuerzo se supondrá que permanece ininterrumpida dentro de la variación de los esfuerzos unitarios permisibles. Por consiguiente, bajo compresión los 2 materiales estarán sometidos a esfuerzos en proporción a sus módulos de elasticidad.

(7) En el acero de refuerzo se despreciarán los esfuerzos iniciales debidos a contracción o dilatación del concreto, excepto para el proyecto de columnas de concreto reforzado.

(8) Para la determinación de reacciones exteriores, momentos, esfuerzos cortantes y deflexiones, los momentos de inercia de vigas rígidas y estructuras continuas se calcularán tomando en cuenta las secciones brutas de concreto, despreciando el efecto del acero de refuerzo, excepto para columnas, arcos y otros miembros a compresión en los cuales se incluirá el área transformada del acero.

(9) El momento de inercia de las secciones de toda la superestructura, excepto de los parapetos, sumideros o banquetas que no hayan sido coladas rígidamente con la superestructura antes de quitar la obraforma y el momento de inercia de la sección transversal completa de la pila o tablero, serán los que se usen para determinar las propiedades elásticas de los distintos claros y apoyos.

(10) El peralte de una trabe o losa, que se vaya a usar para calcular el momento de inercia, en el eje central de un apoyo, se obtendrá prolongando la pendiente del talud con el miembro hasta el eje central.

(11) Se considerará que los arcos rígidos pueden deformarse libremente en sentido longitudinal debido a las cargas muertas y cargas vivas aplicadas verticalmente, excepto cuando la estructura está impedida para su movimiento porque se apoyan fuertes externas.

Traducción y redacción: Ing. Germán Landa G.
Revisión: Ing. Juan Kensi C.

Revisado en Septiembre de 1964.

(12) Para el análisis de marcos rígidos (superestructura), se supondrá que no hay empotramiento en la base de las columnas, a menos de que se tenga conocimiento de que las bases vayan a estar completamente empotradas. Cuando se suponga una condición de extremo articulado, para el análisis de la superestructura, la base de la columna, cimiento y pilotes se proyectarán para resistir el momento resultante de un empotramiento supuesto que varíe de 0 a un empotramiento total. El grado de empotramiento se determinará por el tipo de cimiento y características del material de cimentación.

(13) Las pilas o caballetes construidos integralmente con los cimientos y colocados en un esviajamiento mayor que 10° , se deberán considerar empotrados a la parte superior del cimiento.

7.2.- Longitudes de claros

Las longitudes efectivas de los claros en losas, serán como se especifican en el art. 3.2.

Las longitudes efectivas de claros en vigas libremente apoyadas, no excederán el claro libre más un peralte de la viga.

Para el análisis de todos los marcos rígidos se tomarán las longitudes de claro, como la distancia entre centros de apoyos en la parte superior de los cimientos.

La longitud de claro de losas de piso y vigas continuas o empotradas, será la distancia libre entre parámetros de los apoyos. Cuando haya chafalanes, construidos monolíticamente con la losa y su apoyo, que hagan un ángulo de 45° o más con el eje de las losas continuas o empotradas, el claro se medirá a partir de la sección donde el peralte combinado de la losa y el chaflán, sea por lo menos 1.5 veces el espesor de la losa. Se considerará que los momentos negativos máximos se presentan en los extremos del claro definido anteriormente. Ninguna porción del chaflán se considerará como parte que se agregue al peralte efectivo de la losa.

7.3.- Dilatación

En general, se tomarán las precauciones necesarias para tener en cuenta los cambios de temperatura en todos los claros simples que tengan una longitud libre mayor de 12 m.

En el proyecto de puentes continuos se tomarán las medidas necesarias para resistir los esfuerzos inducidos por los cambios de temperatura o se proveerán medios para permitir los movimientos causados por dichos cambios de temperatura.

Cuando no se tomen otras medidas, para los movimientos debidos a dilatación, se emplearán columnas articuladas, nece-doras, placas para deslizamiento o cualquier otro dispositivo.

7.4.- Vigas T

(a) Ancho efectivo del patín

En la construcción a base de vigas y losa, la junta entre vigas y losa deberá desarrollarse efectivamente y en forma adecuada,

adherencia y resistencia al esfuerzo cortante. La longitud efectiva se considerará como una parte integral de la viga, pero su ancho efectivo supuesto, como patín de viga T, no excederá de los siguientes valores:

- (1) Un cuarto de la longitud del claro de la viga.
- (2) La distancia centro a centro de vigas.
- (3) Doce veces el espesor mínimo de la losa más el ancho del alma de la viga.

Para las vigas que tengan patín por un solo lado, el ancho efectivo del patín, en la parte volada, no será mayor de $1/12$ de la longitud del claro de la viga, ni tampoco excederá 6 veces el espesor de la losa, ni la mitad de la distancia libre a la siguiente viga.

(b) Esfuerzo cortante

El patín de la viga no se considerará efectivo al calcular la resistencia al esfuerzo cortante y tensión diagonal de las vigas T, excepto en lo que se refiere a la determinación del valor de β .

El esfuerzo cortante unitario horizontal, en la junta del patín con el filete monolítico, que lo une con el alma de la trabe, no será mayor que el dado en el art. 4.11 (c) para esfuerzo cortante en vigas con refuerzo de alba.

(c) Vigas aisladas

Las vigas aisladas a las que se haya dado la forma de T con el solo propósito de proporcionar área adicional a compresión, tendrán un espesor de patín no menor que la mitad del ancho del alma y un ancho total del patín, no mayor de 4 veces el ancho del alma.

(d) Diaframas

En los claros de vigas T, que tengan longitud mayor de 12 m, se proveerán diaframas que se colocarán entre las vigas en los puntos medios o del tercio del claro.

(e) Junta de construcción

Cuando se necesite hacer una junta de construcción entre la losa y el alma de la viga, los dientes en junta a esfuerzo cortante, se proyectarán de acuerdo con los esfuerzos permisibles dados en el art. 4.11 (c).

7.5.- Acero de refuerzo

(a) Especificación

El especificación mínima de centro a centro, de varillas paralelas, será de 2.5 veces el diámetro de varillas redondas.

Prop. Ing. Gustavo Trigueros F.

veces la dimensión del lado de varillas cuadradas, pero en ningún caso la distancia libre entre varillas será menor que 1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso.

(b) Recubrimiento

El recubrimiento mínimo medido desde la superficie del concreto hasta la cara de cualquier varilla de refuerzo, no será menor de 5 cm, excepto en las losas donde el recubrimiento mínimo podrá ser de 2.5 cm. En los cimientos de estribos, de curvas de sostenimiento y de pilas, el recubrimiento mínimo será de 7.5 cm. En partes de obra que estén expuestas a la acción del agua de mar, el recubrimiento mínimo será de 10 cm, excepto en los pilotes de concreto preclados, en los que se podrá usar un mínimo de 7.5 cm (ténase presente que este recubrimiento de 7.5 cm es para un concreto de $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y que el Ing. podrá modificar los valores dados, de acuerdo con la clase de concreto que se usa)

(c) Espalmas

El acero de refuerzo a tensión no se espalmará en los puntos de máxima esfuerzo. Cuando se hayan espalmas en el refuerzo, las varillas espalmadas se traslaparán lo suficiente para desarrollar por adherencia la resistencia total de las mismas.

(d) Anclajes en el extremo y ranchas

El anclaje en el extremo puede ser una prolongación de la varilla, ya sea recta, doblada o formando un rancho. Un rancho con dimensiones apropiadas es: (a) uno en el que la varilla se dobla a formar un semicírculo completo con un radio, del eje de la varilla, no menor de 3 veces el diámetro de la misma más una prolongación en el extremo libre cuando menos de 4 diámetros de la varilla. (b) un doblez a 90° que tenga un radio no menor que 4 diámetros de la varilla más una prolongación de 12 diámetros de la varilla.

Los ranchos que tengan un radio de doblado mayor que 6 veces el diámetro de la varilla, se considerarán como prolongaciones de las varillas. Los ranchos no se considerarán como efectivos para aumentar la resistencia a compresión de las varillas. Cualquier dispositivo mecánico que sea capaz de desarrollar la resistencia de la varilla, sin que produzca perjuicio en el concreto, se podrá usar en lugar de ranchos o prolongaciones.

(e) Prolongación de las varillas de refuerzo

(1) Para tener en cuenta las contingencias que se pueden originar por: una distribución imprevista de las cargas, asentamiento de los apoyos, desplazamiento de los puntos de inflexión o alguna otra falta de concordancia con las condiciones sugeridas que gobiernan el proyecto de estructuras elásticas, las varillas de refuerzo se prolongarán en los apoyos y en otros puntos entre los apoyos, como se indica enaguada en (2) a (5). Estos párrafos se refieren al anclaje ordinario y son los requisitos mínimos bajo los cuales se permiten los esfuerzos unitarios de trabajo normales para adherencia y esfuerzo cortante.

(2) El acero de refuerzo a tensión, para momento negativo en el extremo apoyado de una viga empotrada o en voladizo o de un miembro de un marco rígido, se prolongará a través o en el miembro que sirva de soporte, de tal manera, que la tensión máxima en la varilla, se desarrolle con un esfuerzo de adherencia que no sobrepase el esfuerzo unitario de trabajo normal señalado en el art. 4.12.

(3) Entre los apoyos de vigas continuas o simples, cualquier varilla de refuerzo se prolongará por lo menos 15 diámetros, pero no menos que 1/20 de la longitud del claro, más allá del punto en que los cálculos indiquen que no se le necesita para resistir esfuerzos.

(4) En las vigas simples y en los extremos libremente apoyados de vigas continuas, por lo menos 1/3 del acero de refuerzo positivo se prolongará, más allá del paramento del apoyo, una distancia suficiente para desarrollar 1/2 del esfuerzo permisible en las varillas.

(5) En las vigas empotradas o continuas, por lo menos 1/4 del acero de refuerzo positivo se prolongará más allá del paramento de los apoyos, el resto será tratado como se indicó en (3).

(6) Las anclas y varillas que transmitan, de acuerdo con el cálculo, un esfuerzo reducido o nulo, deberán empotrarse por lo menos 10 diámetros a partir de la junta de construcción.

(f) Tamaños máximos

El tamaño máximo de las varillas de refuerzo será de 38 mm (1-1/2 in) en varillas cuadradas o su equivalente, a menos que las condiciones particulares garanticen la adopción de un proyecto de refuerzo especial.

Cuando se usen perfiles estructurales de acero como refuerzo, se dispondrán medios para que mecánicamente se tenga adherencia efectiva entre el miembro y la masa de concreto que lo rodea.

(g) Posición del acero de refuerzo, para momento negativo, en vigas T

Cuando en una viga T en voladizo, la losa del piso o el patín se cuele después de que el concreto del alma haya fraguado, cuando menos el 10% del acero de refuerzo para momento negativo, se colocará en el alma de la viga para evitar grietas debidas a un asentamiento o deformación de la obra falsa. En los apoyos intermedios de vigas continuas este refuerzo se prolongará, hacia cada lado, una distancia igual a la cuarta parte del claro, en las vigas empotradas una distancia igual a la quinta parte del claro y en las vigas en voladizo se prolongará en toda la longitud del claro. En lugar del requisito anterior se podrán poner 2 varillas No. 8 (25 mm de Ø) en toda la longitud del claro de las trabes.

(h) Acero de refuerzo en los lados de las vigas

Para evitar grietas debidas al fraguado y cambios de tem-

peratura, se reforzarán con varillas horizontales los 2 lados de las vigas, entre el acero de refuerzo principal y el patín o acero de refuerzo superior. En cada cara el área total del acero de refuerzo no será menor de 2.06 cm^2 por metro de altura no reforzado del lado considerado. El espaciamiento de las varillas no será mayor de 60 cm.

7.6.- Acero de refuerzo a compresión en vigas

El acero de refuerzo a compresión en vigas y trabe, se asegurará contra la posibilidad de pandeo por medio de amarres o estribos anclados adecuadamente en el concreto y espaciados a no más de 16 veces el diámetro de las varillas. Cuando se use acero de refuerzo a compresión, su efectividad para colaborar a resistir flexión se puede tomar como el doble del valor indicado por los cálculos suponiendo una relación directamente proporcional entre esfuerzo y deformación y la relación de módulos de esfuerzo en el acero a esfuerzo en el concreto, dados en el Art. 7.1 (4). Sin embargo, en ningún caso el esfuerzo unitario en el refuerzo a compresión, podrá ser mayor que $1,125 \text{ Kg/cm}^2$.

7.7.- Refuerzo de alma

(a) Generalidades

Cuando el esfuerzo cortante unitario permisible en el concreto sea sobrepasado, se pondrá acero de refuerzo en el alma proporcionándolo por uno de los siguientes métodos:

- (1) Varillas de refuerzo longitudinal dobladas hacia arriba, en series o en un solo plano
- (2) Estribos verticales
- (3) Combinación de varillas dobladas hacia arriba y estribos verticales

Quando se use cualquiera de los métodos de refuerzo citados arriba, se puede suponer que el concreto es capaz de resistir un esfuerzo cortante vertical externo que no haga exceder el 0.03 f'_c (6.35 Kg/cm^2 máximo) y que el resto del esfuerzo cortante sea tomado por medio del acero de refuerzo de alma.

En todos los casos, los almas de las vigas T y la de las vigas cajón, se reforzarán con estribos.

(b) Cálculo del esfuerzo cortante y la adherencia

La tensión diagonal, esfuerzo cortante y adherencia en las vigas de concreto reforzado se calcularán por medio de las siguientes fórmulas:

$$v = \frac{V}{b_j d}$$

El Depto. de Estructuras ha adoptado otro criterio para proporcionar el refuerzo de alma.

NOTACION:

- A_v = área total del acero de refuerzo en el alma en tensión dentro de una distancia "a" (medida en dirección paralela a la del refuerzo principal), o el total de todas las varillas dobladas hacia arriba en cualquier plano.
- b = ancho de la viga
- d = peralte efectivo, o peralte desde el lecho de compresión de la viga hasta el centroide del acero de refuerzo a tensión.
- f_v = esfuerzo unitario a tensión en el acero de refuerzo del alma.
- j = relación del brazo de palanca del par resistente al peralte "d"
- s = espaciamiento de las varillas del refuerzo de alma, medido sobre el eje neutro en dirección paralela a la del refuerzo principal.
- u = esfuerzo de adherencia por unidad de área de la superficie de la varilla.
- v = esfuerzo cortante unitario.
- v' = esfuerzo cortante exterior en cualquier sección — después de deducir el esfuerzo cortante tomado por el concreto.
- Σ_0 = suma de perímetros de las varillas.
- α = ángulo entre las varillas de alma y el eje de la viga.

FÓRMULAS:

Esfuerzo cortante unitario, tomado como medida de la tensión diagonal.

$$v = \frac{V}{b_j d}$$

Esfuerzo en el acero de refuerzo vertical, del alma

$$f_v = \frac{V' s}{A_v j d}$$

Quando se usa una serie de varillas de alma o varillas longitudinales dobladas hacia arriba, el acero de refuerzo del alma se proporcionará por la siguiente fórmula:

$$A_v = \frac{V' s}{I_v j d (\sec \alpha + c \csc \alpha)}$$

Quando el refuerzo de alma consiste en varillas dobladas hacia arriba en un solo plano de tal manera que se refuerzan todas las secciones de la viga que necesitan refuerzo, las varillas dobladas hacia arriba se proporcionarán con la siguiente fórmula:

$$A_v = \frac{V'}{I_v s \sin \alpha}$$

La adherencia entre el concreto y las varillas de refuerzo en vigas y tejas se calculará por medio de la siguiente fórmula:

$$u = \frac{V}{j d E c}$$

(Cuando se quiera obtener solamente resultados aproximados, el valor de "j" en las fórmulas de arriba se puede tomar como igual a 7/8.)

La adherencia en el acero de refuerzo a compresión se calculará de manera semejante, pero el esfuerzo cortante usado al calcular la adherencia se reducirá en la relación en que están la fuerza de compresión supuesta en las varillas y la fuerza total de compresión en la sección. El anclaje se obtendrá empotrando las varillas más allá de la sección para desarrollar la fuerza de compresión supuesta.

(c) Varillas dobladas hacia arriba

Las varillas dobladas hacia arriba usadas como acero de refuerzo de alma, se podrán doblar a cualquier ángulo entre 70° a 45°, respecto al refuerzo longitudinal. El radio del doblado no será menor de 4 diámetros de la varilla.

El espaciamiento de las varillas dobladas hacia arriba se medirá sobre el eje neutro y en la dirección del eje longitudinal de la viga. Este espaciamiento no será mayor que 0.75 del peralte efectivo de la viga la primera varilla, a partir del apoyo, cruzará la mitad del peralte de la viga a una distancia del parámetro del apoyo, medida paralelamente al eje longitudinal de la viga, no mayor que 0.5 del peralte efectivo.

(j) Estribos verticales

Donde se requieran estribos para tomar esfuerzo cortante, el espaciamiento para los estribos verticales no será mayor que 0.5 del peralte de la viga cuando no se requieran para tomar esfuerzo cortante, el espaciamiento se limitará a 0.75 del peralte de la viga. El primer estribo se colocará a una distancia, a partir del parámetro del apoyo, no mayor que 0.25 del peralte efectivo de la viga.

(k) Anclajes

(1) El esfuerzo en un estribo u otro refuerzo de alma, no excederá la capacidad de su anclaje en la mitad superior o inferior del peralte efectivo de la viga.

(2) El refuerzo de alma que se proporcione doblando a una posición inclinada una o más varillas del refuerzo principal de tensión, en los sitios en que no se necesite para resistir flexión positiva o negativa, se puede considerar completamente anclado por la continuidad con el refuerzo de tensión principal e por empotramiento de la longitud necesaria en la mitad superior o inferior de la viga, siempre que por lo menos 0.5 de ese empotramiento esté tan próximo al lecho superior o inferior de la viga, como lo permitan los requisitos de recubrimiento contra fuego o corrosión. Un gancho colocado en la proximidad del lecho superior o inferior de la viga puede substituir una porción de ese empotramiento.

(3) Los estribos se deberán anclar en ambos extremos, por uno o por combinación los siguientes métodos:

(a) Fijándolos rigidamente, como por medio de soldadura, al refuerzo longitudinal principal.

(b) Doblandolos alrededor y en contacto directo con una varilla del refuerzo longitudinal en forma de estribo en U o gancho.

(c) Por medio de un gancho colocado tan próximo al lecho superior o inferior de la viga como lo permitan los requisitos de recubrimiento para protección contra fuego o corrosión. Al batir la capacidad de este anclaje, el esfuerzo desarrollado por adherencia de la mitad de la altura de la viga, hasta el centro del doblado del gancho, se puede agregar a la capacidad del gancho.

(d) Una longitud adecuada de empotramiento en la mitad superior o inferior del peralte efectivo de la viga, ya sea recta o doblada. No se debe confiar por completo en este tipo de anclaje, para estribos en los casos donde el esfuerzo cortante unitario en el alma sobrepase el que se reconociera para vigas con refuerzo sin anclaje en el extremo. (Véase Art. 4.12).

(a) Generalidades

Las disposiciones señaladas en la Sección 7, "Proyecto de Concreto", se aplicarán en el proyecto de columnas, a menos que -- sean modificadas específicamente por este artículo.

En el proyecto de columnas se definirá como longitud libre de las mismas, a la distancia libre entre tornapuntas, vigas transversales, cintos u otros tipos de sujeción adecuada para oponerse al movimiento lateral. Cuando un miembro de contravente tenga acartelamientos en su unión con la columna, la longitud libre de columna se medirá a partir de la unión del acartelamiento con la columna, siempre que la cara del acartelamiento forme un ángulo mínimo de 45° con la cara de la columna. Las tornapuntas o vigas transversales que unan columnas formando, en un plano transversal a la columna, ángulos mayores que 30° con el plano de simetría de la columna, no se considerarán como un acero lateral adecuado. La dimensión mínima lateral de una columna se tomará como sigue: (1) Para columnas rectangulares el espesor total a lo largo de un eje principal; (2) para columnas con refuerzo en hélice, el diámetro total incluyendo el recubrimiento de la hélice; (3) para columnas con sección en "T", el ancho o peralte de la T.

En una columna en la que por razones de arquitectura o de cualquier otro orden la sección transversal sea mayor que la requerida por la carga que soporta, se podrá reducir la cantidad mínima de acero de refuerzo longitudinal que enseguida se especifica, pero en ningún caso se podrá menos acero longitudinal que el requerido para la columna mínima proyectada con 1% del acero longitudinal.

Las notaciones usadas en este artículo son las siguientes:

A_g = área total o bruta de la sección transversal de una pila, pedestal o columna reforzados con hélice o con estribos, en cm^2

A_o = área de la sección transversal del corazón de columna con refuerzo en hélice, medida hasta el diámetro exterior de la hélice, en cm^2

A_s = área de la sección transversal del acero de refuerzo longitudinal, en cm^2

$A = A_g + (n-1) A_s$, área efectiva de la columna

$C = \frac{f_u}{0.40 f'_c}$, factor usado en el proyecto de miembros sujetos a esfuerzos axial y de flexión combinados

* Este artículo que cubre el proyecto de columnas de concreto reforzado, sigue en general, las recomendaciones del Comité Unido de Especificaciones Normales para Concreto y Concreto Reforzado y los requisitos del Código de Construcción ACI-1951 para Concreto Reforzado.

d = dimensión mínima lateral de una columna, en cm

e = excentricidad de la carga resultante sobre una columna, medida desde un eje de gravedad

f'_c = resistencia a la ruptura de los cilindros de concreto de 15 x 30 cm, a la edad de 28 días, en Kg/cm^2

$f_u = \frac{0.225 f'_c + f_{sp}}{1 + (n-1) \rho}$ para columnas con hélice y 0.80 de esa cantidad para columnas con amarres laterales.

f_u = esfuerzo unitario máximo, permisible a compresión, en miembros sujetos a esfuerzos axial y de flexión combinados, en Kg/cm^2

f_u = esfuerzo unit. permisible en acero de refuerzo longitudinal, en Kg/cm^2 (Véase el Art. 4.12).

f_u = esfuerzo unitario en el punto de fluencia del refuerzo en hélice (para los aceros que no tengan un punto de fluencia definido, será el esfuerzo que cause un 0.2% de deformación plástica), en Kg/cm^2

$K = \frac{t^2}{2r^2}$, factor usado en el proyecto de miembros sujetos a esfuerzos axial y de flexión combinados.

L = longitud libre de la columna, en cm

n = relación de los módulos de elasticidad del acero y del concreto

P_e = carga aplicada excentricamente, en Kg

P_p = carga total sobre una pila o pedestal, en Kg

P_s = carga total sobre una columna con refuerzo en hélice, en Kg

P_{sl} = carga total sobre una columna larga con refuerzo en hélice, en Kg

P_t = carga total sobre una columna con estribos, en Kg

P_{tl} = carga total sobre una columna larga con estribos, en Kg

ρ = relación del área del acero longitudinal al área bruta de la columna

ρ' = relación del área del refuerzo en hélice al área del corazón

r = radio de giro de la sección (sección transformada), en la dirección de la excentricidad o flexión

t = peralte total de la columna en la dirección de la excentricidad o flexión

(b) Pilas, Pedestales

En una pila o pedestal de concreto sin refuerzo, la relación entre la longitud sin soporte lateral a su dimensión mínima, no será mayor de 1. La carga total sobre cualquier pila o pedestal de concreto sin refuerzo, no será mayor que la dada por la siguiente fórmula:

$$P_p = 0.25 A_g f'_c \quad (1)$$

(c) Columnas con refuerzo en hélice(1) Acero de refuerzo longitudinal

El acero de refuerzo longitudinal se colocará dentro del área contenida por el refuerzo en hélice. La relación entre el área del refuerzo longitudinal y el área bruta de la columna, incluyendo el recubrimiento del refuerzo en hélice, no será menor que 0.01 ni mayor que 0.05. Se pondrá un mínimo de 6 varillas longitudinales espaciadas uniformemente y colocadas en la periferia del corazón de la columna. El espacio libre entre varillas individuales o pares de varillas en los empalmes traslapados, será como mínimo de 1.8 cm o 1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso usado, se sujetará además al requisito de separación de varillas, que será de centro a centro, como mínimo 2.5 veces el diámetro, para varillas redondas o de 3 veces el lado, cuando sean varillas cuadradas. El diámetro mínimo de las varillas será 16 mm (5/8 in). Para columnas con corazón circular reforzado con hélice, que tengan un tamaño sobrado u otras formas exteriores, el área bruta que se usa para determinar el porcentaje de refuerzo será un círculo con un diámetro igual al corazón mínimo necesario para el proyecto estructural más el recubrimiento exterior especificado.

(2) Refuerzo en hélice

El refuerzo en hélice consistirá en hélices equidistantes sostenidas firmemente en su posición por medio de amarres entre el refuerzo longitudinal. El refuerzo en hélice puede ser hecho con varillas lisas o corrugadas o bien alambra de acero soldado o frío. Los empalmes en las varillas de la hélice se deben evitar siempre que sea posible, pero si son necesarios, se harán soldando o bien poniendo un traslape de 1-1/2 vueltas. El peso de la hélice no será mayor que 1/8 del diámetro del corazón. La distancia libre entre las vueltas individuales de la hélice no será mayor que 76 mm o menor que 15 mm o 1-1/2 veces el tamaño máximo del agregado usado. El refuerzo en hélice no prolongará el centro de otro apoyo hasta el nivel de el refuerzo horizontal más allá de los miembros apoyados por la columna.

La relación entre el volumen del refuerzo en hélice y el volumen del corazón de la columna, de fuera a fuera de las hélices, será como mínimo el siguiente valor:

$$p' = 0.45 \left(\frac{A_s}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f'_s} \quad (2)$$

El punto de fluencia para suposiciones de proyecto, f'_s , se tomará con un valor máximo de 4220 kg/cm².

(3) Carga permisible - Columnas cortas

Las disposiciones de este subartículo se aplicarán solamente a las columnas que tengan relaciones de altura sin apoyo lateral, a la dimensión mínima lateral, no mayor que 10. La carga axial total sobre una columna corta, no será mayor que la dada por la siguiente fórmula:

$$P_{af} = 0.225 f'_c A_g + A_s f'_s \quad (3)$$

(4) Columnas largas

La carga axial total sobre una columna que tenga una relación de altura, sin apoyo lateral, a la dimensión mínima lateral, mayor que 10, pero sin que sobrepase de 20, no será mayor que la dada por la siguiente fórmula:

$$P_{af} = P_u (1.1 - 0.01 L/d) \quad (4)$$

Si la relación L/d es mayor que 20, la columna se investigará por estabilidad elástica.

(d) Columnas con estribos(1) Refuerzo longitudinal

El refuerzo longitudinal constará como mínimo de 4 varillas; cuando se usen solamente 4 varillas, éstas se colocarán en las esquinas de la sección. Se pondrán varillas en cada intersección de caras de la columna. El diámetro mínimo de las varillas será de 16 mm (5/8 in). La relación del área total de la sección transversal de las varillas, al área total de la sección transversal de la columna, será como mínimo 0.01 y como máximo 0.04.

(2) Anillos y estribos

Los anillos se colocarán rodeando el refuerzo longitudinal. El diámetro mínimo de las varillas de los anillos será 6.4 mm (1/4 in) y se colocarán espaciados a no más de 10 cm; este espaciamiento se podrá aumentar en el caso de columnas o apoyos pesados que tengan una sección transversal mayor que la requerida por las condiciones de carga. Se pondrán estribos auxiliares para soportar las varillas longitudinales intermedias cuya distancia a cualquier varilla con estribo sea mayor que 60 cm.

(3) Carga permisible - Columnas cortas

Las disposiciones de este subartículo se aplicarán solamente a las columnas que tengan relaciones de altura sin apoyo lateral, a la dimensión mínima lateral, no mayor que 10. La carga axial total sobre una columna corta con estribos no será mayor que 0.8 del valor dado por la ecuación 3 o sea la siguiente fórmula:

P_t = 0.8 (0.225 f'c A_c + A_s f_s) (5)

(4) Columnas largas

La carga axial total sobre una columna que tenga una relación de altura, sin apoyo lateral, a la mínima dimensión lateral, mayor que 10, pero sin que sobrepase de 20, no será mayor que la dada por la siguiente fórmula:

P_{t1} = P_t (1.3 - 0.03 L/d) (6)

Si la relación L/d es mayor que 20, la columna se investigará por estabilidad elástica.

(e) Momentos flexionantes en columnas

Cuando haya vigas o losas conectadas a las columnas, los momentos inducidos en las columnas por dichas vigas o losas, se tomarán en cuenta en el proyecto de la columna.

(f) Esfuerzos axial y de flexión combinados

Una columna de concreto reforzado que sea simétrica con respecto a 2 planos perpendiculares entre sí, que rasen por su eje y que esté sujeta a una carga axial P_u, combinada con flexión en uno o ambos planos de simetría, se podrá proyectar sobre la base de secciones sin grietas, siempre que en cualquier plano, la relación de la excentricidad al peralte, e/t, no sea mayor que 0.5. El esfuerzo unitario combinado, en la fibra a compresión está dado por la siguiente fórmula:

f_c = P_u / A_g * (1 + K_u / t) / (1 + (n-1)p) (7)*

La columna se podrá proyectar para una carga axial equivalente P_u o P_t, conforme al valor dado por la siguiente fórmula:

P = P_u (1 + CK_u / t) (8)

Cuando exista flexión en ambos planos de simetría, K_u/t será la suma de los valores de K_u/t para ambos planos.

Las columnas de concreto reforzado en las que la excentricidad "e" sea mayor que 0.5 t, se proyectarán sobre la base de secciones agrietadas considerando que la tensión no es resistida.

* Para un proyecto aproximado o de tanteo; K se puede tomar como 8 para columna con hélice circular y como 5 para columna rectangular con estribos o hélice. El valor supuesto de K se verificará para la sección adoptada.

por el concreto y revisando los esfuerzos de tensión en el acero de refuerzo. En esos casos el valor de la efectividad del refuerzo a compresión se podrá tomar como el doble del valor dado por y en relación lineal entre el esfuerzo y la deformación y la relación de módulos, n, dada en el art. 4.11.(a). (para la determinación de la posición y dirección del eje neutro, véase el siguiente artículo). El esfuerzo unitario máximo a compresión resultante de la combinación no excederá 0.40 f'c.

El esfuerzo máximo permisible a compresión en el concreto, f_c, en columnas con hélice o estribos, con carga excéntrica o en otra forma, sujetas a esfuerzo combinado, axial y de flexión, no excederá el valor dado por la siguiente fórmula:

f_c = f_c (t + Ke) / (t + CK_u) (9)*

en la que f_c = 0.225 f'c + f_sP / (1 + (n-1)p) para columnas con hélice y 0.8

de esta cantidad para columnas con estribos. El 4% de acero, dado en (d) como límite, podrá ser aumentado a 8 para columnas con estribos, proyectadas para resistir esfuerzos axial y de flexión combinados, siempre que la cantidad de acero empalmada mediante traslape, en cualquier longitud de 90 cm de la columna, no exceda 4% de acero. El tamaño de la columna será como mínimo el requerido por la sola carga axial.

7.8.1.- Posición y dirección del eje neutro

Cuando el plano de flexión no queda sobre un eje principal de la sección de la columna o cuando el punto de aplicación de la carga resultante no cae dentro del área del núcleo central de la sección bruta transformada, la posición y dirección del eje neutro se puede determinar por la siguiente fórmula:

P / A + M_x / I_x x_o + M_y / I_y y_o = 0 en la que

P = carga paralela al eje de la columna, en Kg
A = área transformada de la sección agrietada, en cm²

* Véase el Boletín # 215, de la Estación Experimental de Ingeniería, Universidad de Illinois, artículo por William G.E. Ferville, Civil Engineering, Volumen 10 March and May 1940 y el artículo por David M. Geddall, Public Roads, Volumen 24, No. 4, June 1948.

Para un proyecto aproximado o de prueba, K se puede tomar como 8 para columna con hélice circular y como 5 para columna rectangular con estribos o hélice. El valor supuesto de K se verificará para la sección adoptada.

$$M'_x = M_x - \frac{I_{xy}}{I_y} M_y$$

$$M'_y = M_y - \frac{I_{xy}}{I_x} M_x$$

$$I'_x = I_x - \frac{(I_{xy})^2}{I_y}$$

$$I'_y = I_y - \frac{(I_{xy})^2}{I_x}$$

M_x = momento de las fuerzas exteriores con relación al eje Y

M_y = momento de las fuerzas exteriores con relación al eje X

X_0, Y_0 = coordenadas con relación a los ejes que pasan por el centro de la sección

I_x = momento de inercia con relación al eje Y

I_y = momento de inercia con relación al eje X

I_{xy} = producto de inercia con relación a los ejes X y Y

Al resolver la fórmula anterior es necesario suponer un valor ya sea para I_x o para I_y .

7.8.2.- Fórmulas para esfuerzos

Con la posición y dirección del eje neutro ya determinadas se calculará el máximo esfuerzo unitario en el concreto con la siguiente fórmula:

$$f = \frac{M'_y}{I'_y} Y_n \quad \text{o bien,} \quad f = \frac{M'_x}{I'_x} X_n \quad \text{en la que}$$

Y_n = distancia desde el eje neutro a la fibra extrema en compresión, medida paralelamente al eje de las Y.

X_n = distancia desde el eje neutro a la fibra extrema en compresión, medida paralelamente al eje de las X.

7.9.- Arcos de concreto

(a) Forma de los arcos

El arco será seleccionado en cuanto a forma de manera que el eje del mismo se conforma, tanto como sea posible, al polígono de equilibrio de fuerzas para carga muerta completa o al polígono de equilibrio para carga muerta completa más 0.5 de la carga viva cubriendo todo el claro, escopiendo el que produzca los esfuerzos de flexión mínimos bajo cargas combinadas.

(b) Muros de tímpano

Cuando los muros de tímpano, de arcos que tengan tímpano,

lleno, sobrepasen una altura de 2.40 m arriba del extradós, se proyectarán como lomas verticales apoyadas o sostenidas por muros diafragma transversales o por contrafuertes de gran peralte. Los muros verticales en voladizo, con altura mayor de 2.40 m o los contrafuertes que tengan un talud menor de 45° con la vertical, en la parte posterior, no se deben usar debido a los esfuerzos excéntricos e indeterminados que por torsión se introducen en el arco.

(c) Juntas de dilatación

En los muros de tímpano de los arcos se pondrán juntas verticales de dilatación para tomar en cuenta los movimientos debidos a los cambios de temperatura y a la deformación del arco. Estas juntas se pondrán en los extremos de los claros y en puntos intermedios, generalmente espaciadas a no más de 15.m.

(d) Acero de refuerzo

Las nervaduras longitudinales en un arco de concreto reforzado, tendrán una capa doble completa de refuerzo longitudinal, consistente en un sistema en el intradós y otro sistema en el extradós ligados entre sí por series de estribos o tirantes de varilla.

Los arcos sin nervaduras (bóveda) tendrán un sistema de refuerzo transversal, tanto en el intradós como en el extradós, que se anclará firmemente el refuerzo longitudinal. El refuerzo transversal se proporcionará para resistir los esfuerzos de flexión debidos a cualquier acción de volteamiento del muro de tímpano.

En los arcos con nervaduras se usarán, como en el caso de las columnas de concreto reforzado, anillos o tirantes de varilla en combinación con el refuerzo longitudinal de la nervadura.

(e) Impermeabilización

En los arcos que tengan tímpano lleno, de preferencia se impermeabilizará el extradós y las caras interiores de los muros de tímpano, aplicando para esto una membrana impermeable construída de acuerdo con los requisitos señalados para el caso.

(f) Drenaje del relleno del tímpano

En los arcos con tímpano lleno se drenarán los rellenos en forma efectiva por medio de un sistema de drenes de tubo de barro que se colocarán a lo largo de la intersección de los muros de tímpano y el arco; los drenes descargarán a través de conductos y salidas apropiadas en las pilas y estribos. La localización y detalles de las salidas de este drenaje serán tales, que se eviten hasta donde sea posible, las manchas producidas por el agua drenada en las caras expuestas de la mampostería.

7.10.- Caballetes y torres de viaductos

Cuando se usen columnas de concreto en la construcción de un viaducto, los caballetes y torres tendrán un contraventeo efectivo formado por medio de tornapuntas longitudinales y transversales.

les. Para alturas mayores de 12 m, de preferencia se usarán 2 sistemas de centrarretes, uno longitudinal y otro transversal formado por cruces o diagonales. Los cimientos para las columnas que formen un caballete sencillo, se ligarán firmemente entre sí.

7.11 - Trabas con sección de cajón

(a) Ancho efectivo del patín de compresión

En el tipo de construcción con trabe y patín, consistente en una trabe que firme el alma y una losa como patín superior y otra como patín inferior, se deberá cuidar de obtener en las juntas entre la trabe y las losas, una adherencia y resistencia al esfuerzo cortante, efectivas y en forma adecuada. En esas condiciones se podrá entonces considerar a la losa como una parte integral de la trabe, pero su ancho efectivo como patín de una trabe, no deberá ser mayor que el obtenido por las siguientes limitaciones:

- (1) Un cuarto de la longitud del claro de la trabe
- (2) La distancia centro a centro de trabas
- (3) Doce veces el espesor mínimo de la losa más el ancho del alma de la trabe

Para las trabas que tengan patín de un solo lado, el ancho efectivo del patín que sobresalga, no será mayor que:

- (1) Un decavo de la longitud del claro de la trabe
- (2) Un medio de la distancia libre a la trabe siguiente
- (3) Seis veces el espesor mínimo de la losa

(b) Espesor del patín

(1) Patín superior

El espesor mínimo del patín deberá ser 1/16 de la distancia libre entre trabas o 35 cm, cualquiera que sea el mayor.

(2) Patín inferior

El espesor mínimo del patín inferior se determinará por los esfuerzos unitarios máximos permisibles como se especifica en (c) y en (d) pero en ningún caso será menor que 1/16 del claro libre entre trabas o 14 cm, cualquiera que sea el mayor.

(c) Flexión

(1) Paralela a la trabe

El esfuerzo unitario de compresión en la fibra extrema, del concreto tanto en el alma de la trabe como en el patín, no será mayor que el dado en el art. 4.11 (c).

(2) Normal a la trabe

El esfuerzo unitario de compresión en la fibra extrema, del concreto en el patín de la trabe, no será mayor que el dado en el art. 4.11 (c).

(d) Esfuerzo cortante*

Al calcular la resistencia al esfuerzo cortante y tensión diagonal en el alma de la trabe, no se considerará el patín como efectivo, excepto para la determinación del valor de "j".

El esfuerzo cortante horizontal unitario, en la junta del patín y el fillete monolítico que sirva para unir el patín con el alma de la trabe, no será mayor que el dado en el art. 4.11 (c), para el caso del esfuerzo cortante en vigas con acero de refuerzo en el alma. Las transiciones entre espesores del alma de la trabe, se harán con talud en una distancia mínima de 12 veces la diferencia entre espesores.

(e) Acero de refuerzo

El esfuerzo unitario en el acero en el alma y en el patín de la trabe, no será mayor que el permitido en el art. 4.12.

(f) Acero de refuerzo en el patín

(1) Paralelo a la trabe

Tanto en el patín superior como en el inferior, se pondrá acero de refuerzo con un mínimo de 0.6% de la sección transversal del patín, pero no menos que el requerido por el art. 3.2 (e). El acero se distribuirá sobre las dos superficies de cada uno de los patines. Donde sea necesario, se podrá poner en la losa inferior una sola cara de varillas en el plano medio. El espaciamiento máximo de las varillas será de 45 cm.

(2) Normal a la trabe

En la losa se pondrá un refuerzo mínimo de 0.5% de la sección del patín, distribuido en las dos superficies. El espaciamiento de las varillas será como máximo 45 cm. Estas varillas se doblarán hacia arriba haciéndolas penetrar en el alma de las trabas exteriores a una longitud mínima de 10 diámetros.

El acero de refuerzo en el patín superior, en dirección transversal a las trabas, se prolongará a la cara exterior de todas las trabas exteriores. Por lo menos 1/3 de ese refuerzo se

* El Depto. de Estructuras ha adoptado otro criterio para proporcionar el refuerzo de alma.

enclavó doblándolo a 90° y se prolongará, más allá de la cara de la trabe, una distancia suficiente para desarrollar la resistencia de la varilla por adherencia, siempre que el patín sobresalga de la cara de la trabe una distancia suficiente para ese anclaje.

(g) Diaframas

Se colocarán diaframas entre las trabes a intervalos no mayores de 12 m.

(h) Patines que soporten tuberías y conductos

Los patines que soporten tanto la carga viva de vehículos como el peso de tuberías y conductos, se proyectarán usando los esfuerzos unitarios establecidos en los arts. 4.11 y 4.12.

Los patines que soporten solamente el peso propio de la estructura y tuberías o conductos, se proyectarán en la dirección normal a la trabe, usando esfuerzos unitarios que no sean mayores que el 75% de los señalados en los arts. 4.11 y 4.12.

(i) Posición del acero de refuerzo para momento negativo

Cuando la losa de piso de una trabe con sección de cajón, se cuele después de que las paredes de alma hayan fraguado, por lo menos el 10% del acero de refuerzo para momento negativo se pondrá en las paredes de alma. Este acero de refuerzo cubrirá a cada lado, a partir de los apoyos intermedios de los claros contiguos, una distancia igual a un cuarto de la longitud del claro, un quinto de longitud del claro, a partir de los apoyos espotados de claros continuos y la longitud total de los tramos en voladizo. En vez de los requisitos anteriores se podrán poner 2 varillas de 25 cm de diámetro en toda la longitud de las almas.

(j) Acero de refuerzo en los lados de las paredes de alma

Las paredes de alma tendrán acero de refuerzo, colocado horizontalmente en ambas caras, entre las losas superior e inferior, para evitar la formación de grietas debidas a cambios de temperatura y contracción. El área total de este refuerzo será como mínimo 26.4 cm² por m de altura de las paredes de alma sin refuerzo. El espaciamiento de las varillas será como máximo 60 cm.

CAP. 9.- VIGAS COMPUESTAS

9.1.- Generalidades

En esta sección se tratan las estructuras compuestas de vigas de acero con losas de concreto unidas por medio de conectores que trabajan al esfuerzo cortante.

En el proyecto de las estructuras en las que se utilicen vigas compuestas, se aplicarán las especificaciones generales pertenecientes al proyecto de estructuras de concreto y de acero, en las partes en que esas especificaciones sean aplicables. Las vigas y losas compuestas serán proyectadas calculando los esfuerzos por el método de momento de inercia compuesto, de acuerdo con las propiedades previamente determinadas de los distintos materiales que se usen.

El módulo de elasticidad del acero estructural de todos los grados se tomará con un valor de 2 039 000 Kg/cm². Las relaciones del módulo de elasticidad del acero a los del concreto, correspondientes a las distintas resistencias del concreto, considérense para proyectar, estarán de acuerdo con las disposiciones señaladas en el art. 4.11.

El efecto por fluencia se considerará en el proyecto de vigas compuestas que tengan cargas muertas actuando sobre la sección compuesta. En esas estructuras se calcularán los esfuerzos de flexión y los esfuerzos cortantes horizontales, producidos por las cargas muertas que actúan sobre la sección compuesta, usando los valores de f_c dados en el art. 4.11 o con esos valores multiplicados por 3, considerando el que dé los esfuerzos por flexión y esfuerzos cortantes más altos.

Si es necesario usar concreto con características de expansión, el proyecto de vigas compuestas se debe hacer con precaución y se debe dejar espacio o capacidad para permitir el aumento de longitud por expansión.

De preferencia, las secciones de viga compuesta se deben proporcionar de tal manera, que el eje neutro quede abajo de la cara superior del patín de la viga de acero. Si queda área de concreto en la zona de tensión de la sección, no se tomará en cuenta al calcular los momentos de inercia o momentos resistentes, excepto en los cálculos para estimar la flecha. Se pondrán conectores para ligar entre sí las secciones y para que transitan los esfuerzos en el plano donde se juntan el concreto y el acero.

Las vigas de acero se investigarán en cuanto a su estabilidad, especialmente si no están sostenidas en puntos intermedios de obra falsa, para las condiciones durante el tiempo en que el concreto ya haya sido colocado y que todavía no haya fraguado.

9.2.- Conectores para esfuerzo cortante

Los dispositivos o medios mecánicos que se usen en la unión de la viga y losa, con el propósito de desarrollar la resistencia necesaria al esfuerzo cortante, para producir la capacidad de acción compuesta, se sujetarán en cuanto a materiales, a las Especificaciones Generales de Construcción de la SCOP.

* Existen varios tipos de conectores para esfuerzo cortante que actualmente se encuentran en uso, en general pueden dividirse en tres tipos:

(1) Conectores rígidos

Consisten en varillas de acero que se fijan al patín superior de la viga. Uno de los tipos más sencillos y más versátiles que se encuentran en el mercado es el perno soldado con casquillo para contener el fundente. Está formado por una longitud corta de varilla redonda de acero soldada por su extremo inferior al patín superior de la viga y con un encroscamiento o cabeza en su extremo superior. El perno resiste la fuerza cortante horizontal producida por la flexión y la cabeza del perno evita los movimientos relativos de la losa en el sentido vertical. La ventaja principal de estos conectores es la rapidez con que pueden soldarse a las vigas, siempre que se cuente con la pistola portátil para soldar pernos.

Para el conector rígido de perno soldado usando casquillo para contener el fundente no se requiere el cálculo de la soldadura, ya que por el mismo proceso usado para soldar, se tendrá siempre una sección mínima de soldadura igual a la sección mínima del perno.

Las dimensiones comerciales de los pernos son: de 1.3 cm (1/2 in) a 2.5 cm (1 in) de diámetro y desde 5 cm (2 in) hasta 20 cm (8 in) o más de longitud; sin embargo, con el objeto de estandarizar y bajar el costo, se recomienda el uso de pernos de 1.9 cm (3/4 in) y 2.2 cm (7/8 in) de diámetro, con una longitud de 10 cm (4 in).

El acero que se usa para los pernos es el especificado por el AISI con los números 1015, 1017 ó 1020 estirado en frío, que corresponde aproximadamente a la Designación ASTM A-108, tiene las siguientes propiedades físicas:

| | | |
|--------------------------|--------|-------------------------|
| Resistencia a la tensión | (mín.) | 4570 Kg/cm ² |
| Punto de fluencia | (mín.) | 3516 " |
| Alargamiento | (mín.) | 20% |
| Reducción del área | (mín.) | 55% |

(2) Conectores flexibles

Pueden ser canales de acero estructural que se fijan al patín superior de las vigas. Este conector flexible hecho con piezas cortas de canales de acero laminado con uno de los patines soldado a la viga y el otro ahogado en el concreto de la losa.

* Para mayores detalles acerca de conectores véase el libro "CONCRETE CONSTRUCTION IN STEEL AND CONCRETE, FOR BRIDGES AND BUILDINGS", por: Ivan H. Vicat, R.S. Fountain y R.C. Singleton de la Mc. Graw-Hill Book Company, Inc. Ed. 1958.

En el cap. IV de este libro se pueden encontrar numerosos casos de aplicación.

Véase también el volumen 28 No. 1 de abril de 1954 de la revista Public Roads.

Por lo que se refiere a las dimensiones de los conectores flexibles, serán las que resulten del cálculo, tomando en cuenta el espesor de la losa de concreto y el ancho del patín de la viga.

El conector flexible de canal se fija al patín superior de la viga con soldadura continua en todo el ancho del patín de la canal por el pie y por el extremo del mismo.

(3) Conectores por adherencia

Consisten en varillas de acero que se fijan por medio de soldadura al patín superior de la viga en forma de lazos o gasas o hélices longitudinales.

Para soldar conectores de canal o de hélice se tomarán en cuenta las especificaciones de la DGPL para el cálculo de la soldadura.

Los conectores que se empleen serán de un tipo que permitan una compactación efectiva del concreto, de manera que se garantice que todas sus superficies estén en contacto con el concreto. Los conectores serán capaces de resistir el movimiento tanto vertical, como horizontal, entre el concreto y el acero.

Los conectores se remacharán o soldarán a las vigas. La capacidad de los remaches o soldaduras, trabajando a los esfuerzos unitarios permisibles, será igual o mayor que el valor de resistencia "Q" del conector para esfuerzo cortante. Las soldaduras se calcularán tomando en cuenta las condiciones de esfuerzos reversibles causados por el paso de la carga viva.

El espesor neto del recubrimiento de concreto sobre la parte superior de los conectores, será como mínimo 2.5 cm.

La distancia libre entre la orilla o arista de un patín de viga y la orilla o arista de un anclaje mecánico, será como mínimo 2.5 cm.

9.3.- Ancho efectivo del patín

En la construcción de vigas compuestas, el ancho efectivo de la losa, supuesto como patín de una viga T, no será mayor que los siguientes valores:

- (1) Un cuarto de la longitud del claro de la viga
- (2) La distancia centro a centro entre vigas
- (3) Doce veces el espesor mínimo de la losa.

Para las vigas que tengan patín en un solo lado, el ancho efectivo del patín no será mayor que 1/2 de la longitud del claro de la viga, ni mayor que 6 veces el espesor de la losa o que 1/2 de la distancia de centro a centro a la siguiente viga.

No se usarán vigas de construcción compuesta para trabajar aisladamente.

9.4.- Esfuerzos en las vigas compuestas

Los esfuerzos unitarios máximos de compresión y tensión, en las vigas en las que no se empleen apoyos intermedios provisionales durante la colocación de la carga muerta permanente, serán la suma de los esfuerzos producidos por las cargas muertas actuando solamente sobre las vigas de acero o traveses y los esfuerzos producidos por las cargas sobrecargas actuando sobre la viga compuesta. Cuando a las vigas se les soporte mediante apoyos intermedios efectivos, que se mantengan en su lugar hasta que el concreto haya adquirido 75% de la resistencia requerida a los 28 días, los esfuerzos de carga muerta y viva se calcularán tomando en cuenta la sección compuesta.

En los claros continuos, los tramos sujetos a momento positivo se pueden proyectar con secciones concurvas como en los claros libremente apoyados. Los tramos sujetos a momento negativo se calcularán bajo la suposición de que el concreto en la zona de tensión de la sección, no es efectivo, excepto como un medio para que el acero de refuerzo ahogado en ese concreto pueda trabajar. En caso de que el acero de refuerzo ahogado en el concreto no se considere para calcular la sección, no se necesitan poner conectores para esfuerzo cortante en esas porciones de los claros.

9.5.- Refuerzo cortante

La resistencia al esfuerzo cortante horizontal necesaria en la junta entre losa de concreto y viga de acero o trabe, se dará por medio de conectores para esfuerzo cortante. Los conectores podrán ser varillas continuas curvadas en hélice o en forma de serpiente, fijadas adecuadamente al patín de la viga a intervalos regulares o variables o también podrán ser otros dispositivos mecánicos colocados transversalmente al patín de la viga, con espaciamiento uniforme o variable.

El esfuerzo cortante horizontal que requiere ser transferido por los conectores para esfuerzo cortante, se calculará por la fórmula que sigue:

$$S = \frac{Vb}{I}$$

donde S = esfuerzo cortante horizontal por centímetro lineal en la junta entre losa y viga, en la sección considerada del claro, en Ky/cm

V = esfuerzo cortante total externo, en la sección considerada, debido a las cargas aplicadas después de que el concreto haya adquirido el 75% de su resistencia requerida a los 28 días, en Kg/cm^2

* Para vigas construidas sin apoyos intermedios provisionales, el esfuerzo cortante total externo " V ", es el debido a la carga viva e impacto, más cualquier esfuerzo cortante de carga muerta ahogado después de que el concreto haya adquirido el 75% de su resistencia requerida a los 28 días. Para las vigas con apoyos intermedios adecuados usados durante la construcción, " V " es el esfuerzo cortante externo debido a carga muerta, viva e impacto y cargas que se presentan durante la reacción de los apoyos intermedios.

m = momento estático respecto al eje neutro de la sección compuesta del área transformada del concreto a compresión para momento negativo o el momento estático del área de acero de refuerzo para momento negativo, ambos en el concreto, en cm^3 .

I = momento de inercia del área transformada de la sección de la viga compuesta, en cm^4

En lo anterior se debe entender que el área de concreto a compresión se transforma en un área de acero equivalente, dividiendo el ancho efectivo del patín de concreto entre la relación de módulos " n ", que se haya adoptado.

El valor de resistencia " Q_c ", para un conector individual sujeto a su carga de trabajo o para una vuelta de un paso completo de varilla continua, será su capacidad de carga crítica dividida entre el factor de seguridad. La separación requerida entre conectores para esfuerzo cortante se determina dividiendo la resistencia " Q_c ", de todos los conectores contenidos en una sección transversal de la viga, entre S , el esfuerzo cortante por centímetro lineal, limitando a 60 cm el espaciamiento máximo.

La capacidad crítica (Q_c) de los siguientes tipos de conectores para esfuerzo cortante, determinada mediante pruebas, es la siguiente:

Canales: $Q_c = 47.75 (h + 1/2 t) w \sqrt{f'_c}$

Pernos verticales soldados (para relación H/d igual o mayor que 4.2)

$$Q_c = 87.5 d^2 \sqrt{f'_c}$$

Pernos verticales soldados (para relación H/d menor que 4.2)

$$Q_c = 21.22 H d \sqrt{f'_c}$$

Varillas en hélice

$$Q_c = 1333 d \sqrt{f'_c}$$

En lo expuesto antes se debe aplicar la siguiente notación:

Q_c = la capacidad de carga crítica de un conector o de una vuelta de una varilla en hélice

h = espesor máximo de un patín de canal, medido en la cara del alma, en cm

t = espesor del alma de un conector para esfuerzo cortante, hecho de canal, en cm

w = longitud de un conector para esfuerzo cortante, hecho de canal, medida transversalmente sobre el patín de la viga, en cm

f'_c = resistencia requerida a compresión en el concreto a los 28 días, determinada en cilindros de 15×30 cm , en Ky/cm^2

d = diámetro de los pernos soldados o de las varillas redondas, usadas en los conectores en forma de hélice, en cm

H = altura del perno soldado, en cm

Los factores de seguridad que se usen, se determinarán como sigue:

$$F.S. = \frac{2.7 (1 + C_{dc} + C_{s1} C_s) + (C_{dc} + C_{s1}) + C_v}{(1 + C_v)}$$

Se puede usar un F. S. de 4, en vez de calcularlo con la fórmula.

donde:

C_{dc} = $\frac{\text{Mom max causado por las cargas muertas que actúan sobre la sección compuesta}}{\text{Momento máximo causado por la carga viva}}$

C_{s1} = $\frac{\text{Mom max. causado por las cargas muertas que actúan sobre la viga de acero solamente}}{\text{Momento máximo causado por la carga viva}}$

C_s = $\frac{\text{Mom de inercia de la viga compuesta en el punto de mom max.}}{\text{Distancia del eje neutro a la fibra extrema a tensión}}$

C_v = $\frac{\text{Mom. de inercia de la viga de acero en el punto de mom. max.}}{\text{Distancia del eje neutro a la fibra extrema a tensión}}$

C_v = $\frac{\text{Esf cort vert en la sección considerada, causado por la carga muerta actuando sobre la sección compuesta}}{\text{Esf cortante vertical causado por la carga viva}}$

La intensidad del esfuerzo cortante unitario, en una viga compuesta, se puede determinar sobre la base de que el alma de la viga de acero transmite el esfuerzo cortante total externo, despreciando los efectos de las patinas de acero y de la losa de concreto. El esfuerzo cortante se puede suponer que está uniformemente distribuido en toda el arco bruto del alma.

9.6 - Flecha

Los requisitos del Art. 6.10 en lo que se refiere a las flechas debidas a los efectos de carga viva sólo respecto, será aplicable también a las vigas y traveses compuestas. De preferencia, la relación de la longitud del claro, al peralte total de la viga (losa de concreto mas viga o trabe de acero), no será mayor de 25 y la relación de la longitud del claro al peralte de la viga de acero sola, no será mayor de 10. Para claros continuos se considerará como la longitud del claro, a la distancia entre puntos de inflexión por la carga muerta.

Cuando a las vigas no se les pone obra falsa o cualquier otro apoyo intermedio efectivo, durante el colado de la losa de concreto, la flecha debida al peso de la losa y otras cargas muertas permanentes que se agreguen antes de que el concreto haya adquirido el 75% de su resistencia requerida a los 28 días, se calculará sin considerar acción de viga compuesta o sea, que solamente la viga de acero es la que resiste esas cargas.

Referencias:

- (1) "Composite Construction for I-Beam Bridges," Viest and Siess, Proceedings of the Highway Research Board, Vol. 32, 1953, p. 161
- (2) "Design of Channel Shear Connectors for Composite I-Beam Bridges," Viest and Siess, Public Roads, Vol. 28, No. 1, April 1954, p. 9
- (3) "Investigation of Stud Shear Connectors for Composite Concrete and Steel T-Beams," Viest, Journal, American Concrete Institute, April 1956, Proceedings, Vol. 52, p. 875-891.
- (4) "Alpha Composite Construction Engineering Handbook," Perote Manufacturing Company, Second Edition, 1949.
- (5) "Tests of Spiral Shear Connectors," Nelson Stud Welding Division, Lorain, Ohio.
- (6) "Strength of Alpha Composite Sections Under Static and Dynamic Stresses," Vrelly, Perote Manufacturing Co., North Arlington, New Jersey

CAP 10. - TUBOS Y TUBOS BOVEDA DE PLACA ESTRUCTURAL

10.1. - Generalidades

El material para tubos y tubos bodega de placa estructural se sujetará a los requisitos de la Especificación (SOLP - 101) (AASHTO E 167). La construcción y colocación se hará de acuerdo con las instrucciones de la Clausula SOLP-26-3. El calibre mínimo exigido de acuerdo con las tablas siguientes o con la especificación aquí de otra manera. El calibre del tubo será el que se indica en la Tabla No. 1, cuando no se apuntale al tubo al colocarlo o colocarse en la Tabla No. 2, cuando se vaya a instalar apuntalado. Se usará tubo sin apuntalar, a menos que especialmente se pida en los planos o en especificaciones complementarias, que el tubo debe ser apuntalado. El calibre de lamina para usarse en tubos bodega deberá ser el que se indica en la Tabla No. 3.

Para instalaciones importantes, en las que la interrupción del tránsito sea perjudicial o donde el costo de la reparación sea excesivo, se usará lamina de calibre 10 como mínimo.

10.2.- Calibre mínimo de las placas laterales y superiores

(Para carga viva no mayor que H-20 hasta H-20-S16)

Tubo de placa estructural - Sin apuntalar

TABLA 1

| COLCHON
EN METROS | DIAMETRO DEL TUBO EN CENTIMETROS* | | | | | | | | | | |
|----------------------|-----------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 152 | 183 | 213 | 244 | 274 | 305 | 335 | 366 | 396 | 427 | 457 |
| 0.31 - 1.52 Incl. | 12 | 12 | 10 | 10 | 10 | 8 | 8 | 8 | 7 | 5 | 5 |
| 1.83 - 3.05 " | 12 | 12 | 12 | 12 | 10 | 10 | 10 | 8 | 8 | 8 | 7 |
| 3.35 - 4.57 " | 12 | 12 | 10 | 10 | 10 | 8 | 8 | 8 | 7 | 5 | 5 |
| 4.88 - 6.10 " | 12 | 10 | 10 | 10 | 8 | 8 | 7 | 7 | 5 | 5 | 3 |
| 6.40 - 7.62 " | 12 | 10 | 10 | 8 | 8 | 7 | 5 | 5 | 5 | 3 | 3 |
| 7.93 - 9.14 " | 10 | 10 | 8 | 8 | 7 | 5 | 5 | 5 | 3 | 1 | 1 |
| 9.45 - 10.67 " | 10 | 10 | 8 | 8 | 7 | 5 | 5 | 3 | 3 | 1 | - |
| 10.97 - 12.19 " | 10 | 8 | 8 | 7 | 5 | 5 | 3 | 3 | 1 | - | - |
| 12.50 - 13.72 " | 10 | 8 | 8 | 7 | 5 | 3 | 3 | 1 | 1 | - | - |
| 14.02 - 15.24 " | 10 | 8 | 7 | 5 | 5 | 3 | 3 | 1 | - | - | - |
| 15.55 - 16.76 " | 8 | 8 | 7 | 5 | 5 | 3 | 1 | - | - | - | - |
| 17.07 - 18.29 " | 8 | 7 | 5 | 5 | 3 | 1 | 1 | - | - | - | - |
| 18.59 - 21.34 " | 8 | 7 | 5 | 3 | 1 | - | - | - | - | - | - |
| 21.64 - 24.38 " | 7 | 5 | 3 | 1 | - | - | - | - | - | - | - |
| 24.69 - 27.43 " | 5 | 3 | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| 27.74 - 30.48 " | 5 | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - |

* Los diámetros disponibles en el mercado varían desde 152 cm (60 in) hasta 457 cm (180 in), con incrementos de 15 cm (6 in).

Calibre mínimo de las placas laterales y superiores

(Para carga viva no mayor de H-20 hasta H-20-S16)

Tubo de placa estructural - Apuntalado

TABLA 2

| COLCHON
EN METROS | DIAMETRO DEL TUBO EN CENTIMETROS* | | | | | | | | | | |
|----------------------|-----------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 152 | 183 | 213 | 244 | 274 | 305 | 335 | 366 | 396 | 427 | 457 |
| 0.31 - 1.52 Incl. | a | a | 12 | 12 | 12 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 8 |
| 1.83 - 3.05 " | a | a | a | a | 12 | 12 | a | 10 | 10 | 10 | 10 |
| 3.35 - 4.57 " | a | a | 12 | 12 | 12 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 8 |
| 4.88 - 6.10 " | a | 12 | 12 | 12 | 10 | 10 | 10 | 10 | 8 | 8 | 8 |
| 6.40 - 7.62 " | a | 12 | 12 | 12 | 10 | 10 | 10 | 3 | 8 | 8 | 8 |
| 7.93 - 9.14 " | 12 | 12 | 12 | 10 | 10 | 10 | 8 | 8 | 7 | 5 | 5 |
| 9.45 - 10.67 " | 12 | 12 | 12 | 10 | 10 | 8 | 8 | 7 | 5 | 5 | 3 |
| 10.97 - 12.19 " | 12 | 12 | 10 | 10 | 8 | 7 | 7 | 5 | 3 | 3 | 1 |
| 12.50 - 13.72 " | 12 | 10 | 10 | 8 | 7 | 5 | 5 | 3 | 1 | 1 | - |
| 14.02 - 15.24 " | 12 | 10 | 8 | 7 | 5 | 5 | 3 | 1 | 1 | - | - |
| 15.55 - 16.76 " | 10 | 8 | 8 | 7 | 5 | 3 | 1 | 1 | - | - | - |
| 17.07 - 18.29 " | 10 | 8 | 7 | 5 | 3 | 1 | 1 | - | - | - | - |
| 18.59 - 21.34 " | 8 | 7 | 5 | 3 | 1 | - | - | - | - | - | - |
| 21.64 - 24.38 " | 7 | 5 | 3 | 1 | - | - | - | - | - | - | - |
| 24.69 - 27.43 " | 5 | 3 | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| 27.74 - 30.48 " | 5 | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - |

* Los diámetros disponibles en el mercado varían desde 152 cm (60 in) hasta 457 cm (180 in), con incrementos de 15 cm (6 in).

Los calibres reemplazados por "a" no requirieron apuntalamiento.

Calibre mínimo de las placas laterales y superiores

(Para carga viva no mayor de H-20 hasta H-20-S16)

Tubos bóveda de placa estructural

TABLA 3

| COLCHÓN
EN METROS | CLARO DEL TUBO-BOVEDA EN CENTÍMETROS* | | | | | | | | | | | |
|----------------------|---------------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 152 | 183 | 213 | 244 | 274 | 305 | 335 | 366 | 396 | 427 | 457 | 488 |
| 0.31 | 12 | 12 | 10 | 10 | 10 | 8 | 8 | 7 | 5 | 5 | 3 | 1 |
| 0.61 | 12 | 12 | 10 | 10 | 10 | 8 | 8 | 8 | 7 | 5 | 5 | 3 |
| 0.91 | 12 | 12 | 10 | 10 | 10 | 8 | 8 | 8 | 7 | 5 | 5 | 5 |
| 1.22 | 12 | 12 | 12 | 10 | 10 | 10 | 8 | 8 | 7 | 7 | 5 | 5 |
| 1.52 | 12 | 12 | 12 | 12 | 10 | 10 | 8 | 8 | 8 | 7 | 7 | 7 |
| 1.83 | 12 | 12 | 12 | 12 | 10 | 10 | 8 | 8 | 8 | 7 | 7 | 7 |
| 2.13 | 12 | 12 | 12 | 12 | 10 | 10 | 8 | 8 | 8 | 7 | 7 | 7 |
| 2.44 | 12 | 12 | 12 | 12 | 10 | 10 | 8 | 8 | 7 | 7 | 5 | 5 |
| 2.74 | 12 | 12 | 12 | 12 | 10 | 10 | 8 | 8 | 7 | 5 | 3 | 3 |
| 3.05 | 12 | 12 | 12 | 12 | 10 | 10 | 8 | 8 | 7 | 5 | 3 | 3 |
| 3.35 | 12 | 12 | 12 | 12 | 10 | 10 | 8 | 8 | 7 | 5 | 3 | 1 |
| 3.66 | 12 | 12 | 12 | 10 | 10 | 8 | 8 | 7 | 5 | 3 | 1 | 1 |
| 3.96 | 12 | 12 | 12 | 10 | 10 | 8 | 7 | 5 | 5 | 3 | 1 | - |
| 4.27 | 12 | 12 | 10 | 10 | 8 | 8 | 7 | 5 | 3 | 1 | - | - |
| 4.57 | 12 | 12 | 10 | 10 | 8 | 7 | 5 | 3 | 1 | 1 | - | - |

* En el mercado se dispone de tubos bóveda para diferentes claros, flechas y áreas; los valores de la tabla son para determinar el calibre de la lámina.

10.1.- Espesor mínimo del colchón

Medido desde la superficie de rodamiento hasta la parte superior de la estructura

| Carga | Superficie de rodamiento | Tubo | | Tubos bóveda |
|--|--------------------------------------|--------------|----------------|--------------|
| | | Hasta 305 cm | Mayor de 305cm | |
| H-15 | Sin pavimento y Pavimentos Flexibles | 2/5 | 61 cm Min. | S/10 |
| | | 30.5 cm Min. | | 30.5 cm Min. |
| H-20 | Pavimentos rígidos | 2/7 | 46.0 cm Min. | S/14 |
| Colchón mínimo de 15 cm, debajo de la lona | | | | |

F = diámetro del tubo

S = claro del tubo bóveda

10.4.- Calibre de la placa de fondo sujeta a erosión

Para los tubos y tubos bóveda que tengan un calibre más delgado que el calibre No. 1, las placas de fondo podrán ser de un calibre más grueso cuando así se indique por medio de recomendaciones especiales o notas en los planos.

10.5.- Pernos

En las juntas longitudinales se pondrán no menos de 4 (cuatro) pernos por cada 30 cm de longitud. Si el tubo se va a instalar bajo un colchón mayor que el dado en la Tabla No. 2, los pernos se aumentarán en número, tal como se especifica en el art. 10.6. Cuando los extremos sean esviejados y se requiera poner pernos con gancho, se pondrán pernos de 19 mm (3/4 in) de diámetro o no más de 50 cm c. a c., para anclar las placas a los surcos de cabeza.

10.6.- Colchón con espesor mayor que el especificado en la tabla

El espesor de colchón sobre tubo apuntalado, dado en la Tabla No. 2, se puede aumentar en 50%, siempre que el número de pernos usados por metro lineal de junta longitudinal se aumente un 50% y que el calibre mínimo usado no sea menor que el No. 1. El espesor de colchón sobre tubo sin apuntalar, no será mayor que el dado en la Tabla No. 1; sobre tubos bóveda no excederá al dado en la Tabla No. 3.

10.7.- Tamaños de tubos y tubos bóveda no tabulados

Para los tamaños de tubo y de tubos bóveda, que están con pendientes entre los tamaños señalados en las tablas, el calibre se interpolará siempre que sea posible; cuando no lo sea, se usará el calibre inmediato mayor.

TABLA 4

| CLARO
EN METROS | PARA CARGA VIVA H-15 | | | | | | | | | |
|--------------------|----------------------|----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | SOLUCION EN METROS | | | | | | | | | |
| | 0.31 | 0.61 | 0.91 | 1.22 | 1.52 | 1.83 | 2.13 | 2.44 | 2.74 | 3.05 |
| 1.22-3.05 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 |
| 3.35 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 |
| 3.66 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 10 |
| 3.96 | 10 | 10 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 10 | 10 | 10 |
| 4.27 | 10 | 10 | 10 | 12 | 12 | 12 | 10 | 10 | 8 | 8 |
| 4.57 | 8 | 10 | 10 | 12 | 12 | 10 | 10 | 8 | 8 | 7 |
| 4.88 | 8 | 8 | 8 | 10 | 10 | 10 | 10 | 8 | 7 | 7 |
| 5.18 | 7 | 8 | 8 | 10 | 10 | 10 | 8 | 7 | 7 | 5 |
| 5.49 | 7 | 7 | 7 | 8 | 8 | 8 | 8 | 7 | 5 | 3 |
| 5.79 | 5 | 5 | 7 | 8 | 8 | 8 | 7 | 5 | 3 | 3 |
| 6.10 | 3 | 5 | 5 | 7 | 8 | 8 | 5 | 5 | 3 | 1 |
| 6.40 | 3 | 3 | 5 | 5 | 7 | 7 | 5 | 3 | 3 | - |
| 6.71 | 1 ⁵ | 3 | 3 | 5 | 5 | 7 | 5 | 3 | 1 | - |
| 7.01 | 1 ⁵ | 1 ⁵ | 3 | 3 | 5 | 5 | 3 | 1 | - | - |
| 7.32 | - | 1 ⁵ | 1 | 3 | 3 | 5 | 3 | 1 | - | - |
| 7.62 | - | - | - | 1 | 3 | 3 | 3 | - | - | - |
| 7.93 | - | - | - | 1 | 1 | 3 | 1 | - | - | - |
| 8.23 | - | - | - | - | 1 | 1 | 1 | - | - | - |
| 8.53 | - | - | - | - | - | 1 | - | - | - | - |
| 8.84 | | | | | | | | | | |
| 9.14 | | | | | | | | | | |

* No se usará este calibre cuando la relación de la flecha al claro sea de 0.3 o menor.

** En el mercado se dispone de bóvedas para diferentes claros, flechas y áreas; los valores de la tabla son para determinar el calibre de la lámina.

10.8.- Estructuras múltiples

Cuando se usen líneas múltiples de tubos o tubos bóveda, estos se espaciarán de tal manera, que los lados adyacentes queden separados por lo menos $1/2$ diámetro para permitir que el material de relleno sea cuidadosamente apisonado y compactado; dicho espacio libre no requiere ser mayor de 1.20 m (4 ft).

10.9 - Apuntalamiento

Cuando se especifique poner tubos apuntalados, la operación se hará conforme a los requisitos del inciso No. 26-3.6 de la Parte III, de las Especificaciones Generales de Construcción SCUP.

10.10 - Extremos cortados con talud - Esviajamiento

Cuando el ángulo de esviajamiento sea mayor de 20° y el tubo o tubo bóveda tenga los extremos cortados de manera que se ajusten a un talud, se reforzarán dichos extremos.

CAP. 11 - BÓVEDAS DE PLACA ESTRUCTURAL

11.1.- Generalidades

El material para las bóvedas de placa estructural se sujetará a los requisitos de la Especificación (SCUP-101-) (AASW E-167). La construcción y su colocación se hará de acuerdo con las instrucciones de la cláusula SCUP 26-3. El calibre mínimo de las placas será el dado en la siguiente tabla.

11.2 - Calibres mínimos de la placa estructural para bóvedas

Bóvedas de placa estructural

TABLA 4

(Véase Tabla en la siguiente hoja)

Traducción y redacción: Ing. Germán Landa G.
Revisión: Ing. Juan Hessel C.

Revisado en Septiembre de 1964.

TABLA 4 (Continuación)

| CLARO *%
EN METROS | PARA CARGA VIVA H-20 | | | | | | | | | |
|-----------------------|----------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | COLCHÓN EN METROS | | | | | | | | | |
| | 0.31 | 0.61 | 0.91 | 1.22 | 1.52 | 1.83 | 2.13 | 2.44 | 2.74 | 3.05 |
| 1.22-3.05 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 |
| 3.35 | 10 | 10 | 10 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 |
| 3.66 | 10 | 10 | 10 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 10 | 10 |
| 3.95 | 8 | 8 | 10 | 12 | 12 | 12 | 12 | 10 | 10 | 8 |
| 4.27 | 7 | 8 | 8 | 10 | 10 | 10 | 10 | 8 | 8 | 8 |
| 4.57 | 5 | 7 | 8 | 10 | 10 | 10 | 10 | 8 | 8 | 7 |
| 4.89 | 5 | 5 | 7 | 8 | 8 | 10 | 8 | 7 | 7 | 5 |
| 5.18 | 3 | 5 | 5 | 7 | 8 | 8 | 8 | 7 | 5 | 3 |
| 5.49 | 3 | 3 | 5 | 7 | 7 | 8 | 7 | 5 | 3 | 3 |
| 5.79 | 3 | 3 | 3 | 5 | 5 | 7 | 5 | 3 | 3 | 1 |
| 6.20 | - | 3 | 3 | 3 | 5 | 5 | 5 | 3 | 1 | - |
| 6.40 | - | - | 3 | 3 | 5 | 3 | 1 | - | - | - |
| 6.71 | - | - | - | 1 | 3 | 3 | 3 | 1 | - | - |
| 7.01 | - | - | - | - | 1 | 3 | 1 | - | - | - |
| 7.32 | - | - | - | - | - | 1 | 1 | - | - | - |
| 7.62 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| 7.93 | | | | | | | | | | |
| 8.23 | | | | | | | | | | |
| 8.53 | | | | | | | | | | |
| 8.84 | | | | | | | | | | |
| 9.14 | | | | | | | | | | |

No se usará este calibre cuando la relación de la flecha al claro sea de 0.3 o menor.

En el momento se diseñan bóvedas para diferentes claros, flechas y áreas; los valores de la tabla son para determinar el calibre de la línea.

11.3.- Relación de flecha a claro

Los proyectos de las bóvedas dados en la tabla, están basados en relaciones de flecha a claro que varían desde 0.2 hasta 0.5 inclusive; para relaciones menores de 0.3 se aplicará lo indicado en el art. 11.5.

11.4.- Espesor mínimo del colchón

Medido desde la superficie de rodamiento hasta la parte superior de la estructura.

| Carga | Superficie de rodamiento | Bóvedas | |
|-------------------|--------------------------------------|---------|---|
| H-15
y
H-20 | Sin pavimento y pavimentos flexibles | 3/15 | 30 cm mínimo |
| | Pavimentos rígidos | 3/20 | Colchón mínimo de 15 cm debajo de la losa |

S = claro de la bóveda

11.5.- Correcciones de la tabla

En caso de que la relación de la flecha al claro sea menor que 0.3 y el espesor de colchón igual o menor a 91 cm, el calibre de las placas será el inmediato mayor que el requerido en la tabla. Cuando en las tablas se especifique calibre No. 1, no se usarán las bóvedas con relación de flecha a claro menor que 0.3, en combinación con un colchón menor que 91 cm.

11.6.- Pernos

Se pondrán no menos de 4 pernos por cada 30 cm de junta longitudinal.

11.7.- Claros espaciados y bóvedas múltiples

El esviamiento en el extremo no será mayor de 45°. Cuando el esviamiento sea mayor de 15°, la longitud de la estructura será tal, que ninguna porción de la carga viva sea cargada por la parte cortada del extremo de la bóveda. Cuando el derecho de vía u otras condiciones no permitan la longitud requerida, el extremo cortado se apoyará sobre un muro rígido de cabeza, proyectado para satisfacer esas condiciones. Las placas se anclarán al muro de cabeza con pernos con gancho de diámetro no menor a 19 mm (3/4 in), espaciados a no más de 50 cm c. a c.

Quando se usen claros múltiples de bóvedas, la distancia entre placas en la línea de arranque no será menor que 1/10 del claro adyacente mayor.

11.8.- Proyecto de la subestructura

La subestructura para las bóvedas se proyectará de acuerdo con las disposiciones dadas aquí para las subestructuras de puentes.

CAP. 12.- CLASIFICACION DE LOS PUENTES EXISTENTES

12.1.- Generalidades

Las especificaciones dadas en este capítulo se usarán para determinar la clasificación de las estructuras existentes para propósitos de inventario y para determinar la capacidad de carga viva de seguridad para las mismas.

12.2.- Clasificación para inventario

La clasificación para inventario será la de los puentes existentes, tomando como base las cargas tipo H de que sean capaces. La clasificación para inventario se determinará como sigue:

(1) Se determinará la capacidad de carga de cada miembro, conexión o parte de la estructura, de acuerdo con los esfuerzos unitarios permisibles y procedimientos de proyecto señalados en las especificaciones de proyecto. En esta determinación se dará la debida consideración al deterioro del material, pérdida de sección, tipo de material y condición física que se encuentre al hacer una inspección en el campo. Cuando las dimensiones de los miembros estén fuera de los límites, para los cuales son aplicables las fórmulas de proyecto, se usarán los procedimientos señalados en los artículos que siguen.

(2) Se determinarán los esfuerzos por carga muerta en cada miembro y conexión de la estructura.

(3) La diferencia entre el valor de la capacidad de carga y el esfuerzo por carga muerta, dará la capacidad de carga disponible para esfuerzos por carga viva e impacto.

(4) Se calculará el esfuerzo por carga viva en cada miembro y conexión, para la carga tipo H-15 y con el coeficiente apropiado por impacto.

(5) La capacidad de carga disponible, (3), dividida entre el esfuerzo por carga viva H-15 y el esfuerzo por impacto, (4), da un factor que cuando se multiplica por 15, da la clasificación H de inventario del miembro o conexión considerado.

La clasificación para inventario de una estructura es la clasificación del miembro o conexión más débil.

12.3.- Clasificación para operación

La clasificación para operación es la capacidad de carga de seguridad de la estructura y se usará para determinar las car-

gas máximas que se podrán permitir pasar sobre la estructura. Se sobreentiende que las estructuras que requieran una limitación de su capacidad de carga, se mantendrán en servicio el tiempo necesario para permitir su sustitución o reparación de los miembros afectados y que además durante ese período, se harán inspecciones frecuentes. Bajo esas condiciones se podrán permitir esfuerzos unitarios de trabajo de 1.5 veces los esfuerzos unitarios permisibles para proyecto, dados en el capítulo 4 de estas Especificaciones o 1.5 veces los esfuerzos unitarios reducidos conforme al art. 12.7. Esta limitación se aplicará a las partes de acero estructural, concreto y maderas.

12.4.- Carga muerta

La carga muerta sobre la estructura consistirá en el peso de la estructura mas el peso de cualquier otra parte que está fijada a ella. La carga muerta se determinará mediante inspección hecha directamente en el campo. Los pesos unitarios se supondrá que son los indicados en el art. 2.2.

12.5.- Carga viva

La carga viva usada para establecer la clasificación para inventario o H, será la carga H con impacto dada en el art. 2.5.

La carga viva usada para establecer la clasificación de operación, será la correspondiente al tamaño y tipo real del vehículo que use el camino, con un coeficiente por impacto que dependerá de las condiciones locales y que señalará la Secretaría; también se considerarán las cargas probables sobre las banquetas.

12.6.- Carga mínima debida al viento

La carga de viento sobre la carga viva móvil y la carga de viento mínima señalada en el párrafo (1) del art. 2.14 no se considerarán en los cálculos para determinar la clasificación para operación.

12.7.- Esfuerzos unitarios

Los esfuerzos unitarios permisibles que se usen al determinar la capacidad de carga de cada miembro de una estructura, se fijarán teniendo en cuenta el tipo de material de que está hecho el miembro. Los esfuerzos unitarios permisibles supuestos para clasificación para inventario, no serán mayores que 0.95 del punto de fluencia; para la clasificación para operación no serán mayores que 0.82 del punto de fluencia. Cuando la información relativa a las especificaciones bajo las cuales se suministró el acero estructural no estén disponibles, se supondrá que el punto de fluencia no es mayor que 210 Kg/cm² para todos los puentes que hayan sido construidos después de 1905. Los puentes que hayan sido construidos con anterioridad a esa fecha se revisarán para determinar que el material no es de naturaleza fibrosa. Si es de naturaleza fibrosa o de características dudosas, se supondrá que el punto de fluencia es igual al del hierro maleable y se tomará como igual a 1828 Kg/cm². Cuando no se disponga de información definida se supondrá que el punto de fluencia del hierro maleable es de 1828 Kg/cm² y se tomará como esfuerzo unitario permisible, el valor de 98 Kg/cm².

A menos que se indique de otra manera, las disposiciones de este capítulo se aplicarán al material que tenga un punto de fluencia de 2320 Kg/cm².

12.8.- Carriles de tránsito

Se considerará que las cargas por carril o cargas de camión tipo ocupan carriles, teniendo cada uno un ancho de 3.05 m, para puentes con ancho mayor de 6.10 m. Para puentes que tengan por lo menos un ancho de 4.88 m, pero no más de 6.10 m entre guarniciones, se considerará que el vehículo ocupa la mitad del ancho disponible entre guarniciones. En las estructuras que tengan entre guarniciones un ancho menor que 4.88 m, se colocará una carga máxima por carril, de un ancho de 3.05 m, en forma tal, que produzca el mayor esfuerzo en el miembro bajo consideración.

12.9.- Esfuerzos unitarios permisibles (columnas cargadas axialmente o con carga excéntrica).

El esfuerzo unitario permisible en todas las columnas cargadas axialmente así como en aquellas con excentricidad conocida, será el que se especifica en el Apéndice "B", excepto para los casos donde se puedan aplicar las fórmulas aproximadas dadas en los arts. 4.2, 4.7 y 4.8.

El valor del factor de seguridad "s", que se especifica en el Apéndice "B", se usará para la clasificación para inventario de estructuras; para clasificación para operación, solamente se usará el 7% (setenta y nueve por ciento) de los valores allí indicados.

12.10.- Columnas con placas de unión intermedias

Para compensar la resistencia reducida de las columnas con placas de unión intermedias, la longitud real de la columna se aumentará de acuerdo con el siguiente factor para obtener el valor de L/r que será sustituido en las fórmulas dadas en el art. 4.2 ó 12.9.

| Valor real
L/r | Espaciamiento centro a centro de
placas de unión intermedias | | | |
|-------------------|---|-----|-----|-----|
| | Hasta 2d | 4d | 6d | 10d |
| 40 | 1.3 | 2.0 | 2.8 | 4.5 |
| 80 | 1.1 | 1.3 | 1.7 | 2.3 |
| 120 | 1.0 | 1.2 | 1.3 | 1.8 |
| 160 | 1.0 | 1.1 | 1.2 | 1.5 |
| 200 | 1.0 | 1.0 | 1.1 | 1.3 |

d = ancho del miembro perpendicularmente a las placas de unión intermedias

Para columnas que tengan una placa corrida en un lado y placas de unión intermedias por el otro, los factores anteriores se reducirán en 50%.

12.11.- Compresión en los patines de vigas y traveses

Para la clasificación de los puentes para inventario, la compresión permisible en las fibras extremas de las secciones estructurales laminadas, traveses y secciones compuestas sujetas a flexión será como se especifica en el Art. 4.2 para acero carbono A-7, art. 4.7 para acero de bajo aleación y Art. 4.8 para acero silíceo y níquel. Se especificarán los valores límites de L/b. Los factores de seguridad son aproximadamente de 1.8j. Para clasificaciones de operación, estos esfuerzos permisibles de compresión se pueden aumentar en 50%, con factores de seguridad correspondientes de aproximadamente 1.22. En caso de que la relación L/b de una viga o travesa exceda el límite permisible, se hará un análisis del miembro por la teoría de estabilidad elástica para determinar el esfuerzo a compresión a que se presentará el pandeo inicial. Para clasificación para inventario, entonces se aplicará un factor de seguridad de 1.6j. Para la clasificación para la operación, se considerará aproximado un factor de seguridad de 1.22.

Al determinar la longitud libre "L" del patín en compresión, se puede suponer que los largueros de madera que tienen un apoyo firme y apropiado proporcionan un contraventeo lateral suficiente.

12.12.- Detalles de proyecto

(a) Resistencia de las conexiones

Para propósitos de clasificación se considerarán adecuadas a las conexiones que tengan una capacidad igual al esfuerzo en el miembro conectado.

(b) Espalmas

Para los espalmas a compresión con los extremos en contacto cepillados, se puede considerar que el 70% del esfuerzo es transmitido por aplastamiento, en tal caso se considerarán adecuadas a las placas de espalmo y remaches con una capacidad igual al 30% del esfuerzo por transmitirse a través del espalmo. Para propósitos de clasificación de estructuras se considerará que los ángulos auxiliares y ángulos de apoyo son efectivos para transmitir esfuerzos.

(c) Pasadores

Para propósitos de clasificación, los esfuerzos en la fibra extrema de los pasadores no necesitan ser calculados, a menos de que el brazo de palanca del par que produzca el momento, sea mayor que el diámetro del pasador.

12.13.- Inspección de campo

Como base para la clasificación de estructuras existentes, se obtendrá por medio de inspectores competentes, información relativa a las dimensiones y condición de los miembros de la estructura. Los datos así obtenidos incluirán los diagramas de ejes del sistema estructural, longitudinales y perpendiculares de traveses.

membros, dimensiones detalladas de todos los miembros y sus conexiones completadas con todos los croquis que sean necesarios, información detallada relativa a la condición del material, mostrando las secciones reducidas debidas al deterioro, accidentes u otras causas, así como cualquier otra información que se juzgue conveniente para apreciar el estado real de la estructura.

La inspección en el campo se hará bajo las órdenes de un ingeniero competente y ampliamente capacitado que conozca en todos sus detalles el proyecto y la construcción de puentes.

CAP. 13.- ESTRUCTURAS DE ACERO

FABRICACION

13.1.- Tipo de fabricación

La fabricación de todas las estructuras se refiere a las de tipo remachado a menos que se indique de otra manera.

13.2.- Calidad de la mano de obra

La calidad de la mano de obra y el acabado serán iguales a los mejores que se obtengan en la práctica que siguen los talleres modernos de fabricación de estructuras para puentes.

13.3.- Materiales

(a) Acero estructural

(1) Generalidades

El acero estructural se suministrará de acuerdo con las especificaciones que siguen. A menos de que se especifique de otra manera, el acero se suministrará de clase estructural carbón y estructural para remache.

(2) Acero estructural carbón

El acero estructural carbón se sujetará a los requisitos de la Especificación SCOP 101-2.

El acero para barras de ojo se sujetará a los requisitos de la Especificación SCOP 101-2.

(3) Acero estructural al silicio

El acero estructural al silicio se sujetará a los requisitos de la Especificación SCOP 101-3.

(4) Acero estructural de alta resistencia y baja elongación

El acero estructural de alta resistencia y baja elongación se sujetará a los requisitos de la Especificación SCOP 101-4.

(6) Acero estructural para ser soldado

El acero estructural para ser soldado se sujetará a los requisitos de la Especificación SCOP 101-7.

(7) Acero estructural para remaches

El acero estructural para remache se sujetará a los requisitos de la Especificación SCOP 101-5.

(8) Acero estructural de alta resistencia para remaches

El acero estructural de alta resistencia para remaches se sujetará a los requisitos de la Especificación SCOP 101-6.

(9) Tornillos de alta resistencia a la tensión

Los tornillos, tuercas y arandelas se sujetarán a los requisitos de la Especificación SCOP (ASTM A 325-55T). Los tornillos que se fabriquen sujetándose a esa Especificación, se identificarán con una marca sobre la parte superior de la cabeza formada por 3 líneas radiales.

Las dimensiones de los tornillos se sujetarán a los requisitos para tornillos hexagonales semiacabados dados en el Manual para Construcción de Acero del AISC (Especificaciones ASA - B 18.2).

* Las dimensiones de las tuercas se sujetarán a los requisitos usuales para tuercas pesadas hexagonales semiacabadas dados en las Especificaciones D.G.N. B 73-1955 (ASA B 18.2).

Las dimensiones de las arandelas serán por lo menos las correspondientes a los requisitos usuales dados en la Tabla II del art. 13.20 (b). (Especificación ASA B 27.2).

(10) Aceros con contenido de cobre

Cuando se especifique acero con contenido de cobre, el acero tendrá como mínimo un contenido de 0.2%.

(11) Pruebas de tamaño natural

Cuando en el contrato se especifique que deben hacerse pruebas de tamaño natural de miembros estructurales compuestos y/o de barras de ojo, el Contratista proporcionará las máquinas de prueba del tipo y capacidad aprobados, dará todas las facilidades necesarias y pondrá por su cuenta la mano de obra necesaria para las pruebas. En todas las pruebas en que se vaya a determinar la resistencia a tensión y a compresión, se registrará la resistencia a la ruptura, la deformación y los datos necesarios para formar gráficas de deformación-esfuerzo y otros que se juzguen pertinentes para el caso.

* Estas dimensiones están dadas en el Manual para Construcción de Acero del AISC (Steel Construction AISC).

(12) Número y tamaño de las barras para prueba

Cuando se requiera hacer pruebas con barras de ojo de tamaño natural, el número y tamaño de las barras será señalado por el Ingeniero antes de enviar la orden de pedido a los Talleres. El número no será mayor de 5% del total de barras pedidas. El mínimo será de 2 barras para los pedidos chicos.

(13) Selección de las barras para prueba

Las barras para prueba serán de la misma sección transversal que las barras usadas en la estructura y de la misma longitud, siempre que ésta quede dentro de la admisible por la máquina de pruebas. Las barras serán escogidas por el Inspector entre las que se consideren ya terminadas y de preferencia, después de haber sido sometidas al recocido. Las barras para prueba que representen a las barras demasiado largas para la máquina de pruebas, se escogerán entre el material para barras de longitud total, después de que los cabezas de un extremo hayan sido forjadas; la segunda cabeza se les formará después de cortarlas a longitud máxima que admita la máquina para pruebas.

(14) Barras que no cumplen con los requisitos de prueba

Si una barra de ojo no cumple los requisitos especificados en la prueba, se probarán 2 barras adicionales del mismo tamaño y de la misma colada. Las barras representadas por las de prueba pueden someterse a otra operación de recocido antes de probar las barras adicionales.

Si 2 de 3 barras de prueba no satisfacen los requisitos de la prueba, las barras de ese tamaño, de la misma colada, serán rechazadas.

(15) Registros correspondientes a la operación de recocido

Se proporcionará al Ingeniero un registro de las cargas de los hornos para recocido, mostrando las barras incluidas en cada carga y la clase de tratamiento a que se hayan sometido.

(16) Pagos por las pruebas de tamaño natural

La Secretaría pagará el precio unitario establecido en el Contrato, cualquier miembro de tamaño natural que se prueba hasta su destrucción, siempre que la prueba dé resultados satisfactorios. Si la prueba demuestra que el espécimen no cumple satisfactoriamente los requisitos, los miembros representados por ese espécimen serán rechazados. Los gastos necesarios para las pruebas serán por cuenta del Contratista, a menos de que se especifique de otra manera.

(b) Hierro maleable(1) Placas de hierro maleable

Las placas de hierro maleable se sujetarán a los requisitos de la Especificación SCOP (ASTM A 42-55).

(2) Hierro maleable para secciones estructurales, varillas, laminadas

El hierro maleable para secciones estructurales y varillas, laminadas, se sujetará a los requisitos de la Especificación SCOP (ASTM A 207-39).

(3) Hierro maleable para tubos soldados

El hierro maleable para tubos soldados se sujetará a los requisitos de la Especificación SCOP (ASTM A 72-56 F).

(c) Piezas de acero forjado(1) Piezas forjadas de acero carbón

Los pasadores y rodillos de todos los diámetros, cuñeros, tuercas para pasadores, barras de ojo y piezas forjadas de acero carbón se sujetarán a los requisitos de la Especificación SCOP (ASTM 235-55) y serán Clase C-1, a menos que se especifique de otra manera.

(2) Barras circulares de acero carbón acabadas en frío

Los pasadores y rodillos con diámetro de 178 mm o menor, se sujetarán a los requisitos de la Especificación SCOP (ASTM A-108-57 F). A menos que se especifique de otra manera, las piezas hechas de acero carbón acabado en frío serán de Grado 1016 al 1030 inclusive.

(d) Fundiciones de acero(1) Fundiciones de acero carbón

Las fundiciones de acero carbón se sujetarán a los requisitos de las Especificaciones SCOP (ASTM A 27-57) y serán de Grado 65-35, a menos que se especifique otra cosa.

(2) Fundiciones de acero de aleación al cromo

Las fundiciones de acero de aleación al cromo se sujetarán a los requisitos de la Especificación SCOP (ASTM A 256-55) y serán de Grado 10, a menos que se especifique de otra manera.

(e) Fundiciones de hierro gris(1) Fundiciones de hierro gris

Las fundiciones de hierro gris se sujetarán a los requisitos de la Especificación SCOP (ASTM A 42-48) y serán Clase No. 30, a menos que se especifique de otra manera.

(2) Espejo de obra y acabado

Las fundiciones de hierro gris se sujeción estrictamente en su forma y dimensiones al modelo, estarán libres de fallas de colado, porciones esponjosas, grietas, agujeros cubiertos a turbulencias, así como de otros defectos en sitios que afectan su resistencia y valor para el servicio al que vaya a ser destinada la pieza.

Las fundiciones tendrán en los ángulos entrantes, filletes robustos y las aristas serán vivas y perfectas.

(3) Limpieza

Todas las fundiciones se limpiarán con soplete de arena o bien, por cualquier otro medio efectivo eliminando escamas y arena para que presenten una superficie lisa, limpia y uniforme.

(f) Fundiciones de hierro maleable

(1) Fundiciones de hierro maleable

Las fundiciones de hierro maleable se sujetarán a los requisitos de la Especificación SCOP 101-38 y serán de Grado No. 35018, a menos que se especifique de otra manera.

(2) Estado de obra y acabado

Las fundiciones de hierro maleable se prepararán estrictamente en su forma y dimensiones al modelo, estarán libres de fallas de coledo, porciones esponjosas, grietas, agujeros debidos a burbujas y de otros defectos en sitios que afecten su resistencia y valor para el servicio al que vaya a ser destinada la pieza.

Las fundiciones tendrán en los ángulos entrantes, filletes robustos y las aristas serán vivas y perfectas. Las superficies tendrán un tucón acabado.

(3) Limpieza

Todas las fundiciones se limpiarán con soplete de arena o bien, por cualquier otro medio efectivo: se limpiarán de escoria y arena hasta que presenten una superficie tersa, limpia y uniforme.

(g) Placas de plomo

Las placas de plomo para empaque bajo apoyos (baja calidad), se sujetarán a los requisitos de la Especificación SCOP -- (ASTM B 29-55).

(h) Lámina de zinc

La lámina de zinc será del tipo II y se sujetará a los requisitos de la Especificación SCOP (ASTM B 69-39).

(i) Galvanizado

Cuando se indique en los planos o se especifique, el acero estructural se galvanizará de acuerdo con los requisitos de la Especificación "Recubrimientos de zinc" (galvanizado en caliente) sobre perfiles de acero estructural, placas y varillas SCOP -- 102-14.

(j) Apoyos de hule sintético

Las placas y bloques que servirán para apoyos, formados con hule sintético resistente al intemperismo se sujetarán a los requisitos que especifique el Depto. de Estructuras de la D.G.F.T.

13.4.- Almacenamiento de materiales

El material estructural, ya sea fabricado o sin fabricar, se almacenará en el lugar de fabricación evitando el contacto con el suelo, sobre plataformas, travesaños u otros apoyos. Se mantendrá limpio de tierra, grasa o cualquier otro materia extraña perjudicial y se protegerá hasta donde sea posible de la corrosión.

13.5.- Enderezado del material

El material laminado deberá estar derecho antes de iniciar las operaciones de trazado o fabricación. El enderezado necesario se hará siguiendo métodos que no perjudiquen el material. Los quiebres y torceduras exagerados serán motivo de rechazo del material.

13.6.- Acabado

Las porciones del trabajo que vayan a quedar expuestas a la vista serán acabadas cuidadosamente.

Los cortes hechos con cizalla, soplete de oxígeno y rebajes con cincel mecánico, se harán con precisión y cuidadosamente.

13.7.- Agujeros para remaches

Todos los agujeros para remaches serán punzonados o taladrados. En el material que forme parte de un miembro curvado -- de no más de 5 espesores de acero, los agujeros podrán ser punzonados a un diámetro 1.6 mm (1/16 in) mayor que el nominal de los remaches, siempre que el espesor, para acero estructural no sea mayor que 19 mm (3/4 in) o de 16 mm (5/8 in) para acero de aleación.

Cuando haya más de 5 espesores o cuando cualquier material principal sea de espesor mayor que 19 mm (3/4 in), en acero, carbón o 16 mm (5/8 in) en acero de aleación o cuando se requiera como se indica en el art. 13.10, todos los agujeros serán punzonados o subtaladrados a un diámetro menor en 4.8 mm (3/16 in); después de ser ensamblado el material se rimarán a un diámetro mayor en 1.6 mm (1/16 in) o bien, se taladrarán en el material en blanco a un diámetro 1.6 mm (1/16 in) mayor que el diámetro nominal de los remaches.

13.8.- Agujeros punzonados

El diámetro del agujero en el dado no excederá el diámetro del punzón en más de 1.6 mm (1/16 in). Si los agujeros necesitan ser agrandados para admitir los remaches, se hará ricándolos. Los agujeros deben mostrar un corte limpio, sin aristas de llamas o con raspaduras. La falta de coincidencia de los agujeros será motivo para rechazar el material.

13.9.- Agujeros fijos o taladrados

Los agujeros fijos serán cilíndricos, perpendiculares al miembro y de un diámetro no mayor de 1.6 mm (1/16 in) que el diámetro nominal de los remaches. Siempre que sea posible, la raíz será pulida por medios mecánicos. Los agujeros taladrados serán 1.6 mm (1/16 in) mayores que el diámetro nominal del remache.

Si quitaran las rebabas en las superficies exteriores. La falta de coincidencia de los agujeros será motivo de rechazo. Las operaciones de rizar y taladrar se harán utilizando rimas y brocas helicoidales. Cuando el Ingeniero lo pida, las partes ensambladas serán preparadas para quitar las rebabas causadas por la operación de taladrar. Las partes de una conexión que requieran agujeros rimados o taladrados, se ensamblarán y sujetarán firmemente mientras se rimen o taladren y se las pondrán merco de guía antes de ser desensambladas.

13.10. - Subtaladrado, rimado y ensamblado en el taller

A menos de que se indique de otra manera, se subpuncharán (o bien, se subtaladrarán si se requiere, de acuerdo con el art. 13.7) los agujeros en todas las conexiones de campo y capillas de campo de armaduras principales o miembros de arco, de vigas continuas, torres (en cada cara) caballetes, traves de placas y barras rígidas y se rizarán mientras las partes están ensambladas en el taller. El ensamblado, incluyendo la medición de la contraflecha, alineamiento, precisión de los agujeros y de las juntas cepilladas, deberá ser probado por el Ingeniero antes de iniciar la operación de rimado.

A menos de que el Ingeniero lo indique de otra manera, cada armadura, arco, viga continua, torre (en cada cara) o traves, será ensamblada individualmente (con su longitud completa) en el taller, antes de iniciar la operación de rimado.

Todos los agujeros de las conexiones de campo, en los extremos de piezas de puente y largueros, se harán subpunchados y se rizarán conforme a una plantilla de acero o bien, se rizarán mientras están ensamblados.

Cuando se necesite hacer subpunchado y rimado adicionales, se especificará en los planos o en especificaciones adicionales.

13.11. - Precisión de los agujeros punzonados y subtaladrados

Todos los agujeros que sean punzonados o su tamaño definitivo, subpunchados o subtaladrados, serán punzonados con tal precisión, que después de ser ensamblado el material (previamente a cualquier operación de rimado), se pueda hacer pasar un pañuelo para montaje, 3.2 mm (1/8 in) menor en diámetro que el tamaño nominal del agujero punzonado, perpendicularmente a la cara del miembro y sin abarcar, por lo menos un 75% de los agujeros adyacentes en el mismo plano. Si este requisito no se llega a cumplir, las piezas que están así punzonadas serán rechazadas. Si cualquier agujero no deja pasar un pañuelo 4.8 mm (3/16 in) menor en diámetro, que el tamaño nominal del agujero punzonado, será motivo para rechazar el material.

13.12. - Precisión en los agujeros rimados y taladrados

Cuando los agujeros sean rimados o taladrados, el 65% de los agujeros contiguos en cualquier grupo, después de haberse rizado o taladrado, no mostrarán una falta de coincidencia mayor de 0.8 mm (1/32 in) entre espesores adyacentes del material.

13.13 - Ensamblado en el taller

El ensamblado en el taller, de armaduras, arcos, de vigas continuas, caballetes, torres (en cada cara) y traves de placa, se hará de acuerdo con lo indicado - - - - -

en el Art. 13.10 de este capítulo, excepto que el ensamblado parcial como se ha descrito aquí se permitirá cuando así se especifique en los planos o en las especificaciones complementarias.

El ensamblado completo de toda una estructura, incluyendo el sistema de piso, que sea necesario para el caso de proyectos complicados se hará cuando así se indique en los planos o cuando se estipule en las especificaciones complementarias.

Los requisitos del Art. 13.10 se modificarán como sigue -- cuando el "ensamblado parcial" esté permitido por las especificaciones complementarias, o por las notas en los planos:

Los tableros de armadura y arcos de tiempo triangulado, las columnas de caballetes y torres se escarificarán o taladrarán -- con por lo menos tres tableros presentados y en ningún caso menos de 49 m de longitud ensamblada y con los extremos de los miembros a compresión cepillados hasta obtener contacto total.

Las conexiones de los miembros de alma se escarificarán -- usando plantillas de acero

Escarificado y taladrado a través de las plantillas.

(1) El escarificado o taladrado hasta el tamaño natural hecho en las conexiones de campo a través de plantillas se hará después de que las plantillas han sido colocadas con el mayor cuidado en lo que se refiere a su posición y ángulo y firmemente atornilladas. Las plantillas usadas para el escarificado de miembros que se deben presentar y coincidir, o las caras opuestas de un miembro, serán duplicadas exactas. Las plantillas para conexiones que se vaya a duplicar muchas veces, se colocarán con tanta precisión de manera que los miembros semejantes sean exactas duplicados de manera que no necesiten marcas para presentación.

(2) Cuando las plantillas se usen para escarificar las conexiones de campo de los miembros de alma de una armadura, arco, caballete o torre, por lo menos un extremo de cada miembro de alma se cepillará o se rayará normalmente al eje largo del miembro y las plantillas se colocarán con toda precisión en ambos extremos a partir de este extremo cepillado o rayado. Las plantillas para escarificar placas de nudo de una armadura se fijarán con toda precisión y se colocarán antes de efectuar el escarificado o taladrado hasta sus dimensiones geométricas correctas, como se indica en los planos de taller.

Queda a la elección del fabricante hacer el ensamblado completo.

El fabricante presentará un diagrama de contraflechas que estará basado en los valores calculados.

Antes de efectuar el ensamblado se limpiarán las superficies de acero que vayan a quedar en contacto. Las partes de un miembro se ensamblarán poniendo el número suficiente de pasadores, se ajustarán y apretarán firmemente con tornillos para montaje, -- antes de iniciar las operaciones de rimado o remachado. Si es necesario, las piezas ensambladas se separarán para quitar las rebabas y las virutas producidas durante la operación de rimado. Los miembros quedarán sin torceduras, quiebres o cualquier otra deformación.

Como preparación para el remachado en el taller del material punzando el tamaño definitivo, cuando sea necesario, los agujeros para remaches se rimarán con una rima de diámetro igual al de los agujeros para limpiarlos y lograr la admisión de los remaches. Los agujeros así rimados no serán mayores de 1.6 mm (1/16in) con respecto al diámetro nominal de los remaches.

Los ángulos para conexión en el extremo, ángulos atisadores y partes similares, serán cuidadosamente ajustados a su posición correcta y atornillados o firmemente sujetos en su lugar por cualquier otro medio hasta efectuar el remachado.

Siempre que sea posible, las partes que no vayan a ser completamente remachadas en el taller, se sujetarán por medio de tornillos, para evitar que sean dañadas durante su transporte y durante las maniobras.

13.14.- Diagrama de contraflecha

Se proporcionará al Ingeniero un diagrama de contraflecha, que muestre la contraflecha en cada nodo para cada armadura, tomadas de las dimensiones reales cuando la armadura esté ensamblada.

13.15.- Introducción de pasadores de montaje en los agujeros

La operación de introducir pasadores de montaje en los agujeros durante el ensamblado se hará de tal manera, que obligue a su posición correcta a las partes de los miembros y que no sea suficiente para agrandar los agujeros o deformar el material. Si algunos agujeros necesitan ser agrandados para admitir los remaches, estos serán rimados.

13.16 - Marcas de guía

A las partes conexas, que sean ensambladas en el taller con el propósito de rimar los agujeros, para las conexiones de campo, se les pondrán marcas de guía y se hará un diagrama en el que se muestren estas marcas, que será proporcionado al Ingeniero encargado de la erección.

13.17 - Remaches

El tamaño de los remaches pedidos en los planos será el tamaño que tendrán antes de ser calentados.

A menos de que se especifique de otra manera, las cabezas de los remaches serán de forma tipo normal y de tamaño uniforme para el mismo diámetro de remache. Las cabezas serán completas, perfectamente acabadas, concéntricas con los agujeros para remache y quedarán en completo contacto con la superficie del miembro.

13.18 - Remaches de campo

Para remachar la totalidad de las conexiones de campo de las estructuras, se proporcionará un número suficiente de remaches con un sobrante amplio para reemplazar todos los remaches quemados, perdidos o los que requieran ser sustituidos.

13.19.- Tornillos y conexiones con tornillos

Las especificaciones de este artículo no tienen relación con el uso de tornillos de alta resistencia a la tensión. Las conexiones con tornillos de alta resistencia a la tensión se sujetarán a los requisitos del Art. 20 de este capítulo.

(a) Generalidades

Los tornillos podrán ser sin acabar, torneados o de una forma aprobada de tornillo nervado. Las conexiones con tornillos se usarán solamente cuando así se indique en los planos o en especificaciones especiales. Los tornillos tendrán una tuerca sujeción o se pondrán débiles tuercas. Cuando las superficies de apoyo tengan una pendiente con talud mayor de 1:20; con respecto al plano normal al eje de los tornillos, se pondrán arandelas que tengan en una cara ese talud.

Excepto lo indicado en este artículo, la construcción se sujetará a las especificaciones aplicables para estructuras remachadas.

(b) Tornillos sin acabar

Los tornillos sin acabar serán del tipo normal (tornillos comunes o tornillos de máquina).

(c) Tornillos torneados

Los agujeros para tornillos torneados serán cuidadosamente rimados y los tornillos se tornearán a un ajuste tal, que con una ligera presión se introduzcan; tendrán la rosca completamente afuera de los agujeros y se les pondrá una arandela. Los tornillos torneados, se acabarán mediante un corte fino de acabado. Las cabezas y tuercas serán hexagonales.

(d) Tornillos nervados

Los tornillos nervados entrarán en los agujeros con un ajuste forzoso. Si por cualquier razón los tornillos se debilen antes de forzarse por completo dentro del agujero, éste se rimará cuidadosamente y se pondrá un tornillo de tamaño mayor para reemplazar al anterior. Las tuercas serán hexagonales.

13.20.- Conexiones con tornillos de alta resistencia a la tensión(a) Generalidades

Estas especificaciones tratan del ensamble de juntas de acero estructural en que se usan tornillos de acero de alta resistencia ASTM A 325 apretados a una alta tensión. Los tornillos se usan en agujeros ligeramente más grandes que el tamaño nominal del tornillo.

La construcción se sujetará a la especificación aplicable a estructuras remachadas o soldadas de hierro maleable, acero estructural carbon y acero de alta resistencia, excepto lo que aquí se indique de otra manera.

(b) Tornillos, tuercas y arandelas

Los tornillos, tuercas y arandelas se sujetarán a los requisitos de las especificaciones del caso que son (ASTM A 325), excepto lo que aquí se indique.

Las dimensiones de los tornillos se sujetarán a los requisitos usuales que deben cumplir los tornillos hexagonales semiacabados de la American Standards Association (ASA B 18.2), excepto lo que aquí se indique. Según como se pida, los tornillos se pueden proporcionar satisfaciendo una de las siguientes descripciones.

- (1) Cabeza hexagonal que tenga la misma altura que los tornillos hexagonales usuales semiacabados pero que tenga un ancho a través de las caras planas igual al del tornillo hexagonal pesado semiacabado.
- (2) Tornillos con cabezas conformadas a las cabezas de botón remachadas de la American Standards Association (ASA B 18.4) para remaches largos del mismo diámetro nominal, excepto que la cabeza puede ser rebajada hasta la misma altura como la cabeza del tornillo hexagonal semiacabado. Estos tornillos no se usan más que en los aceros A-7 y A-375.

Las dimensiones de las tuercas se sujetarán a los requisitos usuales para tuercas hexagonales pesadas semiacabadas (ASA B 18.2). Según se haga la elección se pueden usar tuercas hexagonales acabadas sujetándose a la especificación ASA B 18.2 y que satisfagan los requisitos de ASTM A 194, grado 2H, en vez de las tuercas hexagonales semiacabadas pesadas.

Las arandelas circulares serán planas y lisas y sus dimensiones serán por lo menos las que están dadas en la tabla 1 de esta especificación con tolerancias en las arandelas sujetas a ASA B 27.2 tipo A aplicadas a estas dimensiones nominales. Las arandelas con talud serán cuadradas o rectangulares y se sujetarán a las dimensiones dadas en la tabla 1.

Quando sea necesario, las arandelas se podrán sujetar sobre un lado de un punto que no esté más próximo que 7/8 del diámetro del tornillo a partir del centro de la arandela.

Tabla I.- Dimensiones de arandelas (en mm)

| Arandelas circulares | | | | Arandelas cuadradas o rectangulares para vigas y canales estándar. | | | |
|----------------------|--------------------|--------------------------|-----------------------------|--|--------------|------------|---------------------|
| Tamaño del tornillo | Diámetro interior* | Diámetro exterior mínimo | Espesor nominal calibre n.º | Espesor nominal mm | Ancho mínimo | Espesor mm | Talud en el espesor |
| 13 | 14 | 35 | 12 | 2.8 | 44 | 8 | 1:6 |
| 16 | 17 | 38 | 10 | 3.4 | 44 | 8 | 1:6 |
| 19 | 21 | 44 | 9 | 3.7 | 44 | 8 | 1:6 |
| 22 | 24 | 51 | 8 | 4.2 | 44 | 8 | 1:6 |
| 25 | 27 | 57 | 8 | 4.2 | 44 | 8 | 1:6 |
| 28 | 32 | 64 | 8 | 4.2 | 57 | 8 | 1:6 |
| 32 | 35 | 70 | 8 | 4.2 | 57 | 8 | 1:6 |
| 35 | 38 | 76 | 7 | 4.6 | 57 | 8 | 1:6 |
| 38 | 41 | 82 | 7 | 4.6 | 57 | 8 | 1:6 |

* No se aumentará si se usan arandelas más grandes

(c) Partes atornilladas

Las superficies de partes atornilladas en contacto con la cabeza del tornillo y la tuerca no tendrán un talud de más de 1:20 con respecto al plano normal al eje del tornillo. Las partes atornilladas coincidirán perfectamente cuando se ensamblen y no se las separará por medio de espaciadores o cualquier otro material compresible interpuesto. Los agujeros pueden ser taladrados, subtaladrados y rimados o taladrados, según se necesite de acuerdo con la especificación aplicable y serán de un diámetro nominal no mayor que 1.6 mm (1/16 in) mayor que el diámetro nominal del tornillo.

En las partes ensambladas, todas las superficies de las juntas, incluyendo aquellas adyacentes a las arandelas, estarán libres de escoria. Se cuidará de que estén libres de tierra, escoria suelta, rebabas y otros defectos que perjudiquen el firme apoyo y contacto de las partes.

Las superficies en contacto dentro de las juntas del tipo de fricción estarán libres de aceite, pintura, loca o galvanizado.

(d) Instalación

Los tornillos se instalarán con una arandela endurecida colocada debajo de la tuerca o de la cabeza del tornillo, cualquiera que sea el elemento girado que vaya a ser apretado. También se usará una arandela endurecida debajo de la cabeza de los tornillos hexagonales semiacabados y debajo de las tuercas hexagonales acabadas, aun cuando estas no sean los elementos girados para apretar. La arandela se puede omitir debajo de la cabeza de los tornillos hexagonales semiacabados pesados y debajo de las tuercas hexagonales semiacabadas pesadas, cuando estos no sean los elementos que van a ser girados. Se puede usar una arandela plana cuando la superficie en contacto adyacente a la cabeza del tornillo o tuerca no tenga un talud mayor que 1:20 con respecto al plano normal al eje del tornillo. Cuando la cara exterior de las partes atornilladas tiene un talud mayor que 1:20 con respecto a un plano normal al eje del tornillo, se usará una arandela lisa y con talud para compensar la falta de paralelismo.

Todos los elementos de sujeción se apretarán hasta dar - por lo menos la tensión mínima requerida en el tornillo de acuerdo con los valores indicados en la Tabla 2 para llevar a cabo la terminación de la junta. El apretado se hará con las herramientas debidamente calibradas o por el método de "vuelta de la tuerca".

Tabla 2.- Tensión en el tornillo

| Tamaño del tornillo en mm | Tensión mínima necesaria en el tornillo en Kg* |
|---------------------------|--|
| 13 | 5466 |
| 16 | 8709 |
| 19 | 12882 |
| 22 | 16352 |
| 25 | 21432 |
| 28 | 25605 |
| 32 | 32522 |
| 35 | 38759 |
| 38 | 47151 |

*Igual o la carga de prueba de tornillo dada en ASTM: A 325

Herramientas calibradas.- Cuando se usan herramientas calibradas para dar la tensión especificada en la Tabla 2 su graduación será

tal que pueda darse al tornillo una torsión ligeramente en exceso de ese valor. Esas herramientas se calibrarán apretando, en un dispositivo capaz de indicar la tensión real del tornillo, no menos de 3 tornillos típicos tomados del lote que va a ser instalado. Las llaves mecánicas serán ajustadas de manera que se pueda parar o suspender cuando se llegue a la tensión seleccionada. Si se usan llaves manuales de par de torsión, la indicación del par corresponderá a la tensión calibrada se anotará y se usará en la instalación de todos los tornillos del lote o bajó. Las tuercas estarán en movimiento de apretado cuando se haga la medición del par. Cuando se usan herramientas calibradas para instalar varios tornillos en una sola junta, la herramienta se regresará para corregir los tornillos previamente apretados, que puedan haberse aflojado al efectuar el apretado de los tornillos subsiguientes, hasta que todos queden apretados a la cantidad prescrita.

Vuelta de la tuerca.- Antes de alcanzar el apretado final de los tornillos aplicando este método, las diferentes partes de la junta se compactarán apropiadamente haciendo que un número suficiente de tornillos alcancen una condición de apretado inicial tal como la que se puede obtener por medio de algunos golpes de una llave de impacto, o por medio de una llave de cola ordinaria. Todos los tornillos se apretarán de acuerdo con las recomendaciones dadas en la Tabla 3, progresando desde la parte más rígida de la junta hacia las orillas libres, después de haber alcanzado un apretado inicial

Tabla 3

| Diámetro del tornillo en mm | De el apretado inicial gírense las tuercas* | |
|-----------------------------|---|----------------------------|
| | Media vuelta para agarres de | 1/4 de vuelta para agarres |
| 19 | 127 mm y menores | mayores que 127 mm |
| 22 | 127 mm y menores | mayores que 127 mm |
| 25 | 203 " " " | " " 203 " |
| 28 | 203 " " " | " " 203 " |
| 32 | 203 " " " | " " 203 " |
| 35 | 203 " " " | " " 203 " |
| 38 | 203 " " " | " " 203 " |

*Tolerancia permisible: 1/4 de vuelta en más, nada en menos.

Las herramientas de impacto serán de capacidad adecuada y con suficiente aprovisionamiento de aire para llevar a cabo el apretado necesario en aproximadamente 10 segundos.

Si fuera necesario debido a la entrada del tornillo y a los espacios libres necesarios para la operación de la herramienta, el apretado se puede hacer por otro medio girando el tornillo rígidamente tras que la tuerca se mantenga fija, siempre que tanto la cabeza del tornillo como la tuerca queden apoyadas sobre superficies que tengan un talud no mayor que 1:20.

(e) Inspección

El Ingeniero se convencerá por sí mismo de que todos los requisitos de estas especificaciones son cumplidos.

El Ingeniero aprobará el procedimiento de calibración de las herramientas y de la instalación de los tornillos y posteriormente observará la instalación en el campo para determinar que efectivamente se siguen estos procedimientos.

Se deben hacer comprobaciones aisladas con una herramienta manual de par de torsión que haya sido previamente calibrada — como aquí ya se especificó.

13.21.- Remachado

Los remaches se calentarán uniformemente hasta que adquieran "color rojo cereza claro" y se remacharán cuando todavía estén calientes. No se remachará ningún remache cuya punta esté más caliente que el resto de la caña. Cuando un remache esté listo para ser remachado, deberá estar libre de escoria, escamas y cualquier otra materia que se le haya adherido. Cualquier remache que en opinión del Ingeniero tenga exceso de escamas, se rebazará.

Todos los remaches flojos, quemados, mal conformados o con cualquier otro defecto, se quitarán y reemplazarán por remaches satisfactorios. Cualquier remache que tenga la cabeza defectuosa en tamaño o que haya sido conformada fuera del centro, se considerará defectuoso y se quitará. Los remaches de costura que se aflojen al remachar los adyacentes, se quitarán y reemplazarán con remaches satisfactorios. No se permitirá que las cabezas de los remaches sean recalculadas, reconformadas o remachadas por segunda vez.

Siempre que sea posible, los remaches de taller se remacharán por medio de máquinas remachadoras de acción directa. Para formar las cabezas de los remaches sobre superficies con talud, se usarán butrolas con talud, que hayan sido aprobadas.

Cuando no sea posible utilizar una remachadora de acción directa, se usarán remachadoras neumáticas de tamaño arrobado. Se usarán entibadores neumáticos cuando en opinión del Ingeniero, el tamaño y la longitud de los remaches justifiquen el uso de esa herramienta.

Los remaches se podrán remachar en frío siempre que su diámetro no sea mayor que 9.5 mm (3/8 in).

13.22.- Cepillado de las orillas

Las orillas de las placas, con espesor mayor de 16 mm (5/8 in), que hayan sido cortadas con cizalla y que transmiten esfuerzos calculados, se cepillarán hasta una profundidad de 6.4 mm (1/4 in). En los cortes de forma entrante, se harán primero los vértices redondeados de los ángulos antes de hacer el corte.

13.23.- Soldaduras

Cuando se indique, de acuerdo con el Cap. 1, que las estructuras de acero sean soldadas, el trabajo se sujetará a los requisitos de las "Especificaciones para Puentes de Acero Soldado para Caminos y Ferrocarriles" de la Secretaría.

13.24.- Cortes hechos con soplete

El acero estructural o el acero maleable se puede cortar con soplete, siempre que se garantice una superficie lisa utilizando guía mecánica. Los cortes con soplete hechos a mano se harán solamente con aprobación del Ingeniero: la superficie se hará lisa, ya sea cepillándola, rebajándola por medio de cincel mecánico o escribiéndola. La flama del soplete se ajustará y moverá de tal manera, que se evite cortar más allá de las líneas señaladas. Los cortes en entrante se redondearán en los vértices de los ángulos, usando un radio mínimo de 2 cm.

Para el caso de acero silíceo, las orillas cortadas con soplete se rebajarán un espesor mínimo de 6.4 mm (1/4 in) por medio de cepillo, cincel mecánico o escribiendo; cuando las orillas se corten con soplete mecánico, se podrán usar sin rebajarlas si se someten a un tratamiento térmico después de efectuar el corte: (a) por medio de un calentamiento uniforme y progresivo, a un color rojo visible a la luz ordinaria del taller, (608°C a 662°C) hasta una profundidad mínima de 1.6 mm (1/16 in) de la orilla cortada o (b), por medio de un postcalentamiento usando un soplete colocado enseguida del soplete —

que hace el corte: las boquillas del soplete, presión del gas, velocidad de avance y la distancia a la ranura del soplete para postcalentar, será regulada de acuerdo con el espesor del acero. Los especímenes para prueba de doblado, cortados y tratados térmicamente de esa manera, se sujetarán a los requisitos correspondientes a su espesor, dados en la Especificación SCOP 101-3.

13.25.- Acabado de las superficies de apoyo

El acabado de las superficies de placas de apoyo y de base, así como de otras superficies de apoyo que vayan a quedar en contacto entre sí o con concreto, se sujetará a los requisitos de rugosidad dados en las Especificaciones ASA B 46.1-55, Rugosidad de Superficies, Ondulaciones, etc. Parte I:

| | | |
|---|-----|-------|
| Placas de acero | ASA | 2,000 |
| Placas pesadas en contacto para pedestales soldados | ASA | 1,000 |
| Extremos cepillados de miembros a compresión, atisadores y empuques | ASA | 500 |
| Rodillos y necedoras para puentes | ASA | 250 |
| Pasadores y agujeros para pasador | ASA | 125 |
| Apoyos deslizantes | ASA | 125 |

13.26.- Juntas a tope

Las juntas a tope en miembros a compresión, ratines de trabes y en miembros a tensión, en que así se especifique en los planos, se cepillarán hasta obtener un apoyo uniforme. Cuando las juntas no sean cepilladas, el espacio libre entre caras no será mayor que 6.4 mm (1/4 in).

13.27.- Ángulos para conexión en el extremo

Las piezas de puente, largueros y trabes que tengan ángulos de conexión en el extremo, se fabricarán con longitud exacta de espaldada a espaldada de los ángulos de conexión. Si los ángulos de conexión en el extremo van cepillados, el espesor de los ángulos, ya cepillado, no será menor que el que se indique en los planos de detalle.

13.28.- Barras de celosía

Los extremos de las barras de celosía se redondearán cuidadosamente, a menos de que se indique otra forma en los planos.

13.29.- Miembros terminados

Los miembros terminados tendrán exactamente la forma y líneas indicadas en los planos y estarán libres de torceduras, quiebres y juntas abiertas.

13.30.- Placas de alma

En las trabes que no tengan cubreplacas y que no vayan a quedar bajo una losa de concreto, la orilla superior de la placa de alma no sobresaldrá arriba de las espaladas de los ángulos de patín y en cualquier punto, no quedará a más de 3.2 mm (1/8 in) abajo de esa

plano. Cualquier porción de la placa que sobresalea de las espaladas de los ángulos, se rebajará con cincel mecánico hasta quedar al ras de las espaladas de los ángulos. Las placas de alma de las trabes que tengan cubreplacas podrán tener en el ancho 13 mm (1/2 in) menos que la distancia de espaldada a espaldada de los ángulos de ratín.

Los empalmes en las almas de trabes que no tengan cubreplacas se sellarán en la parte superior mediante soldadura.

En los empalmes de alma, el espacio libre entre los extremos de las placas de alma, será como máximo 6.5 mm (3/8 in). El espacio libre en los extremos superior e inferior, de las placas de empalme del alma, no será mayor que 6.4 mm (1/4 in).

13.31.- Placas dobladas

Las placas laminadas de acero, dobladas en frío, que vayan a transmitir esfuerzo, se sujetarán a los siguientes requisitos:

(1) Se escogerán entre el material en existencia de condición tal, que la línea de doblado quede a 90° con respecto a la dirección de laminación.

(2) El radio de doblado medido a la cara cóncava de la placa, no será menor que y de preferencia mayor que el indicado en la siguiente tabla, en la cual "T" es el espesor de la placa:

| Angulo al que va a ser doblada la placa | Radio mínimo |
|---|--------------|
| 61° a 90° | 1.0 T |
| 91° a 120° | 1.5 T |
| 121° a 150° | 2.0 T |

Si es imprescindible doblar conforme a un radio menor, las placas se doblarán en caliente. Las placas dobladas en caliente se sujetarán a los requisitos señalados anteriormente en (1).

(3) Antes de hacer el doblado, las aristas de las orillas de las placas se redondearán a un radio de 1.6 mm (1/16 in) en la porción donde se vaya a doblar la placa.

13.32.- Ajuste de los atisadores

Los ángulos para atisadores extremos de trabes y los ángulos atisadores que vayan a recibir cargas concentradas, se cepillarán o esmerilarán para garantizar un apoyo uniforme contra los ángulos del patín. Los ángulos para atisadores intermedios ajustarán lo suficiente para evitar acumulación de arena después de que hayan sido pintados. Los empuques bajo los atisadores ajustarán dentro de una tolerancia de 6.4 mm (1/4 in) en cada extremo.

En vez de hacer el cepillado o ajuste con esmeril, se permitirá soldar, siempre que se indique en los planos o se especifique en notas especiales del proyecto. No se permitirán juntas transversales soldadas en los patines a tensión de viras o trabes, que estén sujetos a un esfuerzo mayor que el 75% de su capacidad proyectada.

13.33.- Barras de ojo

Las barras de ojo serán rectas, exactas en sus dimensiones, estarán libres de torceduras, pliegues en el cuello y cabeza, así como de cualquier otro defecto. Las cabezas se formarán recalcando, laminando o forjando, pero no por medio de soldadura. La forma de las cabezas quedará determinada por los dados en uso en los talleres donde se estén fabricando las barras de ojo, siempre que éstos sean aprobados por el Ingeniero. El espesor de la cabeza y cuello, no sobrepasará en 1.6 mm (1/16 in) las dimensiones señaladas en los planos.

Las barras de ojo que vayan a ser colocadas, una junto a otra en la estructura, se taladrarán con tal precisión, que cuando se coloquen en conjunto, se puedan pasar pasadores, 0.8 mm (1/32 in) menores en diámetro que el diámetro de los agujeros, introduciéndolos al mismo tiempo, sin forzarlos, por los agujeros en ambos extremos.

13.34.- Recocido y alivio de esfuerzos

Las barras de ojo se recocerán para obtener las cualidades físicas requeridas y se enderezarán antes de taladrar. Se usarán los instrumentos apropiados para determinar en cualquier momento la temperatura de las barras.

Las partes de puentes, tales como zapatas y pedestales u otras partes que se fabriquen soldando entre sí secciones de placas, se aliviarán de sus esfuerzos internos de acuerdo con los requisitos señalados en las "Especificaciones para Puentes de Acero Soldado para Caminos y Ferrocarriles" de la Secretaría.

13.35.- Pasadores y rodillos

Los pasadores y rodillos se tornearán a las dimensiones precisas mostradas en los planos; ya terminados deberán ser rectos, tersos y libres de cualquier imperfección.

Los pasadores y rodillos con diámetro mayor que 178 mm (7 in) serán forjados y recocidos. Los pasadores y rodillos con diámetro menor que 178 mm (7 in) podrán ser forjados y recocidos o bien, fabricados a partir de flecha de acero carbón acabado en frío.

En los pasadores con diámetro mayor de 229 mm (9 in), antes del recocido, se taladrará un agujero con diámetro mínimo de 51 mm (2 in), en toda la longitud de su eje, después de que la pieza forjada se haya dejado enfriar en condiciones favorables para evitar que se perjudique por un enfriamiento demasiado rápido, hasta una temperatura abajo de la variación crítica.

13.36.- Taladrado de agujeros para pasador

Los agujeros para pasador se taladrarán al diámetro exacto especificado, serán tersos, rectos, perpendiculares respecto al eje y paralelos entre sí, a menos que se especifique de otra manera. La superficie definitiva se hará mediante un corte fino de acabado.

La distancia de fuera a fuera, entre los agujeros en miembros

a tensión y de interior a interior, entre los agujeros en miembros a compresión, no variará con respecto a la especificada en los planos en más de 0.8 mm (1/32 in). En los miembros de sección compuesta (formados por varios elementos), los agujeros se taladrarán después de haberse terminado el remachado.

13.37.- Tolerancias (juego) en los pasadores

Para pasadores con diámetro de 127 mm (5 in) o menor, el diámetro del agujero para pasador no será mayor en más de 0.51 mm (1/50 in) que el del pasador; para pasadores mayores, el diámetro del agujero no será mayor en más de 0.8 mm (1/32 in).

13.38.- Roscas para tornillo

Las roscas para todos los tornillos y pasadores para construcción de acero estructural, se sujetarán a los requisitos de las curvas estándar Americanas Clase 2 (ajuste acornholeado), excepto raras veces los extremos de pasadores que tengan un diámetro de 34.9 mm (1-3/8 in) o más, a los cuales se les hará rosca con 6 hilos por pulgada.

13.39.- Tuercas piloto y para golpeo

Para el montaje se proporcionarán 2 tuercas piloto y 2 tuercas para golpeo para cada tamaño de pasador, a menos de que se especifique de otra manera.

13.40.- Aviso de iniciación de trabajos

El Contratista tiene la obligación de dar al Ingeniero, con suficiente anticipación, aviso de la iniciación de los trabajos en el taller de laminación o en el taller de fabricación, de manera que la inspección se pueda llevar a cabo oportunamente. El término "taller de laminación" significa cualquier taller para laminación o fundición, donde el material para el trabajo vaya a ser elaborado o fabricado. No se podrá elaborar o fabricar ningún material en el taller antes de haberlo notificado al Ingeniero.

13.41.- Facilidades para inspección

El Contratista dará todas las facilidades necesarias para la inspección del material y de los trabajos de fabricación, ya sea en los talleres de laminación o de fabricación. A los inspectores se les permitirá libre acceso a todas las partes de los talleres que tengan conexión con el trabajo que se esté llevando a cabo.

13.42.- Autoridad del Inspector

Los inspectores tendrán autoridad para rechazar cualquier material o trabajo que no se sujete a los requisitos de estas Especificaciones. En caso de discrepancia, el Contratista puede pedir la intervención del Ingeniero, cuya decisión será definitiva en el asunto en discusión.

13.43.- Órdenes de laminación

El Contratista proporcionará al Ingeniero todas las copias que éste solicite de órdenes de laminación.

13.44.- Pesado de material

En caso de que esté especificado que cualquier parte del material vaya a ser pagada de acuerdo con su peso real, el trabajo ya terminado se pesará, siempre que sea posible, en presencia del Inspector. En ese caso, el Contratista proporcionará las básculas adecuadas y hará por su cuenta todas las maniobras que sean necesarias para el pesado del material en cuestión.

13.45.- Marcado de las piezas y embarque

Sobre cada miembro se marcará o pintará una marca de identificación para erección y se proporcionará un diagrama de montaje en el que estén señaladas las marcas para erección.

El Contratista proporcionará al Ingeniero todas las copias de órdenes de material, conocimientos de embarque y diagrama de erección que solicite al Ingeniero. Los pesos de los miembros individuales estarán anotados en los conocimientos de embarque. Los miembros que pesen más de 2.7 t llevarán su peso marcado sobre la pieza. Los miembros estructurales se cargarán sobre las plataformas o ródolas, en tal forma, que puedan ser transportados y descargados en su destino sin sujetarlos a esfuerzos excesivos, deformaciones o cualquier otro perjuicio.

Los tornillos y remaches de una longitud y diámetro, así como las tuercas sueltas o arandelas de cada tamaño, se empaquetarán por separado. Los pasadores, partes chicas y paquetes de tornillos, de remaches, de arandelas y de tuercas, se embarcarán dentro de cajas, embalajes o barricas, cuidando que el peso bruto de cualquier bulto no sea mayor que 135 Kg. En la parte exterior de cualquier bulto o embalaje, se pondrá una lista, escrita con claridad, describiendo el material contenido.

ERECCIÓN13.46.- Erección de estructuras

Si la subestructura y superestructura se construyen bajo contratos por separado, la Secretaría entregará todo lo que sea de importancia, construido correctamente respecto a ejes y elevaciones y con un acabado adecuado, así como también se encargará de dar las elevaciones y ejes necesarios para la colocación correcta de los apoyos de la estructura.

El Contratista hará por su cuenta la erección del acero estructural, quitará las construcciones provisionales y hará todos los trabajos necesarios para completar el puente o los puentes comprendidos dentro del convenio, incluyendo la remoción de la estructura o estructuras viejas si así se ha estipulado: todos esos trabajos se ejecutarán de acuerdo con los planos y estas Especificaciones.

13.47.- Planos

Si la fabricación y la erección de la superestructura se hace por contratos separados, la Secretaría proporcionará los planos de detalle para el puente o puentes que vayan a ser zotados, incluyendo planos de taller, diagramas de contraflecha, diagramas de erección, lista de tornillos y remaches de caso y una copia de los conocimientos de embarque comprendiendo una lista de los partes y sus pesos.

13.48.- Fuente y herramientas para erección

El Contratista tendrá por su cuenta la obra falsa y todas las herramientas, maquinaria y medios necesarios, incluyendo pasadores y tornillos para montaje, para llevar a cabo el montaje en forma correcta y fácil.

13.49.- Entrega de los materiales

Si el contrato es únicamente por la erección, el Contratista recibirá sin ninguna erogación, en el sitio designado, sobre el transporte o descarrados, tal como se especifique, todos los materiales comprendidos para la estructura terminada. El Contratista hará rápidamente la descarga de cualquier material que requiera ser descarrado por él, que se entregue en las plataformas o ródolas de ferrocarril; en caso contrario se le hará responsable de cualquier demora.

13.50.- Maniobras y almacenamiento del material

El material que vaya a ser almacenado se colocará sobre travas saños librando el suelo. Se le mantendrá limpio y drenado correctamente. Las travesas y vigas se colocarán con el alma en posición vertical y contraventadas. Los miembros largos, tales como columnas y cuerdas, se pondrán apoyados sobre travesaños a intervalos lo suficientemente próximos para impedir cualquier daño por flexión. Cuando el contrato sea solamente por la erección, el Contratista revisará y confrontará conforme a las listas de embarque, el material que se le haya entregado y dará aviso inmediatamente de cualquier faltante o material que haya sido dañado. El Contratista se hará responsable de la pérdida de cualquier material que esté a su cargo o de cualquier daño causado al mismo después que lo haya recibido.

13.51.- Obra falsa

La obra falsa para la erección se proyectará correctamente y se construirá y conservará en buenas condiciones considerando las cargas que tenga que soportar. Cuando se indique, el Contratista presentará para aprobación por el Ingeniero, los planos de la obra falsa que se vaya a utilizar o de los cambios en la estructura existente necesaria para mantener el tránsito.

La aprobación de los planos del Contratista no se considerará como motivo para relevarlo de cualquier responsabilidad.

13.52.- Procedimientos de erección y equipo

Antes de iniciar los trabajos de erección, el Contratista pondrá en conocimiento del Ingeniero, en forma detallada, el método de erección que se propone seguir y la cantidad y tipo del equipo que él propone usar; procedimientos y equipo que quedarán sujetos a la apro-

bación del Ingeniero. La aprobación del Ingeniero no se considerará como motivo para relevar al Contratista de la responsabilidad respecto a la seguridad de su método o equipo o de llevar a cabo el trabajo en completo acuerdo con los planos y especificaciones. No se podrá ejecutar ningún trabajo hasta que sea dada la aprobación del Ingeniero.

13.53.- Ayos y anclajes

No se pondrán las placas de apoyo sobre la macrosteria, cuando las áreas de la corona, sobre las cuales deben apoyar, estén imprópiamente terminadas, deformadas o irregulares. Las placas de apoyo se colocarán a nivel, en posición exacta y tendrán un apoyo completo y uniforme sobre la macrosteria. A menos que lo indique de otra manera el Ingeniero, la colocación de los apoyos se hará de acuerdo con los detalles indicados en los planos.

El Contratista taladrará los agujeros y colocará los pernos de anclaje, excepto cuando los pernos ya estén ahogados en la macrosteria. Los pernos se colocarán con toda precisión y se les fijará con mortero fluido de cemento Portland llenando completamente los agujeros. La colocación de los pernos de anclaje, con relación a los agujeros oblongos en los apoyos para dilatación, estará de acuerdo con la temperatura ambiente en el momento del montaje. Las tuercas de los pernos de anclaje, en los extremos móviles de los claros, se ajustarán de tal manera, que se permita el libre movimiento del claro.

13.54.- Enderizado de material

En enderizado de las placas y ángulo o de otros perfiles, se hará siguiendo métodos que no produzcan fracturas o cualquier otro perjuicio al material. El acero no se calentará a menos que dé su autorización el Ingeniero, en cuyo caso, el calentamiento no será a una temperatura mayor a aquella que produzca un color "rojo cereza oscuro". Después del calentamiento se dejará que el acero se enfríe tan lentamente como sea posible.

Inmediatamente después de hacer el enderizado de un miembro o sinopsis, la superficie del acero se inspeccionará cuidadosamente para cerciorarse de que no exista ninguna fractura.

13.55.- Ensamblado del acero estructural

Las partes se ensamblarán con toda precisión conforme a lo que se indique en los planos y siguiendo cualquier marca de suya. El material se manejará cuidadosamente para evitar que cualquier parte sea doblada, quebrada o perjudicada en alguna otra forma. No se permitirá golpear con martillo en forma que perjudique o deforme los miembros. Las superficies de apoyo y las que vayan a quedar en contacto permanente se limpiarán antes de ensamblar los miembros. A menos de que la erección se vaya a efectuar por el procedimiento de voladizo, los claros de armaduras se montarán apoyándolos sobre bloques, de manera de dar a las armaduras las contraflechas apropiadas. Los bloques que soporten las armaduras se dejarán en su sitio, hasta que los extremos de la cuerda de tensión estén completamente remachados y todas las otras conexiones de la armadura estén con pasadores y tornillos de montaje. Los remaches de los capales en juntas a tope, de los miembros a compresión y los remaches de los parapetos, no se pondrán hasta que el claro queda suspendido entre sus apoyos. A los ca-

palmas y conexiones de campo se los pondrá en el 50% de sus agujeros, tornillos y pasadores cilíndricos de montaje (mitad de tornillos y mitad de pasadores) antes de efectuar el remachado. A los empalmes y conexiones que vayan a soportar cargas de tránsito durante el montaje, se les pondrán en 75% de sus agujeros, tornillos y pasadores en la misma forma.

Los tornillos para montaje serán del mismo diámetro nominal que el de los remaches, los pasadores cilíndricos para montaje tendrán un diámetro 0.8 mm (1/32 in) mayor que el diámetro nominal de los remaches.

13.56.- Remachado

El remachado en el campo se hará utilizando remachadoras neumáticas, excepto cuando el Ingeniero permita el uso de herramienta de mano. Los remaches con diámetro mayor que 22 mm (7/8 in), no se remacharán a mano. Se deberán usar entibadores con butrola que se ajusten perfectamente a la cabeza para garantizar un buen apoyo. Antes de comentar el remachado se debe revisar que todas las conexiones estén ajustadas firmemente y con precisión. La introducción de los pasadores se hará solamente para ajustar las partes a su posición correcta, pero no lo suficiente para arrancar los agujeros o deformar el material. Los agujeros que no estén bien acabados se rizarán o taladrarán. Los remaches se calentarán uniformemente hasta que tengan un color "rojo cereza claro" y se remacharán mientras estén calientes. No se permitirá que sean sobrecalentados o quemados. Las cabezas de los remaches serán completas y simétricas, concéntricas con la cara y apoyarán totalmente en toda la parte inferior. Las cabezas no serán menores que las cabezas de los remaches de taller. Los remaches llenarán completamente los agujeros y asegurarán uniendo firmemente las partes conectadas. No se permitirá recalcar o reconformar las cabezas. Cuando se quite un remache, se cuidará de no perjudicar el material adyacente; en caso necesario, se quitará taladrándolo.

13.57.- Conexiones con pasadores

Para introducir los pasadores en sus agujeros se usarán tuercas piloto y para golpeo. Las tuercas serán proporcionadas por el Contratista sin remuneración. Los pasadores se introducirán en sus agujeros, de tal manera, que los miembros apoyen completamente sobre ellos. Las tuercas de los pasadores se atornillarán hasta quedar apretadas; la rosca que sobresale de la cara de la tuerca, se aplastará y deformará con una herramienta apropiada con objeto de evitar que la tuerca pise y se afloje.

13.58.- Errores de ajuste

La corrección de pequeños errores de ajuste que sean motivo de rinar, cortar o rebajar en proporciones que no resulten perjudiciales, se considerará como aceptable en el trabajo de erección. Sin embargo, cualquier error en la fabricación de taller o deformación que resulte del manejo y transporte de las piezas, que tenga por consecuencia evitar el ensamblado y ajuste apropiado de las partes con el uso moderado de pasadores de montaje o mediante una cantidad moderada de rimado y de corte o rebajado ligero, se informará inmediatamente al Inspector y se obtendrá la aprobación del método para corregirlo. La corrección del defecto se hará en presencia del Inspector. Si el con-

trato incluye la fabricación y la erección, el Contratista se hará responsable por todos los desajustes, errores y perjuicios y hará las correcciones y reposiciones necesarias. Si el contrato es solamente por la erección, el Inspector en cooperación con el Contratista llevará un registro correcto de la mano de obra y materiales usados y entregará dentro de un plazo de 30 días, una lista detallada para ser aprobada por el Ingeniero.

13.55.- Remoción de la estructura vieja y de la obra falsa

Cuando esté estipulado en el convenio, el Contratista desmantelará la estructura vieja y almacenará el material en la proximidad del sitio del puente en la forma que indique el Ingeniero. A menos de que se indique de otra manera, la estructura vieja será propiedad de la Secretaría. Si la estructura vieja va a volverse a montar, se desmantelará cuidando de que no reciba perjuicios innecesarios marcando las partes componentes con marcas de guía y de identificación y se almacenará cuidadosamente.

Después de la terminación de la erección y antes de efectuar la aceptación final de trabajo, el Contratista quitará toda la obra falsa, los materiales excavados o de desecho, así como basura y cualquier construcción provisional repondrá o renovará en forma aceptable todas las propiedades, tanto públicas como privadas, que hayan sido perjudicadas durante la ejecución de los trabajos y dejará el sitio del puente y el camino adyacente, en condición limpia y presentable, a entera satisfacción del Ingeniero. Todos los materiales excavados o la obra falsa colocada en el cauce de la corriente, durante la construcción, serán quitados por el Contratista antes de la aceptación final.

13.60.- Método de medición

El peso del material fabricado, que se vaya a pagar bajo el concepto de acero estructural, se calculará sobre las siguientes bases:

(1) Pesos unitarios, en Kg por metro cúbico

| | |
|--|-------|
| Aluminio, fundido o forjado | 2770 |
| Bronce, fundido | 8585 |
| Cobre, aleación | 8585 |
| Cobre en laminas | 8940 |
| Hierro, fundido | 7130 |
| Hierro, maleable | 7530 |
| Hierro, forjado | 7800 |
| Plomo, en lámina, placa | 11325 |
| Acero, laminado, fundido, con contenido de cobre, acero silicio, níquel e inoxidable | 7850 |
| Zinc | 7210 |

(2) Los pesos de los perfiles estructurales laminados se calcularán sobre la base de sus pesos nominales por metro, como se indiquen en los planos o en las listas de los manuales.

Los pesos de las placas se calcularán sobre la base del peso nominal, por su ancho y espesor indicados en los planos, así una va-

riación estimada que se calculará como la mitad de la "variación permisible en espesor y peso", tal como se indica en las Especificaciones SCOP 101-28.

(3) El peso de las fundiciones se calculará de las dimensiones mostradas en los planos de taller aprobados, haciendo la deducción por agujeros abiertos. A este peso se le agregará un 5% por concepto de filetes y excedentes. Los pesos de báscula pueden sustituir los pesos calculados para el caso de fundiciones o de partes pequeñas complejas, para las cuales sería difícil hacer el cálculo preciso del peso.

(4) El peso de los tornillos para montaje, pintura de taller y de campo, cajas y otros embalajes usados para embarque, así como de los materiales usados para sostener los miembros durante el transporte y erección, no se incluirá en las listas.

(5) Al calcular el peso por pagar, sobre la base de peso neto calculado, se aplicarán las siguientes estipulaciones además de las contenidas en los párrafos 1, 2, 3 y 4:

(a) El peso se calculará sobre la base de las dimensiones netas, acabadas de las partes, tal como se indican en los planos de taller aprobados, deduciendo recortes, cortes y agujeros abiertos, excepto los agujeros para remache,

(b) El peso de todas las cabezas de remache, tanto de campo como de taller, se incluirá tomando como base los siguientes pesos:

| Díámetro del remache en mm | in | Peso por 100 cabezas, en Kg |
|----------------------------|-------|-----------------------------|
| 13 | 1/2 | 1.81 |
| 16 | 5/8 | 3.17 |
| 19 | 3/4 | 5.44 |
| 22 | 7/8 | 8.16 |
| 25 | 1 | 11.79 |
| 29 | 1-1/8 | 16.33 |
| 32 | 1-1/4 | 21.97 |

(c) El peso del metal para soldadura se calculará sobre la base del volumen teórico obtenido de las dimensiones de las soldaduras.

(6) Al calcular el peso por pagar, sobre la base de peso bruto calculado, se aplicarán las siguientes estipulaciones además de las señaladas en los párrafos 1, 2, 3 y 4:

(a) El peso se calculará sobre la base de las dimensiones rectangulares para todas las placas y longitud total ordenada para todos los perfiles estructurales, excepto que (A) cuando las partes se puedan cortar económicamente en múltiplos obtenidos de material de dimensiones mayores, el peso calculado será el del mate-

rial del que sean cortadas las partes y (E), cuando todo el material se pida de manera que resulte el menor desperdicio posible cuando se corte y se le dé la dimensión final usando métodos explicados en los talleres modernos.

En el peso calculado de acero laminado no se harán deducciones por concepto de recortes, esquinas recortadas, orillas -- cortadas con cisalla, agujeros punzonados o taladrados, fresado o cepillado. En el peso calculado de fundiciones no se harán deducciones por concepto de agujeros taladrados.

(b) El peso de los remaches de taller se calculará sobre la base de longitudes promedio razonables, de acuerdo con la siguiente tabla:

| Diámetro de remaches, en | | Peso por 100 remaches, en Kf |
|--------------------------|---------|------------------------------|
| mm | in | |
| 13 | (1/2) | 9.1 |
| 16 | (5/8) | 13.6 |
| 19 | (3/4) | 22.7 |
| 22 | (7/8) | 45.4 |
| 25 | (1) | 68.0 |
| 29 | (1-1/8) | 113.4 |
| 32 | (1-1/4) | 147.4 |

El peso de los remaches de campo se calculará sobre la base de la lista de embarque de remaches de campo.

(c) El peso del metal para soldadura se calculará sobre la base del volumen teórico de las dimensiones de las soldaduras. -- A este peso se le agregará un 50% de tolerancia por excedentes.

(7) Al calcular el peso por pejar, sobre la base de pesos de báscula, la cantidad de acero estructural por pejar será el peso de báscula en el taller, de los miembros fabricados, los cuales serán pesados en básculas apropiadas y en presencia del Inspector. Si la pintura de taller ya ha sido aplicada a los miembros terminados cuando se pesan, se restará 0.4 de 1%, del peso del miembro dado por la báscula para compensar por el peso de la pintura de taller. El peso de los remaches de campo se basará en la lista de embarque aprobada. No se hará ningún peso por cualquier peso -- excedido en 1-1/2%, arriba -- del peso neto calculado del total de un concepto.

TABLA DE MOMENTOS, ESFUERZOS CORTANTES Y REACCIONES, MÁXIMOS, CLAROS SIMPLES, UN CARRIL

Estos valores quedan sujetos a la especificación de reducción que se aplica al caso de varios carriles cargados simultáneamente. -- No está incluido el impacto.

| Claro en m | Momento en Kg-m | E.C. y R. en Kf (a) | Claro en m | Momento en Kg-m | E.C. y R. en Kf (a) |
|------------|-----------------|---------------------|------------|-----------------|---------------------|
| 0.30 | 830 (b) | 10886 (b) | 11.89 | 34842 (b) | 13107 |
| 0.61 | 1659 (b) | 10886 (b) | 12.19 | 35878 (b) | 13200 |
| 0.91 | 2487 (b) | 10886 (b) | 12.80 | 37939 (b) | 13426 |
| 1.22 | 3318 (b) | 10886 (b) | 13.41 | 39959 (b) | 13653 |
| 1.52 | 4148 (b) | 10886 (b) | 14.02 | 42073 (b) | 13875 |
| 1.83 | 4977 (b) | 10886 (b) | 14.63 | 44133 (b) | 14251 |
| 2.13 | 5807 (b) | 10886 (b) | 15.24 | 46206 (b) | 14288 |
| 2.44 | 6636 (b) | 10886 (b) | 15.85 | 48267 (b) | 14515 |
| 2.74 | 7466 (b) | 10886 (b) | 16.46 | 50340 (b) | 14742 |
| 3.05 | 8296 (b) | 10886 (b) | 17.07 | 52414 (b) | 14923 |
| 3.35 | 9125 (b) | 10886 (b) | 17.68 | 54472 (b) | 15150 |
| 3.66 | 9955 (b) | 10886 (b) | 18.29 | 56522 (b) | 15377 |
| 3.96 | 10784 (b) | 10886 (b) | 18.90 | 60821 (b) | 15604 |
| 4.27 | 11614 (b) | 10886 (b) | 19.51 | 63848 (b) | 15830 |
| 4.57 | 12443 (b) | 11068 (b) | 20.12 | 65932 (b) | 16012 |
| 4.88 | 13273 (b) | 11249 (b) | 20.73 | 70084 (b) | 16239 |
| 5.18 | 14103 (b) | 11385 (b) | 21.34 | 73319 (b) | 16465 |
| 5.49 | 14932 (b) | 11476 (b) | 22.86 | 81656 (b) | 17010 |
| 5.79 | 157622 (b) | 11612 (b) | 24.38 | 90422 (b) | 17594 |
| 6.10 | 16591 (b) | 11703 (b) | 25.91 | 99603 (b) | 18098 |
| 6.40 | 17421 (b) | 11793 (b) | 27.43 | 109198 (b) | 18643 |
| 6.71 | 18250 (b) | 11884 (b) | 28.96 | 119194 (b) | 19187 |
| 7.01 | 19080 (b) | 11929 (b) | 30.48 | 129619 (b) | 19731 |
| 7.32 | 19909 (b) | 12020 (b) | 33.53 | 151713 (b) | 20820 |
| 7.62 | 20739 (b) | 12066 (b) | 36.58 | 175452 (b) | 21908 |
| 7.92 | 21569 (b) | 12156 (b) | 39.62 | 200864 (b) | 22997 |
| 8.23 | 22495 (b) | 12202 (b) | 42.67 | 227922 (b) | 24086 |
| 8.53 | 23518 (b) | 12247 (b) | 45.72 | 256652 (b) | 25174 |
| 8.84 | 24541 (b) | 12292 (b) | 48.77 | 287028 (b) | 26263 |
| 9.14 | 25578 (b) | 12338 (b) | 51.82 | 319076 (b) | 27352 |
| 9.45 | 26601 (b) | 12383 (b) | 54.86 | 352770 (b) | 28440 |
| 9.75 | 27624 (b) | 12428 (b) | 57.91 | 388137 (b) | 29529 |
| 10.06 | 28651 (b) | 12474 (b) | 60.96 | 425150 (b) | 30617 |
| 10.36 | 29684 (b) | 12564 (b) | 67.06 | 504165 (b) | 32795 |
| 10.67 | 30721 (b) | 12655 (b) | 73.15 | 589817 (b) | 34972 |
| 10.97 | 31744 (b) | 12746 (b) | 79.25 | 682106 (b) | 37149 |
| 11.28 | 32781 (b) | 12862 (b) | 85.34 | 781031 (b) | 39326 |
| 11.58 | 33805 (b) | 12973 (b) | 91.44 | 886592 (b) | 41504 |

(a) E.C. y R. = Esfuerzo cortante y reacción en el apoyo. -- La carga concentrada se considera sobre el apoyo. -- Las cargas usadas son las estipuladas para esfuerzo cortante.

(b) Valores máximos determinados usando las cargas de camión tipo. -- Cuando no se especifique de otra manera, gobierna la carga tipo por carril.

TABLA DE MOMENTOS FLEXIONANTES, FUERZOS CORTANTES Y REACCIONES, MÁXIMOS.- CLAROS SIMPLES, UN CARRIL

Estos valores quedan sujetos a la especificación de reducción que se aplica al caso de varios carriles cargados simultáneamente.- No está incluido el impacto.

| Claro en m | Momento en Kg.m | E.C. y R. en Kg (a) | Claro en M | Momento en Kg.m | E.C. y R. en Kg (a) |
|------------|-----------------|---------------------|------------|-----------------|---------------------|
| 0.30 | 1106 (b) | 14515 (b) | 11.89 | 46455 (b) | 17463 |
| 0.61 | 2212 (b) | 14515 (b) | 12.19 | 47838 (b) | 17599 |
| 0.91 | 3318 (b) | 14515 (b) | 12.80 | 50589 (b) | 17872 |
| 1.22 | 4424 (b) | 14515 (b) | 13.41 | 53341 (b) | 18189 |
| 1.52 | 5530 (b) | 14515 (b) | 14.02 | 56092 (b) | 18461 |
| 1.83 | 6636 (b) | 14515 (b) | 14.63 | 58843 (b) | 18779 |
| 2.13 | 7743 (b) | 14515 (b) | 15.24 | 61609 (b) | 19051 |
| 2.44 | 8849 (b) | 14515 (b) | 15.85 | 64360 (b) | 19323 |
| 2.74 | 9955 (b) | 14515 (b) | 16.46 | 67125 (b) | 19641 |
| 3.05 | 11061 (b) | 14515 (b) | 17.07 | 69877 (b) | 19913 |
| 3.35 | 12167 (b) | 14515 (b) | 17.68 | 73292 (b) | 20230 |
| 3.66 | 13273 (b) | 14515 (b) | 18.29 | 77149 (b) | 20502 |
| 3.96 | 14379 (b) | 14515 (b) | 18.90 | 81069 (b) | 20775 |
| 4.27 | 15485 (b) | 14515 (b) | 19.51 | 85127 (b) | 21092 |
| 4.57 | 16591 (b) | 14742 (b) | 20.12 | 89247 (b) | 21364 |
| 4.88 | 17697 (b) | 14969 (b) | 20.73 | 93450 (b) | 21682 |
| 5.18 | 18803 (b) | 15150 (b) | 21.34 | 97750 (b) | 21954 |
| 5.49 | 19909 (b) | 15331 (b) | 22.86 | 102880 (b) | 22680 |
| 5.79 | 21016 (b) | 15467 (b) | 24.38 | 120563 (b) | 23405 |
| 6.10 | 22122 (b) | 15604 (b) | 25.91 | 132799 (b) | 24131 |
| 6.40 | 23228 (b) | 15740 (b) | 27.43 | 145588 (b) | 24857 |
| 6.71 | 24334 (b) | 15830 (b) | 28.96 | 158930 (b) | 25583 |
| 7.01 | 25440 (b) | 15921 (b) | 30.48 | 172825 (b) | 26308 |
| 7.32 | 26546 (b) | 16012 (b) | 33.53 | 200274 (b) | 27760 |
| 7.62 | 27652 (b) | 16103 (b) | 36.58 | 233936 (b) | 29211 |
| 7.92 | 28758 (b) | 16193 (b) | 39.62 | 267810 (b) | 30663 |
| 8.23 | 29864 (b) | 16284 (b) | 42.67 | 303895 (b) | 32114 |
| 8.53 | 31357 (b) | 16329 (b) | 45.72 | 342194 (b) | 33566 |
| 8.84 | 32726 (b) | 16375 (b) | 48.77 | 382704 (b) | 35017 |
| 9.14 | 34095 (b) | 16465 (b) | 51.82 | 425426 (b) | 36469 |
| 9.45 | 35464 (b) | 16511 (b) | 54.86 | 470361 (b) | 37920 |
| 9.75 | 36846 (b) | 16556 (b) | 57.91 | 517507 (b) | 39372 |
| 10.06 | 38215 (b) | 16601 (b) | 60.96 | 566866 (b) | 40823 |
| 10.36 | 39584 (b) | 16678 (b) | 67.06 | 672220 (b) | 43726 |
| 10.67 | 40953 (b) | 16874 (b) | 73.15 | 786423 (b) | 46629 |
| 10.97 | 42335 (b) | 17010 (b) | 79.25 | 909474 (b) | 49532 |
| 11.28 | 43704 (b) | 17146 (b) | 85.34 | 1041374 (b) | 52435 |
| 11.58 | 45087 (b) | 17327 (b) | 91.44 | 1182123 (b) | 55338 |

(a) F.C. y R. = Esfuerzo cortante y reacción en el apoyo.- La carga concentrada se considera sobre el apoyo.- Las cargas usadas son las estipuladas para esfuerzo cortante.

(b) Valores máximos determinados usando las cargas de camión tipo. Cuando no se especifique de otra manera, gobierna la carga tipo por carril.

TABLA DE MOMENTOS FLEXIONANTES, FUERZOS CORTANTES Y REACCIONES, MÁXIMOS.- CLAROS SIMPLES, UN CARRIL

Estos valores quedan sujetos a la especificación de reducción que se aplica al caso de varios carriles cargados simultáneamente.- No está incluido el impacto.

| Claro en m | Momento en Kg.m | E.C. y R. en Kg (a) | Claro en m | Momento en Kg.m | E.C. y R. en Kg (a) |
|------------|-----------------|---------------------|------------|-----------------|---------------------|
| 0.30 | 830 (b) | 10886 (b) | 11.89 | 44796 (b) | 18443 (b) |
| 0.61 | 1659 (b) | 10886 (b) | 12.19 | 46649 (b) | 18773 (b) |
| 0.91 | 2489 (b) | 10886 (b) | 12.80 | 50327 (b) | 19051 (b) |
| 1.22 | 3318 (b) | 10886 (b) | 13.41 | 54018 (b) | 19272 (b) |
| 1.52 | 4148 (b) | 10886 (b) | 14.02 | 57710 (b) | 19504 (b) |
| 1.83 | 4977 (b) | 10886 (b) | 14.63 | 61401 (b) | 19731 (b) |
| 2.13 | 5807 (b) | 10886 (b) | 15.24 | 65102 (b) | 19913 (b) |
| 2.44 | 6636 (b) | 10886 (b) | 15.85 | 68812 (b) | 20054 (b) |
| 2.74 | 7466 (b) | 10886 (b) | 16.46 | 72517 (b) | 20276 (b) |
| 3.05 | 8296 (b) | 10886 (b) | 17.07 | 76223 (b) | 20412 (b) |
| 3.35 | 9125 (b) | 10886 (b) | 17.68 | 79928 (b) | 20548 (b) |
| 3.66 | 9955 (b) | 10886 (b) | 18.29 | 83633 (b) | 20684 (b) |
| 3.96 | 10784 (b) | 10886 (b) | 18.90 | 87333 (b) | 20820 (b) |
| 4.27 | 11614 (b) | 10886 (b) | 19.51 | 91038 (b) | 20911 (b) |
| 4.57 | 12443 (b) | 11612 (b) | 20.12 | 94777 (b) | 21047 (b) |
| 4.88 | 13273 (b) | 12247 (b) | 20.73 | 98463 (b) | 21137 (b) |
| 5.18 | 14103 (b) | 12791 (b) | 21.34 | 102202 (b) | 21228 (b) |
| 5.49 | 14932 (b) | 13290 (b) | 22.86 | 111479 (b) | 21455 (b) |
| 5.79 | 15762 (b) | 13744 (b) | 24.38 | 120758 (b) | 21636 (b) |
| 6.10 | 16591 (b) | 14152 (b) | 25.91 | 130103 (b) | 21819 (b) |
| 6.40 | 17421 (b) | 14515 (b) | 27.43 | 139408 (b) | 21954 (b) |
| 6.71 | 18250 (b) | 14832 (b) | 28.96 | 148616 (b) | 22050 (b) |
| 7.01 | 19080 (b) | 15150 (b) | 30.48 | 158031 (b) | 22226 (b) |
| 7.32 | 19979 (b) | 15422 (b) | 33.53 | 176655 (b) | 22407 (b) |
| 7.62 | 21499 (b) | 15694 (b) | 36.58 | 195292 (b) | 22589 (b) |
| 7.92 | 23034 (b) | 15921 (b) | 39.62 | 213930 (b) | 22997 (b) |
| 8.23 | 24583 (b) | 16148 (b) | 42.67 | 232567 (b) | 24086 (b) |
| 8.53 | 26131 (b) | 16329 (b) | 45.72 | 256652 (b) | 25174 (b) |
| 8.84 | 27693 (b) | 16601 (b) | 48.77 | 287028 (b) | 26263 (b) |
| 9.14 | 29256 (b) | 16874 (b) | 51.82 | 319076 (b) | 27352 (b) |
| 9.45 | 30832 (b) | 17100 (b) | 54.86 | 352770 (b) | 28440 (b) |
| 9.75 | 32408 (b) | 17373 (b) | 57.91 | 388137 (b) | 29529 (b) |
| 10.06 | 33984 (b) | 17594 (b) | 60.96 | 425150 (b) | 30617 (b) |
| 10.36 | 35630 (b) | 17781 (b) | 67.06 | 504165 (b) | 32795 (b) |
| 10.67 | 37455 (b) | 17962 (b) | 73.15 | 599817 (b) | 34972 (b) |
| 10.97 | 39293 (b) | 18144 (b) | 79.25 | 682106 (b) | 37149 (b) |
| 11.28 | 41132 (b) | 18325 (b) | 85.34 | 781031 (b) | 39326 (b) |
| 11.58 | 42957 (b) | 18461 (b) | 91.44 | 886562 (b) | 41504 (b) |

(a) E.C. y R. = Esfuerzo cortante y reacción en el apoyo.- La carga concentrada se considera sobre el apoyo.- Las cargas usadas son las estipuladas para esfuerzo cortante.

(b) Valores máximos determinados usando las cargas de camión tipo (H). Cuando no se especifique de otra manera, gobierna la carga tipo por carril.

TABLA DE MOMENTOS FLEXIONANTES, ESFUERZOS CORTANTES Y REACCIONES MAXIMOS.- CLAROS SIMPLES, UN CARRIL

Estos valores quedan sujetos a la especificación de reducción que se aplica al caso de varios carriles cargados simultáneamente.- No está incluido el impacto.

| Claro en m | Momento en Kg.m | E.C. y R. en Kg.(a) | Claro en m | Momento en Kg.m | E.C. y R. en Kg. (a) |
|------------|-----------------|---------------------|------------|-----------------|----------------------|
| 0.30 | 1106 (b) | 14515 (b) | 11.89 | 59742 (b) | 24857 (b) |
| 0.61 | 2212 (b) | 14515 (b) | 12.19 | 62189 (b) | 25038 (b) |
| 0.91 | 3318 (b) | 14515 (b) | 12.80 | 67098 (b) | 25401 (b) |
| 1.22 | 4424 (b) | 14515 (b) | 13.41 | 72020 (b) | 25719 (b) |
| 1.52 | 5530 (b) | 14515 (b) | 14.02 | 76942 (b) | 25991 (b) |
| 1.83 | 6636 (b) | 14515 (b) | 14.63 | 81864 (b) | 26308 (b) |
| 2.13 | 7743 (b) | 14515 (b) | 15.24 | 86813 (b) | 26535 (b) |
| 2.44 | 8849 (b) | 14515 (b) | 15.85 | 91749 (b) | 26807 (b) |
| 2.74 | 9955 (b) | 14515 (b) | 16.46 | 96685 (b) | 27034 (b) |
| 3.05 | 11061 (b) | 14515 (b) | 17.07 | 101635 (b) | 27216 (b) |
| 3.35 | 12167 (b) | 14515 (b) | 17.68 | 106571 (b) | 27397 (b) |
| 3.66 | 13273 (b) | 14515 (b) | 18.29 | 111507 (b) | 27578 (b) |
| 3.96 | 14379 (b) | 14515 (b) | 18.90 | 116470 (b) | 27760 (b) |
| 4.27 | 15485 (b) | 14515 (b) | 19.51 | 121406 (b) | 27896 (b) |
| 4.57 | 16591 (b) | 15467 (b) | 20.12 | 126370 (b) | 28077 (b) |
| 4.88 | 17697 (b) | 16329 (b) | 20.73 | 131306 (b) | 28168 (b) |
| 5.18 | 18803 (b) | 17100 (b) | 21.34 | 136269 (b) | 28304 (b) |
| 5.49 | 19909 (b) | 17735 (b) | 22.86 | 146643 (b) | 28622 (b) |
| 5.79 | 21016 (b) | 18325 (b) | 24.38 | 161059 (b) | 28998 (b) |
| 6.10 | 22122 (b) | 18869 (b) | 25.91 | 173475 (b) | 29075 (b) |
| 6.40 | 23228 (b) | 19368 (b) | 27.43 | 185877 (b) | 29257 (b) |
| 6.71 | 24334 (b) | 19777 (b) | 28.96 | 198174 (b) | 29438 (b) |
| 7.01 | 25440 (b) | 20185 (b) | 30.48 | 210708 (b) | 29620 (b) |
| 7.32 | 26643 (b) | 20598 (b) | 33.51 | 235540 (b) | 29892 (b) |
| 7.62 | 27845 (b) | 20911 (b) | 36.58 | 260385 (b) | 30119 (b) |
| 7.92 | 30771 (b) | 21228 (b) | 39.62 | 285244 (b) | 30663 (b) |
| 8.23 | 32768 (b) | 21500 (b) | 42.67 | 310090 (b) | 32114 (b) |
| 8.53 | 34842 (b) | 21772 (b) | 45.72 | 342207 (b) | 33566 (b) |
| 8.84 | 36915 (b) | 22135 (b) | 48.77 | 382704 (b) | 35017 (b) |
| 9.14 | 39003 (b) | 22498 (b) | 51.82 | 425440 (b) | 36469 (b) |
| 9.45 | 41105 (b) | 22816 (b) | 54.86 | 470361 (b) | 37920 (b) |
| 9.75 | 43206 (b) | 23133 (b) | 57.91 | 517521 (b) | 39372 (b) |
| 10.06 | 45326 (b) | 23405 (b) | 60.96 | 566866 (b) | 40823 (b) |
| 10.36 | 47492 (b) | 23678 (b) | 67.06 | 672220 (b) | 43726 (b) |
| 10.67 | 49940 (b) | 23950 (b) | 73.15 | 786423 (b) | 46629 (b) |
| 10.97 | 52387 (b) | 24176 (b) | 79.25 | 909474 (b) | 49532 (b) |
| 11.28 | 54834 (b) | 24403 (b) | 85.34 | 1041374 (b) | 52435 (b) |
| 11.58 | 57281 (b) | 24630 (b) | 91.44 | 1182123 (b) | 55338 (b) |

(a) E.C. y R. = Esfuerzo cortante y reacción en el apoyo.- La carga concentrada se considera sobre el apoyo.- Las cargas usadas son las estipuladas para esfuerzo cortante.

(b) Valores máximos determinados usando las cargas de cañón tipo (H-S) Cuando no se especifica de otra manera, sobicrta la carga tipo -- por carril.

El esfuerzo unitario medio permisible para columnas de acero será:

$$** f_s = \frac{f_y}{1 + \left(0.25 + \frac{e^2}{r^2}\right) B \text{ Cosec } \theta} = \frac{P}{A} \quad \text{-- (A)}$$

- P = carga paralela al eje del miembro, en Kg
- A = área bruta de la sección transversal de la columna, en cm²
- f_y = esfuerzo unitario de tensión en el punto de fluencia, en Kg/cm²
 - = 2320 Kg/cm² (33000 Lb/in²) para acero al carbón
 - = 3160 " (45000 ") para acero al silicio
 - = 3870 " (55000 ") para acero al níquel
 - = 3515 " (50000 ") para acero de baja aleación y de espesor no mayor de 19.0 mm (3/4 in)
 - = 3160 " (45000 ") para acero de baja aleación con espesor mayor de 19.0 mm (3/4 in) y hasta 38.1 mm (1-1/2 in) incl.
 - = 2810 " (40000 ") para acero de baja aleación con espesor mayor de 38.1 mm (1-1/2 in) y hasta 50.8 mm (2 in) incl.

- e = factor de seguridad basado en el punto de fluencia,
 - = 1.76 para acero al carbón
 - = 1.80 para acero al silicio
 - = 1.83 para acero al níquel
 - = 1.82 para acero de baja aleación de espesor no mayor de 19.0 mm (3/4 in)
 - = 1.80 para acero de baja aleación con espesor mayor de 19.0 mm (3/4 in) y hasta 38.1 mm (1-1/2 in) inclusive
 - = 1.78 para acero de baja aleación con espesor mayor de 38.1 mm (1-1/2 in) y hasta 50.8 mm (2 in) inclusive.
- e = distancia del eje neutro a la fibra extrema en compresión, en cm
- r = radio de giro en el plano de flexión, en cm

- θ = $L \sqrt{\frac{f_y}{E}}$, radianes
- L = 75% de la longitud total de la columna cuando sus conexiones extremas sean remachadas, en cm
- = 87.5% de la longitud total de la columna cuando tenga sus conexiones extremas articuladas, en cm.

*Se refieren también a las fórmulas para columnas dadas en los incisos 4.2, 4.7 y 4.8.

** Cuando el radio de giro perpendicular al plano de flexión sea menor que "r", se revisará la columna para el caso de columna larga con carga axial para el valor de L/r correspondiente.

E = módulo de elasticidad del acero
 = 2,042,180 Kp/cm² (29,000,000 lb/in²)

$$K = \sqrt{2 - 2 \cos \beta + 1}$$

$\alpha = \frac{e_2}{e_1}$; cuando e_1 y e_2 estén del mismo lado respecto al eje de la columna, α será positivo; cuando estén en lados opuestos, α será negativo; por lo tanto

cuando $e_2 = +e_1$; $\alpha = +1$

" $e_2 = 0$; $\alpha = 0$

" $e_2 = -e_1$; $\alpha = -1$

e_1 = excentricidad de la carga aplicada al extremo de la columna, solicitado por el mayor momento flexionante calculado, en cm
 e_2 = excentricidad en el extremo opuesto, en cm

Para valores de $\frac{1}{r}$ iguales o menores de

$$\left(\cos \alpha \right)^{-1} \left[\frac{E}{f_y} \left(1 + 0.25 + \frac{e_1 c}{r^2} \right)^{1/2} \right]$$

el esfuerzo unitario permisible f_s se determinará de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$f_s = \frac{\frac{f_y}{r}}{1 + 0.25 + \frac{e_1 c}{r^2}} \quad \text{-- (B)}$$

Cuando los valores de los momentos flexionantes actuando en los extremos no se calculen por considerarse de una magnitud despreciable, α se supondrá igual a +1.

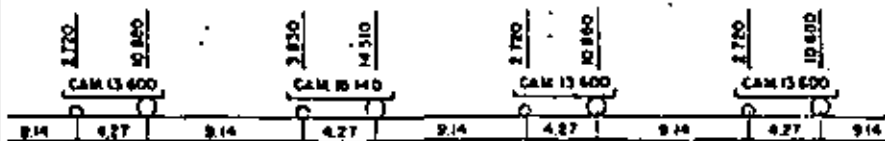
También se tomará α igual a +1 para el caso de un miembro sujeto a esfuerzos de flexión, inducidos por las componentes de las fuerzas exteriores que actúen perpendicularmente al eje del miembro. Para este caso la fórmula general es:

$$f_s = \frac{\frac{f_y}{r} - \frac{M_c}{I}}{1 + \left[0.25 + (c_e + d) \frac{e}{r^2} \right] \text{Sec } 1/2 \theta} \quad \text{-- (C)}$$

d = flecha debida a las componentes transversales de las fuerzas exteriores, en cm
 I = momento de inercia de la sección, respecto a un eje perpendicular al plano de flexión, en cm⁴
 M = momento flexionante debido a las componentes transversales de las cargas exteriores, en Kg.cm

NOTA: - El valor de 0.25 en las fórmulas anteriores es para tomar en cuenta la flecha inicial así como la excentricidad desconocida inherentes en las columnas.

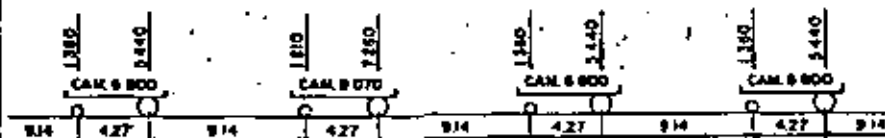
APENDICE C



CARGA H-20-35



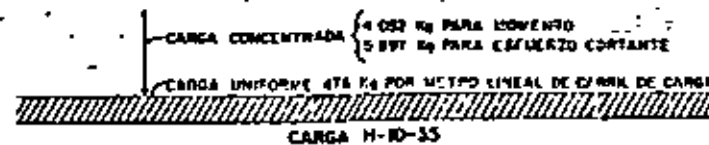
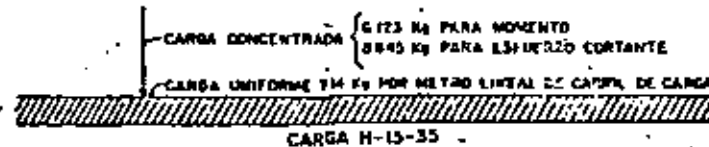
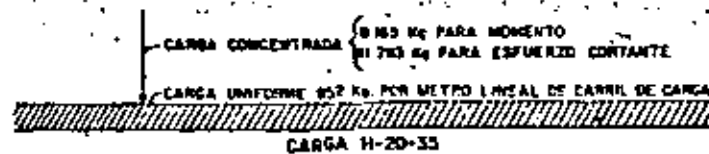
CARGA H-15-35



CARGA H-10-35

Las cargas en los camiones estan dadas en Kilogramos y las dimensiones en metros

CARGA FORMADA POR CONVOY DE CAMIONES



CARGA UNIFORME EQUIVALENTE
 PARA CARRIL CON ANCHO DE 3.05m

CARGAS TIPO

FÓRMULAS PARA PROYECTO DE VIGAS DE CONCRETO

1.- Notación

(a) Vigas rectangulares

f_s = esfuerzo unitario a tensión en el acero de refuerzo longitudinal

f_c = esfuerzo unitario de compresión en la fibra extrema del concreto

E_s = módulo de elasticidad del acero

E_c = módulo de elasticidad del concreto

$n = E_s/E_c$

M = momento flexionante o generalmente momento resistente

A_s = área de la sección transversal efectiva del acero de refuerzo a tensión

b = ancho de la viga

d = peralte efectivo o peralte desde el lecho a compresión de la viga al centro de gravedad del acero de refuerzo a tensión

k = relación de la profundidad del eje neutro a d , peralte efectivo

j = relación del brazo de palanca del par resistente, al peralte d

$j\phi = d - z$ = brazo de palanca del par resistente

p = relación del área efectiva del refuerzo a tensión, al área efectiva del concreto en la viga = A_s/bd

z = profundidad a partir del lecho a compresión de la viga, a la resultante de los esfuerzos a compresión

(b) Vigas T

b = ancho del patín

b' = ancho del alma

t = espesor del patín

(c) Vigas con acero a compresión

A' = área del acero a compresión

p' = relación del área efectiva del refuerzo a compresión, al área efectiva de concreto en la viga = A'/bd

f'_s = esfuerzo unitario de compresión en el refuerzo longitudinal

C = esfuerzo total de compresión en el concreto

C' = esfuerzo total de compresión en el acero

d' = profundidad desde el lecho a compresión de la viga, al centro de compresión del acero de refuerzo

z = profundidad desde el lecho a compresión de la viga, a la resultante de los esfuerzos a compresión

(d) Esfuerzo cortante, adherencia y refuerzo de alma

V = esfuerzo cortante externo total

V' = esfuerzo cortante externo en cualquier sección después de deducir el que es tomado por el concreto

v = esfuerzo cortante unitario

u = esfuerzo de adherencia por unidad de área de la superficie de varilla

o = perímetro de una varilla

Σo = suma de perímetros de las varillas de un grupo

s = espaciamiento de las varillas de refuerzo de alma, medido perpendicularmente a su dirección

s' = espaciamiento de las varillas de refuerzo de alma, medido sobre el eje neutro y en la dirección del eje longitudinal de la viga

A_v = área total de acero a tensión del refuerzo de alma, dentro de una distancia s , del área total de todas las varillas dobladas hacia arriba en cualquier plano considerado

α = ángulo entre las varillas de alma y las varillas longitudinales

f_v = esfuerzo unitario de tensión en el acero de refuerzo de alma.

2.- Fórmulas de proyecto

(a) Flexión en vigas rectangulares y losas de concreto reforzado

Los cálculos de flexión en las vigas rectangulares y losas de concreto reforzado se basarán en las siguientes fórmulas:

(1) Reforzadas solamente para tensión. (Véase fig. 7).

Posición del eje neutro:

$$k = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn$$

Brazo de palanca del par resistente:

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

Esfuerzo unitario de compresión en la fibra extrema del concreto:

$$f_c = \frac{2M}{jkb d^2} = \frac{2pf_s}{k}$$

Esfuerzo unitario de tensión en el refuerzo longitudinal:

$$f_s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{M}{p j b d^2}$$

Relación de acero para refuerzo balanceado:

$$p = \frac{1}{2} \frac{f_c}{f_s} \left(\frac{f_s}{n f_c} + 1 \right)$$

Nota: - Para cálculos aproximados se pueden hacer las siguientes suposiciones:

$$j = \frac{7}{8}$$

$$k = \frac{3}{8}$$

$$A_s = \frac{M}{\frac{7}{8} f_s d}$$

(2) Reforzadas tanto para tensión como para compresión: (Véase fig. 8)

Posición del eje neutro:

$$k = \sqrt{2n \left(p + p' \frac{d'}{d} \right) + n^2 (p + p')^2} - n (p + p')$$

Posición de la resultante de compresión:

$$z = \frac{1/3 k^3 d + 2p' n d' \left(k - \frac{d'}{d} \right)}{k^2 + 2p' n \left(k - \frac{d'}{d} \right)}$$

Brazo de palanca del par resistente:

$$j d = d - z$$

Esfuerzo unitario de compresión en la fibra extrema del concreto:

$$f_c = \frac{6M}{bd^2 \left[3k - k^2 + \frac{6n'd'}{k} \left(k - \frac{d'}{d} \right) \left(1 - \frac{d'}{d} \right) \right]}$$

Esfuerzo de tensión en el refuerzo longitudinal:

$$f_s = \frac{M}{p j b d^2} = n f_c \left(\frac{1-k}{k} \right)$$

Esfuerzo de compresión en el refuerzo longitudinal:

$$f_s' = n f_c \left(\frac{k - \frac{d'}{d}}{k} \right)$$

(b) Flexión en vigas T de concreto reforzado. (Véase fig. 9)

Los cálculos de flexión en vigas T de concreto reforzado se basarán en las siguientes fórmulas:

(a) Eje neutro dentro del patín
Usense las fórmulas para vigas rectangulares y losas

(b) Eje neutro abajo del patín:
Las siguientes fórmulas desprecian la compresión en el alma:

Posición del eje neutro:

$$kd = \frac{2ndA_s + bt^2}{2nA_s + 2bt}$$

Posición de la resultante de compresión:

$$z = \frac{(3kd - 2t)t}{3(2kd - t)}$$

Brazo de palanca del par resistente:

$$j d = d - z$$

Esfuerzo unitario de compresión en la fibra extrema del concreto:

$$f_c = \frac{M r d}{b t (kd - 1/2 t) j d} = \frac{f_s}{n} \left(\frac{k}{1-k} \right)$$

Esfuerzo unitario de tensión en el refuerzo longitudinal:

$$f_s = \frac{M}{A_s j d}$$

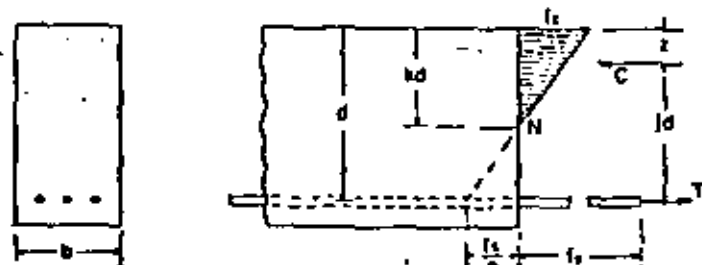


FIG. 7.-VIGAS CON REFUERZO PARA TENSION

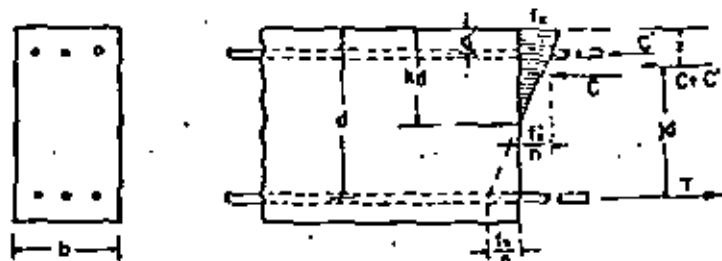


FIG. 8.-VIGAS CON REFUERZO PARA TENSION Y COMPRESION

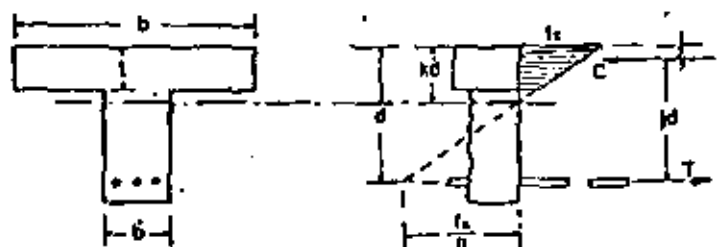


FIG. 9.-VIGAS T

NOMENCLATURA PARA VIGAS DE CONCRETO

(Para obtener resultados aproximados, se pueden usar las fórmulas para vigas rectangulares)

Las siguientes fórmulas toman en cuenta la compresión en el alma; se recomiendan cuando el ancho del patín no exceda en mucho el ancho del alma:

Posición del eje neutro:

$$kd = \sqrt{\frac{2ndA_s + (b-b')t^2}{b'}} + \left(\frac{nA_s + (b-b')t}{b'} \right)^2 - \frac{nA_s + (b-b')t}{b'}$$

Posición de la resultante de compresión:

$$z = \frac{(kd^2 - 2/3t^3)d + [(kd-t)^2 (t + 1/3 (dk-t))] b'}{t(2kd-t)b + (dk-t)^2 b'}$$

Brazo de palanca del par resistente:

$$jd = d - z$$

Esfuerzo unitario de compresión en la fibra extrema del concreto:

$$f_c = \frac{2f_s kd}{[(2kd-t)bt + (dk-t)^2 b'] jd}$$

Esfuerzo unitario de tensión en el refuerzo longitudinal:

$$f_s = \frac{M}{A_s jd}$$

(c) Esfuerzo cortante, adherencia y refuerzo de alma.

La tensión diagonal y el esfuerzo cortante en las vigas de concreto reforzado se calcularán con las siguientes fórmulas:

Esfuerzo cortante unitario:

$$v = \frac{V}{bjd}$$

Esfuerzo unitario en el refuerzo vertical de alma:

$$f_v = \frac{V'v}{A_v jd}$$

Cuando se usa una serie de estribos o varillas del refuerzo longitudinal dobladas hacia arriba, el refuerzo de alma se proporcionará de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$A_v = \frac{V'v}{f_v jd} = \frac{V'v \sec \alpha}{f_v jd}$$

APENDICE "D"

Cuando el refuerzo de alma consista en varillas dobladas hacia arriba, en un solo plano, de manera de reforzar todas las secciones de la viga que lo necesiten, se proyectarán las varillas dobladas de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$A_v = \frac{V'}{f_v \operatorname{sen} \alpha}$$

La adherencia entre concreto y las varillas de refuerzo en vigas y losas de concreto reforzado se calculará por la siguiente fórmula:

$$u = \frac{v}{j d \Sigma o}$$

(Para obtener resultados aproximados se puede suponer a "j" igual a 7/8 en las fórmulas de arriba).

En lo que se refiere a esfuerzos cortantes y de adherencia, para el acero a tensión, las fórmulas de arriba se aplican también a vigas reforzadas para compresión.

(d) Columnas con estribos

La carga de seguridad para columnas cortas y largas se determinará de acuerdo con las fórmulas dadas en el art. 7.8.

(e) Columnas con refuerzo en hélice

La carga de seguridad para columnas con refuerzo en hélice se determinará de acuerdo con las fórmulas dadas en el art. 7.8.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

V CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE
ZONAS DE RIEGO.

ANALISIS ESTADISTICOS Y PROBABILISTICO DE DATOS
HIDROLOGICOS.

(HIDROLOGIA SUPERFICIAL)

JULIO 1982

I N D I C E

| | | | | | |
|-------|--|----|---------|---|-----|
| 8. | <u>ANÁLISIS ESTADÍSTICO Y PROBABILÍSTICO DE DATOS HIDROLÓGICOS</u> | 1 | 8.6 | <u>Extrapolación de las curvas de frecuencias</u> | 96 |
| 8.1 | <u>Fundamentos de probabilidad y estadística</u> | 1 | 8.7 | <u>Análisis de gastos máximos anuales</u> | 98 |
| 8.1.1 | Distribución de frecuencias y probabilidades | 8 | 8.8 | <u>Análisis de lluvias</u> | 100 |
| 8.1.2 | Parámetros estadísticos | 10 | 8.8.1 | Distribuciones de alturas de lluvia por una duración constante | 101 |
| 8.1.3 | Pruebas F y t | 15 | 8.8.2 | Curvas de alturas de lluvia-duración-período de retorno | 101 |
| 8.1.4 | Ajuste de distribuciones | 20 | 8.8.2.1 | Criterio propuesto por Chow | 103 |
| 8.2 | <u>Correlación lineal simple</u> | 30 | 8.8.2.2 | Ajuste por correlación lineal múltiple | 105 |
| 8.3 | <u>Correlación lineal múltiple</u> | 49 | 8.8.3 | Ajustes y utilización de las curvas de altura de lluvia-duración-período de retorno | 121 |
| 8.4 | <u>Ordenamiento de datos hidrológicos</u> | 63 | 8.9 | <u>Generación de información Hidrológica</u> | 128 |
| 8.4.1 | Selección de un registro | 63 | 8.9.1 | Series Cronológicas | 129 |
| 8.4.2 | Período de retorno | 64 | 8.9.2 | Procesos de Generación | 133 |
| 8.4.3 | Períodos de retorno de los datos | 68 | 8.9.2.1 | Promedios móviles | 133 |
| 8.4.4 | Períodos de retornos de los eventos de diseño | 70 | 8.9.2.2 | Proceso de suma de armónicas | 138 |
| 8.5 | <u>Distribuciones de datos hidrológicos</u> | 74 | 8.9.2.3 | Proceso autorregresivo | 139 |
| 8.5.1 | Distribución de valores extremos Tipo I | 75 | | | |
| 8.5.2 | Distribuciones ajustadas por mínimos cuadrados | 82 | | | |
| 8.5.3 | Distribución de frecuencias aplicada a dos poblaciones | 91 | | | |

8. ANALISIS ESTADISTICO Y PROBABILISTICO DE DATOS HIDROLOGICOS

En los capítulos anteriores se han indicado los elementos que intervienen en el proceso general lluvia-escorrentamiento, así como la forma de medirlos y cuantificarlos.

Aquí se introducen los conceptos de probabilidad y estadística aplicados al análisis de datos hidrológicos; primero se plantean los fundamentos de probabilidad y estadística, para después aplicarlos a los registros de datos hidrológicos y proceder al estudio de las técnicas más comunes de probabilidad y estadística utilizadas en el análisis de dichos registros.

8.1 Fundamentos de probabilidad y estadística

A continuación se presenta un breve resumen de los conceptos de es

tadística más usuales en hidrología a fin de resaltar fundamentalmente la importancia que tienen estos en la solución de los problemas hidrológicos, sin pretender desarrollar una teoría de los mismos, para lo cual al final del capítulo se proporciona una lista bibliográfica de libros relativos al tema.

Desde el punto de vista estadístico, un registro de datos hidrológicos se conoce como una muestra del comportamiento del fenómeno que se está analizando y midiendo, y al conjunto de todos los posibles registros bajo ciertas condiciones: población o universo del mismo fenómeno. Al proceso de observación o de registro se le llama experimento y las respuestas obtenidas de éste se conocen como resultados. En hidrología, los resultados así definidos tienen una descripción numérica y se les denomina variables aleatorias.

De acuerdo con lo anterior se ve que al analizar cualquier registro de datos hidrológicos, se tiene exclusivamente una muestra de estos y que nunca es factible disponer de la población de ellos, ya que los datos están ligados a fenómenos naturales cuyos resultados con siempre cambiantes. El problema por lo tanto es conocer que tan representativos son los resultados obtenidos de la muestra, del universo de los mismos. Es aquí donde las técnicas estadísticas son de gran utilidad, ya que si la muestra es representativa de la población permite hacer deducciones de esta, en relación con la naturaleza de la

población.

El análisis estadístico de datos hidrológicos se puede hacer utilizando alguno de los modelos de distribuciones de probabilidad más usuales o bien, con base en un ajuste de los mismos mediante cierta técnica matemática que es generalmente la de mínimos cuadrados.

8.1.1 Distribución de frecuencias y probabilidades.

Las variables aleatorias pueden ser discretas o continuas, dependiendo de la forma como se obtengan los resultados; por ejemplo, el número de días de lluvia es una variable aleatoria discreta, mientras que las alturas de lluvia son variables aleatorias continuas. Sin embargo, para propósitos prácticos una variable discreta puede tratarse arbitrariamente como continua, ajustando una función continua a la variación, o bien una continua como discreta, dividiendo las variables continuas en intervalos y agrupándolos en números discretos.

Para conocer la distribución de frecuencias de una muestra de variables aleatorias discretas es necesario dividir los datos ya obtenidos u observados en intervalos de clase o categorías a fin de evaluar la frecuencia de cada intervalo. Si "z" es el número de datos agrupados en cierto intervalo de clase Δx_1 , la frecuencia de ese intervalo de clase se define como

$$f_1 = \frac{z}{\Delta x_1} \quad (8.1)$$

Si se grafica la frecuencia f_1 correspondiente a cada intervalo de clase Δx_1 , se obtiene lo que se conoce como distribución de frecuencias (Fig. 8.1); sin embargo, esta distribución sacrifica cierta información contenida en el grupo de datos, ya que se trabaja con intervalos de clase en lugar de los valores específicos de cada una de las variables aleatorias.

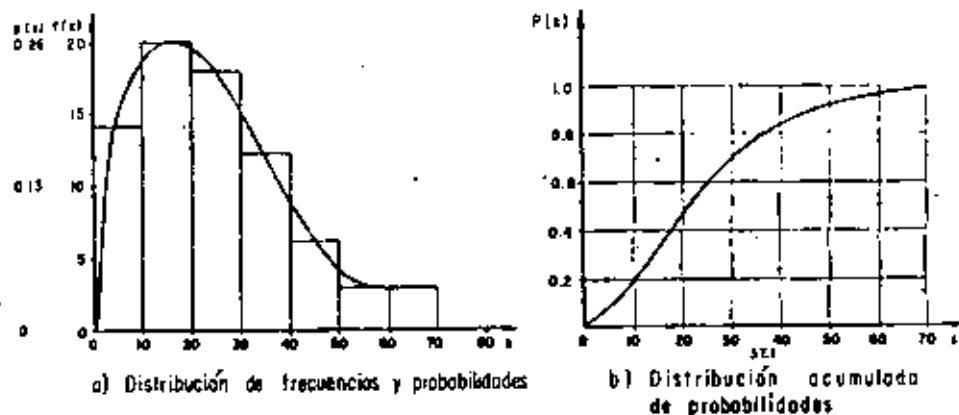


Fig. 8.1 Distribuciones Estadísticas

La probabilidad p de que un valor x esté comprendido en un cierto intervalo de clase, se obtiene dividiendo el número de datos " z " contenidos en ese intervalo entre el número total de datos " n " de la muestra. Si el intervalo está acotado entre los valores de a y b , lo anterior se puede expresar como

$$p(a \leq x \leq b) = \frac{z_{ab}}{n} \quad (8.2)$$

Sustituyendo la ec 8.1 en la 8.2, se tiene que

$$p(a \leq x \leq b) = \frac{1}{n} \sum_a^b f_i \Delta x_i \quad (8.3)$$

Lo cual implica que la probabilidad de que x fluctúe entre a y b es el área del histograma comprendido entre esos valores. La probabilidad total de todas las posibles variaciones es igual a uno. Si en lugar de frecuencias se utilizan probabilidades, la distribución obtenida se conoce como distribución de probabilidades; a su vez esta y la de frecuencias se denominan distribuciones estadísticas.

Para una variable aleatoria continua, la probabilidad de una variación puede considerarse como la probabilidad $p(x)$ de un valor discreto contenido en el intervalo de x a $(x + \Delta x)$. Como x es un valor continuo, Δx tiende a dx y la probabilidad $p(x)$ llega a ser una función continua denominada densidad de probabilidad. De la ec 8.3, si Δx tiende a dx , se tiene que

$$p(a \leq x \leq b) = \frac{1}{n} \int_a^b f(x) dx = \int_a^b p(x) dx \quad (8.4)$$

La probabilidad acumulada de una variación (fig 8.1b) es la probabilidad de que la variable aleatoria tenga un valor igual o menor que un cierto valor asignado x . Dicha probabilidad puede designarse como $P(X \leq x)$ y expresarse de acuerdo con la ec 8.4 como

$$P(X \leq x) = \int_{-\infty}^x p(x) dx \quad (8.5)$$

donde, en este caso, la distribución de probabilidades se considera ilimitada. Si el límite superior de la integral $x = \infty$, entonces $P(X \leq x) = 1$, lo que constituye el evento seguro. Si la distribución de probabilidades es limitada, o sea que la densidad de probabilidades $p(x)$ se define para un cierto intervalo ($a \leq x \leq b$), la ecuación anterior también es válida, considerando que $p(x) = 0$ para todos los valores de x fuera del intervalo especificado.

En la Tabla 8.1 se muestran las distribuciones de probabilidades más usuales, así como sus parámetros más importantes.

Ejemplo 8.1 Determinar la distribución de frecuencias, de probabilidades y su acumulada, del registro de lluvias mostrado en la Tabla 8.2. Obtener la altura de lluvia para una probabilidad acumulada de 0.8.

Para conocer la distribución de frecuencias de las alturas de lluvia

T A B L A 8.1
DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDADES MAS USADAS EN HIDROLOGIA

| Nombre de la distribución | EXPRESION MATEMATICA | Media | Variancia | Nomenclatura |
|---------------------------|---|-----------------------------|-----------------------|---|
| POISSON | $p(x) = \frac{m^x e^{-m}}{x!} \quad m = np$ | m | m^2 | a - parámetro
b - parámetro
c - parámetro
n - número total de de tos |
| NORMAL | $p(z) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}z^2}; \quad z = \frac{x-\mu}{\sigma}$ | 0 | 1 | N - frecuencia total
p - probabilidad de ocu rrencia de un evento |
| GAMMA | $p(x) = \frac{a^b e^{-x/b}}{b^{b+1} \Gamma(b+1)}$
$b > 0, x > -1$, para $x=0$
$p(x) = 0$ para $x \leq -1$
$(b+1) = a!$ | $b(b+1)$ | $b^2(b+1)$ | $p(x)$ - densidad de probabi lidad
$p(x)$ - densidad de probabi lidad |
| PEARSON Tipo III | origen en el modo $2\beta_2 = 3\beta_1 + \theta$
$p(x) = p_0 \left(1 + \frac{x}{a}\right)^c e^{-cx/a}$
$a = \frac{c}{\beta_1} - 1; \quad \theta = \frac{c}{\beta_1} \frac{\mu_3}{\mu_2}$
$p_0 = \frac{N}{a} \frac{c^{c+1}}{a^c \Gamma(c+1)}; \quad 1 = \frac{\mu_3^2}{\mu_2^3}; \quad a = \frac{\mu_4}{\mu_2^2}$ | modo =
μ_1 o μ_0 | $\sqrt{\mu_2}$ | x - variable
y - variable
z - variable normalizada
μ_0 - media de las x
μ_2 - segundo momento
μ_3 - tercer momento
μ_4 - cuarto momento
μ_y - media de las y
σ_x - desviación estándar de las x
σ_y - desviación estándar de las y |
| EXTREMA Tipo I | $p(x) = \frac{1}{c} e^{-(x/c)} / c - e^{-(x/c)} / 0$ | $0.8772c - a$ | $\frac{1}{\sqrt{c}}$ | |
| LOGNORMAL | $p(x) = \frac{1}{\sigma_y \sqrt{2\pi}} e^{-(y-\mu_y)^2 / 2\sigma_y^2}$
$y = \ln x$ | $\mu_y = \sigma_y^2 / 2$ | $\mu(\sigma_y^2 - 1)$ | |

T A B L A 8.1
DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDADES MAS USADAS EN HIDROLOGIA

| Nombre de la distribución | EXPRESION MATEMATICA | Media | Variancia | Nomenclatura |
|---------------------------|---|-----------------------------|-----------------------|---|
| POISSON | $p(x) = \frac{m^x e^{-m}}{x!} \quad m = np$ | m | m^2 | a - parámetro
b - parámetro
c - parámetro
n - número total de de tos |
| NORMAL | $p(z) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}z^2}; \quad z = \frac{x-\mu}{\sigma}$ | 0 | 1 | N - frecuencia total
p - probabilidad de ocu rrencia de un evento |
| GAMMA | $p(x) = \frac{a^b e^{-x/b}}{b^{b+1} \Gamma(b+1)}$
$b > 0, x > -1$, para $x=0$
$p(x) = 0$ para $x \leq -1$
$(b+1) = a!$ | $b(b+1)$ | $b^2(b+1)$ | $p(x)$ - densidad de probabi lidad
$p(x)$ - densidad de probabi lidad |
| PEARSON Tipo III | origen en el modo $2\beta_2 = 3\beta_1 + \theta$
$p(x) = p_0 \left(1 + \frac{x}{a}\right)^c e^{-cx/a}$
$a = \frac{c}{\beta_1} - 1; \quad \theta = \frac{c}{\beta_1} \frac{\mu_3}{\mu_2}$
$p_0 = \frac{N}{a} \frac{c^{c+1}}{a^c \Gamma(c+1)}; \quad 1 = \frac{\mu_3^2}{\mu_2^3}; \quad a = \frac{\mu_4}{\mu_2^2}$ | modo =
μ_1 o μ_0 | $\sqrt{\mu_2}$ | x - variable
y - variable
z - variable normalizada
μ_0 - media de las x
μ_2 - segundo momento
μ_3 - tercer momento
μ_4 - cuarto momento
μ_y - media de las y
σ_x - desviación estándar de las x
σ_y - desviación estándar de las y |
| EXTREMA Tipo I | $p(x) = \frac{1}{c} e^{-(x/c)} / c - e^{-(x/c)} / 0$ | $0.8772c - a$ | $\frac{1}{\sqrt{c}}$ | |
| LOGNORMAL | $p(x) = \frac{1}{\sigma_y \sqrt{2\pi}} e^{-(y-\mu_y)^2 / 2\sigma_y^2}$
$y = \ln x$ | $\mu_y = \sigma_y^2 / 2$ | $\mu(\sigma_y^2 - 1)$ | |

(Tabla 8.2) se procedió a seleccionar un intervalo de clasificación, que de acuerdo con el tamaño de la muestra se consideró conveniente de 10 mm. Para efectos de cálculo, a todos los valores de la altura de lluvia entre 0.1 y 10 se les asignó un valor de 5, entre 10.1 y 20 de 15, etc (Tabla 8.3, cols 1 y 2). Seleccionados los intervalos se procedió a contar cuantos valores caen dentro de cada uno de ellos, para valuar su frecuencia de acuerdo con la ec 8.1 (Tabla 8.3, col 3).

En la fig 8.1a se muestra la distribución de frecuencias o histograma de las alturas de lluvia, la cual se obtuvo graficando la pareja de valores obtenidos de la tabla 8.3, cols 2 y 3. (histograma).

Aplicando la ec 8.2 a los datos de la tabla 8.3, col 3, se tiene en la col 4, el valor de la probabilidad, el que al vertir en gráfica, respecto a la col 1, se obtiene la distribución de probabilidad de las lluvias analizadas (fig 8.1a). Finalmente, sumando los valores de la probabilidad obtenida en la col 4, se deduce la probabilidad acumulada de los valores de la lluvia analizada, col 5, cuya gráfica se indica en la fig 8.1b.

De la fig 8.1b se deduce que si $p = 0.8$ se obtiene una altura de lluvia de 37.1 mm.

Esto implica que la probabilidad de que se presente un valor menor o igual a 37.1 es de 80 por ciento, así:

$$P(x \leq 37.1) = 0.80$$

TABLA 8.2 Alturas de lluvias con duración de 6 horas

| No. Orden | hp (mm) | No. Orden | hp (mm) | No. Orden | hp (mm) | No. Orden | hp (mm) |
|-----------|---------|-----------|---------|-----------|---------|-----------|---------|
| 1 | 10.9 | 20 | 8.7 | 39 | 21.3 | 58 | 5.7 |
| 2 | 14.6 | 21 | 2.9 | 40 | 17.2 | 59 | 15.5 |
| 3 | 20.8 | 22 | 8.9 | 41 | 36.1 | 60 | 18.5 |
| 4 | 11.9 | 23 | 32.3 | 42 | 49.5 | 61 | 30.7 |
| 5 | 64.0 | 24 | 56.6 | 43 | 20.0 | 62 | 10.5 |
| 6 | 20.9 | 25 | 3.6 | 44 | 4.6 | 63 | 3.5 |
| 7 | 32.0 | 26 | 11.0 | 45 | 27.3 | 64 | 13.9 |
| 8 | 28.8 | 27 | 52.5 | 46 | 49.7 | 65 | 4.3 |
| 9 | 2.8 | 28 | 46.3 | 47 | 34.6 | 66 | 22.6 |
| 10 | 35.8 | 29 | 5.2 | 48 | 49.0 | 67 | 45.0 |
| 11 | 17.7 | 30 | 42.5 | 49 | 25.3 | 68 | 10.0 |
| 12 | 38.4 | 31 | 17.5 | 50 | 27.2 | 69 | 9.6 |
| 13 | 16.3 | 32 | 64.5 | 51 | 38.8 | 70 | 22.7 |
| 14 | 6.8 | 33 | 28.5 | 52 | 52.4 | 71 | 23.0 |
| 15 | 17.0 | 34 | 19.6 | 53 | 11.5 | 72 | 26.2 |
| 16 | 6.8 | 35 | 30.9 | 54 | 15.8 | 73 | 31.7 |
| 17 | 25.3 | 36 | 27.5 | 55 | 70.00 | 74 | 29.9 |
| 18 | 36.3 | 37 | 10.3 | 56 | 24.0 | 75 | 25.9 |
| 19 | 16.5 | 38 | 21.1 | 57 | 16.5 | 76 | 34.5 |

TABLA 8.3 Análisis de Frecuencias y probabilidades.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|-----------------|---------------------------------|-----------------------------|--------------------|------------------------------|
| Marcas de Clase | Intervalo de clase Δx_i | Frecuencia $\Delta x_i f_i$ | Probabilidad p_i | Probabilidad acumulada P_i |
| 5 | 0.1 - 10 | 14 | 0.18 | 0.18 |
| 15 | 10.1 - 20 | 20 | 0.26 | 0.44 |
| 25 | 20.1 - 30 | 18 | 0.24 | 0.68 |
| 35 | 30.1 - 40 | 12 | 0.16 | 0.84 |
| 45 | 40.1 - 50 | 6 | 0.08 | 0.92 |
| 55 | 50.1 - 60 | 3 | 0.04 | 0.96 |
| 65 | 60.1 - 70 | 3 | 0.04 | 1.00 |

8.1.2 Parámetros estadísticos

Las características fundamentales de una distribución estadística se pueden conocer a partir de sus parámetros. A continuación se indican los más importantes en hidrología.

La media aritmética o media de una muestra de un conjunto de valores se define como

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (8.6)$$

donde x_i son los valores de la muestra y n el número total de estos.

Para referirse a la media del universo o población se utiliza la letra M . La media permite conocer la tendencia central de una distribución estadística.

En el caso de una distribución de frecuencias, como se plantea información al trabajar con intervalos de clase en lugar de los datos originales, la media de dicha distribución se valúa como

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^k x_i f_i \Delta x_i}{n} \quad (8.7)$$

donde x_i es el valor representativo de un intervalo de clase Δx_i , f_i su frecuencia correspondiente, k el número total de intervalos de clasificación y n el número total de datos.

Para conocer que tan dispersos están los valores de una muestra

respecto de su media, se utiliza lo que se conoce como la desviación estándar de la muestra, la cual se expresa como

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \quad (8.8)$$

donde x_i son los valores de las muestras, \bar{x} su media (ec 8.6) y n el número total de valores de la muestra.

Análogamente, la desviación estándar de una distribución de frecuencias se valúa como

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^k (x_i - \bar{x})^2 f_i \Delta x_i}{n-1}} \quad (8.9)$$

donde las variables tienen el mismo significado que en la ec 8.7. En caso de que la desviación estándar se refiera al universo, esta se indica con la letra σ . Al cuadrado de la desviación estándar se le llama variancia; para una muestra se designa con S^2 y para el universo con σ^2 .

La relación entre la desviación estándar y la media se conoce como coeficiente de variación C_v .

Ejemplo 8.2 Calcular los parámetros estadísticos principales de la distribución obtenida en el ejemplo 8.1, trabajando con los valores específicos y con los intervalos de clase.

a) Análisis usando los valores específicos de las alturas de lluvia.

Para facilitar el cálculo se elaboró la Tabla 8.4

De la Tabla 8.4, col 2 y aplicando la ec 8.6, se tiene que la media de los valores específicos de la altura de lluvia es

$$\bar{x} = \frac{1868.10}{76} = 24.64$$

De la col 4, con la ec 8.8, se deduce una variancia de

$$S^2 = \frac{1}{76-1} (18,142.24) = 255.23$$

siendo su desviación estandar y coeficiente de variación de

$$S = \sqrt{S^2} = 15.98$$

$$C_v = \frac{S}{\bar{x}} = 0.64$$

b) Análisis considerando intervalos de clase.

Para la obtención de las características de la distribución de frecuencias de las lluvias se elaboró la Tabla 8.5

De la Tabla 8.5, col 3, se tiene, aplicando la ec 8.7, que la media

de la distribución de frecuencia de lluvias es de

$$\bar{x} = \frac{1870}{76} = 24.605 = 24.61$$

De la col 6, y la ec 8.9, se deduce que la variancia de la distribución de frecuencias de lluvias resulta de

$$S^2 = \frac{1}{76-1} (18,088.10) = 249.19$$

Tabla 8.4 Ordenamiento para el cálculo de las características de la muestra (ejemplo 8.2)

| NO.
ORDEN | X _i | X _i - \bar{X} | (X _i - \bar{X}) ² | NO.
ORDEN | X _i | X _i - \bar{X} | (X _i - \bar{X}) ² |
|--------------|----------------|----------------------------|--|--------------|----------------|----------------------------|--|
| 1 | 10.00 | -13.94 | 194.32 | 38 | 21.10 | -3.74 | 13.98 |
| 2 | 14.00 | -10.24 | 104.85 | 39 | 21.30 | -3.54 | 12.53 |
| 3 | 20.00 | -4.24 | 17.97 | 40 | 17.20 | -7.64 | 58.38 |
| 4 | 11.00 | -12.84 | 167.44 | 41 | 36.10 | 11.26 | 126.78 |
| 5 | 64.00 | 39.16 | 1533.50 | 42 | 49.50 | 24.86 | 609.11 |
| 6 | 20.00 | -3.94 | 15.50 | 43 | 20.00 | -4.84 | 23.42 |
| 7 | 32.00 | 7.16 | 51.25 | 44 | 4.00 | -20.24 | 409.65 |
| 8 | 28.00 | 3.96 | 15.68 | 45 | 27.30 | 2.46 | 6.05 |
| 9 | 3.00 | -22.24 | 494.61 | 46 | 49.70 | 24.86 | 618.01 |
| 10 | 35.00 | 10.96 | 120.10 | 47 | 34.00 | 9.76 | 95.25 |
| 11 | 17.00 | -7.14 | 50.97 | 48 | 49.00 | 24.16 | 583.70 |
| 12 | 39.40 | 13.56 | 183.87 | 49 | 25.30 | 0.46 | 0.21 |
| 13 | 16.30 | -8.54 | 72.93 | 50 | 27.20 | 2.36 | 5.56 |
| 14 | 6.00 | -18.04 | 325.44 | 51 | 39.80 | 13.98 | 194.88 |
| 15 | 17.00 | -7.84 | 61.46 | 52 | 52.40 | 27.56 | 759.55 |
| 16 | 6.80 | -18.04 | 325.44 | 53 | 11.50 | -13.34 | 177.95 |
| 17 | 25.30 | 0.46 | 0.21 | 54 | 15.80 | -9.04 | 81.72 |
| 18 | 36.30 | 11.46 | 131.33 | 55 | 70.00 | 45.16 | 2039.42 |
| 19 | 16.50 | -8.34 | 69.55 | 56 | 24.00 | -0.84 | 0.70 |
| 20 | 8.70 | -16.14 | 260.49 | 57 | 18.50 | -8.34 | 69.55 |
| 21 | 2.00 | -21.94 | 481.36 | 58 | 5.70 | -19.14 | 366.33 |
| 22 | 8.00 | -15.94 | 254.08 | 59 | 15.50 | -9.34 | 87.23 |
| 23 | 32.00 | 7.46 | 55.65 | 60 | 18.50 | -8.34 | 40.19 |
| 24 | 56.00 | 31.76 | 1008.69 | 61 | 30.70 | 5.66 | 34.33 |
| 25 | 3.00 | -21.24 | 451.13 | 62 | 10.50 | -14.34 | 205.63 |
| 26 | 11.00 | -13.84 | 191.54 | 63 | 3.50 | -21.34 | 455.39 |
| 27 | 52.50 | 27.68 | 765.07 | 64 | 13.90 | -10.94 | 119.68 |
| 28 | 46.30 | 21.46 | 460.53 | 65 | 4.30 | -20.54 | 421.89 |
| 29 | 5.20 | -19.64 | 385.72 | 66 | 22.80 | -2.24 | 5.01 |
| 30 | 42.50 | 17.68 | 311.87 | 67 | 45.00 | 20.16 | 406.42 |
| 31 | 17.50 | -7.34 | 53.87 | 68 | 10.00 | -14.84 | 220.22 |
| 32 | 64.50 | 39.86 | 1572.91 | 69 | 9.80 | -15.24 | 232.25 |
| 33 | 29.50 | 3.86 | 14.89 | 70 | 22.70 | -2.14 | 4.57 |
| 34 | 19.00 | -5.24 | 27.46 | 71 | 23.00 | -1.84 | 3.38 |
| 35 | 30.00 | 6.06 | 36.70 | 72 | 26.20 | 1.36 | 1.84 |
| 36 | 27.50 | 2.86 | 7.07 | 73 | 31.70 | 6.86 | 47.05 |
| 37 | 10.30 | -14.54 | 211.41 | 74 | 29.90 | 5.06 | 25.60 |
| | | | | 75 | 25.80 | 1.08 | 1.12 |
| | | | | 76 | 34.50 | 9.66 | 93.31 |
| Suma | | | | | 1,868.10 | | 18,142.24 |

TABLA 8.5 PROCESAMIENTO DE CALCULO (ejemplo 8.2)

| x_i | $f_i \Delta x_i$ | $x_i f_i \Delta x_i$ | $x_i - \bar{x}$ | $(x_i - \bar{x})^2$ | $(x_i - \bar{x})^2 f_i \Delta x_i$ |
|----------------|------------------|----------------------|-----------------|---------------------|------------------------------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 5 | 14 | 70 | -19.60 | 384.16 | 5,378.24 |
| 15 | 20 | 300 | - 9.60 | 92.16 | 1,843.20 |
| 25 | 18 | 450 | 0.40 | 0.16 | 2.88 |
| 35 | 12 | 420 | 10.40 | 108.16 | 1,297.92 |
| 45 | 6 | 270 | 20.40 | 416.16 | 2,496.96 |
| 55 | 3 | 165 | 30.40 | 924.16 | 2,772.48 |
| 65 | 3 | 195 | 40.40 | 1,632.16 | 4,896.48 |
| S U M A | 76 | 1,870 | | 3,557.12 | 18,688.16 |

y la desviación estándar $S = \sqrt{S^2} = 15.78$ y $C_v = \frac{15.78}{24.61} = 0.64$

c) Comparación de los resultados

La comparación de los valores obtenidos de los principales parámetros estadísticos del ejemplo 8.1, trabajando con los valores específicos de las alturas de lluvia y con sus intervalos de clase respectivos se muestra en la tabla siguiente:

| RESULTADOS
PARAMETROS | CON | |
|---------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | (a)
valores específicos | (b)
intervalos de clase |
| Media (\bar{x}) | 24.64 | 24.61 |
| Desv. Estándar (S) | 15.98 | 15.78 |
| Variancia (S^2) | 255.23 | 249.18 |
| Coef. Variación (C_v) | 0.64 | 0.64 |

9

De la comparación de estos valores se deduce que el empleo de cualquiera de las técnicas presentadas conduce a resultados satisfactorios que aparentemente, no modifican de forma significativa la precisión de los mismos. Esto se debió a que había una buena concordancia en la distribución de los valores utilizados en el ejemplo. Conforme se incrementa el intervalo de clase y existe dispersión en los datos se incrementa la diferencia de las características de la distribución al aplicar los criterios antes mencionados.

8.1.3 Pruebas F y t

La forma de la variación de una variable se puede utilizar para conocer los cambios físicos ocurridos en la cercanía de la misma. Para determinar si dos grupos de datos n_1 y n_2 , son de una misma población o de diferentes poblaciones con distribución normal, se utiliza la relación de sus variancias S_1^2 y S_2^2 , denominada también prueba F, donde

$$F = \frac{S_1^2}{S_2^2} \quad (8.10)$$

así F es el valor de una variable aleatoria que tiene distribución F con parámetros $\nu_1 = n_1 - 1$ y $\nu_2 = n_2 - 1$. Los valores tabulados de la distribución F muestran los valores de esta, que pueden ser excedidos con una probabilidad de 0.05 ó 0.01, valores que constituyen el nivel de significancia, en términos de los grados de libertad

ν_1 y ν_2 .

Si el valor de F obtenido de la ec 8.10 excede del valor tabular para el nivel de significancia seleccionada, la diferencia entre las variaciones de los dos grupos o muestras analizadas es significativo en un sentido estadístico, pudiéndose concluir la igualdad o no de las poblaciones a que pertenecen. La estadística de la media y de la desviación estándar de una muestra, se pueden utilizar también para conocer la longitud de un registro hidrológico, de tal forma que la media de los datos esté comprendida entre ciertos límites seleccionados de la media de la población. Para esto, se utiliza la distribución t , cuya variable aleatoria t con $n-1$ grados de libertad está dada por la ec:

$$t = \frac{\bar{x} - \mu}{s/\sqrt{n}} \quad (8.11)$$

con intervalo de confianza

$$\bar{x} \pm t_{\alpha/2} \frac{s}{\sqrt{n}}$$

En las tablas de la distribución de t , se muestra el valor de t para diversos grados de libertad $\nu = n-1$ y niveles de significancia α . De la ec 8.11 se puede obtener el valor de n procediendo por tanteos, ya que t es función de n . Esta ecuación permite hacer comparación de medias, similares a las expuestas para las variancias, así como conocer la variación de la media de la población a partir de la media de la muestra.

Ejemplo 8.3 Determinar si los registros de lluvia de la estación climatológica de Tópames, Col son de la misma población, ya que la estación sufrió un cambio en sus registros en 1954, según se vió en el ejemplo 3.5.

Como en 1954 los registros sufrieron un cambio, se procede a determinar si los correspondientes al ciclo 1948 a 1953 son de la misma población que los tomados de 1954 a 1959. Para esto se calcula las características de cada una de las muestras y posteriormente se aplica la prueba F .

De las columnas 2, y aplicando la ec 8.8, la media (\bar{P}) de las precipitaciones anuales resulta

$$\begin{array}{l} \text{Muestra 1} \\ (1948 - 1953) \\ \bar{P}_1 = \frac{5693.4}{6} = 948.90 \end{array} \quad ; \quad \begin{array}{l} \text{Muestra 2} \\ (1954 - 1959) \\ \bar{P}_2 = \frac{3707.7}{6} = 617.95 \end{array}$$

De las columnas 4, y aplicando la ec 8.9, la variancia (S^2) de las precipitaciones anuales para cada una de las muestras resulta

$$\begin{array}{l} \text{Muestra 1} \\ (1948 - 1953) \\ S_1^2 = \frac{1}{6-1} (334,425.42) = 66,885.08 \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{Muestra 2} \\ (1954 - 1959) \\ S_2^2 = \frac{1}{6-1} (433,774.64) = 86,754.92 \end{array}$$

Con estos valores, aplicando la prueba F (ec 8.10) se obtiene

$$F = \frac{66885.08}{86754.92} = 0.771 = F_{cal}$$

| MUESTRA 1 | | | |
|-----------|---------------|-------------------|-----------------------|
| Año | P_a
(mm) | $P_a - \bar{P}_1$ | $(P_a - \bar{P}_1)^2$ |
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| 1948 | 1167.90 | 219.00 | 47961.00 |
| 1949 | 794.60 | -194.30 | 37752.49 |
| 1950 | 759.70 | -189.20 | 35796.64 |
| 1951 | 1088.20 | 139.30 | 19404.49 |
| 1952 | 1272.30 | 323.40 | 104587.56 |
| 1953 | 650.70 | -206.20 | 88923.24 |
| n = 6 | 5693.40 | | 334425.42 |

| MUESTRA 2 | | | |
|-----------|---------------|-------------------|-----------------------|
| Año | P_a
(mm) | $P_a - \bar{P}_2$ | $(P_a - \bar{P}_2)^2$ |
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| 1954 | 359.90 | -258.13 | 66641.42 |
| 1955 | 1151.00 | 333.05 | 284142.30 |
| 1956 | 714.90 | 96.93 | 9399.30 |
| 1957 | 508.90 | -109.05 | 11891.90 |
| 1958 | 609.10 | -14.85 | 220.52 |
| 1959 | 370.00 | -247.95 | 51479.20 |
| n = 6 | 3707.70 | | 433774.64 |

De los valores tabulados para la distribución F, con grados de libertad $\nu_1 = \nu_2 = 6-1 = 5$, a fin de que la hipótesis de igualdad de variancias se verifique, es decir que ambas muestras pertenezcan a una misma población, el valor de F que no puede ser excedido con un nivel de significancia $\alpha = 0.01$ es $F_{0.01} = 11.00$, por lo que se concluye que siendo $F_{tab} > F_{cal}$ ambas muestras son de la misma población o bien el valor F con un nivel de significancia de $\alpha = 0.05$ y

$$\nu_1 = \nu_2 = 5$$

$$F_{0.05} = 5.05 = F_{tab}$$

por lo tanto

$$F_{cal} = 0.771 < 5.05 = F_{tab}$$

obteniéndose la misma conclusión.

// **Ejemplo 8.4** Si en la Estación Climatológica de Calnali, Hgo., de un registro de 43 años, se tiene una media de las alturas de lluvia máximas anuales diarias de 111.5 mm con una desviación estándar de 25.1 mm. ¿Cuántos años de registro se requieren, para que con una probabilidad de 95 por ciento, la media de la muestra esté dentro del 5 por ciento de la media verdadera?

Lo anterior implica que μ varíe entre $0.95 \bar{x}$ y $1.05 \bar{x}$. De la ec. 8.11 se tiene que

$$\bar{x} - t \frac{S}{\sqrt{n}} < \mu < \bar{x} + t \frac{S}{\sqrt{n}}$$

que define las fluctuaciones de la media del universo en base a la media de la muestra.

Entonces,

$$\frac{t_{\alpha/2} S}{\sqrt{n} \bar{x}} = 0.05$$

de donde

$$n = \frac{(t_{\alpha/2})^2 (S/\bar{x})^2}{(0.05)^2}$$

Como el valor de t es función de n, esta ecuación se tiene que resolver por tanteos; afortunadamente, la fluctuación de t para valores de n ma-

Tabla 8.6 Gastos máximos registrados en la Estación Pericos, Gto.

| Orden | Año | Q max |
|-------|------|--------|
| 1 | 1929 | 16.40 |
| 2 | 1930 | 188.00 |
| 3 | 31 | 228.00 |
| 4 | 32 | 114.00 |
| 5 | 33 | 170.00 |
| 6 | 34 | 134.00 |
| 7 | 35 | 312.00 |
| 8 | 36 | 222.00 |
| 9 | 37 | 230.00 |
| 10 | 38 | 219.00 |
| 11 | 39 | 193.00 |
| 12 | 1940 | 109.00 |
| 13 | 41 | 174.00 |
| 14 | 42 | 108.00 |
| 15 | 43 | 231.00 |
| 16 | 44 | 335.00 |
| 17 | 45 | 141.00 |

| Orden | Año | Q máx |
|-------|------|---------|
| 18 | 46 | 30.00 |
| 19 | 47 | 105.00 |
| 20 | 48 | 94.10 |
| 21 | 49 | 49.70 |
| 22 | 1950 | 64.20 |
| 23 | 51 | 125.00 |
| 24 | 52 | 90.40 |
| 25 | 53 | 182.00 |
| 26 | 54 | 92.00 |
| 27 | 55 | 381.00 |
| 28 | 56 | 129.00 |
| 29 | 57 | 33.80 |
| 30 | 58 | 224.00 |
| 31 | 59 | 92.60 |
| 32 | 1960 | 131.00 |
| 33 | 61 | 61.80 |
| 34 | 1962 | 162.00 |
| SUMA | | 5166.80 |

Tabla 8.7.1 Análisis de Frecuencias.

| Marca de Clase (Xi) | Intervalo de Clase (ΔXi) | Frecuencia (fi ΔXi) | Xi fi ΔXi |
|---------------------|--------------------------|---------------------|-----------|
| 50 | 0-100 | 10 | 500 |
| 150 | 101-200 | 15 | 2250 |
| 250 | 201-300 | 6 | 1500 |
| 350 | 301-400 | 3 | 1050 |
| SUMA | | 34 | 5300 |

14 Para obtener los valores estandarizados para los límites de clase correspondientes, se aplica la ecuación:

$$z = \frac{x - \bar{x}}{s}$$

donde x es el límite de clase, \bar{x} es la media de los gastos máximos y s la desviación estándar de los gastos máximos deducida de la distribución de frecuencias.

De la ec (8.9) para la información mostrada en la Tabla 8.7.1, se obtiene una desviación estándar de la muestra de 91.92, con lo cual considerando $\bar{x} = 155.60$, la ecuación anterior se transforma a

$$z = \frac{x - 155.60}{91.92}$$

cuyos valores para los límites de clase se indican en la Tabla 8.7.2, col 9. En las cols 4 y 5 se tiene respectivamente el área bajo la curva de la distribución normal correspondientes a los valores de z encontrados y el área para cada intervalo de clase. Esta última se deduce sumando o restando, los dos valores sucesivos de la col 4, dependiendo del signo de la variable z ; con igual signo se restan y con signo diferente se suma. Estos valores representan la frecuencia relativa de ocurrencia del evento.

Multiplicando la frecuencia relativa (col 5) de cada evento por el número

Tabla 8.7.2 Cálculo de la Frecuencia Esperada Considerando que Distribución Normal.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
|---------|--------------------|---------|---|-----------------------------------|---------------------|----------------------|
| AXI | Límites de clase X | Z=F(X) | Área bajo la Curva Normal de $\sigma = z$ | Área para Cada Intervalo de clase | Frecuencia Esperada | Frecuencia Observada |
| 0-100 | 0 | -1.6820 | 0.4550 | 0.2275 | 7.5-8 | 10 |
| 101-200 | 100.50 | -0.6020 | 0.2341 | 0.2209 | 14.2-14 | 18 |
| 201-300 | 200.50 | 0.4852 | 0.1802 | 0.4203 | 8.7-9 | 6 |
| 301-400 | 300.50 | 1.5731 | 0.4422 | 0.2590 | 1.8-2 | 3 |
| | 400.50 | 2.0510 | 0.4901 | 0.0539 | | |

Tabla 8.7.3 Ordenación de cálculo para la aplicación de la Prueba " χ^2 ".

| | f_i | e_i | $(f_i - e_i)$ | $(f_i - e_i)^2$ | $\frac{(f_i - e_i)^2}{e_i}$ |
|------|-------|-------|---------------|-----------------|-----------------------------|
| 1 | 10 | 7.5 | 2.5 | 6.25 | 0.8333 |
| 2 | 18 | 14.2 | 3.8 | 14.44 | 1.0169 |
| 3 | 6 | 8.7 | -2.7 | 7.29 | 0.8379 |
| 4 | 3 | 1.8 | 1.2 | 1.44 | 0.8000 |
| SUMA | | | | | 2.5122 |

no total de ellos ($n = 34$) se obtiene la frecuencia esperada para los valores ajustados a la distribución normal (col 6). Finalmente en la col 7 se tiene la frecuencia observada, la cual se dedujo en la Tabla 8.7.1.

En la Tabla 8.7.3 se ordenan las frecuencias antes indicadas para la aplicación de la ec 8.12.

Así, se deduce que

$$\chi^2_{\text{cal}} = 2.5122 \approx 2.52$$

De las Tablas χ^2 se deduce para $\nu = k-1-m=4-1-2 = \text{grados de libertad}$ y un nivel de significancia $\alpha = 5\%$ que

$$\chi^2_{0.95} = 3.84; \text{ y para } \alpha = 1\%, \chi^2_{0.99} = 6.63.$$

En ambos casos $\chi^2_{\text{cal}} < \chi^2_{\text{tab}}$ por lo que se puede concluir que para los niveles de significancia probados, los gastos máximos anuales registrados de la Estación Pericos, Gto. sobre el Río de la Laja tienen una distribución normal.

Ejemplo 8.6 Aplicación de la prueba de Kolmogorov & Smirnov.

Comprobar la validez del ajuste a la distribución normal de los gastos máximos en el Río de La Laja, Gto., analizada en el ejemplo anterior.

Para valorar la diferencia máxima en ordenada "D" que exista entre las distribuciones observada y teórica, en la Tabla 8.8 se proporciona el ordenamiento de los datos Tabla 8.6 y su frecuencia acumulada. En la

fig 8.2 se muestra el histograma acumulado de los valores de la muestra, ordenados de menor a mayor (Tabla 8.8 col. 3) asignándole a cada uno la misma probabilidad o frecuencia $1/n$ (Tabla 8.8, col. 1) y la distribución acumulada de frecuencia de los valores esperados correspondientes a la distribución normal teórica (Tabla 8.7.2 cols 1 y 6) con $P(X \leq x)$. De la fig 8.2 se deduce la diferencia en ordenada máxima entre (a) y (b); $D = 0.105$. De la tabla de distribución K & S, con $n=34$ y $\alpha = 0.01$ y 0.05 , $D^* = 0.200$. Como $D < D^*$ se acepta la distribución normal como representativa de los gastos máximos anuales.

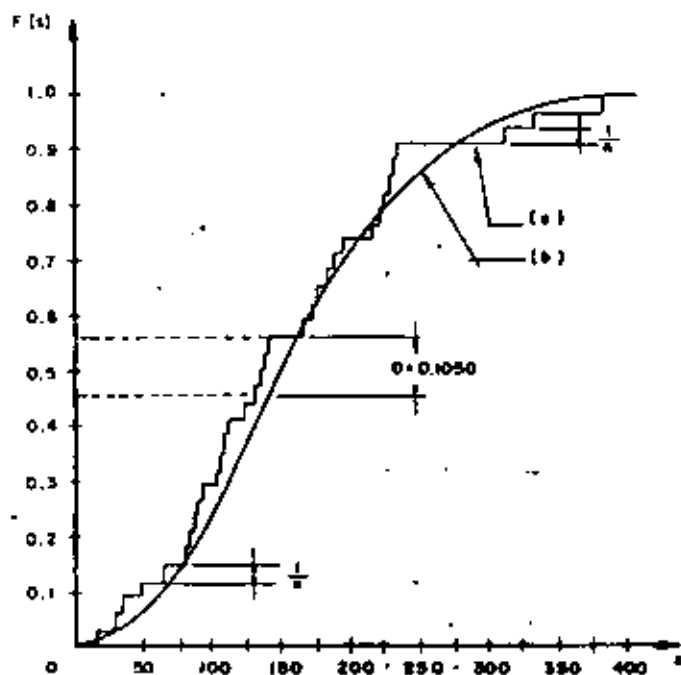


Fig. 8.2 Distribuciones Acumuladas

16

Tabla 8.8 Ordenación de los datos y frecuencias acumuladas.

| Orden (i) | Q max (xi) m ³ /seg | Xi de menor a mayor | F (xi) (1/n) |
|-----------|--------------------------------|---------------------|--------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| 1 | 16.40 | 16.40 | 0.03 |
| 2 | 188.00 | 30.80 | 0.06 |
| 3 | 228.00 | 33.80 | 0.09 |
| 4 | 114.00 | 49.70 | 0.12 |
| 5 | 170.00 | 64.20 | 0.15 |
| 6 | 134.00 | 81.80 | 0.18 |
| 7 | 312.00 | 84.10 | 0.21 |
| 8 | 222.00 | 92.60 | 0.24 |
| 9 | 230.00 | 92.80 | 0.26 |
| 10 | 219.00 | 93.40 | 0.29 |
| 11 | 193.00 | 105.00 | 0.32 |
| 12 | 109.00 | 108.00 | 0.35 |
| 13 | 174.00 | 109.00 | 0.36 |
| 14 | 108.00 | 114.00 | 0.41 |
| 15 | 231.00 | 125.00 | 0.44 |
| 16 | 335.00 | 129.00 | 0.47 |
| 17 | 141.00 | 131.00 | 0.50 |
| 18 | 30.80 | 134.00 | 0.53 |
| 19 | 105.00 | 141.00 | 0.56 |
| 20 | 84.10 | 162.00 | 0.59 |
| 21 | 49.70 | 170.00 | 0.62 |
| 22 | 64.20 | 174.00 | 0.65 |
| 23 | 125.00 | 182.00 | 0.68 |
| 24 | 93.40 | 188.00 | 0.71 |
| 25 | 182.00 | 193.00 | 0.74 |
| 26 | 92.80 | 219.00 | 0.76 |
| 27 | 381.00 | 222.00 | 0.79 |
| 28 | 129.00 | 224.00 | 0.82 |
| 29 | 33.80 | 228.00 | 0.85 |
| 30 | 224.00 | 230.00 | 0.88 |
| 31 | 92.60 | 231.00 | 0.91 |
| 32 | 131.00 | 312.00 | 0.94 |
| 33 | 81.80 | 335.00 | 0.97 |
| 34 | 162.00 | 381.00 | 1.00 |

$$\bar{x} = \frac{8227.68}{12} = 685.64$$

Sustituyendo los valores anteriores en las ecas (8.15) y (8.16) se obtiene

$$b = \frac{21988323.99}{50983747.98} = 0.4310$$

$$a = 282.48 - 0.4310 (685.64) = -13.03$$

Por tanto, la ecuación de la recta de regresión que proporciona el mejor ajuste entre los valores de los gastos medios mensuales en los ríos Grijalva (x) y Mezcalapa (y) resulta según la ec. 8.13

$$y' = -13.03 + 0.4310 x$$

siendo su coeficiente de correlación, teniendo en cuenta que

$$S_{yy} = 12 (1768685.80) - (3309.84)^2 = 9733214.38$$

igual a

$$r^2 = \frac{(21988323.99)^2}{(50983747.98)(9733214.38)} ; r = 0.9971$$

En la fig. 8.4 se muestran los valores datos, así como la ecuación de mejor ajuste entre ellos.

Para conocer el gasto medio que circula por el Río Mezcalapa, cuando aguas abajo en el Río Grijalva se presentó un gasto de 3500 m³/seg de la ec. de la recta de regresión encontrada se tiene que

$$Q \text{ Mezcalapa} = f(Q \text{ Grijalva})$$

$$y = f(x)$$

Río Mezcalapa
Estación Reforma

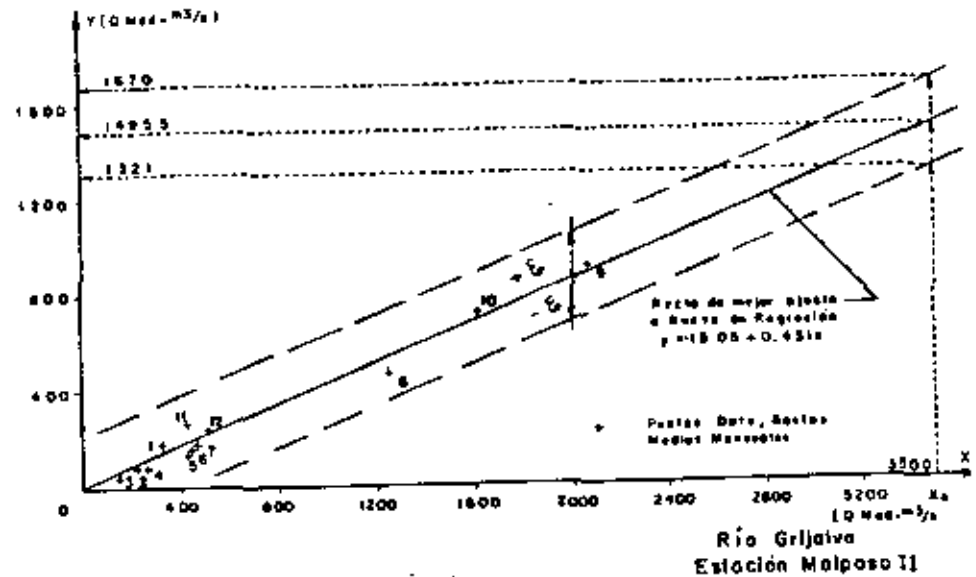


Fig. 8.4 Recta de Regresión obtenida para relacionar los gastos medios mensuales, aforados en las estaciones hidrométricas Reforma y Malpaso II.

Por lo que si $x = 3500$

$$y' = -13.03 + 0.4310 (3500) = 13.03 + 1508.50$$

$$y' = 1495.47 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

resultaría el gasto medio en el Río Mezcalpa, obtenido de la recta de regresión.

Considerando para evaluar el error estándar de la predicción un nivel de significancia de 0.95, ($\alpha = 0.05$) y $\alpha/2 = 0.025$ y grados de libertad

$$v = n - 2 = 12 - 2 = 10$$

de los valores tabulados de la distribución t^* se deduce:

$$t_{\frac{\alpha}{2}} = 10.025 = \underline{2.228}$$

siendo la variancia del error (ec 8.19) igual a

$$S_e^2 = \frac{S_{yy}}{n(n-2)} \left[1 - \frac{(S_{xy})^2}{S_{xx}S_{yy}} \right] = \frac{9733214.38}{12(12-2)} \left[1 - \frac{(21988323.99)^2}{(50983747.98)(9733214.38)} \right]$$

$$= 8110.12 (1 - 0.97) = 8110.12 (0.03) = 2083.89$$

$$S_e = \sqrt{2083.89} = \underline{45.65}$$

Sustituyendo los valores en la ec 8.20, con $X_0 = 3500$

$$E = \pm (2.228) (45.65) \sqrt{1 + \frac{1}{12} + \frac{12(3500 - 683.64)^2}{50983747.98}}$$

$$= \pm 101.7082 \sqrt{1 + 0.0833 + 1.0643} = \pm 101.7082 (1.7169)$$

así, el intervalo de confianza: $E = \pm 174.62$

por tanto, se podría afirmar que el gasto medio más probable ($P = 0.95$) esperado en la estación Reforma cuando se presentan $3500 \text{ m}^3/\text{seg}$. en la estación Malpaso II sería, con su intervalo de confianza de.

$$y = 13.03 + 0.4310 (3500) \pm 174.62$$

$$y = 1495.47 \pm 174.62$$

así

$$Q \text{ Med máximo} = 1495.47 + 174.62 = 1670 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q \text{ Med mínimo} = 1495.47 - 174.62 = 1321 \text{ m}^3/\text{seg}$$

22

Puede notarse que el error estándar de la predicción Y_0 intervalo de confianza resulta el 11.7 % del valor obtenido para y' .

Ejemplo 8.8 En la tabla (8.11) se proponen los gastos máximos mensuales aforados (col. 3) y su correspondiente lectura sobre la escala de referencia (col. 4) del Río Mezcalapa, Estación Las Peñitas, en el Edo. de Chiapas correspondiente a la cuenca del Río Grijalva. El cero de la escala se encuentra en la cota + 50.00 m respecto al banco de nivel. Se desea encontrar, aplicado el método de correlación lineal simple, la ecuación que mejor relaciona dichos valores, su coeficiente de correlación, así como el gasto máximo mensual esperado en la corriente cuando se tenga una lectura de escala de 6.80 m.

La relación pedida corresponde que la ecuación de una curva de elevaciones-gastos para el río en estudio. Esta curva generalmente tiene la forma:

$$Q = a_0 h^b$$

Q gasto que pasa por sección (m^3/seg)

h' tirante hidráulico o elevación de la superficie del agua respecto a un punto. (m)

a_0, b parámetros, función de las características particulares del escurrimiento.

Siendo esta la forma de la ecuación buscada, para poder utilizar el análisis de correlación lineal en vez de la curvilínea, será necesario efectuar ciertas transformaciones de forma tal que pueda relacionar linealmente, así tomando logaritmos se tiene

$$\log Q = \log a_0 + b \log h$$

y considerando

$$y' = \log Q$$

$$x = \log h$$

$$a = \log a_0$$

queda

$$y' = a + bx$$

que es la ecuación de una recta con pendiente b y ordenada al origen a, con la característica de la recta de regresión pudiendo así emplear el análisis lineal deseado. Para la secuencia de cálculo, se elaboró la-

Tabla 8.12'

De dicha tabla se tienen los siguientes valores:

$$\sum_{i=1}^n x_i = 7.0620 \quad ; \quad \sum_{i=1}^n y_i = 36.1844$$

$$\sum_{i=1}^n (x_i)^2 = 4.3971 \quad ; \quad \sum_{i=1}^n (y_i)^2 = 110.7134$$

Tabla 8.11 Gastos máximos manuales en la escala de tirantes correspondiente al Río Mezcalapa en la estación La Peñita durante el año de 1969.

| 1 | 2 | 3 | 4 |
|-------|------------|--|---|
| Orden | Mes | Gasto máximo mensual (m ³ /s) | Lectura en la escala de tirantes respecto al cero (m) |
| 1 | Enero | 1156.000 | 4.18 |
| 2 | Febrero | 445.740 | 2.75 |
| 3 | Marzo | 325.450 | 2.41 |
| 4 | Abril | 457.000 | 2.86 |
| 5 | Mayo | 506.500 | 2.97 |
| 6 | Junio | 560.500 | 3.09 |
| 7 | Julio | 884.500 | 3.69 |
| 8 | Agosto | 2230.000 | 5.30 |
| 9 | Septiembre | 4000.000 | 6.40 |
| 10 | Octubre | 3765.000 | 6.42 |
| 11 | Noviembre | 2490.000 | 5.39 |
| 12 | Diciembre | 944.000 | 3.68 |

Tabla 8.12 Ordenamiento de cálculo.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|-------|------|---------|----------------|----------------|--------------------------------|--------------------------------|------------------------------------|
| Orden | h | q | x _i | y _i | (x _i) ² | (y _i) ² | (x _i)(y _i) |
| 1 | 4.18 | 1156.00 | 0.6191 | 3.0645 | 0.3832 | 9.3911 | 1.8972 |
| 2 | 2.75 | 445.74 | 0.4393 | 2.6493 | 0.1929 | 7.0187 | 1.1038 |
| 3 | 2.41 | 325.45 | 0.3820 | 2.5119 | 0.1459 | 6.3063 | 0.9595 |
| 4 | 2.86 | 457.00 | 0.4564 | 2.6599 | 0.2083 | 7.0750 | 1.2139 |
| 5 | 2.97 | 506.50 | 0.4728 | 2.7050 | 0.2235 | 7.3170 | 1.2789 |
| 6 | 3.09 | 560.50 | 0.4900 | 2.7490 | 0.2401 | 7.5570 | 1.3470 |
| 7 | 3.69 | 884.50 | 0.5670 | 2.9469 | 0.3214 | 8.6842 | 1.6708 |
| 8 | 5.30 | 2230.00 | 0.7243 | 3.3483 | 0.5248 | 11.2111 | 2.4251 |
| 9 | 6.40 | 4000.00 | 0.8062 | 3.3483 | 0.6499 | 12.8731 | 2.9040 |
| 10 | 6.42 | 3765.00 | 0.8075 | 3.5763 | 0.6520 | 12.7893 | 2.8878 |
| 11 | 5.39 | 2490.00 | 0.7316 | 3.3932 | 0.5352 | 11.5341 | 2.4846 |
| 12 | 3.68 | 944.00 | 0.5658 | 2.8750 | 0.3201 | 8.8583 | 1.6832 |
| Suma: | | | 7.0620 | 36.1844 | 4.3971 | 110.7134 | 21.9158 |

$$\sum_{i=1}^n x_i y_i = 21.9158$$

24

sustituyendo los valores anteriores en la ec (8.17) se tiene que

$$\begin{aligned} S_{xx} &= 12(4.3971) - (7.0620)^2 = 2.8934 \\ \text{y de la ec (8.18)} \\ S_{xy} &= 12(21.9158) - (36.1844) = 7.4554 \end{aligned}$$

siendo la medida de los datos:

$$\begin{aligned} \bar{y} &= \frac{36.1844}{12} = 3.0153 \\ \bar{x} &= \frac{7.0620}{12} = 0.5885 \end{aligned}$$

Sustituyendo los valores en las ecs (8.15) y (8.16) se tiene que

$$\begin{aligned} b &= \frac{7.4554}{2.8934} = 2.58 \quad \text{y} \\ a &= 3.0153 - 2.58(0.5885) = 1.50 \end{aligned}$$

Por tanto, la ecuación de la recta de regresión (en escala doble-logarítmica por la transformación hecha) que proporciona el mejor ajuste entre los valores de los gastos máximos mensuales (y) y su correspondiente lectura en la escala (x) sobre el Río Mezcalapa resulta, según la ec.(8.13)

$$y' = 1.50 + 2.58 x$$

pero de acuerdo con la transformación hecha y la forma de la ecuación de una curva E-Q, se tiene que

$$\begin{aligned} a &= \log a_0 = 1.50 \\ a_0 &= \text{antilog } 1.50 = 31.62 \end{aligned}$$

así la ecuación de la curva E-Q que proporciona el mejor ajuste a los datos en escala normal o aritmética resulta

$$Q = 31.62 (h)^{2.58}$$

En las figs 8.5 y 8.6 se muestran las relaciones existentes entre los datos y estas ecuaciones.

Su coeficiente de correlación considerando

$$S_{yy} = 12(110.7134) - (36.1844)^2 = 19.25$$

se obtiene de la ec (8.19) como

$$\begin{aligned} r &= \frac{7.4554}{\sqrt{(2.8934)(19.2500)}} = \frac{7.4554}{7.4630} \\ r &= 0.9989 \end{aligned}$$

que involucra un ajuste prácticamente sin error apreciable.

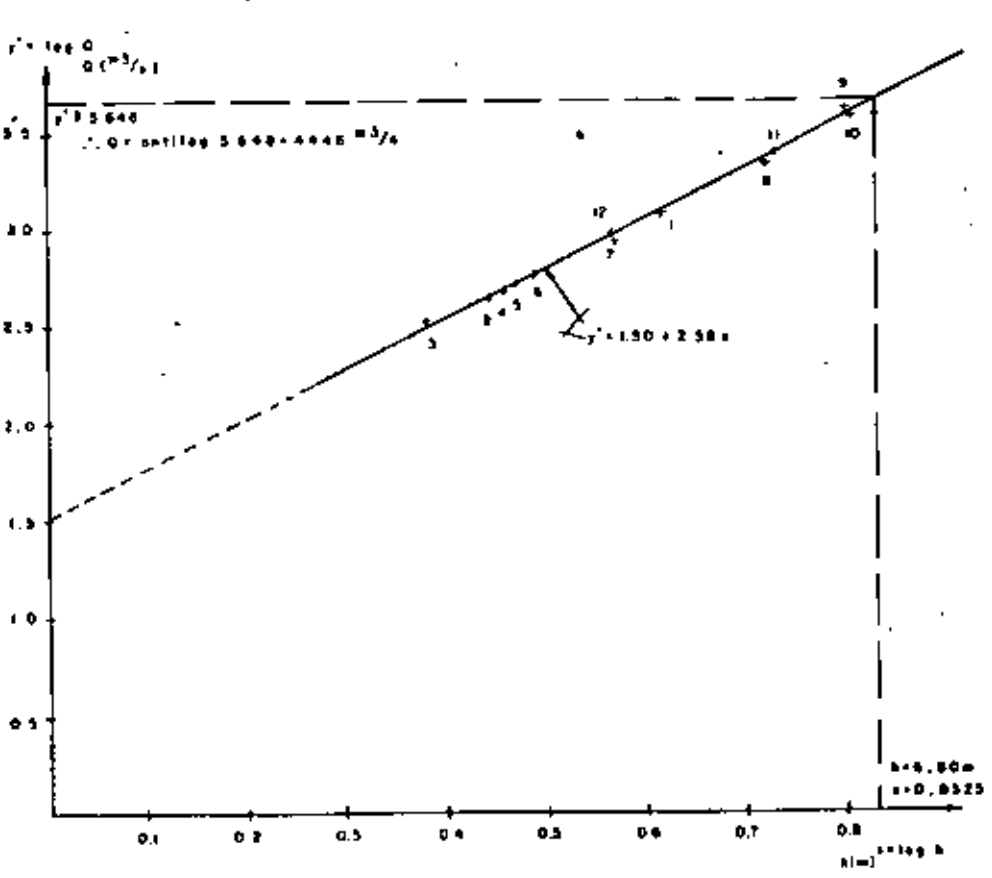
Para conocer el gasto máximo mensual que circula por la sección en el Río Mezcalapa cuando se tiene una lectura de 8.80 m en la escala aforadora en su margen, se pueden utilizar las ecuaciones de la recta de regresión y de la curva encontradas. Así,

$$Q \text{ Mezcalapa} = f(h \text{ escala})$$

$$y = f(x)$$

como:

$$y' = 1.50 + 2.58 x$$



25

Fig. 8.5 Recta de Regresión ($y=1.50+2.58x$) obtenida para relacionar los gastos máximos mensuales en el Río Mezcalapa y las lecturas correspondientes en la escala de Referencia. Escala aritmética.

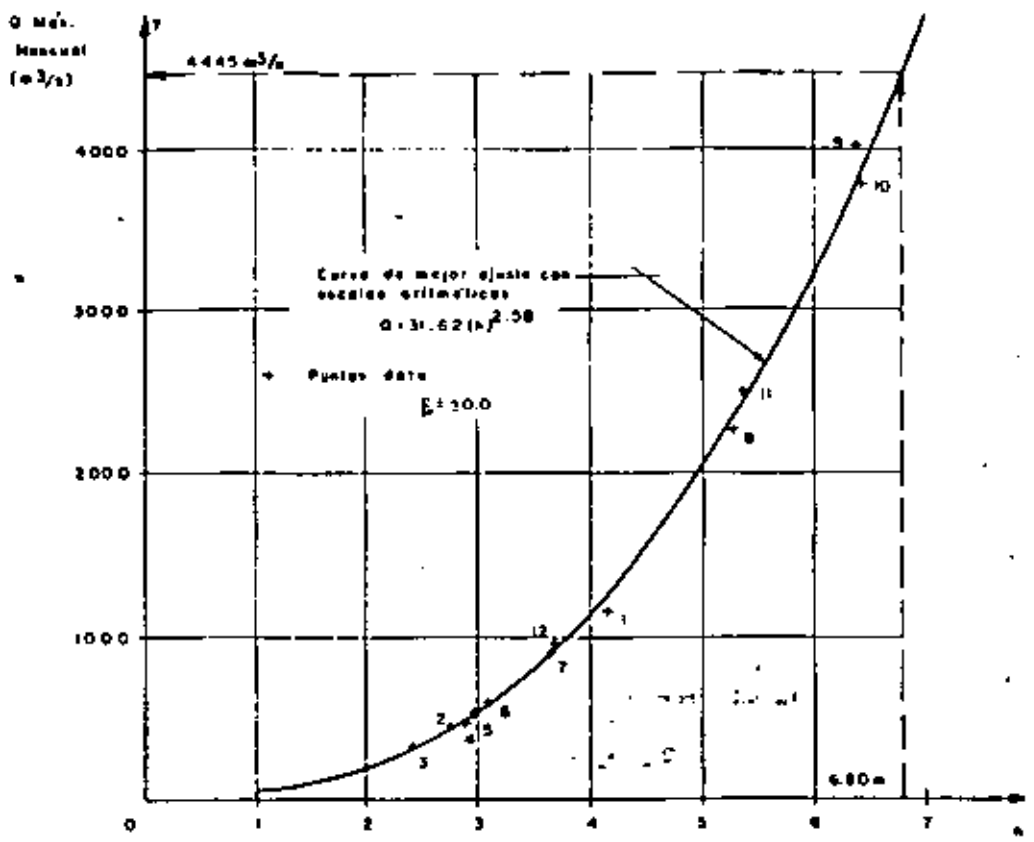


Fig. 8.6 Curva de mejor ajuste obtenida para relacionar los gastos máximos mensuales en el Río Mezcalapa y las lecturas correspondientes en la escala de referencia. Curva Elevaciones-Gastos de la Estación Hidrométrica Los Peñitas.

siendo $x = \log h = \log 6.80 = 0.8325$

subst: $y' = 1.50 + 2.58 (0.8325) = 1.50 + 2.1478 = 3.6478$

$y = \log Q; Q = \text{antilog}(y') = \text{antilog}(3.6478)$

$QM = 4444 \text{ m}^3/\text{seg}$ recta de regresión, o bien la

ecuación de la curva $E - Q$.

$Q = 31.62 (h)^{2.58}$

$= 31.62 (6.80)^{2.58} = 31.62 (140.60) = 4445.80 \text{ m}^3/\text{seg}$

Si se elige para evaluar el error un nivel de significancia de 0.95, $\alpha = 0.5$

y $\frac{\alpha}{2} = 0.025$

los grados de libertad $\nu = n-2 = 12-2 = 10$, de los valores tabulados para la distribución "t" obtenemos:

$t_{\frac{\alpha}{2}} = t_{0.025} = 2.228$ y

la variancia del error " Se^2 " de acuerdo a la ec (B.19) es

$Se^2 = \frac{19.25}{12(12-2)} \left[1 - \frac{(7.4554)^2}{(2.8934)(19.25)} \right] = 0.00034$

y la desviación estándar: $Se = 0.018$

Sustituyendo los valores en la ec (B.20) con $X_0 = 0.8325$ se tiene

$$\epsilon = \pm (2.228) (0.018) \sqrt{1 + \frac{1}{12} + \frac{12(0.8325 - 0.5885)^2}{2.8934}}$$

$$\begin{aligned} \epsilon &= \pm 0.0401 \sqrt{1 + 0.0833 + 0.2467} = \pm 0.0401 \sqrt{1.33} = \\ &= \pm 0.0401 (1.153) = \pm 0.0462 \\ &= \pm 0.0462 \end{aligned}$$

por tanto, de la ec (B.21)

$$y = a + bx \pm \epsilon$$

vemos que el valor para el error estándar o intervalo de confianza -

$\epsilon = \pm 0.0462$ en esta curva elevaciones - gastos resulta tan pequeño, que el valor del gasto máximo mensual más probable que se presenta en el Río Mezcalapa cuando la lectura sobre la escala es de 6.80 m, se obtiene directamente de las ecuaciones encontradas, depreciando el error o intervalo de confianza, sin que esto afecte a la predicción en forma significativa, así

cuando $h = 6.80 \text{ m}$

$QM = 4445 \text{ m}^3/\text{seg}$

Lo anterior es de esperarse pues el coeficiente de correlación prácticamente tiene el valor de la unidad.

8.3 Correlación lineal múltiple

Esta técnica de análisis se utiliza cuando la variable dependiente "y" es función de dos o más variables independientes x_1, x_2, \dots, x_n . Es muy usada en hidrología para obtener relaciones por ejemplo entre los gas-

tos máximos y las características fisiográficas de la cuenca en estudio, para determinar fórmulas de tiempos de pico, para generación de escurrimientos, etc. El valor por estimar y' se puede conocer a partir de una ecuación lineal del tipo

$$y' = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 + \dots + a_n x_n \quad (8.22)$$

donde las a_i se determinan a partir de los datos disponibles y de tal manera que la suma de los errores al cuadrado sea mínima. A partir de esto, los parámetros a_i se obtienen al resolver el siguiente sistema:

$$\begin{pmatrix} N & x_{11} & x_{21} & x_{n1} \\ x_{11} & x_{11}^2 & x_{11} x_{21} & x_{11} x_{n1} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ x_{n1} & x_{n1} x_{11} & x_{n1} x_{21} & x_{n1}^2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} a_0 \\ a_1 \\ \vdots \\ a_n \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} y_1 \\ x_{11} y_1 \\ \vdots \\ x_{n1} y_1 \end{pmatrix} \quad (8.23)$$

donde N es el número de grupos de valores $(x_{11}, x_{21}, \dots, x_{n1}, y_1)$ y las sumas son desde 1 hasta N .

A partir de una ecuación similar a la (8.14) y de acuerdo con la ec (8.9) se puede obtener la variancia del error como

$$S_e^2 = \sum y_i^2 - S_n^2 \quad (8.24)$$

donde

$$S_n^2 = a_0 \sum y_i + a_1 \sum x_{1i} y_i + \dots + a_n \sum x_{ni} y_i \quad (8.25)$$

Las ecs (8.24) y (8.25) permiten conocer que tanto influyen cada una de las variables independientes (x_1, x_2, \dots, x_n) en el valor de y . Suponiendo que se desea saber que tanto influye la variable x_n en el cálculo de y , se procede de la siguiente manera; se calcula utilizando la ec (8.25) la variancia S_{n-1}^2 de las restantes variables, pero sin tener en cuenta el último término función de x_n . Conocidas las variancias, se aplica la prueba F (ec 8.10) considerando que

$$F = \frac{N - n - 1}{S_e^2} \frac{(S_n^2 - S_{n-1}^2)}{n - (n - 1)} \quad (8.26)$$

Comparando el valor calculado de F según la ec (8.26) y el valor tabular de F con grados de libertad $\nu_1 = N - n - 1$ y $\nu_2 = n - (n - 1)$; si el primero es mayor que el segundo, el ajuste de y mejora si se utiliza x_n .

Obsérvese que el criterio anterior se puede efectuar suponiendo simultáneamente varias variables x_i , pero siempre comparando con respecto a la ec (8.22). Por el proceso iterativo de este análisis, conviene siempre empezar comparando el valor observado de y con el obtenido mediante el ajuste de y_i este último función de dos y tres variables de

Después de revisar diversas ecuaciones, se propuso para iniciar el estudio una ecuación de liga del tipo

$$QM = a A^b S^c T^d$$

que involucra la relación basada, siendo a, b, c y d los parámetros a determinar. Aunque lógicamente al hacer intervenir en el problema - solo cinco subcuencas, para procesar la ecuación planteada, se tiene - muy poca información para realizar el ajuste de los parámetros y utilizarlos para hacer inferencia. Por claridad se prefirió sacrificar información y trabajar solo con cinco subcuencas. Hecha la aclaración anterior, como la ecuación propuesta representa una relación no lineal, se hace la transformación necesaria para aplicar el procedimiento visto en la correlación lineal múltiple. Tomando logaritmos decimales se tiene que

$$\log QM = \log a + b \log A + c \log S + d \log T$$

$$\log QM = y'$$

con lo cual

$$\log a = a_0, b = a_1, c = a_2, d = a_3$$

$$\log A = x_1, \log S = x_2, \log T = x_3$$

queda $y' = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 + a_3 x_3$, que es la relación lineal pedida. De acuerdo al sistema (8.23) indicando con

$$\sum_{i=1}^n = \sum ; x_{1i} = x_1, x_{2i} = x_2, x_{3i} = x_3, y_i = y,$$

las ecuaciones asociadas a la matriz serían

$$y = a_0 n + a_1 \sum x_1 + a_2 \sum x_2 + a_3 \sum x_3$$

$$y x_1 = a_0 \sum x_1 + a_1 \sum x_1^2 + a_2 \sum x_1 x_2 + a_3 \sum x_1 x_3$$

$$y x_2 = a_0 \sum x_2 + a_1 \sum x_1 x_2 + a_2 \sum x_2^2 + a_3 \sum x_2 x_3$$

$$y x_3 = a_0 \sum x_3 + a_1 \sum x_1 x_3 + a_2 \sum x_2 x_3 + a_3 \sum x_3^2 \dots (1)$$

que es un sistema de 4 ecuaciones con 4 incógnitas. Para resolver el sistema se elaboró la Tabla 8.14

Substituyendo los resultados de la Tabla 8.14 en el sistema, se tiene que

$$18.008 = 5a_0 + 18.988 a_1 - 9.060 a_2 + 2.714 a_3$$

$$58.681 = 18.988 a_0 + 73.578 a_1 - 35.404 a_2 + 10.712 a_3$$

$$-32.824 = 9.060 a_0 - 35.404 a_1 + 17.112 a_2 - 5.168 a_3$$

$$9.868 = 2.714 a_0 + 10.712 a_1 - 5.168 a_2 + 1.615 a_3$$

Resolviendo el sistema, se deduce los valores de los parámetros que son:

$$a_0 = 5.5541 = \log a \quad a = \text{antilog } a_0 = 743600$$

$$a_1 = 1.8736 = b$$

$$a_2 = 2.2136 = c$$

$$a_3 = 2.1207 = d$$

Tabla 8.14 Ordenamiento del cálculo

| Orden | Q m ³ /s
(m ³ /s) | Area
(/2m ²) | Pendiente
(S ^{-m} /m) | Periodo de
Retorno (Tr-años) | y
log Q | x ₁
log A | x ₂
log S | x ₃
log Tr |
|-------|--|-----------------------------|-----------------------------------|---------------------------------|------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|
| 1 | 5410 | 23373 | 0.0076 | 6.50 | 3.735 | 4.368 | -2.119 | 0.813 |
| 2 | 5233 | 17238 | 0.0077 | 4.33 | 3.720 | 4.238 | -2.113 | 0.637 |
| 3 | 4037 | 6884 | 0.0135 | 3.25 | 3.606 | 3.837 | -1.870 | 0.512 |
| 4 | 3295 | 5275 | 0.0138 | 2.60 | 3.516 | 3.514 | -1.857 | 0.415 |
| 5 | 2686 | 661 | 0.0792 | 2.17 | 3.431 | 2.821 | -1.101 | 0.337 |
| | | | | | 18.008 | 18.988 | -9.060 | 2.714 |

| x ₁ ² | x ₂ ² | x ₃ ² | x ₁ x ₂ | x ₁ x ₃ | x ₂ x ₃ | y x ₁ | y x ₂ | y x ₃ |
|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|------------------|------------------|------------------|
| 19.068 | 4.490 | 0.661 | -9.258 | 3.552 | -1.723 | 18.318 | -7.914 | 3.037 |
| 17.961 | 4.465 | 0.400 | -6.955 | 2.700 | -1.346 | 15.785 | -7.840 | 2.370 |
| 14.723 | 3.497 | 0.262 | -7.175 | 1.965 | -0.957 | 13.836 | -6.743 | 1.846 |
| 13.848 | 3.448 | 0.172 | -6.910 | 1.544 | -0.771 | 13.083 | -6.529 | 1.459 |
| 7.959 | 1.212 | 0.114 | -3.108 | 0.951 | -0.371 | 9.679 | -3.778 | 1.156 |
| 73.576 | 17.112 | 1.615 | -35.404 | 10.712 | -5.168 | 68.681 | -32.824 | 9.868 |

y finalmente la ecuación buscada resulta

$$y' = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 + a_3 x_3$$

$$\log QM = \log a + b \log A + c \log S + d \log Tr$$

$$\log QM = 5.541 - 1.8736 \log A - 2.2136 \log S + 2.1207$$

$$\log Tr \dots (1)$$

$$QM = a A^b S^c Tr^d$$

así

$$QM = 743600 A^{-1.8736} S^{-2.2136} Tr^{2.1207}$$

$$Qm = 743600 \frac{Tr^{2.12}}{(A^{1.87})(S^{2.21})} \text{ (m}^3/\text{seg)}$$

y de acuerdo a la ecuación (8.24) la variancia del error será:

$$S_e^2 = y_i^2 - S_n^2$$

donde (8.25) $S_n^2 = a_0 \sum y + a_1 \sum y x_1 + a_2 \sum y x_2 + a_3 \sum y x_3$

$$= 5.541 (18.008) - 1.8736 (68.681) - 2.2136 (-32.824) + 2.1207 (9.868) = 64.9238$$

por otro lado

$$y_i^2 = 64.9259$$

subst en (8.24)

$$S_e^2 = 64.9259 - 64.9238 = 0.0021$$

y la desv. estándar del error.

$$Se = \sqrt{Se^2} = \sqrt{0.0021} = 0.0456$$

Si el gasto máximo para el Río Pánuco asociado a un $T_r = 25$ años, resultaría según la ecuación obtenida, en la estación de Las Adjuntas -
 $A = 61063 \text{ km}^2$

$\log QM = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 + a_3 x_3$; $A = 61063 \text{ km}^2$, $S = 0.0071$; $T_r = 25$ años

$$= 5.5541 - 1.8736 (\log A) - 2.2136 (\log S) + 2.1207 (\log T_r)$$

$$= 5.5541 - 1.8736 (4.7858) - 2.2136 (-2.1487) + 2.1207 (1.3979)$$

$$= 4.3085 \quad \log QM = 4.3085$$

$$QM = \text{antilog } 4.3085$$

$$QM = 20340 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$T_r = 25 \text{ años}$$

Ejemplo 8.10 Se desea conocer la relación existente entre los gastos máximos ($Q_{\text{máx}}$) del Río Pánuco en función de sus afluentes principales como lo son los Ríos Moctezuma, Amajac y Tempoal. La ecuación pedida resultaría del tipo ($Q = Q_{\text{máx}}$)

$$QP = a + bQM + cQA + dQT, \text{ y obtener los registros}$$

de 1959 y 60 de la est. Temamatla faltantes.

Para obtener la relación deseada, se eligieron sobre las corrientes afectadas, las estaciones hidrométricas más representativas en cuanto a sus aforos de gastos circulantes, resumiendo estas:

3/

(P) Río Pánuco - Estación Las Adjuntas

(M) Río Moctezuma - Estación Tierra Blanca

(A) Río Amajac - Estación Temamatla

(T) Río Tempoal - Estación Tempoal, asignando a cada

una de ellas un período de registro de 8 años para el proceso de cálculo, datos que se muestran en la Tabla 8.15

siendo la relación entre los gastos máximos:

$$QP = a + bQM + cQA + dQT$$

$$QP = y, QM = x_1, QA = x_2, QT = x_3$$

$$a = a_0, b = a_1, c = a_2, d = a_3 \text{ queda:}$$

$$y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 + a_3 x_3$$

relación que es posible resolverla, encontrando los valores de los parámetros a_0, a_1, a_2 y a_3 tales que proporcionen el mejor ajuste a los valores reales y por medio del análisis de correlación lineal múltiple

(con 4 valores); así de acuerdo al sistema (8.23) el planteamiento matemático se transforma indicando con:

$$\sum_{i=1}^n a_i = \sum; x_{1i} = x_1, x_{2i} = x_2, x_{3i} = x_3, y_i = y$$

a las ecuaciones

$$\sum y = a_0 n + a_1 \sum x_1 + a_2 \sum x_2 + a_3 \sum x_3$$

$$\sum yx_1 = a_0 \sum x_1 + a_1 \sum x_1^2 + a_2 \sum x_1x_2 + a_3 \sum x_1x_3$$

$$\sum yx_2 = a_0 \sum x_2 + a_1 \sum x_1x_2 + a_2 \sum x_2^2 + a_3 \sum x_2x_3$$

$$\sum yx_3 = a_0 \sum x_3 + a_1 \sum x_1x_3 + a_2 \sum x_2x_3 + a_3 \sum x_3^2$$

que es un sistema de 4 ecuaciones con 4 incógnitas. Para resolver el sistema se elaboró la Tabla 8.16

Sustituyendo los valores de la Tabla 8.15 en el sistema se tiene que

$$27.065 = 8a_0 + 4.302a_1 + 6.616a_2 + 10.101a_3$$

$$17.8451 = 4.302a_0 + 4.0336a_1 + 4.2504a_2 + 7.182a_3$$

$$22.5447 = 6.616a_0 + 4.2504a_1 + 5.9343a_2 + 8.5987a_3$$

$$39.4159 = 10.101a_0 + 7.182a_1 + 8.5987a_2 + 15.214a_3$$

Resolviendo el sistema se encuentran los valores de los parámetros que

son $a_0 = 1.2496 = a$; $a_1 = -0.0164 = b$; $a_2 = -0.8029 = c$; $a_3 = 2.2226 = d$

y la ecuación buscada es

$$y = a_0 + a_1x_1 + a_2x_2 + a_3x_3$$

$$QP = a + bQM + cQA + dQT$$

$$QP = 1.2496 - 0.0164QM - 0.8029QA + 2.2226QT$$

$$\text{en } (m^3 \times 10^3) \quad \dots (I)$$

De acuerdo a la ecuación (8.24) la variancia del error será:

$$S_e^2 = \sum y_i^2 - S_n^2$$

Tabla 8.15 Relación entre gastos máximos aforados.

Gastos máximos aforados en miles de m³
Estación

| Orden | Año | Las Adjuntas
y | Tierra Blanca
x ₁ | Tamamatlá
x ₂ | Tempoal
x ₃ |
|-------|------|-------------------|---------------------------------|-----------------------------|---------------------------|
| 1 | 1981 | 3.295 | 0.290 | 0.828 | 0.853 |
| 2 | 1982 | 1.735 | 0.157 | 0.542 | 0.739 |
| 3 | 1983 | 4.037 | 0.287 | 0.774 | 1.800 |
| 4 | 1984 | 2.038 | 0.225 | 0.604 | 0.748 |
| 5 | 1985 | 2.621 | 0.327 | 0.856 | 0.793 |
| 6 | 1986 | 5.410 | 0.341 | 0.522 | 1.778 |
| 7 | 1987 | 5.233 | 0.005 | 1.118 | 2.245 |
| 8 | 1988 | 2.696 | 0.670 | 1.272 | 1.145 |
| n=8 | SUMA | 27.065 | 4.302 | 6.616 | 10.101 |

Tabla 8.16 Procesamiento de cálculo.

| x ₁ ² | x ₂ ² | x ₃ ² | x ₁ x ₂ | x ₁ x ₃ | x ₂ x ₃ | yx ₁ | yx ₂ | yx ₃ |
|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| 0.0841 | 0.6855 | 0.7276 | 0.2401 | 0.2473 | 0.7062 | 0.9555 | 2.7262 | 2.8106 |
| 0.0246 | 0.4121 | 0.5461 | 0.1007 | 0.1160 | 0.4744 | 0.2723 | 1.1136 | 1.2621 |
| 0.0823 | 0.5990 | 3.2400 | 0.2221 | 0.5166 | 1.3932 | 1.1586 | 3.1246 | 7.2666 |
| 0.0506 | 0.3648 | 0.5595 | 0.1359 | 0.1683 | 0.4517 | 0.4585 | 1.2309 | 1.5244 |
| 0.1069 | 0.7327 | 0.6288 | 0.2799 | 0.2593 | 0.6789 | 0.8570 | 2.2435 | 2.0764 |
| 0.1162 | 0.2724 | 3.1612 | 0.1780 | 0.6062 | 0.9281 | 1.8448 | 2.8240 | 9.6189 |
| 4.0200 | 1.2499 | 5.040 | 2.2415 | 4.5042 | 2.5099 | 10.4921 | 5.8504 | 11.7480 |
| 0.4489 | 1.8179 | 1.311 | 0.8522 | 0.7671 | 1.4564 | 1.8063 | 3.4293 | 3.0869 |
| 4.0336 | 5.9343 | 15.2142 | 4.2504 | 4.2504 | 7.180 | 17.8451 | 22.5447 | 39.4159 |

donde (8.25) $S_n^2 = a_0 \sum y + a_1 \sum yx_1 + a_2 \sum yx_2 + a_3 \sum yx_3 =$
 $= 1.2496 (27.065) - 0.0164 (17.8451) -$
 $- 0.8029 (22.5447) + 2.2226 (39.4159) = 103.0324$

33

siendo $y_1^2 = 105.1085$

subst en (8.24)

$$S_e^2 = 105.1085 - 103.0324 = 2.0761$$

y la dev. estándar del error

$$S_e = \sqrt{S_e^2} = \sqrt{2.0761} = \pm 1.441 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Los registros correspondientes a la estación Temamatla serían en función de la relación encontrada y las demás estaciones:

$$QA = \frac{1}{d} [QP - (a + bQM + QT)]$$

Los registros para 1959 y 1960 para las estaciones independientes son:

| Año | Las Adjuntas
(QP) | Tierra Blanca
(QM) | Temamal
(QT) |
|------|----------------------|-----------------------|-----------------|
| 1959 | 2.222 | 0.4310 | 1.508 |
| 1960 | 2.189 | 0.1741 | 1.277 |

subst para 1959:

$$QA_{59} = \frac{1}{2.2226} [2.222 - (1.2496 - 0.0164 \times 0.4310 - 0.8029 \times 1.508)] =$$

$$QA_{59} = 0.9854 \times 10^3 \text{ m}^3 \text{ b} = 985.4 \text{ m}^3/\text{seg}$$

para 1960:

$$QA_{60} = \frac{1}{2.2226} [2.189 - (1.2496 - 0.0164 \times 0.1741 - 0.8029 \times 1.277)] =$$

$$QA_{60} = 0.8853 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{seg} = 885.3 \text{ m}^3/\text{seg}.$$

B.4 Ordenamiento de datos hidrológicos

B.4.1 Selección de un registro

Los datos hidrológicos disponibles son generalmente presentados en orden cronológico. En la fig. 8.7 se muestra un registro de ocho años de gastos medios diarios en orden de ocurrencia incluyendo solo los picos de aquellos valores que son mayores o iguales a $250 \text{ m}^3/\text{seg}$.

En general muchos de los datos originales de que se disponen, no tienen significancia práctica en el análisis de los mismos, debido a que usualmente el diseño hidrológico de un proyecto, es gobernado solo por alguna ó algunas condiciones críticas. Por esta razón generalmente se trabaja solo con dos tipos de datos, conocidos como series de valores extremos y series de duración parcial.

La serie de valores extremos incluye solo el valor más grande ó más pequeño de los valores comprendidos en el registro, en un cierto intervalo constante de tiempo. Si el intervalo de tiempo es un año, la serie obtenida se le conoce como "serie anual", y si contiene los valores más

grandes se le denomina serie de "máximos anuales"; si se refiere a los valores menores, se le llama serie de "mínimos anuales". (fig 8.7 b)

La serie de duración parcial constituye una serie de datos, los cuales se seleccionan de forma tal que su magnitud sea mayor que un cierto valor base, esto se escoge para que el número de valores en la serie sea - (que) al número de años de registro, la serie de datos resultante se le denomina "serie de excedentes anuales", (fig 8.7 c).

La selección de que tipo de serie de datos debe usarse en un diseño, se basa en la aplicación que se le va a dar al análisis, de los datos, los excedentes anuales se emplean si el segundo valor más grande en el año puede afectar en el diseño. La serie de máximos anuales se utiliza cuando en el diseño gobiernan las condiciones más críticas. En general estos tipos no difieren mucho, excepto en los valores bajos, y para efectos de comparación, conviene utilizar las dos series. Tradicionalmente los gastos se analizan como serie de máximos anuales y los lluviosos como serie de excedentes anuales.

8.4.2 Período de retorno

En un análisis de frecuencias de datos hidrológicos, el primer objetivo es determinar el intervalo de recurrencia o período de retorno T , de un evento hidrológico de una magnitud dada "y". El período de retorno se -

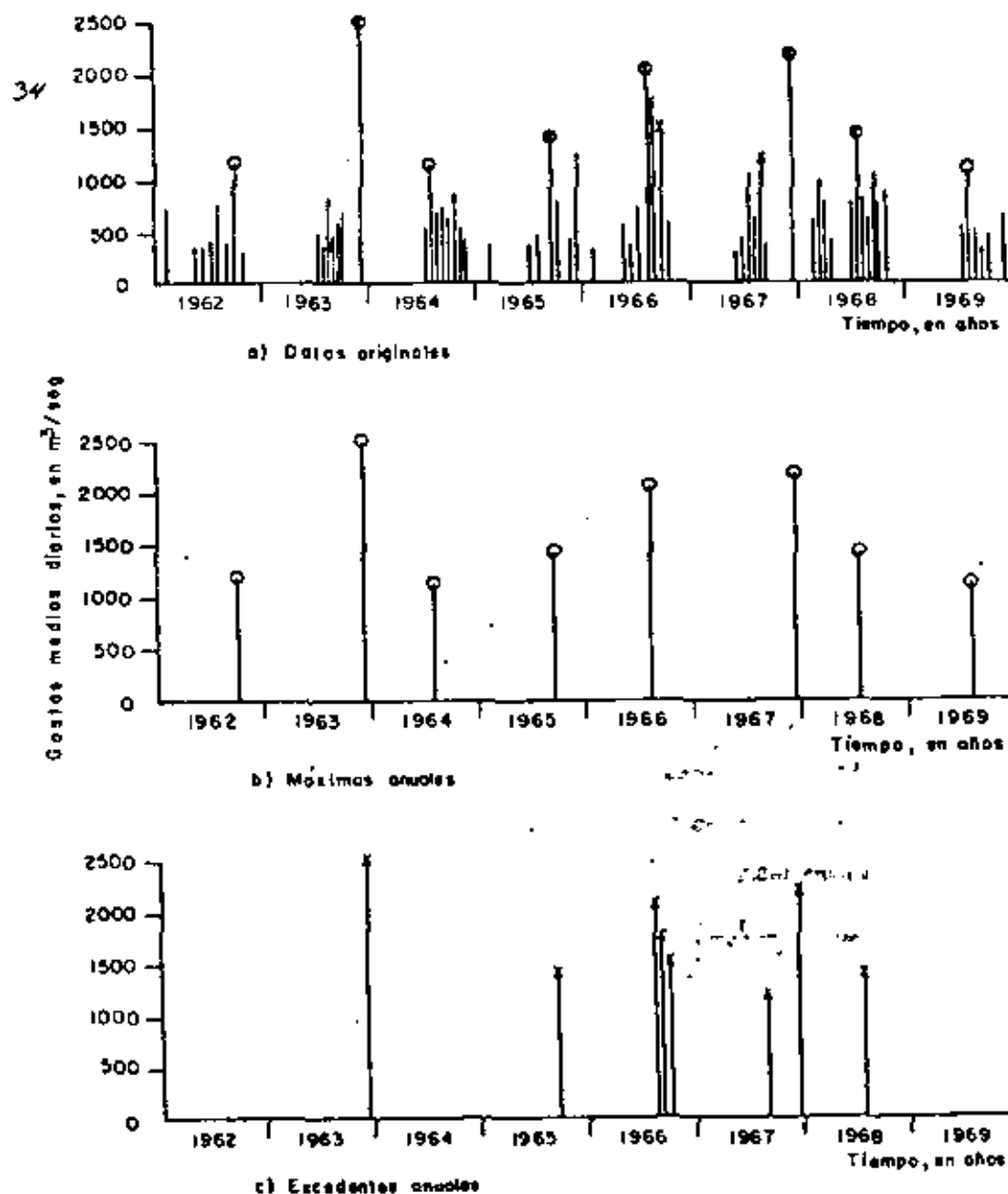


Fig. 8.7 Arreglo de datos hidrológicos en orden de ocurrencia

define como el intervalo promedio de tiempo dentro del cual un evento de magnitud dada "y" pueda ser igualada o excedido por lo menos una vez en promedio. Si un evento igual o mayor a "y" ocurre una vez en T años, su probabilidad de recurrencia $P(Y \geq y)$ es igual a 1 en T casos, o sea que

$$P(Y \geq y) = 1/T \quad (8.27)$$

y análogamente

$$T = \frac{1}{P(Y \geq y)} = \frac{1}{1 - P(Y \leq y)} \quad (8.28)$$

Una serie de máximas anuales y una de excedentes anuales, difieren en el sentido de que un valor máximo anual ocurre exactamente una vez en un año, mientras que un valor excedente anual ocurre en promedio, una vez en un año. La relación teórica entre las probabilidades de ambas series ha sido deducida por Chow*.

Si "Pe" es la probabilidad de que una variable en una serie de excedentes anuales sea igual o mayor que "y", y "n" el número en promedio de eventos por año, entonces Pe/n es la probabilidad de que un evento sea igual a "y" o mayor, y $1 - Pe/n$ es la probabilidad de que un evento sea

35

menor que "y". Así, la probabilidad de que un evento de magnitud "y", llegue a ser un máximo de los "n" eventos en un año es $(1 - Pe/n)^n$. Se demuestra que esta probabilidad, tiende a e^{-Pe} cuando "Pe" es pequeña en comparación con "n", lo cual es cierto en la mayoría de los casos.

Por lo anterior, la probabilidad "Pm" de que una máxima anual sea igualada o excedida es igual a

$$P_m = 1 - e^{-Pe} \quad (8.29)$$

Si T_m y T_e son respectivamente los períodos de retorno para los valores máximos anuales y excedentes anuales, de la ec. 8.27 se tiene que $P_m = 1/T_m$ y $Pe = 1/T_e$, los que sustituyendo en 8.29 y ordenando, se tiene que

$$-\frac{1}{T_e} = \log_e \left(\frac{T_m - 1}{T_m} \right) \quad (8.30)$$

En esta ecuación se ve que para los valores de T mayores de 10 años, los valores de T_m y T_e son prácticamente iguales, por lo que para propósitos prácticos se puede concluir que si se dispone de un registro mayor de 10 años, el análisis de datos hidrológicos no difiere sensiblemente ya sea que se use para ello una serie de máximas anuales o bien una serie de excedentes anuales.

* Ven Te Chow "Frequency analysis of hydrologic data with special application to rainfall intensities" Universidad de Illinois, Bull. Series No. 414, julio 1953.

8.4.3 Períodos de retorno de los datos

Para el análisis de datos hidrológicos en relación con sus períodos de retorno, se requiere por una parte conocer la probabilidad de recurrencia de la distribución observada y por otra, la probabilidad de recurrencia correspondiente al evento que se desea obtener, ligado a la distribución teórica de mejor ajuste.

La obtención de los períodos de retorno ligados a los datos, se pueden valorar a partir de diversos criterios, pocos de los cuales tienen una explicación teórica. A continuación se analiza la obtención de las expresiones más usuales para valorar los períodos de retorno, refiriéndose estos a series de máximas y excedentes anuales.

Sea que se dispongan de n observaciones de una cierta distribución de eventos. Estos n valores se pueden arreglar en orden de magnitud diferentes, asignándole a cada uno un número de orden m , el cual para el valor más grande es igual a uno, para el siguiente es dos, etc. Puede demostrarse* que la media \bar{x} del número de veces que el m -avo valor más grande puede ser igualado o excedido en N futuros tanteos es

$$\bar{x} = N \frac{m}{n+1} \quad (8.31)$$

36

Para valores máximos anuales, T_m puede definirse como el tiempo en años para N futuros tanteos de que el m -avo valor más grande de los máximos anuales puede ser igualado o excedido una vez en promedio. Lo anterior implica que $T_m = N$ cuando $\bar{x} = 1$. Sustituyendo estos valores en la ec 8.31 se tiene que

$$T_m = \frac{n+1}{m} \quad (8.32)$$

Esto indica que el período de retorno de un valor máximo anual es igual al número de años de registro más uno, dividido entre el número de orden. En el caso de los valores excedentes anuales, como se refieren a los valores más grandes, $N/(n+1)$ tiende a N/n y la ec 8.32 se transforma en

$$T_e = \frac{n}{m} \quad (8.33)$$

que implica que el período de retorno de un valor excedente anual es igual al número de años de registro dividido entre el número de orden. Utilizando la ec 8.32 o la ec 8.33, ya sea que se analicen valores máximos o excedentes anuales, es posible disponer de una relación entre los valores en estudio y sus períodos de retorno o bien su frecuencia de incidencia. Generalmente, el siguiente paso en el análisis de datos hidrológicos es conocer la distribución de dichos valores y posteriormente inferir, basándose en una cierta frecuencia de incidencia, el valor que se puede presentar.

* Van Te Chow "Frequency analysis of hydrologic data with special application to rainfall intensities" Universidad de Illinois, Bull Series No. 414, Appendix 1, Julio de 1953.

TABLA 8.17 Gastos Máximos Anuales en orden de ocurrencia en el Río Fuerte, Sinaloa.
Valores en (m³/seg).

| ORDEN AÑO | 1952 | 1953 | 1954 | 1955 | 1956 | 1957 | 1958 | 1959 | 1960 |
|----------------------------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|--------|--------|--------|
| 1 | 457.0 | 111.0 | 766.0 | 7477.0 | 658.0 | 110.9 | 161.7 | 169.0 | 8562.0 |
| 2 | 2264.0 | 1079.0 | 622.0 | 400.0 | 107.0 | 110.0 | 3888.0 | 1624.0 | 235.6 |
| 3 | 2229.0 | 1210.0 | 1619.0 | 1124.6 | 114.0 | 113.0 | 800.0 | 1127.8 | 212.4 |
| 4 | 324.4 | 667.6 | 1167.6 | 544.8 | 123.7 | 120.0 | 190.0 | 1202.8 | 269.8 |
| 5 | 332.0 | 65.8 | 651.6 | 694.0 | 161.0 | 129.0 | 303.1 | 343.5 | 709.4 |
| MAXIMO ANUAL | 2264.0 | 1210.0 | 1619.0 | 7477.0 | 658.0 | 129.0 | 3888.0 | 1624.0 | 8562.0 |
| MAXIMOS EXCEDENTES ANUALES | 2264.0 | 1079.0 | 1167.6 | 7477.0 | — | — | 3888.0 | 1624.0 | 8562.0 |
| | 2229.0 | 957.6 | 1107.6 | 1124.6 | — | — | — | 1202.8 | — |
| | — | — | — | — | — | — | — | 1127.8 | — |

| ORDEN AÑO | 1961 | 1962 | 1963 | 1964 | 1965 | 1966 | 1967 | 1968 | 1969 |
|----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|--------|-------|
| 1 | 459.0 | 166.8 | 259.8 | 469.3 | 171.6 | 102.1 | 168.1 | 203.7 | 213.0 |
| 2 | 298.2 | 187.0 | 477.0 | 224.8 | 147.0 | 206.8 | 208.1 | 223.0 | 207.8 |
| 3 | 697.2 | 187.0 | 460.8 | 436.4 | 162.0 | 1507.0 | 174.0 | 740.0 | 175.3 |
| 4 | 511.0 | 210.0 | 458.3 | 607.4 | 169.2 | 1251.8 | 169.8 | 1000.0 | 168.6 |
| 5 | 504.6 | 328.8 | 824.0 | 222.0 | 169.2 | 439.2 | 593.0 | 685.0 | 175.3 |
| MAXIMO ANUAL | 697.2 | 328.8 | 824.0 | 607.4 | 171.6 | 1507.0 | 593.0 | 1000.0 | 213.0 |
| MAXIMOS EXCEDENTES ANUALES | — | — | 824.0 | — | — | 1507.0 | — | 1000.0 | — |
| | — | — | — | — | — | 1251.8 | — | — | — |

Antes de proceder al estudio del ajuste de los datos por medio de una cierta distribución, conviene ver la otra concepción del período de retorno, la cual está ligada al evento que en última instancia se desea obtener del análisis de estos datos para el diseño de una obra.

Ejemplo 8.11 En la tabla 8.17 se muestran los gastos máximos anuales en el Río Fuerte aforados por la Estación Hidrométrica Las Cañas, situada 4 km aguas abajo de la Presa Miguel Hidalgo en el Edo. de Sinaloa y correspondiente a la cuenca hidrológica del Río Fuerte. Se desea obtener para cada uno de los gastos su correspondiente período de retorno en términos de máximos anuales y de excedentes anuales.

Para el cálculo de los períodos de retorno "T" asociados a la serie de máximos anuales (T_m) y a la serie de duración parcial o excedentes anuales (T_e) se elaboró la Tabla 8.18

Los valores de "T_m" y "T_e" se obtuvieron empleando las ecuaciones (8.32) y (8.33) respectivamente, con n = 18 años de registro.

8.4.4 Períodos de retornos de los eventos de diseño

Si P_m es la probabilidad de que un valor máximo anual "y" sea igualado o excedido en un año, (1-P_m) es la probabilidad de que no se sobrepase "y" en un año en particular. Análogamente, (1-P_m)^N es la probabilidad de que "y" sea igualado o excedido en N años, y por lo tanto

Tabla 8.18 Ordenamiento de cálculo.

| Año | Gasto Máximo Anual de Mayor a Menor | Número de orden m | Tm (años) | Año | Gastos Máximos Excedentes Anuales de Mayor a Menor | Número de orden m | Te (años) |
|------|-------------------------------------|-------------------|-----------|------|--|-------------------|-----------|
| 1960 | 8562.0 | 1 | 18.00 | 1960 | 8562.0 | 1 | 18.00 |
| 1955 | 7477.0 | 2 | 9.50 | 1955 | 7477.0 | 2 | 9.00 |
| 1958 | 3888.0 | 3 | 6.33 | 1958 | 3888.0 | 3 | 6.00 |
| 1952 | 2264.0 | 4 | 4.75 | 1952 | 2264.0 | 4 | 4.50 |
| 1959 | 1824.0 | 5 | 3.80 | 1952 | 2229.0 | 5 | 3.60 |
| 1954 | 1619.0 | 6 | 3.17 | 1959 | 1824.0 | 6 | 3.00 |
| 1966 | 1507.0 | 7 | 2.71 | 1954 | 1619.0 | 7 | 2.57 |
| 1953 | 1210.0 | 8 | 2.38 | 1966 | 1507.0 | 8 | 2.25 |
| 1968 | 1000.0 | 9 | 2.11 | 1968 | 1251.8 | 9 | 2.00 |
| 1963 | 824.0 | 10 | 1.90 | 1953 | 1210.0 | 10 | 1.80 |
| 1961 | 697.2 | 11 | 1.73 | 1959 | 1202.9 | 11 | 1.64 |
| 1956 | 659.0 | 12 | 1.58 | 1954 | 1167.6 | 12 | 1.50 |
| 1964 | 607.4 | 13 | 1.46 | 1959 | 1127.6 | 13 | 1.38 |
| 1967 | 595.0 | 14 | 1.36 | 1955 | 1124.8 | 14 | 1.29 |
| 1962 | 328.8 | 15 | 1.27 | 1953 | 1079.0 | 15 | 1.20 |
| 1969 | 213.0 | 16 | 1.19 | 1968 | 1000.0 | 16 | 1.13 |
| 1965 | 171.6 | 17 | 1.12 | 1953 | 857.6 | 17 | 1.06 |
| 1957 | 129.0 | 18 | 1.06 | 1963 | 824.0 | 18 | 1.00 |

$$P_n = 1 - (1 - P_m)^N$$

38 De la ec 8.27, $P_m = 1/T_m$, por lo que

$$P_n = 1 - (1 - 1/T_m)^N = 1 - (1 - N/T_m)$$

en donde

$$T_m = \frac{N}{P_n} \tag{8.34}$$

que implica que el período de retorno ligado al evento que se quiere ocurrir, es función del intervalo de tiempo en el cual se desea que no sea igualado dicho evento entre la probabilidad de que al ser igualado o superado. Así por ejemplo, para el diseño del vertedor de una presa, si se tiene que a dicha obra se le asigna una vida útil de 50 años, y si se considera que la avenida de diseño del vertedor tenga una probabilidad de 0.01 de que se presente o sea superada durante ese lapso, la avenida de diseño tendrá, de acuerdo con la ecuación anterior un período de retorno de 5,000 años.

En el caso de trabajar con series de duración parcial y valores de excedentes anuales, el período de retorno para determinar el evento de diseño tiene una expresión similar a la ec (8.34).

Si se considera que la vida útil de una cierta obra es constante, de la ec (8.34) se tiene que el período de retorno es función inversa de la pro

bilidad de ocurrencia del evento. Para evaluar la probabilidad de ocurrencia, lo que se podría llamar también la probabilidad de riesgo, se requiere tener en cuenta: (a) Costo de la obra; (b) Daños que se pueden tener al presentarse una falla; (c) Costo de Mantenimiento; (d) Inconvenientes y perjuicios en caso de que falle la obra; (e) riesgo de vidas humanas.

De lo anterior se ve el porqué de la diferencia entre los períodos de retorno de obras de drenaje y las presas. En general al falla una obra de drenaje los perjuicios ocasionados son mínimos comparados con los originados por la falla de una presa. Así, en el caso de diseño de vertederos de presas los períodos de retorno son muy grandes; en cambio, en el caso de puentes importantes fluctúa usualmente de 100 a 200 años, en el caso de obras de alcantarillado para drenaje de caminos de 25 a 50 años, drenaje en ciudades y aeropuertos de 5 a 10 años.

8.5 Distribuciones de datos hidrológicos

Conocidos los períodos de retorno correspondientes a cada uno de los datos de una muestra, es posible así proceder a la obtención de su distribución de probabilidades y hacer inferencias.

En la Tabla 8.1 se indican las principales distribuciones teóricas de probabilidades utilizadas en hidrología, así como sus características.

Por otra parte en el subinciso 8.1.4 se vio como se puede conocer e

39 Interpretar si alguna distribución teórica seleccionada se representa-tiva de los datos de una muestra. En este inciso se plantean las distribuciones más usuales y su relación entre las características de un cierto evento hidrológico y sus frecuencias ó períodos de retorno.

8.5.1 Distribución de valores extremos Tipo I

Esta distribución fué propuesta por Gumbel* para el análisis de frecuencias de avenidas. Considerando que cada máximo anual es el valor extremo observado en una muestra de un año, se tendrán si se dispone de un número infinito de muestras anuales, que la probabilidad acumulada $P(y)$ de cualquiera de los extremos (máximos anuales) sea menor a la variable ilimitada "y", se aproxima a la expresión.

$$P(y) = e^{-e^{-(a+y)/c}} \quad (8.35)$$

donde "a" y "c" son parámetros estadísticos, cuyos valores obtenidos por el método de los momentos, para una población infinita, se calculan como:

$$a = 0.5772 c - \bar{y}$$

$$c = (\sqrt{6/\pi}) S_y$$

donde \bar{y} es la media y S_y la desviación estándar de los valores de la población.

Como la muestra es siempre finita, Gumbel considera que

* E. J. Gumbel "The Return Period of Floods Flows", Annals Mathematical Statistics, Vol XII, No. 2, Junio 1941.

$$a = \bar{y}_N c - \bar{y} \quad (8.36)$$

yi

$$c = Sy / \sigma_N \quad (8.37) \quad y/c$$

donde \bar{y}_N y σ_N son valores solo función del tamaño de la muestra.

Sus valores se indican en la Tabla 8.19

La probabilidad complementaria de P (y) es la probabilidad Pm de que

un máximo anual de magnitud "y" sea igualado ó excedido. Por lo tanto:

$$P_m = 1 - P(y) = 1 - e^{-a^{-(a+y)/c}}$$

y teniendo en cuenta la ec 8.27, la ecuación anterior se puede expresar

como

$$\frac{T_m - 1}{T_m} = e^{-a^{-(a+y)/c}}$$

trasponiendo y simplificando, se llega a que:

$$y = -a - c \log_e \log_e \frac{T_m}{T_m - 1} \quad (8.38)$$

Sustituyendo en esta ecuación las ec 8.36 y 8.37, y ordenando se tiene

que

$$y = \bar{y} - \frac{Sy}{\sigma_N} \left(\bar{y}_N + \log_e \log_e \frac{T_m}{T_m - 1} \right) \quad (8.39)$$

expresión que permite hacer inferencias de los valores de y para cual-

quier período de retorno T_m , conociendo el tamaño N de la muestra de

datos de máximos anuales, su media \bar{y} y su desviación estándar Sy .

Tabla 8.19 Valores de \bar{y}_N y σ_N

| N | \bar{y}_N | σ_N | N | \bar{y}_N | σ_N |
|----|-------------|------------|------|-------------|------------|
| 8 | .4843 | .6043 | 49 | .5481 | 1.1590 |
| 9 | .4902 | .6288 | 50 | .54854 | 1.16068 |
| 10 | .4952 | .6487 | 51 | .5489 | 1.1623 |
| 11 | .4996 | .6676 | 52 | .5493 | 1.1638 |
| 12 | .5035 | .6833 | 53 | .5497 | 1.1653 |
| 13 | .5070 | .6972 | 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 | .5519 | 1.1734 |
| 19 | .5220 | 1.0566 | 60 | .55208 | 1.17467 |
| 20 | .52355 | 1.06283 | 62 | .5527 | 1.1770 |
| 21 | .5252 | 1.0696 | 64 | .5533 | 1.1783 |
| 22 | .5268 | 1.0754 | 66 | .5538 | 1.1814 |
| 23 | .5283 | 1.0811 | 68 | .5543 | 1.1834 |
| 24 | .5296 | 1.0864 | 70 | .55477 | 1.18538 |
| 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 | 1.1088 | 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 | .56481 | 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 | 1.26508 |
| 47 | .5473 | 1.1557 | 1000 | .57450 | 1.26851 |
| 48 | .5477 | 1.1574 | | .57722 | 1.28255 |

La ec 8.39 se puede transformar en

$$y = \bar{y} + SyK \quad (8.40)$$

donde

$$K = -\frac{1}{\bar{y}_N} \left(\bar{y}_N + \log_e \log_e \frac{T_m}{T_m-1} \right) \quad (8.41)$$

denominado por Chow* como factor de frecuencia, el cual depende del tamaño de la muestra de datos y del período que se está analizando. -

En la Tabla 8.20 proporcionar algunos valores de K

En el caso de utilizar excedentes anuales en lugar de máximos anuales, se pueden utilizar las expresiones anteriores solo teniendo en cuenta la ec 8.30. Así, para excedentes anuales la ec 8.39 se transforma en

$$Y = \bar{y} - \frac{Sy}{\bar{y}_N} (\bar{y}_N - \log_e T_e) \quad (8.42)$$

Obsérvese que tanto la ec(8.39) como la (8.42), si se grafican en un papel de probabilidades especial, y contra T_m o T_e , se obtiene la ecuación de una recta. El hecho de que estas ecuaciones representan una línea - recta, no implica que los datos de la muestra que se está analizando - están sobre la línea, por lo que es necesario conocer el intervalo de confianza de los resultados obtenidos del análisis de frecuencias. Así para cierto valor T_m , se tendrá que

$$y - \Delta y < y < y + \Delta y$$

Tabla 8.20 Valor del factor de frecuencia K para diferentes tamaños de muestra y período de retorno.

| T años
n años | T años | | | | | | | | | |
|------------------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 50 | 60 | 75 | 100 |
| 15 | 0.987 | 1.703 | 2.117 | 2.410 | 2.632 | 2.823 | 3.321 | 3.501 | 3.721 | 4.005 |
| 20 | 0.919 | 1.625 | 2.029 | 2.302 | 2.517 | 2.690 | 3.179 | 3.352 | 3.563 | 3.835 |
| 25 | 0.888 | 1.575 | 1.953 | 2.235 | 2.444 | 2.614 | 3.088 | 3.257 | 3.463 | 3.729 |
| 30 | 0.866 | 1.541 | 1.922 | 2.188 | 2.393 | 2.560 | 3.026 | 3.191 | 3.393 | 3.653 |
| 35 | 0.851 | 1.518 | 1.891 | 2.152 | 2.354 | 2.520 | 2.979 | 3.142 | 3.341 | 3.598 |
| 40 | 0.838 | 1.495 | 1.866 | 2.126 | 2.326 | 2.489 | 2.943 | 3.104 | 3.301 | 3.554 |
| 45 | 0.829 | 1.478 | 1.847 | 2.104 | 2.303 | 2.464 | 2.913 | 3.078 | 3.268 | 3.520 |
| 50 | 0.820 | 1.466 | 1.831 | 2.086 | 2.283 | 2.443 | 2.889 | 3.048 | 3.241 | 3.491 |
| 55 | 0.813 | 1.455 | 1.818 | 2.071 | 2.267 | 2.426 | 2.869 | 3.027 | 3.219 | 3.467 |
| 60 | 0.807 | 1.446 | 1.808 | 2.059 | 2.253 | 2.411 | 2.852 | 3.008 | 3.200 | 3.446 |
| 65 | 0.801 | 1.437 | 1.798 | 2.048 | 2.241 | 2.398 | 2.837 | 2.992 | 3.183 | 3.429 |
| 70 | 0.797 | 1.430 | 1.788 | 2.038 | 2.230 | 2.387 | 2.824 | 2.979 | 3.169 | 3.413 |
| 75 | 0.792 | 1.423 | 1.780 | 2.029 | 2.220 | 2.377 | 2.812 | 2.967 | 3.155 | 3.400 |
| 80 | 0.788 | 1.417 | 1.773 | 2.020 | 2.212 | 2.368 | 2.802 | 2.956 | 3.145 | 3.387 |
| 85 | 0.785 | 1.413 | 1.767 | 2.013 | 2.205 | 2.361 | 2.793 | 2.946 | 3.135 | 3.376 |
| 90 | 0.782 | 1.409 | 1.762 | 2.007 | 2.198 | 2.353 | 2.785 | 2.938 | 3.125 | 3.367 |
| 95 | 0.780 | 1.405 | 1.757 | 2.002 | 2.193 | 2.347 | 2.777 | 2.930 | 3.116 | 3.357 |
| 100 | 0.779 | 1.401 | 1.752 | 1.998 | 2.187 | 2.341 | 2.770 | 2.922 | 3.109 | 3.349 |

*Ven Te Chow "A General Formula for Hydrologic Frequency Analysis". Trans. Amer. Geophys. Union. Vol 32, No.2, abril 1952.

donde y es el valor obtenido de la ec (8.39) y Δy el intervalo de confianza con una cierta probabilidad.

Gumbel propone para calcular los intervalos de confianza con una probabilidad del 68%, lo siguiente:

- 1) Para el valor más grande de la muestra analizada (número de orden $m = 1$)

$$\Delta y_1 = S_y F(N) \quad (8.42a)$$

donde S_y es la desviación estándar de la muestra y $F(N)$ es función del tamaño de la muestra N (fig 8.8.a)

- 2) Para el segundo valor más grande (número de orden $m = 2$)

$$\Delta y_2 = \frac{0.681(N+1)}{N-1} \Delta y_1 \quad (8.42b)$$

- 3) Para los otros valores de la muestra

$$\Delta y = \frac{0.877}{N} \Delta y_1 F(T_m) \quad (8.42c)$$

donde $F(T_m)$ es una función de T_m , cuyos valores si $T_m \leq 10$ años se encuentran en la fig 8.8.b. Para valores de T_m mayores de 10 años, se tiene que:

$$F(T_m) = T_m^{-0.5} \quad (8.42d)$$

- 4) Para extrapolar a valores mayores al máximo de la muestra, el intervalo de confianza se considera constante e igual a Δy_1

4/2

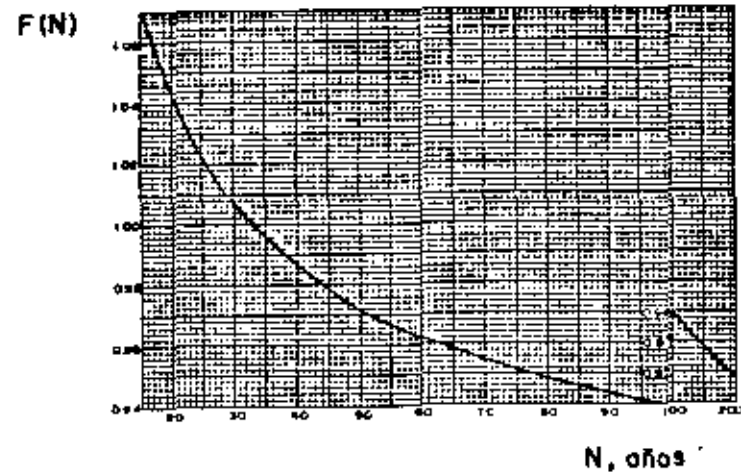


Fig. 8.8a Relación entre N y $F(N)$

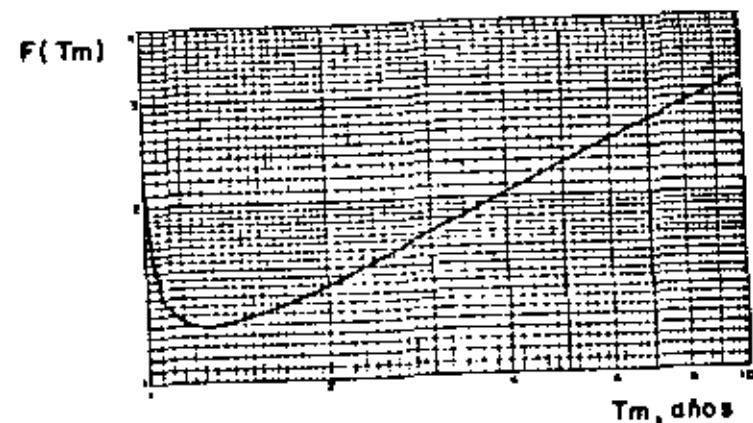


Fig. 8.8b Relación entre T_m y $F(T_m)$

8.5.2 Distribuciones ajustadas por mínimos cuadrados

Si se analiza el criterio antes expuesto, se observa que para valuar la distribución de valores extremos de una muestra se utiliza solo su tamaño, su media y su desviación estándar. (ec. 8.39).

Teniendo en cuenta que en papel de probabilidades especial, la ec 8.39 es una línea recta, Nash* propone en lugar de utilizar el criterio propuesto por Gumbel para valuar a y c, realizar un ajuste por mínimos cuadrados.

La ec 8.38 se puede transformar en

$$y - a - c \log_e \log_e \frac{T_m}{T_m - 1} = e + f x \quad (8.43)$$

en donde los parámetros e y f se determinan de acuerdo con las ec (8.15) y (8.16) y el intervalo de confianza según la ec (8.20)

De la ecuación 8.24 se ve que también es factible considerar que:

$$y = g + h \log T_e = g + h x \quad (8.44)$$

expresión análoga a la anterior, solo que ahora el ajuste es una línea recta en papel semilogarítmico.

De esta manera es posible escoger diferentes tipos de curvas de ajuste de los datos y seleccionar la mejor. En este caso, si la correlación es simple, se aceptará como mejor la que tenga el máximo coeficiente de correlación.

* R.B. Thorn, "River Engineering and Water Conservation Works", - - Butter worths (1966)

Ejemplo 8.12 A partir de la información del ejemplo 8.11 deducir el gasto máximo que se puede presentar en la Estación Hidrométrica Las Cañas sobre el Río Fuente, considerando un período de retorno de 100 años.

Según la ec. (8.39) y (8.42) Gumbel establece la igualdad de:

$$y = \bar{y} - \frac{S_y}{\sqrt{N}} \left[\bar{y}_N + \log_e \log_e \frac{T_m}{T_m - 1} \right] = f \text{ (serie de máximos anuales)}$$

$$y = \bar{y} - \frac{S_y}{\sqrt{N}} \left[\bar{y}_N - \log_e T_e \right] = f \text{ (excedencia anuales)}$$

donde

$$y = Q_{\text{máx}} \text{ esperado para un cierto período de retorno } T_m$$

Para valuar las incógnitas de las ecuaciones anteriores, considerando una serie de máximos anuales, en la Tabla 8.2, se muestra el ordenamiento del cálculo.

Así, la media de los gastos, ec (8.6), $\bar{y} = \frac{33376.0}{18} = 1854.22 \text{ m}^3/\text{seg.}$

su desviación estándar, ec (8.8), $S_y = \sqrt{\frac{100004648.68}{18 - 1}} = \sqrt{5887032.28}$

$$S_y = 2426.39$$

De la Tabla 8.19 se obtiene para N = 18 años, los parámetros \bar{y}_N y σ_N siendo estos:

T A B L A 8.21

ORDENAMIENTO DE CALCULOS PARA LA OBTENCION DE \bar{y} (MEDIA) Y S_y (DESV. ESTANDAR DE LA MUESTRA)

| Orden | Año de Observación | Gasto Máximo Anual Aforado y_i (m^3/s) | $y_i - \bar{y}$ | $(y_i - \bar{y})^2$ |
|-------|--------------------|--|-----------------|---------------------|
| 1 | 1952 | 2264.00 | 409.78 | 167919.84 |
| 2 | 1953 | 1210.00 | -644.22 | 415019.40 |
| 3 | 1954 | 1519.00 | -235.22 | 55328.44 |
| 4 | 1955 | 7477.00 | 5622.78 | 31615654.82 |
| 5 | 1956 | 659.00 | -1195.22 | 1428550.84 |
| 6 | 1957 | 129.00 | -1725.22 | 2976384.04 |
| 7 | 1958 | 3888.00 | 2033.78 | 4136281.08 |
| 8 | 1959 | 1624.00 | -230.22 | 53001.24 |
| 9 | 1960 | 8562.00 | 6707.78 | 44994312.52 |
| 10 | 1961 | 897.20 | -1157.02 | 1338895.28 |
| 11 | 1962 | 328.80 | -1525.42 | 2326906.17 |
| 12 | 1963 | 824.00 | -1030.22 | 1061353.24 |
| 13 | 1964 | 607.40 | -1246.82 | 1554580.11 |
| 14 | 1965 | 171.80 | -1682.82 | 2831210.06 |
| 15 | 1966 | 1507.00 | -347.22 | 120581.72 |
| 16 | 1967 | 595.00 | -1259.22 | 1585835.00 |
| 17 | 1968 | 1000.00 | -854.22 | 729691.80 |
| 18 | 1969 | 213.00 | -1641.22 | 2693803.08 |
| n | 18 | S U M A | | 100084648.58 |

$$\bar{y}_N = 0.5202$$

$$N = 1.0493$$

44 Finalmente, para $T_m = 100$ años, se deduce que

$$y = 1854.22 + \frac{2426.39}{1.0493} (0.5202 + \log_e \log_e \frac{100}{100-1})$$

$$= 1854.22 + 2312.39 (0.5202 + (-4.600))$$

$$= 1854.22 + 9434.09 = 11288.31$$

De esta manera, el gasto máximo obtenido resulta

$$y = Q_{max} = 11,288.31 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$T_m = 100$$

Para calcular el intervalo de confianza y , de la fig (8.8.b) se tiene -

para $N = 18$ años que $F(N) = 1.056$

Substituyendo en la ec 8.42a se deduce

$$y_1 = 2426.39 (1.056) = 2562.27 \text{ m}^3/\text{seg} = Q$$

De esta manera, el gasto máximo de diseño resultaría: $Q_{diseño} = Q_{máx} \pm Q$

$$Q_{diseño} = Q_{máx} \pm Q = 11288.31 \pm 2562.27$$

lo cual, considerando la condición más desfavorable resulta de -

$$13,850 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Aplicando el criterio de Nash, de la ec (8.43) se tiene

$$y = -s + c \log_e \log_e \frac{T_m}{T_m-1} = s + f \cdot x$$

$$y = Q_{máx}$$

ORDENAMIENTO DE VALORES PARA EL CALCULO DE LOS PARAMETROS DE LA RECTA DE REGRESION Y COEFICIENTE DE CORRELACION

| Orden | Qmax anual
Y _i -(m ³ /s) | Tm
(años) | $\frac{Tm}{Tm-1}$ | X _i = log e log e $\frac{Tm}{Tm-1}$ | (X _i) ² | (Y _i) ² | (X _i)(Y _i) |
|-------|---|--------------|-------------------|--|--------------------------------|--------------------------------|------------------------------------|
| 1 | 8562.00 | 19.00 | 1.0556 | -2.9175 | 8.5120 | 7307844.00 | -24979.87 |
| 2 | 7477.00 | 9.50 | 1.1176 | -2.1962 | 4.8233 | 55905529.00 | -16420.95 |
| 3 | 3868.00 | 6.33 | 1.1878 | -1.7606 | 3.0986 | 15116544.00 | -6845.05 |
| 4 | 2284.00 | 4.75 | 1.2667 | -1.4423 | 2.0802 | 5125686.00 | -3625.32 |
| 5 | 1624.00 | 3.80 | 1.3371 | -1.1962 | 1.4071 | 2637376.00 | -1928.39 |
| 6 | 1619.00 | 3.17 | 1.4608 | -0.9702 | 0.9413 | 2621161.00 | -1570.77 |
| 7 | 1507.00 | 2.71 | 1.5649 | -0.7755 | 0.6015 | 2271049.00 | -1168.74 |
| 8 | 1210.00 | 2.38 | 1.7246 | -0.5086 | 0.3684 | 1464100.00 | -734.40 |
| 9 | 1000.00 | 2.11 | 1.9009 | -0.4427 | 0.1959 | 1000000.00 | -442.66 |
| 10 | 824.00 | 1.90 | 2.1111 | -0.2814 | 0.0948 | 678976.00 | -240.12 |
| 11 | 697.20 | 1.73 | 2.3689 | -0.1475 | 0.0218 | 489687.84 | -102.66 |
| 12 | 659.00 | 1.58 | 2.7241 | 0.0021 | 0.0000 | 434281.00 | 1.42 |
| 13 | 607.40 | 1.46 | 3.1739 | 0.1441 | 0.0208 | 369334.76 | 87.51 |
| 14 | 595.00 | 1.36 | 3.7778 | 0.2845 | 0.0810 | 354025.00 | 188.29 |
| 15 | 328.80 | 1.27 | 4.7037 | 0.4372 | 0.1911 | 108108.44 | 143.75 |
| 16 | 219.00 | 1.18 | 6.6632 | 0.6009 | 0.3620 | 45369.00 | 129.26 |
| 17 | 171.60 | 1.12 | 9.3333 | 0.8038 | 0.6458 | 29446.56 | 137.90 |
| 18 | 129.00 | 1.06 | 17.6667 | 1.0540 | 1.1128 | 16841.00 | 136.08 |
| n=18 | Y _i : 33376.00 | | S U M A | -9.4037 | 24.5558 | 181871169.60 | -56091.87 |

c = -a; f (Qmáx, Tm)

f = c; f'' (Qmáx, Tm)

x = log_e log_e $\frac{Tm}{Tm-1}$

por lo que solo se necesita calcular el valor de los parámetros e y f (a y c), tales que minimizan el error entre los puntos de la muestra y la recta de regresión, ec (8.14). De acuerdo a las ecuaciones (8.15) y (8.16)

$$r = \frac{S_{xy}}{S_{xx}}$$

$$e = \bar{y} - f \bar{x}$$

En la Tabla 8.22 se muestra el ordenamiento de los cálculos. Así, de la

ec (8.17), $S_{xx} = 18 (24.5558) - (-9.4037)^2 = 442.0044 - 88.4295$
 $= 353.5749$

$S_{yy} = 18 (161971169.60) - (33376.0)^2$
 $= 2915471052.8 - 1113957376 = 1801513676.80$

y de la ec (8.18) $S_{xy} = 18 (-56891.87) - (-9.4037) (33376.0)$
 $= -1024053.66 + 313857.8912 = -710195.7688$

Substituyendo se deduce que

$r = \frac{-710195.77}{353.57} = -2006.20$

y como

$$\bar{x} = \frac{9.4337}{18} = -0.5224; \quad \bar{y} = \frac{33376}{18} = 1854.22$$

se determina

$$a = 1854.22 - (-2006.2) (-0.5224) = 1854.22 - 1048.04 = 806.18$$

Con esta información la ec. de la recta de regresión resultante es

$$y' = e + fx$$

$$y' = 806.18 - 2006.20 x$$

y como

$$e = -a; \quad a = -806.18$$

$$f = c; \quad c = -2006.20$$

la ecuación buscada (8.43) se expresa

$$y' = 806.18 - 2006.20 \log_e \log_e \frac{T_m}{T_m - 1}$$

con lo cual

$$Q_{máx} = 806.18 - 2006.20 \log_e \log_e \frac{T_m}{T_m - 1}$$

El coeficiente de correlación asociado a los puntos dato y recta de regresión, resulta según la ec (8.19) con un valor de

$$r = \frac{-710195.77}{(353.57)(1801513676.80)^{1/2}} = \frac{-710195.77}{798098.48} = -0.8899 = -0.9$$

Con la ecuación anterior, para $T_m = 100$ años se obtiene un

$$Q_{máx} = 10034.70 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

y el intervalo de confianza asociado, si se elige un nivel, de significancia de 0.95 $\alpha = 0.05$; $\frac{\alpha}{2} = 0.025$ y grados de libertad $\nu = n-2 = 18-2 = 16$, de los valores tabulados para la distribución "t"

$$\alpha/2 = 0.025$$

$$t_{\frac{\alpha}{2}} = t_{0.025} = 2.4729$$

y la variancia del error, ec (8.19)

$$S_e^2 = \frac{1801513676.8}{18(18-2)} \left[1 - \frac{(-710195.77)^2}{(353.57)(1801513676.8)} \right] = 6255255.82 (0.2082) = 1302097.09$$

$$S_e = \sqrt{S_e^2} = 1141.095$$

Substituyendo en la ec(8.20)

$$E = \pm 2.4729 (1141.095) \sqrt{1 + \frac{1}{18} + \frac{18(-4.6 - (-0.5224))}{353.5749}}$$

Por lo que

$$E = \pm 2821.81 \sqrt{1 + 0.0556 - 0.2078} = \pm 2821.81 \sqrt{0.8480} = \pm 2821.81 (0.9209) = \pm 2598.45$$

y finalmente el gasto máximo de diseño más probable sería

$$Q_{máx} = 10034.70 + 2598.45 \quad Q_D = 12650 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$T_m = 100 \text{ años}$$

condición más desfavorable.

En la figura 8.9 se muestra la relación existente entre la información disponible y los ajustes, tanto considerando la distribución de valores extremos como el propuesto por Nash por mínimos cuadrados.

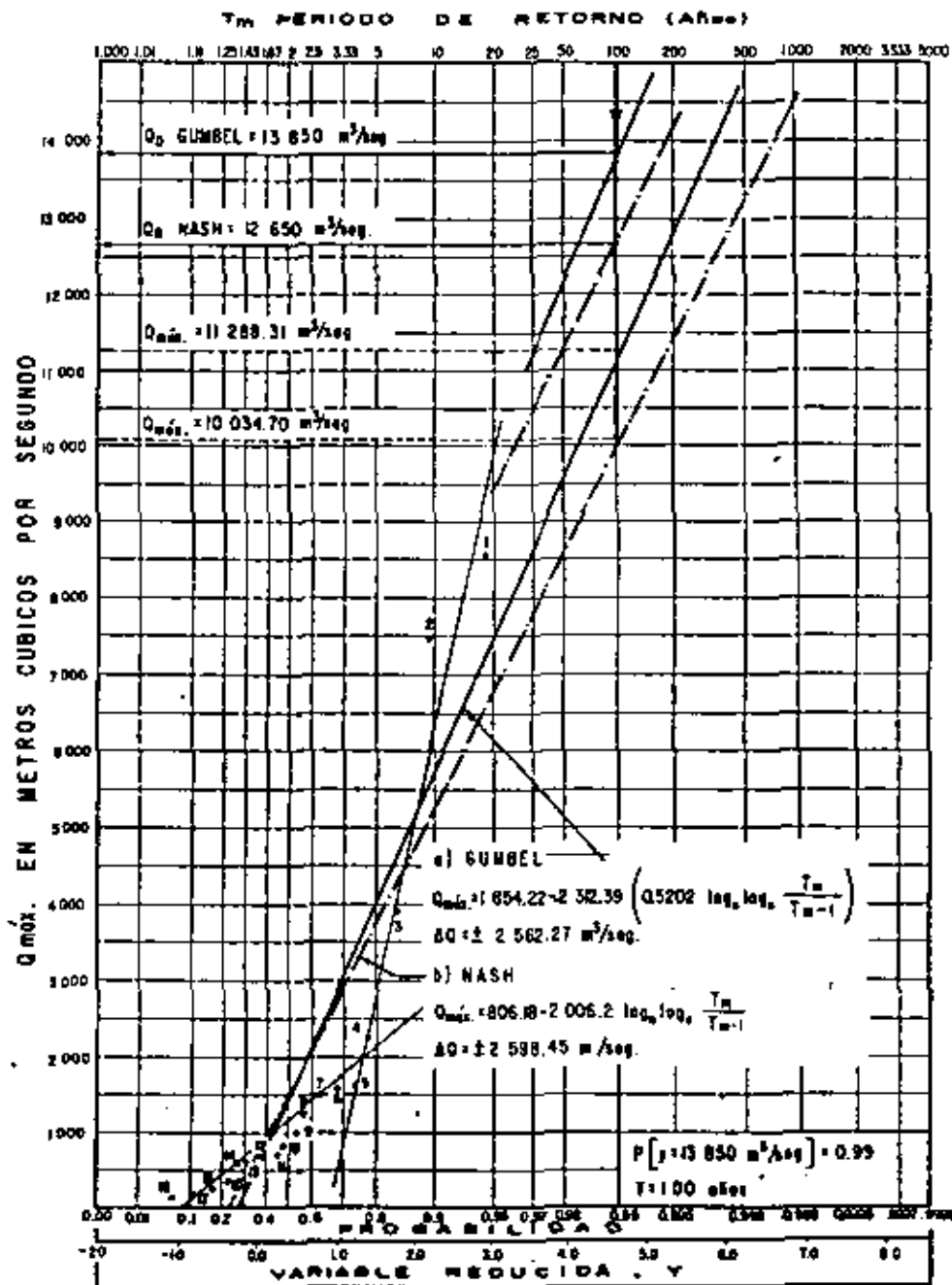


Fig. 8.9 Rectas de ajuste utilizando las distribuciones a) Gumbel, b) Nash

8.5.3 Distribución de frecuencias aplicada a dos poblaciones

Muchas veces, cuando se analiza una muestra de datos hidrológicos, resulta que dicha muestra tiene dos poblaciones con características distintas. Por ejemplo, cuando se analizan gastos máximos anuales, en ocasiones se tiene que algunos ocurran durante la época de ciclones y otros no, lo que ocasiona lo antes indicado.

Por lo anterior, conviene antes de proceder a ajustar una cierta distribución de frecuencias a la información, conviene primero graficar los datos con respecto a sus períodos de retorno (Fig 8.8). De esta manera, se puede apreciar si los datos son de una sola población o de dos.

En el caso de tener dos poblaciones, González,* aplicando por separado la distribución propuesta por Gumbel (ec 8.35) a cada una de las poblaciones, obtiene una función de distribución de probabilidades para gastos máximos anuales, del tipo

$$P(y) = e^{-e^{-\frac{y+a_1}{c_1}}} p + (1-p) e^{-e^{-\frac{y+a_2}{c_2}}} \quad (8.45)$$

donde p , a_1 , c_1 , a_2 , c_2 son parámetros por estimar. Para esto, utiliza el método matemático del máximo ascenso, tal que, los parámetros

* Fernando J. González V. "Contribución del análisis de frecuencias de valores extremos de los gastos máximos en un río". Publicación del Instituto de Ingeniería, UNAM Diciembre de 1970. (277).

produzcan una función teórica que haga mínima la suma de los cuadrados de las desviaciones entre los valores de esta función y los valores datos, es decir que minimizan el error.

Otra forma de proceder en el análisis de frecuencia de dos poblaciones, es utilizar el criterio de mínimos cuadrados, previa división de ambas poblaciones, una vez graficados los valores de la muestra con respecto a sus períodos de retorno. Este criterio presenta el problema de los errores inherentes ocasionados al dividir ambas poblaciones, ya que muchas veces se tiene muy poca información para poder apreciar la división de las mismas.

Ejemplo 8.13 Se desea obtener el gasto máximo para el Río Fuerte, con los mismos datos del ejemplo 8.12, aplicando el criterio del ajuste de la distribución de valores extremos de dos poblaciones.

Analizando los datos disponibles fig(8.9), puede notarse a priori la existencia de las dos poblaciones definidas por este criterio; podría asegurarse evidentemente que el gasto máximo aforado de $8562.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$ corresponde a la población cuyos valores provienen de fenómenos ciclónicos, extraordinarios y el gasto de $1819.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$ pertenece a la población cuyos escorrentamientos son función de las características atmosféricas meteorológicas reinantes de manera ordinaria o normal en la región;

aun más, siendo esta una zona costera podría afirmarse que la aplicación del método de las dos poblaciones resultaría el más adecuado.

⁴⁶ La ec (8.45) resulta una función implícita en "y" por lo que esta variable no es posible el despojarse y deberá de procederse para la obtención del gasto de manera indirecta, suponiendo un gasto y obteniendo su período de retorno o probabilidad correspondiente; de la misma forma dada la complejidad del aparato matemático para la correcta obtención optimizada de los parámetros propios se desarrollará solamente en este ejemplo una primera aproximación cualitativa en la determinación de los mismos considerando poblaciones infinitas para ambos casos.

Se definen de esta forma los parámetros (Sec. 8.5.1):

$p = f$ (número de casos en que los gastos máximos graficados en papel de Gumbel se consideran de población no ciclónica)

Población no ciclónica:

$$a_1 = 0.577 c_1 - \bar{x}_1$$

$$c_1 = (\sqrt{6/\pi}) S_1$$

Población ciclónica

$$a_2 = 0.577 c_2 - \bar{x}_2$$

$$c_2 = (\sqrt{6/\pi}) S_2$$

Donde \bar{x}_i , S_i , son la media y desviación estándar de los valores propios a cada población.

Cálculo de "p"

De la fig (8.9) tentativamente podrían separarse las dos rectas de cada población. Los gastos (en orden, tabla 8.22) de la población de tipo ciclónico serían entonces

ciclónico: 1, 2, 3 y 4

no ciclónico: del 5 al 18

$$p = \frac{14}{18} = 0.7778$$

Cálculo de a_i , c_i :

La media y desviación estándar correspondientes a cada población son (ecs (8.6) y (8.8)):

no ciclónica

$$\bar{x}_1 = 798.929$$

$$S_1 = 524.737$$

ciclónica

$$\bar{x}_2 = 5547.750$$

$$S_2 = 2983.415$$

y los parámetros

$$c_1 = (\sqrt{6/\pi}) S_1 = 409.136$$

$$a_1 = 0.577 c_1 - \bar{x}_1 = -562.858$$

$$c_2 = (\sqrt{6/\pi}) S_2 = 2310.565$$

$$a_2 = 0.577 c_2 - \bar{x}_2 = -4214.554$$

además el período de retorno asociado a nuestro problema fue de

$$T = 100 \text{ años}$$

$$P(Y) = 0.99$$

sustituyendo los parámetros en la ec (8.45) tanteando para encontrar el período necesario-requerido de manera indirecta se tiene:

1er. tanteo: Con el gasto obtenido por Gumbel en el ejemplo 8.12,

$$y = 11288.3 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$P(Y) = e^{-e^{-\left(\frac{11288.3 - 562.858}{409.136}\right) \left\{ 0.7778 + 0.2222 e^{-\left(\frac{11288.3 - 4214.554}{2310.565}\right)} \right\}}$$

$$= e^{-e^{-26.215} \left\{ 0.7778 + (0.2222) e^{-3.0615} \right\}}$$

$$= e^{-0 \left\{ 0.7778 + (0.2222) e^{-0.0468} \right\}}$$

$$= 0.7778 + 0.2120 = 0.9898$$

como $0.99 > 0.9898$

$$T = 100 > 98 \text{ años}$$

2 do. tanteo: Con $y = 11,400 \text{ m}^3/\text{seg}$ análogamente

$$\text{se obtiene } P(Y) = 0.9903$$

3er. tanteo: Con $y = 11,300 \text{ m}^3/\text{seg}$

$$\text{se obtiene } P(Y) = 0.99$$

para $T = 100 \text{ años}$

De esta forma, se concluye, que el gasto máximo para el Río Fuerte con un $T = 100$ años, aplicando el criterio de las dos poblaciones en una primera aproximación sería de:

$$Q_{\text{máx}} = 11,330 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Conviene aplicar este método para el análisis y comparación de resultados obtenidos, cuando la importancia de la obra que se desea diseñar es considerable donde en caso de presas generalmente se asignen para diseño períodos de retorno de 1000 a 10000 años, lo que aunado a la aplicación de la matemática necesaria a la optimización de los parámetros de la distribución nos daría diferencias más notables entre ambos métodos.

En la fig (8.10) se muestra la relación gráfica de la distribución de frecuencia aplicada a dos poblaciones y obtenida para diferentes gastos máximos y su correspondiente probabilidad o período de retorno asociado.

8.6 Extrapolación de las curvas de frecuencias

Cuando la frecuencia o período de retorno de un evento hidrológico a determinar es considerablemente mayor que la longitud de registro disponible, se requiere extrapolar la distribución obtenida de los datos. Debido a la gran incertidumbre que involucra tales procedimientos, no se recomienda extrapolar para el diseño de grandes estructuras cuya falla

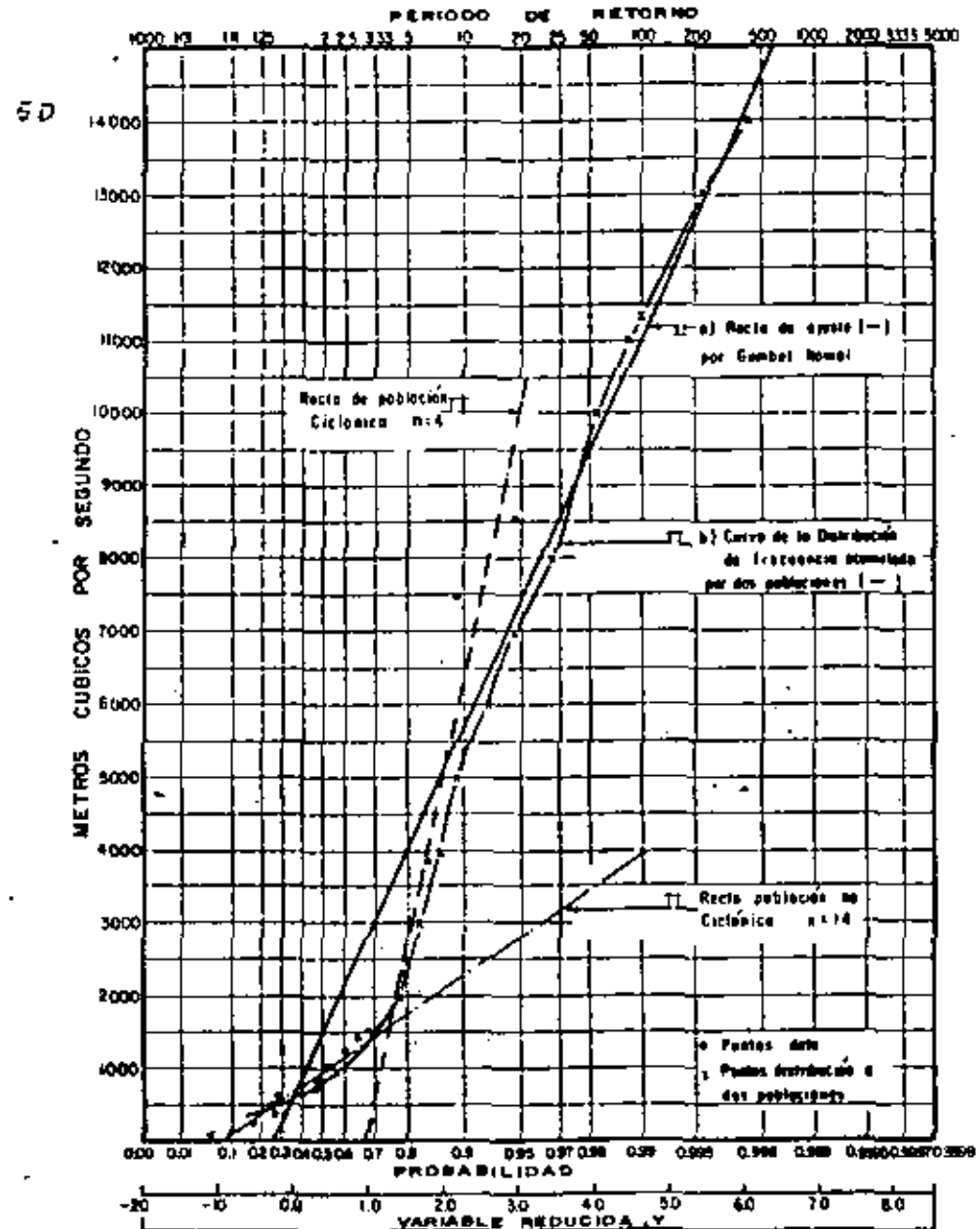


Fig. 8.10 Comparación entre los valores reales y diferentes distribuciones ajustadas.

Implique pérdidas humanas y grandes catástrofes.

5/ Sin embargo, si el análisis de frecuencia de datos hidrológicos se utiliza para determinar la justificación económica de algún proyecto, la extrapolación dentro de un cierto límite es aceptable hasta 3 ó 4 veces el período de registro*.

Esta limitación en cuanto a la extrapolación, que en la generalidad de los casos es muy difícil de satisfacer, depende además de la utilización que se le vaya a dar al evento así encontrado, de la confianza que se tenga a la distribución de frecuencias determinados y a las características de la muestra que se esté analizando.

Algunas veces, con el objeto de ampliar la muestra de datos por analizar y hacer una mejor inferencia, se puede utilizar el criterio del método de la estación-año** o bien correlacionarla con otras muestras mayores existentes dentro de la zona hidrológica que se esté estudiando.

8.7 Análisis de gastos máximos anuales

Dentro del estudio de datos hidrológicos, uno de los más usuales es el análisis de gastos máximos anuales, pues está relacionado directamente con el diseño de vertederos de presas, capacidad de drenajes en caminos, obras de protección, encauzamiento de defensa en ríos, etc.

* Ven Te Chow "Frequency analysis of hydrologic data with special application to Rainfall Intensities". Bull. Universidad de Illinois, Vol 50, No. 81, Julio, 1958.

** Katharine Clarke-Hafstad, "Reliability of Station-Year Rainfall-Frequency Determinations", Trans ASCE, pags. 833, 1942.

El análisis de gastos es costumbre realizarlo utilizando las máximas anuales, aunque en ocasiones se utilizan los excedentes anuales (véase subinciso 8.4.1).

El análisis de gastos máximos anuales consiste en la obtención de su distribución de frecuencias, para posteriormente obtener a partir de ella el gasto de diseño para un cierto período de retorno.

Primeramente se obtienen los períodos de retorno ligado al registro disponible de gastos máximos anuales. Para esto, los gastos máximos anuales se ordenan en forma decreciente asignándoles su número de orden y con la ec (8.32) se determinan sus períodos de retorno correspondientes. De esta manera, se tiene para cada gasto máximo anual registrados o excedente anual, su período de retorno y por ende, su probabilidad de recurrencia (Ejemplo 8.11).

Conocida esta muestra de parejas de valores, se procede a determinar su distribución de probabilidades, seleccionando diversas distribuciones teóricas y probando cual es la más representativa de la muestra en estudio (Inciso 8.1). Afortunadamente, se ha visto que en general los gastos máximos anuales, siguen alguna de las distribuciones indicadas en el inciso 8.5, lo que hace el cálculo más expedito. (ejemplos 8.12 y 8.13)

Determinada la distribución de frecuencias de los gastos máximos anuales que se están analizando, se procede a valorar el período de retorno -

asignado al diseño (subinciso 8.4.4).

Obtenido el período de retorno de diseño, a partir de la distribución de gastos conocida, se obtiene el gasto máximo de diseño. Se debe tener en cuenta la limitación que implica una extrapolación cuando el período de retorno de diseño es grande comparado con los años de registro disponibles (inciso 8.6).

8.8 Análisis de lluvias

El estudio de frecuencias de lluvias es muy utilizado principalmente en hidrología en el estudio de predicción de tormentas, transporte de las mismas y su relación con escurrimientos, para el diseño de drenajes en caminos como en ciudades y aeropuertos.

El análisis de frecuencias de lluvia se aplica en forma directa a registros de pluviómetros si se estudian alturas de lluvias diarias y principalmente a pluviógrafos en donde se tiene un registro completo de todas las variables de las características fundamentales de la lluvia. Este análisis se puede hacer extensivo a áreas, utilizando algunas de las técnicas vistas en el inciso 8.4.

El proceso que se sigue en el análisis de lluvias puntuales es similar al descrito para el análisis de gastos, solo que en general se trabaja con series de datos excedentes anuales y con dos variables en lugar de una.

52

Estas dos variables comprenden las características que definen a una precipitación pluvial, que son su altura de lluvia h_p y su duración d .

Por lo anterior, para definir una cierta distribución de probabilidades de alguna de las dos variables, se deberá considerar constantes una de ellas para definir a la otra. A partir de un análisis de este tipo, es factible correlacionar posteriormente las dos variables, involucrando sus frecuencias de incidencia.

8.8.1 Distribuciones de alturas de lluvia por una duración constante
Cuando se requiere conocer la distribución de probabilidades de altura de lluvia máximas con cierta duración constante, se procede en forma similar al análisis indicado en el inciso 8.7, solo que al se trabaja con excedentes anuales, para valuar el período de retorno se utiliza la ec. 8.33.

8.8.2 Curvas de alturas de lluvia-duración-período de retorno
La obtención de las curvas de altura ó intensidad de lluvia-duración-período de retorno de un registro de lluvia permite tener un conocimiento de la variación de las características de las lluvias en relación con sus frecuencias de incidencia.

Antes de proceder a utilizar una técnica de análisis, se requiere procesar y ordenar los datos disponibles. Si se observa un registro de plu-

viógrafa (fig 3.8), como este es continuo, existen múltiples combinaciones para asociar la altura de lluvia con una cierta duración que son valores discretos.

Una manera de proceder es considerar solo las características finales de las tormentas, relacionando su altura de lluvia total con su duración total. Esto implica, perder información, pues no se valúa la variación existente entre estas variables durante el proceso de la lluvia. Conforme aumenta el número de años de registro, la pérdida de información disminuye. Con este criterio, para utilizar la información obtenida se requiere agrupar las alturas en base a duraciones constantes. Para ello, se seleccionan intervalos de duración de lluvia constante, considerando representativos de cada uno de ellos, su duración media. De esta manera, se tendrá para cada duración característica de lluvia un grupo de alturas de lluvia.

Otra forma de análisis de los registros de lluvia correspondiente, es valiendo la máxima variación de la altura de lluvia respecto a un intervalo de duración constante. Para esto, se requiere conocer la curva masa de cada tormenta que se esté estudiando. Conocida la curva masa, en un papel transparente se hacen divisiones verticales de las duraciones que estén analizando, generalmente múltiples de un cierto intervalo de

tiempo. Así, se procede a superponer el papel transparente en la curva masa de la tormenta que se está analizando, y desplazando el origen de las abscisas, se determina el máximo incremento de altura de lluvia teniendo en un cierto intervalo de tiempo, fig 8.11.

De esta manera, se obtienen las condiciones más críticas de alturas de lluvia-duración para cada tormenta. Observese que en este caso, terminando el proceso de análisis, se disponen de grupos de altura de lluvia para duraciones constantes.

Conocidas las características de las lluvias más desfavorables, se pueden utilizar varios criterios para obtener las curvas de altura o intensidad de lluvia-duración-período de retorno. A continuación se indican dos criterios a seguir.

8.8.2.1 Criterio propuesto por Chow.

Teniendo disponible la información de las características de las tormentas, agrupadas las alturas de lluvia para diferentes duraciones, Chow* considera que para cada duración constante, las alturas de lluvia correspondiente se les puede dar un tratamiento de series excedentes y aplicar algunos de los criterios vistos en el inciso 8.5. En este caso, el proceso es similar al empleado en el subinciso 8.7.1

De esta manera se tendrá, para cada duración constantes, una curva del

*Ven Te Chow "Frequency analysis of hydrologic data with special application to Rainfall Intensities" Bull. Universidad de Illinois, Vol 50, No. 81, Julio 1953.

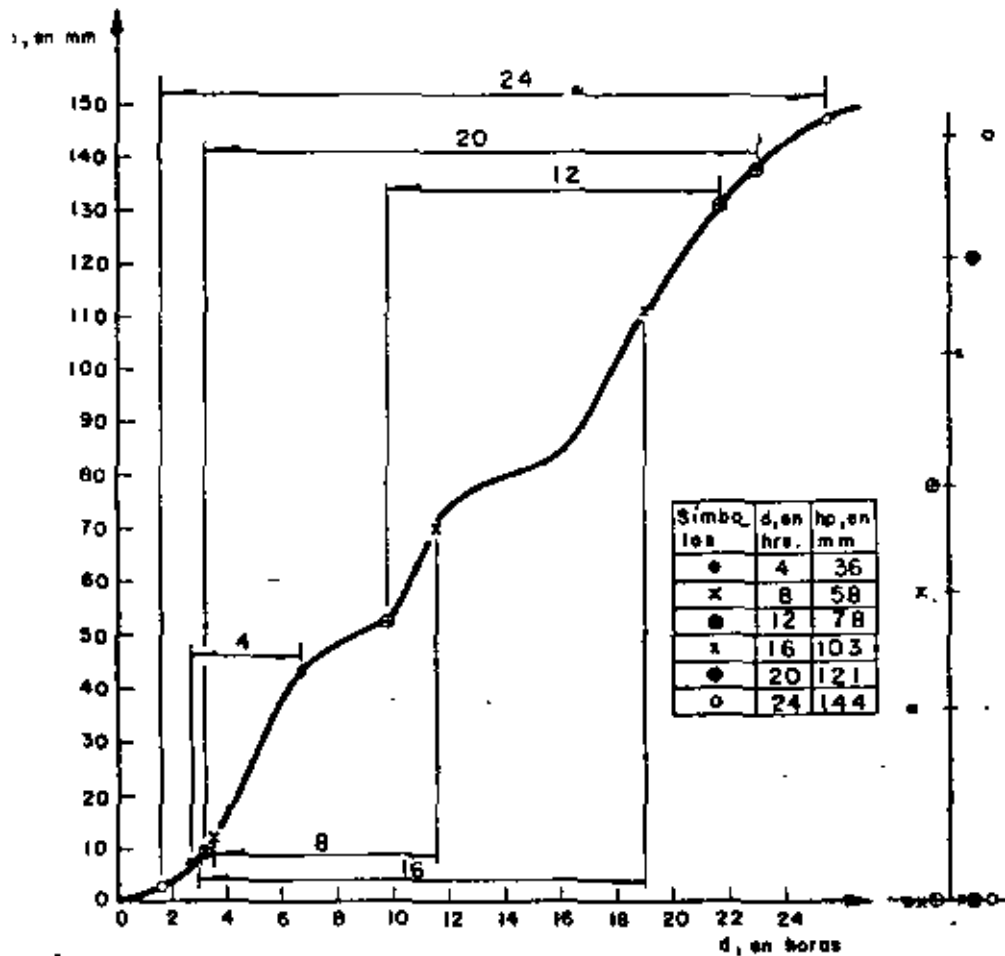


Fig. 8.11 Análisis de una curva masa para obtener las máximas variaciones de altura de lluvia en relación con diversos intervalos de duración de la misma

59

tipo de la ec (8.44) de forma similar a

$$h_p = a + b \log T_e \quad (8.45)$$

donde a y b son parámetros de ajuste, h_p la altura de lluvia, en mm y T_e el período de retorno, en años. Como esta expresión es para una duración constante, dividiéndola entre ella, se obtiene una relación entre intensidades de lluvia y períodos de retorno, que es otra forma de expresar la ecuación anterior.

8.8.2.2 Ajuste por correlación lineal múltiple

Otra forma de valorar las curvas de altura de lluvia-duración-períodos de retorno, es obtener la ecuación de mejor ajuste entre los diversos grupos de valores de d , h_p y t .

Para ello, antes de proceder a plantear el tipo de ecuación más conveniente, es necesario tener una idea de cuales son los tipos de ecuaciones que en general siguen estos valores.

Dentro de las ecuaciones más usuales, se tiene la del tipo de:

$$i = \frac{K T^h}{d^n} \quad (8.47)$$

donde K , h y n son parámetros, d la duración de la lluvia, i su intensidad y T su período de retorno.

Tomando logaritmos a esta ecuación, se obtiene que

$$\log i = \log K + h \log T - n \log d \quad (8.48)$$

INTENSIDADES MÁXIMAS DE LLUVIA EN LAS CUENCAS DEL RIO SAN JUAN
DEL BAJO BRAVO Y DE LA REGION GOLFO NORTE

PRECIPITACIONES EN MILIMETROS POR HORA

| FECHAS | MINUTOS | | | | | | | | | | | |
|---------------------------|---------|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|--|
| | 5 | 10 | 15 | 20 | 30 | 45 | 60 | 80 | 90 | 100 | 120 | |
| SANTA CATARINA NUEVO LEON | | | | | | | | | | | | |
| 1938 Feb 20 | 120.0 | 114.0 | 97.2 | 87.2 | 80.0 | 63.3 | 52.5 | 41.4 | 33.5 | 28.0 | | |
| 1939 Jul 28 | 120.0 | 109.8 | 84.0 | 80.1 | 68.0 | 40.3 | 31.5 | 24.1 | 19.3 | 18.1 | | |
| 1940 Abr 12 | 120.0 | 84.2 | 49.2 | 43.2 | | | | | | | | |
| 1940 Jun 24 | | | | | | | | | | | | |
| 1941 Ago 9 | 96.0 | 82.2 | 39.8 | 31.5 | 40.0 | 37.6 | 29.6 | 21.9 | 17.5 | 14.6 | | |
| 1941 May 9 | | | | | 21.0 | 14.0 | 10.5 | 7.9 | | | | |
| 1941 Jun 9 | 79.2 | | | | | | | | | | | |
| 1942 Jul 4 | | 96.0 | 80.0 | 77.7 | 72.0 | 74.0 | 66.0 | 50.1 | 40.9 | 33.8 | | |
| 1942 Jul 5 | 148.8 | | 80.0 | | | | | | | | | |
| 1943 Sep 6 | 128.0 | 76.2 | 59.2 | 49.3 | 34.4 | 23.1 | 17.4 | 14.8 | 14.4 | 12.6 | | |
| 1944 Oct 7 | 92.4 | 63.6 | 55.0 | 48.8 | 40.0 | 34.7 | 30.0 | 24.2 | 23.4 | 23.0 | | |
| 1945 Ago 30 | 85.4 | 61.8 | 51.2 | 42.6 | 36.0 | 29.7 | 24.7 | 24.0 | 23.4 | 22.3 | | |
| 1946 Ago 30 | 102.0 | 68.2 | 50.4 | 45.0 | 31.4 | 21.1 | 15.8 | 11.9 | 9.5 | 7.5 | | |
| 1947 Jul 30 | | 60.0 | 56.0 | 51.3 | 42.6 | 31.3 | 24.0 | | | | | |
| 1948 Ago 4 | | | | | | | | 21.5 | 20.4 | 17.8 | | |
| 1948 Ago 23 | 120.0 | 60.0 | | | | | | | | | | |
| 1948 Jul 7 | 76.8 | 67.6 | 44.0 | 35.1 | 23.0 | 24.7 | 20.0 | 16.7 | 15.8 | 13.1 | | |
| 1948 Sep 8 | | | | | | | | | | | | |
| 1949 Sep 19 | 88.4 | 67.0 | 48.8 | 44.0 | 40.0 | 30.7 | 25.0 | 25.5 | 22.5 | 19.3 | | |
| 1950 Mar 3 | | | 23.0 | 18.3 | 12.6 | 6.4 | 6.8 | 6.5 | 5.6 | 4.7 | | |
| 1951 Ago 18 | 57.6 | 29.8 | | | | | | | | | | |
| 1951 Jun 24 | 128.4 | 83.0 | 80.0 | 85.0 | 62.2 | 47.3 | 36.4 | 27.3 | 21.8 | 18.2 | | |
| 1952 Abr 23 | 66.0 | | | | | | | | | | | |
| 1952 Jun 7 | | 45.8 | 34.0 | 27.0 | 18.4 | 12.7 | 10.0 | 7.5 | 6.7 | 5.8 | | |

y transformando, esta ecuación puede escribirse como

$$y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2$$

donde $\log i = y$, $\log T = x_1$ y $\log k = x_2$

Esta ecuación es similar a la (8.15), cuya obtención de los parámetros a_0 , a_1 y a_2 se indican en el inciso 8.3.

De esta manera, se puede obtener para la agrupación de las características de las lluvias que se estén estudiando una ecuación del tipo de la ec (8.47).

Ejemplo 8.14 En la tabla 8.23 se proporcionan los datos de las intensidades máximas de lluvia registradas en la Estación Sta. Catarina, en el estado de Nuevo León. Se desea obtener en base a estos registros las curvas de altura de precipitación-duración-período de retorno - (hp-d-T) para dicha estación aplicando:

- Criterio de Chow
- Ajuste por Correlación Lineal Múltiple

De la Tabla 8.23 primeramente como los datos se encuentran en intensidad de lluvia ($i = hp / t$), habrá que obtener para cada valor de la intensidad su correspondiente altura de precipitación "hp" en relación con su duración; hecho esto para cada duración "d", se ordenan los valores en forma decreciente de mayor a menor, y se obtiene para cada duración -

INTENSIDADES MÁXIMAS DE LUVIA EN LAS CUENCAS DEL RIO SAN JUAN DEL BAJO BRAVO Y DE LA REGION GOLFO NORTE

PRECIPITACIONES EN MILIMETROS POR HORA

| FECHAS | MINUTOS | | | | | | | | | | |
|-------------|---------|-------|------|-----------|------|------|------|------|------|------|--|
| | 5 | 10 | 15 | 20 | 30 | 45 | 60 | 80 | 100 | 120 | |
| 1983 Jul 14 | 120.0 | | | | | | | | | | |
| 1983 Oct 3 | 120.0 | | | | | | | | | | |
| 1984 Oct 5 | | 67.8 | 56.0 | 48.6 | 40.0 | 40.0 | 35.0 | 28.5 | 22.8 | 19.0 | |
| 1985 Oct 8 | 96.0 | 54.0 | 37.2 | 27.9 | 18.6 | 14.0 | 12.0 | 9.6 | 8.6 | 7.1 | |
| 1985 Jul 8 | 96.0 | 48.0 | 48.0 | 43.5 | 37.0 | 27.3 | 27.5 | 25.5 | 24.0 | 24.0 | |
| 1986 Nov 2 | 150.0 | 90.0 | 76.0 | 60.0 | 41.0 | 33.0 | 25.5 | 19.1 | 15.3 | 12.8 | |
| 1986 May 15 | 90.0 | 66.0 | 48.0 | 42.8 | 39.0 | 26.3 | 21.6 | 19.3 | 18.0 | 14.5 | |
| 1987 Sep 21 | | | | | | | | | | | |
| 1988 Jun 14 | 68.4 | 40.8 | 36.0 | SIN DATOS | 19.6 | 15.3 | 11.4 | 11.4 | 8.1 | 7.6 | |
| 1988 Ago 13 | | 70.2 | 60.0 | 54.0 | 40.0 | 27.4 | 20.6 | 15.8 | 12.8 | 11.3 | |
| 1989 Ago 11 | 117.6 | 42.6 | 28.4 | 21.3 | 14.2 | 9.4 | 7.1 | 5.3 | 4.3 | 3.5 | |
| 1981 Jul 10 | 65.2 | 111.0 | 80.0 | 62.1 | 60.0 | 51.3 | 43.5 | 40.0 | 36.0 | 40.0 | |
| 1982 Sep 10 | 102.0 | 60.0 | 40.0 | 34.5 | 27.0 | 27.0 | 22.3 | 17.3 | 16.3 | 15.0 | |
| 1983 May 17 | 96.0 | | | | | | | | | | |
| 1983 Jun 16 | | | | | | | | | | | |
| 1984 May 31 | 120.0 | 105.0 | 71.2 | 53.4 | 35.6 | 24.7 | 17.8 | 13.4 | 10.7 | 8.9 | |

su período de retorno asociado "Te", que en términos de series de excedentes anuales resulta $T_e = n/m$ (ec. 8.33) $n = 26$

ejemplos: "hp" de la tabla - dato

1.- $d = 5 \text{ min}$ 1938: $i = 120 \frac{\text{mm}}{\text{hr}}$ tabla - cálculo
 $d = 5 \text{ min}$ $hp = 120(5)/60 = 10.0 \text{ mm}$; con orden 7a.

2.- $d = 80 \text{ min}$ 1942: $i = 50.1 \text{ mm/hr}$ $d = 80 \text{ min}$
 $hp = 50.1(80)/60 = 66.8 \text{ mm}$; con orden 1a. "Te"

3.- orden = 1 = m; $n = 26$
 $T_e = \frac{n}{m} = \frac{26}{1} = 26$

4.- orden = 17 = m
 $T_e = \frac{n}{m} = \frac{26}{17} = 1.5294 = 1.53$

En la Tabla 9.24 se muestra la obtención y ordenación de los datos para su aplicación.

a) Criterio de Chow

1. Relación para una duración de lluvia $d = \text{cte} = 5 \text{ min}$

$hp = a + b \log T_e$

de acuerdo ec (8.13)

$y' = a + b x_1$

donde

$y' = hp$

$x_1 = \log T_e$

TABLA 8.24 OBTENCIÓN Y ORDENACIÓN DE VALORES

| Orden
(m) | d min
Te años | d min | | | | | | | | | | |
|--------------|------------------|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|--|
| | | 5 | 10 | 15 | 20 | 30 | 45 | 60 | 80 | 100 | 120 | |
| 1 | 26.00 | 13.5 | 19.0 | 24.3 | 29.0 | 40.0 | 55.5 | 66.0 | 66.8 | 67.2 | 60.0 | |
| 2 | 13.00 | 12.5 | 18.5 | 21.0 | 28.5 | 36.0 | 47.5 | 52.5 | 60.0 | 60.0 | 67.8 | |
| 3 | 8.67 | 12.4 | 18.3 | 20.0 | 26.7 | 31.1 | 38.5 | 43.8 | 55.2 | 55.8 | 58.0 | |
| 4 | 6.50 | 11.0 | 17.5 | 20.0 | 25.9 | 30.0 | 35.5 | 36.4 | 38.0 | 40.0 | 48.0 | |
| 5 | 5.20 | 10.7 | 16.0 | 20.0 | 20.7 | 29.0 | 30.4 | 35.0 | 36.4 | 39.0 | 46.0 | |
| 6 | 4.33 | 10.5 | 15.5 | 19.0 | 20.0 | 21.3 | 30.0 | 31.5 | 34.0 | 39.0 | 44.8 | |
| 7 | 3.71 | 10.0 | 15.5 | 17.8 | 18.0 | 20.5 | 26.2 | 30.0 | 34.0 | 38.0 | 38.8 | |
| 8 | 3.25 | 10.0 | 12.7 | 15.0 | 18.0 | 20.0 | 26.0 | 30.0 | 32.3 | 37.5 | 38.0 | |
| 9 | 2.89 | 10.0 | 11.7 | 14.8 | 17.8 | 20.0 | 24.8 | 29.2 | 32.1 | 36.3 | 30.4 | |
| 10 | 2.60 | 10.0 | 11.3 | 14.0 | 17.1 | 20.0 | 23.5 | 27.5 | 32.0 | 34.0 | 35.8 | |
| 11 | 2.36 | 9.8 | 11.0 | 14.0 | 16.2 | 20.0 | 23.0 | 26.5 | 29.2 | 32.2 | 32.2 | |
| 12 | 2.17 | 8.5 | 10.7 | 14.0 | 16.2 | 20.0 | 20.8 | 24.7 | 28.7 | 29.2 | 30.0 | |
| 13 | 2.00 | 8.2 | 10.6 | 12.8 | 16.1 | 19.0 | 20.5 | 24.0 | 25.7 | 27.2 | 29.2 | |
| 14 | 1.86 | 8.0 | 10.3 | 12.6 | 15.0 | 18.5 | 20.3 | 22.3 | 25.5 | 26.7 | 29.0 | |
| 15 | 1.73 | 8.0 | 10.0 | 12.3 | 14.5 | 18.0 | 20.0 | 21.6 | 23.1 | 26.3 | 26.2 | |
| 16 | 1.63 | 8.0 | 10.0 | 12.0 | 14.4 | 17.8 | 19.0 | 20.6 | 22.3 | 25.5 | 25.6 | |
| 17 | 1.53 | 8.0 | 9.7 | 12.0 | 14.3 | 17.2 | 18.5 | 20.0 | 21.1 | 24.0 | 25.2 | |
| 18 | 1.44 | 7.7 | 9.6 | 11.7 | 14.2 | 15.7 | 18.5 | 17.8 | 19.5 | 21.5 | 22.6 | |
| 19 | 1.37 | 7.5 | 9.5 | 11.0 | 11.7 | 13.5 | 17.3 | 17.4 | 17.9 | 17.8 | 17.8 | |
| 20 | 1.30 | 7.2 | 9.0 | 10.0 | 11.5 | 12.5 | 15.8 | 15.8 | 15.9 | 15.8 | 15.8 | |
| 21 | 1.24 | 7.1 | 8.7 | 9.9 | 10.5 | 10.5 | 10.5 | 12.0 | 15.2 | 15.2 | 15.6 | |
| 22 | 1.18 | 6.6 | 8.0 | 9.3 | 9.3 | 9.3 | 10.5 | 11.4 | 10.8 | 13.8 | 14.2 | |
| 23 | 1.13 | 6.4 | 7.8 | 9.0 | 9.2 | 9.3 | 10.0 | 10.5 | 10.5 | 12.8 | 13.8 | |
| 24 | 1.08 | 5.7 | 7.1 | 8.5 | 9.0 | 9.2 | 9.5 | 10.0 | 10.0 | 11.2 | 11.8 | |
| 25 | 1.04 | 5.5 | 6.8 | 7.1 | 7.1 | 7.1 | 7.1 | 7.1 | 8.7 | 9.3 | 9.4 | |
| 26 | 1.00 | 4.8 | 4.8 | 5.9 | 6.1 | 6.3 | 6.3 | 6.8 | 7.1 | 7.2 | 7.2 | |

57

y se trata de una correlación lineal simple; aplicando el criterio ex

puesto en la sección de la Tabla 8.25 se tiene que:

$$n \sum_{i=1}^n x_i^2 = 26(7.2968) = 189.7116$$

$$\left(\sum_{i=1}^n x_i\right)^2 = (10.1821)^2 = 103.6752$$

$$n \sum_{i=1}^n x_i y_i = 18(106.5597) = 2922.5522$$

$$n \sum_{i=1}^n (y_i)^2 = 26(2117.62) = 55058.12$$

$$\left(\sum_{i=1}^n y_i\right)^2 = (227.6)^2 = 51801.76$$

Con lo cual substituyendo en las ecs (8.17) y (8.18) se deduce

$$S_{xx} = 189.7116 - 103.6752 = 86.0364$$

$$S_{xy} = 2922.5522 - 2317.4480 = 605.1062$$

$$S_{yy} = 55058.12 - 51801.76 = 3256.36$$

siendo de la ec.(8.15)

$$b = \frac{605.1062}{3256.36} = 0.1859 = 0.19$$

$$\bar{y}' = \frac{227.60}{26} = 8.754$$

TABLA B. 25 $hp = f(Te)$ para $d = 5$ min.

| Orden
(m) | Y' | Te | $X_1 = \log Te$ | $(X_1)^2$ | $(Y')^2$ | $X_1 Y'$ |
|--------------|--------|-------|-----------------|-----------|----------|----------|
| 1 | 13.5 | 26.00 | 1.4150 | 2.0022 | 182.25 | 19.1025 |
| 2 | 12.5 | 13.00 | 1.1139 | 1.2407 | 156.25 | 13.9237 |
| 3 | 12.4 | 6.67 | 0.9980 | 0.9960 | 153.76 | 11.6312 |
| 4 | 11.0 | 6.60 | 0.8129 | 0.6608 | 121.00 | 8.9419 |
| 5 | 10.7 | 5.20 | 0.7160 | 0.5126 | 114.49 | 7.8612 |
| 6 | 10.5 | 4.33 | 0.6365 | 0.4051 | 110.25 | 6.8830 |
| 7 | 10.0 | 3.71 | 0.5694 | 0.3242 | 100.00 | 5.6940 |
| 8 | 10.0 | 3.25 | 0.5119 | 0.2620 | 100.00 | 5.1190 |
| 9 | 10.0 | 2.89 | 0.4808 | 0.2124 | 100.00 | 4.6090 |
| 10 | 10.0 | 2.60 | 0.4150 | 0.1722 | 100.00 | 4.1500 |
| 11 | 9.8 | 2.36 | 0.3729 | 0.1390 | 96.04 | 3.6544 |
| 12 | 8.5 | 2.17 | 0.3365 | 0.1132 | 72.25 | 2.8602 |
| 13 | 8.2 | 2.00 | 0.3010 | 0.0906 | 67.24 | 2.4682 |
| 14 | 8.0 | 1.86 | 0.2695 | 0.0726 | 64.00 | 2.1560 |
| 15 | 8.0 | 1.73 | 0.2380 | 0.0566 | 64.00 | 1.9040 |
| 16 | 8.0 | 1.63 | 0.2122 | 0.0450 | 64.00 | 1.5976 |
| 17 | 8.0 | 1.53 | 0.1847 | 0.0341 | 64.00 | 1.4776 |
| 18 | 7.7 | 1.44 | 0.1584 | 0.0250 | 59.29 | 1.2196 |
| 19 | 7.5 | 1.37 | 0.1367 | 0.0186 | 56.25 | 1.0252 |
| 20 | 7.2 | 1.30 | 0.1139 | 0.0129 | 51.84 | 0.8200 |
| 21 | 7.1 | 1.24 | 0.0934 | 0.0087 | 50.41 | 0.6631 |
| 22 | 6.8 | 1.19 | 0.0719 | 0.0051 | 43.56 | 0.4745 |
| 23 | 6.4 | 1.13 | 0.0531 | 0.0028 | 40.96 | 0.3398 |
| 24 | 6.7 | 1.08 | 0.0334 | 0.0011 | 32.49 | 0.1903 |
| 25 | 5.5 | 1.04 | 0.0170 | 0.0002 | 30.25 | 0.0935 |
| 26 | 4.8 | 1.00 | 0.000 | 0.0000 | 23.04 | 0.0000 |
| SUMA | 227.60 | | 10.1821 | 7.2966 | 2117.621 | 106.5597 |

$$\bar{x} = \frac{10.1821}{26} = 0.392$$

y de la ec (B. 16)
58

$$a = 8.754 - 5.8708(0.392) = 6.455$$

la ecuación buscada para $d = 5$ minutos = cte es:

$$y' = a + b x_1$$

$$x_1 = \log Te ; y' = hp$$

$$hp = 6.455 + 5.87 \log Te$$

para $d = 5$ min

y su coeficiente de correlación

$$r_{xy} = \frac{505.1062}{(86.0384)(3256.86)}^{1/2} = 0.9543$$

analogamente para las distintas duraciones se tiene:

$d = 10$ min

$$hp_{d=10} = 7.473 + 10.343 \log Te$$

$$r = 0.9578$$

$d = 15$ min

$$hp_{d=15} = 8.885 + 12.470 \log Te$$

$$r = 0.9636$$

$d = 20$ min

$$hp_{d=20} = 9.517 + 16.650 \log Te$$

$$r = 0.9647$$

$d = 30$ min

$$hp_{d=30} = 9.942 + 22.914 \log Te$$

$$r = 0.9672$$

$d = 45$ min

$$hp_{d=45} = 9.935 + 32.312 \log Te$$

$$r = 0.9859$$

$$d = 60 \text{ min} \quad \begin{aligned} hp_{d=60} &= 10.217 + 37.660 \log Te \\ r &= 0.9865 \end{aligned} \quad (7)$$

$$d = 80 \text{ min} \quad \begin{aligned} hp_{d=80} &= 11.365 + 41.101 \log Te \\ r &= 0.9786 \end{aligned} \quad (8)$$

$$d = 100 \text{ min} \quad \begin{aligned} hp_{d=100} &= 13.103 + 41.429 \log Te \\ r &= 0.9755 \end{aligned} \quad (9)$$

$$d = 120 \text{ min} \quad \begin{aligned} hp_{d=120} &= 12.327 + 48.744 \log Te \\ r &= 0.9903 \end{aligned} \quad (10)$$

5 p

$$\begin{aligned} hp_{58} &= 6.455 + 5.87 \log Te = 6.455 + 5.87 \log 1.23 = \\ &= 6.455 + 5.87 (0.0899) = 6.455 + 0.5277 = 6.9827 \end{aligned}$$

$$hp_{58} = 7.0 \text{ mm}$$

para $d = 5 \text{ min}$

de forma análoga podemos obtener los restantes valores de hp para cada duración:

analizando a priori los resultados, se observa que el ajuste realizado es bueno dada la magnitud del índice de correlación o coeficiente. En función de las relaciones obtenidas $hp = f(Te)$ para una duración de lluvia constante, podrían obtenerse en la tabla 8.23 los valores correspondientes al año de 1958, interpolando el valor del período de retorno para los años adyacentes 1957 y 1959 para su correspondiente duración; así tendríamos:

para $d = 5 \text{ min}$

$$i_{57} = 90 \text{ mm/hr} \quad hp_{57} = 7.5 \text{ mm} \quad Te_{57} = 1.37 \text{ años}$$

$$i_{59} = 68.4 \text{ mm/hr} \quad hp_{59} = 5.7 \text{ mm} \quad Te_{59} = 1.08 \text{ años}$$

El Te probable para el año de 1958

$$\text{será } Te_{58} = (1.37 + 1.08) / 2 = 1.23 \text{ años}$$

Substituyendo en la ecuación 1:

| duración | 5 | 10 | 15 | 20 | 30 | 45 | 60 | 80 | 100 | 120 | minutos |
|----------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|---------|
| Te | 1.23 | 1.70 | 1.33 | 1.33 | 1.57 | 1.38 | 1.46 | 1.62 | 1.55 | 1.55 | años |
| ecuación | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | |
| hp | 7.0 | 9.9 | 10.4 | 11.6 | 14.4 | 14.5 | 16.4 | 20.0 | 21.0 | 21.6 | mm |

Si las ecuaciones obtenidas desean expresarse como una relación ya no de la altura de precipitación hp , sino de la intensidad de lluvia " i " como función del período de retorno asociado " Te ", bastará dividir la altura de precipitación entre la duración para la cual fue deducida; por ejemplo la ec 1.-) $hp_{d=5} = 6.455 + 5.87 \log Te$ (mm)

$$\text{dividiendo } hp/5 \text{ min} = hp/0.083 = i \text{ (mm/hora)}$$

$$i = 77.46 + 70.44 \log Te \text{ en mm/5min.}$$

b) Ajuste por Correlación Lineal Múltiple

Se trata entonces de obtener una ecuación del tipo (8.47)

$I = \frac{KT^h}{d^m}$ es intensidad o bien en relación con la altura de precipitación "hp".

$hp = \frac{KT^h}{d^m}$ con el método de correlación lineal

múltiple inciso (8.3) que ajusta una relación del tipo

$$y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 \quad (3 \text{ variables})$$

Tomando logaritmos se tiene una ecuación de la forma (8.48).

$$\log hp = \log K + h \log Ta + n \log d$$

siendo $y = \log hp$ $a_0 = \log K$

$x_1 = \log Ta$ $a_1 = h$

$x_2 = \log d$ $a_2 = n$

Para la estimación de los parámetros a_0, a_1, a_2 se emplea el análisis de correlación lineal de 3 variables, el que arroja de su planteamiento matricial, el sistema de ecuaciones:

$$\begin{aligned} y &= a_0 + a_1 \sum x_1 + a_2 \sum x_2 \\ yx_1 &= a_0 \sum x_1 + a_1 \sum x_1^2 + a_2 \sum x_1 x_2 \\ yx_2 &= a_0 \sum x_2 + a_1 \sum x_1 x_2 + a_2 \sum x_2^2 \dots \quad (1) \end{aligned}$$

Para su aplicación se deberá procesar la información disponible, en este caso la mostrada en la Tabla 8.24. A fin de simplificar y por mayor claridad, el sistema anterior se resolvió solo con 10 grupos de valores, la cual se muestra en la Tabla 8.25.

TABLA 8.25 ORDENACION Y CALCULO

| Orden | hp (mm) | Ta (años) | d (min) | log hp | log Ta | log d | (x ₁) ² | (x ₂) ² | (x ₁)(x ₂) | y x ₁ | y x ₂ |
|-------|---------|-----------|---------|---------|--------|---------|--------------------------------|--------------------------------|------------------------------------|------------------|------------------|
| 1 | 13.5 | 26.00 | 5 | 1.1303 | 1.4130 | 0.6990 | 2.0022 | 0.4888 | 0.8990 | 1.599 | 0.790 |
| 2 | 18.5 | 13.00 | 10 | 1.2672 | 1.1139 | 1.0000 | 1.2407 | 1.0000 | 1.1139 | 1.411 | 1.267 |
| 3 | 20.0 | 8.67 | 15 | 1.3010 | 0.9389 | 1.1761 | 0.8789 | 1.3832 | 1.1091 | 1.220 | 1.530 |
| 4 | 25.8 | 6.50 | 20 | 1.4133 | 0.8129 | 1.3010 | 0.6608 | 1.6926 | 1.0575 | 1.148 | 1.838 |
| 5 | 29.0 | 5.20 | 30 | 1.4624 | 0.7160 | 1.4771 | 0.5126 | 2.1818 | 1.0576 | 1.047 | 2.160 |
| 6 | 30.0 | 4.33 | 45 | 1.4771 | 0.6385 | 1.6532 | 0.4051 | 2.7390 | 1.0522 | 0.940 | 2.441 |
| 7 | 30.0 | 3.71 | 60 | 1.4771 | 0.5694 | 1.7782 | 0.3242 | 3.1619 | 1.0125 | 0.841 | 2.628 |
| 8 | 32.3 | 3.25 | 80 | 1.5082 | 0.5119 | 1.9031 | 0.2620 | 3.6217 | 0.9741 | 0.772 | 2.872 |
| 9 | 36.3 | 2.89 | 100 | 1.5599 | 0.4609 | 2.0000 | 0.2124 | 4.0000 | 0.9218 | 0.718 | 3.118 |
| 10 | 35.8 | 2.80 | 120 | 1.5538 | 0.4130 | 2.0792 | 0.1722 | 4.3230 | 0.8628 | 0.644 | 3.230 |
| SUMA | | | | 14.1514 | 7.8895 | 15.0669 | 8.8711 | 24.5858 | 10.1445 | 10.340 | 21.873 |

sustituyendo los valores en el sistema (1)

$$14.1514 = 10 a_0 + 7.5895 a_1 + 15.0669 a_2$$

$$10.3400 = 7.5895 a_0 + 6.6711 a_1 + 10.1445 a_2$$

$$21.8730 = 15.0669 a_0 + 10.1445 a_1 + 24.5858 a_2$$

resolviendo simultáneamente este sistema de ecuaciones obtenidas

$$a_0 = 2.4645 = \log k \quad K = \text{antilog } a_0$$

$$a_1 = -0.8301 \quad K = 291.4$$

$$a_2 = -0.2769$$

la ec queda:

$$y_0 = 291.4 - 0.8301 x_1 - 0.276 x_2$$

$$\log hp = \log K + h \log T_e + n \log d$$

$$\log K = 2.4645$$

$$h = a_1 = -0.8301$$

$$n = a_2 = -0.2769$$

subs: $\log hp = 2.4645 - 0.8301 \log T_e - 0.2769 \log d$

tomando antilogarítmicos:

$$hp = \frac{291.40}{(T_e)^{0.83} (d)^{0.28}} \quad A$$

Tomando otra serie de datos de la Tabla 8.12 a se puede construir la

Tabla 8.27.

$$14.30 = 10 a_0 + 7.59 a_1 + 15.07 a_2$$

$$11.71 = 7.59 a_0 + 6.67 a_1 + 12.62 a_2$$

$$22.80 = 15.07 a_0 + 12.62 a_1 + 24.58 a_2$$

se obtiene $a_0 = 0.513 = \log k ; k = \text{antilog } a_0 = 3.258$

$$a_1 = 0.427 = h$$

$$a_2 = 0.398 = n$$

$$y_0 = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2$$

$$\log hp = \log k + h \log T_e + n \log d$$

$$\log hp = 0.513 + 0.427 \log T_e + 0.398 \log d$$

tomando antilogos:

$$hp = 3.258 (T_e)^{0.43} (d)^{0.40} \quad B$$

que es la relación pedida obteniendo algunos valores de "hp" con las relaciones encontradas A y B para comparación con los valores reales

| hp real
(mm) | T _e
años | d
mín | hp calc. | |
|-----------------|------------------------|----------|----------|-------|
| | | | A | B |
| 44.6 | 4.33 | 120 | 22.94 | 40.95 |
| 60.0 | 13.00 | 80 | 10.30 | 55.72 |
| 24.7 | 2.17 | 60 | 49.30 | 23.14 |
| 30.0 | 4.33 | 45 | 30.09 | 27.71 |
| 10.0 | 1.30 | 20 | 100.00 | 11.99 |
| 19.0 | 26.00 | 10 | 10.30 | 32.75 |

TABLA 8.27 ORDENAMIENTO DEL CALCULO

| Orden (n) | h _p (mm) | T _e (años) | d (min) | log h _p | log T _e | log d | (X ₁) ² | (X ₂) ² | (X ₁ X ₂) ² | Y X ₁ | Y X ₂ |
|-----------|---------------------|-----------------------|---------|--------------------|--------------------|---------|--------------------------------|--------------------------------|---|------------------|------------------|
| 1 | 80.0 | 26.00 | 120 | 1.9001 | 1.4150 | 2.0792 | 2.0022 | 4.3200 | 2.9420 | 2.603 | 3.957 |
| 2 | 80.0 | 13.00 | 100 | 1.7780 | 1.1139 | 2.0000 | 1.2407 | 4.0000 | 2.2278 | 1.891 | 3.556 |
| 3 | 55.2 | 8.67 | 80 | 1.7419 | 0.9380 | 1.9031 | 0.8789 | 3.6217 | 1.7851 | 1.634 | 3.315 |
| 4 | 36.4 | 6.50 | 80 | 1.5611 | 0.8128 | 1.7782 | 0.6608 | 3.1619 | 1.4454 | 1.269 | 2.776 |
| 5 | 30.4 | 5.20 | 45 | 1.4829 | 0.7160 | 1.6532 | 0.5126 | 2.7330 | 1.1838 | 1.082 | 2.452 |
| 6 | 21.3 | 4.33 | 30 | 1.3284 | 0.6365 | 1.4771 | 0.4051 | 2.1819 | 0.9401 | 0.846 | 1.962 |
| 7 | 18.0 | 3.71 | 20 | 1.2533 | 0.5694 | 1.3010 | 0.3242 | 1.6926 | 0.7407 | 0.715 | 1.633 |
| 8 | 15.0 | 3.25 | 15 | 1.1781 | 0.5119 | 1.1701 | 0.2620 | 1.3632 | 0.6020 | 0.602 | 1.383 |
| 9 | 11.7 | 2.89 | 10 | 1.0682 | 0.4608 | 1.0000 | 0.2124 | 1.0000 | 0.4608 | 0.462 | 1.068 |
| 10 | 10.0 | 2.60 | 5 | 1.0000 | 0.4150 | 0.6900 | 0.1722 | 0.4889 | 0.2900 | 0.415 | 0.699 |
| SUMA | | | | 14.2952 | 7.5805 | 15.0069 | 8.6711 | 24.5859 | 12.6176 | 11.708 | 22.801 |

De la comparación de los valores calculados con los reales se puede concluir que la relación B proporciona un mejor ajuste a los datos reales, - por tanto la ecuación final es

$$h_p = 3.25d^{(T_e)^{2.43}} (d)^{0.40}$$

la cual se muestra en forma gráfica en la fig B.12. Con esta ecuación se deduce para el año de 1958 la siguiente información:

DATOS FALTANTES PARA EL AÑO 1958 (deducidos)

| duración | 5 | 10 | 15 | 20 | 30 | 45 | 60 | 80 | 100 | 120 | minutos |
|----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|---------|
| T _e | 1.23 | 1.70 | 1.33 | 1.33 | 1.57 | 1.38 | 1.39 | 1.80 | 1.55 | 1.55 | años |
| h _p | 5.8 | 20.0 | 10.8 | 18.1 | 15.3 | 17.0 | 19.5 | 23.9 | 24.6 | 28.5 | mm |

B.8.3 Ajustes y utilización de las curvas de altura de lluvia - duración - período de retorno.

Quando no se dispone de la información suficiente para poder obtener en una estación determinada, sus curvas de altura de lluvia - duración - período de retorno, y se requiere analizar lluvias con duraciones hasta de 120 minutos, se pueden aplicar las ecuaciones propuestas por Bell*. Estas ecuaciones permiten obtener la altura de lluvia para una cierta duración entre 5 y 120 min. y período de retorno, entre dos y cien años, si se conoce la altura de lluvia con duración de 87 min. y período de retorno de 2610 años.

* Frederick Charles Bell "Generalized Rainfall-Duration-Frequency Relationships", Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the A.S.C.E. Enero 1959.

ALTURA DE PRECIPITACIÓN

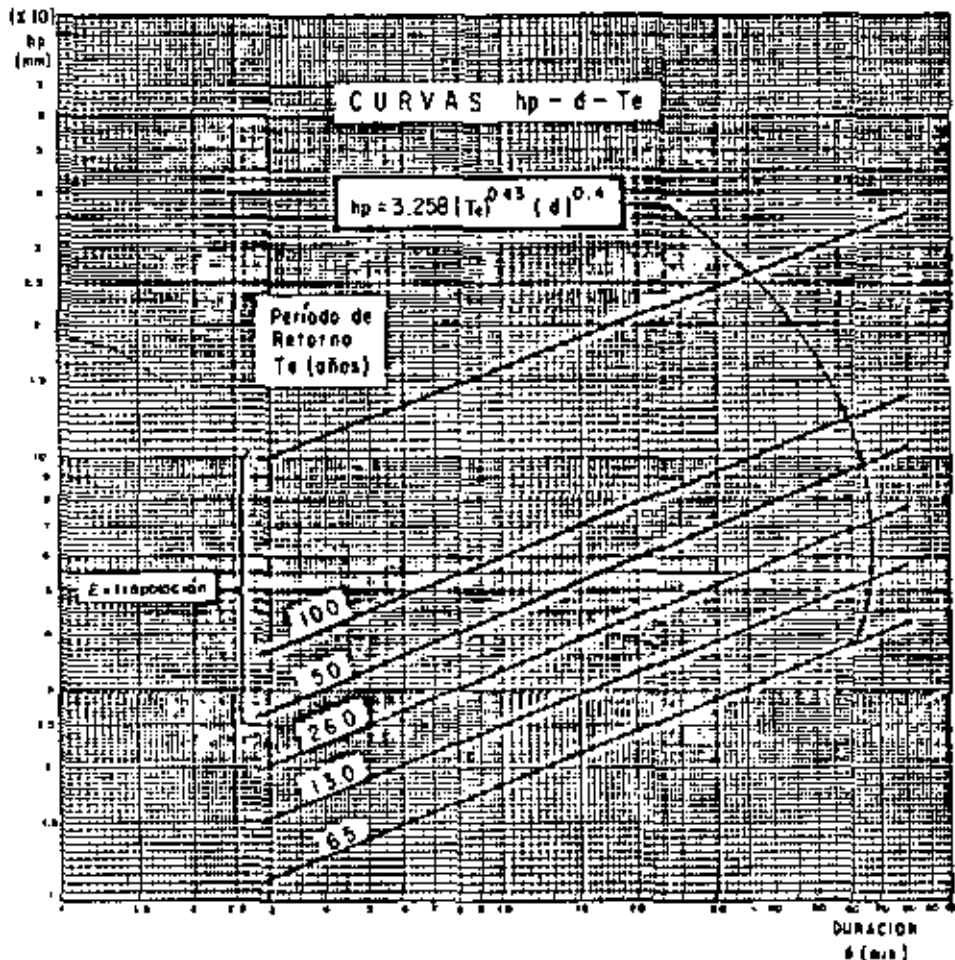


Fig. 8.12 Curvas "hp - d - Te" (mm)(min)(años) para la estación Sta. Catalina, N. L.

63 Las ecuaciones son:

$$hp = (0.35 \log_{10} T + 0.76) (0.54 d^{0.25} - 0.50) hp' \quad (8.50)$$

$$hp = (0.21 \log_{10} T + 0.52) (0.54 d^{0.25} - 0.50) hp'' \quad (8.51)$$

dónde

d duración de la lluvia, entre 5 y 120 min.

hp altura de lluvia para una cierta duración y período de retorno, en mm.

hp' altura de lluvia para duración de 60 min. y período de retorno de 2 años, en mm

hp'' altura de lluvia para una duración de 60 min. y período de retorno de 10 años, en mm

Para realizar aplicaciones de las curvas de altura de lluvia-duración-período de retorno, se requiere hacerlas extensivas a áreas. Para ello, se pueden utilizar algunos de los criterios vistos en el subinciso 3.4.1 y el subinciso 3.5.2, considerando períodos de retornos constantes.

Otra forma es en base a una relación lineal, aceptando un plano de isoyetas de determinadas características, por ejemplo, de altura de lluvia media anual fig (3.16) o bien, de alturas de lluvia para una cierta duración y período de retorno, tal que sea representativa de las lluvias en la región. De esta manera, las alturas de lluvia de las curvas de altura de lluvia-duración-período de retorno se ajustan con una relación lineal, entre la altura de lluvia media deducida en el área en la cual se quiera hacer exten

sivas las curvas y la altura correspondiente al punto donde se efectuó la obtención de dichas curvas.

Una aplicación directa de las curvas ajustadas de altura de lluvia-duración-período de retorno es la obtención de histogramas de lluvias para una cierta cuenca, las cuales posteriormente, y en base a algún modelo de lluvia-escurrimiento, permiten la obtención de avenidas o gastos de diseño. Para poder utilizar las curvas antes mencionadas, se requiere valuar primero el período de retorno de diseño (subinciso 8.4.4).

Asignado un período de retorno, las curvas se transforman en una relación entre alturas de lluvia y duraciones fig (8.18). Para fijar la duración de la tormenta es costumbre considerarla igual al tiempo de concentración del escurrimiento, aceptando a priori que la lluvia así deducida tiene distribución uniforme en la cuenca donde se esté aplicando y proporciona las condiciones de escurrimiento más desfavorables. En el siguiente capítulo se plantean diversas ecuaciones para valuar los tiempos antes mencionados, así como la forma de proceder para obtener estas ecuaciones.

Aceptando que se conoce la duración de la tormenta, directamente de la relación antes mencionada se puede valuar su altura de lluvia. Para obtener el histograma correspondiente, la duración de la tormenta se sub-

64

divide en múltiplos de un cierto intervalo constante, obteniendo para cada múltiplo, una altura de lluvia total. La altura de lluvia de cada intervalo será la diferencia entre la altura de lluvia obtenida al inicio y final del intervalo. Debido al proceso de análisis, el histograma así deducido tendrá una variación lineal de las alturas de lluvia siendo máxima al principio y mínima al final. Tratando de ser más congruentes con la realidad, conviene distribuir los incrementos de lluvia, sin perder su liga, de tal manera que máximo incremento esté a la mitad o un tercio de la duración total de la lluvia.

Ejemplo 8.15 Se desea obtener el histograma de la tormenta con duración de 8 hrs. y para un período de retorno $T_e = 100$ años, a partir de la ecuación de la curva "np-k- T_e " deducida para la estación Santa Catarina en el Edo. de Nuevo León del ejemplo 8.12. De estudios efectuados en la región de interés se conoce que la relación entre la precipitación media respecto a la precipitación registrada en la estación es de 0.76.

Del ejemplo anterior se tiene que para la Estación Santa Catarina, el comportamiento de la lluvia se puede representar como:

$$np = 3.258 (T_e)^{0.427} (d)^{0.40}$$

De acuerdo con la información disponible, la ecuación anterior se transforma a:

$$np_m = 3.258 (0.76) (T_e)^{0.427} (d)^{0.40}$$

finalmente la ecuación de la que obtendremos el histograma para $T_e = 100$ años y $d = 6$ hrs.

$$hpm = 2.476 (T_e)^{0.427} (d)^{0.40} \quad \text{o bien}$$

$$\log hpm = \log 2.476 + 0.427 \log T_e + 0.40 \log d$$

$$T_e = 100 \text{ años} \quad \log hpm = 0.394 + 0.427 \log T_e + 0.40 \log d$$

T A B L A 8.28

OBTENCION DEL CALCULO (Ejemplo B.15)

| d (hr) | d (min) | log d | log hpm (acum) | d (hr) | d (hrs) | hpm acum | hpm (mm) |
|--------|---------|--------|----------------|--------|---------|----------|----------|
| 6 | 360 | 2.5563 | 2.2705 | 1 | 5 - 6 | 186.1 | 13.5 |
| 5 | 300 | 2.4771 | 2.2388 | 1 | 4 - 5 | 172.6 | 14.5 |
| 4 | 240 | 2.3802 | 2.2000 | 1 | 3 - 4 | 158.1 | 16.0 |
| 3 | 180 | 2.2553 | 2.1501 | 1 | 2 - 3 | 141.2 | 21.4 |
| 2 | 120 | 2.0792 | 2.0798 | 1 | 1 - 2 | 119.9 | 28.9 |
| 1 | 60 | 1.7780 | 1.9592 | | 0 - 1 | 90.9 | 30.9 |

SUMA = 186.1

Como el análisis se hace considerando duraciones totales es conveniente distribuir las variaciones de las alturas de lluvia obtenidos, teniendo en cuenta que la máxima variación generalmente se presenta a 1/3 ó 1/2 de la duración total. De acuerdo con esto, en la fig 8.13 se muestra el histograma resultante.

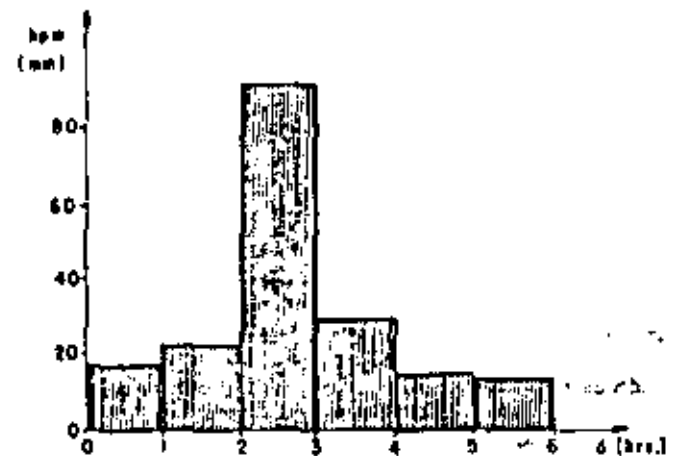


Fig. B.13 Histograma de la precipitación media deducida de las curvas "hp-d-Te" para $T_e = 100$ años.

8.9 Generación de Información Hidrológica

Otros análisis que se aplican a los registros hidrológicos, a parte del de frecuencias visto en los incisos anteriores, es el de generación de información de un cierto registro basado en el mismo y el de incremento de información de un registro a partir de su correlación con otro registro mayor. Como en general los registros hidrológicos son muestras muy pequeñas de su población, se ve la importancia que tiene si se puede incrementar la información disponible.

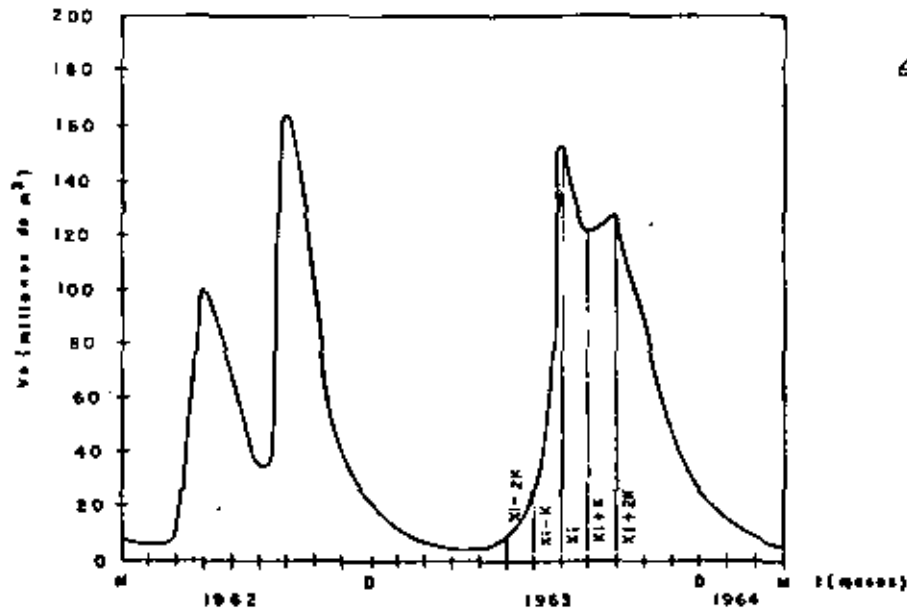
La generación de un registro hidrológico, se aplica fundamentalmente a volúmenes de escurrimientos, con lo cual es posible realizar funcionamiento de vasos de almacenamiento en presas, así como el dimensionamiento de éstos. Por otra parte, el poder incrementar la información de un registro a partir de otro, complementa la información disponible para un mejor análisis de frecuencias ó de generación del mismo. Estos criterios también se aplican para generar volúmenes de escurrimiento a partir del comportamiento de las lluvias. Las técnicas de generación se basan en el hecho de que un registro de datos hidrológicos, es una secuencia ordenada de valores respecto al tiempo y es factible darles un tratamiento de series cronológicas.

66 8.9.1 Series Cronológicas

La mayoría de los métodos estadísticos usados en el análisis de series de datos hidrológicos, consideran que las series son estacionarias y que las observaciones, son distribuidas independientemente en el tiempo. Esto implica por una parte, que los parámetros estadísticos de la muestra se conserven y por otra, que la ocurrencia de un evento se considera independiente de todos los eventos previos. Aunque el hecho de que la serie sea estacionaria en general se acepta como tal por la naturaleza de los registros, la dependencia entre las observaciones hidrológicas decrece con el incremento en su tiempo base; así, los gastos diarios no son distribuidos independientemente en el tiempo, la dependencia entre los gastos mensuales entre los gastos anuales es menor que entre los gastos mensuales.

El primer paso para analizar una serie cronológica es separar los diversos elementos de que esta compuesta, para posteriormente, si la serie sigue un cierto proceso, determinarlo y obtener el proceso generativo de la misma.

Una serie cronológica de datos hidrológicos puede considerarse compuesta por la suma de un elemento no aleatorio y un elemento aleatorio. Un elemento no aleatorio es aquél que se tiene cuando los valores separados K unidades de tiempo.



67

Fig. 8.14 Registro de volúmenes de escurrimientos mensuales del Río Frío en la estación del mismo nombre

Si los valores de una serie cronológica se los denomina con x_i , (fig. 8.14) si son linealmente dependientes de las observaciones desplazadas k unidades de tiempo, o sea de las $x_i + k$, la correlación entre x_i y $x_i + k$ se puede tomar como una medida de su dependencia y se le denomina correlación seriada de orden k . Este coeficiente de correlación seriada es análogo al coeficiente de correlación para dos grupos de datos visto en el inciso 8.2, ec 8.19, solo que en este caso x_i y $x_i + k$ se consideran los dos grupos de datos. En este caso para $k = 0$, $r_0 = 1$ y si la serie no es aleatoria para $k \geq 1$, $-1 < r_k < 1$. Si una serie cronológica es aleatoria $r_k = 0$ para todos los valores de $k \geq 1$.

Los elementos no aleatorios de una serie pueden estar compuestos tanto por

una tendencia ó un movimiento en largos períodos y una oscilación sobre la tendencia, o solo por alguno de los dos. La tendencia es un movimiento lento de una serie en un largo período de tiempo; para definirla con precisión en una serie, se requiere tener el registro completo de ésta. En general, como lo anterior no es posible, en las series hidrológicas no se toma en cuenta, o bien se considera como la media de todos los valores por analizar, lo cual implícitamente es lo mismo.

En cuanto a movimientos oscilatorios, en una serie de datos hidrológicos ésta es muy marcada, pues usualmente por la naturaleza de los mismos los datos tienen una variación cíclica.

Para remover los elementos no aleatorios de una serie cronológica se tienen varios criterios, aunque la mayoría involucra el ajuste de un polinomio a los datos, lo cual en una serie hidrológica muchas veces no es factible usar por disponer de muestras pequeñas. Un método alternativo es el de los "Promedios móviles", el cual consiste en encontrar un polinomio que se ajusta a una parte del registro y usar diversos polinomios para las diferentes partes del registro y usar diversos polinomios para las diferentes partes del registro.

En los registros hidrológicos es usual considerar, para remover los elementos no aleatorios de una serie de volúmenes de escurrimiento mensual, utilizar para cada mes, el promedio de los volúmenes registrados en dicho mes. Dependiendo del proceso usado para descomponer una serie, se tienen diversos

Los criterios de generación de los mismos, los cuales para analizar una serie pueden combinarse.

8.9.2 Procesos de Generación

Un proceso de generación es la manera por la cual es factible producir una serie cronológica. Algunos procesos pueden expresarse matemáticamente, con lo que es posible determinar directamente las diversas características de la serie cronológica. Si una serie cronológica se aproxima a un cierto proceso, es posible generarla.

El proceso de generación depende como ya se indicó de las características físicas de la serie que se está analizando. En estudios hidrológicos los procesos más usuales son el de los promedios móviles, la suma de armónicas y los autorregresivos.

8.9.2.1 Promedios móviles.

El proceso de los promedios móviles pueden expresarse como

$$x_t = a_0 + a_1 x_{t-1} + a_2 x_{t-2} + \dots + a_m x_{t-m} \quad (8.52)$$

donde x_t es el valor de la serie en el tiempo $t = 1$, x_{t-1} es el valor en el tiempo $t-1$, etc. (Fig. 8.14) y m son los términos de los promedios móviles. Aquí el problema es determinar cuantos valores de x_{t-k} influyen en el valor x_t , para posteriormente obtener los coeficientes de peso - - -

$a_0, a_1, a_2, \dots, a_m$. Para ello, se utilizan los coeficientes de correlación seriados r_k entre los diversos valores de x_t y x_{t-k} , el cual como ya se mencionó es análogo al visto en el inciso 8.2, ec. 8.19, considerando a los x_t y x_{t-k} como dos grupos de datos. En este caso

$$r_k = \frac{(\sum x_t x_{t-k})}{(\sum x_t x_t \sum x_{t-k} x_{t-k})^{1/2}} \quad (8.53)$$

donde

$$\sum x_t x_{t-k} = (n-k) \sum_{i=1}^{n-k} x_i x_{i+k} = \sum_{i=1}^{n-k} x_i \sum_{i=1}^{n-k} x_{i+k}$$

$$\sum x_t x_t = (n-k) \sum_{i=1}^{n-k} x_i^2 = \left[\sum_{i=1}^{n-k} x_i \right]^2$$

$$\sum x_{t-k} x_{t-k} = (n-k) \sum_{i=1}^{n-k} x_{i+k}^2 = \left[\sum_{i=1}^{n-k} x_{i+k} \right]^2$$

Utilizando la ec. 8.53 es posible calcular los coeficientes de correlación seriados r_k . Si la serie sigue un proceso de promedios móviles (ec. 8.52) los coeficientes de correlación r_k deberán ser nulos para $k > m$. Así, calculando los r_k se puede conocer cuál es el proceso que más se apega a la -

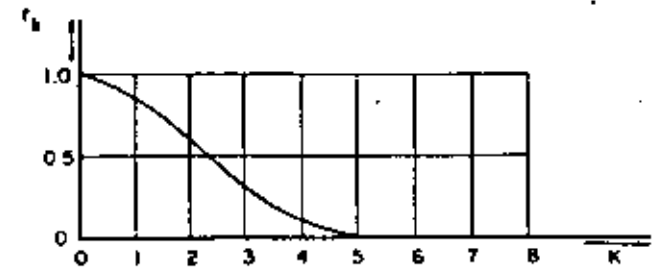
serie que se está analizando.

Conocidos los valores de r_k es posible graficar a éstos para los diferentes valores de k , obteniéndose lo que se conoce como correlograma, lo que permite visualizar cual es el proceso más adecuado a utilizar en el análisis de una serie. En la fig. 8.15 se muestran diversos correlogramas según el proceso a que correspondan. Así, en la fig. 8.15 a se tiene el correlograma de un proceso de promedios móviles, en donde se ve que el valor de m corresponde a $k = 4$, lo que permite acotar la ec 8.52 que define el proceso. No se debe olvidar que este tipo de modelos son teóricos, y que al analizar una serie de datos hidrológicos puede suceder que se tenga una superposición de varios procesos, o bien que debido al tamaño de la muestra, nunca se obtengan coeficientes seriados nulos. Así, al aplicar un proceso como el descrito en la ec 8.52 lo que se hace es considerar los términos de mayor peso, o sea los de coeficientes de correlación seriados altos y despreciar los valores bajos, con lo que al usar el modelo, los valores generados tendrán un cierto error.

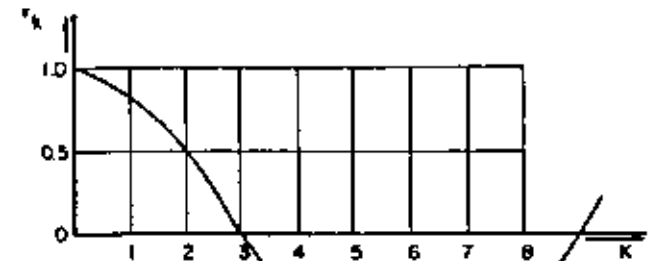
De esta manera se tendrá que el proceso de generación se puede escribir como

$$x_t = a_0 + a_1 x_{t-1} + a_2 x_{t-2} + \dots + a_m x_{t-m} - E \quad (8.54)$$

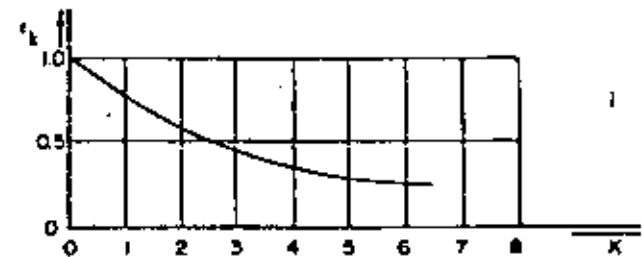
67



a) Proceso de promedios móviles



b) Proceso suma de armónicas



c) Proceso autorregresivo

Fig. 8.15 Correlogramas de diversos procesos

donde ϵ es una variable aleatoria e implica el error que se tiene entre el valor real de la serie y el calculado por la ec 8.52.

La variancia del error se puede escribir de acuerdo con la ec 8.19 como

$$S_{\epsilon}^2 = S_x^2 (1 - r^2) \quad (8.55)$$

siendo en este caso S_x^2 la variancia de los valores x_i de la serie de datos en estudio y r el coeficiente de correlación entre los valores de dicha serie y los calculados por la ec 8.52, para el mismo intervalo de tiempo.

Considerando que los errores tienen una distribución normal con media cero al utilizar la variable normalizada y su variancia de acuerdo con la ec 8.55, se tiene que

$$\epsilon = z S_x (1 - r^2)^{1/2} \quad (8.56)$$

donde z es una variable aleatoria con distribución normal, media cero y variancia uno (Tabla 8.1)

La ec. 8.56 permite calcular el error cuando se utiliza la ec 8.54 como un proceso de generación. Durante el proceso de generación se pueden aceptar constante los valores S_x y r obtenidos de la serie de datos, y evaluar el error asignándole valores a z por medio de una tabla de distribución normal, consi-

70

derando la probabilidad de cada valor por medio de una tabla de números - casuales. Si en lugar de generar se desea predecir algún valor, se asigna directamente el valor de la probabilidad con que se desea obtener dicho valor.

Ecuaciones del tipo de la 8.54 son muy usadas para correlacionar dos variables seriadas y en hidrología se utiliza para relacionar los escurrimientos con las lluvias, (capítulo 8). Así por ejemplo, si las x_i son volúmenes de escurrimiento mensual y las y_i son volúmenes de lluvia mensual, para una misma cuenca, se podría plantear un modelo del tipo

$$x_i = a_0 + a_1 y_i + a_2 y_{i-1} + \dots + a_m y_{i-m} + \epsilon \quad (8.57)$$

que implica que el volumen del mes i es función del volumen llovido el mismo mes i y los $i - k$ meses anteriores, cuya ecuación es similar a la ec (8.54)

Conocidos los elementos que constituyen la ec 8.52 o la ec 8.54, para obtener los coeficientes de peso $a_0, a_1, a_2, \dots, a_m$ se sigue un proceso similar al visto en el inciso 8.3 al resolver la ec 8.22

8.9.2.2 Proceso de suma de armónicas

En el caso de los coeficientes de correlación seriados r_k de una serie tengan un correlograma como el mostrado en la fig 8.15 b, el proceso de ge-

generación de dicha serie sigue una suma de armónicas. En este caso si se deseara generar una serie de datos hidrológicos de este tipo, se tendría -
primero que quitar la ciclicidad de la misma. Un modelo simple de un pro-
ceso de generación de la suma de armónicas es

$$x_t = A \sin \theta t + z_t \quad (8.58)$$

donde A y θ son la amplitud y el período del ciclo respectivamente y
una componente aleatoria.

8.8.2.3 Proceso autorregresivo

Procesos de este tipo son muy usados en hidrología pues, con ellos es posi-
ble representar los efectos de almacenaje que se tienen en las cuencas.

Dentro de los procesos autorregresivos, el más usual es el proceso Marko-
viano de primer orden, el cual se define como

$$x_t = r_1 x_{t-1} + \epsilon_t \quad (8.59)$$

donde r_1 es el coeficiente seriado de primer orden de las x y ϵ es una
componente aleatoria, e implica que el valor de x_t solo depende del valor
en su estado anterior o sea x_{t-1} .

Para un proceso de este tipo, el coeficiente de correlación seriado se puede
expresar como $r_k = r_1^k$, cuyo correlograma se muestra en la fig. 8.13c.
Thomas y Fiering* aplicando un proceso markoviano (ec 8.58), generaron -
escurrecimientos mensuales, considerando correlaciones seriadas de éstos.
La ecuación de recurrencia utilizada se puede escribir como

$$Q_{j+1} = \bar{Q}_j + 1 + B_j (Q_j - \bar{Q}_j) + S_{j+1} (1 - r_j^2)^{1/2} e_j \quad (8.60)$$

donde Q_{j+1} son los escurrecimientos durante el mes j y el mes $(j+1)$ res-
pectivamente, contados a partir del inicio de la secuencia de generación;
 \bar{Q}_j y \bar{Q}_{j+1} son los escurrecimientos medios mensuales durante los meses
 j y $(j+1)$ respectivamente, dentro de un ciclo anual respectivo de 12 meses;
 B_j es el coeficiente de correlación para estimar el escurrecimiento del mes
 $(j+1)$, del escurrecimiento del mes j ; S_{j+1} es la desviación estandar de los
escurrecimientos en el mes $(j+1)$; r_j es el coeficiente de correlación entre
los flujos de los meses j y $(j+1)$; y e_j es una variable aleatoria normal inde-
pendiente en media cero y variancia uno.

Este tipo de ecuaciones también se pueden utilizar para correlacionar por -
ejemplo los volúmenes de escurrecimientos de dos estaciones de aforo, X y
la ec 8.60 se expresa como

$$Q_{1y} = \bar{Q}_{1y} + B_j (Q_{1x} - \bar{Q}_{1x}) + S_{1y} (1 - r_j^2)^{1/2} e_j \quad (8.61) \quad ?$$

cuyos valores tienen una interpretación similar a la indicada en la ec. -

* Fiering, M.B.: "Queueing theory and simulation in reservoir design",
Trans. Am. Soc. Civil Engrs., vol. 127, pt 1, pp. 1114-1144, (1962)



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

V CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE
DE ZONAS DE RIEGO.

DRENAJE EN CUENCAS PEQUEÑAS

JULIO 1982

RESUMEN

| | |
|---|----|
| 1. INTRODUCCION | 1 |
| 1.1 Significado y propósito del estudio | 1 |
| 1.2 Hidrología en una cuenca | 2 |
| 1.3 Métodos de estudio | 3 |
| 2. NOTACION | 3 |
| 3. METODO DE CHOW | 4 |
| 3.1 Fórmula propuesta | 4 |
| 3.2 Factores que afectan al escurrimiento | 6 |
| 3.3 Determinación del factor de escurrimiento, X | 8 |
| 3.4 Determinación del factor climático, Y | 8 |
| 3.5 Determinación del factor de reducción del pico, Z | 8 |
| 3.6 Procedimiento de cálculo | 10 |
| 4. METODO DE I-PAI WU | 11 |
| 4.1 Modelo de Nash.. | 11 |
| 4.2 Deducción de las fórmulas básicas | 12 |
| 4.3 Cálculo de α | 13 |
| 4.4 Determinación de K_1 y t_m | 14 |
| 4.5 Desarrollo de hidrogramas instantáneos adimensionales | 15 |
| 4.6 Procedimiento de cálculo | 15 |
| 5. CONCLUSIONES | 16 |
| 6. RECONOCIMIENTO | 18 |
| 7. REFERENCIAS | 18 |
| FIGURAS | 19 |

RESUMEN

Se presentan dos métodos para calcular, por una parte, el gasto máximo y, por otra, el hidrograma de la avenida máxima que se puede originar con determinado periodo de retorno en cuencas pequeñas. Tienen la ventaja de que, conociendo las características hidrológicas de zonas adyacentes, se pueden aplicar a cuencas cercanas conociendo solo sus características físicas. Se muestra un plan de trabajo para hacer estudios de tipo climático tendientes a obtener zonas tipo que permitan aplicar tales métodos.

serie de criterios para determinar el gasto de diseño óptimo, con lo cual se podrá calcular la capacidad de las estructuras de drenaje, sin que se requiera una experiencia previa del proyectista. Estos criterios podrán aplicarse a cualquier área donde se disponga de datos fisiográficos y en el caso de no disponer de datos hidrológicos, correlacionarse con datos de este tipo en cuencas cercanas.

Aunque en sí los criterios para determinar el gasto máximo, e inclusive el hidrograma de la tormenta, son bastante prácticos y precisos, se requiere para su aplicación de datos fisiográficos y climatológicos. Los datos fisiográficos son fáciles de obtener, no así los climatológicos, de los cuales se dispone de muy pocos o ninguno. Teniendo en cuenta esto, el presente estudio se ha subdividido en dos etapas:

1. Presentación de los métodos para el cálculo de gastos máximos en cuencas pequeñas
2. Análisis climatológico de diversas zonas de la República Mexicana.

En este primer informe se desarrolla solo la primera etapa con el objeto de poder fijar las bases de la segunda, en la cual el Instituto de Ingeniería sólo actuará como asesor.

1.2 Hidrología en una cuenca

Es conveniente aclarar lo que se entiende por una cuenca pequeña. La forma y la cantidad de escurrimiento para una cuenca pequeña están influidas principalmente por las condiciones físicas del suelo. Por lo tanto, el estudio hidrológico debe darle más atención a la cuenca misma. Para una cuenca muy grande, el efecto de almacenaje del cauce es importante, por lo cual deberá prestársele más atención a las características del cauce.

Es difícil distinguir una cuenca grande de una pequeña considerando solamente el tamaño de la misma. Desde el punto de vista hidrológico, dos cuencas del mismo tamaño pueden ser totalmente diferentes.

Una cuenca pequeña se define como aquella cuyo escurrimiento es sensible a lluvias de alta intensidad y corta duración y donde predominan las características físicas del suelo con respecto al cauce. Con esta definición, el tamaño de una cuenca pequeña puede variar desde unas pocas hectáreas hasta un límite que, para propósitos prácticos, Chow¹ considera de 250 km².

1. INTRODUCCION

1.1 Significado y propósito del estudio

Se ha estimado que un gran porcentaje del costo total del desarrollo de modernos caminos se gasta en la construcción y mantenimiento de estructuras, alcantarillas y puentes. En vista de esto, la Secretaría de Obras Públicas encargó al Instituto de Ingeniería el estudio de métodos que permitan mejorar la determinación de capacidad de drenaje de estas estructuras.

Los métodos que generalmente se emplean para determinar el área hidráulica del cruce involucran el uso de aproximaciones empíricas como la fórmula de Talbot. Estas aproximaciones no toman en cuenta muchos factores importantes en dicho problema, o bien tratan de considerarlos basándose en un coeficiente.

Por otra parte, al usar una aproximación empírica existe el peligro de que las limitaciones no sean tomadas en cuenta, o bien sean ignoradas. Por lo tanto, es necesario algún juicio o experiencia para aplicar los métodos empíricos, especialmente en la selección de los coeficientes. Esto es una grave limitación, pues aunque la experiencia del ingeniero es de gran valor, las condiciones generales varían sensiblemente de un problema a otro, lo que puede originar errores de importancia. Además, un proyectista sin experiencia, al usar aproximaciones empíricas tiende a sobrediseñar la estructura.

El propósito del presente estudio es proporcionar al ingeniero una

El escurrimiento de una cuenca puede considerarse como el producto del ciclo hidrológico, el cual está influido por dos grupos importantes de factores: climatológicos y fisiográficos. Los primeros incluyen principalmente los efectos de la lluvia y la evapotranspiración. Los segundos pueden dividirse en características de la cuenca y del cauce. Las de la cuenca incluyen factores geométricos y físicos.

En cuencas pequeñas, los gastos máximos son causados generalmente por lluvias de corta duración. Una parte de la precipitación se pierde a través del proceso de intercepción, evapotranspiración e infiltración. La parte restante, que eventualmente llega a ser escurrimiento, es conocida como lluvia en exceso. La proporción entre esta última y la precipitación total depende de los factores climatológicos, así como de los fisiográficos tales como la condición de humedad del suelo, tipo de superficie del suelo y subsuelo, y de la vegetación.

El escurrimiento de una cuenca puede considerarse compuesto por dos partes: un flujo base, el cual proviene del escurrimiento subterráneo, y un escurrimiento directo, el cual es producido por la lluvia en exceso. A la salida de una cuenca puede medirse el escurrimiento que sale y construir su hidrograma correspondiente, el cual es la representación gráfica del gasto contra el tiempo. El hidrograma puede considerarse como la expresión integral de las características fisiográficas y climatológicas que gobiernan la relación entre la lluvia y el escurrimiento de la cuenca.

1.3 Métodos de estudio

En este trabajo se indican dos métodos para calcular el gasto máximo, uno debido a Chow y otro a I-Pai Wu¹.

El método de Chow permite conocer el gasto máximo para un determinado periodo de retorno. El método de I-Pai Wu sirve para calcular además del gasto máximo, su hidrograma correspondiente. Los métodos se presentan tal como fueron deducidos por sus autores, lo cual implica que una serie de fórmulas solo serán válidas para la zona de estudios de cada autor. Esta es una limitación que se debe tener en cuenta si se quiere aplicar dichas fórmulas. En las conclusiones se analizan cuáles son esas fórmulas, sus ventajas y limitaciones.

2. NOTACION

A área de la cuenca, en km²

- d duración total de la tormenta, en h
- e base de los logaritmos naturales
- K coeficiente de almacenaje de un recipiente lineal, en h
- K₁ coeficiente de almacenaje de una cuenca, en h
- L longitud del cauce principal, en m
- m número de tramos de igual longitud
- n número de recipientes lineales; argumento de la función gamma
- N número de escurrimiento
- P lluvia en la zona en estudio para una duración dada de d horas, en cm
- P₀ lluvia en la estación base para una duración dada de d horas, en cm
- P_e lluvia en exceso en la zona de estudio para una duración dada de d horas, en cm
- P_{0e} lluvia en exceso en la estación base para una duración dada de d horas, en cm
- Q gasto cualquiera del hidrograma, en m³/seg
- Q₀ gasto sobre la curva de recesión en el tiempo t₀, en m³/seg
- Q_b gasto base, en m³/seg
- Q_d gasto de diseño, en m³/seg
- Q_m gasto del pico del hidrograma del escurrimiento directo, en m³/seg
- Q₁ gasto sobre la curva de recesión en el tiempo t₁, en m³/seg
- Q_m gasto del pico del hidrograma unitario, en m³/seg por cm de escurrimiento directo, para una duración de d horas de lluvia en exceso
- S pendiente media del cauce, en porcentaje
- S_m pendiente del tramo m
- t tiempo en que ocurre el gasto Q, en h
- t_p tiempo de retraso, en h
- t_m tiempo de pico, en h
- V almacenaje; volumen total de escurrimiento, en m³
- X factor de escurrimiento, en cm²/h
- Y factor climático
- Z factor de reducción del pico
- Γ (n) función gamma con argumento n

3. METODO DE CHOW

3.1 Fórmula propuesta

El método de Chow fue deducido basándose en el concepto de hidrogramas unitarios e hidrogramas unitarios sintéticos. El desarrollo del método se presenta a continuación.

El gasto del pico del escurrimiento directo de una cuenca puede cal-

calcularse como el producto de la lluvia en exceso por el gasto de pico de un hidrograma unitario, o sea

$$Q_m = q_m P_e \quad (1)$$

Considerando una lluvia en exceso igual a 1 cm por d horas y un área drenada de A km², el equilibrio del escurrimiento será igual a 2.78 A/d. La relación del gasto de pico del hidrograma unitario q_m a 2.78 A/d, se define como factor de reducción del pico, Z

$$Z = \frac{q_m d}{2.78A} \quad (2)$$

y entonces

$$q_m = \frac{2.78AZ}{d} \quad (3)$$

Si se sustituye la ec 3 en la ec 1

$$Q_m = \frac{2.78AZ P_e}{d} \quad (4)$$

El factor $2.78P_e/d$ puede remplazarse por el producto de dos factores: X y Y. X es el factor de escurrimiento expresado por

$$X = \frac{P_{ob}}{d} \quad (5)$$

El factor climático es Y. Considerando que $P_e/P_{ob} = P/P_o$, este factor se puede representar por

$$Y = 2.78 \frac{P}{P_o} \quad (6)$$

por lo tanto, la ec 4 puede escribirse

$$Q_m = AXYZ \quad (7)$$

Si el gasto base en el tiempo del gasto de pico es Q_b , entonces el de

diseño es

$$Q_d = Q_b + Q_m \quad (8)$$

3.2 Factores que afectan al escurrimiento

Los factores que afectan al escurrimiento, considerados en este método, pueden dividirse en dos grupos. Uno que afecta directamente a la cantidad de lluvia en exceso o escurrimiento directo, el cual consiste principalmente en el uso de la tierra, condición de la superficie, tipo de suelo y la cantidad y duración de la lluvia. El otro grupo afecta la distribución del escurrimiento directo e incluye el tamaño y la forma de la cuenca, la pendiente del terreno y el efecto de retención del flujo por medio del tiempo de retraso. Esta distribución del escurrimiento directo está expresada en términos del hidrograma unitario*.

Existe una cierta interdependencia entre los dos grupos de factores. Sin embargo, esta interdependencia es desconocida y, para propósitos prácticos, puede considerarse que no afecta a la relación entre el escurrimiento directo y la lluvia en exceso. Esta hipótesis es la base para poder establecer la ec 1.

Para tomar en cuenta el efecto del primer grupo, se tiene el número de escurrimiento, N. Este número N es un coeficiente de peso del escurrimiento directo, y es función del uso del suelo y de las características de este.

Los suelos se clasifican, según afecten las características del material en el escurrimiento, en cuatro tipos:

Tipo A. (Escurrecimiento 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. (Escurrecimiento máximo). Incluye principalmente arcillas de alta plasticidad, suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie.

* El hidrograma unitario de una cuenca se define como el hidrograma del escurrimiento directo resultante de 1 cm de lluvia en exceso generada uniformemente sobre el área de la cuenca en una cantidad también uniforme durante un período específico de tiempo o duración.

Conocido el tipo de suelo de acuerdo con la clasificación anterior, y tomando en cuenta el uso que tenga el suelo, con la tabla 1 se podrá conocer el valor de N. Para condiciones de escurrimiento compuesto, se deberá determinar un número de escurrimiento pesado, considerando el área total unitaria. Por ejemplo, en una cuenca, el 37.4 por ciento del área es impermeable y el área restante es potrero, tipo B, el número de escurrimiento pesado se calcula como sigue:

| | No de escurrimiento | Producto |
|------------------------|---------------------|----------|
| Superficie impermeable | 37.4 x 100 | = 37.4 |
| Potrero, tipo B | 62.4 x 58 | = 36.3 |
| | | 73.7 |

El número de escurrimiento pesado es 73.7.

TABLA 1. SELECCIÓN 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 |
| | Buena | 39 | 61 | 74 | 80 |
| | Curvas de nivel, pobre | 47 | 67 | 81 | 88 |
| | Curvas de nivel, normal | 25 | 59 | 75 | 83 |
| | Curvas de nivel, buena | 6 | 35 | 70 | 79 |
| Potrero (permanente) | Normal | 30 | 58 | 71 | 78 |
| Superficie impermeable | | 100 | 100 | 100 | 100 |

Una vez conocido el número de escurrimiento, el valor de la lluvia en exceso, P_e , puede calcularse para un tirante de lluvia dada, P , a partir de la fig 1 o bien por la ecuación

$$P_e = \frac{\left(P - \frac{508}{N} + 5.08\right)^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad (9)$$

3.3 Determinación del factor de escurrimiento, X

Para calcular el valor de X, se requiere conocer la precipitación en exceso de la estación base, P_{eb} . Para conocer P_{eb} , se usa la ec 9 o bien la fig 1, basándose en la lluvia registrada en la estación base durante la tormenta de 1 hora, P_b . La estación base es donde se conoce la distribución de la lluvia respecto al tiempo, o sea, donde se tiene un pluviógrafo.

Para determinar P_b , se deberán conocer las curvas intensidad de lluvia-duración de la tormenta-periodo de retorno², o sea, se requiere de un análisis climático de los registros. Se puede calcular para cada periodo de retorno una gráfica que ligue al tiempo de la tormenta y al factor X con base en el número de escurrimiento N, haciendo el cálculo más directo.

3.4 Determinación del factor climático, Y

Este factor trata de tomar en cuenta, por una parte, la forma como se distribuye el escurrimiento y, por otra, el hecho de que el sitio donde se quiere valorar el gasto está alejado de la estación base. Sirve para transportar la tormenta.

El valor de Y está dado por la ec 6. La liga entre la estación base y la zona en estudio se debe hacer tomando en cuenta las condiciones más desfavorables. Para tomar en cuenta la variación de P_b a P , o sea lo que llueve en la estación base a lo que llueve en la zona en estudio, Chow emplea un plano de isoyetas de precipitaciones diarias con periodo de retorno de 50 años. En última instancia, se puede hacer la liga con base en alturas de lluvias producto de la tormenta más desfavorable registrada.

3.5 Determinación del factor de reducción del pico Z

El factor Z, representado por la ec 7, es igual a la relación entre el gasto

del pico de un hidrograma unitario debido a una lluvia de duración dada, d , y el escurrimiento de equilibrio, o sea el escurrimiento de la misma intensidad de lluvia pero de duración infinita.

El valor de Z se puede calcular como una función de la relación entre la duración de la tormenta d y el tiempo de retraso t_p . Dicho tiempo t_p se define como el intervalo de tiempo medido del centro de masa de un bloque de intensidad de lluvia al pico resultante del hidrograma. Para un hidrograma unitario instantáneo* este tiempo de retraso es igual al tiempo de pico del escurrimiento (fig 2).

Debe aclararse que el tiempo de retraso así definido no corresponde exactamente al concepto clásico de tiempo de concentración**. Para cuencas de gran tamaño y configuración de drenaje complejo, el escurrimiento de agua originado en la parte más remota de la cuenca, generalmente llegará a la salida demasiado tarde para contribuir al pico del flujo. De acuerdo con esto, el tiempo de retraso generalmente es menor que el tiempo de concentración para una cuenca grande. Para cuencas pequeñas y de configuración de drenaje simple, el tiempo de retraso se aproxima mucho al de concentración.

Por otra parte, el tiempo de retraso depende principalmente de la forma del hidrograma y de las características fisiográficas de la cuenca, y es independiente de la duración de la lluvia. Chow encontró para su zona en estudio que el tiempo de retraso se podía representar como

$$t_p = 0.0050 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.84} \quad (10)$$

lo cual aparece en la gráfica de la fig 3.

Conocido el valor de t_p de la cuenca en estudio, para cada duración de tormenta se puede calcular Z . La relación d/t_p , con Z obtenida por Chow, se muestra en la fig 4.

Teóricamente, la fig 4 indica que d no puede ser mayor que $2t_p$, ya que el gasto del pico ocurrirá antes de que termine la lluvia en exceso. Si $d \geq 2t_p$, el

- * El hidrograma unitario instantáneo es un hidrograma hipotético, cuya duración de lluvia en exceso se aproxima a cero como un límite, mientras se mantiene fija la cantidad de lluvia en exceso igual a 1 cm.
- ** El tiempo de concentración es el requerido por el escurrimiento superficial para llegar de la parte más remota de la cuenca al punto en estudio.

hidrograma unitario alcanzará y mantendrá un máximo valor. En otras palabras, $Z = 1$ para $d/t_p = 2$.

3.6 Procedimiento de cálculo

Para aplicar el método de Chow, se requieren los datos siguientes:

I. Datos fisiográficos

Área de la cuenca por estudiar

Longitud del cauce principal

Pendiente media del cauce principal

Tipos de suelo en la cuenca (subcap 3.2)

Uso del suelo en la cuenca (tabla 1)

II. Datos climatológicos

Curvas intensidad-duración-periodo de retorno para la estación base de la zona en estudio.

Forma de ligar la estación base con la cuenca en estudio.

El procedimiento de cálculo para obtener el gasto máximo con un determinado período de retorno empleando el método de Chow es el siguiente:

- Con los datos del tipo y uso del suelo se calcula el valor de N , empleando la tabla 1
- Se escoge una cierta duración de lluvia, d
- De las curvas intensidad-duración-periodo de retorno, con el valor de d asignado en b) y el periodo de retorno escogido, se calcula la intensidad de lluvia para esa tormenta. Multiplicando la intensidad de lluvia por la duración d , se obtiene la precipitación total P_p , en cm
- Con el valor de N calculado en a) y el valor de P_p en c), se calcula la lluvia en exceso en la estación base, P_{ab} , empleando la ec 9 o la fig 1
- Con el valor de P_{ab} calculado en el paso anterior y el valor de d escogido en b), se calcula X
- Usando la ec 6 se calcula Y
- Con la longitud y la pendiente del cauce, aplicando la ec 10 o la fig 2, se calcula el valor de t_p

- Se calcula la relación d/t_p , y empleando la fig 4 se obtiene el valor de Z
- Aplicando la ec 7 se calcula el gasto
- Se repiten de c) a i) para otras duraciones de tormenta d
- Se representa, mediante una gráfica, el gasto contra sus duraciones de tormenta escogidas. El mayor gasto es el de diseño
- Si la corriente es perenne, se le agrega al gasto máximo determinado en II, el flujo base Q_b .

4. METODO DE I-PAI WU

4.1 Modelo de Nash

El método de I-Pai Wu se basa en el modelo lineal propuesto por Nash⁹ para obtener hidrogramas unitarios instantáneos.

El modelo de Nash asimila una cuenca a un sistema de n recipientes lineales iguales, con el mismo coeficiente de almacenamiento, K , colocados en serie. Considere que

- Para un recipiente lineal, el almacenamiento, V , está relacionado con el gasto, Q , mediante la expresión

$$V = KQ \quad (11)$$

- Para una entrada instantánea, el gasto que sale de un recipiente lineal es

$$Q = \frac{2.78V}{K} e^{-t/K} \quad (12)$$

Para un número n de recipientes lineales en serie con el mismo coeficiente de almacenamiento, de acuerdo con la ec 12, el gasto que sale es

$$Q = \frac{2.78V}{K} \frac{\left(\frac{t}{K}\right)^{n-1} e^{-t/K}}{\Gamma(n)} \quad (13)$$

El hidrograma instantáneo queda así definido por una expresión que contiene un solo término con dos parámetros, n y K , los que determinan la forma del

mismo. En las expresiones anteriores, el almacenaje, V, para una cuenca real se expresa

$$V = P_e A \tag{14}$$

4.2 Deducción de las fórmulas básicas

De la ec 13, si se toma su primera derivada respecto al tiempo y se iguala a cero, se calcula el tiempo para el cual ocurre el gasto máximo; esto se denomina tiempo de pico y es

$$t_m = (n-1) K \tag{15}$$

Tomando en cuenta las ecs 14 y 15, la ec 13 puede escribirse

$$\frac{Q_{t_m}}{AP_e} = \frac{2.78 (n-1) R^{n-1} e^{-R}}{\Gamma(n)} \tag{16}$$

donde

$$R = \frac{t}{K} = \frac{t}{t_m} (n-1) \tag{17}$$

La ec 16 es la fórmula general para los hidrogramas instantáneos empleada en este método. El miembro de la derecha de esta ecuación puede escribirse como f(n,t), lo cual significa que es función de n y t.

Si recordamos que para t = t_m, Q = Q_m, la ec 16 puede escribirse, tomando en cuenta lo anterior, como

$$\frac{Q_m t_m}{AP_e} = 2.78 f(n, t_m) \tag{18}$$

donde

$$f(n, t_m) = \frac{(n-1) R^{n-1} e^{-R}}{\Gamma(n)}$$

pero de acuerdo con la ec 17

$$R = \frac{t_m}{t_m} (n-1) = n-1$$

y entonces

$$f(n, t_m) = \frac{(n-1)^{n-1} e^{1-n}}{\Gamma(n)} \tag{19}$$

Finalmente, de la ec 18 se obtiene la expresión para calcular el gasto máximo

$$Q_m = \frac{2.78 A P_e}{t_m} f(n, t_m) \tag{20}$$

donde f(n, t_m) es definida por la ec 19.

Para aplicar la ec 20, se necesita conocer, además del área de la cuenca, la lluvia en exceso, P_e, el valor de n, y t_m. Por lo que respecta a P_e, se puede calcular empleando el criterio propuesto por Chow, usando la ec 9 o la fig 1. Tanto n como t_m dependerán de las características de los hidrogramas.

4.3 Cálculo de n

El valor de n se puede correlacionar con la curva de recesión de los hidrogramas de las cuencas. Por lo tanto, el valor de n se puede determinar de la curva de recesión y, recíprocamente, la curva de recesión puede determinarse del valor de n.

La curva de recesión del hidrograma se inicia desde el punto en que la entrada superficial al cauce cesa y el flujo se deriva totalmente del agua almacenada en el mismo. Si se considera una relación respecto al gasto que sale, la curva de recesión puede dibujarse como una línea recta en un papel semilogarítmico. El coeficiente de almacenaje K_1 puede determinarse como

$$K_1 = \frac{t_1 - t_0}{L_0 - Q_1} \tag{21}$$

La curva de recesión de un hidrograma adimensional puede expresarse

$$\frac{K_1}{t_m} = \frac{t_1 - t_0}{L_m \frac{Q_0/Q_m}{Q_1/Q_m}} \quad (22)$$

Tomando en cuenta la expresión que define el gasto para cualquier tiempo, ec 16, y combinándola con la ecuación anterior, se obtiene

$$\frac{K_1}{t_m} = \frac{1}{n-1} \frac{\log \frac{t_0}{t_1}}{\log \frac{Q_0}{Q_1}} \quad (23)$$

La ec 23 puede usarse para calcular el valor de n . Efectuando una solución gráfica de la ecuación anterior, como se muestra en la fig 5, se elimina la necesidad de conocer los gastos Q_0 y Q_1 en los tiempos t_0 y t_1 , respectivamente. En otras palabras, conociendo K_1/t_m se podrá encontrar n , usando la gráfica de la fig 5. De dicha figura, se observa que I-Pai Wu encontró, para su zona en estudio, que $K_1/t_m = 4/n$, aproximadamente.

4.4 Determinación de K_1 y t_m

Como K_1 y t_m son funciones directas de la forma de los hidrogramas de una cuenca, y a su vez el hidrograma representa las características intrínsecas de la misma, se puede pensar en relacionar estos valores con dichas características.

I-Pai Wu hizo una serie de correlaciones tratando de ver cuáles eran los parámetros de la cuenca que más influían en la variación de K_1 y t_m , y llegó a la conclusión de que solo era necesario incluir el área de la cuenca, A , la longitud del cauce principal, L , y la pendiente de este, S . Encontró que

$$t_m = 4660A^{1.083} L^{-1.273} S^{-0.268} \quad (24)$$

y

$$K_1 = 19300A^{0.837} L^{-1.074} S^{-1.473} \quad (25)$$

donde S se puede calcular por tramos, aplicando la fórmula

$$S = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_m}}} \right]^2 \quad (26)$$

4.5 Desarrollo de hidrogramas instantáneos adimensionales

El hidrograma instantáneo adimensional se define como una gráfica cuya ordenada es Q/Q_m y cuya abscisa es t/t_m . Tomando en cuenta las ecs 16 y 18, se llega a

$$\frac{Q}{Q_m} = \left(\frac{t}{t_m} \right)^{n-1} \left[e^{-(n-1)} \right] \left(\frac{t}{t_m} - 1 \right) \quad (27)$$

que relaciona a Q/Q_m con t/t_m para cualquier valor de n . Esta ecuación se encuentra en forma de gráfica para diferentes valores de n en la fig 6.

4.6 Procedimiento de cálculo

Si se analiza la expresión que proporciona el gasto máximo, ec 20, se ve que este es directamente proporcional a P_p , e independiente de la duración de la tormenta, d , la cual está implícita en P_p . Por lo tanto, se requiere conocer la duración más desfavorable; esta última, según I-Pai Wu, se aproxima al valor del tiempo de pico.

Para aplicar el método de I-Pai Wu se requieren los datos siguientes:

L Datos fisiográficos

- Área de la cuenca por estudiar
- Longitud del cauce principal
- Pendiente media del cauce principal
- Tipos de suelo en la cuenca (subcap 3.2)

Uso del suelo en la cuenca (tabls 1)

II. Datos climatológicos

Curvas intensidad-duración-frecuencia de la zona en estudio

Liga entre la estación base y la cuenca en estudio.

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

- Con el tipo y uso de suelo, se calcula el valor de N , empleando la tabla I
- Se escoge la duración de la tormenta más desfavorable, d
- De las curvas de intensidad-duración-frecuencia, con la duración escogida en el paso anterior y la frecuencia con que se desea calcular el gasto máximo, se determina la intensidad de lluvia. Multiplicando la intensidad de lluvia por su duración correspondiente, se obtiene la precipitación total, P_p , en cm
- Con el valor de N calculado en a) y el valor de P_p del inciso anterior, se calcula la lluvia en exceso, P_{ex} , empleando la ec 9 o la fig 1
- Si la estación base no está en la cuenca en estudio, se deberá transportar la tormenta en forma similar a como se efectúa en el método de Chow al emplear el coeficiente Y . Así, se obtiene

$$P_e = P_{ex} \frac{P}{P_p}$$

- Con las características de la cuenca se calculan K_1 y t_m empleando las ecs 24 y 25
- Con K_1 , t_m y usando la fig 5, se calcula n
- Conocida n se calcula $f(n, t_m)$ con la ec 19
- Se deduce el gasto máximo a partir de la ec 20
- Con Q_m , t_m y n se obtiene el hidrograma correspondiente empleando los hidrogramas instantáneos adimensionales en la gráfica de la fig 6.

5. CONCLUSIONES

Una vez expuestos los métodos para calcular el gasto máximo, se deduce que realmente son sencillos y prácticos de aplicar. El problema que se debe afrontar es la escasez de estudios climatológicos existentes en la República Mexicana sobre curvas de intensidad-duración-frecuencia y tiempos de retraso o picos de hidrogramas.

Una de las ventajas principales del método de Chow es la posibilidad

de usarlo con conocer solo algunos parámetros y datos, que no son necesariamente los que exige el método. En caso necesario, se pueden efectuar combinaciones empleando otras fórmulas para deducir los diversos parámetros, tratando siempre de formarse una idea del resultado.

Si se realiza el método de Chow, se observa que para poderlo aplicar se requiere obtener, para la zona en estudio, por una parte, la fórmula del tiempo de retraso que sustituya a la ec 10 propuesta por el autor del método y por otra, la liga entre Z y d/t_p . Realmente, parece que lo más importante es t_p y no la liga entre d/t_p y Z que varía poco y no origina errores muy grandes.

El cálculo del tiempo de retraso implica el análisis de una serie de hidrogramas. Afortunadamente, se cuenta con bastantes registros al respecto para poder efectuar el estudio. Por otra parte, deducir el tiempo de retraso involucra conocer el tiempo de pico, ya que de acuerdo con su definición cumplen la relación.

$$t_m = t_p + \frac{d}{2}$$

Esto indica que al mismo tiempo se puede deducir una expresión que sustituya a la ec 24 propuesta por I-Pai Wu. Si se observa la diferencia que existe entre la expresión propuesta para t_p (ec 10) y la de t_m (ec 24), se ve la importancia de deducir dichas expresiones para cada zona en estudio.

Otra expresión por deducir para aplicar el método de I-Pai Wu es la relación entre K_1 y las características de la cuenca. El valor de K_1 se deduce de los hidrogramas aplicando la ec 21.

Parece que el camino lógico a seguir para poder aplicar estos métodos, debido a los pocos estudios climáticos existentes, es tratar de hacer un análisis preliminar a este respecto. Esto corresponde a la etapa II de este estudio, y puede sintetizarse en la forma siguiente:

- Recopilación de datos hidrológicos
- Arreglo de los datos y procedimiento
- Cálculo de curvas de intensidad-duración-frecuencia
- Correlación entre estaciones pluviométricas para determinar zonas homogéneas
- Obtención de tiempos de pico y su relación con las características fisiográficas de las cuencas

D) Análisis de hidrogramas.

El plan anterior se deberá efectuar, en principio, en diversas zonas del país donde se disponga de información suficiente, a partir de las cuales se tratará de cubrir toda la República Mexicana. Probablemente, muchas zonas del país no se podrán analizar por falta de datos.

Hacer estudios de este tipo proporcionará los elementos necesarios para efectuar los cambios requeridos en los métodos presentados y poderlos aplicar con más aproximación. Además, permitirá hacer diversos análisis tendientes a encontrar otro tipo de relaciones lluvia-escorrentía, que se adapte mejor a las necesidades actuales.

6. RECONOCIMIENTO

El Ing. José Luis Sánchez Brilleas hizo la revisión crítica del manuscrito.

7. REFERENCIAS

1. Ven Te Chow, *Hydrologic Determination of Waterway Areas for the Design of Drainage Structures in Small Drainage Basins*, Boletín No 462, Universidad de Illinois (1962)
2. I-Pai Wu, *Design Hydrographs for Small Watersheds in Indiana*, Journal of the Hydraulics Division ASCE, Vol 89, No HY6 (nov 1963)
3. Ch. O. Winter y E. F. Brater, *Hidrology*, John Wiley & Sons, Nueva York (1963)
4. Ven Te Chow, *Handbook of Applied Hydrology*, McGraw-Hill Book, Co. (1964)
5. R. Springall, *Estudio de la cuenca del río Cerro Gordo, Gro.*, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe No 199, México, D. F. (nov 1968)

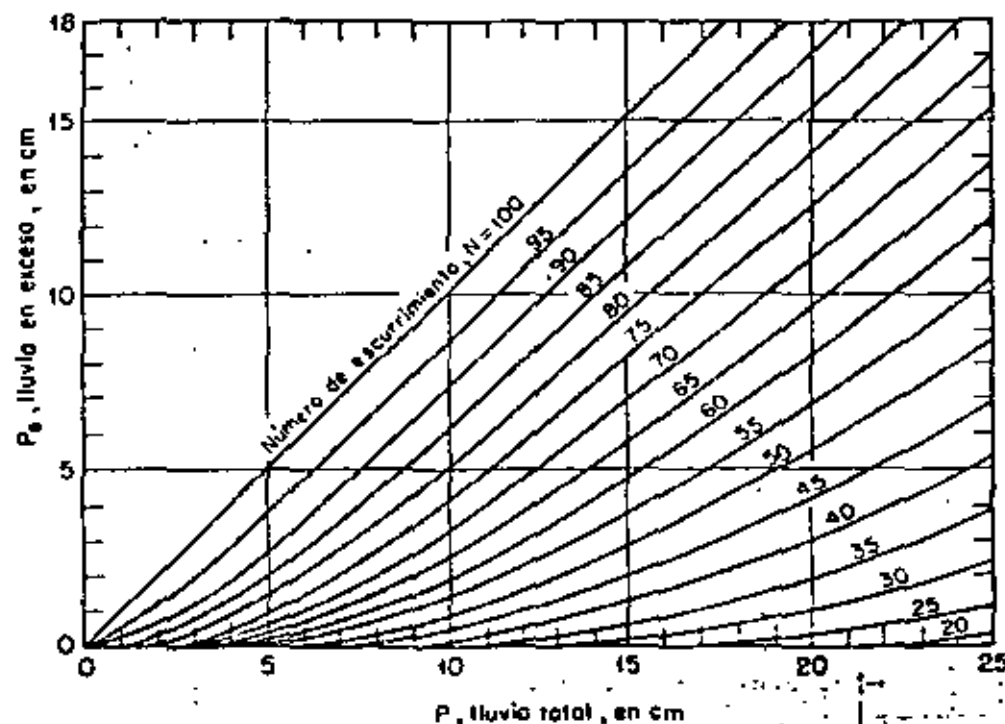


Fig 1. Relación entre la lluvia total y la lluvia en exceso para diferentes números de escurrimiento

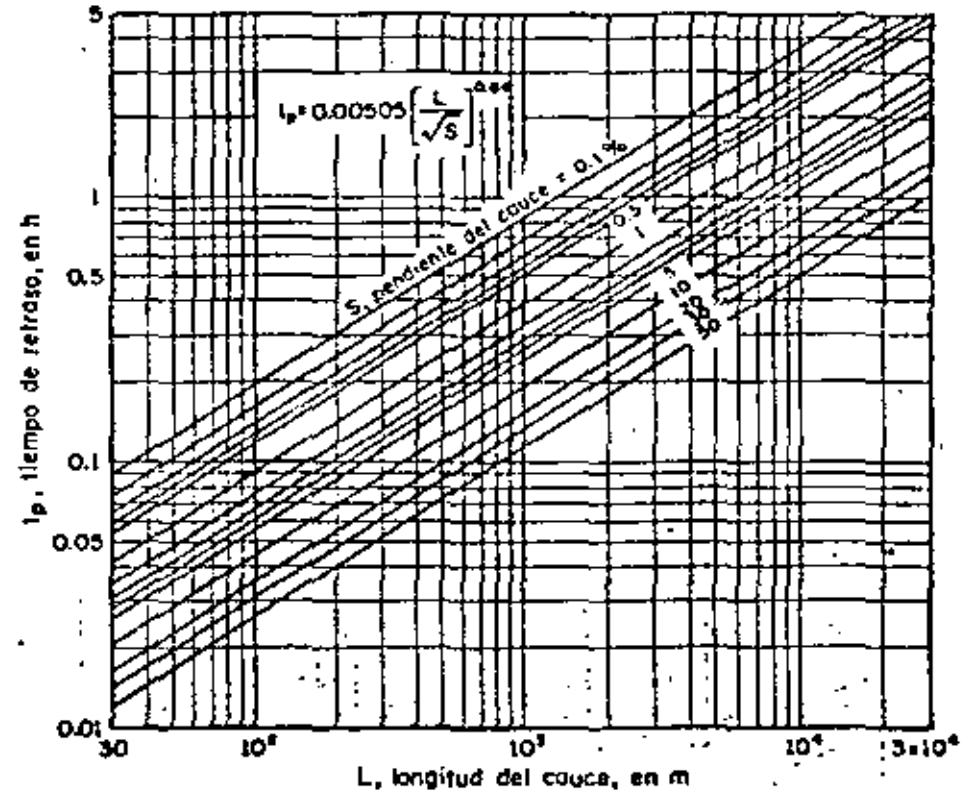
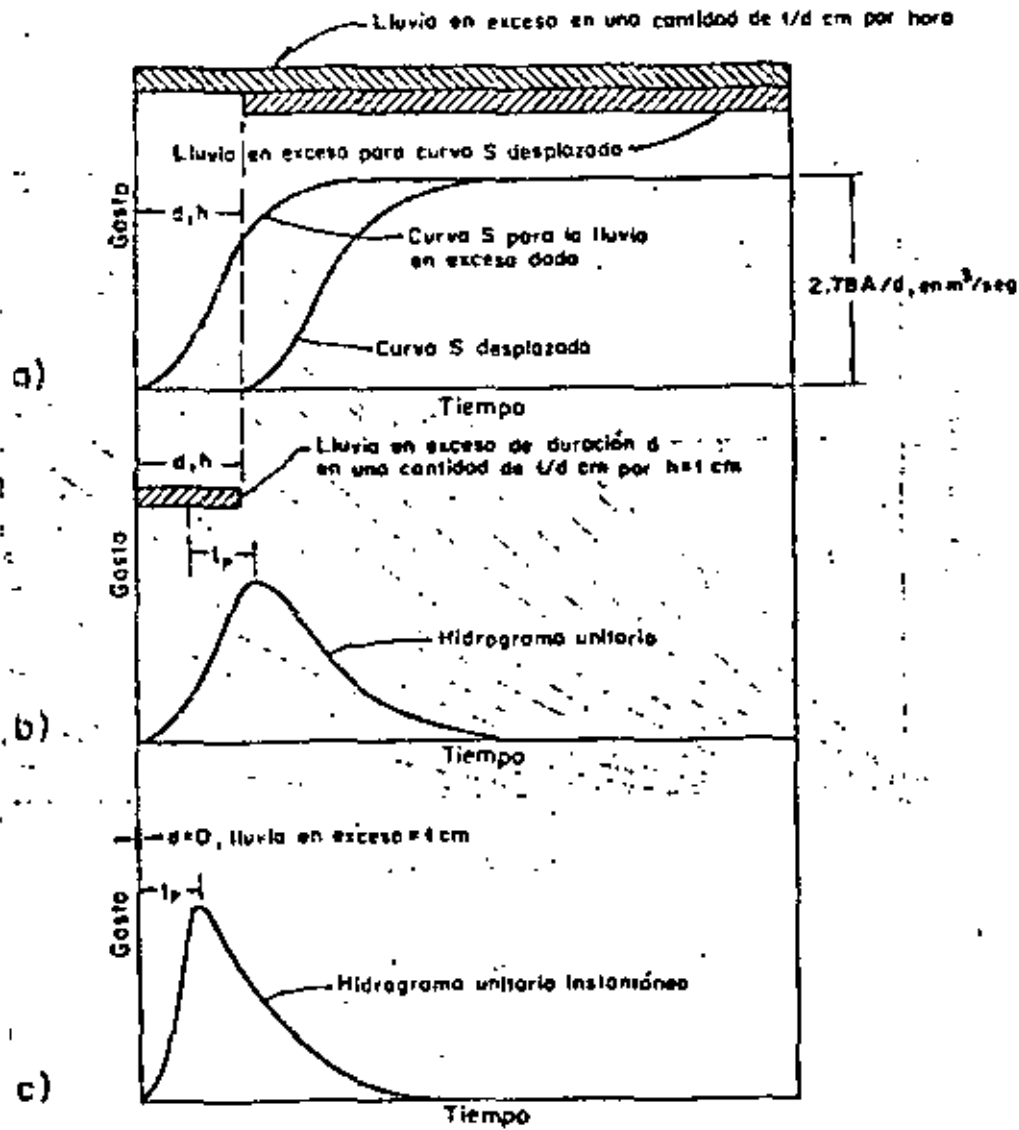


Fig. 2. Determinación del tiempo de retraso

Fig. 2. Relación esquemática entre la duración, d , y el tiempo de retraso, t_p

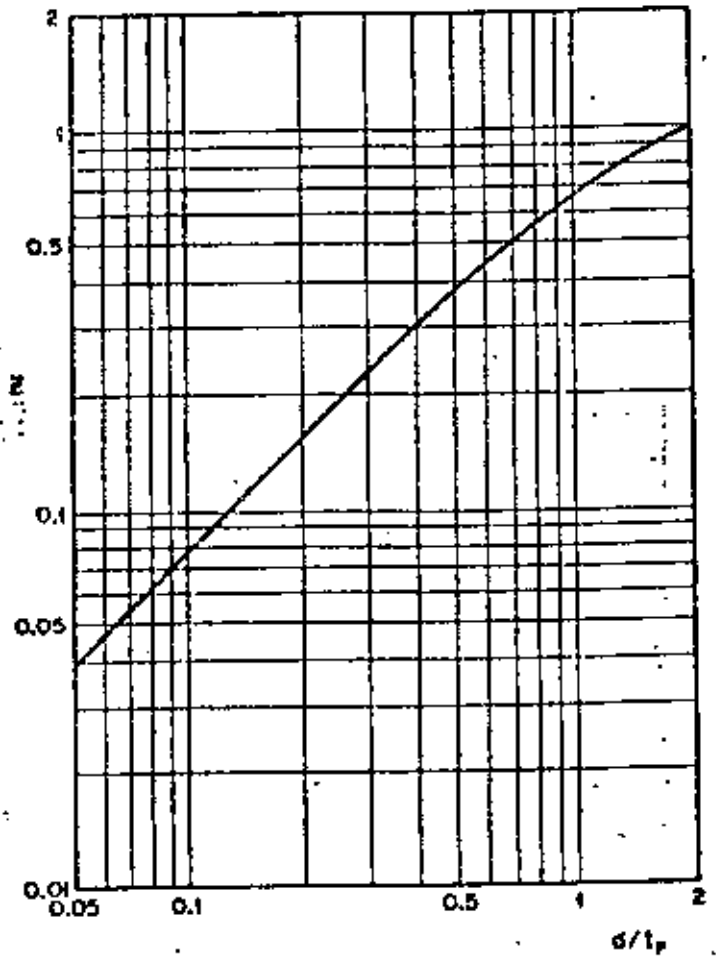


Fig 4. Relación entre Z y d/t_p

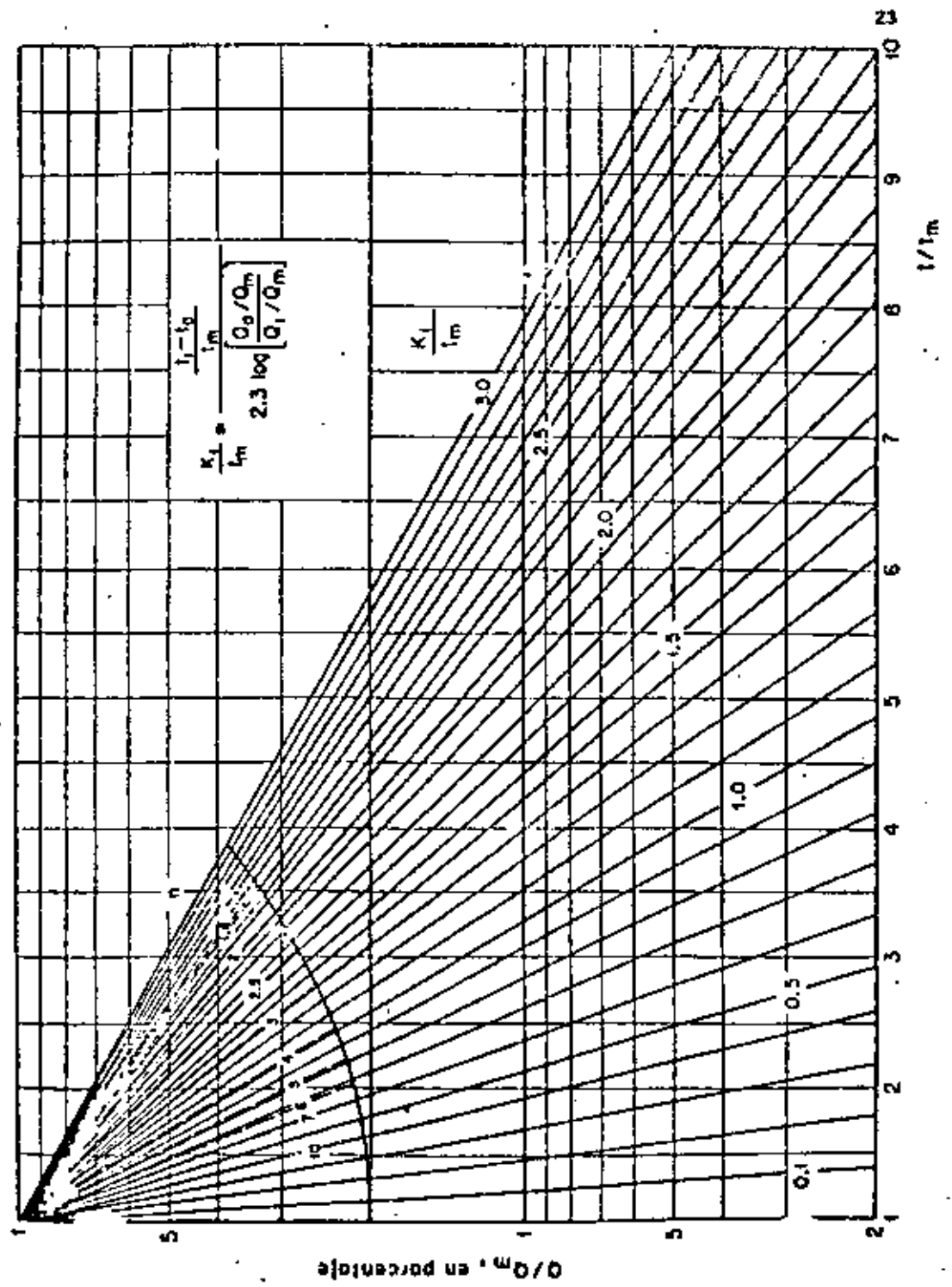


Fig 5. Relación entre n y K_1/t_m

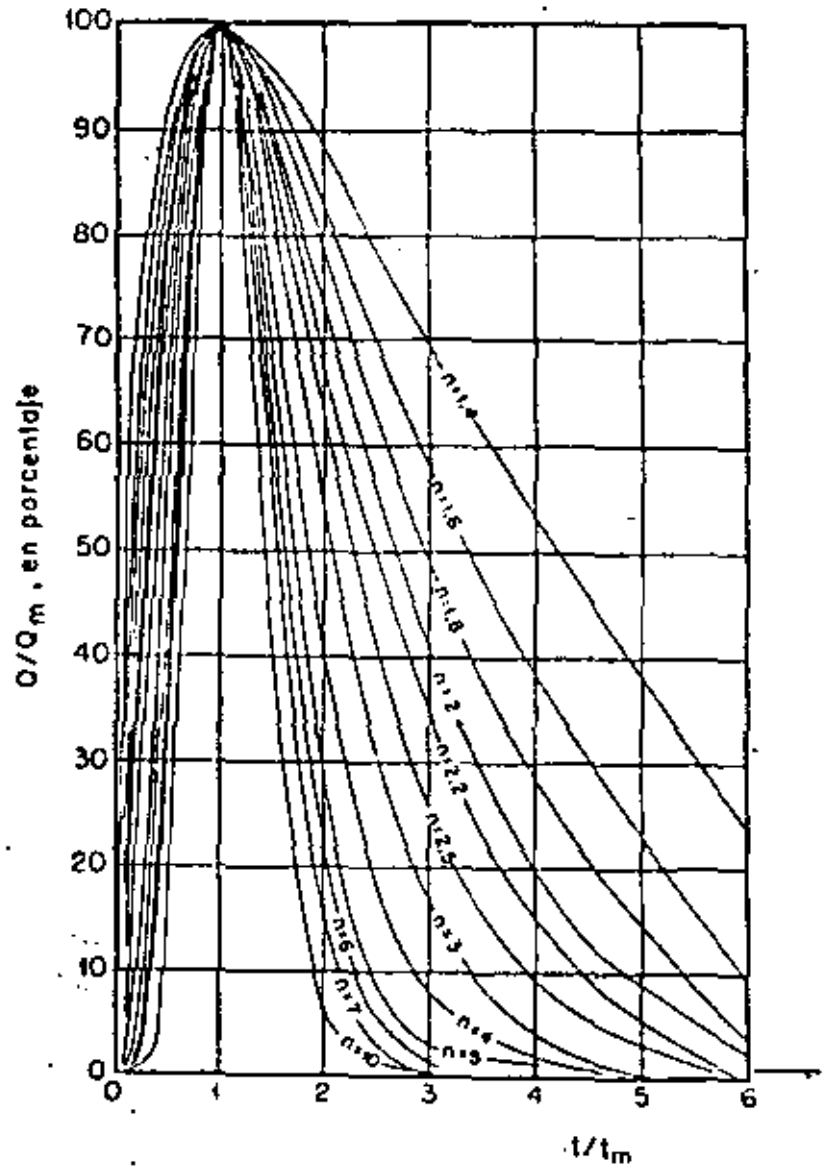


Fig 6. Hidrograma instantáneo adimensional



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

V CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO.

MATERIA: MECANICA DE SUELOS

ING. EZEQUIEL SAAVEDRA NIETO

AGOSTO 1982

lizamiento de la masa de suelo a lo largo de un plano inclinado, y analizaba el equilibrio de la cuña deslizante, considerando su peso y la resistencia al corte del material a lo largo del supuesto plano de falla. Esta hipótesis prevaleció intacta hasta 1845, año en que Collin señaló que los taludes constituidos por suelos cohesivos deslizan a lo largo de superficies curvas. No obstante, tal observación a la hipótesis de Coulomb no fue tomada en cuenta sino hasta 1916, en que K. E. Petterson volvió a insistir nuevamente en este hecho, estableciendo, sobre la base de observaciones efectuadas en algunas fallas de taludes en suelos cohesivos, que la superficie real del deslizamiento puede substituirse, sin gran error, por una superficie cilíndrica. Más tarde, en 1926, W. Fellenius condujo una serie de investigaciones en fallas de taludes, que le llevaron al desarrollo de un método para analizar la estabilidad, basado en la hipótesis de una superficie cilíndrica de falla. En la actualidad, el método de Fellenius, denominado también método Sueco, constituye la base de los procedimientos modernos de análisis.

Suelos cohesivos. Los taludes en suelos homogéneos y puramente cohesivos son el caso más simple del método Sueco.

Supóngase que se desea conocer la posibilidad de que, el talud en suelo homogéneo y cohesivo, indicado en la Fig. 63, deslice según la superficie cilíndrica de radio r y centro en O . Considerando que el prisma deslizante, comprendido entre A, B, D, E y la curva, tenga un espesor igual a la unidad, y despreciando los esfuerzos tangenciales sobre sus caras paralelas, inducidos por las masas de suelo vecinas que deslizan junto con el prisma en cuestión; siendo "W" el peso del prisma deslizante y "a" su brazo de palanca con respecto al eje del cilindro,

el momento motor que tiende a provocar el deslizamiento vale:

$$M_m = W a$$

En material cohesivo, la resistencia es independiente de la presión normal a la superficie de falla; por otra parte, suponiendo que el talud está a punto

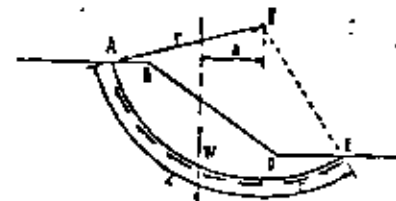


Fig. 63. Método Sueco, aplicado al análisis de la estabilidad de un talud en suelo homogéneo y cohesivo puro ($c = 0$).

Análisis de estabilidad de los taludes

El primer intento de analizar la estabilidad de los taludes de tierra se atribuye a Coulomb, en el año 1773. Su método consistía en suponer que la falla de un talud ocurría, por des-

de deslizar y que el prisma deslizando se desplaza como cuerpo rígido, la deformación unitaria a lo largo de la superficie cilíndrica será constante y, por lo tanto, la resistencia del material desarrollada a lo largo del círculo también constante e igual a "c". El momento resistente de las fuerzas que se oponen al deslizamiento valdrá entonces: $M_r = c Lr$; siendo L la longitud de arco del círculo y r el radio.

El factor de seguridad contra deslizamiento queda definido como la relación entre el momento resistente, que correspondiera a la condición límite de equilibrio, y el momento motor:

$$FS = \frac{M_r}{M_m} = \frac{cLr}{W_m} \dots\dots\dots (62)$$

El análisis completo de un talud requiere calcular el factor de seguridad para varios círculos en distintas posiciones y con diferentes radios, para determinar el valor mínimo, correspondiente al círculo más crítico.

Suelos con fricción y cohesión. En el caso más general, la resistencia al corte de un suelo es una función de la presión normal a la superficie de falla, de la forma:

$$s = f(\bar{\sigma}_n) + c \dots\dots\dots (63)$$

En tales condiciones, para valuar el momento resistente se hace necesario conocer la distribución de las presiones normales efectivas, ($\bar{\sigma}_n$) a lo largo del círculo que se considere. Uno de los artificios de cálculo para determinar dicha distribución, propuesto por Fellenius, consiste en dividir el prisma deslizando en secciones verticales imaginarias, o dovelas, como lo muestra la Fig. 64 (a). El equilibrio de cada una de estas dovelas se analiza despreciando la interacción de unas dovelas sobre las otras; es decir, considerando que cada una de ellas se mueve independientemente de las demás. Bajo esta hipótesis, el equilibrio de una dovela cualquiera de índice "i" puede estudiarse como se ilustra en la Fig. 64 (b). El peso W_i puede suponerse actuando en el punto en que su línea de acción in-

tercepta a la base de la dovela y descomponerse, en dicho punto, en una fuerza normal y otra tangencial al círculo, N_i y T_{ri} respectivamente.

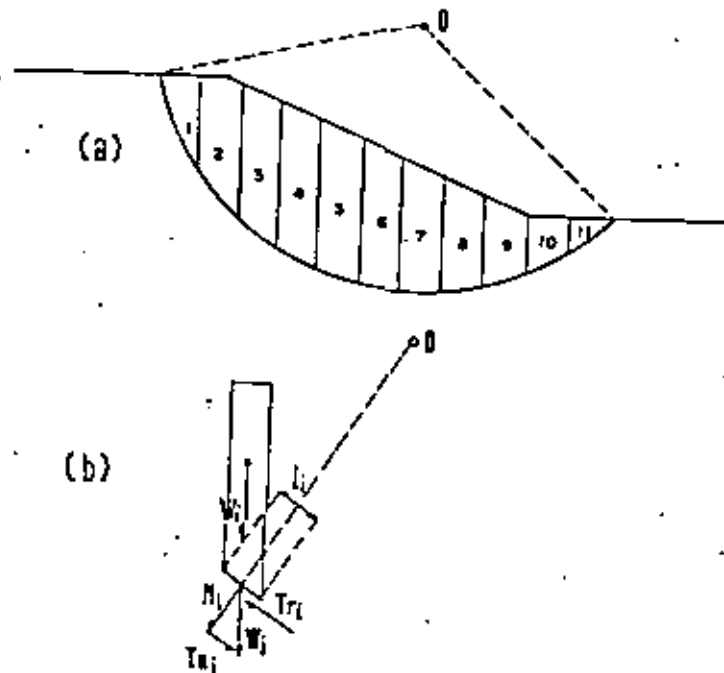


Fig. 64. Método Sueco, aplicado al caso de material cohesivo y friccional. Procedimiento de las dovelas.

La fuerza tangencial resistente, T_{ri} es una función de la presión efectiva normal a la superficie de falla. En el caso de que no existan presiones de poro, derivadas ya sea de fuerzas de filtración o de sobrecargas impuestas al terraplén la presión $\bar{\sigma}_n$ en la base de la dovela puede suponerse uniformemente distribuida e igual a: $\bar{\sigma}_n = N_i / A_i$; este valor, substituído en la función dada por la ecuación (63), obtenida mediante pruebas de laboratorio, ejecutadas con el material del talud, proporciona el valor medio de la resistencia al corte s_i , des-

arrollada a lo largo de la base de la dovela, el cual, multiplicado por el área de dicha base da el valor de T_{ni} .

Tomando momentos alrededor del punto "O", se anula el de la componente normal y queda:

$$M_{ni} = T_{ni} r \dots\dots\dots(64)$$

y:

$$M_{ni} = T_{ni} r \dots\dots\dots(65)$$

El factor de seguridad de esa dovela será:

$$FS = \frac{T_{ni}}{T_{ni}} \dots\dots\dots(66)$$

y el de toda la masa podrá expresarse por:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} T_{ni}}{\sum_{i=1}^{i=n} T_{ni}} \dots\dots\dots(67)$$

Siendo "n" el número arbitrario de dovelas en que se divide el prisma.

En el caso particular en que la resistencia está expresada por:

$$s = \bar{\sigma}_n \tan \phi + c \dots\dots\dots(68)$$

Las fuerzas T_{ni} valen:

$$T_{ni} = (\bar{\sigma}_n \tan \phi + c) li$$

Substituyendo esta ecuación en la (67) el factor de seguridad de la masa estará dado por:

$$FS = \frac{\sum N_i \tan \phi + cL}{\sum T_{ai}} \dots\dots\dots(69)$$

Si el talud está sujeto a fuerzas de filtración, o a incrementos de carga que generen presiones en los fluidos de los poros, deberán tenerse en cuenta los valores de la presión de poro para determinar las fuerzas resistentes en función de los esfuerzos normales efectivos $\bar{\sigma}_n$ de la ecuación (68). Esa expresión se ha escrito también bajo la forma:

$$s = (\sigma_n - u) \tan \phi + c$$

siendo σ_n y u el esfuerzo normal total y la presión de poro, respectivamente.

De acuerdo con esta última expresión, la ecuación (69) puede escribirse, en forma más general, como sigue:

$$FS = \frac{\sum (N_i - U_i) \tan \phi + cL}{\sum T_{ai}} \dots\dots\dots(70)$$

Quando se tienen filtraciones a través del talud, el valor de U_i para cada dovela, se obtiene trazando la red de flujo correspondiente y calculando con ella el valor de la presión de poro u, en el punto de su base en que se descomponen las fuerzas actuantes; tomando éste como el valor medio de la presión que actúa en la base de la dovela, la fuerza total de subpresión U_i vale:

$$U_i = u_i l \dots\dots\dots(71)$$

El procedimiento de las dovelas puede resolverse también prácticamente aplicándolo a dovelas de ancho diferencial, elevadas en puntos convenientes a lo largo de la superficie de falla expuesta, como se ilustra en la Fig. 65. Considerando una

dovela de ancho dx cuyo peso es dW , al descomponer este peso en una normal y otra tangencial a la superficie de falla, se obtienen las fuerzas dN y dT , que son las fuerzas actuantes normal y tangencial, respectivamente, en la base de la dovela;

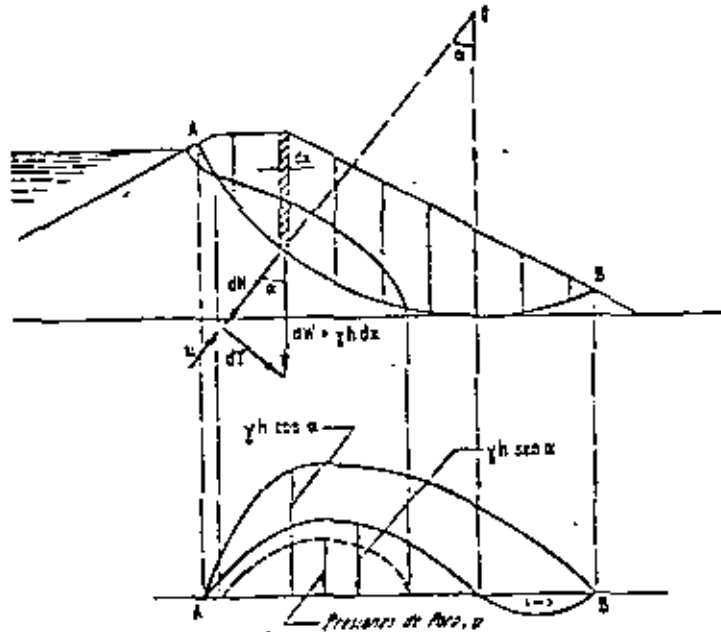


Fig. 65. Procedimiento del Planímetro.

el factor de seguridad de esa dovela individual puede expresarse con la siguiente ecuación:

$$PS_i = \frac{\bar{r}_n dl \tan \phi + cdl}{r dl} \dots \dots \dots (72)$$

En esta ecuación:

$$\bar{r}_n = \frac{dN}{dl} = \frac{\gamma h dx \cos \alpha - udl}{dl} \dots \dots \dots (73)$$

y también:

$$r = \frac{dT}{dl} = \frac{\gamma h dx \sen \alpha}{dl} \dots \dots \dots (74)$$

Substituyendo en la ecuación (72) se obtiene:

$$PS_i = \frac{(\gamma h \cos \alpha dx - udl) \tan \phi + cdl}{\gamma h \sen \alpha dx} \dots \dots (75)$$

El factor de seguridad total del prisma deslizando valdrá entonces:

$$PS = \frac{\left(\int_0^x \gamma h \cos \alpha dx - \int_0^l u dl \right) \tan \phi + cL}{\int_0^x \gamma h \sen \alpha dx} \dots (76)$$

En esta ecuación puede observarse que cada una de las integrales de primer grado se pueden representar gráficamente por un área, la cual puede medirse con un planímetro, o bien, integrarse por incrementos finitos.

Para resolver gráficamente la ecuación (76) se procede de acuerdo con la siguiente secuencia:

1. Elijase un número arbitrario de puntos a lo largo del probable círculo de falla, procurando escoger entre ellos, aquellos cuya vertical pase por los puntos de cambio de pendiente en el talud o por los puntos donde cambia el material o se intercepta a la línea de saturación, Fig. 65. Es conveniente elegir siempre el punto por donde pasa la vertical trazada por el centro del círculo de falla.
2. Por cada uno de los puntos elegidos trácese la vertical que intercepte al talud y al círculo, prolongándola hasta interceptar a una línea horizontal AB.
3. A escala, determínese la altura h del material comprendido entre el talud y el círculo de falla; para cada punto mul-

tiplíquese por el peso volumétrico para obtener el valor γh ; pudiendo ser γh formado de varias partes cuando se intercepten diferentes materiales con distinto peso volumétrico. El valor final de γh será la suma de los valores individuales de cada uno de los materiales interceptados en la línea vertical que pasa por el punto en cuestión. Llévase en cada punto del círculo, a una escala arbitrariamente elegida, el valor γh correspondiente y descompóngase cada uno de estos vectores en una componente normal y otra tangencial al círculo, utilizando como guía el radio del círculo.

4. Teniendo a escala los valores $\gamma h \cos \alpha$ y $\gamma h \sin \alpha$, representése gráficamente y a la misma escala sobre la línea horizontal AB, en la proyección del punto correspondiente. Uniendo todos los puntos así obtenidos con una curva se tendrán las integrales:

$$\int_0^x \gamma h \cos \alpha \, dx, \text{ e } \int_0^x \gamma h \sin \alpha \, dx$$

de la ecuación (76). De igual manera puede hacerse un diagrama de las presiones de poro, calculadas para cada punto a partir de la línea de saturación, previo trazo de la red de flujo, y se tendrá el área que representa a la integral

$$\int_0^x u \, dx$$

que substituye a:

$$\int_l^0 u \, dl$$

sin gran error.

5. Mídase, con un planímetro, todas las áreas bajo cada una de las curvas y se obtendrán así los valores de las integrales de la ecuación (76). El término cL es el producto de la cohesión por la longitud total del arco de círculo, medida

gráficamente sobre el dibujo. Substituyendo estos valores en (76) se tiene el valor del factor de seguridad para el círculo analizado.

Este procedimiento gráfico es aún más rápido que el procedimiento de las dovelas y permite el ahorro de tiempo en la ejecución de los análisis de estabilidad cuando se requiere realizar un gran número de tanteos para diferentes condiciones de trabajo de una presa.

Existen otros procedimientos para calcular el factor de seguridad contra deslizamiento, basándose en el método Sueco.*

Observaciones al método Sueco. El método de Fellenius está basado en las siguientes hipótesis simplificadoras:

1. La superficie de falla es cilíndrica.
2. El prisma deslizante se desplaza como cuerpo rígido, girando sobre el eje del cilindro.
3. Cada dovela funciona independientemente de sus vecinas.
4. El valor del factor de seguridad del conjunto de dovelas es el promedio de los valores de todas las dovelas.

Es conveniente hacer algunas observaciones acerca de estas hipótesis, a fin de establecer sus limitaciones y el criterio a seguir en aquellos casos en que difieren mucho de la realidad.

Respecto a la primera hipótesis, de superficie cilíndrica de falla, puede decirse que es aproximadamente correcta para la gran mayoría de los casos, cuando se trata con suelos homogéneos en los que, por lo menos una parte de la resistencia al corte se debe a cohesión, sea ésta real o aparente; pero cuando se tienen materiales cuya resistencia es exclusivamente friccionante, es fácil demostrar que la superficie más desfavorable está constituida por la propia superficie del talud. Tal es el caso de los taludes formados por arenas gruesas, gravas o enrocamientos. El factor de seguridad para una masa de material de este tipo puede definirse mejor con la siguiente expresión:

* D. W. Taylor, *Fundamentals of Soil Mechanics*, Terzaghi and Peck, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Janbu, *New Dimensional Method of Stability Analysis*, Thesis Doctoral, Harvard University.

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \dots \dots \dots (77)$$

siendo ϕ el ángulo de fricción interna del material y α el ángulo de inclinación del talud. Tal es el caso del talud de aguas abajo de una presa cuya sección ilustra la Fig. 66.

Otra situación distinta ocurre en el talud de aguas arriba de esta misma sección, que está provisto de una pantalla impermeable de poco espesor formada por arcilla de alta plasticidad; la superficie de deslizamiento más probable es, en este caso, una superficie formada por una zona plana y otra curva, que puede considerarse cilíndrica, cuyo centro está en la

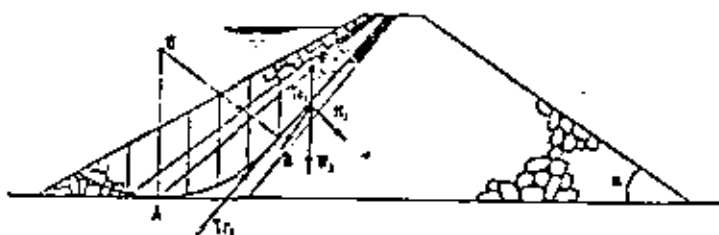
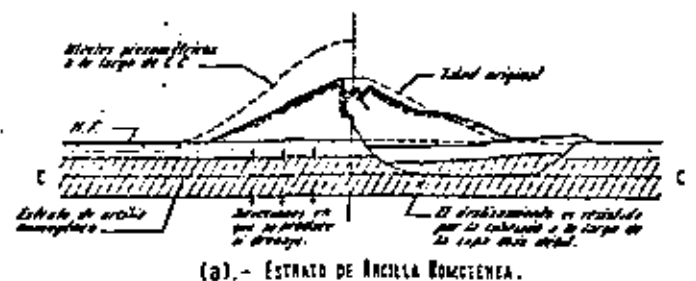


Fig. 66. Superficies combinadas.

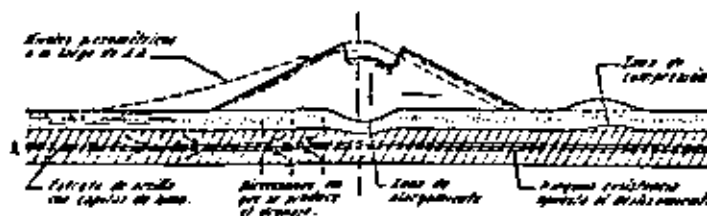
vertical que pasa por el punto A y es tangente en los puntos A y B. El factor de seguridad puede expresarse, aproximadamente, por la misma ecuación (70), con la salvedad de que, las fuerzas tangenciales T_2 y T_1 , del prisma 1, se suponen actuando en el punto B y se desprecia el momento de la componente N_1 , respecto a O, por considerar que no contribuye al giro del prisma limitado por la superficie cilíndrica.

Influencia de estratos blandos en la cimentación. La presencia de capas de material blando en la cimentación de una presa induce fallas en las que la forma de la superficie deslizante difiere considerablemente de la cilíndrica. En las fallas observadas de este tipo se presentan dos casos distintos que ilustra la Fig. 67. En el caso presentado en la sección (a), la capa

blanda está constituida por arcilla homogénea en toda la amplitud de la base. A medida que la construcción del terraplén avanza se inducen en las capas de arcillas presiones de poro que se van disipando, mediante un proceso de consolidación, hacia las capas permeables que limitan al estrato de arcilla, de tal manera que, en el plano central de la capa de arcilla, CC, la resistencia al corte del material no ha tenido oportuni-



(a). - ESTRATO DE ARCILLA HOMOGÉNEA.



(b). - ESTRATO DE ARCILLA CON CAPAS DELGADAS DE MATERIALES PERMEABLES.

Fig. 67. Deslizamiento por la base a lo largo de superficies aproximadamente planas. (Según Terzaghi.)

dad de aumentar respecto a su valor original. El deslizamiento tiene lugar en una superficie que abarca un tramo horizontal, pasando aproximadamente por el centro del estrato de arcilla; la falla se verifica en un tiempo más o menos largo y la superficie del talud adopta una forma curva. Las presiones de poro dentro de la capa de arcilla alcanzan valores aproximadamente iguales a la presión impuesta por el material del terraplén. Una situación diferente se presenta cuando la capa blanda está constituida por arcillas que contienen lentos o

capas de arena o de limo, Fig. 67 (b). La falla es entonces de tipo instantáneo y se observa un desplazamiento horizontal muy importante, mientras que el talud conserva prácticamente su forma original. La presión de poro en el estrato AA, de arena o limo grueso, se incrementa notablemente durante la construcción, produciéndose con ello una disminución de la resistencia al corte en dicha capa, especialmente en la zona al pie del talud; la falla se inicia con un levantamiento del material que se encuentra al pie del talud y continúa con el corrimiento horizontal del cuerpo de la presa, produciéndose un hundimiento rápido de la corona.

Es evidente que la estabilidad no puede analizarse mediante el método de Fellenius, para condiciones como las descritas

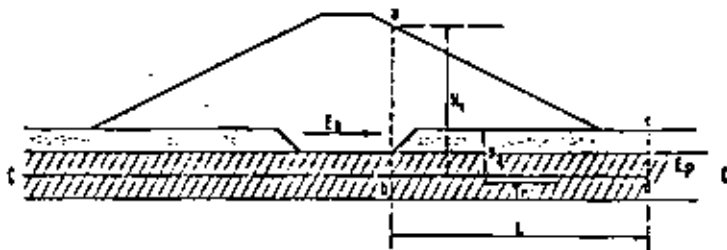


Fig. 68. Condiciones de equilibrio de un talud desplazado sobre una capa blanda.

en el párrafo anterior. Terzaghi propone un procedimiento simple para estimar el factor de seguridad, que parte de las siguientes consideraciones que ilustra la Fig. 68.

De acuerdo con este procedimiento el talud se encuentra en equilibrio bajo la acción de un empuje pasivo producido por el material del pie del talud en un plano vertical cd y la resistencia al corte T_r del material que forma al estrato blando. La tendencia a deslizar es producida por el empuje activo del material del terraplén que se encuentra a la izquierda del plano ab. El factor de seguridad contra deslizamiento a lo largo del estrato blando queda expresado por la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{E_p + T_r}{E_a} \dots \dots \dots (78)$$

El empuje activo y el pasivo, E_a y E_p , respectivamente, pueden calcularse conservadoramente, según la teoría de Rankine, con la siguiente expresión:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a H^2$$

$$E_p = \frac{1}{2} K_p H^2$$

Para determinar la fuerza T_r , se requiere conocer las características de resistencia del material que constituye a la capa blanda, lo cual se consigue mediante ensayos triaxiales de tipo rápido, en especímenes inalterados, o ensayos *in situ* con el auxilio de la veleta.

Cuando se trata de una capa homogénea de arcilla blanda se toma en cuenta la resistencia al corte del material que produce la fuerza T_r . En cambio, cuando se trata de lentes o capas de arenas finas o limos no plásticos dentro de la arcilla, la fuerza T_r debe despreciarse y el factor de seguridad dependerá exclusivamente de la relación entre el empuje pasivo y el activo.

Es necesario realizar varios tanteos colocando los planos ab y cd en diferente posición, hasta encontrar la combinación que proporcione el mínimo valor del factor de seguridad que, en ningún caso, deberá ser menor de 1.3; siempre que se tenga la certeza de que la resistencia de la capa blanda aumentará con el tiempo, a consecuencia de disipación de la presión de poro.

Si la estabilidad de la cimentación presenta una condición crítica como la que acaba de describirse es posible, durante la construcción, aumentar el factor de seguridad recurriendo a los siguientes procedimientos. Puede incrementarse la longitud L tendiendo el talud y ganando de ese modo mayor valor para la fuerza tangencial resistente en el caso de capas de arcilla blanda homogénea, o bien, puede recurrirse a la instalación de drenes verticales de arena que permitan acelerar el proceso de consolidación de las capas blandas, o que faciliten

la reducción de las presiones de poro cuando se tienen capas o lentes de arenas finas o limos no plásticos. Esta reducción en la presión de poro incrementa la resistencia al corte de los materiales y permite aumentar la estabilidad. En ocasiones, se puede regular la velocidad de la construcción, de manera que se permita la consolidación de la arcilla a medida que la aplicación de la carga avanza.

Hipótesis de cuerpo rígido. La suposición de que el prisma deslizante se mueve como cuerpo rígido implica que la deformación unitaria a lo largo de la superficie cilíndrica es constante. Esta condición resulta interesante considerarla cuando se trata de una cortina constituida por materiales que exhiben diferentes características de esfuerzo-deformación, al ser sometidos a esfuerzo cortante. Considérese, por ejemplo, el caso de la Fig. 69 (a), que representa la sección de una presa en la que intervienen 3 materiales diferentes. El número uno, en el corazón impermeable, es una arcilla de alta plasticidad la cual, a través del tiempo, ha desarrollado una estructura a causa del fenómeno de tixotropía, de manera que su curva esfuerzo-deformación es como se muestra en la Fig. 69 (b), la resistencia máxima se alcanza con una deformación unitaria λ_1 , a partir de esta deformación la resistencia decrece hasta el valor correspondiente a la resistencia última, con la que el material se comporta plásticamente. El material 2, alcanza su resistencia máxima con una deformación λ_2 y esta resistencia no disminuye a medida que la deformación avanza. El material 3, tiene una deformación λ_3 cuando su resistencia es máxima y a partir de ella decrece hasta su valor último. Es decir que, cada uno de los materiales alcanza su máxima resistencia con una distinta deformación unitaria y, de acuerdo con la hipótesis de cuerpo rígido, la deformación unitaria a lo largo del arco de círculo debe ser constante; entonces, los materiales no estarán colaborando siempre con su máxima resistencia al corte, sino que, dependiendo de la deformación unitaria en todo el círculo, colaborarán con una resistencia diferente. Cuando se tiene una situación de esta naturaleza es conveniente utilizar en el análisis de la estabilidad los valores de la resistencia última, con el objeto de garantizar que todos los materiales están trabajando con la misma deformación unitaria. Afortunadamente, las diferencias de características esfuerzo-deformación de los materiales compactados no parecen ser de

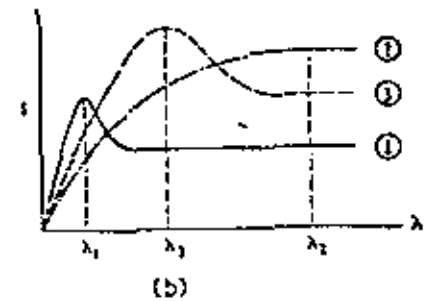
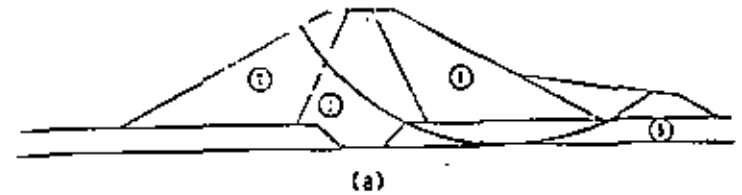


Fig. 69

consideración; sin embargo, es importante tener presente esta situación cuando intervienen materiales en su estado natural.

Independencia de las dovelas. Las hipótesis 3 y 4 tienen sus consecuencias sobre la distribución de esfuerzos a lo largo de la superficie cilíndrica, como se verá en seguida.

Supóngase el caso de un talud cuyo factor de seguridad sea igual a la unidad, es decir, se encuentra en equilibrio límite. De acuerdo con la hipótesis de independencia de las dovelas, Fig. 70 (a), se concluye que los esfuerzos normales que actúan sobre el círculo de falla valen:

$$\bar{\sigma}_n = \gamma h \cos^2 \alpha - u \dots \dots \dots (79)$$

y los tangenciales actuantes:

$$\tau_a = \gamma h \sin \alpha \cos \alpha \dots \dots \dots (80)$$

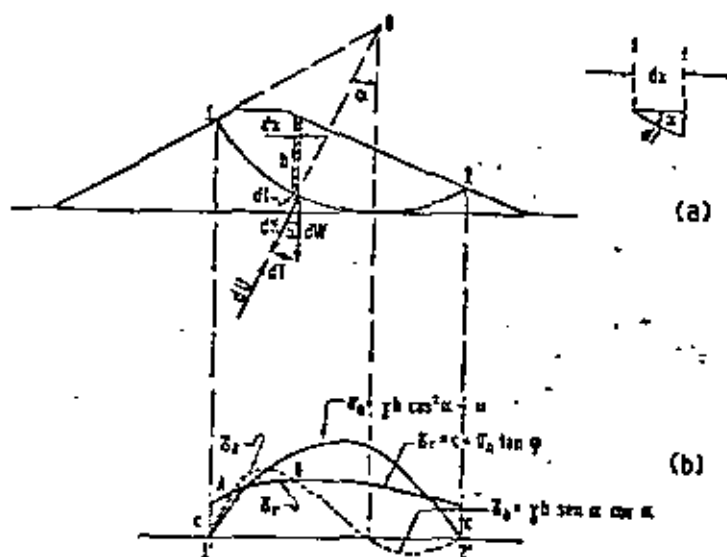


Fig. 70

Si, con estas ecuaciones se representa gráficamente, sobre el desarrollo del arco de círculo en un eje horizontal, la distribución de esfuerzos normales y tangenciales, se tendrán los diagramas de la Fig. 70 (b). Los esfuerzos tangenciales resistentes son, en términos generales, una función de los esfuerzos normales que actúan sobre la superficie de falla. Representando, para este caso particular en el mismo diagrama, los esfuerzos tangenciales resistentes que derivan de la resistencia al corte del material, se obtiene una gráfica como la que ilustra la Fig. 70 (b). Comparando los diagramas de tangenciales puede observarse que existe una zona, comprendida entre los puntos A y B, en la que los esfuerzos actuantes son mayores que los resistentes, lo cual es inadmisibles, si el factor de seguridad es igual a la unidad. Se concluye de esta observación que los esfuerzos reales que actúan a lo largo de la superficie de falla que se analiza son diferentes de los que resultan de la hipótesis de Fellenius, ya que no es admisible que, en ningún punto de la masa del suelo estén actuando esfuerzos mayores que los que el material es capaz de soportar.

Factor de seguridad. Es interesante hacer notar que, no obstante que el método Sueco muestra estas incongruencias, ha dado hasta el presente, excelentes resultados en todos aquellos casos en que se le emplea con las restricciones propias de las imprecisiones que derivan de las hipótesis simplificadoras que es necesario hacer. Tales imprecisiones quedan involucradas en el factor de seguridad. El factor de seguridad originalmente sugerido por Fellenius tenía un valor de 1.5; este valor se ha conservado hasta el presente como un valor aceptable para el caso de estructuras permanentes, no obstante que en la actualidad la determinación de la resistencia al corte de los suelos se realiza con procedimientos más aproximados y bajo un conocimiento mejor de los factores que afectan a esa propiedad de los suelos, en comparación a la situación que prevalecía en el año 1926, sobre este particular.

Para concluir esta discusión sobre el método Sueco, conviene agregar que la experiencia ha demostrado que, partiendo de una determinación de la resistencia al corte digna de confianza, el método Sueco proporciona excelentes resultados, por lo que es recomendable su empleo, mientras no se disponga de procedimientos que permitan conocer la distribución real de los esfuerzos dentro de la masa del talud. Es por ello necesario estudiar con detenimiento las diferentes condiciones de trabajo a que están sometidos los materiales, a través de la vida de la presa, para correlacionarlas con los ensayos de laboratorio que representan cada una de ellas.

Condiciones de trabajo de una presa de tierra. Desde la iniciación de la construcción de una presa hasta cuando ésta se encuentra funcionando, con el agua a su máximo nivel en el almacenamiento, los materiales que la constituyen están sometidos a diferentes condiciones de esfuerzos que van cambiando a través del tiempo. Al colocar una capa de material en el terraplén durante la construcción, éste tiene una relación de vacíos y un cierto grado de saturación, generalmente menor de 100%; a medida que la construcción prosigue, esa capa va recibiendo el peso de las capas superiores y, como consecuencia, el material que la constituye va sufriendo cambios en su volumen de vacíos y en el grado de saturación, durante todo el proceso de construcción de la cortina.

Los cambios de volumen a que está expuesto un elemento de suelo después de colocado, originan en él presiones de poro, las cuales se van disipando en mayor o menor grado, según la permeabilidad del propio material, las condiciones de drenaje que tenga dentro del terraplén y la rapidez con que se construya la presa. El valor inicial de la presión de poro que se desarrolla durante la construcción está íntimamente ligado a las características de compresibilidad del material y al grado de saturación con que se coloque, ecuación (35). Si se trata de materiales altamente permeables, las presiones de poro generadas durante la construcción se irán disipando tan rápidamente como ésta avanza; mientras que, si el material es de baja permeabilidad, la disipación de la presión de poro será considerablemente más lenta que el avance de la construcción; por lo tanto puede decirse que, al terminar de construir la presa, existirán presiones de poro más o menos importantes dentro de las zonas impermeables y que, en las zonas permeables por el contrario, las presiones de poro de construcción son nulas. Al llenarse la presa, el agua satura inmediatamente a los materiales permeables y después de algún tiempo, alcanza a saturar a los impermeables, cambiando con ello el valor de las presiones de poro que existieron durante la construcción; la estructura interna de los materiales que constituyen a la cortina quedará entonces ajustada a un nuevo estado de esfuerzos y por lo tanto, su resistencia al corte habrá evolucionado respecto a la que tenía al terminarse la construcción. Una nueva condición de esfuerzos se desarrolla cuando la presa se vacía en corto tiempo; las presiones de poro que existían cuando la presa estaba llena cambian nuevamente, produciendo alteración de los esfuerzos que actúan dentro del cuerpo de la cortina. Se concluye entonces que, la resistencia al corte de los materiales sufre una serie de cambios a través del tiempo, de acuerdo con la variación de los esfuerzos efectivos dentro de la masa; esas variaciones corresponden a distintos estados de consolidación de los materiales. Resulta evidente que cada una de esas condiciones representa un diferente valor del factor de seguridad contra deslizamiento. Pero es también obvio que no sería posible revisar la estabilidad para una infinidad de condiciones de consolidación a través de la vida de la presa, por lo cual se conviene en revisarla solamente para condiciones extremas de esfuerzos. Se aceptan comúnmente las siguientes condiciones extremas de trabajo:

Condiciones iniciales. Están representadas por la situación en que se encuentra la presa al terminar su construcción. Los materiales estarán entonces sujetos a compresión después de haber sido colocados con una cierta relación de vacíos y un grado de saturación inferior al 100%. Si se trata del material del corazón impermeable, es aceptable suponer que no ha ocurrido disipación de la presión de poro generada durante la construcción; por lo tanto, si se desea analizar el comportamiento de este material ante una falla rápida, esas condiciones de esfuerzos se reproducen aproximadamente, en el laboratorio, realizando pruebas triaxiales de tipo rápido en especímenes preparados con la misma relación de vacíos y el mismo grado de saturación correspondientes a las condiciones en que fue colocado el material en el terraplén. En los materiales permeables, por el contrario, las presiones de poro al finalizar la construcción son nulas; los esfuerzos que actúan entonces, son soportados por la estructura granular del suelo; al sobrevenir una falla rápida, las presiones de poro que se generan por la acción de los esfuerzos cortantes se disipan también rápidamente, gracias a la alta permeabilidad; por lo tanto, puede considerarse que esas condiciones de trabajo de los materiales permeables se producen en el laboratorio mediante una prueba triaxial lenta, en especímenes 100% saturados, cuya relación de vacíos inicial corresponda a la de colocación del material en el terraplén.

Condiciones finales. A través del tiempo, el grado de saturación de los materiales, tanto permeables como impermeables, se incrementa hasta alcanzar la saturación completa en el corazón impermeable y en el talud de aguas arriba. Al mismo tiempo, los materiales impermeables se van consolidando o expandiendo bajo la acción de los nuevos esfuerzos impuestos por el peso propio del material y las fuerzas de filtración, hasta quedar totalmente consolidados bajo esas nuevas condiciones de esfuerzos. Los materiales impermeables se encuentran entonces saturados y ciento por ciento consolidados. Si se pretende analizar los efectos de una falla rápida por corte, las presiones de poro que se generan durante el proceso de falla estarán, aproximadamente, reproducidas en una prueba triaxial del tipo consolidada-rápida, efectuada con especímenes saturados, cuya relación de vacíos corresponda a la inicial que tenía el material al ser colocado en el terraplén. Tratándose de arcillas, y

especialmente de las de alta plasticidad, debe recordarse que sufrirán expansiones cuando las presiones a que están sujetas en el terraplén sean pequeñas, tales expansiones harán que la resistencia al corte disminuya con el tiempo; de aquí que, las presas de poca altura construidas con arcillas plásticas disminuyan su factor de seguridad contra deslizamientos a través de los años y que se hayan presentado deslizamientos de los taludes aún después de 15 a 20 años de construídas. En tales casos, es indispensable que en el laboratorio se permita que los especímenes de arcilla sometidos a bajas presiones (menores de 2 kg/cm²) se expandan a través de una o dos semanas antes de aplicarles la carga axial, pues el proceso expansivo es, frecuentemente, más lento que el de consolidación. En cuanto a los materiales permeables prevalece el mismo criterio que en el caso de las condiciones iniciales de trabajo.

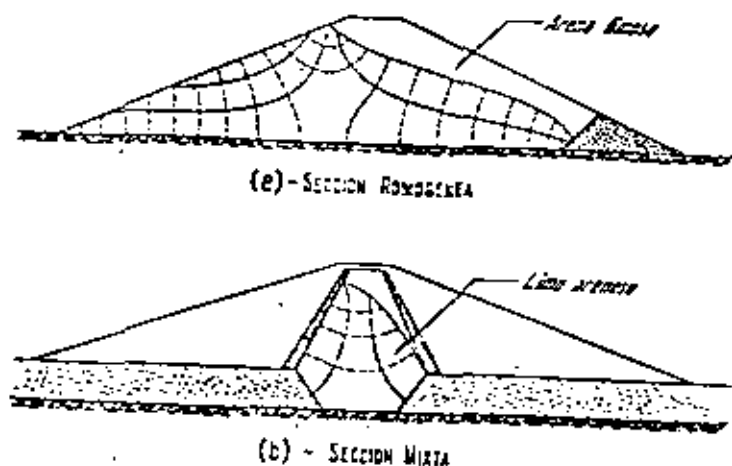


Fig. 71. Red de flujo a vaciado rápido.

En los materiales de permeabilidad intermedia se disipa una parte de la presión de poro que se genera durante la construcción; pero la proporción que guarda la presión disipada respecto a la presión de poro inicial, que no es sino el grado de consolidación que logra el material al finalizar la construcción,

resulta prácticamente impredecible. De allí que, procediendo conservadoramente, se adopte para los materiales semi-permeables el mismo criterio que para los impermeables, tanto para las condiciones iniciales como las finales.

Condición de vaciado rápido. Durante la época seca del año las extracciones de la presa son mayores que las entradas, produciéndose el descenso en el nivel del agua en el almacenamiento. Al descender dicho nivel, las zonas impermeables y semi-permeables de la presa quedan saturadas y se inicia dentro de ellas un flujo descendente del agua, que puede representarse por una red de flujo como la que muestra la Fig. 71. Esta nueva condición de flujo crea en la presa nuevas condiciones de esfuerzos que deben ser analizadas. Se han presentado fallas a consecuencia de los efectos del vaciado rápido, muy especialmente en el talud de aguas arriba. El criterio a seguir en la elección de los valores de la resistencia al esfuerzo cortante, que deban emplearse en el análisis, es el mismo que para el caso de las condiciones finales ya explicado.

El vaciado de una presa ocurre normalmente en un tiempo que puede variar de unos cuantos días a varios meses, según las condiciones de funcionamiento de la presa y la capacidad del vaso. La condición de un vaciado instantáneo es puramente hipotética. Es conveniente agregar que, no todos los materiales son igualmente afectados por un vaciado rápido; los materiales altamente permeables son capaces de eliminar las presiones de poro tan rápidamente como desciende el agua del vaso. En cambio, los impermeables pueden requerir de uno a varios años para ajustarse a las nuevas condiciones de esfuerzos generados por el flujo descendente. De aquí que se hayan establecido los siguientes criterios para valorar las presiones de poro, al hacer el análisis de la estabilidad para la condición de vaciado rápido. Tales criterios son:

a) Los materiales permeables no son susceptibles al efecto de un vaciado rápido.

b) Los materiales impermeables, cuyo coeficiente de permeabilidad es menor de 10⁻⁶ cm/seg, son también de alta compresibilidad. Cuando ocurre un vaciado rápido en materiales de esta clase se produce dentro del cuerpo de la presa, un proceso de consolidación cuya rapidez depende tanto de la per-

meabilidad, como de las condiciones de drenaje y las características de compresibilidad de los materiales. En todo caso, en los suelos impermeables, la rapidez del proceso de consolidación es generalmente menor que la velocidad de descenso del agua en el vaso. Puede decirse entonces que, la relación de vacíos del material permanece, aproximadamente, igual a la que existía antes de iniciarse el vaciado rápido. En tales condiciones, los valores de los esfuerzos efectivos dentro de la masa impermeable son los mismos que existían cuando la presa estaba llena y, por consiguiente, la resistencia al corte puede considerarse igual a la que existía antes del vaciado rápido. Entonces, para analizar la estabilidad del talud de aguas arriba en estas condiciones es conveniente calcular, primero, el valor de las fuerzas tangenciales resistentes para los materiales impermeables, en función de los esfuerzos efectivos que existían a presa llena y, después, las fuerzas tangenciales actuantes se calcularán con el nivel del agua en el almacenamiento, en la posición correspondiente a la presa vacía.

c) En el caso de materiales de permeabilidad intermedia, ejemplificados por las arenas finas, limosas (AL) y los limos no plásticos o de baja plasticidad (Lp) se considera que, al ocurrir el vaciado rápido se desarrolla en la masa de suelo un estado de esfuerzos que corresponde al que proporciona la red de flujo para vaciado rápido. Esta condición se cumple, solamente, para el caso de materiales incompresibles; es decir, supone que los materiales semi-permeables han sido colocados con un alto grado de compactación, con lo cual su compresibilidad es suficientemente baja, para garantizar el desarrollo de las presiones de poro que supone el trazo de dicha red de flujo. Esta condición se cumple normalmente con las prácticas actuales de compactación.

Efectos de los sismos. Se acepta comúnmente, sobre la base de la observación del comportamiento de presas ubicadas en zonas sísmicas, que las presas de tierra bien diseñadas y construidas conforme a los criterios que actualmente prevalecen son capaces de soportar los efectos de un sismo intenso sin sufrir daños de importancia. Sin embargo, el hecho de que hayan ocurrido algunas fallas asociadas a temblores amerita mencionar los efectos que origina la acción de los esfuerzos alternados y repetidos inducidos por el sismo.

a) Disminución del factor de seguridad contra deslizamiento, por las fuerzas horizontales de sismo que actúan sobre el prisma deslizante. Este efecto puede valorarse, en forma simplista, haciendo intervenir en el equilibrio de cada dovela, en el método Sueco, una fuerza horizontal actuando en la base de la dovela y cuya magnitud es, aW , siendo "a" el cociente entre la aceleración horizontal máxima del sismo, y la aceleración gravitacional, y "W" el peso de la dovela; esta fuerza se descompone en una normal que disminuye a la componente normal del peso de la dovela y otra tangencial que incrementa a la componente tangencial de W, con lo que el factor de seguridad queda expresado por:

$$FS = \frac{\sum (N - \Delta N_s) \tan \phi + cL}{\sum (T + \Delta T_s)} \dots \dots \dots (81)$$

En ausencia de información relativa a las aceleraciones máximas registradas en un sitio particular, es costumbre considerar una aceleración del sismo igual a 0.1 g, y en lugares de alta sismicidad hasta 0.2 g. Se acepta que el factor de seguridad así calculado no deba ser menor de 1.3. Este criterio se considera adecuado para aquellos casos en los que intervienen materiales permeables o semi-permeables y es ligeramente conservador para materiales arcillosos.

En las presas de sección mixta, cuyos respaldos están formados de materiales puramente friccionantes, de los cuales depende en gran parte la estabilidad, el ángulo del talud tiende a disminuir, hasta hacerse estable; bajo la acción de un temblor, el ángulo estable es siempre menor que el ángulo de fricción interna del material. Siguiendo las ideas básicas de Coulomb al estudiar el equilibrio de un cuerpo sobre un plano inclinado, sujeto a su propio peso y a la acción de una fuerza horizontal de valor aW , es fácil llegar a la conclusión de que la pendiente del talud, para cualquier valor del factor de seguridad, debe valer:

$$\cot \beta = \frac{a \tan \phi + FS}{\tan \phi - a FS} \dots \dots \dots (82)$$

en la que:

β = ángulo de inclinación del talud.

α = coeficiente sísmico.

ϕ = ángulo de fricción interna del material del talud.

FS = factor de seguridad; no menor de 1.3.

Esta expresión corresponde, con suficiente aproximación, al comportamiento observado en materiales granulares, muy permeables y compactos, durante los sismos del Sur de Chile, en mayo de 1960 y con el caso de la presa Cogoti, construida de enrocamiento, con altura de 74 m, en el mismo país, la cual sólo sufrió ligeros acomodamientos después de un fuerte sismo (aceleración estimada = 0.2 g) en 1943.

b) Los materiales granulares mal compactados y los enrocamientos formados por rocas de baja calidad o muy contaminadas de finos que no fueron lavadas con chiflón antes de o durante la construcción, son capaces de producir fuertes asentamientos a causa de un temblor, los cuales pueden traducirse en agrietamientos importantes del elemento impermeable. Es por ello recomendable la compactación de los respaldos de grava y arena mediante rodillo vibratorio, y el lavado de aquellas rocas que contengan exceso de finos, antes de colocarlas en el enrocamiento. Esta precaución no es necesaria cuando se tienen rocas duras y limpias.

c) Cuando en el cuerpo o la cimentación de la presa intervienen arenas finas uniformes o limos no plásticos, en estado suelto y saturados, el sismo llega a producir la falla por licuación, que se describe en seguida.

5. FALLAS POR LICUACION

A diferencia de la falla por deslizamiento, en la que el talud se desplaza como un cuerpo más o menos rígido, a lo largo de una superficie, sea ésta una curva continua, una plana o combinación de ambas, y moviéndose una distancia relativamente corta, la llamada falla por flujo se presenta extendiéndose el

material sobre un área grande y adoptando finalmente taludes irregulares que llegan a tener pendientes mayores de 10:1, o casi horizontales en ocasiones; el material se comporta temporalmente como un líquido. Tal comportamiento es típico de materiales finos, no cohesivos, de estructura suelta y saturado; en esta categoría caen las arenas finas uniformes, los limos no plásticos o de plasticidad baja y las mezclas de ambos. Las arenas cuyo diámetro efectivo D_{10} , es menor de 0.1 mm y coeficiente de uniformidad menor de 5, y los limos que tienen un índice de plasticidad menor de 6, constituyen suelos sumamente peligrosos cuando forman parte de la cortina o la cimentación de una presa de tierra. Es importante agregar que este tipo de falla está frecuentemente asociado a la acción de esfuerzos repentinos, como temblores, explosiones o movimiento rápido de alguna zona de la cimentación.

Aun cuando la falla por flujo ha sido poco frecuente en los últimos años, probablemente a consecuencia del mejoramiento de las técnicas y el equipo para compactar los terraplenes, su estudio sigue siendo importante para prevenirla, cuando es inevitable emplear en la cimentación o en el cuerpo de la presa materiales susceptibles a este tipo de falla.

La falla por flujo tiene su origen en el fenómeno de la "licuación", el cual puede describirse como la pérdida total de la resistencia al corte, a consecuencia del desplazamiento brusco de la estructura granular suelta, bajo la acción de esfuerzos cortantes impuestos cuando el material está saturado; dicho desplazamiento da lugar a la formación de una suspensión concentrada de suelo en agua, que carece temporalmente de resistencia. El mecanismo de este fenómeno se entiende mejor estudiando el comportamiento de las arenas finas y uniformes bajo la acción de los esfuerzos cortantes en una cámara triaxial. No obstante que todos los intentos hechos hasta el presente para reproducir el fenómeno en este tipo de aparato han fracasado, la observación de las deformaciones volumétricas de los especímenes de suelos son de utilidad.

Al someter un espécimen de arena suelta, con su máxima relación de vacíos y saturado, a una prueba triaxial lenta, se observa que, al aplicar la presión confinante de la cámara el suelo se comprime, expulsando agua hasta quedar totalmente consolidado bajo esa presión; al iniciar la aplicación de la carga

axial en incrementos, se observa que, con cada incremento de ésta, el volumen del espécimen se reduce en decrementos correspondientes, hasta alcanzar la falla; Fig. 58. En cambio, si se trata de una probeta compactada previamente hasta su mínima relación de vacíos, se notará una ligera compresión bajo la presión de la cámara; pero, durante el proceso de falla por corte, el volumen del suelo aumenta, como lo muestra la Fig. 58. Existe un valor intermedio de la relación de vacíos, llamada "relación de vacíos crítica", para el cual la deformación volumétrica del espécimen es nula. El valor de c_v para una misma arena no es constante, sino que depende de la presión confinante, disminuyendo a medida que ésta aumenta. Este comportamiento sugiere que, si se tiene una gran masa de arena fina o limo, de estructura suelta y saturada, la aplicación de esfuerzos cortantes repentinos producirá una tendencia a disminuir su volumen; pero en presencia de agua, esa tendencia se traducirá en un rápido incremento de la presión de poro y la consiguiente disminución de la presión efectiva; si el aumento de la primera es suficientemente grande para anular a la segunda, las partículas de suelo quedarán en suspensión temporalmente, hasta en tanto no se disipe suficientemente la presión de poro para volver a poner las partículas en contacto. Sobre la base de este mecanismo, se concluye que, si la relación de vacíos natural es suficientemente baja, esta tendencia a la licuación no existe, ya que, cualquier esfuerzo cortante que se aplique a la masa de suelo compacto producirá una tendencia a expandirse y una presión de poro negativa, que aumenta temporalmente la resistencia al corte. Por otra parte, a medida que la relación de vacíos natural va siendo menor que la que corresponde al estado más suelto, el grado de riesgo va disminuyendo; es decir, se requieren deformaciones cada vez mayores para producir la licuación. La condición a partir de la cual no existe riesgo es actualmente impredecible sobre la base de ensayos de laboratorio. Sin embargo, sobre la base de la experiencia obtenida a través de la observación de fallas de este tipo ocurridas en el campo* se sabe que es muy poco probable que se produzca la licuación en arenas cuya compacidad relativa sea mayor de 50%; de aquí que, para los materiales granulares se especifique colocarlos en el terraplén con una compacidad relativa mayor o igual a 70%; la cual se logra,

* Terzaghi and Peck. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. J. Wiley.

con cierta facilidad, mediante el empleo de rodillos vibratorios, del tipo neumático o liso, o bien, con el simple paso de un tractor de orugas, pesado, transitando a alta velocidad, sobre capas de 15 a 20 cm de espesor.

Durante algunos años se pensó que, el riesgo de licuación de una masa de arena podía considerarse nulo, si su relación de vacío natural era menor que la crítica; pero, en la actualidad se sabe que este criterio no siempre garantiza buenos resultados. Por tal razón, el diseñador debe decidir sobre este particular, basándose en la experiencia reportada por varios investigadores, que el Dr. A. Casagrande resume en su artículo "Notas sobre diseño de presas de tierra",* del cual se transcriben los siguientes párrafos:

"Basado en los estudios del deslizamiento de la presa Fort Peck, de los deslizamientos por flujo en la provincia de Zeeland, Holanda, y de los recientes deslizamientos de los bordos del río Mississippi, considero que las siguientes conclusiones son evidentes:

1. La porosidad de las arenas finas de depósitos fluviales puede variar considerablemente dentro del mismo estrato, encontrándose desde la arena suelta, susceptible de licuarse, hasta la arena de mediana compacidad que no se licua con ninguna perturbación.

2. No hay un límite preciso entre los rangos de porosidad para los cuales una arena es o no susceptible de licuarse. Parece que hay un rango de porosidad dentro del cual el grado de sensibilidad de una arena a la licuación aumenta gradualmente de no sensitiva a extremadamente sensitiva. La sensibilidad puede, tal vez, expresarse mejor por la magnitud de la deformación unitaria necesaria para transmitir la mayor parte de los esfuerzos efectivos de los granos al agua. Las arenas finas, uniformes, saturadas y en estado muy suelto, así como los depósitos de polvo de roca (limos no plásticos), pueden licuarse a consecuencia de un golpe o una vibración, que producen una deformación muy pequeña. Sin embargo, las arenas de río sueltas, que son potencialmente susceptibles a la licuación, parece

* Contribuciones de la Mecánica de Suelos al Diseño y Construcción de Presas de Tierra. S.R.H. México, 1954.

que requieren fuertes deformaciones para que su resistencia disminuya al grado de producir el deslizamiento.

3. La rapidez con que se licua una masa de arena depende de la manera como se desarrollen las deformaciones en su interior. Si las deformaciones afectan simultáneamente a un gran volumen de arena, el deslizamiento ocurrirá rápidamente y terminará en unos cuantos minutos; pero si las deformaciones críticas se desarrollan paulatinamente, de manera que en un momento dado, solamente un pequeño volumen de arena está licuado, el deslizamiento progresará lentamente, y puede continuar por varias horas, dependiendo de la masa total afectada*.

"En la tabla A, he intentado clasificar la sensibilidad de los suelos a la licuación, y he incluido alguna información pertinente para ilustrar los tres tipos. En seguida se presenta un estudio complementario de los deslizamientos mencionados, con objeto de exponer las diferencias características, de cada uno de ellos."

Tabla A. Fallas por flujo del material.

| DESCRIPCIÓN DE LOS SUELOS A LOS QUE SE APLICA | TIPO DE FALLO POR FLUJO DEL MATERIAL | CAMPO DE LA RESISTENCIA RESIDUAL PARA EL CASO DE FALLO | CAUSAS Y EFECTOS DE LA FALLO POR FLUJO | EJEMPLOS DE FALLO POR FLUJO |
|---|---|---|---|--|
| Arena arenosa
"Tipo A" | Arena en condiciones muy sueltas (como de riego, canchales) | Pequeñas deformaciones, de las que se produce un gran licuado y expulsión de agua, que puede ser por flujo. | Este tipo de licuado (movimiento). | Falla de cimentación de la presa de Fort Peck, en la zona (1910). Licuado de arena en las cimentaciones de la presa. |
| Arena arenosa
"Tipo B" | Arenas de río, por lo general (como) | Grandes deformaciones, de las que se produce un gran licuado y expulsión de agua, que puede ser por flujo. | Este tipo de licuado (movimiento). | Arenas de Fort Peck y arena de río en la cimentación y arena de río en las cimentaciones de la presa de la zona. |
| Arena arenosa
"Tipo C" | Arenas de río, por lo general, limas y arcillas arenosas, que pueden ser por flujo. | Grandes deformaciones, de las que se produce un gran licuado y expulsión de agua, que puede ser por flujo. | Licuación progresiva de la arena, que puede ser por flujo, que puede ser por flujo. | Falla de la zona del licuado, falla en la zona de licuado, falla en la zona de licuado. |

* En algunos de los casos mencionados, por ejemplo, en una falla catastrófica, ocurre un gran licuado de arena, que cubre, total o parcialmente, una gran zona de licuado de las capas de arena, y de las arenas superficiales.

"Durante la construcción de la presa Fort Peck, la insuficiente resistencia de la pizarra produjo deformaciones en el estrato de arena de la cimentación que se encuentra sobre la pizarra, las deformaciones se transmitieron a una parte de la sección de aguas arriba, formada por arena colocada hidráulicamente. Desde varios días antes de la falla, las cuadrillas de mantenimiento observaron movimientos de las vías que se encontraban dentro del área del talud de aguas arriba, que falló. Estas deformaciones, probablemente, transmitieron parte de los esfuerzos intergranulares al agua de los poros, ocasionando así una pérdida de resistencia al esfuerzo cortante dentro de la porción afectada de la cortina y en el estrato de arena subyacente. Esto, a su vez, aumentó los esfuerzos cortantes dentro de la cimentación, y la combinación de ambos efectos hizo fallar las capas de bentonita que se encuentran dentro de la pizarra, produciéndose, finalmente, la licuación de una gran masa de arena saturada de la cortina y de la cimentación. Yo considero que la arena sufrió una fuerte deformación antes de la licuación, y que, si la roca subyacente hubiera sido suficientemente resistente para soportar los esfuerzos cortantes con una insignificante deformación, no se habría producido la licuación de la arena. Por otra parte, creo que si la arena hubiese estado en una condición suficientemente densa para garantizar seguridad contra licuación, la falla local de la pizarra no se habría traducido en una falla catastrófica de una gran parte de la presa."

"Mis puntos de vista actuales (1950) se resumen como sigue: los depósitos de arena fina uniforme son susceptibles de licuarse, pero solamente si se les somete a grandes deformaciones como las que resultan del aumento de la inclinación de los taludes, o de la falla de estratos subyacentes débiles. Esta conclusión es muy importante, particularmente en el diseño de presas de tierra sobre cimentaciones constituidas por arenas de río."

En cuanto al comportamiento de los limos gruesos y uniformes, puede decirse que la susceptibilidad a licuarse disminuye también a medida que su compactación aumenta; sin embargo, grandes fallas por flujo han ocurrido en el Sur de Chile* en limos glacio-lacustres, consolidados y confinados por

* E. Tarré G. Comportamiento de los Suelos ante los Sismos del Sur de Chile. II Congreso Panamericano de la Industria de la Construcción, México, D. F., 1950.

una carga de 80 m de relleno, a consecuencia de un sismo de gran intensidad y larga duración.

Por otra parte, observando el comportamiento de 115 presas de tierra construidas en México,* por la S.R.H., en las cuales se han empleado una gran diversidad de materiales, incluyendo algunos que se consideran de alta susceptibilidad a la licuación, se concluye que, la buena compactación de los materiales es un medio eficaz para disminuir el riesgo, ya que no se ha presentado ninguna falla de este tipo. No obstante, cabe aclarar que, en la mayoría de los casos en que intervinieron estos materiales, se les empleó en un corazón impermeable, relativamente angosto (taludes de 0.75:1 o menores) y protegido por importantes respaldos de enrocamiento u otros materiales permeables, capaces de garantizar la estabilidad de la presa en caso de licuación. Existen algunos casos en los que la presa descansa sobre depósitos de arena fina o de limo, de baja compactación, en los que, a pesar de haber ocurrido asentamientos bruscos y agrietamiento durante el primer llenado, no se ha presentado falla por flujo.

Recomendaciones para prevenir la falla por flujo

Sobre la base de la discusión precedente, se pueden establecer las siguientes normas para prevenir la falla de una presa de tierra a consecuencia de la licuación de los materiales que en ella intervienen:

a) Los suelos exhiben una diferente susceptibilidad a la licuación; corresponde la máxima a los limos gruesos y a las arenas finas, uniformes y de granos redondeados; las arenas gruesas y las gravas, por una parte, y las arcillas de mediana y alta plasticidad, por la otra, no son susceptibles de licuarse, excepto cuando se trata de depósitos naturales de arcillas de muy alta sensibilidad; véase el cuadro de clasificación, Tabla IV.

* R. J. Marshall y E. Tamen G. Diseño y Construcción de Presas de Tierra en México, V Congreso de Grandes Presas, París, 1953, reproducido en "Contribuciones de la Mecánica de Suelos, al diseño de presas de tierra", S.R.H., 1956. Presas de Tierra en México: I Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones, México, 1957.

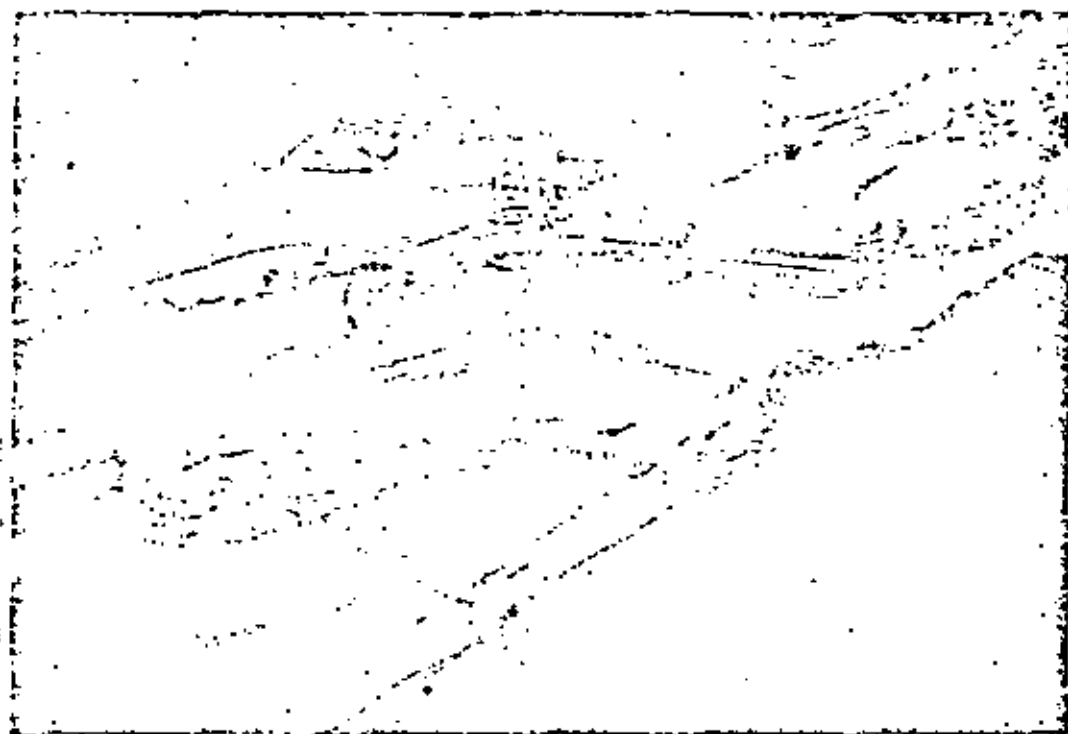
b) Todos los materiales de la cortina deben colocarse con una buena compactación; $\gamma_r = 95\%$ del peso óptimo (norma SP.H) para los suelos impermeables o semi-permeables y compactación relativa mínima de 70% para los materiales permeables.

c) En presas de sección homogénea no deberán emplearse suelos de alta susceptibilidad a la licuación, especialmente en sitios con cimentación blanda o en zonas telúricas, hasta en tanto no se disponga de procedimientos dignos de confianza para predecir el grado de riesgo. Si no se dispone de otro material impermeable se le podrá emplear en un corazón esbelto, con taludes menores de 0.6:1 protegido por respaldos de grava y arena o de enrocamiento y rezaga, con taludes exteriores de 2:1 o mayores, para garantizar que los respaldos sean capaces de soportar el empuje hidrostático, en caso de que el corazón se licue. El factor de seguridad puede estimarse con el método de Gilboy,** para presas de relleno hidráulico.

d) Es admisible desplantar una presa de tierra sobre depósitos fluviales de arena fina, cuya compactación relativa natural sea mayor de 50% o sobre limos compactos, siempre que no exista el riesgo de sismos o mantos blandos en la cimentación. En caso contrario la compactación de la arena no deberá ser menor de 70%. En zonas de fuerte sismicidad (temblores de intensidad 8, Mercalli modificada) las cimentaciones que contengan depósitos de limo no plástico, aun cuando sean compactos, constituyen un grave peligro al ser saturados; por lo que es preferible eliminarlos del sitio mediante excavación, si esto no es económicamente posible, es recomendable cambiar la presa a otro sitio más favorable.

e) Pueden emplearse materiales de alta susceptibilidad, sin confinamiento, en zonas de la cortina que no estén sujetas a saturación, como se ve en la Fig. 25 (c), (e) y (d); pero debe prestarse especial atención al control de su compactación durante la construcción.

** G. Gilboy, *Normas de las Presas de Relleno Hidráulico*, Contribuciones de la Mecánica de Suelos, S.R.H., México.



281

PRESA ESTEBAN BACA CALDERON
 (LAS GAVIOTAS)
 NAYARIT



LOCALIZACION

1976

El proyecto de Rehabilitación y Ampliación del Distrito de Riego del Bajo Río Ameca se llevó a cabo para desarrollar la región comprendida en el Valle de Banderas, Municipio de Compostela del estado de Nayarit y parte de los Municipios de San Esteban y Puerto Vallarta del estado de Jalisco, que se localizan en ambas márgenes del río.

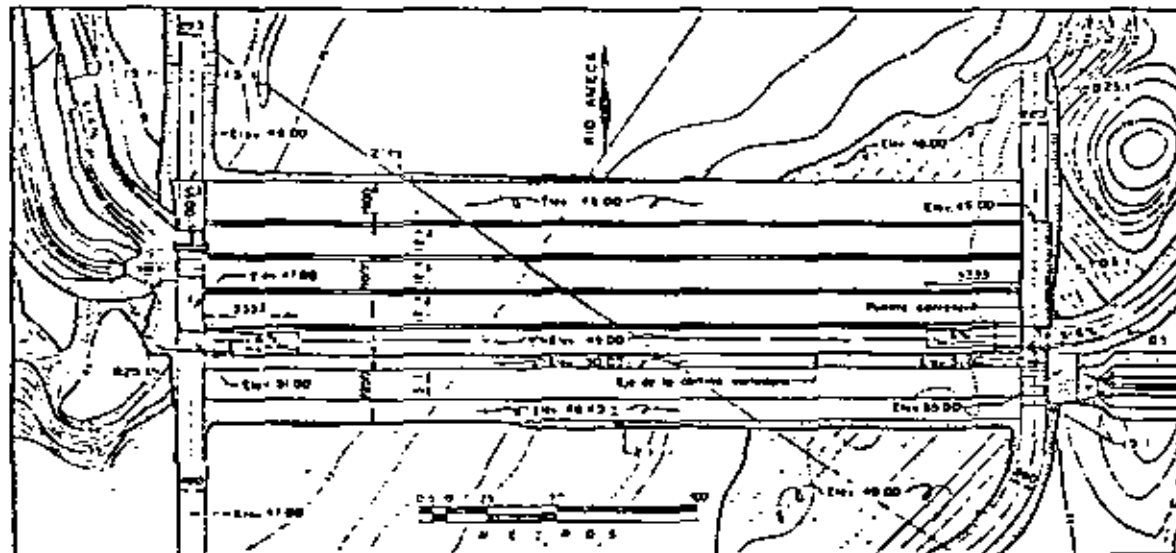
En el año de 1958 la Secretaría de Recursos Hidráulicos atendiendo a las necesidades urgentes de los campesinos del lugar, inició los trabajos necesarios para abrir al cultivo 2500 ha. aprovechando los escurrimientos de estiaje del río Ameca, mediante una toma directa al río, en el poblado de Colomo, Nayarit.

La operación de este sistema resultaba complicado y poco eficiente, ya que

era necesario construir bordos de encauzamiento en estiaje y de protección en avenidas. Anualmente estas obras se perdían por las crecientes del río, siendo necesario reponerlas antes de las épocas de riego para derivar el caudal destinado a la irrigación.

Por otro lado, el sistema de conducción consistente en canales de tierra presentaba serias dificultades para su operación, debido al azolvamiento, erosiones y vegetación que aunados a una conservación deficiente del distrito, únicamente se beneficiaban 870 ha. de las 2500 planeadas.

Ante esta situación la Secretaría de Recursos Hidráulicos realizó en 1964 el proyecto de Rehabilitación y Ampliación de la zona del Bajo Río Ameca, consistente en la construcción de la presa derivadora "Esteban Baca Cal-



PLANTA

derón", para riego de 8500 ha. en ambas márgenes del río, perteneciendo 7000 ha. al estado de Nayarit para beneficio de 24500 habitantes y 1500 al estado de Jalisco para beneficiar a 4100 habitantes.

Características de la Presa Derivadora

Localización.- Sobre el río Ameca, en el sitio denominado Las Gaviotas, a 35 Km de su desembocadura al Océano Pacífico y a 4 Km aguas arriba del poblado El Colomo, Nayarit.

Coordenadas geográficas: Latitud N20° 48', Longitud W 105° 12'
Elevación lecho del cauce 46.00 m.

Cuenca.- El río Ameca, límite natural en parte de los estados de Jalisco y Nayarit, en su recorrido recibe varias corrientes tributarias, siendo las principales los ríos Ahualulco, Atenguillo, Ahuacatlán y Mascota. Hasta su desembocadura al Océano Pacífico en la Bahía de Banderas, drena una área de cuenca de 12214 Km².

Función.- Deriva las aguas del río Ameca para el riego de 8500 ha. en el Distrito de Riego del Bajo río Ameca.

Avenida de diseño.- Se consideró un gasto máximo de 4000 m³/seg. de acuerdo con el régimen de la corriente.

DESCRIPCION DE ESTRUCTURAS

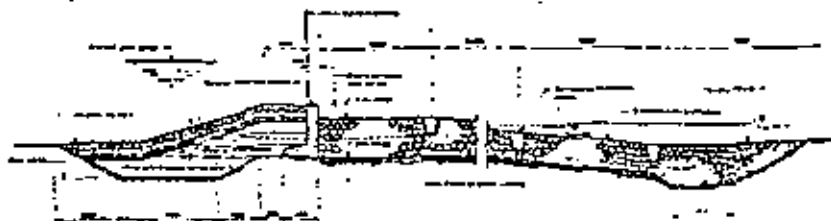
CORTINA

De acuerdo a los materiales de construcción, es de enrocamiento, con geometría de tipo "Indio", desplantada totalmente sobre los materiales de acarreo del río. En cuanto a su funcionamiento, es vertedora y transitable en épocas de estiaje para lo cual cuenta con rampas de acceso en ambas márgenes.

El paramento de aguas arriba está formado por un corazón de material arcilloso desplantado en trinchera, confinado por un filtro de grava y arena y una chapa de enrocamiento de 1.00 m de espesor que protege ambos materiales.

Para impermeabilizar la sección, se tiene un muro de concreto simple cuyo trazo coincide con el eje de la cortina, sobre el que se recargan los materiales de ambos paramentos.

El paramento de aguas abajo está formado con enrocamiento acomodado, desplantado sobre un filtro de grava y arena que evita la fuga de finos de la cimentación. Además para su protección, en el enrocamiento se colaron en



SECCION CORTINA

Las coronas longitudinales de concreto simple. En el extremo de aguas arriba se cierra el paramento con una trinchera profunda rellena con roca ripada y protege contra erosiones.

Las características geométricas son las que se indican a continuación:

| | |
|----------------------------------|----------|
| Longitud de corona | 322.00 m |
| Altura máxima desde el desplante | 6.50 m |
| Talud aguas arriba | 3:1 |
| Talud aguas abajo | 12:1 |

OBRAS DE TOMA

Margen derecha.- Es una estructura de concreto reforzado que forma 3 vanos para alojar el mismo número de compuertas deslizantes de 1.22m x 1.22m que controlan el paso del agua a conductos de concreto reforzado que descargan al canal principal.

La capacidad de esta estructura es de $8 \text{ m}^3/\text{seg}$.

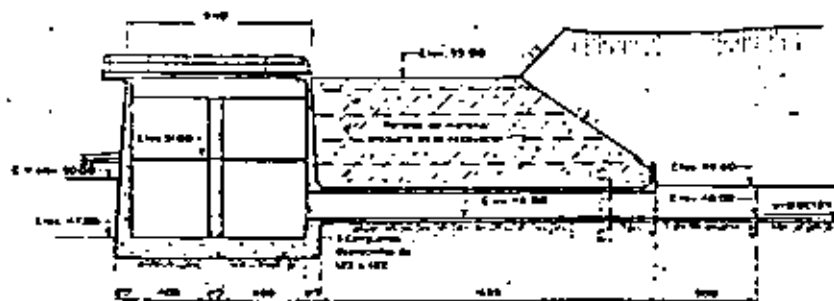
Margen izquierda.- Es del mismo tipo de la derecha, tiene 3 compuertas deslizantes de 1.22m x 1.22m alojadas en los vanos formados por la estructura de concreto reforzado, que controlan el paso del agua a conductos también de concreto reforzado, que descargan al canal principal.

La capacidad de esta estructura es de $2 \text{ m}^3/\text{seg}$.

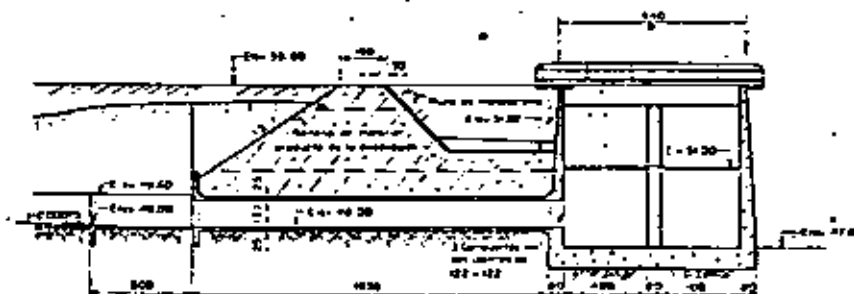
DESARENADORES

Margen derecha.- Consiste en una estructura de concreto reforzado que forma 2 vanos para alojar compuertas radiales de 4.00 m x 3.00 m que se operan desde un puente de maniobras localizado en la corona de las pilas.

Margen izquierda.- Igualmente, es una estructura de concreto reforzado que forma 2 vanos para alojar compuertas radiales de 4.00 m x 3.00 m que se operan desde un puente de maniobras localizado en la corona de las pilas.



OBRA DE TOMA M. IZQUIERDA

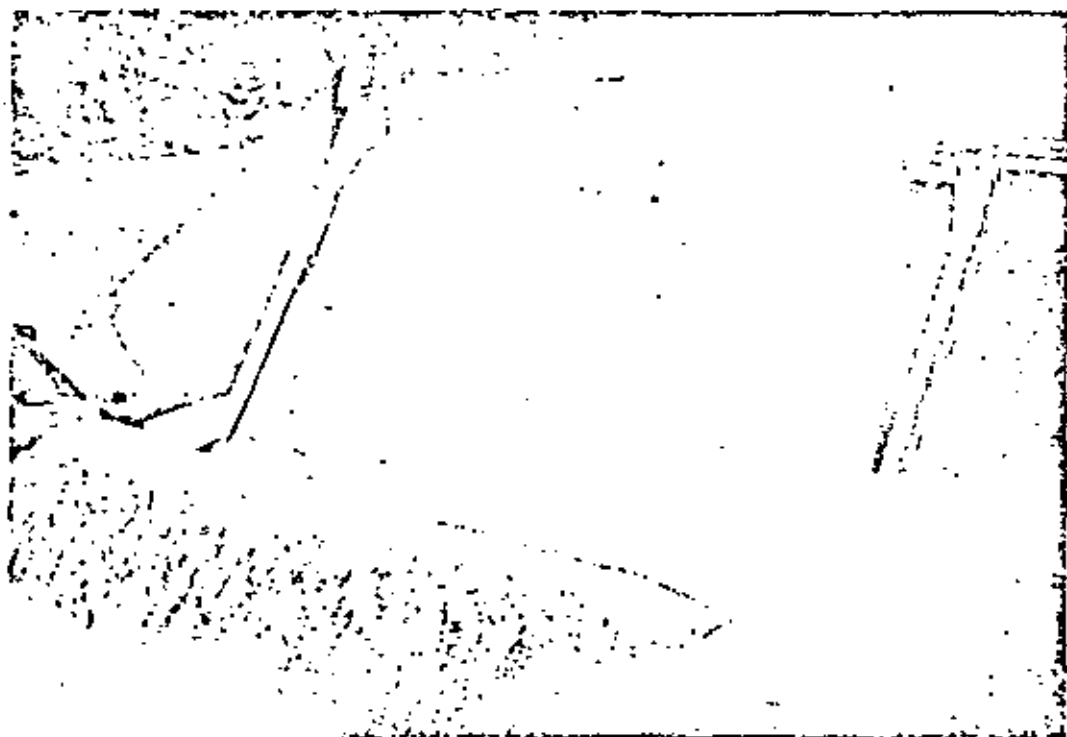


OBRA DE TOMA M. DERECHA



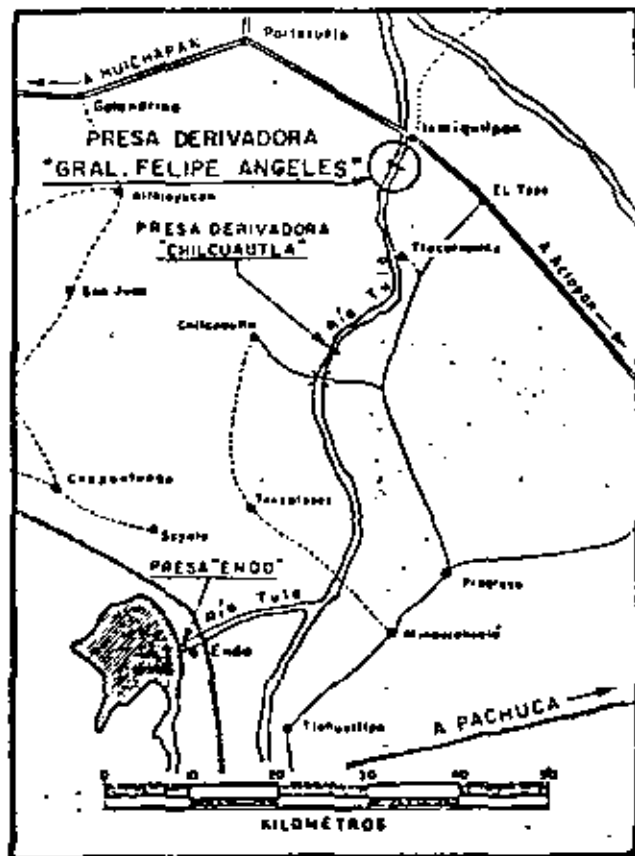
DESARENADOR M. IZQUIERDA

DESARENADOR M. DERECHA



283

PRESA GRAL. FELIPE ANGELES
 (EL RECODO)
 HIDALGO



LOCALIZACION

1969

Generalidades

Para beneficiar con riego a 3500 ha. pertenecientes al Distrito de Riego No. 03, en los valles de Tasquillo y López Rayón del Municipio de Ixmiquilpan en el Estado de Hidalgo, se aprovechan las aguas del río Tula mediante la presa derivadora "Gral. Felipe Angeles" en la boquilla denominada "El Recordo".

De diversas alternativas estudiadas para el proyecto de la presa, se llegó a la conclusión de que una cortina de mampostería era la mejor solución al problema que se planteaba.

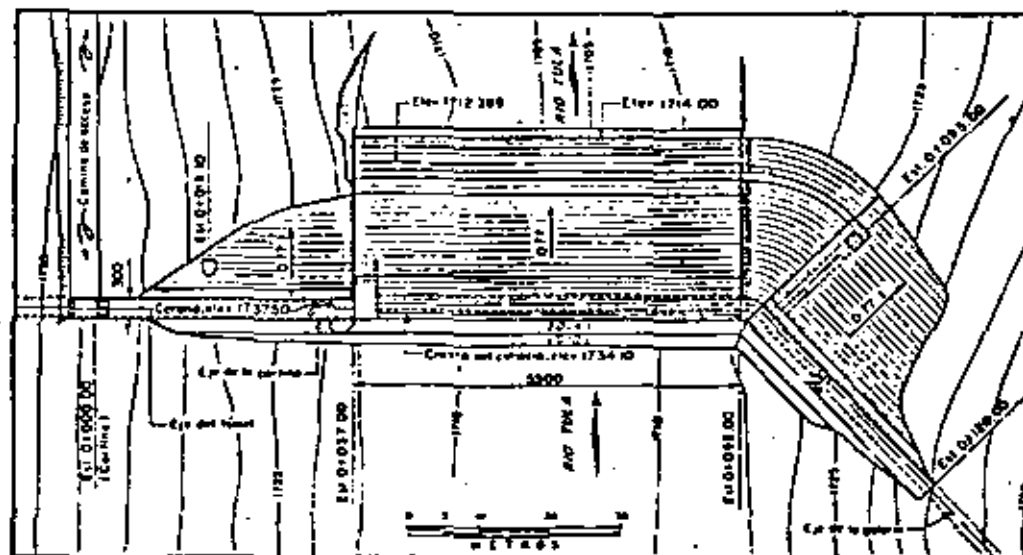
La Obra de Toma de la presa se localiza en la margen izquierda; conduce las aguas por un túnel de sección herradura, revestido de concreto y mampostería de 1600 m. de longitud, con capacidad de $4 \text{ m}^3/\text{seg.}$, destinados a la zona de riego que está localizada en una faja adyacente a la margen izquierda del río Tula, que se inicia aproximadamente a 4 Km. al poniente de la

población de Ixmiquilpan y llega hasta el poblado de Tasquilla.

La zona de riego está constituida por suelos que fueron depositados en un medio ambiente lacustre, que se encontraban intemperizados superficialmente por efectos meteorológicos, pero que con el riego dan magníficos resultados para el cultivo.

La boquilla está labrada en una formación pórfido andesítica de origen ígneo extrusivo, que presenta características favorables para el desplante de la cortina de mampostería.

El clima que predomina en la región, de acuerdo con la clasificación de Thornthwaite es CdB'a, subhúmedo, vegetación pastal, humedad deficiente en todas las estaciones, mesotérmico, concentración en el verano entre 25 y 34 %.



PLANTA

La temperatura media anual es de 17.27° C, con máximas de 28° C en los meses de junio y julio, y mínimas de 14° C en los meses de diciembre y enero.

La precipitación acumulada anual es de 573.5 mm, y se presenta entre mayo y octubre.

Características de la Presa Derivadora

Localización.- La boquilla "El Recodo" sobre el río Tula se encuentra a unos 5 Km aguas arriba de la población de Ixmiquilpan, Hgo.

Coordenadas geográficas: Latitud N 20° 27', Longitud W 99° 13',
Elevación lecho del cauce 1705.00 m.

Cuenca.- El área de la cuenca queda limitada al tramo que se tiene entre esta presa y la presa derivadora "Chilcuautla" ubicada unos 15 Km aguas arriba en el mismo río Tula.

Función.- Esta presa deriva los escurrimientos del río Tula, controlados en la presa de almacenamiento "Endó", situada 50 km aguas arriba, previo paso por la derivadora "Chilcuautla".

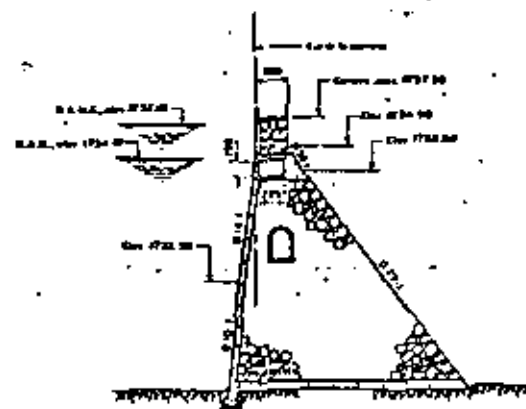
Avenida máxima.- La avenida máxima registrada fue de 535 m³/seg. en el año de 1941, antes que fuera construida la presa "Endó", que ahora regulariza gran parte de las avenidas. El vertedor tiene una capacidad de 600 m³/seg.

DESCRIPCION DE ESTRUCTURAS

CORTINA

Se trata de una estructura tipo sección gravedad de mampostería, con tramo central vertedor que en su descarga remata con una cubeta deflectora.

El trazo del eje de la cortina en planta comprende dos tramos rectos, uno que ocupa la margen izquierda y el cauce del río, es prácticamente normal a la corriente e incluye la obra de toma, el desarenador y la sección vertedora; el otro tramo de cortina en la margen derecha, se inicia en una sección inmediata al vertedor con una deflexión de 47° 15' hacia aguas arriba, hasta empotrar en la ladera.



SECCION CORTINA

Características geométricas son:

| | |
|----------------------------------|-----------------|
| Longitud de corona | 128.00 m |
| Altura máxima desde el desplante | 33.50 m |
| Talud aguas arriba | 0.14:1 y 0.10:1 |
| Taludes aguas abajo | 0.55:1 y 0.77:1 |

OBRA DE TOMA

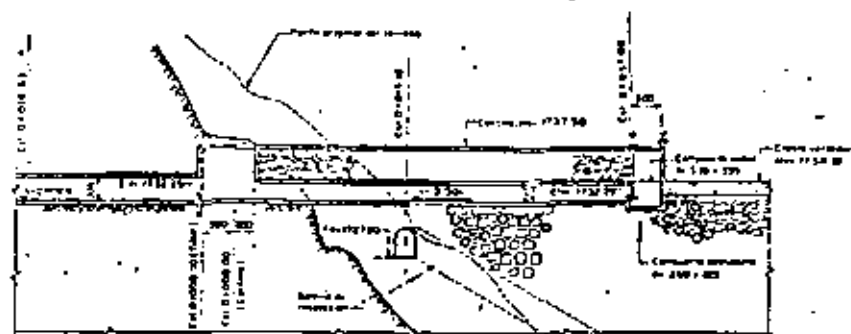
La obra de toma se encuentra ubicada en la margen izquierda de la cortina, y está integrada a ésta mediante un conducto de sección rectangular, de concreto reforzado de 2.25 m de ancho por 1.50 m de alto, que pasando a través de la sección de la cortina comunica con el túnel de conducción.

La capacidad de la obra de toma es de $4.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$ y el control se efectúa mediante la operación de una compuerta deslizante, también de 2.25 m de ancho por 1.50 m de alto.

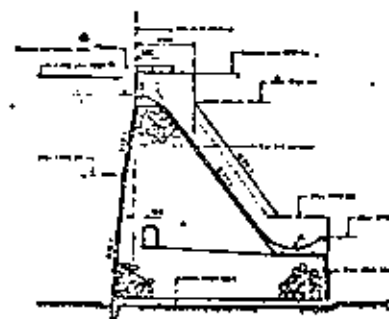
DÉSARENADOR

El desarenador consiste esencialmente en una estructura de concreto reforzado, que en su plantilla se adapta a la geometría de la sección de la cortina y forma parte integrante de ésta, dispone de una pastilla de concreto para formar un orificio de 3.00 m de ancho por 3.55 m de alto, controlado mediante la operación de una compuerta radial de iguales dimensiones, con malacate elevador desde el puente sobre la estructura, que es prolongación de la corona de la cortina.

La capacidad de esta estructura es de $60 \text{ m}^3/\text{seg.}$

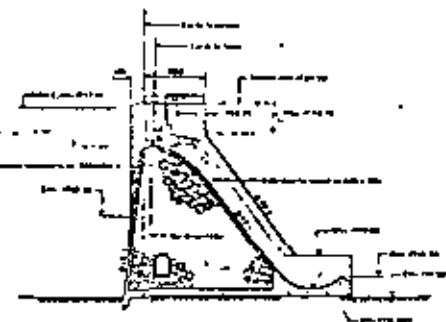


OBRA DE TOMA



SECCION VERTEDORA

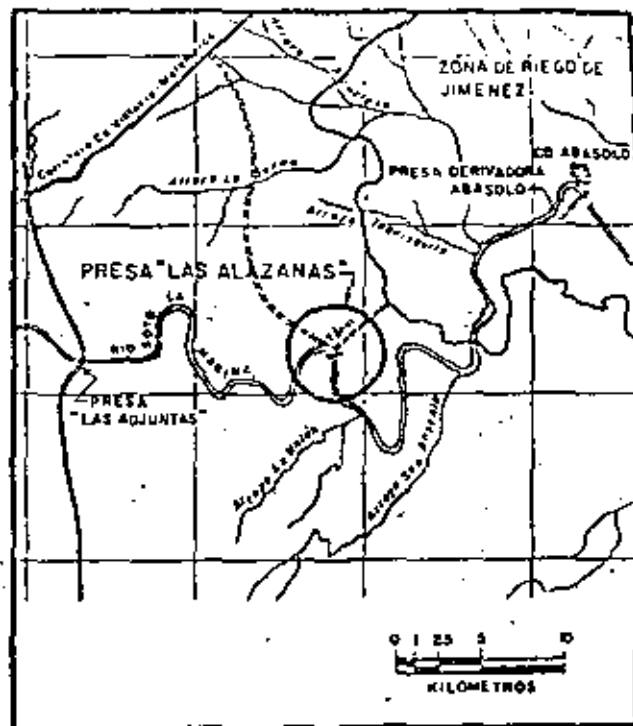
DÉSARENADOR





389

PRESA LA PATRIA ES PRIMERO
(LAS ALAZANAS)
TAMAULIPAS



LOCALIZACION

1971

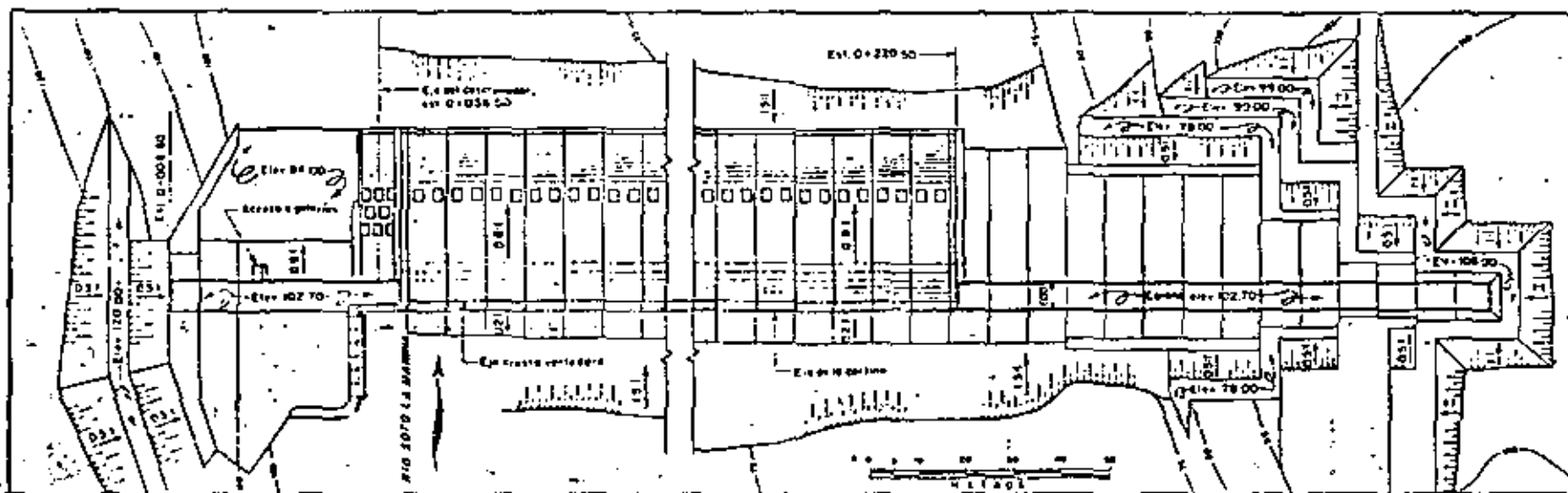
GENERALIDADES

En el Estado de Tamaulipas, entidad federativa localizada al noreste de la República Mexicana, están comprendidas 3 regiones hidrográficas correspondientes a la Cuenca del Río Bravo, la del Golfo Norte y la Cuenca del Río Pánuco, siendo esta última la de mayor importancia por la cuantía de sus recursos hidráulicos. La región del Golfo Norte caracterizada por contar también con disponibilidad de agua y tierras propicias para el cultivo, permaneció durante largo tiempo con un ritmo lento en su desarrollo agropecuario, por limitaciones derivadas, de la carencia de obras de infraestructura hidráulica.

En 1965 la Secretaría de Recursos Hidráulicos se avocó a la realización de estudios de factibilidad enfocados a impulsar el desarrollo y progreso de las

zonas central y norte del Estado, por medio de un sistema de aprovechamientos hidráulicos denominada "Plan Hidráulico del Golfo" (PLHIGO), que permite controlar los escurrimientos torrenciales de los ríos de la región para conducirlos a zonas donde son escasos.

El sistema se programó realizarlo por etapas, iniciándose la primera en 1966 con la construcción de la presa de almacenamiento "Vicente Guerrero Con sumador de la Independencia" (Las Adjuntas) y de su derivadora "La Patria es Primero" (Las Alazanas), ambas sobre el río Soto La Marina. La presa de almacenamiento con capacidad de 5283 millones de m³ es de uso múltiple ya que además de beneficiar con riego a la zona costera de Tamaulipas controlar las avenidas que se generan hasta su sitio, podrá abastecer en el futuro a la Ciudad de Monterrey con gesto hasta de 5.00 m³/seg.



Para generar los beneficios contemplados en la primera etapa, se llevó a cabo la construcción de las obras de conducción y del Distrito de Riego, destacándose el túnel "Mariano Matamoros" de sección similar a la herradura, revestido de concreto en toda su longitud de 4200 m, el cual se origina en la presa derivadora y concluye en el Valle de Jiménez.

CARACTERISTICAS DE LA PRESA DERIVADORA

Localización.- Sobre el río Soto La Marina, en el sitio "Las Alazanas" que se ubica a 26 km aguas abajo de la presa de almacenamiento "Vicente Guerrero Consumador de la Independencia", en el Municipio de Padilla del Estado de

Tamaulipas.

Función.- Deriva las descargas controladas de la presa "Vicente Guerrero Consumador de la Independencia" hacia la zona de Riego de Soto La Marina, para beneficio de 42 000 ha.

Cuenca.- Es de poca magnitud, ya que la presa de almacenamiento del sistema controla los escurrimientos generados en la parte alta.

Gasto de diseño.- Se consideró un gasto máximo de $5,000 \text{ m}^3/\text{seg}$, integrado por la descarga máxima de la presa de almacenamiento ($3100 \text{ m}^3/\text{seg}$) y por su cuenca propia ($1900 \text{ m}^3/\text{seg}$).

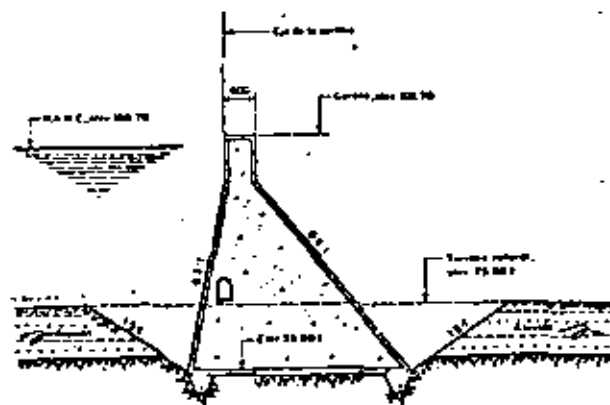
DESCRIPCION DE ESTRUCTURAS

CORTINA

Está construida en un estrechamiento del cañón de la Capilla, labrado en formaciones de calizas, que presentaron condiciones aceptables para la construcción de la cortina de tipo rígido de sección gravedad de concreto.

El tramo vertedor de 179.00 m de longitud, está localizado en la parte central del cauce y limitado en ambas márgenes con muros de concreto que encauzan las descargas hasta el pie de la estructura. El paramento de aguas arriba de talud 2:1 liga con la cresta vertedora mediante un cimacio parabólico, el cual en el lado de la descarga es tangente con la caída de talud 8:1 para rematar con una cubeta deflectora.

Lateralmente en ambas márgenes se localizan tramos de sección no ver-



SECCION CORTINA

sedora, con corona de 6.00 m de ancho y 7.70 m arriba de la cresta del vertedor. Los paramentos de la sección son rectos con taludes 0.2:1 y 0.8:1 aguas arriba y abajo respectivamente. La cimentación de la totalidad de la estructura se realizó en la roca sana de la formación, previa excavación del material aluvial de la corriente.

La capacidad de la estructura vertedora es de 5000 m³/seg.

Las características geométricas son las que se indican a continuación:

| | |
|------------------------------------|----------|
| Longitud de corona | 329.00 m |
| Altura máxima desde el desplante | 44.00 m |
| Longitud de la cresta del vertedor | 179.00 m |

OBRA DE TOMA

Se localiza en la margen izquierda y cuenta con seis compuertas metálicas deslizantes de 2.30 x 4.00 m, dos de las cuales corresponden al túnel Mariano Matamoros y las cuatro restantes, correspondientes al túnel No. 2, servirán para hacer extracciones futuras.

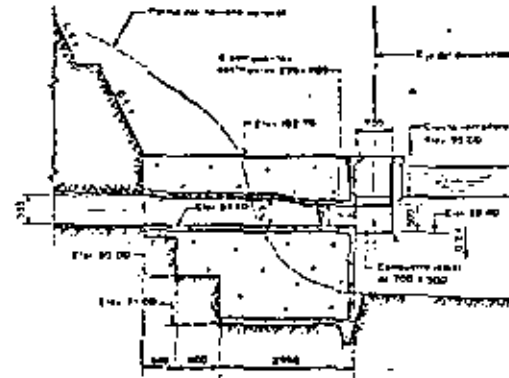
Capacidad actual de la estructura: 45 m³/seg.

Capacidad futura para el túnel No. 2: 105 m³/seg.

DESARENADOR

Se encuentra alojado en la margen izquierda; consiste en una estructura de concreto de sección vertedora, con un solo vano donde se instaló una compuerta radial de 7.00 m x 5.00 m.

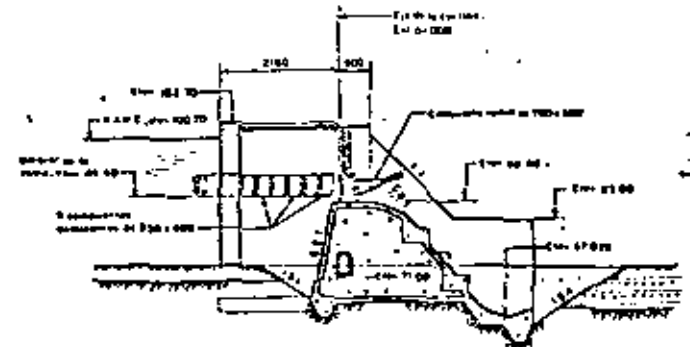
La capacidad de esta estructura es de: 245 m³/seg.



OBRA DE TOMA



SECCION VERTEDORA



DESARENADOR



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

V CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO.

HIDRAULICA TEORICA

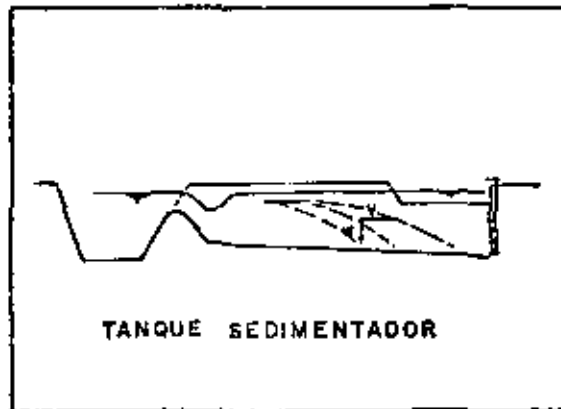
ING. JAIME EUCLIDES CAMARGO.
AGOSTO 1982

DISTRITO DE RIEGO DEL RIO AMECA, MAY.

REVISIÓN HIDRAULICA DE LA
ESTRUCTURA DECANTADORA

DISTRITO DE RIEGO DEL RIO AMECA, MAY.

REVISIÓN HIDRAULICA DE LA
ESTRUCTURA DECANTADORA



ESTUDIO REALIZADO POR:

* Víctor Ruiz Caro
** Ezequiel Álvarez Nojo

REVISADO POR:

** Jaime Camargo Hernández

SUBDIRECCIÓN DE INVESTIGACIÓN
Y DESARROLLO EXPERIMENTAL
DEPARTAMENTO DE HIDRAULICA

JULIO 1982

SUBDIRECCIÓN DE INVESTIGACIÓN
Y DESARROLLO EXPERIMENTAL
DEPARTAMENTO DE HIDRAULICA

JULIO 1982

* Jefes de Proyecto.
** Titular del Departamento

I N D I C E

1. ANTECEDENTES
2. FUNCIONAMIENTO DE LOS TANQUES SEDIMENTADORES²
 - 2.1 DERIVACION DEL GASTO
 - 2.2 FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DE LOS TANQUES SEDIMENTADORES
 - 2.3 OPERACION DE LA REPRESA
 - 2.4 FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO FLUVIAL DE LOS TANQUES SEDIMENTADORES
3. FUNCIONAMIENTO DEL CANAL TRANSPORTADOR
 - 3.1 CONSIDERACIONES
 - 3.2 FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO
4. FUNCIONAMIENTO DE LOS CANALES COLECTORES
5. FUNCIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA DE DESCARGA
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

12

1. ANTECEDENTES

Las aguas del Río Ameca en el Estado de Nayarit se aprovechan mediante la presa - derivadora Esteban Baca Calderón para regar 10 000 Ha de terreno, de las cuales - 2 000 Ha corresponden al Estado de Jalisco, formando de esta manera el Distrito - de Riego del Río Ameca, Nayarit y Jalisco; ver fig.1.1.

En el canal principal, margen derecha del río, estación 5+538.00 se encuentra un canal de llamada que conduce el agua a un cárcamo de bombeo cuya máxima extrac- ción, funcionando las seis bombas de que consta el equipo, es de 3.60 m³/s. Debi- do a que el embalse formado por la represa es muy pequeño, todo el material trans- portado por el río no se sedimenta completamente, ya que una parte de éste pasa - por la obra de toma a los canales principales, sedimentándose en los lugares don- de las velocidades son lo suficientemente bajas. Este efecto se ha presentado en el cárcamo de bombeo y puesto que parte del material depositado está formado por material cuyo tamaño le hace clasificarse dentro de las arenas y material limoso, esto ha traído como consecuencia un deterioro en el equipo de bombeo con los con- siguientes gastos ocasionados por las reparaciones y suspensión del servicio de - riego. Este problema se agudiza más en la época de lluvias.

12

Para evitar la entrada y deposición de material al cárcamo de bombeo se propuso - el proyecto de una estructura decantadora ubicada en la margen derecha del canal principal. La estructura decantadora está formada por tres tanques sedimentadores hacia los cuales se deriva una parte del gasto conducido por el canal principal. La derivación hacia los tanques sedimentadores se efectúa por medio de una abertura practicada en el talud del canal, de manera que se tiene una descarga lateral. La longitud total de la abertura es de 66.85 m, divididos en tres secciones, formando cada una un tanque sedimentador.

Aguas abajo del sitio de la derivación existe una represa formada por dos compuertas radiales, esta represa controlará el nivel del agua en el canal principal, a fin de proporcionar el gasto requerido aguas arriba. Después de haber pasado el agua por los tanques sedimentadores, por medio de unos canales colectores el agua es entregada a un canal transportador que la conduce finalmente al cárcamo de bombeo.

El material que se deposite en los tanques será desalojado por medio de la abertura de unas compuertas ubicadas en el extremo de ellos, aguas abajo, suponiendo que las altas velocidades inducidas al efectuar esta operación arrastrarán el material sedimentado. El agua con el material arrastrado serán conducidos por una tubería y un canal de nuevo hacia el río.

En este informe se presenta una revisión al funcionamiento hidráulico del conjunto que forma el proyecto de la estructura decantadora; a continuación se hace una -- breve descripción de lo realizado en el presente trabajo.

Capítulo 2 En este capítulo se presenta la derivación del gasto hacia los canales colectores suponiendo dos gastos de derivación; el funcionamiento que debe tener la represa ubicada aguas abajo y el funcionamiento hidráulico-Fluvial de los tanques sedimentadores.

Capítulos 3, 4 y 5 En estos capítulos se presentan los funcionamientos hidráulicos de las partes restantes que forman el proyecto de la estructura.

Capítulo 6 Finalmente se proponen en este capítulo las conclusiones y recomendaciones surgidas de los resultados previamente obtenidos.

(2)

Para efectuar esta revisión se utilizó la información siguiente:

| | |
|------------------|--|
| Plano 1101-C-207 | Estructura sedimentadora Km 0 + 000.00 a Km 0 + 198.07. Enero 1982. |
| Plano 1101-C-208 | Estructura sedimentadora Km 0 + 198.07 a Km 0 + 233.45. Enero 1982. |
| Plano 1101-C-209 | Estructura sedimentadora Km 0 + 233.45 a Km 0 + 266.89. Enero 1982. |
| Plano 1101-F-330 | Canal principal margen derecha represa puente vehículos, Km 5 + 597.408. Octubre 1974. |

2. FUNCIONAMIENTO DE LOS TANQUES SEDIMENTADORES

2.1 DERIVACION DEL GASTO HACIA LA ESTRUCTURA SEDIMENTADORA

Se supondrán dos gastos de derivación hacia la estructura sedimentadora: 3.6 y -- 1.2 m³/s para los siguientes gastos de operación o de entrada en el canal principal, ver tabla 2.1.

El problema de la derivación del gasto hacia la estructura sedimentadora puede -- ser tratado como un canal con flujo decreciente, caso tratado en las referencias 1 y 2.

El procedimiento seguido para atacar este problema se resume a continuación: cuando el flujo en el canal del que se va a derivar un cierto gasto es flujo subcrítico antes y después de la derivación, la carga que rige la descarga es la situada en el extremo aguas abajo de la abertura de derivación del canal, ver figura 2.1 en la que:

- Q_1 gasto de entrada o de ingreso en el canal principal.
- Q_2 gasto derivado

(3)

- Q_c gasto remanente o en exceso en el canal principal.
 h carga en el extremo aguas abajo de la abertura.

De evidencias experimentales se han obtenido las siguientes expresiones para el cálculo del gasto, en función de la carga h , para este tipo de vertedores (referencia 1).

Para crestas delgadas:

$$Q = 1.52 Lh^{3/2} + 0.00304 \left(\frac{L}{h}\right)^{1/2} \quad (2.1)$$

Para crestas intermedias y gruesas:

$$Q = 1.43 Lh^{3/2} + 0.00171 \left(\frac{L}{h}\right)^{1/2} \quad (2.2)$$

- L longitud de vertido, en m.
 h carga hidráulica en el extremo aguas abajo de la abertura, en m.

Para el caso en cuestión se aplicará la segunda expresión aunque los resultados obtenidos sean un poco mejores en relación con la primera. Teniendo en cuenta -- que la longitud "L" de vertido de la estructura es de 66.85 m y que los gastos por derivar son 3.6 y 1.20 m³/s se tienen los siguientes resultados, ver tabla -- 2.2.

Teniendo presente que "h" es la carga en el extremo aguas abajo del vertedor y -- que la cresta está a la elevación 45.92, la elevación de la superficie libre del agua en dicha parte será:

$$\begin{aligned} \text{Elev. } 45.92 + 0.112 &= 46.03 \text{ m para } Q = 3.60 \text{ m}^3/\text{s} \\ \text{Elev. } 45.92 + 0.052 &= 45.97 \text{ m para } Q = 1.20 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

En la tabla 2.3 se resumen las características hidráulicas en el comienzo de la derivación (estación 5 + 252.84) y al final (estación 5 + 321.65).

Para calcular el perfil de la superficie libre del agua en el canal se puede hacer uso de la ecuación que para el caso de flujo decreciente es de la forma (ref. 2).

(2)

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \frac{mcQ_c}{\rho g A^3}}{1 - \frac{mcQ_c^2}{\rho g A^3 D}} \quad (2.3)$$

- S_0 pendiente de la plantilla del canal
 S_f pendiente de fricción
 Q gasto en una sección
 Q_c gasto por unidad de longitud de la cresta vertedora
 A área hidráulica
 B ancho de la superficie libre del agua
 D profundidad hidráulica, $D = A/B$
 mc coeficiente de energía que considera la distribución no uniforme de velocidades. En la referencia 2 se menciona que el valor de dicho -- coeficiente puede ser cercano a 1.30 en el comienzo del vertedor y -- aún más alto al final del mismo.

En la referencia 1 para régimen subcrítico no considerando los términos relativos a S_0 y S_f se deduce la siguiente ecuación:

$$\Delta y = \frac{C D Q}{\frac{Q^2 B}{A} - \rho g A^3} \quad (2.4)$$

Para determinar el perfil de la superficie libre del agua se utilizó la ecuación 2.4 dado que tanto la pendiente de la plantilla del canal como la de fricción son muy pequeñas.

En la ecuación 2.4 el término ΔQ se calcula como:

$$\Delta Q = C h^{3/2} \Delta L \quad (2.5)$$

- C es el coeficiente de descarga dado por:

$$C = \frac{2}{3} u \sqrt{2g}$$

- h es la carga sobre el vertedor

- ΔL intervalo de la longitud total de la cresta vertedora

(6)

El problema en la ecuación 2.5 resulta entonces encontrar el valor de "u" adecuado para las condiciones de geometría del proyecto. En la referencia 3 se encuentra una geometría de vertedor algo parecida a la de proyecto (vertedores de cresta redondeada estudiados por Keutner). Asumiendo un valor de 0.6 para "u", valor que quizá es muy conservador y que presupone un cierto grado de ahogamiento, el coeficiente de descarga resulta ser de:

$$C = \frac{2}{3} \alpha \sqrt{2g} = \frac{2}{3} \times 0.60 \times \sqrt{19.62}$$

$$C = 1.772$$

En las tablas 2.4 a 2.8 se presentan los resultados obtenidos al aplicar la ecuación 2.4, afectando los términos Q_0 y $Q B/A$ en el denominador, por 1.30.

La longitud total de vertido, 66.85 m, fue dividida en diez intervalos " ΔL ", resultando $\Delta L = 6.685$ m los datos geométricos adicionales del canal principal pueden observarse del plano 1101-C-207.

Para obtener el gasto de ingreso o de entrada al canal principal, al gasto Q del último renglón se le suma el ΔQ de ese mismo renglón a fin de verificar si efectivamente resulta ser el gasto supuesto de ingreso. En las tablas 2.4 a 2.8 se puede observar que la verificación sí resulta para los gastos de ingreso de 10 y $8 \text{ m}^3/\text{s}$ con un error inferior a 5 %, en tanto que para $3.6 \text{ m}^3/\text{s}$ y derivando $1.2 \text{ m}^3/\text{s}$ se llega con un gasto de ingreso calculado de $3.94 \text{ m}^3/\text{s}$, lo que significa un error de 9.44 %, por lo que habría que corregir la carga h , calculada.

Calculando el gasto que pasa por cada tanque sedimentador, considerando las siguientes longitudes de acceso, resulta (ver tabla 2.9).

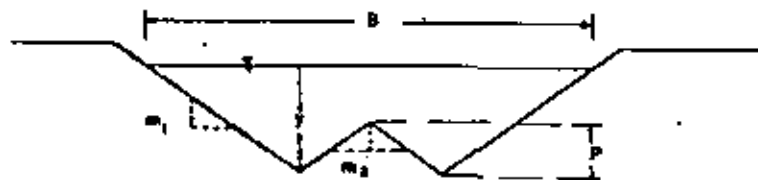
| TANQUE | LONGITUD (m) |
|--------|--------------|
| 1 | 24.14 |
| 2 | 21.51 |
| 3 | 21.20 |

De la tabla 2.9 se observa que la distribución del gasto derivado hacia los tanques sedimentadores no es regular, pero como la variación no es muy significativa, se supondrá que el gasto derivado se divide entre los tres en una primera instancia.

Otro factor que no se consideró en la derivación del gasto es el efecto que tienen los muros encauzadores que sirven para separar el flujo en cada uno de los tanques. Por otra parte y puesto que el acceso a los tanques sedimentadores se encuentra en una curva, no se consideró el efecto de la sobre-elevación en la superficie libre de agua causada por la fuerza centrífuga, ya que la relación r_c/b , donde r_c es el radio de curvatura medido al eje longitudinal del canal y b es el ancho del mismo, es mayor que tres.

2.2 FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DE LOS TANQUES SEDIMENTADORES

Los tres tanques sedimentadores tienen una sección geométrica transversal de la forma siguiente:



Donde:

$$m_1 = 1.382:1$$

$$m_2 = 1.324:1$$

p = dato variable a lo largo de los tanques sedimentadores.

Puesto que la forma es simétrica, las características geométricas pueden ser calculadas de acuerdo con: (3)

1 para $y > p$

$$A = y^2 (m_1 + m_2) - m_2 (y - p)^2$$

$$P = 2 (y \sqrt{1 + m_1^2} + p \sqrt{1 + m_2^2})$$

$$B = 2 y (m_1 + m_2) - 2 m_2 (y - p)$$

2 para $y \leq p$

$$A = y^2 (m_1 + m_2)$$

$$P = 2 y (\sqrt{1 + m_1^2} + \sqrt{1 + m_2^2})$$

$$B = 2 y (m_1 + m_2)$$

A Área hidráulica de la sección

P Perímetro mojado

B Ancho de la superficie libre del agua

Dadas las pendientes en las plantillas de los tanques y las condiciones del flujo (puestas aguas abajo), el perfil de la superficie libre del agua en cada tanque será del tipo M1, flujo subcrítico ocurriendo en un canal con pendiente subcrítica. En las tablas 2.10 y 2.11 se presenta la verificación de lo antes mencionado para los gastos de 3.6 y 1.2 m³/s.

La estación donde terminan los tanques sedimentadores es la 0 + 198.07 m, con una longitud de los vertedores laterales de 20 m en los márgenes de la estructura y 40 m en los tanques adyacentes al tanque central. El cálculo del remanso principiará en la estación 0 + 178.07 m siguiendo el cálculo aguas arriba (plano 1101-C 207) hasta la estación 0 + 035.50, cadenciamiento establecido sobre el eje de la estructura sedimentadora, resultando las siguientes longitudes de cálculo: (incluidas las curvas horizontales).

| TANQUE | LONGITUD (m) |
|--------|--------------|
| 1 | 157.40 |
| 2 | 142.60 |
| 3 | 131.90 |

(9)

Para comenzar el cálculo será importante conocer la carga que se requiere para pasar el gasto por los vertedores que entregarán el agua a los canales colectores. El funcionamiento de estos vertedores puede ser libre o ahogado, circunstancia -- que repercutirá en la carga y por ende en los tirantes aguas arriba, todo esto en función a su vez de las condiciones impuestas aguas abajo en el cárcamo de bombeo.

Para Qd = 3.60 m³/s

Suponiendo en una primera instancia un cierto grado de ahogamiento y tomando de la referencia 3 los resultados de Keutner:

Con una relación $h_1/h_2 = 1.2$ $u = 0.675$ con lo que:

$$C = \frac{2}{3} u \sqrt{2g} = \frac{2}{3} \times 0.675 \times \sqrt{19.62} = 1.9933$$

La carga sería para el gasto de 3.6 m³/s :

$$\text{Vertedores extremos } L = 20 \text{ m} \quad Q = 0.6 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h = 0.0609 \text{ m}$$

El mismo resultado se obtiene para los vertedores centrales considerando ---
 $Q = 1.2 \text{ m}^3/\text{s}$ y $L = 40 \text{ m}$

Como se puede observar, este cálculo ha sido efectuado suponiendo un funcionamiento similar a los vertedores convencionales aunque el vertido sea también lateral, pero dadas las bajas velocidades que se presentan en los tanques, como se verá -- más adelante, se justifica la suposición anterior (referencia 1).

La elevación de las crestas vertedoras es la 45.862 m y la elevación que corresponde a la superficie libre del agua es:

$$\text{Elev. } 45.862 + 0.069 = 45.931$$

y los tirantes para principiar el cálculo de la superficie libre del agua hacia -- aguas arriba serán: (estación 0 + 178.07).

(10)

| TANQUE | ELEV. S.L.A. (m) | ELEV. PLANTILLA (m) | TIRANTE (m) |
|--------|------------------|---------------------|-------------|
| 1 | 45.923 | 43.025 | 2.898 |
| 2 | 45.923 | 43.027 | 2.896 |
| 3 | 45.923 | 43.029 | 2.894 |

Para $Q_d = 1.20 \text{ m}^3/\text{s}$

Procediendo de manera semejante que para el gasto anterior y suponiendo un valor para $\alpha = 0.675$

$$C = 1.9932$$

y la carga sobre los vertedores (considerando un gasto de $0.4 \text{ m}^3/\text{s}$ circulando por cada tanque), la carga resulta:

$$h = 2.92 \text{ cm}$$

y la elevación de la superficie libre del agua será:

$$\text{Elev. } 45.862 + 0.0292 = 45.891 \text{ m}$$

Los tirantes para principiar el cálculo de los remansos resultan ser:

| TANQUE | ELEV. S.L.A. (m) | ELEV. PLANTILLA (m) | TIRANTE (m) |
|--------|------------------|---------------------|-------------|
| 1 | 45.891 | 43.025 | 2.866 |
| 2 | 45.891 | 43.027 | 2.864 |
| 3 | 45.891 | 43.029 | 2.862 |

Las características hidráulicas en los tanques sedimentadores para las condiciones de funcionamiento de 3.60 y $1.20 \text{ m}^3/\text{s}$ se presentan en las tablas 2.12 a 2.17. Los resultados presentados han sido calculados con las secciones de los tanques - libras, sin considerar el efecto que la sedimentación produce al reducir la sección del canal. El cadenamiento presentado en dichas tablas fue establecido siguiendo el eje de cada tanque sedimentador.

Hasta el momento todos estos perfiles han sido calculados hasta la est. $0+035.50$ correspondiente al cadenamiento del eje de la estructura sedimentadora. Como -- aguas arriba de esta estación la pendiente de la plantilla es nula, el perfil de la superficie libre del agua será horizontal en aquellas zonas pues no es un perfil H2 o H3 ya que no existe una caída o un salto hidráulico que formen ese tipo de perfiles posibles en un canal con plantilla horizontal. Durante el funcionamiento de la estructura sedimentadora se inducirá la formación de un salto -- hidráulico ahogado a causa de las superficies presentadas contra el flujo en los accesos y al nivel impuesto por los vertedores de canal lateral aguas abajo.

Los niveles de la superficie libre del agua en la zona de acceso en los tres tanques sedimentadores para los gastos de 3.6 y $1.2 \text{ m}^3/\text{s}$ se presentan en las tablas siguientes:

$Q_d = 3.60 \text{ m}^3/\text{s}$

| TANQUE | TIRANTE (m) | COTA PLANTILLA ACCESO (m) | COTA SUP. LIBRE AGUA (m) |
|--------|-------------|---------------------------|--------------------------|
| 1 | 2.703 | 43.22 | 45.923 |
| 2 | 2.704 | 43.22 | 45.924 |
| 3 | 2.702 | 43.22 | 45.922 |

$Q_d = 1.20 \text{ m}^3/\text{s}$

| TANQUE | TIRANTE (m) | COTA PLANTILLA ACCESO (m) | COTA SUP. LIBRE AGUA (m) |
|--------|-------------|---------------------------|--------------------------|
| 1 | 2.671 | 43.22 | 45.891 |
| 2 | 2.672 | 43.22 | 45.892 |
| 3 | 2.670 | 43.22 | 45.890 |

De los resultados presentados en estas tablas y considerando que la elevación de la cresta vertedora en el acceso de los tanques es la 45.92, se puede observar - que prácticamente no existe ahogamiento, resultando entonces que los coeficientes "u" supuestos son valores conservadores; y es probable que se derive un gasto mayor hacia la estructura sedimentadora, aunque quedaría por ver la influencia de la geometría de los accesos sobre dicho coeficiente de descarga.

2.3 OPERACION DE LA REPRESA

Puesto que para los gastos de 8 y 10 m³/s los tirantes normales en el canal principal, cuyas características geométrico-hidráulicas están indicadas en el plano 1101-C-207, son respectivamente 1.54 y 1.72 m y la elevación promedio de la plantilla del canal principal en la zona de acceso es la 44.22 m, las elevaciones de la superficie libre del agua para esos dos gastos de operación resultan ser de:

| Q (m ³ /s) | TIRANTE (m) | ELEVACION (m) |
|-----------------------|-------------|---------------|
| 8.00 | 1.54 | 45.76 |
| 10.00 | 1.72 | 45.94 |

y teniendo en cuenta que la cresta del vertedor de alimentación a los tanques sedimentadores es la 45.92, se observa que habrá que dar una sobreelevación al agua en la zona de acceso. Esta sobreelevación estará en función del gasto que se quiera derivar, específicamente de las cargas (h.) calculadas para 3.6 y 1.2 m³/s (ver tabla 2.3). Para lograr este propósito el proyecto contempla una represa, ubicada en la estación 5+597.408, formada por dos compuertas radiales cuyas características geométricas están dadas en el plano 1101-F-330. La operación de la represa representa entonces una parte importante para el funcionamiento adecuado de la estructura sedimentadora, resultando indispensable conocer la abertura que deberá darse a las compuertas con el propósito de dar el gasto requerido aguas arriba.

A continuación se procederá a calcular el tirante que se tendrá inmediatamente aguas arriba de la represa, comenzando el cálculo por los tirantes en el extremo de aguas abajo del vertedor de derivación, es decir, calculando de aguas arriba hacia aguas abajo, de acuerdo con los datos señalados en la tabla siguiente:

(13)

| Qi (m ³ /s) | Qd (m ³ /s) | De (m ³ /s) | Ye (m) |
|------------------------|------------------------|------------------------|--------|
| 10.00 | 3.60 | 6.40 | 1.815 |
| | 1.20 | 8.80 | 1.757 |
| 8.00 | 3.60 | 4.40 | 1.815 |
| | 1.20 | 6.80 | 1.757 |
| 3.60 | 1.20 | 2.40 | 1.757 |

Los cálculos para estas condiciones de operación se presentan en las tablas 2.18 a 2.20 la longitud comprendida entre la estación 5+321.65 y 5+597.40 es de - - 275.758 m.

En la tabla siguiente se presentan los tirantes calculados en la estación - - 5+602.40, en el lugar donde comienza la sección rectangular de la represa, tirantes que fueron calculados partiendo de los determinados en la estación 5+597.40.

| GASTO (m ³ /s) | EST. 5+597.40 | EST. 5+602.40 |
|---------------------------|---------------|---------------|
| 6.40 | 1.846 | 1.839 |
| 8.80 | 1.774 | 1.750 |
| 4.40 | 1.859 | 1.855 |
| 6.80 | 1.791 | 1.783 |
| 2.40 | 1.809 | 1.809 |

Puesto que la pendiente del canal principal es muy pequeña y además presenta una reducción en su ancho de plantilla de 3 a 2 m aguas abajo de la represa, ver fig. 2.2, es posible que las descargas que se presenten por la represa sean ahogadas. En la tabla siguiente se presentan los tirantes normales en el canal principal - aguas abajo de la represa y los tirantes en la estación 5+602.40 que serán designados como los tirantes "y.". Los tirantes "y" que aparecen en la tabla corres-

(14)

ponden a los tirantes calculados en la estación 5+615.014 partiendo de los tirantes normales en el canal trapecial.

| GASTO
(m ³ /s) | Y,
(m) | Y _n
(m) | Y
(m) |
|------------------------------|-----------|-----------------------|----------|
| 6.40 | 1.839 | 1.569 | 1.581 |
| 8.80 | 1.750 | 1.827 | 1.633 |
| 4.40 | 1.855 | 1.308 | 1.325 |
| 6.80 | 1.783 | 1.616 | 1.628 |
| 2.40 | 1.809 | 0.963 | 0.980 |

Como se puede observar en la tabla anterior, el gasto correspondiente a 8.80 m³/s no va ser controlado por la represa, pues resulta que el tirante Y es mayor que el tirante y, esto quiere decir que el estrechamiento que sufre el canal principal aguas abajo de la represa va a controlar las condiciones aguas arriba.

Las aberturas de las compuertas para los gastos de 6.40, 4.40, 6.80 y 2.20 m³/s, aparecen en la tabla 2.21.

2.4 FUNCIONAMIENTO FLUVIAL DE LOS TANQUES SEDIMENTADORES

Para efectuar este funcionamiento se hizo uso de las características hidráulicas calculadas para los tanques sedimentadores, tablas 2.14 y 2.17. Se efectuó el funcionamiento hidráulico fluvial para el tanque sedimentador número tres para los dos gastos de operación supuestos: 1.20 y 0.40 m³/s; considerando la información recibida de la granulometría se calcularon las velocidades de caída (W) del material, mismas que se presentan en la tabla 2.22.

En las tablas 2.23 y 2.24 se presentan las trayectorias teóricas del material sólido en el tanque número tres, considerando para ello la velocidad de caída (W) para cada tamaño de material, la velocidad media del flujo y el intervalo entre cada sección de cálculo de las tablas 2.14 y 2.17. El cálculo efectuado en las tablas 2.23 y 2.24 representa el desplazamiento teórico de cada partícula de material con cierto diámetro a lo largo del tanque hasta la estación 0+178.07, ver figura 2.6. Se observa en dichas tablas que conforme disminuye el tamaño de las

partículas, su velocidad de caída disminuye también y la longitud que necesita para depositarse en el fondo del tanque es mayor.

De acuerdo con los resultados obtenidos de las tablas 2.23 y 2.24 se determinó la siguiente información:

| TANQUE | GASTO
(m ³ /s) | % DE MATERIAL RETENIDO
DEL TOTAL QUE INGRESA | DIAMETRO QUE PASA
(mm) |
|--------|------------------------------|---|------------------------------|
| 3 | 1.20 | 70 | Iguales o menores que 0.0068 |
| 3 | 0.40 | 85 | menores que 0.0015 |

3. FUNCIONAMIENTO DEL CANAL TRANSPORTADOR

3.1 DATOS Y CONSIDERACIONES

Canal transportador

Sección: trapecial, taludes 1.5:1, base 1.50 m, n = 0.014

Pendiente: 0.00116

Longitud total: Est. 284.24 - Est. 233.45 = 50.79 m

Considerando, según los datos del plano 1101-C-209, que el tirante en el cárcamo de bombeo (est. 0+284.24) sea de 1 m para los gastos de operación de 3.6 y 1.2 m³/s, el perfil resultante del agua será del tipo M1, pues los tirantes normales resultan ser:

TIRANTES NORMALES EN EL CANAL TRANSPORTADOR

| GASTO
(m ³ /s) | TIRANTE NORMAL
(m) |
|------------------------------|-----------------------|
| 3.60 | 0.840 |
| 1.20 | 0.472 |

3.2 FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO

El funcionamiento hidráulico del canal transportador se efectuó para los gastos de 3.6 y 1.20 m³/s y los resultados aparecen en las tablas 3.1 y 3.2.

La elevación de la superficie libre del agua en la estación 0+233.45 para 3.6 y 1.2 m³/s resulta:

Elevación plantilla estación 0+233.45 (44.682m) + tirante

| GASTO (m ³ /s) | ELEV. S.L.A. (m) |
|---------------------------|------------------|
| 3.60 | 45.548 |
| 1.20 | 45.625 |

4. FUNCIONAMIENTO DE LOS CANALES COLECTORES

Los canales colectores se han denominado como:

- Canal CW (margen derecha)
- Canal CX (centro)
- Canal YY' (centro)
- Canal ZY' (margen izquierda)
- Canal CY' (margen izquierda)

Las estaciones que se acoten fueron establecidas sobre el eje de cada canal.

Como primer paso se calculó el tirante en la sección (c) del plano 1101-C-208. --- Puesto que la sección geométrica del canal transportador se ensancha hacia aguas arriba, se puede tomar esto como una contracción. El cálculo se inició con los tirantes calculados para los funcionamientos de 3.6 y 1.2 m³/s del canal transportador, tirantes determinados en la estación 0+233.45 los cuales son:

| GASTO (m ³ /s) | TIRANTE (m) | VELOCIDAD (m/s) |
|---------------------------|-------------|-----------------|
| 3.60 | 0.964 | 1.268 |
| 1.20 | 0.943 | 0.437 |

Tomando una sección normal al eje del canal CX por el punto (c) del plano 1101-C-208, la sección transversal que resulta del corte es una sección trapecial, taludes 1.957:1 con una base de 5.502 m.

Tratándose de una contracción, la pérdida de carga por el cambio de sección se puede evaluar con:

$$h_{\text{transición}} = \frac{0.10 (V_2^2 - V_1^2)}{2g}$$

V_2 es la velocidad correspondiente en la sección donde se conoce el tirante respectivo.

Planteando la ecuación de la energía entre la estación 0+233.45 y el punto (c) (est. 0+226.45) se tiene:

| GASTO (m ³ /s) | TIRANTE (m) | VELOCIDAD (m/s) | ELEV. S.L.A. (m) |
|---------------------------|-------------|-----------------|------------------|
| 3.60 | 0.870 | 0.574 | 45.720 |
| 1.20 | 0.783 | 0.218 | 45.633 |

Y las energías en la sección (c) para los gastos de 3.6 y 1.20 m³/s resultan ser de:

| GASTO (m ³ /s) | E (m) |
|---------------------------|--------|
| 3.60 | 0.8868 |
| 1.20 | 0.8305 |

Aceptando que para todos los canales colectores la energía sea común en la sección (c) para los gastos anteriores y tomando como pérdida por transición la siguiente expresión:

$$h_{\text{transición}} = \frac{0.2 (V_1^2 - V_2^2)}{2g}$$

V_2 es la velocidad en la sección (c)

Tirantes y elevaciones S.L.A. Estación 0 + 200.37

A continuación se calculan los tirantes en los canales colectores en los puntos -- donde su sección transversal es constante hacia aguas arriba, ver plano 1101-C-208 para esto se hizo uso de la ecuación de la energía, con el inconveniente de que quizás las pérdidas no estén bien evaluadas, en cambio si se utilizara la ecuación de momento las pérdidas internas de energía del flujo no serían importantes, pero se tendría la dificultad de que se plantearía una ecuación con tres incógnitas.

Resolviendo la ecuación de la energía para la sección C y cada canal colector, se tienen los siguientes tirantes:

$$Qd = 3.60 \text{ m}^3/\text{s}$$

| CANAL | ESTACION (km) | GASTO (m ³ /s) | TIRANTE (m) | VELOCIDAD (m/s) |
|-------|---------------|---------------------------|-------------|-----------------|
| C-W | 0 + 228.08 | 0.60 | 0.531 | 1.417 |
| C-X | 0 + 222.00 | 1.20 | 0.694 | 1.662 |
| C-Y' | 0 + 235.89 | 1.80 | 0.797 | 1.030 |

Repetiendo el mismo procedimiento anterior pero ahora para un gasto de 1.20 m³/s se tienen los siguientes resultados:

$$Qd = 1.20 \text{ m}^3/\text{s}$$

| CANAL | ESTACION (km) | GASTO (m ³ /s) | TIRANTE (m) | VELOCIDAD (m/s) |
|-------|---------------|---------------------------|-------------|-----------------|
| C-W | 0 + 228.08 | 0.20 | 0.540 | 0.456 |
| C-X | 0 + 222.00 | 0.40 | 0.738 | 0.490 |
| C-Y' | 0 + 235.89 | 0.60 | 0.780 | 0.355 |

Estos tirantes calculados servirán de partida para el cálculo hacia aguas arriba. En las tablas 4.1 y 4.2 se indican los tirantes normales y críticos en todos los canales colectores (ver plano 1101-C-208) y en las tablas 4.3 a 4.12 se presentan los resultados del cálculo de la superficie libre del agua para los gastos de 3.60 y 1.20 m³/s

Las elevaciones de la superficie libre del agua en la estación 0+200.37 para los canales colectores funcionando a 3.6 y 1.2 m³/s son:

(17)

| COLECTOR | COTA PLANTILLA (m) | Qd = 3.60 m ³ /s | | Qd = 1.20 m ³ /s | |
|----------|--------------------|-----------------------------|---------------|-----------------------------|---------------|
| | | TIRANTE (m) | ELEVACION (m) | TIRANTE (m) | ELEVACION (m) |
| W | 45.200 | 0.543 | 45.743 | 0.473 | 45.673 |
| X | 45.000 | 0.678 | 45.678 | 0.659 | 45.669 |
| Y | 45.000 | 0.685 | 45.685 | 0.669 | 45.669 |
| Z | 45.201 | 0.533 | 45.734 | 0.476 | 45.677 |

Como la elevación de las crestas de los vertedores de canal lateral es la 45.862 m de la tabla anterior se observa que las elevaciones que alcanza la superficie libre del agua no alcanzan a ahogar dichos vertedores. Para complementar el funcionamiento hidráulico quedaría por determinar el perfil de la superficie libre del agua en los canales laterales de los vertedores que funcionarían a gasto creciente en el sentido de aguas arriba hacia aguas abajo.

Los lugares en los canales colectores que pueden presentar problema son los puntos de confluencia, puesto que las pérdidas de energía no son totalmente conocidas y en este caso dichas pérdidas se estimaron como un 20 % de la diferencia de carga de velocidades. Una mala estimación de las pérdidas se traduciría en una sobrevaloración de los tirantes en las secciones aguas arriba de las zonas de confluencia, efecto que repercutiría en el funcionamiento de los vertedores de canal lateral, sin embargo, para que esta condición se presentara, las pérdidas tendrían que ser muy grandes, presentándose entonces un poco de incertidumbre en los resultados obtenidos.

5. FUNCIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA DE LIMPIA Y DESCARGA

El proyecto de la estructura de limpia y descarga de cada tanque sedimentador consiste de dos orificios circulares de 0.90 m de diámetro controlados por compuertas tipo Miller. Dichos orificios están situados en el extremo de aguas abajo de cada tanque, con descarga a un conducto circular de 1.07 m de diámetro y una pendiente de plantilla de 0.008; aguas abajo este conducto se transforma en un canal de sección triangular con taludes 1.5:1 conservando la misma pendiente en su plantilla.

(18)

Como la operación de limpia se efectuará en forma individual en cada uno de los tres tanques, los gastos con que funcionará el conducto de limpia serán de - - - 1.20 m³/s para la condición de operación máxima y 0.40 m³/s para un gasto derivado de 1.20 m³/s.

En la tabla siguiente se presentan las características hidráulicas para los dos gastos de operación en el conducto de descarga

CARACTERÍSTICAS HIDRAULICAS EN EL CONDUCTO DE DESCARGA

| GASTO (m ³ /s) | SECCION | Yn (m) | Vn (m) | Yc (m) | Vc (m ³ /s) | REGIMEN |
|---------------------------|------------|--------|--------|--------|------------------------|---------|
| 1.20 | circular | 0.530 | 2.650 | 0.618 | 2.230 | rápido |
| | triangular | 0.572 | 2.445 | 0.665 | 1.807 | rápido |
| 0.40 | circular | 0.297 | 1.965 | 0.358 | 1.558 | rápido |
| | triangular | 0.379 | 1.856 | 0.429 | 1.459 | rápido |

De esta tabla se puede observar que las velocidades son altas y no van a permitir la sedimentación del material sólido transportado por el agua, así mismo el nivel que alcance la superficie libre del agua en el conducto no va a ahogar la descarga de los orificios de los tanques sedimentadores, pues exactamente en la clave del conducto de descarga se encuentra la parte más baja de cada orificio, ver plano 1101-C-207.

En la tabla que se presenta a continuación se indican los tirantes y los gastos correspondientes por la sección circular, observándose que para una relación y/d de 0.84, el gasto descargado es de 2.44 m³/s, lo que indica que el conducto de limpia y descarga puede transportar 2.40 m³/s sin peligro de ahogamiento.

TABLA TIRANTES - GASTOS
CONDUCTO DE DESCARGA, d=1.07 m

| Y (m) | y/d | Q (m ³ /s) |
|-------|-------|-----------------------|
| 0.10 | 0.093 | 0.043 |
| 0.20 | 0.287 | 0.162 |
| 0.30 | 0.280 | 0.409 |
| 0.40 | 0.374 | 0.710 |
| 0.50 | 0.467 | 1.061 |
| 0.60 | 0.560 | 1.441 |
| 0.70 | 0.654 | 1.821 |
| 0.80 | 0.747 | 2.167 |
| 0.90 | 0.841 | 2.438 |

La remoción del material sedimentado en los tanques se efectuará mediante la abertura de las compuertas Miller situadas aguas abajo de ellas, suponiendo que con esta operación el material sólido será arrastrado con el agua debido a las velocidades altas que serán provocadas. Como podrá ser notado, hasta el momento no se ha tocado el aspecto referente a la forma de sedimentación del material; efecto que tiene influencia en las características hidráulicas para cada tanque sedimentador, ya que es difícil predecir teóricamente la forma en que ocurrirá la deposición, únicamente las evidencias experimentales indican que en el transcurso del tiempo, el material sedimentado evoluciona formando dunas, rizos y otros tipos de configuración. Esto tiene importancia puesto que el proyecto está presuponiendo que la remoción del material será en forma automática al operar las compuertas, de no ser así se precisaría tomar algunas medidas tendientes a desalojar el material sólido utilizando medios mecánicos y/o manuales.

Teniendo presente las circunstancias anteriores, en las tablas 5.1 a 5.4 se presenta el funcionamiento hidráulico para el tanque sedimentador número tres, considerando la sección libre con el propósito de tener una idea acerca de las velocidades que se presentarían en esa condición de funcionamiento para verificar al mismo tiempo si esas velocidades son capaces de arrastrar material con idénticas características a las del sitio. Los funcionamientos se efectuaron para dos condiciones de operación, la primera, tablas 5.1 y 5.3 con dos compuertas abiertas y la segunda con una compuerta abierta y la otra cerrada, tablas 5.2 y 5.4, dichos cálculos principiaron con el tirante crítico calculado en una sección triángulo - circular.

De las tablas 5.1 a 5.4 se puede ver que las velocidades son lo suficientemente altas como para arrastrar material sólido. En la tabla que se muestra a continuación se presentan los diámetros de material tomando como velocidad crítica de arrastre las velocidades obtenidas en las estaciones 0+198.07 y 0+046.17 (ver tablas 5.1 a 5.4) utilizando la siguiente expresión:

$$V_c = 4.71 \Delta^{1/2} D^{0.35} R_h^{0.15} \dots\dots 5.1$$

$$\Delta = \left(\frac{V_s - Y}{Y} \right)$$

- Vc Velocidad crítica de arrastre, m/s.
- D Diámetro de material, en m.
- Rh Radio hidráulico de la sección en m.
- γ_s Peso específico del material sólido, 2527 kg/m³.
- γ Peso específico del agua, 1000 kg/m³.
- 4.71 Coeficiente dimensional.

VELOCIDADES + DIAMETRO DE ARRASTRE

| GASTO
(m ³ /s) | VELOCIDADES (m/s) | | DIAMETROS (m) | |
|------------------------------|-------------------|------------|---------------|------------|
| | ESTACION (km) | | ESTACION (km) | |
| | 0 + 198.07 | 0 + 046.17 | 0 + 198.07 | 0 + 046.17 |
| 1.20 | 1.894 | 1.090 | 0.077 | 0.015 |
| | 2.523 | 1.146 | 0.166 | 0.015 |
| 0.60 | 1.305 | 0.834 | 0.032 | 0.008 |
| | 1.633 | 0.993 | 0.054 | 0.012 |

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Del estudio teórico efectuado y del cual se presentan en forma resumida y esquemática algunas características geométrico-hidráulicas de la estructura sedimentadora en las figuras 6.1 a 6.4, se obtuvieron las siguientes conclusiones:

1. Los bordos libres pueden resultar escasos en la zona de los tanques sedimentadores y canal principal en caso de que se presentara una mala operación en la represa y/o planta de bombeo.
2. El tanque sedimentador número tres para un gasto de 1.20 m³/s retiene 70 % del

material sólido que ingresa a la estructura, dejando pasar material con diámetros menores o iguales que 0.0060 mm, en tanto que para 0.40 m³/s retiene -- 85 % del material sólido permitiendo pasar partículas con diámetros menores o iguales que 0.0015 mm. Estas eficiencias de trabajo fueron obtenidas con la sección libre del tanque, sin embargo, conforme ocurra el proceso de sedimentación es de esperarse que dichas eficiencias iniciales disminuyan a causa del cambio en las características geométrico-hidráulicas de cada tanque.

3. Una estimación no correcta de las pérdidas de energía locales y de fricción o un incremento de las mismas durante la vida útil de la estructura provocarían una sobre-elevación en los niveles del agua, pudiendo resultar escasos los bordos libres en la zona de los tanques colectores.
4. El desnivel existente entre el nivel de la superficie libre del agua en la zona de acceso a los tanques sedimentadores y el nivel en el cárcamo de bombeo es de 0.41 m, lo cual da un margen reducido de operación de la estructura.

Con las conclusiones obtenidas se recomiendan las siguientes modificaciones a fin de asegurar un mejor funcionamiento de la estructura.

1. Sin modificar las longitudes de los tanques sedimentadores; de los canales colectores; del canal transportador y estructuras vertedoras del canal principal y del tanque, establecer una diferencia de carga hidráulica total de --- 71 cm, es decir la elevación del agua en el cárcamo a la elevación 45.32 m y la del canal principal en el sitio de la derivación a la elevación 46.03 m; a efecto de absorber cualquier incremento de pérdida de carga hidráulica en el funcionamiento de la estructura.
2. Al establecer la elevación del agua en el cárcamo a la elevación 45.32 m se requiere por una parte, profundizar el cárcamo, formando un escalón mínimo de 2 m con el canal transportador, medida que permitirá no modificar el nivel del agua en el cárcamo por posible presencia de material sólido depositado. Por otra parte, la potencia del equipo de bombeo deberá incrementarse o aceptar que su capacidad máxima se reduzca.
3. Bajar el perfil longitudinal, sólo la plantilla de los canales colectores y canal transportador en 30 cm a efecto de asegurar que los vertedores de canal lateral entre los tanques sedimentadores y canales colectores funcionen libre

ente.

4. Bajar el perfil longitudinal de los lanques sedimentadores y el umbral de los vertedores de canal lateral en 15 cm, dejando la corona de los bordos conforme al proyecto ejecutivo.
5. No modificar la geometría de la estructura vertedora del canal principal en el sitio de la derivación. Esto implica evitar el ingreso (teóricamente) de la arena que arrastra el flujo en el canal principal, aunque sí pasará el material que se encuentre en suspensión, como limos y arcillas.
6. En la estructura de limpieza sólo bajar las compuertas en 15 cm.

REFERENCIAS:

1. HIDRAULICA
Francisco Javier Domínguez S.,
Editorial Universitaria
Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas
2. OPEN CHANNEL HYDRAULICS
Ven-te-Chow
Editorial Mc Graw-Hill
1959
3. HIDRAULICA GENERAL, VOLUMEN I
Gilberto Sotelo Avila
Editorial Limusa
4a. Edición 1977
4. HIDRAULICA II
Gilberto Sotelo Avila
U.N.A.M., 1975

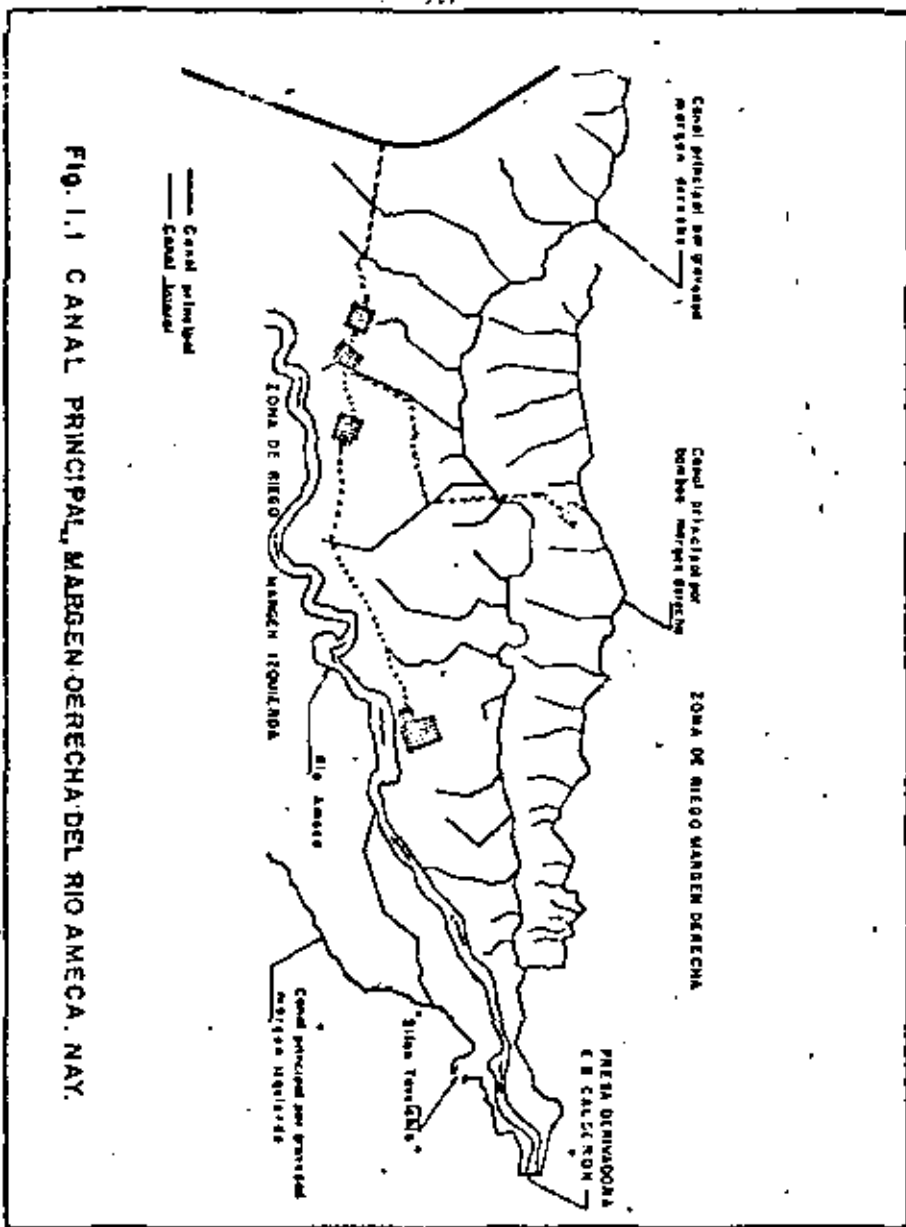


FIG. 1.1 CANAL PRINCIPAL, MARGEN DERECHA DEL RIO AMECA, NAY.

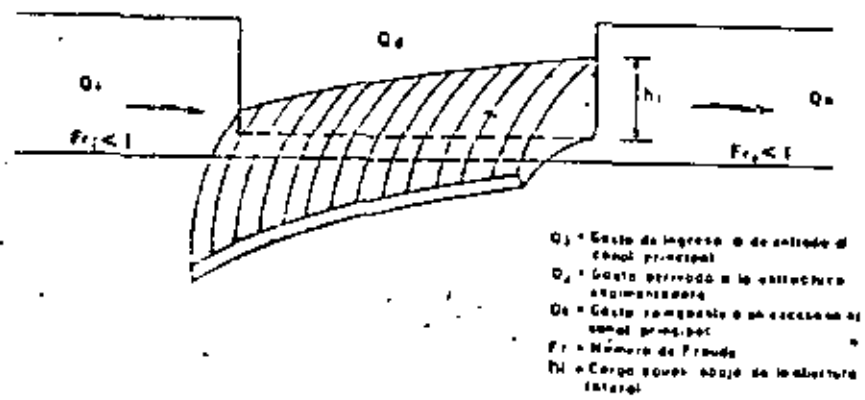
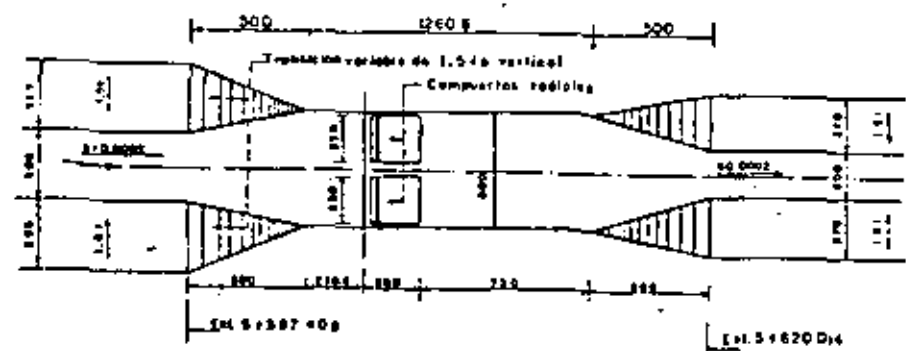
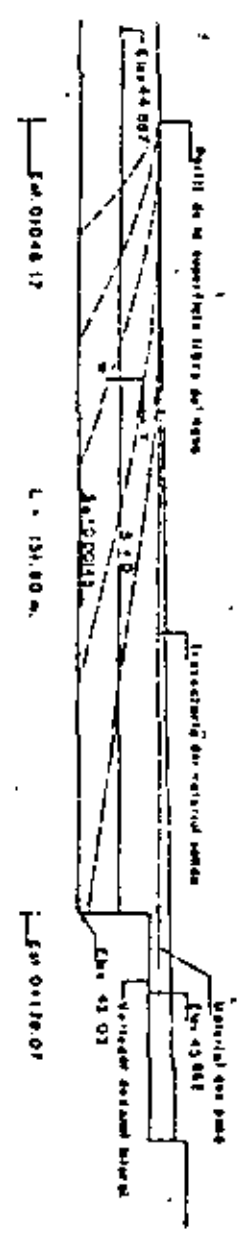


Fig. 2.1 CANAL CON DESCARGA LATERAL

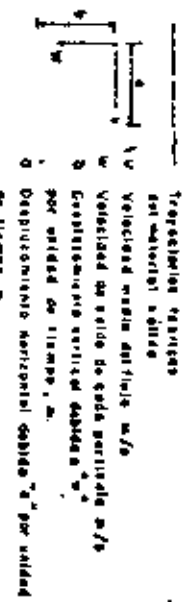


Nota: Abstracciones en centímetros
Estructuras en metros

3.2.2 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA REPRESA, Km 5+597.408

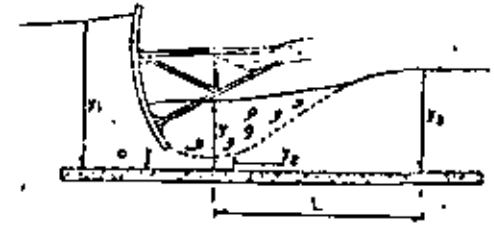


Tanque sedimentador número tres Esquema trazo de arriba



Por una proporción $b = \frac{W}{v} \cdot a$, donde $a = 8.833$ m.

Fig. 2.4 ESQUEMA EXPLICATIVO PARA TABLAS 2.23 Y 2.24



- y_1 Tirante inmediato aguas arriba de la compuerta
- a Apertura de la compuerta
- y Tirante de chagamiento
- y_2 Tirante impuesto aguas abajo de la compuerta
- L Longitud del salto hidráulico calculado de acuerdo con:

$$L = \left[6.005 \frac{y_1}{y_2} \right] (y_1 - y_2)$$
- y_3 Tirante en la sección contracta, $y = Cr \cdot a$ $Cr = 0.60$

Fig. 2.3 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS EN UNA COMPUERTA CON DESCARGA AHOGADA

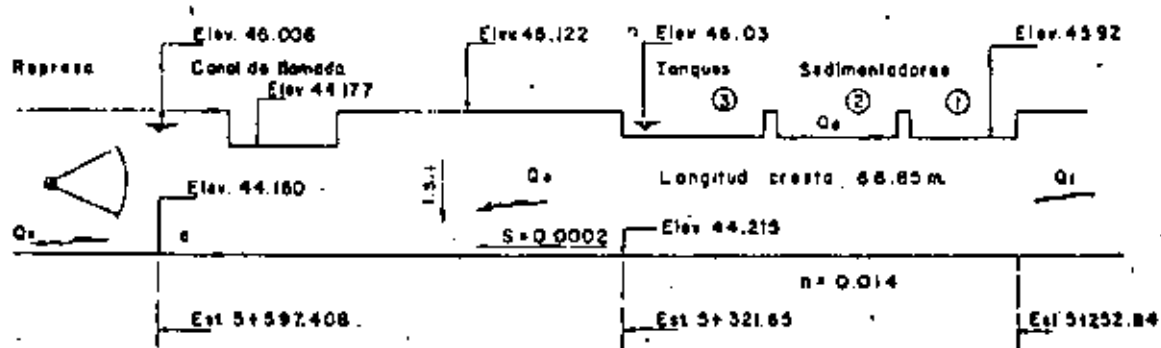


Fig. 6.1 CARACTERISTICAS GEOMETRICO - HIDRAULICAS, CANAL PRINCIPAL CONDICION MAXIMA DE OPERACION

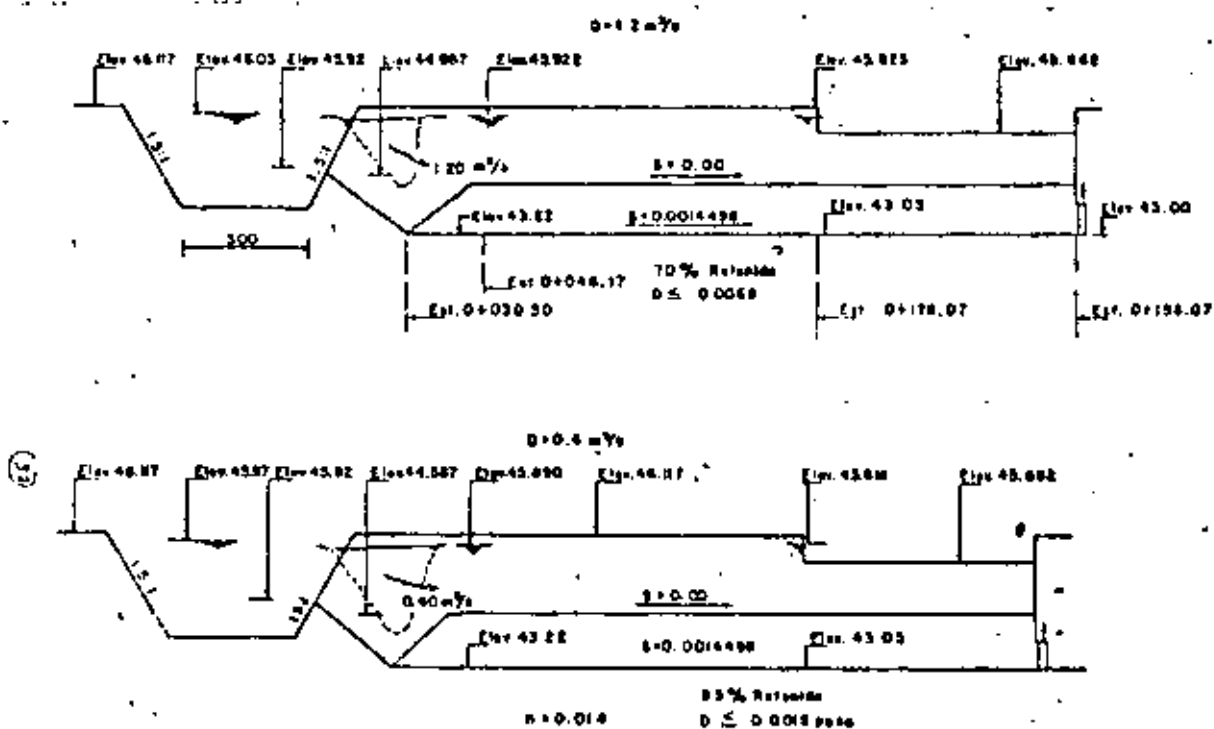


Fig. 6.2 CARACTERISTICAS GEOMETRICO-HIDRAULICAS TANQUE SEDIMENTADOR 3

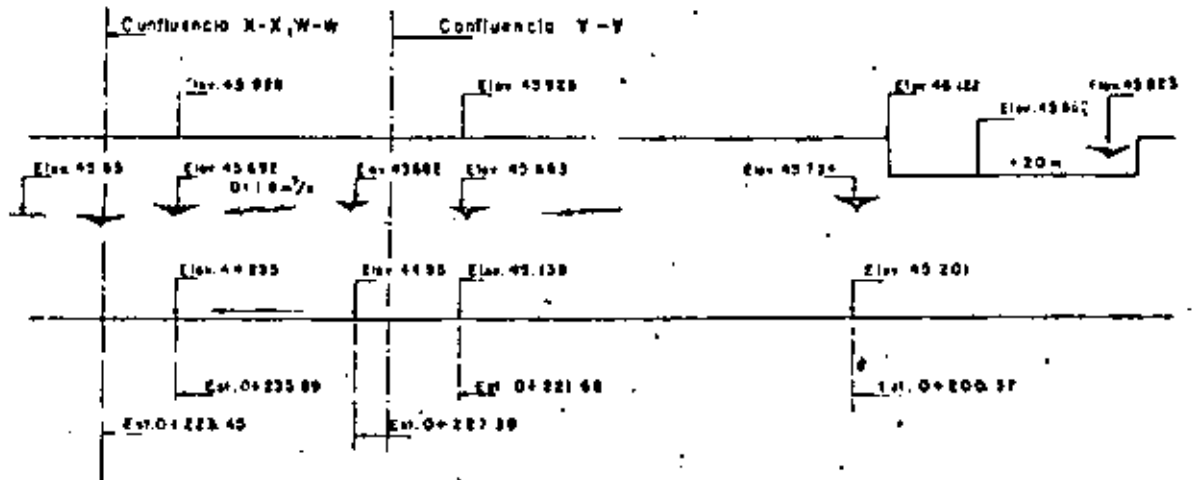


Fig. 6.3 CARACTERISTICAS GEOMETRICO - HIDRAULICAS, CANAL COLECTOR Z-Z CONDICION MAXIMA DE OPERACION

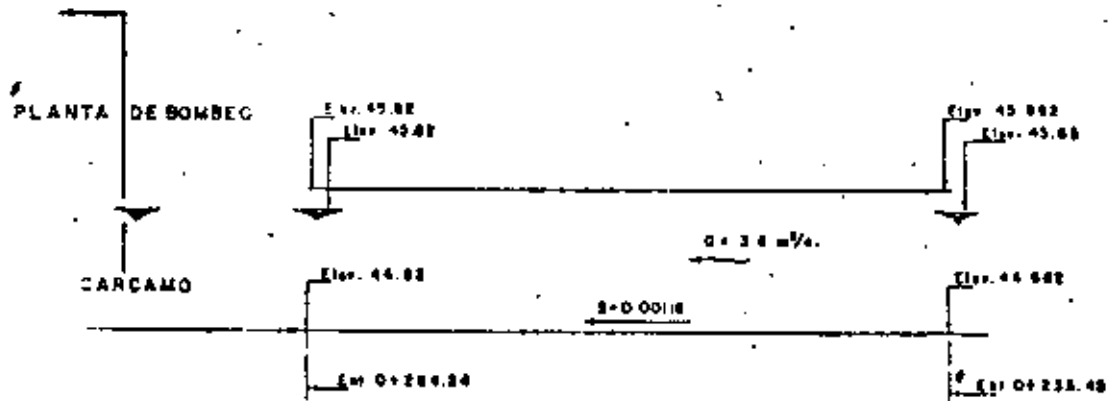


Fig. 6.4 CARACTERISTICAS GEOMETRICO - HIDRAULICAS, CANAL TRANSPORTADOR CONDICION MAXIMA DE OPERACION

| ESTACION 5 + 252.04 | | | ESTACION 5 + 221.65 | | | | |
|------------------------------|-------|------------------------------|---------------------|----------------|------------------------------|-------|--------------------|
| Q_1
(m ³ /s) | FLUJO | Q_2
(m ³ /s) | h_1
(m) | TIRANTE
(m) | Q_3
(m ³ /s) | FLUJO | VELOCIDAD
(m/s) |
| 10.00 | lento | 3.60 | 0.112 | 1.815 | 6.40 | lento | 0.615 |
| 8.00 | lento | 3.60 | 0.112 | 1.815 | 4.40 | lento | 0.425 |
| 3.60 | lento | 3.60 | 0.052 | 1.757 | 2.40 | lento | 0.242 |

TABLA 2.1 GASTOS DE OPERACION DEL CANAL PRINCIPAL

| GASTO DE INGRESO O ENTRADA CANAL PRINCIPAL
Q_1 (m ³ /s) | GASTO DERIVADO
Q_2 (m ³ /s) | GASTO EXCEDENTE
Q_3 (m ³ /s) |
|---|---|--|
| 10.00 | 3.60
1.20 | 6.40
8.60 |
| 8.00 | 3.60
1.20 | 4.40
6.80 |
| 3.60 | 1.20 | 2.40 |

TABLA 2.2 CARGAS REQUERIDAS PARA DERIVAR LOS GASTOS

| GASTO
(m ³ /s) | CARGA h_1
(m) |
|------------------------------|--------------------|
| 3.60 | 0.112 |
| 1.20 | 0.052 |

TABLA 2.4 PERFIL DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA $Q_L = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_0 = 3.60 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_L = 9.703 + 0.302 = 10.005 \text{ m}^3/\text{s}$$

| y (m) | Q (m ³ /s) | A (m ²) | B (m) | h (m) | ΔQ (m ³ /s) | ω ΔQ Q (m ³ /s ²) | -C D ² B/A - g A ² (m ³ /s ²) | Δf (m) |
|--------|-----------------------|---------------------|--------|--------|------------------------|--|--|---------|
| 1.8150 | 6.4000 | 10.3860 | 8.4450 | 0.1100 | 0.4321 | 3.5952 | -1014.9783 | -0.0035 |
| 1.8115 | 6.8321 | 10.3564 | 8.4344 | 0.1075 | 0.4172 | 3.7057 | -1002.7812 | -0.0037 |
| 1.8076 | 7.2493 | 10.3253 | 8.4233 | 0.1058 | 0.4074 | 3.8393 | -990.1219 | -0.0039 |
| 1.8037 | 7.6467 | 10.2927 | 8.4117 | 0.1029 | 0.3909 | 3.8907 | -976.9741 | -0.0040 |
| 1.7999 | 8.0476 | 10.2592 | 8.3997 | 0.0999 | 0.3740 | 3.9128 | -963.5771 | -0.0041 |
| 1.7958 | 8.4216 | 10.2251 | 8.3875 | 0.0968 | 0.3569 | 3.9079 | -950.0301 | -0.0041 |
| 1.7917 | 8.77 | 10.1906 | 8.3752 | 0.0957 | 0.3509 | 4.6035 | -936.4215 | -0.0043 |
| 1.7875 | 9.1234 | 10.1548 | 8.3624 | 0.0935 | 0.3384 | 4.0159 | -922.1915 | -0.0044 |
| 1.7831 | 9.4677 | 10.1185 | 8.3491 | 0.0901 | 0.3203 | 3.9476 | -908.225 | -0.0043 |
| 1.7780 | 9.7881 | 10.0822 | 8.3363 | 0.0868 | 0.3027 | 3.8514 | -894.2233 | -0.0043 |

TABLA 2.5 PERFIL DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA $Q_L = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_0 = 1.20 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_L = 9.985 + 0.125 = 10.111 \text{ m}^3/\text{s}$$

| y (m) | Q (m ³ /s) | A (m ²) | B (m) | h (m) | ΔQ (m ³ /s) | ω ΔQ Q (m ³ /s ²) | -C D ² B/A - g A ² (m ³ /s ²) | Δf (m) |
|--------|-----------------------|---------------------|--------|--------|------------------------|--|--|---------|
| 1.7570 | 8.800 | 9.9016 | 8.2710 | 0.0520 | 0.1404 | 1.6067 | -877.6902 | -0.0018 |
| 1.7552 | 8.9404 | 9.8954 | 8.2655 | 0.0512 | 0.1371 | 1.5934 | -871.9712 | -0.0018 |
| 1.7533 | 9.0775 | 9.8893 | 8.2600 | 0.0510 | 0.1378 | 1.6260 | -866.2623 | -0.0019 |
| 1.7515 | 9.2133 | 9.8859 | 8.2544 | 0.0505 | 0.1363 | 1.6696 | -860.6588 | -0.0019 |
| 1.7496 | 9.3496 | 9.8804 | 8.2488 | 0.0496 | 0.1308 | 1.5901 | -855.0796 | -0.0019 |
| 1.7477 | 9.4804 | 9.8751 | 8.2432 | 0.0487 | 0.1274 | 1.5705 | -849.5451 | -0.0018 |
| 1.7459 | 9.6079 | 9.8703 | 8.2377 | 0.0479 | 0.1241 | 1.5502 | -844.0712 | -0.0018 |
| 1.7440 | 9.7320 | 9.8657 | 8.2321 | 0.0480 | 0.1267 | 1.5782 | -838.6490 | -0.0019 |
| 1.7422 | 9.8567 | 9.8612 | 8.2265 | 0.0432 | 0.1291 | 1.6544 | -833.2668 | -0.0020 |
| 1.7402 | 9.9808 | 9.8628 | 8.2205 | 0.0492 | 0.1252 | 1.6255 | -827.8665 | -0.0020 |

TABLA 2.6 PERFIL DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA $Q_L = 8 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_0 = 3.60 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_L = 7.657 + 0.342 = 8.009 \text{ m}^3/\text{s}$$

| y (m) | Q (m ³ /s) | A (m ²) | B (m) | h (m) | ΔQ (m ³ /s) | ω ΔQ Q (m ³ /s ²) | -C D ² B/A - g A ² (m ³ /s ²) | Δf (m) |
|--------|-----------------------|---------------------|--------|--------|------------------------|--|--|---------|
| 1.8150 | 4.4000 | 10.3860 | 8.4450 | 0.1100 | 0.4321 | 2.4712 | -1037.7998 | -0.0024 |
| 1.8126 | 4.8321 | 10.3562 | 8.4379 | 0.1085 | 0.4240 | 2.6635 | -1029.4611 | -0.0026 |
| 1.8100 | 5.2551 | 10.3444 | 8.4301 | 0.1080 | 0.4205 | 2.8737 | -1020.6689 | -0.0028 |
| 1.8072 | 5.6767 | 10.3207 | 8.4216 | 0.1062 | 0.4100 | 3.0257 | -1010.2433 | -0.0030 |
| 1.8042 | 6.0867 | 10.2955 | 8.4127 | 0.1042 | 0.3985 | 3.1533 | -1000.4768 | -0.0032 |
| 1.8011 | 6.4837 | 10.2673 | 8.4032 | 0.1021 | 0.3862 | 3.2563 | -989.7517 | -0.0033 |
| 1.7978 | 6.8715 | 10.2344 | 8.3933 | 0.0999 | 0.3733 | 3.3343 | -978.6159 | -0.0034 |
| 1.7944 | 7.2448 | 10.2128 | 8.3831 | 0.0994 | 0.3654 | 3.4418 | -967.1817 | -0.0036 |
| 1.7908 | 7.6102 | 10.1830 | 8.3724 | 0.0968 | 0.3563 | 3.5298 | -955.3218 | -0.0037 |
| 1.7871 | 7.9670 | 10.1520 | 8.3514 | 0.0941 | 0.3420 | 3.5423 | -943.0916 | -0.0038 |

TABLA 2.7 PERFIL DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA $Q_L = 8 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_0 = 1.20 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_L = 8.052 + 0.135 = 8.177 \text{ m}^3/\text{s}$$

| y (m) | Q (m ³ /s) | A (m ²) | B (m) | h (m) | ΔQ (m ³ /s) | ω ΔQ Q (m ³ /s ²) | -C D ² B/A - g A ² (m ³ /s ²) | Δf (m) |
|--------|-----------------------|---------------------|--------|--------|------------------------|--|--|---------|
| 1.7570 | 8.8000 | 9.9016 | 8.2710 | 0.0520 | 0.1404 | 1.2416 | -911.5709 | -0.0014 |
| 1.7556 | 8.9404 | 9.8903 | 8.2669 | 0.0516 | 0.1390 | 1.2540 | -907.2549 | -0.0014 |
| 1.7543 | 9.0794 | 9.8759 | 8.2628 | 0.0523 | 0.1415 | 1.3023 | -902.8865 | -0.0014 |
| 1.7528 | 9.2209 | 9.8670 | 8.2581 | 0.0519 | 0.1397 | 1.3113 | -898.3491 | -0.0015 |
| 1.7514 | 9.3606 | 9.8559 | 8.2543 | 0.0514 | 0.1378 | 1.3189 | -893.7513 | -0.0015 |
| 1.7499 | 9.4985 | 9.8427 | 8.2496 | 0.0509 | 0.1359 | 1.3250 | -889.1252 | -0.0015 |
| 1.7483 | 9.6344 | 9.8265 | 8.2452 | 0.0504 | 0.1340 | 1.3296 | -884.4670 | -0.0015 |
| 1.7469 | 9.7683 | 9.8101 | 8.2407 | 0.0509 | 0.1360 | 1.3730 | -879.7816 | -0.0016 |
| 1.7453 | 9.9011 | 9.7915 | 8.2363 | 0.0504 | 0.1377 | 1.4151 | -874.9311 | -0.0016 |
| 1.7437 | 10.0400 | 9.7715 | 8.2319 | 0.0500 | 0.1392 | 1.4129 | -869.9183 | -0.0016 |

TABLA 2.9 GASTOS POR CADA TANQUE SEDIMENTADOR PARA LOS DIFERENTES GASTOS DE OPERACION.

| Q_L
(m^3/s) | Q_D
(m^3/s) | TANQUE | ϕ
(m^3/s) |
|----------------------|----------------------|--------|-----------------------|
| 10.00 | 3.60 | 1 | 1.324 |
| | | 2 | 1.191 |
| | | 3 | 1.176 |
| | 1.20 | 1 | 0.438 |
| | | 2 | 0.418 |
| | | 3 | 0.455 |
| 8.00 | 3.60 | 1 | 1.347 |
| | | 2 | 1.270 |
| | | 3 | 1.292 |
| | 1.20 | 1 | 0.445 |
| | | 2 | 0.442 |
| | | 3 | 0.490 |

TABLA 2.8 PERFIL DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA $Q_L = 3.60 m^3/s$ $Q_D = 1.20 m^3/s$

$Q_L = 3.938 m^3/s$

| V
(m) | Q
(m^3/s) | A
(m^2) | B
(m) | h
(m) | DQ
(m^2/s) | $\frac{Q D Q}{A}$
(m^3/s^2) | $\frac{Q^2 B}{A^3} - \frac{Q^2}{A^2}$
(m^3/s^3) | DV
(m) |
|----------------|--------------------|------------------|----------------|----------------|---------------------|------------------------------------|--|-----------------|
| 1.757 | 2.400 | 9.9016 | 8.2710 | 0.0520 | 0.1404 | 0.4182 | - 825.5289 | -0.0005 |
| 1.7565 | 2.5404 | 9.8978 | 8.2696 | 0.0525 | 0.1426 | 0.4711 | - 954.0372 | -0.0005 |
| 1.7560 | 2.6811 | 9.8937 | 8.2681 | 0.0540 | 0.1488 | 0.5191 | - 952.4333 | -0.0005 |
| 1.7555 | 2.8319 | 9.8892 | 8.2665 | 0.0543 | 0.1507 | 0.5548 | - 950.6649 | -0.0005 |
| 1.7549 | 2.9826 | 9.8844 | 8.2648 | 0.0559 | 0.1524 | 0.5813 | - 948.7742 | -0.0006 |
| 1.7543 | 3.1351 | 9.8792 | 8.2629 | 0.0553 | 0.1540 | 0.6211 | - 946.7592 | -0.0007 |
| 1.7536 | 3.2891 | 9.8737 | 8.2609 | 0.0556 | 0.1554 | 0.6645 | - 944.6183 | -0.0007 |
| 1.7529 | 3.4443 | 9.8679 | 8.2588 | 0.0569 | 0.1609 | 0.7204 | - 942.3504 | -0.0008 |
| 1.7522 | 3.6054 | 9.8616 | 8.2565 | 0.0582 | 0.1662 | 0.7788 | - 939.8894 | -0.0008 |
| 1.7513 | 3.7735 | 9.8548 | 8.2540 | 0.0583 | 0.1669 | 0.8182 | - 937.2263 | -0.0009 |

TABLA 2.10 TIRANTES NORMALES Y CRITICOS EN LOS TANQUES SEDIMENTADORES

$Qd = 3.60 \text{ m}^3/\text{s}$

| TANQUE | GASTO
(m^3/s) | PENDIENTE | TIRANTE NORMAL
(m) | TIRANTE CRITICO
(m) |
|--------|------------------------------------|-----------|-----------------------|------------------------|
| 1 | 1.20 | 0.00127 | 0.653 | 0.526 |
| 2 | 1.20 | 0.00135 | 0.644 | 0.526 |
| 3 | 1.20 | 0.00145 | 0.638 | 0.526 |

TABLA 2.11 TIRANTES NORMALES Y CRITICOS EN LOS TANQUES SEDIMENTADORES

$Qd = 1.20 \text{ m}^3/\text{s}$

| TANQUE | GASTO
(m^3/s) | PENDIENTE | TIRANTE NORMAL
(m) | TIRANTE CRITICO
(m) |
|--------|------------------------------------|-----------|-----------------------|------------------------|
| 1 | 0.40 | 0.00127 | 0.432 | 0.339 |
| 2 | 0.40 | 0.00135 | 0.427 | 0.339 |
| 3 | 0.40 | 0.00145 | 0.422 | 0.339 |

TABLA 2.12 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS TANQUE No. 1 $Qd = 3.60 \text{ m}^3/\text{s}$

$Qd = 1.20 \text{ m}^3/\text{s}$

| ESTACION
(km) | TIRANTE
(m) | VELOCIDAD
(m/s) |
|------------------|----------------|--------------------|
| 0 + 170.070 | 2.890 | 0.3563 |
| 0 + 170.400 | 2.888 | 0.0567 |
| 0 + 162.730 | 2.878 | 0.0571 |
| 0 + 155.060 | 2.869 | 0.0576 |
| 0 + 147.390 | 2.859 | 0.0580 |
| 0 + 139.720 | 2.849 | 0.0584 |
| 0 + 132.050 | 2.840 | 0.0588 |
| 0 + 124.380 | 2.830 | 0.0593 |
| 0 + 116.710 | 2.820 | 0.0597 |
| 0 + 109.040 | 2.810 | 0.0602 |
| 0 + 101.370 | 2.800 | 0.0606 |
| 0 + 93.700 | 2.791 | 0.0611 |
| 0 + 86.030 | 2.781 | 0.0615 |
| 0 + 78.360 | 2.771 | 0.0620 |
| 0 + 70.690 | 2.761 | 0.0624 |
| 0 + 63.020 | 2.752 | 0.0629 |
| 0 + 55.350 | 2.742 | 0.0634 |
| 0 + 47.680 | 2.732 | 0.0639 |
| 0 + 40.010 | 2.723 | 0.0644 |
| 0 + 32.340 | 2.713 | 0.0649 |
| 0 + 24.670 | 2.703 | 0.0654 |

TABLA 2.13 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS TANQUE No. 2 $Qd = 3.60 \text{ m}^3/\text{s}$

$Qd = 1.20 \text{ m}^3/\text{s}$

| ESTACION
(km) | TIRANTE
(m) | VELOCIDAD
(m/s) |
|------------------|----------------|--------------------|
| 0 + 170.070 | 2.896 | 0.3561 |
| 0 + 170.940 | 2.886 | 0.0568 |
| 0 + 163.810 | 2.876 | 0.0572 |
| 0 + 156.680 | 2.867 | 0.0576 |
| 0 + 149.550 | 2.857 | 0.0580 |
| 0 + 142.420 | 2.848 | 0.0585 |
| 0 + 135.290 | 2.838 | 0.0589 |
| 0 + 128.160 | 2.829 | 0.0593 |
| 0 + 121.030 | 2.819 | 0.0598 |
| 0 + 113.900 | 2.809 | 0.0602 |
| 0 + 106.770 | 2.799 | 0.0606 |
| 0 + 99.640 | 2.790 | 0.0611 |
| 0 + 92.510 | 2.780 | 0.0615 |
| 0 + 85.380 | 2.770 | 0.0620 |
| 0 + 78.250 | 2.761 | 0.0625 |
| 0 + 71.120 | 2.751 | 0.0629 |
| 0 + 63.990 | 2.742 | 0.0634 |
| 0 + 56.860 | 2.732 | 0.0639 |
| 0 + 49.730 | 2.723 | 0.0644 |
| 0 + 42.600 | 2.713 | 0.0649 |
| 0 + 35.470 | 2.704 | 0.0654 |

TABLA 2.14 CARACTERÍSTICAS HIDRAULICAS TANQUE No. 1 $Q_d = 1.60 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q_d = 1.20 \text{ m}^3/\text{s}$

| ESTACION (km) | TIRANTE (m) | VELOCIDAD (m/s) |
|---------------|-------------|-----------------|
| 0 + 178.07 | 2.894 | 0.0505 |
| 0 + 171.475 | 2.884 | 0.0570 |
| 0 + 164.880 | 2.875 | 0.0570 |
| 0 + 158.285 | 2.865 | 0.0580 |
| 0 + 151.690 | 2.856 | 0.0580 |
| 0 + 145.095 | 2.846 | 0.0585 |
| 0 + 138.500 | 2.836 | 0.0590 |
| 0 + 131.905 | 2.827 | 0.0594 |
| 0 + 125.310 | 2.817 | 0.0598 |
| 0 + 118.715 | 2.809 | 0.0603 |
| 0 + 112.120 | 2.798 | 0.0607 |
| 0 + 105.525 | 2.788 | 0.0611 |
| 0 + 98.930 | 2.779 | 0.0616 |
| 0 + 92.335 | 2.769 | 0.0621 |
| 0 + 85.740 | 2.760 | 0.0625 |
| 0 + 79.145 | 2.750 | 0.0630 |
| 0 + 72.550 | 2.741 | 0.0635 |
| 0 + 65.955 | 2.731 | 0.0639 |
| 0 + 59.360 | 2.722 | 0.0644 |
| 0 + 52.765 | 2.712 | 0.0649 |
| 0 + 46.170 | 2.702 | 0.0654 |

TABLA 2.16 CARACTERÍSTICAS HIDRAULICAS TANQUE No. 2 $Q_d = 1.20 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q_d = 0.40 \text{ m}^3/\text{s}$

| ESTACION (km) | TIRANTE (m) | VELOCIDAD (m/s) |
|---------------|-------------|-----------------|
| 0 + 178.070 | 2.864 | 0.0192 |
| 0 + 170.940 | 2.854 | 0.0193 |
| 0 + 163.810 | 2.844 | 0.0195 |
| 0 + 156.680 | 2.835 | 0.0196 |
| 0 + 149.550 | 2.825 | 0.0197 |
| 0 + 142.420 | 2.816 | 0.0199 |
| 0 + 135.290 | 2.806 | 0.0200 |
| 0 + 128.160 | 2.796 | 0.0202 |
| 0 + 121.030 | 2.787 | 0.0203 |
| 0 + 113.900 | 2.777 | 0.0205 |
| 0 + 106.770 | 2.768 | 0.0206 |
| 0 + 99.640 | 2.758 | 0.0208 |
| 0 + 92.510 | 2.748 | 0.0209 |
| 0 + 85.380 | 2.739 | 0.0211 |
| 0 + 78.250 | 2.729 | 0.0213 |
| 0 + 71.120 | 2.719 | 0.0214 |
| 0 + 63.990 | 2.710 | 0.0216 |
| 0 + 56.860 | 2.700 | 0.0217 |
| 0 + 49.730 | 2.690 | 0.0219 |
| 0 + 42.600 | 2.681 | 0.0221 |
| 0 + 35.470 | 2.672 | 0.0222 |

TABLA 2.15 CARACTERÍSTICAS HIDRAULICAS TANQUE No. 1 $Q_d = 1.20 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q_d = 0.40 \text{ m}^3/\text{s}$

| ESTACION (km) | TIRANTE (m) | VELOCIDAD (m/s) |
|---------------|-------------|-----------------|
| 0 + 178.070 | 2.866 | 0.0191 |
| 0 + 170.400 | 2.856 | 0.0193 |
| 0 + 162.730 | 2.846 | 0.0194 |
| 0 + 155.060 | 2.837 | 0.0196 |
| 0 + 147.390 | 2.827 | 0.0197 |
| 0 + 139.720 | 2.817 | 0.0199 |
| 0 + 132.050 | 2.807 | 0.0200 |
| 0 + 124.380 | 2.797 | 0.0202 |
| 0 + 116.710 | 2.788 | 0.0203 |
| 0 + 109.040 | 2.778 | 0.0205 |
| 0 + 101.370 | 2.769 | 0.0206 |
| 0 + 93.700 | 2.758 | 0.0208 |
| 0 + 86.030 | 2.749 | 0.0209 |
| 0 + 78.360 | 2.739 | 0.0211 |
| 0 + 70.690 | 2.729 | 0.0212 |
| 0 + 63.020 | 2.720 | 0.0214 |
| 0 + 55.350 | 2.710 | 0.0216 |
| 0 + 47.680 | 2.700 | 0.0217 |
| 0 + 40.010 | 2.690 | 0.0219 |
| 0 + 32.340 | 2.680 | 0.0221 |
| 0 + 24.673 | 2.671 | 0.0223 |

TABLA 2.17 CARACTERÍSTICAS HIDRAULICAS TANQUE No. 3 $Q_d = 1.20 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q_d = 0.40 \text{ m}^3/\text{s}$

| ESTACION (km) | TIRANTE (m) | VELOCIDAD (m/s) |
|---------------|-------------|-----------------|
| 0 + 178.07 | 2.862 | 0.0192 |
| 0 + 171.475 | 2.852 | 0.0193 |
| 0 + 164.880 | 2.843 | 0.0195 |
| 0 + 158.285 | 2.833 | 0.0196 |
| 0 + 151.690 | 2.824 | 0.0198 |
| 0 + 145.095 | 2.814 | 0.0199 |
| 0 + 138.500 | 2.804 | 0.0200 |
| 0 + 131.905 | 2.795 | 0.0202 |
| 0 + 125.310 | 2.785 | 0.0203 |
| 0 + 118.715 | 2.776 | 0.0205 |
| 0 + 112.120 | 2.766 | 0.0206 |
| 0 + 105.525 | 2.757 | 0.0208 |
| 0 + 98.930 | 2.747 | 0.0210 |
| 0 + 92.335 | 2.737 | 0.0211 |
| 0 + 85.740 | 2.728 | 0.0213 |
| 0 + 79.145 | 2.718 | 0.0214 |
| 0 + 72.550 | 2.709 | 0.0216 |
| 0 + 65.955 | 2.699 | 0.0218 |
| 0 + 59.360 | 2.689 | 0.0219 |
| 0 + 52.765 | 2.680 | 0.0221 |
| 0 + 46.170 | 2.670 | 0.0223 |

TABLA 2.18 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS EN EL CANAL PRINCIPAL, $Q_c = 10 \text{ m}^3/\text{s}$

TABLA 2.19 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS EN EL CANAL PRINCIPAL, $Q_c = 8 \text{ m}^3/\text{s}$

| $Q_c = 6.40 \text{ m}^3/\text{s}$ | | | $Q_c = 8.80 \text{ m}^3/\text{s}$ | |
|-----------------------------------|-------------|-----------------|-----------------------------------|-----------------|
| ESTACION (km) | TIRANTE (m) | VELOCIDAD (m/s) | TIRANTE (m) | VELOCIDAD (m/s) |
| 5 + 321.650 | 1.815 | 0.616 | 1.757 | 0.888 |
| 5 + 335.438 | 1.817 | 0.615 | 1.758 | 0.888 |
| 5 + 349.226 | 1.818 | 0.614 | 1.758 | 0.887 |
| 5 + 363.014 | 1.820 | 0.614 | 1.759 | 0.887 |
| 5 + 376.802 | 1.821 | 0.613 | 1.760 | 0.886 |
| 5 + 390.589 | 1.823 | 0.612 | 1.761 | 0.885 |
| 5 + 403.377 | 1.824 | 0.611 | 1.762 | 0.885 |
| 5 + 418.165 | 1.826 | 0.610 | 1.762 | 0.884 |
| 5 + 431.953 | 1.828 | 0.609 | 1.763 | 0.884 |
| 5 + 445.741 | 1.829 | 0.609 | 1.764 | 0.883 |
| 5 + 459.529 | 1.831 | 0.608 | 1.765 | 0.883 |
| 5 + 473.317 | 1.832 | 0.607 | 1.766 | 0.882 |
| 5 + 487.105 | 1.834 | 0.607 | 1.766 | 0.882 |
| 5 + 500.893 | 1.835 | 0.606 | 1.767 | 0.881 |
| 5 + 514.680 | 1.837 | 0.605 | 1.768 | 0.880 |
| 5 + 528.468 | 1.838 | 0.604 | 1.769 | 0.879 |
| 5 + 542.256 | 1.840 | 0.603 | 1.770 | 0.879 |
| 5 + 556.044 | 1.841 | 0.603 | 1.771 | 0.878 |
| 5 + 569.832 | 1.843 | 0.602 | 1.772 | 0.877 |
| 5 + 583.620 | 1.845 | 0.601 | 1.773 | 0.877 |
| 5 + 597.408 | 1.846 | 0.600 | 1.774 | 0.876 |

| $Q_c = 4.40 \text{ m}^3/\text{s}$ | | | $Q_c = 6.80 \text{ m}^3/\text{s}$ | |
|-----------------------------------|-------------|-----------------|-----------------------------------|-----------------|
| ESTACION (km) | TIRANTE (m) | VELOCIDAD (m/s) | TIRANTE (m) | VELOCIDAD (m/s) |
| 5 + 321.650 | 1.812 | 0.425 | 1.757 | 0.687 |
| 5 + 335.438 | 1.814 | 0.424 | 1.758 | 0.686 |
| 5 + 349.226 | 1.817 | 0.423 | 1.760 | 0.685 |
| 5 + 363.014 | 1.819 | 0.422 | 1.762 | 0.684 |
| 5 + 376.802 | 1.821 | 0.421 | 1.763 | 0.683 |
| 5 + 390.589 | 1.824 | 0.420 | 1.765 | 0.682 |
| 5 + 403.377 | 1.826 | 0.419 | 1.766 | 0.681 |
| 5 + 418.165 | 1.828 | 0.419 | 1.768 | 0.680 |
| 5 + 431.953 | 1.830 | 0.418 | 1.770 | 0.679 |
| 5 + 445.741 | 1.833 | 0.417 | 1.772 | 0.678 |
| 5 + 459.529 | 1.835 | 0.416 | 1.774 | 0.677 |
| 5 + 473.317 | 1.838 | 0.416 | 1.775 | 0.676 |
| 5 + 487.105 | 1.840 | 0.415 | 1.777 | 0.675 |
| 5 + 500.893 | 1.842 | 0.414 | 1.779 | 0.674 |
| 5 + 514.680 | 1.845 | 0.413 | 1.780 | 0.673 |
| 5 + 528.468 | 1.847 | 0.412 | 1.782 | 0.672 |
| 5 + 542.256 | 1.849 | 0.412 | 1.784 | 0.671 |
| 5 + 556.044 | 1.852 | 0.411 | 1.785 | 0.670 |
| 5 + 569.832 | 1.854 | 0.410 | 1.788 | 0.669 |
| 5 + 583.62 | 1.856 | 0.409 | 1.789 | 0.668 |
| 5 + 597.408 | 1.859 | 0.408 | 1.791 | 0.667 |

TABLA 2.20 CARACTERÍSTICAS HIDRAULICAS EN EL CANAL PRINCIPAL $Q_c = 3.60 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_c = 2.40 \text{ m}^3/\text{s}$

| ESTACION
(km) | TIRANTE
(m) | VELOCIDAD
(m/s) |
|------------------|----------------|--------------------|
| 5 + 321.650 | 1.757 | 0.241 |
| 5 + 335.438 | 1.759 | 0.242 |
| 5 + 349.226 | 1.762 | 0.241 |
| 5 + 363.014 | 1.765 | 0.241 |
| 5 + 376.802 | 1.767 | 0.240 |
| 5 + 390.589 | 1.769 | 0.239 |
| 5 + 404.377 | 1.772 | 0.238 |
| 5 + 418.165 | 1.775 | 0.238 |
| 5 + 431.953 | 1.777 | 0.238 |
| 5 + 445.741 | 1.774 | 0.238 |
| 5 + 459.529 | 1.782 | 0.237 |
| 5 + 473.317 | 1.785 | 0.237 |
| 5 + 487.105 | 1.787 | 0.236 |
| 5 + 500.893 | 1.790 | 0.236 |
| 5 + 514.680 | 1.792 | 0.235 |
| 5 + 528.468 | 1.795 | 0.234 |
| 5 + 542.256 | 1.798 | 0.234 |
| 5 + 556.044 | 1.800 | 0.233 |
| 5 + 569.832 | 1.803 | 0.233 |
| 5 + 583.620 | 1.806 | 0.232 |
| 5 + 597.408 | 1.809 | 0.232 |

TABLA 2.21 CARACTERÍSTICAS HIDRAULICAS EN LA REPRESA

| GASTO
(m^3/s) | a
(m) | y
(m) | L
(m) |
|------------------------------------|----------|----------|----------|
| 8.40 | 0.694 | 1.382 | 6.771 |
| 4.40 | 0.374 | 1.081 | 6.280 |
| 6.80 | 0.877 | 1.472 | 6.444 |
| 1.20 | 0.175 | 0.749 | 4.842 |

- a Abertura de las compuertas, en m.
- y Tirante de ahogamiento inmediatamente aguas abajo de las compuertas, en m (ver fig. 2.3).
- L Longitud del salto hidráulico, en m (ver fig. 2.3).

TABLA 3.1 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS CANAL TRANSPORTADOR, Qd = 3.60 m³/s

| TIRANTE (m) | VELOCIDAD (m/s) | ESTACION (km) |
|-------------|-----------------|---------------|
| 1.000 | 1.200 | 0 + 284.240 |
| 0.996 | 1.207 | 0 + 279.161 |
| 0.992 | 1.214 | 0 + 274.082 |
| 0.988 | 1.220 | 0 + 269.003 |
| 0.985 | 1.227 | 0 + 263.924 |
| 0.981 | 1.234 | 0 + 258.845 |
| 0.977 | 1.241 | 0 + 253.766 |
| 0.974 | 1.247 | 0 + 248.687 |
| 0.971 | 1.254 | 0 + 243.608 |
| 0.967 | 1.261 | 0 + 238.529 |
| 0.964 | 1.268 | 0 + 233.450 |

TABLA 3.2 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS CANAL TRANSPORTADOR, Qd = 1.20 m³/s

| TIRANTE (m) | VELOCIDAD (m/s) | ESTACION (km) |
|-------------|-----------------|---------------|
| 1.000 | 0.400 | 0 + 284.240 |
| 0.994 | 0.403 | 0 + 279.161 |
| 0.988 | 0.407 | 0 + 274.082 |
| 0.983 | 0.410 | 0 + 269.003 |
| 0.977 | 0.414 | 0 + 263.924 |
| 0.972 | 0.418 | 0 + 258.845 |
| 0.966 | 0.421 | 0 + 253.766 |
| 0.961 | 0.425 | 0 + 248.687 |
| 0.954 | 0.429 | 0 + 243.608 |
| 0.949 | 0.433 | 0 + 238.529 |
| 0.943 | 0.437 | 0 + 233.450 |

TABLE 2.24 TRAYECTORIAS DEL SEDIMENTO QUE INGRESA TEORICAMENTE EN EL TANQUE SEDIMENTADOR NUMERO TRES, Q = 0.40 m³/s, LONGITUD 191.90 m.

DESPLAZAMIENTO s (m)

| TIEMPO (s) | VELOCIDAD (m/s) | ESTACION (km) | 97.00 | 97.10 | 97.20 | 97.30 | 97.40 | 97.50 | 97.60 | 97.70 | 97.80 | 97.90 | 98.00 | 98.10 | 98.20 | 98.30 | 98.40 | 98.50 | 98.60 | 98.70 | 98.80 | 98.90 | 99.00 | 99.10 | 99.20 | 99.30 | 99.40 | 99.50 | 99.60 | 99.70 | 99.80 | 99.90 |
|------------|-----------------|---------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 2.042 | 0.0182 | 0+120.070 | 1.200 | 0.480 | 0.271 | 0.204 | 0.119 | 0.065 | 0.044 | 0.034 | 0.028 | 0.024 | 0.021 | 0.018 | 0.016 | 0.014 | 0.012 | 0.011 | 0.010 | 0.009 | 0.008 | 0.007 | 0.006 | 0.005 | 0.004 | 0.003 | 0.002 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | |
| 2.052 | 0.0191 | 0+171.415 | 1.293 | 0.485 | 0.271 | 0.207 | 0.117 | 0.064 | 0.044 | 0.034 | 0.028 | 0.024 | 0.021 | 0.018 | 0.016 | 0.014 | 0.012 | 0.011 | 0.010 | 0.009 | 0.008 | 0.007 | 0.006 | 0.005 | 0.004 | 0.003 | 0.002 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | |
| 2.063 | 0.0195 | 0+154.830 | 1.280 | 0.478 | 0.271 | 0.205 | 0.115 | 0.064 | 0.044 | 0.034 | 0.027 | 0.024 | 0.021 | 0.018 | 0.016 | 0.014 | 0.012 | 0.011 | 0.010 | 0.009 | 0.008 | 0.007 | 0.006 | 0.005 | 0.004 | 0.003 | 0.002 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | |
| 2.073 | 0.0198 | 0+158.235 | 1.273 | 0.474 | 0.269 | 0.204 | 0.115 | 0.063 | 0.043 | 0.033 | 0.027 | 0.024 | 0.021 | 0.018 | 0.016 | 0.014 | 0.012 | 0.011 | 0.010 | 0.009 | 0.008 | 0.007 | 0.006 | 0.005 | 0.004 | 0.003 | 0.002 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | |
| 2.084 | 0.0199 | 0+151.640 | 1.266 | 0.467 | 0.264 | 0.202 | 0.114 | 0.063 | 0.043 | 0.033 | 0.027 | 0.023 | 0.023 | 0.022 | 0.021 | 0.020 | 0.019 | 0.018 | 0.017 | 0.016 | 0.015 | 0.014 | 0.013 | 0.012 | 0.011 | 0.010 | 0.009 | 0.008 | 0.007 | 0.006 | 0.005 | |
| 2.094 | 0.0200 | 0+150.045 | 1.258 | 0.461 | 0.262 | 0.200 | 0.114 | 0.062 | 0.043 | 0.033 | 0.027 | 0.023 | 0.023 | 0.022 | 0.021 | 0.020 | 0.019 | 0.018 | 0.017 | 0.016 | 0.015 | 0.014 | 0.013 | 0.012 | 0.011 | 0.010 | 0.009 | 0.008 | 0.007 | 0.006 | 0.005 | |
| 2.105 | 0.0202 | 0+121.905 | 1.225 | 0.454 | 0.258 | 0.198 | 0.112 | 0.061 | 0.042 | 0.032 | 0.027 | 0.022 | 0.022 | 0.021 | 0.020 | 0.019 | 0.018 | 0.017 | 0.016 | 0.015 | 0.014 | 0.013 | 0.012 | 0.011 | 0.010 | 0.009 | 0.008 | 0.007 | 0.006 | 0.005 | 0.004 | |
| 2.116 | 0.0203 | 0+125.310 | 1.229 | 0.451 | 0.257 | 0.197 | 0.111 | 0.061 | 0.042 | 0.032 | 0.027 | 0.022 | 0.022 | 0.021 | 0.020 | 0.019 | 0.018 | 0.017 | 0.016 | 0.015 | 0.014 | 0.013 | 0.012 | 0.011 | 0.010 | 0.009 | 0.008 | 0.007 | 0.006 | 0.005 | 0.004 | |
| 2.126 | 0.0205 | 0+118.715 | 1.211 | 0.445 | 0.251 | 0.195 | 0.110 | 0.060 | 0.041 | 0.031 | 0.027 | 0.022 | 0.022 | 0.021 | 0.020 | 0.019 | 0.018 | 0.017 | 0.016 | 0.015 | 0.014 | 0.013 | 0.012 | 0.011 | 0.010 | 0.009 | 0.008 | 0.007 | 0.006 | 0.005 | 0.004 | |
| 2.136 | 0.0206 | 0+112.120 | 1.211 | 0.442 | 0.252 | 0.194 | 0.110 | 0.060 | 0.041 | 0.031 | 0.027 | 0.022 | 0.022 | 0.021 | 0.020 | 0.019 | 0.018 | 0.017 | 0.016 | 0.015 | 0.014 | 0.013 | 0.012 | 0.011 | 0.010 | 0.009 | 0.008 | 0.007 | 0.006 | 0.005 | 0.004 | |
| 2.146 | 0.0208 | 0+105.525 | 1.200 | 0.435 | 0.248 | 0.192 | 0.109 | 0.060 | 0.041 | 0.031 | 0.027 | 0.022 | 0.022 | 0.021 | 0.020 | 0.019 | 0.018 | 0.017 | 0.016 | 0.015 | 0.014 | 0.013 | 0.012 | 0.011 | 0.010 | 0.009 | 0.008 | 0.007 | 0.006 | 0.005 | 0.004 | |
| 2.157 | 0.0208 | 0+098.930 | 1.196 | 0.429 | 0.245 | 0.190 | 0.108 | 0.059 | 0.041 | 0.031 | 0.027 | 0.022 | 0.022 | 0.021 | 0.020 | 0.019 | 0.018 | 0.017 | 0.016 | 0.015 | 0.014 | 0.013 | 0.012 | 0.011 | 0.010 | 0.009 | 0.008 | 0.007 | 0.006 | 0.005 | 0.004 | |
| 2.167 | 0.0210 | 0+092.335 | 1.193 | 0.428 | 0.244 | 0.188 | 0.107 | 0.058 | 0.041 | 0.031 | 0.027 | 0.022 | 0.022 | 0.021 | 0.020 | 0.019 | 0.018 | 0.017 | 0.016 | 0.015 | 0.014 | 0.013 | 0.012 | 0.011 | 0.010 | 0.009 | 0.008 | 0.007 | 0.006 | 0.005 | 0.004 | |
| 2.178 | 0.0211 | 0+085.740 | 1.172 | 0.420 | 0.242 | 0.188 | 0.106 | 0.058 | 0.040 | 0.030 | 0.027 | 0.022 | 0.022 | 0.021 | 0.020 | 0.019 | 0.018 | 0.017 | 0.016 | 0.015 | 0.014 | 0.013 | 0.012 | 0.011 | 0.010 | 0.009 | 0.008 | 0.007 | 0.006 | 0.005 | 0.004 | |
| 2.188 | 0.0212 | 0+079.145 | 1.164 | 0.418 | 0.240 | 0.187 | 0.106 | 0.058 | 0.040 | 0.030 | 0.027 | 0.022 | 0.022 | 0.021 | 0.020 | 0.019 | 0.018 | 0.017 | 0.016 | 0.015 | 0.014 | 0.013 | 0.012 | 0.011 | 0.010 | 0.009 | 0.008 | 0.007 | 0.006 | 0.005 | 0.004 | |
| 2.199 | 0.0212 | 0+072.550 | 1.151 | 0.412 | 0.239 | 0.185 | 0.105 | 0.057 | 0.040 | 0.030 | 0.027 | 0.022 | 0.022 | 0.021 | 0.020 | 0.019 | 0.018 | 0.017 | 0.016 | 0.015 | 0.014 | 0.013 | 0.012 | 0.011 | 0.010 | 0.009 | 0.008 | 0.007 | 0.006 | 0.005 | 0.004 | |
| 2.209 | 0.0212 | 0+065.955 | 1.135 | 0.404 | 0.231 | 0.182 | 0.104 | 0.057 | 0.040 | 0.030 | 0.027 | 0.022 | 0.022 | 0.021 | 0.020 | 0.019 | 0.018 | 0.017 | 0.016 | 0.015 | 0.014 | 0.013 | 0.012 | 0.011 | 0.010 | 0.009 | 0.008 | 0.007 | 0.006 | 0.005 | 0.004 | |
| 2.219 | 0.0212 | 0+059.360 | 1.119 | 0.403 | 0.231 | 0.182 | 0.103 | 0.057 | 0.040 | 0.030 | 0.027 | 0.022 | 0.022 | 0.021 | 0.020 | 0.019 | 0.018 | 0.017 | 0.016 | 0.015 | 0.014 | 0.013 | 0.012 | 0.011 | 0.010 | 0.009 | 0.008 | 0.007 | 0.006 | 0.005 | 0.004 | |
| 2.229 | 0.0211 | 0+052.765 | 1.119 | 0.397 | 0.228 | 0.181 | 0.102 | 0.056 | 0.039 | 0.030 | 0.027 | 0.022 | 0.022 | 0.021 | 0.020 | 0.019 | 0.018 | 0.017 | 0.016 | 0.015 | 0.014 | 0.013 | 0.012 | 0.011 | 0.010 | 0.009 | 0.008 | 0.007 | 0.006 | 0.005 | 0.004 | |
| 2.239 | 0.0211 | 0+046.170 | 1.115 | 0.391 | 0.225 | 0.179 | 0.101 | 0.056 | 0.039 | 0.030 | 0.027 | 0.022 | 0.022 | 0.021 | 0.020 | 0.019 | 0.018 | 0.017 | 0.016 | 0.015 | 0.014 | 0.013 | 0.012 | 0.011 | 0.010 | 0.009 | 0.008 | 0.007 | 0.006 | 0.005 | 0.004 | |

TABLA 4.1 TIRANTES NORMALES Y CRITICOS EN LOS CANALES COLECTORES $Q_d = 3.60 \text{ m}^3/\text{s}$

| CANAL | GASTO
(m^3/s) | S | Y_n
(m) | TIPO FLUJO | Y_c
(m) |
|-------|------------------------------------|---------|--------------|------------|--------------|
| C-W | 0.60 | 0.0026 | 0.544 | lento | 0.504 |
| C-X | 1.20 | 0.0032 | 0.678 | lento | 0.665 |
| C-Y' | 1.80 | 0.00645 | 0.439 | rápido | 0.529 |
| Y'-Y | 1.20 | 0.00302 | 0.685 | lento | 0.665 |
| Y'-Z | 0.60 | 0.00290 | 0.533 | lento | 0.504 |

TABLA 4.2 TIRANTES NORMALES Y CRITICOS EN LOS CANALES COLECTORES $Q_d = 1.20 \text{ m}^3/\text{s}$

| CANAL | GASTO
(m^3/s) | S | Y_n
(m) | TIPO FLUJO | Y_c
(m) |
|-------|------------------------------------|---------|--------------|------------|--------------|
| C-W | 0.20 | 0.0026 | 0.361 | lento | 0.325 |
| C-X | 0.40 | 0.0032 | 0.450 | lento | 0.429 |
| C-Y' | 0.60 | 0.00645 | 0.243 | rápido | 0.286 |
| Y'-Y | 0.40 | 0.00302 | 0.454 | lento | 0.429 |
| Y'-Z | 0.20 | 0.00290 | 0.353 | lento | 0.325 |

TABLA 4.3 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS CANAL COLECTOR C-W, $Q_d = 3.60 \text{ m}^3/\text{s}$

| ESTACION
(km) | TIRANTE
(m) | VELOCIDAD
(m/s) |
|------------------|----------------|--------------------|
| 0 + 228.080 | 0.531 | 1.417 |
| 0 + 225.309 | 0.534 | 1.398 |
| 0 + 222.538 | 0.537 | 1.397 |
| 0 + 219.767 | 0.539 | 1.379 |
| 0 + 216.996 | 0.540 | 1.373 |
| 0 + 214.225 | 0.541 | 1.368 |
| 0 + 211.454 | 0.541 | 1.368 |
| 0 + 209.683 | 0.542 | 1.365 |
| 0 + 205.912 | 0.542 | 1.362 |
| 0 + 203.141 | 0.543 | 1.360 |
| 0 + 200.370 | 0.543 | 1.357 |

TABLA 4.4 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS CANAL COLECTOR C-Y, $Q_d = 3.60 \text{ m}^3/\text{s}$

| ESTACION
(km) | TIRANTE
(m) | VELOCIDAD
(m/s) |
|------------------|----------------|--------------------|
| 0 + 222.000 | 0.694 | 1.662 |
| 0 + 219.837 | 0.690 | 1.679 |
| 0 + 217.674 | 0.687 | 1.696 |
| 0 + 215.511 | 0.684 | 1.710 |
| 0 + 213.348 | 0.682 | 1.720 |
| 0 + 211.185 | 0.681 | 1.728 |
| 0 + 209.022 | 0.679 | 1.727 |
| 0 + 206.850 | 0.679 | 1.732 |
| 0 + 204.696 | 0.678 | 1.735 |
| 0 + 202.533 | 0.678 | 1.736 |
| 0 + 200.370 | 0.678 | 1.737 |

| ESTACION (m) | TIRANTE (m) | VELOCIDAD (m/s) |
|--------------|-------------|-----------------|
| 0 + 210.170 | 0.665 | 1.809 |
| 0 + 211.410 | 0.681 | 1.724 |
| 0 + 208.650 | 0.683 | 1.712 |
| 0 + 205.890 | 0.684 | 1.708 |
| 0 + 203.130 | 0.685 | 1.709 |
| 0 + 200.370 | 0.685 | 1.705 |

TABLA 4.6 CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS CANAL COLECTOR Y-1, Qd = 3.60 m³/s

| ESTACION (m) | TIRANTE (m) | VELOCIDAD (m/s) |
|--------------|-------------|-----------------|
| 0 + 235.890 | 0.797 | 1.030 |
| 0 + 234.190 | 0.784 | 1.054 |
| 0 + 232.490 | 0.771 | 1.081 |
| 0 + 230.790 | 0.759 | 1.109 |
| 0 + 229.090 | 0.746 | 1.139 |
| 0 + 227.340 | 0.732 | 1.171 |

TABLA 4.5 CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS CANAL COLECTOR C-1, Qd = 3.60 m³/s

| ESTACION (m) | TIRANTE (m) | VELOCIDAD (m/s) |
|--------------|-------------|-----------------|
| 0 + 228.000 | 0.540 | 0.456 |
| 0 + 225.809 | 0.533 | 0.469 |
| 0 + 222.538 | 0.526 | 0.482 |
| 0 + 219.267 | 0.520 | 0.494 |
| 0 + 216.996 | 0.512 | 0.508 |
| 0 + 214.225 | 0.506 | 0.521 |
| 0 + 211.654 | 0.499 | 0.535 |
| 0 + 208.683 | 0.492 | 0.550 |
| 0 + 205.912 | 0.486 | 0.565 |
| 0 + 203.141 | 0.479 | 0.581 |
| 0 + 200.370 | 0.471 | 0.597 |

TABLA 4.8 CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS CANAL COLECTOR C-8, Qd = 1.20 m³/s

| ESTACION (m) | TIRANTE (m) | VELOCIDAD (m/s) |
|--------------|-------------|-----------------|
| 0 + 221.660 | 0.524 | 1.457 |
| 0 + 217.402 | 0.528 | 1.428 |
| 0 + 213.144 | 0.531 | 1.420 |
| 0 + 208.886 | 0.532 | 1.414 |
| 0 + 204.628 | 0.532 | 1.414 |
| 0 + 200.370 | 0.533 | 1.411 |

TABLA 4.7 CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS CANAL COLECTOR Y-2, Qd = 3.60 m³/s

TABLA 4.9 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS CANAL COLECTOR X-C, $Q_d = 1.20 \text{ m}^3/\text{s}$

| ESTACION (km) | TIRANTE (m) | VELOCIDAD (m/s) |
|---------------|-------------|-----------------|
| 0 + 222.000 | 0.738 | 0.490 |
| 0 + 219.837 | 0.731 | 0.499 |
| 0 + 217.674 | 0.724 | 0.508 |
| 0 + 215.511 | 0.717 | 0.518 |
| 0 + 213.348 | 0.710 | 0.528 |
| 0 + 211.185 | 0.704 | 0.539 |
| 0 + 209.022 | 0.697 | 0.549 |
| 0 + 206.860 | 0.689 | 0.560 |
| 0 + 204.696 | 0.683 | 0.572 |
| 0 + 202.533 | 0.676 | 0.583 |
| 0 + 200.370 | 0.669 | 0.593 |

TABLA 4.10 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS CANAL COLECTOR, C-Y', $Q_d = 1.20 \text{ m}^3/\text{s}$

| ESTACION (km) | TIRANTE (m) | VELOCIDAD (m/s) |
|---------------|-------------|-----------------|
| 0 + 235.890 | 0.780 | 0.355 |
| 0 + 234.190 | 0.769 | 0.362 |
| 0 + 232.490 | 0.757 | 0.371 |
| 0 + 230.790 | 0.747 | 0.379 |
| 0 + 229.090 | 0.735 | 0.388 |
| 0 + 227.390 | 0.725 | 0.397 |

22

TABLA 4.11 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS CANAL COLECTOR Y-Y', $Q_d = 1.20 \text{ m}^3/\text{s}$

| ESTACION (km) | TIRANTE (m) | VELOCIDAD (m/s) |
|---------------|-------------|-----------------|
| 0 + 214.170 | 0.710 | 0.530 |
| 0 + 211.410 | 0.702 | 0.541 |
| 0 + 208.650 | 0.694 | 0.554 |
| 0 + 205.890 | 0.685 | 0.567 |
| 0 + 203.130 | 0.677 | 0.582 |
| 0 + 200.370 | 0.669 | 0.596 |

TABLA 4.12 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS CANAL COLECTOR Y'-2, $Q_d = 1.20 \text{ m}^3/\text{s}$

| ESTACION (km) | TIRANTE (m) | VELOCIDAD (m/s) |
|---------------|-------------|-----------------|
| 0 + 221.660 | 0.535 | 0.466 |
| 0 + 217.402 | 0.523 | 0.487 |
| 0 + 213.144 | 0.511 | 0.510 |
| 0 + 208.886 | 0.499 | 0.534 |
| 0 + 204.628 | 0.488 | 0.560 |
| 0 + 200.370 | 0.476 | 0.588 |

58

TABLA 5.1 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS TANQUE TRES, COMPUERTAS ABIERTAS

$Q = 0.60 \text{ m}^3/\text{s}$

| ESTACION
(km) | TIRANTE
(m) | VELOCIDAD
(m/s) |
|------------------|----------------|--------------------|
| 0 + 198.070 | 0.522 | 1.884 |
| 0 + 193.070 | 0.659 | 1.021 |
| 0 + 188.070 | 0.657 | 1.027 |
| 0 + 183.070 | 0.656 | 1.032 |
| 0 + 178.070 | 0.654 | 1.036 |
| 0 + 171.475 | 0.652 | 1.041 |
| 0 + 164.880 | 0.650 | 1.048 |
| 0 + 158.285 | 0.649 | 1.051 |
| 0 + 151.690 | 0.647 | 1.058 |
| 0 + 145.095 | 0.646 | 1.062 |
| 0 + 138.500 | 0.645 | 1.066 |
| 0 + 131.905 | 0.644 | 1.069 |
| 0 + 125.310 | 0.643 | 1.069 |
| 0 + 118.715 | 0.642 | 1.072 |
| 0 + 112.120 | 0.642 | 1.075 |
| 0 + 105.525 | 0.641 | 1.077 |
| 0 + 098.930 | 0.640 | 1.080 |
| 0 + 092.335 | 0.640 | 1.081 |
| 0 + 085.740 | 0.639 | 1.081 |
| 0 + 079.145 | 0.639 | 1.085 |
| 0 + 072.550 | 0.639 | 1.086 |
| 0 + 065.955 | 0.638 | 1.087 |
| 0 + 059.360 | 0.638 | 1.088 |
| 0 + 052.765 | 0.638 | 1.089 |
| 0 + 046.170 | 0.638 | 1.090 |

(57)

TABLA 5.2 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS TANQUE TRES, UNA COMPUERTA ABIERTA

$Q = 1.20 \text{ m}^3/\text{s}$

| ESTACION
(km) | TIRANTE
(m) | VELOCIDAD
(m/s) |
|------------------|----------------|--------------------|
| 0 + 198.070 | 0.712 | 2.5231 |
| 0 + 193.070 | 1.012 | 1.012 |
| 0 + 188.070 | 1.006 | 0.876 |
| 0 + 183.07 | 1.000 | 0.886 |
| 0 + 178.07 | 0.995 | 0.895 |
| 0 + 171.475 | 0.988 | 0.909 |
| 0 + 164.880 | 0.981 | 0.922 |
| 0 + 158.285 | 0.974 | 0.935 |
| 0 + 151.690 | 0.967 | 0.945 |
| 0 + 145.095 | 0.960 | 0.962 |
| 0 + 138.500 | 0.954 | 0.975 |
| 0 + 131.905 | 0.947 | 0.988 |
| 0 + 125.310 | 0.941 | 1.000 |
| 0 + 118.715 | 0.935 | 1.014 |
| 0 + 112.120 | 0.929 | 1.027 |
| 0 + 105.525 | 0.923 | 1.040 |
| 0 + 098.930 | 0.918 | 1.053 |
| 0 + 092.335 | 0.912 | 1.065 |
| 0 + 085.740 | 0.907 | 1.078 |
| 0 + 079.145 | 0.902 | 1.090 |
| 0 + 072.550 | 0.897 | 1.102 |
| 0 + 065.955 | 0.891 | 1.113 |
| 0 + 059.360 | 0.888 | 1.125 |
| 0 + 052.765 | 0.884 | 1.136 |
| 0 + 046.170 | 0.879 | 1.146 |

(58)

TABLA 5.3 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS TANQUE TRES, COMPUERTAS ABIERTAS

$Q = 0.20 \text{ m}^3/\text{s}$

| ESTACION
(km) | TIRANTE
(m) | VELOCIDAD
(m/s) |
|------------------|----------------|--------------------|
| 0 + 198.07 | 0.337 | 1.305 |
| 0 + 193.07 | 0.362 | 1.013 |
| 0 + 188.070 | 0.391 | 0.964 |
| 0 + 183.070 | 0.397 | 0.937 |
| 0 + 178.070 | 0.401 | 0.918 |
| 0 + 171.475 | 0.405 | 0.899 |
| 0 + 164.880 | 0.409 | 0.885 |
| 0 + 158.285 | 0.411 | 0.874 |
| 0 + 151.690 | 0.413 | 0.866 |
| 0 + 145.695 | 0.415 | 0.860 |
| 0 + 138.500 | 0.416 | 0.855 |
| 0 + 131.905 | 0.417 | 0.851 |
| 0 + 125.310 | 0.418 | 0.851 |
| 0 + 118.715 | 0.418 | 0.847 |
| 0 + 112.120 | 0.419 | 0.845 |
| 0 + 105.525 | 0.419 | 0.843 |
| 0 + 098.930 | 0.419 | 0.841 |
| 0 + 092.335 | 0.420 | 0.839 |
| 0 + 085.740 | 0.420 | 0.838 |
| 0 + 079.145 | 0.420 | 0.837 |
| 0 + 072.550 | 0.420 | 0.836 |
| 0 + 065.955 | 0.420 | 0.836 |
| 0 + 059.360 | 0.421 | 0.835 |
| 0 + 052.765 | 0.421 | 0.835 |
| 0 + 046.170 | 0.421 | 0.834 |

(61)

TABLA 5.4 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS TANQUE TRES, UNA COMPUERTA ABIERTA

$Q = 0.40 \text{ m}^3/\text{s}$

| ESTACION
(km) | TIRANTE
(m) | VELOCIDAD
(m/s) |
|------------------|----------------|--------------------|
| 0 + 198.070 | 0.440 | 1.633 |
| 0 + 193.070 | 0.528 | 1.060 |
| 0 + 188.070 | 0.530 | 1.051 |
| 0 + 183.070 | 0.532 | 1.043 |
| 0 + 178.070 | 0.534 | 1.036 |
| 0 + 171.475 | 0.536 | 1.029 |
| 0 + 164.880 | 0.538 | 1.023 |
| 0 + 158.285 | 0.539 | 1.018 |
| 0 + 151.690 | 0.540 | 1.014 |
| 0 + 145.695 | 0.541 | 1.014 |
| 0 + 138.500 | 0.542 | 1.010 |
| 0 + 131.905 | 0.542 | 1.007 |
| 0 + 125.310 | 0.543 | 1.005 |
| 0 + 118.715 | 0.543 | 1.003 |
| 0 + 112.120 | 0.544 | 1.000 |
| 0 + 105.525 | 0.544 | 1.000 |
| 0 + 098.930 | 0.545 | 0.998 |
| 0 + 092.335 | 0.545 | 0.997 |
| 0 + 087.740 | 0.545 | 0.996 |
| 0 + 079.145 | 0.545 | 0.995 |
| 0 + 072.550 | 0.545 | 0.994 |
| 0 + 065.955 | 0.545 | 0.994 |
| 0 + 059.360 | 0.546 | 0.993 |
| 0 + 052.765 | 0.546 | 0.993 |
| 0 + 046.170 | 0.546 | 0.993 |

(62)



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

V CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO.

MATERIA: HIDRAULICA.

TEMA: REQUISITOS PARA DISEÑAR LAS OBRAS.

PROF. ING. JAIME EUCLIDES CAMARGO
AGOSTO, 1982



9. REQUISITOS PARA DISEÑAR LAS OBRAS

9.1 Aspectos generales para el control de las inundaciones

Por la necesidad de contar con agua, a lo largo de las orillas de los ríos y de los lagos, se han establecido la mayoría de poblaciones; y en general, las zonas agrícolas más ricas se encuentran en las zonas de planicie. Puesto que el gasto de las corrientes es variable, dependiendo de la distribución que tengan las lluvias en su cuenca, tanto en tiempo como en espacio, ocurre con frecuencia que los caudales rebasan la capacidad de conducción del cauce principal del río y las aguas invaden las tierras adyacentes. Dependiendo de la topografía, las aguas desbordadas pueden correr por la planicie siguiendo la dirección general del río y regresar a él en cuanto sus aguas empiezan a descender; o pueden quedar detenidas permanentemente en zonas bajas hasta que se evaporan o se infiltran, o bien pueden llegar a reconocer otros cauces. En general el agua que se desborda, se infiltra, se evapora, corre por la planicie y finalmente se queda en partes bajas, reconoce otros cauces o retorna al río del cual partió.

Los volúmenes de agua desbordada son quitados al caudal del cauce principal y por ello los niveles máximos alcanzados por un río pueden ser menores aguas abajo, al grado de que se producen grandes inundaciones en tramos de aguas arriba y no llegue el río a desbordarse en las zonas bajas. Cuando la planicie

del río es reducida como ocurre en la vertiente del Pacífico, las inundaciones abarcan casi toda la longitud del río en la zona baja, pero por las fuertes pendientes las inundaciones duran poco o cubren áreas menores. En la vertiente del Atlántico por ser más plana la planicie, las inundaciones cubren grandes extensiones y duran más tiempo.

Al ocurrir un desbordamiento, junto con el agua, sale del río una gran cantidad de sedimentos. Las partículas más grandes se depositan rápidamente en cuanto disminuye la velocidad del agua que las transporta y por ello las orillas de los mismos tienen una elevación mayor que la planicie adyacente. A esas elevaciones se la conoce en nuestro medio como "barrotes de río". Ya en la planicie, se depositan las partículas más finas sobre todo en las partes bajas donde la velocidad media es menor. Así, los desbordamientos tienden a nivelar y sobrelevar las zonas adyacentes a los ríos. Una acción más importante consiste en el hecho de que el sedimento depositado tiene una acción fertilizante por el gran contenido de materia orgánica que ha recogido en la parte alta de la cuenca.

Del sedimento que es transportado por el agua desbordada muy poco regresa nuevamente a la corriente principal y es aquel que, por ser muy fino, aún con velocidades muy bajas, no alcanza a depositarse. Igualmente, material fino que haya en la planicie puede ser puesto en suspensión por la corriente y transportado hacia la corriente principal al descender la avenida.

Los daños producidos por el agua de un río al desbordarse, pueden consistir en:

en,

- a) Pérdidas de vidas humanas
- b) Pérdidas de ganado y animales en general
- c) Destrucción de cultivos
- d) Destrucción de casas y construcciones urbanas en general
- e) Interrupción y/o destrucción de vías de comunicación
- f) Interrupción de servicios eléctricos, de agua potable y drenaje
- g) Propagación de enfermedades

Las principales ventajas producidas por los desbordamientos consisten en:

- a) Humedecer y fertilizar los terrenos para el siguiente ciclo agrícola
- b) Evitar desbordamientos en zonas de aguas abajo, que podrían estar más pobladas o tener mayor riqueza agrícola, ganadera o de servicios.

A medida que se desarrolla y puebla una región, los daños son mayores que los beneficios y por lo tanto se tiende a reducir o evitar las inundaciones, y para ello se pueden tomar acciones de dos clases: indirectas o directas.

9.1.1 Acciones indirectas para evitar inundaciones

Son aquellas que no interfieren con los escurrimientos de un río ni lo modifican, pero permiten avisar con tiempo a los moradores de las áreas afectadas para evitar la pérdida de vidas humanas y de animales y reducir las pérdidas materiales.

Las principales acciones indirectas consisten en:

- a) Instalación de un sistema de alarma mediante pluviómetros y estaciones de radio.
- b) Cálculo del tránsito de las avenidas a lo largo del río. Complementa la primera acción.
- c) Delimitación de las zonas adyacentes a los ríos en función de la frecuencia con que puedan inundarse.

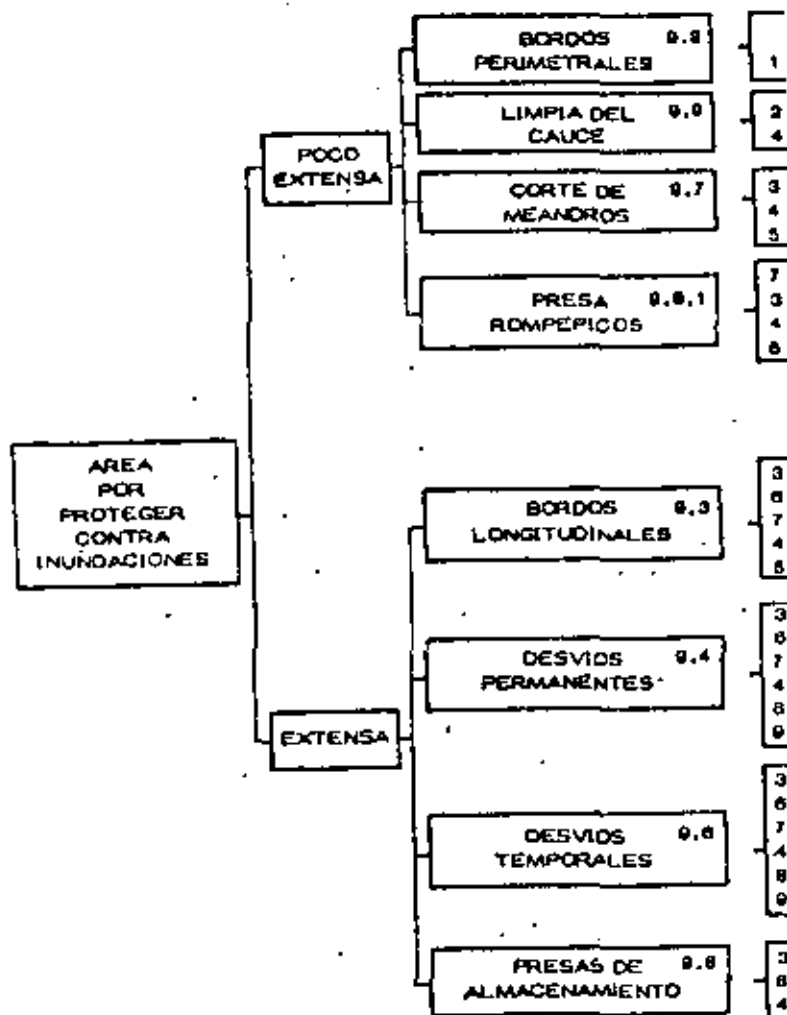
9.1.2 Acciones directas para evitar inundaciones.

Son aquellas que interfieren directamente con los escurrimientos de los ríos ya sea almacenándolos, desviándolos o evitando pasen por determinados lugares.

Las principales acciones directas que se pueden tomar para evitar o reducir las inundaciones, al menos en una área, consisten en la construcción de alguna de las siguientes obras, (Ref 1 y 2), véase la tabla 9.1

- a) Bordos perimetrales a poblaciones o construcciones de importancia.
- b) Bordos longitudinales a lo largo de una o ambas márgenes de un río.
- c) Desvíos permanentes por medio de cauces de alivio.
- d) Desvíos temporales a lagunas o zonas bajas adyacentes al río.
- e) Corta de meandros con dragados.
- f) Presas de almacenamiento.
- g) Presas rompe-picos.
- h) Limpia y/o dragado del cauce principal.

ALTERNATIVAS DIRECTAS MAS COMUNES PARA EL CONTROL DE LAS INUNDACIONES



DATOS POR CONOCER
(se enlistan los más importantes)

- 1 Elevación del agua
- 2 Gasto máximo
- 3 Avenida de diseño, hidrogramas
- 4 Curva elevaciones-gastos, en alguna sección, puede ser en el río o en alguna obra
- 6 Granulometría y densidad del material del fondo
- 8 Secciones transversales
- 7 Pendiente
- 8 Topografía
- 9 Localización de obras, obstáculos, etc.

ALTERNATIVAS COMBINADAS MAS COMUNES

- I Presas rompepicos-limpiar de cauces
- II Presas-bordos longitudinales
- III Presas-bordos longitudinales-desvíos permanentes o temporales
- IV Presas-limpiar del cauce
- V Bordos longitudinales-desvíos permanentes o temporales
- VI Bordos longitudinales-limpiar del cauce

Sólo en situaciones muy particulares, una sola de las soluciones señaladas resuelve completamente el control de las inundaciones. Cuando se desean proteger grandes extensiones siempre se requiere de la combinación adecuada y afortunada de dos o más de las construcciones señaladas.

Las acciones directas pueden llegar a evitar totalmente los desbordamientos de un río e igualmente evitar que una zona se inunde por lluvia al construirle un buen drenaje. La principal desventaja de este tipo de acciones es su costo, el que por ser tan elevado no puede ser cubierto en la medida necesaria.

Los medios indirectos sirven para avisar a la gente que puede sufrir una inundación y aunque no la evitan, tienen un costo mucho más reducido y por lo tanto están más al alcance de países en desarrollo; sin embargo, para que estas medidas sean efectivas, requieren de una organización de la que paradójicamente también adolecen éstos.

Por otra parte, ambas acciones requieren de una considerable cantidad de datos topográficos, hidroclimáticos e hidráulicos. Cuando no se cuenta con ellos se reduce la efectividad de las acciones indirectas o se imposibilita su puesta en marcha.

A continuación se describe el diseño de las obras a realizar en las acciones directas y se indican los métodos de cálculo más apropiados que se requieren

9.6

en cada una de ellas, así como los puntos más importantes que deben tomarse en cuenta en su diseño.

9.2 Bordos perimetrales

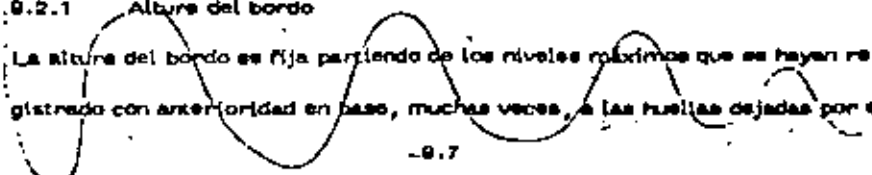
Cuando una zona alcanza un cierto grado de desarrollo se requieren proteger poblados u obras de importancia que se vean amenazados con inundaciones frecuentes. Se ha mencionado en el inciso anterior que la tendencia natural es que los centros de población se establezcan cerca de los ríos. En un principio la gente acepta los peligros y molestias de las inundaciones con tal de contar con agua para su subsistencia. Cuando esos centros de población se desarrollan, se llega a necesitar protegerlos de las inundaciones periódicas y la solución más común y explícita, dependiendo de la topografía, es rodearlos parcial o completamente con un bordo. El bordo es perimetral cuando el poblado está establecido en una zona plana.

Si parte del poblado está en una parte alta o si la topografía lo permite, el bordo sólo se construirá en la parte baja y se empotrará a la zona alta.

Estos bordos tienen la ventaja de ser la solución de control más económica que puede construirse; además, no alteran los niveles de la corriente, ya que su efecto en ella es muy reducido, o nulo.

9.2.1 Altura del bordo

La altura del bordo se fija partiendo de los niveles máximos que se hayan registrado con anterioridad en caso, muchas veces, a las huellas dejadas por el



agua. Esta forma de actuar es motivada por el hecho de que en zonas poco desarrolladas no se cuenta con datos suficientes y solo se dispone de algunas huellas de avenidas recientes. Si hay alguna estación de aforo cercana se trabajará con los datos que de ella se obtengan, en la forma como se indica al hablar de bordos longitudinales. Si se inicia el estudio de un área para protegerla contra inundaciones, se deberán instalar escalas cerca de los poblados, además de garantizar el aforo de la corriente en una sección como mínimo. Todos estos datos servirán para calibrar cualquier modelo que sea elaborado. A los niveles se asociará su gasto, aunque esto último no siempre es posible. Para fijar la altura del bordo a la elevación máxima observada del agua, se le añadirá un bordo libre de 1,00 a 2,00m que dependerá generalmente de la disponibilidad económica.

9.2.2 Ancho de la Corona.

El ancho de la corona del bordo deberá como mínimo permitir el tránsito de un vehículo; por lo tanto el ancho mínimo será de 3,00m.

9.2.3 Taludes

Se deberá estudiar la estabilidad del bordo tomando en cuenta los materiales disponibles para su construcción y el material en que será desplantado; sin embargo, si el material es arena o arcilla se podrán considerar taludes de 2:1. Deberán descartarse los materiales limpios. Si el material es arenoso se deberá revisar el paso de filtración y de ser necesario se abatirán los talu-

do o se ampliará el ancho de la corona. (Ref. 3).

9.2.4 Drenaje de la zona protegida.

Como el bordo es una frontera entre el río y el poblado, deberá estudiarse la forma de desalojar las aguas de lluvia que caigan dentro del poblado mientras las aguas del río tengan un nivel superior al nivel de las calles. Para ello se pueden seguir dos procedimientos.

- a) Construir un depósito que tenga una capacidad igual al volumen de agua que se espera que llueva. Ese depósito estará comunicado al río, por medio de una tubería que pase bajo el bordo. Esa tubería deberá disponer de una compuerta o válvula, ya sea manual o automática, que permita el paso del agua hacia afuera cuando el nivel del río sea bajo y se cierre cuando las aguas lleguen al pie del bordo.
- b) Si el volumen es considerable y por lo tanto el tanque de captación del agua drenada es muy costoso, se construirá un tanque reducido y una estación de bombeo cuya capacidad estará dada por el gasto máximo escurrido, ya regularizado por el tanque. Antes de la temporada de lluvias el equipo de bombeo deberá ser revisado y acondicionado.

9.2.5 Comentar los generales.

Durante el tiempo que dure una inundación se deberá tener una inspección con-

lante de las condiciones del fondo y de los niveles de agua. A la primera señal de peligro se debe avisar a los moradores para que vayan a las zonas altas. Esta solución se recomienda cuando los medios económicos son escasos, o cuando no se ha estudiado debidamente el río, ya que no afecta a sus escurremientos y sobre todo, cuando por la extensión de la planicie o las condiciones topográficas después de alcanzar un cierto nivel, el agua sube muy poco a pesar de que los caudales desbordados crezcan considerablemente y por lo tanto, se tenga una certeza del nivel máximo que puede alcanzar el agua, a pesar de la escasez de datos.

9.3 Diques longitudinales

Filosofía de diseño

Los diques longitudinales como su nombre lo indica se construyen a lo largo de las márgenes de un río y sirven para proteger varios pueblos simultáneamente, grandes extensiones de terrenos con alta producción agrícola y ganadera, o bien regiones desarrolladas que cuentan ya con vías de comunicación, instalaciones fabriles o de servicios.

Los diques longitudinales se pueden construir en una o ambas márgenes y confinan al agua dentro del cauce principal. Para una misma avenida dada, la altura de los bordos dependerá en parte de la longitud de los mismos y principalmente de su separación. Puesto que su construcción se requiere cuando la zona está desarrollada, la situación normal es que se necesiten construir

lo más cercano posible a las orillas; además, que como ya se indicó la planicie tiene en ocasiones alturas mayores en los barrotes y por lo tanto para reducir el costo de los bordos conviene construirlos sobre ellos.

La construcción de diques longitudinales cambia completamente las condiciones de escurreimiento durante las avenidas, tanto en el tramo frente a los bordos como en los primeros tramos, tanto aguas abajo como aguas arriba de la protección. En todos los casos, los tirantes o elevaciones que alcanza el agua en el cauce principal, ya construidos los bordos, son mucho mayores para una misma avenida.

En el tramo del río protegido con diques, el tirante se eleva para una misma avenida ya que al impedir el desbordamiento del agua, que permite que un cierto volumen de agua escurra sobre la planicie, se obliga a que todo el gasto pase por una área más reducida. Si el tramo es muy largo, puede ocurrir que los bordos tengan que ser más elevados a medida que se avanza hacia aguas abajo, aunque en la mayoría de los casos, los bordos tendrán una elevación constante a todo lo largo. Lo anterior depende de los volúmenes de agua cuyo desbordamiento se impide con los diques longitudinales.

Aguas arriba del inicio de la protección, los niveles del agua pueden ser mayores en algunas secciones, ya que la sobre-elevación explicada en el inciso anterior produce un remanso que puede influir hacia aguas arriba.

Hacia aguas abajo, la sobreelevación del agua es mayor que antes de la construcción de la protección ya que con los bordos, se obliga a transitar a toda la avenida entre ellos y los gastos al final de la obra son mayores que cuando había desbordamientos.

Si la construcción de los bordos se hace sin ningún estudio previo, los terrenos más afectados son los que se encuentran aguas abajo de donde termina este tipo de obra, al grado de que zonas que nunca se inundaban pueden ser seriamente afectadas.

Cuando sólo se protege una margen, los daños aguas arriba y abajo de la protección no son tan notables; ya que la margen no protegida se sigue inundando, y por lo tanto grandes volúmenes aún pueden ser quitados al hidrograma del cauce principal.

Aunque los niveles en las zonas inundadas serán más altos, ya no alteran los daños que se hayan producido a la agricultura, pero sí afectan a las vidas humanas y a la ganadería. Por otra parte, los incrementos de nivel que ocurren en la margen no protegida producen inundaciones en nuevas áreas que antes no se inundaban.

La extensión de esas áreas y los daños que en ellas ocurren, dependen en gran medida de la topografía en esas zonas y de la longitud de la protección construida en la margen opuesta.

Los bordos longitudinales deben de estar perfectamente contruidos porque:

- a) La gente al disponer de este tipo de protección se confiará más.
- b) No tomarán las precauciones que acostumbren hacer.
- c) Construirán obras más costosas al saber que no se les dañarán con las inundaciones y sobre todo, porque si rompiese un bordo, las inundaciones ocurrirán con mayor rapidez y alcanzarán niveles mayores que antes de la construcción, al menos en una zona cercana a la rotura.

El costo de una obra de protección con bordos longitudinales, dependerá de la elevación que alcanza el agua en el río una vez construida. Esa elevación depende a su vez de dos factores:

- a) Gasto máximo de la avenida seleccionada
- b) La separación entre ambos bordos.

La selección de la avenida de diseño, dependerá por lo tanto de un estudio económico que tome en cuenta el costo de los daños que se producen con la obra y del costo de la misma, para diferentes períodos de retorno

(Capítulo 1, inciso 1.3).

Por el alto costo que pueden alcanzar este tipo de obras y por el peligro que representa el tener tirantes demasiado altos en el río, no se debe seleccionar la protección contra inundaciones utilizando únicamente este tipo de solución, sino en combinación con una o varias de las soluciones mencionadas.

9.3.2 Dimensionamiento de la obra.

Vista en planta la zona que se tiene que proteger, se localizan los bordos procurando que queden lo más separado posible de las orillas, si las construcciones lo permiten; o bien sobre el barrute, si existe.

Seleccionado el trazo inicial de la obra se deberán obtener los niveles del agua, tanto para la condición actual, como para cuando la obra esté construida. Para ello, del estudio hidrológico (incisos 2.3 ó 2.4), se seleccionarán una o varias avenidas probables de diseño, o un rango de gastos, dentro del cual podrá estar el que finalmente se escoja como paso o avenida de diseño. Se deberá conocer también el tiempo de separación entre dos avenidas consecutivas y de la forma de las avenidas, se reducirá además el tiempo en que el gasto máximo permanezca aproximadamente constante.

La determinación de los tirantes de agua a lo largo del cauce principal y en di-

ferentes puntos de la planicie puede lograrse con las siguientes variantes:

a) Sin bordos. En condiciones naturales

Para conocer los niveles que alcanza el agua en cualquier punto de la zona bajo estudio y en cualquier instante de tiempo durante el paso de una avenida, se podrá utilizar el modelo matemático desarrollado por la Comisión del Plan Nacional Hidráulico. (ref B)

El uso de un modelo regular a contar con una topografía de detalle de toda la zona que puede ser cubierta por las aguas. En los planos topográficos se tendrán que señalar también todos los obstáculos que pueda haber al paso de la corriente, como bordos, muros, canales, caminos y construcciones de todo tipo.

Además, se requiere de observaciones directas de los niveles del agua alcanzados durante dos o tres avenidas. Para ello se colocarán escalas en el mayor número posible de sitios, cubriendo toda el área por inundarse y a todo lo largo del río. En ocasiones sólo se puede disponer de elevaciones en algunas secciones del río o de los principales afluentes, por lo que deberán complementarse con fotografías aéreas tomadas durante el paso de la avenida, mediante las cuales se podrán conocer y delimitar las áreas inundadas en diferentes tiempos.

Los datos anteriores permitirán calibrar el modelo matemático, logrado lo cual, se aplicará a otras avenidas para las cuales se deseen conocer los mayores niveles que alcanzará el agua, la extensión cubierta por ellas y sus velocidades en algunos sitios de interés.

Con bordo en una sola margen.

Para conocer los niveles del agua en la margen opuesta, así como aguas arriba y abajo de la construcción, se deberá usar el mismo modelo ya señalado. Conocidas las elevaciones del agua para diferentes avenidas en la frontera señalada por el bordo, se conocerá el costo de la obra para cada una de ellas, el que posteriormente se comparará con el beneficio que pueden aportar.

Si la planicie no protegida es muy amplia y la longitud del bordo es reducida, los niveles del agua con y sin protección podrán variar poco. Esto facilita la determinación de la altura del bordo aún sin efectuar un cálculo complejo, al conocer la elevación del agua dada por sus huellas más altas o de lecturas directas de escala, si las hubiera.

Con bordos en ambas márgenes.

Quando los bordos son construidos en ambas márgenes, el cálculo de los niveles se puede hacer de dos maneras diferentes dependiendo del tiempo que dura el gasto máximo de la avenida. Si ese tiempo es mayor que el

que requiere la onda para trasladar toda la longitud protegida, se puede considerar que el flujo es establecido. Si es menor el flujo es transitorio (fig 9.1).

El segundo hecho que debe tomarse en cuenta es la separación de los bordos. Si los bordos son construidos sobre los barrotes, se puede considerar que el agua escurrirá por una única sección con rugosidad similar en todo ella. Si los bordos están separados de la orilla, se tendrá una sección variable que se dividirá en dos: una correspondiente al cauce principal y otra a la zona de planicie. (fig 9.2b).

De acuerdo con la fig 9.2b, si en las zonas (2) y (3) son similares los tirantes y la rugosidad; ellas se podrán considerar como una única sección con ancho $B_u = B_2 + B_3$.

Por lo indicado anteriormente, se pueden presentar varias condiciones para el cálculo.

| | | |
|-------------------|---|---------------------------------|
| Flujo establecido | - | Cauce principal o sección única |
| Flujo establecido | - | sección compuesta |
| Flujo transitorio | - | cauce principal o sección única |
| Flujo transitorio | - | sección compuesta |

C.1 Flujo estacionario, cauce principal o sección única

Las condiciones del escurrimiento se conocerán de la aplicación del teorema de Bernoulli y de la ecuación de continuidad.



Si $T_p > \frac{L}{C} = \frac{L}{\sqrt{gH}}$ Flujo establecido

Si $T_p < \frac{L}{\sqrt{gH}}$ Flujo transitorio

en donde L Longitud del río o la largo de la zona protegida con los bordos.

H Tirante medio al pasar Q.

C Celeridad de la onda en el cauce principal cuya profundidad media es H.

FIG. 9.1 TIPO DE FLUJO DE ACUERDO CON EL TIEMPO DE TRANSITO.

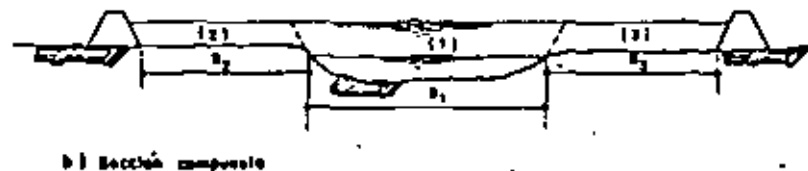
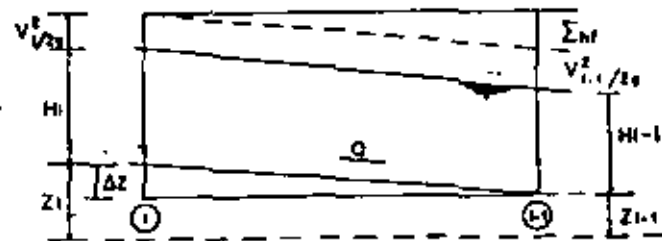


FIG. 2 TIPOS DE SECCION DE ACUERDO CON LOS BORDOS.

El teorema de Bernoulli aplicado entre dos secciones establece que: (Ref 4 y 6)



$$Z_1 + H_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_{1-1} + H_{1-1} + \frac{V_{1-1}^2}{2g} + \Sigma H \quad (9.1)$$

y la ecuación de continuidad

$$Q = V \cdot A \quad (9.2)$$

en donde

- A Área de la sección, (m²)
- g aceleración de la gravedad, (m/s²)
- H tirante en la sección, (m)
- Q el gasto para el cual se desea conocer H, (m³/s)
- V velocidad media en la sección, (m/s)
- Z elevación de la plantilla sobre un plano de referencia, (m)

Las pérdidas $\sum H_f$ se obtiene de la ec de Manning, la cual se puede expresar como

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} \left(\frac{\Delta H_f}{\Delta l} \right)^{1/2} \quad (9.3)$$

y por lo tanto

$$\Delta H_f = \left(\frac{v n}{R^{2/3}} \right)^2 \Delta l \quad (9.4)$$

en donde

- n coeficiente de rugosidad según Manning
- R radio hidráulico. (m)
- Δl separación entre las dos secciones consideradas, (m)

Las pérdidas por fricción que aparecen en la fórmula (9.4) deberán tomar en cuenta tanto a las condiciones de escurrimiento en la sección i como en la sección $i-1$, por lo tanto se podrá considerar

$$\sum H_f = \left(\frac{V_i n}{R_i^{2/3}} \right)^2 \frac{\Delta l}{2} + \left(\frac{V_{i-1} n}{R_{i-1}^{2/3}} \right)^2 \frac{\Delta l}{2} \quad (9.5)$$

Sustituyendo (9.5) en (9.1), considerando a la velocidad en función del gasto y separando el tirante H_i que se desea conocer del conocido H_{i-1} , se tiene:

$$H_i + \frac{Q^2}{A_i^3} \left[\frac{1}{20} - \left(\frac{n}{R_i^{2/3}} \right)^2 \frac{\Delta l}{2} \right] = Z_{i-1} - Z_i + H_{i-1} + \frac{Q^2}{A_{i-1}^3} \left[\frac{1}{20} + \left(\frac{n}{R_{i-1}^{2/3}} \right)^2 \frac{\Delta l}{2} \right] \quad (9.6)$$

Para efectuar el cálculo se deberá conocer la geometría de las secciones, de tal forma que se pueda calcular para cada H_i y A_i , R_i y R_{i-1} . El segundo miembro de la ecuación es conocido y hay que valorar H_i tomando en cuenta que

$$A_i = F(H_i) \text{ y } R_i = F(H_i)$$

Como los escurrimientos en ríos generalmente son con régimen tranquilo, la aplicación de la ec. 9.6 se hará de aguas abajo hacia aguas arriba, aunque también, con ciertos cuidados, se puede hacer en sentido contrario.

Inicialmente se considera, que en la frontera marcada por el bordo, este tiene una altura muy alta y se efectúa el cálculo para varios gastos. De esa manera se pueden construir los perfiles del agua a lo largo de la zona protegida, para cada gasto y las curvas de elevaciones gastos para cada sección. Con el perfil seleccionado, que corresponderá al de la avenida de diseño, se obtendrá el nivel de la corona del bordo a todo lo largo. Se recomienda que dicha corona tenga una pendiente longitudinal lo más uniforme posible.

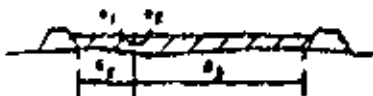
C.2 Flujo estacionario - Sección compuesta.

Lo indicado en C.1 se aplica para las dos secciones en que se subdivide la sección.

La práctica usual establece juntar las dos secciones de los lados y así los tramos mojados a_1 y a_2 , sólo intervienen para calcular el perímetro mojado y radio hidráulico del cauce principal.



Sección principal
 B_1 y B_2 se toman como fronteras



Sección de la planicie
 B_1 y B_2 no se consideran como fronteras.

Al aplicar la ec. 0.6 para ambos cauces, se obtienen las curvas de elevaciones-gastos para cada sección; principal y de la planicie. Sumadas darán la curva de elevaciones-gastos para la sección compuesta. Con esta última curva y con un gasto total, se obtienen las elevaciones en cada sección a lo largo de la -
 proyección y se construye el perfil del agua correspondiente.

El resto es similar a lo ya indicado.

C.3 Flujo transitorio - Sección única

Tomando en cuenta las relaciones de conservación de masa y conservación de energía se llega a cumplir: (ref 6 y 7)

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{B \partial H}{\partial t} = 0 \quad (0.7)$$

$$-S_0 + S_f + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial H} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} = 0 \quad (0.8)$$

en que

$$S_f = \frac{V^2}{C^2 R} \quad (0.9)$$

En las ecuaciones anteriores

- S_0 pendiente del fondo
- S_f pendiente hidráulica
- V velocidad
- Q gasto
- H tirante
- R radio hidráulico
- C coeficiente de fricción de Chezy
- B ancho de la sección

Las ecuaciones anteriores se pueden programar. Si las secciones son uniformes o se pueden considerar uniformes, se facilita la solución de dichas ecuaciones.

Actualmente la Comisión del Plan Nacional Hidráulico dispone para ello de un programa para computadores (ref 6).

C.4 Flujo transitorio-Sección compuesta.

En esta condición conviene utilizar directamente el programa de computadores antes mencionado. (ref 7 y 8).

En los últimos casos, de la aplicación del método propuesto, se podrá conocer directamente el perfil de la superficie libre.

9.4 Desvíos permanentes o cauces de alivio

Esta solución consiste en desviar un cierto volumen de agua del cauce principal y conducirlo, por medio de un canal, hacia el mar directamente o a otro río.

Quando se protege una zona con bordos longitudinales, se tiene el inconveniente de su alto costo y el la longitud de la protección es muy larga, las alturas para los bordos que protegen los tramos de aguas abajo serán considerables. Quando esas alturas son mayores de unos 5m, es muy peligrosa esta solución de defensas. Como se ha podido ver, la altura de los bordos depende principalmente del gasto máximo de la avenida y en menor grado del volumen de la misma. Para bajar los bordos longitudinales se pueden construir cauces de alivio, el topográficas y geográficamente esto es posible. El éxito de la solución consiste en bajar los gastos de la avenida de diseño. Así, el gasto desviado se restará al gasto máximo.

Los cauces de alivio generalmente son formados sobre la planicie, limitando sus fronteras con dos bordos longitudinales. Por lo tanto no se excava el canal, sino únicamente un pequeño cauce central cuyo material sirve para construir los bordos; conviene separar los bordos lo más posible para que su altura sea reducida. Por lo anterior, el fondo del cauce de alivio es el terreno natural de la planicie por donde fue trazado. En ocasiones se puede construir un canal excavado, pero es una solución demasiado costosa.

La operación del conjunto se puede plantear considerando dos bordos longitudinales a lo largo del río. En el lugar del desvío, el tramo de uno de ellos se deja sin construir y los extremos se unen a los bordos del cauce de alivio (fig. 9.3)

Mientras los gastos en el río son bajos y no alcanzan a sobrepasar la capacidad del cauce principal, todo el gasto escurrirá por el río.

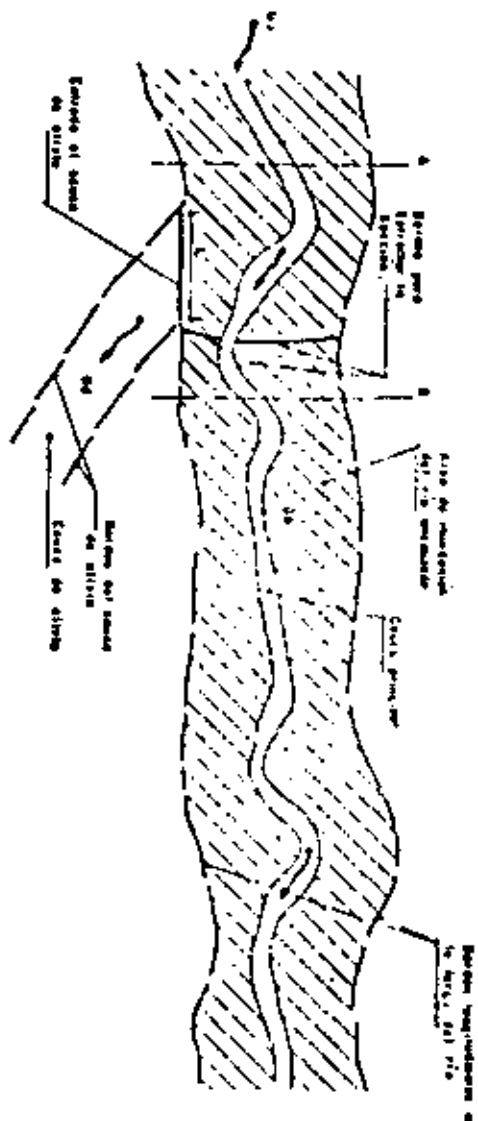
Quando los gastos aumentan, suben los niveles de tal forma que el agua cubre toda la sección entre los bordos longitudinales. Como la entrada del cauce de alivio tiene un nivel practicamente similar al nivel del terreno natural, parte del agua empieza a pasar por él, de tal suerte que de ahí en adelante se cumplirá que

$$Q_a = Q_b + Q_d \quad (9.10)$$

Al pasar el gasto máximo en A, la elevación del agua debe permitir que con la longitud L seleccionada se desvíe un gasto Q_d que haga que Q_b pueda transitar con seguridad por el río, y que los bordos a lo largo de él, sean económicos. En la sección B el nivel del agua será el correspondiente al gasto Q_b calculado sin el desvío (fig. 9.3)

Para calcular L, se supone que toda la zona de entrada está nivelada, y que en la entrada existe una sección crítica. Por lo mismo, se acostumbra construir una plantilla con concreto y en ocasiones un pequeño diámetro que se eleva unos 60 cm sobre dicha plantilla.

FIG. 3 OPERACION DE UN CONJUNTO DE UN RIO Y UN CAUCE DE ALIVIO.



El cauce de alivio se calcula mediante los procedimientos indicados en el inciso 9.3, con la ventaja de que la sección de ese canal es uniforme. Del cálculo se obtiene la altura de los bordos, la que será función del gasto desviado y de la separación de los bordos. Estos se pueden separar lo más posible, ya que se podrá sembrar entre ellos. La precaución fundamental que se tiene que seguir consiste en limpiar el cauce al empezar la época de avenidas, para reducir a un mínimo el coeficiente de rugosidad.

La construcción de los bordos no impide el aprovechamiento de la tierra dentro del cauce de alivio, pero tiene la ventaja de delimitar la zona en donde no se puede construir nada, ni colocar ningún obstáculo.

El gasto Q_d depende de los niveles en B y en A y de la longitud L de la entrada del cauce de alivio. (Fig 9.3).

Cuando aguas abajo del cauce de alivio se desea garantizar que no pase un gasto mayor de un valor prefijado, aún para avenidas mayores a la de diseño, y se prefiere que los daños ocurran a lo largo del cauce de alivio, se deberá construir una estructura limitadora del gasto en la zona B dentro del cauce principal. Esa estructura podrá estar construida por orificios, tuberías cortas o bien por compuertas. Esas estructuras tendrán su nivel inferior al nivel del fondo del río.

Al presentarse una avenida, las compuertas se bajarán para permitir sólo el

paso del Q_2 deseado. El remanente que esto produce favorece el desvío del gas to Q_2 .

9.5 Entrada del cauce de alivio

La entrada del cauce de alivio se debe nivelar y proteger con enrocamiento o una losa de concreto y en ocasiones se coloca un pequeño cimacio de 50 cm de altura. En esta obra se conoce el gasto que se desea desviar y se requiere calcular la longitud de la escotadura de entrada o lo que es lo mismo, el ancho inicial del canal de desvío. (ver 6 y 9).

Los tirantes antes y después de la entrada son indispensables para determinar la longitud del vertedor. Para su análisis se hará referencia a la fig 9.4.

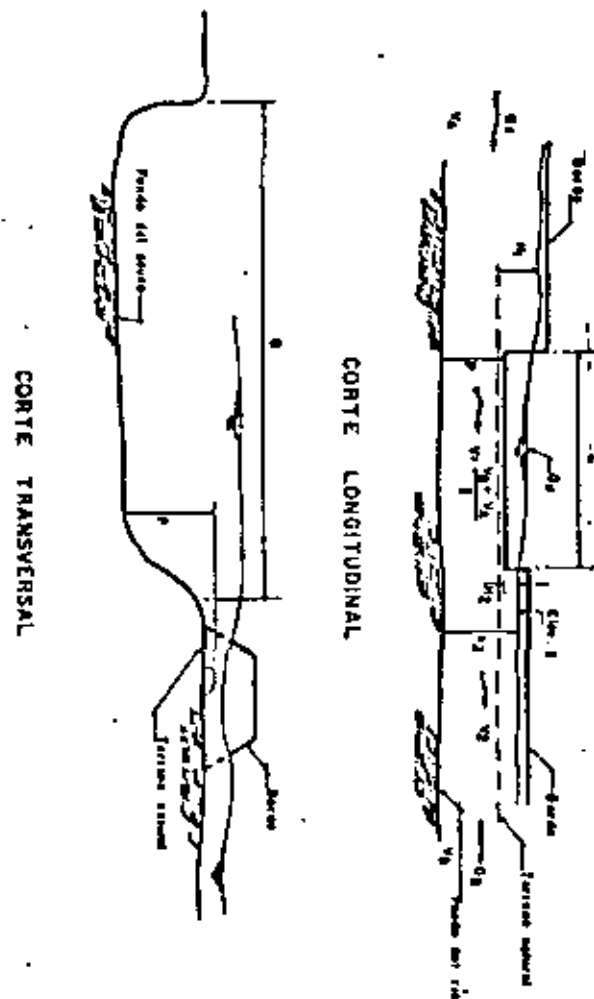
Conocido el gasto Q_2 máximo que se desea pasar hacia aguas abajo, se conoce la elevación en la sección 2.

Para el gasto máximo que procede de aguas arriba se considere en 1 la elevación de ese gasto con tirante normal.

Supuesta una elevación P de la escotadura se obtiene H_1 y H_2 . Si el desvío puede hacerse sin limitaciones conviene bajar el nivel de la escotadura por debajo del nivel del terreno natural; es decir, se excavaría la primera parte del cauce de alivio.

Fijada la elevación de la cresta de la escotadura de entrada al canal de desvío, obtenidos H_1 y H_2 y suponiendo que el vertedor es de pared gruesa, la longitud

FIG. 4 CARACTERÍSTICAS HIDRAULICAS A LA ENTRADA DE UN CAUCE DE ALIVIO



del mismo se puede obtener con la fórmula de Marchi: (ref. 10.)

$$L = \frac{B}{0.42} \left(\frac{15}{0.97 - P/E} - 59.4 \right) \frac{h_2 - h_0}{E} \quad (9.11)$$

en donde

- B ancho del río
 P altura de la cresta del vertedor de entrada al cauce de desvío, medido desde el fondo del río.
 E energía frente a la escotadura medida para el tramo de aguas abajo, si el régimen es tranquilo

$$E = h_2 + \frac{V_2^2}{2g} \quad (9.12)$$

- h_0 elevación del agua frente a la entrada y aguas arriba.

Se obtiene de la expresión

$$Q_a = 10.6 B h_0 \sqrt{E - h_0} \quad (9.13)$$

Otra fórmula que puede ser utilizada para obtener la longitud es la propuesta por Coleman y Smith, la cual en sistema métrico está dada por

$$L = 1.16 B V_A H_1^{0.13} \left(\frac{1}{H_2^{1/2}} - \frac{1}{H_1^{1/2}} \right) \quad (9.14)$$

Generalmente se considera $H_2 = 2$ cm y para calcular el gasto que es desviado se puede usar la fórmula aproximada

$$Q = 1.46 L \left(\frac{H_1 + H_2}{2} \right)^{3/2} \quad (9.15)$$

en que se supone una variación lineal de cargas a lo largo del vertedor de entrada.

Las fórmulas indicadas se han obtenido para pequeños vertedores de alivio en canales y nunca para ríos, por lo que es recomendable efectuar un estudio en modelo hidráulico de aquellos desvíos que se deseen proyectar y construir.

9.6 Desvíos Temporales

Los desvíos temporales se pueden hacer cuando a los lados del cauce en estudio existen zonas bajas o lagunas que pueden ser inundadas momentáneamente mientras dura una avenida. Aunque son zonas que pueden tener aprovechamiento, agrícola o ganadero, los daños que se ocasionan en ellas al inundarse son pequeños porque de antemano se han destinado a este propósito. Al escoger una zona para que reciba parte de las aguas de una avenida, se impide de antemano que en ella se hagan construcciones de cualquier clase.

Este tipo de solución, al igual que los cauces de alivio, se combinan con bordes longitudinales. La diferencia principal estriba en que mientras en el cauce de alivio se tiene la posibilidad de desviar volúmenes muy grandes, mientras no se rebasa el gasto máximo que puede conducir el canal de desvío, en los desvíos a lagunas o zonas bajas sólo se puede desviar un volumen prefijado que es igual a la capacidad de la laguna o zona baja.

Otra diferencia consiste en que el agua almacenada en la laguna debe regresar

al río en cuanto desciendan los niveles en él, ya que el volúmen útil, debe estar disponible para la siguiente avenida.

Por lo antes descrito, esta solución se puede aplicar únicamente cuando se dispone de zonas bajas adyacentes al río por proteger y que además sean cerradas; es decir, que no estén comunicadas con otras áreas de tal suerte que el agua desbordada hacia la laguna, llegue a pasar hacia ellas y las inunde.

Cuando la zona baja es muy extensa y no se desea que se inunde completamente o cuando está comunicada con otras áreas que no deben inundarse, se deberá limitar el área a ser inundada mediante la construcción de bordos de pequeña altura.

Como el tirante en un río depende del gasto que está conduciendo, conviene que el volúmen disponible en la laguna V_L se traduzca en el mayor gasto desviado al pasar el pico de la avenida frente al desvío.

Supongase un hidrograma como el de la fig 9.5 (a). Si se empieza a desviar agua hacia la laguna antes del tiempo, se puede llenar la laguna antes y el gasto máximo que llega a pasar hacia aguas abajo (Q_B) podrá ser muy grande.

El mejor aprovechamiento se tiene cuando el volúmen que se quita al hidrograma se hace casi en forma horizontal; es decir, cuando el pico del hidrograma se reduce lo más posible, fig 9.5 (b).

Para lograr un funcionamiento adecuado del desvío, éste se debe iniciar cuando el hidrograma está en el punto K. Por lo tanto, el nivel de la escotadura de en

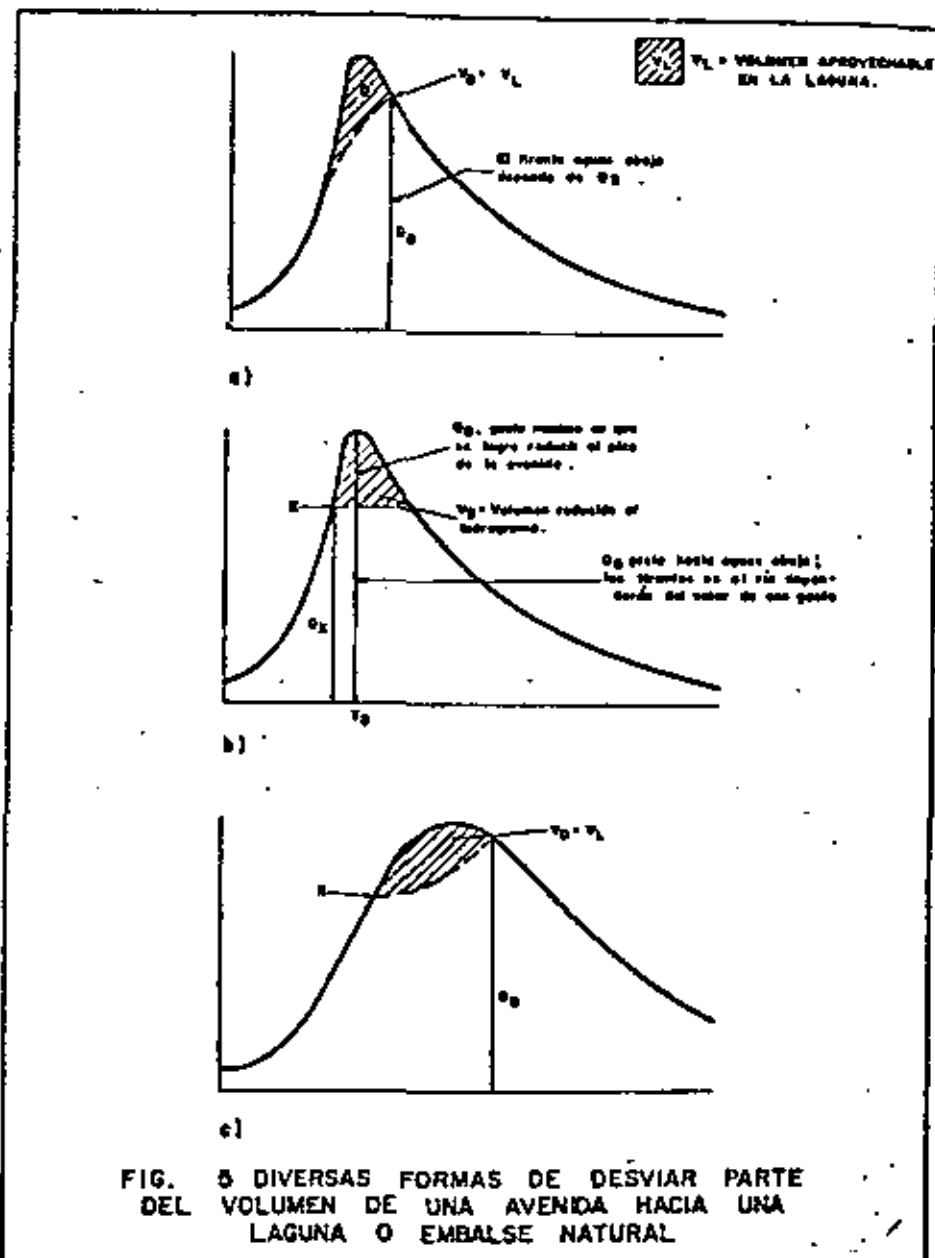


FIG. 5 DIVERSAS FORMAS DE DESVIAR PARTE DEL VOLUMEN DE UNA AVENIDA HACIA UNA LAGUNA O EMBALSE NATURAL

trada del canal de desvío entre el río y la laguna deberá estar al nivel que corresponde al gasto $Q_K = Q_D$, que es el que se dejará pasar hacia aguas abajo.

Seleccionada la altura de la cresta del vertedor, la longitud del mismo se calcula para que en el instante T_D pase el gasto Q_D .

El peligro de la solución anterior es que llegara a presentarse una avenida, que aunque tuviera un gasto máximo semejante, su volumen fuese mayor, fig 9.5 -

(c).

El cauce de comunicación entre el río y la laguna es semejante al de un cauce de alivio y podrá tener o no bordos en toda su longitud dependiendo de la topografía local. Si el agua reconoce la laguna en cuanto es desviada, se puede hacer la escotadura y dejar escurrir el agua sobre la planicie, sin bordos de encauzamiento. Si los terrenos en la planicie tienen un alto aprovechamiento se deberán construir los bordos para encauzar el agua desviada e impedir que se desperdicie e inunde mayores superficies.

Cuando se requiere vaciar la laguna para su futuro aprovechamiento, en cuanto descendan las aguas en el río, es necesario excavar un canal del centro de la laguna hacia el río. Ese canal tendrá una capacidad evacuadora que será función de sus dimensiones y de la diferencia de niveles entre la superficie del agua en la laguna y en el río. La sección transversal del canal dependerá del tiempo que pueda transcurrir entre dos avenidas.

Cuando únicamente hay una avenida de importancia al año, se puede evitar su

construcción, si la infiltración y evaporación permiten su vaciado antes de que se requiera aprovechar de nuevo.

El canal de retorno de la laguna al río siempre se une a éste aguas abajo de la zona de desvío y puesto que se tiene que impedir el llenado extemporáneo de la laguna, el canal de retorno deberá contar con una estructura de compuertas, que se colocarán cercanas al río. Esas compuertas permanecerán cerradas mientras suba la avenida, y se abrirán, cuando al descender la avenida se tenga un nivel menor en el río que en el canal de retorno.

Esta solución se puede adoptar en diferentes lugares a lo largo de un río, logrando un abatimiento de consideración en los niveles del agua. Sin embargo, requiere de condiciones topográficas especiales que no siempre es posible tener.

9.7 Rectificaciones (Corte de Meandros)

9.7.1 Funcionamiento hidráulico (ref 11).

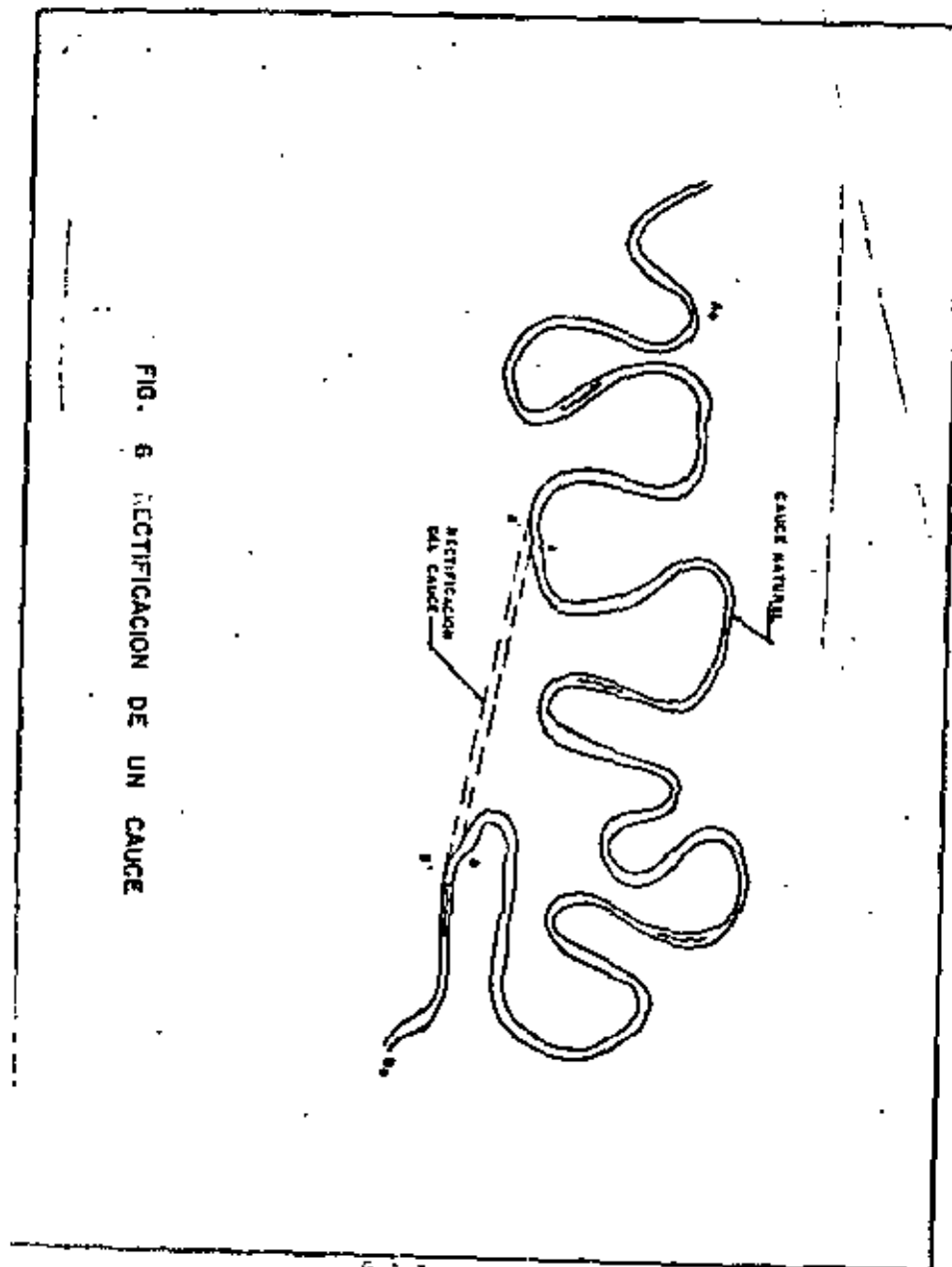
Una forma de reducir los desbordamientos en una zona limitada consiste en aumentar la capacidad hidráulica del cauce principal de un río, lo cual es posible lograr rectificando un tramo de él. Este aumento de capacidad se obtiene únicamente en el tramo rectificado y en un tramo inmediato aguas arriba de él. En el resto del río las condiciones permanezcan iguales, y por lo tanto, con la misma probabilidad de inundación.

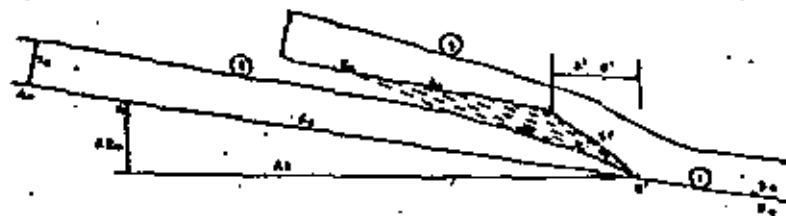
Cuando se tiene un tramo en el que existen meandros, como el mostrado en la fig 9.5, se puede hacer una canalización, que de tener la sección transversal - del río, tendrá una capacidad hidráulica mayor. Así por ejemplo, si la longitud AB por el río es cuatro veces la longitud AB por la rectificación, la capacidad hidráulica de esa rectificación, para igual ancho de sección puede llegar a ser casi del doble para el mismo tirante. Por la reducción de longitud, la pendiente aumenta y por lo tanto aumenta la capacidad hidráulica de la sección en el tramo AB rectificado.

Puesto que en la mayoría de los ríos el régimen es lento, en el tramo aguas abajo de B los niveles permanecen igual para iguales gastos, antes y después de que se haya efectuado la rectificación.

En el tramo de aguas arriba, inmediato a A aumenta la capacidad hidráulica del tramo, por el remanso negativo que produce la rectificación. Pero además, debido a que el fondo del cauce se erosiona, ya que la capacidad de transporte de sólidos es mucho mayor en el tramo AB que en el Tramo AOA, fig 9.6.

Como puede observarse de la fig 9.7, en el punto A' ocurren las máximas velocidades y por lo tanto la capacidad de arrastre de la corriente será máxima. Eso producirá una erosión en el fondo del río, que obligará a que ocupe posiciones - como las indicadas con línea punteada. Esa erosión ayudará a aumentar más - la capacidad del tramo rectificado y sobre todo, aguas arriba de la rectificación.





- (1) Perfil longitudinal del río antes de efectuar la rectificación
- S_0 Pendiente media del fondo del río antes de la rectificación
- S_2 Pendiente media del fondo del río inmediatamente después de la rectificación
- AB Distancia entre A y B antes de la rectificación
- A'B' Distancia entre A y B después de la rectificación
- Z_0 Desnivel del fondo del río entre los puntos A y B. Permanece constante antes y en el primer momento después de iniciarse el corte de los meandros
- S_2 Tiranía normal para el gasto en estudio, con la pendiente S_0
- (2) Perfil del agua antes de la rectificación
- (3) Perfil teórico del agua inmediatamente después de efectuar el corte o rectificación.

FIG. 7 RECTIFICACION DE UN CAUCE. PERFIL LONGITUDINAL.

Ese aumento de capacidad se correrá hacia aguas arriba a medida que pasa el tiempo.

En un principio, los descensos del fondo ocurren con mucha rapidez. Después, disminuyen hasta adquirir una nueva pendiente de equilibrio que dependerá del gasto dominante del río y de los materiales que quedan expuestos al ocurrir la erosión.

El principal inconveniente de esta solución consiste en que el material erosionado, tenderá a depositarse en el tramo inmediato aguas abajo de B, con lo que se disminuye la capacidad hidráulica de él. El remanso que produce esa disminución de capacidad, repercute hacia aguas arriba, en la propia rectificación. La única forma de evitar esto, es dragando el fondo del río, aguas abajo de B, tratando de mantener las mismas secciones y pendientes que había antes de la rectificación.

9.7.2 Construcción de la rectificación

El cauce rectificado deberá tener una sección transversal que tienda a ser semejante a la sección transversal del río. La rectificación se podrá hacer construyendo inicialmente un cauce piloto, el cual se ampliará posteriormente debido a la capacidad de arrastre y erosión que tenga el agua que pase por él. Las dimensiones del cauce piloto dependerán del gasto y de las propiedades físicas del material, que forman las paredes y el fondo del cauce piloto.

a)

Dimensiones del cauce piloto

En los puntos A y B (fig 9.8) el cauce piloto se excavará hasta alcanzar el nivel del fondo del río. La pendiente del cauce será uniforme uniendo las elevaciones del fondo de las secciones anteriores; por lo tanto, la excavación se tendrá que llevar hasta la línea imaginaria que une el fondo del cauce en los puntos A y B.

El ancho mínimo del cauce piloto deberá ser igual a dos veces la altura que hay desde el fondo del cauce piloto al terreno natural. Con esto se evita que al haber un deslizamiento al erosionarse al pie de uno de los taludes no se cierre completamente la sección y se evite el paso de agua.

Dado el ancho mínimo del cauce de alivio

$$B_{mfn} = 2 (n_{ivel\ terreno} - n_{ivel\ fondo})$$

se obtienen las tirantes y velocidades para diferentes gastos. Si para el gasto medio de estiaje, la velocidad en el cauce piloto es mayor que tres veces la velocidad media necesaria para arrastrar el material del fondo y orillas, el ancho mínimo es el de proyecto. Con eso se garantiza que el material sea arrastrado en mayor cantidad del que procede de aguas arriba y la sección se erosionará. Al principio, la ampliación será más bien lateral, aunque también habrá algo en el

fondo, principalmente en el tramo cercano a A'. Al ampliarse la sección, aumenta el radio hidráulico de la misma con lo que aumenta la velocidad en el cauce, así como el proceso erosivo. Lo que hasta aquí se ha mencionado ocurre generalmente cuando el material del fondo y orillas es arenoso.

Si el material es más resistente por tener mayor tamaño, pero sobre todo por tener cohesión como en el caso de ser arcilloso, se debe excavar una sección con ancho mayor, de tal manera que con esos radios hidráulicos mayores, se alcancen velocidades de la corriente que tengan el poder erosivo necesario. Si lo anterior no ocurre, se puede presentar el caso extremo de tener que excavar la sección del cauce piloto casi del mismo ancho que la del río.

b)

Dragado Aguas Abajo.

Si el material removido y arrastrado del fondo y paredes del cauce piloto es arenoso o de diámetro mayor, se depositará en el tramo aguas abajo de B, ya que allí disminuye la velocidad por disminuir la pendiente. El depósito mencionado reducirá la sección hidráulica y la elevación del agua se elevará produciendo un remanso que afectará parte del cauce piloto, para evitar lo anterior, se requiere dragar el primer tramo aguas abajo de B' (fig 9.8) o bien colocar una draga

fija cerca de B que retire del cauce todo el material que procede de aguas arriba.

9.6 Presas de Almacenamiento

Las presas constan de un dique principal o cortina, que se construye en el río para cerrar el paso del agua y almacenarla, así como de diques secundarios que evitan la salida del agua en los puntos. Con ello se conforma el vaso donde se almacena el agua. Las otras dos obras adicionales de mayor importancia en una presa son la de excedencias, por donde son evacuadas las aguas que no pueden ser aprovechadas y la de toma, por donde sale el agua que se utiliza. Cuando entra una avenida en el vaso, con un volumen mayor al aprovechable en ese momento, el volumen restante sale por la obra de excedencias formada generalmente por algún tipo de vertedor con descarga libre o con compuertas. A medida que se incrementa la entrada de agua al vaso, aumenta la extracción. La capacidad evacuadora de un vertedor aumenta cuanto mayor es el tirante del agua sobre su cresta. Para aumentar el nivel del agua en el embalse, parte del volumen queda almacenado parcialmente. Este proceso es controlado por la ecuación de continuidad en el vaso, que involucra que el volumen de agua que entra en un intervalo de tiempo es igual al volumen de agua que sale en el mismo intervalo más el volumen que queda almacenado en el vaso.

Lo anterior se puede expresar como: (ref 12).

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} \Delta t = V_i + \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \Delta t \quad (9.16)$$

en donde

- I_{i+1} es el gasto de entrada al vaso en el instante i , y en el $i+1$
- Q_{i+1} es el gasto de salida por el vertedor en el instante $i, i+1$
- Δt intervalo de tiempo entre los instantes $i, i+1$
- V_i volumen de agua que se almacena en el vaso en el tiempo Δt .

para conocer los gastos I se dispone del hidrograma de diseño que se desea transitar. El volumen almacenado se obtiene de la curva elevaciones capacidades del vaso. El gasto de salida se deduce de la curva de descarga del vertedor.

Por lo tanto se cumplirá

$$\begin{aligned} \Delta V_i &= V_i - V_{i+1} \\ V_i &= F(H_i) \\ V_{i+1} &= F(H_{i+1}) \end{aligned}$$

en donde

- H elevación del agua en el embalse
V volumen en el embalse

por otra parte

$$Q_i = CL (H_i - h)^{3/2} \text{ y } Q_{i+1} = CL (H_{i+1} - h)^{3/2}$$

siendo

- C coeficiente de descarga del vertedor
L longitud neta del vertedor
h elevación de la cresta del vertedor

Sustituyendo en la 9.16 se tiene

$$l_i \frac{\Delta t}{2} + l_{i+1} \frac{\Delta t}{2} = V_{i+1} - V_i + CL (H_i - h)^{3/2} \frac{\Delta t}{2} + CL (H_{i+1} - h)^{3/2} \frac{\Delta t}{2} \quad (9.17)$$

Los términos desconocidos son H_{i+1} y V_{i+1} ; ordenando

$$V_{i+1} + CL (H_{i+1} - h)^{3/2} \frac{\Delta t}{2} = (l_i + l_{i+1}) \frac{\Delta t}{2} + V_i - CL (H_i - h)^{3/2} \frac{\Delta t}{2} \quad (9.18)$$

Por tanteos sucesivos se puede resolver la ecuación anterior conocidos todos los datos del segundo miembro; existen una gran cantidad de programas para computadora que resuelven la eq. 9.18.

9.8.1 Presas rompedoras

Las presas rompedoras están formadas por una cortina generalmente de poca altura y una gran obra de excedencias cuya elevación de la cresta o de la sección de control está casi a la elevación del fondo del río. El ancho de esta última obra es reducido con objeto de no permitir el paso de gastos grandes. El valor del gasto se selecciona en función de la capacidad hidráulica del cauce - aguas abajo de la presa. En otras ocasiones la obra de excedencias está formada por orificios o tuberías cortas.

El funcionamiento de la obra es el siguiente: cuando el río tiene escurrimientos normales toda el agua pasa por la obra de excedencias y el escurrimiento no se ve afectado por la presencia de la cortina, ya que aguas arriba de ella - prácticamente no existe remanso porque la obra de excedencias tiene su nivel inferior casi coincidente con el nivel original del fondo del río. Al presentarse una avenida, como el vertedor tiene una capacidad limitada y por lo tanto - sufre menor gasto que el que entra, se almacena parte del agua en el vaso. Si se llega a presentar la avenida de diseño el vertedor permitirá el paso del gasto máximo de diseño mientras que el vaso se llena completamente.

Quando no es posible hacer una obra onerosa y el gasto de diseño tiene un período de retorno bajo, la cortina de la presa se hace vertedora o a partir de determinado nivel se amplía la obra de excedencias o se hace un segundo vertedor.

de tal suerte que todos los gastos excedentes pasen hacia aguas abajo sin dañar la cortina. Al pasar la avenida, el agua sigue saliendo por la obra de excedencias hasta que el vaso se vacía.

Si la pendiente del río es alta y por lo tanto el vaso no tiene capacidad para regular la avenida al gasto deseado, se deberán construir varias presas semejantes, una a continuación de la otra.

El cálculo se efectúa utilizando la misma ecuación de partida que para las presas de almacenamiento, es decir la 9.17. Lo que cambia es la fórmula de la obra de descarga ya que generalmente no es un vertedor Orsager. Si se construye la cortina con sección vertedora o un segundo vertedor, para ellos, sí se usará la ecuación 9.17.

Este tipo de obras se acostumbra construir sobre pequeños arroyos o ríos - aguas arriba de poblaciones.

9.9. Limpia de cauces y/o dragados

Uno de los factores que afecta más al incremento de los tirantes o elevaciones del agua en un río es el coeficiente de rugosidad, el cual se incrementa notablemente por la presencia de obstáculos como rocas, vegetación o basura. La más común es la vegetación lo que obliga a limpiar los cauces poco antes del inicio de la época de avenidas.

Un aumento de capacidad hidráulica de un cauce también se logra dragando el

fondo y ampliando la sección transversal. Esta solución solo deberá aplicarse cuando la capacidad de transporte de sólidos es reducida aguas arriba de la zona dragada. De no ser así, se requieren dragados permanentes que de no hacerse permiten que el río vuelva, en poco tiempo, a sus condiciones iniciales.

9.10. Obstáculos en corrientes naturales

Una gran variedad de obras que son construidas por el hombre en las corrientes naturales, se convierten en un obstáculo al flujo. Entre ellas se pueden mencionar: (véase la tabla 9.2)

- a) los puentes
- b) vados
- c) presas para retención de azolves
- d) presas derivadoras para irrigación
- e) presas de almacenamiento
- f) presas rompepicos
- g) represas y esclusas para mejorar la navegación
- h) pozos Raney para toma de agua
- i) espigones de encauzamiento o protección

| EFECTO QUE PRODUCEN EN LA CORRIENTE | OBRAS QUE AFECTAN LOS ESCURRIMIENTOS NATURALES | EFECTO QUE PRODUCEN EN LAS AVENIDAS |
|--|--|--|
| Modifican el hidrograma aguas abajo
Producen elevación local | <p>PUNTES a) Área Hidráulica adecuada.</p> <p>b) Accesos que reducen el área hidráulica.</p> <p>c) Sobre un camino con el cantarrillo excesivo.</p> | <p>Prácticamente ningún efecto.</p> <p>Desbordamientos con gastos menores, si el río es de planicie.</p> <p>El remanente que se produce aumenta el área inundada.</p> <p>Aumentan los tirantes en las zonas que se inundan previamente.</p> <p>El camino se puede destruir al pasar el agua sobre él.</p> <p>Al romperse el camino puede llegar a producirse una avenida más violenta y fuerte aguas abajo.</p> |
| Cambian la pendiente del fondo aguas arriba | VADOS | <p>Si el vado no es horizontal a lo largo del eje del canal no provoca interrupción del tránsito.</p> <p>Modifican la pendiente del río aguas arriba e incluso que se limpien completamente al final de cada tramo de avenidas.</p> |
| Cambian la pendiente del fondo aguas arriba
Cambian la pendiente del fondo aguas abajo | PREÑAS PARA RETENER AZOLVES | <p>Disminuyen la pendiente del fondo del río aguas abajo de la obra.</p> <p>Aumentan el área inundada aguas arriba de la obra, que se conocía desde que se proyectó la obra.</p> |
| Cambian la pendiente del fondo aguas arriba | PREÑAS DERIVADORAS | <p>Producen un remanente aguas arriba que se modifica con el tiempo (para el mismo gasto) a medida que el canal no va a ser lleno de sedimentos.</p> <p>Es indispensable calcular el remanente considerando la presa llena de sedimentos.</p> <p>El área inundada aguas arriba se determina durante el proyecto.</p> <p>Quitan todo el armazón de arenas y partículas mayores.</p> <p>Pueden llegar a detener (si el vado es grande) todas las partículas arrastradas de limo y arcilla.</p> |
| Modifican el hidrograma aguas abajo
Cambian la pendiente del fondo aguas arriba
Cambian la pendiente del fondo aguas abajo | PREÑAS DE ALMACENAMIENTO | <p>Los dos efectos anteriores pueden llegar a disminuir la capacidad (all de la obra).</p> <p>Se produce una erosión y descenso del fondo que se extiende aguas abajo del sitio de la obra.</p> <p>Se modifica la sección estable del río aguas abajo de la obra con lo que cambia su capacidad distributiva.</p> <p>Se debe limpiar de vegetación y evitar asentamientos en el antiguo cauce.</p> |
| Producen elevación local | PREÑAS ROMPEMOTOS | <p>Modifican el hidrograma de una avenida disminuyendo el valor de su pico, en igual forma que las presas de almacenamiento.</p> <p>Si está bien diseñado, no se producen alteraciones en el caudal ni aguas arriba, ni aguas abajo.</p> |
| Cambian la pendiente del fondo aguas arriba | REPRESAS PARA NAVEGACION Y EXCLUSAS | <p>Elevan los tirantes del río aguas arriba de la obra.</p> <p>Bien operados durante las avenidas no producen modificaciones al fondo.</p> <p>Los niveles de inundación son conocidos de antemano.</p> |
| Producen elevación local | POZOS RANEEY | <p>No modifican la geometría y las características hidráulicas del río.</p> |
| Aumentan la rugosidad
Producen elevación local | ESPIGONES | <p>Si se colocan con poco espaciamiento y en ambos márgenes, se produce un descenso general del fondo del río.</p> <p>En general producen pérdidas de energía local que crean mayor erosión aguas arriba de los tramos protegidos para iguales puestas de agua.</p> |

De las obras mencionadas, las presas derivadoras y los puentes pueden llegar a ser los obstáculos más importantes. Existe una diferencia notable en cuanto a los daños que pueden ocasionar estas dos clases de obras, ya que en las primeras, por tomarse en cuenta su curva de remanso, generalmente esos daños son evitados o reducidos. No sucede lo mismo con los puentes, ya que con objeto de construirlos con el menor claro posible, se invade la planicie de inundación y aún el cauce principal, con los terraplenes de sus accesos y con la carretera propiamente dicha.

El efecto de los espigones es de mayor cuantía y su efecto principal se traduce en un aumento de la rugosidad de las paredes u orillas. El estrechamiento que ocasiona a la sección en donde están localizados, se compensa con un aumento de área hidráulica tanto por la socavación local que se produce frente a ellos, como por un aumento general del tirante cuando se colocan muy cerca uno de otro. Los pozos Raney producen una alteración muy localizada que se traduce en socavación local a pie de la obra sin mayores alteraciones al resto de la corriente.

En los dos subcapítulos que siguen a continuación, se indicarán las principales características de la obstrucción ocasionada por las presas derivadoras y los puentes, así como la forma de calcular la modificación que producen en la corriente.

9.10.1 Presas Derivadoras.

Estas estructuras consisten en un dique vertedor que es interpuesto a todo lo ancho del cauce principal del río con objeto de elevar el nivel del agua, aguas arriba de la misma, y en esa forma, disponer de carga y poder alimentar canales de riego durante la época de estiaje. En esa época, el agua que escurre por el río es desviada hacia los canales de riego y los excedentes se dejan pasar nuevamente hacia el río a través de la obra desarenadora, las cuales pueden ser de muy diferentes tipos y se encuentran a un lado de la obra de toma, formando prácticamente una unidad. La obra desarenadora evita que el material del fondo, arrastrado por el río, entre a los canales de irrigación; pero no así, el material que arrastra el río en suspensión y menos aún al arrastre de lavado.

Durante la época de avenidas el agua del río pasa sobre todo el dique, el cual es diseñado para permitir el paso del agua sobre él. Al mismo tiempo parte del agua estará pasando por la obra desarenadora, pero ello dependerá también del tamaño del material arrastrado por el río y de la forma de operación que se haya establecido.

El dique se diseña para sobreelevar el agua solo unos metros, por lo que su cresta estará entre unos 4 a 8 m. sobre el fondo original del río; aunque ello pueda variar también de acuerdo a la topografía del lugar. En época de estiaje, aguas arriba del dique, el agua tendrá una elevación igual a la de la cresta o corona del mismo. En época de avenidas el agua alcanzará elevaciones mayores que se

rán las necesarias para que los gastos excedentes pasen sobre el dique.

La elevación del agua en el dique produce un remanso hacia aguas arriba cuya extensión debe calcularse cuidadosamente.

La obtención de la curva de remanso se hace con base en la ecuación de Bernoulli y la de continuidad, las cuales han sido indicadas en el inciso 9.3.2.

Ecuación de continuidad

$$Q = V_l A_l = \text{cte.} \quad (9.19)$$

Ecuación de Bernoulli. Esta se aplicará entre dos secciones (1) y (2), véase la fig. 9.8. Como se deberá sucesivamente para las secciones de aguas arriba se denominará con un subíndice l a las condiciones de la sección de aguas abajo y con un subíndice $l+1$ a la sección de aguas arriba.

Al aplicar el teorema de Bernoulli entre las secciones indicadas se tendrá (ref. 4, 5 y 8)

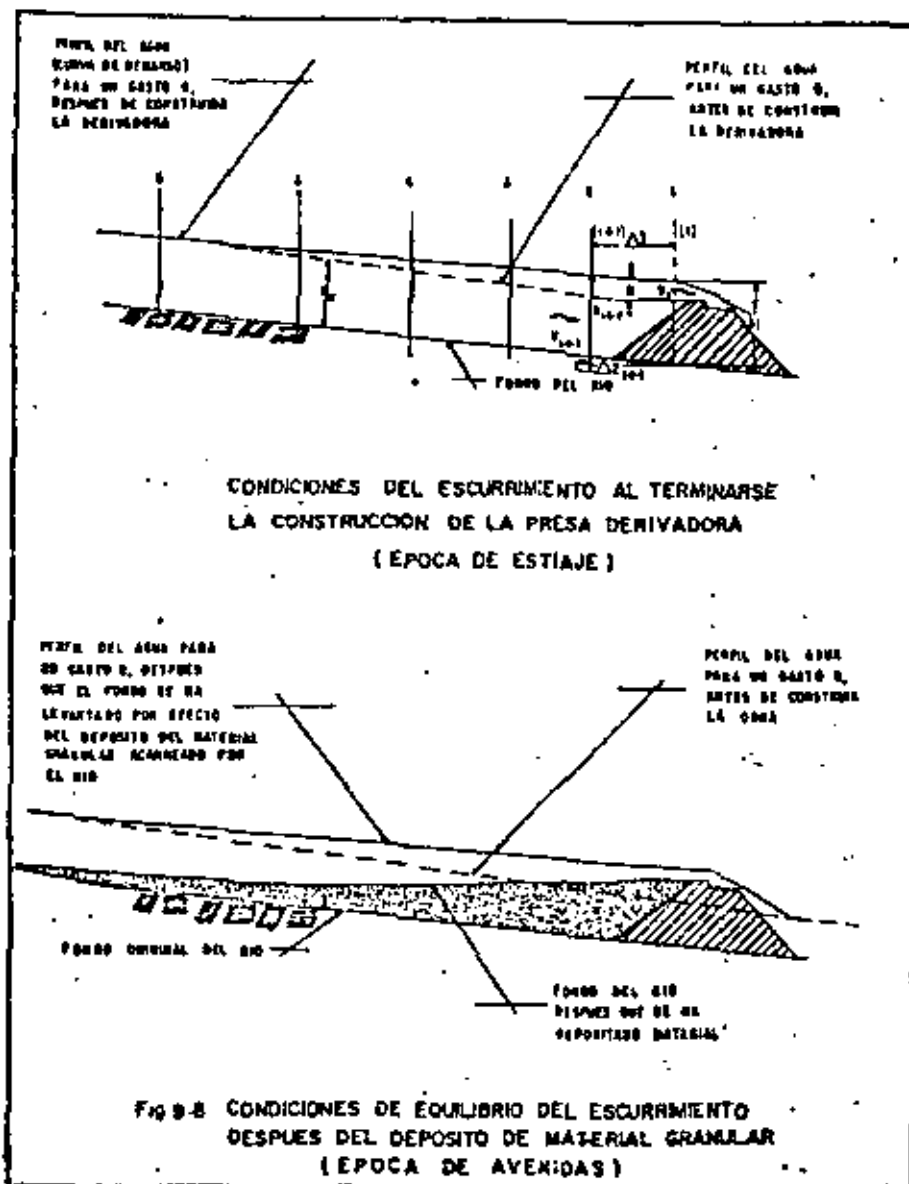
$$h_{l+1} + \frac{V_{l+1}^2}{2g} + \Delta z_{l+1} = h_l + \frac{V_l^2}{2g} + \int_1^2 \left(\frac{v_n}{R^{2/3}} \right)^2 dl \quad (9.20)$$

La integral del segundo miembro se puede escribir como

$$\int_1^2 \left(\frac{v_n}{R^{2/3}} \right)^2 dl = \left[\frac{1}{2} \left(\frac{V_l n}{R_l^{2/3}} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{V_{l+1} n}{R_{l+1}^{2/3}} \right) \Delta l \right] \quad (9.21)$$

Tomando en cuenta a 9.19 y 9.21 en 9.20 se obtiene

$$h_{l+1} + Q^2 \left[\frac{1}{A_{l+1}^2} \left(\frac{1}{2g} - \left(\frac{n}{R_{l+1}^{2/3}} \right)^2 \frac{\Delta l}{2} \right) \right] =$$



$$= h_1 + Q^2 \left[\frac{1}{A_1^2} \left(\frac{1}{2g} + \left(\frac{n}{R_1^{2/3}} \right)^2 \cdot \frac{\Delta L}{2} \right) \right] - \Delta z_{1+1} \quad (9.22)$$

De la formula 9.22 se puede escribir

$$r(h_1)^+ = \frac{1}{A_1^2} \left[\frac{1}{2g} + \left(\frac{n}{R_1^{2/3}} \right)^2 \cdot \frac{\Delta L}{2} \right] \quad (9.23)$$

$$r(h_1)^- = \frac{1}{A_1^2} \left[\frac{1}{2g} - \left(\frac{n}{R_1^{2/3}} \right)^2 \cdot \frac{\Delta L}{2} \right] \quad (9.24)$$

por lo que se tendrá

$$h_{1+1} + Q^2 \left[r(h_{1+1})^- \right] = h_1 + Q^2 \left[r(h_1)^+ \right] - \Delta z_{1+1} \quad (9.25)$$

Para aplicar la eq. 9.25 se requiere conocer la curva de elevaciones o tirantes contra radios hidráulicos y contra áreas, para cada una de las secciones.

Por lo tanto $A_1 = f(h_1)$ y $R_1 = f(h_1)$.

El procedimiento de cálculo consiste en conocer n , g , ΔL , Q , h_1 y Δz_{1+1} , suponer un valor para h_{1+1} y con él calcular el primer miembro de la ecuación, el cual deberá compararse con el segundo miembro que previamente ha sido obtenido por conocerse todas las variables que en él intervienen. Cuando ello ocurre se ha obtenido h_{1+1} .

Se escoge a continuación el tramo de aguas arriba en donde ahora h_{1+1} pasará a ser h_1 , con lo que nuevamente se volverá aplicar la eq. 9.25.

El procedimiento continúa hasta que el nuevo h_{i+1} calculado sea igual al tirante normal del río, h_n , que se tendría sin considerar la derivadora.

Al final del cálculo se tendrán todas las h_i una para cada sección seleccionada y por conocerse las distancias Δl entre ellas se podrá dibujar el perfil de la superficie libre del agua afectada por la presa derivadora.

13. 3.3.3)

9.10.1.1 Cálculo de las características hidráulicas de la sección (1)

Antes de iniciar los cálculos indicados se requiere conocer las condiciones hidráulicas en una sección situada unos 30 a 40 m aguas arriba de la cresta, vertedero o corona de la presa derivadora.

La longitud L de la cresta está definida por el ancho del cauce del río y por las dimensiones de las obras desarenadoras que pueden estar en cada extremo. Conocida esa longitud, la elevación del agua medida sobre la cresta y que permite el paso del gasto de diseño Q que previamente se ha seleccionado se obtendrá a partir de la ecuación de Creager, (ver 4).

$$Q = C L H^{3/2} \quad (9.26)$$

$$H = \left(\frac{Q}{C L} \right)^{2/3} \quad (9.27)$$

El coeficiente C toma un valor aproximado de 1.05 para la mayoría de las derivadoras construidas por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. Ese coeficiente es deca al talud de aguas arriba, al ancho usual de la corona (permite el paso de vehículos), al escalón que se da en la corona, la rugosidad tan excesiva

va que tiene el talud de aguas abajo (esta última influye solo para cargas grandes) y por último, la elevación del fondo por efecto del depósito del material.

Si el dique de la presa derivadora se construye de gravedad con concreto o mampostería y a la corona se le da forma de un perfil Creager, el coeficiente de descarga puede incrementarse hasta 2.

Para los gastos de avenidas grandes posiblemente se tenga que tomar en cuenta la velocidad de llegada al obtener el gasto que escurre sobre el dique y la carga efectiva sobre el mismo. La velocidad de llegada V_0 se tomará en cuenta mediante la expresión

$$Q = C L \left(H + \frac{V_0^2}{2g} \right)^{3/2} \quad (9.28)$$

$$H = \left(\frac{Q}{C L} \right)^{2/3} - \frac{V_0^2}{2g} \quad (9.29)$$

La velocidad de llegada influirá más a medida que el vaso esté más lleno de sedimentos.

La mayoría de las presas derivadoras se sitúan en tramos de ríos, donde no hay grandes planicies y las orillas se levantan a elevaciones mayores que las alcanzadas por la curva de remanso, por lo que el efecto de tales obras es local y prácticamente no altera el cauce de los ríos. El cálculo de la curva de remanso se debe hacer para conocer hasta donde subirá el agua y retirar de la zona de fundación cualquier obra que ahí esté construida.

9.10.1.2 Presas derivadoras en las planicies.

En las zonas de planicie, los ríos conducen gastos mayores y sobre todo cualquier sobre-elevación del nivel del agua puede producir desbordamientos durante la época de avenidas, los cuales pueden causar inundaciones en áreas extremas. Para evitar eso, se puede tomar agua mediante bombeos directos en la orilla o bien - alejados de la orilla y unidos a ella mediante un canal de comunicación que sirva al mismo tiempo de tanque sedimentador del que se tendrá que extraer el material arrastrado, en forma mecánica.

Cuando por necesidades de proyecto se tiene que construir la obra derivadora en la zona de planicie, donde el remanso puede producir desbordamientos no se deberá construir dique, sino que la obra estará formada por compuertas cuyo apoyo se encuentre a la elevación original del lecho del río y por los correspondientes apoyos para esas compuertas. Así, durante el estiaje, las compuertas estarán cerradas parcial o totalmente para permitir la sobre-elevación del agua hasta la obra de toma. Durante la época de avenidas se abrirán totalmente para permitir el paso de las avenidas conservando los mismos niveles ya existentes antes de la construcción de la obra. Para ello, al efecto de la presencia de las pilas de apoyo se compensará con un aumento de los claros entre pilas, excavando las márgenes.

9.10.2 Carreteras y Puentes

Otro de los obstáculos principales al paso de las grandes avenidas en los ríos es -

la construcción de puentes, de sus accesos y de carreteras.

Cuando se construye un puente sin obstruir el cauce principal con accesos y estribos sino únicamente con las pilas, la presencia de la obra es mínima si la avenida pasa en ese lugar, por el cauce sin desbordarse.

El efecto de la presencia de las pilas se compensa con un incremento de erosión de toda la sección de cruce. Esa erosión es del orden de la socavación general que se produce en el resto del tramo del río adyacente al puente; es decir no es notorio el efecto de las pilas y prácticamente no producen sobre-elevación y/o remanso hacia aguas arriba.

La socavación general en la sección del puente se puede conocer mediante las expresiones. (ref 18).

$$H_s = \left(\frac{e \cdot H_0^{5/3}}{0.60 \gamma_s \cdot 1.18 \cdot \beta} \right)^{1/1 + X_1} \quad (9.30)$$

aplicable a suelos cohesivos, y

$$H_s = \left(\frac{e \cdot H_0^{5/3}}{0.68 D_m \cdot 0.28 \cdot \beta} \right)^{1/1 + X_2} \quad (9.31)$$

en donde

$$e = \frac{Qd}{H_m^{5/3} B_s \rho} \quad (9.32)$$

H_s profundidad de la socavación en una vertical, medido desde la superficie libre del agua, en m.

- Qd** gasto máximo de la avenida de diseño, en m^3/seg
- Hm** tirante medio en la sección, se obtiene como $\text{área efectiva}/\text{ancho efectivo} = A_e/D_e$.
- Ae** área de la sección transversal menos el área de los obstáculos proyectados en un plano perpendicular al flujo. Se mide entre el nivel del agua para Qd y el perfil obtenido en estiaje, en m^2
- De** Ancho efectivo de la superficie libre, menos el ancho de las pilas proyectadas en un plano perpendicular a la dirección de la corriente, en m^2 .
- A** Coeficiente de contracción, en función de la velocidad del flujo y del claro entre pilas. Se obtiene de la tabla 9, 3
- H0** profundidad en la vertical donde se desea encontrar la sección. Se mide para el gasto Qd y el perfil de la sección levantado en el estiaje anterior.
- B** Coeficiente que toma en cuenta el período de retorno de la avenida de diseño. Se obtiene de la tabla 9, 4.
- Dm** Diámetro medio del material granular del fondo, en m
- γs** Peso volumétrico seco del material cohesivo. Se obtiene dividiendo el peso seco de la muestra entre el volumen original, se expresa en Kg/m^3

9.38

TABLA 9.3 COEFICIENTE DE CONTRACCION A

| Ancho de la sección, en m/seg | Longitud libre entre dos pilas (claro) en pies | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------------------------|--|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|--|
| | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 21 | 25 | 30 | 42 | 52 | 63 | 104 | 124 | 200 | |
| 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | |
| 1.50 | 0.96 | 0.97 | 0.98 | 0.98 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | |
| 2.00 | 0.94 | 0.96 | 0.97 | 0.97 | 0.97 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | |
| 2.50 | 0.93 | 0.94 | 0.95 | 0.96 | 0.96 | 0.97 | 0.98 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | |
| 3.00 | 0.90 | 0.93 | 0.94 | 0.95 | 0.95 | 0.96 | 0.96 | 0.97 | 0.98 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 1.00 | |
| 3.50 | 0.89 | 0.91 | 0.92 | 0.93 | 0.94 | 0.94 | 0.95 | 0.96 | 0.97 | 0.98 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | |
| 4.00 diámetro | 0.87 | 0.90 | 0.92 | 0.92 | 0.93 | 0.94 | 0.95 | 0.96 | 0.97 | 0.98 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | |
| | 0.85 | 0.89 | 0.91 | 0.92 | 0.93 | 0.94 | 0.95 | 0.96 | 0.97 | 0.98 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | |

TABLA 9.4 VALORES DEL COEFICIENTE β

| Probabilidad, en porcentaje, de que se presente el gasto de diseño | Coefficiente β |
|--|----------------------|
| 100 | 0,77 |
| 50 | 0,82 |
| 20 | 0,86 |
| 10 | 0,90 |
| 5 | 0,94 |
| 2 | 0,97 |
| 1 | 1,00 |
| 0,2 | 1,03 |
| 0,1 | 1,05 |
| | 1,07 |

- X_1 Exponente, función de Y_2
- X_2 Exponente función de D_m . X_1 y X_2 se encuentran en la tabla 9.5

Por los parámetros indicados, se requiere conocer el perfil de la sección transversal, el cual se obtiene por comodidad durante algún estiaje, la curva de elevaciones del agua para diferentes gastos en la sección, la curva granulométrica del material del fondo si el material es cohesivo; el gasto de diseño asociado a su período de retorno y las dimensiones de las pilas del puente y los claros entre ellas.

Si el material es granular, que es lo más frecuente y el período de retorno de la avenida en estudio es menor de 100 años, se puede estimar el aumento del tirante medio al producirse la socavación, mediante la expresión (ref. 13).

$$H_s = \frac{0,365 Q^{0,784}}{\theta_s^{0,784} D_m^{0,157}} \quad (9.33)$$

Si como se ha mencionado, el gasto de avenidas pasa por un cauce con orillas suficientemente altas que impida su desbordamiento y la sección del cruce sólo se obstruye con pilas, las pérdidas ocasionadas por ellas son mínimas y por lo mismo se puede considerar que no hay remanso producido por esa obra.

9.10.3 Estrechamiento del cauce principal.

Si los caudales máximos durante las avenidas no llegan a desbordarse, pero la sección del cauce donde se construye el puente se reduce con accesos y estribos, el

TABLA 9.9 VALORE DE X Y $1/(1+X)$, PARA SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS

| SUELOS COHESIVOS | | SUELOS NO COHESIVOS | |
|------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| Y_0 | $X = \frac{1}{1+X}$ | Y_0 | $X = \frac{1}{1+X}$ |
| 0.80 | 0.52 | 0.66 | 0.72 |
| 0.83 | 0.51 | 0.64 | 0.72 |
| 0.84 | 0.50 | 0.62 | 0.72 |
| 0.88 | 0.49 | 0.62 | 0.74 |
| 0.90 | 0.48 | 0.62 | 0.74 |
| 0.91 | 0.47 | 0.66 | 0.75 |
| 0.96 | 0.46 | 0.66 | 0.75 |
| 0.98 | 0.45 | 0.68 | 0.76 |
| 1.00 | 0.44 | 0.68 | 0.76 |
| 1.04 | 0.43 | 0.70 | 0.77 |
| 1.06 | 0.42 | 0.70 | 0.78 |
| 1.12 | 0.41 | 0.71 | 0.78 |
| 1.16 | 0.40 | 0.71 | 0.79 |
| | | D_{50}
(mm) | D_{50}
(mm) |
| | | 40.00 | 40.00 |
| | | 60.00 | 60.00 |
| | | 90.00 | 90.00 |
| | | 140.00 | 140.00 |
| | | 190.00 | 190.00 |
| | | 250.00 | 250.00 |
| | | 310.00 | 310.00 |
| | | 370.00 | 370.00 |
| | | 450.00 | 450.00 |
| | | 570.00 | 570.00 |
| | | 750.00 | 750.00 |
| | | 1000.00 | 1000.00 |

procedimiento a seguir para obtener el efecto de la presencia del puente es esencialmente similar al descrito anteriormente, ya que el efecto debido al menor c_{12} no se toma en cuenta en el valor de B_0 (ancho efectivo).

Por lo anterior, el efecto que produce la presencia de la obra, es una mayor elevación en la sección del cruce, que puede ser muy importante al grado de provocar la destrucción de la obra.

P.10.4 Carreteras construidas sobre el cauce de inundación

Se ha mostrado que la presencia de un puente en un río no es causa de una elevación del escurrimiento que afecta al tramo inmediato aguas arriba del cruce, sino que su efecto es principalmente local y afectando a la profundidad de excavación. Lo anterior se cumple si el río no se desborda en el tramo de aguas arriba del cruce.

En cambio, si el río se desborda sobre la planicie, y normal al flujo se construye una carretera, el efecto que esa obra produce en los escurrimientos llega a ser muy importante y sus consecuencias pueden ser trágicas sobre todo para las poblaciones situadas aguas arriba.

En esas condiciones, la carretera trabaja como un dique y el conjunto carretera- puente llega a operar como una presa en que el puente es la obra de excedencia. Los niveles del agua, aguas arriba del camino, se obtendrán efectuando el tránsito

Referencias

1. Maza Alvarez, J.A. y Flores Lira M.A. "Factores That effect the control of Papaloapan River" VII Congress International Commission on Irrigation and Drainage Barma, -Bulgaria. (Mayo 1972)
 2. Maza Alvarez J.A. y Flores Lira M.A. "Flood control in Plain Rivers" International Symposum on River Mechanics, Bangkok, Tailandia. (Enero 1973)
 3. Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. Limusa, Tomo III, México (1975)
 4. Sotelo Avila G. "Hidráulica General". Limusa, México (1974)
 5. Chow Ven Te. "Open Channel Hidraulics", International Student Edition Mc Graw-Hill Book Company, Inc.
 6. Henderson F.M. "Open Channel Flow". The Mac Millan Company, Nueva York (1966)
 7. J. Wyha y Streeter "Fluid Transient" Mc Graw Hill, New York, (1977)
 8. C. Cruickshank V., E. Zumaya G. "Propagación de Avenidas". Doc. # 8. Documentación de la Comisión del Plan Nacional Hidráulico, SARH. México. (1976)
 9. J. Domínguez "Hidráulica" Universidad Católica de Chile, 1973.
 10. Scimemi E. "Compendio di Idraulica". Cedam, Padua (1959)
 11. Maza Alvarez J.A. y Mancebo del Castillo U. "Cálculo de las dimensiones óptimas para un cauce piloto al cortar un meandro". Recursos Hidráulicos, Vol. III N° 2. (1974)
- 764
12. Linsley, Franzini, "Ingeniería de los Recursos Hidráulicos". Mc Graw Hill, New York, (1958)
 13. Maza Alvarez J.A. "Socavación en Cauces Naturales", Publicación del Instituto de Ingeniería UNAM, No. 177 Jun (1968)
- 765
- 