CONTENIDO

CAPITULO 01:		
	BOCATOMA	
CAPITULO 02:		
	DESARENADORES	**53**
CAPITULO 03:		
	SALTOS DE AGUA	**75**
CAPITULO 04:		
	RAPIDAS	**88**
CAPITULO 05:		
	SIFONES	**98**
CAPITULO 06:		
	ALCANTARILLAS	**110**
CAPITULO 07:		
	ACUEDUCTOS	**114**
CAPITULO 08:		
	AFORADORES PARSHALL	**119**
CAPITULO 09:		
	PRESAS DE EMBALSE	**134**
CAPITULO 10:		
	HIDRAULICA FLUVIAL	**173**

CAPITULO 01
1.0 ALIVIADERO DE DEMASÍAS
CÁLCULO HIDRÁULICO

1.1 CRITERIOS FUNDAMENTALES DEL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA:

a. Altura del aliviadero sobre el fondo del rió, la necesaria para captar el agua en época de estiaje del río.
b. Estabilidad de la estructura bajo todas las fuerzas actuantes y comportamiento de la cimentación.

Nos ocuparemos de los aliviaderos de concreto ciclópeo.

1.2 FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO:

1.2. SECCIÓN TRANSVERSAL DEL ALIVIADERO:

En la Fig. 1. se ve una sección transversal del aliviadero, la forma del perfil curvilíneo de aguas abajo obedece a la trayectoria de la lámina vertiente sobre ella. A este perfil se llama "Perfil de Cimacio".

Por los conceptos de Hidráulica sabemos que la trayectoria del chorro en caída libre se aleja más de los ejes X-X que pasan sobre la cresta a medida que la carga H_0 aumenta. Lo que se procura en este diseño es que la cara inferior de la lámina vertiente coincida con el paramento de aguas abajo del aliviadero y así evitar que se tengan presiones negativas que producirían "cavitación" destruyendo el concreto.

Esto quiere decir que el diseño de este paramento debe hacerse por lo expuesto anteriormente para la carga H_0 (Carga de Diseño) esto es para la máxima avenida explotante del Proyecto lo que es establecido por los métodos vistos en Hidrología.

Por tratarse de estructuras costosas deben ser los suficientemente seguras, siendo la Avenida de Diseño expectante para una frecuencia de 1:50 años.

Con cargas menores que H_0 la lámina vertiente se pega al paramento del aliviadero ejerciendo presiones sobre ella.

La ecuación del perfil es:

$$y / H_0 = - \qquad H_0)^n$$

Los valores de los parámetros k y n son obtenidos de la Fig. 1- en función de hv/Ho y la inclinación del paramento de aguas arriba:

$$h_v = \qquad V = \qquad +$$

En cuanto a la inclinación del paramento de aguas arriba, ésta depende del análisis estructural de estabilidad.

Los valores de R_1, R_2, X_c y Y_c se dan en la Fig. 1.a

Para valores de $P \geq$ Ho/2 y el paramento de aguas arriba vertical, usar la plantilla dada en la Fig. 2, ésta plantilla, se emplea por simplicidad con respecto a la ecuación, pero se hace la salvedad que la ecuación es de uso general.

1.2.2 DESCARGA SOBRE LA CRESTA:

$$Q = \qquad H_e)^{3/2}$$

Donde:
Q = Descarga (m^3/seg)
C = Coeficiente de descarga
L = Longitud neta de la cresta (m)
H_e = Carga sobre la cresta incluyendo hv (m)
La longitud efectiva neta de la cresta está dada por:

$$L = \quad + \qquad + \qquad$$

Donde

L = Longitud efectiva de la cresta
L_1 = Longitud bruta o total de la cresta
N = Número de pilares que atraviesan el aliviadero
K_P = Coeficiente de contracción de pilares
K_A = Coeficiente de contracción de estribos
H_e = Carga total sobre la cresta

Valores de Kp	
Descripción	**KP**
- Pilaren de Tajamar cuadrado	0.02
- Pilares de Tajamar redondo	0.01
- Pilaras de Tajamar triangular	0.00

VALOR DE "C": Este tiene correcciones por los siguientes conceptos.

1. Profundidad de llegada "P": (Co)
- Con la relación P / H_0 se encuentra Co (Fig. 3)

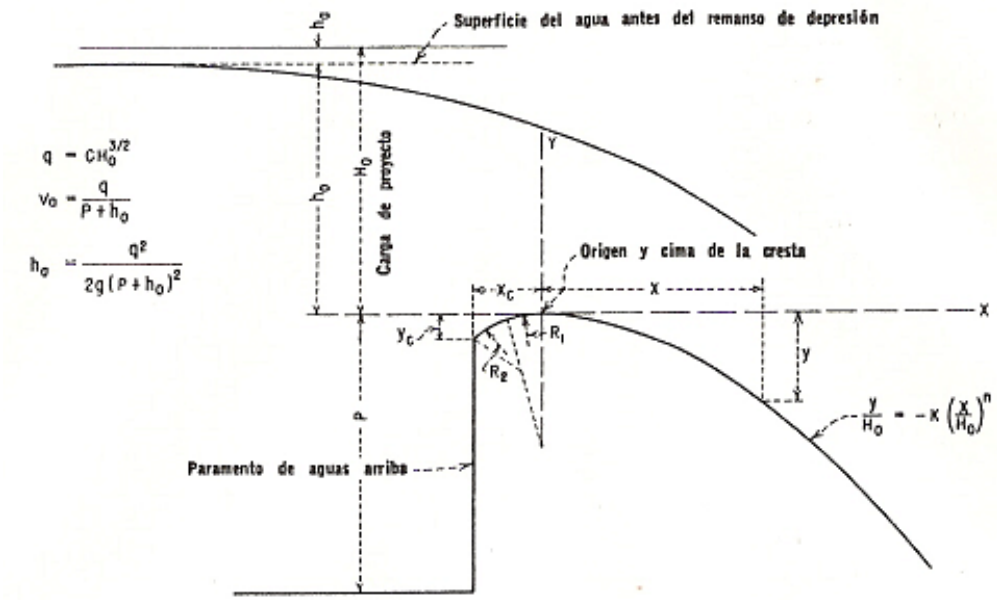
Si P = O ===> C_0 = 3.087 (vertedero de cresta ancha)
- Este ábaco se usa en paramento vertical y He = Ho

2. Efecto de cargan diferentes a las del Proyecto: (K_1=C/C_o)
- Con la relación He/H se encuentra C / C0 = K1 (Fig.4) o sea: C = C0 .K1.

3. Efecto del Talud aguas arriba: ($K_2 = C_1 / C_v$)
- Con la relación P / Ho y una inclinación dada (Fig. 5) se obtiene C1 / Cv = K2

C_1 = Coef. Paramento inclinado
C_v = Coef. Paramento vertical

$C_1 = K_2\ C_v = C_0\ K_1\ K_2$



(A) ELEMENTOS DE LAS SECCIONES DE LAS CRESTAS CON LA FORMA DE LA LAMINA VERTIENTE

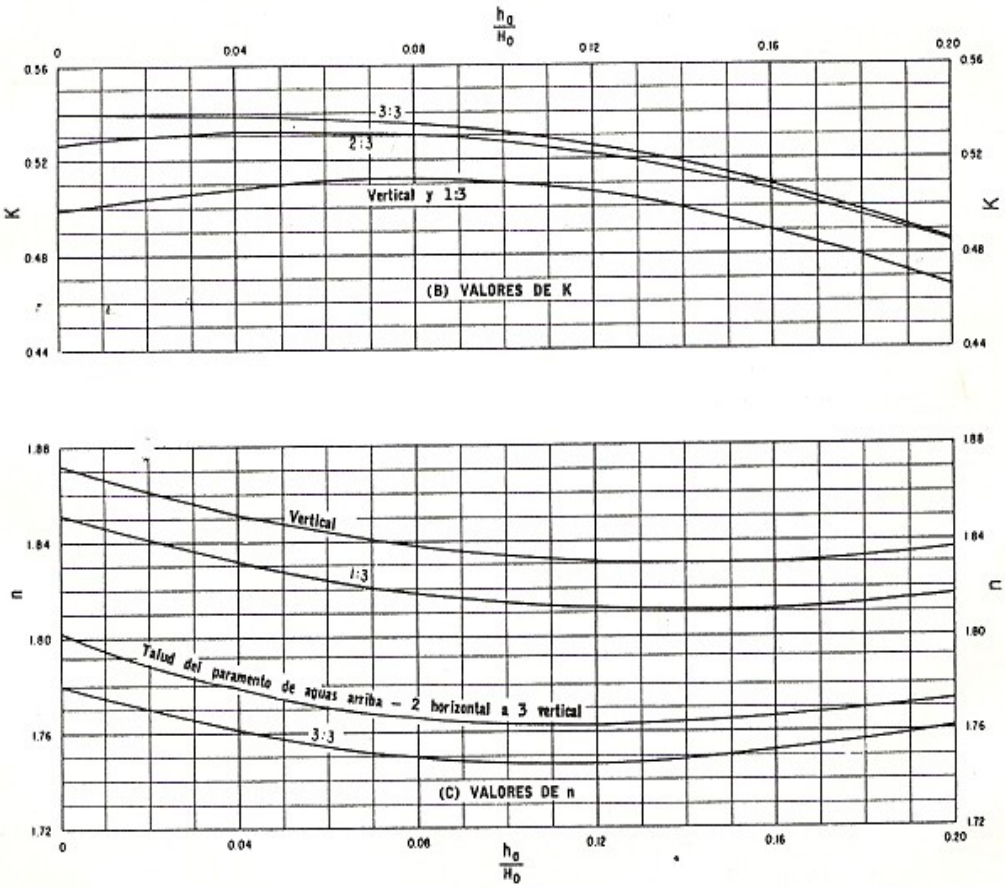


FIG. 1 Factores para la determinación de las secciones con la forma de la lámina vertedora (Hoja 1 de 2)

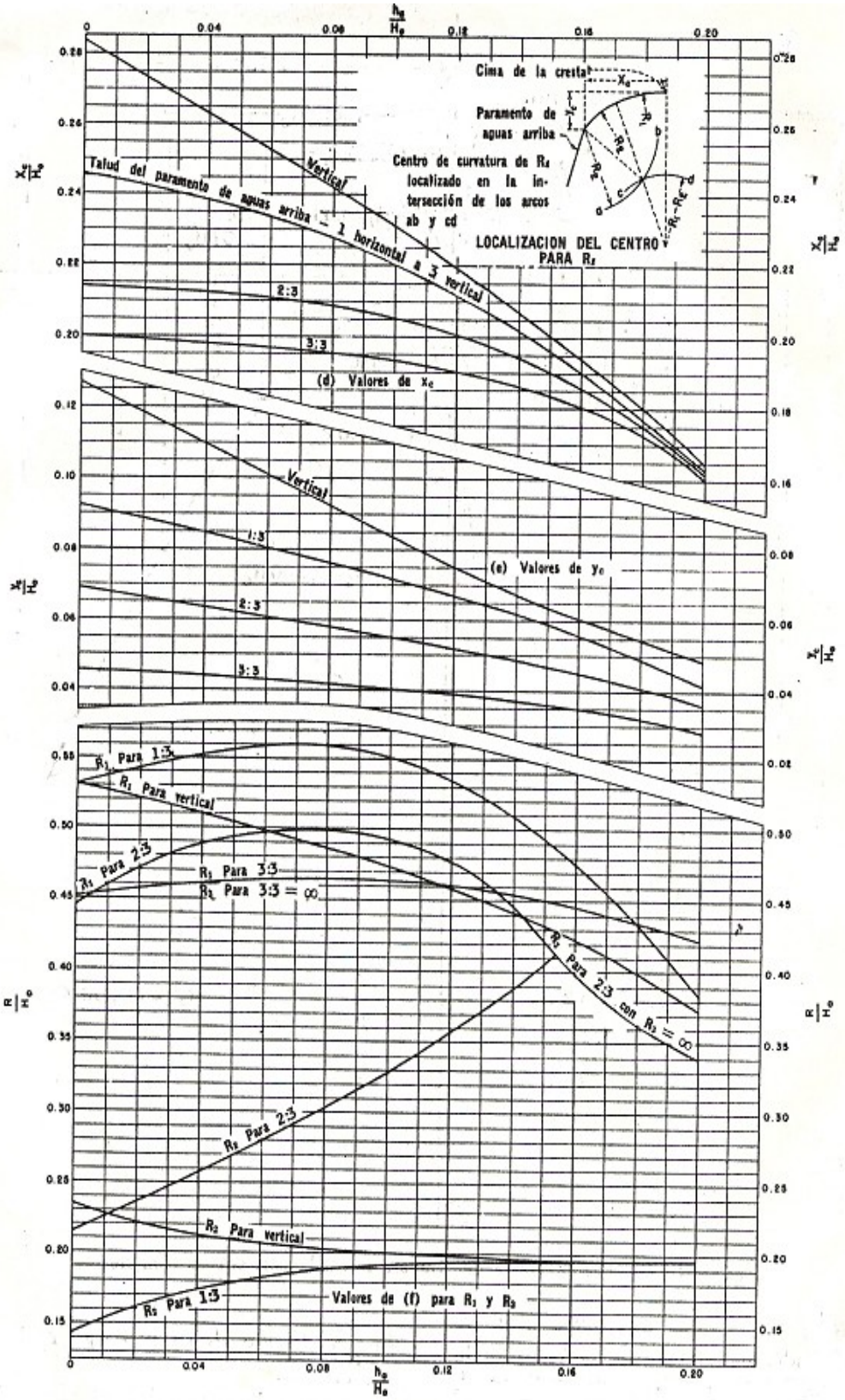


FIG. 1(a). Factores para la determinación de las secciones con la forma de la lámina vertedora. (Hoja 2 de 2)

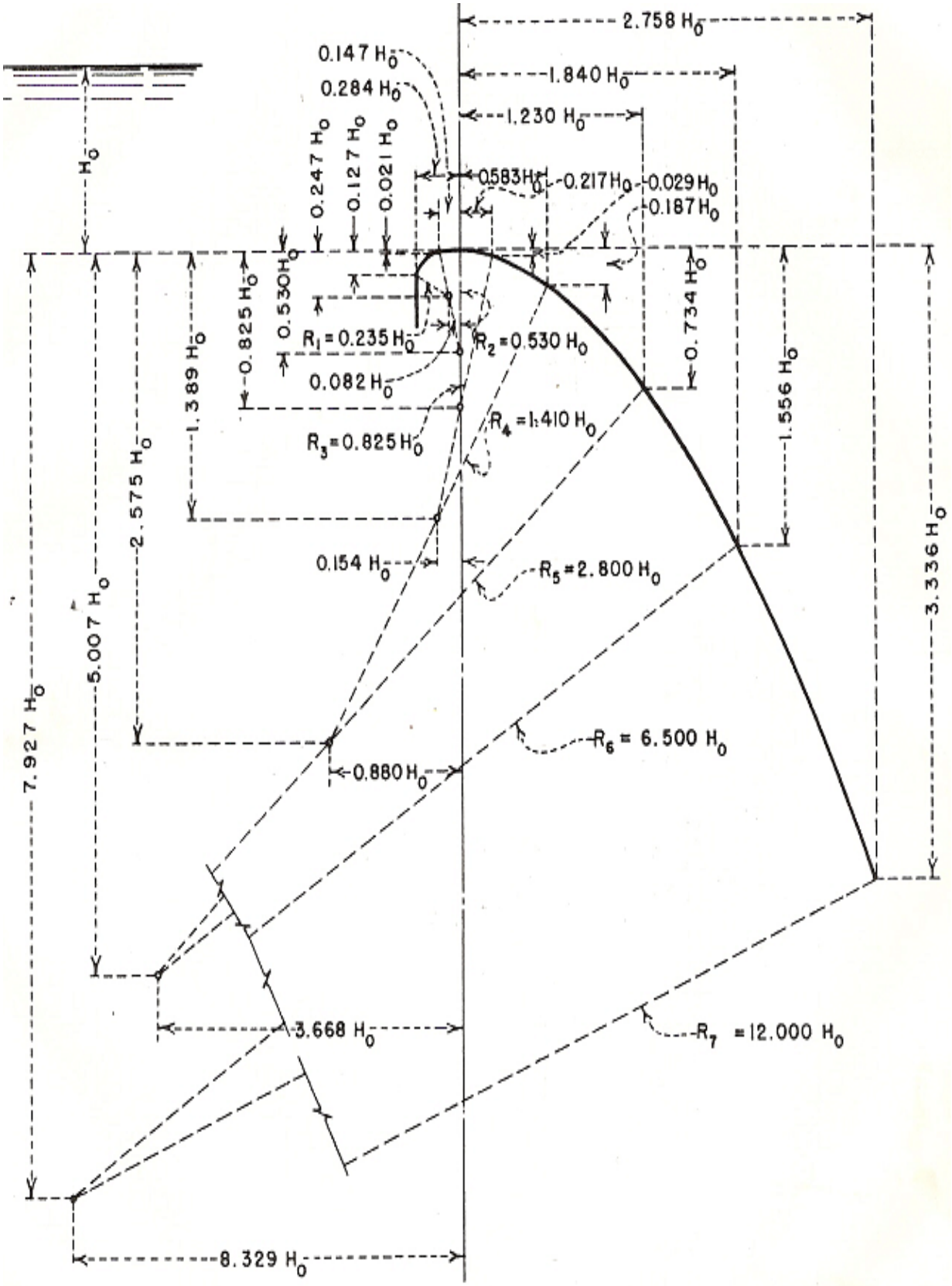
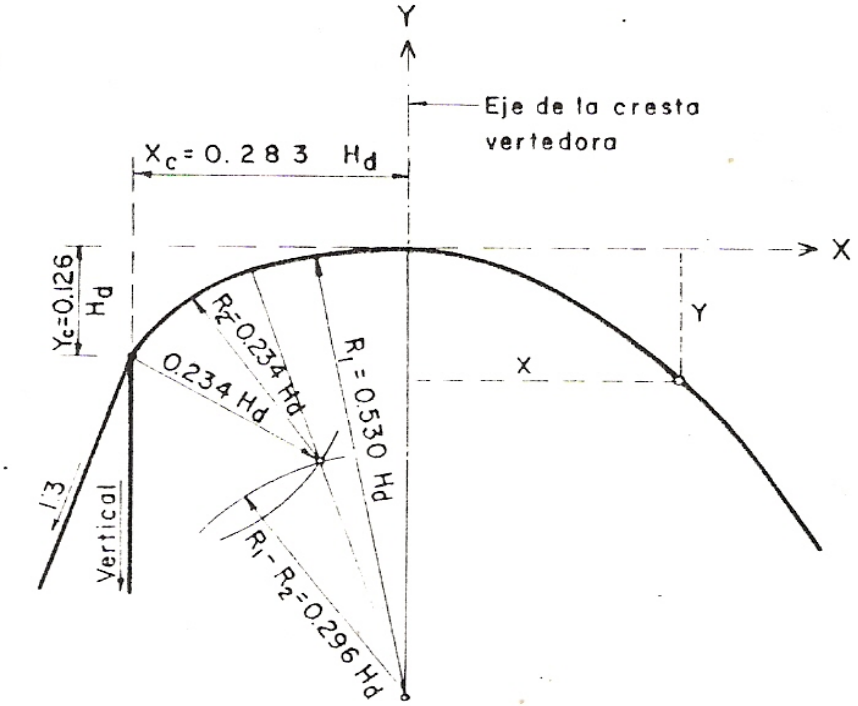


FIG. 2 Sección de cresta de cimacio formada con curvas compuestas



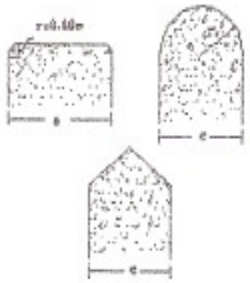
Geometría del perfil aguas arriba de la cresta vertedora para un paramento vertical o con talud 1:3

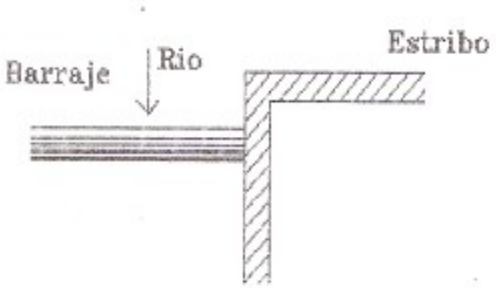
$$Y = 0.5 \frac{X^{1.85}}{H_d^{0.85}}; \quad H_d = \text{carga de diseño}$$

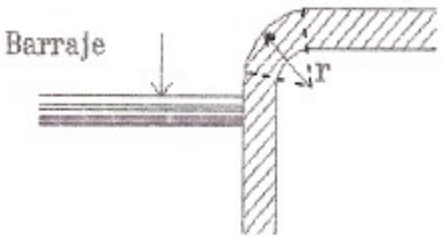
X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd
0.10	0.00706	1.10	0.5964	2.10	1.973
0.20	0.02546	1.20	0.7006	2.20	2.150
0.30	0.05391	1.30	0.812	2.30	2.334
0.40	0.09170	1.40	0.932	2.40	2.526
0.50	0.1387	1.50	1.058	2.50	2.724
0.60	0.1944	1.60	1.193	2.60	2.929
0.70	0.2585	1.70	1.334	2.80	3.359
0.80	0.3309	1.80	1.483	3.00	3.816
0.90	0.4115	1.90	1.639	3.50	5.076
1.00	0.5000	2.00	1.802	4.00	6.498

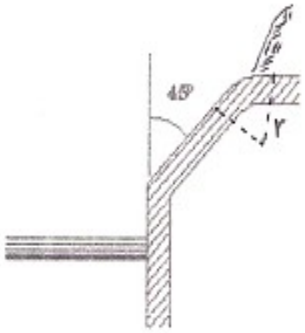
Fig. 2a — Datos para el trazo del perfil de un cimacio tipo Creager usando la fórmula de Scimemi

Valores de Ka	
Descripción	**K_A**
- Estribos cuadrados con los muros de cabeza a 90° con la dirección de la corriente.	0.20
- Estribos redondeados con muros de cabeza a 90° con la dirección de la corriente, cuando: $0.5\ H_o \geq r \geq 0.15\ H_o$	0.10
- Estribos redondeados $r > 0.5\ H_o$ y el muro de cabeza está colocado no más de 45° con la dirección de la corriente.	0.00









VALOR DE "C": Este tiene correciones por los siguientes conceptos.

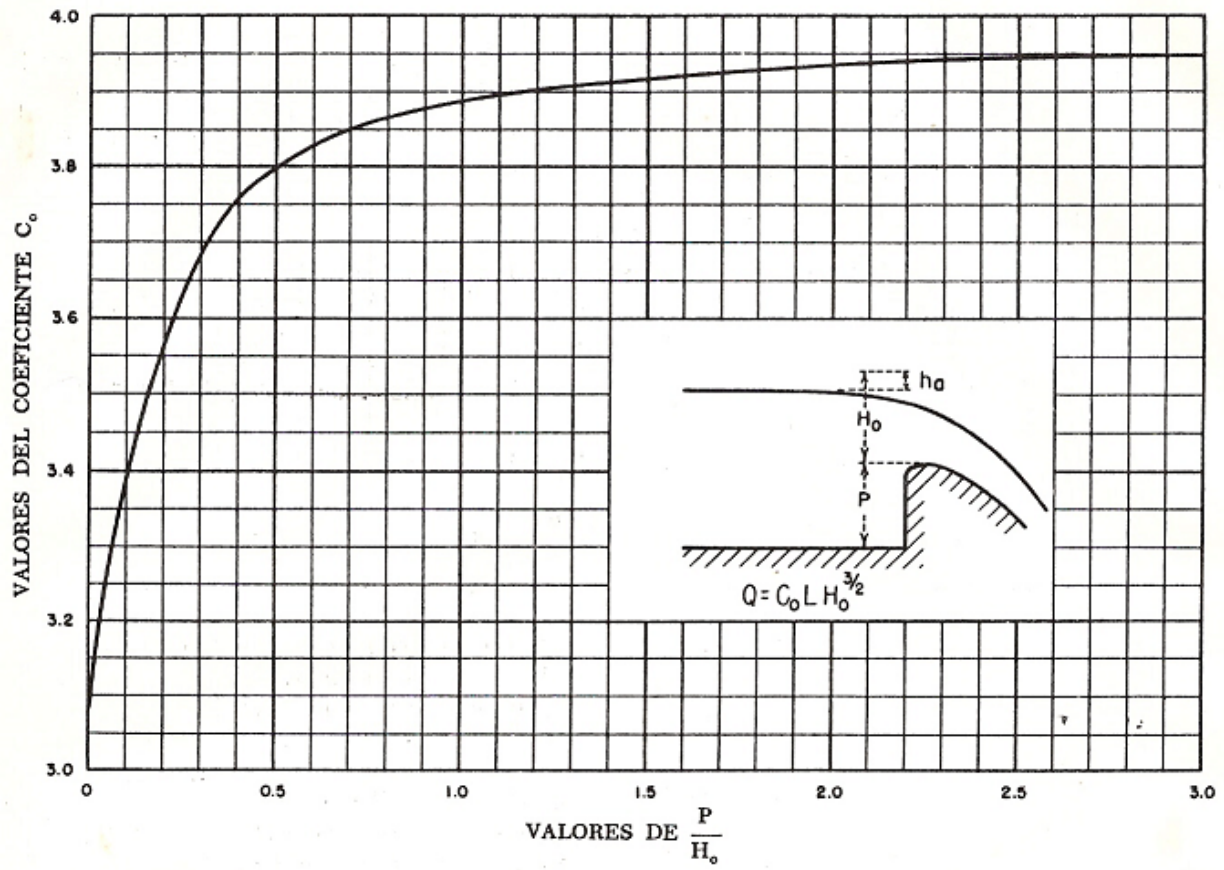


FIG. 3 Coeficientes de descarga para las crestas de cimacio en pared vertical

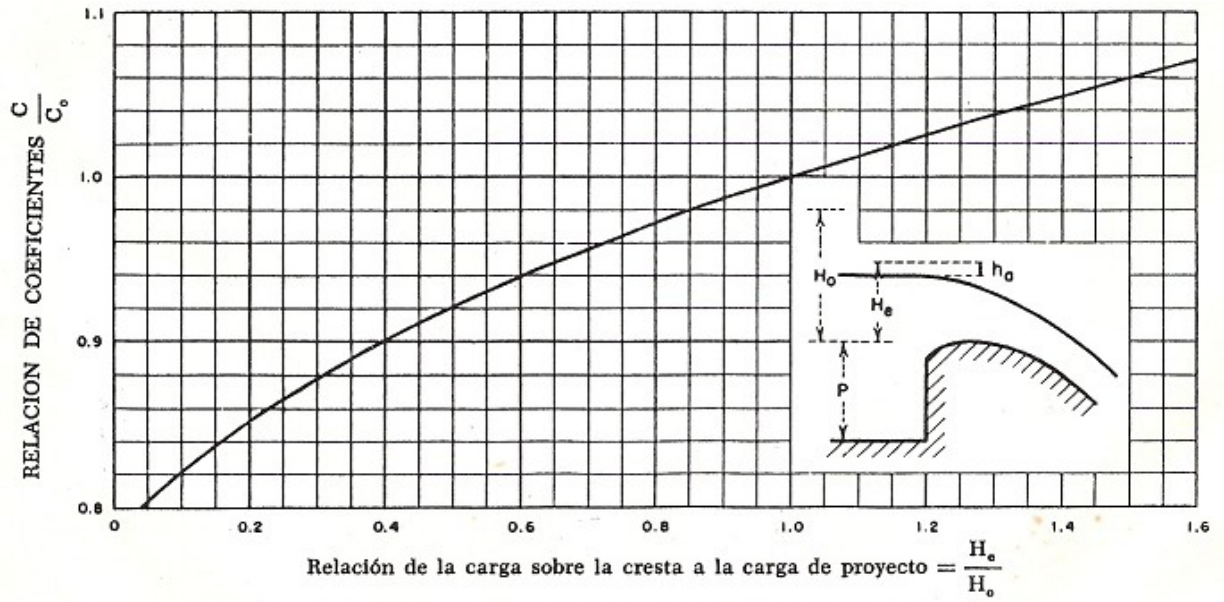


FIG. 4 Coeficientes de descarga para cargas diferentes de la de proyecto

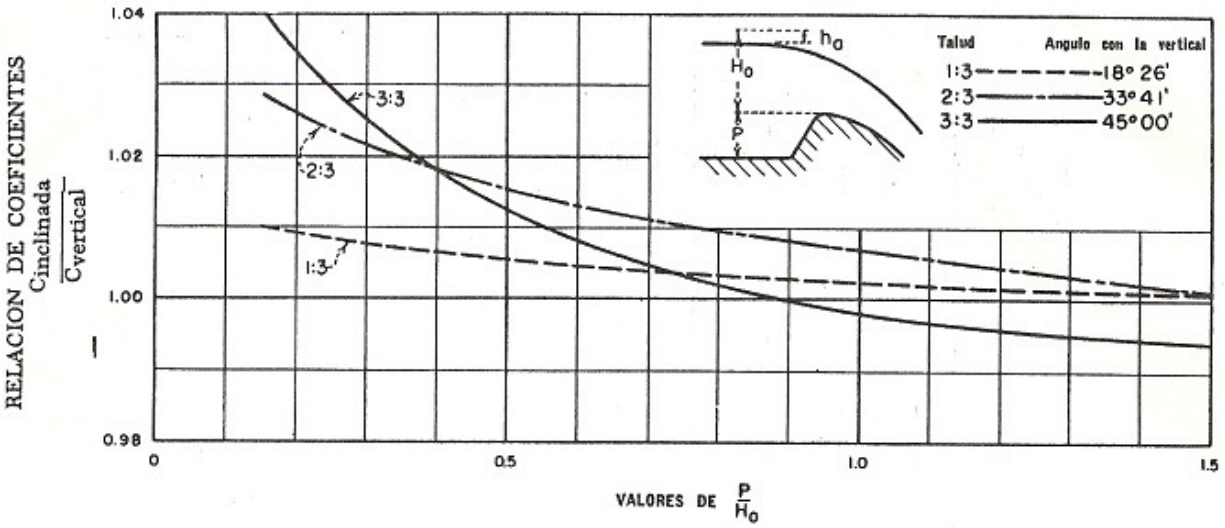


FIG. 5. Coeficiente de descarga para una cresta de cimacio con paramento de aguas arriba inclinado

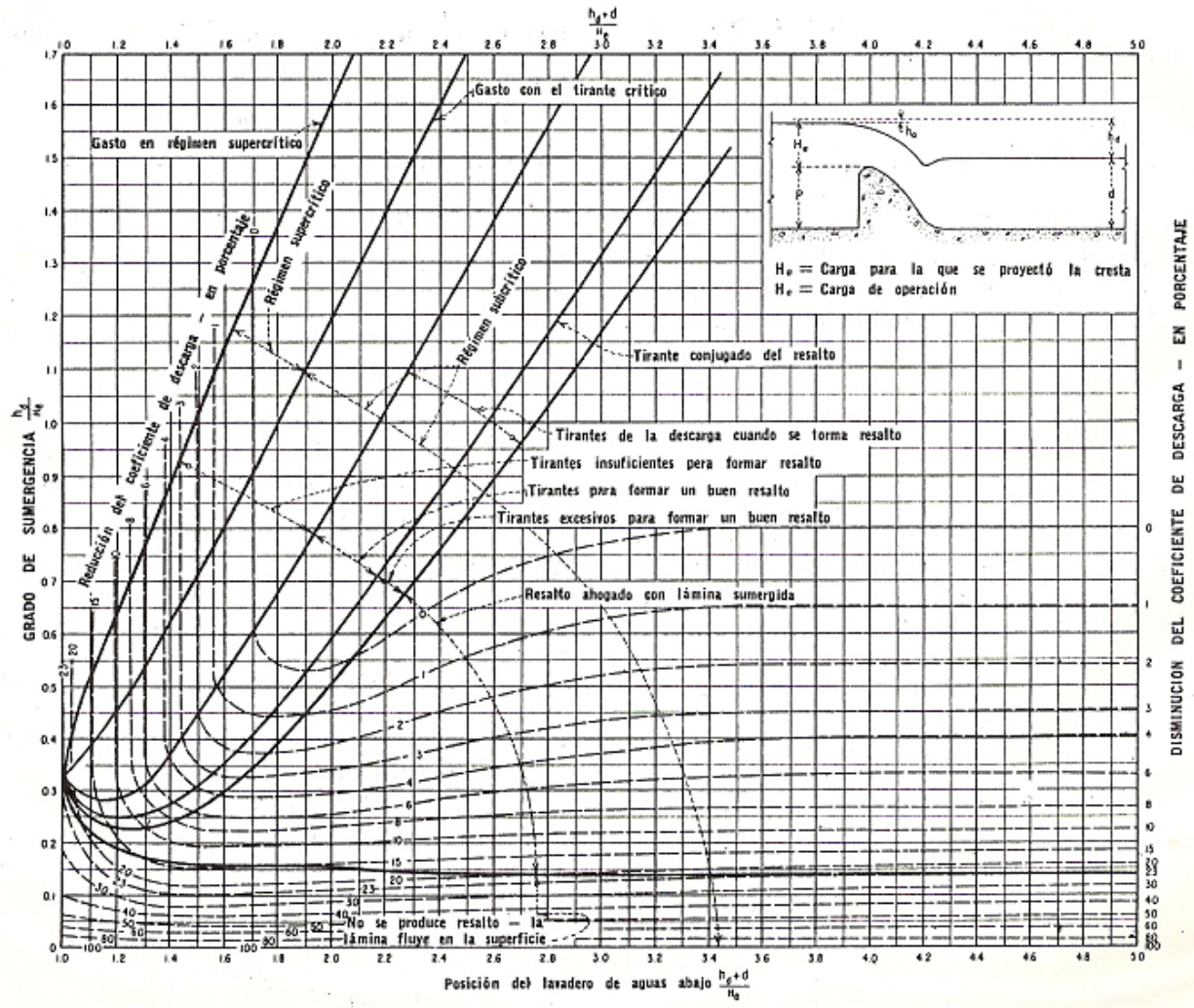


FIG. 6 Efectos de los factores de aguas abajo en la capacidad de los vertedores

4. Efecto de la Interferencia del lavadero de aguas abajo y de la sumergencia.

Lavadero: Es el .piso de la poza de disipación.

- Los efectos de la posición de éste con respecto a la cota do la cresta del aliviadero así como el nivel de agua con la descarga influye en el coeficiente "C"
- Con la relación:

$$(hd + d) / He$$

se encuentra el valor

$$Co/C = K3 \quad \text{(Fig. 7)}$$

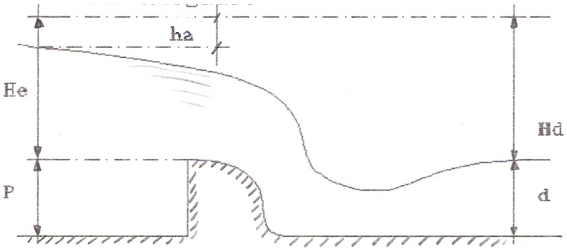
$$h_d / H_e$$

se encuentra el valor

$$C_0/C = K_4 \quad \text{(Fig. 8)}$$

$$C = K_1 K_2 K_3 K_4 Co$$

- En ocasiones tomando en cuenta que la Avenida Máxima de proyecto se poco frecuente y de corta duración, se diseña el perfil del cimacio con una carga, menor que consecuentemente corresponde a una avenida menor.
- Con esta medida se consigue una economía en el aliviadero, ya que resulta menos ancha y robusta. Si el cimacio se diseñó con una carga menor y se presenta una avenida mayor, se originan en la superficie de contacto del vertedor y la lámina vertiente, presiones negativas que hacen aumentar el coeficiente de descarga.
- Si ocurre una avenida menor que la considerada para el diseño del cimacio, se originarán presiones negativas sobre el paramento de descarga reduciendo el coeficiente "C".
- Se debe evitar diseñar con cargas menores al 75% de las correspondientes al gasto máximo.
- Vertedero ahogado



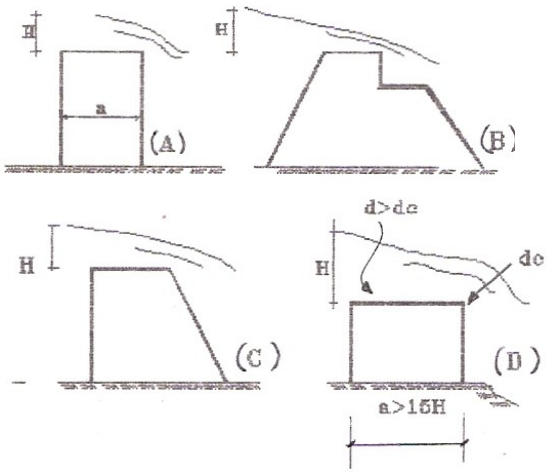
H_o=Carga para la que se proyecto la cresta.
H_e=Carga de operacion.

1.2.3 VERTEDEROS DE PARED GRUESA (En cortinas de enrocamiento)

- Vertedores de pared intermedia: 3 H < a < 15 H (algunos autores lo 1 .laman así).
- Vertedores de umbrales más anchos: a > 15 H

Si a > 2/3 H (el manto de agua se adhiere a la cresta) hasta a = 3H

Si a < 0.5 H (la lámina se despega del umbral); a = 0.5 - O.66 H (adherencia de lámina inestable)



En general en todos estos tipos de vertederos, la fórmula tiene la siguiente forma:

$$Q = \qquad = \qquad$$

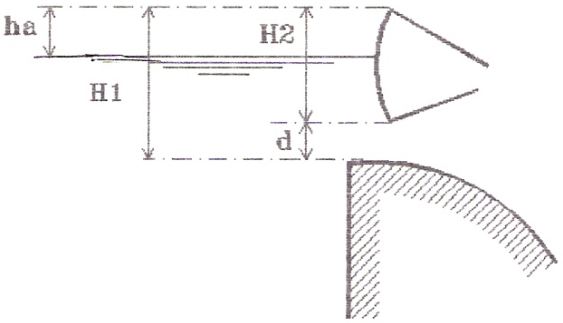
$$Q = \qquad \mu = \qquad -$$

Basándose en los ensayos de otros vertederos de pared gruesa, que por algunas circunstancias guardan cierta analogía con el vertedor de la cortina de enrocamiento, se ha convenido en adoptar para fines prácticos el valor 1. 8O, mientras se carezca de otra información o datos más adecuados, para el coeficiente "C", del vertedor en la fórmula:

$$Q = C\,L\,H^{3/2}$$

para C = 1.80, μ = 0.60 aprox.

1.2.4 DESCARGA POR VERTEDEROS DE CIMACIO CONTROLADAS POR COMPUERTAS



$$Q = \qquad -$$

- Con relación d/H1 se encuentra C (fig.9)

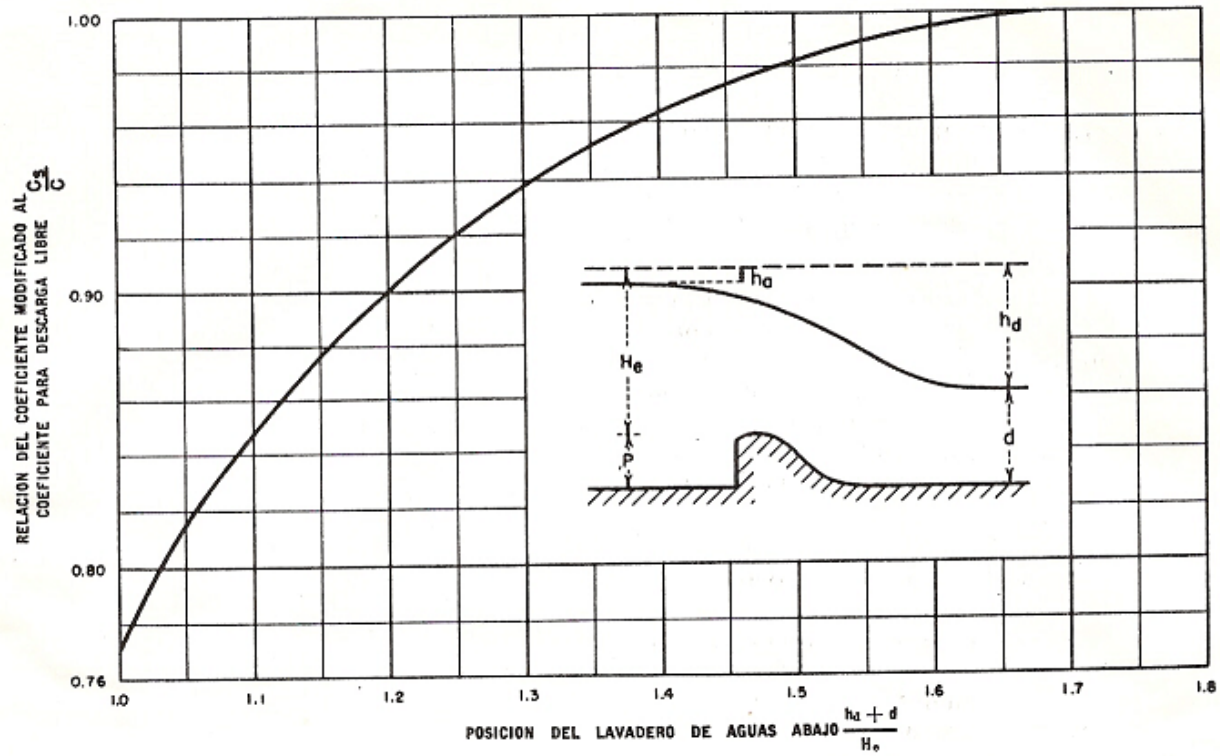


FIG. 7 Relación de los coeficientes de descarga debida al efecto del lavadero

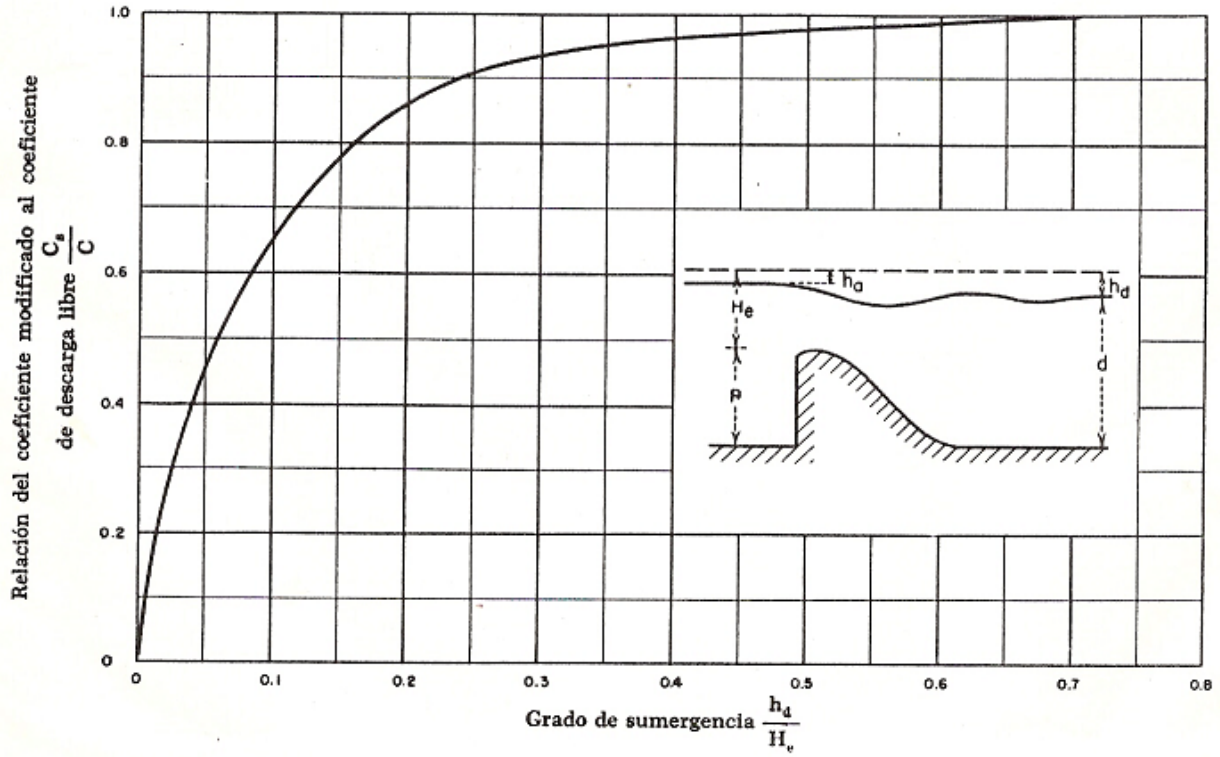
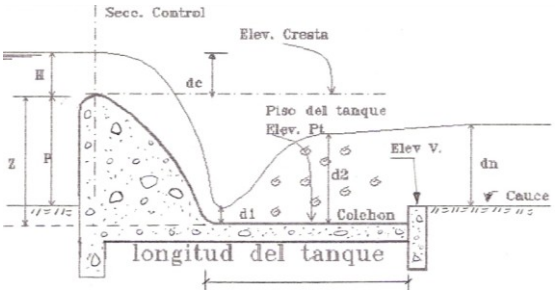


FIG. 8 Relación de coeficientes de descarga debida al efecto del agua de la descarga

1.2.5 Cálculo del tirante d_1:



Bernoulli entre la sección de control que se localiza sobre la cresta del vertedor y otra sección al pie del vertedor, es decir

$$Z + d_c + hv_c = d1 + hv1 + \sum h_p$$

Para sección rectangular:

$$d_c = (Q_2 / gB^2)^{1/3} \quad \text{(tirante crítico)}$$

hv_o = carga de velocidad crítica: $hv_c = V_0^2 / 2g$

$V_c = \sqrt{g.y_c}$

$\sum hp$ = Perdidas de energía (por lo general se desprecian, debido a su magnitud)

$$Z + d_c + hv_0 = d_1 + hv_1$$

Por tantos se verifica la igualdad hasta determinar el valor d_1.

Obtención del tirante conjugando d_2:

- Sección rectangular:

$$d_2 = - \quad \pm \sqrt{\quad + \quad}$$

Solución gráfica: Fig. 10. USBR

- Sección Trapezoidal (por tanteos)
-

$$d_2 = \sqrt{\quad +}$$

$K = 6\,(Q/g\ (Vi - V_2) + P_1)$; $P_1 = bdi^2/2 + td1^3/S$

d_1 = Tirante conjugado menor del salto hidráulico (m)

d_2 = Tirante conjugado mayor del salto (m)

b = Ancho del canal donde se produce el salto hidráulico

t = Talud de las paredes del canal

P_1= Empuje hidrostático debido a la sección 1 en m^3

V_1 = Velocidad correspondiente al tirante d_1. (m/seg)

V_2 = Velocidad correspondiente al tirante d_2 (m/seg)

Q = Gasto al canal (m^3/seg)

g = Aceleración de la gravedad cm/seg^2)

d_c = tirante crítico del flujo (m)

<u>Elevación del piso del tanque Amortiguador:</u>

- Según Fig. Elev (Pt)= (Elev. U + dn) - d_2
  Altura de colchón: S = d_2 - dn
- Por seguridad de amortiguamiento; se usa un 15% más del d2; o sea:

S = 1.15 d2 – dn

Cuando no se tenga el dato de (d_n), se puede considerar conservadoramente el d_c de la sección de control.

1.2. 6. REMANSO

El flujo uniforme en un curso de agua se caracteriza por una sección de flujo y pendiente constante. Tales condiciones dejan de ser satisfechas, por ejemplo, cuando se ejecuta un embalse en un río. El embalse causa la sobre elevación de las aguas, incrementando el nivel del agua a una distancia aguas; arriba. Es esto lo que se denomina REMANSO.

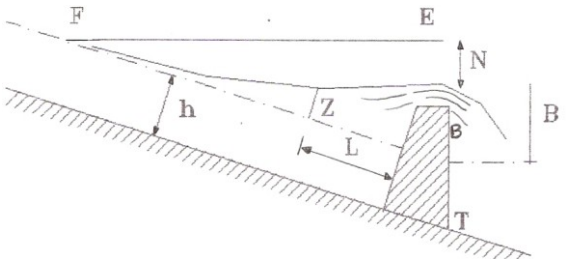
La determinación de una influencia de los embalses, o mejor, el trazo de la curva de remanso constituye un importante problema de ingeniería, íntimamente relacionado a cuestiones tales como delimitación de las áreas inundadas, volúmenes de agua acumulada, variación de los tirantes, etc.

En la práctica el trazado aproximado a la curva de remanso puedo ser obtenido por un proceso práctico bastante simple.

Es el proceso empírico conocido como el "Método de los Ingenieros del Sena".

Sea TR un embalse, arriba del cual las aguas se sobreelevan hasta N, vertiendo hacia aguas abajo. Conociéndose el caudal de las aguas y aplicándose la fórmula de los vertedores, se puede determinar la altura NB, esto es la posición de N (Figura)

La experiencia ha demostrado que, para los cursos de agua de pequeñas pendientes, la sobreelevación de aguas arriba (REMANSO) deja de ser apreciable a partir de un punto F, situado en In misma horizontal que pasa por el punto E.



La aproximación consiste en la sustitución de la curva real de remanso por una parábola de segunda grado, pasando por los puntos F y N tangente a la horizontal, que pasa por N y la recta FG.

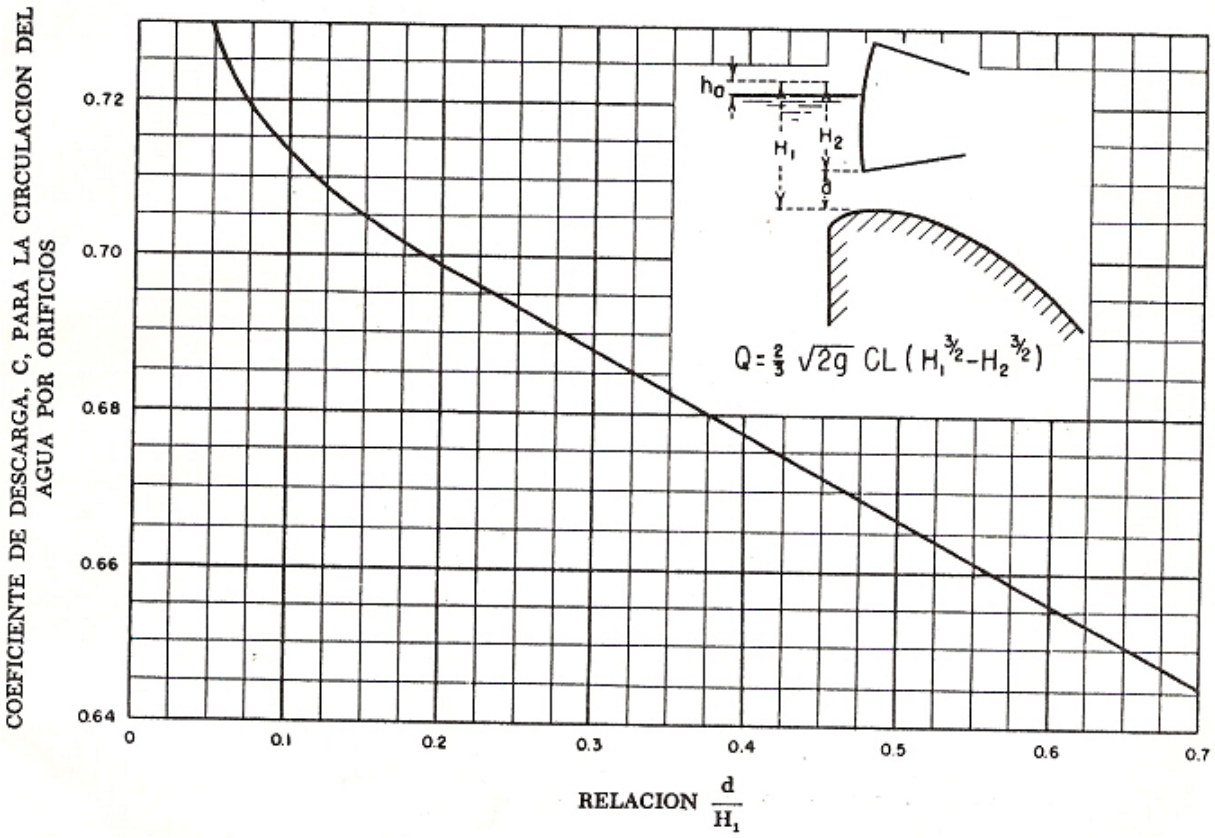


FIG. 9 . Coeficiente de descarga para la circulación del agua bajo las compuertas

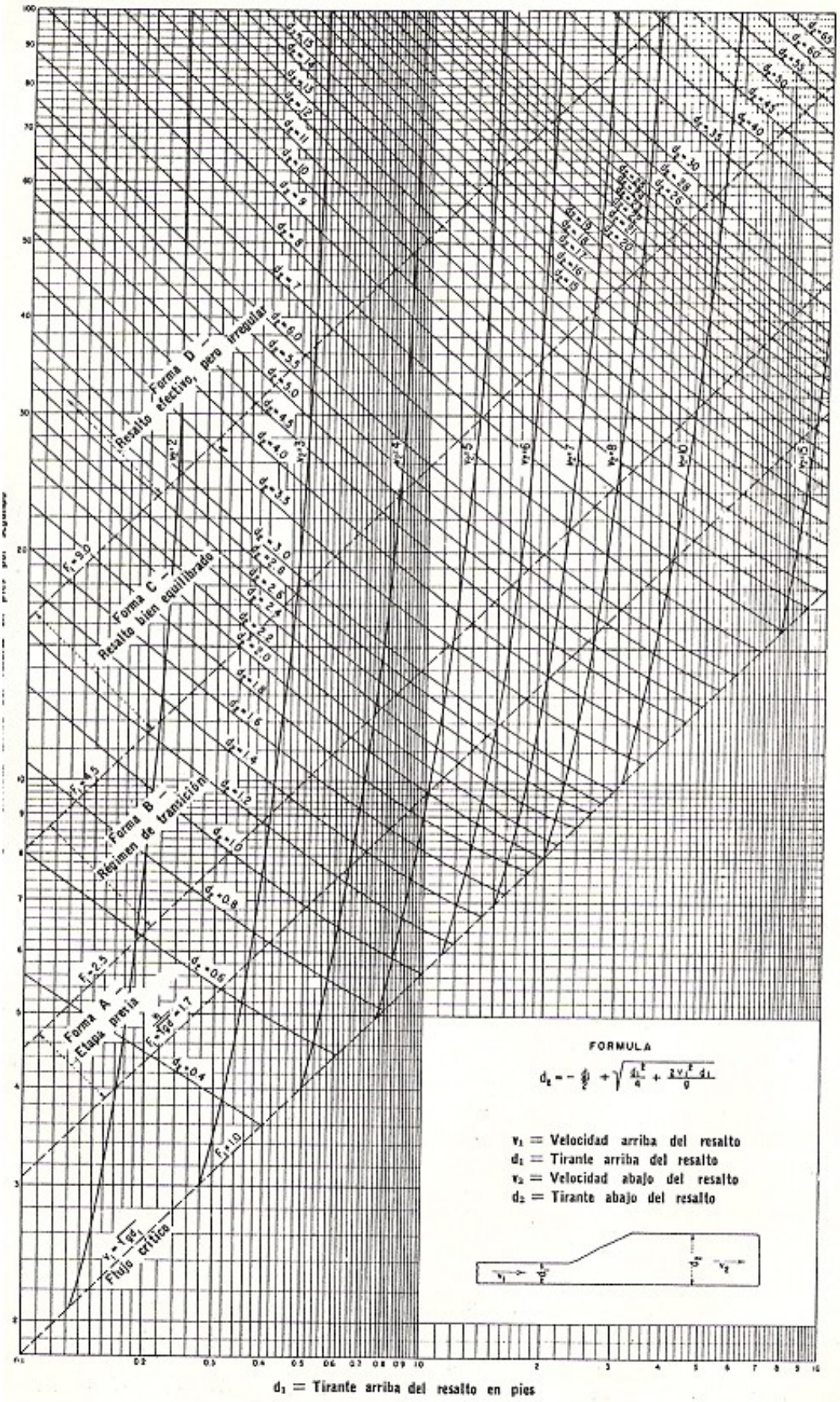


FIG. 10 Relaciones entre variables en el resalto hidráulico para un canal rectangular

Siendo:

Z_0 = Carga hidráulica sobre el vertedero Zo = Ho

La sobreelevación NG del punto N (con relación a la línea primitiva del régimen uniforme)

Z = La sobreelevación de un punto cualquiera situado a una distancia L del embalse. la ecuación de esta parábola será:

$$A = \frac{(2Z_0 - \ \ L)^2}{4Z_0}$$

La solución práctica es obtenida entonces, dando a L una serio de valores, equidistantes de 100 m. , por ejemplo, y determinando los valores correspondientes de Z, que permiten trazar la curva, dando valores a Z, variando de 10 en 10 cm., calculando la distancia L correspondiente.

AMPLITUD DE REMANSO:

Siendo las pendientes pequeñas, se puede tomar EF por GF, Para el triángulo GEF se tiene:

$$\frac{GE}{EF} = \frac{2Z_0}{EF} = \ \ ;$$

Por lo tanto: EF=2 Z_0/S

El proceso considerado es aproximado, habiendo métodos de mayor rigor. Mientras tanto, siempre que el declive sea pequeño (caso más común), la aproximación obtenida es satisfactoria bajo el punto de vista práctico. De lo contrario ninguna fórmula da una seguridad completa cuando se tiene en cuenta los efectos de remanso en casos excepcionales.

Por otro lado, en los proyectos de gran importancia, la mejor solución es la que se obtiene con el estudio de modelos reducidos, o en este caso, verificándose los efectos producidos con la construcción del embalse por etapas progresiva.

Otros métodos de cálculo de remanso en canales podrán ser encontrados en Bakhmeteff, B.A. Hydraulics of Open Channels, New York, 1962, Método Bresse, Integración gráfica.

EJERCICIO:

En un canal rectangular con 2.40 m. de ancho y O.001 m/m de pendiente, el flujo normal se da con tirante de O.65 m. con 1.04 m^3/seg. En este mismo canal se construye un pequeño embalse de 0.75 m. de altura. Determinar el remanso causado.

Solución:

Las aguas vierten sobre el embalse, lo que da un vertedor de 2.40 m. de un umbral; la carga del vertedor es de O.40 m. para el caudal de 1.04 m^3/seg.

Por lo tanto: NB = O.40 m. (ver figura), sobreelevación en el punto

Z_0 = TB + NB - y = 0.75 + 0.40 - 0.65

Z_0 = 0.50 m.

Los efectos del remanso serán sensibles hasta una distancia:

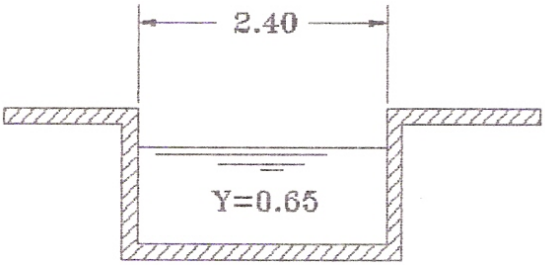
EF = 2 Z_0/S = 2 x 2 x 0.50 / 0.001 = 1000

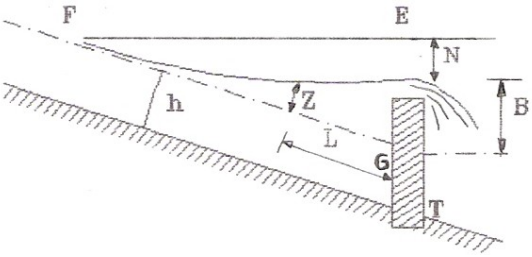
$$Z = \frac{(2Z \qquad}{4Z_0} = \frac{2x0.50}{4x0.50}$$

$$L = \qquad -$$

Dando valores sucesivos a Z, resulta la siguiente tabla:

Z (m)	*1.4142* $\sqrt{z}$	1 - 1.4142 $\sqrt{z}$	L (m)
0.40	0.893	0.107	107
0.30	0.776	0.224	224
0.20	0.632	0.368	368
0.10	0.447	0,553	553
0.05	0.316	0.684	684
0.00	0.000	1.000	1000





1.2.7 POZA DE TRANQUILIZACIÓN

- Poza disipar la energía producida por la caida de agua desde la cresta del aliviadero se usa una Poza de Disipación o Colchón.

A la entrada de la poza, el agua tiene un cierto número de FROUDE (F) que define el tipo de RESALTO

$$F = \qquad , \quad -$$

- Se señala que para mejor funcionamiento hidráulico las

secciones rectangulares son las mejores para disipar la energía. Por esta razón todo lo siguiente se refiere a este tipo de poza.

A. CLASIFICACIÓN DEL RESALTO POR EL NÚMERO DE FRAUDE

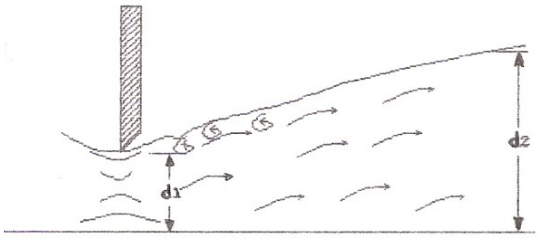
(Proyectos de Estanques o Pozas Disipadoras)

a) F = 1 : - Régimen es crítico
- No se puede formar resalto

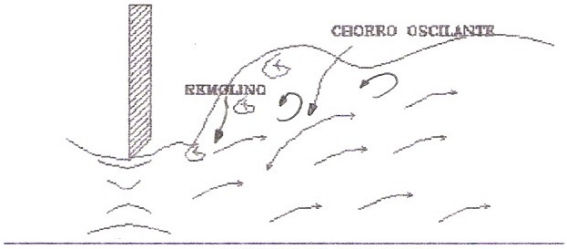
b) F < 1.7 : - Tirante conjugado
- $d_2 = 1.4\ d_o$ (Tirante crítico)
- $V_1 = 1.3\ V_o$ (Velocidad de llegada)
- $V_2 = V_1/2$ (Velocidad de salida)
- V_c = velocidad critica
- Longitud de la poza: $L_p = 4\ d_2$
- No es necesario estanque

c) F(1.7-2.5): -Sólo se producen pequeñas ondas, no teniendo gran turbulencia.
-Con ábacos de Fig. 10a. pueden calcular los tirantes conjugados, longitud de la poza y la pérdida de energía producida por el resalto.
-No se necesitan dados.

d) F(2.5-4.5): - Son resaltos intestables.
- El oleaje producido se propaga hacia aguas abajo.
-No se ha logrado dispositivo efectivo para evitar el oleaje que produciría Socavación de las orillas del rió aguas abajo, sin embargo resultados satisfactorios se han obtenido con la poza de la Fig. 11.
-Los tirantes de la descarga para amortiguar en parte el oleaje deben ser 10% mayores que el tirante d_2.
-Cuando sea posible se evitaré usar este tipo de poza.



REGIMEN ANTES DEL RESALTO



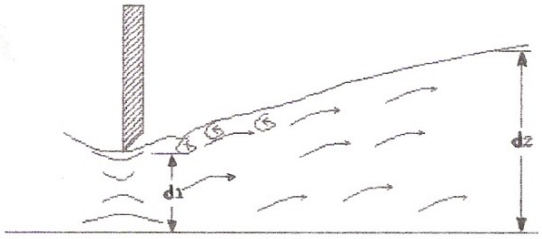
REGIMEN DE TRANSICION

e) F > 4.5 : - Es un resalto bastante estable.

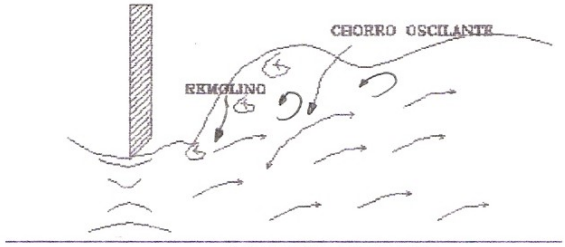
- Hay que distinguir dos casos: ç

e.l) V_1 <= 15 m/seg. (50 pie/seg.) (Usar Fig. *12* USBR)

e.2) V_2 > 15 m/seg. (Usar Fig. 13 USBR)



REGIMEN ANTES DEL RESALTO



REGIMEN DE TRANSICION

B. FUERZAS DE IMPACTO SOBRE EL DADO DE LAS POZAS:

- Esta fuerza (F) aplicada al centro de la cara de aguas arriba del dado puede calcularse con la fórmula:

$$F = \qquad +$$

Donde:

2 : Factor de seguridad
δ : Peso específico del agua (kg/m^3)
A : Área de la cara del dado aguas arriba *(m?~}*
d : Tirante inmediatamente aguas arriba del dado
hv : Carga do velocidad (m)
F : Fuerza sobre los bloques (Kg)

− Puede suponerse el caso más desfavorable:

(d + hv) ---> (d_1 + hv_1) donde la energía específica es mayor.

− Esta fuerza actuará sobre el dado comportándose como en CANTILIVER.

- El fierro calculado se ancla al piso de la poza.

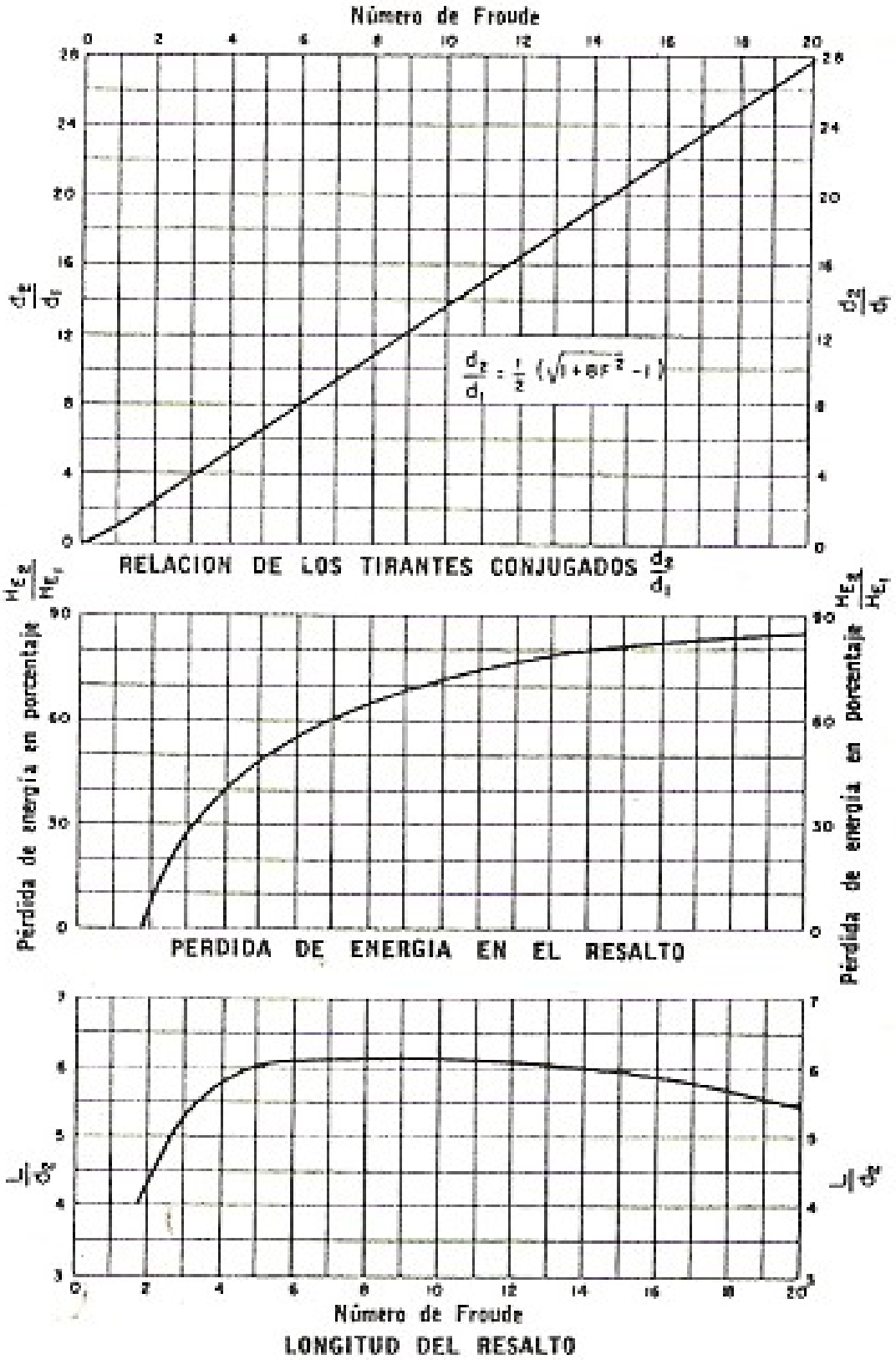
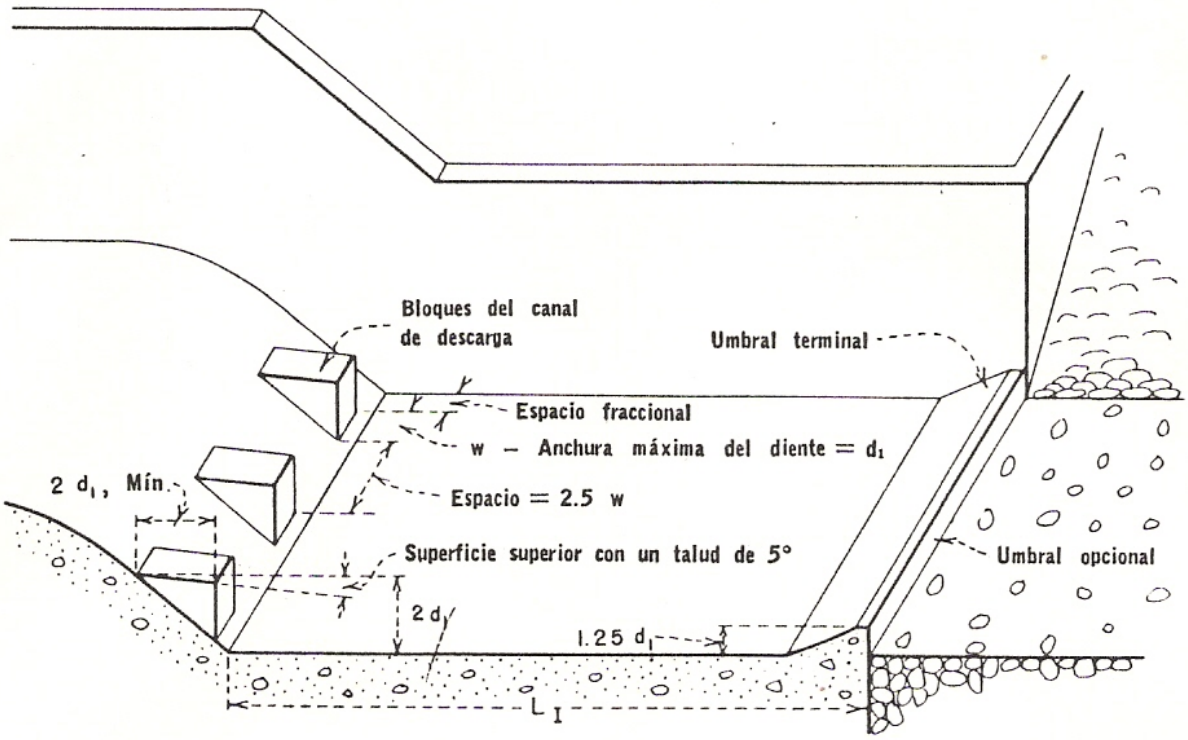
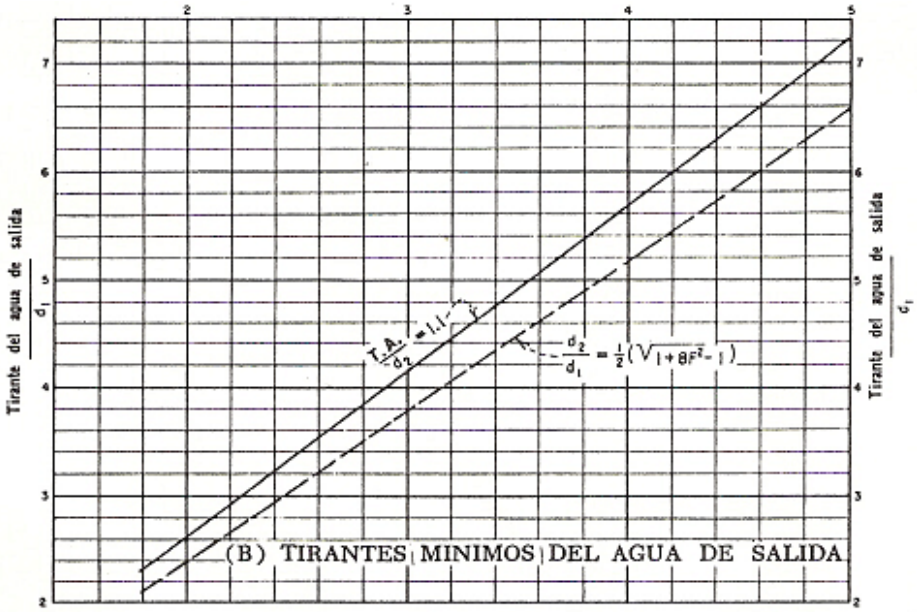


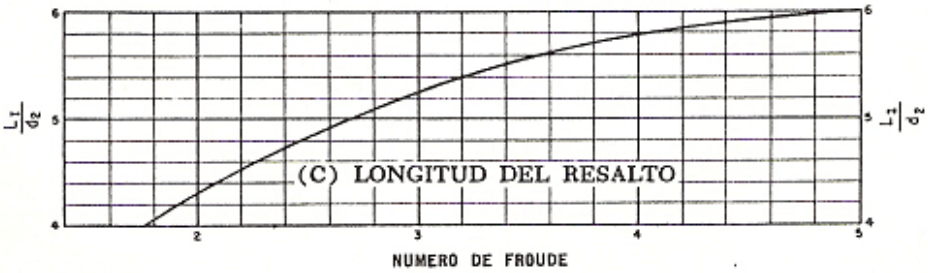
FIG. *10-a* Propiedades del resalto hidráulico con relación al número de Froude



(A) DIMENSIONES DEL ESTANQUE TIPO I

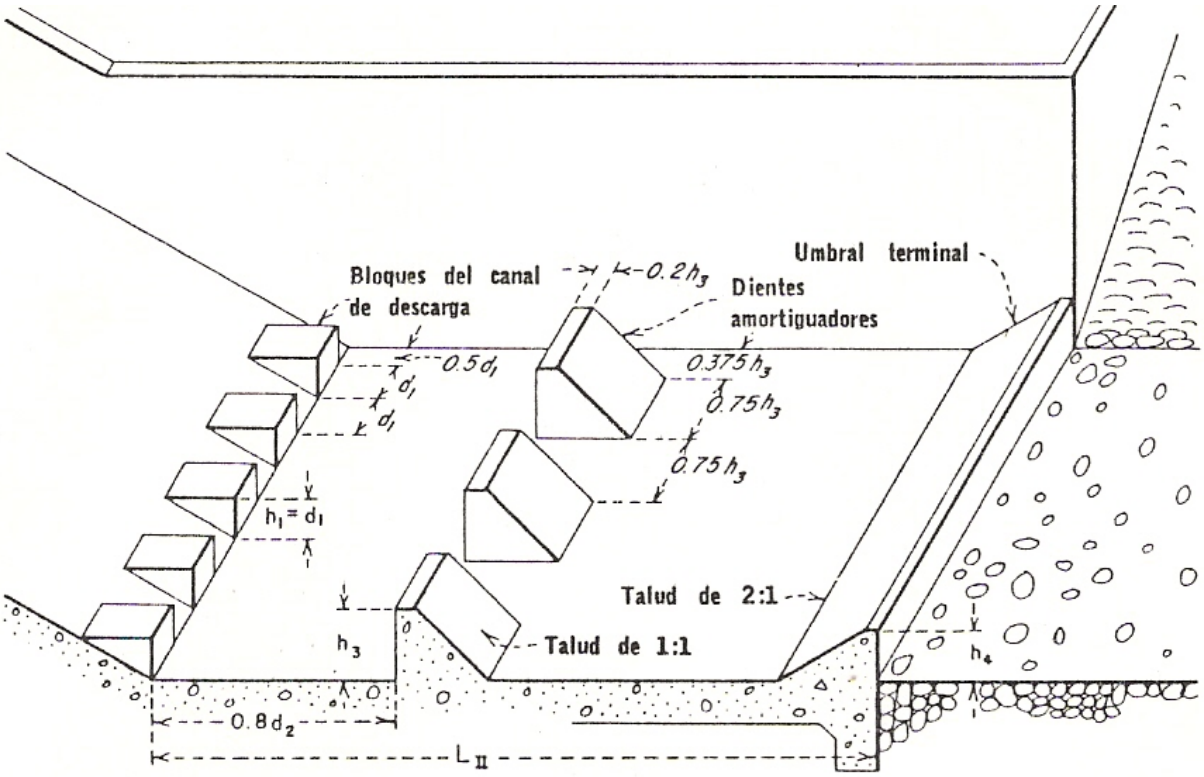


(B) TIRANTES MINIMOS DEL AGUA DE SALIDA



(C) LONGITUD DEL RESALTO

FIG. 11. Características de los estanques amortiguadores para números de Froude entre 2.5 y 4.5



(A) DIMENSIONES DEL ESTANQUE TIPO II

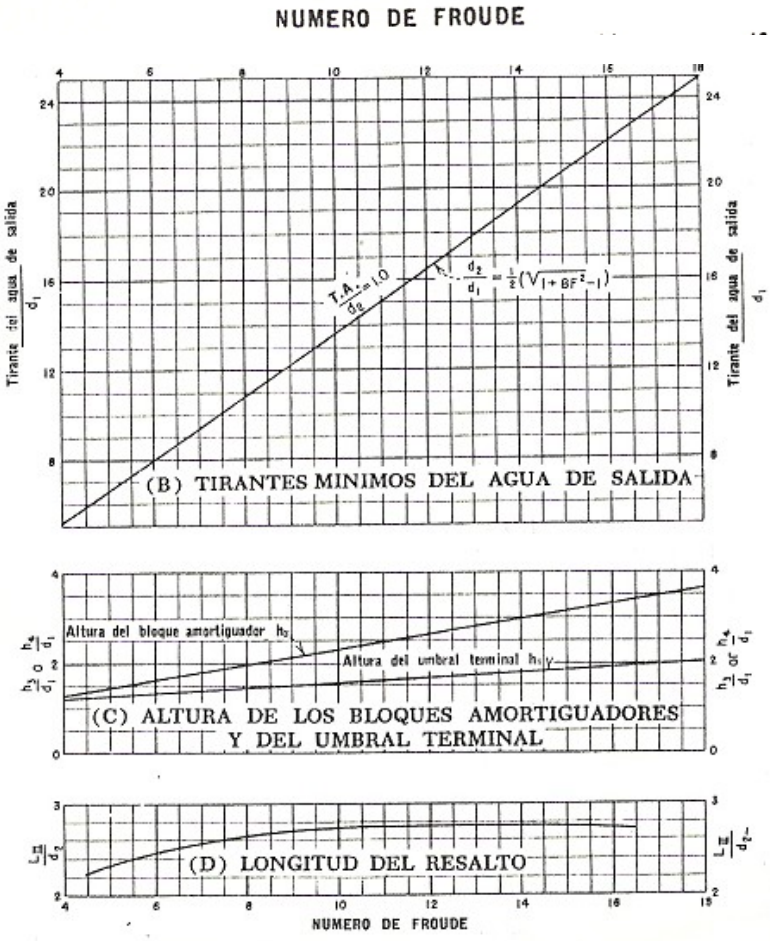
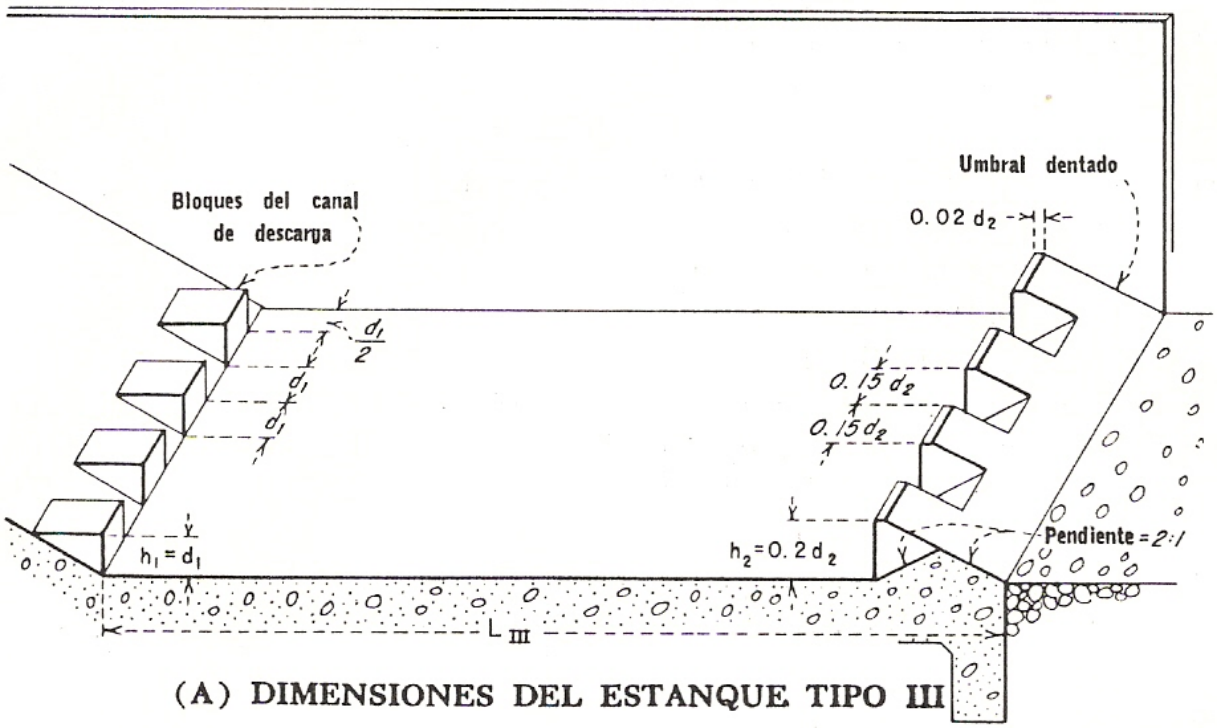
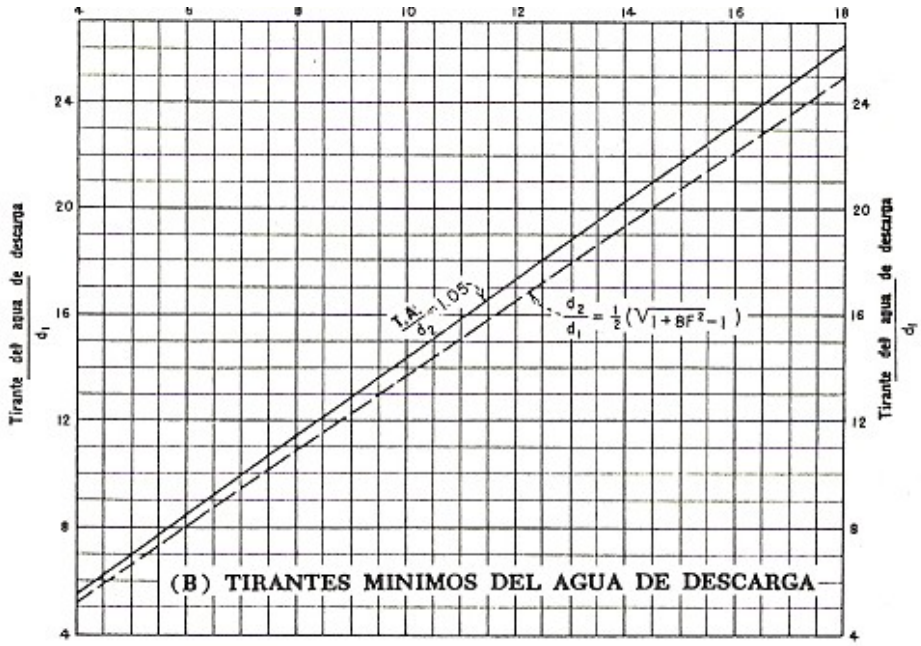


FIG. 12 Características de los estanques amortiguadores para números de Froude mayores de 4.5, cuando las velocidades de llegada no exceden de 50 pies/seg



(A) DIMENSIONES DEL ESTANQUE TIPO III



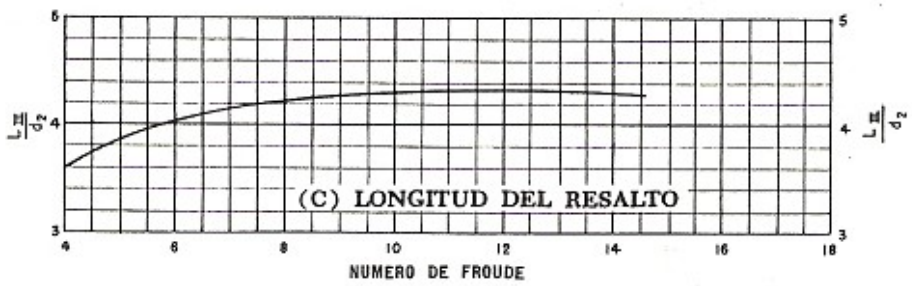
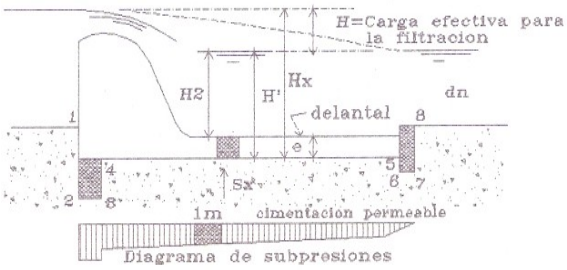


FIG. 13 Características de los estanques amortiguadores para números de Froude superiores a 4.5

C.- DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DEL COLCHÓN AMORTIGUADOR

Se debe tener en cuenta el fenómeno de subpresión.
La subpresión actúa a diferentes alturas del aliviadero. Lo mismo que en la base de contacto de la estructura con la cimentación.

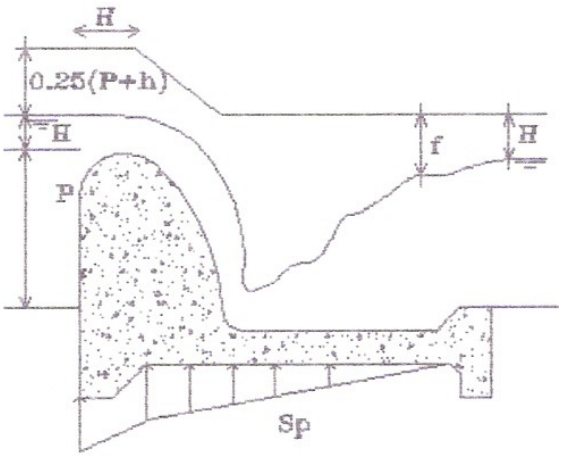
Gradiente Hidráulico



El Bureau of Reclamation da la fórmula:

$$f = \quad + \quad$$

f : borde libre (pies)
V_1: Veloc. a la entrada de la poza (pies/seg.)
d_2: Tirante conjugado (pies)



C.1. SUBPRESIÓN:

El valor de la subpresión que se debe emplear en un proyecto, puede estimarse considerando que la caída de presión del agua de1 vaso a la descarga, a lo largo de la línea de contacto entre la cortina y .la cimentación es proporcional a la longitud total de filtración compensada.
Se puede expresar de la siguiente forma:

$$S_x = \left(\quad \right) \left(\quad \right)$$

Paso de filtración (criterio de LANE)

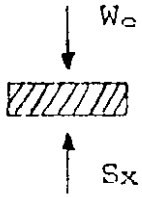
Sx = Subpresión e una distancia "x" (kg/cm^2)
Hx = Carga hidráulica, en el punto "x" (m) = H' + H
Lx = Longitud compensada hasta el punto "x" (m)
L = Longitud compensada total del paso de filtración (m)
H = Carga efectiva que produce la filtración, igual a la diferencia del nivel hidrostático entre aguas arriba y aguas abajo de la cortina (m).
H' = Desnivel entre el agua abajo de la cortina y el punto que se está estudiando
δ_4 = Peso específico del agua
H_2 = Tirante de agua en la sección considerada.

C.2 ESPESOR DEL COLCHÓN

Se verifica que en cualquier punto del colchón su peso sea por lo menos igual al valor de la subpresión en dicho punto:

$$e\delta = \qquad \text{(Teóricamente)}$$

E = Espesor de la sección en este punto: W_c = Spx
Sx = Subpresión en un ancho unitario $\delta_)$ x e x 1 = Sx
Por equilibrio: W_0 = Sx



$$W_e = \quad = \quad \rightarrow \quad =$$

* Por razones de seguridad:
3/4 e $\delta_)$ - Sx (para las condiciones más críticas)

* Para fines prácticos:

$$\frac{4S_x}{3\delta}$$

* En el caso de considerar un tirante de agua, sobre la sección que se está analizando:

$$3/4e\delta = \quad - \quad \rightarrow \quad = \frac{4S}{3\delta}$$

- Longitud de filtración compensada: L = 1/3 Lh + Lv
  H: Carga hidráulica efectiva
  L_V: Longitud vertical de filtración
- Relación de carga compensada: c = L / H

$$c = \frac{1/3L}{H}$$

L = C.H = 1/3 L_h + L_v
L_v = (1-2) + (3-4) + (5-6) + (7-8)
L_h = (2-3) + (4-5) + (6-7)

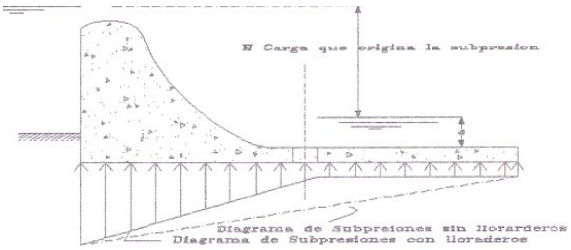
Lx - 1/3 ((2-3) + (4-x)) + (1-2) + (3-4)

Distancia horizontal: $\propto$ < 45º
Distancia vertical: $\propto$ > 45°

C.3 CRITERIO DE BLIGHT

Le da La misma efectividad a los recorridos horizontales que a los verticales y recomienda para C, (C = L/ H) que es la reacción entre la longitud del paso de filtración y la carga que a produce los valores que se observan en la siguiente tabla:

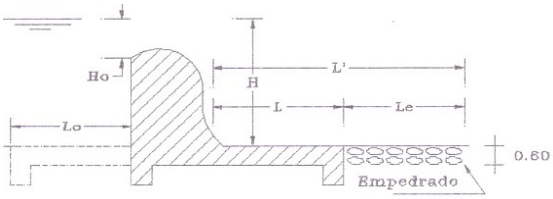
MATERIAL	VALOR DE "C"
Limo y arena muy fina	18
Arena muy fina	15
Arena de grano grueso	12
Grava y arena	9
Tierra a cascajo con arena y grava	4 a 6



TRATMOVTCH: e = 0.2 q°.^{5} Z°.2^5
c = Espesor del colchón
Z = Dif. niveles aguas arriba y aguas abajo del vertedor
q = Gasto unitario

KROCHIN: e_{min} = 0.30 m

1.2.8 CONSIDERACIONES NACIONALES



Longitud de Poza:
- Según:

LINDQUIST: L = Lp = 5(d_2 – d_1)

SAFRANEZ : L = Lp = 6d_1 v_1/ $\sqrt{gd_1}$

WG.BLIGH : L = 0.612 C $\sqrt{H}$ (m)

Longitud de Poza Más el empedrado.

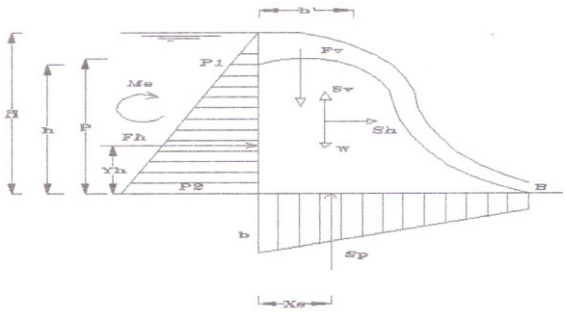
$L' = .642 \quad C\sqrt{Hq}$ (m) q = m^3/seg/m

1.2.9 SOLADO DELANTERO (Lo)

Losas de concreto aguas arriba del aliviadero apoyada en el cauce del río. Lleva refuerzo de temperatura (e - 20 cm)

$$L_{0MIN} =$$

2.0 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL ALIVIADERO DEMASIAS



2.1.1 FUERZA_HIDROSTÁTICA = (F_H)

Es el empuje del agua cargado de rendimiento sobre la estructura. Tiene 2 componentes:
Fv = Peso del agua sobre el paramento de aguas arriba y es vertical.
F_H = Fuerza Horizontal: F_H = 0.5 6 H^2
Punto de aplicación: Yn = h/3
δ = Peso específico del agua (1450 Kg/m^3), para FH
δ = 1900 Kg/m^3 (sedimento), para Fv
Cuando se tiene Caudal Máximo encima del Barraje:

$$P_1 =$$
$$P_2 =$$
$$FH = \left(\quad \right)$$

Punto de aplicación: $Y_n =$

2.2.2 SUBPRESIÓN

(Sp): Actúa en la base del plano en estudio del aliviadero de abajo hacia arriba.

$$S_P =$$

C = Coeficiente que depende del tipo de suelo.
C < 1 (Arena y Limo)
H = Altura total del agua
δ = Peso específico del agua sin sedimentos (filtrado)

1000 Kg/m3
Cuando se tiene caudal encima del barraje:

$$S_P = \quad +$$

Punto de aplicación $X_S = \quad -$

Donde: $a =$ $b =$

2.2.3 PESO DE LA ESTRUCTURA (W)

$$W =$$

δ = Peso específico del material: 2400 Kg/m^3 (concreto)
V = Volumen de la estructura en metro de ancho.

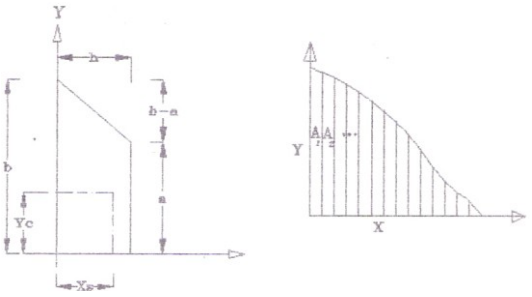
El área se calcula integrando las áreas parciales de las franjas verticales trapezoidales en que se ha dividido toda la estructura refiriéndola a los ejes X-Y

$$Xc = \frac{h(2a + \quad)}{3(a + \quad)}$$

$$Xc = \frac{\sum \quad}{AT}$$

$$Yc = \frac{(a + \quad)^2 - \quad b}{3(a + \quad)}$$

$$Yc = \frac{\sum \quad}{A_T}$$



2.2.4 SISMO:

Cuando se produce el sismo éste repercute tanto en la masa del agua del embalse como de la misma estructura.
- Para el Caso de la estructura, las componentes de la fuerza del Sismo son:

$$S_V =$$
$$S_h =$$

W = Peso de la estructura hasta el plano de estudio.
Estas fuerzas actúan en el Centro de Gravedad de la estructura (Punto de aplicación)
La fuerza del Sismo sobre el agua, que a su vez repercute sobre la estructura es:

Ve = 0.726 Pe Y

Esfuerzo del sismo:
Pe = C T δ h

Donde:
Ve = Valor total de la Fuerza Horizontal
Pe = Esfuerzo del sismo a la profundidad del agua, (lb/pie2)

$$c = \quad - \quad + \quad -$$

C = Coeficiente adimensional que da la distribución y magnitud de las presiones.
Cm = Valor máximo de C para un talud constante dado (Fig.14)

$$T = \text{La Intensidad del Sismo} = \frac{\text{Aceleración del sismo}}{\text{Aceleración de la gravedad}}$$

T = 0.1 g/g = 0.1 (Valor promedio)
T = 0.32 g/g = 0.32 (VII - Esc. Mercally Modif.)
T = Peso especifico del agua (lb/pie^3)
Y = Distancia vertical de la superficie del vaso a la elevación en cuestión (pies).
h = Profundidad total de agua en al aliviadero (pies)

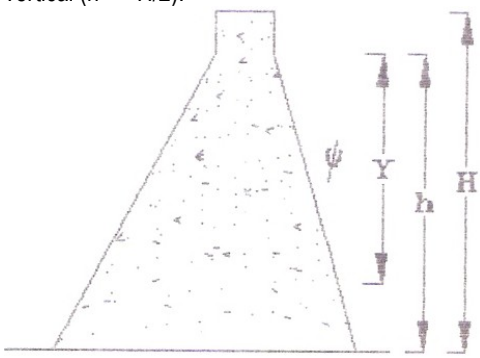
De la fig. 15 USBR se pueden obtener valores de C para taludes de varios grados y relaciones de Y y h.

Momento total de vuelco:

$$M_0 = \quad Y^2$$

De la Fig. 14. se da los valores de Cm y C en la base para diferentes tripules de inclinación 0 del paramento de aguas arriba. Hay que hacer además 2 observaciones en cuanto al uso de estos gráficos.

a) Si la altura de la porción vertical del paramento (h) de aguas arriba de la presa es igual o mayor que la mitad de la altura total de la prosa (H). Considérese como si fuera vertical (h >= H/2).



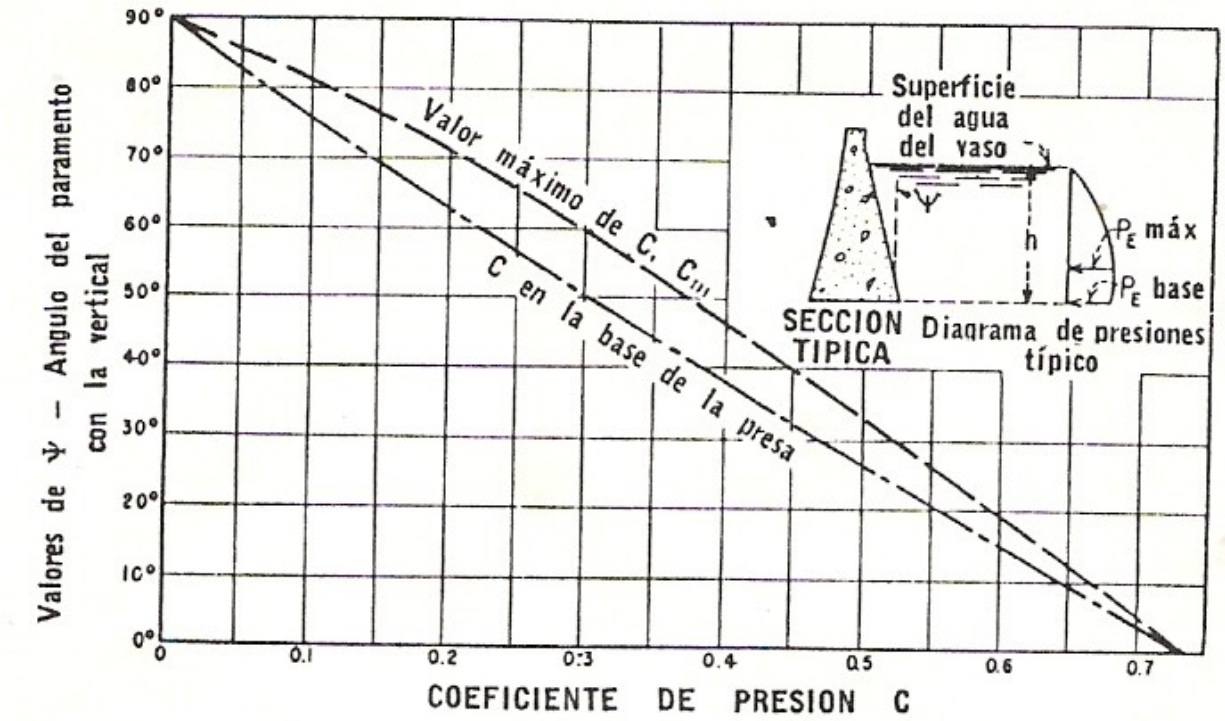
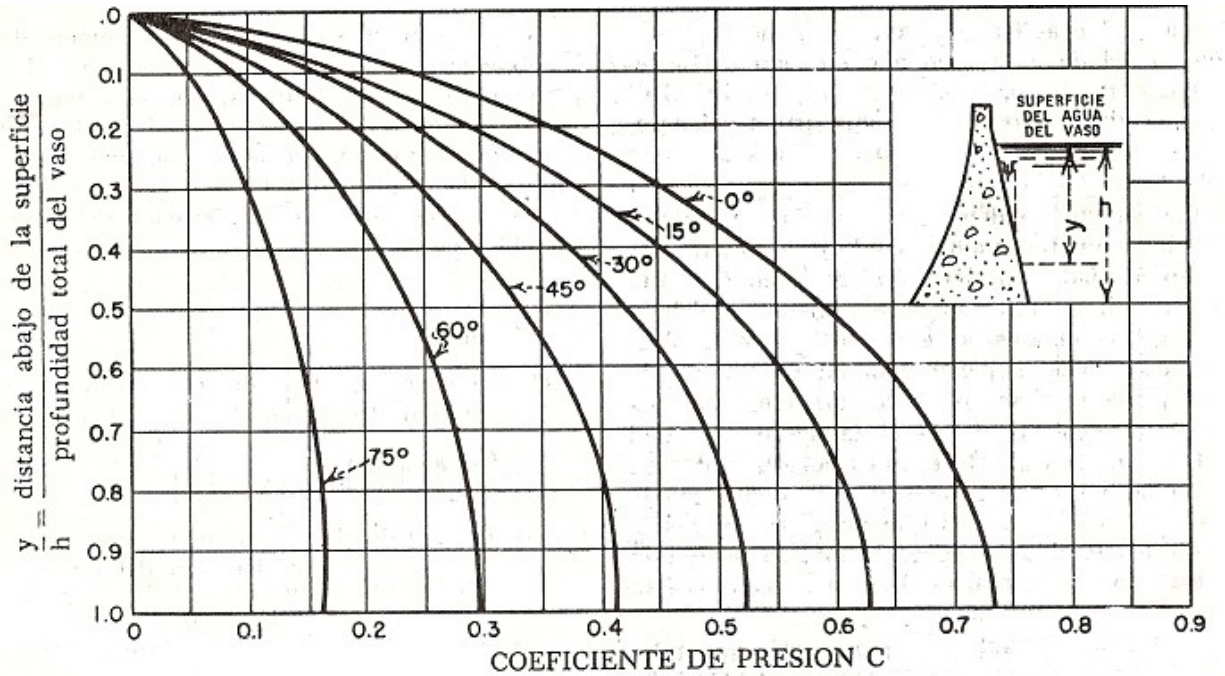


FIG. 14 Coeficientes para las presiones de la base y para las máximas para paramentos de talud constante



$$C = \frac{1}{2} C_m \left[\frac{y}{h}\left(2 - \frac{y}{h}\right) + \sqrt{\frac{y}{h}\left(2 - \frac{y}{h}\right)} \right]$$

en la que: C_m es el valor máximo de C de la Fig. 164

FIG. 15 Coeficientes para la distribución de presión para los paramentos de talud constante

b) En caso contrario únase con una línea la intersección del paramento aguas arriba con la cimentación y el punto de la superficie del agua que pase por la línea vertical correspondiente? a la cresta, determinándose luego el ángulo ϕ .

2.2 REQUISITOS DE ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA

2.2.1 Esfuerzos de Compresión en la Estructura:

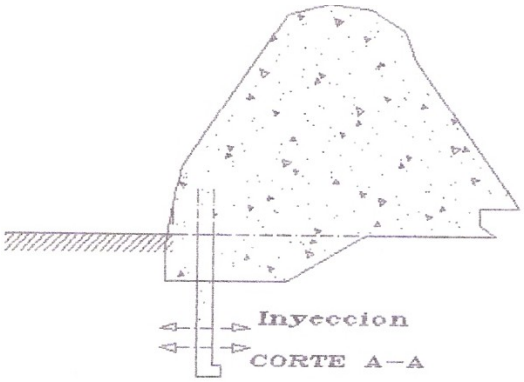
- Por tratarse de una masa de concreto ciclópeo, los esfuerzos en la estructura deben ser de COMPRESIÓN C tracciones mínimas).
- La resultante de todas las fuerzas en el plano de estudio debe tener su punto de aplicación en el TERCIO CENTRAL (núcleo).
- El análisis debe efectuarse para el embalse máximo y en vació (Q = O). En eote último caso las únicas fuerzas actuantes será el Peso de la Estructura, las Fuerzas de Sismo, el valor de Sh estará dirigida hacia aguan arriba.
- En el caso de no caer la resultante en el núcleo central se irá inclinando el paramento aguas arriba lo necesario hasta cumplir tal condición.

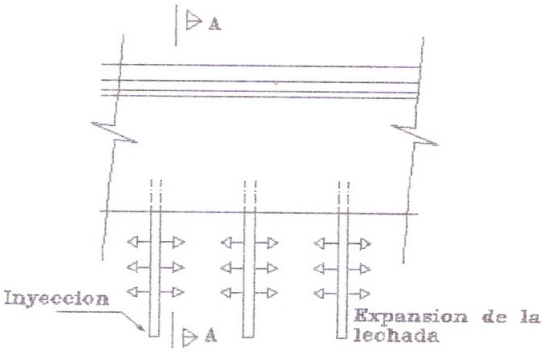
2.2.2 Esfuerzos de Compresión en la Cimentación;

- Los esfuerzos deben ser los PERMISIBLES para que no falle la cimentación por "aplastamiento" o "vuelco" de la estructura.
- Por "mecánica de suelos" deberá determinarse la Resistencia de la Cimentación. Se recomienda usar las tablas de "Resistencia de Suelos" para "Zapatas de Cimentación en Presas Pequeñas" (USBR)

2.2.3 Fuerza de Deslizamiento:

- Por defecto de las fuerzas horizontales que actúan sobre el Aliviadero, éste trata de deslizarse hacia aguas abajo, luego pues debe chequearse estas fuerzas tanto en el plano de estudio de profundidad "y" como en contacto con la cimentación, debiéndose tener:





$$FS = \frac{\sum}{\sum}$$

$$\frac{\text{Suma de fuerzas resistentes}}{\text{Suma de fuerzas actuantes}} \geq$$

$$F.S = \sum \quad \sum$$

Si: $\sum \quad \sum$ considerar dentellón

F.S = Factor de seguridad

$\sum F_V$ = Sumatoria de fuerzas verticales

Tg(θ) = Coeficiente de fricción

A = Área horizontal considerada por unidad de ancho

V_{zy} = Esfuerzo de corte del concreto

$\sum F_H$ = Sumatoria de fuerzas horizontales

f'c = Esfuerzo de compresión del concreto

- El material del aliviadero es concreto f'cr 210 Kg/cm^2, con, 30% de piedra grande.
- Un elemento que ayuda a evitar el deslizamiento de la estructura, así como disminuye en cierto grado de magnitud de las figuraciones a través de la cimentación, como se verá más adelante es el "DENTELLÓN" de concreto como parte integrante del aliviadero, formando una sola mole.

F.S x Σ Fh - Σ Fv Tg(θ) = V_{ZY} x A_{AB}

Por facilidades constructivas A_{AB} >= 0.60 m^2

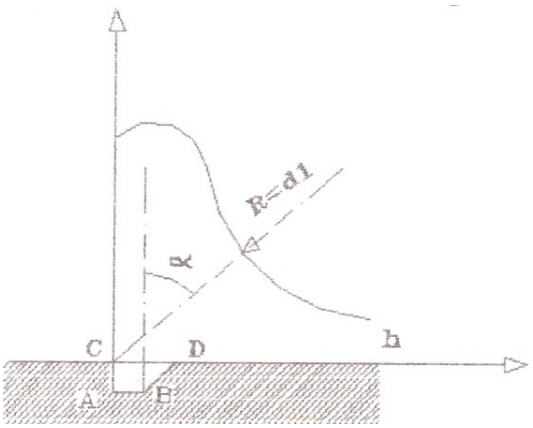
A_{AB} : Área de la base del dentellón por metro de ancho.+

- Para rozamientos entre superficies

Para rozamiento entre superficies	f
Concreto - concreto	0.75
Roca sana con superficie limpia e irregular	0.80
Roca con algunas fisuras y laminaciones	0.70
Grava y arena gruesa	0.40
Arena	0.30
Choy (arcilla laminar)	0.30
Limo y arcilla	(*)

(*) Es necesario hacer pruebas

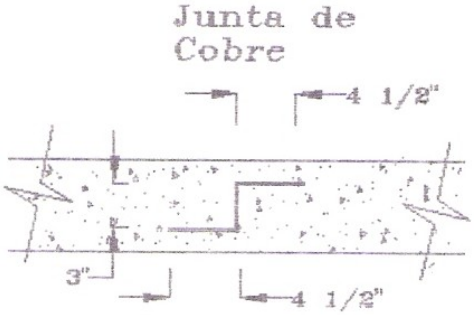
Para cimentación de roca: El ancho del dentellón puede ser A -B en toda la profundidad.

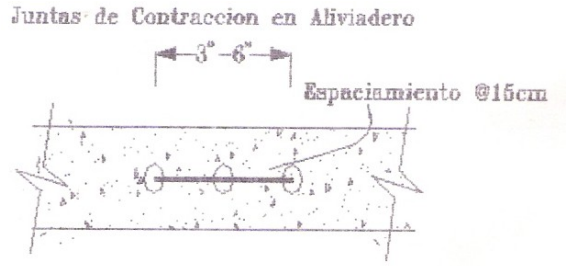


Para material aluvional: ángulo $\propto$ = 60º
CD = AB + h tang ϕ (n = según lo listado en cimentaciones permeables)
Material aluvional: suelos constituidos por materiales depositados por las aguas fluviales o marinas.
$V_{zy} = \phi$ f'c

2.3 ENLACE DE ALIVIADERO CON LA POZA DE TRANQUILIZACIÓN

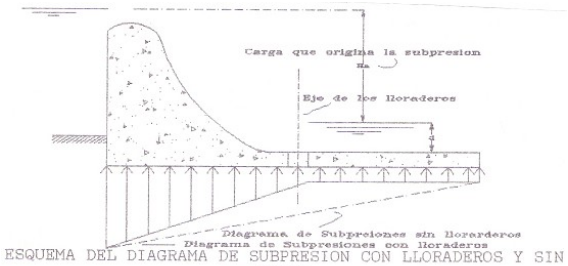
"Es con una curva de radio mínimo r = $5d_1$, donde d_1 es el tiran be de llegada a la posa. Para el enlace del aliviadero con las pozas se instala una Junta semejante.
Las Juntas de dilatación verticales del aliviadero deben colocarse máximo cada 15 m. Pueden ser de jebe o cobre.





2.4 LLORADEROS:

Con un sistema de lloraderos se consigne teóricamente cortar el recorrido de filtración hasta el término de la longitud, calculada como necesaria según el criterio empleado (LANE) lográndose con ello abatir el DIAGRAMA DE SUBPRESIÓN



ESQUEMA DEL DIAGRAMA DE SUBPRESION CON LLORADEROS Y SIN ELLOS

.

3.0 ALIVIADORES SOBRE CIMENTACIONES PERMEABLES

- La mayoría de nuestras cortinas (presas de derivación) tanto rígidas como flexibles, son sobre CIMENTACIÓN PERMEABLE, debido a que se desplantan a poca profundidad del cauce y por lo general lecho del rió: grava, cantos rodados, bolones (bastante permeable).

- Como los cortinas son de poca altura, los esfuerzos que se originan en la cimentación son también relativamente pequeños y pueden ser absorbidos por los estratos superficiales del cauce, por lo que no siempre hay necesidad de prolongar la cortina hacia abajo, hasta encontrar un estrato rocoso o casi impermeable o de resistencia muy alta.

- Al tener en la cimentación de las cortinas materiales permeables, el agua filtrada produce una presión hacia arriba o subpresión que obra en contra de la estabilidad de la cortina.

- Cuando la velocidad del agua filtrada llega a su superficie como para lavar o arrastrar los materiales de cimentación, se origina el fenómeno de TURIFICACIÓN, el cual produce asentamientos, disloques, etc. afectando seriamente la estabilidad de la estructura.

TABLA 1 PROPIEDADES PROMEDIO DE LOS SUELOS

Grupo de clasificación del suelo	Compactación Proctor		Relación de huecos, e_0	Permeabilidad, k, pies por año	Compresibilidad		Resistencia al corte		
	Densidad máxima del material seco en libras por pie cúbico	Proporción óptima de agua, porcentaje			A 20 lb/plg², en porcentaje	A 50 lb/plg², en porcentaje	C_u, lb/plg².	C_{ef}, lb/plg²,	tan ϕ
GW	>119	<13.3	(*)	27,000± 13,000	<1.4	(*)	(*)	(*)	>0.79
GP	>110	<12.4	(*)	64,000± 34,000	<0.8	(*)	(*)	(*)	>0.74
GM	>114	<14.5	(*)	>0.3	<1.2	<3.0	(*)	(*)	>0.67
GC	>115	<14.7	(*)	>0.3	<1.2	<2.4	(*)	(*)	>0.60
SW	119±5	13.3±2.5	0.37±*	(*)	1.4±*	(*)	5.7±0.6	(*)	0.79±0.02
SP	110±2	12.4±1.0	0.50±0.03	>15.0	0.8±0.3	(*)	3.3±0.9	(*)	0.74±0.02
SM	114±1	14.5±0.4	0.48±0.02	7.5±4.8	1.2±0.1	3.0±0.4	7.4±0.9	2.9±1.0	0.67±0.02
SM-SC	119±1	12.8±0.5	0.41±0.02	0.6±0.6	1.4±0.3	2.9±1.0	7.3±3.1	2.1±0.8	0.66±0.07
SC	115±1	14.7±0.4	0.48±0.01	0.3±0.2	1.2±0.2	2.4±0.5	10.9±2.2	1.6±0.9	0.60±0.07
ML	103±1	19.2±0.7	0.63±0.02	0.59±0.23	1.5±0.2	2.6±0.3	9.7±1.5	1.3±*	0.62±0.04
ML-CL	109±2	16.6±0.7	0.54±0.03	0.13±0.07	1.0±0.2	2.2±0.0	9.2±2.4	3.2±*	0.62±0.06
CL	108±1	17.3±0.3	0.56±0.01	0.08±0.03	1.4±0.2	2.6±0.4	12.6±1.5	1.9±0.3	0.54±0.04
OL	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)
MH	82±4	36.3±3.2	1.15±0.12	0.16±0.10	2.0±1.2	3.8±0.8	10.5±4.3	2.9±1.3	0.47±0.05
CH	91±2	25.5±1.2	0.80±0.04	0.05±0.05	2.6±1.3	3.9±1.5	14.9±4.9	1.6±0.86	0.35±0.09
OH	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)

Signo ± indica límites de 90% de confianza del valor medio. * Denota datos insuficientes, > es mayor que, < es menor que.

TABLA 2 RESISTENCIA DE LOS SUELOS QUE SE ACONSEJA CONSIDERAR PARA LAS ZAPATAS DE CIMENTACION DE LAS OBRAS AUXILIARES DE LAS PRESAS PEQUEÑAS

Material	Condición, densidad relativa, o consistencia relativa	Penetración media estándar en suelos de grano fino		Resistencia de trabajo admisible, en toneladas por pie cuadrado
		Presión efectiva de sobrecarga, libras por pulgada cuadrada	Número de golpes por pie	
Roca dura en grandes masas, ígneas, metamórfica o sedimentaria	Sana (se admiten grietas de poca importancia)	.....	.....	100
Roca dura laminada como la pizarra	Sana (se admiten grietas de poca importancia)	.....	.....	35
Depósitos residuales de mantos de roca de cualquier clase excepto choy. (El choy de mala calidad se considera como arcilla).	Fisurada o quebrada	.....	.....	10
Grava (GW, GP, GM, GC)	.....	.....	.....	4
Arenas sin cohesión (SW, SP)	Suelta	0 20 40	4 12 17	(2)
	Media	0 20 40	4 a 8 12 a 24 17 a 40	1
	Densa	0 20 40	8 24 40	2
Arenas cohesivas saturadas,[1] limos y arcillas (SM, SC, ML, CL, MH, CH).	Blanda	.....	4	0.25
	Media	.....	4 a 10	0.5
	Firme	.....	11 a 20	1.0
	Dura	.....	20	1.5

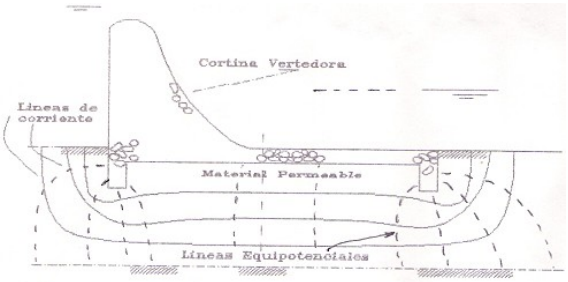
[1] Estos valores son para cimentaciones que están casi o completamente saturadas durante el período de construcción. Los valores de la resistencia se pueden aumentar en un tercio si la cimentación está relativamente seca, con tal de que satisfagan el criterio expuesto en la Fig. 113 para "no necesitan tratamiento".

[2] Requieren compactación.

- Las filtraciones a través de la cimentación del aliviadero (Líneas de corriente) pueden originar el SIFONAMIENTO o TUBIFICACION si no tienen el recorrido suficiente, produciendo SOCAVACIÓN aguas abajo al final de la poza, por efecto de la diferencia de cargas "H" entre aguas arriba y abajo.

3.1 LA MAGNITUD DE LA FUERZA DE SUBPRESIÓN

- Se pueden calcular mediante las redes de flujo que ha establecido la mecánica de suelos; sin embargo, en la mayoría de los casos, no se dispone de datos relativos al coeficiente de permeabilidad de los materiales de cimentación y por otra parte un estudio riguroso de las características de estos materiales no es justificable, desde del punto de vista económico para estos proyectos.



RED DE FLUJO EN UNA CORTINA DE DERIVACION

- Las filtraciones pueden incrementarse notablemente si la carga hidráulica aumenta al represarse el agua y por ello en Algunas ocasiones será necesario verificar que el gastro de filtración no afecte al que se pretende derivar.

3.2 Volumen de filtración

- Se calcula empleando la fórmula que expresa la ley de Darcy

$$Q = k\ i\ A$$

- Q = gasto de filtración (m3/seg)
- K = chef. de permeabilidad para la cimentación (cm2/seg). Gasto unitario debido a la pendiente hidráulica también unitaria.

I = pendiente hidráulica = H/L = $\frac{C\arg a\ hidrostática}{long.rec.defiltración}$

A = Área bruta de la cimentación a través de la cual se produce la filtración (cm^2).
"K" deberá determinarse de acuerdo con los métodos establecidos por la mecánica de suelos. La figura muestra los rasgos del valor de este coeficiente para varios tipos de suelos y se incluye con el fin de dar una idea aproximada del valor de este concepto.

EJEMPLO: Calcular del gasto de filtración en forma aproximada bajo el lecho de una derivadota, de acuerdo con los siguientes datos:
- Longitud total de recorrido de filtración 15.00 m
- Carga hidrostática 2.00 m
- Espesor del estrato permeable 4.00 m
- Ancho de la cimentación 100.00 m

Al determinar el coeficiente "k" de permeabilidad, se adoptó romo promedio para el estrato el valor de K = 0.002 cm/seg. Gastos de filtración para una faja de 1.00 m.

DATOS:

k = 0.002
i = H / L - 2.00/15 = 0.133
A = 4 x l = $4m^2$ = 40000 cm^2

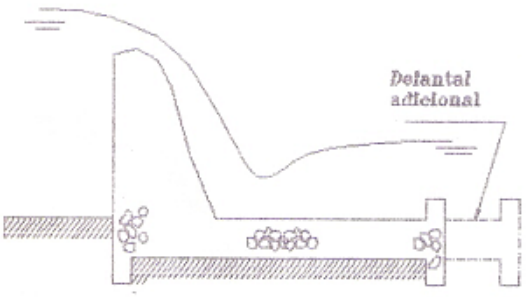
Sustituyendo en:
Q = ki A = 0.002 x 0.133 x 40000 = 10.64 cm^3/seg
Q = 0.0106 1t/seg.
Gasto de ancho de 100 m.
Q = 0.0106 x 100 = 1.06 1t/seg. (en un ancho de 100 m.)

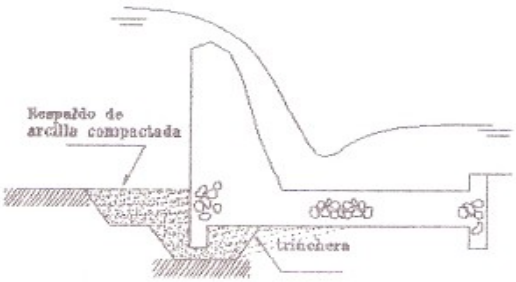
3.3 USO DE DENTELLONES

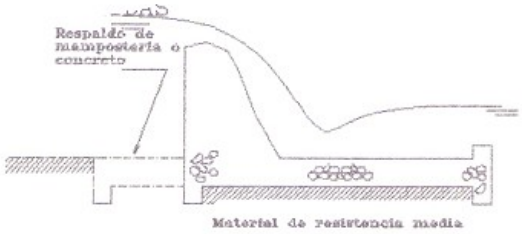
Para aumentar la longitud de filtración en las cortinas se emplean dentellones, ya sea de concreto o de arcilla, delantales y tapetes de arcilla compactada o mampostería.

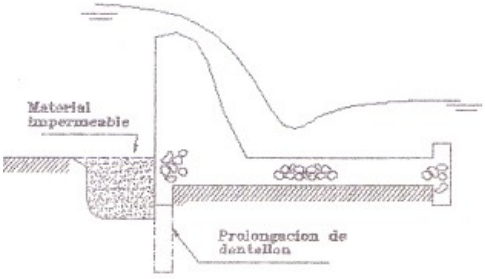
DENTELLONES: Son zanjas que se introducen una cierta profundidad en la cimentación, están unidas íntimamente con el aliviadero.
Cuando se quiere impermeabilizar a mayores profundidades se usan inyecciones de lechada de concreto a presión por un barreno perforado en la cimentación para esto se usa una bomba. La lechada por la presión se expande radialmente. Una serie de inyecciones impermeabilizarán la cimentación en forma de PANTALLAS.

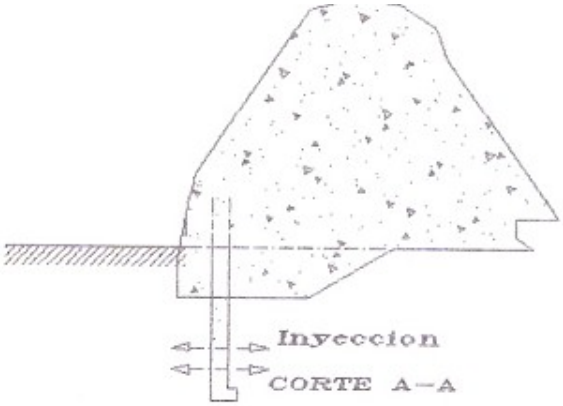
ALGUNAS FORMAS DE AUMENTAR EL PASO DE FILTRACION EN CORTINAS RIGIDAS

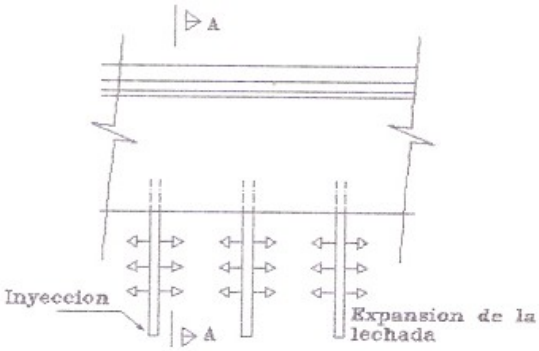








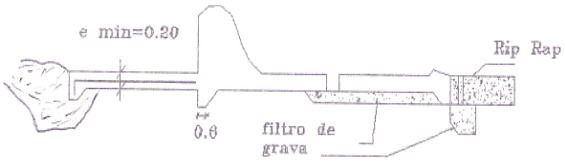




LOSAS DE CONCRETO Ó ARCILLA

Se colocan como DELANTALES aguas arriba del aliviadero en su parte inicial se le une monolíticamente con una zanja. Van directamente apoyadas sobre el cauce del río y su unión con el aliviadero es por una Junta de jebe (water-stop). Se debe mantener sellada al paso del agua todo el contacto perimetral de esta loza por lo pie también la unión de éste con los estribos es por juntas.

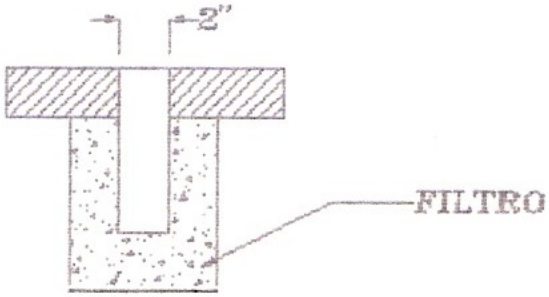
- Como van simplemente apoyada en el cauce el refuerzo que 1 leva de fierro es por temperatura.
- El espesor de estas losas aprox. Es 0.20m.



Instalación de lloradores:

Para aliviar los efectos de subpresión sobre el colchón se perfora huecos llamados lloradores.

- Su diámetro es 2" distanciados *de 7* a 10 m. en ambos sentidos. Una fila de lloradores va al final del colchón.
- Bajo el colchón se instala muchas veces unos filtros a todo lo ancho-y largo del mismo para evitar el lavado del material de cimentación por los lloradores producidos por la subpresión.



PROPIEDADES CONSTRUCTIVAS DE LOS SUELOS PARA USO EN TERRAPLENES

Traducción de la Tabla 1.9 Engineering Geology Section 8, NEH, SCS, USDA

(100 lbs./ft^3 = 1.6 Kg/dm^3)

TABLA Nº 3

Características de Compactación	Densidad Proctor Kg/dm^3	Tipo de Compactación	Características		Resistencia al entubamiento	Habilidad de deformación plástica bajo una carga sin quebrarse	Descripción General	Clasificación unificada de los Suelos
			Permeabilidad	Compresibilidad				
Buena	2.0-2.16	Tractor de oruga ó vibrador	Elevada	Muy ligero	Buena	Nada	Muy estable, terraplenes permeables de diques y presas	GW
Buena	1.85-2.0	Tractor de oruga ó vibrador	Elevada	Muy ligero	Buena	Nada	Relativamente estable, terraplenes permeables de diques y presas	GP
Buena, necesita control intensivo de trabajo	1.92-2.16	Rodillo de jebe ó rodillo de pata de cabra	Media	Ligero	Pobre	Pobre	Relativamente estable, para terraplenes de diques, no es bueno. Se puede utilizar para núcleos ó colchones impermeables	GM
Buena	1.85-2.08	Rodillo de pata de cabra ó rodillo de jebe	Poco	Ligero	Buena	Satisfactoria	Satisfactoriamente estable, se puede utilizar para núcleos impermeables	GC
Buena	1.76-2.08	Tractor de oruga ó vibrador	Elevada	Muy ligero	Satisfactorio	Nada	Muy estable, secciones permeables el talud necesita protección	SW
Buena	1.60-1.92	Tractor de oruga ó vibrador	Elevada	Muy ligero	Satisfactorio a pobre	Nada	Relativamente estable, es posible usar en diques con taludes muy tendidos	SP
Buena, necesita control intensivo de trabajo	1.76-2.0	Rodillo de jebe ó rodillo de pata de cabra	Media	Ligero	Pobre a muy pobre	Pobre	Satisfactoriamente estable, no muy recomendable en terraplenes pero puede utilizarse para núcleos impermeables	SM
Buena	1.68-2.0	Rodillo de pata de cabra ó rodillo de jebe	Poco	Ligero	Buena	Satisfactoria	Satisfactoriamente estable, es bueno para núcleos impermeables de construcción de retardamiento de avenidas	SC
Buena a pobre, control intensivo del trabajo indispensable	1.52-1.92	Rodillo de pata de cabra.	Medio	Medio	Pobre a muy pobre	Muy pobre, varía con el grado de humedad.	Estabilidad pobre, puede usarse en terraplén con un buen control	ML
Suficiente a Buena	1.52-1.92	Rodillo de pata de cabra	Poco	Medio	Pobre a satisfactorio	Buena a pobre	Estable, bueno para núcleos y colchones impermeables	CL
Suficiente a pobre	1.28-1.60	Rodillo de pata de cabra	Medio a poco	Medio a elevado	Buena a pobre	Satisfactoria	No apropiado para terraplenes	OL
Pobre a muy pobre	1.12-1.52	Rodillo de pata de cabra	Media a poco	Muy elevado	Buena a pobre	Buena	Estabilidad pobre no apta para terraplenes compactados	MH
Suficiente a pobre	1.20-1.68	Rodillo de pata de cabra	Poco	Elevado.	Excelente	Excelente	Estabilidad satisfactoria con taludes muy tendidos núcleos delgados secciones de colchones y diques	CH
Pobre a muy pobre	1.04-1.60	Rodillo de pata de c.	Media a poco	Muy elevado	Buena a pobre	Buena	No apropiados para terraplenes	OH
NO SE USA PARA LA CONSTRUCCION DE TERRAPLENES								PT

* Varía con el contenido de agua

TABLA Nº 4 PROPIEDADES CONSTRUCTIVAS DE LOS SUELOS

(Generales)

Traducción de la Tabla 1.8 Engineering Geology Section 8
National Engineering Handbook, SCS, USDA

NOMBRES	PROPIEDADES IMPORTANTES						Clasificación Unificada de los Suelos
	Resistencia al corte	Compresibilidad	Trabajabilidad como mat. de construcción	Permeabilidad			
				Cuando se ha compactado	K cm / seg	K pies/día	
Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, pocos ó ningunos finos	Excelente	Casi nada	Excelente	Permeable	$K > 10^{-2}$	$K > 30$	GW
Gravas mal graduadas. mezclas de gravas y arenas, pocos ó ningunos finos	Buena	Casi nada	Buena	Muy permeable	$K > 10^{-2}$	$K > 30$	GP
Gravas limosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y limo.	Buena a Suficiente	Casi nada	Buena	Semipermeable ó impermeable	$K = 10^{-3}$ a 10^{-6}	$K = 3$ a 3×10^{-3}	GM
Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla	Buena	Muy bajo	Buena	Impermeable	$K = 10^{-6}$ a 10^{-8}	$K = 3 \times 10^{-3}$ a 3×10^{-5}	GC
Arenas bien graduadas arenas gravosas, pocos ó ningunos finos	Excelente	Casi nada	Excelente	Permeable	$K > 10^{-3}$	$K > 3$	SW
Arenas mal graduadas, arenas gravosas, pocos ó ningunos finos	Buena	Muy bajo	Suficiente	Permeable	$K > 10^{-3}$	$K > 3$	SP
Arenas limosas, mezclas mal graduadas de arena y limo.	Buena a suficiente	Bajo	Suficiente	Semipermeable	$K = 10^{-3}$ a 10^{-6}	$K = 3$ a 3×10^{-3}	SM
Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas de arena y arcilla	Buena a suficiente	Bajo	Buena	Impermeable	$K = 10^{-6}$ a 10^{-8}	$K = 3 \times 10^{-3}$ a 3×10^{-5}	SC
Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas ó arcillosas, limos arcillosos con baja plasticidad	Suficiente	Mediano a Alto	Suficiente	Semipermeable a impermeable	$K = 10^{-3}$ a 10^{-6}	$K = 3$ a 3×10^{-3}	ML
Arcilla inorgánica de plasticidad media a baja, arcillas gravosas, arcillas arenosas	Suficiente	Mediano	Buena a suficiente	Impermeable	$K = 10^{-6}$ a 10^{-8}	$K = 3 \times 10^{-3}$ a 3×10^{-5}	CL
Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicos de baja plasticid.	Pobre	Mediano	Suficiente	Semipermeable a impermeable	$K = 10^{-4}$ a 10^{-6}	$K = 3 \times 10^{-1}$ a 3×10^{-3}	OL
Limos inorgánicos, suelos finos, arenas finas ó limos de micasios ó diatomaseos limos elásticos	Suficiente a pobre	Alto	Pobre	Semipermeables a impermeables	$K = 10^{-4}$ a 10^{-6}	$K = 3 \times 10^{-1}$ a 3×10^{-3}	MH
Arcillas inorgánicas con alta plasticidad, arcillas grasosas	Pobre	Alto a muy alto	Pobre	Impermeable	$K = 10^{-6}$ a 10^{-8}	$K = 3 \times 10^{-3}$ a 3×10^{-5}	CH
Arcillas orgánicas de mediana ó elevada plasticidad, limos organicos	Pobre	Alto	Pobre	Impermeable	$K = 10^{-6}$ a 10^{-8}	$K = 3 \times 10^{-3}$ a 3×10^{-5}	OH
Turba y otros suelos muy orgánicos	NO UTILIZABLES EN CONSTRUCCION						PT

TABLA Nº 5

PROPIEDADES CONSTRUCTIVAS DE LOS SUELOS PARA SU USO EN CANALES Y CIMENTACIONES

Traducido de la Tabla 1.10 Engineering Geology, Section 8 NEH, SCS, USDA

CANALES		CIMENTACION					CLASIFICACION UNIFICADA DE LOS SUELOS
Para flujos de larga duración ó constantes		Suelos de cimentación que no han sido disturbados, son influenciados mayormente por sus orígenes geológicos. Estos valores generalizados deben ser verificados con pruebas y deben ser usados con criterio					
Orden de Aptitudes			Orden de Aptitudes		Nivel de Control de Filtración		
Resistencia a la erosión	Revestimiento de Tierra compacta	Soportabilidad	Si es que la filtración es importante	Si es que la filtración no es importante	Reservorio Permanente	Retardamientos de Avenidas	
1	-	Buena	-	1	Tabique ó colchón impermeable	Control suficiente para no tener presiones	GW
2	-	Buena	-	3	Tabique ó colchón impermeable	Control suficiente para no tener presiones	GP
4	4	Buena	2	4	Dentellón impermeable a nada	Nada	GM
3	1	Buena	1	6	Nada	Nada	GC
6	-	Buena	-	2	Tabique ó colchón impermeable y pozos ó drenes en el pie del talud	Control suficiente para no tener presiones	SW
7 (si es gravoso)	-	Buena a pobre depende de la densidad	-	5	Tabique ó colchón impermeable y pozos ó drenes en el pie del talud.	Control suficiente para no tener presiones	SP
8 (si es gravosa)	5 (erosión crítica)	Buena a pobre depende de la densidad	4	7	Colchón impermeable aguas arriba y pozos ó drenes en el pie del talud.	Control suficiente para prevenir entubamiento por filtración.	SM
5	2	Buena a pobre	3	8	Nada	Nada	SC
-	6 (erosión crítica)	Muy pobre, susceptible a licuefacción.	6 (Si ha sido saturado ó mojado)	9	Tabique ó colchón impermeable y pozos ó drenes en el pie del talud	Control suficiente para prevenir entubamiento por filtración.	ML
9	3	Buena a pobre	5	10	Nada	Nada	CL
-	7 (erosión crítica)	Suficiente a pobre, puede tener demasiado asentamiento	7	11	Nada	Nada	OL
-	-	Pobre	8	12	Nada	Nada	MH
10	8 (cambio de volumen crítico).	Suficiente a pobre	9	13	Nada	Nada	CH
-	-	Muy pobre	10	14	Nada	Nada	OH
-	-	QUITAR DE LA CIMENTACION					PT

Nota .- 1 - comprende a la mejor clasificación
- No sirve

1.0 COMPUERTAS DE LIMPIA

Debiéndose mantener limpia cíe sedimentos transportados por el rió la nona inmediata a leí captación se debe dotar a la bocatoma de compuertas de limpia.

1.1.0 CRITERIOS PARA SU DIMENSIONAMIENTO:

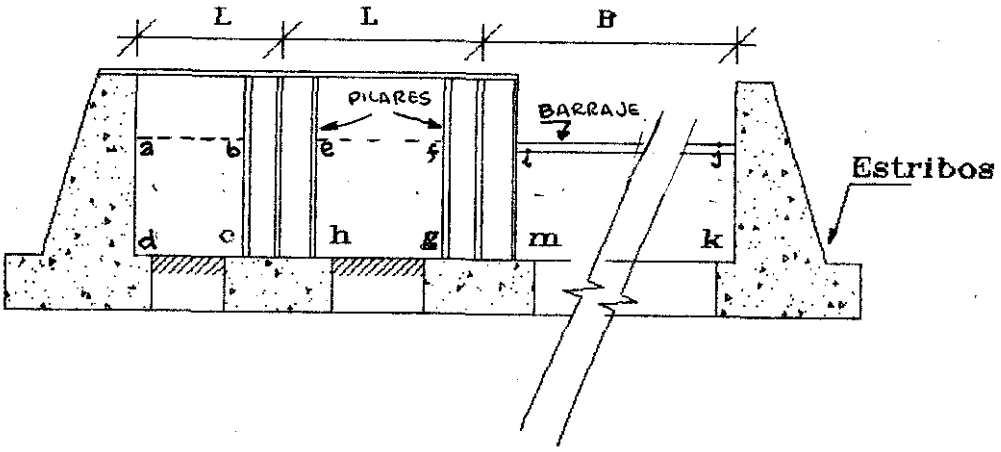
1.1.1 Área do la sección transversal de la compuerta de limpia debajo de la corona de aliviadero varía de 1 a 2 veces el área de la ventana de captación:

$$A_{CL} = \quad -$$

AcL: Área compuerta limpia

AvC: Área ventana captación

$$Area = \quad + \quad = \quad -$$ veces área de la sección de toma de captación.



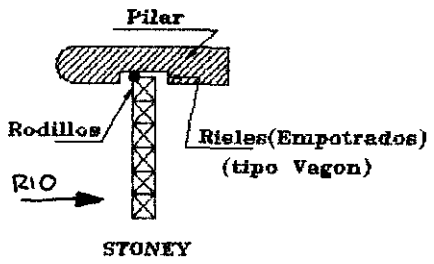
Área de la compuerta de limpia debajo de la cresta del aliviadero es 1/10 del área atajada por el aliviadero

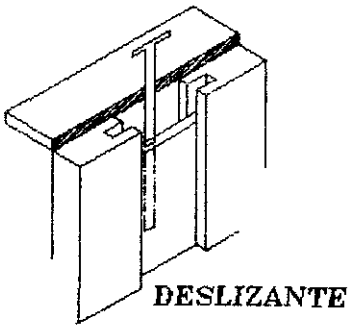
$$A_{CL} = \quad ...$$

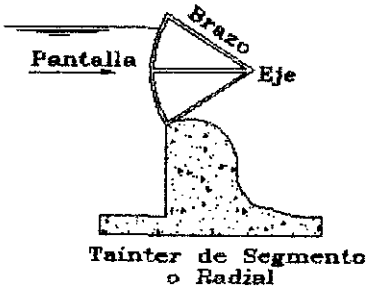
AAL: Área atajada por el alviadero

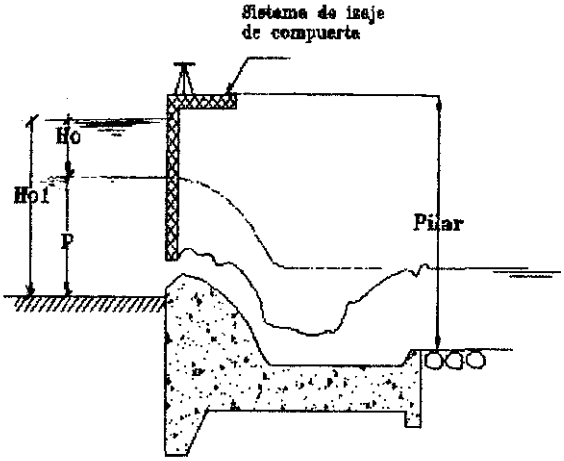
$$Area = \quad + \quad = \quad (ijkm)$$

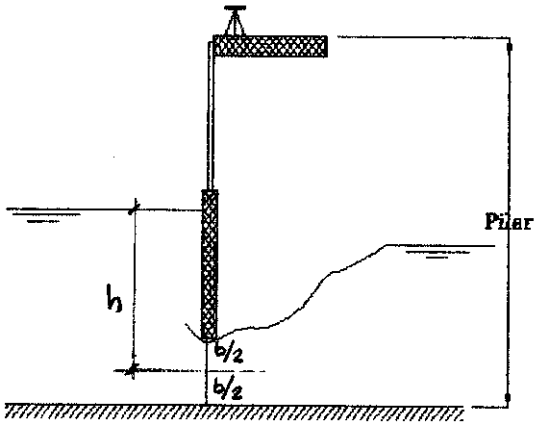
TIPO DE COMPUERTA: Serán de vagón o stoney, radiales y deslizantes











1.1.2 CUADAL DEL CANAL DE LIMPIA

- Considerando que cada compuerta funciona como vertedero cuya altura P = 0 tendremos:

$$QL =$$

Hcl = P = H_o

L = L' - 2 (NKp + K_A) Hcl

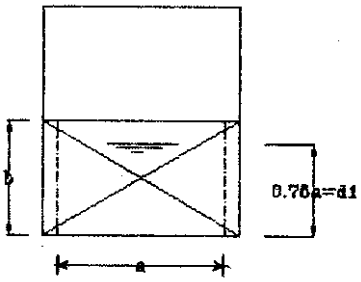
- Para el nivel de agua en la cresta del aliviadero se verán las condiciones intermedias para el funcionamiento de la compuerta para diferentes gastos de salida por ella funcionando como- orificio, no debiendo ser éste menos de 0. 10 m. debido a que las piedras arrastra el río puede dañar el labio inferior de la compuerta. Para, el orificio se tendrá:

$$Q = \quad \sqrt{h}$$

Siendo: h = carga del orificio

C = 0.75 aprox.

a,b = dimensiones de la compuerta



a = abertura de la compuerta

A = Q / V

V = 2.50 - 4.00 m/seg

(velocidad recomendable en algunos casos: 1.50 m/seg)

Q = A x v

Q = a x b x v

a = ancho de la plantilla

b = altura de] orificio en el canal desarenador

v = veloc. adoptada para producir arrastre.

2.0 PILARES

- Son estructuras por las que se deslizan las compuertas, también sirven de apoyo a la losa de operación.

2.1 - La PUNTA o TAJAMAR: Ka de forma generalmente triangular o redondeada, para ofrecer la menor resistencia a la corriente.

2.2 - LA ALTURA del PILAR: Debe ser tal que en ningún momento el agua cubre los mecanismos de izaje o de losa de operación.

$$Ht = \quad +$$

P = Altura del aliviadero sobre fondo del río.

Ho = Carga de diseño

2.3 - La LONGITUD DE LOS PILARES: en el sentido de la corriente debe ser por los menos hasta la terminación de la poza.

- La altura H es variable como se vio al hablar del borde libre de la poza.

2.4 - **El espesor "e"** del pilar para el predimensionamiento es:

e = L / 4 L = luz, libre entere pilares.

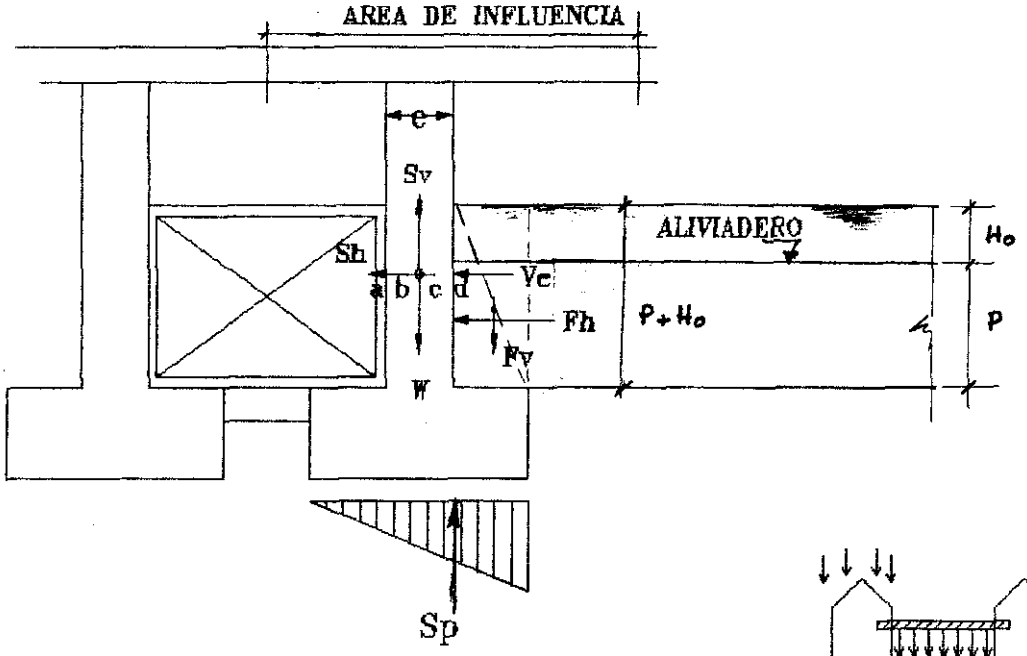
El pilar debe llevar dos ranuras. Una de ellas (la de más aguas arriba) sirven para colocar las ataguías que son compuertas provisionales que se colocan sólo en el caso de reparación o mantenimiento de las compuertas permanentes.

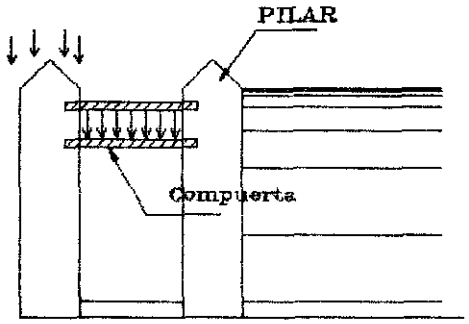
2.5 ANÁLISIS HSTRUCTURAL DEL PILAR

1. Debe trabajar a compresión (la resultante en el núcleo central) la situación más desfavorable es considerar cerrada una compuerta, actuando el empuje del agua en una de las caras del pilar.
   - El análisis debe hacerse para la máxima carga de agua en el río y a diferentes alturas del pilar.

LAS FUERZAS ACTUANTES SON:

ab = bc = cd = 1/3 e





F_H = Empuje del agua

W = Peso del pilar más zapata más el peso de la losa de operación en su área de influencia.

S_u = Fuerza del sismo vertical

S_H = Fuerza del sismo horizontal

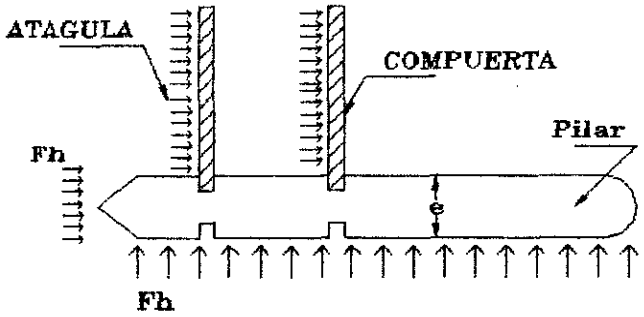
V_e = Fuerza del sismo cobre el agua

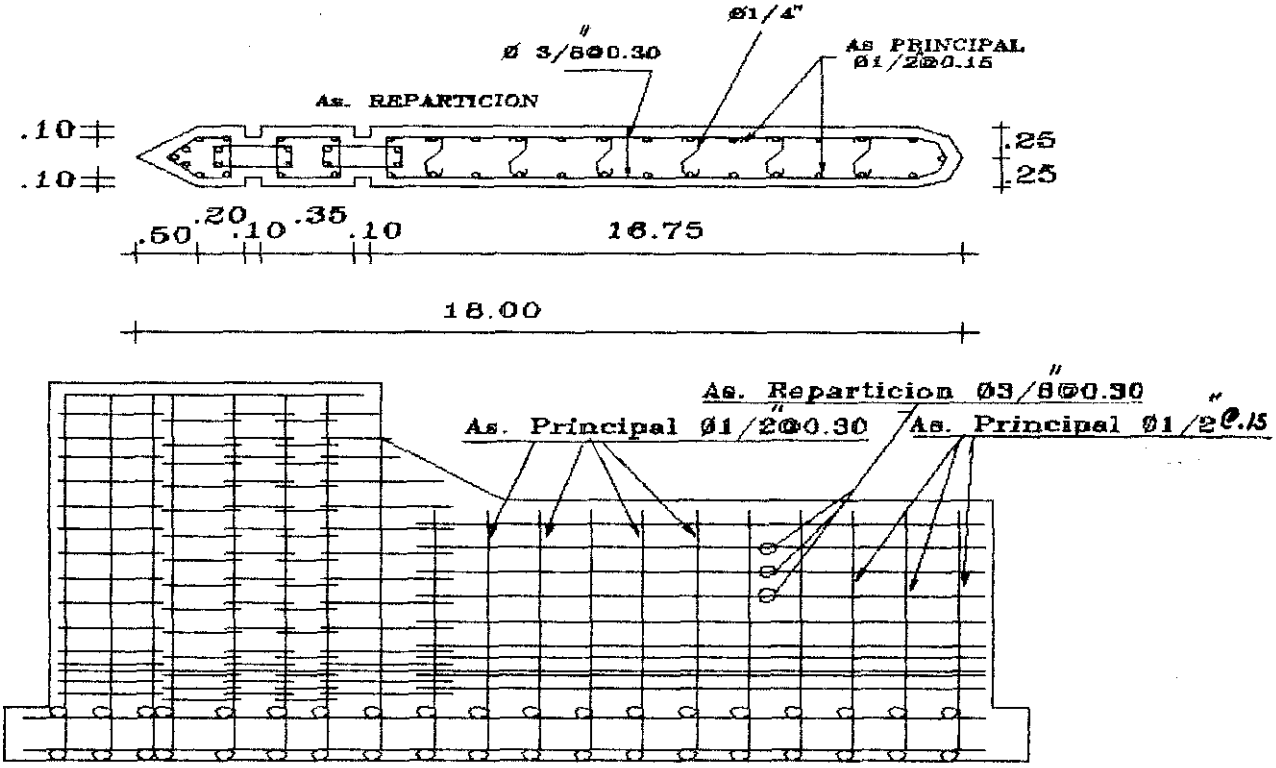
Sp = Subpresión

F_V = Peso del agua actuando sobre la cimentación

2. Chequear la capacidad portante del terreno

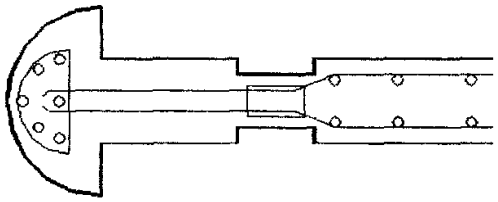
3. **Deslizamiento:** Si es solo una compuerta deberá considerarse la mitad del empuje sobre la compuerta que es transmitida a la ranura del pilar que actúa como apoyo.
   - Además se tiene el empuje del agua en la parte frontal del pilar.
   - El análisis también debe hacerse para diferentes alturas y en la base.





DISEÑO DEL PILAR

4. Colocar acero de temperatura en ambas caras, un delable do refuerzo en las ranuras (aquí existe concentración de esfuerzo, siendo las zonas críticas porque debilitan el pilar).
5. f'c = 210kg/cm^2

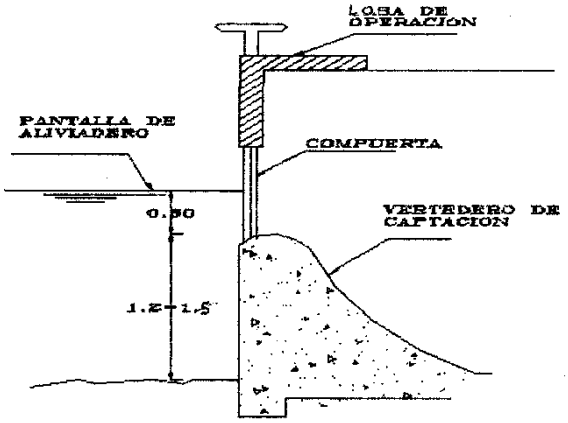


3.0 VENTANAS DE CAPACITACIÓN

- Para evitar la entrada de piedras de arrastre del fondo del río, la cresta de captación debe estar de (1.25 a 1.50} mínimo sobre el fondo del río.

- La cota de la cresta de captación se colocará a 0.30 m. debajo de la cota de la cresta del aliviadero de demasías.
- La entrada de agua por las ventanas de captación pueden ser por orificios o por vertederos.

Entrada por Orificio: Se construye una pantalla como indica la Fig. de modo que la abertura del orificio sea de 0.35 ni. Los 5 cm. de abertura adicionales sobre la cresta del aliviadero de demasías es para evitar interferencia del flujo de la napa de agua para condicionen normales de operación de la bocatoma cuando la cota del embalse coincide con la cota de la cresta del aliviadero de demasías en esto caso la captación es como VERTEDERO.



- En épocas de avenidas el agua en el embalse, sube por encima del labio superior del orificio y funcionando éste como tal.
- En el caso de funcionar la captación siempre como vertedero, el control para épocas de avenidas máximas sería menos efectivo que en el caso del orificio ya que para igualdades de carga en el embalse, mayor cantidad de agua entra a la captación por vertedero ya que la capacidad de un vertedero está en relación a la carga $H^{3/2}$ mientras un orificio lo es a la $H^{1/2}$
- Sin embargo cuando se quiere obtener dentro de ciertos límites la mayor captación posible, sobre todo en avenida puede ser útil este caso, teniéndose compuertas tipo vertedero (compuerta de captación de la Bocatoma Raca Rumi - Proyecto Tinajones).

3.1 CALCULO HIDRÁULICO DE LA TOMA O BOCATOMA

Comprende:

a. Dimensión del orificio y conducto.
b. Determinación del gasto máximo que puede pasar por las compuertas.
c. Determinación de la capacidad del mecanismo elevador.
d. Diseño de la transición que une la salida ció la toma con el canal de riego.

3.2 a. DIMENSIONES DEL ORIFICIO Y CONDUCTO:

Para un mejor funcionamiento hidráulico de la Bocatoma, conviene que el oficio trabaje ahogado: sumergido y es recomendable que como mínimo se tenga un ahogamiento de 10cm; en esas condiciones la fórmula:

$$Q = C\ A\ \sqrt{2gh}$$

Q = gasto de derivación o gasto normal en la toma (m^3/seg)

C = Coeficiente de descarga. (C = 0.60) considerado para oficios ahogados en anteproyectos.

A = Área del orificio (m^2)

g = 9.81 m/s^2

h = Carga del orificio en m.

- Dependiendo de la magnitud del gasto, el área necesaria. podrá dividirse en uno o más orificios y así también será el número de compuertas que se tenga en la toma.
- **Determinación de las dimensiones y número de compuertas**: Se considero un h = O.10 m. y se calcula el área para tener una idea de su valor.

  De acuerdo con este valor se podrá saber si conviene más de una compuerta y además seleccionar sus dimensiones usuales o comerciales, consultante los manuales.

$$A = Q/(C\ \sqrt{2gh}\ )$$

- Determinación de la carga del orificio:

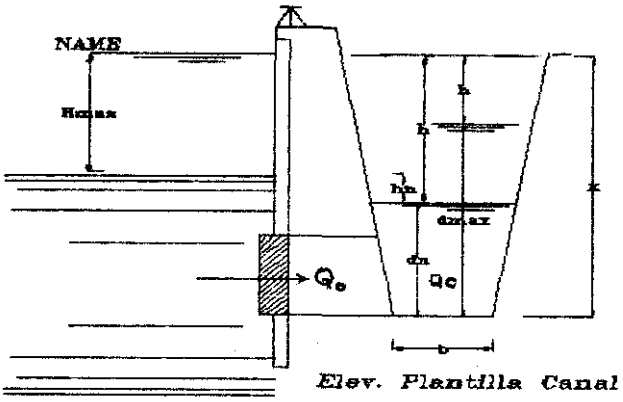
$$h = \frac{Q^2}{2C^2 A^2 g}$$

- Otra forma: Suponer una velocidad en el orificio: V = 0.50 1.00 m/seg.

Calcular el área correspondiente con la fórmula de la continuidad: Q = V.A

$$A = Q/V$$

3.3 DETERMINACIÓN DEL GASTO MÁXIMO QUE PUEDE PASAR POR LAS COMPUERTAS:



ORGANIZACION PARA PROYECTAR Y CONSTRUIR

K = d + h, h = K - d

- Gasto que pasa por el orificio: **Q_o = C A_o** $\sqrt{2gh}$

- Gasto por el canal **Q_o = V. Ac**

Por Manning:

$$Q_o = V.Ac = 1/n \; R^{2/3} \; S^{1/2} \; Ac$$

En cualquier momento y de acuerdo a la Ley de Continuidad:

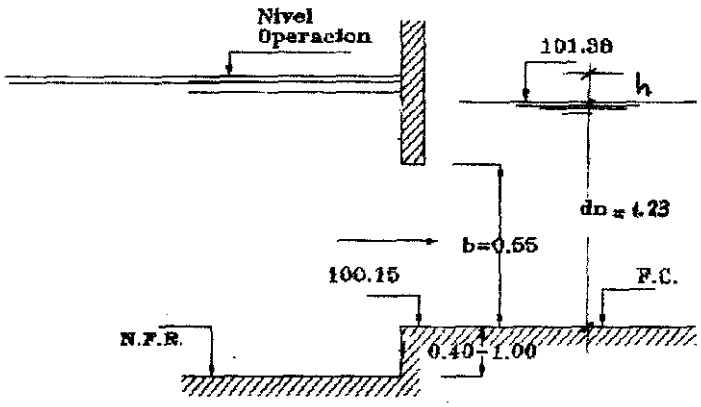
$$Qo = Qc$$

$$\boxed{C \quad Ac\sqrt{2gh} = \qquad {}^{2/3} \quad S^{1/2} \quad Ac}$$

Procedimiento de tanteos:

- Se supone un valor del tirante "el" en el canal y se calcula su gasto Qc.
- Se calcula la carga "h" según "d", es decir h = K – d
- Con "h" determinado se calcilla Qo.
- El valor será cuando se encuentre el mismo valor tanto para el canal como para el orificio.

FLUJO SUMERGIDO: (Ahogado)



Cota del aliviadero: Niv. Operación = Cota F.C. + (dn) + h

Q = C A $\sqrt{2gh}$ **(A = a x b)**

C = 0.60

Q = 0.60 x 3 x 1.2 x 0.55 $\sqrt{19.6x0.35}$

Q = 3.0 m^3/seg.

$$h = \frac{Q^2}{2\,C^2\,A^2\,g} = \frac{3^2}{2\,x0.6^2 \;\; x \;\; 3 \;\; x\,(1.2\,x\,0.55)^2 \;\; x9.81}$$

h = 0.33

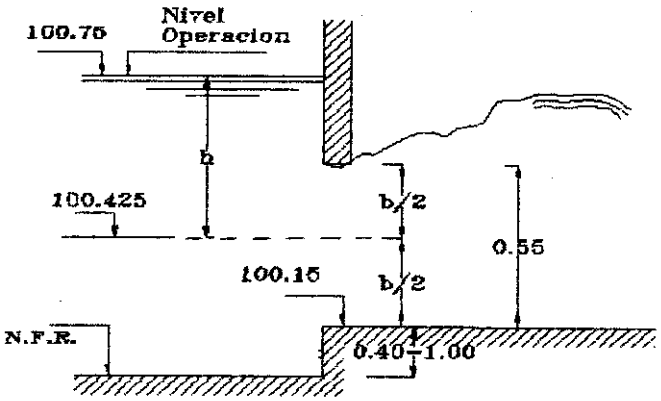
h' = h + hf

h' - 0.33 + 0.02

h' = 0.35 m

hf: pérdida de carga en la embocadura (Ingreso a la bocatoma)

FLUJO LIBRE:



Q = C A $\sqrt{2gh}$

C = 0.60

Q = 0.60 x 3 x 1.2 x 0.55 $\sqrt{19.62\ x\ 0.325}$

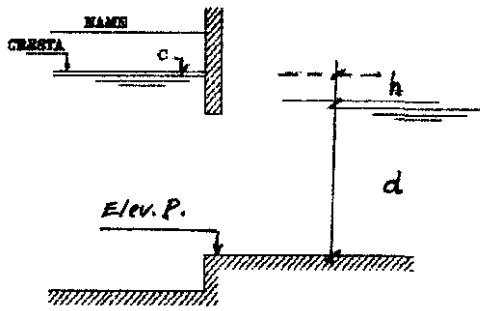
Q = 3.0 m^3/seg.

El caudal que ingresa el canal con el nivel de operación debe darnos un tirante que de como resultado:

Q TOMA = 5.262 $\sqrt{h}$

Q CANAL = 17n A $R^{2/3}$ $S^{1/2}$

Q_o = Q_c



Elev. C = Elev. P + d + h

Elev. P = Elevación de la plantilla del canal en su inicio (se calcula previamente).

d = Tirante del mismo canal

h = Carga hidráulica del orificio de toma

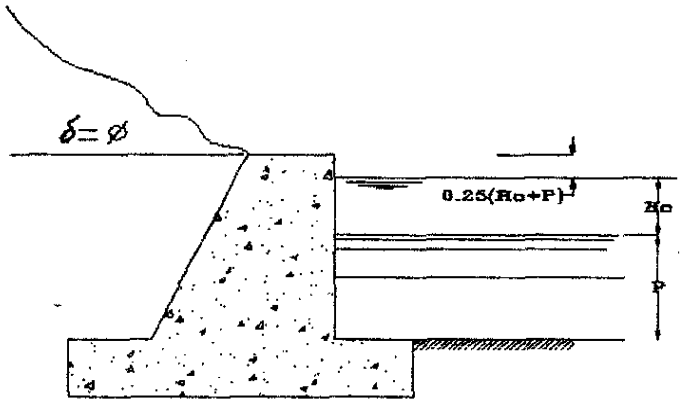
Elev. P = Elev. Z.R. + ΔC + Σ h

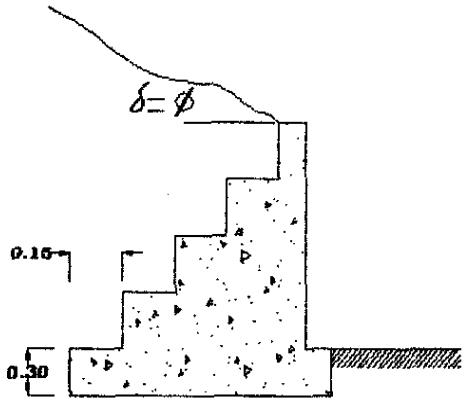
Elev. Z.R. = Elevación zona de riego o de la rasante en el inicio de la zona de riego.

ΔC = Desnivel que requiere el canal según las pendientes y longitud de los mismos.

Σ h = Suma de energías necesarias para el funcionamiento de la estructura de arte en general del trayecto.

4.0 ESTRIBOS Y MUROS DE ENCAUZAMIENTO:





4.1 ALTURA TOTAL DE ESTRIBOS Y MUROS DE ENCALZAMIENTO

$H = 1.25\ (H_0 + P)$

H = altura total de los estribos y muros de encabezamiento

P = altura del aliviadero de demasías.

H_0 = Carga hidráulica de diseño sobre el aliviadero (incluye hv).

Aguas arriba del aliviadero la altura, de los estribos decrecerá en forma discreta para los pilares.

4.2 DISEÑO DE MUEROS DE ENCAUZAMIENTO (ESTRIBOS)

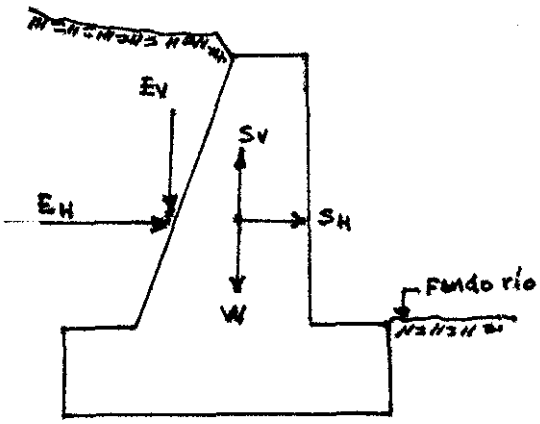
MUROS DE GRAVEDAD: Concreto ciclópeo/manpostería

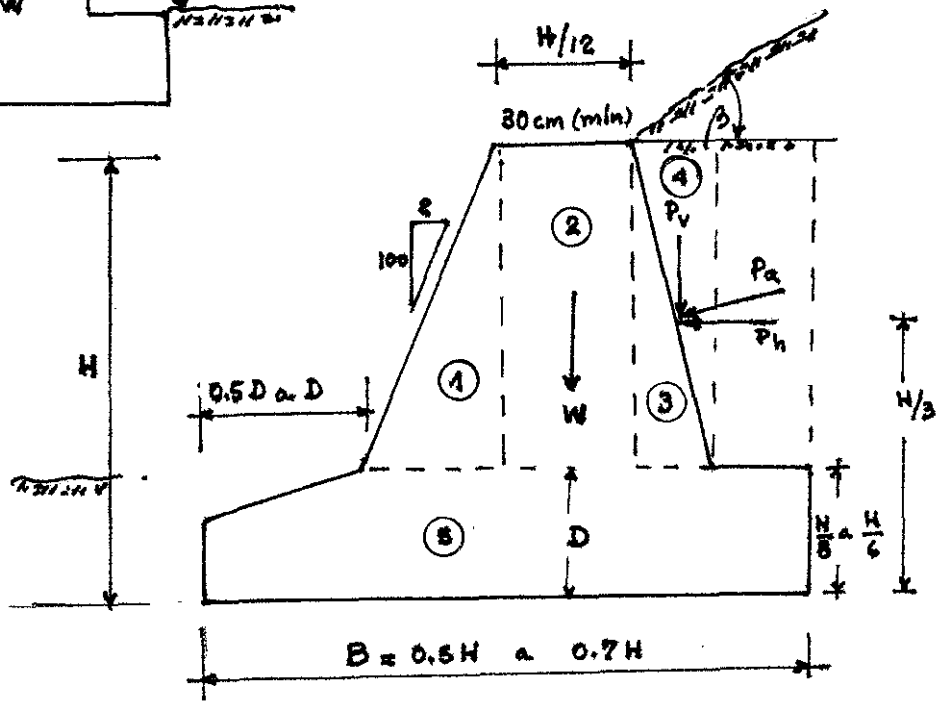
f'c = 140 Kg/cm^2

+ 40% Piedra gruesa Diam. $\leq$ 4"

- Resultante en el núcleo central
- Caso más desfavorable: no hay agua.
- Fuerzas que actúan: Empuje de tierras, sismo, peso de la estructura.
- El estribo debe terminar por lo menos al final de la poza y aguas arriba delante del paramento del aliviadero.

Forma: trapezoidal.





4.2.1 Esfuerzos permisibles:

FLEXIÓN: ftp, = 1.33 $\phi \sqrt{f'c}$ ϕ = 0.65

COMPRESIÓN: fcp = 0.85 $\phi \sqrt{f'c}$ ϕ = 0.70

CORTANTE : V_{CP} = O.53 $\phi \sqrt{f'c}$ ϕ = 0.85

— Empuje del suelo:

$$\boxed{Pa = Ea = 0.5\ W\ H2\ Ka}$$

Rankine:

Pah = Pa Cos B = E_H

Pav = Pa Sen B = E_v

$$Ka = Cos\ B\ x \frac{Cos - \sqrt{(Cos\ B - Cos^2 \phi}}{\sqrt{(Cos\ B - Cos^2 \phi}}$$

Cuando B = 0

$$\boxed{K_A = Tg^2\ (45^o - /2)}$$

Ka : Coef. E. Activo

Kp : 1/Ka (pasivo)

W : Peso específico del material

VALORES RECOMENDADOS POR DUNHAM

TIPO PE SUELO	ϕ	Fr
Grava y arena gruesa Arena seca	37	0.60 – 0.70
Arena fina y húmeda	33	0.40 - 0.60
Arcilla - arena	25	0.30 - 0.40
Arcilla - dura	36	0.40 - 0.50
Arcilla - blanda	36	0.25 - 0.40
	26	0.30 – 0.30

ϕ = Ángulo de fricción interna en grados

Fr =: Coef. de fricción entre suelo y base del muro

4.2.2 - Estabilidad del Muro:

$$F.S.V = \frac{\sum}{\sum} \geq$$

$$F.S.D = \frac{FR}{Pah} = \frac{\sum}{Pah}$$

$$\frac{Coef.Tg\ \phi \quad \sum}{pah}$$

- Ubicación de la resultante en la bañe:

$$\bar{x} = \frac{\sum M.est - \sum M.volteo}{\sum V}; e = B/2 - \bar{x}$$

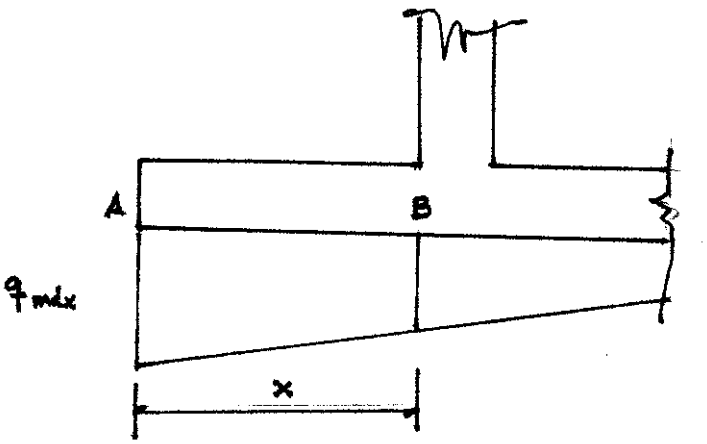
- Verificación de corte y tensión en la punta:

V = $q_1 x + (q_{max} - q_1)\ X/2$ (actuante)

M = $0.5\ q_1\ X^2 - ((q_{max} - q_1)\ X^2/3$ (actuante)

X = AB

fcl = Mc/I = 6M / bh^2 (actuante)



- Verificación esfuerzos en tracción en la unión del miembro y la base:

No considerar P/A debido a Pav ni el peso del muro

Usar los momentos debido a Pan y W y sumar momentos en el punto s

Ftensión = $6M/bh^2$

Fcompra = P/A + $6M/bh^2$

5.0 PERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE UNA BOCATOMA

En época de estiaje del río, debe mantenerse el nivel de agua en el río con la cota da cresta del aliviadero do demasías regulando para esto la compuerta de limpia, procurando que la abertura mínima de ésta sea de 0.10m para evitar que las piedras que arrastra la corriente, dañen la compuerta. Con esta operación se mantendrá el cuadal de captaci6n constante.

En época que éstas no son de consideración y permitan siempre que el agua excedente sólo sea evacuada por la compuerta de limpia manteniendo el nivel de agua con la cota del aliviadero de demasías se hace necesario que de acuerdo a la inspección del banco de arena que se vea que puede formarse detrás de la compuerta de limpia que tenia que abrir completamente la compuerta de limpia por algunas horas hasta dejar completamente libre de sedimentos la zona inmediata a la captación: si no se hace esto la arena en exceso comenzará a entrar a la captación.

En apoca de avenidas en que entra un excendente de agua por la captación, sí es que se quiere conocer la cantidad de agua que ingresa, es conveniente instalar una estación limnigráfica en el canal da conducción con su estación do aforos respectiva.

Para limpiar la arena depositada en los desarenadores, se debe cada cierto tiempo abrir completamente las compuertas de limpia. Si es que llegara a obstruirse la compuerta con sedimentos deberá cortarse el agua por la captación y por trabajo manual la zona aledaña a la compuerta dejando luego pasar un pequeño caudal por la captación, digamos de 100 1/s, que lave toda la arana depositada.

Una recomendación quo se hace, es que es necesario calibrar las compuertas de limpia y de captación por medio de aforos practicados en el río y en el canal de conducción cuando sea necesario el control de las descargas.

Algo semejante a esto se hizo en las compuertas de río de la Bocatoma Raca Rumi del Proyecto Tinajones. Habiéndose encontrado un coeficiente "C" de descarga de orificios de 0.60, para os tos se mantendrá un nivel practicando un aforo con correntómetro, aguas abajo se encontraba "C".
En base a estas calibraciones se puedan hacer las curvas de calibración correspondientes.

En época de avenidas grandes, es preferible mantener las compuertas de limpia completamente levantadas para evitar que sean dañadas por la palizada que hace el río, también se debe limpiar con trinches las rejillas para evitar que se obturen.
Deberá hacerse un cuadro de lubricación y engrase de todo el mecanismo de izaje y compuertas, para esto so consultará al personal que proporciona dicho material.

Téngase en cuenta quo cada elemento usa diferentes grasas, así elementos expuestos al agua como son los, jebes de las compuertas y los rodajes sumergidos pueden usar grasas albania y los piñones de izaje grandes Doria 150, los piñones pequeños con Doria 30, los vástagos de gusanillo para izaje de la compuertas Compound D-D.

En cuanto a los grupos electrógenos es preferible siempre disponer da 2 de éstas, uno de repuesto para el caso que el otro se malogre, en el momento menos pensado. Deberá tenerse mucho cuidado de su mantenimiento ya que de él depende la seguridad y buen funcionamiento de todo el sistema; se tendrá un cuadro de horas de servicio de los grupos así como las herramientas indispensables para que el mismo operador previamente instruido pueda realizar el servicio.

En cuanto a la caseta do los Grupos. Las recomendaciones son las mismas que las dadas en caseta do bombeo.
No se debe desechar el aceite usado al río porque lo contamina, es preferible arrojarlo al suelo a un lugar alejado de la bocatoma.
Se debe pintar periódicamente las compuertas porque el óxido si es que sobretodo son de fierro, malogra las compuertas,

previamente debe tenerse cuidado de limpiar toda la pintura vieja usándose para esto, chorros da arenaba presión o escobillas de fierros; en cuanto a la pintura anticorrosiva, especial a usarse se recomienda remitirse al especialista en pintura.

El personal de operación debe hacer una vigilia permanente, es preferible que sean 2 parejas, una de día y otra de noche, sobretodo en épocas de avenidas, tener una sola persona es peligroso porque puede quedarse dormido y además en época de avenidas dos personas pueden tomar mejor las soluciones, en cuanto a la fecha de operar las bocatoma sólo hay que pensar que las avenidas se presentan en el momento menos pensado.

Otra recomendación que se hace es que se instale un equipo para sedimentación tanto en el río mismo corno en el canal de conducción para medir la cantidad de sedimentos.
En el Perú desgraciadamente, no se ha generalizado estaciones medidoras que sirvan de bastante utilidad para poder evaluar la eficiencia de funcionamiento de una bocatoma.

Periódicamente, debe chequearse las curvas de calibración con aforos ya que las condiciones del río y del canal cambian con el tiempo.

Los operadores deben presentar al ingeniero partes diarios de servicios en los que se indiquen la operación de compuertas así como los engrases que se han efectuado, sólo así, podrá llevar su buen control en la boca toma.

Si lo que está la bocatoma es un lugar alejado puede ser conveniente disponer de radio o teléfono para cualquier emergencia, así se mantendrá una comunicación permanente con el centro de operaciones, sea esta una hacienda o las entidades del Estado, como en nuestro caso la Administración de Aguas.

6. O. EJEMPLO

Proyecto de una presa derivadora de tipo rígido, de concreto, que puede tonar un vertedor de 80m. de longitud, para dar paso a una avenida máxima de 450 m^3/s .
El cimacio tendrá perfil creager.
La evaluación del lecho del río es la cota 1855.50 m
El canal de conducción del agua de la toma al lugar de utilización, tiene las características siguientes:

Q normal 3.50 m^3/s
Trapecial. Simétrico

T	=	0,5: 1
B	=	2.5O m.
S	=	O.OO05; S z = 0.02236
n	=	0.017
d	=	1.12 m.
v	=	1.021. m/s

Rasante del canal en
Est. 0 + 000, Elev. 1 857.5O m

Orificios de la toma:
Para que se tenga: $0.7 \leq v \leq 1.00$ m/s
Se puede escoger v = 0.90 m/s

Se requiere un área de: $\frac{3.50}{0.90} = .888 m^2$

Escogiendo orificios según las dimensiones de compuertas deslizantes que se fabrican, se pueden escoger 2 orificios de 1.22 x 0.92; Área = 1.122m^2 corresponden a una compuerta deslizante, de 1.22 m x O.92 m. con lo cual tiene ahogada la salida de la toma.

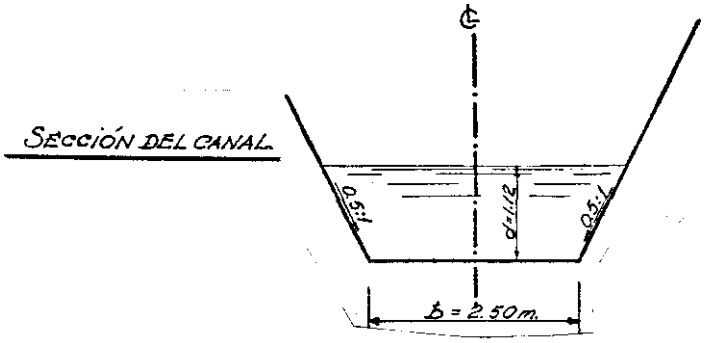
$\frac{3.888}{1.122} = .46$ Compuertas

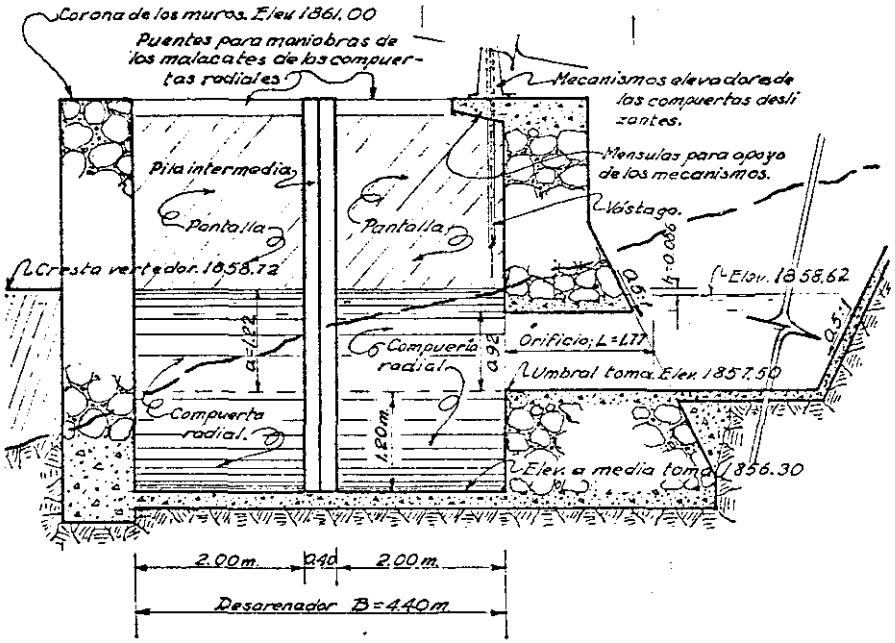
Si se escogen 3 compuertas, A = 1.122 x 3 = 3.366

$$v = \frac{3.50}{3.366} = .0398\, m/s$$

Útil izando 4 compuertas:

$v = \frac{3.50}{1.122 \ x \ 4} = \frac{3.50}{4.488} = 0.780 \ m/s$ que ya es muy baja.





CORTE TRANSVERSAL DEL DESARENADOR POR LA TOMA.

Fig. 8

Se colocaré 3 compuertas

$$\therefore \quad Q_1 = \frac{3.50}{3} = .67\ m^{3/s}\ .\ c/u$$

Para determinar la carga necesaria para que un orificio dé un gasto de 1.167 m^3/s, usaremos la fórmula: Q = C

A $\sqrt{2gh}$; de donde h = $(Q/CA)^2$ =$(l/2_g)$;

Q = 1.167 m^3/s

C = coeficiente da gasto

A = área del orificio - 1.122 m^2

g = aceleración de la gravedad = 9.81 m/s^2

Los orificios quedarán en un muro trapecial, por lo que pueden tener una L = 1.75 m.; el perímetro de cada uno do olios será:

P = (2 x 1.22) = (2 x 0.92) = 4.28

$$\frac{L}{p} = \frac{1.75}{4.28} = 0.409$$

Según el manual de King., para un orificio con los cuatro bordos a escuadra:

C = 0.080

$$Y\ ;\ h = \left(\frac{1.167}{0.8\ x\ 1.122}\right)^2 - \frac{1}{2\ x\ 9.81} = 0.086m$$

Para tomar en cuenta los cambios de dirección que hay en la circulación del agua, etc., consideremos h = 0.10 m.

El piso de canal en su inicio, debe ser el mismo de la plantilla del orificio. Más bajo, se corre el peligro de que en un momento dado so pierda el ahogamiento. Más alto, se pierda la altura del orificio. Un escalón en el canal, hacia arriba, puede propiciar azolvamientos en el primor tramo.

Por lo tanto en nuestro caso:

Elevación de la plantilla

Tirantea del canal

Elevación de la superficie del agua en el canal

Carga para el funcionamiento de los orificios

Elevación del agua en el desarenador = Elev. cresta vertedora

DESARENADOR

DIMENSIONES DE LA SECCIÓN:

Se calcula su amplitud para el gasto normal: Q = 3. 5O m^3 /s v = O.6O m/s.

Si se le da una velocidad para la etapa de toma: da 0.60 m/seg., se requiere:

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{3.50}{0.60} = 5.83\ m^2$$

Verticalmente se dispone do una altura:

Elevación agua en desarenador	=	1 853.72
Elvaci6n umbral orificio	=	1 857.50
		1.22m.

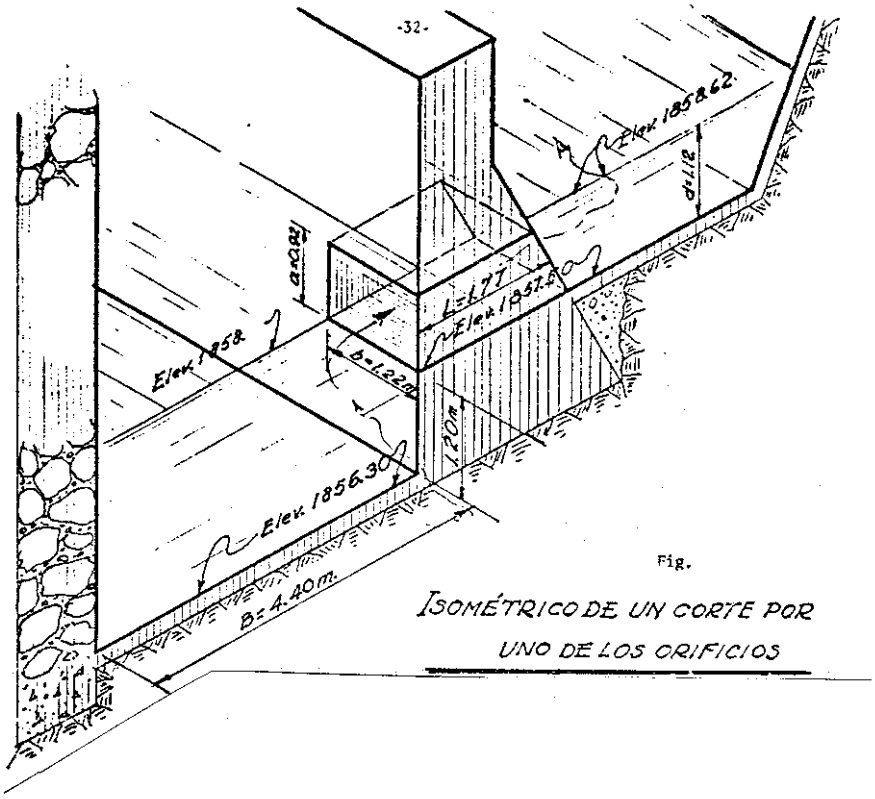
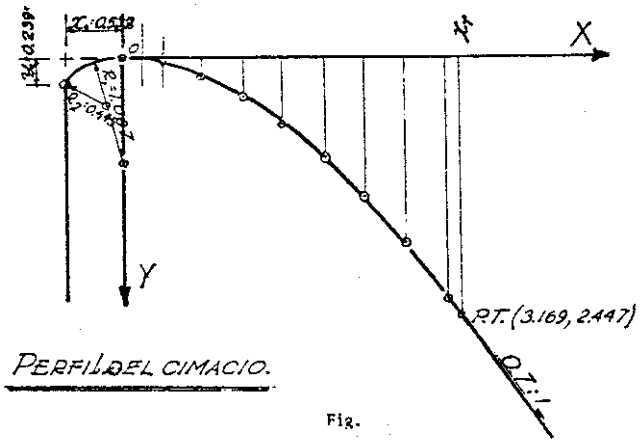


Fig.

ISOMÉTRICO DE UN CORTE POR UNO DE LOS ORIFICIOS



PERFIL DEL CIMACIO.

Fig.

∴ el ancho del desarenador debe ser:

$$\frac{5.83}{1.22} = 4.779m^2$$

Hay compuertas radiales de 2.0O m. de 2.30 y do 2.5O. Como más convenientes para este caso, podrían colocaran 2, una junto a la otra, separadas unos O.4O m. por una pila intermedia.

Suponiendo 2 compuertas de (2 x 2.OO) + O.40 = 4.40; El ancho del canal sería de B = 4.40m.

El área daría: 4.40 x 1.22 = 5.368 y la velocidad del agua seria:

$\frac{3.50}{5.368} = 0.652 \ m/2$ que pueda aceptarse

El piso del desarenador enfrente de las compuertas podría quedar 1.2O m. abajo del umbral de los orificios, o sea: 1,857.50 - 1.2O = 1 856.30 que está más alto que el fondo del río, por lo que es posible darle esta posición.

DESARENE:

Para el funcionamiento de desarene se calculará la pendiente del canal para que se produzca una velocidad adecuada, con el gasto normal de la toma.

Qn = 3.50 m^3/s

$1.5 \leq v \leq 3.50$ m.

Se tomará v = 3.00 m/s en esta ejemplo:

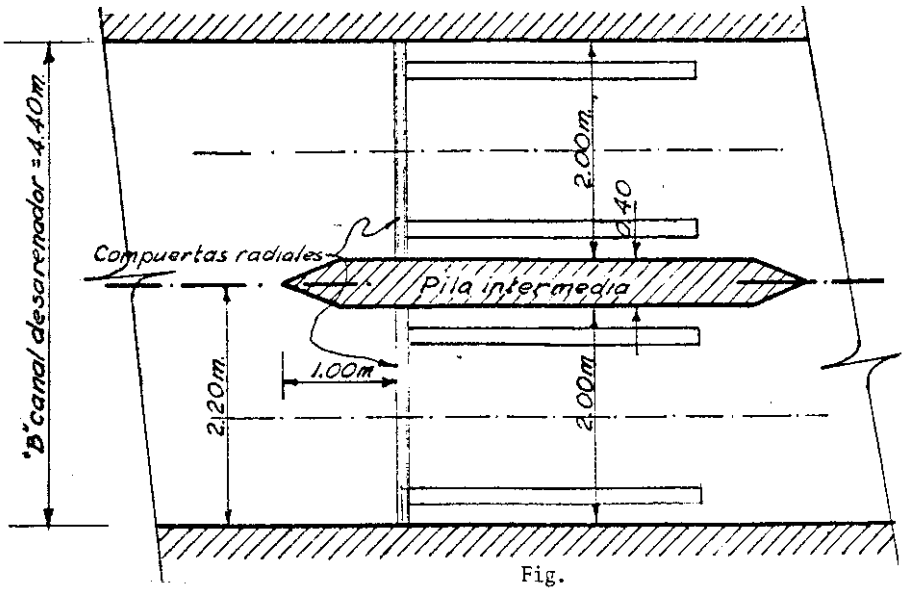
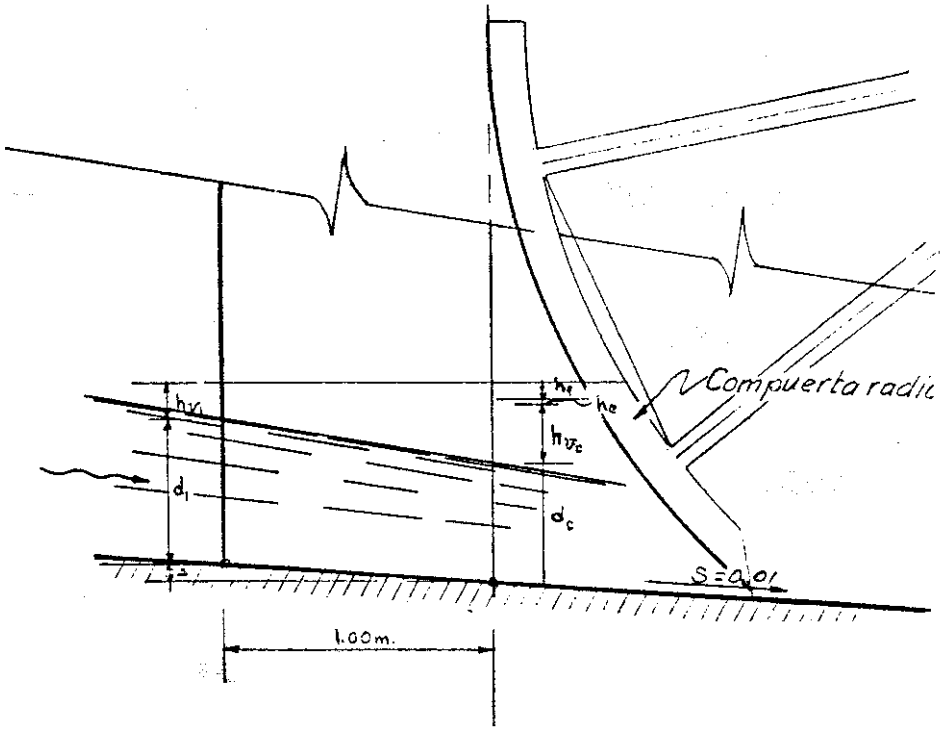

"B" canal desarenador = 4.40m.
Compuertas radiales
Pila intermedia
2.00m.
0.40
1.00m
2.20m.
2.00m

Fig.


Compuerta radic
h_{v_1}
h_e
h_e
h_{v_c}
d_1
d_c
S = 0.01
1.00m.

Según Manning.

$$v = \frac{1}{n} \quad r^{2/3} \quad s^{1/2} \; ; \; s = \frac{vn}{r^{2/3}}$$

$$y : Ad = \frac{3.50}{3.00} = .167m^2$$

$$D = \frac{1.67}{4.40} = 0.265\ m$$

$$\therefore \; p = 0.265 \quad x \quad 2) + .40 = 1.930m$$

$$y \; ; \; r = \frac{1.167}{2.930} = 0.3982; \; r^{2/3} = 0.541$$

$$y \; ; \; s = \frac{3.00\ x\ 0.017}{0.541} = 0.0089 = 0.01$$

Esto sería el funcionamiento del segundo tramo o final. si se cumpliera la formula da Manning) para régimen tranquilo).

Conviene, revisar el funcionamiento real.

En las compuertas se tiene un estrechamiento y ahí so puede producir el tirante crítico:

$$Q_1 = \frac{3.50}{2} = .75m^{3/s}$$

Como b = 2.00m; q $\frac{1.75}{2.00}$ = 0.875 $m^{3/s}$

por metro

$$dc = \sqrt{\frac{0.875^2}{9.81}} = 0.427\ m$$

$$A = 2\ X\ 0.427 = 0.854; \quad v = \frac{1.75}{0.854} = 2.049\ m/s$$

$$hv = 0.214$$

De aquí para aguas arriba se producirá un escurrimiento, según Bernoulli en cada uno de los canales, que pueden tener 1.0m de longitud hacia aguas arriba, donde se unirá en uno sólo.

(0.01 x 1)+ d_1 + hv_1 = d_2 + hv_2 + h_0 + h_f; h_0 = 0.1 hv

0.01 + d_1 + hv_1 =0.427 + 0.214 + (0.1 x 0.214) + h_f = 0.662 + h_f

d_1 + hv_1 – h_f = 0.662 – 0.01 = 0.652

En este lugar la "b" se amplia a 2.20 en cada compuerta.

$$\therefore \quad = 1.2\ x\ D : p = 1.20 \ + \ 2\ D; \quad h_f = \left(\frac{VmN}{Vm\ 2/3} \right)^2 \ . \ L$$

Comprobación:

d	A	2D	P	r	v	h_v	r_m	$r_m^{2/3}$	V_s	h_f	$d+h_v = h_f$	
0.427	0.854	0.854	2.854	0.299	2.049	0.214						0.652
0.546	1.2012	1.092	3.292	0.365	1.457	0.108	0.514	0.642	1.753	0.002	0.652	V_0 B_0

Al pasar del otro lado se tendrá:

b = 4.40 (constante); de = 0.546 ; Q = 3.50 m3/s

$$p = 5.492;\ r = \frac{A}{P} = \frac{4.40\ X\ 0.546}{5.492} = \frac{2.40024}{5.492} = 0.4374$$

En tramos de 10 m.

$$+ d_1 + hv_1 = d_2 + hv_2 + hf : \qquad = 0.1$$

$$d_1 + hv_1 - hf = d_2 + hv_2 - \ .1 = 0.546 + 0.108 - \ .1$$

$$= .554$$

$$A = 4.40\ D : p = 2D + 4.40$$

d	A	2D	P	r	v	h_v	r_m	$r_m^{2/3}$	V_s	h_f	$d+h_v = h_f$	
0.546	2.4024	1.092	5.492	0.437	1.4569	0.108						0.554
0.43	1.8922	0.86	5.26	0.360	1.8507	0.174	0398	0.541	1.654	0.027	0.577	
0.40	1.76	0.80	5.20	0.338	1.989	0.202	0.388	0.532	0.532	0.030	0.572	

Como al tirante critico para este gasto y con las características del canal desarenador, es:

$$d_c = \sqrt{\frac{0.795^2}{9.81}} = 0.401;\ porque\ \ q = \frac{3.50}{4.40} = 0.795\ m^{3/s}\ x\ m$$

Se concluye que el funcionamiento del desarenador so hará desde su tramo de entrada en régimen supercrítico con v > 1.98 m/s

El cálculo final del funcionamiento del canal se deberá efectuar desde su entrada, donde se considerará el Li rante crítico.

CAPITULO 02
DESARENADORES

Son estructuras que permiten eliminar ciertas partículas mas finas de los sólidos, que se encuentran en suspensión en la masa fluida.

Cuando se capta el agua de un río, inevitablemente estaremos captando también sedimentos en suspensión y de arrastre. Los desarenadores tienen la importante misión de eliminar las partículas indeseadas que se encuentran en suspensión en el agua y posteriormente, mediante una adecuada acción arrojarlas al río. Para las partículas de arrastre existe otra estructura denominada desgravador.

El desarenador, como toda estructura hidráulica, tiene funciones y objetivos específicos que deben ser claramente analizados y comprendidos con el fin de lograr un buen diseño.

Son dos las funciones que debe cumplir un desarenador, una es la de lograr la decantación de una parte de las partículas sólidas, acarreadas en suspensión por la corriente e un canal y la otra es la de conseguir la purga del material sólido decantado.

Para lograr la primera función se busca crear en el desarenador velocidades bajas y disminuir el grado de turbulencia. Existen diferentes tipos de desarenadores que buscan cumplir con esta función. La idea fundamental es la de disponer de varias naves paralelas para disminuir la formación de corrientes secundarias y lograr un flujo paralelo, en la medida de lo posible.

Para que el desarenador pueda realizar eficazmente una segunda función, debe crearse las condiciones para lograr durante la purga suficiente cantidad de transporte y lograr que los sólidos sedimentados se dirijan hacia las ventanas, orificios o conductos de purga. Adicionalmente y para que la purga sea posible debe haber carga suficiente (desnivel) con respecto al río o al lugar al que se descargan los sedimentos.

Si la descarga es, como ocurre generalmente, a un río debe verificarse la existencia de desnivel suficiente durante las avenidas, que es cuando por lo general se presenta la mayor cantidad de sólidos.

La función decantación tiene que definirse en función de un objetivo muy claro que corresponde a la concepción general y desarrollo de Aprovechamiento Hidráulico del cual forma parte el desarenador.

La idea de diseñar y construir un desarenador surge cuando las características de los sólidos que van a ingresar al canal de derivación nos llevan al convencimiento de que son incompatibles con determinados aspectos del aprovechamiento hidráulico. Dichas características expresan fundamentalmente por dos elementos descriptivos del material sólido. Uno es la cantidad, que se describe por una concentración o por un gasto sólido. El otro tamaño e las partículas, que se muestran en una curva de distribución granulométrica.

Tanto la concentración como la composición granulométrica son variables con el tiempo. Hay días, meses o años, en los que se presentan concentraciones muy altas. Para describir esta variabilidad se debe recurrir a la preparación de una Curva de Duración de Concentraciones. Para construir una de estas curvas se requiere la existencia de mediciones que correspondan a un periodo suficientemente largo. Esta curva nos dice cuantos días al año, o que porcentaje del tiempo, puede presentarse una concentración igual o mayor que un valor determinado. La curva granulométrica también es variable, pero a partir de cierto número de datos se puede construir la Curva de Distribución Granulométrica más probable y que corresponda a la porción de la curva granulométrica del material en suspensión en el río, frente a las ventanas de captación, que no es eliminada de la corriente por la bocatoma.

En general, a menor velocidad y mayor longitud del desarenador es mayor la eficiencia de decantación. Pero esta consideración tiene límites teóricos y prácticos. Lo mismo puede decirse con respecto a las partículas sólidas. Mientras mas pequeñas sean, su probabilidad de decantación es menor. Esto es valido mientras se trate de partículas, que a pesar de ser pequeñas, pueden conservar su individualidad.

Las partículas muy finas, cuya forma se parte notoriamente de la esférica, decantan más difícilmente. Algunas no llegan a hacerlo a pesar de que se hagan grandes disminuciones en la velocidad media. En todo caso es fundamental al diseñar un desarenador que éste tenga forma y características tales como flujo se aproxime a las condiciones bidimensionales. En los desarenadores es, quizás, donde se da más íntimamente la interacción sedimento – estructura.

El flujo es tridimensional, pero el cálculo se hace como si fuera bidimensional. El desarenador tiene condiciones geométricas particulares de ingreso y salida, pero el cálculo se hace como si fuera un canal imaginario de sección transversal constante en toda su longitud. El examen de comportamiento de los desarenadores nos indican que las fallas mas frecuentes se producen por no se apropiadas las condiciones e ingreso. Estos problemas, que deben tratarse como cuestiones puramente hidrodinámicas, tienen una gran influencia en el flujo a lo largo de cada nave. Una mala condición de ingreso puede dar lugar a la aparición de corrientes secundarias que al propagarse a lo largo del sedimentador impiden que éste cumpla adecuadamente su función.

Lo mismo ocurre con respecto a los sólidos. Las formulas para el calculo de las sedimentaciones suponen que las partículas tienen un conjunto de propiedades perfectamente definidas y constantes (forma, tamaño, peso especifico, etc.), que se traducen en una velocidad de caída perfectamente conocida, que es la que se introduce en los cálculos.
La realidad es diferente, las partículas tienen las más variadas formas y cada una de ellas tiene su propia velocidad de caída, que, naturalmente, seria posible de determinar. Se trabaja con valores medios y por lo tanto hay que aceptar errores, que en algunos casos pueden ser de magnitud considerable. Hay numerosos desarenadores que funcionan eficientemente por un estudio sedimentológico insuficiente. El diseño debe considerarse necesariamente el conocimiento detallado acerca del tipo de partículas sólidas que se desea eliminar: tamaño, cantidad y

calidad. Es indispensable el estudio de las propiedades físicas de los sólidos para obtener parámetros que sean útiles en el diseño.

La sedimentación de partículas es sumamente sensible a las variaciones, fluctuaciones y alteraciones de las condiciones naturales. Solo en una rápida descripción podríamos mencionar algunas conclusiones y observaciones sobre el comportamiento de tanques rectangulares. Así J.B. WHITE menciona la importancia que tienen las fluctuaciones turbulentas de la velocidad y su efecto diferente en la velocidad caída de las partículas.

R. P. MARCH menciona la importancia de los flujos internos, de las corrientes de densidad y distribución vertical y horizontal de las velocidades.

Una de las formulas usadas para el cálculo de la eficiencia de sedimentación es de la CAMP en la cual entre otros puntos, se acepta como hipótesis lo siguiente:

a) Que no hay erosión en el fondo del desarenador (es decir que no hay un transporte).
b) Que la velocidad de la corriente es la misma en todos los puntos de la masa liquida, etc.

Es evidente, pues, que las suposiciones de CAMP no son aplicables a un sedimentador real.

FUNDAMENTOS DEL DISEÑO DE UN DESARENADOR

El fundamento principal de diseño es disminuir la velocidad del agua, para que logren sedimentar las partículas es suspensión en una estructura que sea capaz a la vez, de ser limpiada en forma rápida y económica.
A estas estructuras se les conoce con el nombre de *Desarenadores.*

1. PRINCIPIOS DE FUNCIONAMIENTO DE UN DESARENADOR

Básicamente para que un desarenador sea eficiente debe cumplir:

a) **Hidráulicamente**
- Distribución uniforme del caudal en las naves desarenadoras.
- Líneas de corriente paralelas, por lo tanto sin vórtices de eje vertical u horizontal.
- No causar remanso en el canal aguas arriba.
- Distribución uniforme del caudal dentro de cada nave, esto es importante en el momento de purga de la nave.

b) **Sedimentológicamente**
- Sedimentación de los materiales es suspensión.
- Evacuación al exterior de los depósitos.
- Limpieza uniforme de las naves desarenadoras.
- No existencia de zonas imposibles de limpiarlas en las naves.
- Transición de entrada sin sedimentación.
- Eficiencia adecuada.

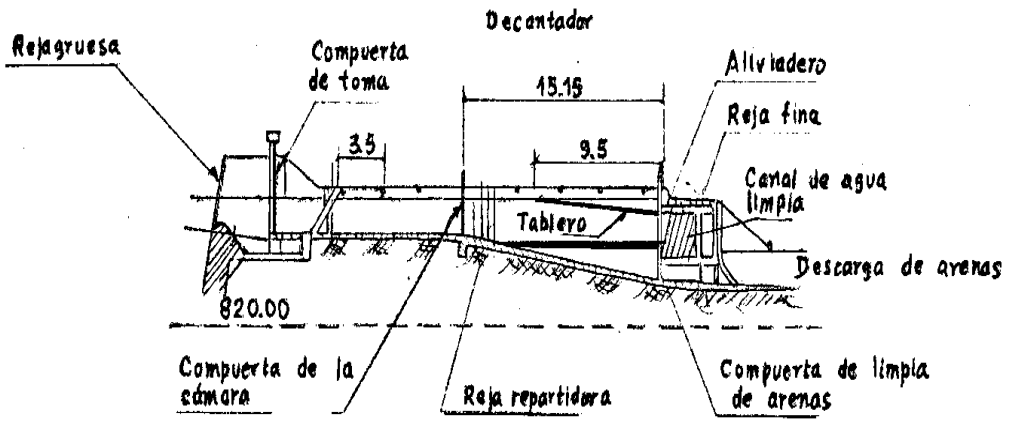
La sedimentación es posible de lograr disminuyendo la velocidad de flujo hasta un cierto valor para permitir su depósito. Dicho valor esta en función del diámetro de la partícula a extraer.
La evacuación o limpieza es el mayor problema en el diseño del desarenador. Esta fase obliga a tener un manual de operación bien detallado, a fin de lograr la total evacuación de los sedimentos depositados.
El canal de purga debe tener por lo menos igual o mayor pendiente que el conducto de purga de las naves.
Si el desarenador se encuentra aguas debajo de un canal es necesario tener en cuenta el posible remanso que podría generar en el canal, un vertedero o una compuerta situada al final de las naves con el objetivo de establecer una cota de operación, etc.
Es necesario que el desarenador se encuentre topográficamente más alto que el río con la finalidad de que pueda evacuar por gravedad los sedimentos depositados en las naves desarenadoras.

2. EVOLUCION

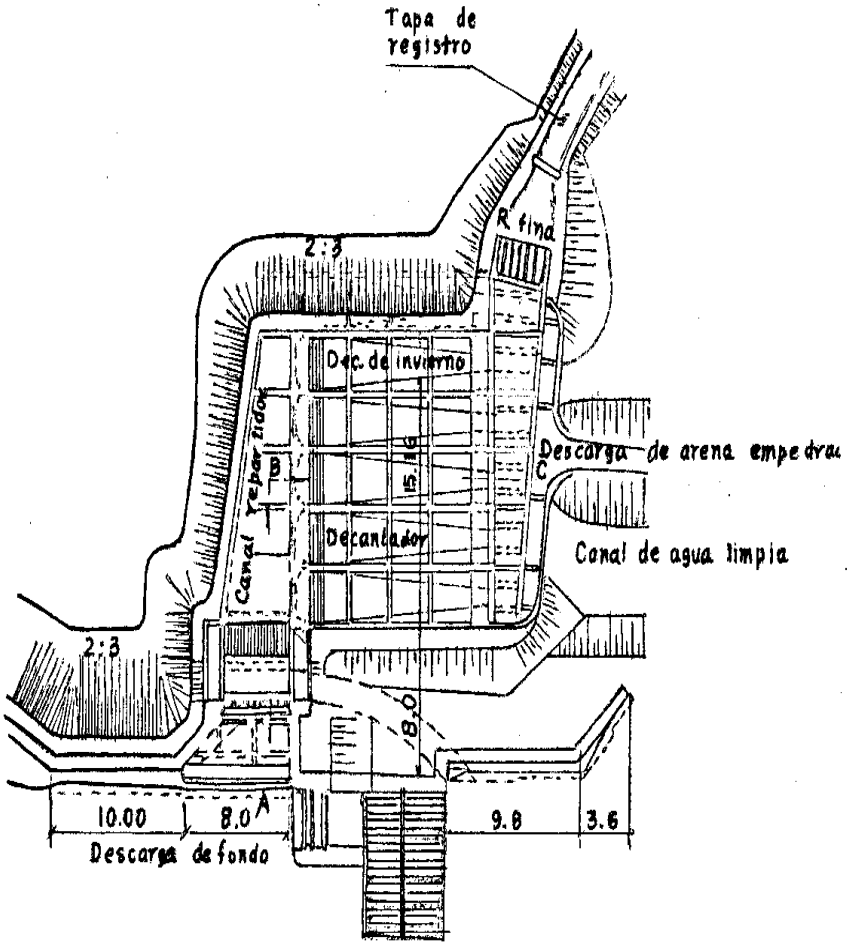
Lo que determina la evolución del desarenador es la forma como son evacuados los sedimentos que se acumulan de la sedimentación, en un primer momento se efectuaba la limpieza mecánicamente para luego pasar a la limpieza hidráulica.

Cámaras de decantación

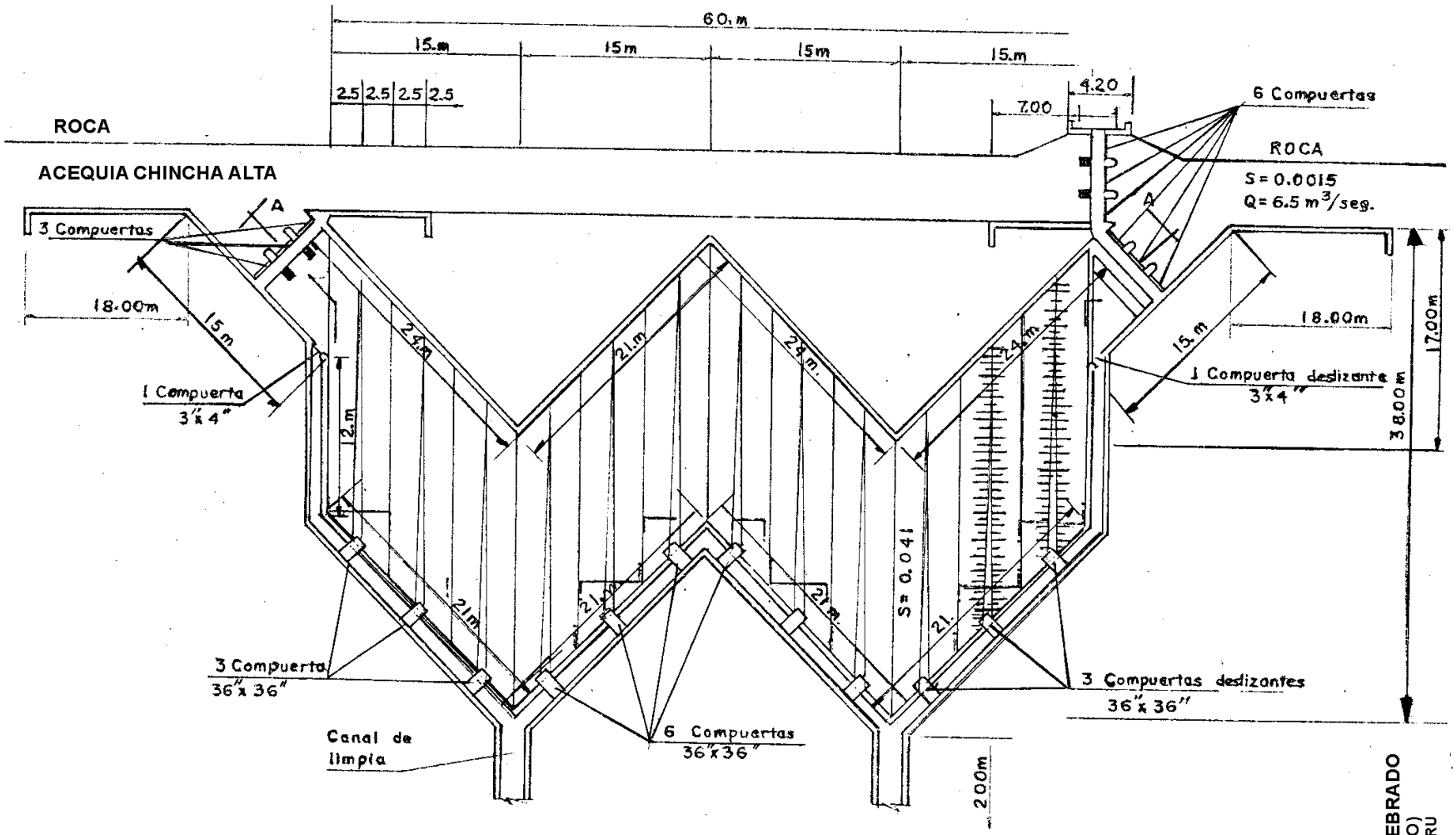
En un inicio se usaban éstas estructuras formadas por tazas, donde la decantación y la extracción de los depósitos eran dos operaciones sucesivas.
La decantación era posible al tener velocidades muy pequeñas.



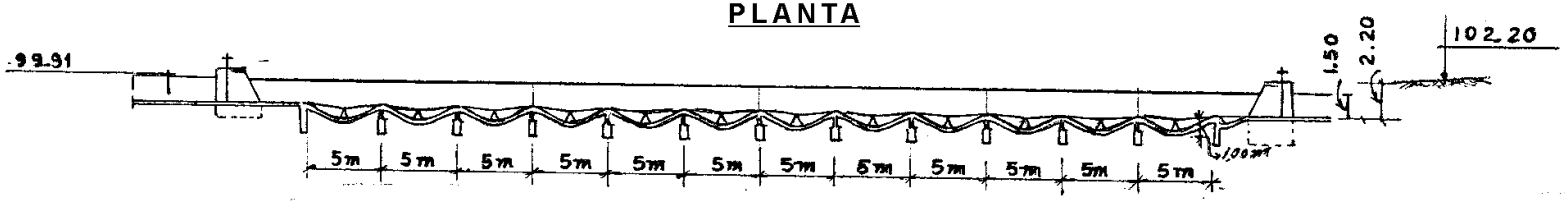
SECCION ABC



DECANTADOR SISTEMA BUCHI EN EL KARSTELENBACH (DEL ZEITSCHR D.V.I 1927)



PLANTA



SECCION A-A

CHICHA ALTA - PERU

DESARENADOR QUEBRADO
(PEDRO QUEVEDO)
CHINCHA ALTA - PERU

La evacuación de sedimentos era mecánica, razón por la cual se les llamaba *cámaras de extracción mecánica*. Actualmente ningún diseño contempla este criterio.

Luego se pensó en utilizar la misma agua para efectuar la limpieza y sugirieron las llamadas *cámaras de evacuación hidráulica*, que constituyeron un verdadero avance. Las más antiguas obras de este tipo tienen en general fondo plano y la abertura de evacuación de dimensiones reducidas y a menudo ubicadas lateralmente. Las obras más modernas tienen pendientes longitudinales del 3% al 5%, con aberturas de evacuación de 0.70 a 1.00 m. aproximadamente. (Ver figura Nº 1).

Desarenadores

En el diseño del desarenador, el objetivo no solamente es que se produzca la sedimentación y luego se pueda efectuar la limpieza hidráulicamente, sino que sedimenten partículas hasta un cierto diámetro, según sea el uso que se desee dar al agua.

Los desarenadores propiamente dichos, son aquellos en los cuales las operaciones de decantación y extracción de los depósitos son operaciones simultáneas. Su evolución también se ha visto enmarcada dentro de las necesidades hidráulicas. Así en un primer tiempo, en las tomas de agua para irrigación se iniciaron con los llamados *desarenadores en corrientes con velocidades lentas,* caracterizados por una baja velocidad de escurrimiento, entre 0.2 y 0.6 m/s, que permiten la eliminación de elementos hasta 0.1 mm. (Ver figura Nº 2). Posteriormente con la aparición de las grandes centrales hidroeléctricas y surgiendo necesidad de mantener secciones de ciertas dimensiones, sobretodo en túneles, se piensa en velocidades de hasta 1.0 y 1.5 m/s, lo que también limita la eliminación de partículas hasta de 0.5 mm, en los llamados *desarenadores con velocidades altas.* (Ver figura Nº 3).

Existen diversos estudios sobre desarenadores, tratando de establecer modelos de diseño que sirvan para aplicar en distintos casos, entre estos se encuentran:

a) **BUCHI.-** Eliminaba el agua de la capa superficial con un tablero de rendijas. Sin embargo las mayores concentraciones de sedimentos en suspensión se encuentran en zonas bajas.

b) **BOUCHER.-** Buscando disminuir la velocidad de régimen del agua, desviaba los filetes fluidos de la dirección horizontal a vertical, mediante unos tabiques, siendo evidente que el choque de los filetes contra estos tabiques que dificultaban el proceso de decantación.

c) **DOFOUR**.- es recomendable para ríos con mucho transporte de sólidos. Tiene aberturas a lo largo del fondo del desarenador, teniendo una sección transversal en forma de carena de nave, forma que favorece la conducción de la arena de las aberturas. Este modelo ha sido modificado por otros investigadores.

d) **PABLO BONER**.- Existen numerosos desarenadores en el Perú que se han construido bajo el diseño del ingeniero Boner. Estos se ubican mayormente en los ríos Rímac y Santa Eulalia en Lima. Los desarenadores son parte de las centrales hidroeléctricas que fueron ejecutadas desde inicios de siglo.

e) **DOFOUR, MONTAGNE, LEVI**. - Con velocidades de 1.0 a 1.5 m/s. Se caracteriza porque las aberturas de purga se encuentran en las zonas finales de las naves.

3. ELEMENTOS DE UN DESARENADOR

3.1. Transición de entrada

Como ya se ha mencionado, el desarenador cumple su función al aumentar el ancho efectivo, por lo que se hace necesaria una transición de entrada.
La función principal de la transición es permitir el gradual cambio de las líneas de corriente del canal a las naves desarenadoras. Normalmente ésta transición tiene como ángulo central 25°.
Inevitablemente se tiene, en las naves desarenadoras, una corriente principal en el centro, debido a la inercia del agua. Para remediar ésta situación se colocan unas barras verticales y horizontales en el inicio de la transición de entrada que rompen las corrientes principales.

3.2. Naves desarenadoras

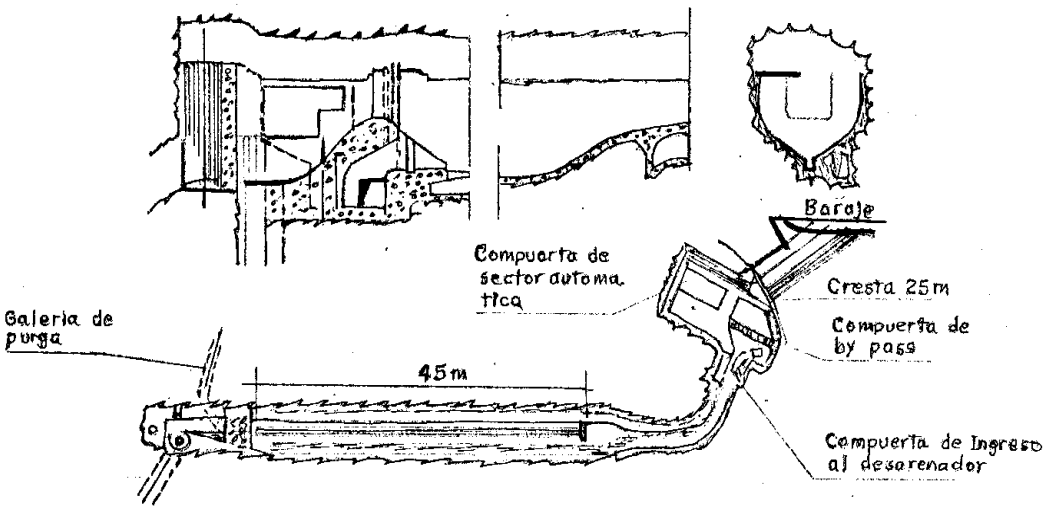
Las naves dearenadoras son la parte principal de la estructura.
En ellas se presenta la sedimentación de las partículas, debido a que la velocidad ha descendido drásticamente, por ejemplo.

Desarenador	*Velocidad en el canal de ingreso*	*Velocidad en las naves desarenadoras*
Majes	3.1 m/s	0.5 m/s

T a b la 9: Velocidades en el canal de ingreso y en las naves del desarenador Majes.

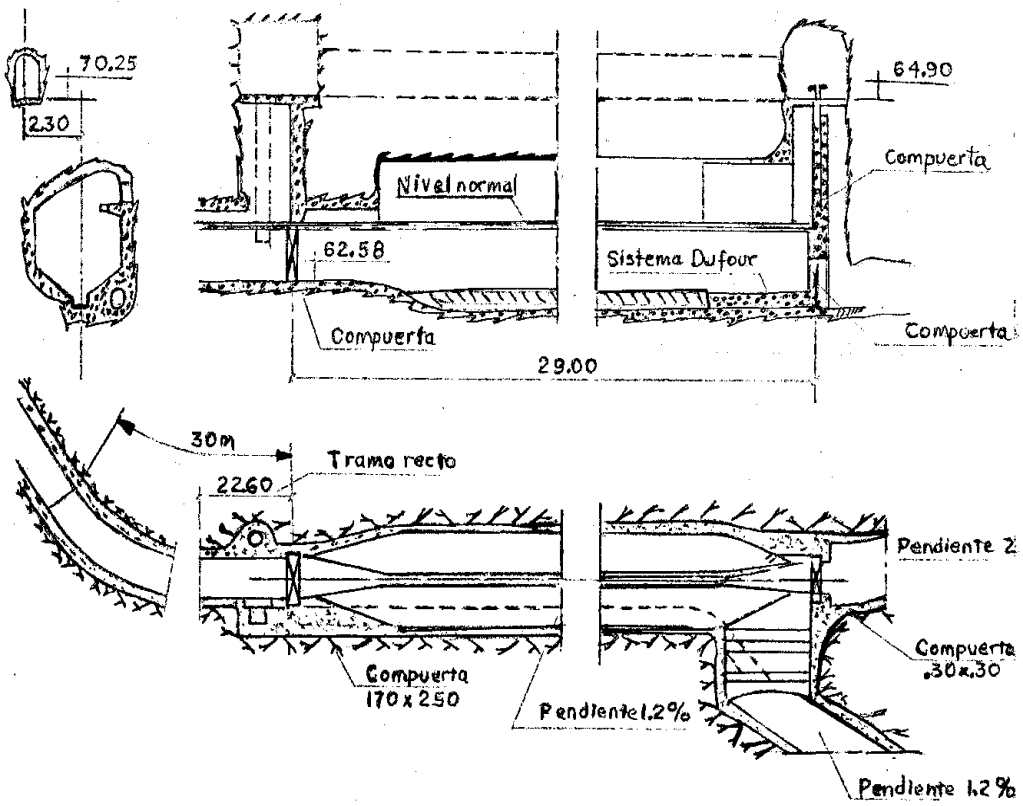
El número de naves está ligado a:

- La continuidad del servicio que se desee tener.
- La limpieza hidráulica del desarenador.
- Reglas de operación simples.
- Razones económicas.
- Disponibilidad en el mercado de compuertas y de su sistema de izaje.

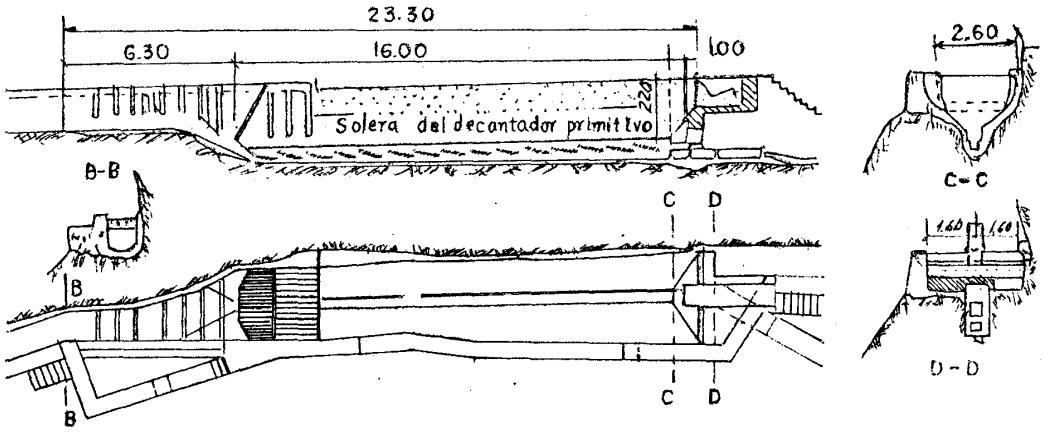


PLANTA

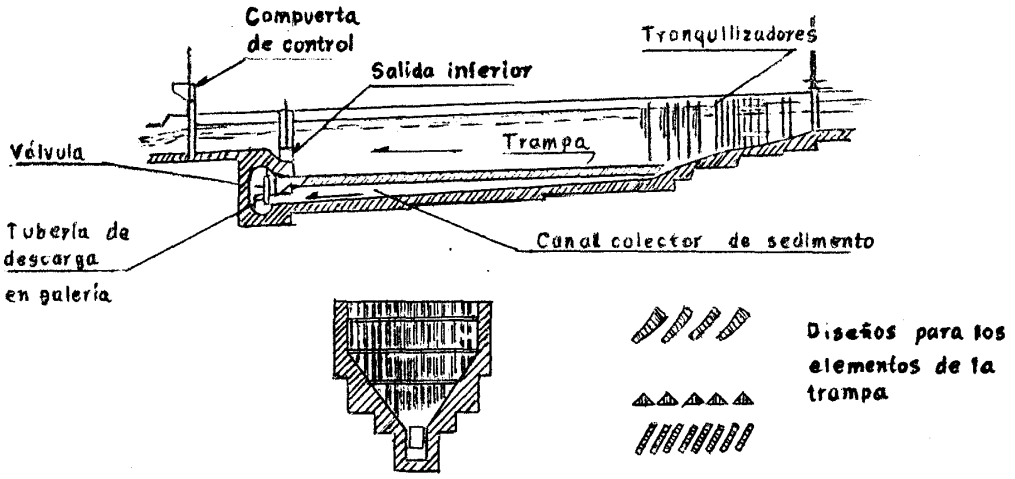
DESARENADOR MIXTO CONTINUO DISCONTINUO DIOSAZ



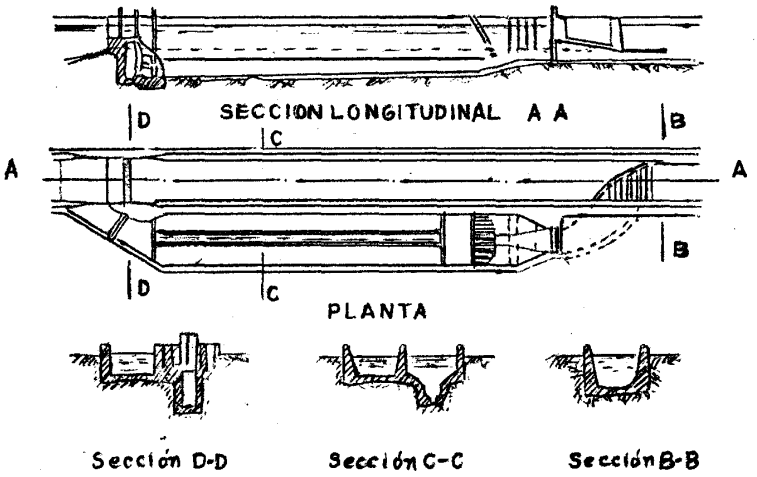
DESARENADOR CONTINUO - DISCONTINUO - BLAIZE FRANCIA



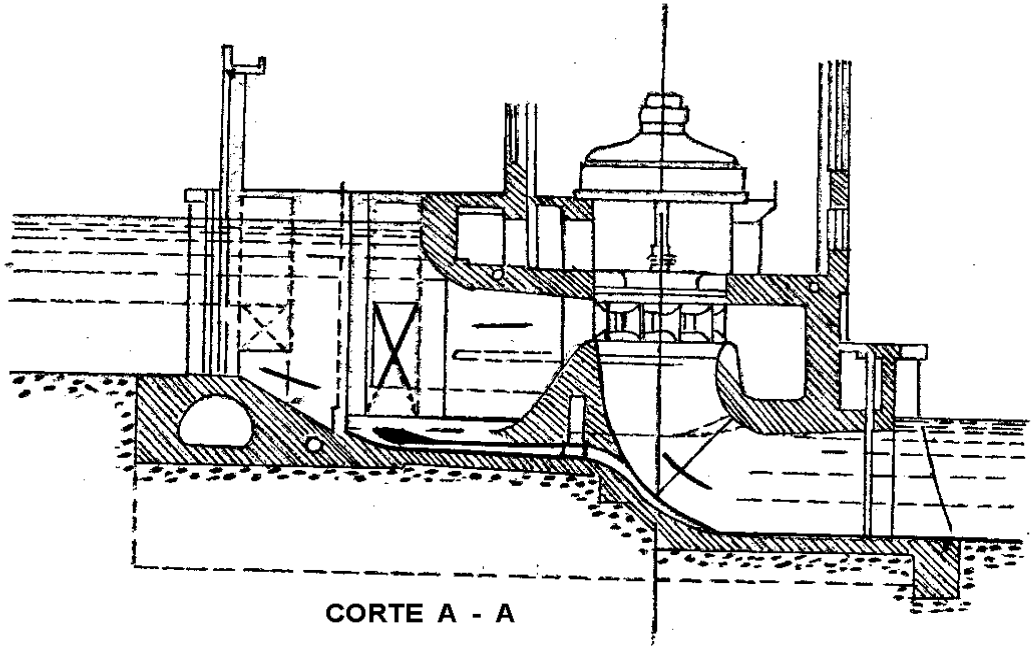
DECANTADOR DUFOUR EN LA LINEA DE GORNERGRAT



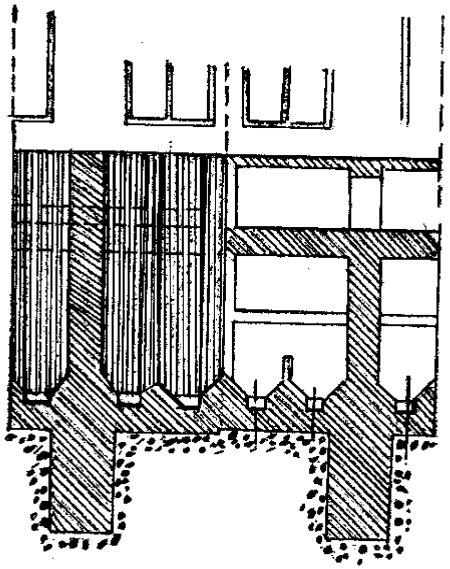
DECANTADOR TIPO DUFOUR



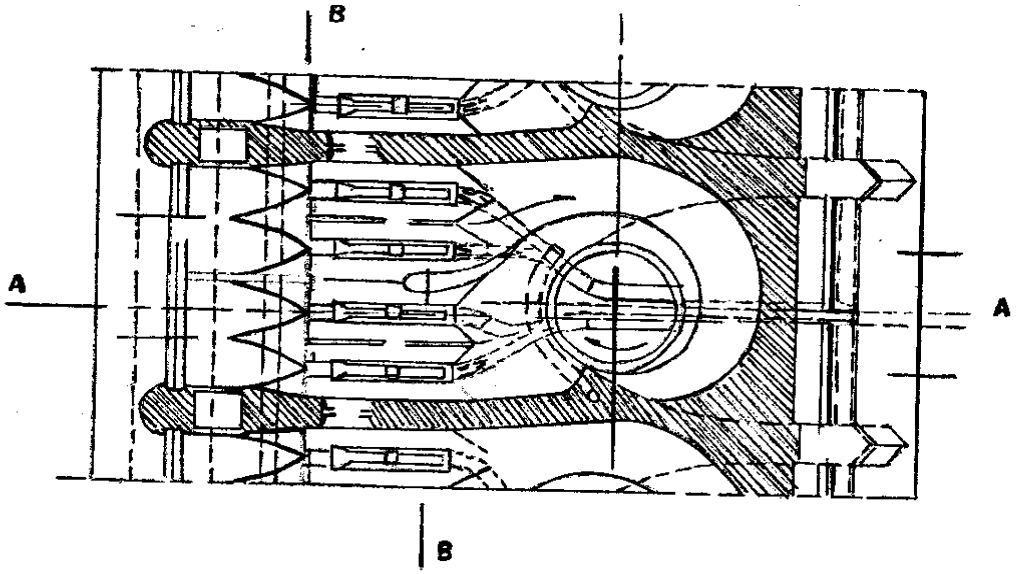
DECANTADORES PARA CAUDALES MEDIOS SEGUN H. DUFOUR



CORTE A - A



CORTE B - B



DECANTADOR EN LA ENTRADA A LA CAMARA DE TURBINAS

Continuidad de servicio

Las naves de un desarenador tienen que ser limpiadas con frecuencia, mientras dure esta operación la nave permanece cerrada y por lo tanto, en el caso extremo, de tener una sola nave se cortará el servicio en un 100%. Otra razón es que si una de las compuertas sufre un desperfecto, tenemos la misma situación anterior.

Tabla 10: Nivel de seguridad de permanencia del servicio según el número de naves de un desarenador.

Número de naves	***Servicio permanente asegurado***
1	0%
2	50%
3	66%
4	75%
5	80%

Por ejemplo, si tomamos un caudal de captación de 12 m^3/s y como resultado de un análisis, concluimos que el caudal mínimo que siempre debe estar disponible para la población es de 8 m^3/s, elegiremos un número de compuertas que nos permita, estando una cerrada, conseguir pasar los 8 m^3/s.

Tabla 11: Nivel de seguridad de permanencia del servicio y caudal asegurado según el número de naves de un desarenador

Número de naves	***Servicio asegurado***	***Caudal asegurado***
1	0%	0 m^3/s
2	50%	6 m^3/s
3	66%	8 m^3/s
4	75%	9 m^3/s

Podemos elegir como mínimo 3 naves.

Limpieza hidráulica y reglas de operación

Mientras mayor número de naves tenga un desarenador, la operación de limpieza hidráulica será mas sencilla, puesto que a menor ancho de nave el agua podrá ocupar toda la sección y efectuará una limpieza uniforme.
Sin embargo, un número grande de naves dificulta la operación de la estructura, porque se deben operar muchas compuertas y también el tiempo de limpieza será más frecuente porque cada nave tendrá un pequeño volumen para almacenar la sedimentación.

Economía y disponibilidad de equipo

Para efectuar el diseño debemos tener precios y modelos de compuertas ofertadas.

3.3. Canal de purga de las naves

Cumple 2 funciones principales: una es canalizar el agua entro de la nave para que tenga mayor capacidad de arrastre y la segunda es indicarnos el momento en que se debe limpiar el desarenador.
Normalmente se debe proceder a la limpieza de un desarenador cuando el canal de purga de las naves se encuentre lleno de sedimentos.
El canal de purga debe tener una pendiente que garantice el arrastre de los sedimentos depositados. El valor usual es de 2%.

3.4. Transición de salida

Permite conectar la salida de las naves con el canal de aguas abajo.
Normalmente tiene las mismas características que la transición de entrada.

3.5. Conducto de purga del desarenador

El conducto de purga del desarenador tiene la función de evacuar los sedimentos depositados en las naves desarenadoras al río.

4. CRITERIOS DE DISEÑO

Se han ido mencionando algunos criterios de diseño en la explicación de los elementos de un desarenador. La función de este acápite es complementar dicha información entregada.

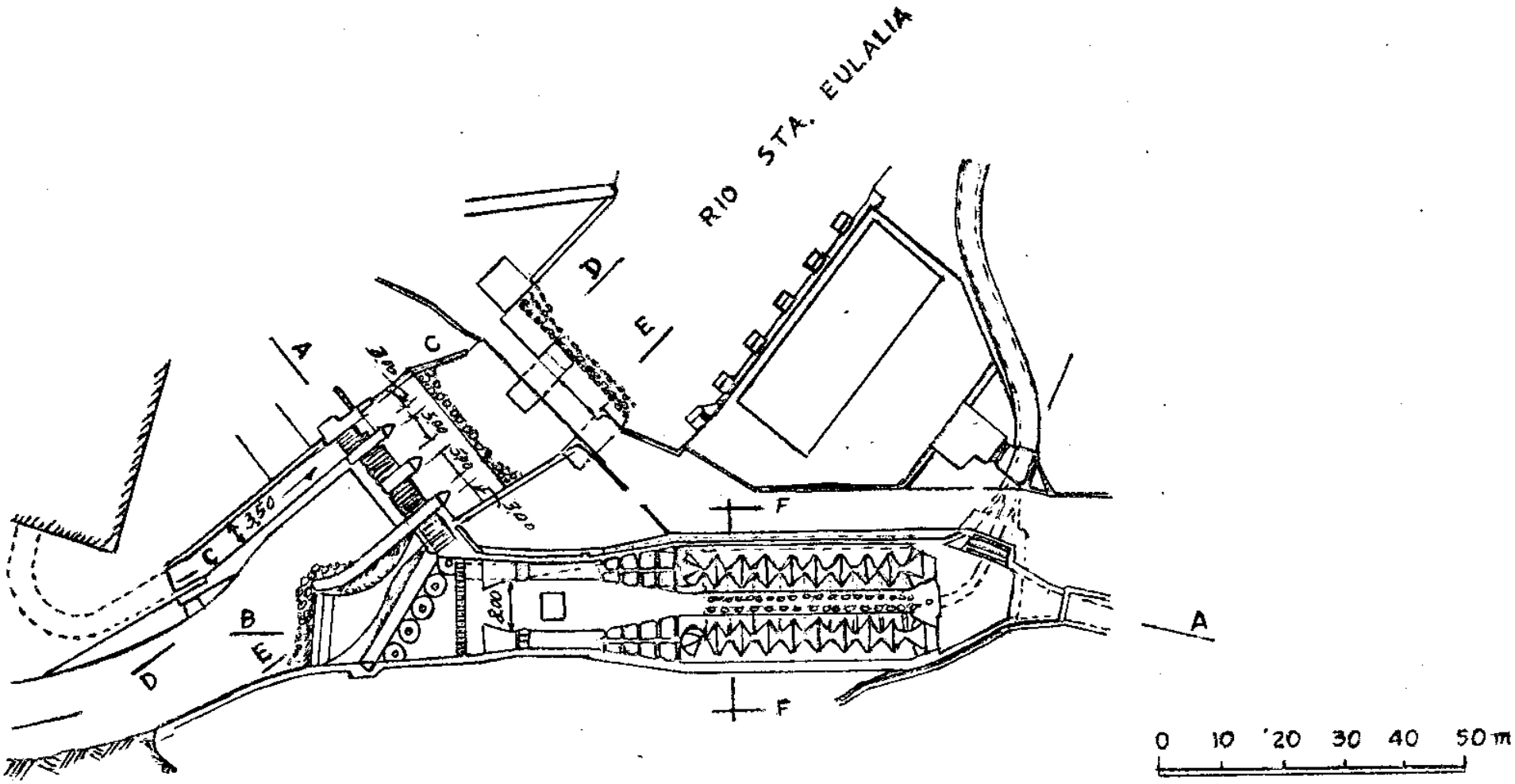
La altura de agua en el desarenador debe ser tal que no cause remanso en el canal de ingreso, lo contrario provocaría sedimentación en el canal.

El cálculo del desarenador se realiza con un proceso simple, como se verá posteriormente, sin embargo es de gran importancia calcular correctamente la velocidad de caída. Incluso, actualmente muchos utilizan formulas de velocidad de caída que solo están en función del diámetro de la partícula, lo que tiene la consecuencia de diseñar un desarenador con igual valor de velocidad de caída en Puno y Piura.

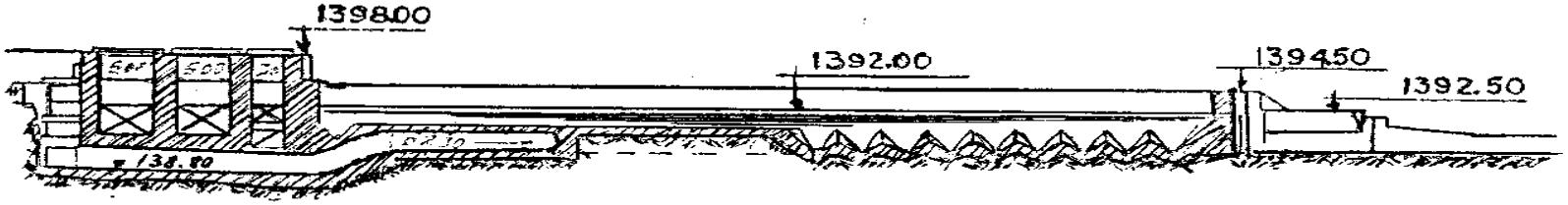
De presentarse turbulencia y vórtices en el desarenador, el valor de velocidad de caída aumenta considerablemente y por consiguiente disminuiría la eficiencia.

La concentración de sedimentos aumenta el valor de velocidad de caída, por lo que si tenemos valores de concentración en el desarenador mayores a 2 gr/l, debemos considerar una mayor longitud de naves desarenadoras.

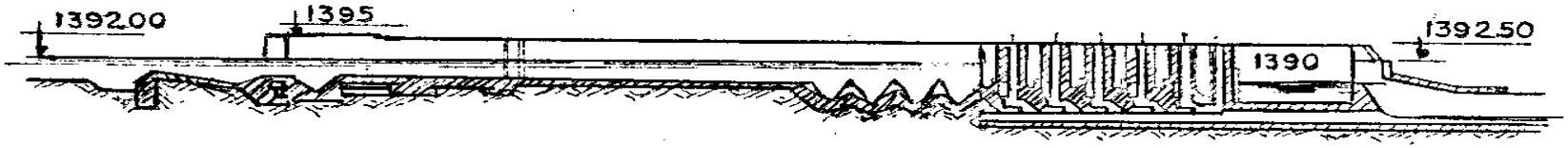
La operación del desarenador es otra fase importante, por ejemplo, si dejamos acumularse demasiados sedimentos dentro de la nave, estaríamos reduciendo el área de



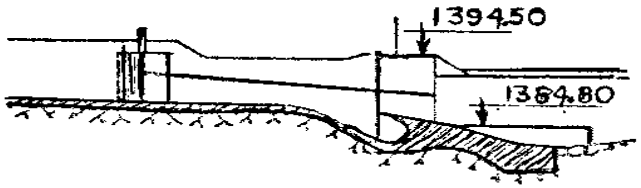
BOCATOMA JUAN GAROSIO CENTRAL DE MOYOPAMPA RIO STA. EULALIA - PERU
DISEÑO MOTOR COLUMBUS SUIZA DESARENADOR BONER



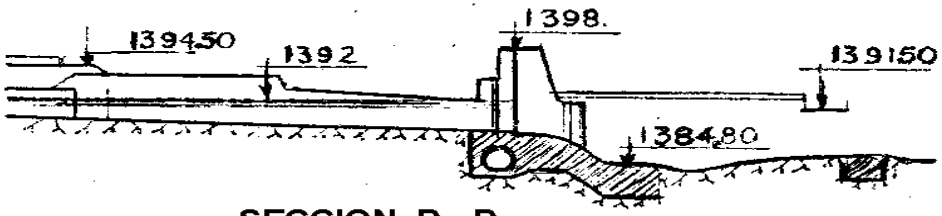
SECCION A - A



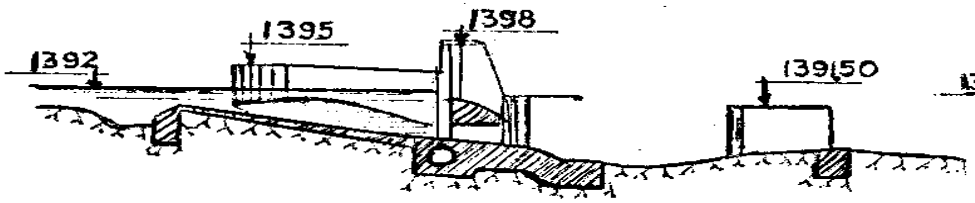
SECCION B - B



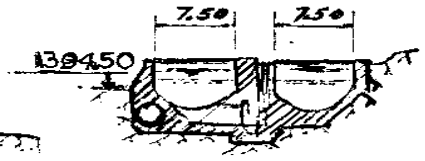
SECCION C - C



SECCION D - D



SECCION E - E



SECCION F - F

BOCATOMA JUAN CAROSIO CENTRAL DE MOYO PAMPA

decantación y por consiguiente el valor de la velocidad aumenta y disminuye la eficiencia.

La pendiente longitudinal de la nave desarenadota debe ser aproximadamente de 2%, lo cual garantiza una buena capacidad de arrastre de sedimentos depositados. (Esta pendiente se puede calcular con fórmulas de inicio de movimiento).

4.1. Desarenadores con fines de irrigación

La mayor parte de estos desarenadores se diseñan para extraer, de la masa fluida, partículas iguales o mayores a 0.2 mm.

En la tabla 13 observaremos una clasificación del suelo por el tamaño de sus partículas y concluiremos que la finalidad del desarenador es garantizar que gravas, arena gruesa y arena media no entren al sistema de riego.

Tabla 13: Clasificación del suelo por el tamaño de sus partículas

Nombre	*Tamaño en mm.*
Arcilla	Menor que 0.002
Limo fino	0.002 a 0.006
Limo medio	0.006 a 0.02
Limo grueso	0.02 a 0.06
Arena fina	0.06 a 0.2
Arena media	0.2 a 0.6
Arena gruesa	0.6 a 2
Grava	2 a 100

Esto nos señala que los desarenadores no extraen limos ni arcillas, ya que mejoran la calidad del suelo. Debe mencionarse que por razones económicas no es muy factible diseñar desarenadores que extraigan las arenas finas a pesar que tienen algún efecto negativo para las tierras.

4.2. Desarenadores para centrales hidroeléctricas

No existe hasta ahora una profunda investigación para determinar el diámetro máximo de sedimento, que deberá pasar por una turbina sin que acelere el desgaste.

Los criterios que actualmente se utilizan son los que figuran en las siguientes tablas:

Tabla 14: Diámetro máximo de la arena según el tipo de turbina de la central hidroeléctrica

Tipo de turbina	*Diámetro máximo de arena*
Pelton	0.2 mm a 0.4 mm
Francis	0.4 mm a 1 mm
Kaplan	1 mm a 3 mm

5. EL PROCESO DE SEDIMENTACION

El agua estancada es el estado óptimo para permitir la sedimentación, pero las condiciones económicas y de continuidad de servicio obligan a utilizar procedimientos más eficaces para su tratamiento.

Es por esto que se presenta un análisis del proceso que sigue una partícula al sedimentar. Uno de los parámetros más importantes en el estudio de la sedimentación es el cálculo de la velocidad de caída.

5.1. Fuerzas que actuan sobre las partículas suspendidas en agua tranquila y calculo de la velocidad de caída

Se pueden considerar tres fuerzas principales que actuan sobre una partícula:

- Peso de la partícula (P).
- Empuje del agua sobre la partícula (E).
- Fuerza de resistencia a la caída (Fd), que depende de la forma de la partícula.

Según las leyes dinámicas:

$$\Sigma F = m.a$$

Pero las partículas caen a velocidad constante, esto es porque existe un equilibrio de fuerzas, es decir a = 0 y por lo tanto:

$$\Sigma F = 0$$

$$P - E - F_d = 0$$

$$P = \rho_s g V$$

$$E = \rho g V$$

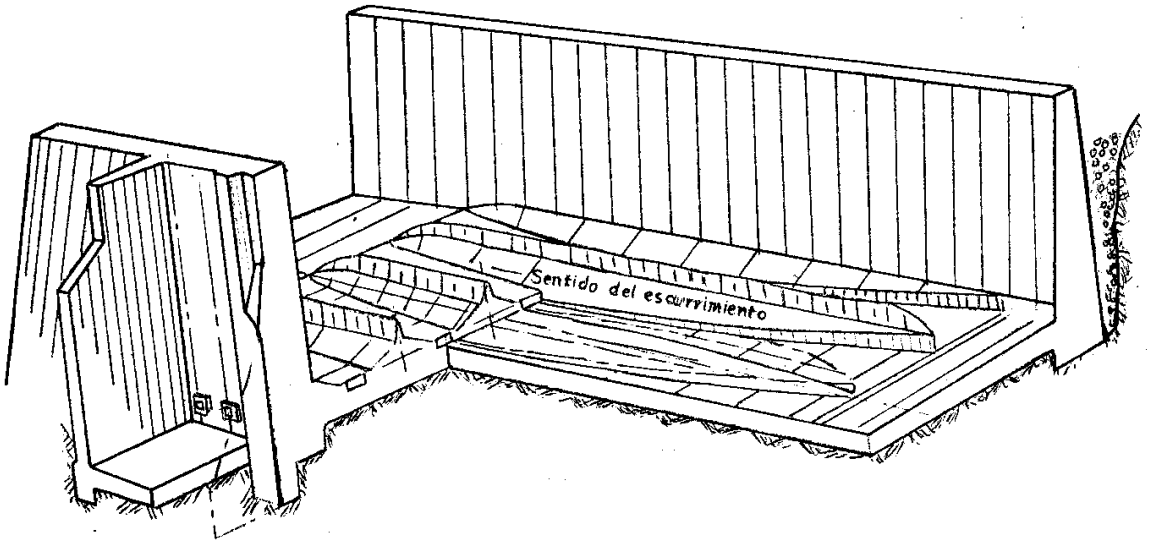
$$F_d = \frac{C_d A \rho \omega^2}{2}$$

$$A = C_1 D^2$$

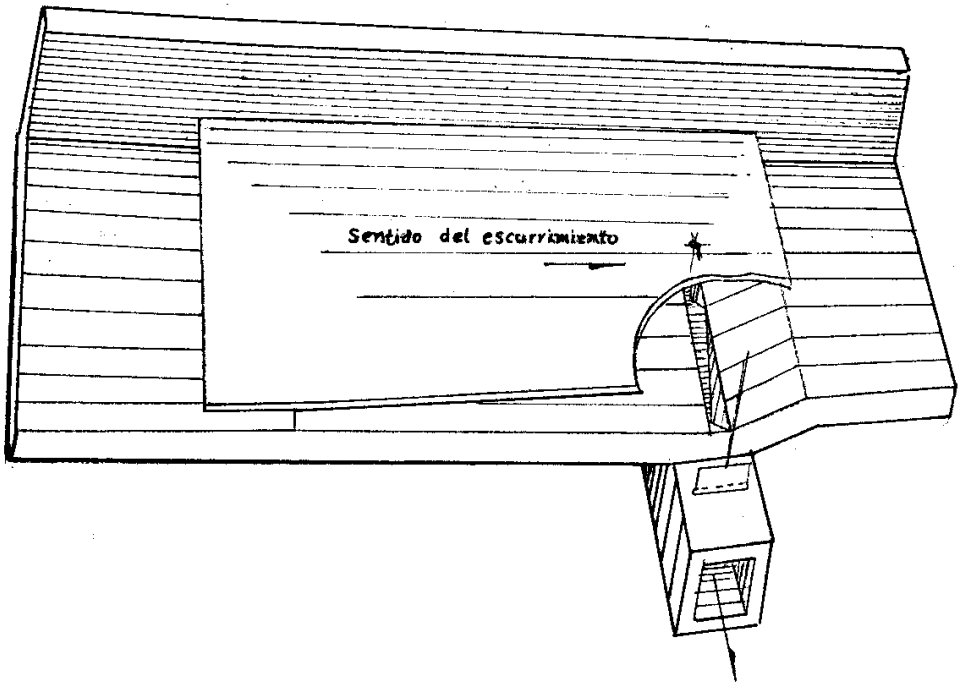
$$V = C_2 D^3$$

Donde:

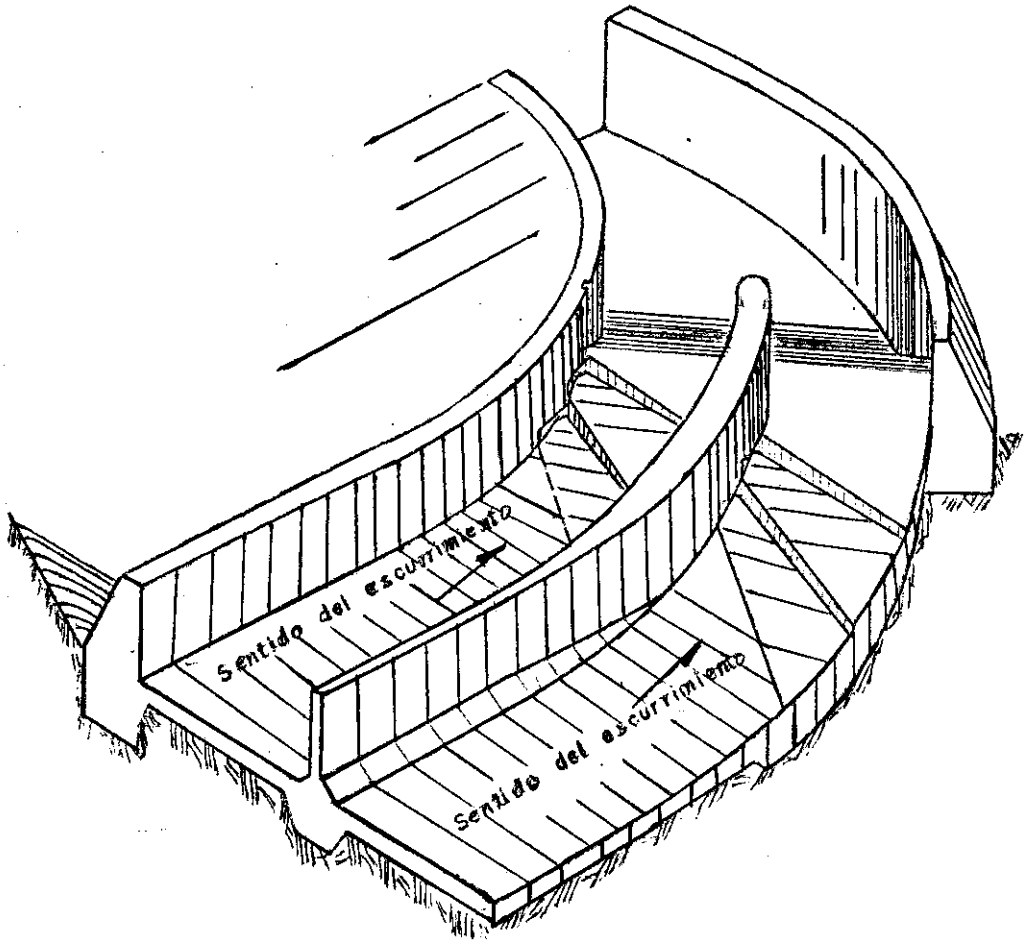
ρ_s	:	densidad de la partícula
ρ	:	densidad del agua
g	:	aceleración de la gravedad
V	:	volumen de la partícula
C_d	:	coeficiente de resistencia
A	:	área de la partícula
D	:	diámetro de la partícula
C_1	:	constante (depende de la partícula)
C_2	:	constante (depende de la partícula)
ω	:	velocidad de caída



DESARENADOR DUFOUR DE ALTA VELOCIDAD CON 3 ORIFICIOS FRONTALES



DESARENADOR MONTAGNE DE ALTA VELOCIDAD ORIFICIOS DE FONDO



DESARENADOR LEVIN DE ORIFICIOS LATERALES PARA ALTAS VELOCIDADES

$$\rho_s g V - \rho_f g V - \frac{C_d A \rho_f \omega^2}{2} = 0$$

$$g V (\rho_s - \rho_f) = \frac{C_d A \rho_f \omega^2}{2}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{2g C_2 D(\rho_s - \rho_f)}{C_d C_1 \rho_f}}$$

6. VELOCIDAD DE CAÍDA

Un parámetro importante en el diseño de desarenadores es la velocidad de caída de las partículas que se quieren sedimentar, su conocimiento nos permite calcular la longitud del desarenador.
Las variables que afectan a la velocidad de caída de las partículas sólidas en agua estancada son:

$$\phi(\omega, \rho_s, \rho_f, \mu, D_s, S_p, f_r, S_r, F) = 0$$

ω	:	Velocidad de caída
ρ_s	:	densidad de la partícula
ρ_f	:	densidad del fluido
μ	:	viscosidad dinámica del fluido
D_s	:	diámetro de la partícula
S_p	:	factor de forma de la particula
f_r	:	frecuencia de oscilación o volcamiento de la partícula
S_r	:	rugosidad de la superficie
F	:	peso de la partícula sumergida en agua

$$F = (\rho_s - \rho_f) g K D_s^3$$

K : constante que relaciona el volumen de la partícula con el volumen de una esfera de ϕ_d.
Utilizando el análisis dimensional (Teorema de π de Buckingham) y eliminando S_r, ya que experimentalmente es despreciable, se tiene:

$$\phi\left[\frac{\rho_f \omega D_s}{\mu}, \frac{F}{\rho_f \omega^2 D_s^2}, S_p, \frac{f_r D_s}{\omega}, \frac{\rho_s}{\rho_f}\right] = 0$$

El peso de una partícula sumergida es:

$$F = (\rho_s - \rho_f) g K D_s^3$$

Expresando de otra forma las relaciones anteriores, tenemos:

$$\frac{F}{\omega^2 d^2 \rho} = \phi\left[\frac{\rho_f \omega D_s}{\mu}, \frac{F}{\rho_f \omega^2 D_s^2}, S_p, \frac{f_r D_s}{\omega}, \frac{\rho_s}{\rho_f}\right] = 0$$

Sustituyendo el peso de una particula sumergida en la ecuación anterior y despejando omega obtenemos:

$$\omega = \sqrt{\frac{(\rho_s - \rho_f) g}{\rho}} \phi\left[R_e, S_p, \frac{f_r D_s}{\omega}, \frac{\rho_s}{\rho_f}\right] d^{0.5}$$

La ecuación anterior es la base dimensional para la determinación de la velocidad de caída.
A continuación se presentan algunas de las fórmulas teóricas existentes para el cálculo de la velocidad de caída para diversas partículas y algunos resultados experimentales con este mismo propósito.

6.1. Fórmula de Rubey

Esta fórmula es actualmente muy utilizada y su ventaja sobre otras fórmulas radica en que tiene en cuenta más parámetros que influyen sobre la velocidad de caída.

$$\omega = \sqrt{\frac{2}{3}\left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho}\right) g d + \frac{36\pi^2}{\rho^2 d^2} - \frac{6\mu}{\rho d}}$$

ω	:	Velocidad de caída
ρ_s	:	densidad de la partícula
ρ	:	Densidad del agua
μ	:	viscosidad dinámica del fluido
d	:	diámetro de la partícula

6.2. Investigaciones en el Instituto de Hidráulica de la Universidad de Piura.

6.3. Resultados de Goncharov

6.4. Fórmula de Stokes

Stokes experimento con partículas con características conocidas y dio la siguiente fórmula:

$$\omega = \frac{F_m}{3\pi \mu D_s}$$

ω	:	Velocidad de la partícula en agua calma
μ	:	coeficiente de viscosidad dinámica
D_s	:	diámetro de la partícula
F_m	:	fuerza que tiende a hacerle mover

$$F_m = \frac{C_d \rho_f A \omega^2}{2}$$

C_d : coeficiente de arrastre, su valor usualmente empleado es:

$$C_d = \frac{24}{\text{Reynolds}}$$

Esta misma Ley de Stokes se cumple como:

$$\omega = \frac{1}{18}\frac{g}{\mu}(\rho_s - \rho_f) d^2$$

6.5. Fórmula de D. Owens

Su fórmula es:

$$\omega = K\sqrt{d(\alpha - 1)}$$

ω	:	velocidad de la caída de una partícula en agua calma
d	:	diámetro de la partícula
γ	:	peso específico (gr/cm^3)
K	:	constante que varìa de acuerdo a la forma y a la naturaleza de los granos

9.35	para esferas
8.25	para granos redondeados
6.12	para granos ordinarios de cuarzo de ϕ > 3mm.
1.28	para granos de cuarzo de ϕ < 7mm.

6.6. Fórmula de Sudry

Sudry realizo el cálculo de la velocidad para partículas de pequeño diámetro, en un tubo de vidrio de 1.47 m de largo y 2.2 cm de diámetro.

Para partículas de grandes diámetros midió la velocidad ascensional de una corriente de agua dentro de un tubo de 50 cm de largo y 3.5 cm de de diámetro, suficiente para mantener el grano en la misma posición.

7. VALORES DE VELOCIDAD DE CAÍDA

De las mediciones efectuadas y de la utilización de algunas de las formulas presentadas se han obtenido unos resultados de velocidad de caída utilizados para las investigaciones de modelos hidráulicos de los desarenadotes del Proyecto Chavimochic, Desarenador Terminal Majes y Desarenador de la Central Hidroeléctrica San Gabán.

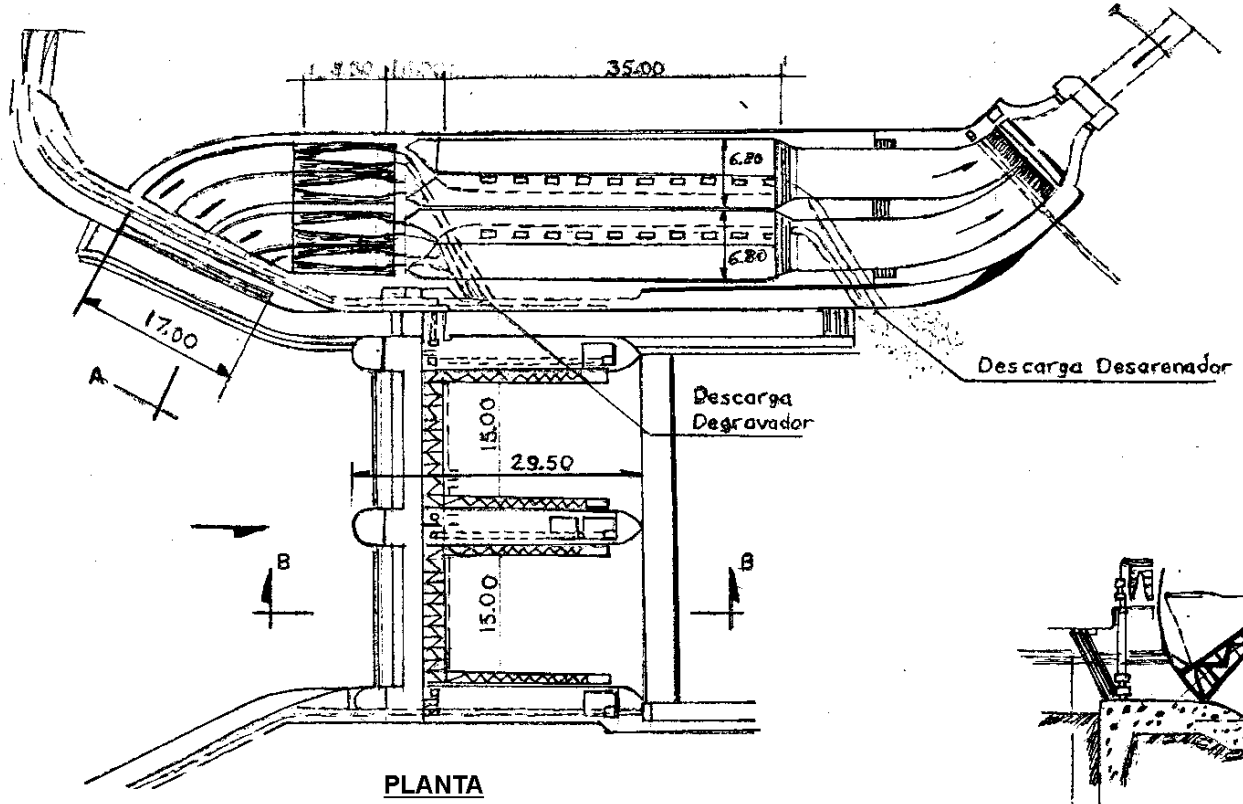
Valores de velocidad de caída en mm/s para partículas en agua estancada y a una temperatura de 20 ºC, el peso específico de los sólidos es de 2.65 Ton/m^3.

Diámetro (mm)	***Goncharov***	***Rubey***	***IHHS - UDEP***
2		146.56	178.64
1	110.02	99.86	96.87
0.5	54.02	63.63	65.91
0.4	42.92	53.43	52.92
0.25	26.02	33.92	28.90
0.149	14.90	16.95	14.63
0.125	10.77	12.74	8.39
0.074	3.37	4.88	4.77
0.063	2.76	3.59	2.70

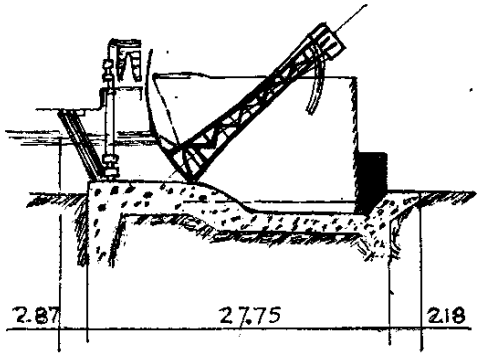
8. UBICACIÓN DEL DESARENADOR

Para seleccionar la ubicación del desarenador de deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

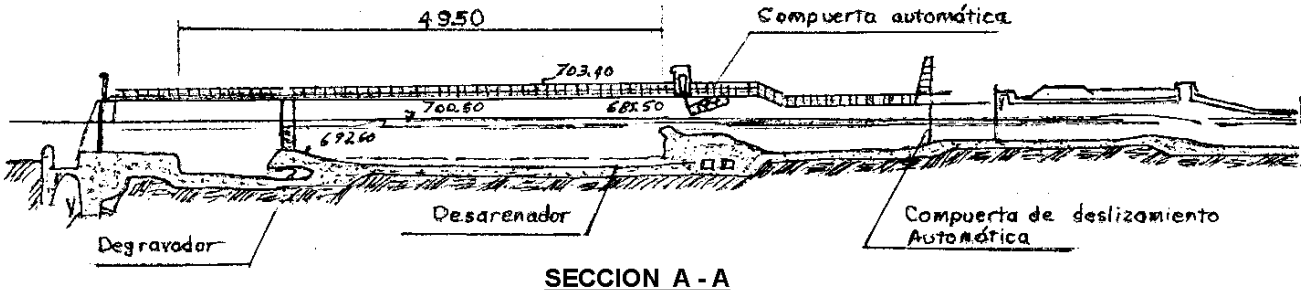
- Lo más cercano posible a la bocatoma
- Cota topográfica que permita evacuar los sedimentos de purga al río
- Lo más cercano al río
- Zona plana para evitar fuertes movimientos de tierra
- Fuera de una zona de derrumbes o inundación



PLANTA

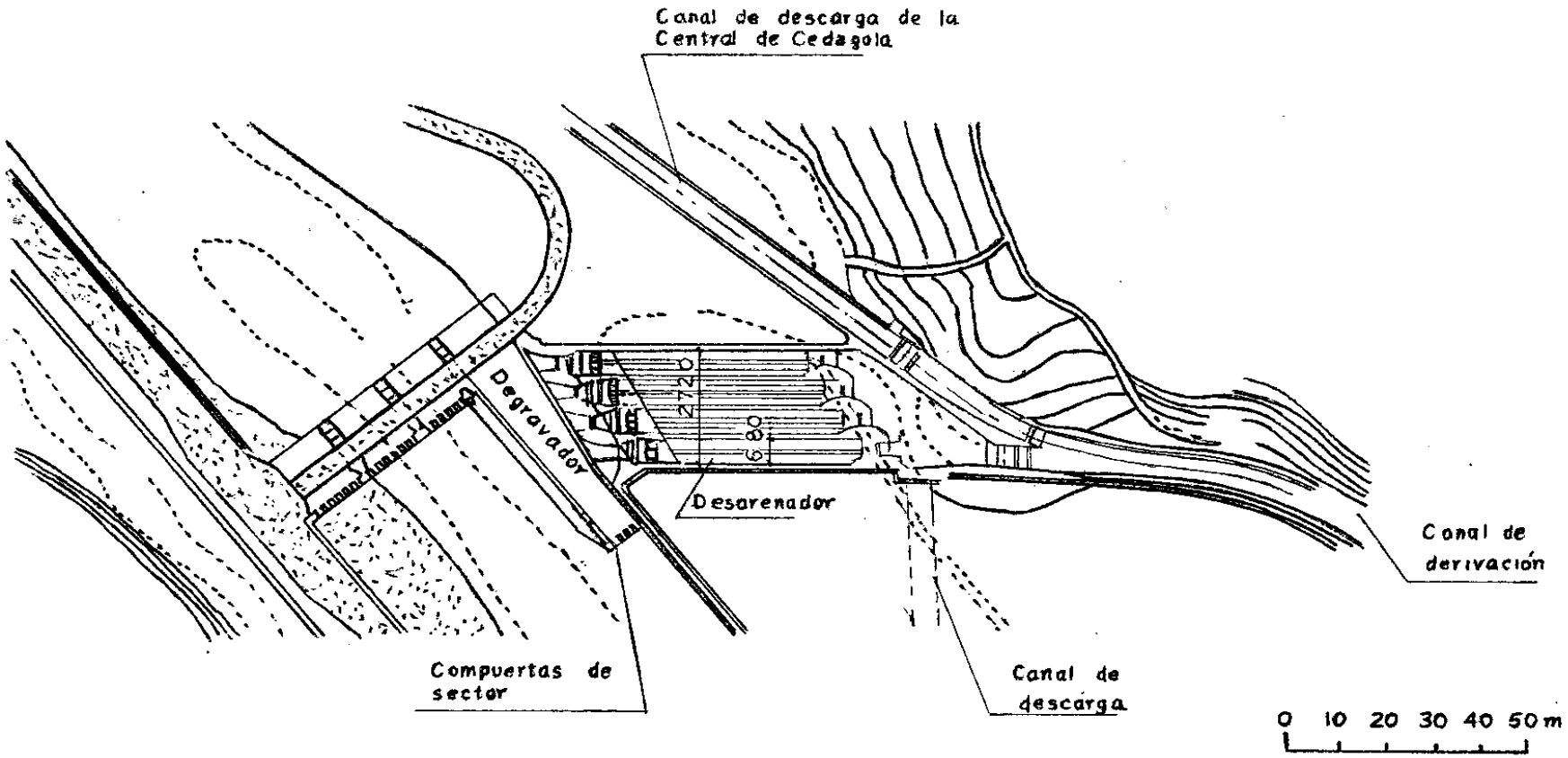


SECCION B - B

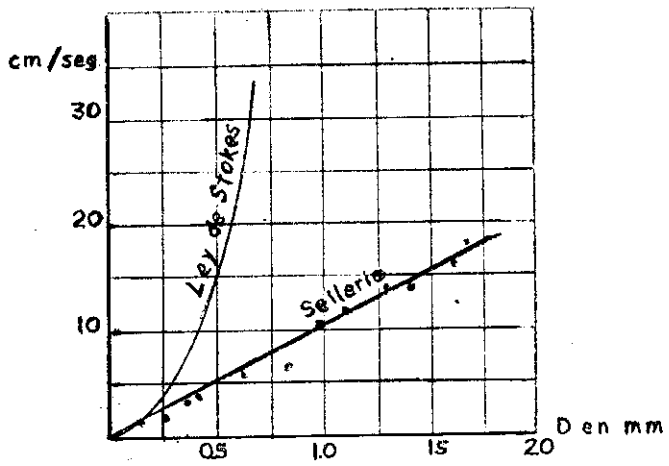


SECCION A - A

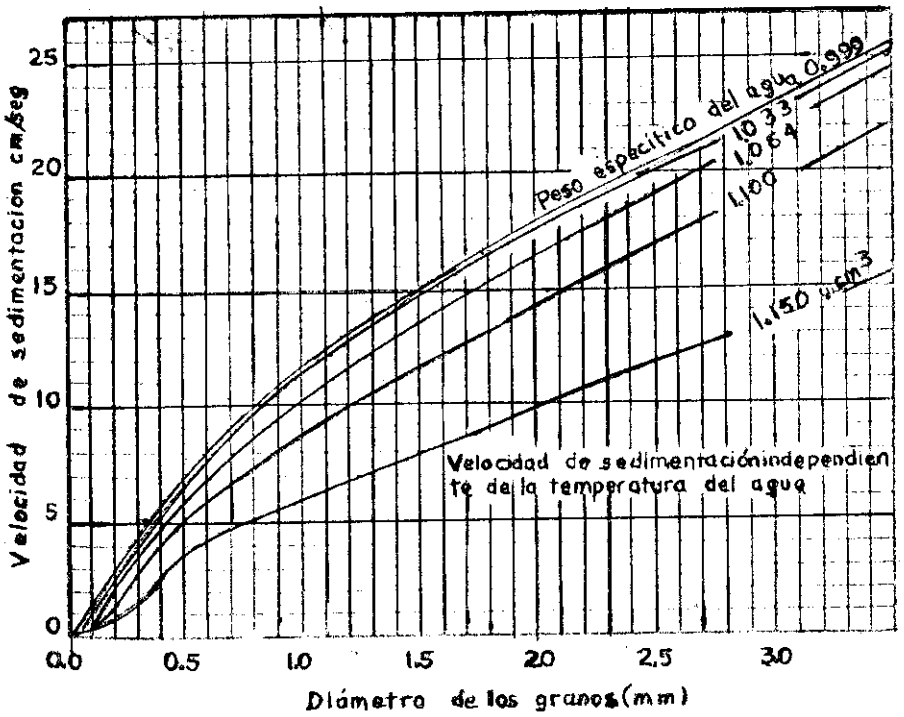
BOCATOMA VILLA MARIA SOBRE EL SANGRO ITALIA (16 m3/s) DESARENADOR EN PARALELO



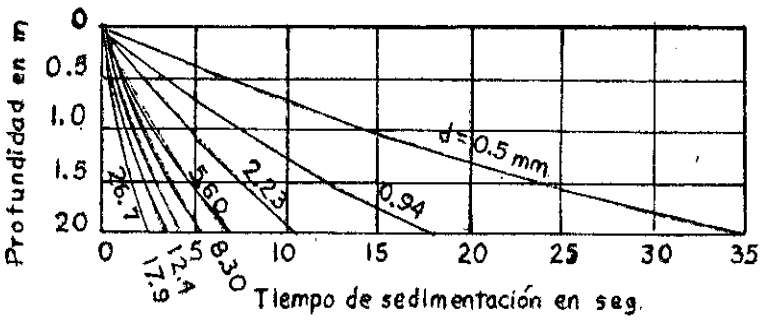
BOCATOMA DE CIVIDATE ITALIA (35 m3/s) DESARENADOR EN PARALELO



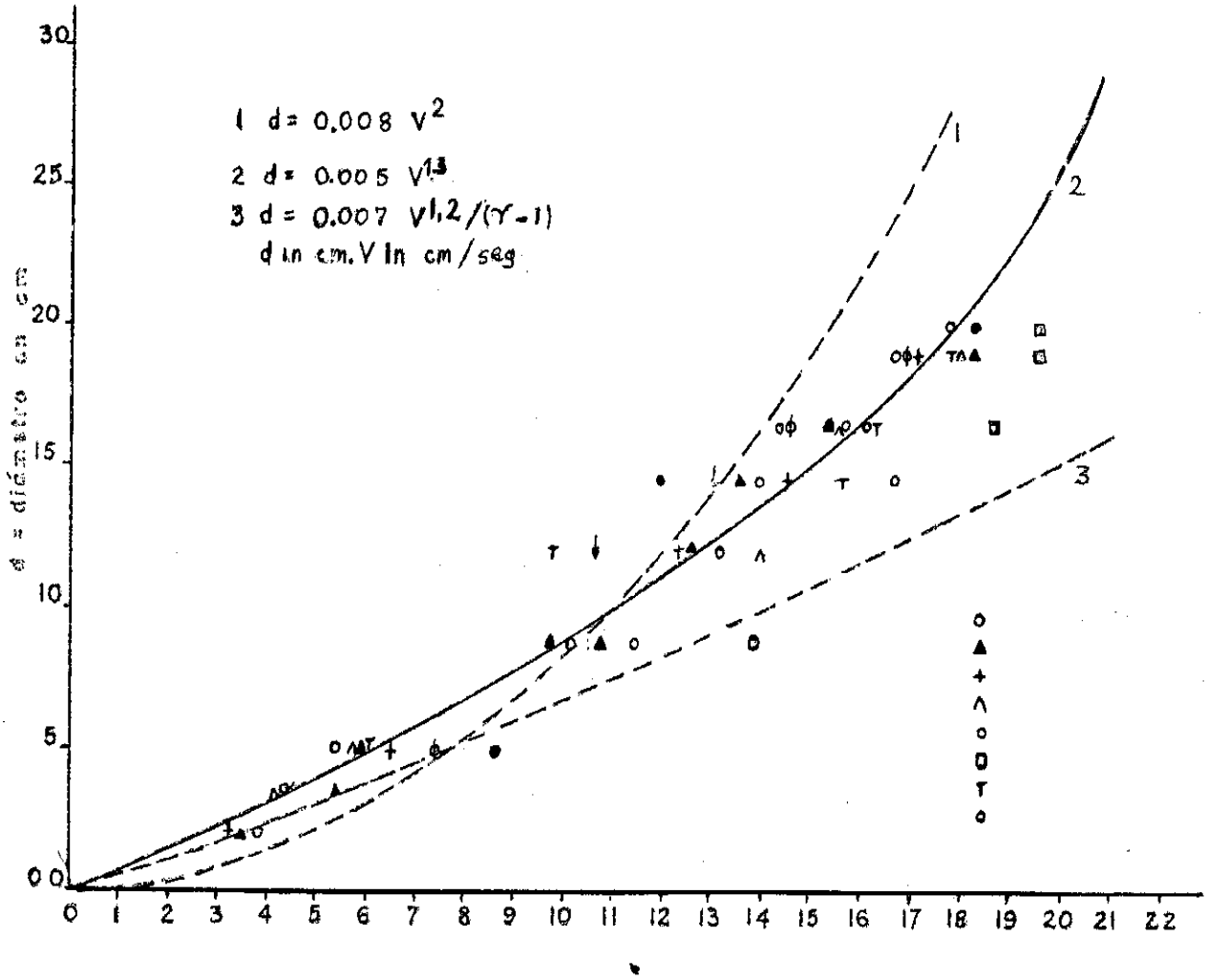
EXPERIENCIAS DE SELERIO



VELOCIDAD DE SEDIMENTACION DE GRANOS DE ARENA EN AGUA TURBIA SEGUN SUDRY



TIEMPOS DE CAIDA DE GRANOS SEGUN EXPERIENCIAS DE BOSLSTERLI



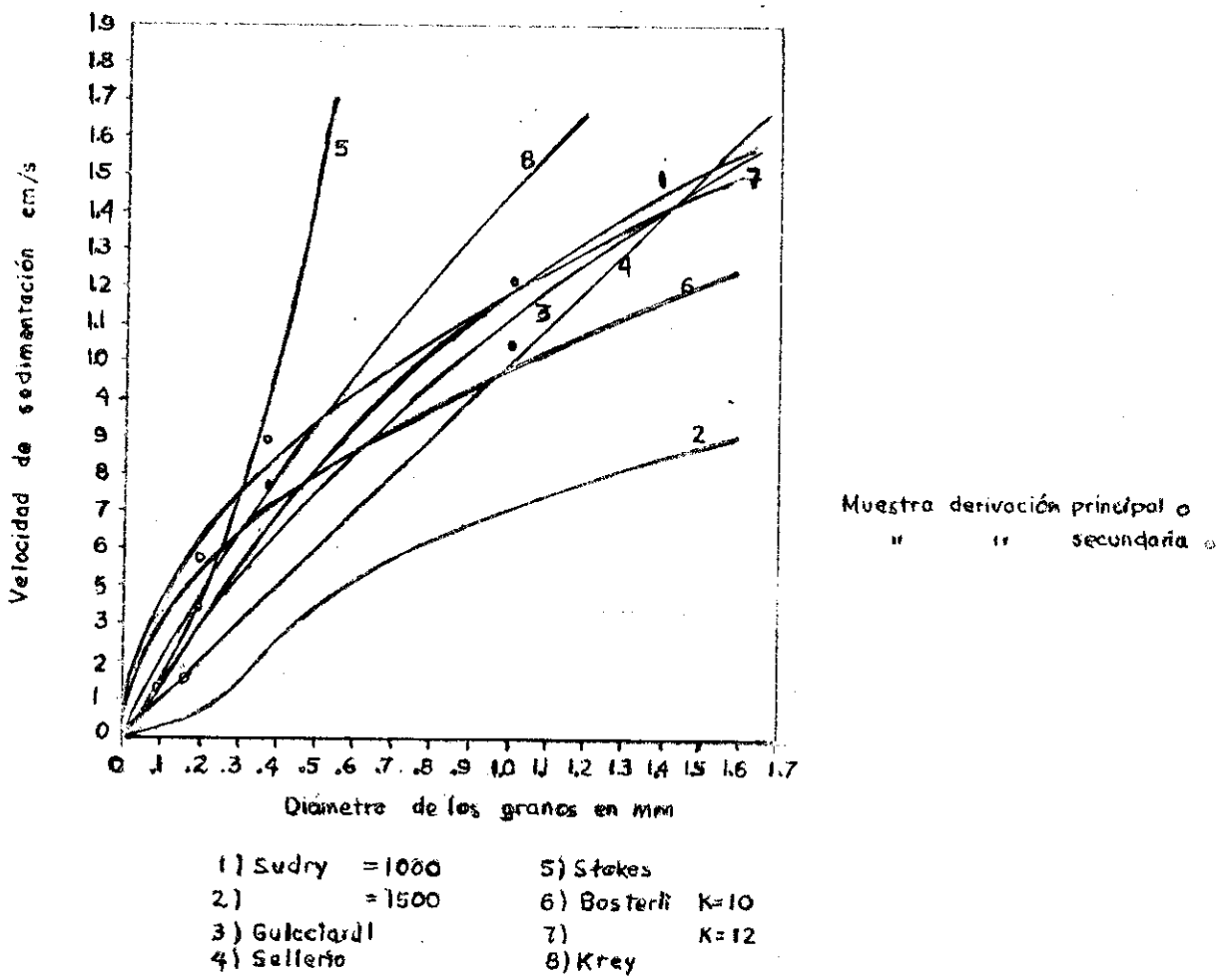
○ Esperiencia con V = 6.00 cm/seg. ○ Esperiencia con V = 32.00 cm/seg

▲ " " " 19.20 " □ " " " 37.00 "

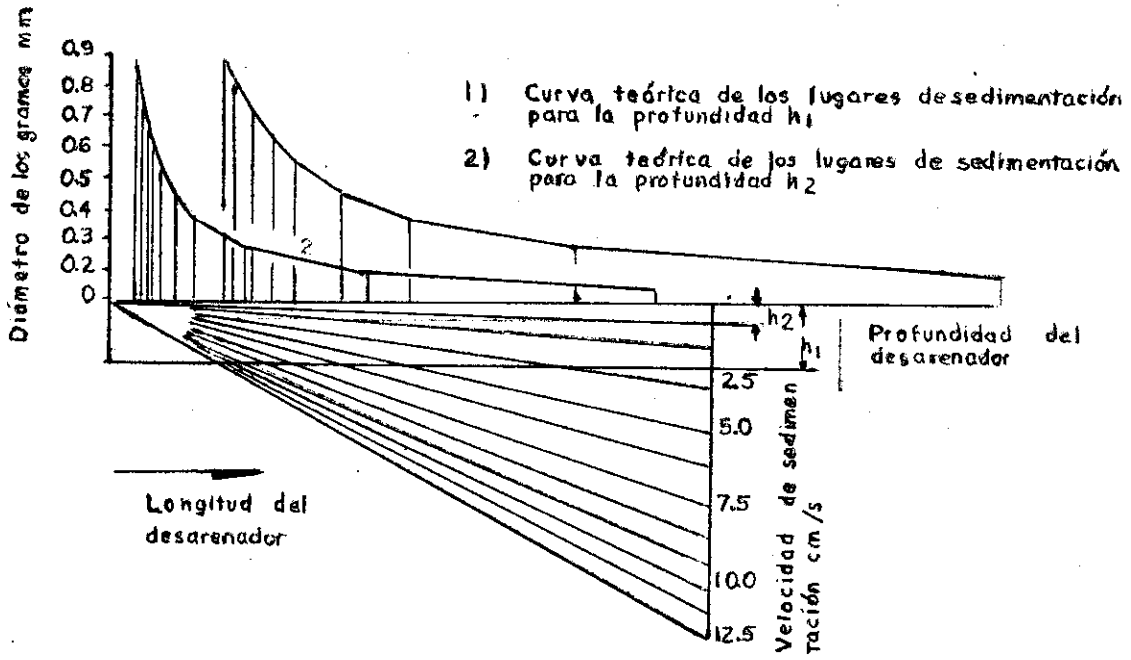
+ " " " 18.80 " T " " " 70.50 "

Λ " " " 32.30 " ● " " " 87.00 "

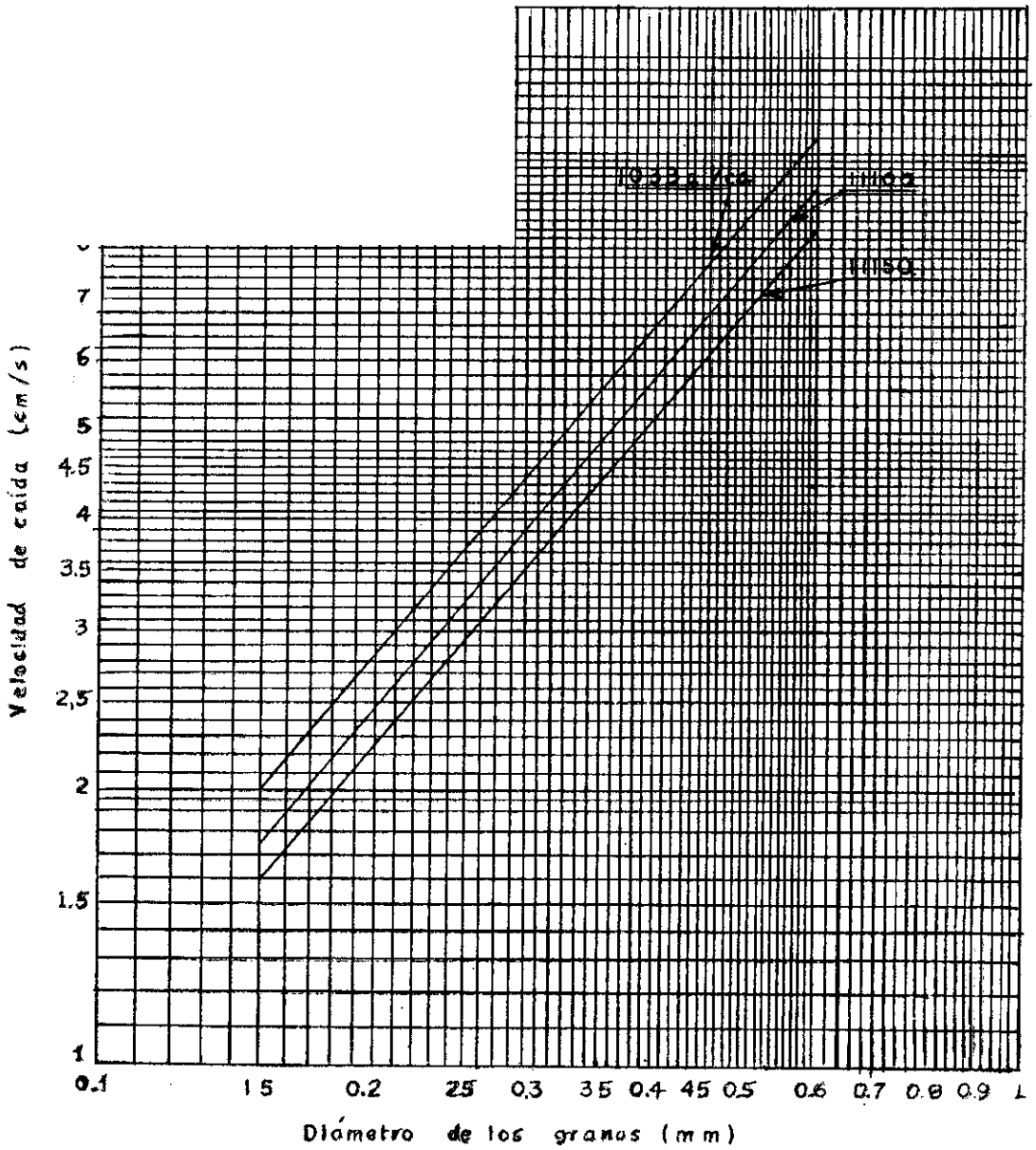
VELOCIDAD MEDIA EN EL PLANO VERTICAL DE LA TRAYECTORIA EXPERIENCIAS DE BIOCCIANDI



EXPERIENCIAS SOBRE LA VELOCIDAD DE CAIDA DE LOS GRANOS DE AGUA SEGUN INDRY



DETERMINACION DE LA CURVA DE LOS LUGARES DE SEDIMENTACIO SEGUN LOS DATOS ESPERIMENTALES DE SUDRY SOBRE LA VELOCIDAD DE CAIDA



VELOCIDADES DE CAIDA DE GRANOS DE ARENA DEL RIO MANTARO - PERU (Coronado)

CAPITULO 03

SALTOS DE AGUA

I. CAIDAS

1. Generalidades

Son obras proyectadas en canales o zanjas, para salvar desniveles bruscos en la rasante de fondo, Gómez Navarro (4) Pág. 511, hace una diferenciación de estas obras y conviene en llamarles caídas cuando los desniveles son iguales o menores a 4m., esta a su vez pueden ser verticales o inclinadas.

Para desniveles mayores a 4.0m. la estructura toma el nombre de rápida y en estos casos es conveniente un estudio económico entre rápida o una serie de caídas que Domínguez (3) Pág. 368, denomina gradas.

En el presente Item, se estudia el diseño hidráulico de caídas verticales e inclinadas, rápidas y gradas, no se trata el caso de caídas entubadas puesto que su diseño se basa en los mismos principios que los sifones.

2. Concepto de sección de control

Una sección de control, es una sección donde ocurre el tirante critico y pro lo tanto se puede medir el flujo o cantidad de agua que esta circulando, pero no significa que tenga que medirse en forma obligada, ya que una sección de control siempre va a ocurrir en una caída y el objetivo de la caída no es medir el flujo, sino conducir el agua de un nivel alto a otro nivel mas bajo, ahora que quiera aprovecharse la ocurrencia de la seccion de control para medir el caudal, es otra cosa, que depende ya de los criterios de planificación del sistema de riego.

II. CAÍDAS VERTICALES

A. Clasificación

Las caídas verticales pueden ser de varios tipos y se podría decir que no tienen limitaciones en cuanto al caudal y altura de caida, sin embargo, es recomendable su uso hasta desniveles de 1.0 m y solo cuando la naturaleza del problema asi lo exija, se construirán para desniveles mayores a 1.0 m.

Existen ciertas limitaciones de orden técnico, que impiden el uso de una caída vertical, estas limitaciones pueden ser:

a) El asentamiento inaceptable del canal en la parte superior de la caída ocasionando por la excavación para construir la poza de disipación.
b) Problemas de tubificación debido a la remoción del material para la construcción de la caída.
c) Al ser la longitud total de la caída vertical menor que la longitud total de una caída inclinada, resulta un gradiente hidraulico mas fuerte, en el caso de la caida vertical, el chorro cae con mas fuerza siendo necesario ventilar el vacio que se forma debajo del chorro de caida.

A continuación presenta una diferenciación entre los tipos de caidas mas usuales:

1. Caida con poza d e disipación de seccion rectangular, que puede ser:
   a. De poza con obstáculos para el choque
   b. De poza con obstáculos para el choque – tipo SAF
2. caída vertical con muro de mampostería de piedra y poza rectangular sin obstáculos
3. caída vertical con poza de disipación de sección trapezoidal.

Criterios de diseño

1.- Se construyen caídas verticales, cuando se necesitan salvar un desnivel de 1m como máximo, solo en caso excepcionales se construyen para desniveles mayores.

2.- El SINAMOS (17) Pág. 56, recomienda que para caudales unitarios mayores a 300 l/seg. x m de ancho, siempre se debe construir caídas inclinadas, además manifiesta que la ejecución de estas obras debe limitarse a caídas y caudales pequeños, principalmente en canales secundarios construidos en mampostería de piedra donde no se necesita ni obras de sostenimiento ni drenaje.

3.- Cuando el desnivel es $\leq$ 0.30m y el caudal $\leq$ 300 l/seg. x m de ancho canal, no es necesario poza disipación.

4.- El caudal vertiente en el borde superior de la caída se calcula con la formula para caudal unitario "q":

$q = 1.48H^{3/2}$

Siendo el caudal total:

$$Q = \frac{2}{3}\mu \ B \cdot \sqrt{2g}H^{3/2}$$

Donde:

μ = 0.50 (ver 4.2.4.2)

B = Ancho de la caída.

5.- La caída vertical se puede utilizar para medir la cantidad de agua que vierte sobre ella si se coloca un vertedero calibrado.

6.- Por debajo de la lámina vertiente en la caída se produce un depósito de agua de altura Yp que aporta el

impulso horizontal necesario para que el chorro de agua marche hacia abajo.

7.- Rand (1955) citado por ILRI (5) Pág. 209, encontró que la geometría del flujo de agua en un salto vertical, puede calcularse con un error inferior al 5% por medio de las siguientes funciones:

$$\frac{Ld}{\Delta} = .30 \times \ )^{0.27}$$

(4.24)

$$\frac{Yp}{\Delta} = .00 \times \ )^{0.22}$$

(4.25)

$$\frac{Y_1}{\Delta} = 54 \times \ )^{1.425}$$

(4.26)

$$\frac{Y_2}{\Delta} = .66 \times \ )^{0.27}$$

(4.27)

$Lj = 6.9\ (Y_2 - Y_1)$

(4.28)

Donde:

$$D = \frac{q^2}{g \cdot \Delta^{\ 3}}$$

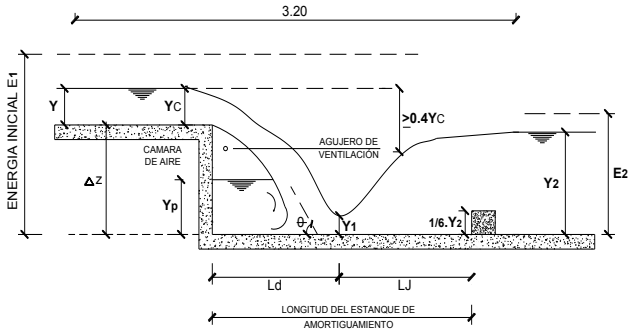
(4.29)

Que se le conoce como numero de salto y

$$Cos\theta = \frac{1.06}{\sqrt{\frac{\Delta Z}{Yc} + \frac{3}{2}}}$$

(4.30)

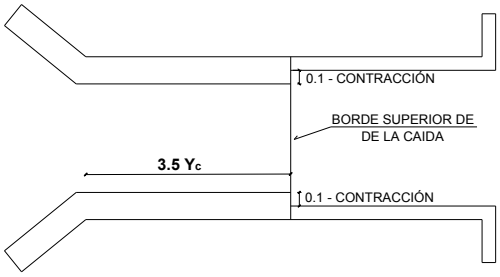
FIG. 4.15: CARACTERISTICAS DE LA CAÍDA VERTICAL



8.- Al caer la lámina vertiente extrae una continua cantidad de aire de la cámara indicada en la fig. 4.15, el cual se debe remplazar para evitar la cavitación o resonancias sobre toda la estructura.

9.- Para facilitar la aireación se puede adoptar cualquiera de las soluciones siguientes:

a) Contracción lateral completa con cresta vertiente, disponiéndose de este modo de espacio lateral para el acceso de aire debajo de la lámina vertiente.



b) Agujeros de ventilación, cuya capacidad de suministro de aire en m^3/s x m. de ancho de cresta de la caída, según ILRI (5) Pág. 210, es igual a:

$$qa = \ ).1 \cdot \frac{qw}{(Yp/Y)^{1.5}}$$

Donde:

qa = Suministro de aire por metro de ancho de cresta.

Y = Tirante normal aguas arriba de la caída.

qw = Máxima descarga unitaria sobre la cresta.

$$(P/\rho\vartheta = \frac{\rho}{\rho} \left(Ke + \frac{fL}{D} + Kb + Kex \right) \frac{V_a^{\ 2}}{2g}$$

Donde:

$(P/\rho\vartheta$ = Baja presión permisible debajo de la lámina vertiente, en metros de columna de agua. (Se puede suponer un valor de 0.04m de columna de agua)

Ke = Coeficiente de pérdida de entrada (Usar Ke = 0.5)

f = Coeficiente de fricción en la ecuación de Darcy – Weisbach

$$hf = f\frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

L = Longitud de la tubería de ventilación, m.

D = Diámetro del agujero de ventilación, m.

Kb = Coeficiente de perdida por curvatura (usar Kb = 1.1)

Kex = Coeficiente de perdidas por salida (Usar Kex = 1.0)

Va = Velocidad media del flujo de aire a través de la

tubería de ventilación.

ρ_{a}/ρ_{w}, aproximadamente 1/830 para aire a 20º C.

DISEÑO EJEMPLO

Ejercicio
Datos:
Desnivel = ΔZ = 1m.
Características del canal aguas arriba y aguas abajo

Q = 2 m³/s.
S = 1 º/ºº
n = 0.015
Z = 1 (Talud)
b = 1.0m
Y = 0.85m
A = 1.57 m²
V = 1.27 m/seg.
H = 0.85 + 0.082 = 0.932 m.
Q = 2 m³/s.
S = 0.7 º/ºº
n = 0.015
Z = 1 (Talud)
b = 1.0m
Y = 0.935m
A = 1.81 m²
V = 1.1 m/seg.
H = 0.997 m.

Solución

1) Ancho de la caída:

q = 1.48H^3/2
q = 1.33m³/seg. x m.

$$B = \frac{Q}{b} = \frac{2}{1.33}$$
$$B = .50m$$

2) Transición de entrada:

$$LTe = \frac{T_1 - T_2}{2Tg\frac{\alpha}{2}}$$
$$T_1 = b + 2Z \cdot Y = .0 + \ \times .0 \times .85$$
$$T_1 = .70m.$$
$$T_2 = .5m.$$
$$\alpha/2 = 15º$$
$$Lte = .30 \approx 1.0m$$

3) Dimensiones de la caída:

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{2}{1.5}$$
$$q = .33m^3/s \cdot m$$
$$Yc = 1.56m$$
$$D = 1.18m$$
$$Ld = 1.7m$$
$$Yp = 1.69m$$
$$Y_1 = 1.26m$$
$$Y_2 = .05m$$
$$Lj = .5m.$$
$$Long.\ del\ es\tan que = .2m.$$
$$\text{Re}salto = 1.935/6 = 1.16 \approx 1.20m$$

4) Longitud del tramo del canal rectangular:
(inmediatamente aguas arriba de la caída)

$$L = .5Yc$$
$$L = .96 \approx 1.0m$$

5) Ventilación bajo lamina vertiente
Consiste en calcular el diámetro de los agujeros de ventilación

$$qa = 1.1\frac{qw}{(Yp/Y)^{1.5}}$$
$$qa = 1.1\frac{1.33}{(0.69/0.85)^{1.5}}$$
$$qa = 1.18m^3/seg \cdot m$$
$$Qa = qa \times B = 1.18 \times .5$$
$$Qa = 1.27m^3/s$$

Asumiendo una longitud de tubería igual a 2m y un valor f=0.02 para tubería de fierro, se tiene:

$$(P/\rho g) = \frac{\rho_a}{\rho_w}\left(Ke + \frac{fL}{D} + Kb + Kex\right)\frac{V_a^2}{2g}$$
$$Qa = \frac{1}{4}\pi D^2 Va$$
$$Va = \frac{0.344}{D^2}$$
$$\frac{V_a^2}{2g} = \frac{0.006}{D^4}$$

Reemplazando valores en la Ec. 4.32:

$$0.04 = \frac{1}{830}\left(0.5 + 0.02 \times \frac{2.0}{D} + .1 + .0\right)\frac{0.006}{D^4}$$
$$5533.3 = \left(2.6 + \frac{0.04}{D}\right)\frac{1}{D^4}$$

Resolviendo por tanteos, resulta:
D = 0.151m

$$A = \pi\frac{D^2}{4} = 0.018m^2$$

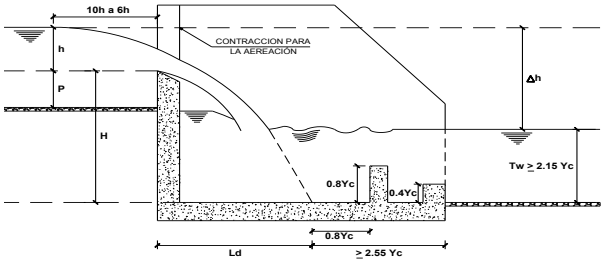
Esta área equivale aproximadamente al área de 3 tubos, 2 de 4" (0.10m) 1 de 2" (0.05m), estos tubos se

colocaran de manera que conecten la cámara de aire de la caída con el espacio exterior.

Caídas verticales con obstáculos para el choque

El Bureau Of Reclamation, ha desarrollado para saltos pequeños, un tipo de caída con obstáculos donde choca el agua de la lámina vertiente y se ha obtenido una buena disipación de energía para una amplia variación de la profundidad de la lámina aguas abajo, a tal punto que puede considerarse independiente del salto.

FIG. 4.16: CAIDA VERTICAL CON OBSTACULOS PARA EL CHOQUE



Anchura y espaciamiento de los obstáculos = 0.4 Yc
Longitud mínima de la cubeta = Ld + 2.55 Yc

$$D = \frac{q^2}{gH^3}$$

$$q = \frac{Q}{B}$$

Con contracciones laterales

$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2}$$

C = Según tabla 4.10

Sin contracciones laterales

$$Q = \frac{2}{3} B \cdot h^{3/2} \left(0.605 + \frac{1}{1050h - 3} + 0.08 \frac{h}{p} \cdot \sqrt{2g} \right)$$

Donde:

B = Ancho de la caída.
Q = Caudal en vertedero o caudal de la caída.
P = El mínimo valor de P, será la diferencia de energías aguas arriba de la cresta y en la cresta donde se produce Yc
h = Carga sobre la cresta.

Se calcula primeramente B, puesto que "Q" es el caudal en el canal y por lo tanto es ya conocido.
La anchura y espaciamiento entre los obstáculos será aproximadamente 0.4Yc.

III. CAÍDAS INCLINADAS

Generalidades

Estas estructuras se proyectan en tramos cortos de canal con pendientes fuertes, siendo la velocidad de flujo en la caida siempre mayor que en el propio canal. Se pueden producir serias erosiones sino se proyecta un revestimiento apropiado, entonces, mediante el analisis hidraulico se verifican los fenómenos del flujo que a su vez seran el fundamento para la determinación de la clase de revestimiento y de su extensión.

Cuando se tiene un desnivel mayor a 4.5 m, la calida inclinada se denomina rapida y el calculo hidraulico debera hacerse como tal, tratándose de estos desniveles, es aconsejable efectuar un análisis hidraulico y economico que nos permita decidir si mas conveniente que una rapida resulta construir una serie de caidas verticales a las cuales se les conoce como Gradas o Cascadas.

Partes de una caida inclinada

Transición de Entrada Aguas Arriba

Tratándose de un canal trapezoidal y una caída de seccion rectangular es necesario proyectar una transición de entrada a la caida que garantice el cambio gradual de la velocidad del agua del canal hacia la entrada, mientras mas alta sea la velocidad mas importante sera disponer de una buena transición y tratandose de un canal de tierra siempre sera necesario proyectar aguas arriba de esa transición un enrocado de proteccion contra las posibles erosiones.

La entrada

La entrada hacia una caida puede adoptar diferentes formas, depende del criterio del ingeniero y de la operación de canal donde va proyectada la caida, asi tenemos las siguientes alternativas:

1. Entrada con una seccion de tirante critico, que consiste en diseñar una estructura en el borde superior de la caida en base al tirante critico, de manera que la energia en esta seccion de tirante critico sea igual a la energia en el canal y de esta manera se logra controlar el flujo.

2. Entrada con una sobreelevacion o solera en el fondo, cuya altura es igual a la diferencia de energías, es decir a la energia del canal en condiciones normales menos la energia del canal correspondientes al tirante critico.

3. Entrada con compuertas o ataquias, que permiten operar con el tirante para diferentes caudales en el tramo del canal aguas arriba de la entrada.

El tramo inclinado

El tramo inclinado generalmente se proyecta de la misma seccion que la entrada, la altura de las paredes laterales pueden calcularse en base al tirante critico en la entrada con un borde libre de 0.30 m para caudales menores a 3.0 m^3/s. La pendiente maxima del tramo puede ser 1:1.5 y la minima 1:3 pero debera proyectarse de 1:2, el desnivel maximo debera ser de 4.5 m.

Poza de Disipación

En el tramo inclinado se genera energía que deberá ser disipada mediante una poza de disipación donde se producirá un resalto hidraulico, el cual deberá ser contenido dentro de la longitud de la poza. El USBR ha elaborado diseños generalizados de colchones amortiguadores o pozas de disipación de seccion rectangular solamente para caidas inclinadas de una altura maxima de 4.5 m

La Transición de salida

La transición de salida conecta la poza de disipación con el canal agua abajo, que puede ser un canal en tierra o revestido y tienen como objetivo evitar la erosion en el canal en la fig. Nº4 se dan algunos tipos de transición de salida.

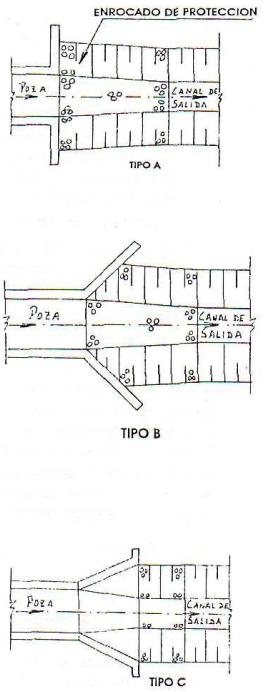


FIG N° 4

Fig. Nº 4

El tipo "A" tiene los aleros a 90º y la longitud de estos dependen de la seccion del canal de salida, este tipo es el mas facil de construir.

El tipo "B tiene dos aleros a 45º y también su longitud depende de la seccion del canal.

El tipo "c" es el mas difícil de construir y su longitud se determina de acuerdo al calculo de transiciones.

A la salida de la poza se puede proyectar cualquiera de estos 03 tipos, lo importante es darle la longitud adecuada al enrocado de protección.

C. Ejemplo de diseño: Sección Trapezoidal

Las caídas inclinadas de sección trapezoidal suelen proyectarse con poca frecuencia, principalmente porque resultan pozas de disipación demasiado largas en comparación con las pozas de caídas de sección rectangular, sin embargo, algunas veces a pesar de requerir pozas largas, resultan económicas, por el ahorro en el encofrado al no presentar muros verticales y porque el acero de refuerzo generalmente resulta el mínimo. Este tipo de caídas es recomendable, proyectarlas de preferencia en canales revestidos de concreto, pero si es el caso lo amerita también puede proyectarse en canales de tierra y aquí pueden ser de concreto armado o de Mampostería.

Ejercicio Nº 4

A la altura de km 0+160 del canal Batangrande por donde fluye un caudal maximo de 5 m^3/s es necesario proyectar una caida para salvar un desnivel de 1.20 m se sabe ademas que aguas arriba de la caida, el canal no presenta ninguna toma lateral y su cause es pedregoso con bordos de tiera enyerbados (n=0.035)

Las características del canal aguas arriba y aguas abajo son las mismas y son las siguientes:

Q = 5.0 $m^3/2$
n = 0.035
z = 1.5
b = 2.5 m
s = 3º/00
y = 1.03 m
v = 1.2 m/s

$$\frac{v^2}{2g} =).073\,m$$

F = 0.44 (Nº de Froude)

Solución: El diseño final se presenta en el plano Nº 4

1. Teniendo en cuenta que en las inmediaciones del canal se encuentra el suficiente material para construir una caida de mampostería, se ah decidido proyectar una caida inclinada de seccion trapezoidal, la mampostería será de piedra fraguada con concreto simple fc = 175 kg/cm^2 considerando que la rampa inclinada y la poza

de disipación soportarán altas velocidades se recomienda usar concreto simple de apreciable resistencia, ya que muchas veces si el concreto usado es de baja resistencia este termina siendo erosionado por las altas velocidades que se dan en la caida.

2. calculo del ancho de la caida.

$$B = \frac{1878/Q}{10.11+\ )} = \frac{18.78\sqrt{5}}{10.11+5} = 2.78$$

$$B = \frac{Q}{q} = \frac{5.0}{1.98} = 2.53m$$

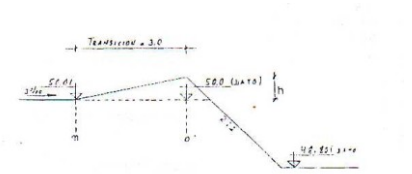
$$q = \frac{2}{3}\mu\ \sqrt{2gH^{3/2}}$$

$$q = \frac{2}{3}x\ 0.58x4.43x(1.103)^{3/2} = 1.98m^3/seg-\ \imath$$

Con el criterio de simplificar la construccion de la caida, se ha decidido no construir una estructura de control de tirante critico, en su lugar se ha creido conveniente proyectar una sobreelevacion en el fondo, por lo tanto, en el ancho de la caída, no se tendrá en cuenta ninguna de las 02 formulas normalmente, usadas, sino que se le dará su sección las mismas características que la sección del canal; esto es, tratándose del caso específico que nos ocupa.

3. Calculo de las transiciones de Entrada y Salida
   Por ser la caída de sección trapezoidal semejante a la del canal, se ha estimado una longitud de transición tanto a la entrada como a la salida de 3.0 m.

4. Calculo de la Altura de la Sobreelvación "h"
   El cálculo se hace para el caudal maximo (Q=5.0m³/s) y para el minimo (20% de Q=1.0 m³/s)



Energía total en la sección n""
En la sección "n" ocurre el tirante normal, luego:
Para Q = 5.0 mn³/s
Y = 1.03 m

$$\frac{V^2}{2g} = \ ).073\ m$$

Cf = 50.01 msnm

Etn = 50.01 + 1.03 + 0.073 = 51.11 msnm

Para Q = 1.0 mn³/s

Y = 0.43 m

$$\frac{V^2}{2g} = \ ).29\ m$$

Cf = 50.0 msnm

Eto = 50.01 + 0.43 + 0.029 = 50.47 msnm

Energía total en la sección "o"
En la sección "o" ocurre teóricamente el tirante crítico, luego utilizando la formula del tirante critico se tiene:

Para Q = 5.0 mn³/s

Yc =0.65 m
Vc = 2.21 m/s

$$\frac{V^2}{2g} = \ ).249\ m$$

Cf = 50.0 msnm

Eto = 50.01 + 0.65 + 0.249 = 50.90 msnm

Para Q = 1.0 mn³/s

Yc = 0.24 m

Vc = 1.46 m/s

$$\frac{V^2}{2g} = \ ).109\ m$$

Cf = 50.00 msnm

Eto = 50.35 msnm

Cuando en el canal circula Q = 5.0 m³/s

J = 51.11 – 50.90 = 0.21 m

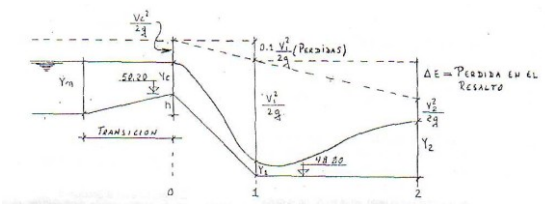
Cuando en el canal circula Q = 1.0 m³/s

J = 50.47 – 50.35 = 0.12 m

Según nuestro criterio adoptamos J = 0.20 m

5. Características del tramo inclinado
   E tramo inclinado tendrá una pendiente 1:2 y sera de sección trapezoidal similar a la sección del canal, de las paredes del tramo inclinado será: 0.65 + 0.30 = 0.95 m. Adoptamos 1.0 m.

6. Calculo del tirante conjugado menor Y_1, la velocidad V_1 y el Nº de fraude F_1



El tirante y_1 se calcula para el Q_{max} = 5.0 m³/s y para el Q_{min} = 1.0 m³/s estableciéndose en ambos casos el balance de energia entre las secciones "0" y "1".

Para Q_{max} = 5.0 m³/s se tiene:

$$ET_O = Z_o + Y_c + \frac{V_c^2}{2g} = 50.20 + 0.65 + 0.249 = 51.10 msnm$$

$$ET_1 = Z_1 + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 48.80 + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g}$$

La educación general del balance de energía es:

$$ET_O = ET_1 + 0.1\frac{V_1^2}{2g}$$

Reemplazando valores se tiene:

$$51.10 = 48.80 + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + 0.1\frac{V_1^2}{2g} = 48.80 + Y_1 + 0.1\frac{V_1^2}{2g}$$

$$51.10 = 48.80 + Y_1 + 0.1\frac{V_1^2}{2g} \ldots\ldots\ldots\ldots (A)$$

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{5}{(2.5 + 0.5Y_1)Y_1} \quad reemplazando\ V_1$$

en la igualdad (A) y resumiendo tenemos:

$$2.30 = Y_1 + \frac{1.40}{[(2.5 + 0.5Y_1)Y_1]^2}$$

Resolviendo por tanteos resulta:

Y_1 = 0.285 m, luego:

$$V_1 = \frac{5}{(2.5 + 0.5x0.285)0.285} = 5.99\ m/s$$

F_1 = 3.83

Para Q_{ming} = 1.0 m³/s se repite exactamente el mismo procedimiento y se obtiene:

$$Y_1 = 0.064\,m$$
$$V_1 = 5.02\,m/s$$
$$F_1 = 7.74$$

7. calculo el tirante conjugando mayor Y_2
   es importante recordar que en calculo del tirante conjugando mayor "Y_2" se utiliza la ecuación de la cantidad de movimiento ya sea que ese trate de canales de sección rectangular o de sección trapezoidal. El calculo se hace complejo cuando se trata de secciones trapezoidales, debido a los valores que en dicha formula adoptan el Area "A" y Y
   La ecuación conocida como la ecuación de la cantidad de movimiento es:

$$\frac{Q^2}{gA_1} + \bar{Y}_1 A_1 = \frac{Q^2}{gA_2} + \bar{Y}_2 A_2$$

con esta ecuación y con ayuda de la Fig. Nº 5 se calcula Y_2 tanto para el Q_{max} = 5.0 m³/s como para el Q_{min} = 1.0 m³/s. A cada miembro de la educación se le conoce como fuerza específica "n" por lo tanto la ecuación debe cumplirse cuando $n_1 = n_2$

$$n_1 = \frac{Q_2}{gA_1} + \bar{Y}_1 A_1$$ ecuación de la fuerza especifica.

Para Q_{max} = 5.0 m³/s

g = 9.81 m/s²

$$A_1 = b + ZY_1)Y_1 = 2.5 + 0.5x0.295)0.285 = 0.834m^2$$

$$b = 2.5; Z = 0.5; Y_1 = 0.285$$

$$\bar{Y}_1 = \frac{Y_1}{3}\left(\frac{2b + Y_1}{b + Y_1}\right) = \frac{0.285}{3}\left(\frac{2x2.5 + 0.36}{2.5 + 0.36}\right) = 0.136m$$

$$T_1 = b + 2ZY_1 = 2.5 + 2x1.5x0.285 = 3.36\,m$$

Reemplazando valores en n_1 se tienen:

$$n_1 = \frac{5^2}{9.81x0.834} + 0.136x0.834 = 3.17$$

Para Q_{min} = 1.0 m³/s se tiene:

Se repite el mismo proceso anterior, teniendo en cuenta que Q = 1.0 m³/s Y_1 = 0.064 m y se obtiene:

n_1 = 0.62

Con estos valores calculados y con ayuda de la Fig. Nº 5 es tiene :

Q m³/s n_1 r t J Y_2 n_1

5.0	3.17 3.16	6.42	5.84	4.2	1.20
1.0	0.62 0.61	28.86	26.04	9.35	0.60

El valor del tirante conjugado mayor Y_2 se comprueba calculando el valor n_2.

Para Q_{max} = 5.0 m³/s $n_1 = n_2$; 3.17 $\approx$ .16

Para Q_{min} = 1.0 m³/s $n_1 = n_2$; 0.62 $\approx$ .61

Los valores r y t, se calculan de la siguiente manera:

Q(m³/s) $r = \dfrac{V_1^2}{2gV_1}$

$$t = \frac{b}{Y_1 Tg\alpha}$$

5.0	6.42	5.84
1.0	28.86	26.04

El talud 1.5 : 1 corresponde a un ángulo con la horizontal de 33º41 y el ángulo α se refiere al complemento de dicho Angulo , luego α =56º19'

8. Calculo e la Profundidad del Colchón

Q(m³/s)	Y_n	Y_2	Y_2-	Y_n
1.15	5.0	1.03	1.20	0.35
1.0	0.43	0.60	0.26	

El tirante "Yn" corresponde al tirante en condiciones normales que se presenta en el canal aguas debajo de Y_2 cuando en el circulan 5.0 m³/s y 1.0 m³/s. La profundidad de colchón que es adopta es: 0.35 m.

9. Longitud de la Poza de Disipación

Para el calculo de la longitud de la poza de disipación existen criterios. El calculo es suficiente para el Q_{max} = 5.0 m³/s

a) Según la Fig. Nº 6

$$X_o = \frac{Y_1}{Y_c} = \frac{0.285}{0.65} = 0.44$$

Con este valor, interceptamos la curva correspondiente al talud 1.5: 1, pero observamos que la Fig. Nº 5 no presenta esta curva, sin embargo, interceptamos la curva Z = 1 para tener un valor referencial ya que resulta lógico suponer que la longitud será mayor para Z = 1.5

$$K = \frac{L}{Y_c} = 20.8 \rightarrow \quad = 20.8 x 0.65 \ = 3.52\, m$$

b) Según la siguiente ecuación para el talud 1.5: 1 se tiene:

$$L = 5(Y_2 - Y_1) = 5(1.20 - 0.285) = 3.73\, m \approx 3.80\, m$$

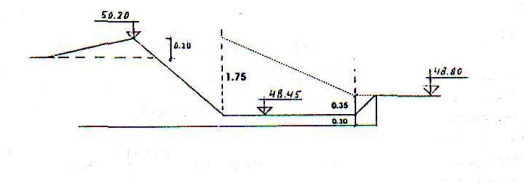
Conclusión

Se recomienda usar la ecuación del inciso anterior b), tratándose del caso específico del presente problema. Para menores taludes, el lector podrá seleccionar entre la citada ecuación y la Fig. Nº 6. para el presente caso escogemos L = 13:80 m.

10. Comprobación

La comprobación consiste en recalcular los valores de Y_1, Y_2 para el Q_{max} = 5.0 m³/s y para el Q_{min} = 1.0 m³/s, con las dimensiones de la caída hasta ahora calculadas. Repitiendo los pasos del 6 al 9 y resumiendo se tiene:

Q(m³/s)	Y_1	n_1	r	t	J	Y_2	n_2
5.0	0.265	3.41	8.1	6.25	4.70	4.70	3.41



11. Verificación de los niveles de agua entre las secciones 2 y 3.

Q(m³/s)

Energía en 2

5.0 $48.45 + 0.25 + \dfrac{(0.91)^2}{19.62} = 49.74$

1.0 $48.45 + 0.60 + \dfrac{(0.49)^2}{19.62} = 49.06$

Energía en 3

48.80 + 1.03 + 0.073 = 49.903

48.80 + 0.43 + 0.029 = 49.26

En ambos casos se observa que el nivel de energia en la seccion 3, es mayor al nivel de energia en la seccion 2, lo cual garantiza la sumergencia del tirante conjugado Mayor "Y_2" que es el objetivo.

Por lo tanto las dimensiones de la caida calculadas en el numeral 10 se dan por aceptadas.

FIG. N°5 ALTURAS CONJUGADAS DE RESALTO- LECHOS TRAPEZOIDALES
(CONOCIENDO EL CONJUGADO MENOR, Y_1)

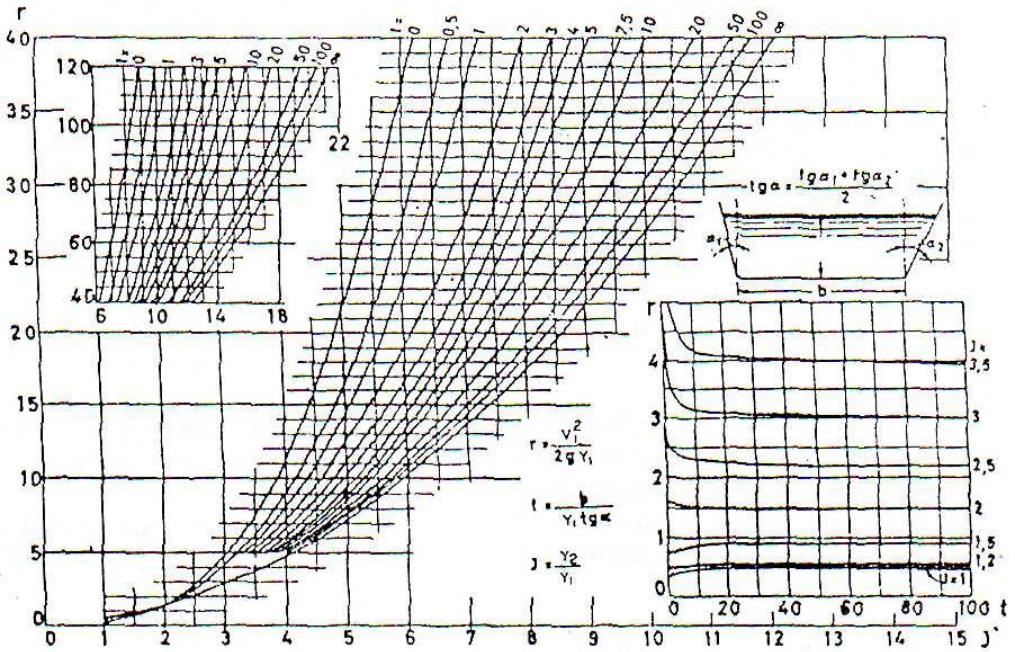
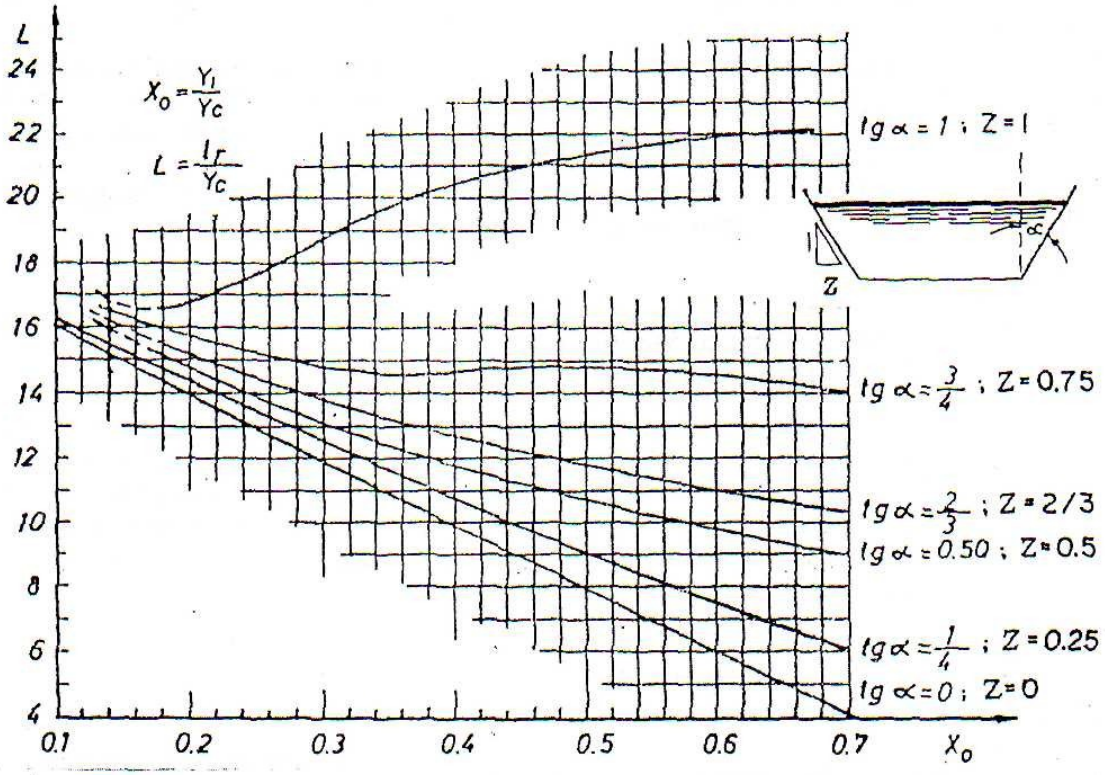
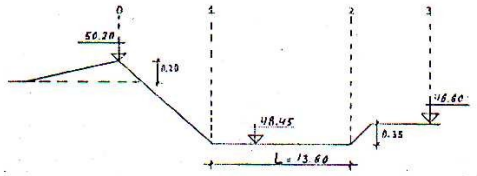


FIG. N° 6 LONGITUD DE RESALTOS EN LECHOS TRAPEZOIDALES



12. La altura de los muros laterales de la poza serán:
    BL = 0.1 (V_1+Y_2) = 0.1 (5.99 + 1.25) = 0.72 m
    BL = 0.72 m sobre el nivel mas alto de agua entre las secciones 2 y 3.
    Nivel de los muros en la poza será:
    (49.83 + 0.72) – 48.45 = 2.10 m

13. Espesor de la losa del colchón:



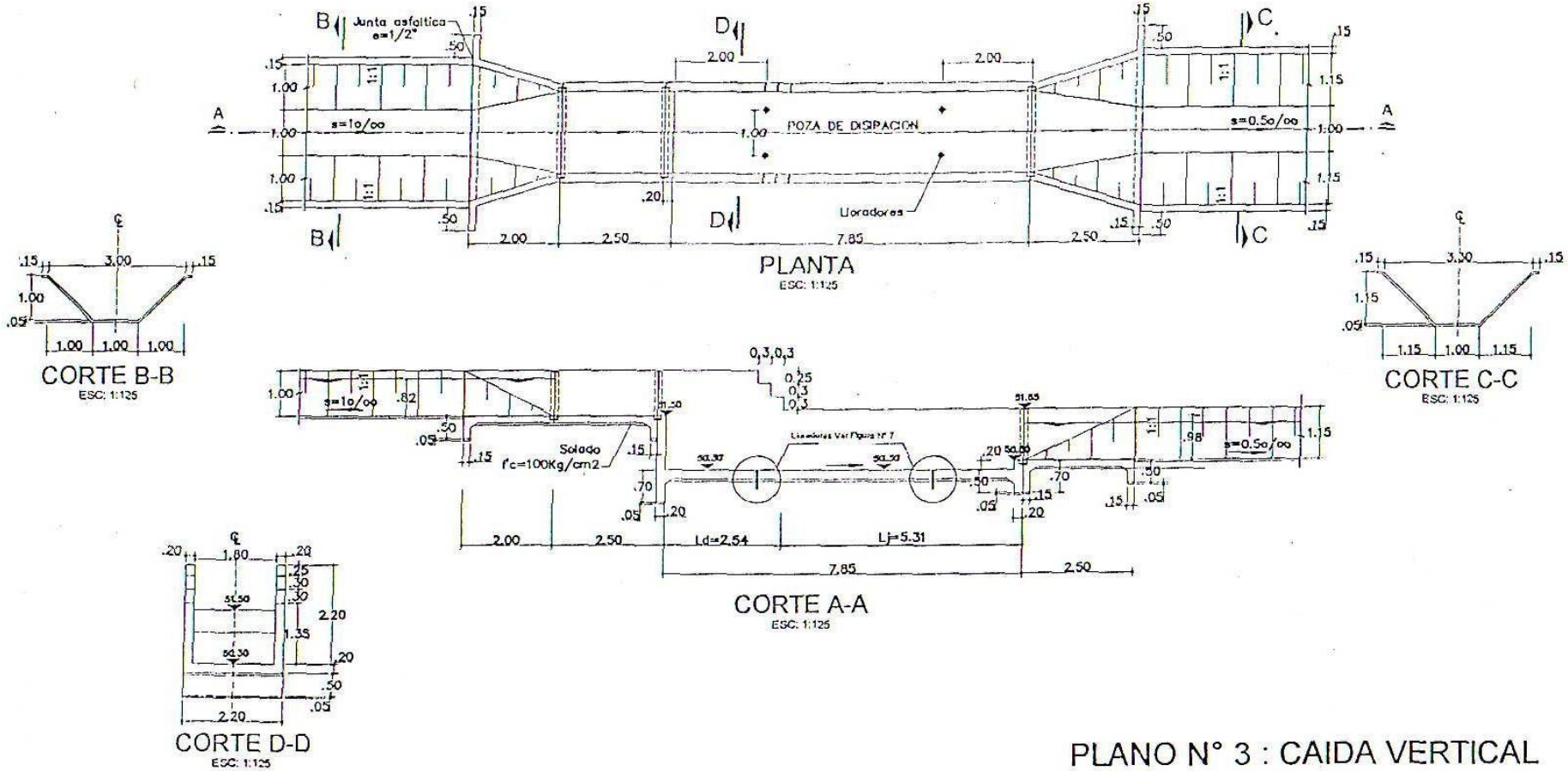
La caída será de mampostería de piedra, luego γ_n = 2400 kg/m^3 considerando un espesor de losa de 0.30 m, con drenaje vertical, tendremos según Grissin:

Su presión $\bar{v} = \dfrac{2050 + 350}{2} = 350 kg/m^2$

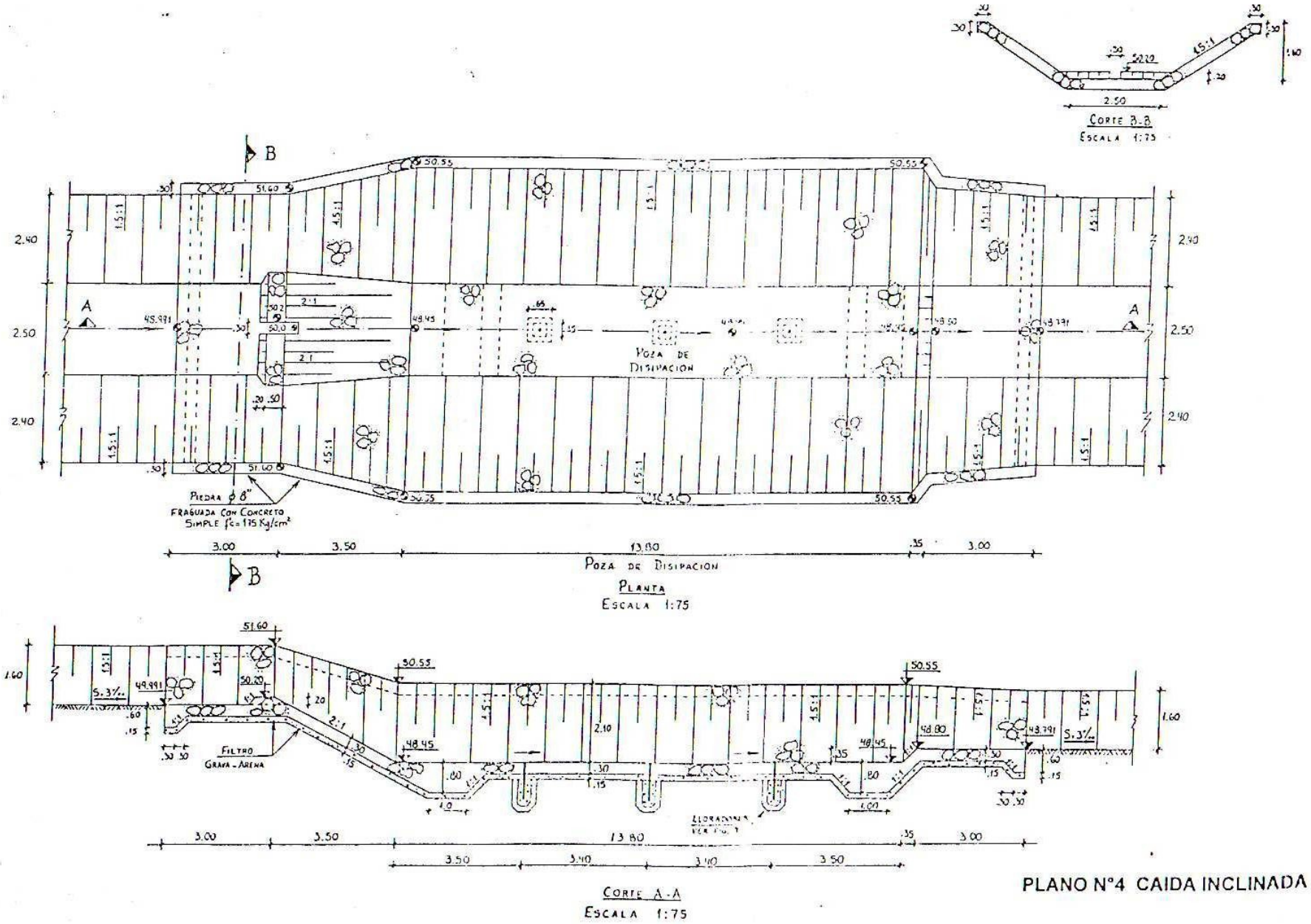
Peso mampostería $\gamma_n = 2400\ x\, 2(0.30) = 440$ kg/m^2

$$\gamma_n > \bar{v}$$

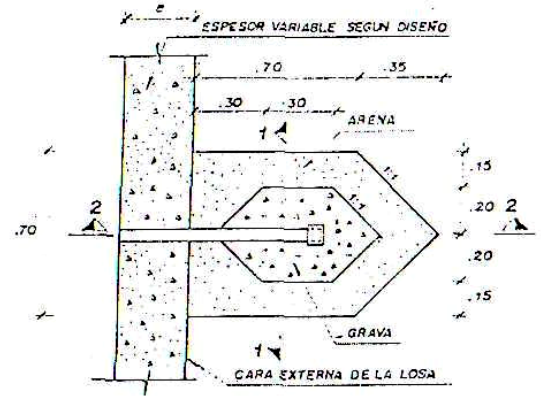
Aceptamos 0.30 m como espesor de la losa provista de drenaje vertical o lloradores



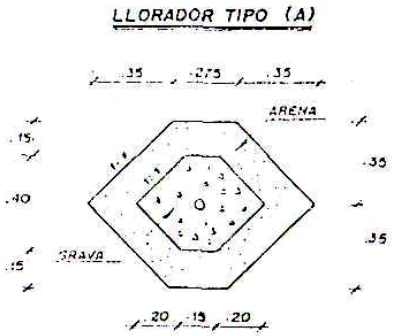
PLANO N° 3 : CAIDA VERTICAL



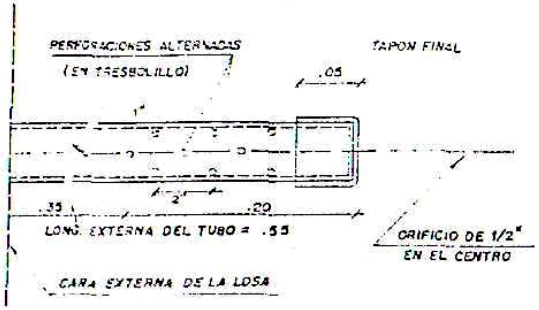
PLANO N°4 CAIDA INCLINADA



PLANTA
1:25



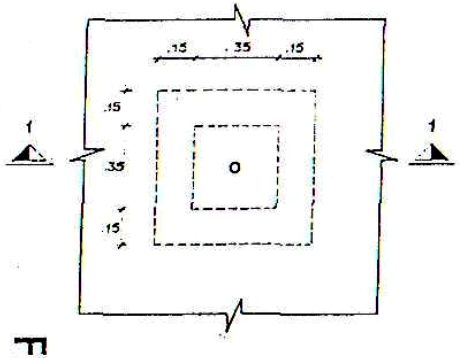
CORTE 1-1
1:25



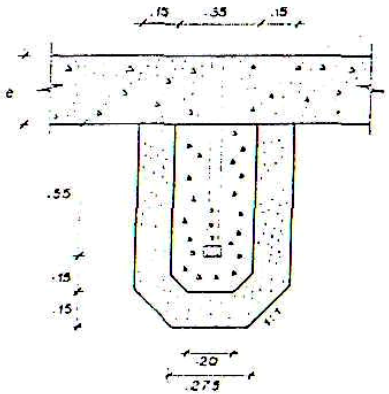
CORTE 2-2
1:3

NOTA (1)
EL Ø DE LAS PERFORACIONES DEBERA SER DE 1/4" PARA TUBOS DE 2" DE Ø Y DE 1/8" PARA TUBOS DE 1" DE Ø, EN AMBOS CASOS EL ESPACIAMIENTO SERA A CADA 1".

NOTA (2)
LA CONFORMACION DE LA ENVOLTURA DEL FILTRO PUEDE CAMBIARSE A UNA ADECUADA CONSTRUCCION PROVISTO DE UN ESPESOR MINIMO DE .15 PARA LA CAPA DE ARENA Y .15 PARA LA CAPA DE GRAVA.



PLANTA
1:25



CORTE 1 - 1
1:25

GRADUACION DEL MATERIAL DE FILTRO

MATERIAL	(%) EN PESO RETENIDO EN LA MALLA STANDAR									
	Nº 200	Nº 100	Nº 50	Nº 30	Nº 16	Nº 8	Nº 4	3/8"	3/4"	1 1/2"
ARENA	97-100	93-97	74-85	38-70	15-45	5-25	0-5			
GRAVA					95-100	75-90	60-80	40-60	20-35	0

FIG Nº 7

CAPITULO 04

RAPIDAS

Generalidades:

Las rápidas son estructuras que sirven para conectar dos tramos de un canal, cuyo desnivel es bastante grande en una longitud relativamente corta.

Solo un estudio económico comparativo ayudara a decidir en la utilización de una rápida o una serie de caídas escalonadas, conocidas como gradas.

Para el diseño es necesario conocer las propiedades hidráulicas, las elevaciones de la rasante y de las secciones del canal aguas arriba y aguas abajo de la rápida, así mismo un perfil longitudinal del tramo donde se ubica la estructura.

Una rápida consta de las siguientes partes:

- **Transición de entrada**
- **Sección de control**, es la sección correspondiente al punto donde comienza la pendiente fuerte de la rápida.
- **Canal de la rápida**, es la sección comprendida entre la sección de control y el principio de de la trayectoria, puede tener de acuerdo a la configuración del terreno una o varias pendientes, pudiendo ser de sección trapezoidal o rectangular, es necesario tener atención en el aumento del volumen de la corriente por acción del aire incorporado cuando las velocidades halladas exceden 10m/s.
- **Trayectoria**, es una curva parabólica vertical, que une las pendientes última de la rápida con el plano inclinado del principio del colchón amortiguador, de tal manera que debe diseñarse de modo que la corriente de agua permanezca en contacto con el fondo del canal y no se produzcan vacíos.

  Si la trayectoria se calcula con el valor de la aceleración de la gravedad como componente vertical, no habrá presión de agua sobre el fondo y el espacio ocupado por el aire aumentara, limitándose así la capacidad del canal. Por tal razón es conveniente usar como componente vertical un valor inferior a la aceleración de la gravedad o incrementar el valor de la velocidad para que la lámina de agua se adhiera al fondo del canal.
- **Tanque o colchón amortiguador**.
- **Transición de salida**.

En la figura 1 se observa las partes de la rápida.

Figura 1 SECCION Y PLANTA DE UNA RAPIDA

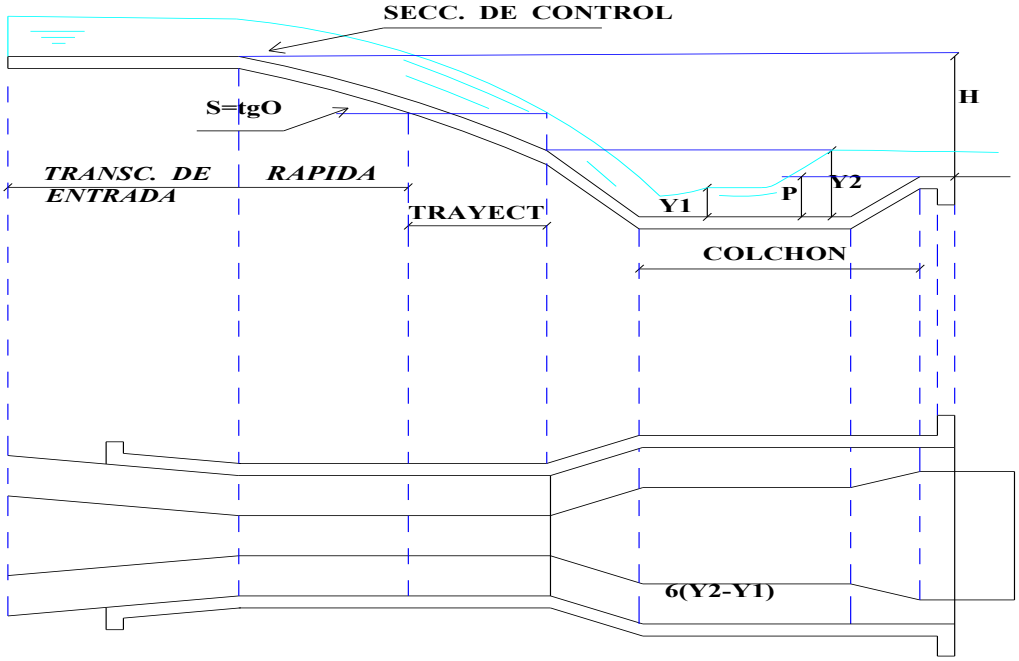
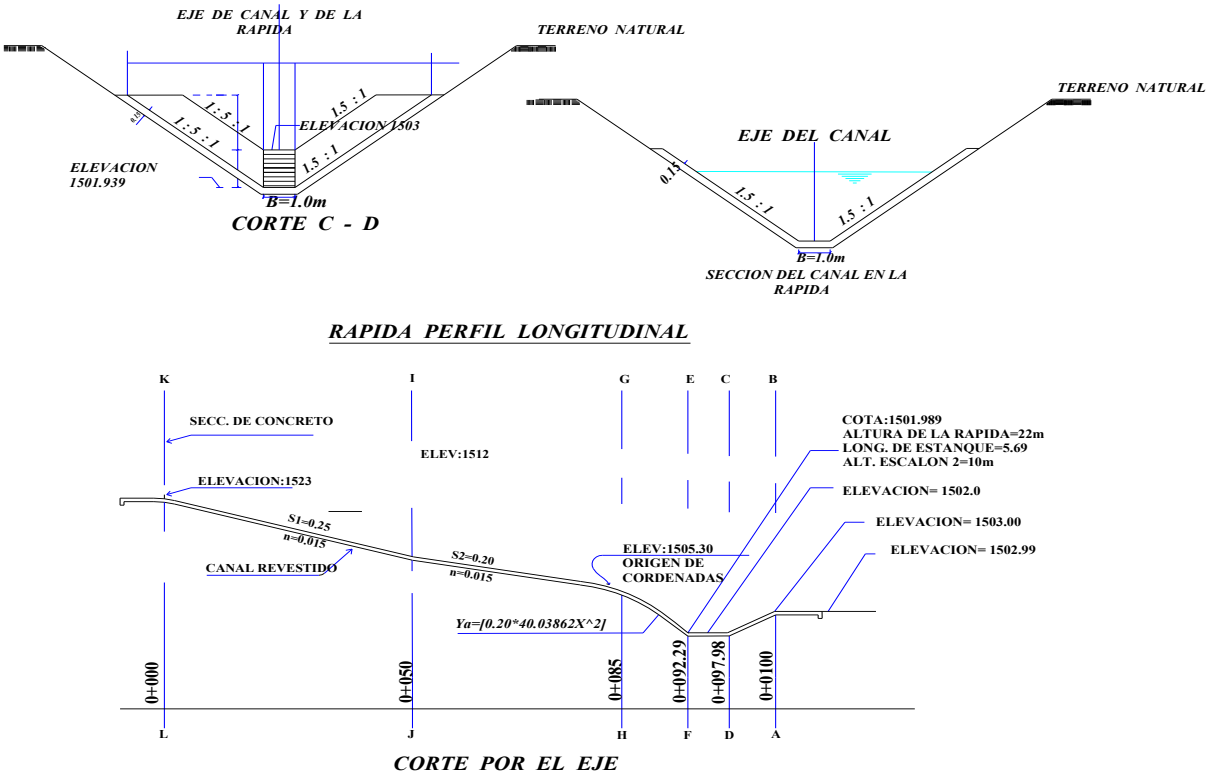


Figura 2: **RAPIDA PERFIL LONGITUDINAL**



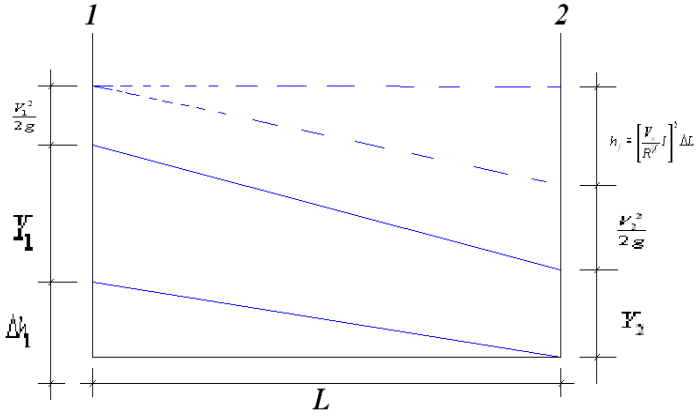
DISEÑO DE UNA RAPIDA

Ejercicio

Diseñar una rápida para enlazar un desnivel de 22 metros en un canal cuyas características aguas arriba y aguas abajo son:

Q=2.0m³/s
b=1.0m
z=1.5

s=1 ‰
n=0.02
Y=0.88m



V = 0.98 m/s.
E = 0.929 m.

El perfil del terreno presenta 2 tramos de diferentes pendientes: La superior de 0.25 y la inferior de 0.20m en una longitud de proyección horizontal de 50 m y 35 respectivamente. (Ver fig. 2)

Solución

1. Características de la Rápida.

Con la ayuda del perfil del terreno se definen ciertas características de la rápida.

Pendiente S_1 = 0.25
Pendiente S_2 = 0.20
Tramo Sup. L_1 = 50 m.
Tramo Inf. L_2 = 35 m.
Long. Total = 85 m.
n = 0.015
b = 1.0 m.
z = 1.5 (sección de rápida: Trapezoidal)

El tirante crítico de la sección de control K – L es (fig. 2) es:

Y_C = 0.56 m.
V_C = 1.94 m/seg.
Ec = 0.75 m.

2. Cálculo de los tirantes de Escurrimiento de la Rápida.

Los 85 m de longitud horizontal se han dividido en 17 tramos, cada uno de 5.0m.

Las longitudes inclinadas serán:

a) Para pendiente S_1 = 0.25

$L = \sqrt{1.25^2 + 5^2}$

L = 5.1539 m

b) Para pendiente S_2 = 0.20

$L = \sqrt{1.0^2 + 5^2}$

L = 5.099 m.

Se aplica el teorema de Bernoulli, mediante el método de incrementos finitos.

Tabla 1 : TEOREMA DE BERNOULLI POR TRAMOS FINITOS

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Y	A	P	R	$R^{2/3}$	V	$\frac{V^2}{2g}$	E	$hf_1 = L_1(\frac{nV}{R^{2/3}})^2$	E + hf_1	$hf_2 = L_2(\frac{nV}{R^{2/3}})^2$	E + hf_2
0.10	0.11500	1.36056	0.08452	0.19259	17.3910	15.4152	15.5154	9.45558	24.97095	9.35486	24.8702
0.11	0.12815	139661	0.09176	0.20344	15.6067	12.4143	26.7609	6.82448	33.58540	6.75178	33.5127
0.12	0.14160	1.43267	0.09884	0.21377	14.1243	10.1680	10.2881	5.06223	15.35036	5.00831	15.2964
0.13	0.15535	1.46872	0.10577	0.22365	12.8742	8.4478	8.5779	3.84246	12.42037	3.80153	12.3794
0.14	0.16940	1.50478	0.11257	0.23314	11.8064	7.1045	7.2447	2.97388	10.21857	2.94220	10.1869
0.15	0.18375	1.54083	0.11925	0.24227	10.844	5.9935	6.1437	2.32320	8.46685	2.29845	8.4421
0.16	0.19840	1.57689	0.12582	0.25109	10.0807	5.1794	5.3396	1.86910	7.20870	1.84919	7.1888
0.17	0.21335	1.61295	0.13277	0.26026	9.3743	4.4790	4.6491	1.50451	6.15365	1.48849	6.1376
0.18	0.22860	1.64900	0.13863	0.26786	8.7489	3.9013	4.0815	1.23713	5.31859	1.22395	5.3054
0.19	0.24415	1.68506	0.14489	0.27586	8.1916	3.4201	3.6103	1.02252	4.63279	1.01163	4.6219
0.20	0.26000	1.72111	0.15107	0.28365	7.6923	3.0159	3.2161	0.85283	4.06888	0.84374	4.0598
0.21	0.27615	1.75717	0.15716	0.29122	7.2424	2.6734	2.8836	0.71718	3.60077	0.70954	3.5931
0.22	0.29260	1.79322	0.16409	0.29972	6.8352	2.3812	2.6014	0.60308	3.20451	0.59666	3.1981
0.23	0.30935	1.82928	0.16911	0.30581	6.4652	2.1304	2.3606	0.51831	2.87892	0.51279	2.8734
0.24	0.32640	1.86533	0.17498	0.31284	6.1275	1.9137	2.1539	0.44487	2.59873	0.44013	2.5940
0.25	0.34375	1.90139	0.18079	0.31973	5.8182	1.7254	1.9755	0.38400	2.35955	0.37991	2.3555
0.26	0.36140	1.93745	0.18653	0.32646	5.5340	1.5609	1.8211	0.33322	2.15433	0.32967	2.1508
0.27	0.37935	1.97350	0.19222	0.33307	5.2722	1.4167	1.6869	0.29056	1.97748	0.28747	1.9744
0.28	0.39760	2.00960	0.19785	0.33954	5.0302	1.2896	1.5699	0.25451	1.82437	0.25180	1.8217
0.29	0.41615	2.04561	0.20344	0.34591	4.8060	1.1772	1.4675	0.22386	1.69132	0.22147	1.6889
0.30	0.43500	2.08168	0.20897	0.35215	4.5977	1.0774	1.3776	0.19768	1.57530	0.19557	1.5732
0.35	0.53375	2.26195	0.23597	0.38186	3.7471	0.7156	1.0659	0.11166	1.17753	0.11047	1.1763
0.40	0.64000	2.44222	0.26206	0.40951	3.1250	0.4977	0.8980	0.06753	0.96552	0.06681	0.9648
0.50	0.87500	2.80278	0.31219	0.46020	2.2857	0.2663	0.7666	0.02861	0.79517	0.02830	0.7949
0.60	1.14000	3.16334	0.36038	0.50642	1.7544	0.1569	0.7572	0.01392	0.77112	0.01377	0.7710
0.70	1.43500	3.52389	0.40722	0.54940	1.3937	0.0990	0.7994	0.00746	0.80682	0.00738	0.8067

Donde:

$L_1 = 5.1539$m $\qquad L_2 = 5.099$m

n = 0.015 $\qquad$ n = 0.015

$S_1 = 0.25$ $\qquad S_2 = 0.2$

Tramo KL-IJ $\qquad$ Tramo IJ-GH

Se hace el análisis para diferentes valores de tirante y caudal constante, puesto que a mayor profundidad la velocidad irá aumentando y el tirante disminuyendo.

Se confecciona la **Tabla 1**. Teniendo en cuenta que:

$$\Delta h_1 + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \left(\frac{Vn}{R^{2/3}}\right)^2 \Delta \qquad \text{(A)}$$

El valor de la energía (E) es:

$$E = Y + \frac{V^2}{2g}$$

Por lo tanto el Bernoulli debe cumplirse para la igualdad:

$$\Delta h_1 + E_1 = E_2 + hf_{1\text{-}2}$$

Una vez confeccionada la **tabla 1** cuyo cálculo se explicar por sí solo, se elabora las **figuras 3 y 4.**

<u>Tirante en el tramo de 50 m de S_1 = 0.25</u>

Habiéndose dividido la longitud total de la poza en tramos pequeños de 5 m, significa que tendremos que calcular en los 50 m., 10 tirantes aparte del crítico que ocurre en la sección K–L.

El desnivel entre un tirante y otro será.

$\Delta h_1 = 0.25 \times 5$

$\Delta h_1 = 1.25$ m.

En la **fig. 3** Se ubica el tirante crítico (Yc=0.56) en el eje de las abscisas, se intercepta la curva E y se agrega 1.25m, con esta altura se intercepta la curva E + h_1 y se baja al eje de las abscisas obteniéndose el tirante Y_1 = 0.2685, esta operación se repite 10 veces obteniéndose de esta manera los 10 tirantes buscados para este tramo siendo el valor de Y_{10} = 0.18m, luego se comprueba la ecuación (A).

En el primer tramo de 5 m se tiene:

1.25 + 0.56 + 0.192 = 0.2685 + 1.437 + 0.2965

2.002 = 2.002

Esto debe cumplirse con los tirantes de los tramos sucesivos, y no vale la pena chequear la igualdad, sí se comprueba que la elaboración de la **Fig.3** está bien hecha.

Tirante en el Tramo de 35 m de S_2 = 0.20.

En este tramo se calcularán 7 tirantes siendo el desnivel entre un tirante y otro:

$\Delta h_2 = 5 \times 0.2$

$\Delta h_2 = 1.0$ m.

Se procede en forma similar a la anterior, iniciando el cálculo con el último tirante del tramo ya calculado, o sea con Y_{10} = 0.18m. utilizando la Fig.4

Los tirantes calculados por este método gráfico son:

Para S_1 = 0.25

Y_1 = 26.85 cm
Y_2 = 22.70 cm
Y_3 = 20.70 cm
Y_4 = 19.70 cm
Y_5 = 19.00 cm
Y_6 = 18.60 cm
Y_7 = 18.35 cm
Y_8 = 18.20 cm
Y_9 = 18.10 cm
Y_{10} = 18.00 cm

para S_2 = 0.20

Y_{10} = 18.00 cm.
Y_{11} = 18.30 cm.
Y_{12} = 18.52 cm
Y_{13} = 18.68 cm
Y_{14} = 18.79 cm
Y_{15} = 18.85 cm
Y_{16} = 18.90 cm
Y_{17} = 18.93 cm

3. Cálculo del colchón Amortiguador.

Se efectúa utilizando el método gráfico el cual consiste en trazar las curvas elevaciones – tirantes entre las secciones CD – EF y elevaciones tirantes conjugadas menores en el tanque amortiguador. El punto de intercepción dará la elevación del tanque y el tirante conjugado menor; ver **Fig. 5.**

a) Cálculo de la curva I

Donde se produce el tirante Y_{17} = 0.1893 m, se tiene:

Y_{17} = 0.1893 m.
Estación = 0 + 085
Λ = 0.243 m^2
V = 8.23 m/s.
$V^2/2g$ = 3.45 m.
Cota de fondo = 1505.50 m.s.n.s.
Energía.
Esp. = 3.64 m.

La elevación de la línea de energía en la estación 0 + 085 será:

Cota de Fondo + Energía Específica
1505.50 + 3.64 = 1509.14 m.

Asumiendo tirante menores a Y_{17} = 0.1893, calculamos en la energía específica para los tirantes asumidos y luego sus respectivas elevaciones respecto a la línea de energía en la sección C-H o estación 0+085. (**Ver fig. 2**)

A continuación se elabora la tabla y al graficar los valores de la columna (1) Vs (6) se obtiene la curva I.

.

Tabla 2: ELEVACIONES - TIRANTES EN EL CANAL DE LA RAPIDA

1	2	3	4	5	6
Y (m)	A (m^2)	V = Q/A (m/s)	$V^2/2g$ (m)	Y + V^2 /2g (m)	Elevación 1509.14 – (Y+V^2/2g)
0.13	0.155	12.903	8.486	8.616	1500.524
0.14	0.169	11.834	7.138	7.278	1501.862
0.15	0.184	10.870	6.022	6.172	1502.968
0.16	0.198	10.101	5.200	5.360	1503.780
0.17	0.213	9.390	4.494	4.664	1504.476
0.18	0.229	8.734	3.888	4.068	1505.072
0.19	0.244	8.197	3.425	3.615	1505.525

b) Cálculo de la Curva II

Primeramente se elabora la tabla a partir de la ecuación de la cantidad de movimiento donde:

$$\frac{QV}{g} + A\overline{Y} = M$$

$$\overline{Y} = \frac{Y}{3}\left(\frac{2b+T}{b+T}\right)$$

T = b + 2 ZY

Se gráfica los valores de las columnas (1) Vs. (8) y se obtiene el **gráfico 6**, a partir del cual para cada tirante conjugado menor se obtienen el conjugado mayor y se prepara la t**abla 4**, donde el valor de la columna 7, se obtiene restando a la elevación del nivel de energía en el canal aguas abajo (sección A – B del **gráfico 2**.) el valor de la columna 6 y se obtienen así la elevación correspondiente al tirante Y_1 elegido.

Al graficar los valores (1) Vs (7) de la **tabla 4** se obtiene la curva II de la **Fig. 5**, donde la intercepción de las curvas I y II proporciona el tirante conjugado menor Y_1 = 0.145 y la elevación o cota del fondo del colchón amortiguador, 1502.525.

Figura 3: ENERGIA VS. TIRANTE PARA S_1 = 0.25

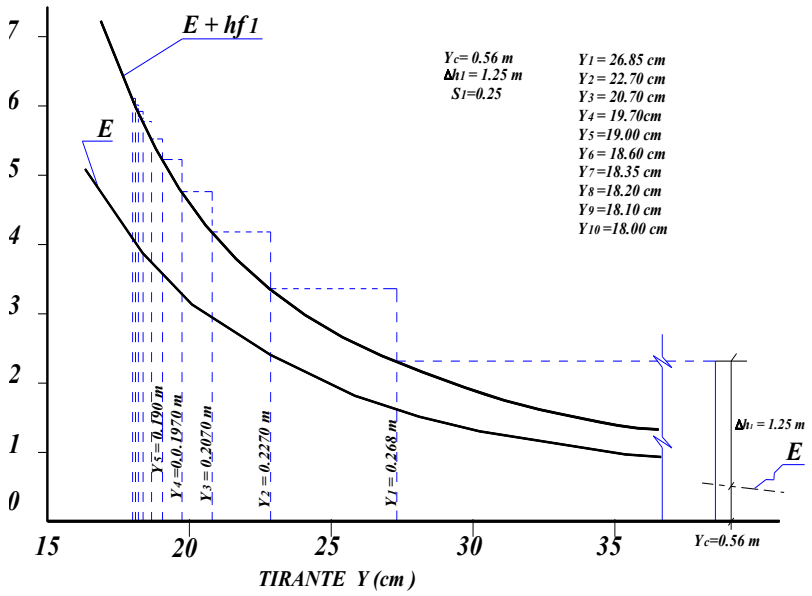


Figura 4: ENERGIA Vs. TIRANTE PARA S_2 = 0.20

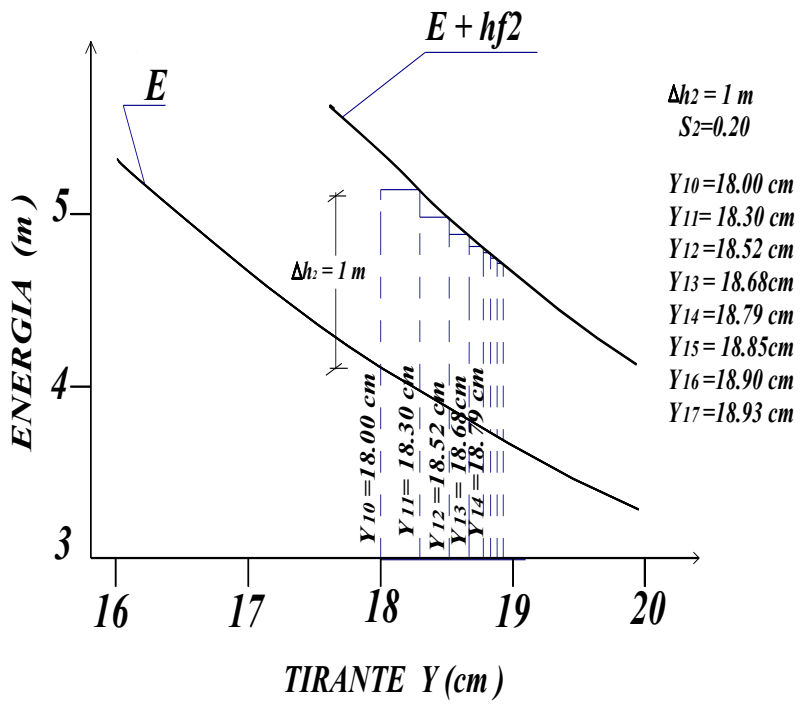


Figura 5: TIRANTES Vs. ELEVACIONES FONDO DEL TANQUE

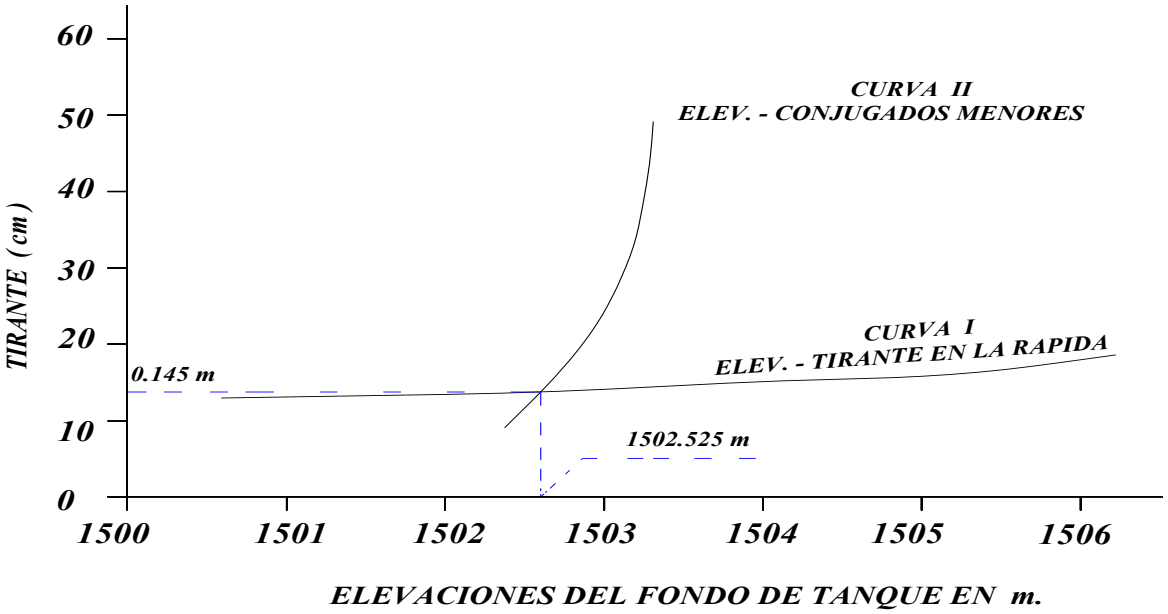


Figura 6: TIRANTES - FUERZA ESPECÍFICA

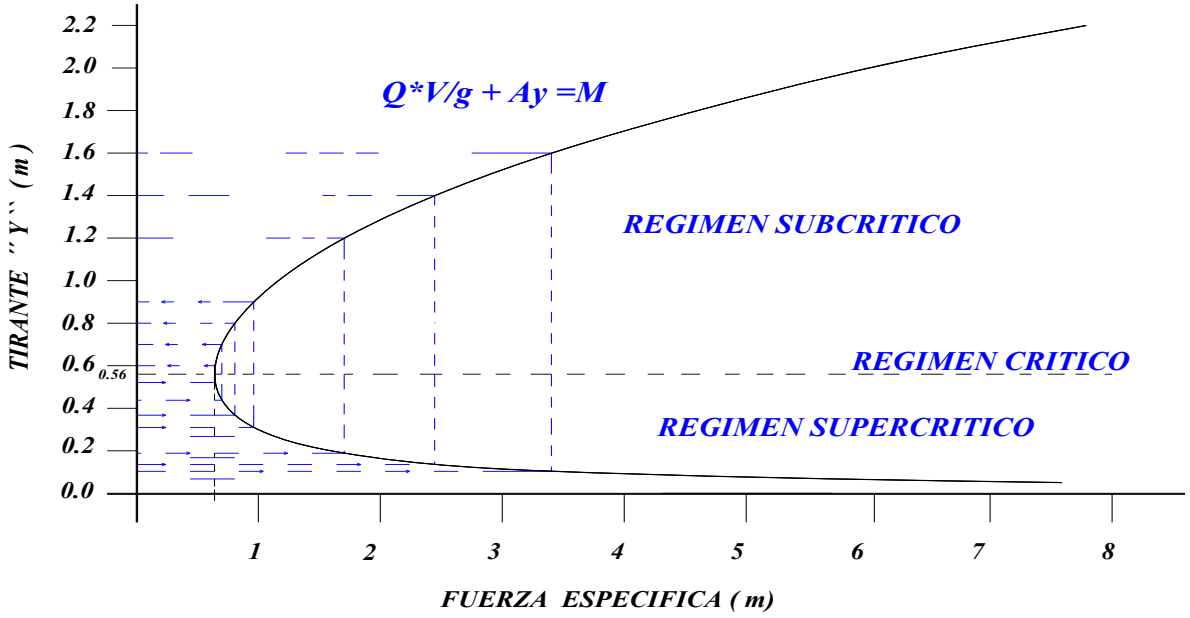


Tabla 3: TIRANTES - FUERZA ESPECÍFICA

1	2	3	4	5	6	7	8
Y (m)	A (m2)	V = Q/A (m/s)	QV (m4/s2)	QV/g (m3)	Y (m)	AY (m3)	M (m3)
2.20	9.46	0.21142	0.42283	0.04310	0.8186	7.74396	7.7870
0.05	0.05375	37.2093	74.4186	7.58599	0.02442	0.00131	1.5873
0.10	0.115	17.3913	34.7826	3.5456	0.04782	0.0055	3.5511
0.20	0.26	7.6923	15.3846	1.5683	0.09231	0.024	1.5920
0.30	0.435	4.5977	9.1954	0.973	0.13448	0.0585	0.9958
0.40	0.64	3.125	6.25	0.6371	0.175	0.112	0.7491
0.5	0.875	2.2857	4.5714	0.466	0.21428	0.1875	0.6535
0.56	1.03040	1.941	3.88199	0.39572	0.23739	0.24461	0.6403
0.6	1.14	1.7544	3.5088	0.3577	0.25263	0.288	0.6403
0.7	1.435	1.3937	2.7874	0.2841	0.29024	0.4165	0.7006
0.8	1.76	1.13636	2.27273	0.23167	0.32729	0.5760	0.80767
0.9	2.115	0.94563	1.89125	0.19279	0.36383	0.7695	0.96229
1.0	2.50	0.80	1.60	0.1631	0.40	1.00	1.1631
1.2	3.36	0.59524	1.19048	0.12013	0.47143	1.584	1.70413
1.3	3.835	0.52151	1.04302	0.10632	0.50674	1.9433	2.0496
1.4	4.340	0.46083	0.92166	0.09395	0.54193	2.35198	2.44593
1.6	5.44	0.36765	0.73529	0.07495	0.61175	3.3279	3.40285
1.8	6.666	0.30	0.60	0.06116	0.68108	4.5405	4.6016
2.0	8.00	0.25	0.50	0.05097	0.47999	5.999	6.05100

En la sección A -B de la Fig.2 se tiene que la elevación de la línea de energía es:

Cota de fondo + Y + $\frac{V^2}{2g} = 503 + 1.88 + 0.04891$

Elevación de la línea de energía: 1503.9289 m.

Tabla 4: ELEVACION - TIRANTES CONJUGADOS MENORES

1	2	3	4	5	6	7
Y_1 (m)	Y_2 (m)	A_2 (m^2)	V_2 = Q/A (m/s)	$V_2^2/2g$ (m)	$Y_2 + V_2^2/2g$ (m)	Elev. del fondo del tanque 1503.9289 - (6)
0.10	1.64	5.6744	0.35246	0.00633	1.64633	1502.2826
0.20	1.16	3.1784	0.62925	0.2018	1.8018	1502.7487
0.30	0.90	2.115	0.94563	0.04558	0.94558	1502.9833
0.40	0.75	1.59375	1.2549	0.8026	0.83026	1502.0986
0.50	0.66	1.3134	1.52277	0.11819	0.77819	1503.1507

4. Comprobación del funcionamiento del colchón:

Se comprueban 2 cosas.

a) Se aplica la ecuación de la cantidad de movimiento, debiendo cumplirse que:

$$\frac{Q^2}{gA_1} + \gamma_1 \overline{Y_1} = \frac{Q}{gA_2} + \gamma_2 \overline{Y_2}$$

Para: Y_1 = 0.145 m.

Y_2 = 1.373 m.

Se obtiene:

2.33377 = 2.32170

Diferencia: 2.33377 – 2.3217 = 0.01207 m.

Que por se de poca consideración se dan por aceptados los valores Y_1 y Y_2.

b) Se debe cumplir también la siguiente relación.

$Y_2 = \frac{V_2^2}{2g} \leq$ altura del colchón + Yn + $\frac{Vn^2}{2g}$

Y_2 = 1.373 m.

V_2 = 0.47611 m/s.

Altura de colchón = 1503 -+ 1502.525 = 0.475 m.

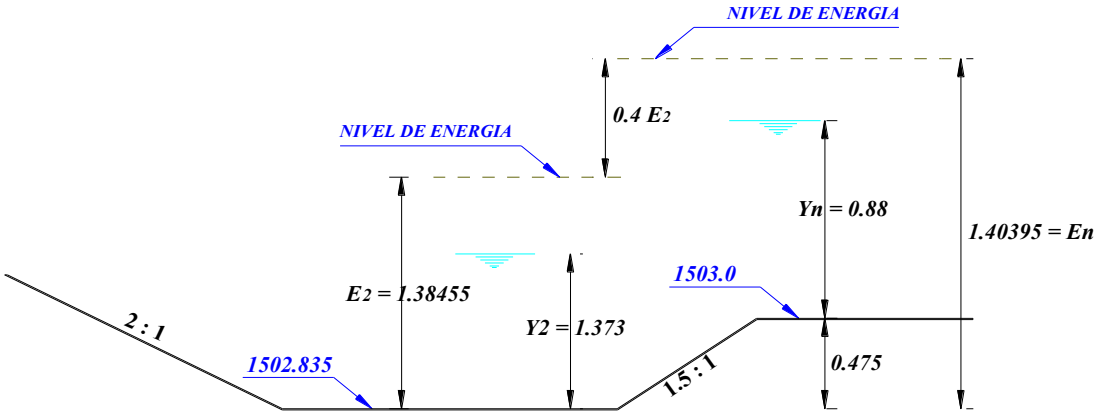
Yn = 0.88 m.

Vn = 0.968 m/s.

Luego:

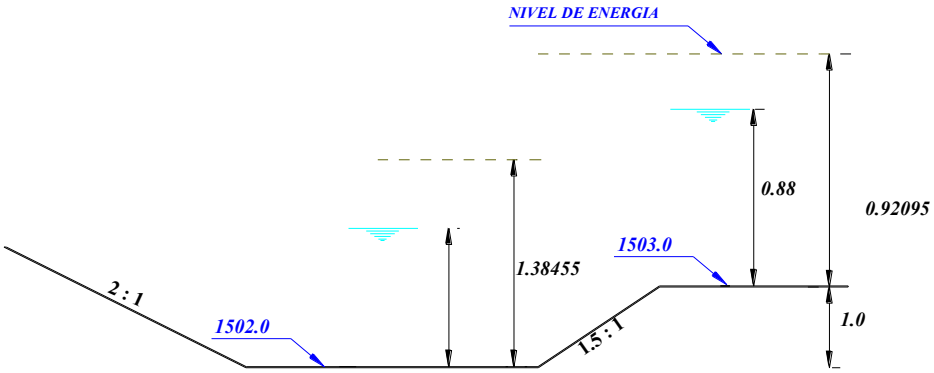
1.38455 $\leq$ 1.40395

se cumple la relación, pero para dar mayor seguridad al funcionamiento hidráulico del colchón, consideramos un 40% de ahogamiento por lo que se tendrá que bajar el nivel del colchón.



La profundidad final del colchón será:
$0.4E_2 = 0.4 \times 1.28455 = 0.5538$
$E_2 + 0.4E_2 = 1.38455 + 0.5538 = 1.93835$m.
Cota del colchón: 1503.9289 – 1.93835 = 1501.99m.s.n.m.
Profundidad: 1503.0 – 1501.99 = 1.01m.

Porcentaje de ahogamiento



$$\%Ahog. = \frac{1.92895 - 1.38455}{1.38455} = 0.393 = 39.3\%$$

$$\%Ahog. \approx 40\%$$

5.- Longitud del salto Hidráulico.

Para un colchón sin obstáculos, comúnmente se toma:

$Lr = 6\,(Y_2 - Y_1)$
$Lr = 6\,(1.373 - 0.145)$
$Lr = 6 \times 1.228$
$Lr = 7.368 \approx 7.5$
$Lr = 7.5$m.

$$\%Ahog. = \frac{1.93835 - 1.38455}{1.38455} = 0.40 = 40\%$$

Finalmente por razones constructivas se adoptara las profundidades del colchón igual a 1.00m.

6.- Cálculo de la trayectoria.
Esta dada por la fórmula:

$$Y = -\left[X \cdot Tg\theta + \frac{X^2 g}{2V^2_{Máx}}(1 + Tg^2\theta) \right]$$

Según Gómez Navarro (4) pág. 522
θ = Angulo formado por la horizontal y el fondo del canal de la rápida.
Vmáx = 1.5 veces la velocidad media al principio de la trayectoria (estación 0 + 085)
Tgθ = Pendiente del canal S.
Luego:

$$Y = -\left[xs + \frac{x^2 g}{2x^{1.5} v^2}(1 + s^2) \right]$$

En el problema se tiene:
S = 0.20
V = 8.22876 m/s.
g = 9.81 m/s.

Y_{17} = 0.1893m.

Reemplazando valores se obtiene:

$$Y = -\left[0.20x + \frac{9.81x^2}{4.5x8.23^2} + 0.04\right]$$

$Y = -(0.20x + 0.03347\ x^2)$

Con la cual se elabora la **tabla 5**.

Tabla 5: COORDENADAS DE LA TRAYECTORIA EN LA RAPIDA

1	2	3	4	5	6
X	**X^2**	**0.20X**	**$0.03347X^2$**	**3 Y 4**	**ELEVACIÓN**
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1505.50
0.50	0.25	0.10	0.00837	0.10837	1505.39
1.00	1.00	0.20	0.03347	-0.23347	1505.27
1.50	2.25	0.30	0.07531	-0.37531	1505.12
3.00	9.00	0.60	0.30123	-0.90123	1504.60
4.50	20.25	0.90	0.67777	-1.57777	1503.92
6.00	36.00	1.20	1.20492	-3.38269	1502.12
7.50	56.25	1.50	1.88269	-3.38269	1502.12
7.29	53.14	1.46	1.77860	-3.2386	1502.26

En la trayectoria se distinguen 2 puntos muy importantes:
P.C = Punto de comienzo, que en este caso sería la cota de la estación 0 + 085 (1505.50)
P.T = Punto terminal, como regla práctica Gómez Navarro (4), recomienda que esta cota debe ser la misma que la de la superficie normal del agua en el canal aguas abajo, o menor.

Gómez Navarro (4) manifiesta:

La altura de la trayectoria será aproximadamente.

$$Y = \frac{H}{3}$$

Donde:

H = Desnivel entre el canal aguas arriba y el canal aguas abajo.

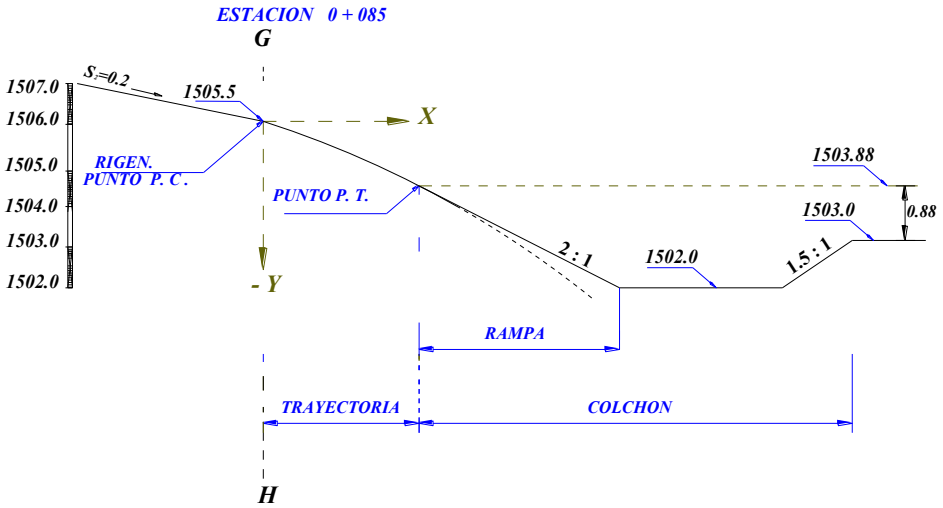
Y su longitud es:

$$X = \frac{2}{0.666 + \ }\ Y$$

El talud de la rampa final que se inicia en el PT, debe tener una inclinación de manera que quede encima de la parte final de la trayectoria parabólica, porque de este modo se garantiza que la lámina vertiente no se despegue del fondo, evitándose que se produzca el fenómeno de la cavitación. Se recomienda que en todo caso el talud de la rampa no debe ser mayor al ángulo de reposo del material que la sostiene.

En la **Fig.7** se presenta el diseño de la trayectoria y su empalme con el colchón amortiguador.

Figura 7: TRAYECTORIA Y SU EMPALME CON EL COLCHON AMORTIGUADOR



CAPIUTLO 05
SIFONES

1. GENERALIDADES

Cuando un canal debe cruzar una depresión ya sea una quebrada, un río, un dren o un camino, etc. se proyecta un sifón invertido que puede ser de sección circular, rectangular o cuadrada que trabajará a tubo lleno.

Un sifón consta de un conducto cuya longitud queda determinada por el perfil del terreno y dos transiciones, una de entrada y otra de salida, siendo generalmente de sección trapezoidal o rectangular en la cual se encuentran anclados los tubos.

En el cruce de un canal con una quebrada, el sifón se proyecta para conducir el menor gasto y lo suficientemente profundo para no ser socavado, en ciertas ocasiones debido a sus dimensiones un sifón se constituye en un peligro, principalmente cuando está cerca de centros poblados, siendo necesario el uso de rejillas pero con la desventaja de que puedan obturarse las aberturas y causar remansos.

CRITERIOS DE DISEÑO

1. Las dimensiones del tubo se determinan satisfaciendo los requerimientos de covertura, pendiente del tubo, ángulos de doblados y sumergencia de la entrada y salida.

2. En aquellos sifones que cruzan caminos pricipales o debajo de drenes, se requiere un mínimo de 0.90 m de covertura y cuando cruzan caminos parcelarios o canales de riego sin revestir, es suficiente 0.60 m. Si el sifón cruza un canal revestido se considera suficiente 0.30 m de covertura.

3. La pendiente de los tubos doblados, no debe ser mayor a 2:1 y la pendiente mínima del tubo horizontal debe ser 5‰. Se recomienda transición de concreto a la entrada y salida cuando el sifón cruce caminos principales en sifones con Ø mayor o igual a 36" y para velocidades en el tubo mayores a 1 m/s.

4. Con la finalidad de evitar desbordes aguas arriba del sifón debido a la ocurrencia fortuita de caudales mayores al de diseño, se recomienda aumentar en un 50% ó 0.30 m como máximo al borde libre del canal en una longitud mñinima de 15 m apartir de la estructura.

5. Con la finalidad de determinar el diámetro del tubo en sifones relaivamente cortos con transiciones de tierra, tanto a la entrada como a la salida, se puede usar una velocidad 1 m/s, en sifones con transiciones de concreto igualmente cortos se puede usar 1.5 m/s y entre 3 m/s a 2.5 m/s en sifones largos con transiciones de concreto con o sin control en la entrada.

6. Las pérdidas de carga por entrada y salida para las transiciones tipo "cubierta partida", se pueden calcular rápidamente con los valores 0.4 h_v y 0.65 h_v respectivamente.

7. A fin de evitar remansos aguas arriba, las pérdidas totales computadas se incrementan en 10%.

8. En el diseño de la transición de entrada se recomienda que la parte superior de la abertura del sifón, esté ligeramente debajo de la superficie normal del agua, esta profundidad de sumergencia es conocida como sello de agua y en el diseño se toma 1.5 veces la carga de velocidad del sifón ó 1.1 como mínimo o también 3".

9. En la salida la sumergencia no debe exceder al valor $H_{te}/6$.

10. En sifones relativamente largos, se proyectan estructuras de alivio para permitir un drenaje del tubo para su inspección y mantenimiento.

11. En sifones largos bajo ciertas condiciones la entrada puede no sellarse ya seas que el sifón opere a flujo parcial o a flujo lleno, con n coeficiente de fricción menor que el asumido en el diseño, por esta razón se recomienda usar n = 0.008 cuando se calculan las pérdidas de energía.

12. Con la finalidad de evitar la cavitación a veces se ubica ventanas de aireación en ligares donde el aire podría acumularse.

13. Con respecto a las pérdidas de carga totales, se recomienda la condición de que éstas sean iguales o menores a 0.30 m.

14. Cuando el sifón cruza debajo de una quebrada, es necesario conocer el gasto máximo de la creciente.

15. Se recomienda los anchosa de corona de la tabla en el cruce de sifones o alcantarillas según el tipo de camino.

Tabla : ANCHOS DE CORONAS SEGÚN EL TIPO DE CAMINOS

Cruce con camino de tipo	***Ancho del camino en la corona de la alcantarilla o sifón***	
	Cruce imple	***Cruce con sobre ancho***
V_1 (3 m)	4 m	6.6 m
V_2 (4 m)	5.5 m	6.6 m
V_3 (6 m)	8.0 m	8.0 m

Ejemplo de diseño:

Diseñar un sifón invertido en el cruce de un canal con la panamericana, las características del cruce se presentan en la figura y las características del canal aguas arriba y aguas abajo del cruce son:

Z = 1.5
Q = 1 m^3/s
S = 1 ‰
b = 1.0 m
n = 0.025
Y = 0.7 m
V = 0.7 m/s

$$\frac{V^2}{2g} = 0.025\,m$$

La pendiente aguas arriba y aguas abajo es de 1 ‰ y las cotas según el perfil del canal son:

Km. 1 + 030 = 46.725 m.s.n.m.
Km 1 + 070 = 46.443 m.s.n.m.

Solución:

1) Con la información topográfica del perfil del terreno en el cruce y el perfil del canal, se efectúa el dimensionamiento previo de la figura adjunta, el cual si cumple con los requisitos hidráulicos necesarios, se puede aceptar como solución al problema, en caso contrario, se hará los ajustes necesarios.

2) **Selección del diámetro del tubo**

Asumimos una velocidad de 1.5 m/s.

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{1.0}{1.5}$$

A = 0.67 m^2

$$A = \tau \frac{D_i^2}{4}$$

D_i = 0.92 m. escogemos D_i = 36" = 0.9144 m

El nuevo valor del área será:

A = 0.657 m^2

la velocidad de diseño:

V = 1.52 m/s

$$\frac{V^2}{2g} = 0.118\,m$$

3) **Longitud de transiciones**

T_1 = b + 2 Z Y = 1+ 2 x 1.5 x 0.7 = 3.1

T_2 = 0.9144 m.

$$L_t = \frac{T_1 - T_2}{2\,tg\,\alpha/2}$$ Para $\alpha/2$ = 25º

L_t = 2.35 m

L_t = 4 D_i

L_t = 3.67 ≈ 3.70 m

Escogemos:

L_t = 3.70 m

$\alpha/2$ = 16º30'

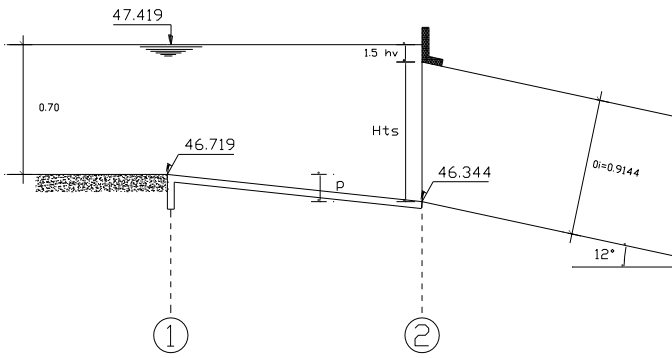
4) **Nivel de agua en 1**

Del km. 1 + 030 al punto 1 según la figura adjunta hay 6.41 m., luego al cota de fondo en 1 será:

46.725 – (6.41 x 0.001) = 46.719 m.s.n.m.

El nivel de agua en 1: 46.719 + 0.7 = 47.419 m.s.n.m.

5) **Cota de fondo en 2**



Cota de fondo en 2 : 47.419 – (H_{te} – 1.5 h_v)

$$H_{te} = \frac{D_i}{\cos 12^o} = \frac{0.9144}{0.9781} = 0.935\,m$$

$$1.5h_v = \left(\frac{V_t^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g}\right) = 1.5(0.118 + 0.025)$$

1.5 h_v = 0.14 m.

Cota de fondo en 2: 46.344 m.s.n.m.

6) **Cota de fondo en 3**

α_1 = 12º escogido previamente

$$sen12^o = \frac{h}{5}$$

h = 1.04 m.

luego: 46.344 – 1.04 = 45.304

cota de fondo en 3 : 45.304 m.s.n.m.

7) **Cota de fondo en 4**

Longitud de tubo horizontal: 10 m.

10 x 0.005 = 0.05

45.304 – 0.05 = 45.254

Cota de fondo en 4: 45.254 m.s.n.m.

8) **Cota de fondo en 5**

α_2 = 12º

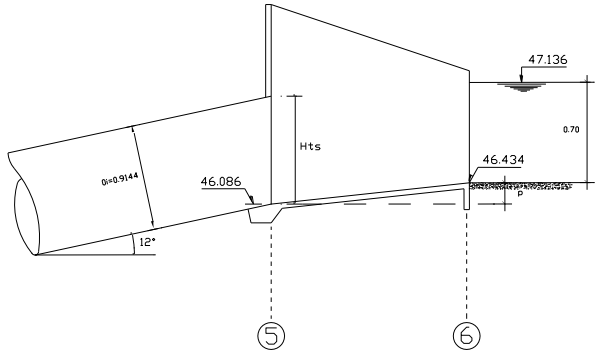
$$sen12^o = \frac{h}{4}$$

h = 0.8316 m.

luego: 45.254 + 0.8316 = 46.086

cota de fondo 5: 46.086 m.s.n.m.

9) **Cálculo del valor de P en la salida**



El máximo valor de P en la entrada debe ser ¾ D y en la salida ½ D; luego P en la salida: 0.9144 / 2 = 0.4572

De otro lado se tiene que la cota en 6 será:

La distancia entre el punto 6 y el Km. 1 + 070: 7.388
La cota en 6 es: 46.443 – 0.0074 = 46.436 m.s.n.m.

Cota 6 – Cota 5 = 46.436 – 46.086 = 0.35 m.

Escogemos el valor P = 0.35 para que la cota 6 de la transición coincida con la de la razante del canal.

10) **Inclinación de los tubos doblados**

A la entrada: $\frac{4.89}{1.04} = 4.7$

4.7 : 1 es más plano que 2:1, se acepta la inclinación

A la salida: $\frac{3.912}{0.832} = 4.7$

4.7 : 1 igual que la entrada aceptamos la inclinación

11) **Carga hidráulica disponible**

Cota 1 + tirante = 46.719 + 0.7 = 47.419 m.s.n.m.
Cota 6 + tirante = 46.436 + 0.7 = 47.136 m.s.n.m.
Carga disponible = 0.283 m.

12) **Cálculo de las pérdidas de carga**

Pérdidas por entrada: 0.4 (0.0938) = 0.037

Pérdidas por salida: 0.65 (0.0938) = 0.060

Pérdidas por fricción: $f\frac{L}{D}\frac{V_t^2}{2g} = 0.061$

Pérdidas por codos: Pcd

f = 0.025
L = 19.0 m.
D = 4 R = 0.9144

$$Pcd = \left(0.25\sqrt{\frac{12^o}{90^o}} \times \frac{V_t^2}{2g}\right) = 0.022$$

Para mayor seguridad las pérdidas totales se incrementarán en un 10%

Luego: 1.1 x 0.18 = 0.198 m.

Podemos deducir que la carga disponible menos las pérdidas totales son de :
0.283 – 0.198 = 0.085 m.

Lo que significa que no habrá problema hidráulico.

13) **Cálculo de la sumergencia a la salida**

Altura de sumergencia (0.70 + 0.35) - H_{te}

$$H_{te} = \frac{D_i}{\cos 12^o} = 0.935\,m$$

Altura de sumergencia: 1.05 – 0.935 = 0.115 m.

Este valor no va a exceder a: $\frac{H_{te}}{6} = 0.156\,m$

Luego: 0.115 < 0.156

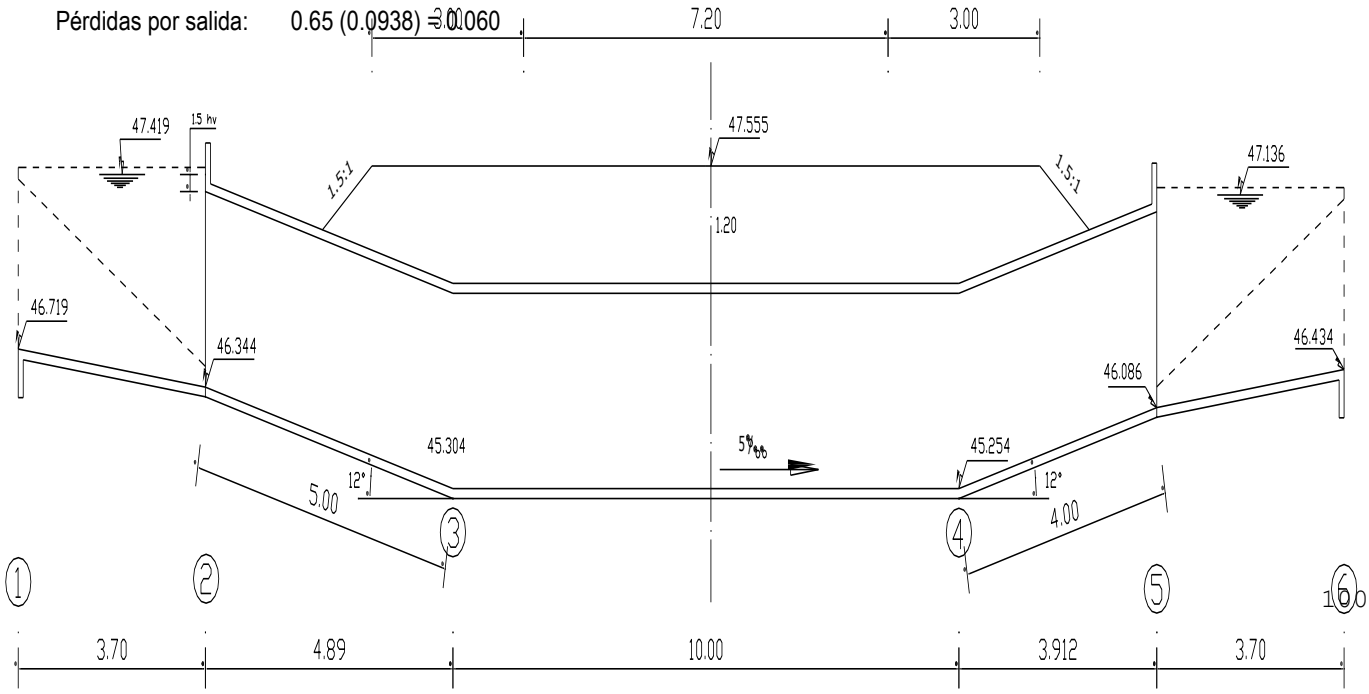
Se acepta el valor de sumergencia puesto que es menor a la altura permisible.

14) **Longitud de protección con enrrocado**

$L_p = 3\ D_i = 2.74 \approx 2.80$ m.

El proyecto trzado en la figura, se considera la solución al problema puesto que cumple con los requisitos hidráulicos.

DATOS
km. 1+030 COTA: 46.725
km. 1+070 COTA: 46.443



EJERCICIO

Diseñar un sifón en el cruce del Canal Pampagrande con la Quebrada Hualtacal, siendo el caudal del canal de 5.0 m3/s. Considerar un período de retorno de 50 años para el caudal de avenida de la quebrada y un coeficiente de rugosidad de n = 0.040.

Solución: ver Plano N° 2.

1. Revestimiento del Canal Pampa Grande

1) Aguas arriba de donde se inicia el sifón se ha proyectado revestir el Canal Pampa Grande una longitud de 131.0 m, siguiendo el mismo eje del canal actual.
2) El canal actual en este tramo de 131.0 m tiene una sección de tierra muy irregular y fue construido durante las obras de emergencia.
3) Por razones que se imponen en el canal actual, no se ha diseñado la sección de revestimiento a máxima eficiencia hidráulica.
4) Para garantizar la carga hidráulica aguas arriba del sifón se ha proyectado un revestimiento de mampostería ya que la rugosidad para este tipo de revestimiento nos dará tirantes más altos que con revestimiento de concreto simple.
5) La rugosidad para la Mampostería varia entre 0.017 para condiciones perfectas hasta 0.020 para condiciones buenas (Trueba Coronel pág. 178). Para diseño se ha tomado el valor n = 0.018.
6) Aplicando la ecuación de Manning el resultado de las características hidráulicas y geométricas del tramo del canal de 131.0 que se va a revestir es el siguiente:

Características Hidráulicas

Q	=	5.00 M3/S
y	=	1.293 m
A	=	3.611 m/s
P	=	5.16 m
R	=	0.700
V	=	1.38 m/s
S	=	0.0010 m/m
n	=	0.018
BL	=	0.407 m
$V^2/2g$	=	0.097 m

Características Geométricas

b	=	1.50 m
T	=	4.09 m
H	=	1.70 m
Z	=	1.00

7) Ante la formación de remansos por la acumulación de basura, palizada, troncos, etc. En la rejilla a la entrada del sifón, se ha creído conveniente darle al revestimiento un borde libre de 0.407 m; asimismo proyectar 02 obras de emergencia:
Aliviadero lateral y una compuerta

2. OBRAS DE EMERGENCIA

2.1 Aliviadero Lateral

2.1.1. Criterios de Diseño

1) Se ha proyectado con la finalidad de evitar desbordes del canal por la posible acumulación de basura en la rejilla a la entrada del sifón
2) En realidad el aliviadero lateral constituye una obra de pre-emergencia, porque cuando este comience a funcionar inmediatamente deberá ponerse en operación la compuerta.
3) La longitud M aliviadero ha sido fijada de manera exprofesa y aplicando la fórmula de WEISBACH se puede conocer el caudal a evacuar para diferentes alturas de agua sobre la corona M aliviadero. El borde libre del canal es 0.407.

$$Q = \frac{2}{3}.\ .L.2g.H^{3/2}$$

Q = Caudal m^3/S

μ = 0.65 coeficiente

L = 8.00 m

H = altura o carga de agua (m)

H	Q
0.05	0.17
0.10	0.49
Q 15	0.89
0.20	1.37
0.25	1.92

2.2 Compuerta

2.2.1. Criterios de Diseño

1) Cuando la compuerta se abre se supone que el aliviadero deja de funcionar, pudiendo ser regulada hasta mantener en el canal la situación que se requiera
2) las dimensiones de la ventana de la compuerta también se fijaron de manera exprofesa siendo sus características de descarga las siguientes:

$$Q = C.a.b./2gh$$

H = 1.60 m, asumiendo que está funcionando el aliviadero y solo quedan 0. 10 m.

C = 0.60 coeficiente de descarga a

a = 0.80 asumido

b = 1.20 asumido

g = 9. 810 m/s^2

$Q = 3.23m^3/s \rightarrow$ Caudal de descarga

2.2.2 Cálculo del resalto aguas abajo de la compuerta

$$Y_1 = a.C_c$$

C_c = 0.62 Coeficiente de contracción

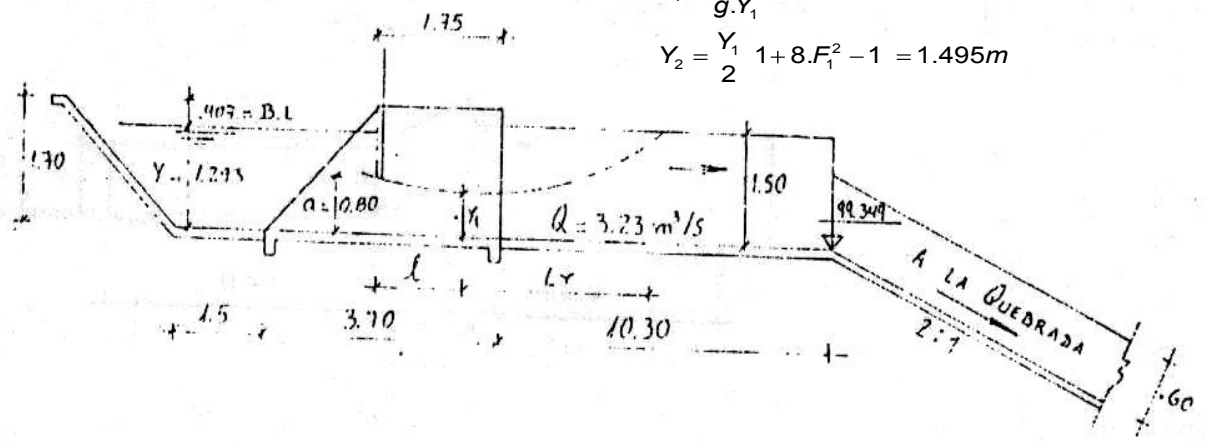
Y_1 = 0.496 m

$$l = \frac{a}{c_c} = 1.29m$$

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} = 5.43m/s$$

$$F_1 = \frac{V_1}{g.Y_1} = 2.46$$

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2}\ 1 + 8.F_1^2 - 1\ = 1.495m$$



2.2.3 Longitud de resalto

Lt = 6 (Y_2 - Y_1) $\rightarrow$ 6 x (1 .495 - 0.496) = 5.994 m

Lt 6.00 m

El tirante conjugado mayor Y_2 = 1.495 m, no se va a formar, porque a 1.75 m de la compuerta se ha proyectado un ensanchamiento brusco que no va a permitir la formación del tirante Y_2.

2.3 Cálculo de la Entrega a la Quebrada

El caudal que se descarga por la compuerta de emergencia y por el aliviadero es conducido por un canal de descarga para ser entregado a la quebrada mediante una rampa o rápida en talud 2 1,

Estableciendo balance de energía entre las secciones 0 y 1 :

$$99349 + 067 + \frac{2.22^2}{19.62} = 45.849 + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + 0.1\frac{V_1^2}{2gt}$$

$$100.27 = 95.849 + Y_1 + 1.1\frac{V_1^2}{2g}$$

$$4.421 = Y_1 + \frac{Q^2}{b^2 Y_1^2 2g}; Para\, Q = 3.23 m^3/s$$

$$b = 4.50m$$

$$4.421 = Y_1 + \frac{0.02626}{Y_1^2} -$$

$$Y_1 = 0.0777 \approx 0.078m$$

$$A_1 = 4.5 * 0.078 = 0.351m^2$$

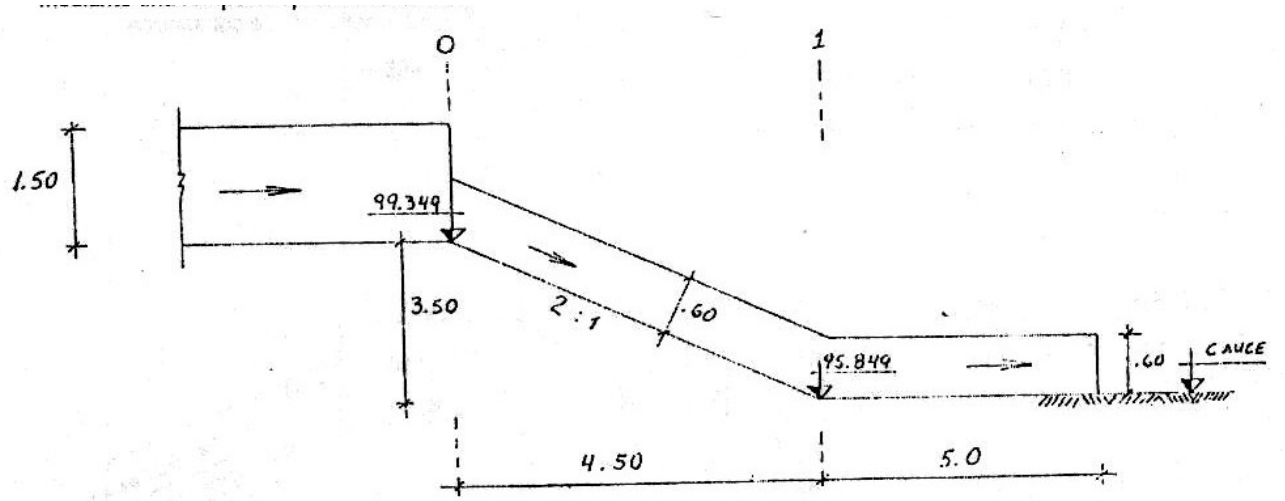
$$V_1 = 920.m/s$$

$$F_1 = 10.52$$

El tirante conjugado mayor Y_2 será

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2} \cdot 1 + 8F_1 - 1$$

Lr = 6 (1.12 - 0.078) = 6.25 m



Eto = Et_1 + pérdidas……(1)

En la sección 0 se asume la formación del tirante crítico para Q = 3.23 M^3/S,

b = 1.50 m y z

$Y_c = Y_o$ = 0.67 m

$V_c = V_o$ = 2.22 m/s

Reemplazando valores en la igualdad (1) se tiene:

Se ha dado una longitud de poza de 5.0 y al final un enrocado de 1.0 m de profundidad porque el Q = 3.23 m3/s ocurrirá eventualmente.

3. Diseño del sifón Q = 5.0 M31S

3.1 Diseño de la Sección del Barril

Aplicando la ecuación de la continuidad y considerando que el barril trabajará a tubo lleno se tiene

Q = V/A; asumiendo una sección de 1.20 x 1.60 m. Con esquinas ochavadas de 0.10 x 0.10 m. Se tiene un área de:

$$A = 1.20x1.60 - 4\left(\frac{0.10x0.10}{2}\right) \quad 1.90m^2$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{5.0}{1.90} = 2.63m/s$$

Se acepta esta velocidad, como la velocidad de diseño del sifón, ya que está dentro de lo comúnmente aceptado por la Secretaria de Recursos Hidráulicos de México, "Estructuras en Zonas de Riego - Sifones Tomo I". Referencia importante que se ha tomado en cuenta.

3.2 Poza de Desvío

3.2.1 Criterios de Diseño

1. El Canal Pampa Grande antes de cruzar la Quebrada Hualtacal, corre casi paralelo al eje de la quebrada, esta circunstancia ha exigido proyectar una poza para cruzar hacia la margen opuesta con el ángulo adecuado 109°30' y empalmar con el eje del canal.
2. Vista en planta, se observa que aguas abajo de la poza y junto a ella, se inicia el barril del sifón, siendo la cota de fondo de este 1.00 m, más arriba que la cota de la losa de fondo de la poza. Este desnivel hará las veces de un colchón amortiguador.
3. Aguas arriba de la poza y junto a ella, se ha proyectado un canal de sección rectangular de 3.0 m de longitud con la finalidad de facilitar la instalación de una rejilla desmontable.

3.3 Transición de Entrada

La transición de entrada se ha proyectado al final del revestimiento del Canal Pampagrande (131.0 m) y antes del canal de sección rectangular mencionado en el numeral 3 del apartado 3.2.1.

3.3.1 Longitud de la Transición

Características aguas arriba

b = 1.5 m

y = 1.293 m

Z = 1

T_1 = b + 2Zy = 4.086 m

Características aguas abajo

b = 2.0 m

Z = vertical

T_2 = 2.0

$$L.T = \frac{T_1 \quad T_2}{2tg\frac{\alpha}{2}} = \frac{4.086 \quad 2.0}{2tg12°30'} - 4.70m$$

Considerando que aguas abajo está la poza de desvió donde ocurrirán pérdidas por calda del agua, se adoptó:

L.T = 4.0 m

3.4 Análisis Hidráulico del Sifón (ver Dimensionamiento previo: Fig N°2)

1. Entre las Secciones 2 y 1 ocurren pérdidas por entrada, por fricción, por codos y por transición de salida.

2. En la sección 1 donde se inicia el canal de sección trapezoidal, el tirante en condiciones normales es Y_1 = 0.935 m, siendo las características del canal las siguientes

b = 4.0 m

S = 1.5 %

Z = 1.0

n = 0.028

Y = 0.935 m

A = 4.614 M^2

Q = 5.0 M^3/S

V = 1.083 m/s

$$\frac{V^2}{2g} = 0.06$$

3. El nivel de agua requerido en la sección 1 para que a la salida del sifón fluyan por el canal en condiciones normales el caudal de 5 m3/s es de:

98.423 + 0.935 = 99.358 m

4. El nivel de agua requerido en la poza de desvío para que se cumpla lo manifestado en el numeral anterior debe ser igual al nivel requerido en la sección 1 más la sumatoria de las pérdidas de carga que ocurren entre las secciones 1 y 2 incrementadas en un 10 %.

5. Las pérdidas de carga que ocurren entre las secciones 1 y 2 y la sumatoria de éstas es la siguiente

Pérdidas por entrada de la poza de desvío al barril del sifón

$$Pe = 0.5\frac{V_S^2}{2g} = \frac{2.63^2}{19.62}x0.5 = 0.18m$$

V_s = Velocidad en el sifón

Pe = 0.18 m

Perdidas por codos

$$Pc = 2\left[0.25 \quad \frac{V_s}{90 \; 2g}\right] \quad 2\left[0.25 \quad \frac{18.435^\circ}{90} x \frac{2.63^2}{19.62}\right] \quad 0.08m$$

Pérdidas por fricción

$$Pf = \left[\frac{V_n}{{}^3 R^2}\right]^2 L \quad \left[\frac{2.63x0.013}{0.52}\right]^2 x95.32 \quad 0.412m$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{1.9}{5.034} = 0.3774m$$

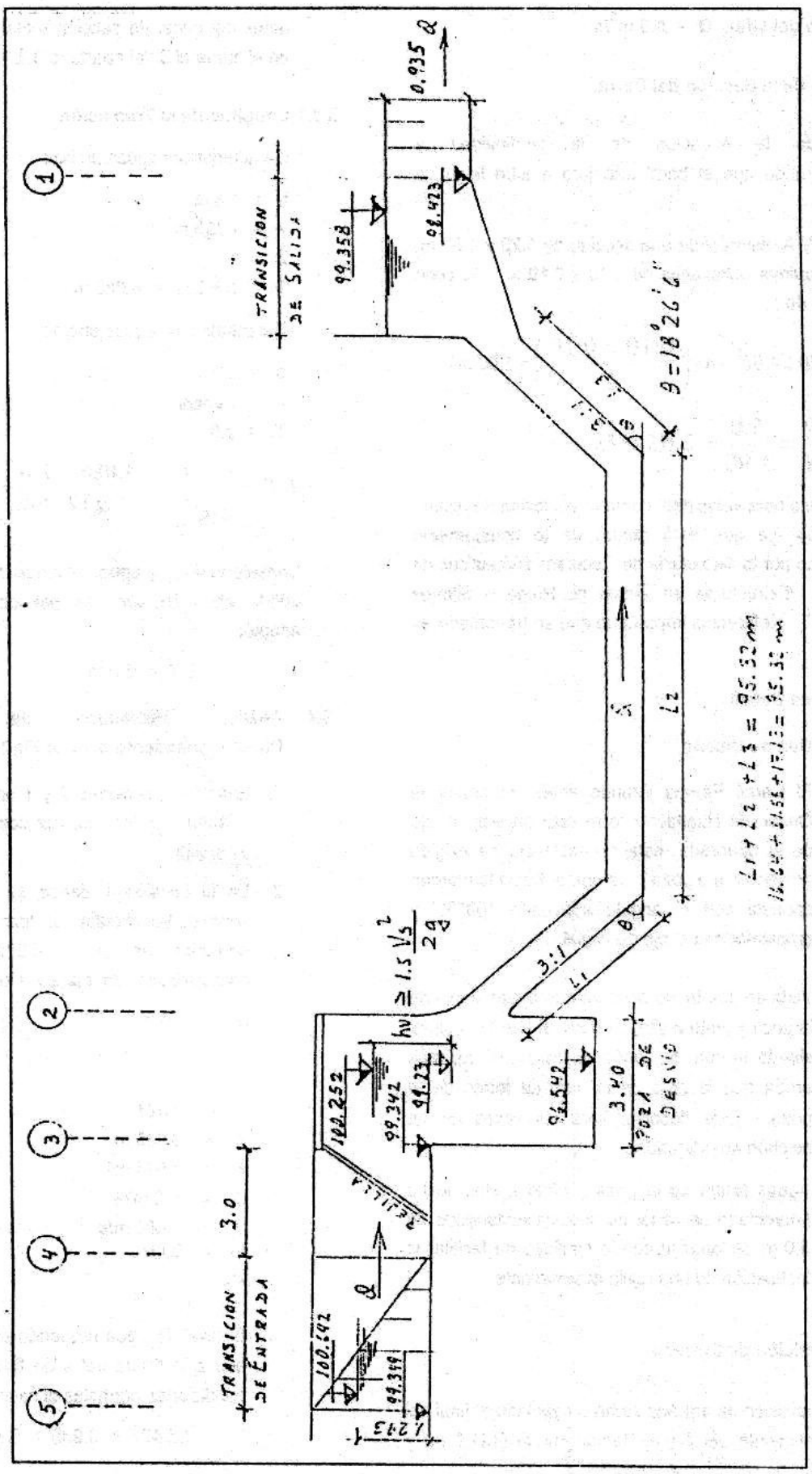
• Pérdidas por Transición de salida

$$P_s = 0.40x\frac{V_s^1}{2g} = 0.40x\frac{2.63^2}{19.62}x0.141m$$

• Sumatoria de las pérdidas de carga

$\sum$ de perdidas = Pe + Pc + Pf + Ps = 0.813 m

Por seguridad se incrementan 1,0 % = 1.1 x 0.813 = 0.894 m



TRANSICION DE SALIDA
TRANSICION DE ENTRADA
POZA DE DESVIO
REJILLA
0.935 Q
99.358
98.423
100.252
99.342
99.23
96.542
100.642
99.349
3.0
3.40
3:1
L1
L2
L3
θ = 18°26'6"
hv ≥ 1.5 Vs²/2g

FIG N°2

6. El nivel de agua necesario en la poza de desvío debe ser:

Nivel de agua en 1 + $\sum$ Pérdidas = 99.358 + 0.894 = 100.252 m

7. De otro lado, se tiene que en la sección 5 el nivel de agua en condiciones normales para 0 = 5.0 m^3/s es: 100.642 m, siendo las características del canal de llegada las siguientes

Q	=	5.0 M3/S
S	=	$1_o/_{00}$
b	=	1.5 m
Z	=	1
n	=	0.018
Y	=	1.293 m
V	=	1.38 mis

8. Entre la sección 5 y 4 ocurren pérdidas por transición de entrada y entre las 4 y 3 pérdidas por rejilla.

A continuación se calcula el nivel de agua en 3 y este nivel debe ser igual o ligeramente mayor al nivel de agua requerido en la poza (100.252 m) calculado en el numeral 6.

Balance de energía entre las secciones 5 y 4.

$ET_5 = ET_4 + Pe$.....(A)

$ET_5 = 99.349 + 1.293 + \frac{1.38^2}{19.62} = 100.739$ m

$ET_4 = 99.345 + Y4 + \frac{V_4^2}{2g}$

$Pe = 0.2\ \frac{V_4^2}{2g}$ (pérdidas por transición de entrada) 29

Reemplazando valores en la igualdad (A) se tiene:

1.394 = Y4 + 0.38226/$Y^2$4

Y_4 = 1.05 m

V_4 = 2.38 mis

$\frac{V_4^2}{2g}$ = 0.29 m

ET_4 = 100.685 m

Nivel de agua en la sección 4 99.345 + 1.05 = 100.395 m

Balance de energía entre las secciones 4 y 3

$ET_4 = ET_3 + Pr$..... (B)

Cálculo de las perdidas por rejilla (Pr)

$$Pr = K\left(\frac{V_n^2}{2g}\right); K \quad 1.45 - 0.45\left(\frac{An}{Ag}\right) \quad \left(\frac{An}{Ag}\right)^2$$

Se usara perfiles metálicos de 1/4 de espesor por 2'' de profundidad espaciados a @ 0. 10 m

N° de espacios: 2.00 10.10 = 20, N° de barrotes 20 - 1 = 19.

Ancho neto = 2.0 - 19 (0.0064) = 1.8784

Área neta 1.8784 x 1.05 = 1.9723 M2

$$Vn = \frac{Q}{An} = \frac{5.0}{1.9723} = 2.5 m/s$$

$$Ag = 2.0x1.05 = 2.10 m^2$$

$$K = 1.45 - 0.45\left(\frac{An}{Ag}\right) \quad \left(\frac{An}{Ag}\right)^2 \quad 0.145$$

$$Pr = 0.145x\frac{2.54^2}{19.62} = 0.048$$

Reemplazando valores en la igualdad (B) se tiene:

$ET_3 = ET_4 - Pr$

ET_3 = 100.685 - 0.048 = 100.637

ET_3 = cota fondo + $Y_2 + \frac{V_3^2}{19.62} = 99.342 + Y_3 + \frac{V_3^2}{19.62}$

$100.637 = 99.342 + Y_3 + \frac{V_3^2}{19.62}$

$$1.295 = Y_3 + \frac{Q^2}{b^2 Y_3^2 16.62} = Y_3 + \frac{0.3186}{Y_3^2}$$

$$Y_3 = 0.91m$$

$$V_3 = \frac{Q}{A} = \frac{5}{0.60x2} = 2.77m/s$$

$$ET_3 = 99.342 + 0.91 + \frac{2.77^2}{19.62} = 100.643m$$

Nivel de agua en la sección 3: 100.252

9. Resumiendo se tiene los siguientes niveles de agua (ver Fig N° 2).

Nivel en la Sección 5: 100.642

Nivel en la Sección 4: 100.395

Nivel en la Sección 3: 100.252 según cálculo numeral 8

Nivel en la Sección 2: 100.252 según cálculo numeral 5 y 6

100,252 = 100.252

Se acepta el diseño hidráulico del sifón.

10. Para garantizar la sumergencia el sello de agua hv $\geq$ 1.5 Vs2 1 2g

100.252 - 99.23 > 1.5 x $\frac{2.63^2}{19.62}$

1.022 > 0.529

Se garantiza que el flujo fluirá a tubo lleno.

4. Cálculo de la Socavación de la Sección del Sifón en la Quebrada

4.1 Caudal máximo de crecidas

Y = 2.50 m (definido por la huella del agua)

n = 0.040

S = 0.0035 (dato de campo)

A = 106.25 M2 (según sección topográfica)

P = 49.2 m2 (según sección topográfica)

$R^{2/3}$ 1.675 m

$$\therefore = \frac{AR^{2/3}S^{1/2}}{n} = \quad /s$$

$$V = \frac{Q}{A} = \quad s$$

4.2.-Profundidad de socavación (Ps) Fórmula para Suelos Cohesivos

$$ds = \left(\quad \right)$$

$$\alpha = \frac{Qd}{dm^{3/5} Be\mu}$$

$$Be = \quad + \quad =$$

$$\mu =$$

$$\gamma = \quad ^3$$

$$Qd = \quad m^3/s$$

$$dm = \frac{A}{Be} = \frac{106.25}{42.50} =$$

$$\therefore \quad =$$

β = 0.97 (50 años)

x = 0.315

do = 2.50

ds = 3.95

Ps = ds - Y

Ps = 1.45 m

Fórmula para suelos cohesivos:

do = Y = profundidad desde el nivel de agua al pasar la avenida hasta el fondo obtenido en el estiaje (m) ds = profundidad desde el nivel de agua al pasar la avenida hasta el nivel de fondo erosionado (m)

α = coeficiente

Be = Ancho efectivo en la sección

dm = Tirante medio en la sección (m)

μ = coeficiente de contracción

$\beta =$ Coeficiente que toma en cuenta el período de retorno del gasto de diseño (Qd).

x = exponente variable en cada una de las fórmulas en suelos no cohesivos depende de Dm en mm. En suelos cohesivos depende del peso volumétricos γ s en ton/M³.

Dm = Diámetro medio en mm

Se adoptó el valor Ps = 1.60 porque se está considerando protección con roca en la sección del cauce encima del sifón; por esta razón no se consideró coeficiente de seguridad.

4.3 Cálculo de ϕ de la piedra

$$V = \sqrt{2g\,\frac{wp - wa}{wa}\,D}$$

Siendo V la velocidad crítica de arrastre, la cual es ligeramente menor que la velocidad media de la corriente, luego

V = 2.48 m1s

K = 0.80

Wp = peso volumétrico de las piedras = 2.6 TIM^3

Wa = peso volumétrico del agua = 1.0 T/M^3

Reemplazando valores se tiene:

D = 0.55 m

Asumiendo factor de 1.5 tenemos un D = 0.80 m.

TABLA N° 1 COEFICIENTES B PARA SOCAVACIÓN

PROBABILIDAD ANUAL DE QUE SE PRESENTE EL CAUDAL DE DISEÑO (%)	COEFICIENTE B
00	0.77
50	0.82
20	0.86
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

TABLA N° 2 VALORES DE X y 1/(X + 1)

SUELOS COHESIVOS			SUIELOS NO COHESIVOS		
PESO ESPECIAFICO (T/m^3)	X	1/(X +1)	D (mm)	X	1/(X + 1)
0.80	0.52	0.66	0.05	0.43	0.70
0.83	0.51	0.66	0.15	0.42	0.70
0.86	0.50	0.67	0.50	0.41	0.71
0.88	0.49	0.67	1.00	0.40	0.71
0.90	0.18	0.67	1.50	0.39	0.72
0.93	0.47	0.68	2.50	0.38	0.72
0.96	0.46	0.68	4.00	0.37	0.73
0.98	0.45	0.69	6.00	0.36	0.74
1.00	0.44	0.69	8.00	0.35	0.74
1.04	0.43	0.70	10.00	0.34	0.75
1.08	0.42	0.70	15.00	0.33	0.75
1.12	0.41	0.71	20.00	0.32	0.76
1.16	0.40	0.71	25.00	0.31	0.76
1.20	0.39	0.72	40.00	0.30	0.77
1.24	0.38	0.72	60.00	0.29	0.78
1.28	0.37	0.73	90.00	0.28	0.78
1.34	0.36	0.74	140.00	0.27	0.79
1.40	0.35	0.74	190.00	0.26	0.79
1.46	0.34	0.75	250.00	0.25	0.80
1.52	0.33	0.75	310.00	0.24	0.81
1.58	0.32	0.76	370.00	0.23	0.81
1.64	0.31	0.76	450.00	0.22	0.83
1.71	0.30	0.77	570.00	0.20	0.83
1.80	0.29	0.78	750.00	0.19	0.84
1.89	0.28	0.78	1000.00		
2.00	0.27	0.79	0.70		

TABLA N° 3 PESOS ESPECIFICOS Y ANGULOS DE FRICCIÓN EN SUELOS

CLASE DE TERRENO	($/m^3$)	α
Tierra de terroplen seca	1.40	37°
Tierra de terraplén húmeda	1.60	45°
Tierra de terraplén empapada	1.80	30°
Área seca	1.60	33°
Arena húmeda	1.80	40°
Área húmeda	2.00	25°
Área empapada	1.50	43°
Légamo diluvial seco	1.90	20°
Légamo diluvial húmedo	1.60	45°
Arcilla seca	2.00	22°
Gravilla seca	1.83	37°
Gravilla húmeda	1.86	25°
Grava de cantos vivos	1.80	45°
Grava de cantos redodos	1.80	30°

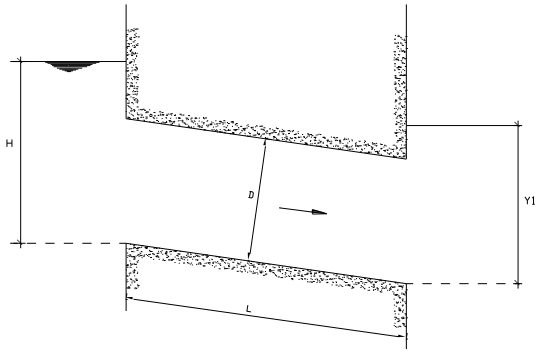
CAPITULO 06
ALCANTARILLAS

GENERALIDADES

Las alcantarillas son conductos que pueden ser de sección circulares o de marco (cuadradas o rectangulares) usualmente enterradas, utilizadas en desagües o en cruces con carreteras, pueden fluir llenas o parcialmente llenas dependiendo de ciertos factores tales como: diámetro, longitud, rugosidad y principalmente los niveles de agua, tanto a la entrada como a la salida.
Es así como desde el punto de vista práctico, las alcantarillas se han clasificado en función de las características del flujo a la entrada y a la salida de la misma.
Según las investigaciones de laboratorio, se dice que la alcantarilla no se sumerge si la carga a la entrada es menor que un determinado valor crítico denominado H^*, cuyo valor varía de 1.2 D a 1.5 D siendo D el diámetro o altura de la alcantarilla.

Tipos de alcantarilla por el flujo a la entrada y a la salida

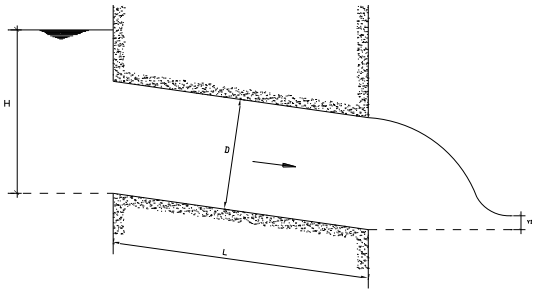
Tipo I: Salida sumergida



La carga hidráulica H^* a la entrada es mayor al diámetro D, y el tirante Y_t a la salida, es mayor a D, en este caso la alcantarilla es llena:

$H^* > D$
$Y_t > D$
Alcantarilla llena

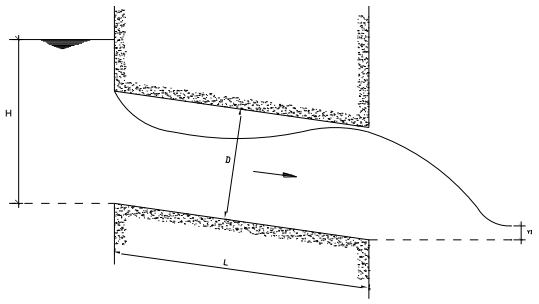
Tipo II: Salida no sumergida



$H > H^*$
$Y_t < D$

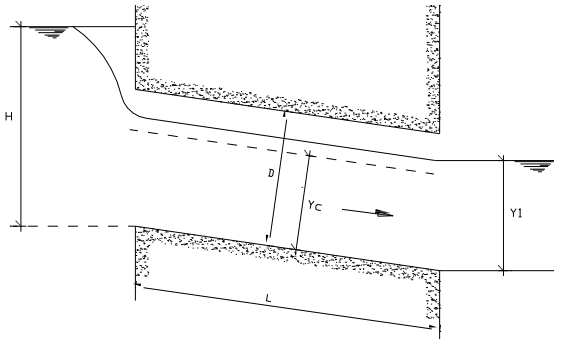
$1.2 \leq H^* \leq 1.5$
Alcantarilla llena

Tipo III: Salida no sumergida



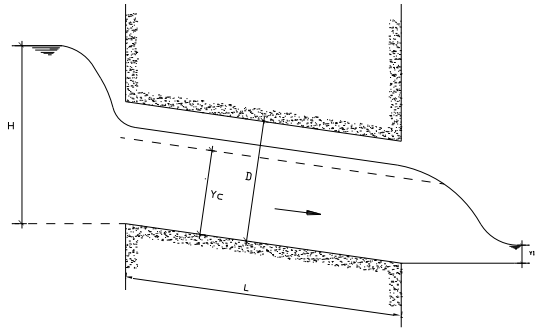
$H > H^*$
$Y_t < D$
Parcialmente llena

Tipo IV: Salida no sumergida



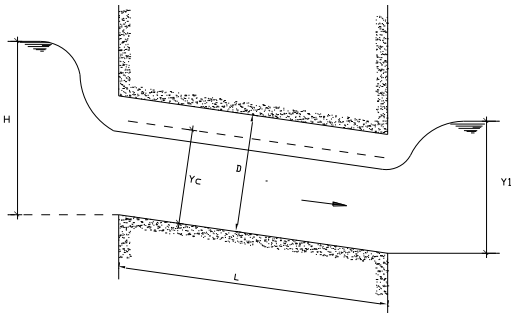
$H < H^*$
$Y_t > Y_c$
Flujo subcrítico en la alcantarilla

Tipo V: Salida no sumergida



$H < H^*$
$Y_t < Y_c$
Flujo subcrítico en la alcantarilla
Flujo supercrítico en la salida

Tipo VI: Salida no sumergida



$H < H^*$

$Y_t < Y_c$

Flujo supercrítico en la alcantarilla
Flujo supercrítico en la entrada

En diseños preliminares rápidos se recomienda usar $H^* = 1.5\ D$
Los tipos I y II corresponden a flujo confinado en tuberias y los otros tipos a flujo en canales abiertos.

CRITERIOS DE DISEÑO

1. El diseño hidráulico de una alcantarilla consiste en la selección de su diámetro de manera que resulte una velocidad promedio de 1.25 m/s, en ciertos casos se suele dar a la alcantarilla una velocidad igual a la del canal donde ésta será construida, sólo en casos especiales la velocidad será mayor a 1.25 m/s.

2. La cota de fondo de la alcantarilla en la transición de entrada, se obtiene restando a la superficie normal del agua, el diámetro del tubo más 1.5 veces la carga de velocidad del tubo cuando éste fluye lleno o el 20% del tirante en la alcantarilla.

3. La pendiente de la alcantarilla debe ser igual a la pendiente del canal.

4. El relleno encima de la alcantarilla o cobertura mínima de terreno para caminos parcelarios es de 0.60 m. y para cruces con la panamericana de 0.90 m.

5. La transición tanto de entrada como de salida en algunos casos se conectan a la alcantarilla mediante una rampa con inclinación máxima de 4:1.

6. El talud máximo del camino encima de la alcantarilla no debe ser mayor a 1.5:1.

7. En cruce de canales con camino, las alcantarillas no deben diseñarse en flujo supercrítico.

8. Se debe determinar la necesidad de collarines en la alcantarilla.

9. Normalmente las alcantarillas trabajan con nivel del agua libre, llegando a mojar toda su sección en períodos con caudales máximos.

10. Las pérdidas de energía máximas pueden ser calculadas según la fórmula:

$$\text{pérdidas} = P_e + \,'_f + \,'_s)\frac{V_a^2}{2g}$$

Donde los coeficientes de pérdida por fricción, se puede calcular mediante el diagrama de Moody o por el método que más se crea conveniente.

<u>Tipos de alcantarilla por su capacidad</u>

A. Alcantarilla de un tubo

Para caudales iguales o menores a 1.2 m^3/s
$Q\ máx = D_i^2\ (m^3/s)$
Longitud de transiciones
$L_t \geq 4D_i$

La transición de entrada no lleva protección y la transición de salida lleva una protección de enrrocado con un espesor de la capa igual a 0.20 m.

Longitud de protección
$L_p \geq 3\ D_i$
Diámetro interno mínimo
$D_i = 0.51$

B. Alcantarilla de dos tubos

Para caudales que oscilan entre 0.5 m^3/s y 2.2 m^3/s.
$Q\ máx = 2\ D_i^2\ (m^3/s)$
Longitud de transiciones
$L_t \geq 5D_i$

Las transiciones de entrada y salida llevan protección de enrrocado con un espesor de la capa de roca de 0.25 m, hasta una altura sobre el fondo del canal de 1.2 D.

Longitud de protección en la entrada
$L_p \geq 4\ D_i$
Longitud de protección en la salida
$L_p \geq 5\ D_i$
Diámetro interno mínimo
$D_i = 0.51$ m.

C. Alcantarilla de dos ojos

Para caudales que oscilan entre 1.5 m^3/s y 4.5 m^3/s.
Sección del ojo = ancho x altura
D x 1.25 D
Capacidad máxima de la alcantarilla
$Q\ máx = 3.1\ D^2\ (m^3/s)$

Entrada y salida con protección de enrocado y con espesor de la capa de roca de 0.25 m.

Longitud de transiciones

$L_t = D + b$

b = plantilla del canal

Longitud de protección en la entrada

$L_p = 3\ D$

Longitud de protección en la salida

$L_p = 5\ D$

Diámetro interno mínimo

$D_i = 0.80$ m.

D. Alcantarilla de tres ojos

Para caudales que oscilan entre 2.3 m^3/s y 10.5 m^3/s.

Sección del ojo = ancho x altura

D x 1.25 D

Capacidad máxima de la alcantarilla

Q máx = $4.8\ D^2$ (m^3/s)

Entrada y salida con protección de enrrocado y con un espesor de la capa de roca de 0.25 m.

Longitud de transiciones

$L_t = D + b$

b = plantilla del canal

Longitud de protección en la entrada

$L_p \geq 3\ D$

Longitud de protección en la salida

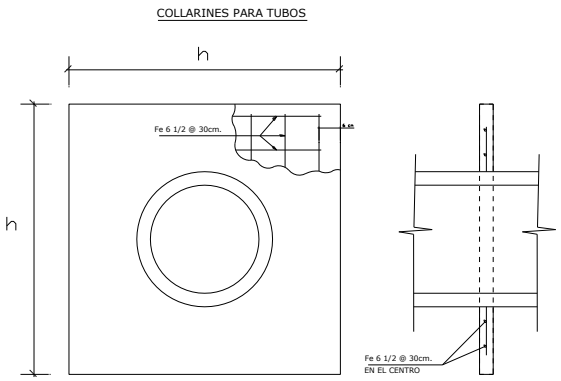
$L_p \geq 5\ D$

Diámetro interno mínimo

$D_i = 0.80$ m.

Collarines para los tubos

Estos se construyen cuando existe la posibilidad de uma remoción de las partículas del suelo en los puntos de emergencia y exista peligro de falla de la estructura por tbificación, debido al agua que se mueve alrededor de la periferie del tubo en toda su longitud.

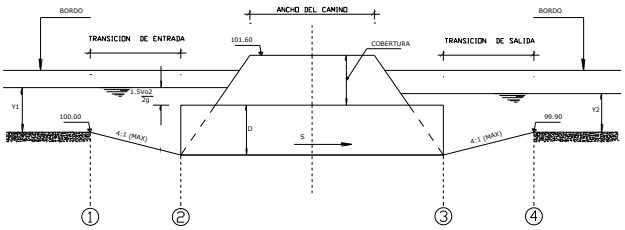


Dimensiones

Ø tubo	h (m)	e (m)
18”	1.52	0.15
21”	1.60	0.15
24”	1.68	0.15
27”	1.90	0.15
30”	2.13	0.15
36”	2.60	0.15
42”	2.82	0.20
48”	3.00	0.20
54”	3.50	0.20
60”	3.65	0.20

Ejemplo de diseño:

Diseñar la alcantarilla de la figura adjunta, que cruza un camino parcelario con ancho de 5.5 m.



Características del canal aguas arriba y aguas abajo

Q = 0.7 m^3/s (máximo)

Z = 1.5

S = 1 %o

n = 0.025

b = 1.0 m

$Y_1 = Y_2 = 0.59$ m

V = 0.63 m/s

$$\frac{V^2}{2g} = 0.02\,\text{m.}$$

Solucion:

1) Selección del diámetro

$$Q_{max} = Q_i^2$$

$$D_i = \sqrt{0.70}$$

$D_i = 0.836$ m escogemos: 36”

D_i = 36” = 0.9144 m

2) Cota del tubo en 2

Area = $\pi\ r^2 = 0.6567\ m^2$

$V_a = 1.066$ m/s

$$1.5\frac{V_a}{2g} = 0.087$$

Nivel de carga aguas arriba = 100+0.59 = 100.59

$$\text{Cota del tubo en } 2 = 100.59 - (D + 0.5\frac{V_a^2}{2g})$$

3) Longitud de transiciones: entrada y salida

$L_t = 4\ D_i$
$L_t = 3.66 \approx 3.70$

Longitud de la tubería:

Cota del camino: 101.60 m.s.n.m.
Cota del punto 2: 99.59 m.s.n.m.

Longitud = 2(1.5(101.60 - 99.59)) + 5.50
Longitud = 11.53 ≈ 11.60 m.

Cota en 4:
Esta cota al igual que la del punto 1, se obtiene del perfil del canal, cota 4: 99.90 m.s.n.m.

4) Carga hidráulica disponible

Sería la diferencia de niveles entre el punto 1 y 4

$\Delta H = (100.00 + 0.59) - (99.90 + 0.59)$
$\Delta H = 0.10$ (debe ser ≥ a las pérdidas de carga)

5) Inclinación de la transición de entrada

La inclinación máxima recomendada es 4:1

$$\frac{L_t}{\text{cota } 1 - \text{cota } 2} = \frac{3.70}{100.00 - 99.59} = 9$$

la inclinación sería 9:1 < 4:1; se acepta

6) Balance de energía entre 1 y 4

$E_1 = E_4 + \sum$ pérdidas (A)
$\sum$ pérdidas = $P_e + P_f + Os$

$$P_e = \text{pérdidas por entrada} = 0.5\frac{V_a^2}{2g} = 0.029$$

$$P_s = \text{pérdidas por salida} = 0.65\frac{V_a^2}{2g} = 0.038$$

$$P_f = \text{pérdidas por fricción} = f\frac{L}{D}\frac{V_a^2}{2g} = 0.019$$

Donde:
f = 0.025 (comunmente asumido para casos prácticos)
L = 11.60 (se puede redondear a 12)
D = 0.9144 m.

Los coeficientes de P_e y P_s
$\sum$ pérdidas = 0.086 m.

E_1 = 100.0 + 0.59 + 0.02 = 100.61
$E_4 + \sum$ pérdidas = 99.90 + 0.59 + 0.02 + 0.086 = 100.596 m.

Em la ecuación (A) debe cumplirse la igualdad, o ser E_1 ligeramente mayor, en nuestro caso se tiene:
$E_1 - (E_4 + \sum$ pérdidas) = 100.61 – 100.596 = 0.014 m.

Lo que significa que no habrá problema hidráulico, según nuestro cálculo la alcantarilla funcionará perfectamente.

7) Inclinación de la transición de salida

$$\frac{3.70}{99.90 - 99.57} = 11.2$$

La inclinación sería: 11.2 :1 < 4:1
Se acepta

<u>Altura de la cobertura</u>

$$\frac{\text{cota } 2 + \text{cota } 3}{2} = 99.58$$

101.60 – (99.58 + 0.9144) = 101.60 – 100.49 = 1.10 m.
1.10 > 0.60 (mínimo requerido)
No existe problema

8) Longitud de protección

Es la longitud del enrrocado en seco colocado a mano, entre la transición y el canal de tierra

$L_p = 3\ D_i$
L_p = 3 x 0.9144 = 2.74
L_p = 2.80 m.

El enrorocado se colocará sólo en la salida y en un espesor de 0.20 m.

CAPITULO 07
ACUEDUCTOS, COLCHONES Y CANOAS

GENERALIDADES

Viene a ser la misma obra de arte, son generalmente proyectadas en el cruce de canales o cruce de canales con quebradas y pueden ser aéreos o enterrados cuando el cruce es por encima o por debajo de la quebrada o del otro canal, su diseño hidráulico se asemeja al de una alcantarilla que fluye a pelo libre. A veces se proyecta con una tapa en la parte superior y en este caso sirve también como pasarela o losa peatonal.

CRITERIOS DE DISEÑO

1. Estas obras constan de transición de entrada y transición de salida, siendo siempre rectangular la sección de la canoa.
2. La energía de la canoa debe ser en lo posible igual a la energía del canal, para lo cual se trata de dar velocidad en la canoa igual a la del canal, despreciándose las pérdidas de carga en este caso, normalmente suele dársele a las transiciones ángulos de 12º 30'.
3. La pendiente en la sección de la canoa, debe ajustarse lo más posible a la pendiente del canal a fin de evitar cambios en la razante de fondo del mismo.
4. Normalmente se aconseja diseñar considerando un tirante en la canoa igual al del canal, si el caso lo permite.
5. La condición de flujo en la canoa debe ser subcrítico.

Ejemplo de diseño:

Diseñar hidráulicamente una canoa, por donde fluye un caudal de 0.45 m^3/s, las características del canal aguas arriba y aguas debajo de la canoa son las siguientes:

S = 0.3 ‰
Y = 0.66 m.
b = 0.60 m
n = 0.025
Z = 1
V = 0.54 m/s

$$\frac{V^2}{2g} = 0.015$$

Solución:

1) Según datos se tiene que la velocidad em el canal es muy pequeña al diseñar conm esa misma velocidad, la canoa se estaría sobredimensionando y como quiera que llevará transiciones de concreto, tanto a la entrada como a la salida, podemos asumir preliminarmente una velocidad de diseño igual a 1 m/s. cuidando que esta velocidad no corresponda a flujo crítico o supercrítico.

2) Cálculo de la sección del flujo en la canoa

Si *V* = 1 *m/s*

$$A = \frac{0.45}{1.00} \qquad A = 0.45\, m^2$$

Asumiendo una plantilla b = 0.6 m., el tirante en la canoa será:

A = b Y
0.45 = 0.6 *Y*
Y = 0.75 *m.* *(sin considerar pérdidas de carga)*

3) Tipo de Flujo en la Canoa

Caudal Unitario $q = \frac{0.45}{0.60} = 0.75\, m^3/seg \times m$

$$Y_c = \sqrt{\frac{q^2}{g}}$$

Y_c = 0.386 *m.*
V_c = 1.94 *m/s*

Lo que significa que nuestra canoa está siendo diseñada en flujo subcrítico, cumpliéndose la condición de diseño necesaria en este caso; puesto que:

0.75 m. > 0.386 m.
1 m/s < 1.94 m/s

4) Longitud de transiciones

Considerando que éstas serán construidas con ángulo de 12º30', se tiene:

$$L_t = \frac{T_1 - T_2}{2\, tg(12º30')}$$

T_1 = *b* + 2*ZY* = 1.92 *m.*
T_2 = *0.60 m.*

$$L_t = \frac{1.32}{0.444} = 2.97\, m$$

L_t =2.97 ≈ 3.00 *m.*
L_t = 3.00 *m.*

5) Dimensionamiento longitudinal de la estructura

Con el perfil longitudinal de la canoa en el cruce y si fuera necesario un plano en planta, se define la longitud total de la estructura y puesto que se conoce la longitud de las transiciones, se

determina el nivel de las cotas de fondo.

Transicion de entrada
Cota inicial : 36.78
Cota final : 36.668 (inicial de la canoa)

Transición de salida
Cota inicial : 36.63
Cota final : 36.695 (final de la canoa)

Estas cotas están sujetas a un ajuste según el resultado del análisis hidráulico.

Longitud de la canoa = 29 m.

6) Análisis hidráulico

El análisis hidráulico consiste en establecer un balance de energía entre los diferentes tamos de la estructura y comprobar que hidráulicamente funcionará (ver figura)

7) Balance de energía entre 1 y 2

E_1 = E_2 + pérdidas por entrada
(A)

$$E_1 = Cf_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 36.78 + 0.66 + 0.015$$

E_1 = 37.455

$$pérdidas = 0.2\frac{(V_2^2 - V_1^2)}{2g} = 0.2\frac{V_2^2}{2g} - 0.003$$

$$E_2 = Cf_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g} = 6.668 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

Reemplazando valores en la igualdad (A)

$$37.455 = 36.668 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + 0.2\frac{V_2^2}{2g} - 0.003$$

Simplificando tenemos:

$$0.79 = y_2 + 1.2\frac{V_2^2}{2g}$$

$$0.79 = y_2 + 1.2\frac{Q^2}{2gb^2y_2^2} \qquad b = 0.6$$

(asumido)

$$0.79 = y_2 + \frac{0.0344}{y_2^2}$$

Resolviendo por tanteos, resulta:
Y_2 = 0.725 m.
A_2 = 0.435 *m²*.
V_2 = 1.034 *m/s*.

8) Determinacion de la pendiente en la Canoa

$$S = \left(\frac{V_2\, n}{R_2^{2/3}}\right)^2$$

A_2 = 0.435 *m²*
P_2 = 2.05 *m.*
R_2 = 0.21 *m.*
S = 0.0017
S = 1.7 ‰

9) Cota de la plantilla en 3

Cota 3 : Cf_2 – (0.0017 x 29)
Cota 3 : 36.668 – 0.0493
Cota 3 : 36.619

10) Balance de energía entre 2 y 3

E_2 = E_3 + *pérdidas por fricción* (B)

$$E_2 = Cf_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g} = 6.668 + 0.725 + 0.054$$

E_2 = 37.477

$$perdidas\ por\ fricción = \left(\frac{Vn}{R^{2/3}}\right)^2 \cdot 29 = 0.0017 \text{ x } 29 = 0.0493$$

$$E_3 = Cf_3 + y_3 + \frac{V_3^2}{2g} = 36.619 + y_3 + \frac{V_3^2}{2g}$$

Reemplazando valores en la igualdad (B)

$$37.447 = 36.619 + y_3 + \frac{V_3^2}{2g} + 0.0493$$

Simplificando tenemos:

$$0.7787 = y_3 + \frac{Q^2}{2g\,0.6^2\,y_3^2} + 0.0493$$

$$0.7787 = y_3 + \frac{0.0287}{y_3^2}$$

Resolviendo por tanteos resulta:
Y_3 = 0.725 *m.*
A_3 = 0.435 *m²*
V_3 = 1.034 *m/s*

11) Balance de energía entre 3 y 4

E_3 = E_4 + *pérdidas por transición de salida*
(C)

$$E_3 = Cf_3 + y_3 + \frac{V_3^2}{2g} = 6.619 + 0.725 + 0.054$$

E_3 = 37.398

$$E_4 = Cf_4 + y_4 + \frac{V_4^2}{2g} = 36.695 + 0.66 + 0.015$$

E_4 = 37.37

$$pérdidas = 0.4\frac{(V_3^2 - V_4^2)}{2g} = 0.016$$

Reemplazando valores en la igualdad (C)
37.398 = 37.37 + 0.016
37.398 ≈ 37.386

Lo que significa que hidráulicamente no habrá problemas, la canoa trabajará bien, en la figura se presentan las cotas de diseño, donde apreciamos que unicamente se ha variado cota 36.63 por 36.619 ya que así lo exige el diseño.

12) Cálculo del borde libre

Debido a que la velocidad en la canoa es pequeña, nos resutaría un borde libre razonablemente muy pequeño, se recomienda usar la siguiente relación para bordes libres mínimos:

$$\frac{Y}{H} = 0.75$$

Donde "Y" es el tirante en la canoa y H la altura total de la misma, entonces:

$$H = \frac{0.72}{0.75} = 0.96 \approx 1.00 \quad ó \quad 0.95$$

(según criterio)
B.L = (1.00 - 0.725) = 0.275 m.

13) Inclinación de las transiciones

Entrada: $\frac{3}{0.112} = 26.8:1$ más plano que 4:1

Salida: $\frac{3}{0.076} = 36.5:1$ más plano que 4:1

Se acepta las inclinaciones

14) Longitud de protecciones de entrada y salida

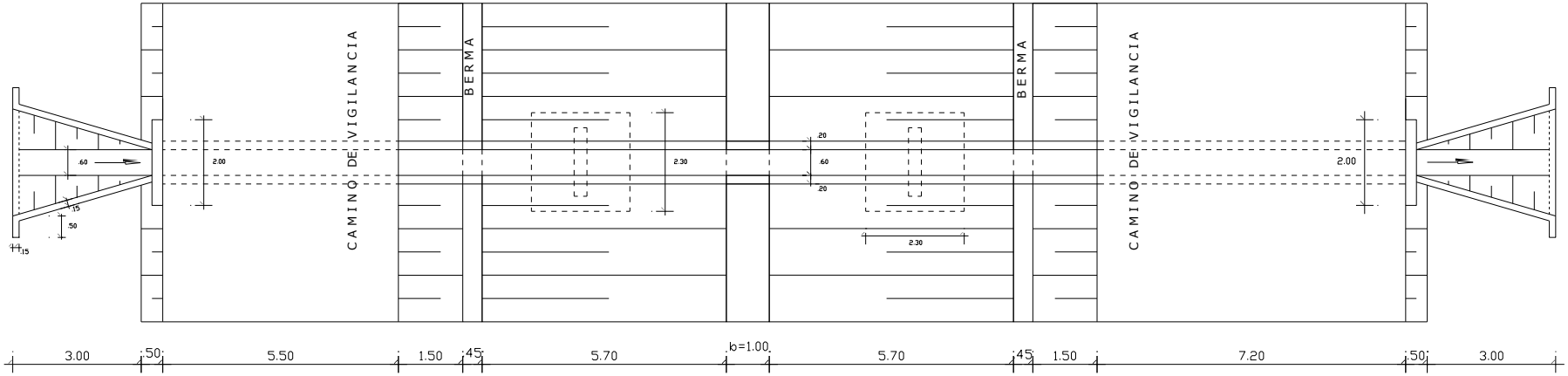
L.P ≥ 3 Y_1
L.P = 3 (0.725) = 2.175 ≈ 2.50
L.P = 2.50 m.

Las protecciones son de enrrocado en seco.

CANOA

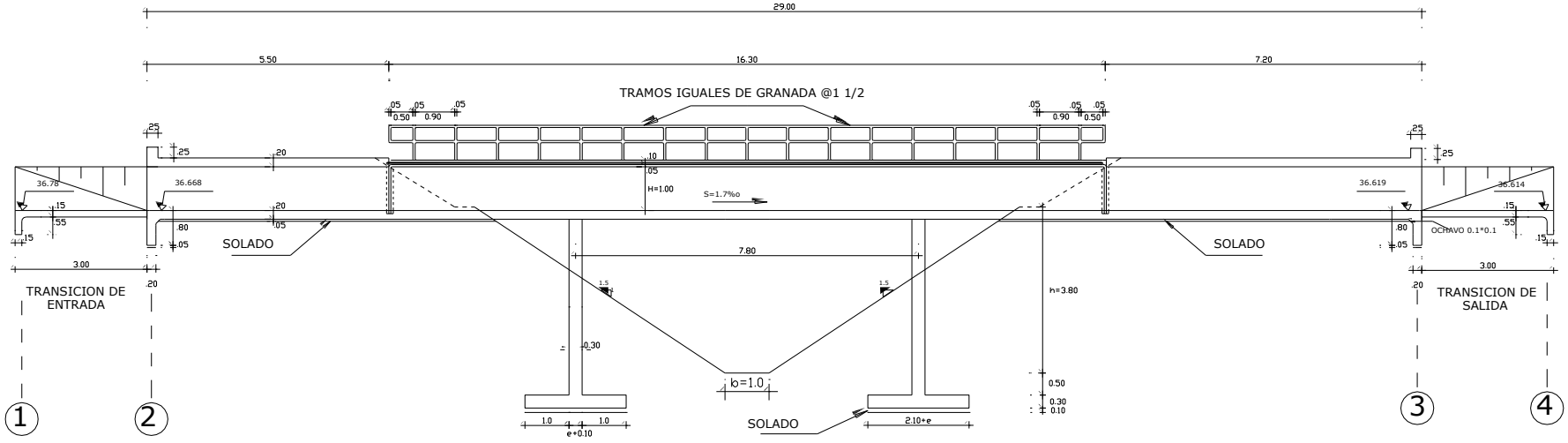
a) PLANTA

ESC. 1/100



b) CORTE A-A

ESC. 1/100



CONTRAFLECHA = 3cm.

CAPITULO 08
AFORADOR PARSHALL

1. Generalidades

La necesidad de contar con un dispositivo cuya precisión fuese la de un vertedero donde no se presentara el problema azolve o avenamiento, fue resuelto por el ingeniero Ralph I. Parshall de la estación agrícola experimental de Colorado U.S.A en 1922 y lo llamo inicialmente "Medidor de Ventura mejorado", nombre que fue cambiado posteriormente por el de "Conducto medidor Parshall", según Trueba Coronel (21 Págs. 295 a 348) haremos referencia en forma mas o menos detallada.

2. Ventajas

Entre las principales ventajas como estructura de aforo podemos enumerar:
1.- El diseño es simple y su construcción suele resultar barata y se ubica en lugares que deben revestirse o si se combina con caída, sifones, etc.
2.- La estructura trabaja aun teniendo gran variación en el gasto y este se puede determinar con bastante precisión pues cuando el medidor trabaja con descarga libre el error es menor que 3% y cuando trabaja ahogado el error no pasa de 5%.
3.- No se produce el problema de avenamiento en la estructura ni aguas arriba de ella conservando siempre su misma precisión.
4.- Su conservación es casi nula y su fácil lectura permite un control a nivel de usuario y sectorista de riego sin mayor experiencia.
5.- Hidráulicamente funciona bien por su baja perdida de carga con relación a otros tipos de medidores.

3. Descripción de la estructura

El medidor Parshall consta básicamente de tres partes fundamentales: la entrada, la garganta y la salida.

1.- La entrada consta de dos paredes verticales simétricas y convergentes de inclinación 5:1 con fondo o plantilla horizontal.
2.- La garganta consta de dos paredes verticales y paralelas, el fondo inclinado hacia abajo con pendiente 2.67:1.
3.- Las salidas son dos paredes verticales divergentes con el fondo ligeramente inclinado hacia arriba cabe señalar que la arista que se forma por la unión de la forma de la entrada y el de la garganta se le llame cresta de medidor cuyo ancho se le designa con la letra W y se le llama tamaño del medidor.
En la Fig. 4.26 se presenta el medidor Parshall y sus principales dimensiones, cabe señalar que el cero de las escalas para medir las cargas H_a y H_b coincide con la cota de la cresta.

En la tabla 4.12 se da una recopilación de las dimensiones de las estructuras usadas en los experimentos de Parshall.

4. Funcionamiento

El medidor Parshall funciona en dos casos y bien diferenciados:

a) Con descarga libre.
b) Con descarga sumergida o ahogada.

Cuando el agua llega a la cresta del medidor se precipita siguiendo el piso descendente de la garganta, hasta que al salir de ella, empieza a perder velocidad y como esta es menor en el canal de aguas abajo, se produce un salto hidráulico cerca del extremo inferior de la garganta, el salto se localizara mas lejos para caudales grandes y mas cerca para caudales pequeños, lo que significa que la carga H_b variara haciéndose mas pequeña o aumentara hasta ser igual a H_a .
La localización del salto es afectada igualmente por la elevación de la creta sobre la plantilla del canal así como también por la diferencia de elevación de la plantilla en los canales aguas arriba y aguas debajo de la estructura.

a) Descarga libre

Cuando el escurrimiento es libre, el caudal aguas debajo de la estructura no obstaculizada a la descarga por la garganta y en este caso la garganta H_b es considerablemente menor que la carga H_a , la descarga libre puede acontecer de dos maneras:

- Sin salto hidráulico: Este caso se presenta cuando el tirante aguas abajo del medidor es muy pequeño en relación al nivel de la cresta del medidor i físicamente se manifiesta con una circulación libre del agua en el medidor, sin producir ninguna turbulencia o cambio brusco del tirante de agua.
- Con salto hidráulico: Este caso se presenta, cuando el tirante aguas abajo del medidor es lo suficientemente grande con respecto al nivel de la cresta y por lo tanto el agua trata de recuperar el nivel de aguas abajo, lo cual se hace bruscamente, produciendo el salto hidráulico, siempre y cuando el salto hidráulico se produzca fuera de la garganta el escurrimiento será libre.

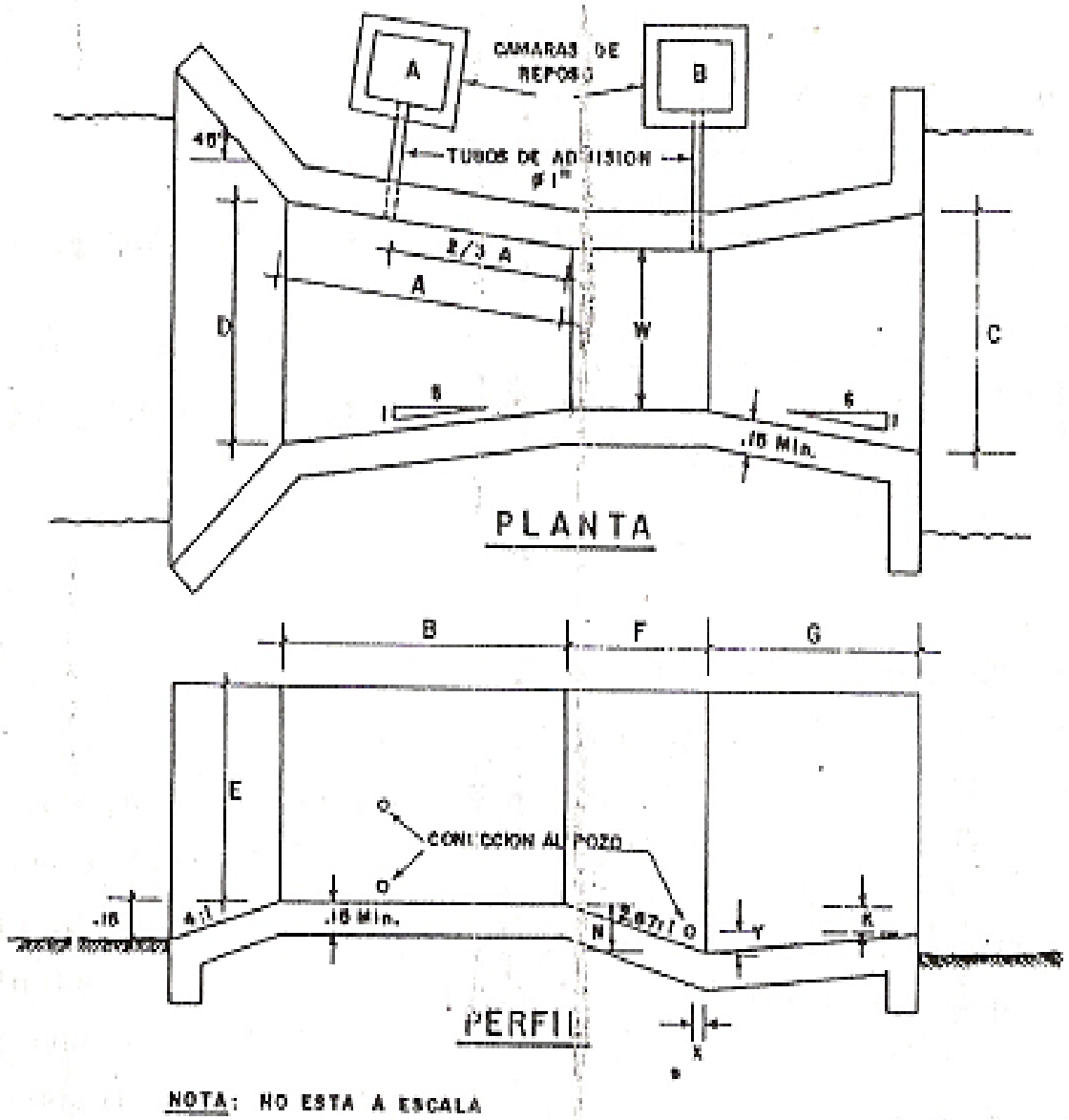
b) Descarga sumergida

Cuando el caudal aguas debajo de la estructura obstaculiza la descarga por la garganta, se tiene escurrimiento sumergido, y en este caso la carga

TABLA 4.II Dimensiones en Metros y Caudal en m³/seg. de Medidores Parshall

W		A	B	C	D	E	F	G	K	N	X	Y	CAUDAL LIMITE PARA FLUJO LIBRE	
													MAXIMO	MINIMO
pies	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m³/s.	m³/s.
0.25	0.0762	0.4663	0.4572	0.1777	0.2585	0.3810	0.1524	0.3048	0.0253	0.0570	0.0253	0.0381	0.0336	0.0008
0.50	0.1524	0.6218	0.6096	0.3938	0.3938	0.4572	0.3048	0.6096	0.0762	0.1143	0.0509	0.0762	0.1092	0.0014
0.75	0.2286	0.7800	0.7635	0.5639	0.5502	0.6096	0.3048	0.4572	0.0762	0.3750	0.0509	0.0762	0.2464	0.0025
1.00	0.3048	1.3716	1.3430	0.6096	0.8446	0.9144	0.6096	0.9144	0.0762	0.2286	0.0509	0.0762	0.4508	0.0098
2.00	0.6096	1.5240	1.4953	0.9144	1.2064	0.9144	0.6096	0.9144	0.0762	0.2286	0.0509	0.0762	0.9268	0.0185
3.00	0.9144	1.6764	1.6447	1.2192	1.5715	0.9144	0.6096	0.9144	0.0762	0.2286	0.0509	0.0762	1.4112	0.0272
4.00	1.2192	1.8288	1.7937	1.5240	1.9367	0.9144	0.6096	0.9144	0.0762	0.2286	0.0509	0.0762	1.9012	0.0353
5.00	1.5240	1.9812	1.9431	1.8288	2.3018	0.9144	0.6096	0.9144	0.0762	0.2286	0.0509	0.0762	2.3968	0.0616
6.00	1.8288	2.1336	2.0925	2.1336	2.6670	0.9144	0.6096	0.9144	0.0762	0.2286	0.0509	0.0762	2.8980	0.0736
7.00	2.1336	2.2860	2.2415	2.4384	3.0322	0.9144	0.6096	0.9144	0.0762	0.2286	0.0509	0.0762	3.3992	0.1142
8.00	2.4384	2.4384	2.3909	2.7432	3.3973	0.9144	0.6096	0.9144	0.0762	0.2286	0.0509	0.0762	3.9060	0.1294
10.00	3.0480	2.7432	4.2672	3.6576	4.7561	1.2192	0.9144	1.8288	0.1524	0.3429	0.3048	0.2286	5.6000	0.2548
12.00	3.6576	3.0480	4.8768	4.4705	5.6071	1.5240	0.9144	2.4384	0.1524	0.3429	0.3048	0.2286	9.8000	0.2548
15.00	4.5720	3.5052	7.6200	5.5879	7.6200	1.8288	1.2192	3.0480	0.2286	0.3505	0.3048	0.2286	16.8000	0.2548
20.00	6.0960	4.2672	7.6200	7.3152	9.1440	2.1336	1.8288	3.6576	0.3048	0.6858	0.3048	0.2286	28.0000	0.2800
25.00	7.6200	5.0290	7.6200	8.9407	10.6680	2.1336	1.8288	3.9624	0.3048	0.6858	0.3048	0.2286	33.6000	0.4200
30.00	9.1440	5.7912	7.9248	10.5665	12.3127	2.1336	1.8288	4.2672	0.3048	0.6858	0.3048	0.2286	42.0000	0.4200
40.00	12.1920	7.3152	8.2296	13.8175	15.4814	2.1336	1.8288	4.8768	0.3048	0.6858	0.3048	0.2286	56.0000	0.5600
50.00	15.2400	8.8392	8.2296	17.2721	18.5294	2.1336	1.8288	6.0960	0.3048	0.8687	0.3048	0.7500	84.0000	0.7000

FIG. 4.26 DIMENSIONES EN MEDIDORES PARSHALL
(TABLA 4.11)



NOTA: NO ESTA A ESCALA

H_b difiere poco de la carga H_a siendo el caudal función de dos cargas: H_a y H_b

Es decir, cuando la miar en "b" marca una altura de agua (H_b) se dice que el medidor funciona con cierto grado de sumergencia.

5. Sumergencia

A la relación: $S = \frac{H}{H_a}$

Se le conoce como grado de sumergencia o de sumersión y es la que determina si en un momento dado, el medidor trabaja libre o con sumersión; estas características de escurrimiento estas determinadas con los siguientes valores:

Tamaño del medidor	Descarga libre	Con sumersión
W menor de 0.30 m	S < 0.60	S de 0.6 a 0.95
W entre 0.30 y 2.50 m	S < 0.70	S de 0.7 a 0.95
W entre 2.50 y 15.0 m	S < 0.80	S de 0.8 a 0.95

Parshall demostró que cuando la sumergencia es mayor de 0.95 la determinación del gasto se vuelve muy incierta debiendo adoptarse S = 0.95 como valor máximo.

6. Formulas para calcular el caudal del medidor (m³/s)

a) En descarga libre

Normalmente se recomienda que el medidor trabaje en descarga libre, ya que para el cálculo del gasto, será suficiente conocer la altura de carga H_a constituyéndola en la expresión:

$$Q = \quad H_a$$

Para: W= 0.15 m

$$Q = \quad (3.281H_a)^{1.57W^{0.026}} \qquad (4.40)$$

Para W entre 0.30 y 2.50 m.

$$Q = \quad + \quad ; \text{ para W entre 2.50 y 15.0 m} \qquad (4.41)$$

b) En descarga sumergida

Cuando un medidor trabaja sumergido el gasto se calcula según la siguiente expresión general:

$$Q = \quad - \qquad (4.42)$$

Donde:

m y n; valores que se indican en la tabla 4.12

H_a : carga en la entrada del medidor.

c: factores de ajuste que esta en función de W, H_a y S, su valor se calcula según las siguientes expresiones:

$$c = \frac{0.0285H^{2.22}}{H_n + \frac{}{3.05}} - \frac{H}{87.94} \qquad (4.43)$$

Para W = 0.15 m

$$c = \left[\quad \right] \qquad (4.44)$$

Para W entre 0.30 y 2.50 m.

$$c = \quad - \quad {}^{2}W \qquad (4.45)$$

Para W entre 2.5 y 15.0 m.

Tabla 4.12 Valores de m y n para Q en medidores de Parshall

W (mts)	m	n	W (mts)	m	n
0.15	0.3812	1.580	4.50	10.790	1.60
0.30	0.680	1.522	5.00	11.937	1.60
0.50	1.161	1.542	6.00	14.229	1.60
0.75	1.774	1.558	7.00	16.522	1.60
1.00	2.400	1.570	8.00	18.815	1.60
1.25	3.033	1.579	9.00	21.107	1.60
1.50	3.673	1.588	10.00	23.400	1.60
1.75	4.316	1.593	11.00	25.692	1.60
2.00	4.968	1.599	12.00	27.985	1.60
2.50	6.277	1.608	13.00	30.278	1.60
3.00	7.352	1.60	14.00	32.570	1.60
3.50	8.498	1.60	15.00	34.863	1.60
4.00	9.644	1.60			

7. Perdida de carga en el medidor

Las perdidas de carga que se producen en un medidor, son función del gasto “Q”, del tamaño “W” y del grado de sumersión “S” con que trabaja la estructura, en las Figs. 4.27.a y 4.27.b se puede calcular este valor.
Parshall dio la formula para calcular las perdidas en medidores de 10 a 50 pies (3.0 a 15.0 m) mas no para medidores de menor tamaño; fue el ing. Edmundo Tabeada quien elaboro la Fig. 4.27.b. el valor de la perdida de carga para medidores entre 3.0 y 15 m. Se calcula según la formula:

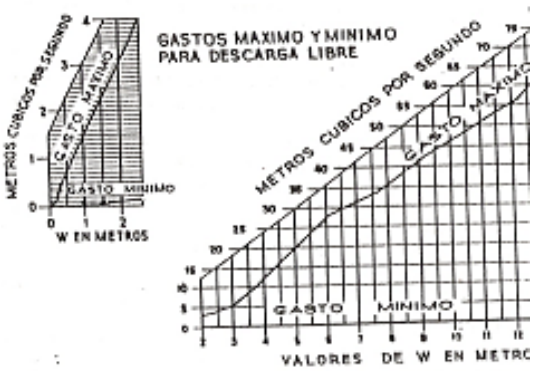
$$P = \frac{5.072}{(w+} - \qquad (4.46)$$

8. Criterios de selección del tamaño más adecuado

Esto se deduce a comparar únicamente la relación tamaño W y perdida de carga que tienen lugar en diferentes tamaños de medidores a fin de seleccionar aquel que presente mayores ventajas, para esto, es necesario conocer de antemano el caudal máximo observándose en la Fig. 4.28, que existen varios tamaños de medidores que son capaces de medirlo y para seleccionar de entre ellos el mas adecuado se debe tener en cuenta:

1.- El menor de los medidores con la capacidad requerida será el mas favorable.
2.- Un medidor demasiado grande resulta impreciso ya que en una variación pequeña en la carga corresponde a una variación considerable en el gasto.
3.- Se debe tener en cuenta que un medidor pequeño origina una perdida de descarga fuerte lo que significa un apreciable aumento del tirante del canal aguas arriba del medidor y si existe una toma cerca el caudal de captación será menor que aquel para el cual fue diseñada la toma.
4.- Muchas veces se requiere instalar un medidor de tamaño mayor al mínimo necesario, debido ala fuerte velocidad que se produce en la salida puesto que esta será mayor en la media que mas pequeño sea el medidor.
5.- El tamaño del medidor W varia de un tercio a un medio del ancho de la plantilla del canal, cuando se trata de canales rectangulares pequeños, y de dos tercios aproximadamente cuando se trata de canales trapezoidales.
6.- Siempre es necesario conocer de antemano la perdida de carga que origina la estructura, para adoptar una correcta elevación de la cresta sobre la plantilla del canal.
7.- Se deberá tener en cuenta que cuando el tamaño del medidor “W” se disminuye, se disminuye la elevación de la cresta sobre la plantilla del canal.
8.- A mayor gasto corresponde mayor grado de sumersión y debe tenerse en cuenta que para un buen funcionamiento del medidor, nunca deberá hacerse trabajar con un grado de sumersión mayor que 0.95.
9.- El diseño del medidor termina con el calculo del nivel de la cresta, sirviendo las comprobaciones del tirante aguas arriba para certificar si la altura del borde del canal es suficiente para contener el represamiento producido por el medidor, si la diferencia es pequeña se sobre elevara los bordos y si es excesiva se elegirá un medidor con mayor ancho de garganta.

FIGURA 4.28



9. Toma Aforador Parshall: Diseño ejemplo

A continuación se presenta el diseño en conjunto de una toma y un aforador Parshall, porque al proyectar un Parshall aguas debajo de una toma, es necesario calcular el remanso que este produce para determinar su ubicación apropiada de lo contrario la influencia del remanso en la toma trae como consecuencia captar menos caudal que el proyectado.

Ejercicio 4.27

En un canal principal por donde fluye un caudal máximo de 14 m³/s se ha proyectado a la altura del Km. 4+080 una toma para un caudal máximo de 3.5 m³/s y aguas debajo de ellas un aforador Parshall.
El canal de derivación que se inicia en la toma forma un ángulo de 45° con el eje del canal principal.

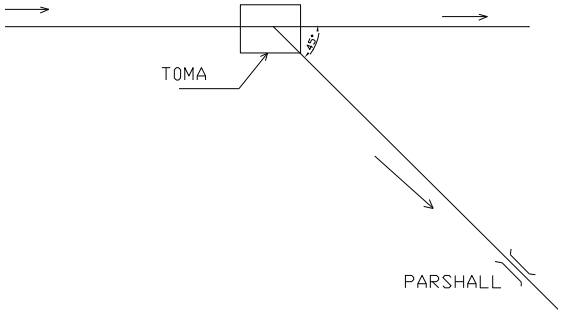


FIGURA 4.27b PERDIDA DE CARGA EN MEDIDORES PARSHALL DE 0.15 A 2.50 MTS.

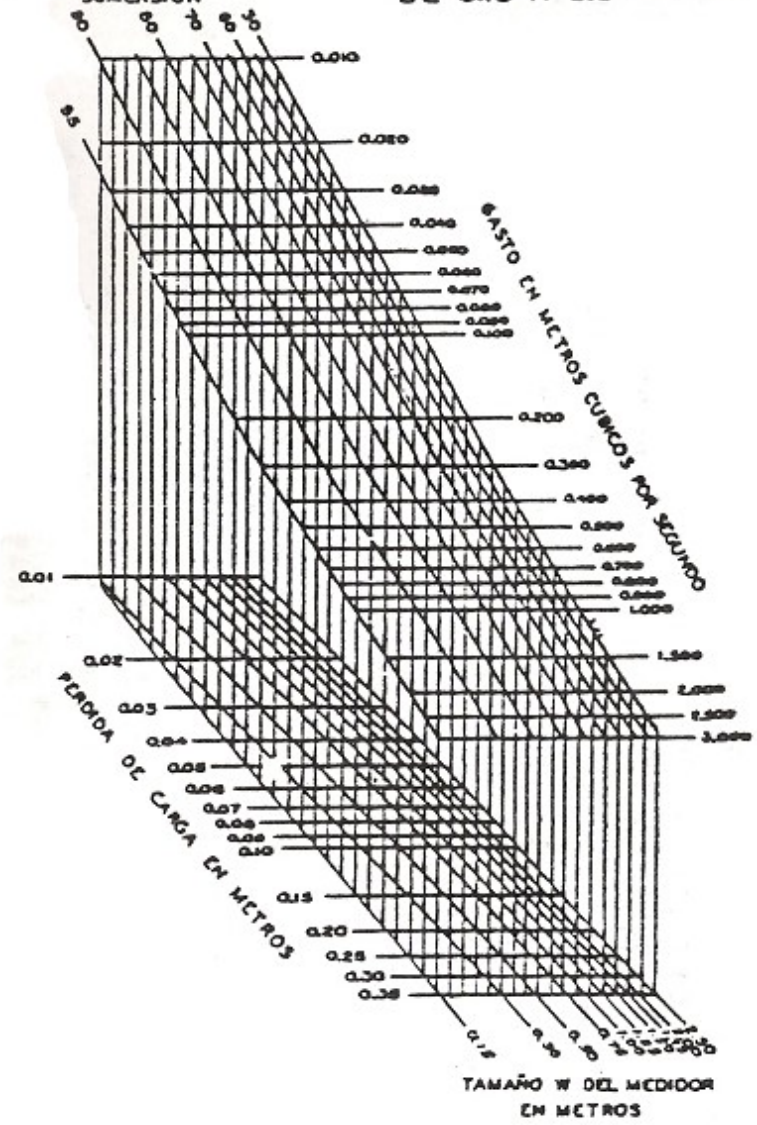
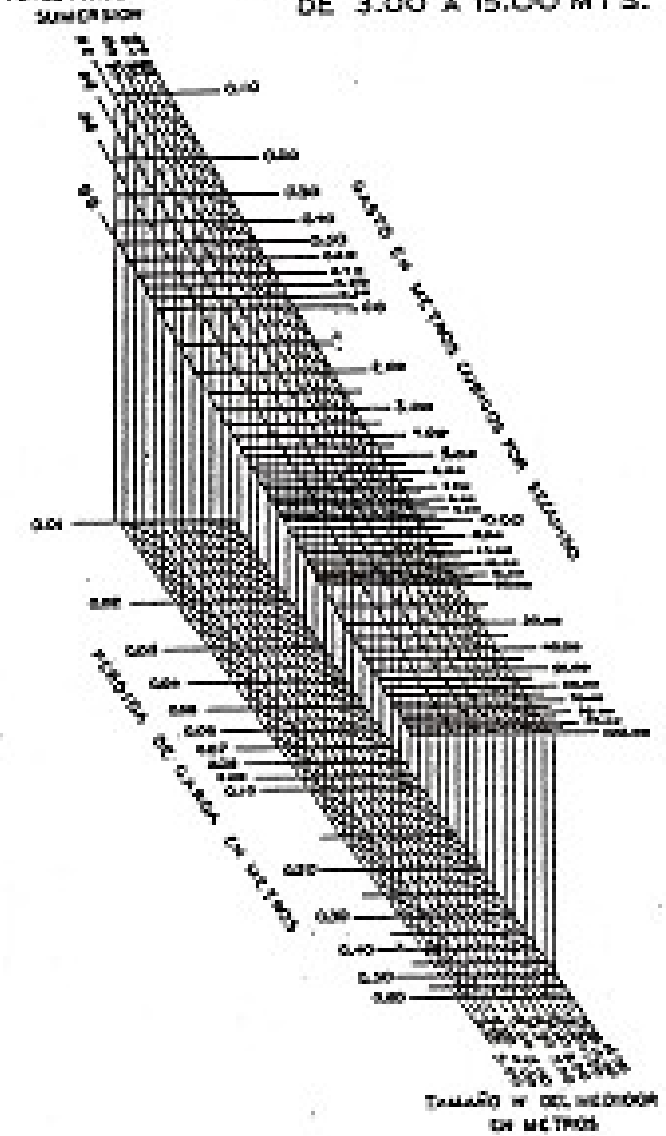


FIGURA 4.27a—PERDIDA DE CARGA EN MEDIDORES PARSHALL DE 3.00 A 15.00 MTS.



Solución:

La solución del problema comprende tres partes:
1.- Calculo del aforador.
2.- calculo de la toma.
3.- Distancia del aforador a la toma.

Primera parte: Cálculo del Parshall

1) Las características hidráulicas del canal del Parshall son:

Parámetro	Unidad	Q máx.	Q min.
S	$\%_0$	0.6	0.6
Q	m³/s	3.5	0.42
b	m	2.4	2.4
Z	-	1.00	1.0
n	-	0.025	0.025
Y	m	1.21	0.36
A	m²	4.37	0.99
P	m	5.82	3.42
R	m	0.75	0.29
V	m/s	0.80	0.42
E	m	1.24	0.37

Normalmente se considera caudal mínimo al 12% del caudal máximo.

2) Selección del tamaño del medidor

Según lo enunciado en el ítem 4.7.8 la selección se hace por tanteos en base al caudal máximo a medir, la selección se reduce únicamente a comparar la relación W con la perdida de carga que ocurre para diferentes tamaños de medidores. No basta únicamente ubicar en base al caudal el correspondiente valor de W como se aprecia en la tabla 4.11, la cual sirve para dar las dimensiones al Parshall una vez seleccionado el valor de W, una primera aproximación seria:

$$\frac{2}{3}B = \quad = \quad =$$

Podemos tantear con los medidores de W igual a 5, 6 y 7 pies teniendo en cuenta que el medidor trabajara a descarga libre con una sumergencia al 70% luego se procede a elaborar la siguiente tabla.

El valor de la pérdida de carga (Pc), debido a que la Fig. 4.27.b no da valores para Q = 3.5 m³/seg. su cálculo se ha hecho utilizando la fórmula 4.46
El cálculo de Ha se hace en base a la fórmula 4.40 de donde:

$$H_a = \frac{Q\left(\quad\right)}{\dfrac{1}{1.57W^{0.026}}}{(0.3716W)(3.281)}$$

(4.47)

H_b es 0.7 de H_a

Los valores de Xha y Xhb se calculan según:

$$Xha = \quad + \quad - \qquad (4.48)$$

$$Xhb = \quad - \qquad (4.49)$$

El nivel de agua en el medidor será:

$$YR = \quad + \qquad (4.50)$$

El valor Xhb vendría a ser el valor X del grafico adjunto y teniendo en cuenta lo manifestado en el Ítem 4.7.8 escogemos W = 6' cuyo valor X es de 0.6, el cual no se considera las perdidas de entrada y salida por transiciones se aumentan en un 10% luego para nuestro diseño el valor de X bien podemos tomarlo en:

$$Xhb = \quad - \quad - \quad = \quad -$$

$$X = \quad ; \quad YR = \quad + \quad =$$

Una vez que se ha fijado el valor de X y W, el medidor esta diseñado puesto que las otras medidas los da la tabla 4.11; en la fig. 4.26 se presenta el dimensionamiento del Parshall finalmente se tiene los siguientes parámetros para W' = 6

Parámetro	Unidad	Símbolo	Q máx.	Q min.
Tirante en la cresta	m	ha	0.852	0.225
Sumersión	-	S	0.7	0.7
Tirante en la garganta	m	hb	0.596	0.158
Perdida de carga	m	Pc	0.328	-

Segunda Parte: Cálculo de la toma

1) Características hidráulicas del canal principal a inmediaciones de la toma.

W		Q	Y	S	Pe	Ha	Hb	Xha	Xhb	YR
PI ES	m.									
5	1.524	3.5	1.21	0.7	0.352	0.96	0.672	0,602	0.538	1,553
6	1.8288	3.5	1.21	0.1	0.328	0.852	0.60	0,686	0.61	1.523
7	2.1336	3.5	1.21	0.7	0.307	0.77	0.54	0.747	0.67	1.503

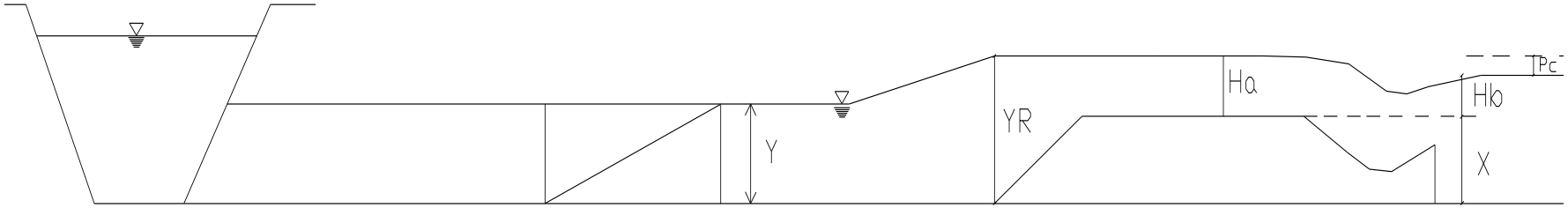
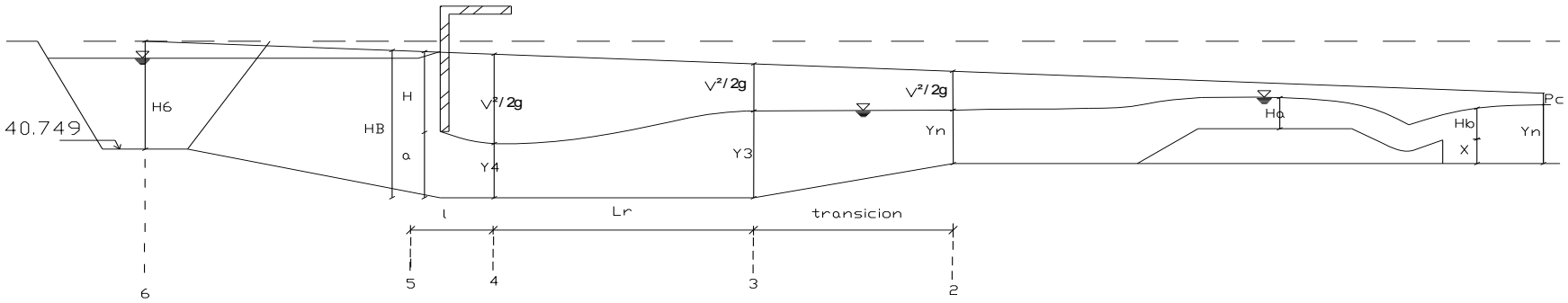


Fig. A



Parámetro	Símbolo	Unidades	Q máx.	Q min.
Pendiente	S	-	1.1 ‰	1.1‰
Caudal	Q	m³/seg	14.0	0.72
Plantilla	b	m	2.0	2.0
Talud	z	-	1.5	1.5
Rugosidad	n	-	0.014	0.014
Tirante	t	m	1.52	0.31
Velocidad	v	m/seg	2.16	0.94
Carga de velocidad	v²/2g	m	0.24	0.045
Energía especifica	E	m	1.75	0.36

* En este caso el caudal mínimo aprovechable es del orden de los 4.5 riegos es decir: 160 l/s x 4.5 = 750 l/s (Dato)

2) Cálculo hidráulico de la toma

Analizando cada sección de la Fig. A adjunta se tiene:

a) En la sección (1) (canal derivado)
Para Q = 3.5 m³/s.

Y_1 = 0.852 + 0.671 m (debido al remanso del Parshall).
A_1 = 1.523 (2.4 + 1 x 1.523) = 5.97 m².
V_1 = 0.59 m/seg.
H_1 = 1.54 m.

Para Q = 0.42 m³/seg.

Y_1 = 0.225 + 0.671 = 0.896 m.
A_1 = 0.896 (2.4 + 1 x 0.896) = 2.95 m².
V_1 = 0.14 m/seg.
H_1 = 0.897 m.

b) En la sección (2)
En condiciones normales y para las características del canal tendremos:

Para Q máx.	Para Q min.
Y_2 = 1.21 m.	Y_2 = 0.36 m
V_2 = 2.16 m/seg	V_2 = 0.42 m/seg
H_2 = 1.24 m	H_2 = 0.37 m

c) En la sección (6)
Corresponden al canal principal y allí se tiene:

Para Q máx.	Para Q min.
Cf = 40.749 m (cota de fondo)	Cf = 40.749
Y_6 = 1.52 m.	Y_6 = 0.31 m
V_6 = 2.16 m/seg	V_6 = 0.94 m/seg
H_6 = 1.75 m	H_6 = 0.36 m
E_6 = 42.499 m	E_6 = 41.109 m

d) En la sección (5)

Esta sección corresponde a las inmediaciones de la compuerta, y entre esta y la sección (6) existen perdidas por derivación y perdidas por pilar central.

Perdidas por derivación (Pd)

$$Pd = \frac{v^2}{2g}$$

El valor de Kd según la literatura estándar lo podemos asumir con gran rango de seguridad en 0.8, cuando se trata de ángulos de 45°, luego tendremos:

Para Q máx. Para Q min.

$$Pd = \frac{2.16^2}{19.62} =$$

$$Pd = \frac{0.94^2}{19.62} =$$

Perdidas por pilar: (Pp)

Para obviar el calculo, cuando se trata de este tipo de perdidas el valor lo podemos estimar con gran seguridad en 0.01 m considerando el efecto de curvatura del pilar, tanto para Q máx. como para Q min.
En conclusiones tenemos:

$$H_6 = \quad + \quad +$$

$$H_5 = \quad - \quad +$$

Para Q máx. Para Q min.

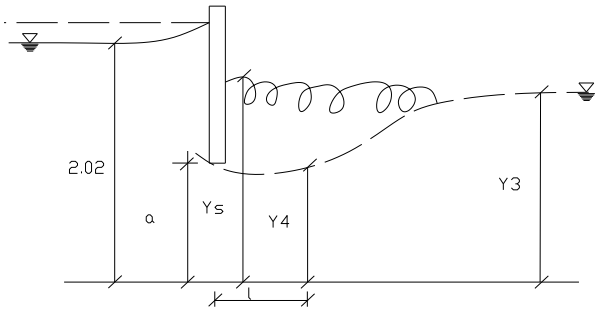
$H_5 =$ $H_5 =$

Para garantizar un mayor margen de cargas que aseguren la captación, tanto del Q máx, como del Q min, la rampa de acceso ala compuerta la inclinamos en unos 0.5 m. (ver Fig. 4.29) y los nuevos valores de H_5 serán:

$$C.f + \quad = \quad + \quad + \quad +$$

Para Q máx.
$40.749 + \quad = \quad + \quad +$
Para Q min.
$40.749 + \quad = \quad + \quad +$
$H_5 =$ $H_5 =$

e) En la sección (4)



Asumiendo una toma con dos compuertas c/u de b = 1.1 y a = 0.8 se tendrá en la sección (5).

$$H_5 =$$

$$H_5 = \quad + \frac{V^2}{2g}$$

$$H_5 = \quad + \frac{1.75^2}{1.1^2 x Y_5^2 x 19.62}$$

Resolviendo por tanteos resulta:

$Y_5 =$

$A_5 =$

$V_5 = \qquad seg$

La carga inmediatamente aguas arriba de la compuerta es de 2.02 m. Haciendo un comentario diremos que Sotelo (18) Pág. 215 manifiesta que mucho de ha investigado sobre los coeficientes de descarga (Cd), velocidad (Cv) y contracción (Cc), pero lamentablemente no hay coincidencia en los resultados y así mismo recomienda utilizar el mismo coeficiente de descarga, tanto para orificios de descarga libre como para orificio sumergidos y agrega que para casos prácticos se puede utilizar para cualquier relación carga – orificio o viceversa el valor Cc = 0.62.

Calculo de Y_4

La relacion orificio – carga: $\frac{0.8}{2.02} =$

A ese valor en la tabla 2.3, corresponde Cc = 0.63, luego:

$Y_4 = \qquad =$

$A_4 =$

$V_4 = \qquad seg$

$F =$

f) En la seccion (3)

El tirante Y_3 es:

$$Y_3 = \frac{Y}{2} \sqrt{\quad + \quad} - \quad = \frac{0.504}{4} \sqrt{\quad + \quad} -$$

$Y_3 =$

$V_3 = \qquad seg$

$F_3 =$

Se puede apreciar que el tirante Y_3 es menor que el tirante normal en (2), lo que significa que el resalto se correrá hacia aguas arriba chocando con la compuerta y ahogando el orificio, se dice entonces que la descarga es sumergida y esta profundidad (Y_s) se calcula según la ecuación 2.7.

$$Y_s = Y \sqrt{\quad + F \left(\frac{Y}{Y} \right)}$$

$$Y_s = \quad + x \quad x 2.59$$

$Y_s = \quad m$

g) Diferencia de niveles entre la sección (5) y Y_s

$Ah = \quad -$

$Ah = \quad m$

Es la carga que origina el caudal por la compuerta

$\frac{Y_5}{a} = \quad >$

$Q = C\,a\,b \sqrt{g\,Y - Y_s}$

$Y_5 - Y_s = \quad m$

$a = \quad m$

$b = \quad m$

El valor de C o coeficiente de descarga, varia con los autores:

Según la ec. 2.6

$Cd =$

Según Krochin (9) Pág. 392 el valor Cd varia del 99% al 95% de Cc, luego el valor promedio es: $Cd =$

Según la fig. 2.7

$Cd =$

Según la tabla 2.4

$$\frac{L}{P} = \frac{0.2}{1.1x2 + \quad x} -$$

Para ese valor obtenemos:

$Cd =$

Según nuestro criterio escogemos el valor 0.64 de la tabla 2.4 y el valor Q es:

$Q = \quad x \quad 3x1.1\sqrt{19.62x0.5}$

$Q = \quad m \quad seg \approx \quad m \quad seg$ el necesario por cada compuerta

h) Longitud de desarrollo

Por el número de Froude podemos decir, que después de las compuertas, no se produce resalto y podemos estimar que los tirantes conjugados se desarrollan en una longitud de:

$Lr = \quad Y_{-} - Y_{.} = \quad -$

$Lr = \quad m$

El valor de la longitud "l" o distancia del orificio hasta donde se produce Y_4 es:

$l = \frac{a}{Cc} = \frac{0.8}{0.63} = \quad m$

La longitud total de los canales de captación a partir de las compuertas o de los orificios seria:

$L = l + Lr = \quad + \quad = \quad m$

Valor que puede reducirse 1.3 por ser la captación con orificio ahogado.

i) Balance de energía entre la sección de Y_s y sección (2)

En la sección de Y_s

$Y_s = \quad m$

$V_s = \quad m \ s$

$H_s = \quad m$

$E_s = C\ f + H_s = \quad + \quad =$

La ecuación del balance de energía es:

$E_s = E \ + P_s$

Donde:

E_s y E_2 = energías totales.

P_s = perdidas por transición en la salida

$E_s = E_{-} + \frac{(V_s \quad V}{2g} - \qquad$ (A)

Calculo de ρ

El calculo de ρ puede hacerse de diferentes maneras, en este caso el calculo lo haremos mediante la fig. 2.18 a donde:

$l_0 = \quad x \ + \quad = \quad m$

$l_1 = \quad x \ x + \quad = \quad \approx \ m$

Es necesario hacer notar que el valor 1.21 corresponde al tirante en la sección (2) en condiciones normales y se toma para el calculo de l_1, como una primera aproximación, puesto que todavía no sabemos cual será el Y_2 definitivo por efecto de las características de captación. Si:

$\frac{l_1}{l_0} = \frac{5}{2.5} =$

Y considerando las transiciones con un ángulo de 12°30', se obtiene en la fig. 2.18.a, el valor

$\rho = \quad$ (Aproximadamente)

Volviendo a la ecuación A y reemplazando valores se tiene:

$41.825 = \quad + \frac{(V}{2g} - \quad$

$41.825 = \quad + \quad + \frac{V^2}{2g} + \frac{(V}{2g} - \quad$

Tomando:

$Cf_2 =$

Y reemplazando los valores conocidos de V_s y ρ, obtenemos:

$41.825 = \quad + \quad + \frac{V^2}{2g} + \frac{(1.05 \quad -}{2g}$

Finalmente reemplazamos: $V = \frac{Q}{A}$

Donde:

$Q = \quad eg$

$A = \quad + \quad$

Operando se llega a la siguiente ecuación general:

$1.359 = \quad + \frac{0.812}{(2.4Y_2 + \quad} - \frac{0.112}{+} -$

Resolviendo por tanteos se obtiene:

$Y_2 =$

$A_2 =$

$V_2 = \quad seg$

$H_2 =$

$E_2 = \quad$

Se observa que:

$E_S - \quad = \quad - \quad =$

Es necesario dejar bien en claro que el tirante $Y_2 = \quad$ es el que ocurre en la sección (2) por la naturaleza del diseño y por las condiciones del flujo, mas no el tirante $Y = \quad$, el cual se presenta cuando el flujo en el canal es normal. En la sección (2) el tirante

$Y_2 =$ produce según nuestro diseño el caudal de $Q =$ eg, lo cual significa que dicho tirante no debe tener interferencias de agua abajo luego se plantea la necesidad de calcular el efecto de remanso que produce el Parshall y determinar a que distancia de la toma se ubicara el Parshall de manera que el tirante $Y_2 =$ no se ahogue.

j) Para el caso de caudal mínimo
Cuando ocurre caudal mínimo en el canal principal ($Q =$ s) se tiene en la sección (5) una energía específica de:

$$0.814 = \quad + \frac{0.0055}{Y_5^2}$$

Resolviendo por tanteos resulta:
$Y_5 =$
$A_5 =$
$V_5 =$
Lo que significa, en lo que seria la sección (3) el tirante también será igual, y estaría entrando un caudal de $Q =$ s, mayor al de 0.42 necesario en el canal en cuestión, lo que quiere decir que la captación mínima de $0.42 m^3/s$ esta garantizada.
Si establecemos balance de energía entre (3) y (2) y procediendo de igual forma que en el inciso anterior, se obtiene:
$E_3 = \quad + \quad$
Donde:
$\frac{l_1}{l_0} = \frac{2.38}{2.5} =$
$\rho = \quad \alpha \quad = \quad °$
$E_3 = \quad + \quad =$

$$E_2 = \quad + \frac{V^2}{2g}$$

$$P_s = \frac{(V \quad -}{2g}$$

Reemplazando valores se obtiene:
$Y_2 =$
$V_2 =$ $2g$

Cuando ocurre el $Q_{\min.} =$ s en el Parshall, el tirante debido al remanso en el canal es $Q_{\min.} =$ $/s$, se calculara a cuantos metros este remanso no tendrá efecto sobre el tirante $Y_2 =$, correspondiente a un $Q =$ s que esta entrando libremente. El diseño definitivo de la toma se presenta en las figs. 4.29.

Transición de salida:

$$L.T = \frac{T}{2\tan 12°}$$

$T_2 = \quad + \quad =$
$T_3 = \quad + \quad =$
$L.T =$

Tercera parte: Distancia del aforador a la toma

A continuación calculamos el efecto de aguas arriba del medidor, la curva de remanso que se produce es de flujo variado permanente del tipo suave (M-1) los cálculos se han hecho por el método de integración por tramos finitos.

1) Para el caso de $Q_{\max} =$
Se tiene:

b = 2.4 m Z = 1
Y = 0.671+0.852 = 0.523 m.
n = 0.025 S = 0.0006

(1) Y(m)	(2) A(m2)	(3) P (m)	(4) $R^{1/4}$	(5) V (m/s)	(6) Sf	(7) H (m)
1.523	5.975	6.7	0.858	0.586	$2.5*10^{-4}$	1.54
1.45	5.583	6.5	0.8163	0.63	$3.039*10^{-4}$	1.47
1.40	5.32	6.36	0.7888	0.66	$3.451*10^{-4}$	1.422
1.37	5.165	6.275	0.7714	0.678	$3.724*10^{-4}$	1.393
1.36	5.114	6.247	0.7658	0.684	$3.818*10^{-4}$	1.384
1.35	5.063	6.218	0.7603	0.69	$3.914*10^{-4}$	1.374

El valor Sf se obtiene mediante la formula:

$$Sf = \frac{\quad 2 \quad 2}{R \quad}$$

Con los valores de la tabla anterior se confecciona la siguiente:

(1) Y(m)	(2) ΔE(m)	(3) Sf	(4) ΔS	(5) ΔXm	(6) X(m)
1.523	-	$2.5*10^{-4}$	-	-	-
1.45	0.07	$3.039*10^{-4}$	$3.50*10^{-4}$	-200.0	-200.0
1.40	0.048	$3.451*10^{-4}$	$2.96*10^{-4}$	-162.1	-362.1
1.37	0.029	$3.724*10^{-4}$	$2.549*10^{-4}$	-113.8	-475.9
1.36	0.01	$3.818*10^{-4}$	$1.276*10^{-4}$	-43.9	-519.8
1.35	0.01	$3.914*10^{-4}$	$2.182*10^{-4}$	-45.8	-565.6

Se puede expresar en la tabla confeccionada que:

$$\Delta \quad = \frac{\Delta}{\Delta} \quad -$$

$$X = \sum$$

Tomando como ejemplo el tirante 1.37

$$\Delta = \frac{1.422}{0.0006-} = \frac{0.029}{2.549 \cdot 10} =$$

La tabla anterior que se explica por si sola, nos indica que a una distancia de 565.6 m de la toma, debe ubicarse el Parshall para que el remanso que este ocasiona al producirse el tirante 1.523 no afecte al tirante de la sección (2) $Y_2 =$

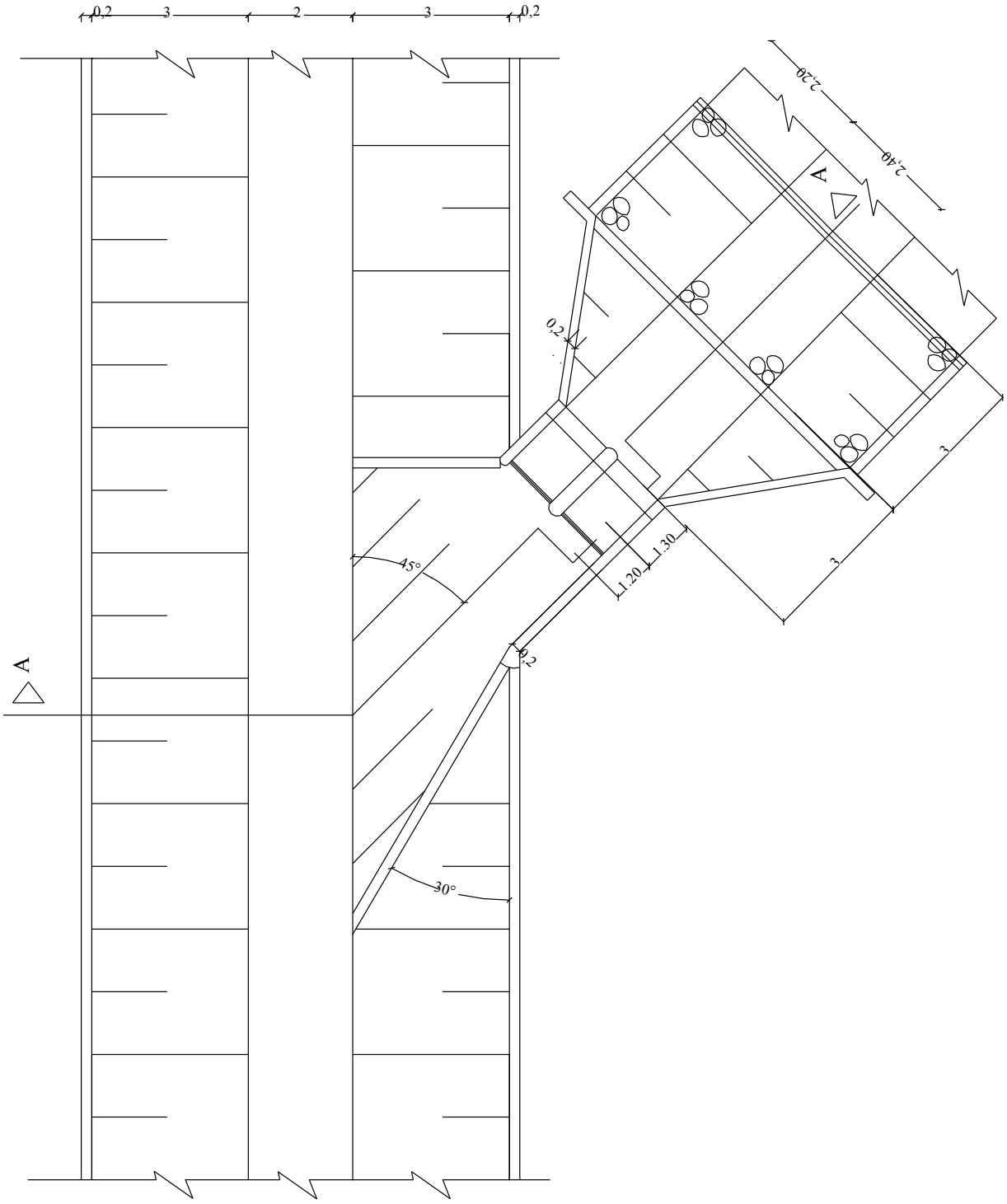
Normalmente se acostumbra a ubicar el Parshall inmediatamente después de la toma, por lo tanto, si se desea acortar la distancia, se tendría que aumentar la pendiente del canal y efectuar el diseñó de la toma de manera que el tirante en la sección (2) sea mayor.
El diseño así planteado se ha hecho con la finalidad de facilitar la compresión al problema, que en la practica ocurre con frecuencia.

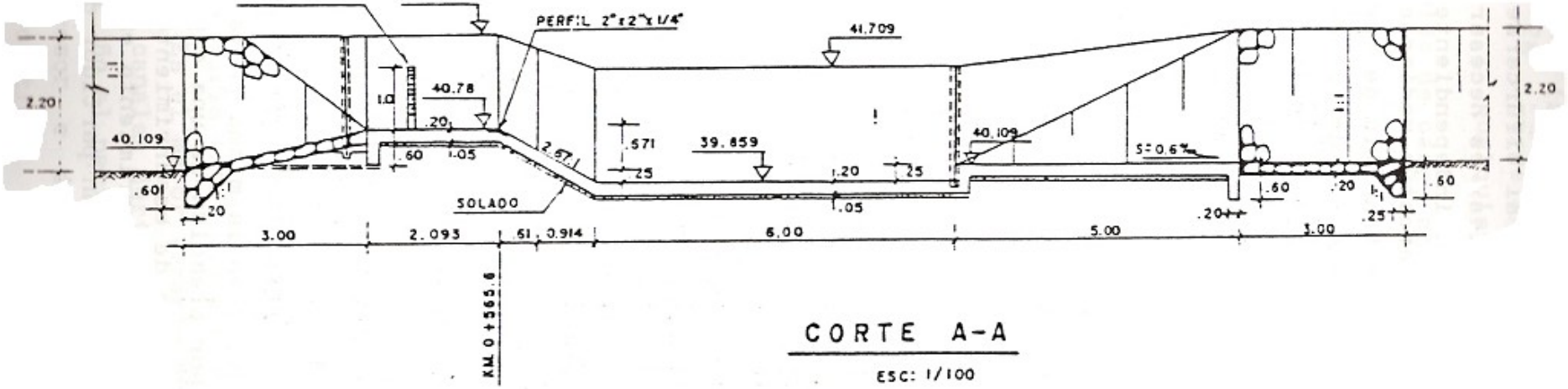
2) Para el caso de $Q_{\min} =$ $>$

Procediendo en forma análoga al cálculo de $Q_{\max}$, se obtiene:

(1) Y(m)	(2) V(m/s)	(3) E(m)	(4) Sf	(5) X
0.876	0.146	0.877	$2.7*10^{-5}$	-
0.85	0.152	0.851	$3.02*10^{-5}$	-45.37
0.80	0.164	0.801	$3.7355*10^{-5}$	-133.09
0.75	0.178	0.752	$4.7037*10^{-5}$	-220.19
0.70	0.194	0.702	$6.0*10^{-5}$	-310.61
0.65	0.212	0.652	$7.7383*10^{-5}$	-403.2
0.63	0.22	0.632	$8.6182*10^{-5}$	-441.44
0.62	0.224	0.623	$9.0636*10^{-5}$	-460.9
0.61	0.228	0.613	$9.5559*10^{-4}$	-480.53
0.60	0.233	0.603	$1.0159*10^{-4}$	-500.35

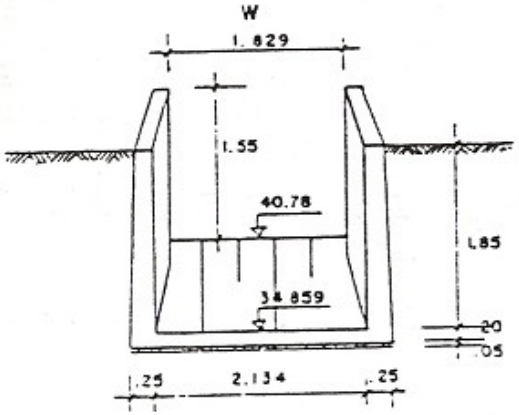
El cálculo del remanso se ha hecho considerando en el Parshall un caudal mínimo de 0.42 m^3/s pero teniendo en cuenta que en la sección (2) se tiene un nivel de 0.6 m el cual corresponde a un caudal de 0.72 m^3/s que esta entrando libremente por la compuerta de a = 0.8 m se puede concluir diciendo que cuando mas suave sea la pendiente de un canal, mayor será la longitud del efecto aguas arriba, por lo tanto, el diseño se hará de manera que el Parshall este lo mas cerca posible a la toma.


0,2
3
2
3
0,2
A
45°
30°
0,2
0,2
1,20
1,30
3
3
2,20
2,40
A



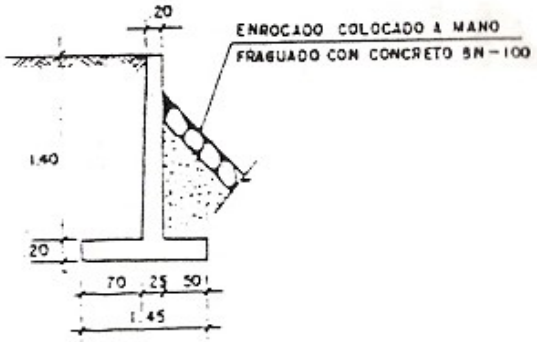
CORTE A-A

ESC: 1/100



CORTE B-B

ESC: 1/75



CORTE C-C

ESC: 1/75

MIRA GRADUADA 42.33

CAPITULO 09

PRESAS DE EMBALSE

INTRODUCCIÓN

En el Perú existe la necesidad de efectuar múltiples almacenamientos con el objeto de regular las masas hídricas de numerosas cuencas, en especial en la costa o para trasvasar aguas del atlántico al pacifico.

Igualmente para prevenir daños en obras hidráulicas y en algunas poblaciones es necesaria la construcción de represas de protección contra crecidas, huaycos y aluviones. Así mismo para evitar la contaminación de los cursos de agua, en las minas se diseñan para los relaves.

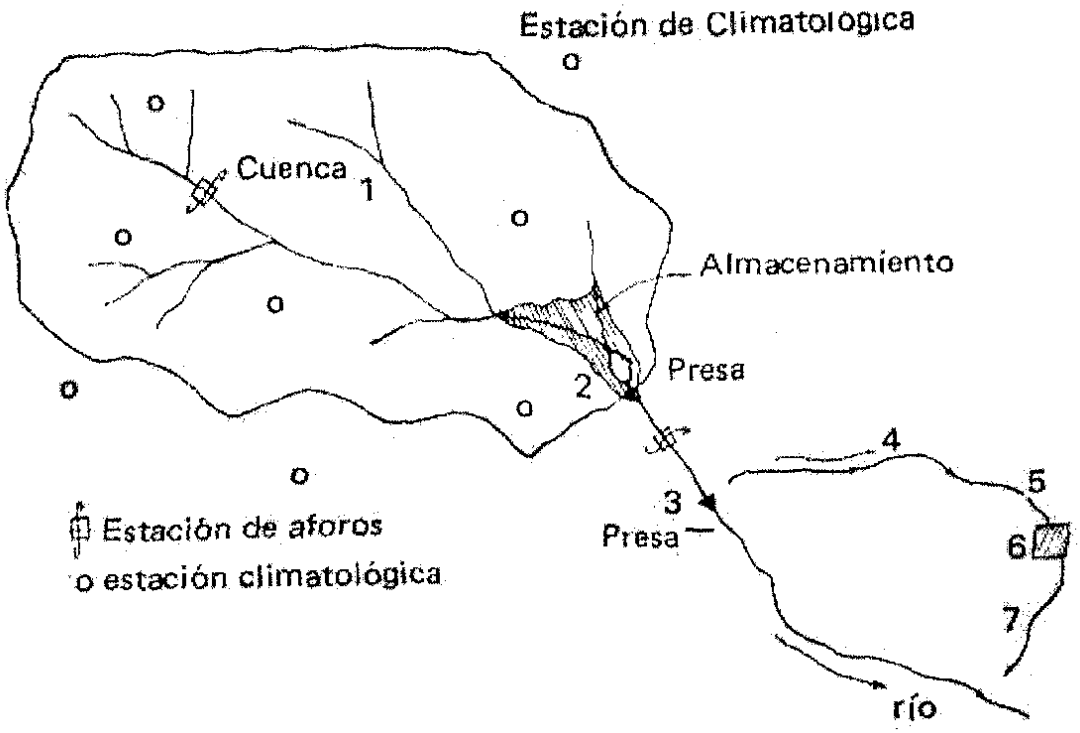
Embalses, azudes, almacenamientos, o reservorios son los vasos que se cierran mediante una presa con el objeto de recoger las aguas de su cuenca, en la estación lluviosa para luego soltarla en la época de estiaje.

Es conocido que los ríos de la costa peruana sufren crecidas destructoras después de lluvias fuertes en los meses de verano, siendo en estos meses sus caudales superiores a los de los periodos de sequía, por lo que para regular estas variaciones es conveniente construir almacenamientos.

La presa es una de las obras hidráulicas más importantes dentro de un proyecto hidráulico, de irrigación o Hidroenergético.

Las presas y los embalses o reservorio que originan se usan para regular las avenidas con fines de aprovechamiento, como abastecimiento de agua a poblaciones, riego de terrenos, generación de energía eléctrica, propósitos recreacionales, y la defensa contra inundaciones o erosiones por flujos extraordinarios en los ríos. Estos embalses pueden ser de dos tipos: para un solo fin o para servicios múltiples.

El diseño de una Presa requiere de la concurrencia de muchos campos de la Ingeniería como la Hidráulica, Hidrología, Hidrogeología, Geología, Geotecnia, Mecánica de Suelos, Mecánica de Rocas, Teoría de la Elasticidad, Teoría de la Plasticidad, Teoría del Concreto, Materiales el apoyo operativo de las máquinas computadoras y los software que se vienen desabollando en la actualidad permiten que el diseño se perfeccione dando al proyectista mayor confianza en sus cálculos.



1. **CUENCA HIDROGRÁFICA** de un rio o zona de captación definida a partir del lugar de almacenamiento.

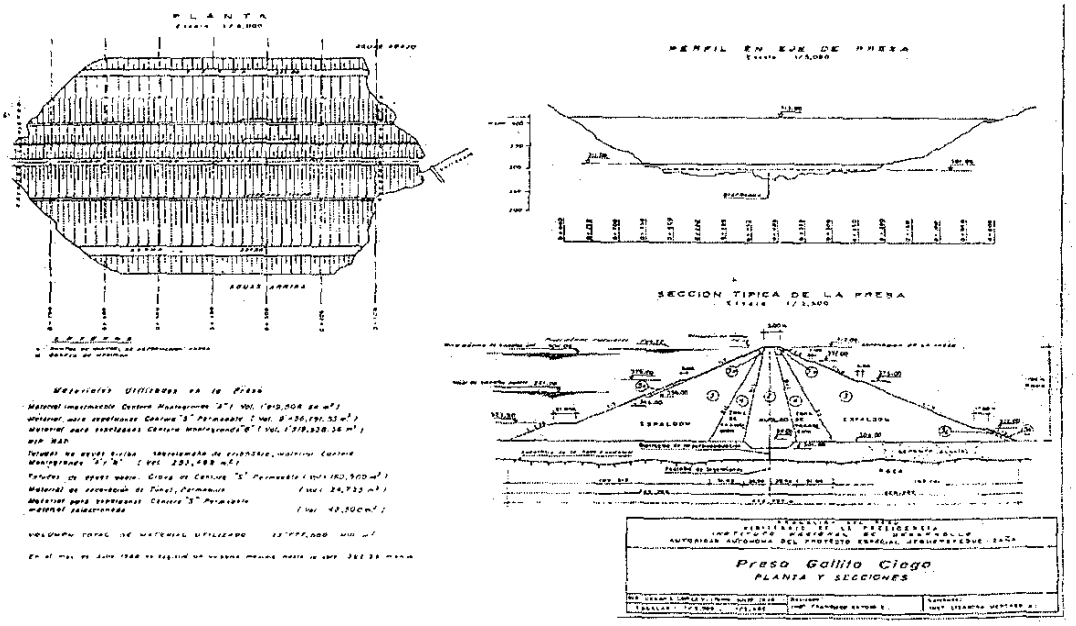
   Es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida para cada punto de su recorrido. La relimitación se hace sobre un plano de curvas de nivel, siguiendo la línea del divoltium acuarum o líneas de las altas cumbres.
2. **ALMACENAMIENTO**, formado por una PRESA, en un emplazamiento previamente elegido, cambiando el régimen natural del escurrimiento al régimen artificial de la demanda, de acuerdo con el fin o los fines que se destine.

   Partes de la Presa: a) Vaso b) Cortina

   c) Obras de desvío d) Obra de toma

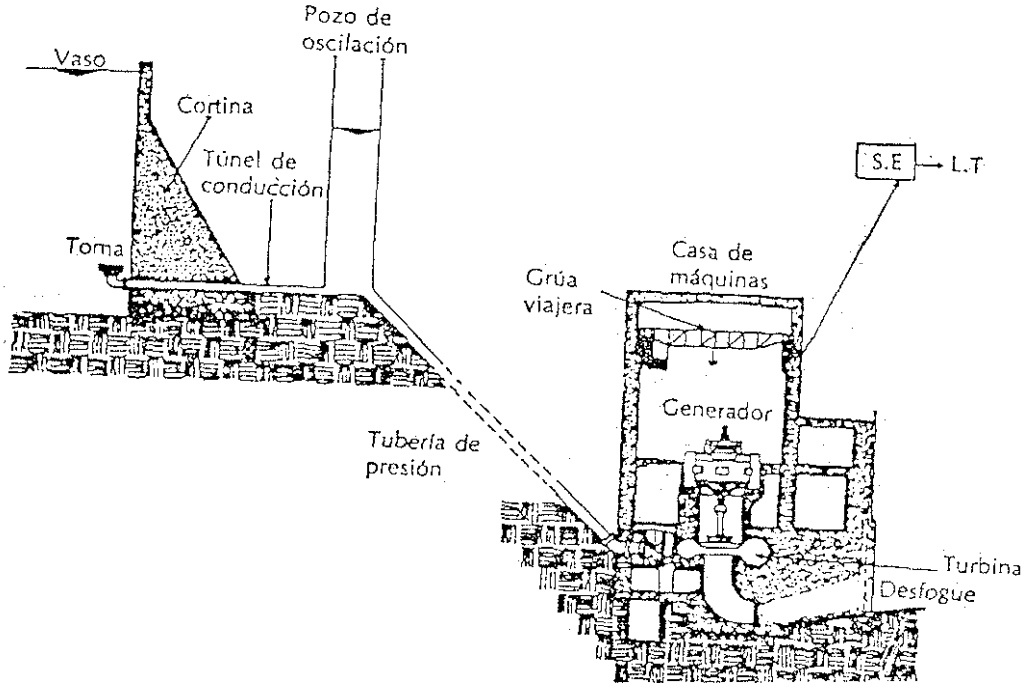
   e) Obra de excedencias.
3. **DERIVACIÓN**, en donde por medio de una presa, se deriva el escurrimiento del río hacia el sistema de conducción.
4. **SISTEMA DE CONDUCCIÓN** formado por conductos abiertos o cerrados y sus estructuras. Conduce el agua desde su derivación hasta el área de aprovechamiento.
5. **SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN**: de acuerdo con el fin especifico de aprovechamiento: canales para riego por gravedad, tuberías a presión para centrales hidroeléctricas y poblaciones, etc.
6. **ELIMINACIÓN DE AGUAS RESIDUALES:** O volúmenes sobrantes por medio de Alcantarillado en el caso de abastecimiento, drenes en el caso de sistemas de riego, estructuras de desfogue en centrales hidroeléctricas, etc.

1. CLASIFICACIÓN Y USOS DE LOS ALMACENAMIENTOS



Los almacenamientos pueden ser grandes y pequeños, pudiendo clasificarse en:

- **Multianuales**, acumula volúmenes para cubrir la demanda de varios años.
- **Anuales**, abastecimiento al proyecto en un año.
- **Reservorios Pequeños**, en hidroeléctricas, con regulación horaria de caudales.
- **Reservorios en Proyectos de Irrigación**, los reservorios se construyen para garantizar e! agua en la campaña anual del proyecto.
- **Almacenamiento Elevado**, en el abastecimiento de agua doméstica e industrial.
- **Embalse de Cabecera en un Proyecto Hidroeléctrico**, para regular los caudales de la central.



- **Vasos para el Control de Avenidas**, puede ejecutarse en el cauce principal o en un cauce previsto para las avenidas.
- **Almacenamiento de Propósitos Múltiples**, Puede requerir un almacenamiento de regulación, llamado de compensación cuando el uso del agua no es coincidente, caso de una central hidroeléctrica de punta y de rieg

2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE UN VASO DE ALMACENAMIENTO

Las características más importantes son: **La Capacidad o Volumen**, que se puede embalsara diferentes niveles, y el **Área** que resulta inundada debida al represamiento.

Para conocer éstas características, se elabora la **Curva Área-Volumen** la cual se obtiene, determinando las áreas comprendidas entre cada nivel se calculan los volúmenes almacénateles y dibujar dos curvas relacionando las cotas o alturas de la Presa con las áreas en **Km² ó ha**. y las masas almacenadas en **millones de m³ (MMC) ó en Um³.**

Estas curvas son empleadas para la elección de la altura más económica de Presa y para calcular los volúmenes de evaporación mensual que se produciría en el almacenamiento.

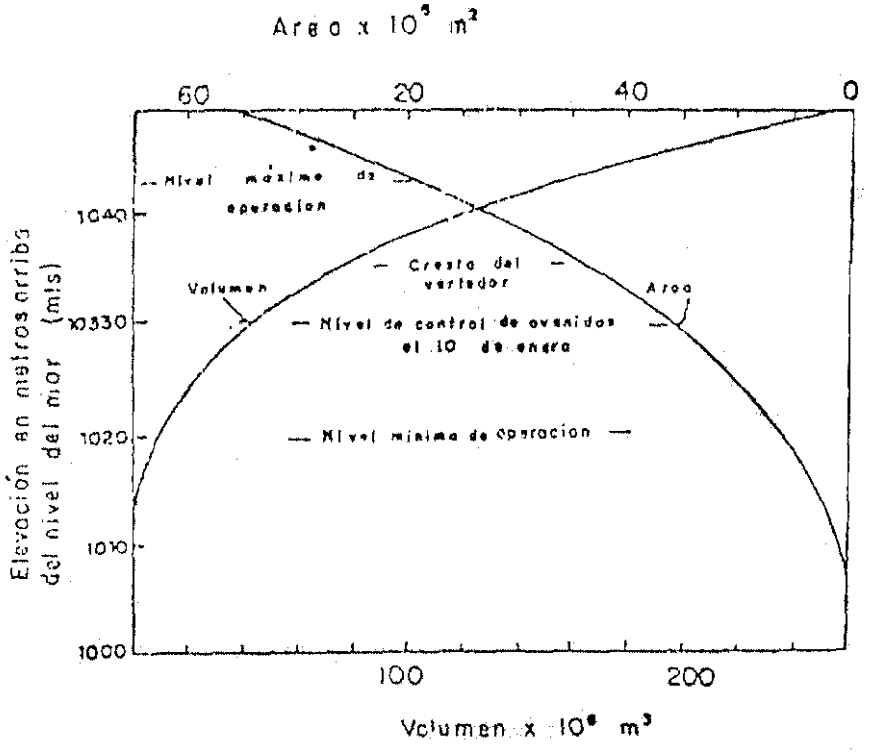


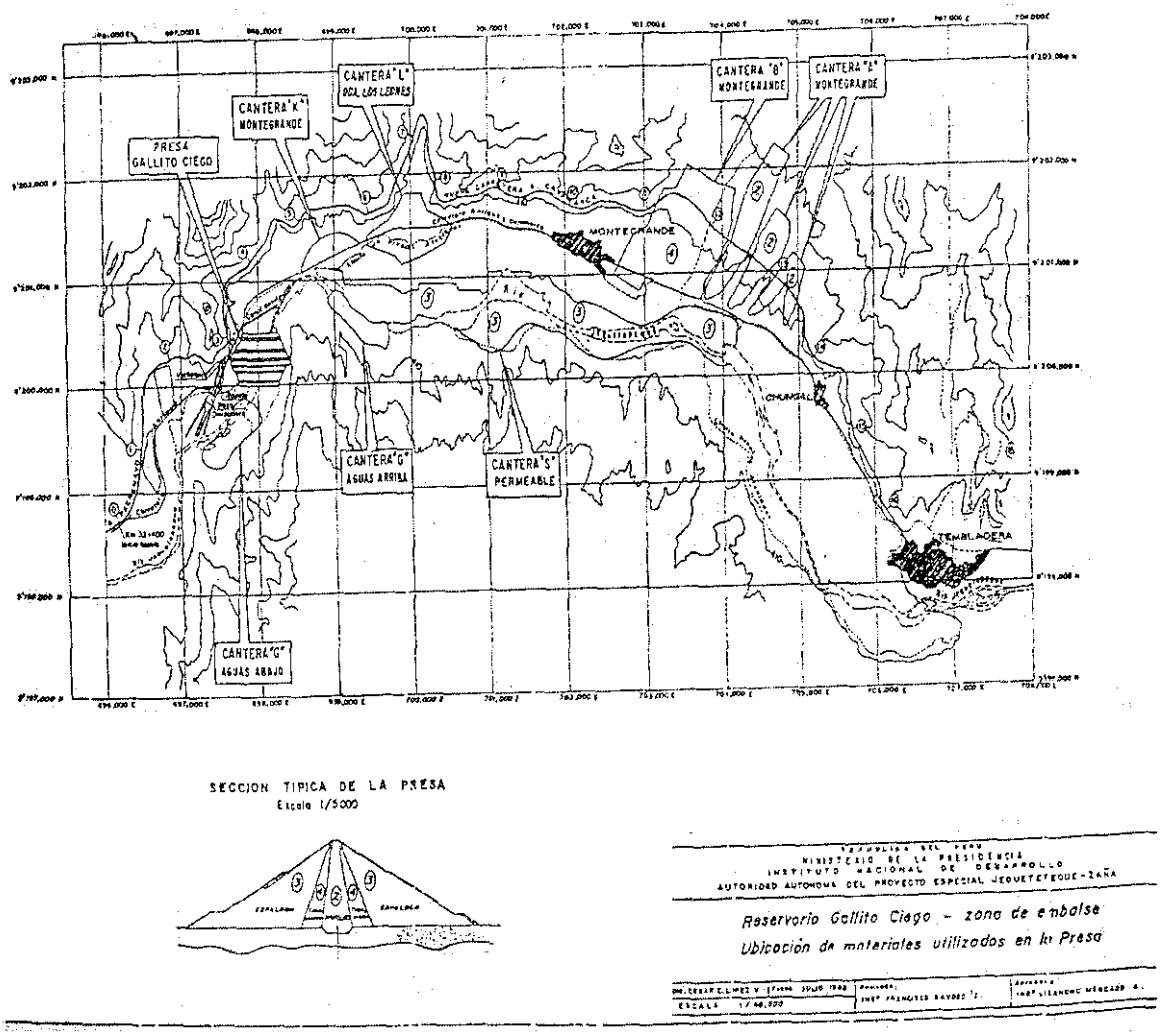
Fig. Ejemplo de curvas Alturas capacidades y Alturas areas

3.0 ESTUDIOS QUE DEBEN REALIZARSE EN ALMACENAMIENTOS

3.1 Investigaciones de Campo

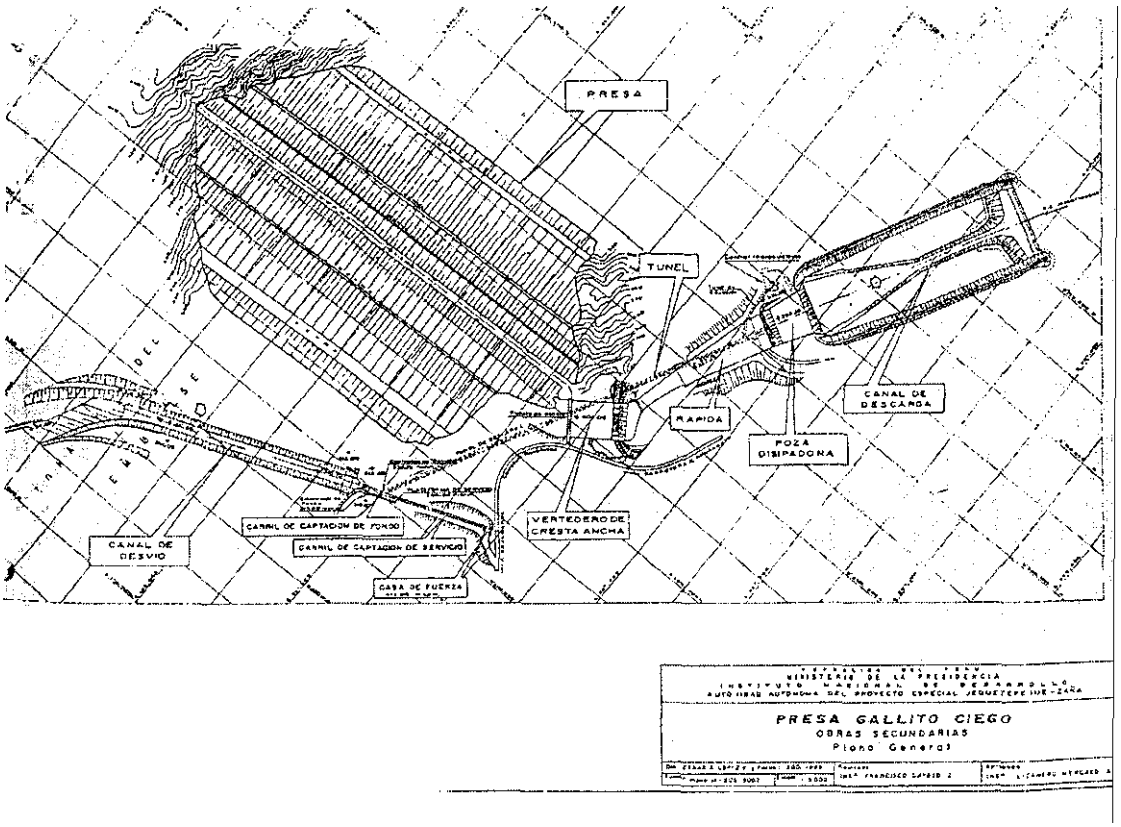
Un proyecto Hidráulico, se desarrolla conforme a las fases cíe avance y están relacionadas al nivel cíe información, y el Diseñador de las Estructuras Hidráulicas realiza sus cálculos fundamentándolos con datos de campo y laboratorio de la zona de:

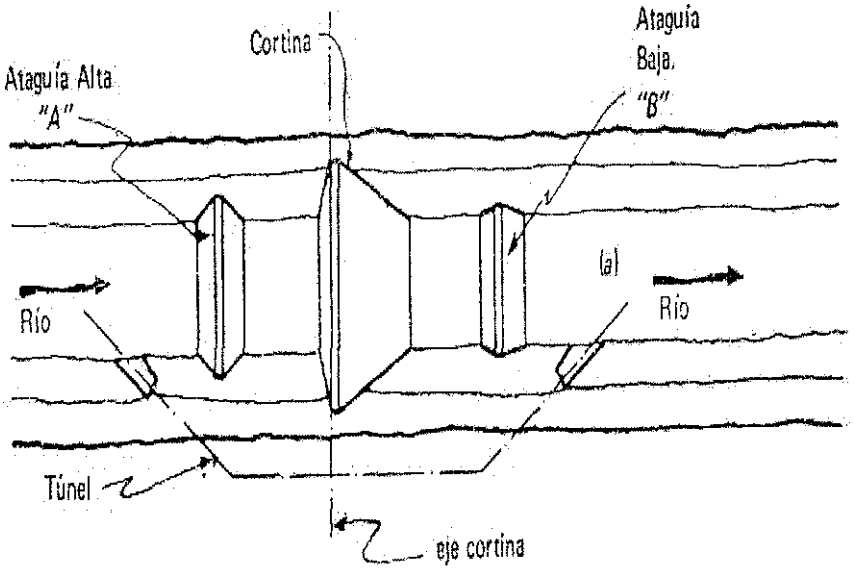
- **Embalse(vaso)**
- **Boquilla**
- **Aliviadero**
- **Obras de evacuación y tomas.**
- **Materiales de construcción (Canteras).**



Planta General de la Obras de Almacenamiento de Gallito Ciego

Obras de Almacenamiento de Gallito Ciego (Jequetepeque - zaña)





Obras de Desvío

3.2 Fases de los Estudios

- **En la Fase de reconocimiento**, se dará los planeamientos generales del proyecto, con la información topográfica y topográfica con planos a grandes escalas 1:100000 ó 1:50000 se proponen aquí varias zonas de ejes o cierre de las posibles presas. Se evalúan las inversiones y beneficios con diseños a nivel preliminar.
- **Fase de pre-factibilidad**, en esta fase se estudian las alternativas de ubicación, con mayor información para realizar anteproyectos y precisar las ventajas cuantitativas y cualitativas de cada variante.
  - Un mapa ingeniero - geológico del embalse a escala 1:25000. de la boquilla 1:10000; perfiles geosismicos y ensayos de canteras permitirán al diseñador obtener un tipo cíe presa y su perfil, profundidad preliminar de las pantallas de cimentación.
  - Diseño a nivel de la información de las obras complementarias de toma, aliviadero, y derivación elidiendo así la alternativa óptima.
- **En la etapa de factibilidad** se ubica exactamente el emplazamiento y estructuras complementarias, se efectúan algunos diseños detallados de los elementos de la presa y su estabilidad total, siendo necesario una información mínima como se muestra en el Cuadro N°2.

INVESTIGACIÓN	ESTUDIO	
	FACTIBILIDAD	DEFINITIVO
- Geología Boquilla Vaso	1:10000 – 1:5000 1:10000	1:2000 – 1:5000 1:5000
- Propespección	Geodinámica, Geomorfología, Estatigrafía	
- Sondajes	Minimo 3	Los convenientes
- Geofísica	De comprobación en la boquilla y canteras	
- Hidrología	Determinación de las características de filtración y cargas reales, sifonamiento, niveles freáticos	
- Hidraúlica		Modelos hidráulicos
- Sismología	Regional (Geotectónica)	
- Sismisidad		Instrumental en el eje
- Mecánica de suelos y Rocas	Evaluación de Cimentación y canteras	Ensayos a nivel de investigación científica.

CUADRO Nº02

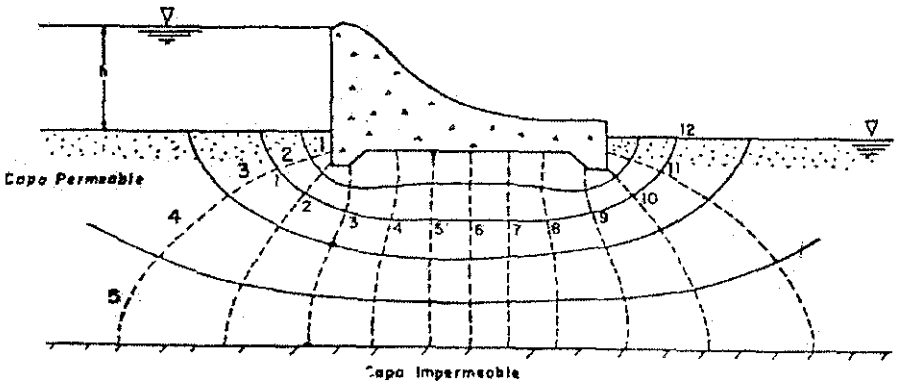
3.3 El Estudio del Vaso

La localización de un vaso depende de:

- **El costo de la Presa**, que dependerá de las condiciones físicas e hidrológicas de la cuenca por encerrar.
- **Costos de expropiación** de terrenos y reubicación de obras civiles: carreteras, viviendas, áreas agrícolas y ruinas arqueológicas, que pueden aumentar su costo.
- **Costos de descontaminación del río** o fuente de agua, si fuera el caso.

Después de determinada la traza máxima de inundación debe efectuarse:

- **Estudio minucioso de estabilidad, permeabilidad y fugas de agua** a otras cuencas que pueda disminuir su capacidad de almacenamiento.
- **El estudio de filtraciones en el vaso**, cuando las paredes del vaso son de roca muy fracturada (rocas volcánicas o calcáreas). No existe un reservorio que sea 100% impermeable, siempre habrán pérdidas, ya sea en menor o mayor grado, éstas ocurren en el cuerpo mismo de la presa, por las riberas del reservorio y con mucha mayor incidencia por el lecho del cauce (vaso). Es posible su control por medio de pantallas, inyecciones, etc.



Red de flujo bajo una Presa

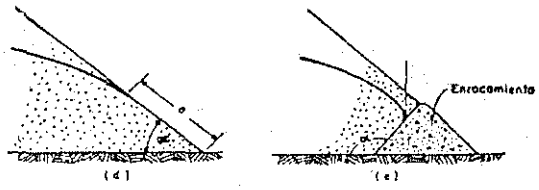


Fig. 5.- Características de las Líneas Superiores de Flujo

Haciendo un poco de historia sobre la evolución del trazado de la línea superior de flujo, puede decirse que la determinación de la línea de saturación data de 1863 cuando Dupuit estableció las primeras bases para su trazado. Posteriormente Schaffernak y Van Iterson perfeccionan la teoría de Dupuit y llegan a establecer nuevas ecuaciones al respecto. Leo Casagrande propuso después un método para el

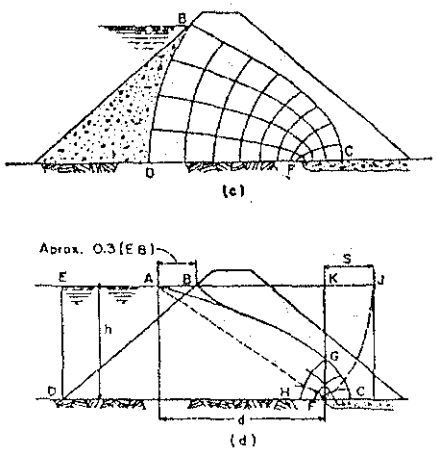


Fig. 6.- Redes de Flujo compuestas por parábolas con un mismo Foco

- **Las pérdidas de caudal por evaporación**, depende de varios factores: altitud, temperatura, velocidad del viento, humedad relativa, presión atmosférica, etc. Lo más aconsejable para su evaluación es hacerlo por medio de evaporimetros. Estas se miden en mm/día, por ejemplo en el desierto del Sahara: 4,000 mm/año, en la costa peruana: 800 mm/año.
- **Estudios geológicos y geosísmicos**, permitirá el conocimiento de la geología regional, zonas de deslizamiento, nivel del basamento rocoso, nivel freático, zonas inestables dentro del área del vaso.

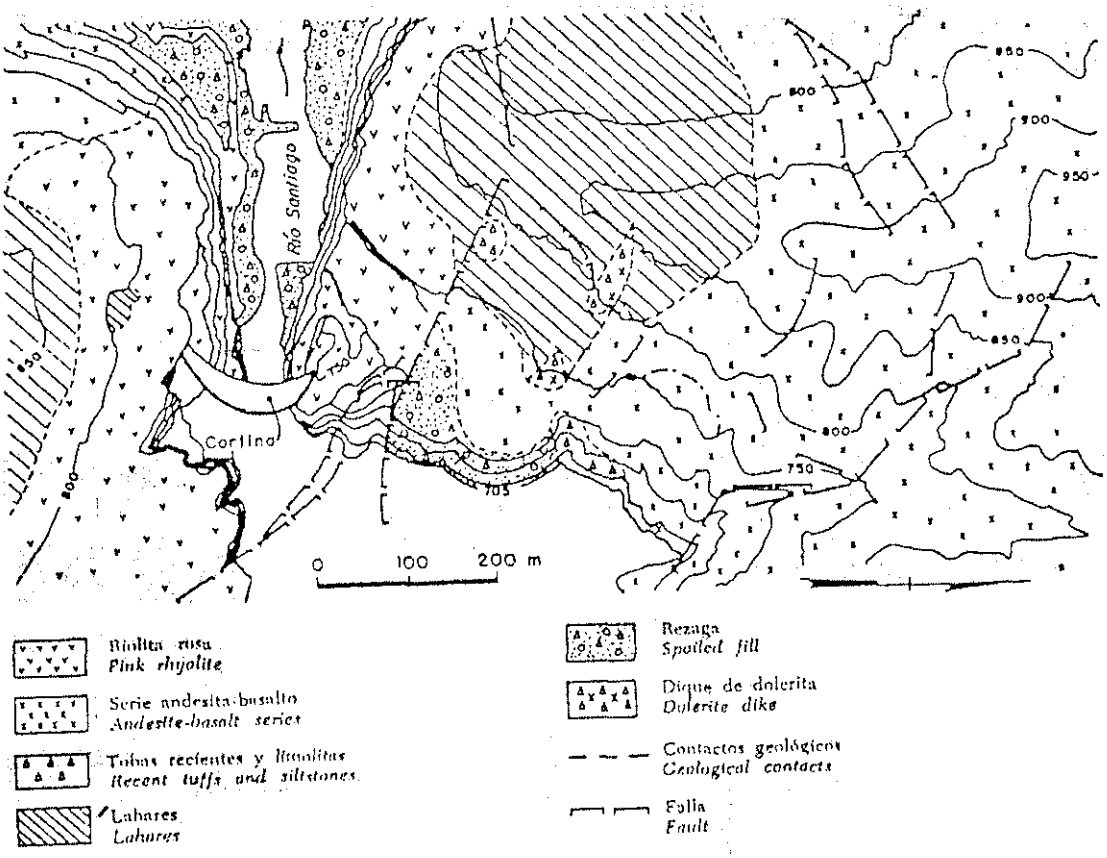


Fig 10.4 Mapa geológico

- **Evaluación de las variaciones ecológicas** que podrían producirse como consecuencia do la inundación del vaso.
- **Estudio como atractivo turístico**, analizando las posibilidades de pesca, recreamiento, navegación y deportes acuáticos.
- **EL VOLUMEN HIDROLÓGICO ALMACENABLE**, viene a ser la oferta hidrológica, que también se le conoce como Rendimiento del volumen útil y podemos expresarlo como:

.

$$V = \sum_{0}^{365} (Of - De)t$$

V = Volumen Hidrológico almacenable.

Of = Oferta o caudal aforado en la boquilla.

De = Demanda del agua del Proyecto + Pérdidas por evaporación e infiltración

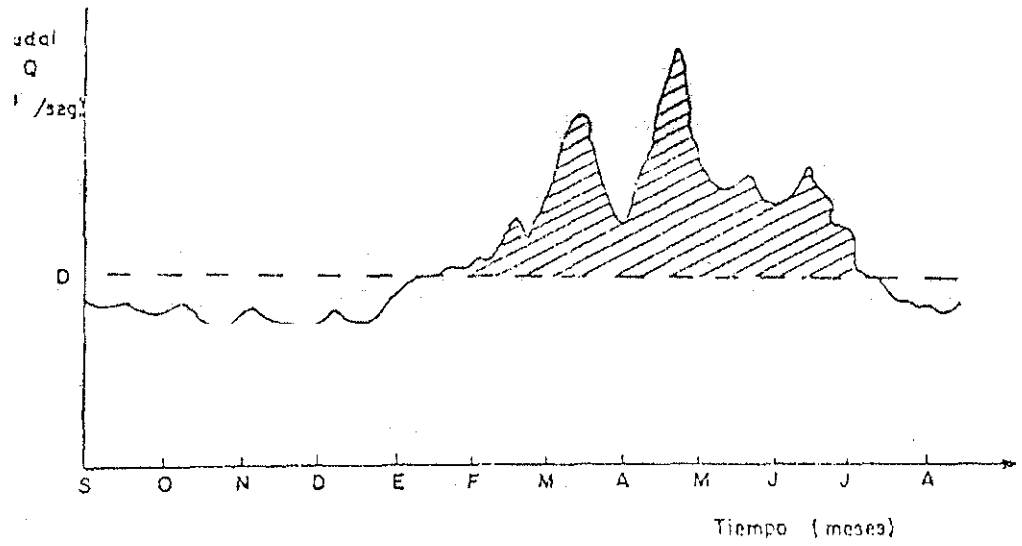


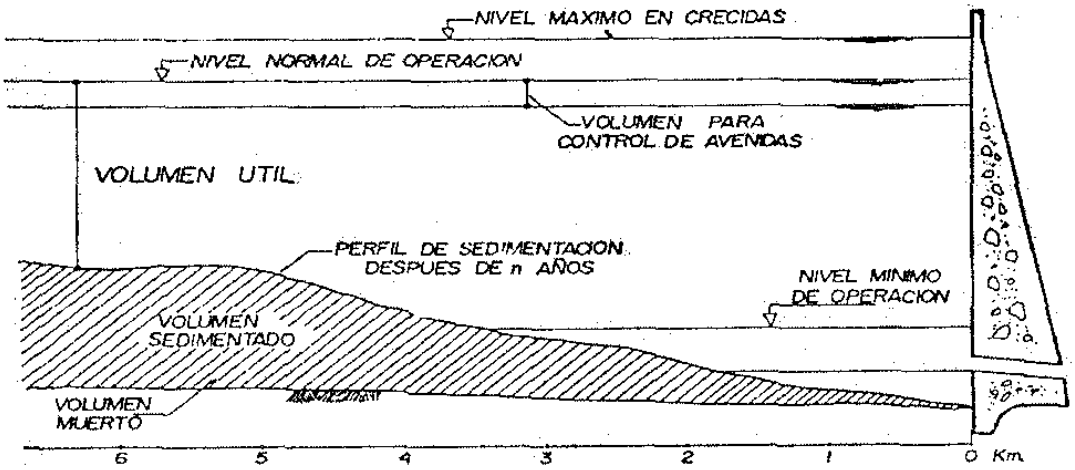
Fig. Ejemplo de un hidrograma de caudales para un año determinado

- **ESTUDIO DE LA COLMATACIÓN DE LOS ALMACENAMIENTOS** debido al transporto de sólidos de fondo y en suspensión, cuya intensidad es difícil de predecir y puede significar una apreciable reducción de la capacidad del vaso.

- Normalmente las corrientes arrastran sedimentos debido a la erosión de la cuenca, estos son conducidos en dos formas: **En suspensión y por el fondo del cauce.**

- La cantidad de sólidos varía según las estaciones, siendo mucho mayor en la época de lluvias. Aguas arriba de una presa siempre hay sedimentación y aguas abajo siempre existe erosión.

LA SEDIMENTACIÓN ACELERADA, y consiguiente pérdida de capacidad de los embalses, tiene consecuencias que no son sólo económicas, sino que involucran en muchos casos, el fracaso de un proyecto en sus aspectos sociales. Esto último ocurre cuando no existe un proyecto de ingeniería alternativo para reemplazar la presa reguladora colmatada.



SIGNIFICADO DE LOS TERMINOS PARA UN EMBALSE EN PROCESO DE SEDIMENTACION
Nótese como es que un mismo volumen de sedimentos puede depositar en lugares diferentes del embalse, moverse dentro de el y ocupar o no el volumen muerto por cota de derivación

3.4 El Estudio de la Boquilla

- **Examen general de los posibles ejes de la presa**, considerando en el análisis los aspectos geológicos, topográficos, canteras cercanas y facilidades para la construcción de la presa.
- **Los levantamientos topográficos**, deben cubrir hasta una cota de 50 m superior al nivel de coronamiento de la presa y las posibles áreas de relleno de las presas.
- **Los estudios geológicos** deben comprender todo el área de la presa, de canteras, los estribos y fondo de ¡a presa. Los estudios geotécnicos estudiarán las formaciones rocosas, fallas geológicas y buzamientos.
- **Los estudios de mecánica de suelos** comprenden estudios geosísmicos, perforaciones diamantinas, calicatas y socavones para investigar las características principales de la cimentación y estribos. Durante las perforaciones se extraen muestras

inalteradas y alteradas para procesarlas en el laboratorio, realizando el análisis mecánico de zarandas, análisis granulométrico, limites de Atterberg, pruebas de permeabilidad, consolidación corte, triaxial, etc.

- **Estudios sísmicos** del área de la presa y del vaso que permiten seguridad en el diseño.
- **Los estudios de permeabilidad** de campo en el eje de la boquilla permitirán conocer las fracturaciones de las rocas y prever posibles inyecciones para evitar filtraciones.
- **El estudio de la boquilla** permitirá elegir el tipo más conveniente de presas y efectuar diferentes alternativas para elegir la presa más económica.

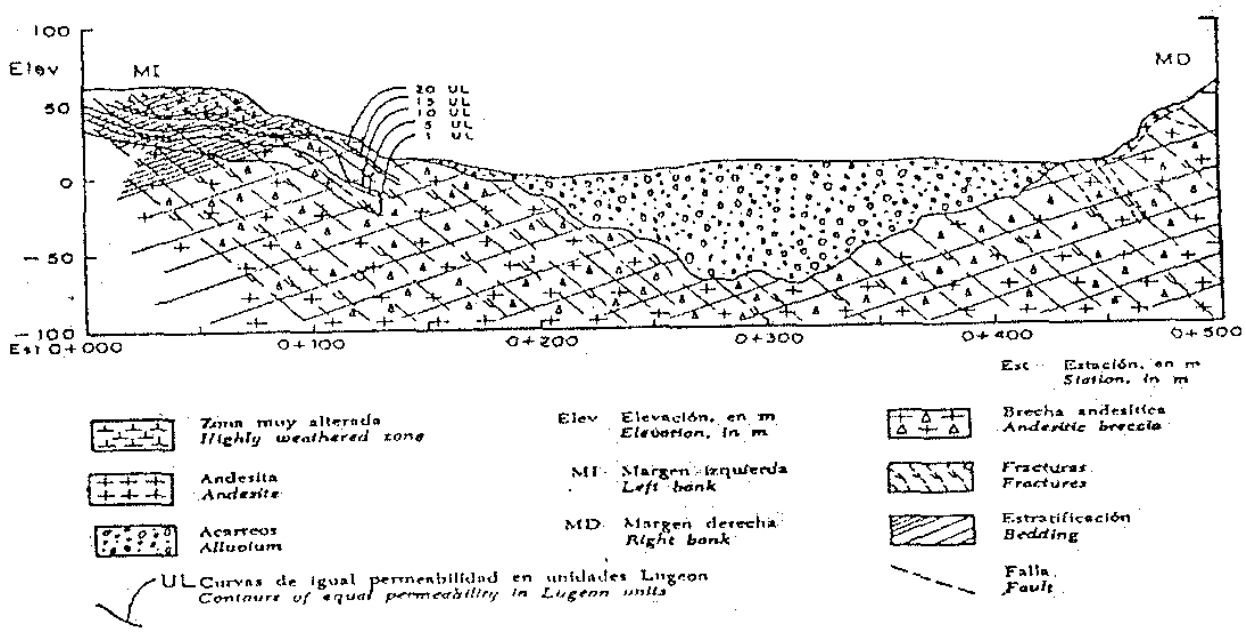
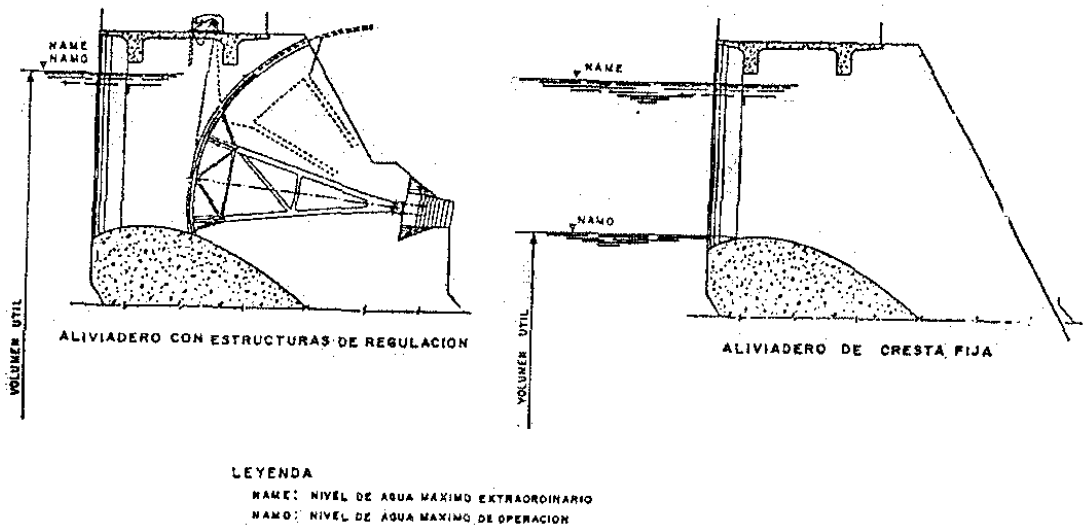


Fig. Corte geológico de la boquilla

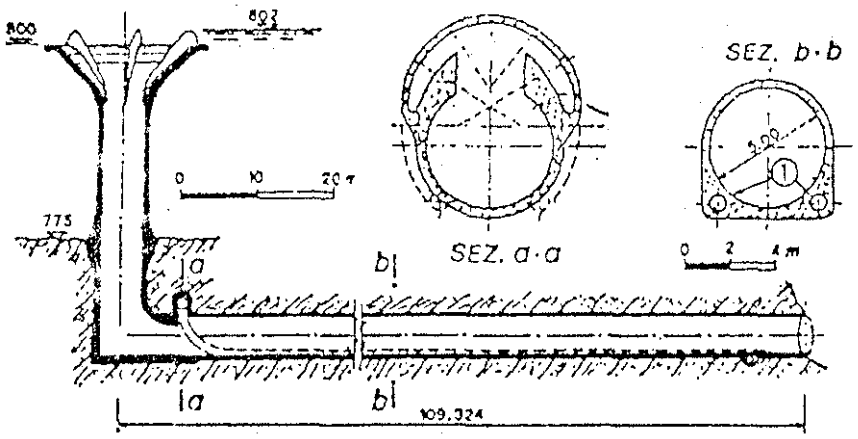
3.5 El Estudio del Aliviadero

- Los vertederos o aliviaderos de demasías tienen por objeto eliminar en el tiempo más breve las descargas ce avenidas y evita: que la presa sea dañada.
- La cota del aliviadero se fija como el nivel normal de almacenamiento, como el volumen máximo embalsable.
- Su capacidad depende de la máxima avenida prevista con un tiempo de retorno determinado.
- En algunos casos las compuertas de los aliviaderos se operan conjuntamente con los conductos de fondo para controla: la extracción de agua con diversos propósitos.

- Los principales tipos de vertederos: de cresta libre, de canal lateral, de pozo.
- Para el diseño de los aliviaderos, se efectúan estudios hidrológicos para determinar la máxima descarga y fija: la capacidad ce evacuación del vertedor.
- Análisis estructural del vertedor, para asegurar su estabilidad



Vertedero de demasías de pozo o mornig glory

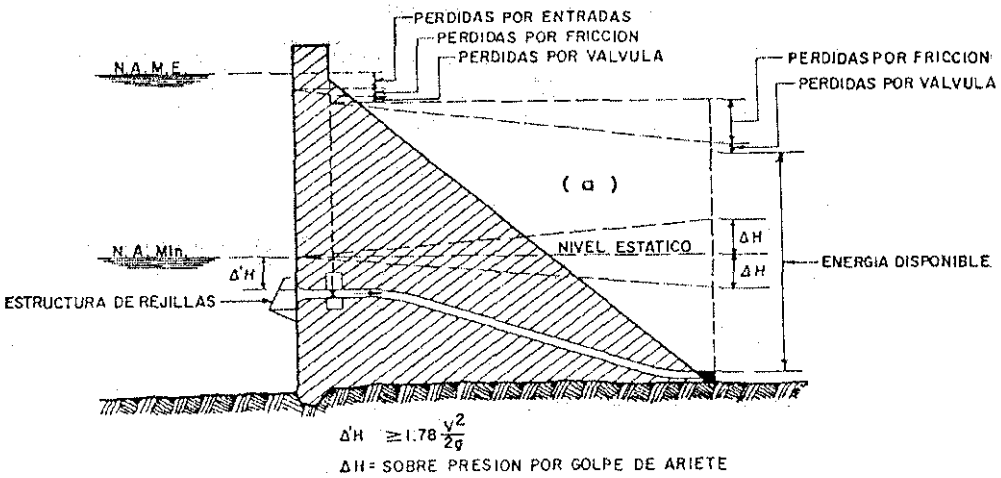


3.6 El Estudio de las Obras de Evacuación y Tomas

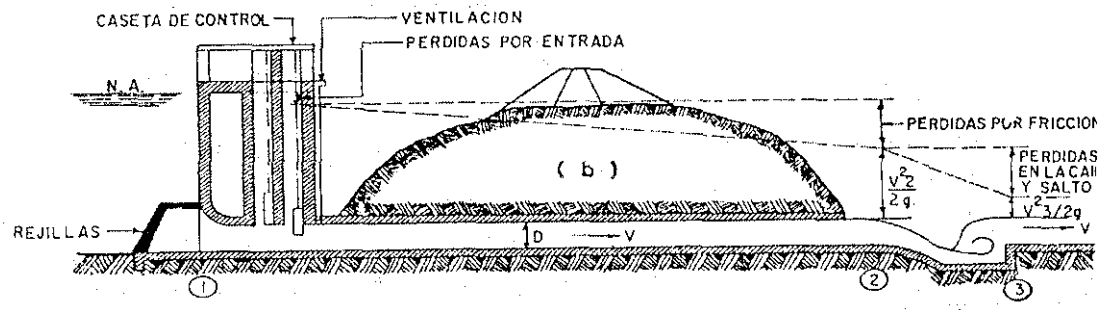
- El volumen almacenado se evalúa de la presa mediante los conductos de fondo y tomas.
- La capacidad de la tomas es igual a la máxima demanda del proyecto, pero también puede servir para

eliminar una parte de las excedencias.

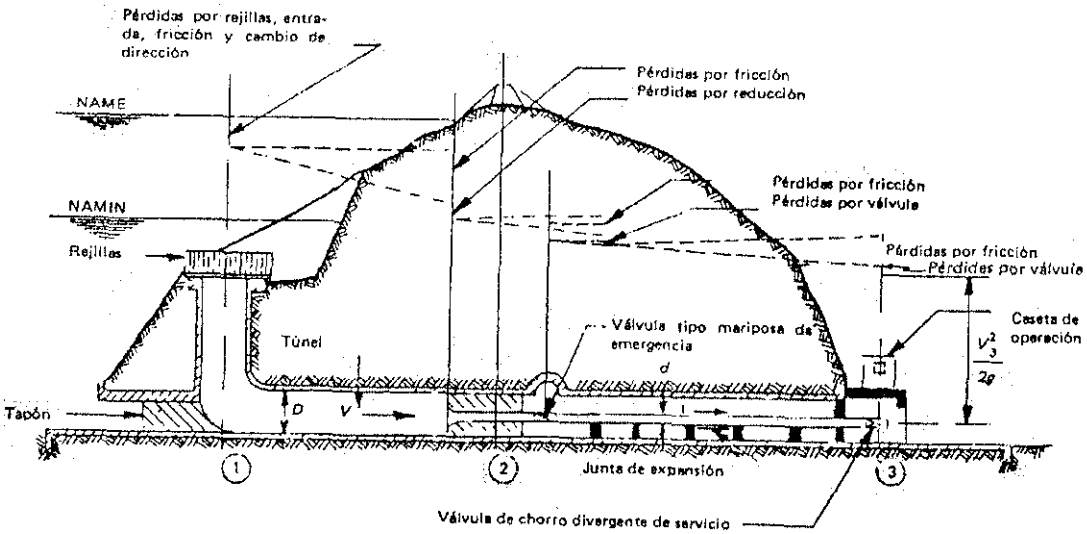
- En la mayoría de las presas se ubican dentro del cuerpo de las presas, y en otras en el mismo vaso.
- Es necesario estudios geológicos y estructurales para asegurar la estabilidad.
- Para regular los caudales se utilizan compuertas y válvulas.



OBRA DE TOMA CON TUBERIA A PRESION A TRAVES DE UNA CORTINA DE CONCRETO



OBRA DE TOMA CON TORRE Y TUNEL A PRESION



3.7 El Estudio de las Canteras de Materiales

- Investigación de campo y laboratorio de los materiales posibles a emplearse ce acuerdo al tipo de presa.
- En el caso de presas de tierra y enrocamiento se investigan canteras de materiales arcillosos para el núcleo de la presa y materiales permeables como arenas y gravas para escarpas de la presa.
- Las canteras de materiales deben ubicarse próximas a la presa.
- Los estudios de mecánica de suelos son los mismos citados para la boquilla. En el caso de rocas se ejecutarán pruebas de mecánica de rocas y de compresión, así como exámenes mineralógicos y de dureza de la roca.

4.0 CLASIFICACIÓN DE PRESAS

Las presas según el material que la conforman se pueden clasificar en:

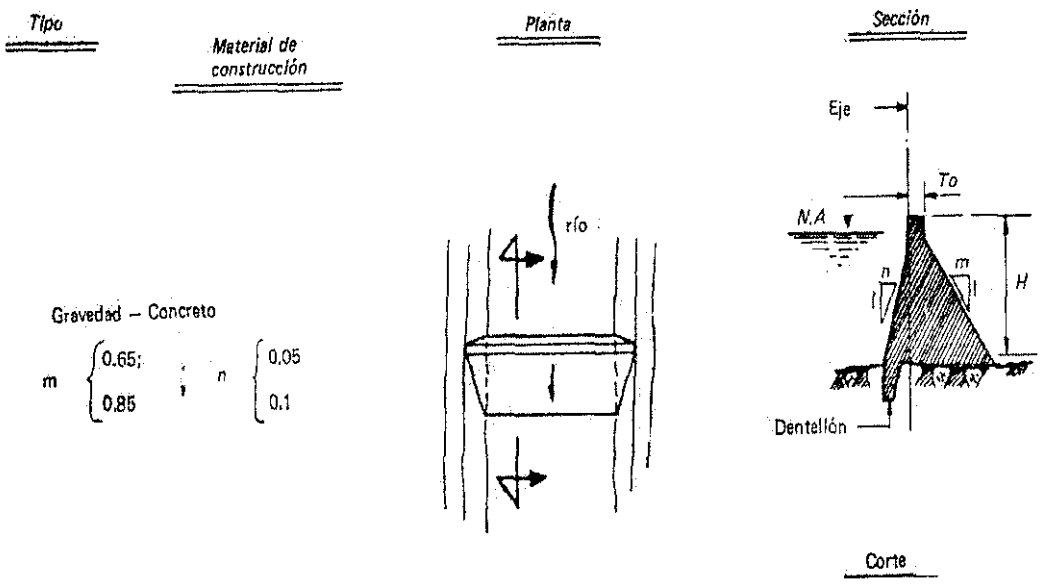
4.1 DE CONCRETO O MAMPOSTERIA

Gravedad, contrafuerte, arco, gravedad-arco.

Gravedad

Es costumbre aplicar el término "Presa de gravedad" a toda presa maciza de mampostería o concreto que debido a su peso propio (w) y a la fuerza de fricción entre la presa y la base (F), resisten el sistema de fuerzas que le son impuestas como el Empuje (En) y la Subpresión (Sp).

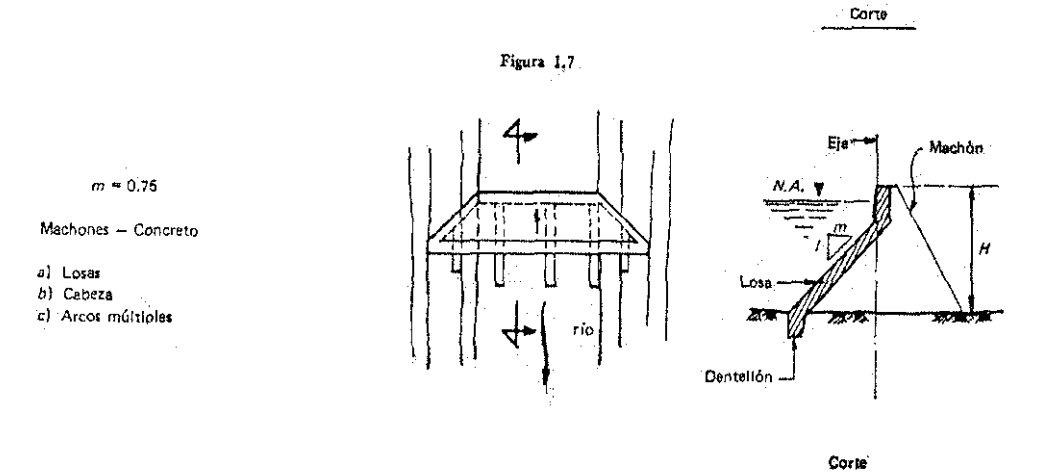
En el caso de bases rocosas aparecen fuerzas de cohesión Las presas de gravedad tienen una sección recta casi triangular. Con mucha frecuencia se construyen en planta recta, aún cuando pueden tener desviaciones que permiten aprovechar con ventaja las características topográficas del sitio.



Contrafuerte

El criterio de diseño de este tipo de presa es el de reducir la cantidad de concreto, disminuyendo la sección de las presas de concreto de gravedad, dejando entre sus elementos de juntas, espacios que al mismo tiempo que disminuyendo las supresiones también disminuyen la cantidad de concreto; pero para contrarrestar la pérdida de peso del concreto eliminado se reemplaza por el peso del agua (Wa) obtenido por la inclinación del talud aguas arriba de la presa.

Estas presas se construyen por lo general en bases rocosas y su altura máxima no pasa de los 90 metros



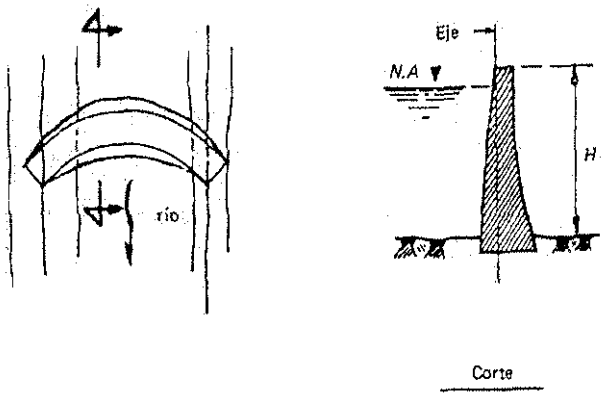
Arco

Son estructuras curvas, con convexidad hacia aguas arriba, la cual adquiere la mayor parte de su estabilidad al transmitir la presión hidráulica y las aguas adicionales, por acción de arco, a las superficies es de la cimentación.

De acuerdo a la relación de ancho de [a base B, a la altura H, se tiene:

Presas de arco	B/H < 0.25 - 0.30
Presas de semi-arco	B/H = 0.3 - 0.6

Presas de gravedad B/H > 0.6



4.2. PRESAS DE MATERIALES LOCALES

Se pueden clasificar en:

- Por el tipo de materiales: Tierra, enrocado y tierra con enrocado.
- Por el procedimiento constructivo: Relleno compacto, relleno hidráulico, voleo, desprendimiento dirigido.
- Por el vertimiento: Vertederas y no vertederas

4.2.1 Por el Tipo de Material

Presa de Tierra

Es una de las obras más antiguas que se haya realizado en nuestro planeta. Se construía ya hace muchos siglos en Holanda, Egipto, India, China, Perú, México, de materiales cohesivos y alturas no mayores de 10 m. con fines de irrigación y control de avenidas.

En los siglos XVII y XVIII se construyeron presas de hasta 20 m. de altura y casi todas son homogéneas, perfeccionándose su construcción con zonas impermeables y de drenaje. El drenaje tiene por finalidad conducir las líneas de corriente en el cuerpo de la presa bajando la curva de depresión dando mayor estabilidad al talud aguas abajo. Al evitar la saturación del prisma inferior de apoyo.

Posteriormente el drenaje de las presas de tierra se utilizan no solo para deprimir la curva de depresión y conducción de las líneas de corriente sino también para asegurar l9os procesos de consolidación del suelo en el cuerpo y la base de la presa.

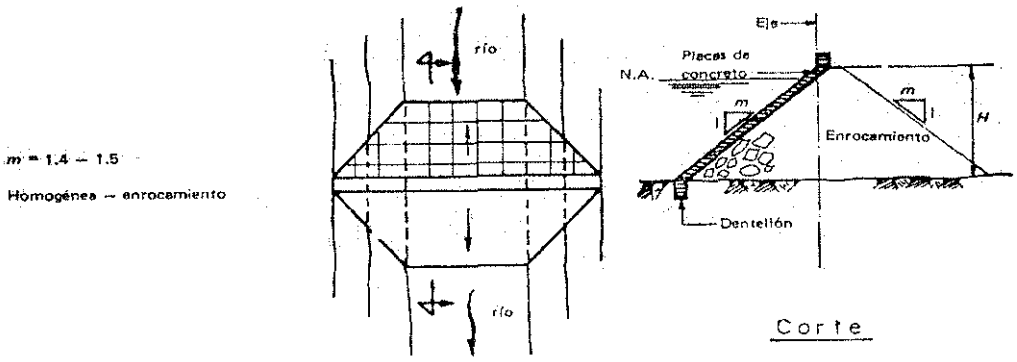
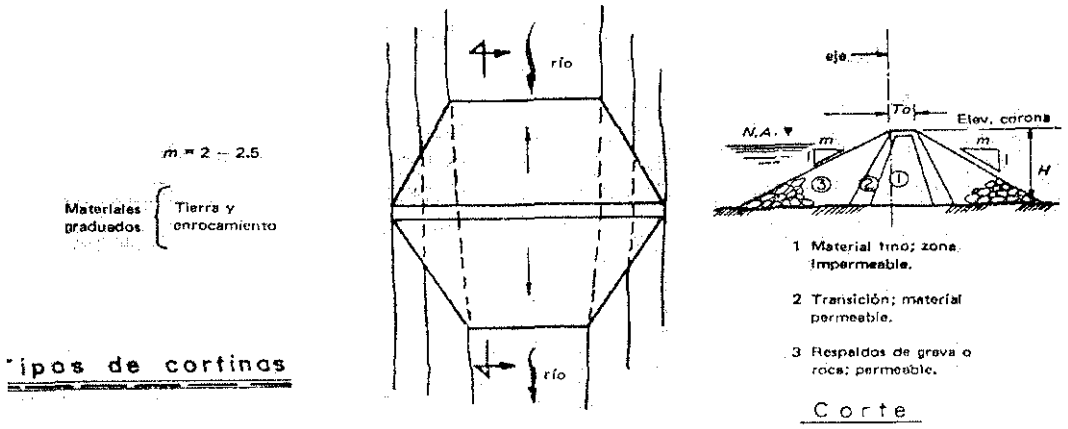


Figura 1.10



Tipos de cortinas

Presa de Enrocado

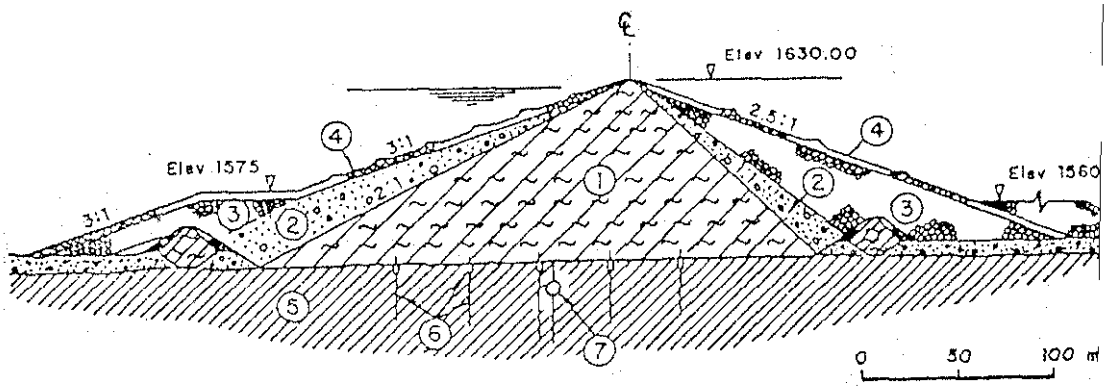
Conjuntamente con las presas de tierra se han construido otros tipos de presa, la de enrocado y piedra, impermeabilización del cuerpo de la presa puede ser alma núcleo, alma inclinada o diafragma.

Presa de Enrocado-Tierra

El proceso de evolución tecnológica y estudios de Mecánica de Suelos permitió una mejor utilización de todos los materiales cerca del eje de la presa, lo que conllevó a complementarse presas mixtas de enrocado y tierra; que a su vez cumpla con la condición de impermeabilizante (tierra) y de estabilidad de las prismas (enrocado).

La presa ITAIPU (Brasil-Paraguay) es una presa de gravedad aligerada, de enrocado y de tierra, con un altura de 176 m. y fue construida desde 1970.

La presa CHIGOASEN (México) es la 6ta presa más alta del mundo y las alta de América Latina.



1) Material impermeable (Migajón arenoso y grava)
Impervious material (Clayey sand with gravel)

2) Material permeable
Pervious material

3) Enrocamiento (pizarra)
Rockfill (slate)

4) Protección de roca pesada
Riprap

Elev Elevación, en m
Elevation, in m

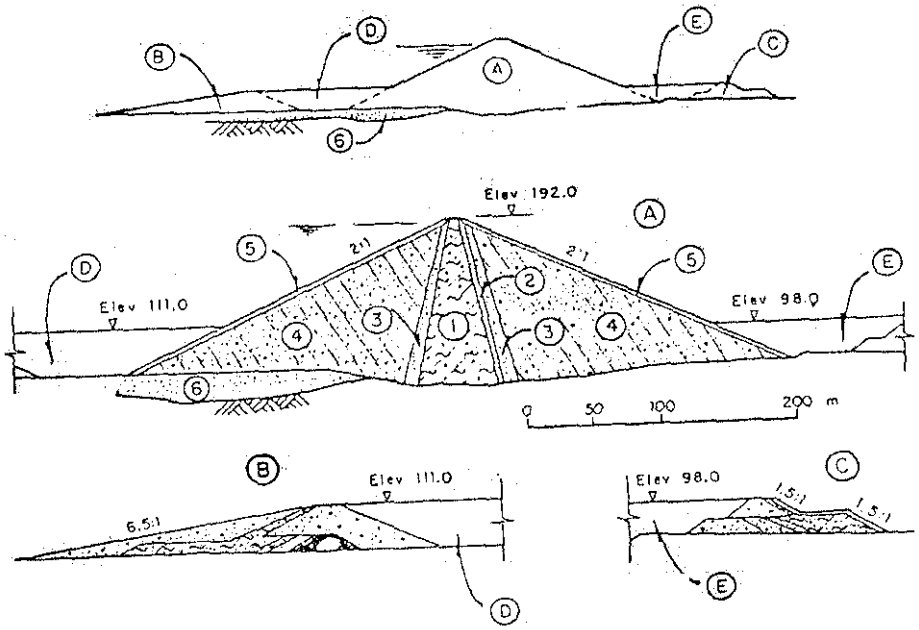
5) Toba blanca compacta
Stiff white tuff

6) Pantalla de inyecciones y dentellones
Grout curtain and concrete cut-off

7) Galería de inspección, inyección y drenaje
Inspection, grouting and drainage gallery

℄ Eje de la cortina
Axis of dam

Fig 3.5 Sección máxima de la presa
Maximum cross-section of dam



Elev Elevación, en m
Elevation, in m

A Cortina principal
Main dam

B Ataguía aguas arriba
Upstream cofferdam

C Ataguía aguas abajo
Downstream cofferdam

D Relleno
Fill

E Plataforma
Platform

1) Núcleo impermeable
Impervious core

2) Filtro
Filter

3) Transición
Transition

4) Respaldo permeable
Pervious shell

5) Protección de roca
Riprap

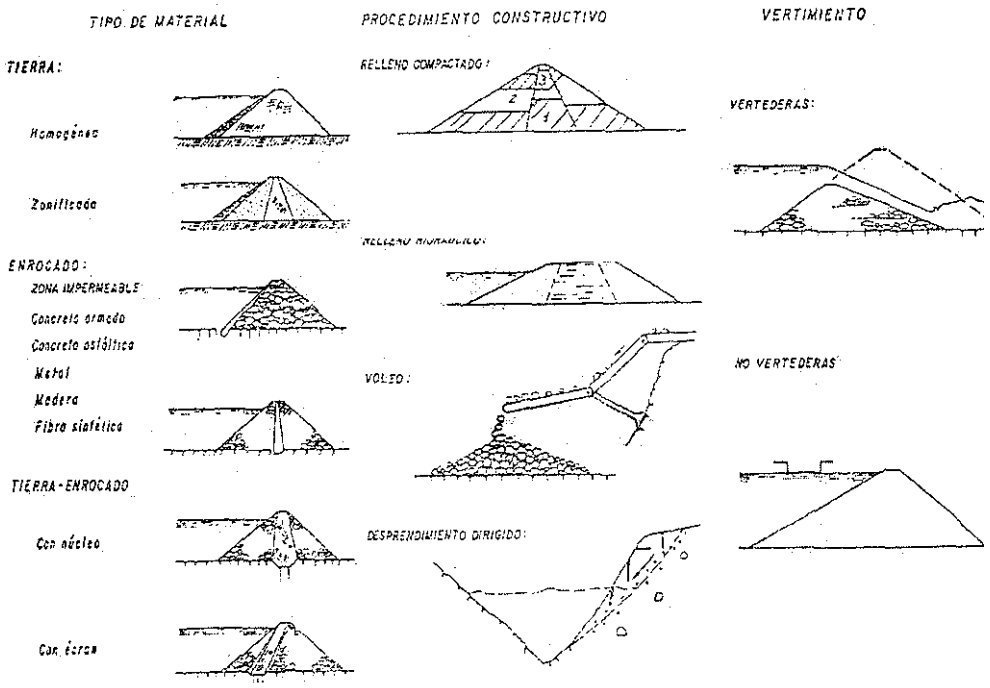
6) Depósito de arena
Alluvial deposit

4.2.2 Por el Procedimiento Constructivo.

√ Según el procedimiento constructivo, se distinguen las de relleno compacto por procedimiento mecánico.Casi todas las presas del Perú tienen esta modalidad de construcción y son las de mayores cantidades de movimiento de materiales, las presa Mangla de Pakistán tiene un relleno de 63x10 de m y hs más alta Nurek H-300 m. de 58x10 de materiales de relleno compactado mecánicamente.

√ Las presas de relleno hidráulico generalmente se usan en ríos caudalosos para decantar arena o arena limosa, utiliza en Europa en la construcción de diques pequeños que sirven para centrales hidroenergéticas de poca altura y gran caudal.

√ Las presas de voleo requieren ce condiciones especiales de topografía donde la cantera de roca se encuentra encima del cierre o eje, se debe tener en cuenta las deformaciones diferenciales que se puedan producir en el prisma base de apoyo de lapantalla impermeable



5.0 PARÁMETROS DE DISEÑO

5.1 ALTURA y CAPACIDAD DE LA PRESA

La capacidad que debe tener el reservorio dependerá básicamente de los parámetros siguientes:

- Volumen requerido para atender las necesidades del proyecto, **Volumen Útil**.
- Volumen requerido para la deposición délos sedimentos, **Volumen Muerto.**
- Volumen requerido para reducir el efecto de las crecidas, Volumen de **Superalmacenamiento**

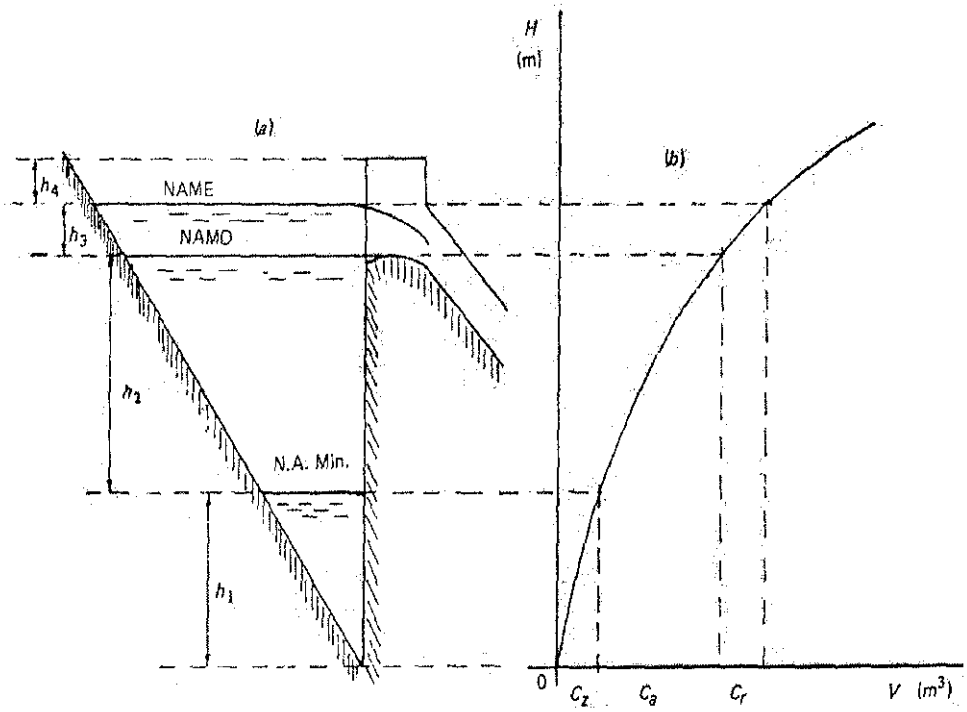
ALTURA ESTRUCTURAL DE LA PRESA

Es la altura mínima de la presa. Se obtiene con el Volumen total que darán los parámetros mencionados anteriormente

.

ALTURA HIDRÁULICA

La altura hidráulica o altura hasta la cual se eleva el agua debido a la presencia de la presa, es la diferencia en elevación entre el punto más bajo en el hecho original del río, en el plano vertical del eje de la estructura, y el nivel de control más alto en el vaso



Curva Elevación -Almacenamiento

La altura hidráulica de una cortina se calcula como

$$h_h, = h_1 + h_2$$

Donde:

h_1 = altura correspondiente a la capacidad para sedimentos, o Volumen Muerto.

H_2 = altura correspondiente a la capacidad para aprovechamiento o Volumen Útil.

La altura total o estructural de la Presa será:

$$H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4$$

Donde:

h_3 = altura correspondiente al superalmacenamiento.

H_4 = altura correspondiente al borde libre

.

5.1.1 CAPACIDAD O VOLUMEN DE SEDIMENTOS (V_z)

Es la capacidad necesaria para retener los sedimentos que lleguen al vaso de la presa durante la "vida útil" de la misma.

$$V_z = a.V$$

Siendo:

V = Volumen total de agua que entra al vaso, durante la "vida útil" de la presa, en millones de m^3.

a = Relación volumétrica medía, entre cantidad de azolves y de agua escurrida, que se obtiene por muestro en el río en estudio.

√ En los últimos años se ha considerado como "vida útil" de una presa a un período de 50 a 100 años. Pero la "vida útil" ha sido referido desde el punto de vista económico en relación con depreciaciones y costos de las estructuras, y que en el caso de azolvamiento de presas es conveniente referirse a la "vida útil" de las mismas, la cual debe ser la mayor posible con la finalidad de no provocar conflictos de aprovechamiento del agua a las generaciones futuras.

√ Para tal efecto, se debe preveer la construcción de descargas profundas en las presas, las que se deben operar con frecuencia para evitar la consolidación de azolves

5.1.2. CAPACIDAD O VOLUMEN ÚTIL O DE APROVECHAMIENTO (V_a)

Es la necesidad para satisfacer las demandas de extracción de agua del vaso, de acuerdo con cierta ley establecida. Es el volumen comprendido entre el Nivel de aguas mínimas (N.A.Min) y el Nivel de aguas máximas de operación (NAMO), y se expresa en millones de m^3.

5.1.3. SUPERALMACENAMIENTO (V_r)

Es el volumen retenido para regulación de avenidas, comprendido entre el NAMO y el NAME (Nivel de aguas máximas extraordinarias), y expresado en millones de m^3.

5.1.4. BORDE LIBRE (h_4)

Es la altura, en metros, medida en el desnivel entre el NAME y la corona de una cortina.

El borde libre incluye la amplitud del oleaje generado por el viento o marea (h_m), altura significativa de rodamiento de las olas sobre el talud aguas arriba (h_s), asentamiento máximo de la corona (h_c) y margen de segundad (h_{sc}), de modo que :

$$h_4 = h_m + h_s + h_c + h_{se}$$

<u>Altura por marcas debido al viento</u> (h_m)

$$h_m = \left[V^2 F Cos\alpha \quad 2600\, D \right]$$

donde :

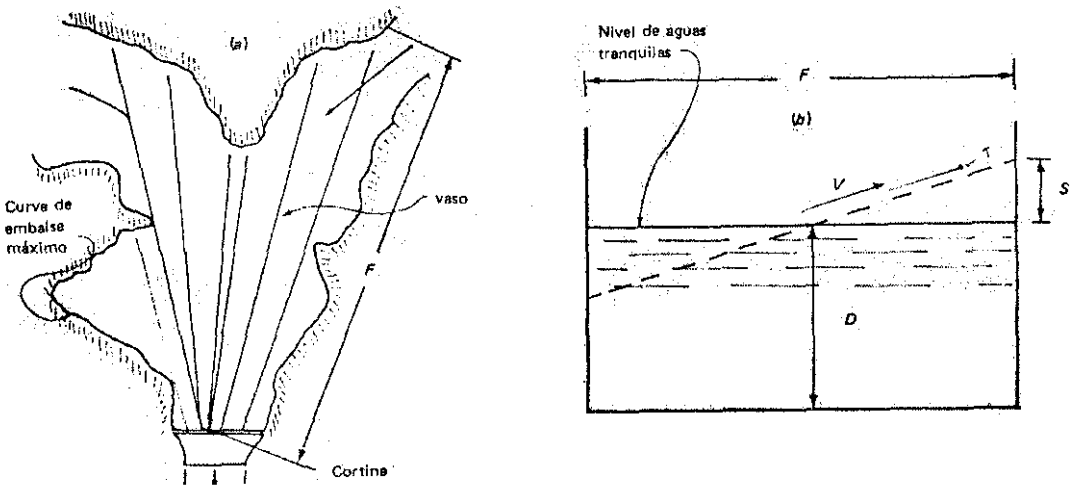
V = velocidad del viento (m/s.)

F = fetch o alcance. (km.)

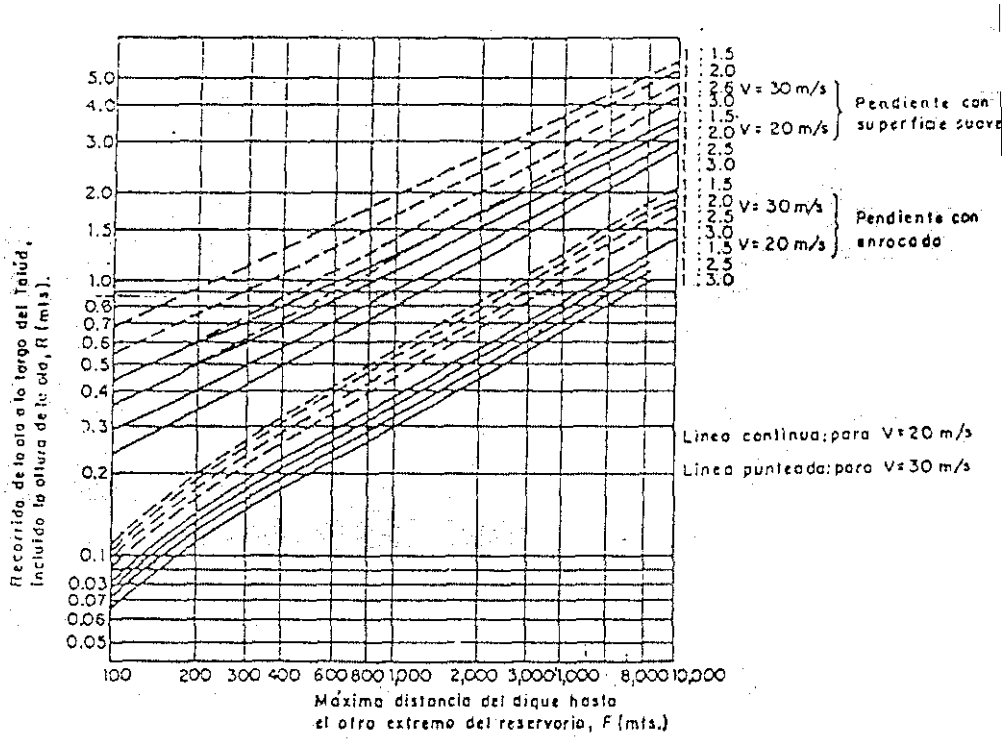
D = profundidad media del vaso (m)

h_m = altura de marea (m)

$\propto$ = El ángulo formado por la dirección del viento y el Fetch El fetch es perpendicular al eje longitudinal de la presa y pasa por el centro.



Figura



Altura de Olas (h_s)

a) Si la superficie es vertical o prácticamente vertical.

- Si $F \leq 18$ km → H'(m)

  H' = altura promedio de las olas

$$H' = 0.34\,(F)^{1/2} + 0.76 - 0.26\,(F)^{1/4}$$

hs = altura de ola significativa.

$$hs = 1.602\,H$$

- Si F > 18 km. $H' = 0.34\,(F)^{1/2}$

$$hs = 1.602H'$$

b) Si la superficie es inclinada. En este caso la oía trata de remontar el talud embalamiento.

Cuando las olas llegan a la superficie, rompen y remontan :

$$He = 0.4\,T\,(gh_s)^{1/2}\,tg\,\beta$$

h_s se calcula con la fórmula anterior.

Altura por asentamiento máximo de la corona

$$h_c = kH^2$$

donde:

k = coeficiente de compresibilidad (Tabla)

H = altura de la presa.

Materiales de la Presa	Clasificación SUCS	Valor K (cm^{-1})
Arcillas y limos de alta compresibilidad	CH y MH	0.40×10^{-4}
Arcillas y limos de baja compresibilidad	CL y MI	0.25×10^{-4}
Arenas con limos y arcillas	SC	0.20×10^{-4}
Arenas limosas y arenas con pocos finos	SP y SW	0.10×10^{-4}
Mezcla de Grava con arenas	GC, GM y GP	0.08×10^{-4}

<u>Altura de Seguridad</u> (h_{se})

1° Criterio

Mayor de los tres valores:

- 1/3 (NAME-NAMO)
- Altura de Ola
- Máximo 60 cm.

2° Criterio (Según Justin)

Presas Bajas h_{se} = 0.9 - 1.5 m

Presas Medianas h_{se} = 1.8 -3.0m

Presas Altas h_{se} = 3.0 - 9.0 m

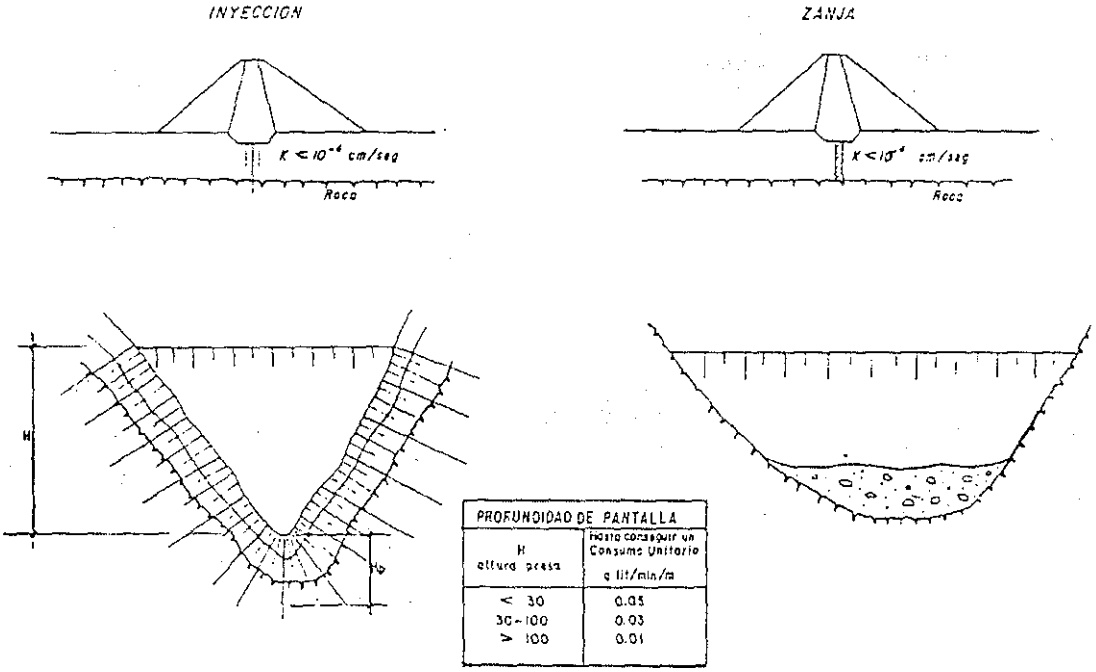
6.0 PANTALLA DE CIMENTACIÓN

Las zonas de estudio de un cierre son: la cimentación, el cuerpo de la presa, y el embalse. Todo el conjunto impermeabilizante del cierre tanto la pantalla de cimentación como el núcleo deberán diseñarse ce tal forma que las permeabilidades sean mínimas con un coeficiente de permeabilidad K. < 1 x 10^{-4} cm/s., esto en base que la masa rocosa permitirá el consumo o gasto en, el cual no se produzcan procesos peligrosos de filtración.

En el diseño de la cimentación se destacan dos formas de impermeabilización: Inyecciones y zanjas, la primera usada generalmente en la base y en los estribos rocosos dependiendo de la profundidad y densidad de las inyecciones, del consumo unitario (q), de los valores de recuperador, de muestras y otros factores hidrogeológicos del masiva.

La segunda forma de impermeabilizante en zanja, usada generalmente en cauces aluviales tiene factores limitantes en profundidad por los procesos de construcción a utilizar y el material de relleno

Figura Nº PANTALLA DE CIMENTACION



7.0. INSTRUMENTACIÓN EN PRESAS DE TIERRA

Este control es posible a través de los instrumentos, la cantidad, tipo y funcionamiento de los instrumentos depende de la importancia y de la clase de la presa, para las presas grandes e importantes se utilizan los siguientes instrumentos:

1. **PÍEZOMETROS**: Para medir y controlar la presión del agua en poros y la Sub presión en la fundación, se instalan en perfiles críticos (a la mitad y a los lados).

2. **INDICADOR DE MOVIMIENTOS SUPERFICIALES**: Para medir y registrar movimientos verticales al eje de la presa y en la superficie de taludes si se instalan paralelos al eje de la presa en la línea de junta de taludes con corona.

3. **INDICADOR DE ASENTAMIENTO**: Para medir el asentamiento y % de consolidación dentro de la Presa y fundación, se instalan en la presa y en la fundación.

4. **INDICADOR DE MOVIMIENTOS INTERIORES**: Para medir movimientos de deformación horizontales y verticales en el interior de la presa.

5. **INDICADOR DE ESFUERZOS**: Para medir los esfuerzos interiores de la presa.

6. **SISMÓGRAFO**: Para medir movimientos sísmicos especialmente resonancia de materia en la presa, se instalan en la corona, en el pie aguas abajo y en la fundación de la presa.

.

7. **INDICADOR DE MOVIMIENTO**: Para medir movimientos en dilatación del mismo material y/o entre materiales extraños, se instalan en los dos lados de las dilataciones.

8. **MEDIDOR DEL CAUDAL DE FILTRACIÓN**: Para medir el caudal de las filtraciones a través de la presa y de la fundación se instalan en los colectores

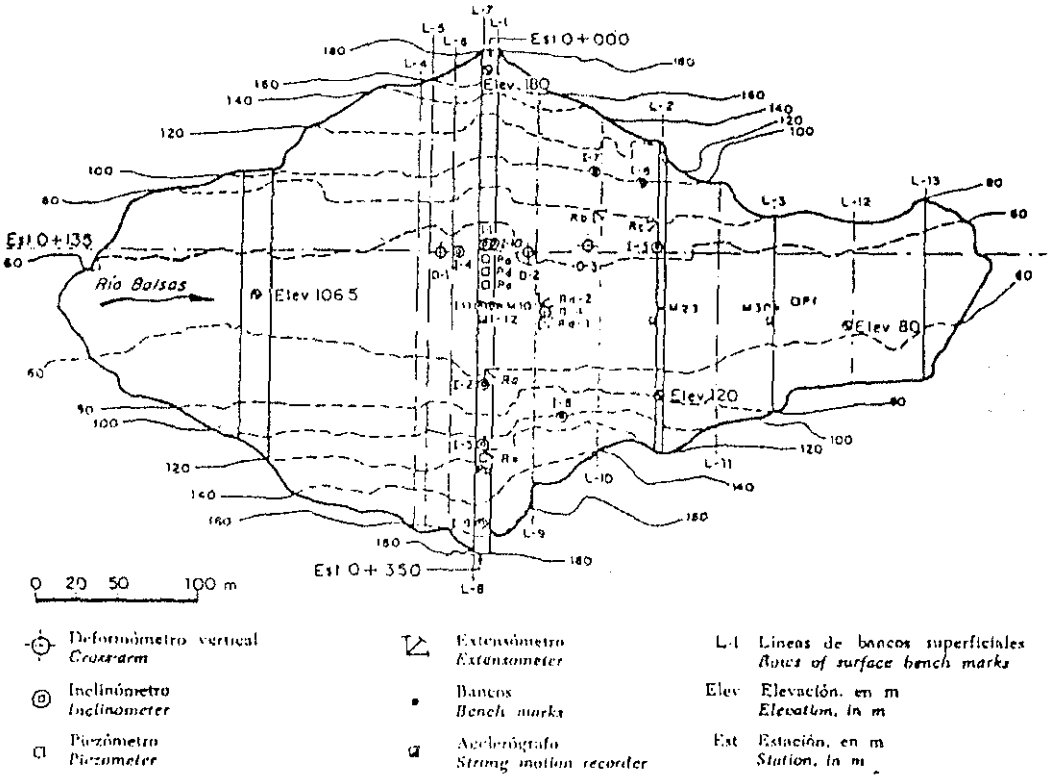


FIGURA Nº LOCALIZACION EN PLANTA DE LOS INSTRUMENTOS

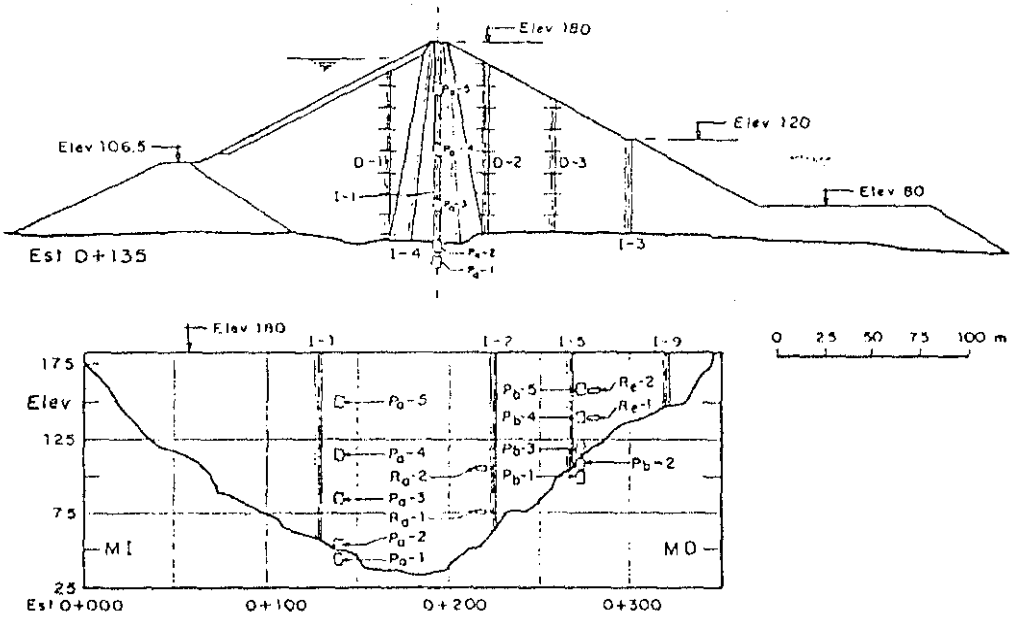


Fig 7.12 Localización de aparatos en la estación 0 + 135 y en la sección longitudinal
Location of Instruments at Station 0 + 135 and along axis of dam

8.0. FALLAS DE PRESAS

Es tan interesante tener alguna idea del número de presas que se han construido en el mundo, como las causas de falla de algunas de ellas.

La Comisión Internacional de Grandes Presas publicó su "Legons Tiríes des Accidents de Barrages", en donde aparece la relación de fallas en grandes presas desde 1830, considerando "presa grande" a aquella cuya cortina tiene una altura mayor de 15 m.

Hasta 1965, fecha última de registro, se habían presentado 466 accidentes y fallas, y 289 presas habían sufrido fallas parciales o totales en la cortina o en las obras auxiliares.

En la relación que sigue aparece la lista de las causas que provocaron la falla y su porcentaje, considerando 289 =100.

CAUSA	%
Falla de cimentación	34
Falla por deslizamiento de taludes	37
Avenidas Máximas Probables(Obra de excedencias 17 inadecuadas)	
Falla de diques en la presa (Roturas)	1
Falla en los conductos de desagüe.	3
Sismos	3
Otros (Licuefacción , filtraciones y lavado de finos)	5

9.0. PRESAS EN EL PERÚ Y SU PROBLEMÁTICA

Dentro de las presas construidas y proyectadas en el Perú, tenemos las siguientes

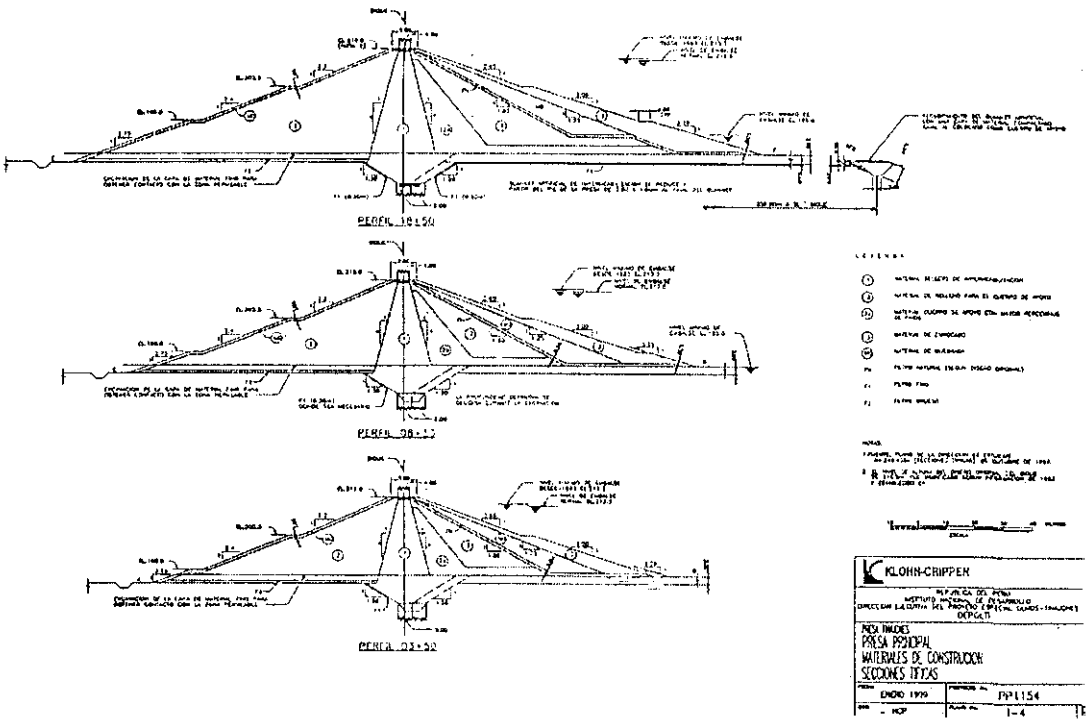
NOMBRE	LUGAR	TIPO	ESTADO
1. Malpaso	Arequipa	E	C
2. Mantaro	Arequipa	G	C
3. Mollonco	Arequipa	E	C
4. Condoroma	Arequipa	T	C
5. Quishuarani	Arequipa	E	C
6. Aguada Blanca	Arequipa	E	C
7. Tinajones	Lambayeque	T-E	C
8. Poechos	Piura	T	C
9. Gallito Ciego	Cajamarca	T	C
10. Chotano	Cajamarca	T-E	s/c
11. Llaucano	Cajamarca	E	s/c
12. Olmos	Lambayeque	T	s/c
13. Limón	Lambayeque-Piura	T	s/c
	Cajamarca		

Nota:

E = Enrocado C = Construida

G = Gravedad S/C - Sin Construir T = Tierra

9.1. PRESA TINAJONES



- Es la estructura principal de la Primera Etapa del Proyecto Tinajones que se ha construido aprovechando una hondonada en e! cauce de la Quebrada "Arequipeña". Su objeto: almacenar los excedentes del sistema , provenientes de los recursos hídricos de las cuencas de los ríos Chancay, Chotano, Conchano, para ser devuelto al río Chancay y su posterior distribución en el valle.
- El Reservorio de Tinajones fue construido en el período 1965 a 196S.
- Tiene una capacidad de embalse de 300 millones de metros cúbicos. Esta formado por un dique principal de 40 m de altura y tres diques secundarios de 20 m de altura, todos ellos construidos por rellenos zonificados de tierra y núcleo impermeable de arcilla , espaldones de grava y arena y con talud aguas arriba o rip rap de enrocado.

9.1.1 Características de la presa Principal y Diques Secundarios

El dique principal y tres diques secundarios cierran los cuatro lechos de quebradas conformando la depresión natural del reservorio.

La presa principal es una estructura de tierra zonificada, con una longitud de su corona de 2,382 m, ancho de corona 7 m, con carpeta asfáltica y taludes variables

La sección transversal, consta de lo siguiente:

- Núcleo central (vertical) de material arcilloso.
- Cuerpos de contención de la presa aguas arriba y aguas abajo del núcleo de materiales gravosos (arenosos y/o limosos).
- Zanja de cimentación en la fundacion de la presa (del núcleo de arcilla).
- Capa de drenaje en la parte de aguas abajo del núcleo de arcilla, en la cimentación.

9.1.2 PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DEL RESERVORIO

- Presa de tierra zonificada, de altura	:	41.00 m
- Nivel Máximo de Embalse	:	214.00 rnsnm.
- Nivel Normal de Embalse	:	212.50 msnm.
- Nivel Mínimo de Embalse	:	185.00 msnm.
- Volumen Normal de Embalse	:	308.00 MMC
-Volumen protector contra crecidas	:	27.50 MMC
- Volumen Mínimo de Embalse	:	11.20 MMC
- Volumen Máximo	:	344.50 MMC

9.1.3 COMPORTAMIENTO DE LA PRESA

PERÍODO 1969-1983

- La Presa entró en funcionamiento a partir del año 1969.
- Se presento niveles altos y bajos.
- Coincidencias lluvias altas inhíbeles altos, 1977 y 1983.
- Lluvias hasra 130 mm/24 horas
- Formación de Fisuras por Primera Vez
- Asentamiento 5 cm/año de 50 a 70 cm.
- Asentamiento mayor de 1% de H máximo.

PERÍODO 1983 • 199S

Fenómeno El Niño 1983

- Fisuras Longitudinales
- Resane e imprimación asfáltica de 7 m de ancho en la corona.
- Restitución de la corona, cota 216 msnm.

Fenómeno El Niño 1998

- Fisuras Longitudinales de 10 a 15 cm. De desplazamiento vertical.
- Asentamientos de 8 a 10 cm de Presa.
- 1000 m de fisuramiento.

9.1.4 MEDIDAS ADOPTADAS

EN EL FENOMENO DE "EL NIÑO": MARZO, ABRIL Y MAYO.

a) Limpieza de fisuras.
b) Resane con mezcla liquida de arcilla.
c) Cubrimiento de fisuras con mantas
d) Colocación de hitos de medición de fisuras de 18 secciones

ÉPOCA POST NIÑO

a) Bajar el nivel de aguas (N.A.) a 208.50 m.s.n.m.
b) Observaciones de los desplazamientos en la fisura
c) Elevar el nivel de aguas (N.A.) a 209.50 m.s.n.m.
d) investigaciones de la causa de fisuras.

9.1.5 ANÁLISIS DE LAS CAUSAS DE FISURAMIENTO

AÑO 1983

- Contracción y expansión de materiales arcillosos.
- Expertos Internacionales

AÑO 1988

- ❖ Consultora Klohn Crippcn é Energoprojckt
- ❖ Coinciden en el riesgo constante..

9.1.6 CAUSAS DE ASENTAMIENTO

- Máximo 80 cm desde 1970 CONSTRUCTIVA
- Falta de filtros en fundación
- Compactación muy húmeda en la trinchera del cauce antiguo..

AMPLITUD DE FISURAS

a) Generalizada en todo el talud
b) Localizada
c) Otros.

- Rehabilitación de la Presa

9.1.7 RECOMENDACIONES

- No subir el nivel de agua mayor de 209.5 m,s.n.m
- Observación de Instrumentación.
- Estudio y Expediente Técnico Final de Rehabilitación

9.1.7 OBSERVACIÓN DE LA PRESA Y DIQUES

Después de su puesta en servicio; se determina los siguientes datos: asentamientos, presión intersticial y nivel de la napa freática se han medido con los **Instrumentos de Auscultación instalados en la Presa,** que comprenden:

- 60 Piezómetros eléctricos
- Placas metálicas para medir asentamientos y movimiento horizontal.
- 06 piezómetros provistos con limnígrafo, para control de la napa freática.
- 11 hitos para nivelación y alineamiento, ubicados en la corona de la Presa.

.

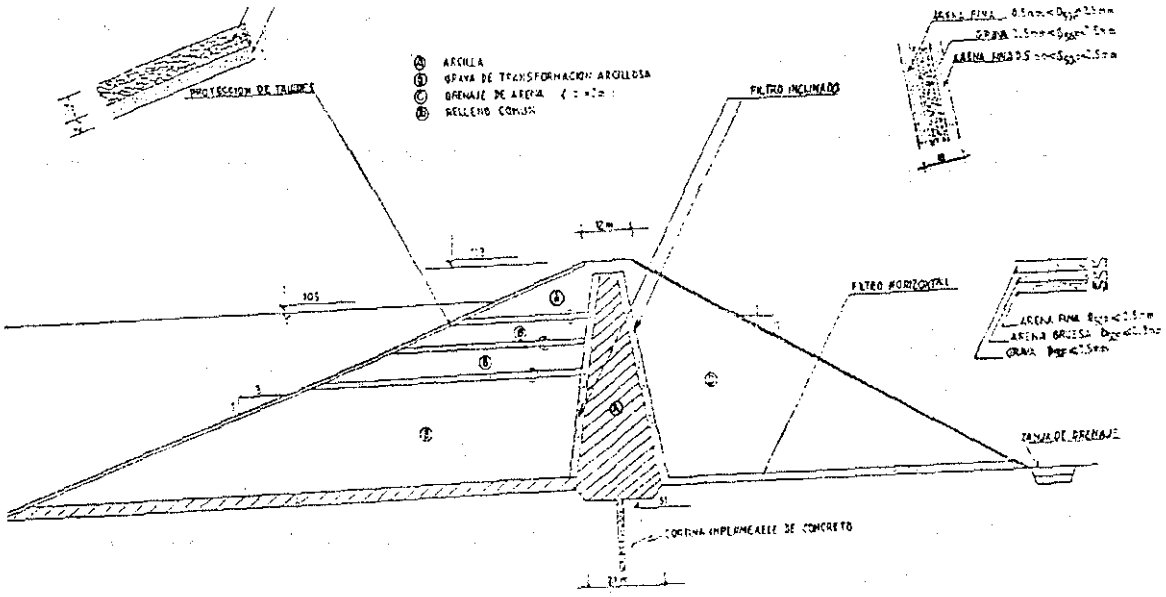
9.1.8 SEDIMENTACIÓN EN EL RESERVORIO.

Para el estudio Levantamiento Topográfico y evaluacion de sedimentos 1997, se ha encontrado que el volumen de sedimentos después de 28 años de operación del reservorio es de 16'425,561 m³, de donde se tiene los siguientes aportes de sedimentos:

APORTANTE	VOLUMEN DE SEDIMIENTO (M3)
❖ Río Chancay	14'396,300 m^3
❖ Cuenca del Reservorio	2'029,361m^3
Volumen total de sedimentos	**16425,561m^3**

El volumen mínimo del embalse (volumen muerto) de 11.20 MMC ha sido colmatado por los sedimentos, por lo que se esta perdiendo volumen util antes de lo previsto en el estudio inicial del reservorio

9.2 PRESA POECHOS.



Está ubicada en el Valle inundable del río Chira aguas arriba de Sullana en la localidad de Piura.

Es una presa de terraplén, relleno de tierra zonificado grava poco limosa, protección contra erosiona de taludes con enrocamiento de granos de diferentes tamaños.

La altura media es de: 45 m. Su parte central contiene un núcleo, una pantalla de arcilla de 4 m de ancho, y otra grava de transformación arcillosa de 4m. La impermeabilización de la cimentación de la presa principal esta formado por una cortina de concreto hormigonado.

El volumen máximo de reservorio es de 1200 MMC y su volumen normal es de 885 MMC. Actualmente reencuentra en funcionamiento.

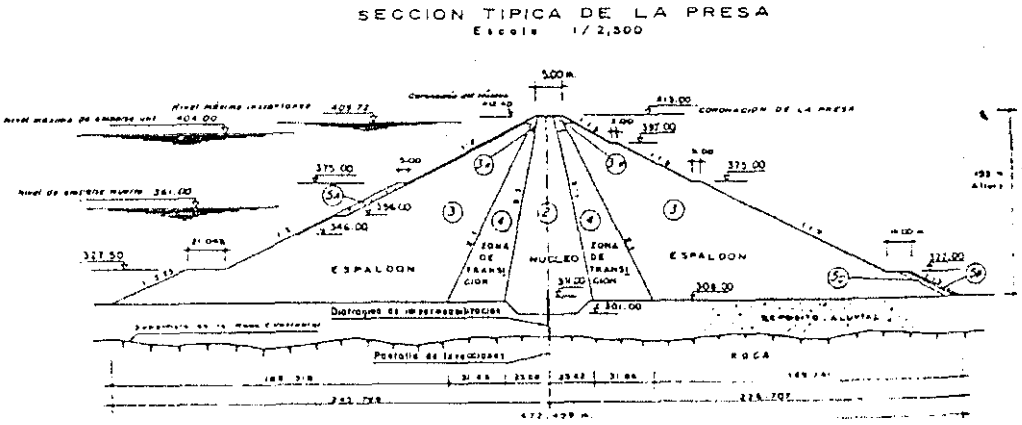
Sedimentación Acelerada en el Reservorio de Poechos

La colmatación del Embalse del Reservorio Poechos del Proyecto Chira-Piura, se debe a la erosión hídrica de los suelos de la cuenca aguas arriba de la Presa, cuyos ríos y cursos de agua transportan los sedimentos hasta depositarlos en Poechos; fenómeno que ocurre anual y periódicamente durante la época de lluvias y de avenidas (enero-marzo)

El inicio de su operación fue en 1976, siendo el volumen de almacenamiento de 885 MMC, de los cuales 96 MMC corresponden al volumen muerto.

En 1998, después de 23 años, la cantidad de sedimentos almacenadas en el Reservorio es del orden de los 342 MMC, reduciendo su vida útil de diseño, que fue de 50 años. En consecuencia al reducir su volumen aprovechable del Reservorio, disminuye también la capacidad de regulación del sistema Chira – Piura. Esto significa menos oferta de agua para atender las demandas de agua durante la época de estiaje, y por lo tanto, menos capacidad de afrontar con eficiencia la demanda de agua en años secos consecutivos

9.3 PRESA GALLITO CIEGO



Es la obra principal de Proyecto Jequetepeque-Zaña, se sitúa en el cauce, para regular las descargas ce río Jequetepeque. Que ascienden a un promedio de 816 millones de m³ anuales.

Es una presa de tierra zonificada y simétrica con un núcleo impermeable y diafragma de hormigón.

La altura de la presa es de I05 m. Se encuentra en operación.

Sedimentación en el Reservorio de Gallito Ciego

En 1987 se puso en servicio la Represa de Gallito Ciego siendo el Volumen ce Almacenamiento 400.00 MMC y el volumen Muerto es de 87.64 MMC y su vida Útil considerada en estudio es de 50.años

Al año 1998, o sea 11 años después, el volumen de sedimentos acumulados liego aproximadamente a 90 MMC, correspondiendo 70 MMC al producido por el Fenómeno del Niño '98, quedando reducida la vida útil del reservorio.

De presentarse eventos extraordinarios similares al del 98, la vida útil del reservorio quedaeria en 11 años.

9.4 PRESA LIMÓN

Esta presa se sitúa sobre el río Huancabamba, en el lugar denominado Lime km 86 de la carretera Olmos-Marañon., creando un embalse que regulará los caudales estacionales no uniformes y garantiza el nivel de agua necesario para ser evacuados a través del Túnel Trasandino del Complejo Hidroenergético y de Irrigación Olmos.

La Presa Limón tiene una altura máxima de 85 m. En su cimentación yacen depósitos aluviales en formas de cantos, grava y quijarros con cementante arenoso. Tiene un núcleo de arcilla arenosa, espaldones de grava y quijarro, zonas de transición entre ellos y banquetas de roca de desmonte al pie de los taludes de aguas arriba y abajo

Es una presa de tierra zonificada con núcleo de arcilla arenosa.

El embalse total : 191 MMC
Volumen Útil : 111 MMC
Volumen Muerto : 80.0 MMC
Vida Útil considerada : 50 años.

10.0. CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO DE UNA PRESA DE TIERRA-ENROCADO

10.1. CRITERIOS DE DISEÑO

- Tener en cuenta la altura de la cortina.
- Las propiedades mecánicas de los suelos disponibles.
- Las condiciones de la cimentación.
- La experiencia derivada de obras ya construidas.
- Suponer una sección, fijando los taludes y el ancho de la corona.
- Hacer los análisis de estabilidad con diversas alternativas, tratándose de encontrar una sección estable y económica.

Para que una presa de tierra pueda funcionar eficientemente, se debe cumplir los siguientes requisitos:

a. Que el caudal de filtración no afecte sensiblemente el volumen del agua disponible en el almacenamiento.
b. Que no exista peligro de tubificación.
c. Que las subpresiones no alteren la estabilidad de la estructura.
d. Que los taludes sean estables, bajo las condiciones más severas del funcionamiento, a métodos conocidos de análisis.
e. Que no haya la posibilidad de que el agua pase por encima de la cortina.
f. Que la línea de saturación no corte el paramento aguas abajo.

10.1.1 Altura de Presa

Se entiende por cortina a la estructura que se coloca atravesada en el lecho de un río, como obstáculo al flujo del mismo, con el objeto de formar un almacenamiento o derivación. Tal estructura debe satisfacer las condiciones normales de estabilidad y ser relativamente impermeable.

TIPOS DE PRESAS	Altura H(m)
Bajas	< 30 m.
Medias	30a l00m.
Altas	> 100m.

Las presas bajas, como su construcción son más frecuentes, requiere de diseños tipos, por supuesto sin olvidarse de los programas de investigaciones de campo descritos.

Frecuentemente el querer ahorrar una inversión por investigación de campo y/o laboratorio que en suma representan un 3 o 4% del costo total de la obra se incurre en el error, al no realizar investigaciones, de construir una obra que resulta un 200 a 300% del

costo inicial presupuestado.

10.1.2 Taludes

Frecuentemente se establecen Valores que puedan servir como punto de partida en una alternativa; por ejemplo, ciertos reglamentos fijan como taludes mínimos los siguientes:

ALTURA DE PRESA	TALUD AGUAS ARRIBA	TALUD AGUAS ABAJO
4.5 a 12.0m.	2:1	1.5:1
12.0 a 30.0m	2.5:1	2:1
30.0 a 45.0 m	3:1	2.5:1

TIPO DE PRESA	TALUD AGUAS-ARRIBA	TALUD AGUAS ABAJO
1	2	3
De Tierra	1 :2.0- 1:4.5	En dependencia del tipo de suelos en la presa y en la base 1:2.0- 1:1.7
De Tierra y enrocado -Con núcleo central	Espaldones de piedra de escollera 1:1.3 - 1:1.8 espaldones de grava y guijarro 1:2.0-1:2.25	1:1.3- 1:1.7 1:1.6 - 1:2.2
-Con núcleo ligeramente inclinada	Espaldonas de piedra de escollera 1:1.5 - 1:2.0 Espaldones de grava y guijarro 1:2.2 - 1:2.7	1:1.2- 1:2.6 1:1.7- 1:2.0
- Con ecran	En dependencia de las características de resistencia del suelo usado para el ecran 1:2-1:3.5	Espaldones de piedra de escollera 1:1.2-1:1.6 Espaldones de grava y guijarro 1:1.7- 1:2.0
De enrocado: - Con ecran	En dependencia del tipo de ecran 1:0.7 - 1:1.6	Espaldones de piedra de escollera 1:1.2- 1:15 Espaldones de grava y guijarro 1:1.7- 1:2.0
- Con diafragma	En forma análoga al talud aguas abajo. 1:1.3- 1:1.7 En forma análoga al talud aguas abajo 1.1.3- 1:1.7	Espaldones de piedra de escollera 1:1.3- 1:1.7 Espaldones de grava y guijarro 1:1.8 - 1:2.2

HAY y BRATZ, dan fórmulas empíricas para la fijación de taludes de las Presas TALUD AGUAS ARRIBA (Z_1):

Z_1 = [(4.394xH')/(2c + H x V/x tan p)]

TALUD AGUAS ABAJO (Z_2):

Z_2 - [4.394 x H'^{2} - 1.7 C (c + H x W tanβ)] /[H(2c + H x W x tan β)]

Siendo: H' = altura del reservorio (m)

H = altura de la Presa (m)

C = corona de la presa (m)

c = cohesión (kg/m)

tan β = coeficiente de rozamiento del material

W = peso del material saturado (kg/m^3)

10.1.3. Ancho de Corona

Por razones constructivas y la necesidad de tener acceso a las estructuras de la presa, es recomendable que la corona tenga por lo menos 3.0 m para presas de altura inferior a 15 m. El ancho mínimo de la corona debe ser aquel con el que se obtenga una pendiente segura de filtración a través del terraplén, para poder bajar la carea hidráulica cuando el vaso se encuentra lleno.

Para su determinación se ha utilizado fórmulas empíricas y las proporcionadas por los reglamentos Español y Japonés las cuales se han ampliado a las zonas sísmicas, al igual que las empíricas:

$C = \zeta (H)^{1/2}$

$C = \zeta' (h)^{1/2}$

donde: ζ y ζ' = coeficiente que varía según la fuente

H = altura máxima de la presa.

H'= carga de agua en la sección máxima de la presa.

- Para fundación rocosa en regiones sísmicas:

  ζ = 0.8 mín. ζ 1.1 máx.

- Para fundación no rocosa en regiones sísmicas:

  ζ = 0.5 (0.8+ 1.1)

- Cuando se usa la segunda fórmula:

  ζ = 1.1

  - Reglamento Italiano : C = 0.25 H
  - Bureau Of Reclamation :C = 0.20 H + 3.00 , si 5< H< 15 m

En ciertos códigos de presas se ha fijado como anchos mínimos en la corona, los siguientes:

ALTURA DE LA PRESA	ANCHO DE CORONA
Hasta 12 m.	3.00 m.
Hasta 30 m.	4.50m.
Hasta 45 m.	6.00 m

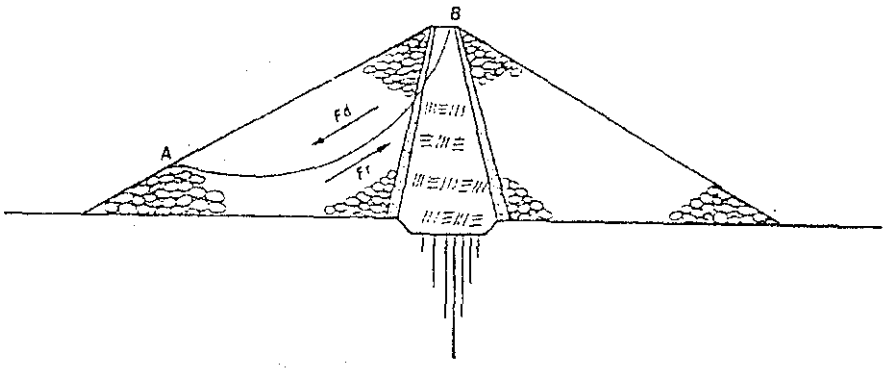
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

El diseño de una presa conlleva a la concordancia de tas deformaciones diferentes de los elementos componentes de la presa zonificada entre el núcleo y el prisma, motivado más que nada por las concentraciones de esfuerzos que pueden dar deformaciones no previstas, ocasionando grietas internas.

El cálculo de estabilidad de taludes se basa en las suposiciones siguientes: Que el desequilibrio de una masa realiza en toda las

Dentro de estos dos conceptos principales de cálculo, la estabilidad de los taludes incide más en el costo, por cuanto cualquier modificación de su inclinación conlleva a un aumento o disminución del volumen total de relleno.

superficies de deslizamiento, estando vigente la teoría límite de Coulomb:



$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \phi + C$$

Coeficiente de Seguridad de Talud:

$$FS = \frac{\Sigma M \text{ Fuerzas Resistentes}}{\Sigma M \text{ Fuerzas deslizantes}}$$

$$FS = \frac{f\,(\text{Propiedades físico-mecánicas del material})}{f\,(\text{Estado de esfuerzo en la superf. de deslizam.})}$$

$$\tau = \qquad +$$

Donde:

τ = Esfuerzo tangencial en un punto

σ = Su esfuerzo normal.

ϕ = El ángulo de fricción interna.

C = La fuerza de cohesión.

Todos los métodos de cálculo conlleva a concentrar una superficie para el cual el coeficiente de seguridad sea el mínimo, siendo lo más frecuente utilizar la fórmula**:**

$$F.S, = \frac{\text{Re}sistentes)}{\text{Deslizantes})}$$

$$F.S, = \quad = \frac{f(\phi}{f(\sigma \quad \sigma \quad \sigma} \qquad .....(1)$$

El defecto de todos estos métodos, es que no cumplen rigurosamente las ecuaciones de equilibrio tanto en su estado estable o de reposo como el critico, motivado por las suposiciones que se realizan al obtener el esfuerzo normal y todo el diagrama de esfuerzos en la superficie de deslizamiento.

A pesar de aquello sea usa por lo práctico y sencillo que es el método, para presas pequeñas y medianas y en algunos casos para presas altas en una etapa de factibilidad.

Al pasar al diseño de presas altas y a otras etapas de diseño, el cálculo de estabilidad es más exigente y se precisa el estado de esfuerzo del prisma o presa, para luego con los elementos de juicio de laboratorio obtener coeficientes de seguridad no de una curva de deslizamiento sino de todo el prisma, especificando las zonas más resistentes y las más débiles.

En la Fig. se ve que para un estado del esfuerzo normal estable de un punto los esfuerzos principales son σ1 σ3 aumentando el esfuerzo desviador σ1 llegamos a una situación limite y el factor de seguridad (F.S.) en ese punto será la evaluación de situación limite con la situación normal, es decir::

$$F.S, = \frac{tg\phi}{tg\phi} \quad ')$$

Que permite delimitar todo el prisma con curvas de isocoefientes determinando zonas de deformación plástica, eslatica; y aquella de mayor seguridad para la presa

Para el calculo de esta formula iniciamos el análisis de estado de esfuerzos donde:

$$\sigma_{\_}\sigma_{\_} = \left(\quad \right) \left[\left(\quad \right) \quad \right]$$

11.0 IMPACTOSAMBIENTALES EN LAS OBRAS DE ALMACENAMIENTO

11.1 GENERALIDADES

Los proyectos de grandes presas que se desarrollen en el futuro deben contemplar:

- Los aspectos sociales y económicos.
- La reubicación involucraría de centros poblados, de comunidades indígenas.
- La biodiversidad, los patrimonios culturales.
- Los derechos internacionales y sobretodo, los compromisos contraídos para la. protección del medio ambiente.

11.2 ETAPA DE IDENTIFICACIÓN DEL PROYECTO

Durante la fase de identificación es necesario efectuar un análisis ambiental, e! mismo que debe ser realizado por firmas o profesionales especializados y calificados por las entidades financieras internacionales.

11.3 ASPECTOS QUE DEBEN CONSIDERARSE EN LA FASE DE ESTUDIO Y DISEÑO

- Evitar, minimizar o compensar los impactos ambientales desfavorables.
- Incluir los costos de mitigación en el análisis de costo-beneficio.
- Paras proyectos de abastecimiento de agua o energía, deben considerarse opciones de gerencia y suministro,
- Realizar un análisis ambiental para decidir sobre la viabilidad de un determinado proyecto, por su tipo, tamaño, ubicación y el área de influencia.
- La ubicación de la presa es un factor crítico a tener muy en cuenta para reducir la inundación de las zonas naturales, así como minimizar la reubicación de poblados.
- Debe promoverse la protección o creación de

áreas forestales .

11.4 SUPERVISIÓN DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

- En los documentos delicitación y contrato de ejecución de obra, deben incorporase , las medidas apropiadas de protección del medio ambiente.

- Debe establecerse asimismo, un sistema de vigilancia ambiental para evaluar y controlar el desempeño de Contratista durante la construcción.
- Igualmente, se requiere evaluar si las medidas ambientales son suficientes y supervisarlas durante la construcción.
- Los informes deben incluir un repaso de los problemas y los progresos alcanzados.
- Adicionalmente, debe recomendarse una evaluación ambiental unos diez años o menos, después de construido el embalse

11.5 ASPECTOS MAS IMPORTANTES QUE INVOLUCRAN LA CONSTRUCCIÓN DE PRESAS Y EMBALSES

A continuación presentamos un resumen de los aspectos que en nuestra opción se ven afectados de una u otra manera en la ejecución de los proyectos de represamiento.

11.5.1 Pérdida de Tierras

Un proyecto de embalse puede dar lugar al anego de grandes extensiones de tierra agrícola, forestas u otras áreas vírgenes.

Debe evaluarse económicamente el valor de la madera perdida y de otros recursos que dejaron de explotarse.

11.5.2 Aspectos Sanitarios

La aparición o recrudecimiento de algunas enfermedades asociadas con el agua; por lo tanto, deben lomarse las medidas preventivas necesarias y se impartirá la educación correspondiente a los residentes en el área.

11.5.3 La Fauna y Flora Terrestre

La extensión de ambas puede incrementarse o reducirse con una selección esmerada de la ubicación del proyecto, por lo que es muy importante realizar una buena encuesta biótica para tal fin e implementar las medidas de mitigación.

11.5.4 Peces y otras formas de Vida Acuática

Si hubiera peces en las aguas que llenarán el embalse, su existencia puede ser puesta en peligro con las obras, afectando además su migración, aún para ellos. La creación de granjas piscícolas puede mitigar el problema.

11.5.5 Proliferación de Plantas Acuáticas Nocivas

La aparición de piaras nocivas y a la proliferación de agentes portadores de elementos patógenos, puede aumentar la pérdida de agua por evapotranspiración de las plañías y perjudicar la calidad de agua.

11.5.6 Calidad del Agua

Un aspecto igualmente muy importante y que requiere atención especial, es la idoneidad del agua para consumo humano, riego, pesca u otros usos, tanto directamente en el embalse como aguas abajo. Los aspectos claves que deben tenerse en cuenta son:

- Las intrusiones salinas
- El tiempo de retención (relación flujo / volumen) la pérdida de caudal.
- El ascenso de la napa freática y su contaminación por salinización.
- El aumento de nutrientes en el embalse y la contaminación por lixiviaciones agrícolas patógenas por afluentes industriales o mineros.

CAPITULO 10
HIDRÁULICA FLUVIAL

1.0 INTRODUCCIÓN

1.1 ESTUDIO DE LOS RÍOS: IDEAS BÁSICAS

Hay tres grandes ideas que debemos tener presentes al enfrentarnos al estudio de los ríos. Las tres ideas son fases de un mismo problema, debiendo mirar a los ríos como **:**

➢ **Primera idea: Como riqueza, recurso natural, fuentes de vida:** es decir, como posibilidades de aprovechamiento en beneficio de la humanidad, mediante los proyectos de *irrigación*, de *hidroelectricidad*, de *abastecimiento poblacional e industrial*, de *recreación,* así como de *control y encauzamiento de ríos,* que requieren importantes obras de ingeniería relacionadas con la hidráulica fluvial.

➢ **Segunda idea: Como elementos naturales de los cuales tenemos que defendernos:** *Las avenidas* son fenómenos naturales, producto de la aparición de determinadas condiciones hidrometeorológicas. *Una inundación,* en cambio, es el desbordamiento de un río por la incapacidad del cauce para contener el caudal que se presenta. Las obras de control y el tratamiento del problema de las avenidas e inundaciones son parte de la ingeniería Fluvial.

➢ **Tercera idea: Proteger a los ríos**. Evitando su *contaminación* ya que es un fuerte limitante para el uso del agua, al perderse la pureza del mismo como consecuencia de la incorporación de sustancias extrañas. Los ríos conducen las sustancias contaminantes de un lugar a otro. En el Perú casi todos los ríos están contaminados.

1.2 LA INGENIERÍA FLUVIAL

- Trata de las intervenciones humanas en los ríos para su adecuación al aprovechamiento de los recursos o a la reducción de los riesgos de daño.
- Estudia los problemas que se presentar al tratar con corrientes naturales y canales artificiales cuyas paredes y fondos están formados con materiales susceptibles de ser arrastrados por la corriente. Entre los problemas que pueden resolverse están:

❖Cuantificación del material sólido, transportado por un río y que puede llegar a depositarse en un vaso.
❖Determinación de las erosiones locales aguas debajo de rápidas o descargas y al pie de pilas y estribos de puentes.
❖Diseño de obras de protección contra erosiones locales y para prevención contra corrimiento de los márgenes.
❖Estudio de las condiciones de equilibrio de los cauces aguas debajo de grandes embalses.

1.3 RELACIÓN DE LA INGENIERÍA FLUVIAL CON OTRAS DISCIPLINAS

La comprensión y aplicación de la ingeniería fluvial requiere de una serie de disciplinas:

- La meteorología.
- Hidrológica.
- Geología.
- Geomorfología.
- Teoría del transporte de sedimentos.
- Disciplinas afines.

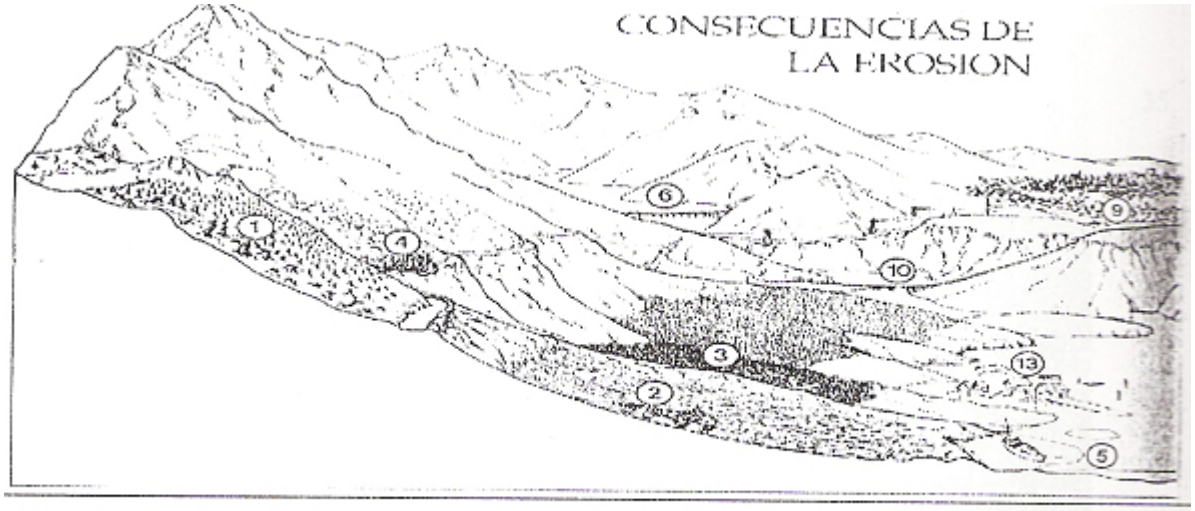
Toda la información que nos da la hidráulica Fluvial tiene que traducirse en acciones concretas para:

- El diseño, construcción y operación de estructuras Hidráulicas.

1.4 LOS RÍOS DEL PERÚ, SU APROVECHAMIENTO Y CONTROL

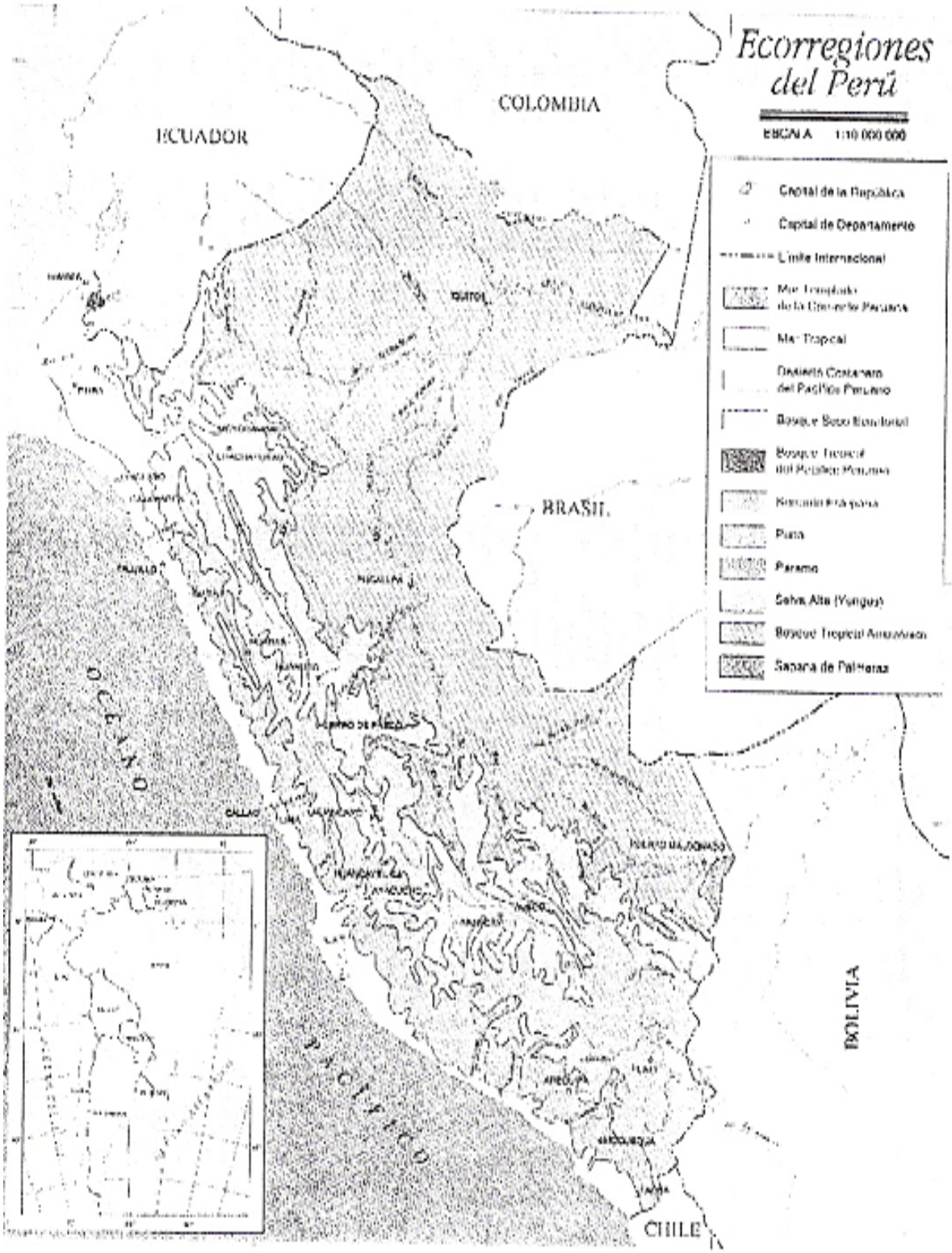
Los ríos del Perú tienen las más diversas características y, como ocurre en casi todo el mundo, están ligados al desarrollo social y económico del país.

❖**En la Costa:**
✓Los ríos desembocan al océano pacifico y ante la ausencia de lluvias útiles, han constituido la base del desarrollo **económico y poblacional** de esta parte del país, al ser utilizados en obras de riego. En la costa peruana hay unas 800 mil hectáreas bajo riego.
✓Los jóvenes torrentes de la costa tienen una marcada tendencia al desbordamiento, a la producción de inundaciones, debido a la irregularidad de sus descargas, ala disminución de las pendientes, gran transporte solidó, y al manejo del río.
✓Los asentamientos humanos prehispánicos estuvieron alejados de los ríos; en cambio, luego de la conquista se fortalecen los asentamientos urbanos junto a los ríos, en sus márgenes.



(1) Deforestación (2) Terreno escarpado (3) Monocultivo (4) Derrumbes (5)Colmatación
(6)Sedimentación en Embalse (9)Migración (10) Puente destruido (13) Inundación

(1) Reforestación (3) Bancales (4) Cultivos en contorno (6) Inundaciones controladas
(7) Nuevo embalse (8) Río navegable, pesca (9) Servicios urbanos mejorados
(11) Carretera sin derrumbes (14) Frutales en terrazas (15) Disminuye sedimentación.


Ecorregiones del Perú
ESCALA 1:10 000 000
Capital de la República
Capital de Departamento
Límite Internacional
Mar Tropical
Desierto Costanero del Pacífico Peruano
Puna
Páramo
Selva Alta (Yungas)
Sabana de Palmeras
ECUADOR
COLOMBIA
BRASIL
BOLIVIA
CHILE
OCEANO PACIFICO

❖**En la Sierra:**

✓ Ríos de variadas características.
✓ Los valles son estrechos, la tierra agrícola es escasa.
✓ Hay fuerte erosión y desertificación en las cuencas.
✓ Muchas posibilidades de desarrollos energéticos.

❖**En la Selva:**

✓ Ríos de grandes caudales, pendientes pequeñas, largos recorridos, fuerte inestabilidad y tendencia ala variación de curso.
✓ Lluvia en abundancia (en la selva baja), no se hacen irrigaciones.
✓ Se aprovechan mucho los ríos para la navegación.

Los estudios efectuados por INRENA (Instituto Nacional de Recursos Naturales) ex HONREN, han permitido identificar 1007 ríos en el Perú, Los que se desarrollan en tres vertientes.

♦ Características generales de los ríos

➢ Los ríos existen desde hace muchísimo tiempo, desde antes por cierto que existiesen los estados y los países.
➢ En general se caracterizan por su movilidad.
➢ Siguen su camino por acción de gravedad.
➢ El desnivel topográfico es la causa del desplazamiento del agua.

1.5 CONCEPTOS UTILIZADOS EN LA HIDRÁULICA FLUVIAL

1.5.1 Propiedades del Agua.

◎ **Viscosidad Dinámica**
La viscosidad es una propiedad de los fluidos por la cual oponen resistencia a su deformación angular. Esa resistencia, para flujo laminar, es proporcional al gradiente de rugosidades y a un coeficiente propio del fluido, denominado viscosidad dinámica (μ). Sus unidades en el sistema técnico son: kgf.s/m².

◎ **Viscosidad Cinemática**
En problemas donde interviene la viscosidad, la práctica más frecuente consiste en utilizar la relación entre la viscosidad dinámica (μ) y la masa específica (ρ), relación que se denomina viscosidad cinemática (v).

$$v = \mu / \rho$$

Donde: ρ, se da en Kgf.s²/m ^{4} y v, se da en m²/s.

1.5.2 Propiedades de los sedimentos que forman un cauce

Desde el punto de vista de la resistencia que oponen a ser arrastrados y de su comportamiento al ser transportados, se distinguen tres clases de materia:

◎ No cohesivo o granular o friccionarte.
◎ Cohesivo
◎ Rocoso

Las propiedades individuales de las partículas que constituyen un suelo granular y que deben conocerse para resolver problemas en Hidráulica Fluvial son:

1. Peso especifico o masa especifica.
2. Forma.
3. Tamaño.
4. Velocidad de caída.
5. Distribución granulométrica.
6. Peso volumétrico.
7. Concentración de partículas en suspensión.
8. Viscosidad de un líquido con material en suspensión.
9. Peso especifico de un líquido con material en suspensión.

Velocidad de caída de una partícula.

La velocidad de caldea es la velocidad máxima que adquiere una partícula dentro del agua; se alcanzara cuando su peso sumergido se equilibre con la fuerza de empuje que el agua ejerce contra ella.

Para obtener la velocidad de caída de partículas naturales con tamaño entre limos y gravas, Rubey propuso la expresión:

$$\omega = \quad \Delta$$

$$F_1 = \sqrt{\quad + \quad g\Delta} - \sqrt{\quad \Delta}$$

Donde:

ω : Velocidad de caída, en m/s.
D : Diámetro de la partícula, en m.
C_D : Coeficiente de empuje que depende del numero de Reynolds, Re = D/v
γ : Peso especifico del agua, en kgf/m³

Distribución granulométrica de los sedimentos.

La representación grafica mas frecuentemente empleada es la curva de distribución de frecuencias

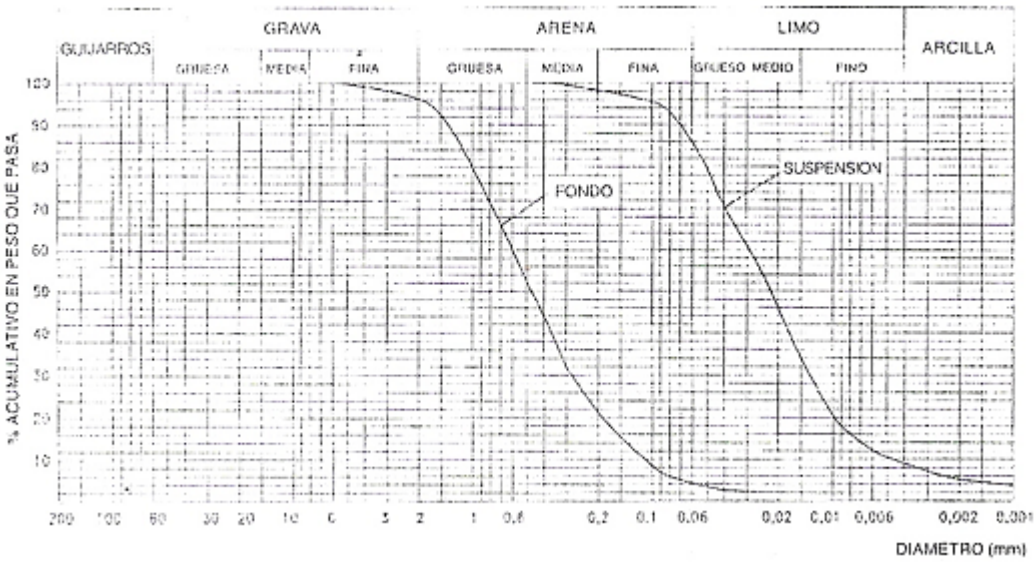


Fig. Nº 1. Distribución Granulométrica del Material Sólido del Río Chira que ingresa al embalse Poechos.

Cuadro Nº 01

VERTIENTE	TOTAL DE RÍOS	RÍOS PRINCIPALES	MASA ANUAL Km³/año	CAUDAL m³/s	PORCENTAJE %
Pacifico	381	53	35	1110	1.7
Atlántico	564	4	1999	63388	97.8
Titicaca	62	12	10	317	0.5
Total	1007	69	2044	64815	100.0

Cuadro Nº 02: Coeficiente de viscosidad dinámica y cinemática del agua en función de la temperatura

Temperatura en ° C	Viscosidad dinámica, en 10^{-} Kgf.s/m²	Viscosidad Cinemática, en 10^{-} m²/s	Temperatura en °C	Viscosidad dinámica, en 10^{-} Kgf.s/m²	Viscosidad Cinemática, en 10^{-} m²/s
5	1.548	1.519	16	1.133	1.112
6	1.500	1.474	17	1.104	1.084
7	1.456	1.425	18	1.076	1.057
8	1.413	1.386	19	1.049	1.031
9	1.372	1.346	20	1.025	1.007
10	1.333	1.308	21	1.000	0.983
11	1.296	1.272	22	0.976	0.960
12	1.260	1.237	23	1.954	0.938
13	1.227	1.204	24	0.932	0.917
14	1.194	1.172	25	0.911	0.896
15	1.642	1.141	26	0.890	0.876

acumuladas del tipo menor, la cual se dibuja habitualmente en escala semilogarítmica.

Diámetros representativos.

Un diámetro D_o de la muestra, donde el subíndice n indica el porcentaje en peso de la muestra, que contiene partículas que son menores o igual que D_o. La desviación estándar geométrica de la distribución granulométrica de sedimentos, σ_o se obtiene mediante la expresión:

$$\sigma_o = \frac{D}{D_{50}}$$

El diámetro medio aritmético de la distribución, D_m, se define como:

$$D_m = \frac{1}{100}\sum$$

Donde:

Δ : Valor en porcentaje de cada intervalo, en que se divide la curva granulométrica.

D_i : Diámetro medio correspondiente a cada intervalo en que se divide la curva granulométrica.

- **Concentración de partículas en suspensión:**

La cantidad de partículas contenidas en el seno de un liquido se expresa mediante su concentración, C_s, la que se da en volumen o en peso (kgf/m³ o kgf/l) o en partes por millón (ppm). Se define como:

$$C_s = \frac{\text{Peso seco de la partícula}}{\text{Peso del volumen inicial}}$$

(Considerando todo como líquido)

2.0 MOVILIDAD FLUVIAL

2.1 DEFINICIONES

Río:

- FRIJLINK : Define un río como "*un sistema de canales naturales (cursos de agua) por medios de los cuales se descarga el agua de la cuenca".*
- En el Diccionario de la lengua española encontramos que el río se define como *"corriente de agua continua y mas o menos caudalosa que va a desembocar en otra, en un lago o en el mar".* La palabra río viene del latín rius, rivus arroyo.
- El rió es, pues, el elemento de drenaje de la cuenca. Sin embargo, un río no solo lleva agua sino también materiales sólidos que provienen de la erosión de la cuenca. En general los ríos tienen fondo móvil, aunque no todos, ni siempre.

Fondo Móvil (o lecho móvil)

Significa que el lecho del río esta constituido por partículas sólidas no cohesivas (arena, grava), que están en movimiento. Las características de erosionabilidad y movilidad del lecho y de las márgenes son en general diferentes. Eventualmente, las márgenes pueden ser rígidas y el lecho no.

Sedimentos:

Es una palabra que tiene diferentes significados en diferentes ciencias. En Hidráulica Fluvial entendemos por sedimentos cualquier material, más pesado que el agua, quien es transportado en algún momento por la corriente y luego depositarlo, se aplica tanto a una enorme roca, como a una fina partícula de arcilla.

Transporte de sedimentos:

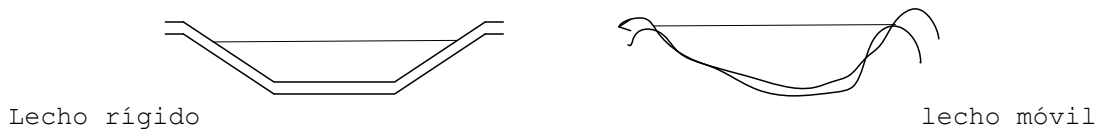
Se denomina así al estudio de los procesos de erosión, iniciación del movimiento transporte, depósito y compactación de las partículas sólidas. La teoría se refiere a las partículas no cohesivas.

2.2 MOVILIDAD FLUVIAL:

- ✓ Hidráulicamente, un rió es un canal. Pero el comportamiento de un rió es bastante diferente del que hacemos al estudiar el flujo en canales.
- ✓ En un rió prácticamente no existe flujo permanente, porque el caudal y su sección transversal esta variando continuamente (lentamente; otras, rápidamente).
- ✓ Es un canal hecho por el hombre (y por tanto artificial), el contorno suele ser rígido e invariable. Pero, en un río de lecho móvil el contorno esta combinado constantemente.

2.2.1 Características de los ríos Aluviales

- ✓ BLENCH ha señalado que según el principio básico de auto ajustes de los ríos aluviales tienen una tendencia a adquirir determinados anchos, profundidades, pendientes y tamaños de meandros (curvas) en función de sus propias características.
- ✓ Un río aluvial es tortuoso en la medida en la que esta lleno de curvas y tiene meandros en la medida en la que las curvas, las tortuosidades, se desplazan



* En un contorno rígido el lecho y las paredes son invariables: el tirante depende fundamentalmente del caudal. En un lecho móvil el fondo puede cambiar, por erosión o deposito, el ancho también.

Fig. Nº 02 Lecho rígido y lecho móvil

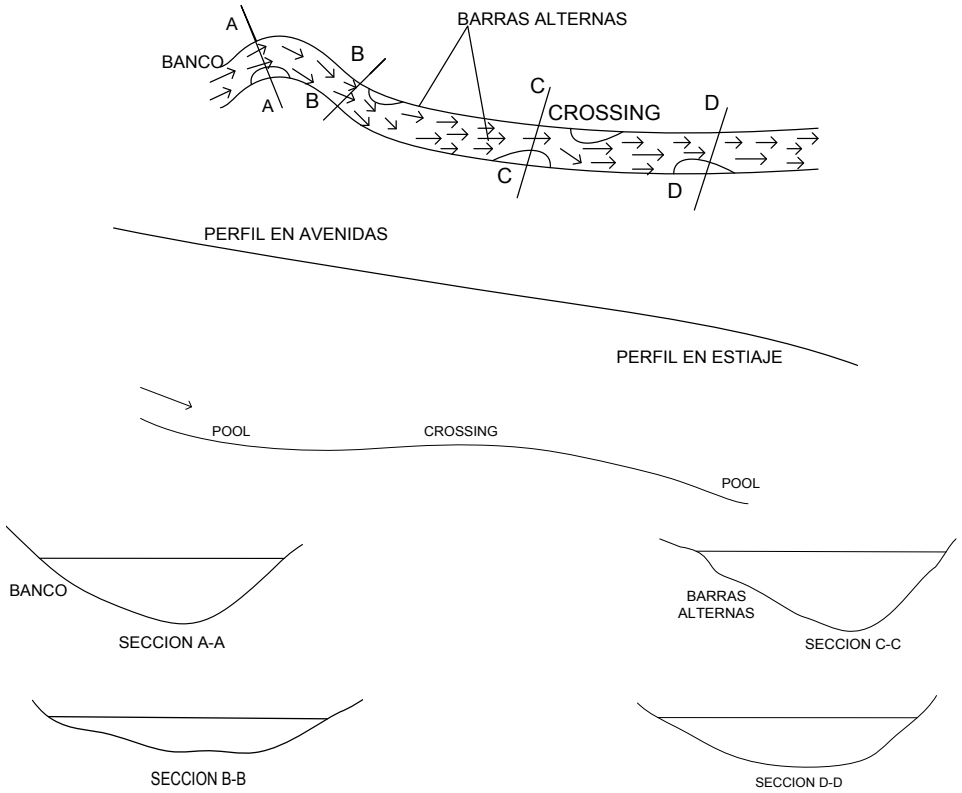


Fig. Nº 03 Planta, Perfil y Secciones Transversales con Meandros

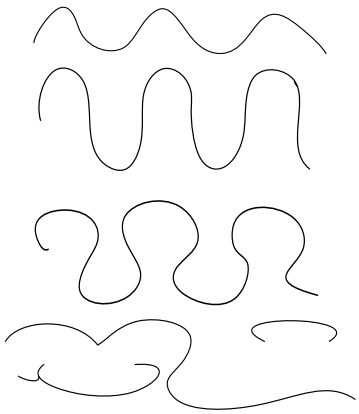


Fig. Nº 04 Evolución de los meandros

- La fórmula de CHEZY o MANNING, por ejemplo, han sido establecidas para un contorno definido y un movimiento permanente y uniforme, que no es el que se presenta en los ríos.

- En los ríos el coeficiente de resistencia, al que generalmente se llama de rugosidad, resulta mucho más incierto. El fondo esta cambiando en función del caudal. El río puede profundizar o sedimentar. En el río se presentan formas características (rizos, dunas), que dan una resistencia adicional y variable.

- Dentro de muchas circunstancias que pueden determinar la forma y apariencia de los ríos están las siguientes:

  a) *Variabilidad temporal de las descargas* (máximas avenidas, fenómenos del niño y sequías).
  b) Características del transporte sólido (erosión en la cuenca, intensidad del transporte sólido y su desarrollo en el tiempo).
  c) Presencia de vegetación (contribuye a la fijación del río).

2.2.2 Dinámica Fluvial

- Los ríos son dinámicos a lo largo del tiempo y del espacio. Los cambios se propagan a grandes distancias. Los agentes externos (naturales o inducidos) pueden causar efectos cuyo control escapa a las posibilidades humanas.

- Sus consecuencias pueden ser incontrolables. Así, en un derrumbe de laderas puede producir un embalse natural, obviamente sin el aliviadero, cuya rotura puede ser catastrófica. La construcción de una presa sobre el lecho de un río puede causar cambios fluviomorfológicos importantes, como erosión (degradación) aguas abajo y sedimentación (agradación) aguas arriba.

- Para comprender y explicar la dinámica fluvial se requiere el estudio de diversos elementos. Entre ellos están los siguientes:

  a) Factores eglógicos.
  b) Factores hidrológicos.
  c) Características geométricas del Alves.
  d) Características hidráulicas (tirantes, pendientes, velocidades).

- El diseño de las estructuras que están apoyadas en las márgenes o en los lechos fluviales requieren de estudios de Hidráulica Fluvial. Ejemplo típico es el de los puentes. El diseño de un puente, incluyendo ciertamente su cimentación, tiene que examinarse como un problema de Ingeniería Fluvial.

2.3 CLASIFICACIÓN DE LOS RÍOS

Hay muchas formas y criterios para la clasificación de los ríos.

2.3.1 Una simple clasificación, simple y general, es la siguiente:

a) Ríos sin áreas de inundación (confinados).
b) Ríos con áreas de inundación.

2.3.2 Clasificación de los Ríos por su Edad

Esta clasificación es de origen geomorfológico. Según ella se distinguen tres tipos de ríos

Ríos Jóvenes
- Corresponden al estado inicial de los ríos, este tiene una sección en forma de v.
- Son muy irregulares (cambio frecuente de curso) y variaciones en niveles del lecho.
- En el río Pastaza se ha observado desplazamientos del orden de los 50 a 60 metros por año.

Ríos Maduros
- El valle es mas ancho, disminuye la pendiente.
- El río esta en estado de equilibrio o próximo a el.
- La pendiente y la energía del río son suficientes para transportar el aporte sólido.
- Se presentan pequeñas planicies de inundación y algunos meandros.
- Hay desarrollos agrícolas y urbanos en las planicies aledañas.
- Las obras de encauzamiento impiden o limitan los desplazamientos laterales del río.

Ríos Viejos
- Los ríos viejos corresponden a un estado mas avanzado de desarrollo.
- La pendiente del río sigue disminuyendo, su ancho aumenta.
- Hay un uso intensivo de todo el valle, desarrollo urbano, agrícola e industrial.
- El río es confinado, encauzado, controlado.

2.4 ASPECTOS DE INESTABILIDAD FLUVIAL

- ✓ *Variación del cauce del río Mississipi* a lo largo de 48 años, el río Mississipi, en un tramo de 10 Km. redujo al 50 % el área total que ocupaba.
- ✓ *El río Piura ha experimentado cambios de su recorrido* en las últimas décadas, antes desembocaba en el mar, en la bocana de San Pedro; luego en la laguna Ramón. Alos cauces antiguos se les llama paleocauces.
- ✓ *En el río Tumbes se observa dos cauces uno antiguo y otro de 1984. Este último presentaba una curva en desarrollo, que amenazaba la carretera*

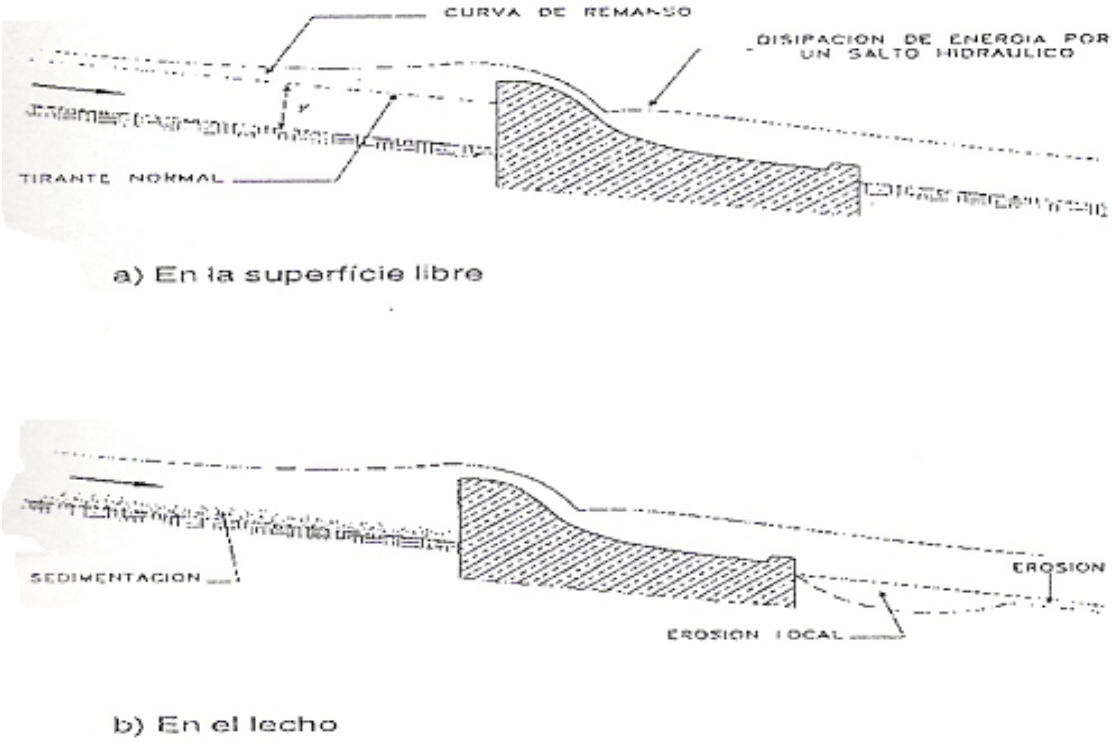
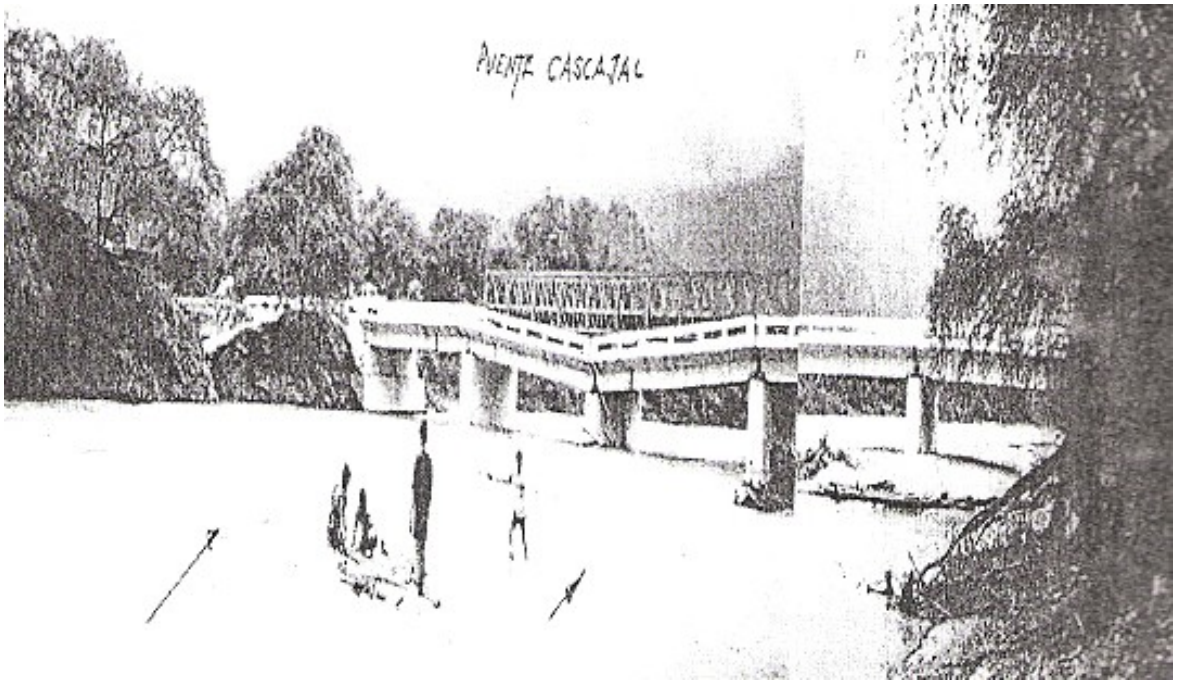


Fig. Nº 05 Cambios Fluviales producidos por un barraje



✓ Panamericana y que fue controlada mediante espigones.

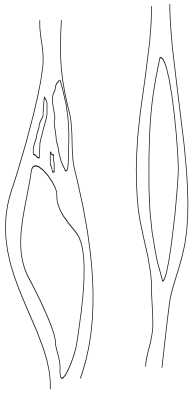


Fig. Nº 06 Variación del cauce del río Mississipi

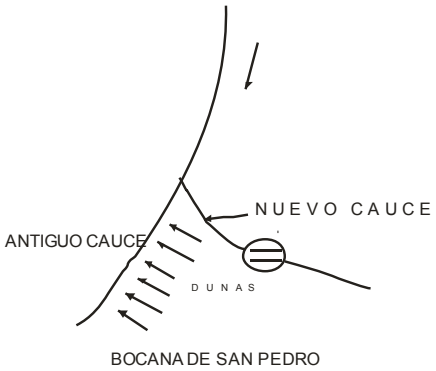


Fig. Nº 07 Esquema cambio de curso del río Piura

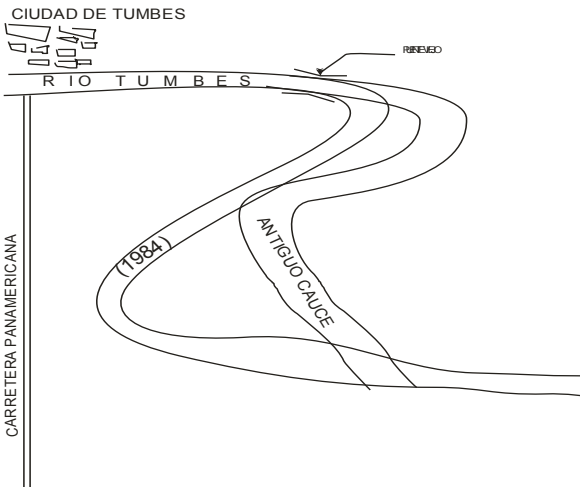


Fig. Nº 08 Dos cauces en el rio Tumbes

3.0 MORFOLOGÍA FLUVIAL

☑ Morfología Fluvial o Fluviomorfología, es el estudio de varias formas que caracterizan a los ríos.

☑ Implica el estudio de los cambios que experimenta un río, tanto en su recorrido (perfil longitudinal), como en su sección transversal (lecho y márgenes).

☑ La formación de los cauces de los ríos se produce por las siguientes acciones: por la fuerza del flujo y la resistencia del material del cauce a la erosión.

3.1 TEORÍA DE LA EROSIÓN

☑ El proceso erosivo de un río es complicado, no obedece a los análisis precisos, matemáticos o físicos, solamente se tienen datos y formulas experimentales; las cuales son el resultado de la practica en la defensa de ribera de los ríos.

☑ La acción o esfuerzos activos en un río puede evaluarse conforme a una fuerza de contorno unitaria debido a la masa de agua actuante.

$$F =$$

Donde:

$\gamma =$ Peso especifico del agua en Kg./m³.

$h =$ Profundidad del flujo en m.

$G =$ Gradiente de agua.

La fuerza F, aplicada en la superficie de fondo en su movimiento predispone un esfuerzo tangencial sobre la pared del cauce de un flujo uniforme o turbulento. Dicha fuerza también puede ser representada por la resistencia al esfuerzo cortante de la capa externa y al paso volumétrico del material del cauce, en consecuencia:

$$\lambda = \quad - \quad \pm$$

Donde:

$\varphi =$ Coeficiente de resistencia al corte del suelo, en este caso de un suelo no cohesivo.

$s =$ Pendiente.

$\gamma =$ Peso volumétrico del suelo.

$\gamma =$ Densidad del agua.

$d =$ Diámetro representativo del suelo.

Donde el diámetro de la partícula de un suelo homogéneo que no será erosionado debe cumplir la relación siguiente.

$$d \geq \quad - \quad \pm \quad =$$

Siendo A un valor empírico que esta en función del tamaño, forma y posición de la masa del suelo.

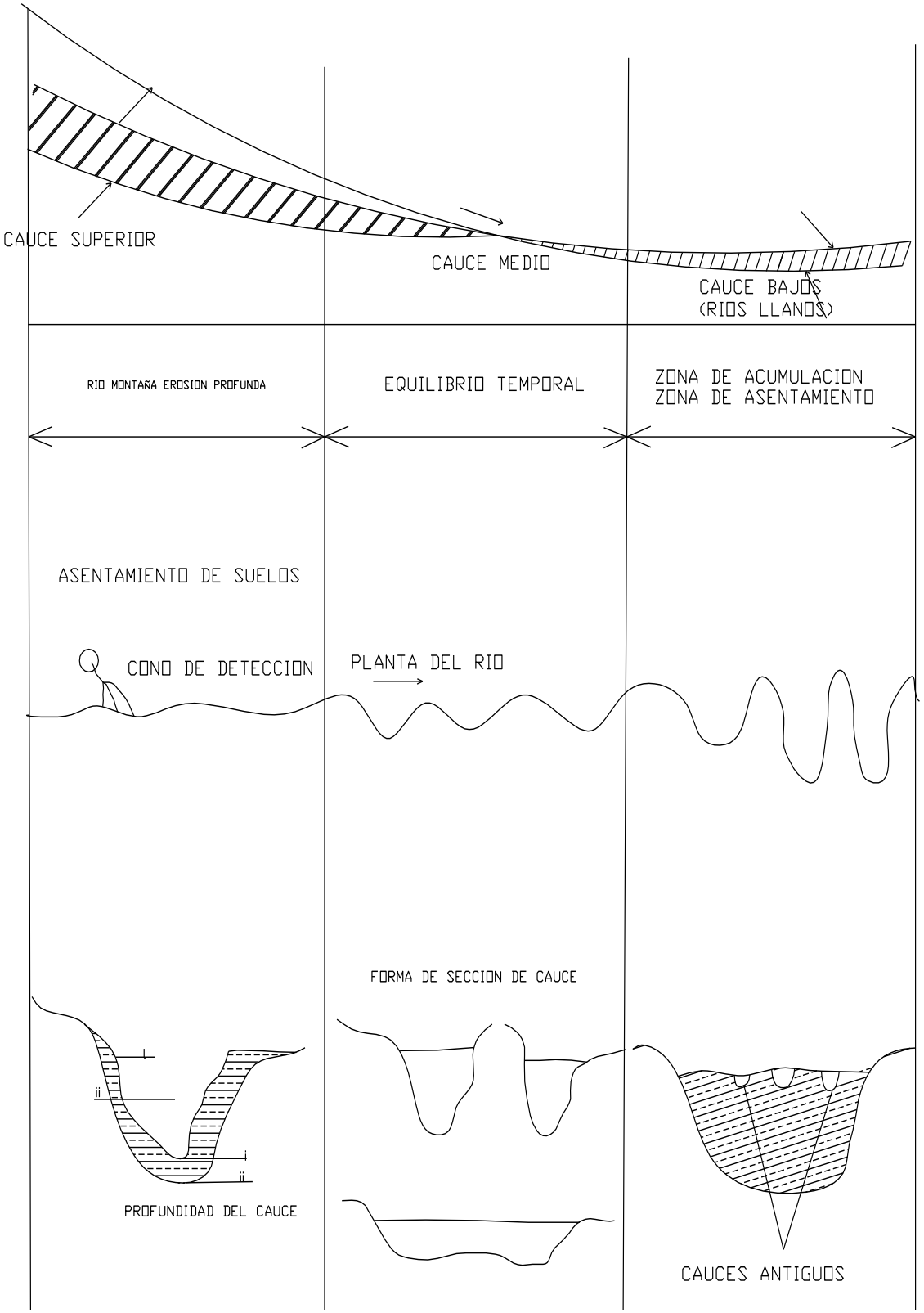
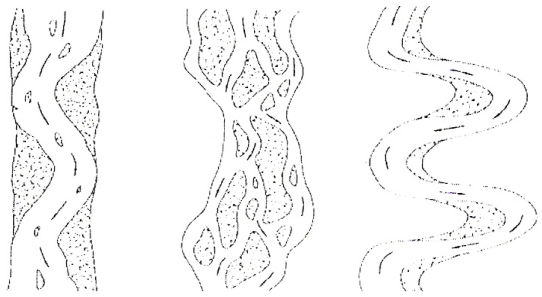


Figura 9. Formación de los cauces de los ríos.

3.2 CLASIFICACIÓN MORFOLÓGICA DE LOS RÍOS

Hay tres grandes grupos de ríos.

- ⋆ Ríos Rectos: Como hemos visto, prácticamente no existen ríos rectos en la naturaleza. A veces sucede que existe un sistema de encauzamiento recto, constituidos por diques paralelos, pero dentro de el, para caudales menores que el de diseño, el río desarrolla su propia sinuosidad.
- ⋆ Ríos entrelazados: A veces se le llama ríos trenzados. Corresponden generalmente a ríos anchos, cuya pendiente es fuerte, lo que da lugar a pequeños tirantes y el río corre en forma de varios canales o brazos alrededor de pequeñas islas.
- ⋆ Ríos Meándricos: Están formados por una sucesión de curvas. La característica de estas curvas, que son muy dinámicas, es que no se deben esencialmente a las propiedades del terreno, sino a la naturaleza del comportamiento fluvial.



Recto Entrelazado Meándrico

3.3 LAS ECUACIONES DE LANE

- LANE observo y estudio el comportamiento de varios ríos (Mississippi). Missouri. Colorado, Illinois, Arkansas, etc) y encontró unas relaciones empíricas las que en función de la pendiente y el caudal (en unidades inglesas) permiten predecir si se va a presentar un estado de río entrelazado o meandrito.
- Las ecuaciones de Lane son:

Si, $SQ^{1/4} \leq \qquad (meandros)$

$SQ^{1/4} \geq \qquad (entrelazado)$

La pendiente esta en ft/lt y el caudal ft³/s.

3.4 CRITERIOS DE LEOPOLD Y COLMAN

El tamaño de los meandros se expresan en función del ancho del río. Usualmente se considera que la longitud de un meandro es:

$$LM =$$

Siendo B el ancho del río.

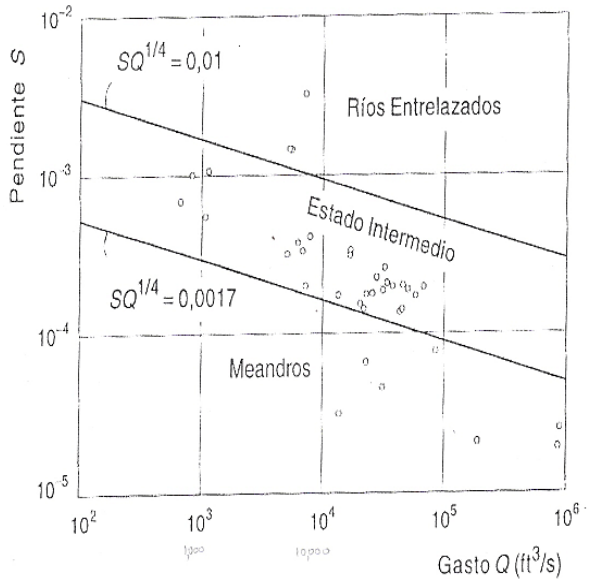


Fig. Nº 11 Representación Grafica para distinguir ríos Meándricos y entrelazados
(Criterio de Lane)

4.0 RESISTENCIA AL FLUJO

4.1 CONFIGURACIÓN DEL FONDO

- La fricción es la principal acción que se opone al movimiento de un líquido.
- El fondo de un cauce natural puede ser plano o tener ondulaciones.
- El fondo plano existe cuando no hay arrastre de partículas, o bien cuando son mayores de 5 mm.
- En el fondo de un cauce se forma ondulaciones principalmente cuando esta formado por arena, y hay transporte de dichas partículas.
- Existe una dependencia entre la forma y tamaño de las ondulaciones y el tirante y velocidad de la corriente.

Las configuraciones que pueden formarse en un fondo arenoso son:

1. Fondo plano (sin arrastre).
2. Rizos (solo si el material es menor de 0.5 mm).
3. Dunas.
4. Fondo plano (con arrastre).
5. Ondas estacionarias.
6. Antidunas.

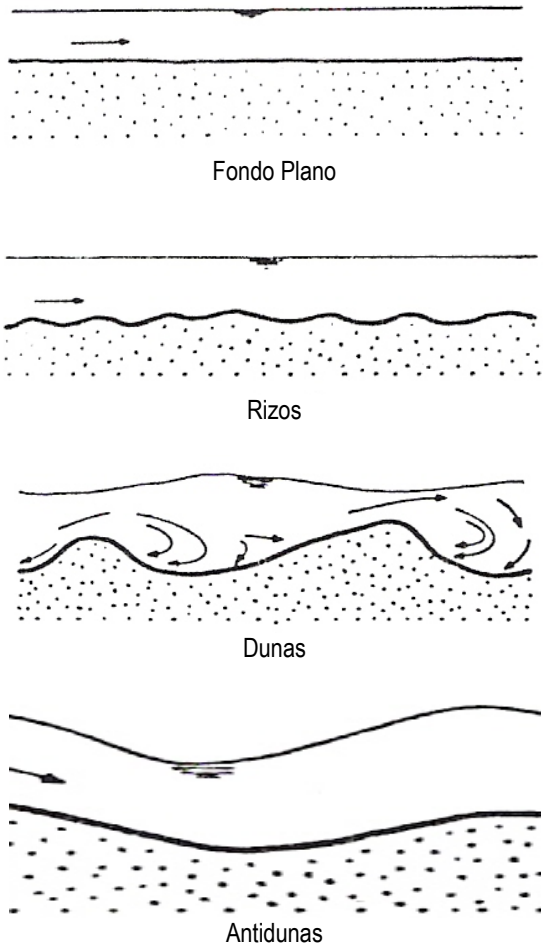


Fig. Nº. 12 Fases de transporte sólido.

4.2 RESISTENCIA AL FLUJO EN CANALES SIN ARRASTRE

El componente del peso del liquido, en la dirección de escurrimiento, es la fuerza que tiende a moverlo, y la fricción desarrolladas contra las paredes la que tiende a frenarlo. En un régimen permanente, ambas fuerzas se equilibran y se obtiene la expresión.

$$\tau = \quad$$

Donde:

τ = Esfuerzo cortante que el líquido produce sobre el fondo, en Kgf/m²

R_H = Radio hidráulico de la sección, en m.

S = Pendiente hidráulica, adimensional.

4.2.1 Fórmula de Darcy

Chezy propuso en 1775 la fórmula:

$$U = \quad \sqrt{\quad f}$$

Donde:

U : Velocidad media, en m/s.

C : Coeficiente de fricción, según Chezy, en $m^{1/2}$/s.

S_f : Pendiente de la línea de energía, adimensional.

Conocido el coeficiente C, se puede obtener la velocidad de la corriente o las perdidas de fricción, ya que

$$S_f = \frac{hf}{L}$$

Donde:

hf : perdida de carga entre dos secciones, en m.

L : Distancia entre las dos secciones, en m.

Para evaluar el coeficiente C se recomienda la siguiente expresión:

$$C = \frac{11.1R_H}{k_s}$$

Donde:

k_s : Diámetro de las partículas si el fondo es plano, en m.

En cauces naturales se recomienda tomar $k_s =$.

Se puede aplicar a cauces naturales muy amplios sin arrastre y con fondo plano o con rizos.

4.2.2 Fórmula de Manning

En 1889 Manning presentó su expresión para valuar el coeficiente de Chezy.

$$C = \frac{R^{1/6}}{n}$$

El valor de esta ecuación sustituido en la ecuación anterior conduce a la fórmula de Manning:

$$U = \frac{1}{n} \quad S^{1/2}$$

Donde, n coeficiente de rugosidad total de Manning que depende de las características de la frontera que contiene al flujo, en $s/m^{1/3}$.

Se ha obtenido una gran cantidad de fórmulas que permiten obtener el valor de n' para corrientes sobre material granular y fondo plano. n' Es el coeficiente de rugosidad asociado al diámetro de las partículas.

Para calcular el valor de n' se recomiendan las siguientes expresiones:

Strickle (1923) $n' = \frac{(D\ \ )^{1/6}}{24}$

Meyer –Peter y Muller $n' = \frac{(D\ \ )^{1/6}}{26}$

En ambas ecuaciones el diámetro se expresa, en metros.

4.2.3. Fórmula de Darcy

Al utilizar parámetros adimensionales , Darcy obtuvo la expresión

$$U = \left(\quad \right)$$

Donde :
f: Coeficiente de rugosidad de Darey-Weisbach, adimensional.

Para evaluar f en canales y ríos sin arrastre, se recomienda utilizar la expresión:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = \quad 12.2\frac{R_H}{2D_m}$$

Para canales muy anchos conviene más:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = \quad 12.2\frac{R_H}{2D_m}$$

Ambas expresiones fueron deducidas para escurrimiento turbulento con pared rugosa.

4.3 RESISTENCIA AL FLUJO EN CAUCES CON ARRASTRE

En los cauces naturales con arrastre es mucho más complicado predecir la resistencia al flujo debido principalmente a que:

1. La configuración del fondo cambia al variar la intensidad de la corriente.
2. En ocasiones, partículas del fondo son transportadas en suspensión y el aumento de concentración modifica las características del fluido y del escurrimiento.

4.3.1 Métodos que toman en cuenta la resistencia total

De los métodos que permiten obtener directamente la resistencia total se recomienda el propuesto por Cruckshank – Maza, quienes tomaron en cuenta la rugosidad relativa de los granos, e implícitamente la variación de la forma de la configuración del fondo al variar el flujo. Proponen dos ecuaciones:

Para régimen inferior: Con fondo de rizos y dunas.

$$U = \quad \left(\quad \right) \quad \left(\quad \right)$$

Que se cumple si:

$$\frac{1}{S} \geq \quad \left(\quad \right)$$

Para régimen superior: Con ondas estacionarias y antidunas.

$$U = \quad \left(\quad \right) \quad \left(\quad \right)$$

Que se cumple si:

$$\frac{1}{S} \leq \quad \left(\quad \right)$$

Donde
ω : Velocidad de caída de las partículas con diámetro D_{50} , en m/s.
d : Tirante medio, en m.
El método se aplica para materiales granulares siempre y cuando $D_{50} <$.

5.0 INICIO DE ARRASTRE

- El conocimiento de las características hidráulicas del flujo y las condición critica para iniciar el movimiento de arrastre de las partículas que forman el cauce de un río o canal es de gran importancia para:
  - Diseñar canales que no sufran erosión.
  - Diseñar cauces de alivio o canales de acceso que no lleven ni arrastren sedimentos.
- El inicio del movimiento se puede referir al esfuerzo cortante máximo que una corriente produzca en el fondo, o a la velocidad media de la corriente.

5.1 ESFUERZO CORTANTE CRITICO PARA SUELOS GRANULARES

Las curvas propuestas por Lane, se presentan en la Fig. Nº 13, en ella se obtiene directamente el esfuerzo cortante critico en función del diámetro de la partícula.

5.2 ESFUERZO CORTANTE CRÍTICO PARA SUELOS COHESIVOS

El esfuerzo cortante critico para suelos cohesivos se recomienda sea obtenido en función de la relación de vacíos y del contenido de arcilla, mediante las curvas propuestas por el Bureau of Reglamation que se muestra en la Fig. Nº 14.

5.3 VELOCIDAD MEDIA CRÍTICA

5.3.1 Velocidad media crítica para suelos granulares

A partir de los resultados de otros autores, en 1978 Maza y García propusieron para evaluar la velocidad media critica, U_c, de partículas de diámetro D, la formula

$$U_c = \quad \Delta \quad {}^{0.15}$$

O bien, si se desea expresar en función del numero de Froude Critico, F_{rc}.

$$F_{rc} = \quad \Delta \quad \left(\quad \right)^{0.25}$$

5.3.2 Velocidad media critica para suelos cohesivos

Para evaluar la velocidad media critica a la cual se inicia la erosión tanto en suelos no cohesivos como cohesivos, se recomienda utilizar el método de Lischtvan – Levediev
quienes propusieron los resultados que se indican en los cuadros Nº 03 y 04, en función del diámetro medio de las partículas y del peso volumétrico seco del material y del tirante, la primera limitada hasta 10 m y la segunda hasta 3 m.

6.0 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

- Los sedimentos son transportados por un fluido, rodando sobre el fondo, saltando o en suspensión.
- Los sedimentos que pueden ser transportados son los que conforman el fondo y orillas del cauce además de las partículas muy finas procedentes de los terrenos de la cuenca.
- El conocimiento de la cantidad de sedimentos que transporta una corriente es útil en problemas tales como: determinar la cantidad de sedimentos que entran al vaso de una presa y la capacidad muerta o de azolves del mismo, estimar en cuanto tiempo se azolva un vaso, cuando este tiene poca capacidad, estimar la magnitud de tanques de sedimentación y la frecuencia de su dragado cuando se requieren al inicio o al final de una conducción, etc.
- Para distinguir la forma de transporte que puede afectar a una obra, o que debe ser tomada en cuenta para diferentes problemas, conviene dividir el transporte de sedimentos en seis clases.

- **Arrastre en la capa de fondo o arrastre de fondo:** Esta formado por el material que es arrastrado dentro de una capa adyacente al fondo, cuyo espesor es igual a dos veces el diámetro de la partícula. Se designa con el subíndice B, ya sea como g_B o q_B dependiendo de las unidades en que sea expresado.

- **Transporte del fondo en suspensión:** Lo integran las partículas de fondo que son transportadas en suspensión, es decir, arriba de la capa de fondo. Se designa con el subíndice BS, ya sea como g_{BS} o q_{BS}.
- Transporte de fondo o transporte total del fondo: Lo constituyen la totalidad de las partículas del fondo que son transportadas en suspensión y dentro de la capa del fondo. Se designa con el subíndice $B\tau$, $g_{B\tau}$, $q_{B\tau}$. Por lo indicado se cumple

$$g_{B\tau} = \quad +$$

- Transporte de lavado: Esta constituido por todas las partículas finas transportadas en suspensión, que provienen de aguas arriba y que no están representadas en el material de fondo. Se designa con el subíndice L, ya sea como g_L o q_L.
- Transporte en suspensión: Son todas las partículas que la corriente transporta en suspensión, ya sea que procedan del fondo o del lavado. Se designa con el subíndice S: g_S o q_S. De su definición se cumple:

$$g_S = \quad +$$

- Transporte total: Esta formado por la totalidad de las partículas que pasan por una sección (en suspensión o en la capa de fondo) y que proceden del fondo o del lavado de la cuenca. Se designa con el subíndice T, ya sea como g_T o q_T.Por lo dicho, se cumple la relación:

$$g_T = \quad + \quad$$

6.1 CUANTIFICACIÓN DEL TRANSPORTE TOTAL DEL FONDO

Los datos para aplicar las formulas que permiten cuantificar el transporte de fondo don:

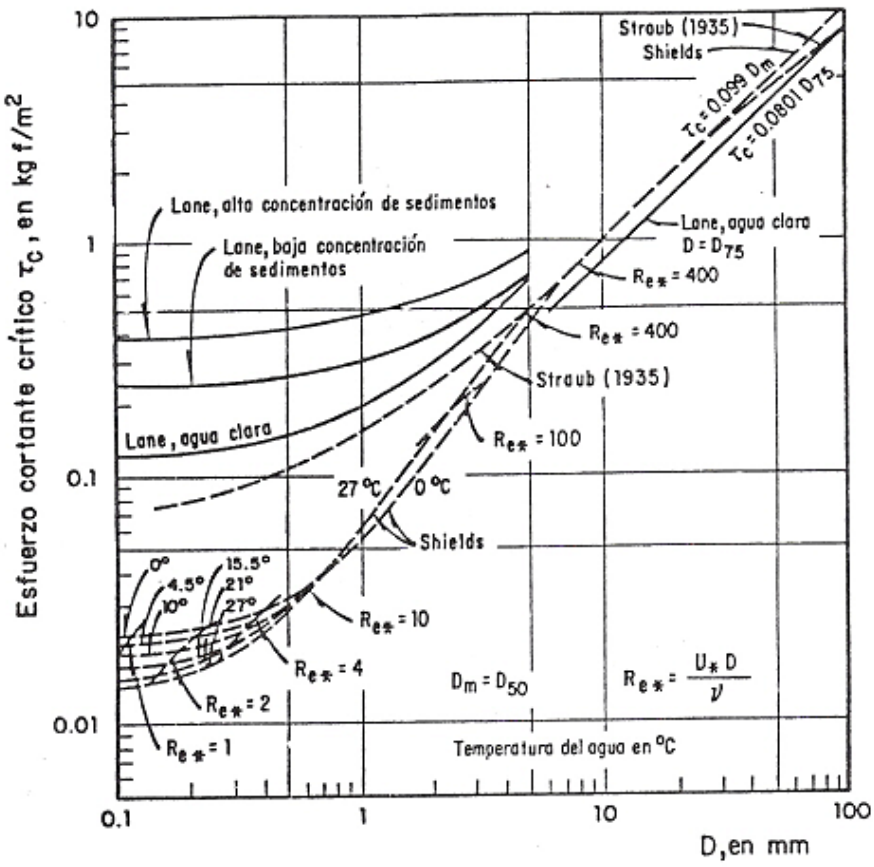


Fig. Nº 13. Esfuerzo cortante critico que resisten las partículas, en función de su diámetro.

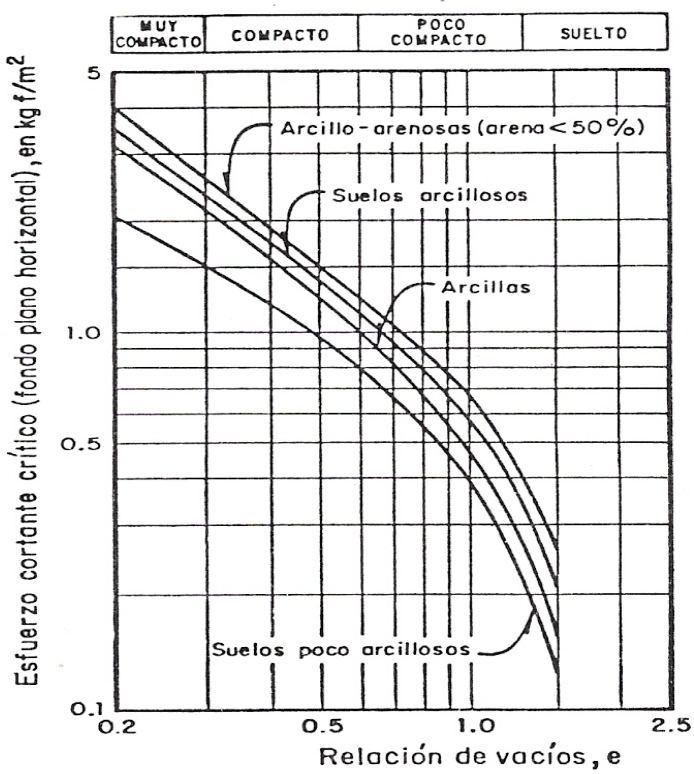


Fig. Nº 14. Esfuerzo cortante critico que resisten suelos cohesivos.

Cuadro Nº 03 Velocidades medias admisibles para suelos no cohesivos, en m/s

Diámetro medio de las partículas, en mm	Tirante medio de la corriente, en m					
	0.40	1.00	2.00	3.00	5.00	más de 10
0.005	0.15	0.2	0.25	0.30	0.40	0.45
0.05	0.20	0.3	0.40	0.45	0.55	0.65
0.25	0.35	0.45	0.55	0.60	0.70	0.80
1.0	0.50	0.60	0.70	0.75	0.85	0.95
2.5	0.65	0.75	0.80	0.90	1.00	1.20
5	0.80	0.85	1.00	1.10	1.20	1.50
10	0.90	1.05	1.15	1.30	1.45	1.75
15	1.10	1.20	1.35	1.50	1.65	2.00
25	1.25	1.45	1.65	1.85	2.00	2.30
40	1.50	1.85	2.10	2.30	2.45	2.70
75	2.00	2.40	2.75	3.10	3.30	3.60
100	2.45	2.80	3.20	3.50	3.80	4.20
150	3.00	3.35	3.75	4.10	4.40	4.50
200	3.50	3.80	4.30	4.65	5.00	5.40
300	3.85	4.35	4.70	4.90	5.50	5.90
400		4.75	4.95	5.30	5.60	6.00
500 o más			5.35	5.50	6.00	6.20

Cuadro Nº 04. Velocidades medias del agua admisibles en suelos cohesivos.

Denominación de los suelos	Porcentaje del contenido de partículas	Suelos poco compactos, peso volumétrico del material seco hasta 1660 kgf/m³	Suelos medianamente compactados, peso volumétrico del material seco de 1200 a 1660 kgf/m³	Suelos compactos, peso volumétrico del material seco de 1660 a 2040 kgf/m³	Suelos muy compactos, peso volumétrico del material seco de 2040 a 2140 kgf/m³
		Tirantes medios, 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 3.0	0.4 1.0 2.0 3.0
Arcillas Tierras fuertemente arcillosas	30-50 70-50 20-30 80-70	0.35 0.4 0.45 0.5	0.7 0.85 0.95 1.1	1.0 1.2 1.4 1.5	1.4 1.7 1.9 2.1
Tierras ligeramente arcillosas	10-20 90-80	0.35 0.4 0.45 0.5	0.65 0.8 0.9 1.0	0.95 1.2 1.4 1.5	1.4 1.7 1.9 2.1
Suelos de aluvión y arcillas margosas			0.6 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	Segun la tabla I.2a en relación con el tamaño de las fracciones arenosas			

a) Granulometría del material de fondo.
b) Sección transversal del cauce.
c) Elevación del agua o gasto líquido, para los cuales se desea conocer el transporte.
d) Pendiente hidráulica media a lo largo del cauce o canal.
e) Temperatura del agua.

Con los datos anteriores es necesario calcular primero alguno de los siguientes valores:
1. Velocidad media de la corriente.
2. Velocidad media critica para el tirante dado.
3. velocidad de caída de algunos diámetros representativos.
4. Rugosidad total del cauce y la debida a las partículas.

Los métodos de Meyer – Peter y Muller y el de Engelund, que se utiliza para calcular $g_{BT'}$ se describen a continuación.

6.1.1 Método de Meyer - Peter y Muller

El método de Meyer - Peter y Muller sirve tanto para materiales de cualquier peso específico, como para muestras de material uniforme o con granulometría extendida.
La expresión propuesta establece que:

$$g_{BT'} = \quad \Delta \quad \left[\left(\quad \right) \quad \right]^{3/2}$$

Donde:
n : rugosidad total del cauce. Se obtiene de la formula de Manning.
n' : rugosidad debida a la partícula. Se obtiene con la formula de Meyer - Peter y Muller, en $s/m^{1/3}$.

$$n' = \frac{(D_{90})^{1/6}}{26}$$

En la ecuación D_{90} debe estar en m.

6.1.2 Método de Engelund

La formula de Engelund propuesta para cauces arenoso es:

$$g_{BT} = \frac{0.04\,\gamma \quad {}^2U^2}{g^{1/2}\Delta \quad}$$

Siempre y cuando se cumpla 0.15 < D_{50} < 2 mm y número de Reynolds

$$R_e = \frac{U\,D}{\nu} \geq$$

6.2 CUANTIFICACIÓN DEL TRANSPORTE EN SUSPENSIÓN:

Dos clases diferentes de sedimentos pueden ser transportados en suspensión: material de lavado constituido por partículas finas como limos y principalmente arcilla, y material que produce del fondo.

6.2.1 Método para cuantificar el transporte en suspensión

El método que se recomienda utilizar es el de Blench, que propone obtener el gasto material sólido en suspensión con la formula:

$$g_S = \quad \left[\left(\quad \right) \quad \right]$$

Donde:
g_S : transporte unitario en suspensión.
q : gasto unitario liquido, en m³/s.m.
z : parámetro definido por la ec. 1.76.
$C_{d/2}$: concentración a la mitad del tirante expresada en peso, en kgf/ m³.

La función $f\left(\quad \right)$ se encuentra graficada y se presenta en la figura Nº 15. En ella k es la constante de Von Karman y se toma igual a 0.4.

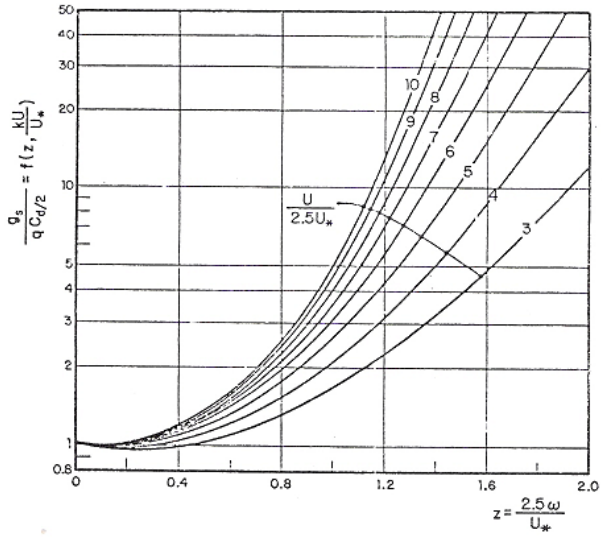


Fig. Nº 15. Transporte en suspensión, según Brooks.

7.0 DISEÑO DE CAUCES CON ARRASTRE

Cuando se desea rectificar un río y, por tanto, conocer sus características geométricas finales, o si se quiere diseñar un canal en el que abra transporte de sedimentos, se deben utilizar métodos de estabilidad de cauces.
Estos métodos se aplican a ríos y canales en los que todo el gasto es para un único cauce.

7.1 Tipos de estabilidad

Se puede hablar de diferentes grados de estabilidad:

a) Estabilidad Estática,
Se presenta cuando la corriente no es capaz de arrastrar los materiales de las márgenes y el fondo, por lo que la sección no varia, y en planta el río no sufre ningún corrimiento lateral.
Este grado de estabilidad lo tienen los canales sin arrastre o algunos rios durante la época de estiaje.

b) Estabilidad Dinámica
Corresponden a los ríos que tienen un solo cauce y todo el gasto pasa por el; además existe arrastre de sedimentos y aunque sus secciones transversales llegan a variar, ellas son aproximadamente similares año con año al ser observados en la misma época.

c) Estabilidad Morfológica
Cubre el concepto mas amplio esto es que en cualquier cauce natural, la pendiente, el ancho, tirante, y numero de brazos por los que escurre el gasto, dependen del propio gasto y de su distribución anual, de las características del sedimento y de la calidad y cantidad de transporte de sedimentos que procede de aguas arriba o que es aportado lateralmente.

7.2 Gastos formativos

Cuando se estudia la estabilidad de un cauce es indispensable fijar un gasto que represente el hidrograma anual. Ese gasto asociado con la estabilidad de un cauce se denomina gasto formativo, existen al respecto varios criterios para determinarlos:

a) Gasto dominante, el gasto formativo que recibe este nombre es aquel que debe permanecer constante a lo largo del año, transportara la misma cantidad de material del fondo que el hidrograma anual. El gasto liquido, en m³/s, asociado al gasto medio diario de transporte recibe el nombre de dominante.

b) Para algunos autores (entre ellos Leopold y Madok) el gasto formativo es el que tiene un periodo de retorno de 1.4 años. Si hay una estación de aforos cercana se puede obtener analizando los gastos máximos con los criterios de Nash o Gumbel.

c) Otros consideran como gasto formativo (en ríos de planicie), el gasto máximo que es capaz de pasar por el cauce principal sin que se desborde hacia la planicie.

7.3 Cauces Estables

- Cuando una corriente escurre por un solo cauce se han mencionado que existe un equilibrio entre el hidrograma de la corriente o gasto formativo, el gasto sólido que entra al tramo en estudio, las características de los materiales de fondo y orillas, la pendiente media del tramo y las características de la sección transversal.

- Generalmente conocido el gasto formativo Q, el transporte de sólidos que entra al tramo en estudio, g_B o g_{BT}, y un diámetro representativo, D, del material del fondo, se desea obtener la pendiente S, ancho B y tirante d, que hagan estable el tramo en estudio.
Para lograr lo anterior se utilizan diferentes métodos para analizar la estabilidad de cauce, entre los que se pueden citar los propuestos por Altunin, Maza – Cruickshank y Blench..

7.3.1 Método de Altunin para material granular

La primera permite conocer la velocidad media de la corriente que no produce erosión, tomando en cuenta el diámetro medio del material del fondo y del tirante.

$$U =$$

La segunda define la velocidad media de la corriente en función de la resistencia del fondo.

$$U =$$

La tercera resulto de la observación de secciones naturales estables y fue propuesta por Gluschkov.

$$B^m =$$

La ecuación anterior se puede transformar en:

$$B = \frac{4Q^{0.5}}{S^{0.2}}$$

Donde:
a : Constante igual a 1 en la planicie y 1.1 en la planicie.
V_ϕ : Velocidad media máxima que soportan las partículas del fondo sin que se produzca erosión cuando el tirante es de 1 m, se obtiene con ayuda del cuadro Nº 05, en m/s.
d : Tirante medio en la sección, igual al área entre el ancho de la superficie libre, en m.
α : exponente variable que depende del tirante y que puede tomar los valores.

α = 1/3, si d< 1.50 m
α = 1/4, si 1.50 < d < 2.5 m.
α = 1/5, si d > 2.5 m

k : Coeficiente de rugosidad que para cauces con gravas o diámetros mayores. Altunin lo supone igual a 1.1

z : Exponente que para las condiciones indicadas se recomienda igual a ½.

x : Exponente que para las condiciones indicadas se recomienda igual a 1/3.

B : Ancho de la superficie libre del agua, en m.

m : Exponente que es igual a 0.5 para ríos de montaña y 1.0 para cauces aluviales cerca de la desembocadura; se acepta 0.7 para cauces arenosos. Este exponente se puede evaluar mediante la expresión:

$$m = \left[\quad \right]$$

A : Coeficiente dado por la expresión.

$$A = \quad +$$

7.3.2 Método de Maza – Cruidkshank para cauces arenosos

Este método toma en cuenta tres ecuaciones, una de fricción, una de arrastre y una que relaciona anchos y pendientes, obtenida en forma empírica de observaciones reales.

Si se conoce el gasto formativo Q, el transporte de sedimentos que entra al tramo Q_{BT}, la granulometría del material de fondo y orillas, y se supone que el exponente m, es igual a 0.70 (valor promedio para cauce arenoso), se obtiene el ancho (B), tirante (d) y pendiente (S) del cauce con estabilidad dinámica.

Las ecuaciones que permiten encontrar estas variables son:

Para régimen inferior:

$$B = \omega \quad \Delta \frac{0.268 D_{84}^{0.247} k^{0.7} Q^{0.63}}{D_{35}^{0.118} Q_{BT}^{0.119}}$$

$$d = \omega \quad \Delta \frac{0.468 D_{84}^{0.173} k^{0.44}}{D_{35}^{0.083} Q_{BT}^{0.083}}$$

$$S = 2.215\Delta \frac{D_{35}^{0.56} D_{84}^{0.223} K^{0.294} Q_{BT}^{0.56}}{\omega^{1.58}}$$

Para régimen superior

$$B = \omega \quad \Delta \frac{0.027 D_{84}^{0.261} K^{0.714} Q^{0.595}}{D_{35}^{0.095} Q_{BT}^{0.095}}$$

$$d = \omega \quad \Delta \frac{0.5 D_{84}^{0.183} Q^{0.417}}{K^{0.5} D_{35}^{0.067} Q_{BT}^{0.067}}$$

$$S = 2.50\Delta \frac{D_{35}^{0.581} D_{84}^{0.235} K^{0.309} Q_{BT}^{0.581}}{\omega^{1.97}}$$

En las ecuaciones; B, d, D_{35} y D_{84}, en m; Q y Q_{BT}, en m³/s, g en m/s²; ω, en m/s y Δ no tiene unidades.

7.3.3 Teoría de régimen, método de Blench para cauces arenoso o material cohesivo

Este método se recomienda utilizarlo en el diseño de canales de riego y en tramos de ríos con material fino y con cierta cohesión.

Según Blench las tres ecuaciones de diseño para obtener las características geométricas y la pendiente de un canal estable son:

$$B = \left(\quad \right)$$

$$d = \left(\quad \right)$$

$$S = 0.56 \quad \frac{F_b^{5/6} F_s^{1/12}}{\left(\quad \right)}$$

Donde:

F_b : Factor de fondo, cuyos valores promedios son: 0.8 para material fino y 1.2 para material grueso.

F_s : Factor de orilla, cuyos valores son: 0.1 para materiales sueltos, 0.2 para materilase ligeramente cohesivos y 0.3 para materiales cohesivos.

C_s : Concentración del sedimento arrastrado del fondo, en partes por millon en pesos .

K : Coeficiente igual a:

$$K = \frac{6.02}{v}$$

Cuadro Nº 05. Valores de la velocidad VΦ en función del diámetro medio de las partículas cuando el tirante es de 1 m.

Diámetro, en mm	V_ϕ, en m/s	Diámetro, en mm	V_ϕ, en m/s
		46	1.44
		48	1.47
		50	1.50
1.0	0.60	52	1.54
2.5	0.75	54	1.56
5	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	1.76
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	1.95
42	1.38	150	2.40
44	1.41	200	2.60

Cuadro Nº 06. Valores de A y m para cauces estables.

Zona del río y condición del cauce	Número de Froude	Parámetro A		Valor del exponente m cuando K = 10	
		Tipo de sección		Tipo de sección	
		a	b	a	b
Zona de alta montaña. Cauce rocoso o cubierto de piedras.	1.0	0.50	0.75	----	1.0
Zona de montaña. Cauce formado con cantos rodados, bolleo y guijarros. Rápidas y pendiente cercana a la crítica.	1.0 -0.5	0.75	0.90	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.	0.50-0.20	0.90	1.0	0.80	0.75
Zona intermedia. Cauce formado por arena gruesa, media y fina. Corriente tranquila.	0.20-0.04	1.0	1.1	0.75	0.70
Zona de planicie. Cauce formado de arena fina.					
a) Río caudaloso	0.20-0.02	1.1	1.3	0.75	0.70
b) Río poco cauduloso	0.30-0.20	1.3	1.7	0.60	0.50

El factor de fondo F_b, puede ser evaluado mediante las expresiones:

- **Si el canal arrastra poco sedimento y el fondo es arenoso**

$$F_b =$$

Donde:
D: diámetro medio de las partículas, en mm.

- **Si existe arrastre de sedimentos y el fondo es arenoso**

$$F_b = \qquad +$$

El método de Blench conviene utilizarlo en el diseño de canales de riego y en tramos de riego con material fino y con cierta cohesión. Debe tenerse cuidado cuando su aplicación se extrapola a cauces naturales o canales con, material grueso.

8.0 SOCAVACIÓN

En un río, y asociada a las obras que en el se pueden construir se distinguirán siete tipo de socavación , ellas son: socavación general, transversal, en curvas, local al pie de estructuras interpuestas a la corriente, aguas debajo de grandes embalses, al pie de obras de descarga y bajo tuberías.

8.1 Socavación general

Para su calculo se recomienda utilizar el método de Lischtvan – Lebediev, el cual esta basado en determinar la condición de equilibrio entre la velocidad media de la corriente y la velocidad media del flujo que se requiere para erosionar un material de diámetro y densidad conocidos. Se aplica tanto si la distribución del material del subsuelo es homogénea, como si es heterogénea, es decir formando estratos de distintos materiales.

La condición de equilibrio esta dado por:

$$U_c =$$

Donde:
U_c : Velocidad media que debe tener la corriente para erosionar al material del fondo (inicio de arrastre), en m/s.
U_r : Velocidad media real de la corriente, en m/s.

1. Calculo de la socavación , d_s , para suelos homogéneos

Conocido el tipo de suelo que existe en el sitio y suponiendo que la rugosidad es constante en toda la sección, la profundidad hasta la que llegara la socavación se obtiene al igualar los valores de U_c y U_r .

Para suelos granulares:

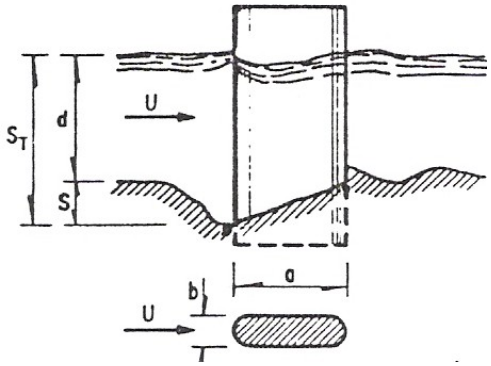
$$S_t = \left(\qquad \right)^{1}$$

Para suelos cohesivos:

$$S_t = \left(\qquad \right)^{1}$$

$$\alpha = \qquad d_m \beta \mu$$

Donde:
S_T : Profundidad después de producirse la socavación del fondo. Se mide desde el nivel de agua de máxima avenida hasta el nivel del fondo erosionado, en m.
α : Coeficiente que se deduce con la formula indicada.
Q_d : Gasto máximo de diseño, en m³/s.
D_m : Diámetro medio de la partícula.
d_m : Tirante medio de la sección, en m.
B_e : Ancho efectivo de la sección, en m.
μ : Coeficiente de contracción por pilares en el puente. Tabla 1.1).
β : Coeficiente según el periodo de retorno del gasto de diseño (Tabla 1.2).
γ : Peso volumétrico del material.(kg/m³).
x : Exponente variable (Tabla 1.3).
d: Profundidad inicial en un punto de la sección medida entre el nivel de agua de avenida y de estiaje (m).
S: Profundidad de socavación (m).



2. Calculo de la socavación ,ds , para suelos heterogéneos

Cuando la distribución de los materiales en el subsuelo es heterogénea, es posible encontrar la profundidad de la erosión en cada vertical, mediante un método por tanteos o por un método semigráfico.

Método por tanteos:

Si se cuenta con la distribución estratigráfica de los materiales bajo una vertical, se escoge el manto superior y, de acuerdo con la naturaleza del material, se aplica una de las formulas anteriores.

8.2 Socavación transversal

Para tener una idea bastante aproximada del valor de la socavación transversal se puede utilizar la formula de Straub.

$$d_2 = \left(\quad \right)$$

El subíndice 2 es para la sección reducida y el 1 para los valores en una sección inalterada localizada aguas arriba.

8.3 Socavación en curvas

Si se carece del perfil de estiaje, la máxima profundidad se calcula a partir del conocimiento de las características de la curva en planta, radio de curvatura r, medido al centro del cauce, y un ancho de superficie libre B. La profundidad máxima, $d_{\max}$, que puede llegar a presentarse vale, según Altunin.

$$d_{\max} =$$

Donde:

ε : Coeficiente que depende de la relación r/B y cuyo valor se encuentra en la tabla.

d_r : Profundidad máxima en el tramo recto situados aguas arriba de la curva, en m.

Cuadro Nº 07 Valores del coeficiente ε , en función de r/B.

r/B	∞	6	5	4	3	2
ε	1.27	1.48	1.84	2.2	2.57	3.00

8.4 Socavación local

La erosión local que interesa conocer, es por un lado, aquella que se produce al pie de obstáculos rodeados por la corriente, y por otro aquella producida por obstáculos que solo desvían la corriente, pero que están ligadas a la orilla. (Fig. Nº 17).

a) Socavación local al pie de pilas de puente: El método que se recomienda utilizar es el propuesto por Maza – Sánchez mediante el uso de la grafica (Fig. Nº 18).

En ellas es posible encontrar la socavación local en función de la relación ancho de pila y tirante, y el numero de fraude al cuadrado de la corriente.

a) Socavación local al pie de pilas de puente: El método que se recomienda utilizar es el propuesto por Maza – Sánchez mediante el uso de la grafica (Fig. Nº 18).

En ellas es posible encontrar la socavación local en función de la relación ancho de pila y tirante, y el numero de fraude al cuadrado de la corriente.

b) Socavación local frente a espigos y estribones : Para evaluarla se recomienda el método de Artamonov, que propone la expresión:

$$S_T =$$

Donde:

S_T : profundidad máxima de la socavación desde la superficie libre del agua, en m.

P_α : coeficiente que depende de su valor α , los valores se encuentran en el cuadro Nº 08.

α : ángulo que forma el eje del espigón con la corriente.

P_q : Coeficiente que depende de la relación $\frac{Q_1}{Q}$ cuyos valores se consignan en el cuadro Nº 09. Q_1 gasto que teóricamente podría pasar por el lugar ocupado por el estribo si este no existiera, y Q gasto total que escurre por el río.

P_k : coeficiente que toma en cuenta el talud, k, que tiene los lados del estribos o espigón, su valor se obtiene del cuadro Nº 10.

d_0 : tirante inicial aguas arriba del estribo en una zona donde no hay socavación, en m.

Cuadro Nº 08 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

Cuadro Nº 09 Valores del coeficiente P_q en función de Q_1/Q

Q_1/Q	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
P_q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

Cuadro Nº 10 Valores del coeficiente correctivo P_k en función de K

Talud K	0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
P_k	1.0	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

TABLA I.9 Coeficiente de contracción μ

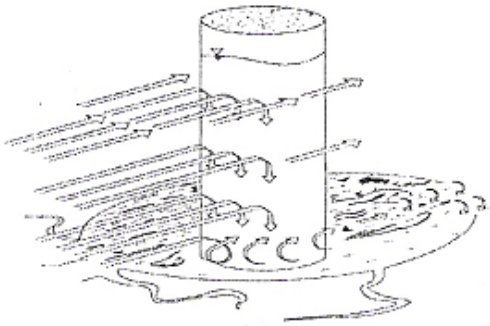
Velocidad media en la sección, en m/s	Longitud libre entre dos pilas (claro), en m												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Tabla 1.2 Coeficiente β

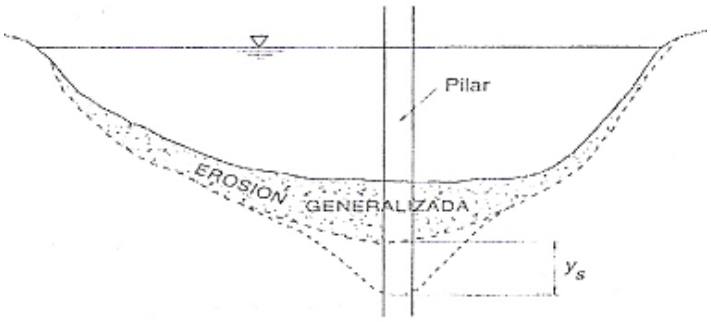
Periodo de Retorno En años	Coeficiente β
1	0.77
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05
100	1.07

Tabla 1.3 Valores de x y $\frac{1}{1+}$, para suelos cohesivos y no cohesivos

γ_{-} en kgf/m^2	x	$\frac{1}{1+}$	γ_{-} en kgf/m^2	x	$\frac{1}{1+}$	D_m en mm	x	$\frac{1}{1+}$	D_m en mm	x	D_m en mm
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.24	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
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	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

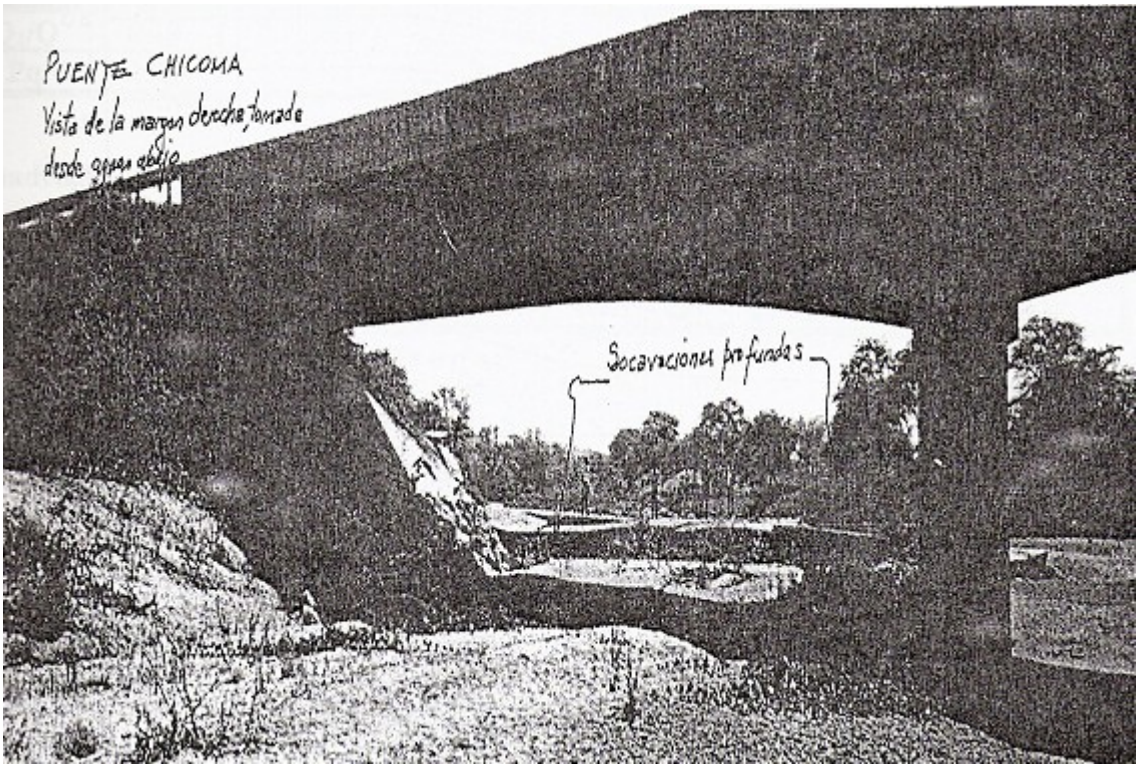


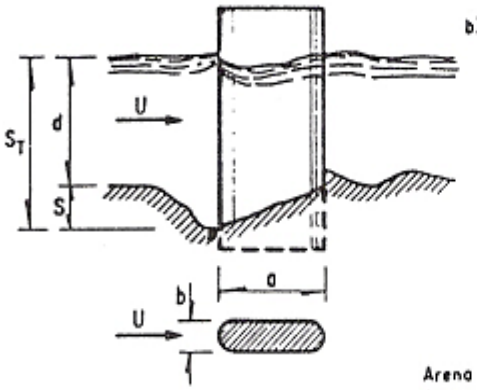
a) Esquema de la socavación como un fenómeno tridimensional



b) Obsérvese como la erosión local y_s se adiciona a la erosión generalizada

Fig. Nº 17 Erosión local y generalizada

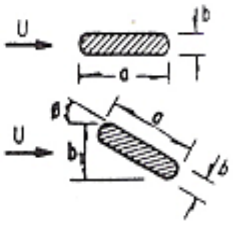




a) Si la pila esta alineada con el flujo $b_1 = b$, $f_c = 1$

b) Si la pila forma un ángulo ϕ cualquiera con la corriente, los parámetros son:

$$\frac{d}{b_1}, \quad F_r = \frac{U^2}{gd}, \quad \frac{S_T}{b_1}$$



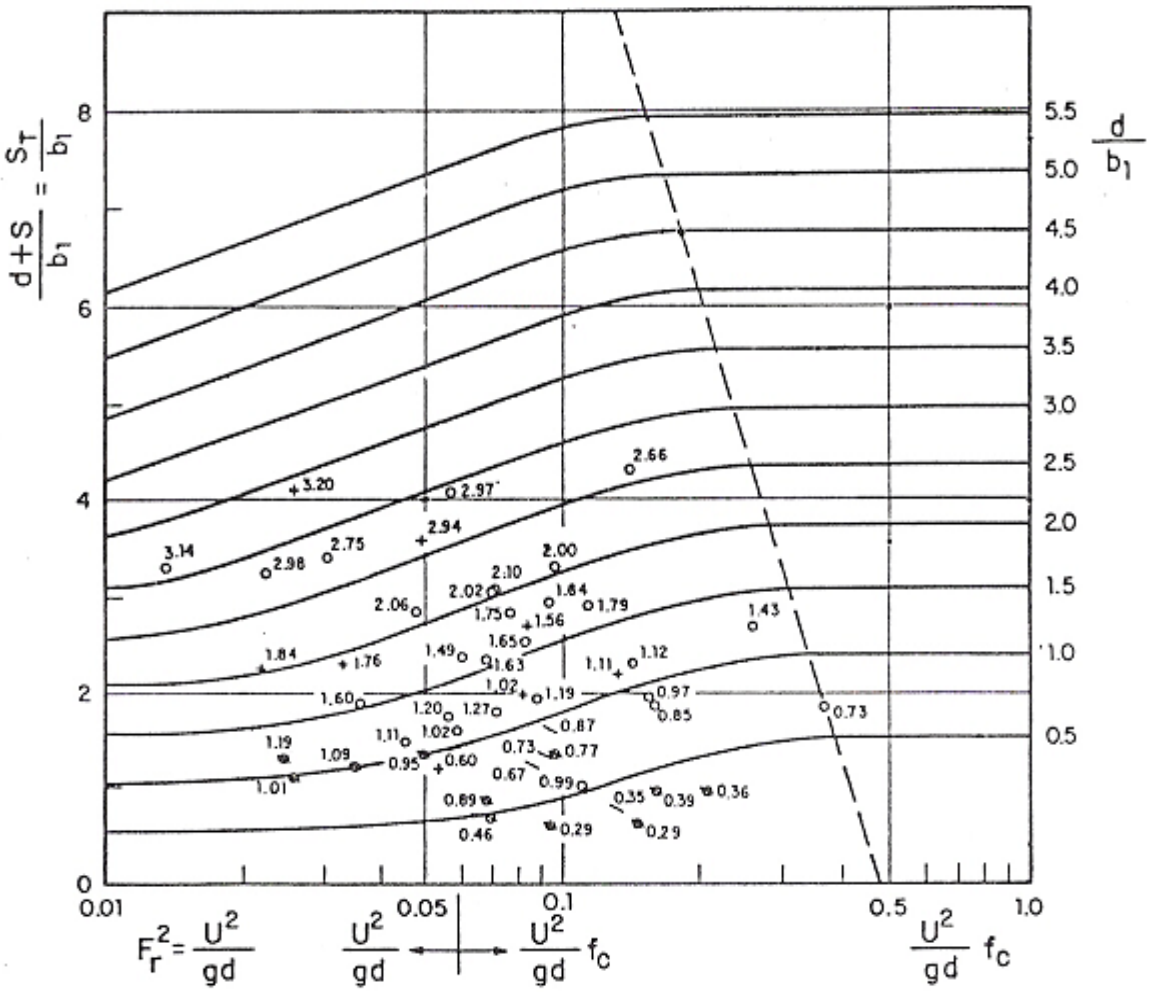
donde:

b_1 es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo

El coeficiente f_c es variable y depende del ángulo de incidencia

ϕ	0°	15°	30°	45°
f_c	1	1.25	1.4	1.45

Arena negra, diam. 0.17 mm
Arena parda, diam. 0.56 mm
Arena rosa, diam. 1.30 mm
Angulo de incidencia $\phi = 15°$
Angulo de incidencia $\phi = 30°$



Sí la pila esta esviajada $\phi \neq 0$ y $F_r^2 < 0.6$ se considera $f_c = 1$

Sí $F_r^2 > 0.6$ se multiplica por el f_c correspondiente y con $F_r^2 f_c$ se entra a la gráfica

8.5 Erosión aguas debajo de grandes embalses

El descenso del fondo de un río, aguas debajo de grandes embalses, que es producido por la reducción casi total del arrastre del material sólido, se puede al conocer la pendiente critica que debe existir en el fondo para que no haya arrastre de material.

8.6 Erosión producida por descarga de compuerta de fondo.

Tratándose de una compuerta colocada conforme la Fig. Nº 19.a en que la descarga es libre, con formación del salto hidráulico inmediatamente después de la salida y fondo erosionable, se puede determinar la profundidad de la erosión, ver Fig. Nº 19.b, mediante la curva de Valentini. Fig. 19. c.

8.7 Socavación al pie de obras de descarga

Las erosiones producidas por saltos de ski y deflectores, conviene estudiarlas en modelos hidráulicos con fondo móvil, debido a que pocas veces el chorro es continuo y a que su forma y aire que atrapa varia grandemente de una obra a otra.

8.5 Socavación bajo tuberías

Para cruzar un río las tuberías (como oleoductos y gaseoductos) pasan bajo el fondo del cauce. Al producirse la erosión general durante una avenida puede suceder que la tubería quede parcialmente descubierta. Si eso sucede, se produce una socavación local bajo la tubería cuyo valor puede estimarse con ayuda la Fig. Nº 20 propuesta por Maza.

9.0 OBRAS DE DEFENSA

9.1 Obras de defensa en márgenes de los ríos

Para evitar totalmente o reducir la erosión lateral que se producen en los márgenes de los ríos, y con mayor frecuencia en las orillas exteriores de las curvas, se utilizan espigones, muros y diques longitudinales.

9.1.1 Espigones

Son estructuras en forma de diques o pantallas interpuestas a la corriente y empotradas en uno de sus extremos a la orilla. Sirven para alejar las líneas de corriente de la orilla con lo cual las partículas de la misma no pueden ser erosionadas.
Los puntos a tomar en cuenta mas importantes a tomar en cuenta al diseñar una protección a base de espigones son:

a) Localización en planta, radios de curvatura, longitud de las tangentes, ancho estable del río.
b) Longitud de los espigones.
c) Pendiente de la corona.
d) Angulo de orientación respecto ala orilla.
e) Permeabilidad del espigón. Materiales de construcción.
f) Socavación en la curva, y socavación local en el extremo del espigón.

a) Localización en planta

Al proyectar una obra de defensa, ya sea respetando la orilla actual, o bien en una nueva margen (al hacer una rectificación), se requiere trazar en planta el eje del río y en las orillas delinear una frontera, generalmente paralela a dicho eje, a la cual llegaran los extremos de los espigones y se ubican perpendicularmente o inclinadas a la orilla.

Cuando se trata de una rectificación en cauces formados por arenas y limos, los radios de curvatura, medidos hasta el eje del río deben tener la longitud r siguiente:

$$2.5B \leq \quad \leq$$

Donde:
B: ancho medio de la superficie libre en los tramos rectos, en m.

b) Longitud de los espigones

La longitud total de un espigón se divide en longitud de anclaje o empotramiento y longitud de trabajo. Se ha comprobado que la longitud de trabajo, LT, esta dentro de los límites siguientes:

$$d \leq \quad \leq$$

Donde:
B: ancho medio del cauce, en m.
D: tirante medio, m
Los valores B y d, deben ser los correspondientes al gasto formativo.

c. Separación entre espigones

Se mide en la orilla entre los puntos arranque de cada uno; depende primordialmente
de la longitud del espigón aguas arriba. Para calcularla se toma en cuenta la inclinación α del espigón respecta a la orilla de aguas abajo y la aplicación teórica de la corriente al pasar por el extremo del espigón. El ángulo de esa aplicación es de 9° a 11°.

c.1.Separación en tramos rectos

Cuando se requieran construir espigones en tramos rectos sin empotramiento en la margen, la separación, Sp, entre sus arranques deberá ser:

Cuadro Nº 11 Separación de tramos rectos, Sp

Angulo	Separación, Sp
70° a 90°	(4.5 a 5.5) LT
60°	(5 a 6) LT

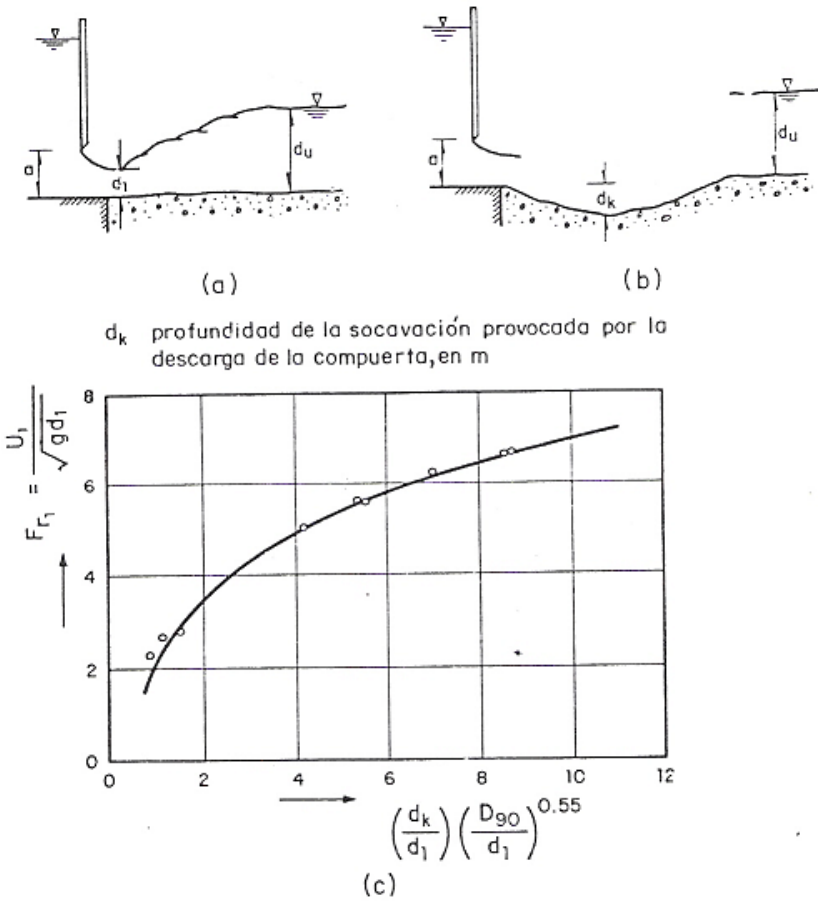


Fig. Nº 19. Profundidad de la erosión aguas debajo de una compuerta, según Valentín.

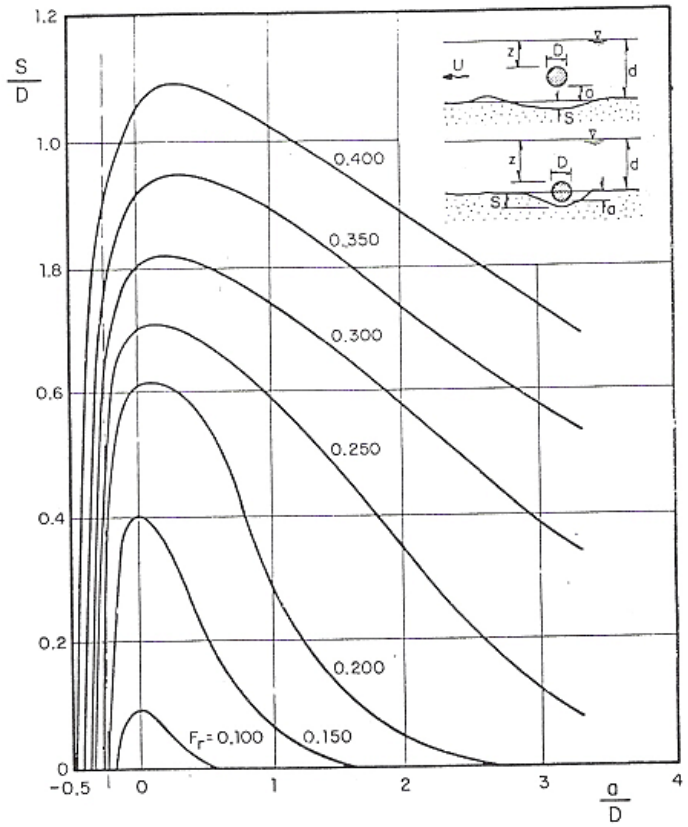


Fig. Nº 20 Cálculo de la socavación local bajo tuberías, en función de a/D y Fr.

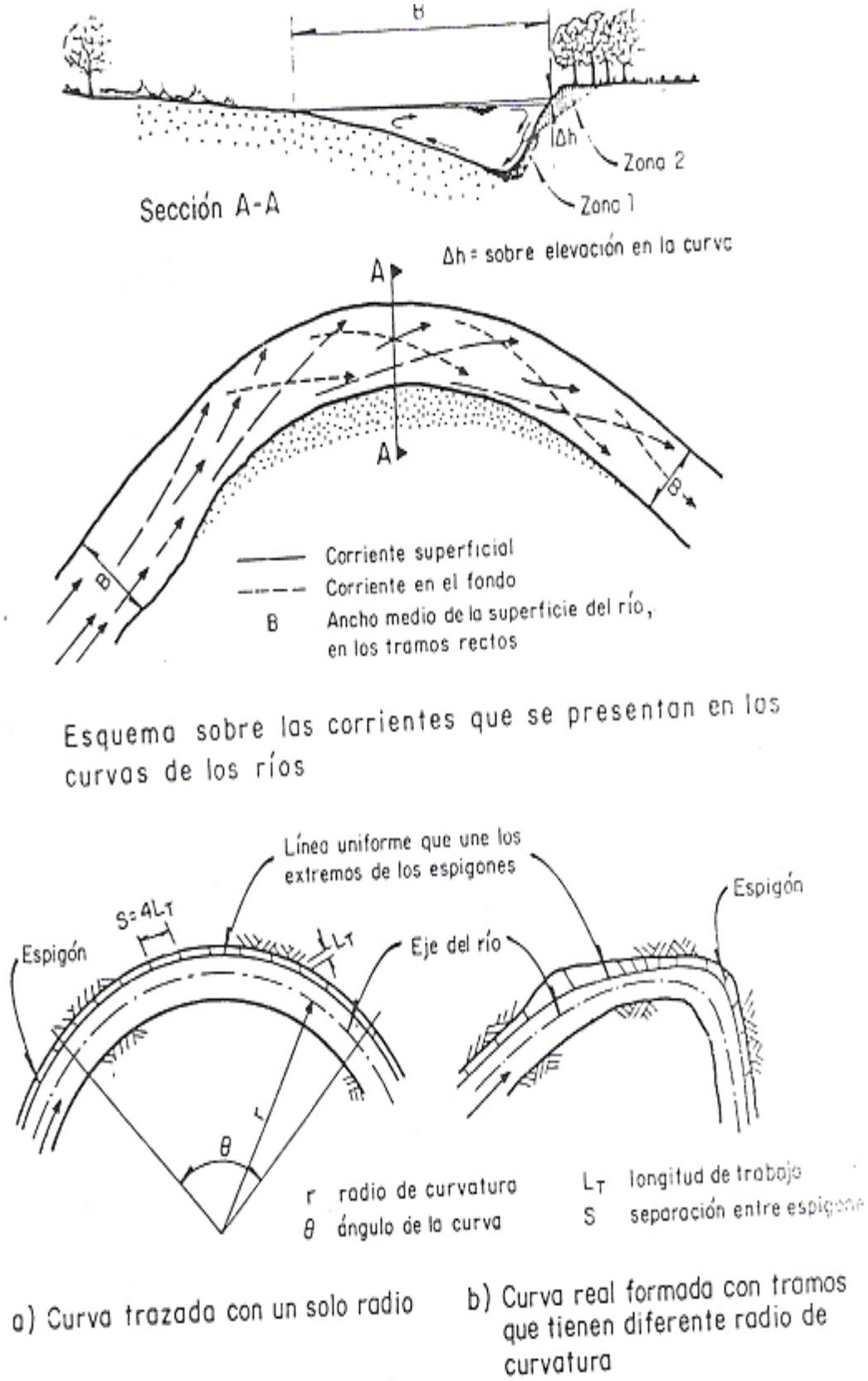


Fig. Nº 21 Localización en planta de una obra de defensa con espigones.

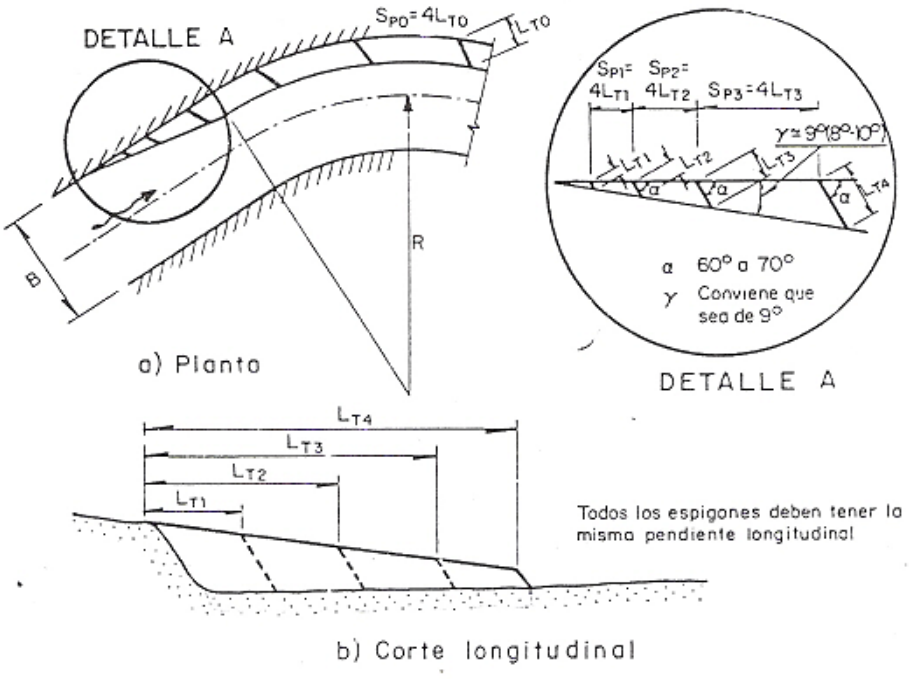


Fig. Nº 22. Localización de los primeros espigones.

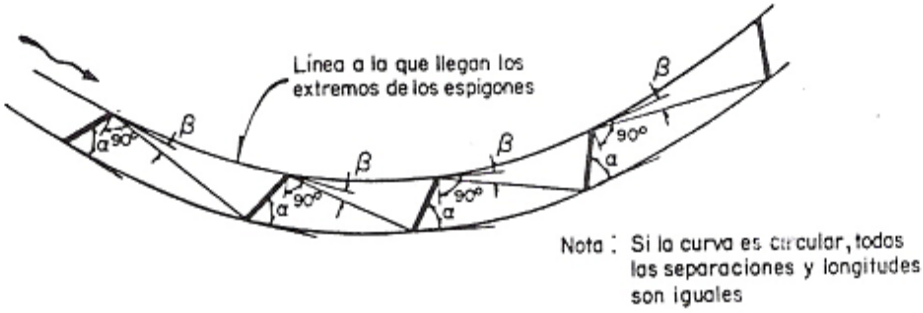
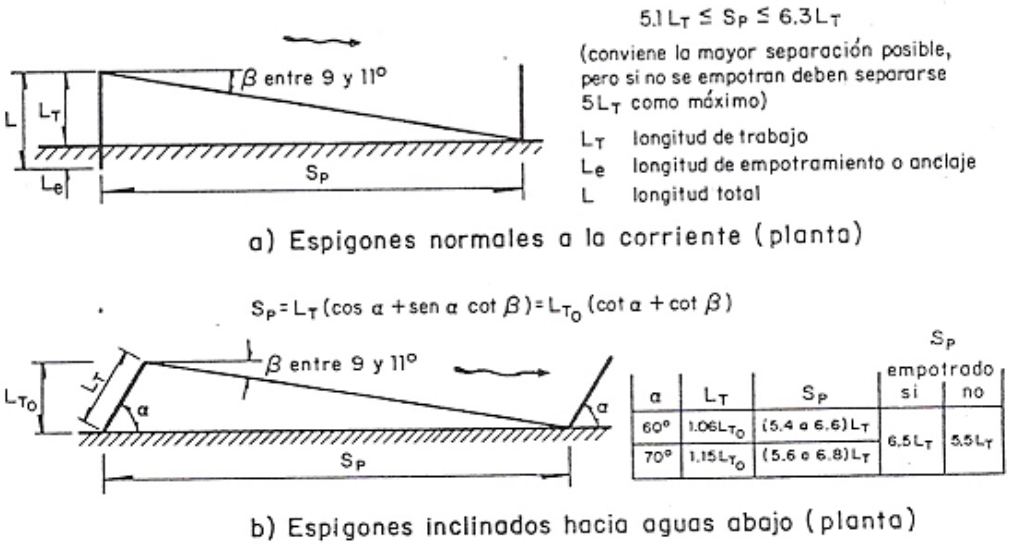


Fig. Nº 23. Trazo de espigones en una curva..



α	L_T	S_P	S_P empotrado si	S_P empotrado no
60°	$1.06L_{T_0}$	$(5.4 \text{ a } 6.6)L_T$	$6.5L_T$	$5.5L_T$
70°	$1.15L_{T_0}$	$(5.6 \text{ a } 6.8)L_T$		

Fig. Nº 24 Trazo de espigones en márgenes rectas.

c.2. Separación en curvas

La separación Sp, entre espigones colocados en curvas, conviene encontrarla gráficamente como se indica en la figura. Si la curva es regular y tiene un radio único de curvatura, la separación que se ha probado con buenos resultados es Sp = (2.5 a 4) LT.

d. Elevaciones y pendientes de la corona

Los espigones deberán construirse con pendiente longitudinal hacia adentro del río. Con pendientes de 0.05 a 0.25 han trabajado satisfactoriamente.

e. Orientación de los espigones

En un tramo recto en una regular conviene que los espigones formen un ángulo de 70° con la dirección de la corriente. Si la curva es irregular y, aun mas, si tiene un radio de curvatura menor de 2.5B, los ángulos de orientación serán menores de 70° y pueden alcanzar valores hasta de unos 30°.

f. Permeabilidad del espigon, materiales de construcción

Los espigones se pueden construir con una variedad de materiales: madera, troncos, tramas de árboles, piedra (enrocado), elementos prefabricados de concreto, acero y alambre (espigones), etc.

9.1.2 Muros y diques longitudinales

- Son estructuras apoyadas en la margen de un río a fin de evitar que la corriente del agua este en contacto con el material del margen que protegen.

- La geometría en plante de los muros y diques se fija en una forma similar a la indicada para fijar los espigones, aunque siempre conviene utilizar la orilla actual, ya que los muros son mas económicos que los diques.

- Los muros longitudinales pueden hacerse con losas de concreto, gaviones, piezas prefabricada de concreto de diferentes formas, enrocamiento y arcilla.

- Se deberá colocar un filtro entre el material que forma la orilla y la protección del muro o dique.

9.2 Obras de defensa contra erosión local.

Destinadas a proteger pilas o estribos de puente, espigones, tuberías, etc.

9.2.1 Protección contra la socavación al pie de pilares

Se recomiendan dos métodos diferentes
- Primer método: Propuesto Levi – Luna.

Consiste en colocar una pantalla delante de la pila a una separación de 2.2 veces el ancho de la misma. La pantalla tiene un ancho igual a la pila.
La altura de la pantalla puede ser de un tercio el tirante máximo que alcance la corriente.

- Segundo método:

Consiste en colocar un enrocado al pie de la pila. L os elementos del enrocado se dimensionan utilizando el cuadro Nº 12, en el que se obtiene el diámetro que deben tener las piedras en función de la velocidad y tirante de la corriente y del peso especifico del material. El diámetro de las piedras están en cm.

Cuadro N ° 12 diámetro mínimo de roca para una protección, en función de su peso especifico y de la velocidad de la corriente, para un tirante igual a 1 metro.

9.2.2 Protección contra la socavación al pie de estribos

Se puede evitar la socavación al pie de estribos con dos métodos diferentes.
El primero consiste en sustituir el material erosionable del fondo, con un enrocado de características similares al de protección en pilares.
El segundo consiste en colocar en el extremo de cada estribo un dique de encauzamiento, ver Fig. N °33.

9.2.3 Protección contra la erosión bajo tuberías.

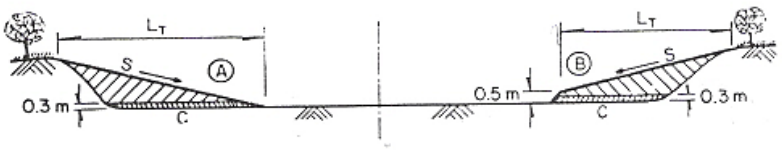
Se ha probado una protección que consiste en una protección rocosa cuya dimensión mínima se indica en la Fig. Nº 34.

10.0 OBRAS DE PROTECCIÓN CONTRA INUNDACIONES.

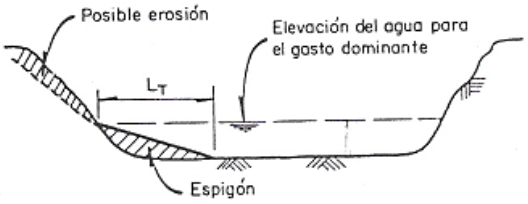
Cuando se desea evitar que las zonas adyacentes a los ríos sean inundados año con año durante la época de lluvias, se construyen obras que interfieren directamente con los escurrimientos permitiendo su almacenamiento o desvió o encauzamiento. Las principales obras de protección que se pueden construir son:

2. Bordes perimetrales a poblaciones o construcciones de importancia.
3. Bordes longitudinales alo largo de una o ambas márgenes de un río.
4. Desvíos permanentes por medio de cauces de alivio.
5. Desvíos temporales a lagunas o zonas bajas adyacentes del río.
6. Corte de meandros o dragados.
7. Presas de al maceramiento.
8. Presas rompe picos.
9. Limpieza de los causes.

La pendiente S conviene que sea uniforme hasta el fondo. También el diseño (B) ha dado buenos resultados. La forma (A) permite construir los espigones más económicos. El piso C de los espigones debe construirse primero para evitar erosiones locales durante la construcción.



a) Colocación de un espigón cuando la margen no esta muy elevada



b) Colocación de un espigón cuando la margen esta muy elevada

Fig. Nº 25. Colocación de un espigan, en función de la elevación de la margen.

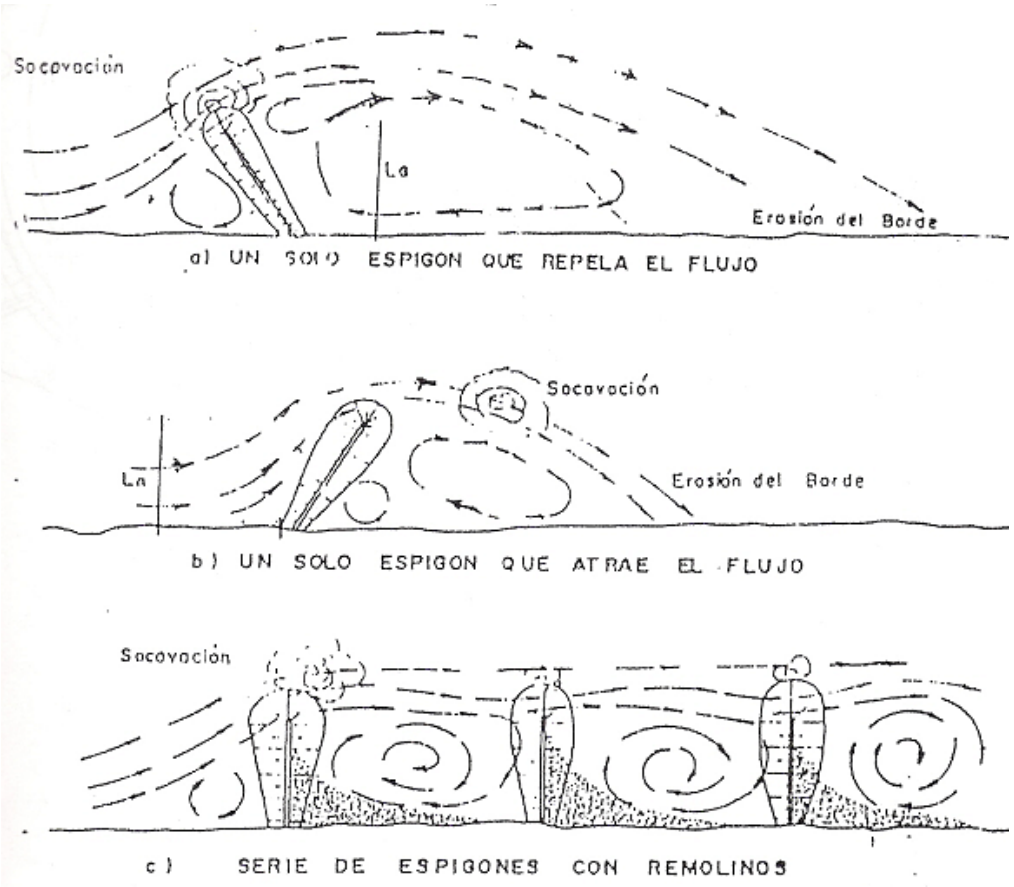


Fig. Nº 26. Modelo de flujo alrededor de los espigones.

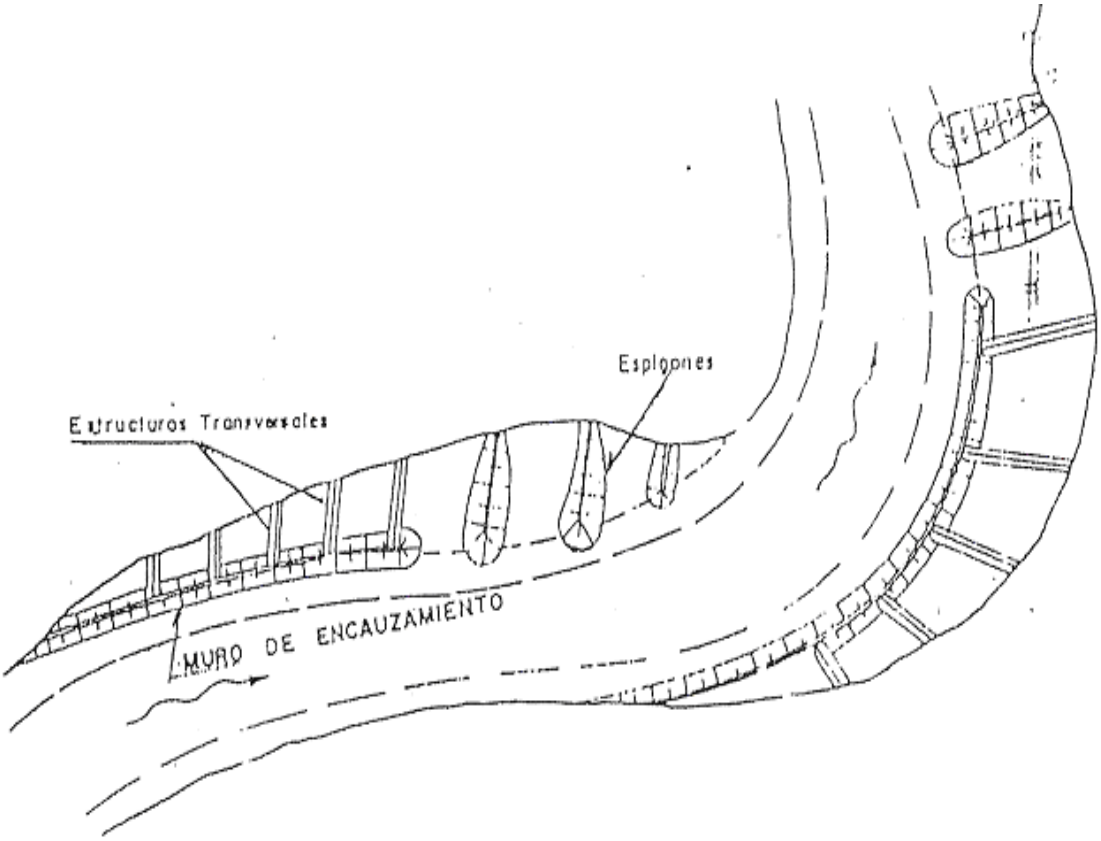


Fig. Nº 27 Muros de Encauzamiento - Espigones

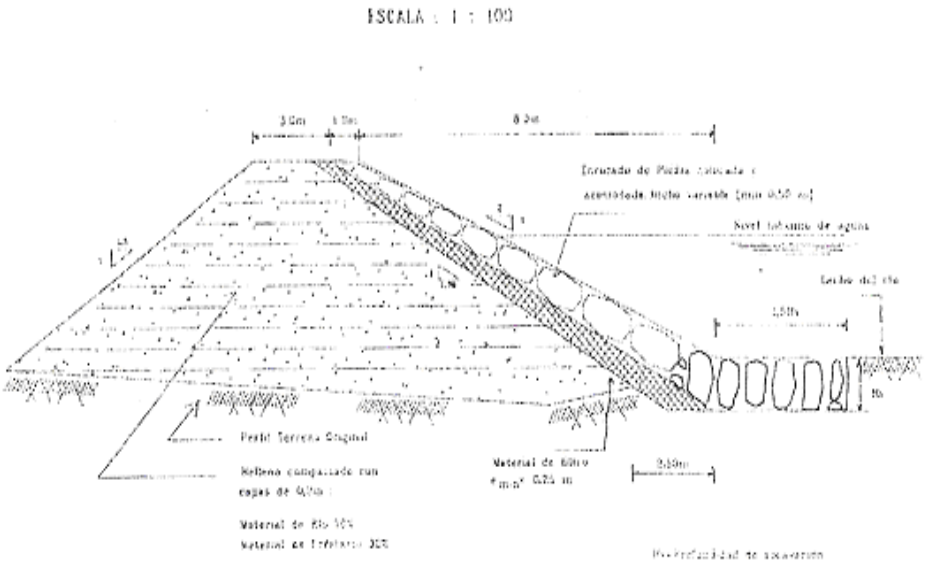


Fig. Nº 28. Dique con enrocado – Sección típica.

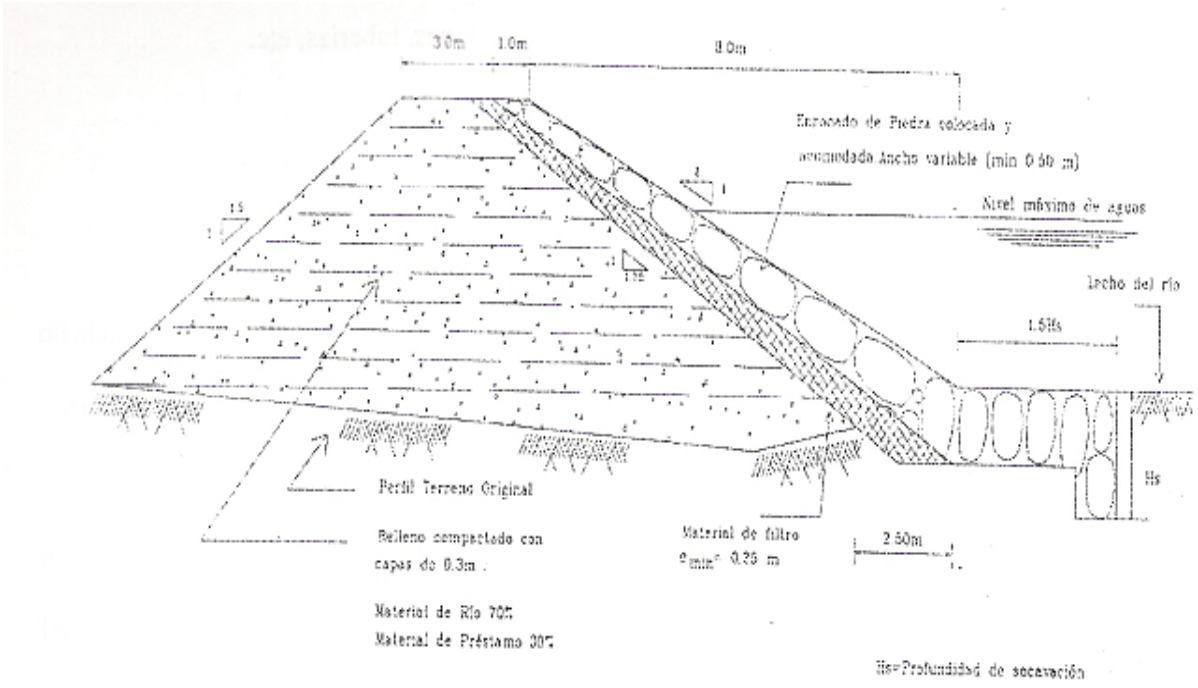


Fig. N°29 Dique con enrocado – Sección Típica II

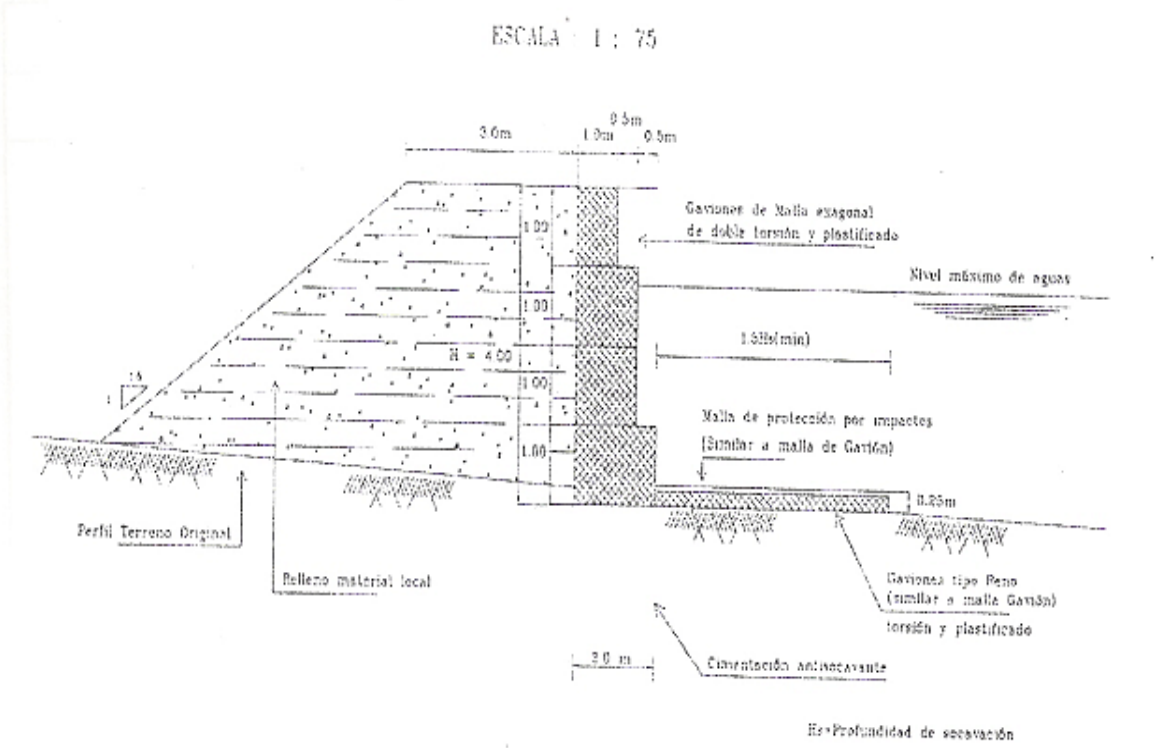


Fig. Nº 30. Muro con gaviones (Base antisocavante) – Diseño típico.

Cuadro Nº 12. Diámetro mínimo de roca para una protección, en función de su peso especifico y de la velocidad de la corriente, para un tirante igual a 1 m.

Velocidad de la corriente, U1, en m/s	Peso especifico del material, en kg/m3				
	1600	1800	2000	2200	2400
1	8	8	7	6	6
1.3	15	13	12	11	10
2	18	16	13	13	12
2.5	27	24	21	19	18
3	38	34	31	28	26
3.5	53	46	42	38	35
4	68	60	54	50	46
4.5	86	77	69	63	58
>4.5			85	77	70

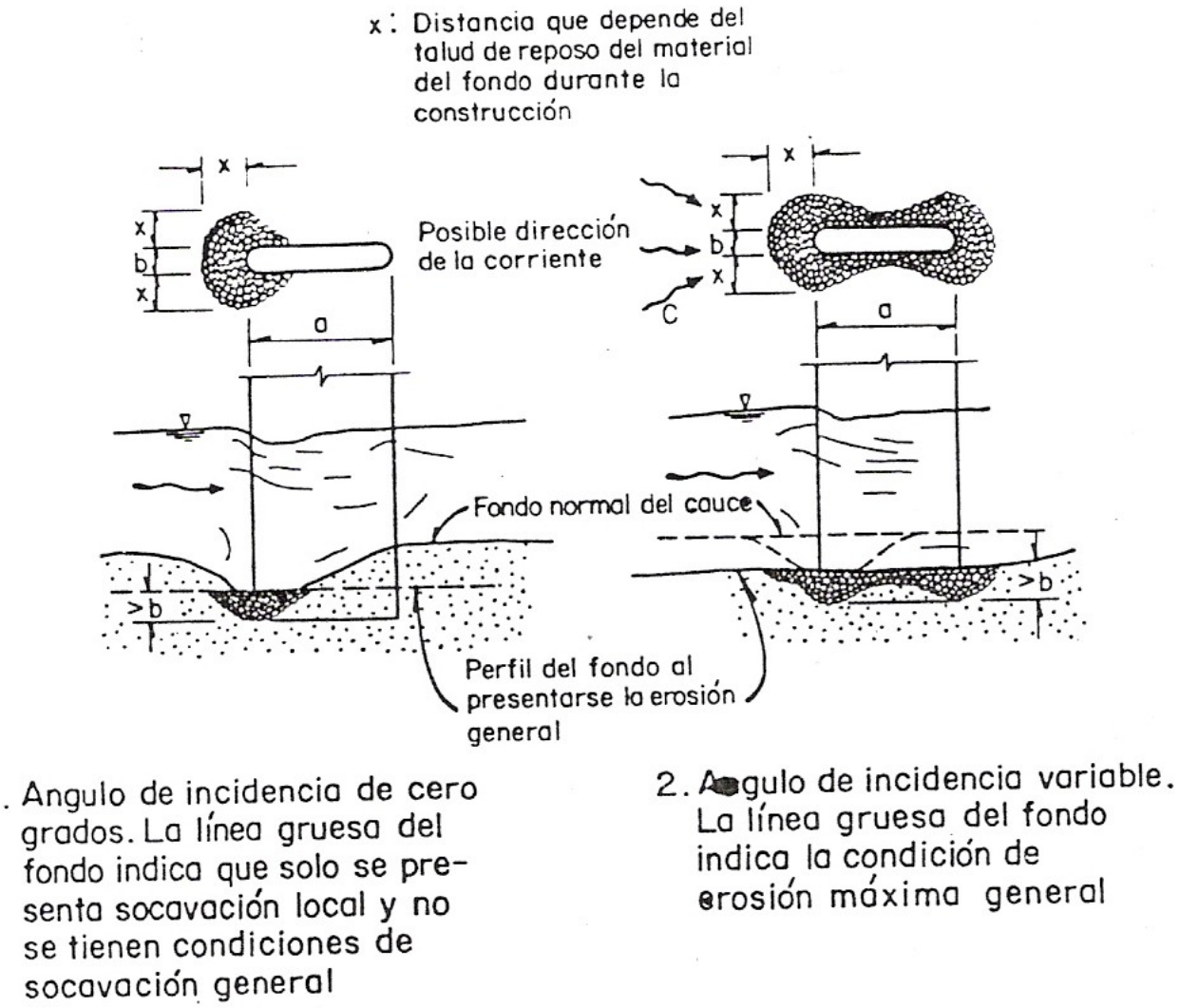
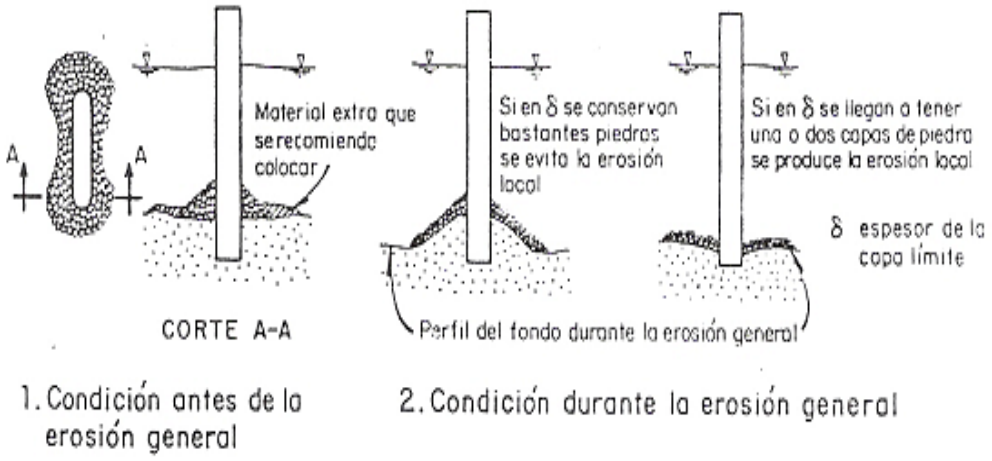


Fig. Nº 31. Colocación de enrocado para evitar socavación, según Maza – Sánchez.



Fif. N° 32. Comportamiento de una protección rocosa en un pilar.

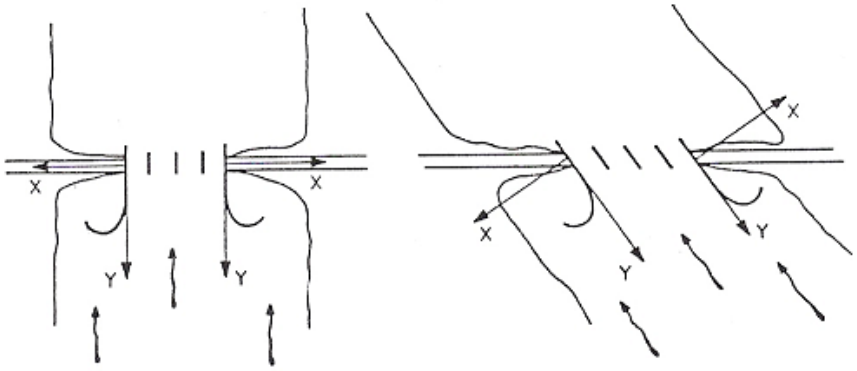


Fig. Nº 33. Ubicación de los diques de encauzamiento en un puente.

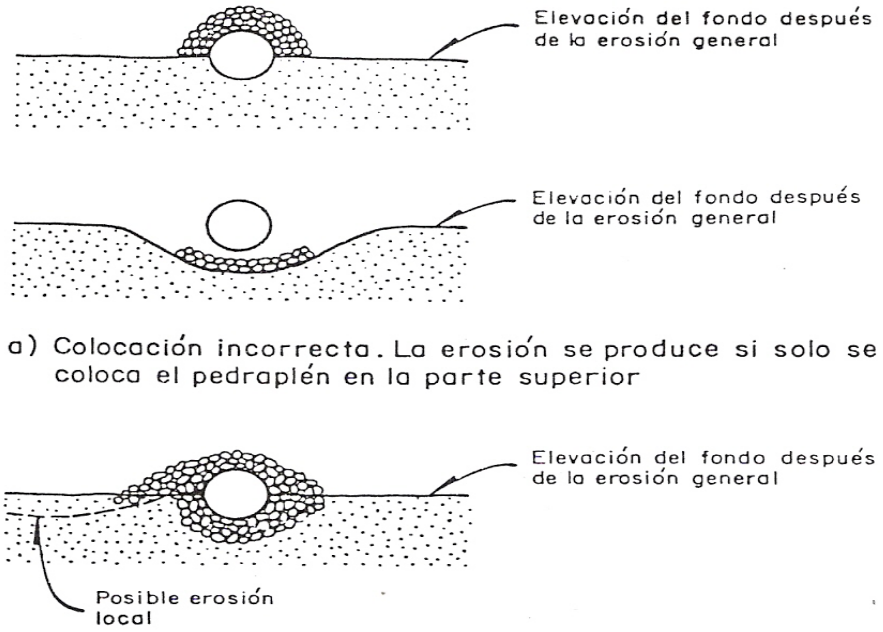


Fig. Nº 34. Protección de Tubería en enrocado.

BIBLIOGRAFÍA

- ARBULU G. BIAGGIO. Ingeniería Estructural Lima UNI 1973.
- ARMCO METAL PRODUCTS. Armco Gates for irrigation and other low head aplications USA. Lima 1936.
- BUREAU OF RECLAMATION. Diseño de Presas Pequeñas. USA. Editorial Continental México 1981.
- BUREAU OF RECLAMATION. Design of Small Canal Structures USA. Editado Denven Colorado 1978.
- BUREAU OF RECLAMATION. Safety Design Standards USA. Edit Denvon Colorado 1954.
- DOMÍNGUEZ JAVIER, F. Hidráulica - Chile, Edit. Universidad 1978.
- GÓMEZ NAVARRO, J y ARACIL SEGURA, J. Saltos de Agua y Presas de Embalse. Tomos I y II España. Topografía 1964.
- LINSLEY, R y FRANZINI, J Ingeniería de los recursos Hidráulicos México. Edit. Continental 1975.
- PRIALE JAIME, A. Cimentación de Estructuras Hidráulicas. Perú CISMID. 1964.
- SCHOKLITSCH, A. Construcciones Hidráulicas. Barcelona Editorial Gili S.A. 1968.
- SOTELO AVILA, G. Hidráulica II. México- UNAM .1939
- SVIATOSLAV KROCHIN. Diseño Hidráulico. Moscú. Rusia 2da Edición 1982.
- TORRES HERRERA, F. Obras Hidráulicas. México Edit. Limusa 1981.
- VELASCO OCTAVIO, S. Presas de Derivación. México GARCH. 1976.
- VILLASEÑOR CONTRERAS. J. Obras Hidráulicas. México ENA 1978.
- YAMA3HIRO, R. Muros do Contensi6n. Lima UNI 1975.
- Zurita Ruiz, J. Obras Hidráulicas. España. Edit. Ceac. 1971