

EVACUADOR DE CRECIDAS (Spillway)

Es una obra hidráulica perteneciente a una presa que permite evacuar las aguas de las crecidas de un río.

El evacuador de crecidas está constituido por:

- Canal de aproximación
- Vertedero (zona umbral)
- Rápido de descarga
- Disipador de energía

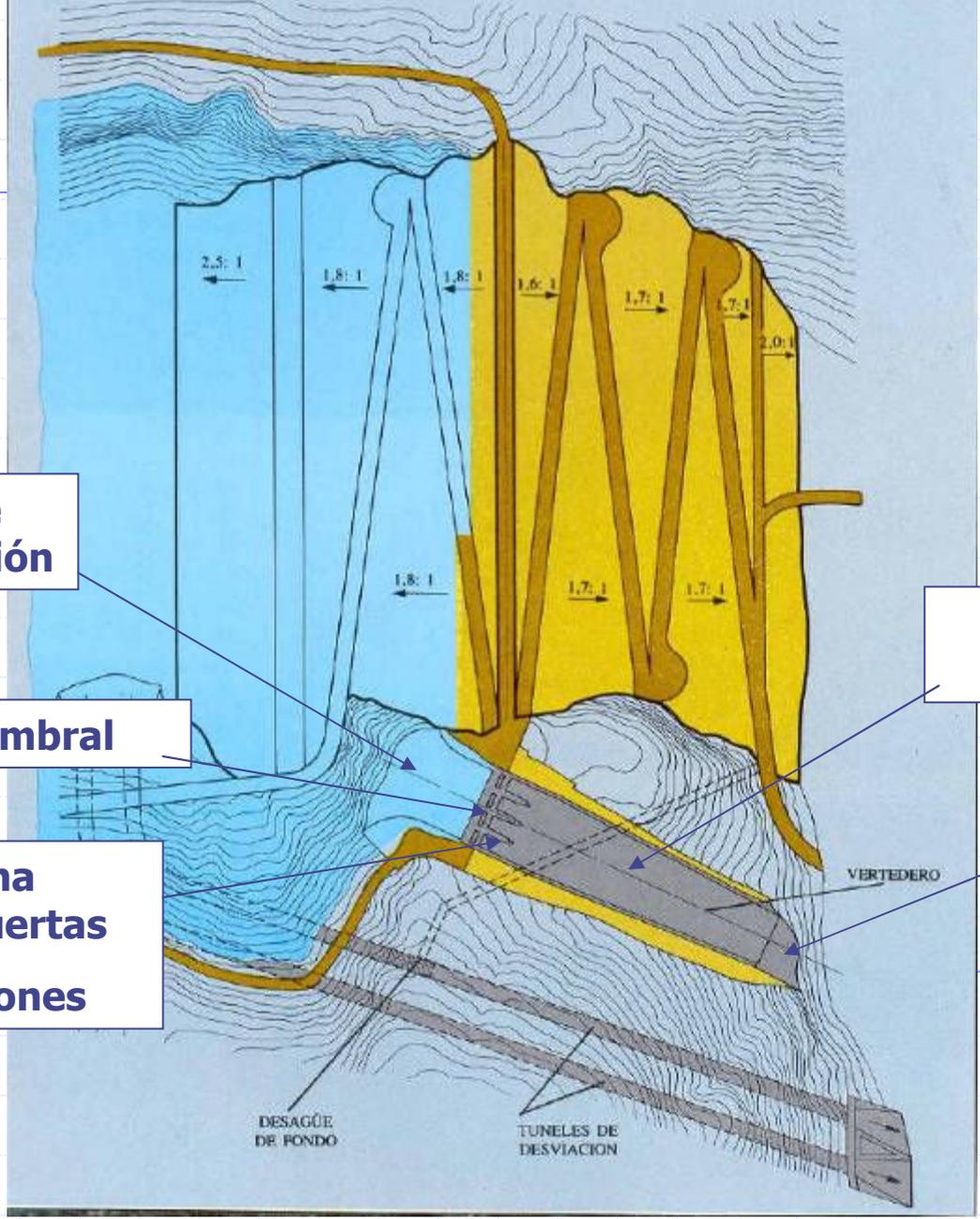
Crecida de diseño: Q_{mi} , $T = 1.000$ años

Crecida de Verificación: Q_{mi} , $T = 10.000$ años o
CMP

También se utilizan vertedero en otras obras hidráulicas, como en canales o en barreras de ríos (barrera fija o móvil).



Presas Principal de Colbún y obras anexas



Canal de Aproximación

Zona Umbral

Zona Compuertas Machones

Rápido de Descarga

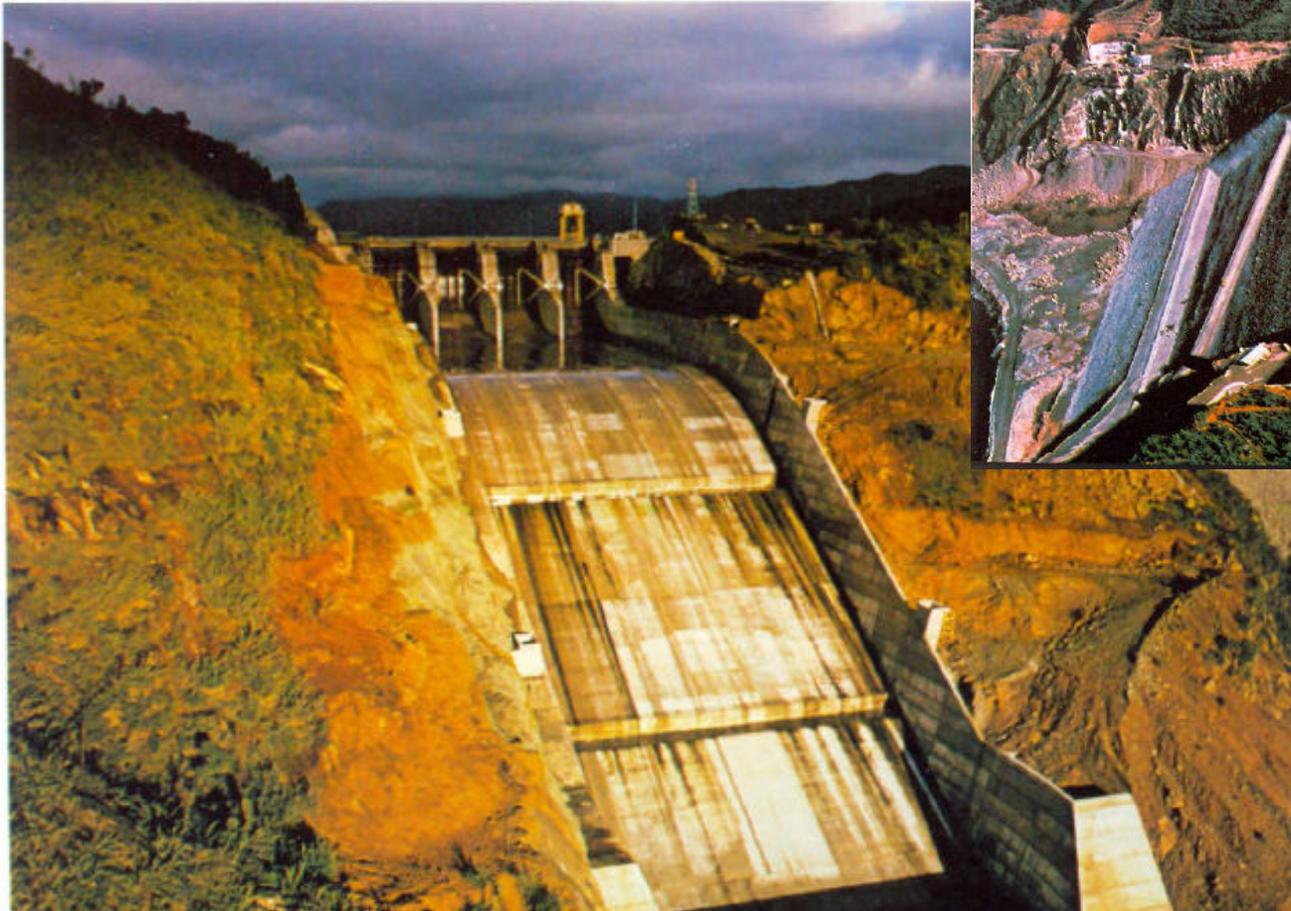
Salto de Esquí

DESAGÜE DE FONDO

TUNELES DE DESVIACION

VERTEDERO

Evacuador de Crecidas



Vertedero Colbún

Caudal de diseño

7.500 m³/s

Número de compuertas de segmento

4

Ancho de cada compuerta

14,4 m

Altura de cada compuerta

16,0 m

EVACUADOR DE CRECIDAS

Elemento de seguridad para evitar los vertimientos sin control:
Vertederos o Aliviaderos. Existen de diversos tipos:

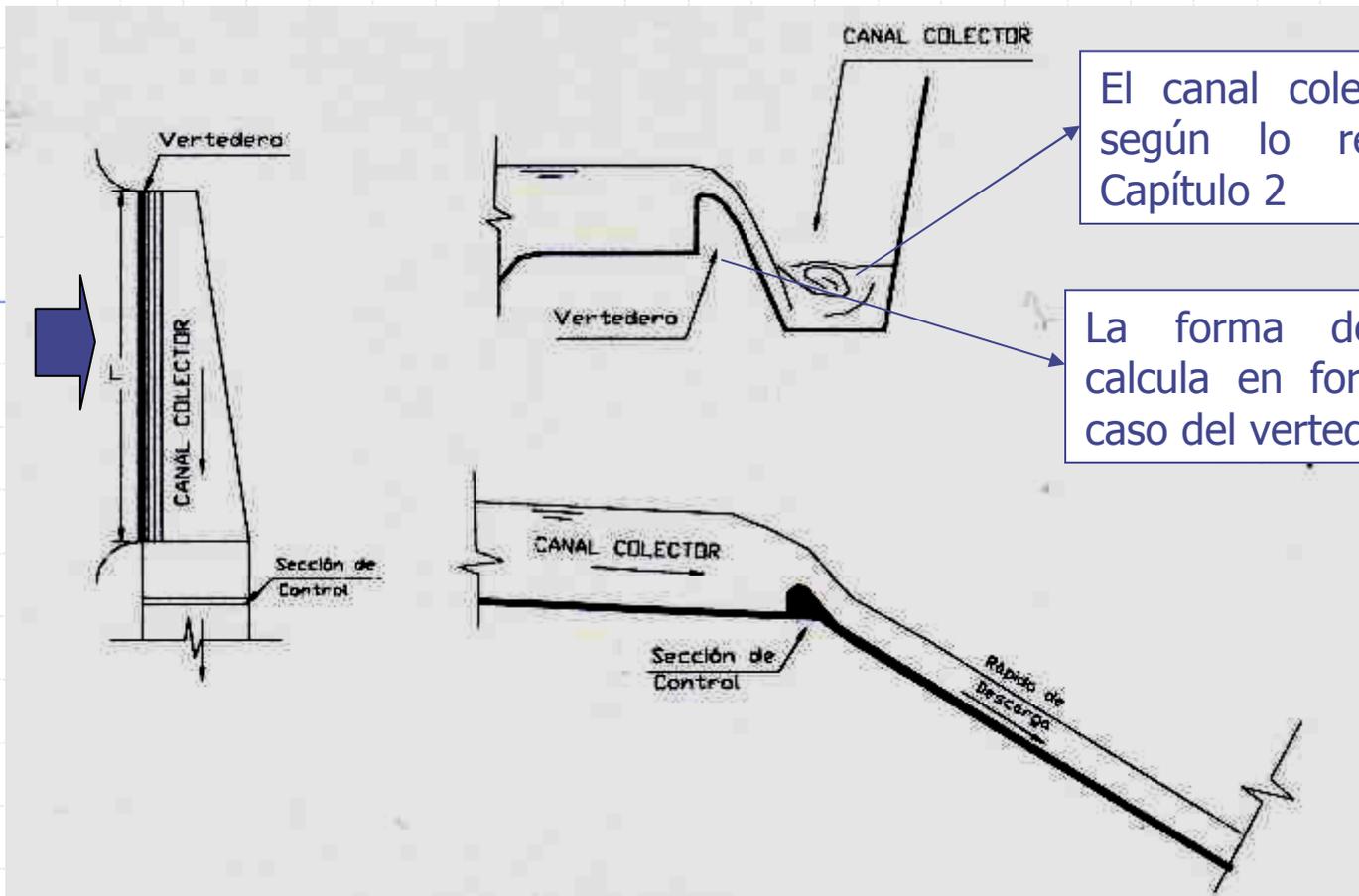
Vertedero Tradicional abierto: Umbral vertedor + un rápido de descarga + un colchón disipador de energía.

Vertedero en Túnel: umbral vertedor + túnel acueducto + un colchón disipador energía.

Otros tipos: Morning Glory, Vertederos laterales.



Esquema General Evacuador Lateral de Crecidas Esquema típico de embalse en valle estrecho



El canal colector se calcula según lo revisado en el Capítulo 2

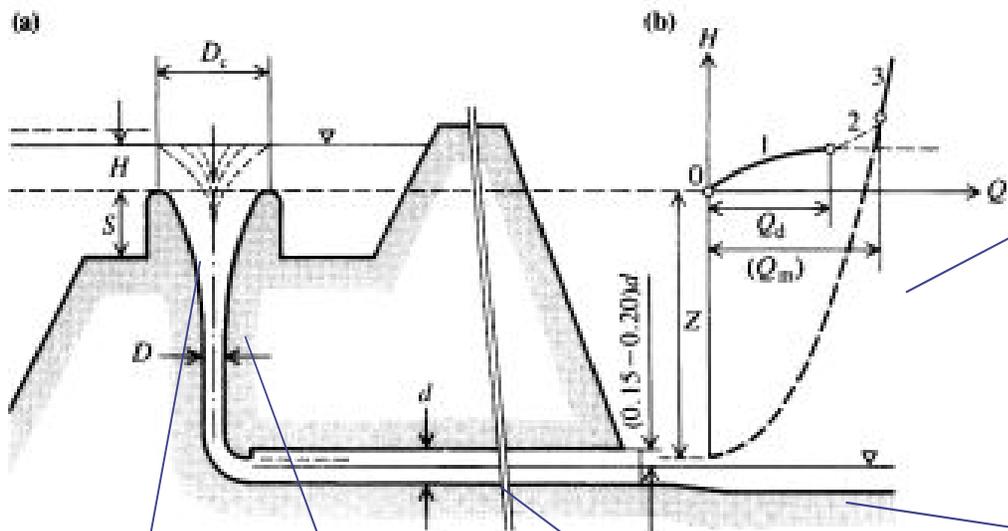
La forma del umbral se calcula en forma análoga la caso del vertedero frontal

Vertedero de Pozo (Morning Glory)



Embalse La Laguna. IV Región.

Vertedero de Pozo (Morning Glory) Descripción general.



Curva de
descarga tipo

$$Q = \frac{2}{3} C_d \pi D_c \sqrt{2g} H^{3/2}$$

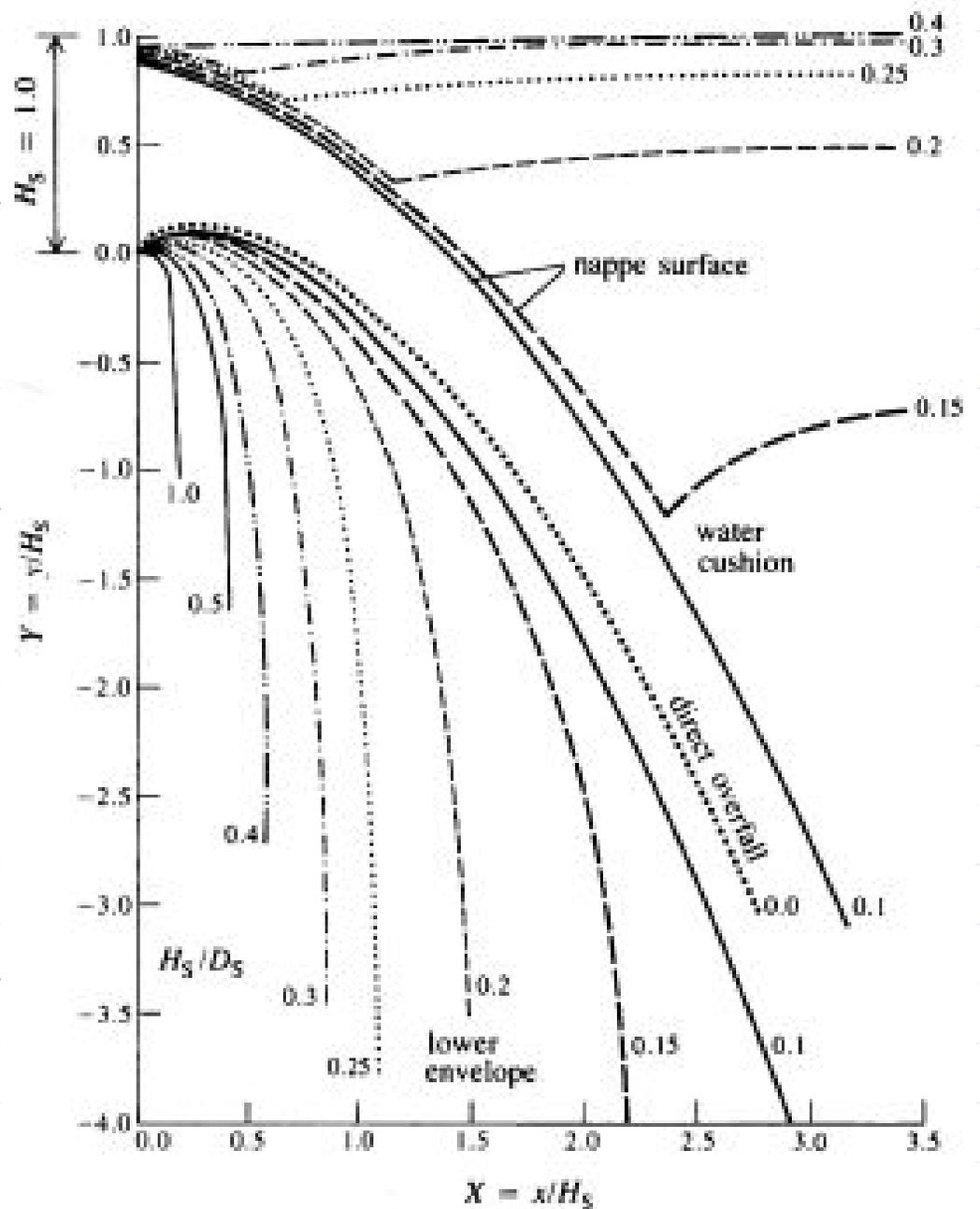
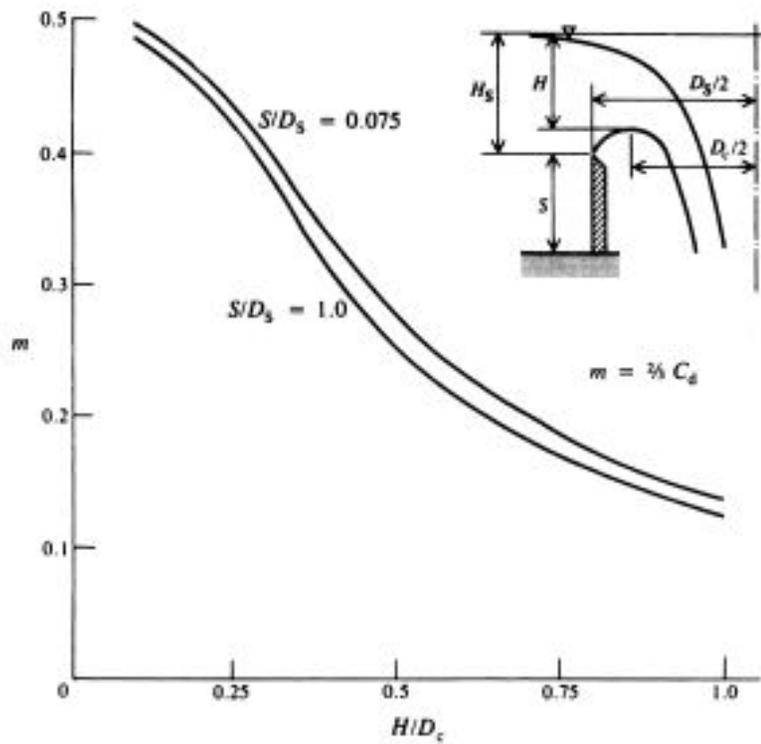
Pique Vertical

Túnel Vertedero

Estructura de
disipación

Estructura de
entrada del
vertedero

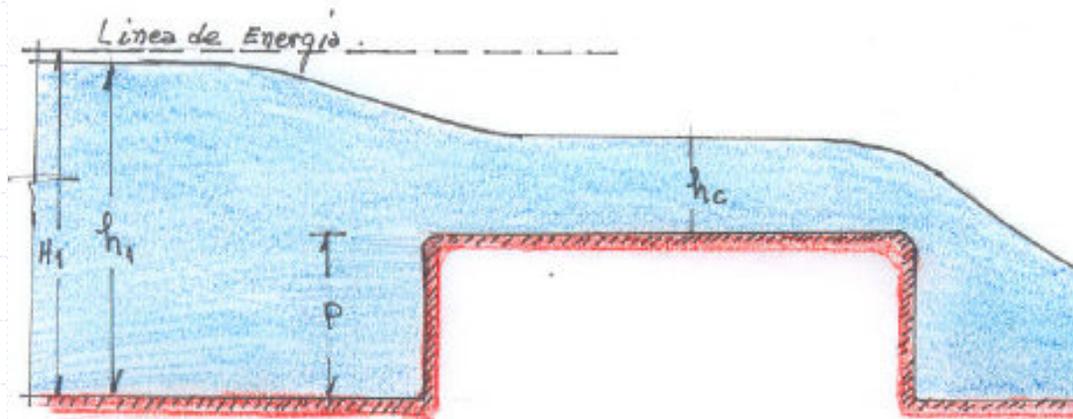
Ver detalles en:
 Dam Hydraulics, Vischer y Hager
 Estructuras Hidráulicas, Novak, Moffat y Nalluri



Diseño de la Cresta del Vertedero

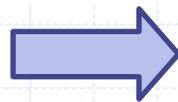
La cresta de un vertedero evacuador normalmente se diseña para maximizar la capacidad de descarga para una carga determinada, es decir pasar con seguridad el caudal de diseño del embalse con el mínimo costo.

En canales abiertos, y para un nivel de energía dado, el caudal máximo que se obtiene sobre un vertedero tipo grada, se obtiene al considerar que esa energía corresponde a energía crítica:



$$h_c^3 = \frac{q^2}{g}$$

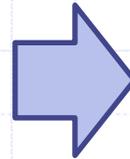
$$h_c = \frac{2}{3} \times (H_1 - P)$$



$$q = \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{2}{3} g * (H_1 - P)^3}$$

En canales abiertos reales, se observa que el valor real difiere del calculado por variaciones de la geometría teórica y por la probable distribución hidrostática no perfecta:

$$q = \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{2}{3} g * (H_1 - P)^3}$$



$$q = C_Q * \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{2}{3} g * (H_1 - P)^3}$$

Vertedero de pared gruesa.

$$C_Q = 1$$

Vertedero de pared delgada.

$$C_Q > 1$$

Vertedero de cresta Ogee.

$$C_Q > 1$$

Expresando la ecuación de otra forma, se tiene

$$q = C_Q * \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{1}{3} \sqrt{2 * g * (H)^3}}$$

$$q = C * \sqrt{2 * g * H^{3/2}}$$

$$H = H_1 - P; \quad C = C_Q * \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{1}{3}}$$

Vertedero de pared gruesa (C = 0,385).

Vertedero de pared delgada (C > 0,385)

Vertedero de cresta Ogee (C = > 0,385)

(C_Q = 1,299 => C = 0,5)

(Valor de diseño del vertedero de una presa)

Pared Gruesa, se puede adoptar crisis en el umbral:

$$\frac{L_{cresta}}{H_1 - P} > 1,5 \text{ a } 3,0$$

$$q = C_Q \times \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{2}{3}} \times g \times (H_1 - P)^{3/2}$$

Coefficientes de gasto. Vertedero de pared gruesa.

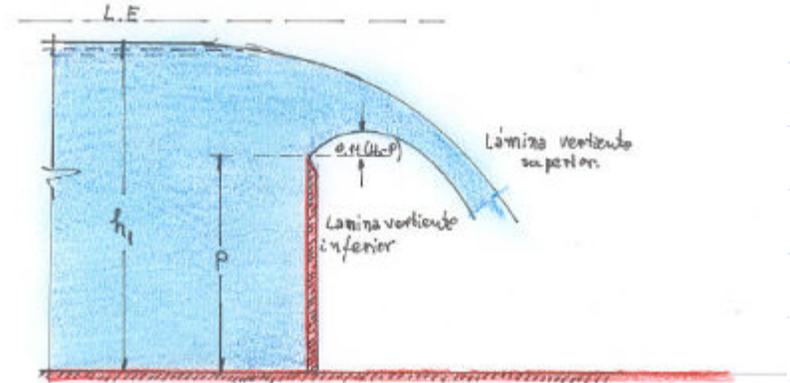
| Referencias | C_Q | Rango de validez | Comentarios |
|--------------------------------------|--|--|--|
| Hager y Schwalt (1994). Arista viva. | $0,85 \times \frac{9}{7} \times \left(1 - \frac{2/9}{\left(1 + \frac{H_1 - P}{L_{cresta}}\right)^4} \right)$ | $0,1 < \frac{H_1 - P}{L_{cresta}} < 1,5$ | Deducido de experiencias de Laboratorio |
| Bos (1976). Arista redondeada. | $\left(1 - 0,01 \frac{L_{cresta} - r}{b} \right) \times \left(1 - 0,01 \frac{L_{cresta} - r}{h_1 - P} \right)$ | $\frac{h_1 - P}{L_{cresta}} > 0,05$ $(h_1 - P) > 0,06$ $\frac{H_1 - P}{P} < 1,5$ | Formula basada en pruebas de laboratorio y medidas de terreno. |
| Ackers et al. (1978) | 0,95 | $0,15 < \frac{H_1 - P}{P} < 0,6$ $P > 0,15[m]$ | |

Nota: Se deben evitar condiciones de diseño en que se tenga $(h_1 - p)/p \leq 1$ o $(H_1 - P)/L_{cresta} < 0,1$, ya que experimentalmente se ha detectado que sobre el umbral se produce un escurrimiento con ondulaciones

Pared Delgada: Flujo bidimensional irrotacional, se obtiene un vertedero – aforador muy preciso.

$$q = \frac{2}{3} \times C_Q \times \sqrt{2g} \times (h_1 - P)^{3/2}$$

$$C_Q = 0,611 + 0,08 \times \frac{h_1 - P}{P}$$



Coeficientes de gasto para vertederos de pared delgada.

| Referencia. | C_Q | Rango de aplicación. | Observaciones. |
|------------------|--|---|---|
| Von Mises (1917) | $\frac{\pi}{\pi + 2}$ | | Fluido ideal. |
| Henderson (1966) | $0,611 + 0,08 \times \frac{h_1 - P}{P}$ | $0 \leq \frac{h_1 - P}{P} < 5$ | Basado en el trabajo experimental de Rehbock de 1929. |
| | 1,135 | $\frac{h_1 - P}{P} = 10$ | |
| | $1,06 \times \left(1 + \frac{P}{h_1 - P}\right)^{3/2}$ | $\left(\frac{h_1 - P}{P}\right) > 20$ | |
| Bos (1976) | $0,602 + 0,075 \times \frac{h_1 - P}{P}$ | $(h_1 - P) > 0,03$ [m] $\frac{h_1 - P}{P} < 2$ $P > 0,40$ [m] | Basado en las experiencias del Georgia Institute of Technology. |

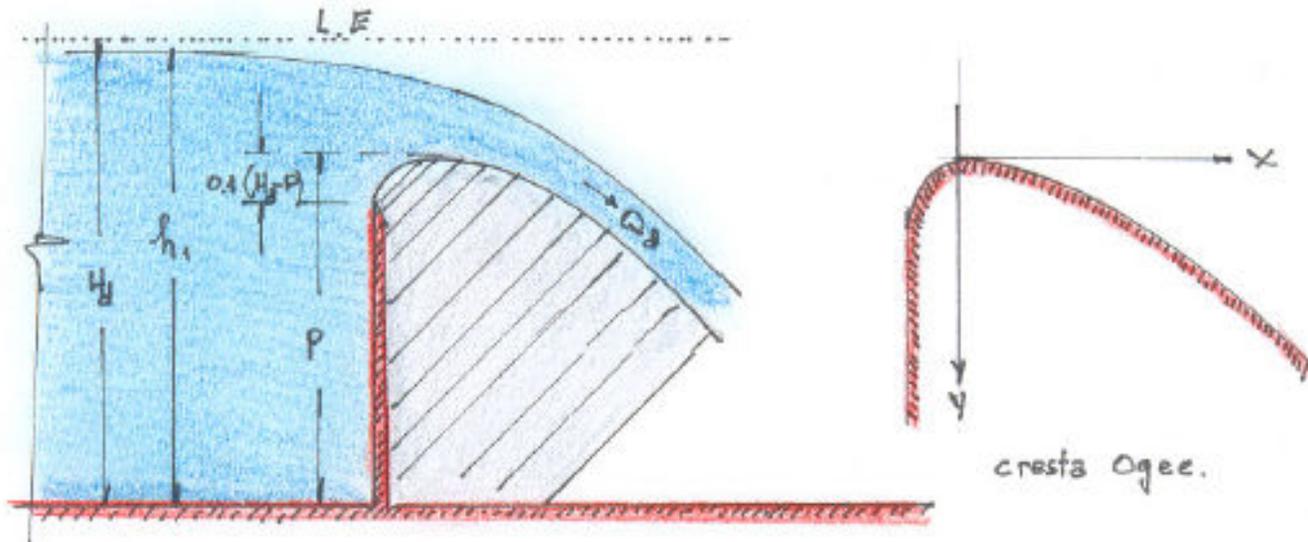
Cálculo de un vertedero tradicional tipo Ogee

La forma básica del umbral del vertedero de cresta Ogee, corresponde a la **trayectoria de la lámina inferior de un vertedero de pared delgada** descargando el caudal de diseño (Q_d) a la atmosfera con una total aguas arriba de carga ($H_d - P$)

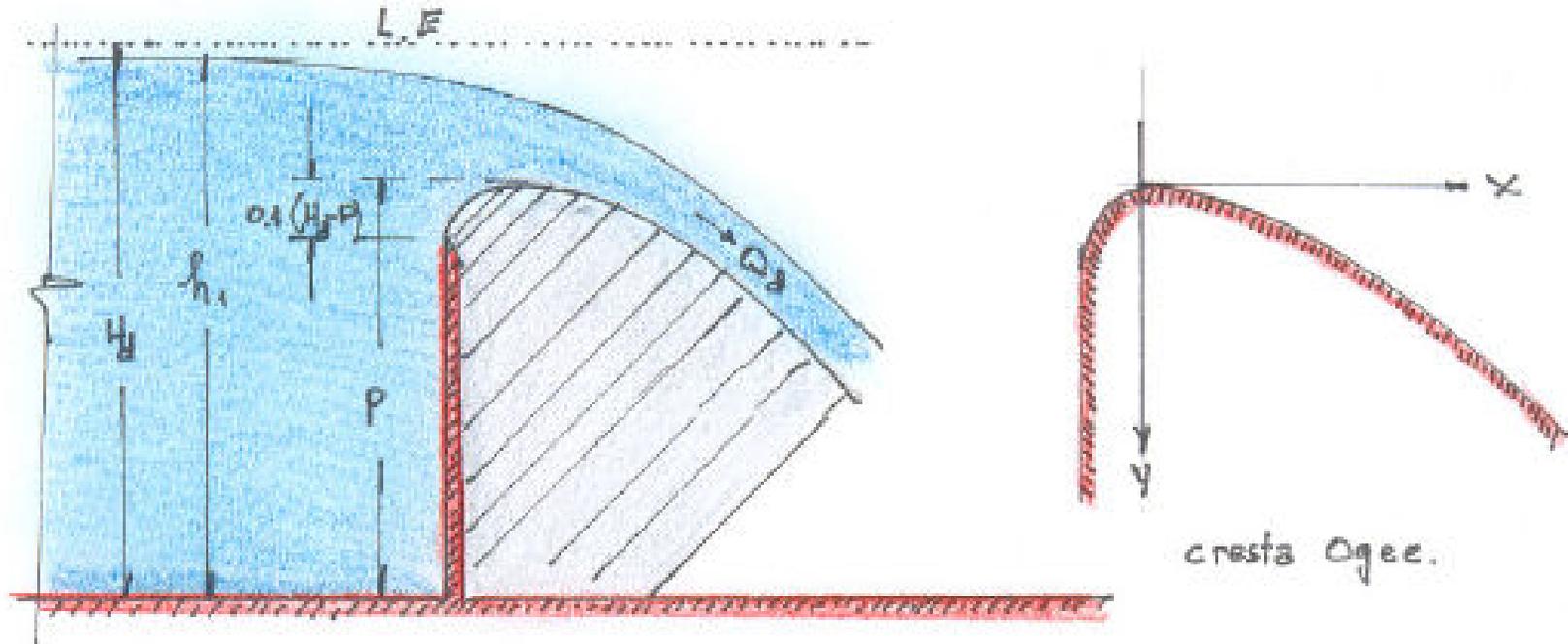
$$P = P_1 + 0,11 \times (H_d - P_1) \quad \Rightarrow \quad P_1 = \frac{P - 0,11H_d}{0,89}$$

$$Q = C_Q \times b \times \sqrt{2g} \times (H_d - P)^{3/2}$$

Este efecto equivale a tener un coeficiente gasto mayor para el perfil Ogee en relación con el vertedero de pared delgada que lo genera.



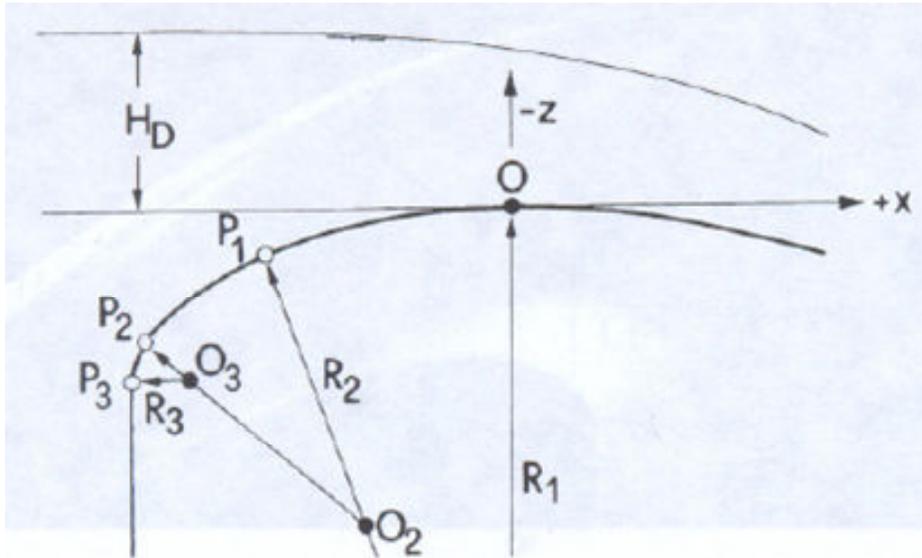
Cálculo de un vertedero tradicional tipo Ogee



El escurrimiento sobre el vertedero tiene líneas de corriente curvas y las componentes de la gravedad de los elementos del fluido se reducen debido a la fuerza centrífuga. Si la curvatura de las trayectorias de las partículas líquidas es suficientemente grande, la presión interna puede caer bajo la presión atmosférica. La cavitación puede producirse con daños potenciales

Forma del umbral del vertedero (USACE) Zona Aguas Arriba

$$\frac{R_1}{H_d} = 0,50 \quad ; \quad \frac{R_2}{H_d} = 0,20 \quad ; \quad \frac{R_3}{H_d} = 0,04$$



Nota: En este desarrollo H_D se mide sobre el umbral del vertedero (punto 0)

Forma del cuadrante de aguas arriba. Perfil USCE.

Coordenadas de centros de curvaturas O y puntos de transición para la forma estandar de cresta (USCE)

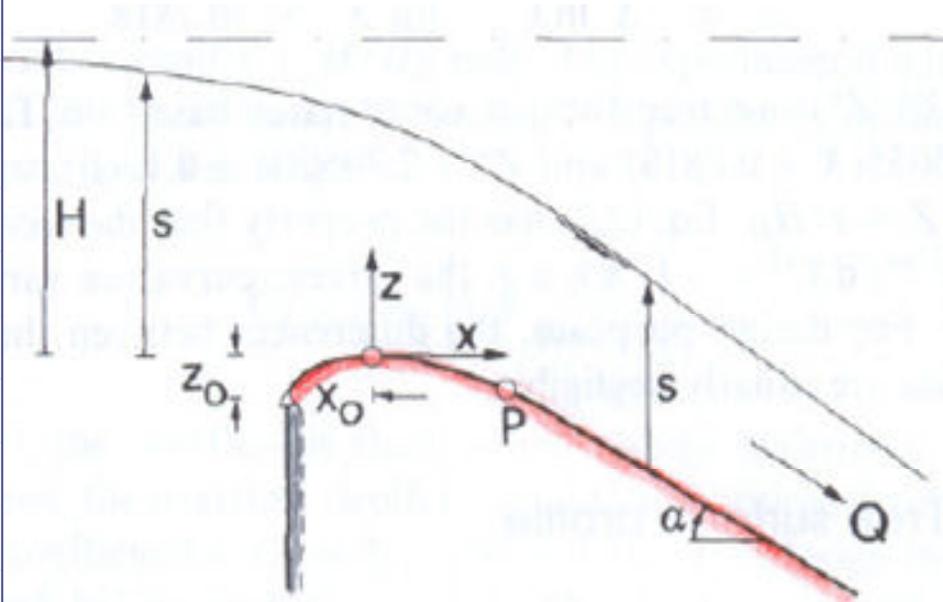
| Punto | O ₁ | O ₂ | O ₃ | P ₁ | P ₂ | P ₃ |
|-----------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| x / H_D | 0,000 | -0,105 | -0,242 | -0,175 | -0,276 | -0,2188 |
| z / H_D | 0,500 | 0,219 | 0,136 | 0,032 | 0,115 | 0,136 |

Zona Aguas Abajo

Para el cuadrante de aguas abajo el USCE propone una **curva exponencial** dada por la relación:

$$\frac{z}{H_d} = 0,5 \times \left(\frac{x}{H_d} \right)^{1,85} \quad \text{para } x > 0$$

El enlace de la curva con la tangente horizontal en el vértice O y con el paramento recto de la presa a partir del punto P forma un ángulo α con la horizontal.



Curva de enlace entre el vértice del vertedero y el paramento de la presa.

Cálculo de un vertedero tradicional tipo ogee

La determinación del caudal total del vertedero de ancho, b , se realiza con la fórmula:

$$Q = C_Q \times b_e \times \sqrt{2g} \times (H_d)^{3/2}$$

Q = Caudal evacuado (m^3/s)

C_Q = Coeficiente de descarga (HDC 111-3)

b_e = anco efectivo del vertedero (m), (HDC 111-3/1)

H_e = Energía disponible sobre el umbral del vertedero (m)

Para evaluar, el caudal evacuado para cargas menores a la diseño, se puede utilizar:

$$C_Q = \frac{2}{3\sqrt{3}} \times \left(1 + \frac{4\lambda}{9 + 5\lambda} \right) \quad \frac{H}{H_d} = \lambda$$



Cálculo de un vertedero tradicional tipo ogee

La determinación del caudal total del vertedero de ancho, b , se realiza con la fórmula:

$$Q = C_Q \times b_e \times \sqrt{2g} \times (H_d)^{3/2}$$

Q = Caudal evacuado (m^3/s)

C_Q = Coeficiente de descarga (HDC 111-3)

b_e = ancho o longitud efectiva del vertedero (m), (HDC 111-3/1)

H_e = Energía disponible sobre el umbral del vertedero (m)

$$b_e = b - 2 * (N * K_p + K_a) * H_e$$

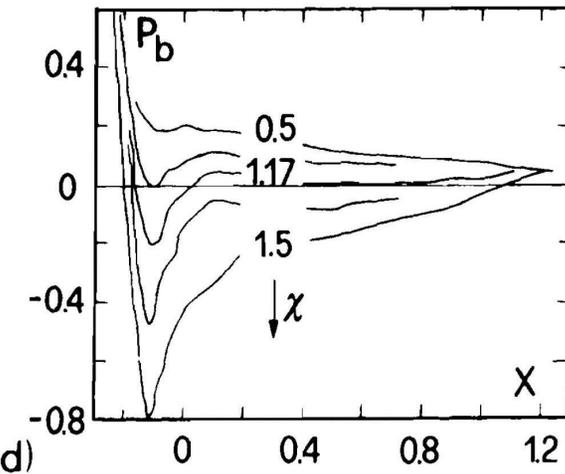
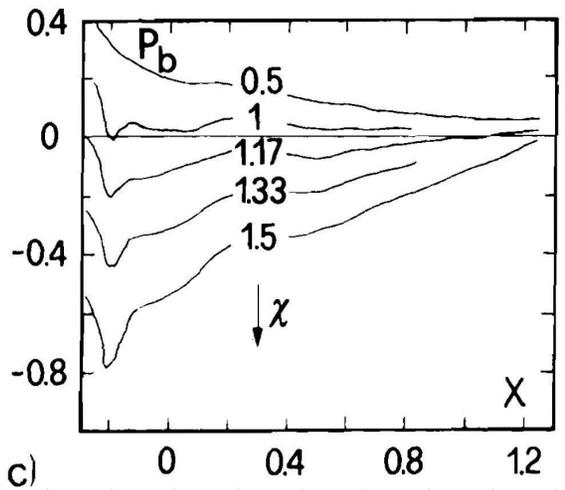
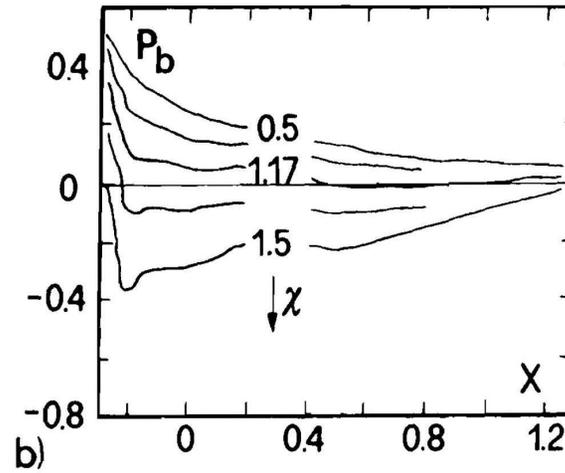
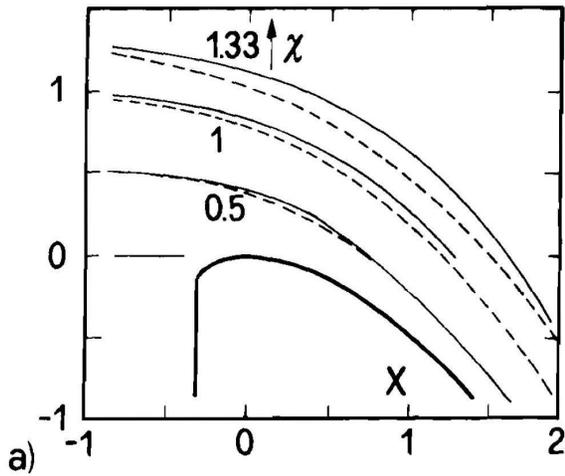
b = ancho o longitud bruta del vertedero (m)

N = número de vanos

K_p = coeficiente de contracción por machones

K_a = coeficiente de contracción por estribos (lados)

H_e = Energía disponible sobre el umbral del vertedero (m)



$$Z = \frac{z}{H_d}$$

$$X = \frac{x}{H_d}$$

$$\chi = \frac{H}{H_d}$$

$$P_b = \frac{P_b}{\gamma H_d}$$

- a) Forma de la lámina líquida a nivel superficial. Línea segmentada muestran superficies entre machones.
- b) Variación de presión sobre el fondo (sin machones)
- c) Variación de presión sobre el fondo (entre machones)
- d) Variación de presión sobre el fondo (a lo largo del machón)

HYDRAULIC DESIGN CRITERIA UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE)

Esta publicación en el capítulo dedicado a vertederos (Spillway, apartado "100", Volume 1) entrega cuantiosa información en cuanto al diseño de este tipo de obras, a continuación se entrega una guía simplificada de dicha información

| Información | Gráfico |
|-----------------------------|---|
| Forma del umbral | Sheets 111-1 a 111-2/1 |
| Coeficiente de descarga | Sheet 111-3 |
| Longitud efectiva | Sheet 111-3/1, Sheet 111-3/2, Sheet 111-5 y 111-6 |
| Curva de descarga | Sheet 111-3/3 |
| Eje hidráulico sobre umbral | Sheet 111-11 a 111-14/1 |
| Presiones sobre el umbral | Sheet 111_16 a 111-16/2 |
| Pérdidas de energía | Sheet 111-18 a 111-18/5 |

Recomendaciones de Diseño

- ◆ Corrientemente se acepta que un vertedero Ogee puede admitir una carga mayor que la de diseño, con lo cual se tiene la ventaja de un vertedero más esbelto y con un mejor coeficiente de gasto. Según las experiencias del USCE, puede admitirse el máximo valor de la carga .

$$H_{\max.} = \frac{4}{3} \times H_d$$

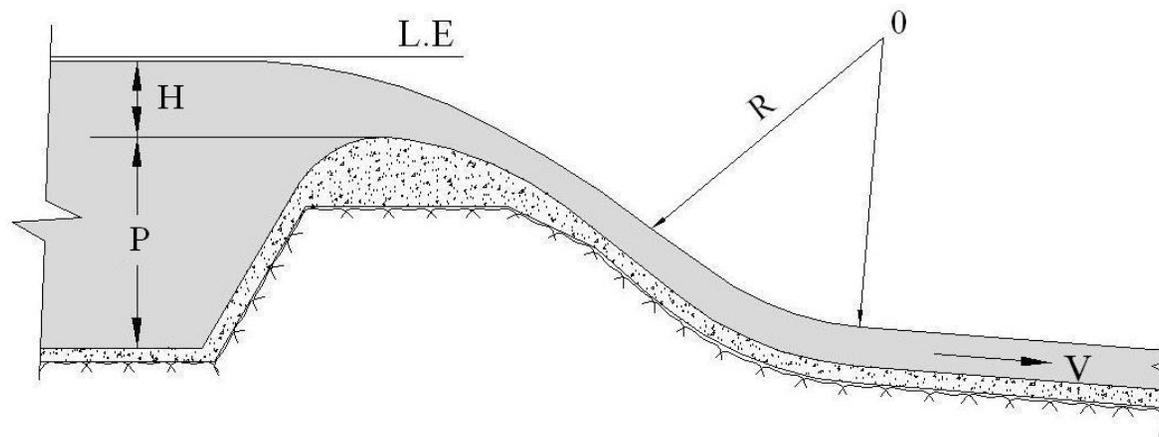
- ◆ Para fines de dimensionar el umbral del vertedero, se debe cumplir que $p_{\min} > 4$ mca para evitar cavitación.
- ◆ Es usual que se diseñe el umbral de un vertedero regulado con compuertas con caudales unitarios (q) del orden de 100 – 150 m³/s/m (valores referenciales).
- ◆ Se diseña para Q_{mi} ($T = 1.000$ años) con $N - 1$ compuertas funcionando.
- ◆ Se verifica para Q_{mi} ($T = 10.000$ años) y la CMP (o % de la CMP) con N compuertas operando.

ESCURRIMIENTOS SUPERCRÍTICOS RÁPIDOS DE DESCARGA (CHUTE)

Canales de descarga con pendiente fuerte, denominados "rápidos de descarga", se generan escurrimientos supercríticos ($v > v_{crítica}$, $h < h_{crítica}$ y $F > 1$), por tanto se requieren diseños prudentes a fin de conducirlos en forma controlada. La formación de ondas estacionarias sobre la superficie libre es una característica en este tipo de escurrimientos.

El canal debe ser recto sin quiebres y curvas en su trazado, a fin de evitar la formación de ondas estacionarias, generalmente de alturas importantes.

En la sección terminal del rápido es necesario disipar o eliminar esta energía mediante obras especiales que llamaremos "**disipadores de energía**".



Cálculo de EH en un canal de pendiente fuerte

Cuando la velocidad del escurrimiento supera los 5 [m/s] y la capa límite compromete a toda la altura del flujo, se produce gran incorporación de aire a la masa de agua debido a que los torbellinos turbulentos comprometen a toda la sección.

$$B = h \times \cos \alpha + \frac{v^2}{2g}$$

$$z_1 + h_1 \times \cos \alpha + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + h_2 \times \cos \alpha + \frac{v_2^2}{2g} + P_{1.2}$$

Eje Solidario con el fondo del canal

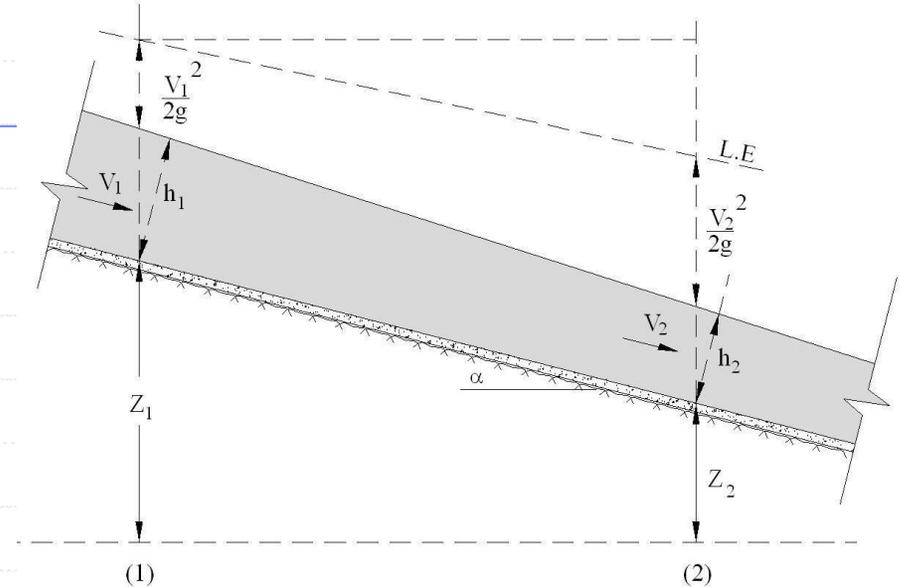
$$z_1 - z_2 = B_2 - B_1 + J_m \times \Delta x$$

$$\Delta x \times (\text{sen} \alpha - J_m) = B_2 - B_1$$

$$\Delta x = \frac{B_2 - B_1}{\text{sen} \alpha - J_m}$$

$n = 0,018$ para fijar las alturas máximas que pueden ocurrir en el canal

$n = 0,011$ para verificar velocidades máximas.



CÁLCULO DEL EJE HIDRÁULICO MEDIANTE EL USO DEL METODO DE LA ALTURA POTENCIAL.

Este método utiliza el desarrollo de la capa límite turbulenta a partir del punto máximo del umbral. A partir de esta capa límite es posible estimar las pérdidas de energía en el rápido de descarga mediante la variación en el espesor de esta capa límite. Luego, se realiza un balance energético entre el embalse y cualquier punto del rápido de descarga del vertedero.

| | |
|------------------------------|---------------------------------------|
| Espesor capa límite (Bauer): | $\delta/Xs = 0,08 * (Xs/k)^{-0.233}$ |
| Espesor de desplazamiento: | $\delta_1 = 0,18 * \delta$ |
| Espesor de energía: | $\delta_3 = 0,22 * \delta$ |
| Pérdida de carga: | $P = \delta_3 * U^3 / (2gq)$ |
| Energía flujo potencial: | $H_t = h_p \cos\alpha + U^2/2g$ |
| Altura de escurrimiento: | $h = h_p + \delta_1$ |
| Rugosidad del material: | $k (0,6 \text{ mm} - 0,8 \text{ mm})$ |

Cálculo del eje hidráulico en un evacuador y rápido usando el método de la altura potencial.

Secuencia de cálculo:

| Sección | Xs | Z radier | b | Ht Bruta | Ht Neta | α | U | hp | d | d1 | d3 | P |
|---------|-----|------------|-----|----------|---------|----------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | (m) | (m s.n.m.) | (m) | (m) | (m) | ($^{\circ}$) | m/s | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) |
| | | | | | | | | | | | | |

| | |
|------------|--|
| Xs= | distancia medida por el fondo del vertedero (distancia curva) partiendo desde el umbral o punto más alto del mismo. (graficar) |
| Z radier= | Cota de fondo del rápido obtenida a través del gráfico. |
| b= | ancho basal del vertedero y de su rápido (dato). |
| Ht bruta= | Z embalse - Z radier |
| Ht neta= | Hbruta - P |
| α = | ángulo que forma el radier con respecto a la horizontal. |
| U= | velocidad del flujo (iterativa) |
| hp= | altura potencial = $Q / (U*b)$ |
| d= | espesor de capa límite (calculado según Bauer). |
| d1= | espesor de desplazamiento = $0.18*d$ |
| d3= | espesor de velocidad = $0.22 * d$ |
| P= | Pérdidas de energía = $d3 * U^3 / (2*g*q)$, en que $q=Q/b$ |

$$\delta \cong d$$

Se itera en f (U)

$$Ht\ neta = h_p \cos\alpha + U^2/2g$$

Revancha del canal de descarga

El USBR recomienda en estos canales dejar un resguardo amplio y el uso de la siguiente expresión

$$R_{rev.} = 0,60 + 0,037 \times v \times \sqrt[3]{h}$$

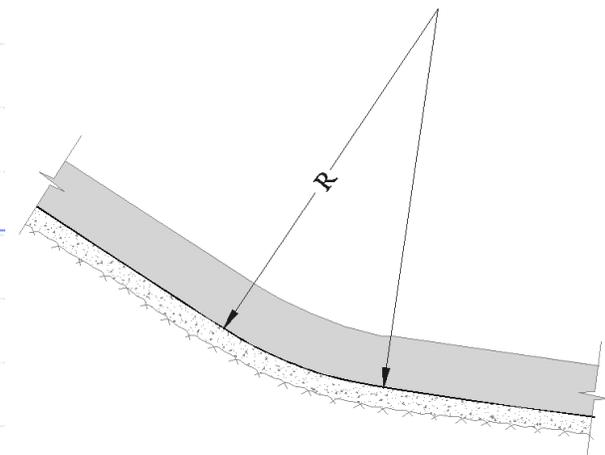
Curvas Verticales

Curva Cóncava

A fin de evitar presiones positivas muy altas, es recomendable que el radio de la curva (R_c) esté comprendido entre 5 y 10 veces la altura del escurrimiento.

$$R_c = 5 \times h \quad \Rightarrow \quad \frac{p}{\gamma} = h \times \cos \alpha + \frac{2}{5} \times \frac{v^2}{2g}$$

$$R_c = 10 \times h \quad \Rightarrow \quad \frac{p}{\gamma} = h \times \cos \alpha + \frac{1}{5} \times \frac{v^2}{2g}$$



(a) curva cóncava

Curva Convexa

En este tipo de curva la presión del escurrimiento tiende a disminuir y ser negativa puede existir la posibilidad de cavitación. Luego, este tipo de curva debe ser más tendida que la trayectoria de la lámina líquida, con la carga dada por el Bernoullí en el inicio de la curva

$$y = x \times \tan \alpha_1 + \frac{x^2}{(6 \times (h_1 \cos \alpha_1 + h_v) \times \cos \alpha_1^2)}$$

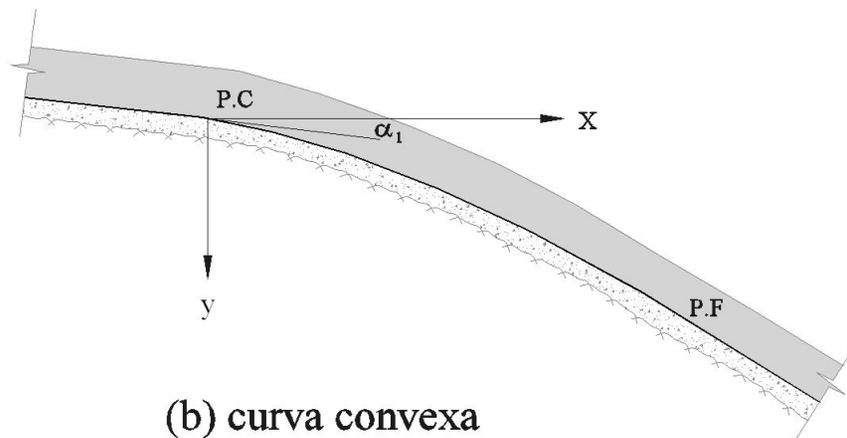
x, y : coordenadas de la curva.

h_1 : altura del escurrimiento en la sección (1) (principio de curva)

h_v : altura de velocidad en la sección (1)

B_1 : Bernoullí en la sección (1) : $h_1 \times \cos \alpha_1 + h_v$

α_1 = Ángulo del fondo del rápido con la horizontal al inicio de la curva



(b) curva convexa

Cavitación (ver detalles en apuntes H. Mery)

Número de cavitación o de Thoma

$$\sigma = \frac{p_0 - p_v}{\rho \frac{v_0^2}{2}}$$

p_0 , v_0 : presión y velocidad de referencia en un punto aguas arriba de donde se produce cavitación.

Si σ es menor que σ_{cr} , existe la posibilidad de que se produzcan daños por cavitación

Las experimentaciones de Falvey (1990), Jansen (1988) e ICOLD (1992) indican valor de σ_{cr} entre 0,2 a 0,25. Sobre estos valores los riesgos de daños por cavitación son muy pequeños.

Otros autores analizan la cavitación a través de la **velocidad del escurrimiento**.

Velocidad de Esguerrimiento

Galperin (1971) y Kudriashov en 1983, dieron la siguiente relación para determinar el valor de la velocidad que inicia los daños por cavitación en un canal en régimen supercrítico

$$v_{\max.} = v_0 + 0,43 \times \sigma_{\text{horm.}} \quad v_0 = 1,5 \text{ m/s (Galperin) y } 3 \text{ m/s (Kudriashov)}$$

σ_{hor} : resistencia a la compresión del hormigón (MPa),

$$20 \text{ Mpa} < \sigma_{\text{hor}} < 50 \text{ MPa}$$

Kenn & Garrod (1981) y Falvey (1990) dan como velocidad de inicio de daños por cavitación en el hormigón los 30 [m/s] y Novak (1981) da una cifra menor de 25 [m/s].

Actualmente la tendencia se orienta a asegurar una buena **aireación del flujo** y terminaciones de los paramentos no excesivamente estrictas, de modo que la construcción y el mantenimiento de la obra no resulten onerosos. Hoy en día es aceptado que con tasas de aire del 7 a 8% prácticamente desaparecen los daños por cavitación.

$$C_a = 10 \times \sqrt{0,2 \times \frac{v^2}{gR_h} - 1} \quad (\text{Douma}) \quad (\text{se necesita calcular E.H})$$

Subpresiones en un rápido evacuador.

En la construcción de un canal pueden quedar **salientes o desniveles entre las losas de fondo de hormigón, principalmente debido a juntas de construcción**, grietas o al asentamiento diferencial de las estructuras.

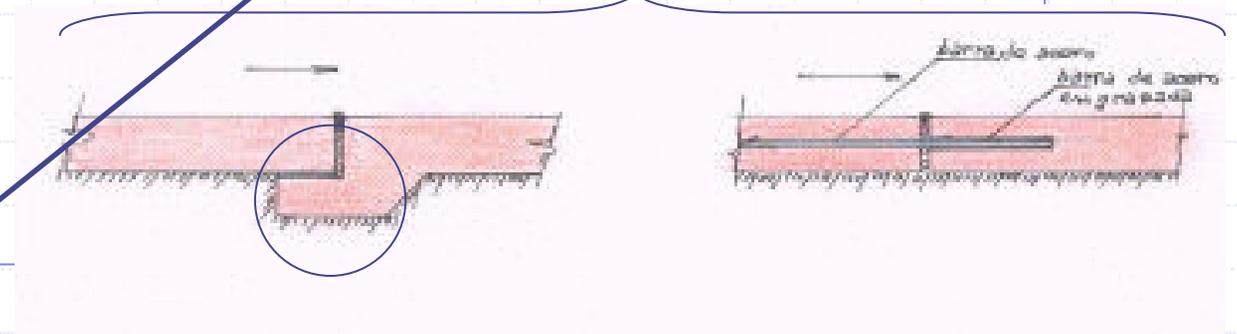
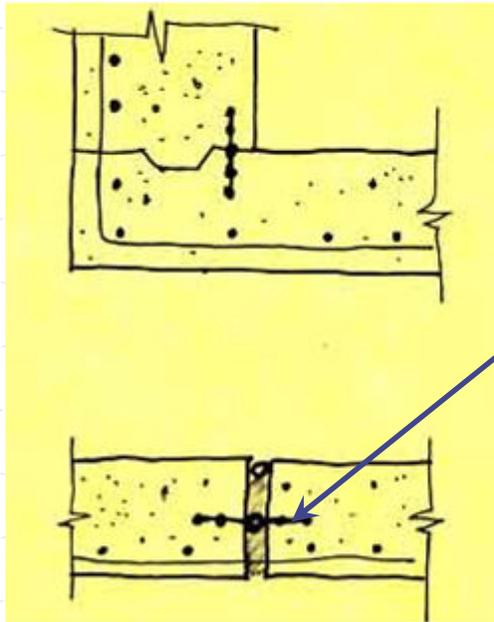
Dependiendo de la magnitud y de la configuración del saliente (offset), una parte del **agua conducida por el canal puede infiltrarse por la discontinuidad de fondo y producir una presión de estancamiento que actúa como una subpresión sobre la losa**, en toda la zona comprometida por el agua embebida en el terreno.

Si la fuerza resultante por esta presión es capaz de vencer al peso del revestimiento, el peso del agua, de cualquier otra fuerza estructural y de los anclajes del revestimiento, se producirá un desplazamiento de la losa de fondo del canal hacia arriba, es decir una falla estructural.

=> Falla de losas adyacentes => falla evacuador de crecidas

Solución para minimizar filtraciones

- Inyecciones a presión (minimizar infiltraciones bajo la losa)
- Sistema de drenaje adecuado (tuberías ranuradas envueltas en arena y gravilla o filtro)
- Uso de laminas de estanqueidad o "water stops"
- llaves en juntas de dilatación



Ondas Rodantes

Las ondas rodantes o "roll-waves" son ondulaciones que se suelen producir en los canales rápidos de descarga y se desplazan como trenes de ondas desde su inicio hasta el dissipador de energía al pie del canal.

En general estos trenes de ondas se producen para caudales menores y normalmente las alturas de estas ondas no comprometen la seguridad del canal. Sin embargo, se las trata de evitar, ya que un tanque dissipador de energía del tipo de resalto hidráulico, puede perder efectividad con un escurrimiento pulsante y un resalto inestable.

Como una consecuencia de estos trenes de ondas se desarrolla un escurrimiento pulsante, conocido en inglés como "slug flow" (flujo lento propio de un fluido muy viscoso).

$$\nabla = \frac{2 \times b \times v}{3 \times P \times \sqrt{gh \cos \theta}} \text{ (Vedernikov)}$$

$$M^2 = \frac{v^2}{gJL \cos \theta} \text{ (Montuori)}$$

b = ancho basal del canal.

h = profundidad media en la sección considerada.

P = perímetro de la sección considerada.

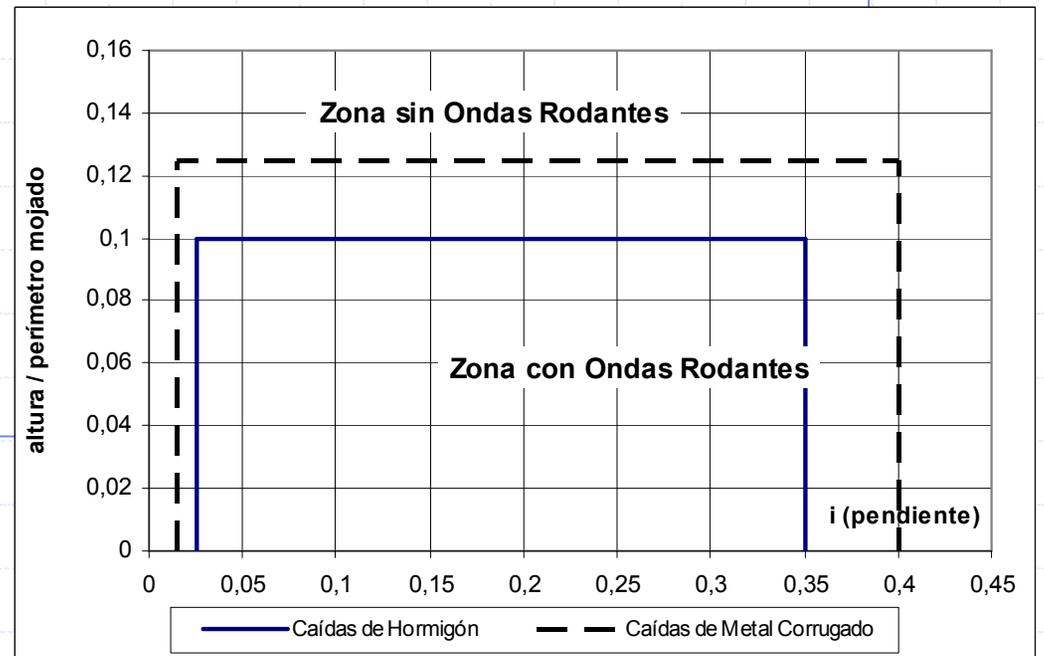
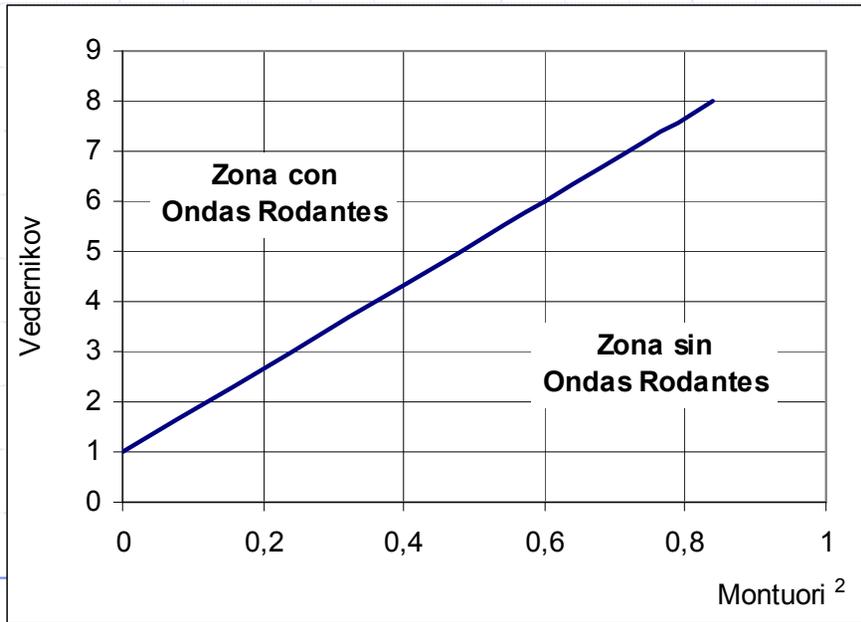
J = pendiente media de la línea de energía en el tramo.

L = longitud del tramo en estudio.

v = velocidad media del escurrimiento.

q = ángulo de inclinación del tramo en estudio

Se calcula el EH para $Q = 0.2, 0.4, 0.6$ y 1 el caudal de diseño y con $n = 0,010$. Luego, se verifica la posibilidad de generación de ondas rodantes con los gráficos siguientes:



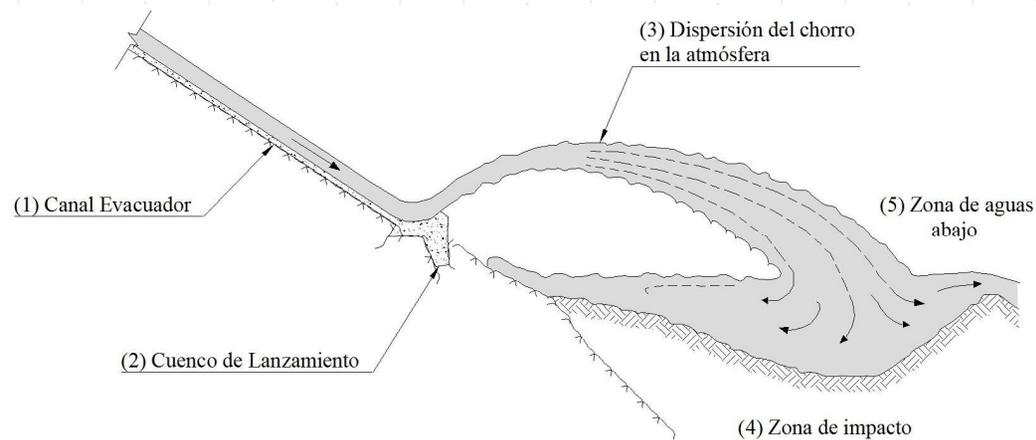
Recomendaciones de Diseño

- Un canal rápido de descarga debe proyectarse preferentemente recto sin cambios de dirección en su proyección horizontal.
- El perfil longitudinal debe adaptarse a las condiciones topográficas y geomecánicas del terreno y debe ir siempre en corte, preferentemente fundado en roca.
- Es conveniente que el primer tramo del canal a la salida del vertedero del evacuador, tenga una menor pendiente hasta interceptar a la superficie del terreno siguiendo después el perfil del terreno.
- El perfil longitudinal del canal debe quedar determinado por tramos rectos con pendientes fijas unidos entre sí por curvas en el plano vertical, que son curvas circulares o parabólicas.
- Para no requerir de medidas especiales de protección contra la cavitación, la velocidad máxima de escurrimiento debe ser inferior a 25 [m/s].
- Se debe verificar la ausencia de ondas rodantes.

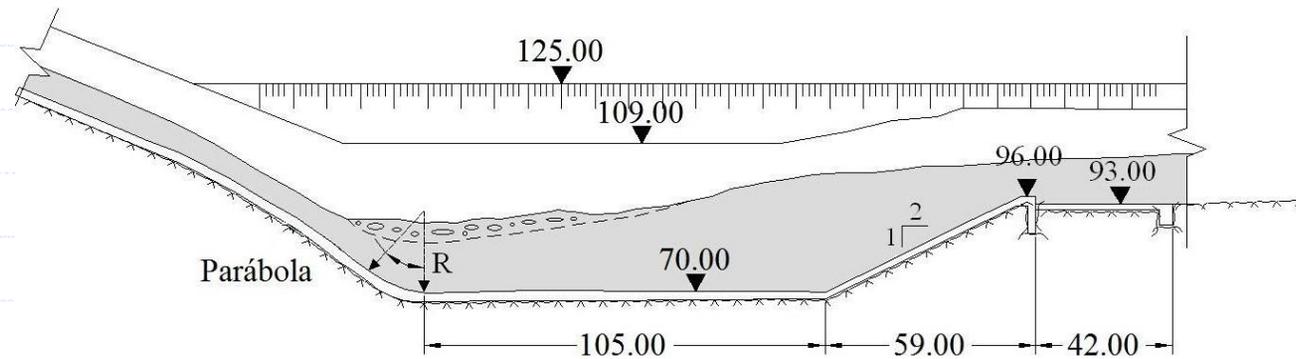
Disipadores de Energía (ver detalles en texto H. Mery)

Los chorros evacuados por el rápido de un vertedero, tradicionalmente son manejados mediante dos formas:

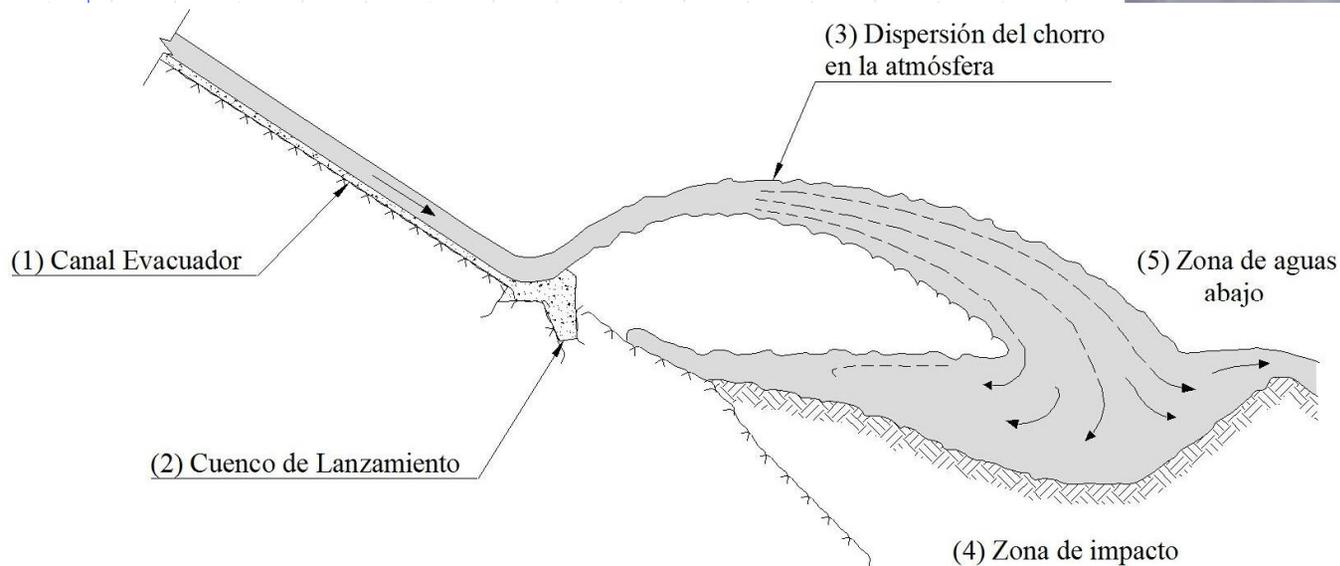
Lanzamiento con salto de esquí:



Disipación en cubetas amortiguadoras de resalto:

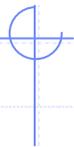
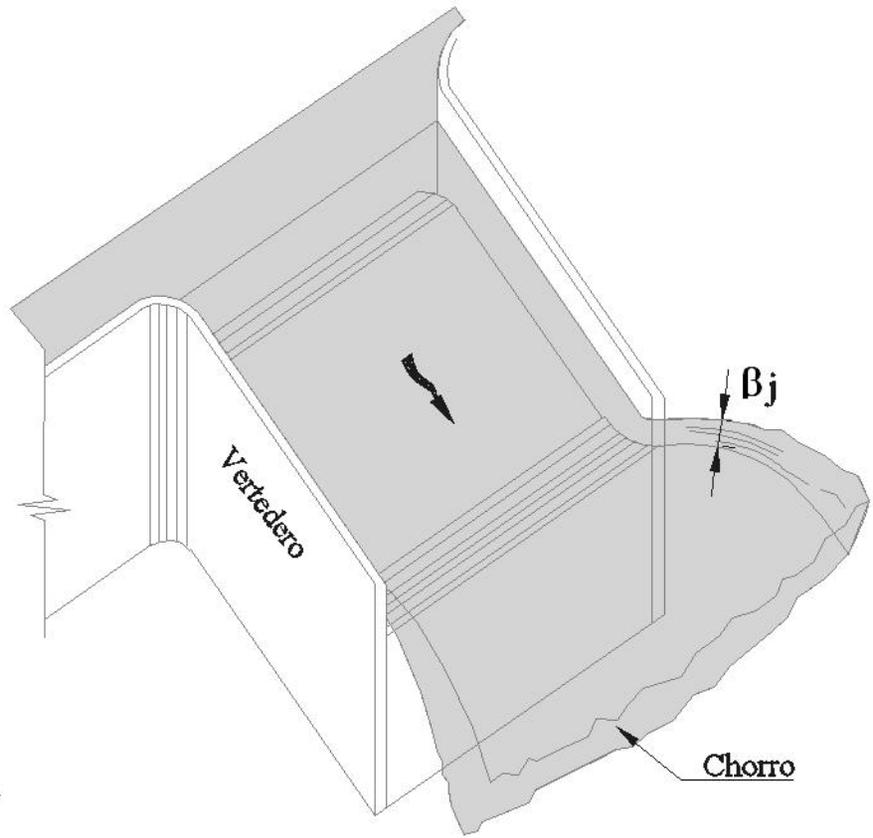
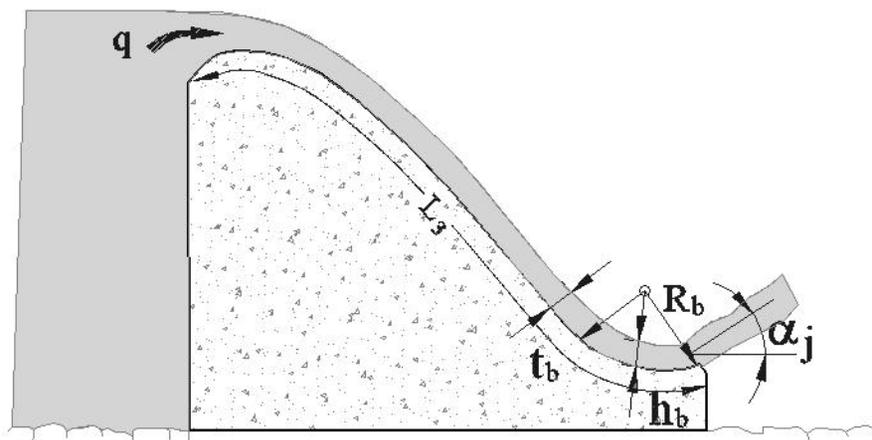


Lanzamiento con salto de esquí:



Partes:

- 1.- Canal de descarga o rápido.
- 2.-Obra de lanzamiento o de deflexión, denominada cuenco de lanzamiento.
- 3.- Dispersión del chorro en la atmósfera.
- 4.- Zona de impacto y formación de la fosa natural.
- 5.- Zona de aguas abajo.



Lanzamiento con salto de esquí:



Presas Arco Rapel.

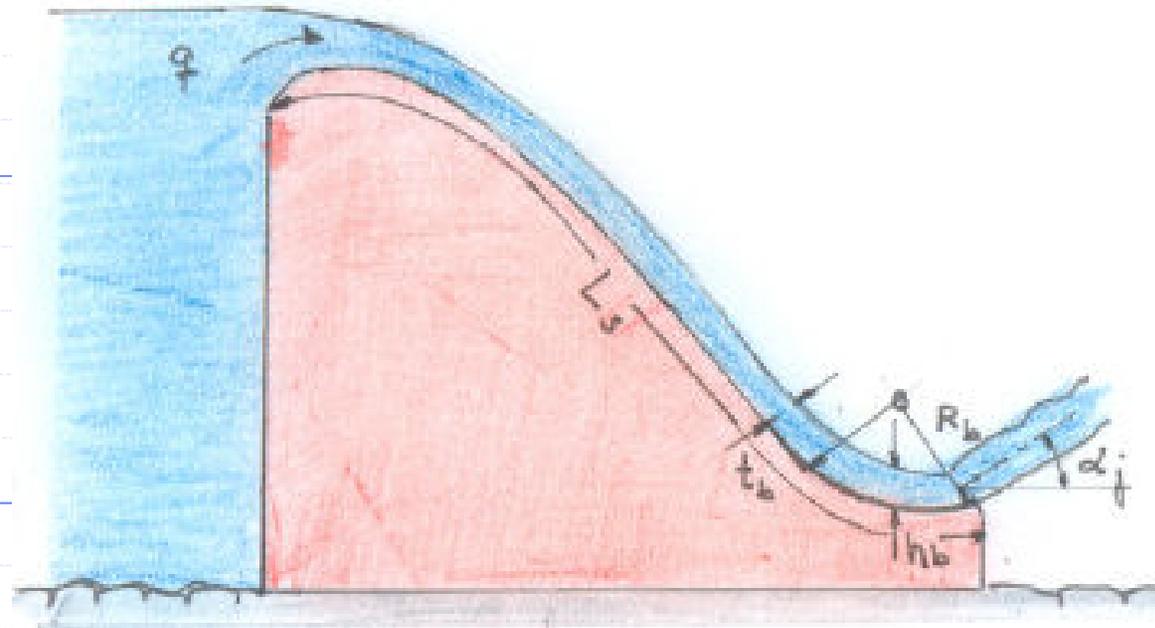
Lanzamiento con salto de esquí:



Presas Ralco.



Lanzamiento con salto de esquí:

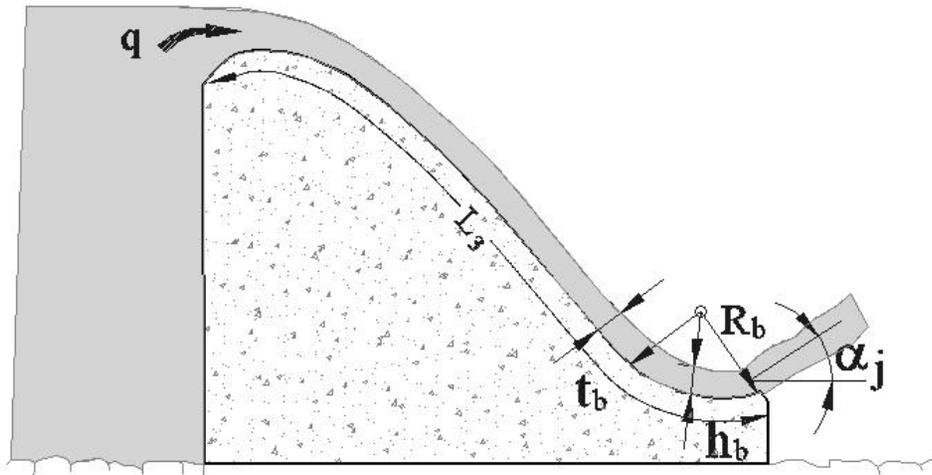


El radio del cuenco se denomina “ R_b ” y el ángulo de lanzamiento o de despegue se denomina “ α_j ”. Es ideal que la pendiente del rápido en la llegada al cuenco no sea superior a 1:4 (H:V) y el ángulo de lanzamiento esté comprendido entre 20° y 40° .

La altura del torrente en la entrada al cuenco se denomina “ t_b ” y el N° de Froude del escurrimiento “ F_0 ” determinado con la relación:

$$F_0 = \frac{q}{(gt_b^3)^{1/2}}$$

Presión Máxima y Radio del Cuenco de Lanzamiento



La **máxima presión** sobre el fondo del cuenco debido a la fuerza centrífuga, es:

$$\frac{p_m}{\rho g t_b} = \frac{t_b}{R_b} \times F_0^2$$

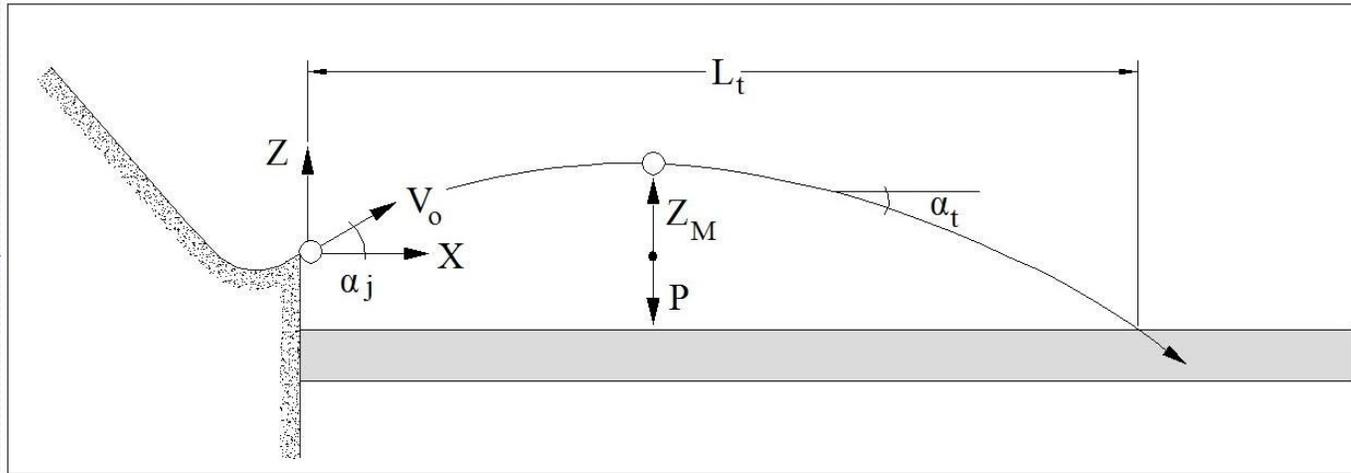
El **radio adecuado** de un cuenco de lanzamiento, de acuerdo a los criterios de Damle y el USBR resulta ser (H_0 es la altura de la energía cinética del chorro a la salida del cuenco y "pm" la presión máxima):

$$\frac{R_b}{t_b} = \left(\frac{H_0}{t_b} \right)^{1/2}$$

$$\frac{R_b}{t_b} = \frac{v_0^2}{2 \times \frac{p_m}{\rho}}$$

$R_b \geq (5 - 10) * h$ (recomendaciones empíricas)

H: altura de escurrimiento en el salto de esquí



Si se denomina $H_0 = \frac{v_0^2}{2g}$, la ubicación de la **máxima altura del chorro** (x_m, z_m) queda dada por las relaciones:

$$\frac{x_m}{H_0} = 2 \times \text{sen} \alpha_j \times \text{cos} \alpha_j$$

$$\frac{z_m}{H_0} = \text{sen}^2 \alpha_j$$

El ángulo " α_t " que forma **la tangente a la trayectoria con la horizontal** a una distancia " x " del origen es:

$$\text{tg} \alpha_t = \text{tg} \alpha_j - \frac{x / H_0}{2 \text{cos}^2 \alpha_j}$$

La **distancia al punto de impacto** es:

$$\frac{L_t}{H_0} = 2 \times \text{sen} \alpha_j \text{cos} \alpha_j \left[1 + \left(1 + \frac{P}{H_0 \text{sen}^2 \alpha_j} \right)^{1/2} \right]$$

Disipadores de Energía

Mecanismo de Disipación de Energía

h_1 = Altura del torrente en el inicio del resalto.

v_1 = Velocidad del torrente $> v_c$ (velocidad crítica).

$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{gh_1}} = \text{N}^\circ \text{ de Froude del torrente.}$$

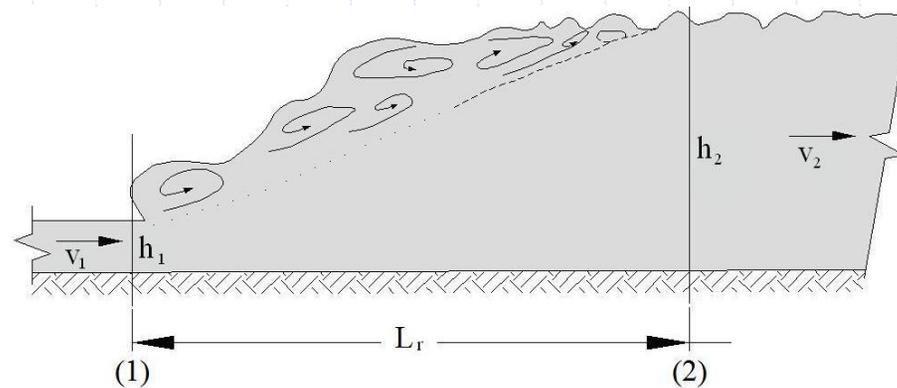
h_2 = Altura conjugada.

v_2 = Velocidad del régimen subcrítico.

L_r = Longitud del resalto.

La altura conjugada, relación de Belanger:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \times \left(\sqrt{1 + 8 \times F_1^2} - 1 \right)$$



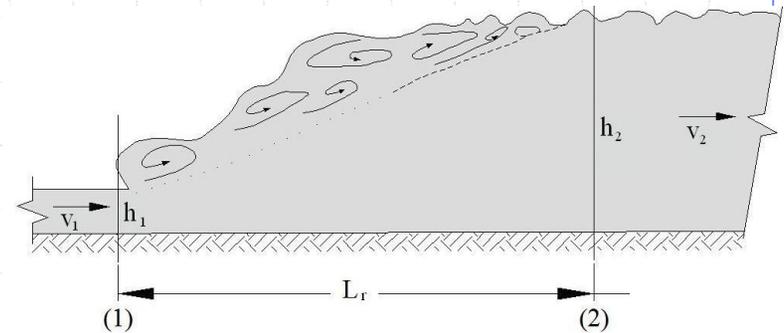
Cubetas disipadoras de resalto:

La pérdida de energía del resalto hidráulico:

$$P_r = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 \times h_1 \times h_2}$$

Longitud del resalto según Hager (1990):

$$\frac{L_r}{h_1} = 160 \times \tanh p \left(\frac{F_1}{20} \right) - 12$$



La eficiencia del resalto hidráulico como disipador de energía:

$$e_r = \frac{(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 3)^3}{8 \times (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1) \times (2 + F_1^2)}$$

Resultando (s/H. Mery):

| F_1 | e_r | F_1 | e_r | F_1 | e_r | F_1 | e_r |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 0% | 4 | 39,1% | 8 | 66,4% | 15 | 81,5 |
| 2 | 9,1 | 5 | 49,1 | 10 | 72,7 | 20 | 86,7 |
| 3 | 25,7 | 6 | 56,4 | 12 | 77,1 | | |

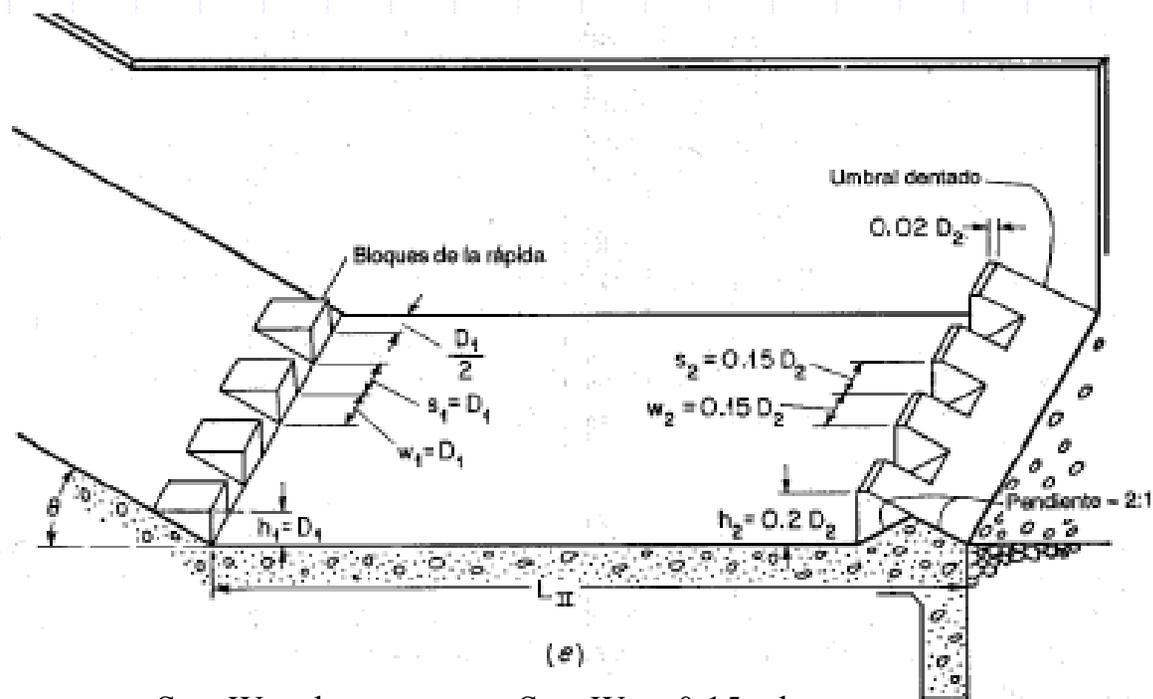
Cubetas disipadoras de resalto, Tanques del USBR

(Hydraulic Design of Stilling Basin and Energy Dissipators. Peterka. USBR)

Tanque tipo II. Este tanque se utiliza cuando el torrente tiene un N° de Froude F_1 mayor de 4,5 y la velocidad del torrente es superior a los 18 [m/s].

La altura del régimen tranquilo a la salida debe ser $h_2 > 1,05 \times h_{conj.}$ ($h_{conj.}$ = altura conjugada del torrente.). La longitud necesaria de este tanque es de

$$L = 4,4 \times h_{conj.}$$

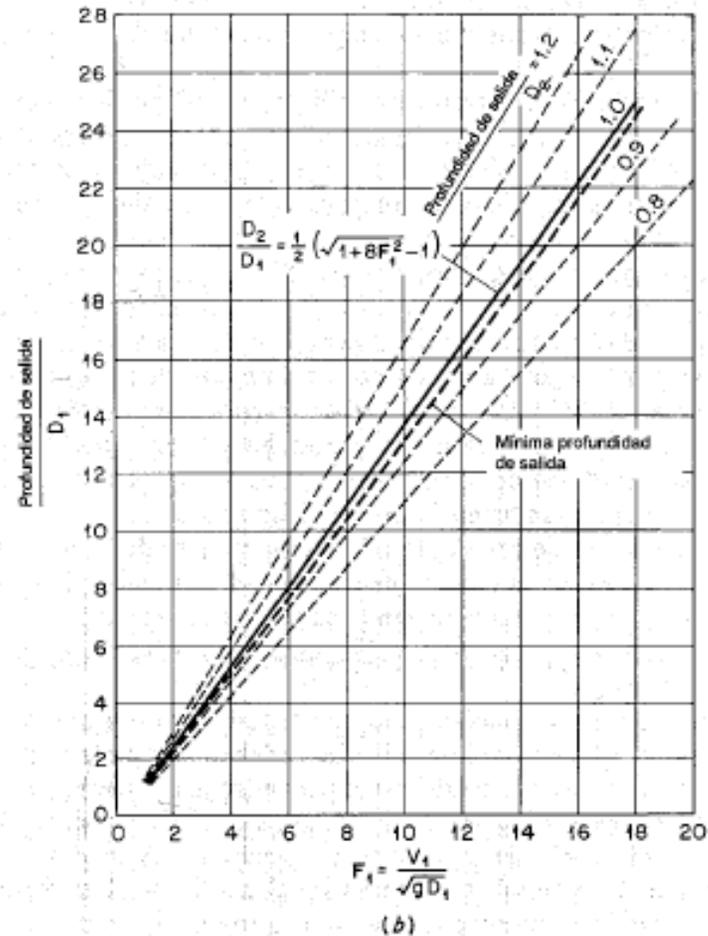
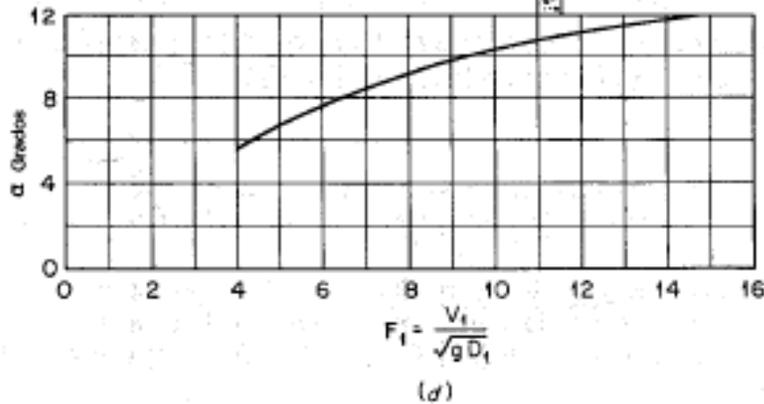
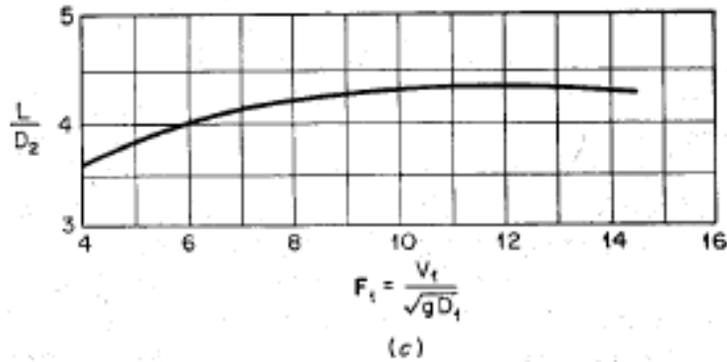
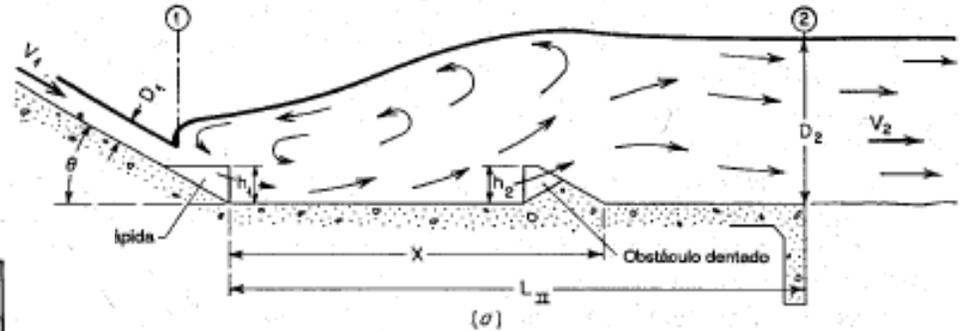


$$S_1 = W_1 = h_1$$

$$S_2 = W_2 = 0,15 \times h_2$$

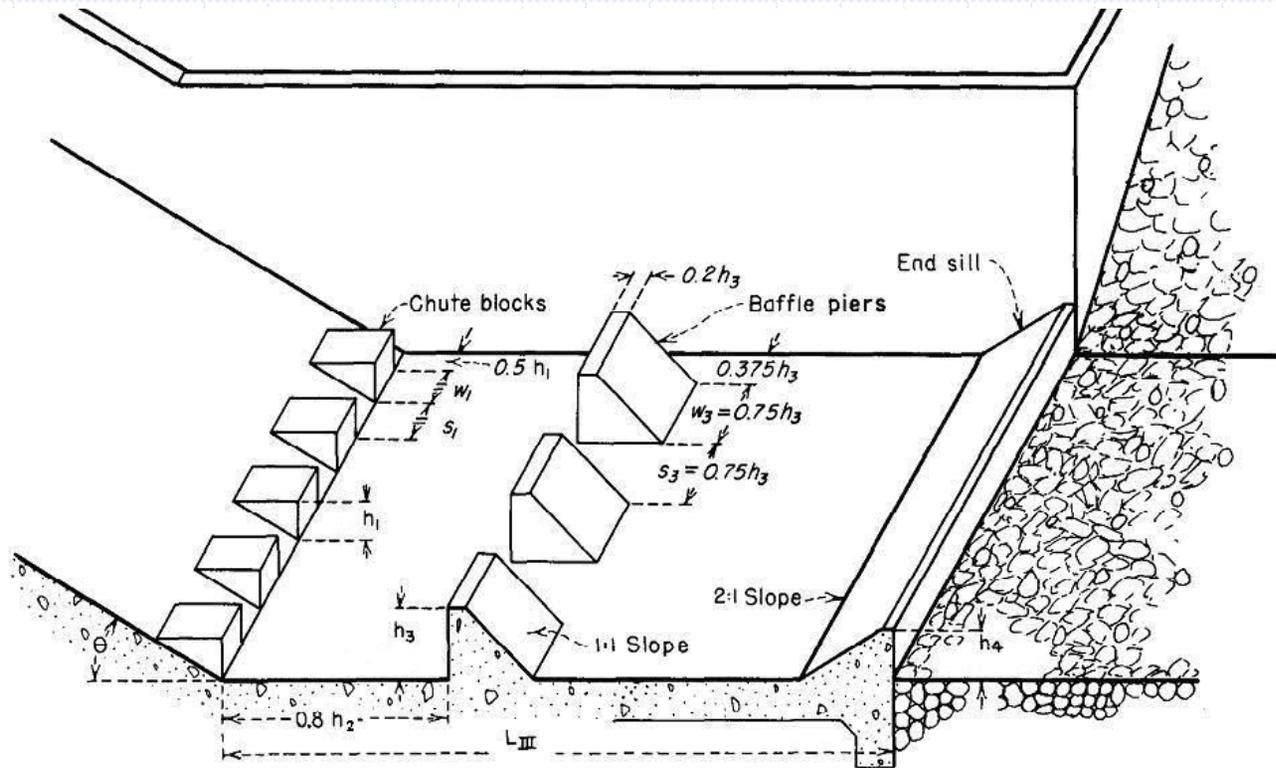
Disipación de Energía

Cubetas disipadoras de resalto Tanques del USBR: Tipo II

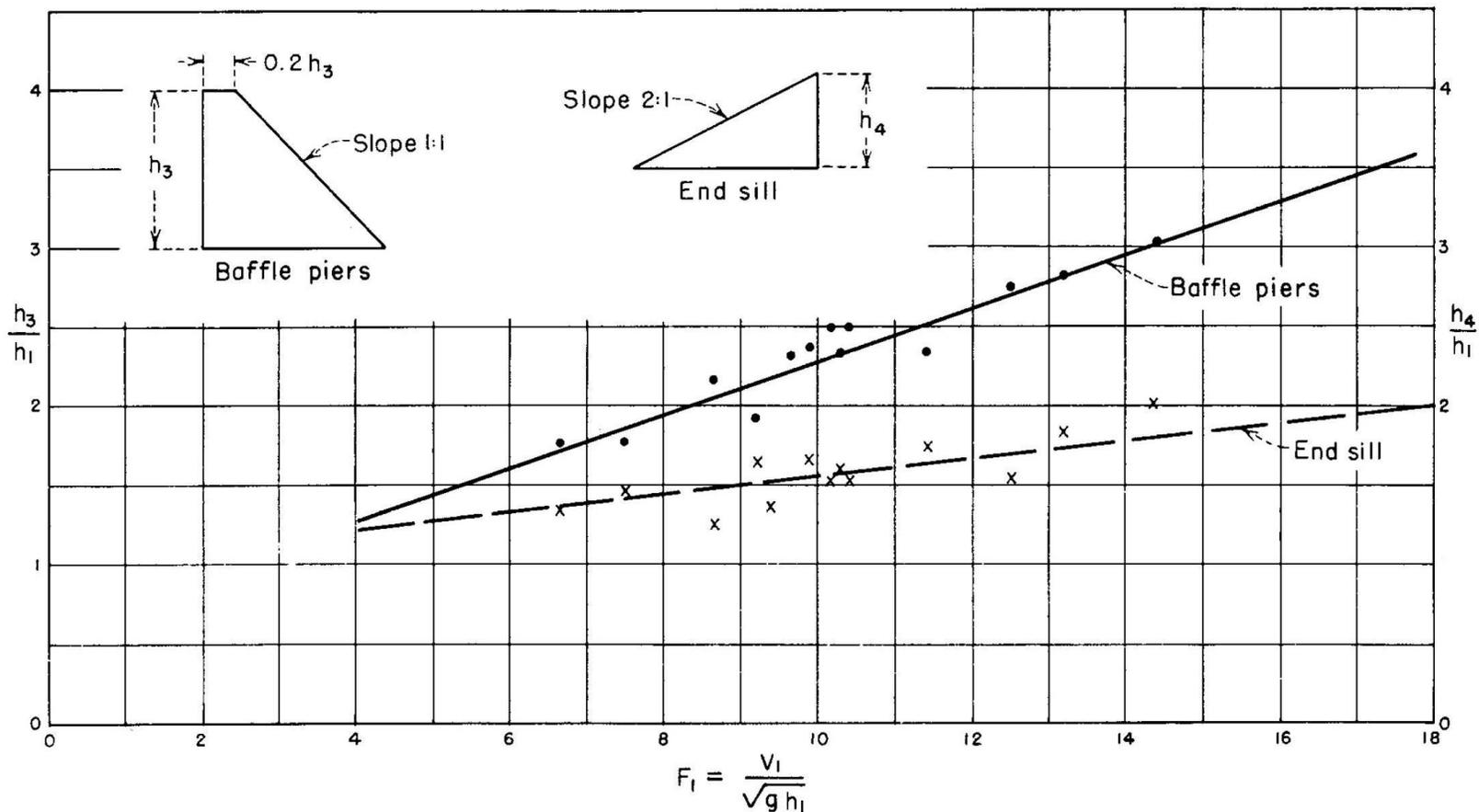


Tanque tipo III. Este tanque es mucho más corto que el anterior para lo cual tiene una corrida de bloques de impacto que originan fuerzas que se suman a la fuerza hidrostática de la altura de aguas abajo.

Este tipo de tanque se utiliza en torrentes con el N° de Froude $F_1 > 4,5$, pero la velocidad del torrente debe ser inferior a los 18 [m/s], para evitar la cavitación en los bloques de impacto. La altura de aguas abajo debe ser igual a la altura conjugada y la longitud del tanque es de $L = 2,8 \times h_{conj}$.



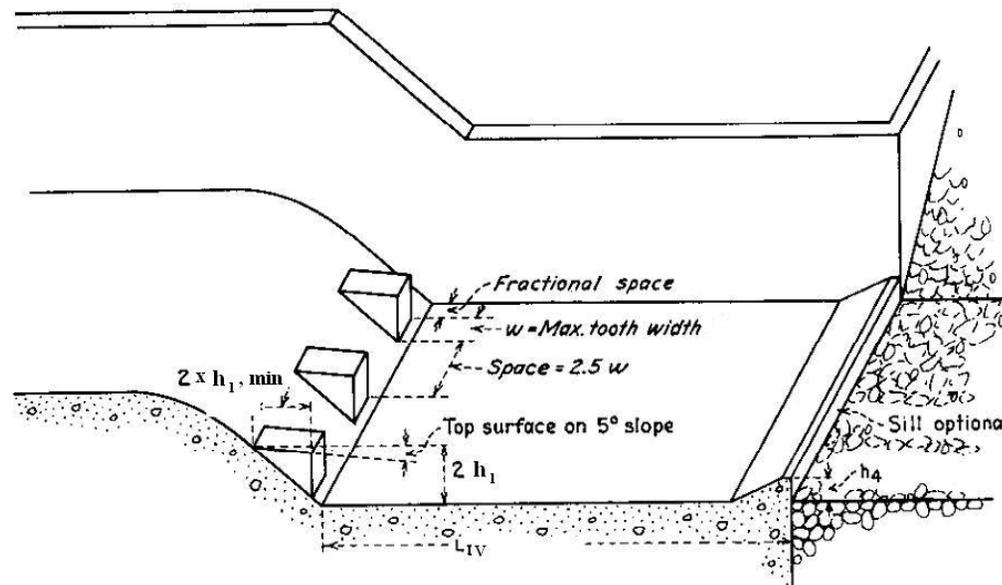
h_3, h_4 : se obtienen de la Figura de la diapositiva siguiente



Altura del diente central y altura diente final (sello)
Fuente: Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators.
A.J. Peterka. USBR. EM N° 25.1984.

Tanque tipo IV. Este tanque se utiliza para disipar la energía de torrentes de baja energía específica. Sus características se muestran en la figura 2.77. Los parámetros característicos deben cumplir las siguientes recomendaciones ($h_2 = h_{conj.}$):

$$2,5 < F_1 < 4,5; \quad ; \quad L = 6,1 \times h_{conj.}$$



Resguardo Muros Laterales (Tanques USBR)

El USBR recomienda que el coronamiento de los muros laterales adopte un resguardo (revancha) sobre h_2 de :

$$h_{resguardo} = 0,1 \times (v_1 + h_2) \quad \text{o} \quad h_{resguardo} = h_2/3 \quad (\text{SAF aplicable a tanques USBR})$$

Cubetas disipadoras de resalto, Tanques SAF (Saint Anthony Falls)

Se utiliza para pequeñas estructuras de drenaje, es de tamaño reducido en comparación a los tanques USBR (ver detalles en Ven Te Chow):

