Facultad de Ingeniería
OBERA

Universidad Nacional de Misiones

CÁTEDRA DE OBRAS HIDRÁULICAS (CI457)

Ing. José A. Serra

OBRAS DE DESAGÜE EN PRESAS



Introducción:

Por lo general, las obras de desagüe de presas consisten en **vertederos y desagües o descargadores de fondo.**

OBRAS DE DESAGÜE

Los **vertederos** son básicamente estructuras de una presa que garantizan el **paso seguro de las crecientes** desde el embalse al tramo del río aguas bajo.

El **diseño del vertedero** depende principalmente de la creciente de diseño, el tipo y la localización de la presa, y el tamaño y operación del embalse.

El **diseño de obras de desagüe de fondo** dependen, en esencia, del propósito del embalse y de la afluencia y depósito de los sedimentos en el embalse.

VERTEDEROS

Los vertederos pueden clasificarse de varias maneras:

1)- **de acuerdo con su función** como vertedero de servicio (principal), de emergencia y auxiliar;

2)- **de acuerdo con el modo de control** como libre (incontrolado) o de compuerta (controlado);

3)- **según el criterio hidráulico**, es decir, el tipo, de caída libre, de canal lateral, rápida, de pozo, de sifón y túnel.

VERTEDEROS

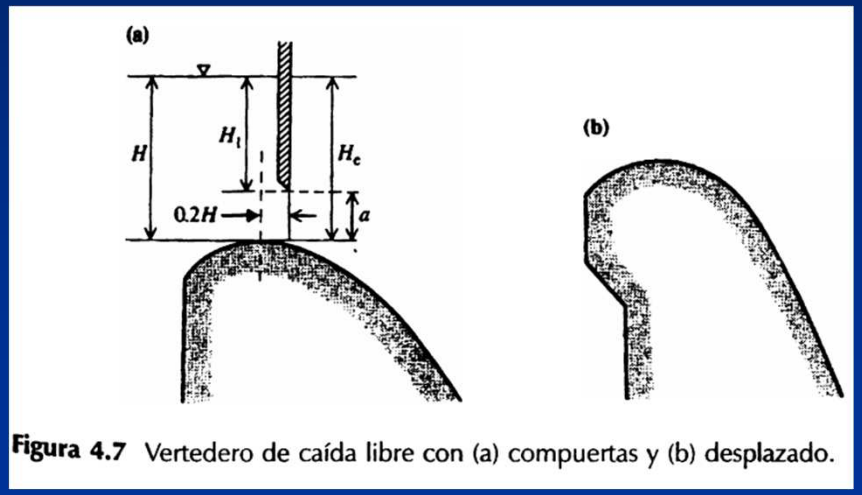


Figura 4.7 Vertedero de caída libre con (a) compuertas y (b) desplazado.

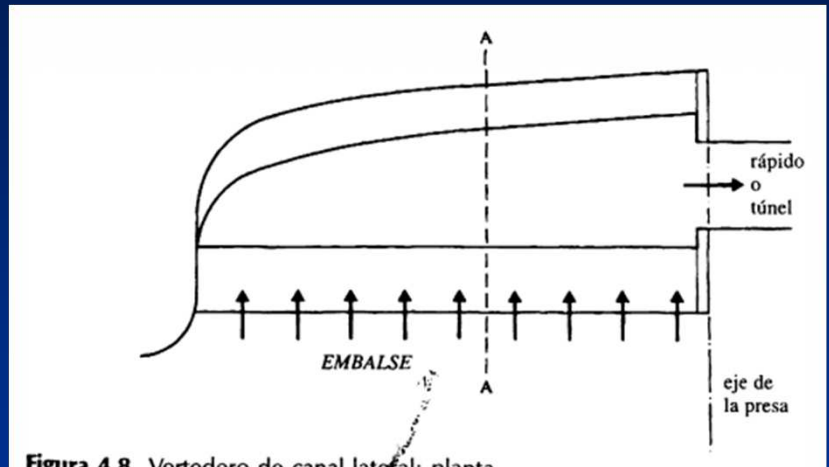


Figura 4.8 Vertedero de canal lateral: planta.

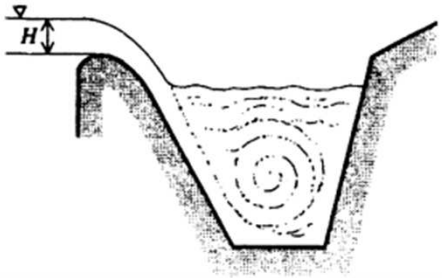


Figura 4.9 Vertedero de canal lateral: sección A-A.

VERTEDEROS

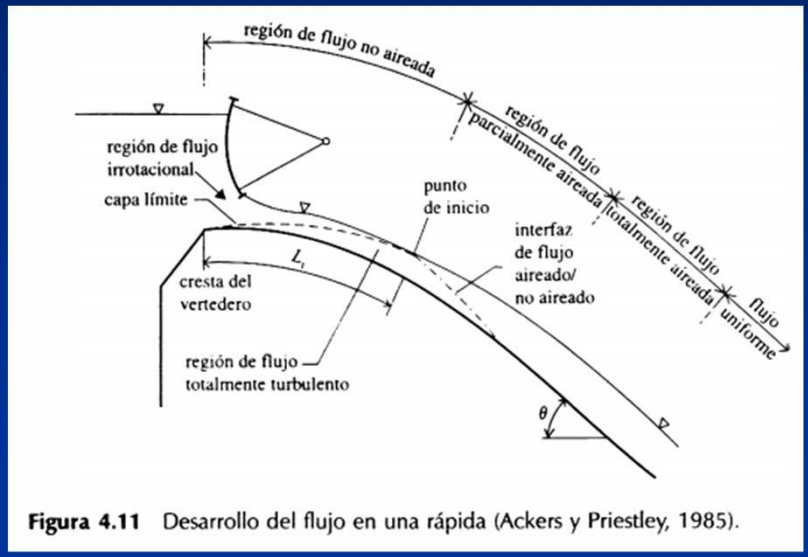


Figura 4.11 Desarrollo del flujo en una rápida (Ackers y Priestley, 1985).

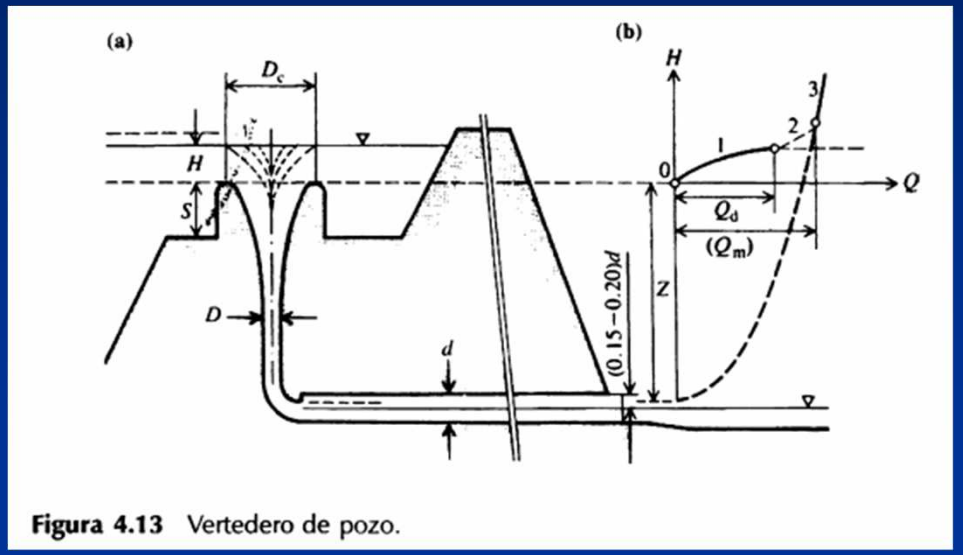


Figura 4.13 Vertedero de pozo.

VERTEDEROS

Los **principales factores, exceptuando los económicos**, que rigen la escogencia de un vertedero para un determinado proyecto son la confiabilidad y precisión en la **predicción de las crecientes, la duración y cantidad del vertido, la sismicidad del sitio del proyecto, la topografía y geología, y el tipo de presa.**

En el caso de los vertederos de compuertas, éstas pueden operarse de forma manual, por control remoto o automáticamente dependiendo del nivel del agua en el embalse.

Se requieren regulaciones de **control estricto para la operación no automática** a fin de prevenir una creciente artificial mayor aguas abajo y/o no perder agua valiosa del embalse.

VERTEDEROS

Cuando se controla el derrame del embalse mediante las compuertas del vertedero antes o durante la creciente, se tienen que desarrollar métodos confiables de pronósticos de crecientes.

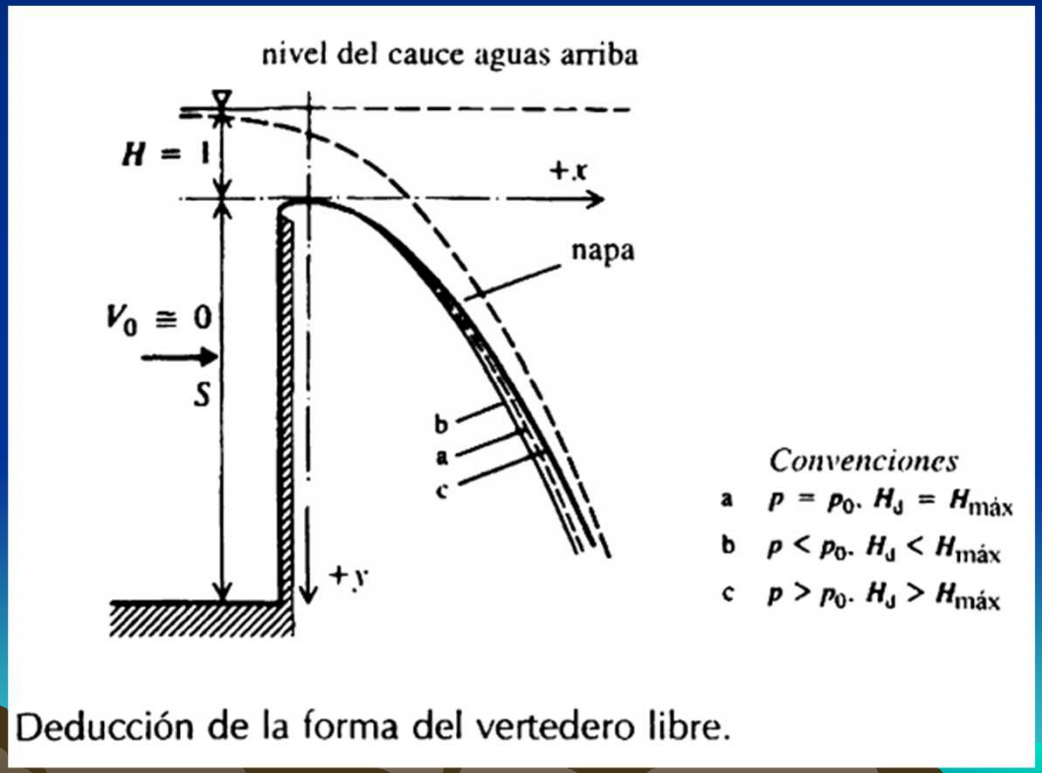
Las compuertas pierden capacidad para disminuir el nivel del embalse a medida que la altura de la presa aumenta, a menos que sean sumergidas, por ejemplo, en vertederos de túnel.

Si las condiciones locales (por ejemplo, actividad sísmica, falta de confianza en las habilidades de mantenimiento y operación, o dificultades de acceso) producen dudas acerca de qué tanto se puede depender de las compuertas, sería mejor optar por un vertedero sin compuertas.

Sin importar qué tan confiable pueda ser la operación de las compuertas, a menudo se estipula que el vertedero debe ser adecuado para prevenir el desbordamiento de la presa si una o más de las compuertas fallan al abrir.

VERTEDEROS DE CAÍDA LIBRE

LA FORMA BÁSICA DE UN VERTEDERO DE CAÍDA LIBRE (OGEE), SE DEDUCE DE LA ENVOLVENTE INFERIOR DE LA NAPA TOTAL QUE FLUYE SOBRE UN VERTEDERO DE CRESTA DELGADA VERTICAL CON UNA VELOCIDAD DE APROXIMACIÓN DE Vo ≈ 0 Y UN ESPACIO AIREADO EN SU TOTALIDAD POR DEBAJO DE LA NAPA ($p = p_o$).



Deducción de la forma del vertedero libre.

VERTEDEROS DE CAÍDA LIBRE

SCIMENI (1937), EXPRESÓ LA FORMA DE LA NAPA EN COORDDENAS → X – Y

CON ORIGEN LOCALIZADO EN EL PUNTO MAS ALTO, PARA UN VALOR UNITARIO DE H (nivel del agua por sobre la cresta del vertedero).

$$y = K \cdot x^n$$

K = 0,5

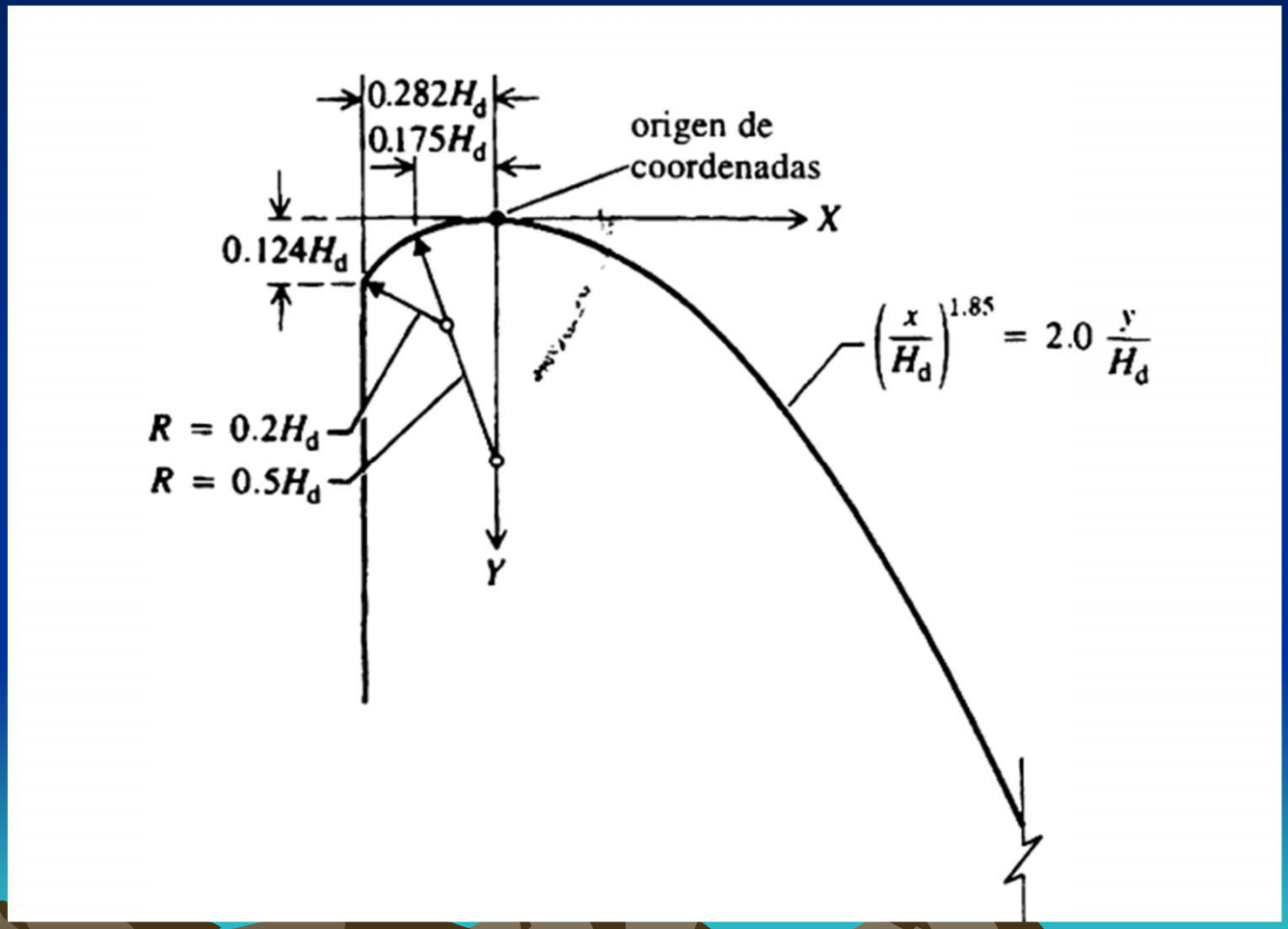
n = 1,85

COMO LAS NAPAS PARA OTROS VALORES DE H TIENEN FORMA SIMILAR, ENTONCES:

$$\frac{y}{H} = K \cdot \left(\frac{x}{H}\right)^n$$

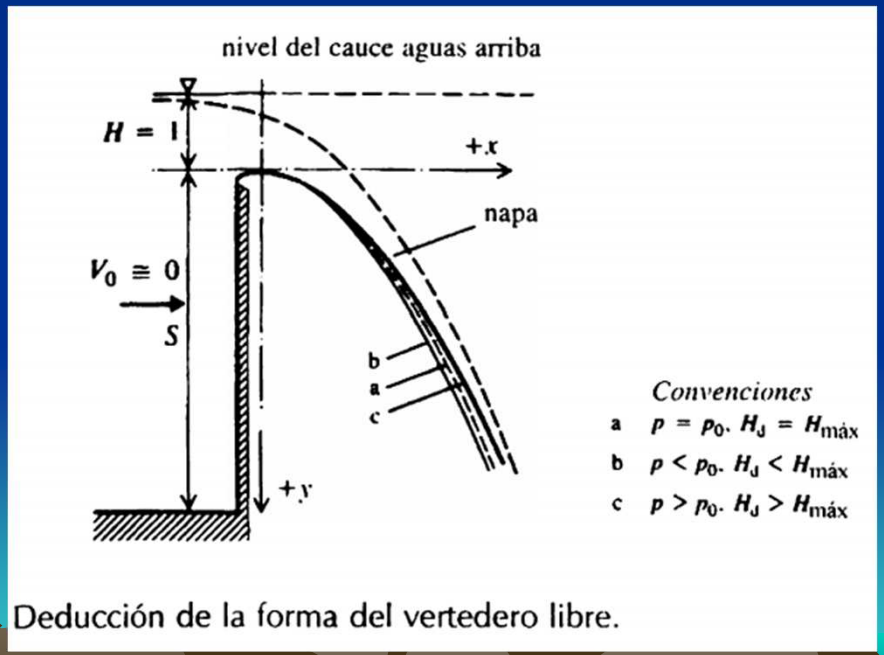
VERTEDEROS DE CAÍDA LIBRE

CRESTA DE UN VERTEDERO ESTANDAR:



VERTEDEROS DE CAÍDA LIBRE

- **PARA K=0,5 LAS PRESIONES QUE ACTUAN SOBRE EL VERTEDERO SON ATMOSFÉRICAS (p_o): CURVA "a" DE NAPA**
- **PARA K>0,5 LAS PRESIONES QUE ACTUAN SOBRE EL VERTEDERO SON NEGATIVAS ($p<p_o$): CURVA "b" DE NAPA**
- **PARA K<0,5 LAS PRESIONES QUE ACTUAN SOBRE EL VERTEDERO SON MAYORES A LA ATM. ($p>p_o$): CURVA "c" DE NAPA**



Deducción de la forma del vertedero libre.

VERTEDEROS DE CAÍDA LIBRE

ECUACIÓN DE DESCARGA:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C_d \cdot \sqrt{2} \cdot g^{1/2} \cdot b \cdot H^{3/2}$$

EXISTEN TRES POSIBILIDADES PARA ESCOGER LA RELACIÓN ENTRE LA ALTURA DE DISEÑO (Hd) UTILIZADA EN LA DEDUCCIÓN DE LA FORMA DEL VERTEDERO Y LA ALTURA REAL MÁXIMA (Hmax)

$$H_d = H_{max}$$
$$H_d > H_{max}$$
$$H_d < H_{max}$$

VERTEDEROS DE CAÍDA LIBRE

$$H_d = H_{max}$$

LA PRESIÓN ES ATMOSFÉRICA $\rightarrow C_d = 0,745$

$$H_d > H_{max}$$

LA PRESIÓN ES MAYOR A LA ATMOSFÉRICA $\rightarrow 0,578 < C_d < 0,745$

(el límite inferior se aplica en vertederos de cresta ancha)

$$H_d < H_{max}$$

OJO!!! Nivel de Cavitación para $H = 2 \cdot H_d \rightarrow C_d = 0,825$

POR SEGURIDAD NO EXCEDER

$$H_{max} = 1,65 \cdot H_d \rightarrow C_d = 0,81$$

(evitar intrusión de aire en la superficie del vertedero, de lo contrario el chorro puede vibrar)

VERTEDEROS DE CAÍDA LIBRE

Para vertederos con compuertas, la colocación de umbrales de fondo 0,2H aguas debajo de la cresta reduce de manera sustancial la tendencia a presiones negativas, para efluentes bajo compuertas parcialmente elevadas.

Para secciones delgadas de presas, ejemplo las de arco, puede ser necesario desplazar la cara aguas arriba (saliente dentro del embalse), a fin de ganar ancho suficiente para desarrollar la forma del vertedero.

En la ecuación de descarga que vimos, "b" es la longitud del vertedero, en caso de pilas sobre la cresta la longitud será:

$$b_c = b - k \cdot n \cdot H$$

n=número de contracciones

K=coeficiente en función de H y forma de la pila

VERTEDEROS DE CAÍDA LIBRE

EN EL CASO DE PRESAS DE GRAVEDAD DE HORMIGÓN, EL VERTEDERO SE CONTINUA A PIÉ DE PRESA Y DENTRO DEL TANQUE DE AMORTIGUACIÓN.

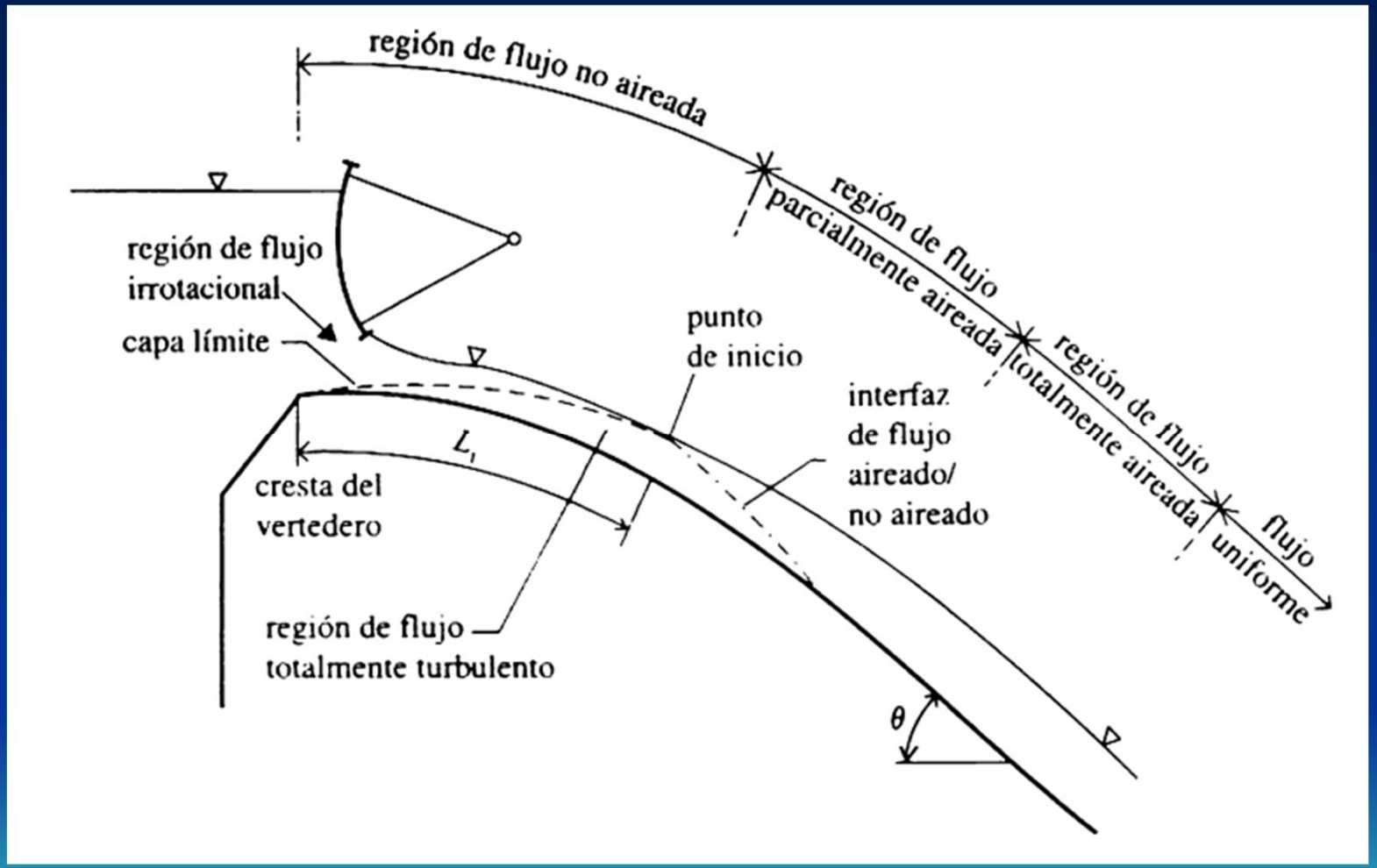
TAMBIEN PUEDE TERMINAR EN UNA CARA VERTICAL CON CHORRO A CAÍDA LIBRE (PRESAS DE ARCO) O EN FORMA DE SALTO DE ESQUÍ.

UN PUNTO FUNDAMENTAL ES DONDE COMIENZA LA AUTOAIREACIÓN DE LA NAPA DE CAÍDA LIBRE (EN CONTACTO CON EL VERTEDERO).

LA DISTANCIA Li (m), DEL PUNTO DE COMIENZO DE LA AIREACIÓN MEDIDA A PARTIR DE LA CRESTA SE ESTIMA:

$$L_i = 15 \cdot q^{1/2}$$

VERTEDEROS DE CAÍDA LIBRE



VERTEDEROS DE CAÍDA LIBRE

DATOS:

EN UN AMPLIO ESTUDIO SOBRE ESTRUCTURAS DE VERTEDEROS EN FUNCIONAMIENTO SE ENCONTRÓ:

EROSIÓN DE LA SUPERFICIE PARA VALORES DE VELOCIDADES SUPERIORES A 30m/s Y CAUDALES ESPECÍFICOS > 50m2/s

(el estudio comprendió casos de 20m/s < V < 40m/s y 5m2/s < q < 200m2/s)

NO TODOS LOS DAÑOS SE DEBIAN A LA CAVITACIÓN, PERO SI LA MAYORÍA DE ELLOS.

AUN SUPERFICIES "LISAS" REQUIEREN UNA GRAN PRECAUCIÓN PARA VELOCIDADES SUPERIORES A 30-35m/s, QUE CORRESPONDEN A ALTURAS > 50m

VERTEDEROS DE CAÍDA LIBRE

DATOS:

EL PAPEL DE VALORES GRANDES DE CAUDALES ESPECÍFICOS EN EL INICIO DE LA AUTOAIREACIÓN ES EVIDENTE, PUES:

$$L_i = 15 \cdot q^{1/2}$$

Y POR CONSIGUIENTE, AUN MAS, CUANDO EL INICIO DEL CONTACTO DEL AIRE CON LA SUPERFICIE DEL VERTEDERO ES DILATADO……

LO QUE PERMITE PROTECCIÓN A LA CAVITACIÓN

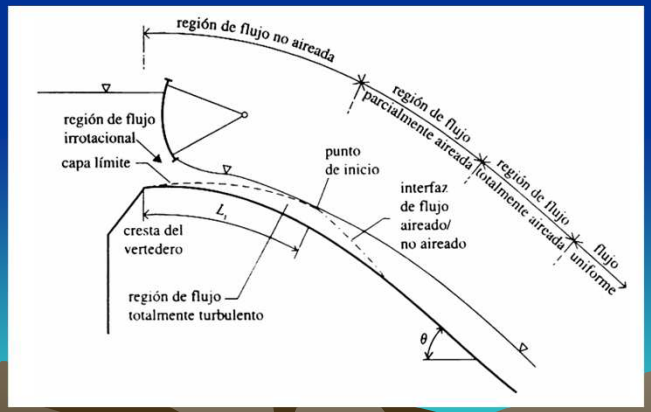
VERTEDEROS DE CAÍDA LIBRE

AUTOAIREACIÓN:

ASPECTO MAS IMPORTANTE DEL FLUJO SUPERCRÍTICO!!!!

BENÉFICO PARA LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA Y LA PROTECCIÓN DE LA CAVITACIÓN

“EL PRINCIPIO DE LA AIREACIÓN OCURRE EN EL PUNTO DONDE LA CAPA LÍMITE TURBULENTA PENETRA EL FLUJO EN TODA LA PROFUNDIDAD”



VERTEDEROS DE CAÍDA LIBRE

AUTOAIREACIÓN:

EL FLUJO AIREADO UNIFORME SE ALCANZA SOLO PARA DISTANCIAS CONSIDERABLES A PARTIR DE LA CRESTA DEL VERTEDERO Y EN MUCHAS RÁPIDAS PUEDE QUE NO SE ALCANCE DEL TODO……EN PARTICULAR SI EL "q" ES GANDE (>50m2/s)

DESDE EL PUNTO DE PROTECCIÓN CONTRA LA CAVITACIÓN SE REQUIERE UNA CONCENTRACIÓN MÍNIMA DE AIRE EN CONTACTO CON EL VERTEDERO (APROX. 7%).

A FIN DE PROPORCIONAR PROTECCIÓN CONTRA LA CAVITACIÓN EN LOS COSOS DONDE:

- **NO HAY AIRE EN CONTACTO CON EL VERTEDERO**
- **CONCENTRACIÓN DE AIRE ES INSUFICIENTE**
- **VELOCIDADES ALTAS QUE POSIBILITEN EL DAÑO……**

VERTEDEROS DE CAÍDA LIBRE

AUTOAIREACIÓN:

SE DESARROLLO LA “AIREACIÓN ARTIFICIAL” POR AIREADORES

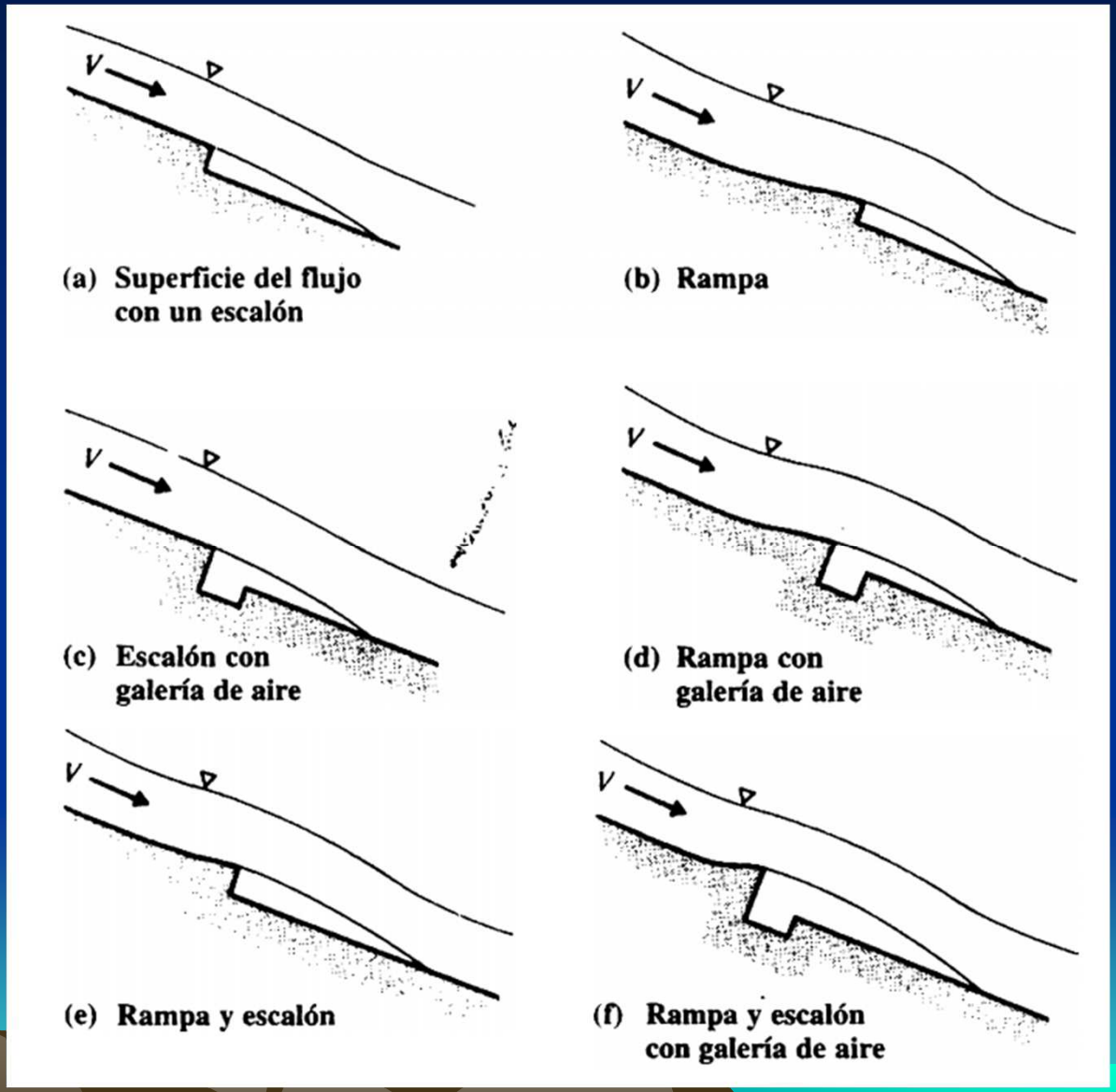
DICHOS AIREADORES TIENEN LA FORMA DE:

- **DEFLECTORES (RAMPAS)**
- **DESNIVELES (ESCALONES)**
- **RANURAS**
- **COMBINACIONES DE LOS ANTERIORES**

SE SUMINISTRA DE MANERA AUTOMÁTICA AIRE A LA SUPERFICIE DEL VERTEDERO MEDIANTE DUCTOS DE AIRE A MEDIDA QUE LA SEPARACIÓN DEL FLUJO HACE QUE LA PRESIÓN AGUAS ABAJO DEL AIREADOR CAIGA POR DEBAJO DE LA ATM.

VERTEDEROS DE CAÍDA LIBRE

AUTOAIREACIÓN:



DESCARGADORES DE FONDO

Son aberturas en la presa utilizadas para hacer descender el nivel del embalse.

De acuerdo con el tipo de compuertas (VÁLVULAS) de control y la posición del efluente con respecto al cauce aguas abajo, operan a presión o en flujo libre, en parte de su longitud.

El flujo de los desagües de fondo puede utilizarse para compensar el flujo en el tramo del río aguas debajo de la presa, cuando de otra manera caería a valores por debajo de los límites aceptables.

También pueden servir para pasar CORRIENTES DE DENSIDAD (cargadas de sedimentos), a través del embalse.

DESCARGADORES DE FONDO

Grandes aberturas en el fondo sirven como **VERTEDEROS SUMERGIDOS**, cuya capacidad puede utilizarse durante la construcción de la presa (SE DEBE PREVENIR EL BLOQUEO).

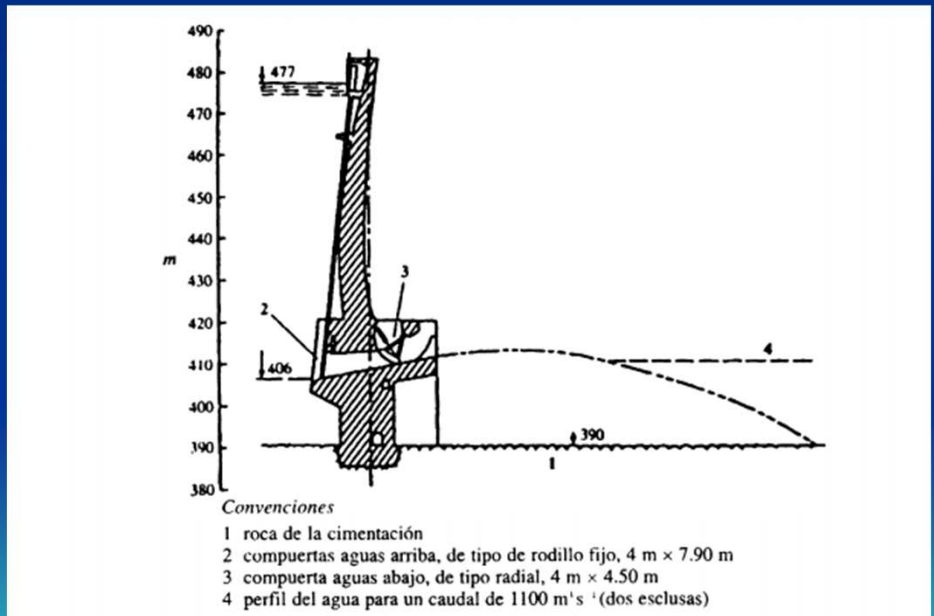


Figura 4.21 Vertedero de fondo de la presa de arco de Sainte-Croix (Thomas, 1976).

DESCARGADORES DE FONDO

Generalmente el ÁREA DEL EFLUENTE se reduce (85%) del área de DESAGÜE DE FONDO, para tomar medidas de protección contra la **CAVITACIÓN** (eso reduce la capacidad del desagüe).

Lo mismo pasa si el desagüe termina en una válvula reguladora.

Para prevenir la formación de **VÓRTICES** en el nivel de aguas arriba en la entrada, su eje debe estar lo suficientemente sumergido y/o deben utilizarse dispositivos de supresión de vórtices (Ej: balsas flotantes).

Puede ser ventajoso COMBINAR la parte del efluente de los desagües de fondo con el disipador de energía del vertedero. Usualmente las decargas van separadas.

Detalle de protección adicionales en tomas contra el hielo en invierno.

CRECIENTE DE DISEÑO

La **selección del hidrograma de la creciente de diseño** (afluente del embalse), es una de las tareas más importantes en el diseño de presas; depende de la **localización** y el **tipo de presa** y el procedimiento para su determinación está supeditado a la **disponibilidad de registros pasados**.

CRECIENTE MÁXIMA PROBABLE (CMP)

La creciente máxima probable, es derivada de la precipitación máxima probable (**PMP**) o por un procedimiento de hidrograma unitario.

Empezando con la creciente máxima observada y siguiendo con métodos empíricos que contienen curvas envolventes de diseño para eventos de creciente máxima observada.

CRECIENTE DE DISEÑO

CRECIENTE MÁXIMA PROBABLE (CMP)

También la **CMP** puede determinarse de forma aproximada como un múltiplo de la creciente para cierto período de retomo **[por ejemplo, 150 años, Q_{150} (m3/s)].**

Se proporciona la siguiente ecuación que correlaciona la creciente con:

- el área de la cuenca **[A(km2)]**
- el índice de permeabilidad de la cuenca **(P)**
- la frecuencia de las corrientes (número de uniones en un mapa a escala 1:25.000 dividido por el área de la cuenca, ***(F)***
- la lluvia neta de un día con cierto periodo de retomo [por ejemplo, 5 años, ***R(mm)]***
- una constante regional **(α)**.

CRECIENTE DE DISEÑO

CRECIENTE MÁXIMA PROBABLE (CMP)

$$Q_{150} = \alpha \cdot A^{0,87} \cdot F^{0,31} \cdot P^{1,23} \cdot R^{1,17} (m^3/s)$$

La CMP es entonces cerca de 5 veces el valor de Q_{150}.

La definición de CMP implica que no es un valor fijo, y su determinación (además de su localización) depende de la confiabilidad de la información, el avance del conocimiento técnico, y la precisión del análisis; entonces puede —y debería— **revisarse con periodicidad.**

Su probabilidad no puede determinarse, ya que representa eventos tan raros que no existen datos observados disponibles para establecerla.

Un estudio completo sobre los métodos corrientes para la selección de la creciente de diseño también puede encontrarse en ICOLD (1992)

Tabla 4.1 Creciente y oleajes estándares para embalses por categoría de presas (ICE, 1978)

Categoría	*Condición inicial del embalse*	*Afluente de diseño de la presa*			*Velocidad del viento concurrente y sobrebordes mínimos por oleaje*
		Estándar general	*Estándares mínimos si se toleran desbordamientos inusuales*	*Estándar alternativo si se garantiza un estudio económico*	
(a) Embalses donde una ruptura pondría en peligro vidas en una comunidad.	Vertimiento del afluente diario promedio de largo plazo.	Creciente máxima probable (CMP)	0.5 CMP o creciente de 10 000 años (tomar el mayor).	No es aplicable.	Invierno: viento máximo horario una vez en 10 años. Verano: viento máximo horario anual promedio.
(b) Embalses donde una ruptura: (i) no pondrá en peligro vidas en una comunidad. (ii) generará un daño excesivo.	Lleno (no vertimientos).	0.5 CMP o creciente de 10 000 años (tomar el mayor).	0.3 CMP o creciente de 1000 años (tomar el mayor).	Creciente con probabilidad que minimiza costos de daños y vertedero; las afluencias no serán menores que los estándares mínimos pero pueden exceder los estándares generales.	Sobreborde por oleaje no menor de 0.6 m.
(c) Embalses donde una ruptura implicará riesgo mínimo a seres vivientes y causará daño limitado.	Lleno (no vertimientos).	0.3 CMP o creciente de 1000 años (tomar el mayor).	0.2 CMP o creciente de 150 años (tomar el mayor).		Viento máximo horario anual promedio; sobreborde por oleaje no menor de 0.4 m.
(d) Casos especiales donde no se vaticina pérdida de vidas como resultado de una ruptura y se causará daño muy limitado debido a inundación adicional.	Vertimientos del afluente diario promedio de largo plazo.	0.2 CMP o creciente de 150 años.	No es aplicable.	No es aplicable.	Viento máximo horario anual promedio. Sobreborde por oleaje no menor de 0.3 m.

Cuando el procedimiento de control del embalse lo requiera y las capacidades de caudal lo permitan, se pueden adoptar operaciones a/o por debajo de los niveles especificados definidos para el año, siempre y cuando se especifiquen en los certificados o reportes de la presa. Cuando una proporción de la CMP se especifica, es necesario calcular el hidrograma de la CMP y multiplicar todas las ordenadas por 0.5, 0.3 ó 0.2, como se indica.

TRÁNSITO DE CRECIENTES

Para determinar el CAUDAL DE DISEÑO DEL VERTEDERO, se debe convertir el HIDROGRAMA DEL AFLUENTE DE LA CRECIENTE DE DISEÑO EN EL EFLUENTE MEDIANTE UN TRÁNSITO DE CRECIENTES (que a su vez es una función del tipo, tamaño y operación del vertedero y del área del embalse).

PROCESO DE DISEÑO ITERATIVO

El EFLUENTE de la presa, que determina el tamaño y tipo de vertedero, depende del AFLUENTE y del tipo y tamaño de vertedero.

El TRANSITO DE CRECIENTES EN UN EMBALSE, puede efectuarse utilizando varios métodos (en función del tamaño del embalse, intervalo de tiempo escogido y precisión requerida):

- **Iteración;**
- **Puls;**
- **Goodrich,**
- **Valor del efluente inicial.**

TRÁNSITO DE CRECIENTES

TODOS LOS MÉTODOS SE BASAN EN LA ECUACIÓN DE CONTINUIDAD:

$$I - O = \frac{dV}{dt}$$

I=afluente
O=efluente
V=almacenamiento en el embalse

Ecuación que podemos reescribir como:

$$\frac{V_2 - V_1}{\Delta t} = \frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2}$$

Si están presentes otros efluentes regulados O_R (efluentes de fondo, para riego, generación de energía), deben incluirse.

TRÁNSITO DE CRECIENTES

LA SOLUCIÓN DE LA ECUACIÓN, CONTIENE DOS INCÓGNITAS:

$$\frac{V_2 - V_1}{\Delta t} = \frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2}$$

Δt se escoge.

Es posible la resolución de la ecuación solo si se tiene en cuenta que, en el tránsito del embalse, existe una relación única entre el nivel de agua y el almacenamiento (suponemos un nivel de agua horizontal en el embalse) y entre el nivel de agua y el efluente……

EXISTE UNA RELACIÓN UNICA ENTRE EL EFLUENTE "O" Y EL VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO "V"

TRÁNSITO DE CRECIENTES

Debnominando "h" a la carga por encima de la cresta del vertedero y "A" al área del embalse a un nivel "h":

$$A = f_1(h)$$

$$V = f_2(h)$$

$$\Delta V = A \cdot \Delta h$$

$$O = f_3(h)$$

$O = f_4(V)$ – Ecuación para vertedero con flujo libre sin compuertas, en caso de tener compuertas, sólo se aplicará para una posición dada de las compuertas**

De esta forma podemos reescribir la ecuación como:

$$\frac{2 \cdot V_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + \frac{2 \cdot V_1}{\Delta t} - O_1$$

TRÁNSITO DE CRECIENTES

$$\frac{2 \cdot V_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + \frac{2 \cdot V_1}{\Delta t} - O_1$$

CANTIDADES CONOCIDAS

****EL TRANSITO DE LAS CRECIENTES EN UN VERTEDERO CON COMPUERTAS ES MUCHO MAS COMPLEJO QUE EN UN VERTEDERO LIBRE.**

A MENUDO SE SUPONE QUE EN UNA CRECIENTE MAYOR, LAS COMPUERTAS SE HAN ELEVADO Y EL EMBALSE VACIADO HASTA EL NIVEL DE LA CRESTA ANTES DE LA CRECIENTE, Y EL TRÁNSITO ENTONCES, SE EFECTÚA DE LA MANERA CONVENCIONAL APLICABLE A UN VERTEDERO CON FLUJO LIBRE.

TRÁNSITO DE CRECIENTES

EN EL DISEÑO SE DEBE ESTIMAR PRIMERO: EL EFLUENTE MÁXIMO DEL EMBALSE (para un hidrograma de afluente dado).

SEGUNDO: ESCOGER EL TAMAÑO Y TIPO DE VERTEDERO.

TERCERO: VERIFICAR EL PLANTEAMIENTO PROPUESTO, HACIENDO TRANSITAR AL AFLUENTE POR EL VERTEDERO SELECCIONADO.

SE SUPONE QUE LA CRESTA Y EL NIVEL MÁXIMO PERMISIBLE DEL AGUA SE FIJAN POR: USO DEL EMBALSE, ALTURA ECONÓMICA DE LA PRESA, NIVEL DE INUNDACIONES).

EN EL TRANSITO DE CRECIENTES SE PRESUME QUE EL NIVEL INICIAL DE EMBALSE ES TAN ALTO COMO SE PUEDE ESPERAR AL COMIENZO DE UNA CRECIENTE MAYOR (A NIVEL DE CRESTA DE VERTEDERO).

TRÁNSITO DE CRECIENTES

EN GENERAL LOS VERTEDEROS ANGOSTOS CON COMPUERTAS REQUIEREN PRESAS MAS ALTAS Y SON MUY EFECTIVOS EN EL TRÁNSITO DE CRECIENTES.

LOS VERTEDEROS MAS ANCHOS Y LIBRES O CON COMPUERTAS ECONOMIZAN LA ALTURA DE LA PRESA, PERO USUALMENTE NO SON MUY EFECTIVOS EN REGULAR INUNDACIONES.

ENTONCES EL TIPO DE VERTEDERO INFLUYE SOBRE LOS BENEFICIOS QUE SE OBTIENEN DEL CONTROL DE INUNDACIONES.

MENOR COSTO DE VERTEDERO = MAYOR COSTO DE LA PRESA

Si combinamos los dos costos, es posible determinar el nivel de la cresta para un costo mínimo total. Aunque lo USUAL es determinar el nivel de la cresta a partir de considerar la OPERACIÓN DEL EMBALSE.

BORDE LIBRE

La presa debe tener una altura superior al nivel máximo que puedan alcanzar las aguas.

Este nivel que no se ocupa con agua, se llama borde libre, evita que por efecto de olas o movimientos en la superficie libre del embalse el agua derrame por encima de la presa.

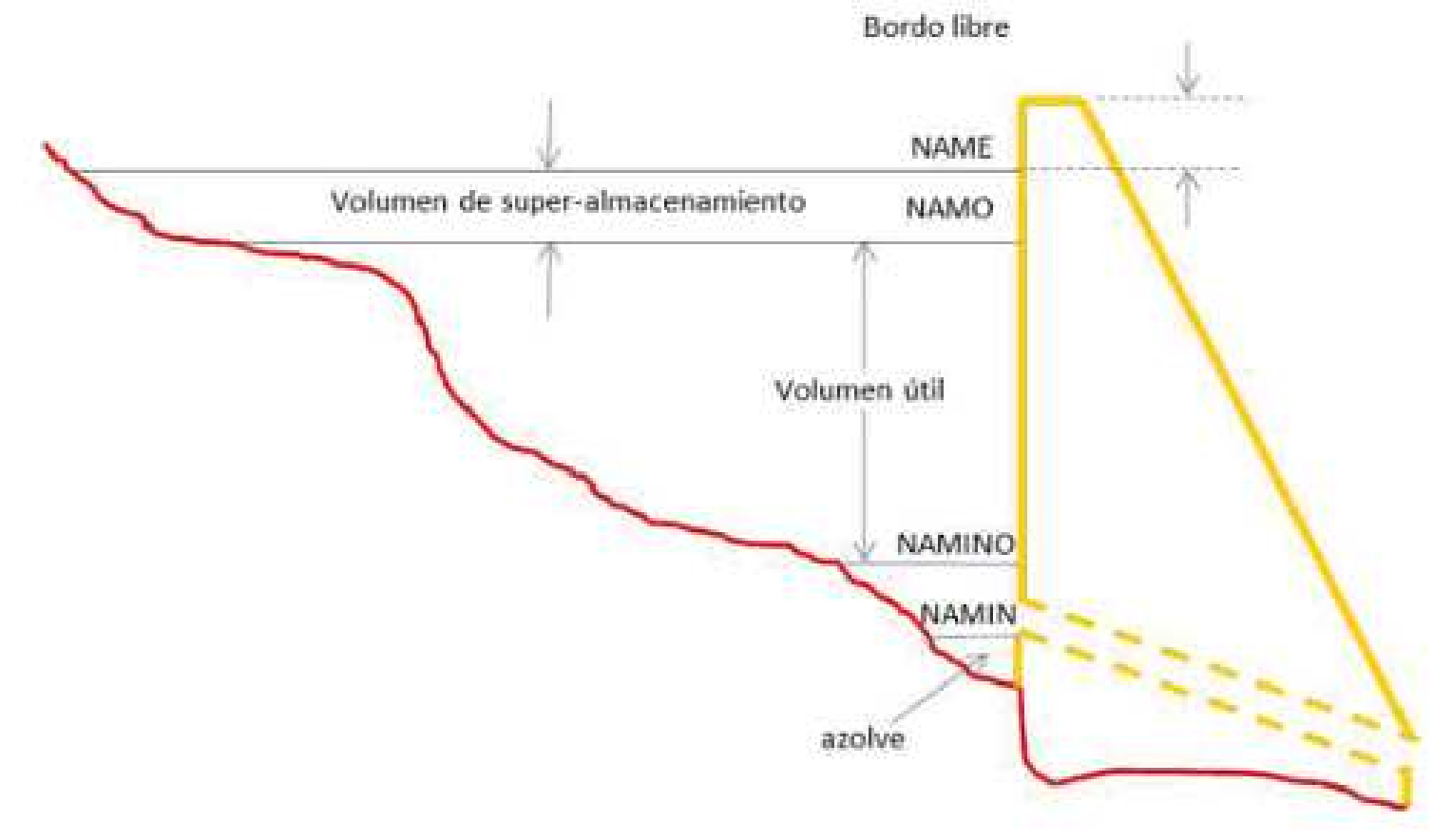
Esta situación sería altamente indeseable principalmente en presas de tierra y material mixto.

En el cálculo del borde libre (BL) intervienen: el efecto del viento, la inclinación de la superficie del embalse, el choque de las olas en la presa, el asentamiento de la presa.

Existen otros factores particulares como una sobreelevación por mal funcionamiento de las compuertas de vertedero, efectos de derrumbe sobre el embalse, efectos por sismos, etc.

BORDE LIBRE

$$BL = H1 + H2 + H3 + H4 + H5 + Hn$$



BORDE LIBRE

EFECTO DEL VIENTO

La altura de las olas varía con la magnitud de la velocidad del viento y su persistencia, es decir, el tiempo que el viento se mantiene en una misma dirección a una determinada velocidad.

Frecuentemente, el efecto mayor para la formación de olas, se manifiesta si la duración del viento para una determinada dirección, supera los 60 minutos.

Los efectos producidos por el viento son más significativos si la dirección del mismo coincide con el fetch del embalse.

Se denomina "fetch", a la mayor distancia rectilínea directa desde algún punto de la presa hasta el borde opuesto del embalse.

BORDE LIBRE

EFECTO DEL VIENTO

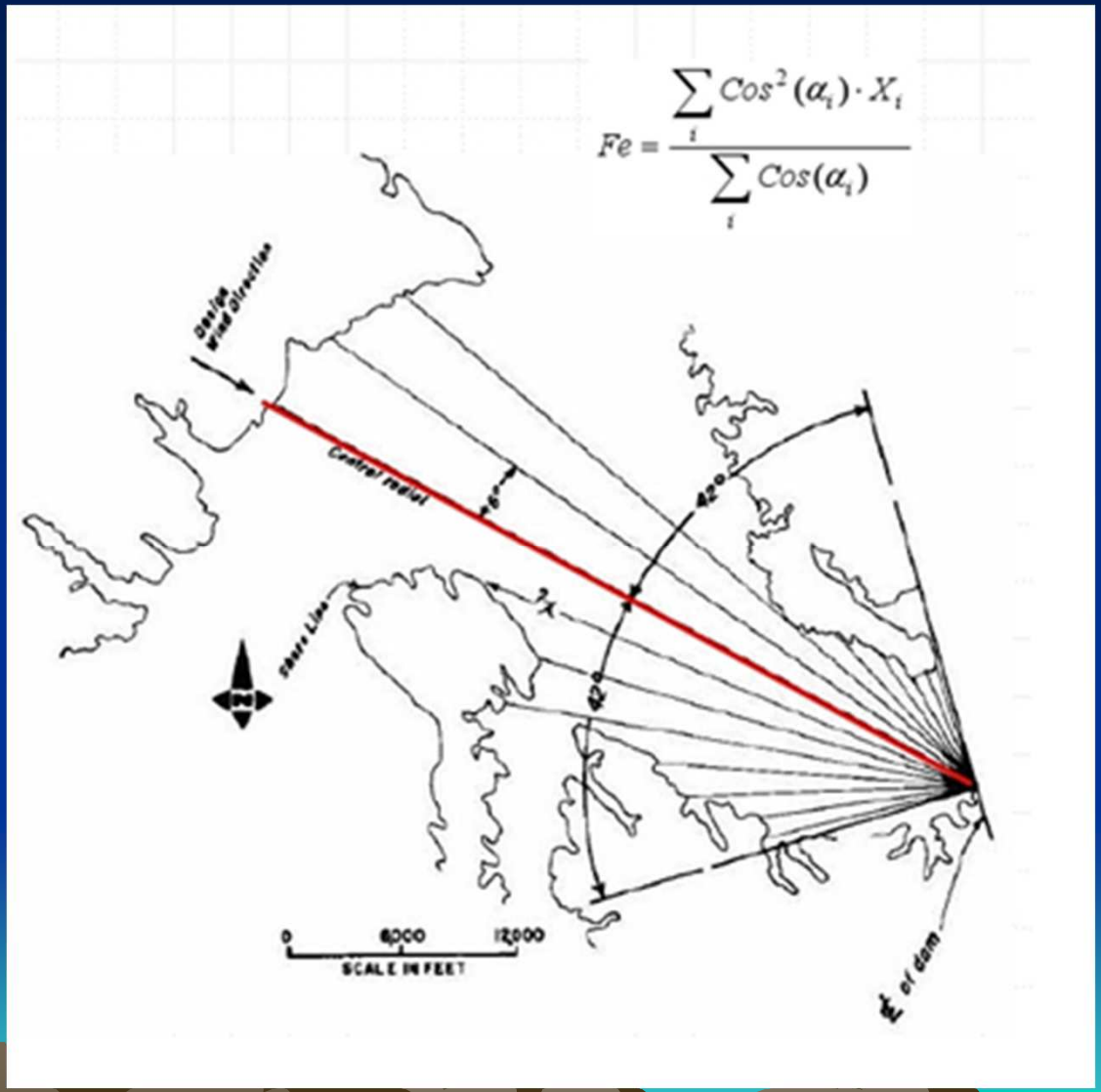
Con frecuencia ocurre que la dirección del viento predominante no coincide con el fetch, en tal caso, se puede tomar como **"fetch efectivo" la distancia que corresponda tomada en la dirección del viento predominante.**

Algunos autores consideran como "fetch efectivo" al que resulta del siguiente cómputo:

- Se trazan dos ángulos de 45º, uno a cada lado del fetch máximo y se dividen aproximadamente 15 segmentos iguales;
- Multiplicando la longitud del fetch correspondiente a cada segmento por el coseno del ángulo de desviación desde el fetch máximo y dividiendo la suma de esos productos por la suma de los cosenos se tiene "fetch efectivo".

BORDE LIBRE

$$Fe = \frac{\sum_i Cos^2(\alpha_i) \cdot X_i}{\sum_i Cos(\alpha_i)}$$



BORDE LIBRE

H1 – ALTURA DE LA OLA

Es un factor importante a tener en cuenta en la altura total del borde libre, en lo referente a la altura que debe dejarse para asegurar el impacto de la ola al llegar a la presa. Se puede calcular mediante la expression de Stevenson:

$$H1 = 0,03227 \cdot (V \cdot F)^{0,5} + 0,76 - 0,24 \cdot (F)^{0,25}$$

Donde:
H1 es la altura de la ola (m)
V es la velocidad del viento (km/h)
F es el fetch (km)

(para valores grandes de la línea de agua (F>20 km) los dos últimos términos pueden ignorarse)

BORDE LIBRE

H2 – SOBREELEVACIÓN DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL EMBALSE "SETUP".

Bajo la acción de vientos continuados en una misma dirección se produce un efecto de "marea" o ascenso de la superficie libre del agua sobre la costa del embalse, orientada de frente a la dirección del viento. Si ese efecto se produce sobre la presa, este ascenso se manifiesta con una elevación de la superficie del agua sobre la misma. Este efecto se considera mediante la siguiente expresión USBR:

$$H2 = \frac{V^2 \cdot F}{62.000 \cdot h_m} \qquad h_m = \frac{Vol.Embalse}{Área}$$

Donde:

H2 es la altura de ascenso del agua (m)

h_m es la profundidad media del embalse (m)

BORDE LIBRE

H3 – CHOQUE DE LAS OLAS EN LA PRESA "RUNUP"

Al llegar las olas a la presa, se produce un choque que genera otra sobreelevación. El cálculo de este efecto, depende de la altura y la longitud de las olas formadas, así como de la pendiente del talud de aguas arriba de la presa. Se puede evaluar mediante la expresión:

$$H3 = 0,6 \cdot H1$$

H4 – ASENTAMIENTO

En los diques de tierra también se debe considerar su asentamiento.

Hn – OTROS FACTORES

SEDIMENTACIÓN EN EMBALSES

La escorrentía de sedimento en muchos ríos se incrementa de continuo principalmente como resultado de la influencia humana. La concentración de sedimentos en los ríos fluctúa mucho y es **función del suministro de sedimentos y el caudal.**

La pérdida en el almacenamiento es sólo uno de los **efectos nocivos** de la sedimentación en embalses; otros son el incremento de los niveles de inundación aguas arriba del embalse, el retroceso del lecho del río y de los niveles de agua aguas abajo de la presa, la eliminación de los nutrientes conducidos por los sedimentos finos, el efecto de la sedimentación en la calidad del agua del embalse, etc.

En muchos embalses indios las pérdidas anuales en el almacenamiento debido a la sedimentación están entre 0,5% y 1,5 %.

SEDIMENTACIÓN EN EMBALSES

La **densidad relativa** del sedimento depositado varía mucho a medida que ocurre la consolidación a través de los años y puede alcanzar valores **hasta de 2.0** (por lo general está entre 1.2-1.6).

El cálculo detallado de la magnitud de sedimento que se deposita en un embalse requiere no sólo del conocimiento de la cantidad y la composición del sedimento entrante, sino también de la operación del embalse y secciones transversales a lo largo de él.

La razón entre la carga de sedimento, W, que está en suspensión en el final de un tramo de longitud L, profundidad del flujo y, y velocidad V con respecto a la carga inicial W_0 puede expresarse como:

k (ctte. En función de la velocidad de caída de la particula)

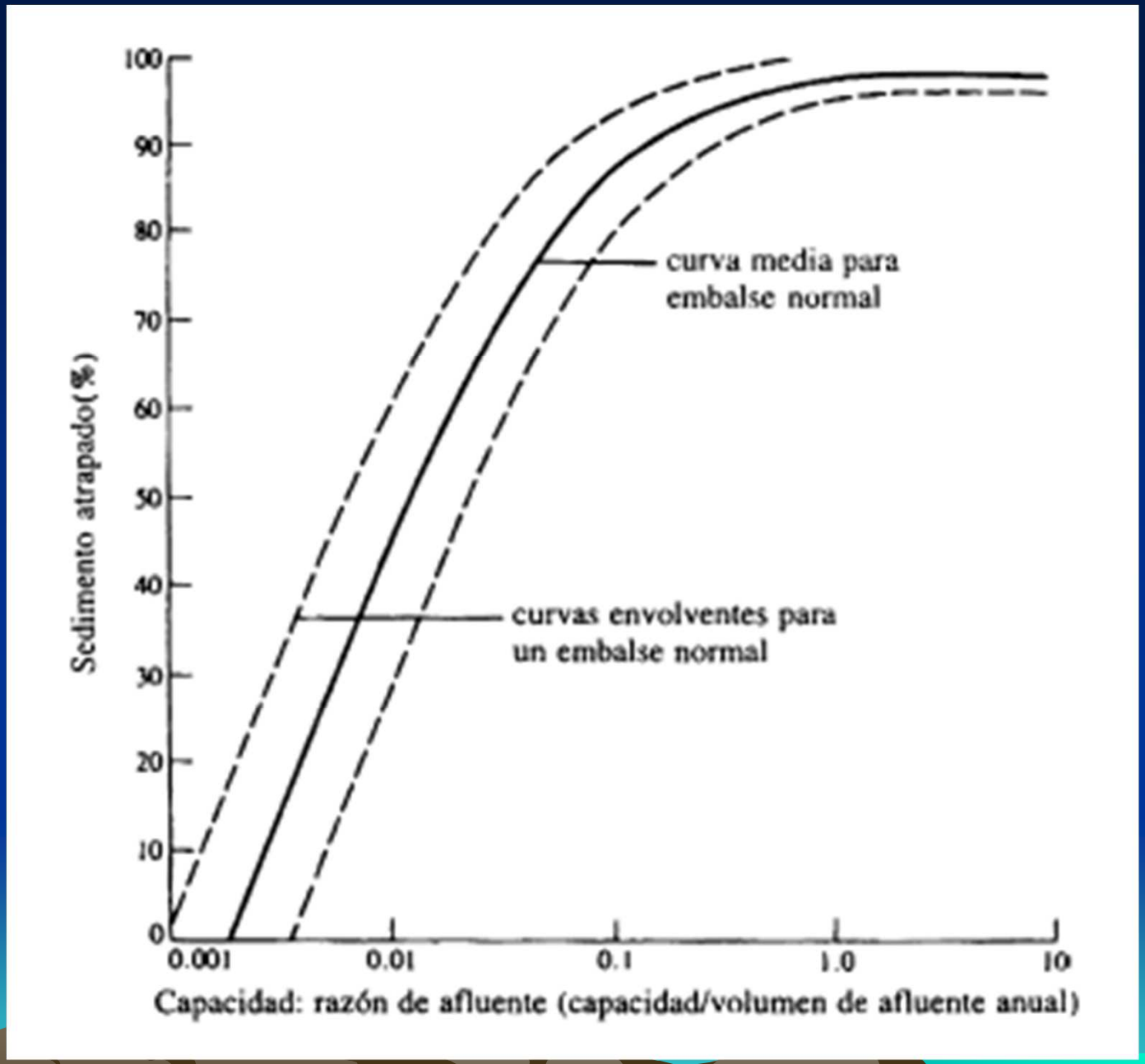
$$\frac{W}{W_0} = e^{-k \cdot L / y \cdot V}$$

SEDIMENTACIÓN EN EMBALSES

Para estudios preliminares, el uso de curvas de eficiencia de trampa es suficiente.

La versión utilizada con más frecuencia es la gráfica construida por Brune (1953) o la gráfica de Churchill, ambas precisan el porcentaje del sedimento atrapado en función de la razón entre la capacidad del embalse (m3) y el afluente anual (m3).

La gráfica debe utilizarse en intervalos de tiempo (1-10 años según la precisión que se requiera), ya que al finalizar cada período el volumen del embalse disminuirá en la cantidad sedimentada, de modo que se reducirá la eficiencia de la trampa en el siguiente período


Sedimento atrapado(%)
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
curva media para
embalse normal
curvas envolventes para
un embalse normal
0.001
0.01
0.1
1.0
10
Capacidad: razón de afluente (capacidad/volumen de afluente anual)

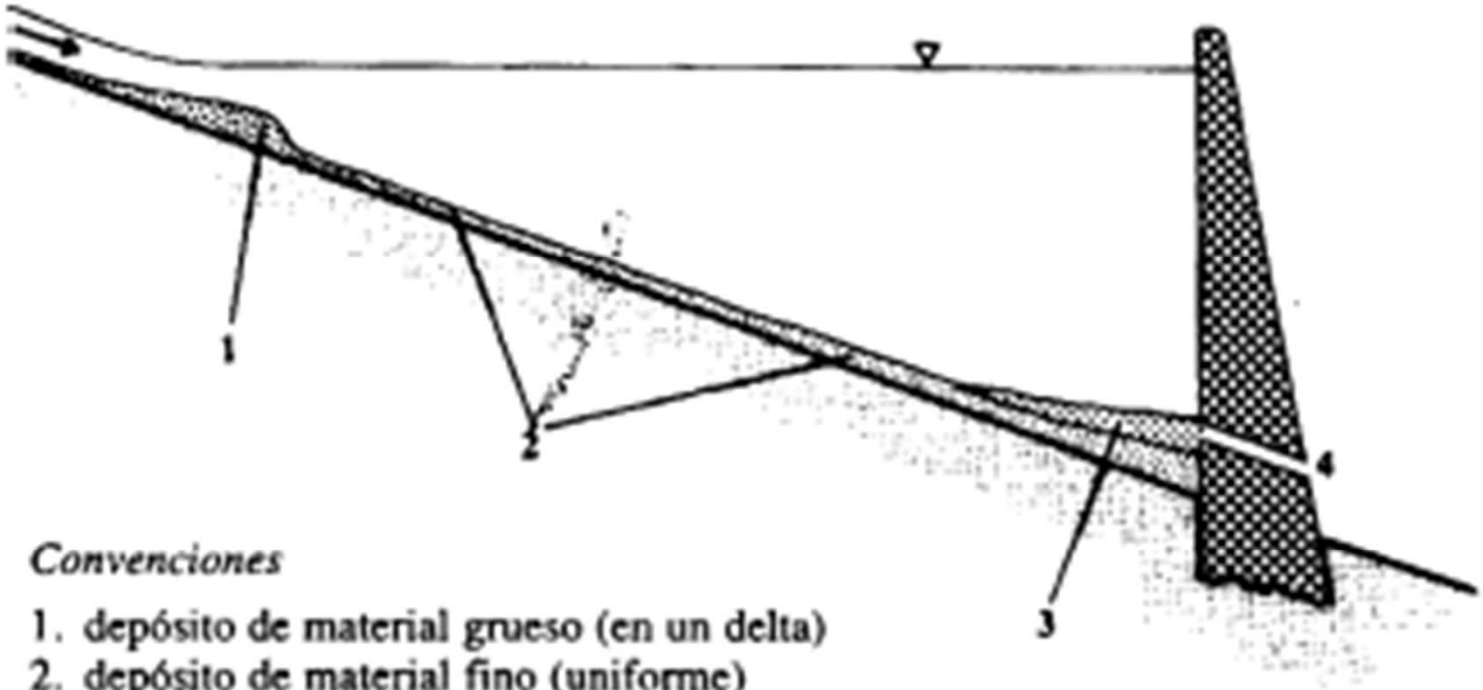
SEDIMENTACIÓN EN EMBALSES

La capacidad y el volumen del afluente anual deben estar en las mismas unidades de medida.

La curva envolvente superior se debe utilizar cuando el sedimento de entrada esté altamente floculado o grueso. La curva envolvente inferior se usará cuando el sedimento de entrada sea coloidal o fino.

Los **resultados** que se obtienen de la aplicación de la curva de eficiencia de trampa **deben tomarse con precaución**, ya que difieren bastante de los resultados de modelaciones matemáticas más detalladas que, en general, dan resultados menos favorables.

ETAPAS DE DEPÓSITO



Convenciones

1. depósito de material grueso (en un delta)
2. depósito de material fino (uniforme)
3. depósito debido a corrientes de densidad
4. desagüe de fondo

La capacidad del embalse puede preservarse (a) minimizando la entrada de sedimentos, (b) maximizando el paso del sedimento, o (c) recuperando el almacenamiento.

SEDIMENTACIÓN EN EMBALSES

La minimización de la entrada del sedimento es de lejos la medida más efectiva y puede lograrse, por selección óptima, la localización del embalse, al prevenirse la erosión de la cuenca por métodos de conservación de suelos (reforestación, construcción de terrazas, recubrimiento vegetal, etc.), al atraparse el sedimento con trampas o con pantallas de vegetación en los tributarios aguas arriba del embalse, o al desviarse los flujos cargados fuertemente de sedimentos durante las crecientes, mediante una estructura de desviación, desde aguas arriba hasta aguas abajo de la presa.

SEDIMENTACIÓN EN EMBALSES

La maximización del paso del sedimento requiere regular el flujo durante las crecientes y/o el lavado durante un desembalse. En ciertas condiciones, el afluente cargado de sedimentos no se mezcla con el agua del embalse sino que se mueve a lo largo del lecho antiguo del río como una corriente de densidad hacia la presa, donde puede extraerse mediante desagües localizados y operados de manera adecuada. En principio, el desarrollo de las corrientes de densidad requiere una diferencia significativa entre la densidad del afluente y el agua en el embalse, un embalse con gran profundidad y condiciones morfológicas favorables (un lecho de río antiguo, profundo y recto).

SEDIMENTACIÓN EN EMBALSES

La recuperación del almacenamiento puede lograrse lavando el sedimento depositado, técnica que es efectiva sólo cuando se combina con un desembalse sustancial, mediante sifonamiento o dragado, en este último caso ya sea con métodos convencionales, en particular puede usarse una draga de succión con una rueda de cangilones, o técnicas especiales (bombas neumáticas o de chorro).

SEDIMENTACIÓN EN EMBALSES

ALGUNOS DATOS:

LAS PARTICULAS DE LIMO Y ARCILLAS SON FACILMENTE MANTENIDAS EN SUSPENSIÓN POR LA TURBULENCIA DEL AGUA, QUE CON SUS REMOLINOS CONTRARRESTRA LA VELOCIDAD DE CAIDA DE LAS MISMAS. AL CONTRARIO DE LO QUE SUCEDE CON EL TRANSPORTE POR ARRASTRE, **LOS RÍOS POSEEN UNA CAPACIDAD ILIMITADA PARA TRANSPORTAR SEDIMENTOS EN SUSPENSIÓN** Y ADEMAS TODO LO QUE LOS SUELOS DE LA CUENCA LES APORTEN A TRAVÉS DE LA EROSIÓN.

SEDIMENTACIÓN EN EMBALSES

ALGUNOS DATOS:

EL **RÍO PARANÁ** CON UNA CUENCA DE 2.600.000Km2 TRANSPORTA ANUALMENTE AL MAR **200 MILLONES DE TONELADAS DE MATERIAL EN SUSPENSIÓN.**

EL **RÍO PILCOMAYO**, CON UN CAUDAL Y UNA CUENCA MUCHO MAS MODESTA, DERRAMA **70 MILLONES DE TONELADAS DE LIMO** POR AÑO EN FORMOSA Y EL CHACO PARAGUAYO.

LA RAZÓN…….SU CUENCA SUFRE UNA VIOLENTA EROSIÓN EN LAS MONTAÑAS BOLIVIANAS!!!!!

SEDIMENTACIÓN EN EMBALSES

ALGUNOS DATOS:

LA CONCENTRACIÓN DE SEDIMENTOS EN SUSPENSIÓN SE MIDE EN PARTES POR MILLÓN (ppm), OSCILANDO LOS **VALORES NORMALES ENTRE 50 Y 100ppm**, DE ACUERDO A LA CUENCA Y A LA ÉPOCA DEL AÑO.

EN EL RÍO PARANÁ LOS VALORES ESTAN ENTRE 80 Y 150ppm.

EN EL RÍO PILCOMAYO SE HAN REGISTRADO VALORES DE HASTA 46.000ppm

SEDIMENTACIÓN EN EMBALSES

ALGUNOS DATOS:

AL LLEGAR AL MAR, LA **ALTA CONCENTRACIÓN DE SALES** DISUELTAS **PROVOCA LA FLOCULACIÓN** DE LAS PARTICULAS SUSPENDIDAS.

ESTE FENÓMENO CONSISTE EN LA AGRUPACIÓN DE LAS PARTICULAS DE ARCILLA EN GRANDES RACIMOS LLAMADOS **FLÓCULOS**, DONDE CADA LAMINA SE ADHIERE A LAS OTRAS POR SUS BORDES, DEBIDO A DÉBILES FUERZAS ELÉCTRICAS.

LA POROSIDAD DE ESTOS FLÓCULOS ES MUY ALTA, MAYOR AL 95%, Y SON FACILMENTE DESTRUIDOS POR LA TURBULENCIA, SIN EMBARGO CONSIGUEN SEDIMENTAR MASIVAMENTE DEBIDO A SU TAMAÑO Y POR CONSIGUIENTE SU VELOCIDAD DE CAIDA ES ALTA.

GRACIAS!!!!
Cátedra de Obras Hidráulicas (CI457)

BIBLIOGRAFÍA

[1] RAFAEL DAL-RÉ TENREIRO (2003) Pequeños Embalses de Uso Agrícola. Ediciones Mundi-Prensa. Madrid.
Hidráulicas y Aprovechamientos Hidroeléctricos. CEILP.
[2] BUREAU OF RECLAMATION (1983) Diseño de Presas Pequeñas. USA.
[3] MARTÍN H. IRIONDO (2007) Introducción a la Geología. Editorial Brujas. Córdoba.