

Apéndice A

Cálculo y diseño de las presas vertedero cimentadas en suelo

A.1. Condiciones de la zona de intervención

A.1.1. Condiciones naturales

A.1.1.1. Condiciones topográficas y geológicas del área de construcción

En calidad de datos respecto al relieve del área de construcción, se requiere la topografía (escala 1:1000 a 1:5000) sobre la cual debe ser formulado el plan general (esquema de implantación) de la presa y obras anexas (nodo de derivación).

La estructura geológica del área de construcción se dispone en forma de un corte geológico a lo largo del eje transversal previsto del sitio de presa marcado en el plano topográfico. En la memoria topográfica se presentan las propiedades físico-mecánicas del suelo de cimentación: peso volumétrico en estado seco γ_{sec} , peso específico de las partículas sólidas γ_{sol} , porosidad n , indicadores de corte (ángulo de fricción interna ϕ y cohesión específica c), así como también la estructura granulométrica del suelo de cimentación.

A.1.1.2. Condiciones hidrológicas

En calidad de datos hidrológicos, se requieren los caudales naturales del río en el sitio de intervención:

- Caudal máximo de la crecida de diseño para el escenario básico de diseño.¹
- Caudal máximo de construcción de diseño para la operación de las estructuras temporales durante el periodo de construcción de las obras permanentes.
- Caudal para el cierre del río.
- Caudal mínimo para desagüe útil desde el tramo de contención o tramo aguas arriba.

¹ Caudal con la probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno que corresponda al nivel de importancia de la presa: 0,1 % para nivel de importancia I, 1 % para nivel de importancia II, 5 % para nivel de importancia III.

Además, se requiere la característica de la batimetría del río en el sitio de intervención, la misma que representa la relación entre los niveles de agua en el río y los caudales (Figura A.1).

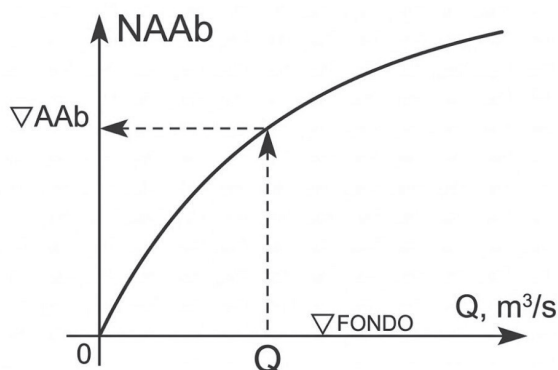


Figura A.1. Curva de descarga.

Fuente: los autores.

A.1.2. Datos del nodo hidráulico a diseñar²

El objetivo del nodo hidráulico está indicado en el perfil del proyecto. En esta aplicación se considerará un nodo cuyo objetivo es el riego agrícola y la provisión de agua para consumo humano. En el presente caso, a más de la presa vertedero de hormigón, forma parte del nodo en el frente de contención, una presa de material del lugar.

A.1.3. Condiciones de implantación del nodo fluvial hidráulico

Uno de los objetivos del estudio de factibilidad es la selección del esquema final de las estructuras del nodo hidráulico. Con frecuencia las estructuras del nodo son ubicadas en el sitio seleccionado al finalizar la etapa de prefactibilidad; sin embargo, en los casos de sistemas de derivación con determinadas complejidades físicas o de diseño dicha ubicación se realiza en una primera fase del estudio de factibilidad.

2 Se supone que el diseño corresponde a la etapa de factibilidad.

A.1.3.1. Selección del tipo de implantación del nodo hidráulico

Las condiciones de implantación del nodo están estrechamente ligadas con la magnitud de la carga en el nodo: ($H = NNO - NAAB_{min}$). Los tipos de implantación de los nodos de carga pequeña ($H \approx 2$ a $10m$), de carga mediana ($H \approx 10$ a $50m$) y de carga grande ($H > 50m$) se diferencian substancialmente.

Los *nodos de carga pequeña* permiten formar un volumen de acumulación que, en la mayoría de los casos, no es de regulación (no es un embalse) y que no sale de los límites del cauce natural. Por esta razón, las estructuras de hormigón en este caso están ubicadas dentro del cauce (esquema de implantación de cauce) y en su constitución generalmente no está presente la presa de material del lugar. En este tipo de implantación es deseable ubicar las estructuras energéticas y las de abastecimiento hídrico en diferentes márgenes, así como el tramo de alivio de la presa de hormigón se ubica entre ellas para mayor comodidad en la evacuación de los sedimentos.

Los *nodos de carga mediana* frecuentemente tienen algún efecto regulador de los caudales naturales que, dependiendo de las condiciones concretas, puede ser de extensión diaria a semanal en los tramos montañosos, mensual a estacional en los tramos de piedemonte y estacional a anual en los tramos de llanura.

Se diferencian tres tipos de implantación de los nodos de carga mediana dependiendo del sitio de ubicación de las estructuras de hormigón: de llanura aluvial, de cauce y combinada (con ubicación de parte de las estructuras de hormigón en el cauce del río y la otra parte en la llanura aluvial). Cada uno de estos tipos de implantación de las estructuras hidráulicas tiene ventajas y desventajas.

Con frecuencia se prefiere la implantación de llanura aluvial (Figura A.2), pues esta facilita la evacuación de los caudales de construcción. Las estructuras de hormigón del nodo antes del cierre de río son construidas en la excavación ejecutada en la llanura aluvial bajo protec-

ción de una ataguía natural. El flujo hídrico del río en este periodo pasa por su cauce natural.

Tan pronto como la presa vertedero de hormigón está lista, el cauce del río es cerrado con ayuda de la presa de material del lugar. Una desventaja de la implantación de llanura aluvial consiste en que su aplicación puede demandar la ejecución de un considerable volumen de trabajos de movimiento de tierra. Por dicha razón, este tipo de implantación es recomendable cuando se cuenta en el río con una amplia llanura aluvial en la cual pueden ser implantadas las estructuras de hormigón del nodo.

La adopción de la implantación de cauce determina una mayor complejidad en el esquema del nodo y en la evacuación del agua en el periodo de construcción. En el caso de implantación de cauce, la construcción de las estructuras de hormigón con mayor frecuencia se ejecuta por el método de ataguías de sección el mismo que determina que la construcción de la presa en dos o más etapas. En la primera etapa una parte del cauce es bloqueada con una ataguía bajo cuya protección se realizan los trabajos de excavación en el cauce bloqueado. La contracción del cauce con la ataguía puede dar lugar a la erosión del cauce. Luego de concluir la ejecución de la cimentación de las estructuras de hormigón son retirados los elementos transversales del cierre. En la segunda etapa se realiza el cierre de la segunda parte del cauce y los caudales de construcción son evacuados a través de las estructuras de hormigón parcialmente construidas.

A.1.3.2. Recomendaciones para la implantación del nodo de estructuras hidráulicas

En la práctica de diseño, la selección de la implantación del nodo se realiza sobre la base del principio del costo mínimo, tomando en cuenta las exigencias de operación, comodidad para ejecutar los trabajos de construcción y mantenimiento, seguridad social y ecológica. Para el efecto, son consideradas algunas alternativas de implantación, formuladas tomando en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Es deseable ubicar la presa de hormigón sobre suelos homogéneos suficientemente resistentes.
- La excavación de la presa es deseable ubicar sobre la parte no inundable de la llanura aluvial.
- Es necesario minimizar el volumen de excavación del suelo bajo la presa de hormigón.

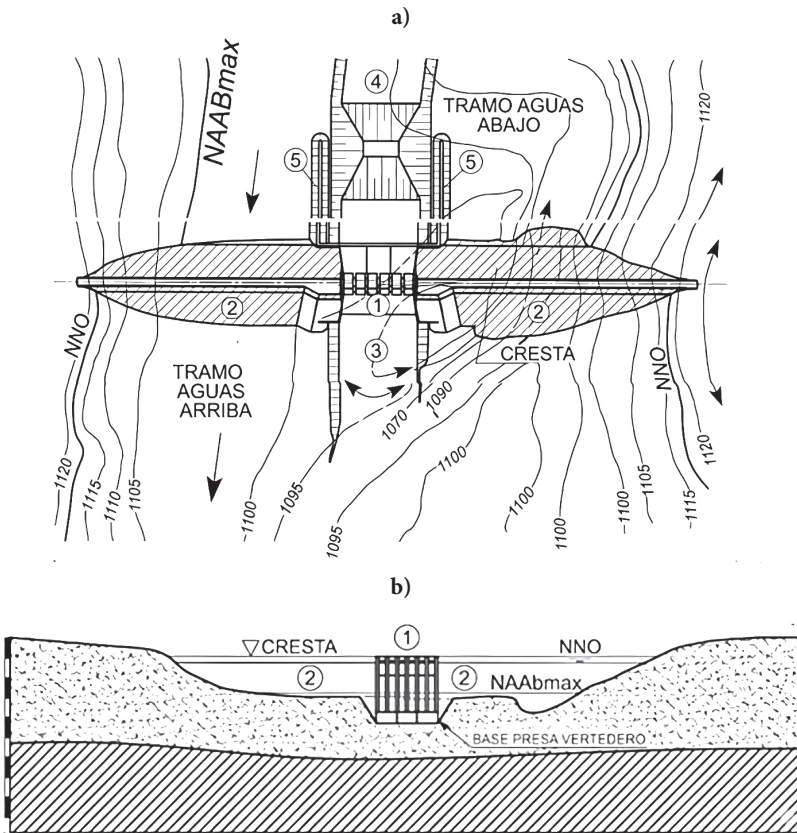


Figura A.2. Implantación de llanura aluvial.

a- planta; b- corte en el eje transversal; 1- presa vertedero de hormigón; 2- presa de material del lugar (de tierra); 3- cauce reconformado de acercamiento a la presa vertedero; 4- cauce reconformado de restitución; 5- muro de encauzamiento.

Fuente: los autores.

Sin embargo, en ocasiones, la implantación de cauce es la única solución posible: cuando el cauce del río es ancho y las márgenes son escarpadas (Figura A.3). Este escenario es característico de los nodos de carga pequeña. Además, la implantación de cauce puede resultar cómoda cuando en el eje del sitio el río se divide en ramales.

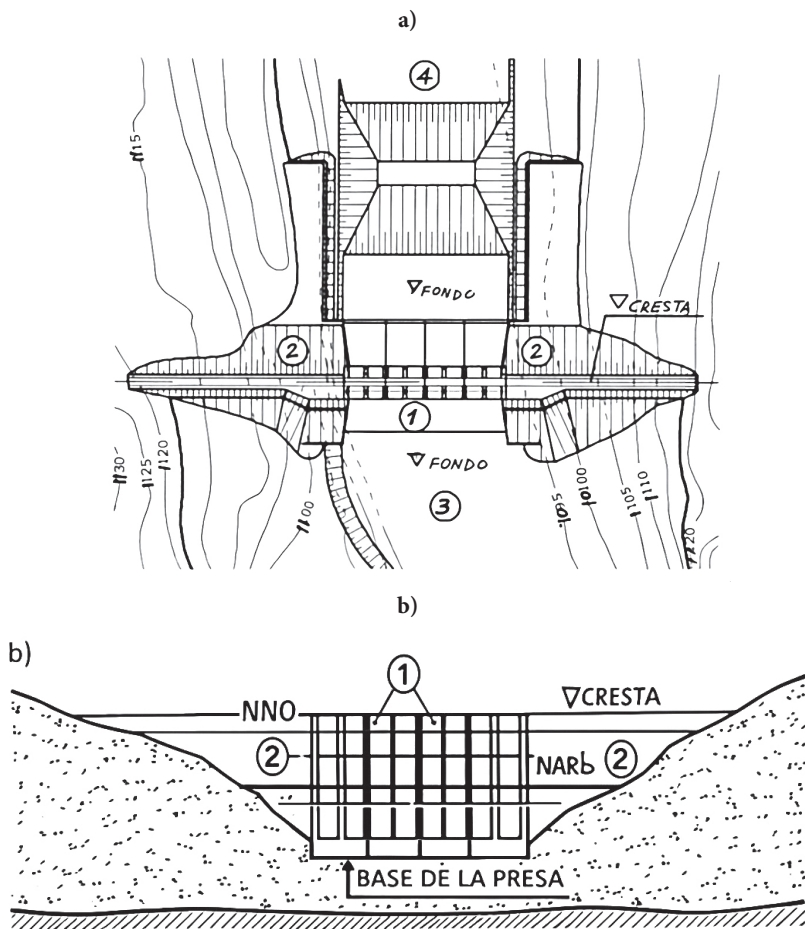


Figura A.3. Implantación de cauce del nodo hidráulico.
 a- planta; b- corte en el eje. Las otras identificaciones pueden verse en la Figura A.2.
 Fuente: los autores.

En el caso cuando la adopción de la implantación de llanura aluvial conlleva la necesidad de excavaciones de considerable volumen se opta por el esquema combinado.

En la fase de la implantación preliminar del nodo hidráulico es necesario seleccionar el tipo de implantación (de llanura aluvial, de cauce o combinada), seleccionar el eje del nodo, definir la ubicación en planta de las estructuras principales y el corte a lo largo del eje.

A.2. Cálculos hidráulicos de la presa vertedero

A.2.1. Condiciones de diseño

Antes del diseño es necesario asignar a la estructura el nivel de importancia en función de sus objetivos, de las características del macizo natural de cimentación y de las características de la estructura. El coeficiente de confiabilidad γ_c por grado de importancia de la estructura se adopta igual a 1,25; 1,20; 1,15, respectivamente, para las estructuras con nivel de importancia I, II y III.

El diseño de los elementos de una presa vertedero se ejecuta para evacuar a través de la presa el caudal máximo de la crecida de diseño. Para dicho caudal se determina el nivel de agua en el tramo aguas abajo (Figura A.4).

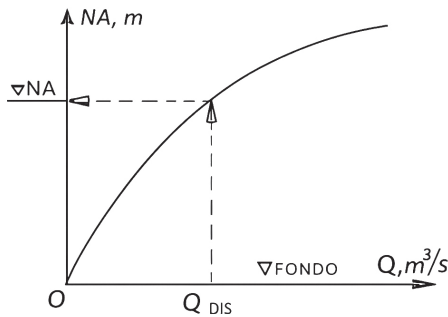


Figura A.4. Determinación del nivel de cálculo aguas abajo NAAB.
Fuente: los autores.

La evacuación de este caudal a través de la superficie de vertido de la presa debe ser posible con NNO en el tramo aguas arriba, por esta razón dicho caudal determina las características constructivas de la estructura de desfogue. Normalmente la evacuación de dicho caudal de agua para el escenario de cálculo (combinación básica de fuerzas) debe ser asegurada a través de todas las estructuras de desagüe del nodo. En el cálculo preliminar (hasta nivel de factibilidad) se asume que el caudal de diseño es evacuado exclusivamente a través de la presa vertedero.

La superficie del tramo postresalto generalmente se ubica en la cota del fondo del río. A partir del corte geológico, en correspondencia con la implantación del nodo adoptada es necesario determinar aquellos suelos que son base de cimentación de las estructuras y de la protección del cauce (Figura A.5).

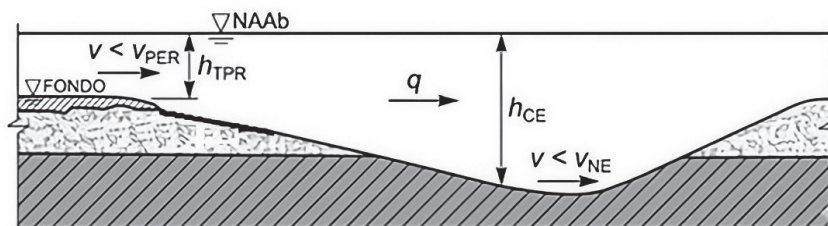


Figura A.5. Esquema para determinar el tipo de suelo en el fondo del cono de erosión. Fuente: los autores.

A.2.2. Adopción del caudal unitario en el tramo postresalto

A.2.2.1. Principios para seleccionar el caudal unitario

Por cuanto el caudal específico con el que se diseña la presa vertedero depende del costo total del nodo de las estructuras hidráulicas, de su confiabilidad y seguridad su selección en la práctica de diseño debe ser consecuencia de la comparación técnico económica de alternativas y de la determinación del valor mínimo del costo del nodo (costo de la presa y de la protección del cauce).

Para el diseño preliminar (hasta el nivel de factibilidad) se puede adoptar como caudal unitario el caudal máximo posible respecto a la condición de operación confiable de la protección del cauce. Este caudal debe ser por una parte el máximo y, por otra parte, no debe llevar a la destrucción de la protección del tramo aguas abajo ni a una considerable erosión del cauce. Para determinar el caudal unitario máximo permisible existen varios métodos, entre los cuales cabe resaltar:

- Por las velocidades permisibles en el tramo postresalto (aproximado).
- Por la profundidad permisible del cono de erosión formado a continuación de la protección del cauce.

A.2.2.2. Determinación del caudal unitario por las velocidades permisibles

Sobre la base de la experiencia de los nodos hidráulicos de derivación se ha establecido que las erosiones del cauce no amenazan la seguridad del nodo si la velocidad de flujo en el tramo postresalto no supera determinados valores permisibles. Al respecto se tienen en mente las velocidades medias en el intervalo de la profundidad, hecho que determina que este método sea aproximado. Sin embargo, las velocidades permisibles permiten no suponer el desarrollo de considerables deformaciones del cauce en el tramo aguas abajo del nodo.

Para suelos arenosos en el fondo del cauce de restitución se puede asumir una velocidad permisible de 2 a 3 m/s (los valores más altos corresponden a los suelos de mayor tamaño granulométrico) y, para los suelos arcillosos de 3 a 4 m/s (dependiendo de la cohesión). De esta manera, conocida la profundidad del flujo en el tramo postresalto h_{posres} el caudal unitario es igual a:

$$q_{posres} = v_{per} h_{posres} \quad (A.1)$$

Por otra parte, la determinación del caudal unitario por este método para los casos de presas vertedero de carga pequeña y media garantiza que para sumergir el resalto hidráulico no se requiere la inclusión de un pozo de disipación.

A.2.2.3. Determinación del caudal unitario por la profundidad del cono de erosión

Luego de que el flujo sale de la protección del tramo aguas abajo tiene lugar la erosión interna del cauce y se forma el cono de erosión. A fin de proporcionar seguridad a la protección del cauce frente a este proceso se ejecuta la profundización del fondo del cauce en forma cúbica, lo que permite disminuir la velocidad de flujo hasta valores no erosivos. Por cuanto la superficie del talud del cono de erosión (desde el lado del vertedero de la presa) es cubierta por un refuerzo de protección este evita la erosión de dicha superficie. La erosión puede desarrollarse únicamente en la profundidad.

Adoptando la profundidad con la cual se produce la estabilización del cono de erosión (profundidad del cono de erosión) es posible determinar la magnitud del caudal unitario:

$$q_{posres} = v_{noeros} h_{coneros} / \beta \quad (A.2)$$

Donde:

v_{noeros} : velocidad no erosiva para el suelo en el fondo del cono de erosión.

$h_{coneros}$: profundidad del agua en el cono de erosión.

β : coeficiente que considera la no uniformidad de la distribución del caudal unitario en el frente de vertido (generalmente 1,1 a 1,3).

Para determinar la velocidad no erosiva puede aplicarse, entre otras, la ecuación de Studenichnikov:

$$v_{noeros} = \frac{1,15 \sqrt{g^4 d_{50} h_{coneros}}}{k_{eros}^{1,25}} \quad (A.3)$$

Donde:

d_{50} : diámetro medio de las partículas del suelo que forma el fondo del cono de erosión.

k_{eros} : coeficiente de la capacidad erosiva del flujo.

Generalmente, el tramo postresalto se configura en una longitud mayor a 20 profundidades críticas (h_{cr}). En este caso, se adopta $k_{eros} = 1,05$.

Para los suelos no cohesivos d_{50} se determina a partir de la curva de estructura granulométrica. Para los suelos cohesivos, en los cuales la velocidad no erosiva no depende de la estructura granulométrica del suelo, sino de su cohesión específica y de la porosidad, en lugar de d_{50} en el cálculo cabe incluir el diámetro equivalente (puede ser tomado de la Tabla A.1 en función del coeficiente de porosidad del suelo ε). El coeficiente de porosidad del suelo está ligado con el peso volumétrico del suelo seco γ_{sec} y el peso específico de las partículas sólidas γ_{sols} a través de la ecuación $\varepsilon = \gamma_{sols} / \gamma_{sec}$.

Tabla A.1

Diámetro equivalente de los agregados de los suelos cohesivos (mm)

Tipo de suelo	$\varepsilon > 1,2$	$\varepsilon = 1,2$ a $0,6$	$\varepsilon = 0,6$ a $0,3$	$\varepsilon = 0,3$ a $0,2$
Arcillas	0,15	2	10	50
Limo arcilloso pesado	0,15	3	10	50
Limo arcilloso poco denso	0,15	3	10	50

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado*. Moscú, AGROPROMIZDAT.

La velocidad no erosiva es necesario determinar para el suelo que yace en el fondo del cono de erosión. La profundidad del agua en el cono de erosión se adopta a partir de la viabilidad técnica y de la eficacia económica de la elaboración de un cono profundo. Para los suelos no cohesivos la profundidad de socavación del cono de erosión se adopta hasta $h_{soc} = (1 \text{ a } 2) h_{posres}$, en tanto que para los suelos cohesivos hasta $h_{soc} = (0,5 \text{ a } 1) h_{posres}$. En valores absolutos la profundidad del cono de erosión en el caso de los suelos no cohesivos puede llegar a 30 m y en el caso de los cohesivos 15 m. Sin embargo, para los ríos pequeños la profundidad del cono no supera, respectivamente, 5 m y 10 m.

Adoptando la profundidad de socavación del pozo se puede determinar la profundidad del agua en el mismo: $h_{coneros} = h_{posres} + h_{soc}$.

A.2.2.4. Recomendaciones para seleccionar el caudal unitario en el tramo postresalto

Determinado el caudal unitario por dos métodos es necesario seleccionar la magnitud de diseño de dicho caudal que permita minimizar las inversiones en la construcción del nodo de estructuras hidráulicas. Por tanto, este proceso requiere contar previamente con el análisis técnico económico del proyecto. Por esta razón, para diseño preliminar pueden ser aplicadas las siguientes recomendaciones:

- No cabe adoptar un caudal unitario que supere considerablemente al valor obtenido por velocidades permisibles, por cuanto en este caso pueden tener lugar considerables deformaciones del cauce en el tramo aguas abajo del nodo y requerirse una considerable estructura de disipación (losa de disipación); para considerables profundidades en el tramo aguas abajo (> 15 m) hay que tomar en cuenta que el método de velocidades permisibles da un caudal unitario excesivo.
- El caudal unitario puede incrementarse en algo si se coloca enrocado en el cono de erosión, para proteger de la erosión la estructura de protección de la presa vertedero al formarse el cono de erosión.
- Por cuanto el costo de la protección de la presa vertedero depende no solo de la profundidad del agua en el tramo aguas abajo, sino también de la carga de la estructura, entonces el caudal unitario cabe seleccionar tomando en cuenta las posibilidades de disipación de la energía en el resalto hidráulico.

El caudal unitario adoptado debe ser consensuado por los especialistas. A continuación, cabe determinar el ancho aproximado del tramo postresalto de la presa a lo largo del frente de contención: $B_{posres} = \frac{Q_{DIS}}{q_{posres}}$ y ajustar la ubicación (implantación) de la presa en el plano general.

El ancho obtenido del tramo postresalto $B_{pos\ res}$ corresponde a la distancia entre los dos muros extremos de la presa vertedero.

A.2.2.5. *Ejemplo de cálculo y solución*

El fondo del río se ubica en la cota 593 msnm. La profundidad en el río cuando pasa el caudal de diseño, de acuerdo con la curva de descarga, es 10 m. El fondo del río está constituido por arena fina, sin embargo, bajo la cota 584 msnm yace limo arcilloso. Es necesario determinar el máximo caudal unitario permisible q_{posres} por dos métodos y adoptar su valor.

La superficie del tramo postresalto se fija en la cota del fondo del río. Por tanto, la profundidad del agua en el tramo postresalto es 10 m.

A continuación, se determina el máximo caudal unitario permisible por las velocidades permisibles en el tramo postresalto. Por cuanto en el tramo postresalto yacen arenas se adopta la velocidad permisible de 2,5 m/s. Por tanto, el caudal unitario es: $q_{posres} = v_{noeros} h_{coneros}^{\beta}$
 $2,5 \cdot 10 = 25 \frac{m^3}{s \cdot m}$

Se determina el máximo caudal unitario permisible por la profundidad posible del cono de erosión, por el método de las velocidades no erosivas. Por cuanto en el macizo natural de cimentación se tiene suelo arcilloso, no es necesario optar por un cubo de excavación profundo. Se adopta la profundidad del cubo de excavación igual a: $h_{coneros} = h_{posres} + h_{soc} = 10 + 10 = 20\ m$.

Por cuanto la profundidad del cubo de excavación supera el espesor de la capa superior arenosa, el fondo se ubicará en la capa de limo arcilloso. Para el limo arcilloso de densidad media ($\epsilon = 0,7$) el diámetro equivalente de los agregados se asume igual a 2 mm.

En consecuencia, la velocidad no erosiva del limo arcilloso es:

$$v_{noeros} = \frac{1,15 \sqrt{g^4 \sqrt{d_{50} h_{coneros}}}}{k_{eros}^{1,25}} = \frac{1,15 \sqrt{9,81^4 \sqrt{0,002 \cdot 10}}}{1,1^{1,25}} = 1,20\ m/s$$

A continuación, se determina el valor del caudal unitario permisible: $q_{posres} = \frac{v_{noeros} h_{coneros}}{\beta} = \frac{1,2 \cdot 20}{1,2} = 20 \frac{m^3}{s.m}$.

Al obtener dos valores del caudal unitario permisible (20 y 25), se toma la decisión de adoptar un caudal unitario algo mayor que el mínimo de ellos: $24 \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$. Este valor supera en 20 % el valor obtenido por el método de las velocidades no erosivas, por esta razón se podría esperar que la profundidad del cono de erosión será aproximadamente en un 20 % mayor que la adoptada. En consecuencia, será necesario profundizar 4 metros la excavación o protegerla con enrocado. Por cuanto las dos soluciones son realizables se puede adoptar el valor propuesto de $24 \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$.

A.2.3. Diseño del frente de vertido

Es necesario determinar la cantidad requerida de los tramos (secciones) de vertido de la presa vertedero, su ancho, así como también dividir constructivamente la presa vertedero en secciones y determinar el espesor de las pilas. Para el efecto, el ancho constructivo total de la presa vertedero (conjuntamente con las pilas) debe corresponder al ancho requerido B_{posres} .

A.2.3.1. Adopción del número y cantidad de tramos (secciones) de vertido de la presa vertedero

Al respecto es conveniente guiarse por los siguientes criterios:

- El ancho de los tramos de vertido es conveniente seleccionar de la siguiente serie de valores, m : 4,0; 6,0; 7,0; 8,0; 10,0; 12; 14,0; 16; 20.
- No es permisible diseñar el frente de vertido constituido por un solo tramo, por cuanto se incrementa el riesgo de situaciones de emergencia.
- En caso de ancho pequeño de la presa vertedero (con número de tramos hasta 7) se recomienda adoptar un número impar de tramos de vertido, a fin de asegurar condiciones favorables de dispersión del flujo al maniobrar las compuertas.

- Es deseable que el ancho de la compuerta no supere su altura en más de cinco veces, por lo que en caso de adoptar compuertas planas y caudales unitarios pequeños no se recomienda utilizar frentes anchos de tramo (mayor de 14 m).

A.2.3.2. División de la presa en secciones

Se recomienda realizar la división longitudinal de la presa con juntas de deformación en las pilas. En este caso una sección de la presa incluye tramo de vertido y dos semipilas (también un muro cada sección extrema).

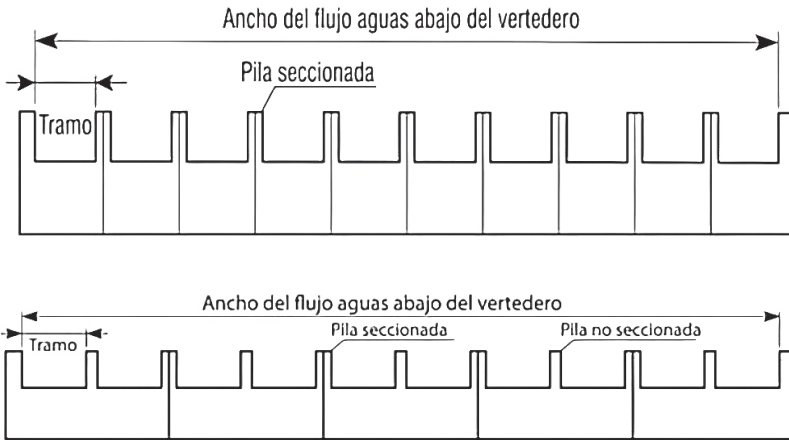


Figura A.6. División de la presa en secciones con juntas de asentamientos.

a- cimentación en suelo no homogéneo; b- cimentación en suelo homogéneo.

Fuente: los autores.

El ancho de una sección se adopta en función de la estructura del macizo de cimentación y a los tipos de suelo que lo constituyen. Si bajo la base de la presa yacen arenas homogéneas compactas entonces, el ancho de una sección puede alcanzar 40 a 55 m y en ella entran 2 a 3 frentes de vertido. En el caso de una estructura compleja del macizo de cimentación con la presencia de suelos arcillosos fuertemente deformables con frecuencia, la junta de deformación divide a cada pila en dos

semi pilas (Figura A.6a) y el ancho de cada sección no supera los 25 m. Sin embargo, inclusive en este caso con tramos de ancho pequeño (menor de 14 m) en una sección pueden entrar dos frentes de vertido (Figura A.6b). El espesor de las pilas se adopta dependiendo del ancho del tramo, la altura y el tipo de compuerta, así como también de su división con una junta de asentamiento (Tabla A.2).

Tabla A.2
Espesores referenciales de las pilas (m)

Ancho del tramo (m)	8 a 10	12 a 14	16 a 18	20 y más
Espesor de la pila sin junta (m)	2,0	2,5	3,0 a 3,5	3,5
Espesor de la pila con junta (m)	3,0	3,5	4,0	4,5 a 5,0

Los valores mayores del espesor de las pilas corresponden a mayores cargas.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado*. Moscú, AGROPROMIZDAT.

A.2.3.3. Determinación del caudal unitario real en el tramo postresalto

Luego de determinar la cantidad de secciones, su ancho, adoptar el espesor de las pilas, es necesario verificar la correspondencia del caudal unitario adoptado anteriormente. El caudal unitario real es igual a:

$$B_{pos\ res} = \frac{Q_{DIS}}{q_{posres}}$$

Si este caudal unitario se diferencia en más del 10 % del asumido anteriormente será necesario modificar la constitución del frente de vertido.

A.2.3.4. Ejemplo de cálculo y solución

El caudal de diseño a través de una presa vertedero es igual a 3000 m³/s. El caudal unitario en el tramo postresalto es igual a 24 m³/(s. m)

Se requiere diseñar el frente de vertido, adoptando el número y el ancho de las secciones de vertido, dividir longitudinalmente la presa en secciones, adoptando el espesor de las pilas.

Para el valor adoptado del caudal unitario en el tramo postresalto q_{posres} para evacuar el caudal de crecida dado el ancho requerido del tramo postresalto será: $B_{posres} = \frac{Q_{DIS}}{q_{posres}} = \frac{3000}{24} = 125$.

Por cuanto como parte del frente de vertido aproximadamente el 20% ocupan las pilas, entonces del ancho obtenido para los tramos debe ser asignado aproximadamente 105 m. El ancho obtenido de todos los tramos de vertido presupone la presencia en la presa, como mínimo, de 4 tramos de vertido. Por cuanto en el macizo de cimentación yace una gran capa de arena, es posible ejecutar las secciones de la presa con un ancho mayor a 25 m. Sin embargo, tomando en cuenta que bajo la capa de arena yace una gran capa de limo arcilloso se puede limitar el ancho de las secciones a 40 m.

Por cuanto se requieren no menos de tres tramos y un caudal unitario considerablemente grande, se pueden considerar variantes con tramos anchos de 16 a 20 m.

En caso de que se adopte un ancho de tramo de 20 m, entonces serían necesarios 5 de ellos. En estas circunstancias cabría adoptar el espesor de las pilas con juntas no menor de 4,5 m. Correspondientemente, en una sección no sería posible contar con más de un tramo del frente de vertido. En esta variante, el frente de vertido va a estar constituido por cinco tramos por 20 m y por cuatro pilas con ancho de 5 m. El ancho sumatorio del frente de vertido resulta ser de 120 m.

En la variante con ancho de los tramos de 18 m, el espesor de la pila con junta es cercano a 4,5 m. Para la limitación adoptada respecto al ancho de la sección (40 m) no es posible ubicar en una sección más de un tramo, todas las pilas serían con junta. En esta variante el frente de vertido estaría constituido por seis tramos de 18 metros y cinco pilas seccionadas de espesor 4,5 m, siendo su ancho sumatorio 130,5 m. Este valor es mayor al requerido.

En la variante con ancho de los tramos de 16 metros el espesor de la pila seccionada puede ser adoptado de 4 m y de la pila no seccionada de 3 m. En una sección es posible ubicar dos tramos, una pila no seccionada y las dos mitades de la pila seccionada. El ancho de la sección de dos tramos se obtiene de 39 metros, valor que es permisible.

Si se adoptan 3 de estas secciones entonces el frente de vertido estaría constituido por seis tramos de 16 m, tres pilas no seccionadas con espesor de 3 m y dos pilas seccionadas con espesor de 4 m. El ancho sumatorio del frente de vertido en este caso llegaría a 113 m, que es inferior en un 10 % al frente necesario.

También es posible una variante de siete tramos. En este caso la presa vertedero estaría constituida por tres secciones con ancho de 39 m, cada una de dos tramos y por una sección de un tramo. En consecuencia, en esta variante el frente de vertido estaría constituido de siete tramos de 16 metros, tres pilas no seccionadas de 3 m de espesor y tres pilas seccionadas de 4 m de espesor. El ancho sumatorio del frente de vertido en esta variante sería de 133 metros, que es una magnitud mayor a la requerida.

Cabe dar preferencia a la variante de 6 tramos por 16 metros, por cuanto es la más cómoda desde el punto de vista de división del frente de vertido en secciones. Su desventaja radica en que el ancho del tramo postresalto es en casi el 10 % menor del ancho requerido para permitir el caudal unitario dado. Sin embargo, aguas abajo de la presa vertedero es posible ejecutar un ensanchamiento suave del flujo de 5° a 7° a cada lado. Gracias a esta medida el ancho del tramo postresalto aumentaría aproximadamente en 10 m. Esto permitiría disminuir el caudal unitario en el tramo postresalto hasta los valores necesarios.

A.2.4. Características constructivas de la superficie de vertido

En este acápite se considera el caso de mayor aplicación en los sistemas de derivación, caracterizado por tener al vertedero superficial como el elemento hidráulico fundamental para evacuar las crecidas. Al

respecto es necesario determinar la cota de la cresta del vertedero, diseñar el perfil de la superficie de vertido y resolver el tema de ubicación del equipamiento hidromecánico (compuertas, instalaciones de maniobra de compuertas y otros).

Para las presas vertedero de carga media es recomendable adoptar el vertedero de perfil práctico por cuanto este permite disminuir la carga sobre la cresta de la estructura y, consecuentemente, disminuir el costo del equipamiento hidromecánico, elevando su confiabilidad.

Las presas vertedero de carga pequeña, con mayor frecuencia son diseñadas como vertederos de pared ancha. La cota de la cresta puede ser ubicada en el nivel del fondo del río.

A.2.4.1. Ubicación de las compuertas

En el diseño del perfil de la cresta de vertido es necesario considerar la opción de incluir compuertas. Con frecuencia la cresta es diseñada para instalar dos tipos de compuerta: de operación (principal) y de emergencia o mantenimiento (secundaria). En la cresta del vertedero puede ser ubicada únicamente la compuerta de operación (Figura A.7a) o pueden ser instaladas las dos compuertas (Figura A.7b). En el segundo caso se requiere incluir en la cresta del vertedero un inserto o tramo constructivo horizontal con ancho δ_{hor} del orden de 3 m. Esta magnitud puede ser adoptada de la Tabla A.3, en función del ancho b del tramo y de la altura de la compuerta. Al respecto es necesario tener en cuenta que las compuertas pueden ser ubicadas no solo en la superficie del inserto horizontal, también en la parte ligeramente inclinada al inicio del perfil del vertedero.

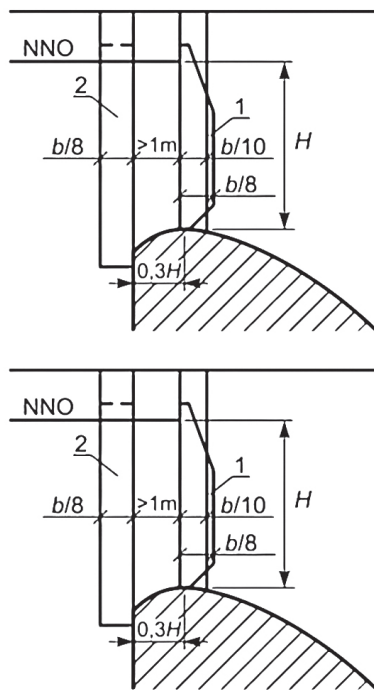


Figura A.7. Esquema de ubicación del inserto horizontal en la cresta del vertedero.

Fuente: Liapichev, Y. P. (2016). *Construcciones hidráulicas*. Moscú. RUDN.

Tabla A.3
Ancho referencial del inserto horizontal δ_{hor}

b, m	δ_{hor}, m
6, 8	0 a 1,0
10, 12, 14	0,5 a 2,0
16, 18	1,0 a 2,5
20, 24	1,5 a 3,0

El valor menor corresponde al mayor ($q > 60 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$) caudal unitario.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado*. Moscú, AGROPROMIZDAT.

A.2.4.2. Determinación de la cota de la cresta del vertedero

La cota de la cresta del vertedero ∇_{crest} se adopta de tal manera que con la carga H generada sobre la cresta se asegure la capacidad de flujo dada del vertedero con el nivel de operación normal NNO en el tramo aguas arriba. Para determinar la capacidad de flujo de la cresta del vertedero se utiliza la ecuación universal del vertedero:

$$Q = m\varepsilon\sigma B\sqrt{2g}H_o^{3/2} \quad (\text{A.4})$$

Donde:

m : coeficiente de caudal del vertedero.

ε, σ : coeficientes que consideran el efecto en la capacidad de flujo del vertedero, respectivamente, la contracción lateral y la sumersión.

B : ancho o frente del vertedero, m .

H_o : carga sobre la cresta del vertedero, considerando el efecto de la velocidad de acercamiento v_o .

$$H_o = H + \frac{v_o^2}{2g} \quad (\text{A.5})$$

Consecuentemente, de la ecuación (A.4), considerando la ecuación (A.5), se tiene:

$$H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{m\varepsilon\sigma B}\right)^2 * \frac{1}{2g} - \frac{v_o^2}{2g}} \quad (\text{A.6})$$

Para adoptar el ancho de diseño del vertedero B es necesario considerar la exigencia establecida por la práctica de diseño y varias normativas, en el sentido de que, cuando el número de tramos del frente de vertido es pequeño ($n \leq 6$) la evacuación de una crecida se realiza a través de todos los tramos de vertido, en tanto que cuando el número de tramos es alto, uno de ellos queda de reserva. En consecuencia, $B = b \cdot n_o$, donde, n_o : número de tramos abiertos.

Para un vertedero de perfil práctico el coeficiente de caudal m preliminarmente se puede asumir $m = 0,35$ a $0,38$. Cuando se utiliza el vertedero de perfil práctico es necesario tomar en cuenta que debido a la inclusión en la cresta del inserto horizontal disminuye el coeficiente de caudal del vertedero. Para el efecto puede ser utilizada la ecuación:

$$m = 0,36 + 0,1 \frac{2,5 - \delta/H}{1 + 2\delta/H} \quad (\text{A.7})$$

Donde:

δ : ancho del inserto total en la cresta del vertedero, incluyendo el inserto horizontal $\delta = 0,3H + \delta_{\text{HOR}}$ (Figura A.8).

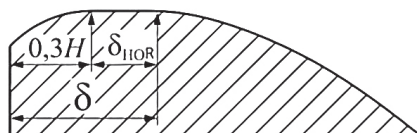


Figura A.8. Esquema de ubicación del inserto total en la cresta del vertedero.

Fuente: Liapichev, Y. P. (2016). *Construcciones hidráulicas*. Moscú. RUDN.

La ecuación (A.7) considera también la diferencia de la carga de diseño H , respecto a la carga de configuración de la superficie de vertido (configuración del perfil Creager).

Para calcular el coeficiente de contracción lateral se puede utilizar la ecuación:

$$\varepsilon = 1 - 0,2 \frac{\xi_m + (n - 1)\xi_p H_o}{n b}$$

Donde:

n : número de orificios (tramos de vertido de igual dimensión).

ξ_m : coeficiente de efecto de los muros en la contracción lateral: 1,0 para muro esquinero con ángulo de 90° , 0,7 para muro redondeado y para muro esquinado con ángulo de 45° .

ξ_p : coeficiente de efecto de las pilas en la contracción lateral: 0,8 para pila esquinada con ángulo de 90°; 0,45 para pila redondeada; 0,25 para pila hidrodinámica.

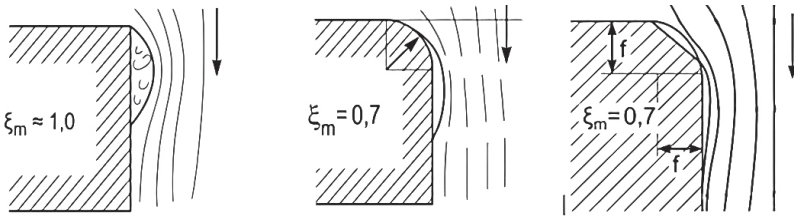


Figura A.9. Coeficiente de efecto del muro ξ_m (en planta) que limita desde un costado al orificio de vertido de la presa vertedero.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado*. Moscú, AGROPROMIZDAT.

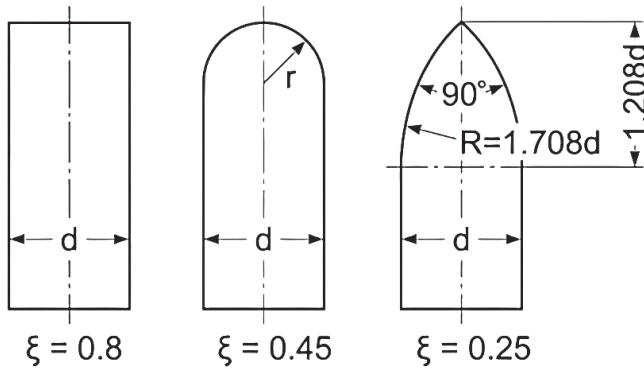


Figura A.10. Coeficiente de efecto de una pila que limita con el orificio de vertido de la presa vertedero.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado*. Moscú, AGROPROMIZDAT.

El valor del coeficiente de contracción lateral, preliminarmente puede ser asumido $\varepsilon = 0,95$ a $0,97$.

Cabe considerar la sumersión del vertedero si el nivel de agua en el tramo aguas abajo se ubica sobre el nivel de la cresta del vertede-

ro (Figura A.11). En este caso surge la profundidad de sumersión $h_s = \nabla NAA_b - \nabla Cr$.

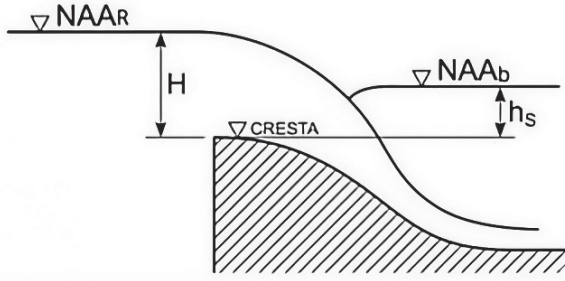


Figura A.11. Esquema para calcular la sumersión de un vertedero de perfil práctico. Fuente: los autores.

Para determinar el coeficiente de sumersión σ pueden ser utilizadas tablas o gráficos que recogen los resultados de investigaciones en modelos físicos, las mismas que generalmente presentan los valores de σ en función de la relación h_s/H_o .

En la Tabla A.4 se presentan los valores de σ para los vertederos de perfil práctico obtenidos por N. N. Pavlovsky.

Tabla A4
Valores del coeficiente σ para los vertederos de perfil práctico

h_s/H_o	0,00	0,05	0,10	0,15	0,2	0,25	0,30
σ	1,000	0,996	0,991	0,986	0,981	0,976	0,970
h_s/H_o	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	
σ	0,963	0,956	0,948	0,937	0,923	0,907	
h_s/H_o	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	
σ	0,856	0,821	0,778	0,709	0,621	0,438	

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). *Construcciones hidráulicas: presas con vertido incorporado*. Moscú, AGROPROMIZDAT.

La velocidad de acercamiento v_o puede ser determinada con la ecuación:

$$v_o = \frac{Q}{\Omega} \tag{A.8}$$

Donde:

Ω : área de la sección de flujo frente a la presa en el tramo aguas arriba.
 Cuando $v_o \leq 0,5 \text{ m/s}$ la velocidad de acercamiento puede ser despreciada.

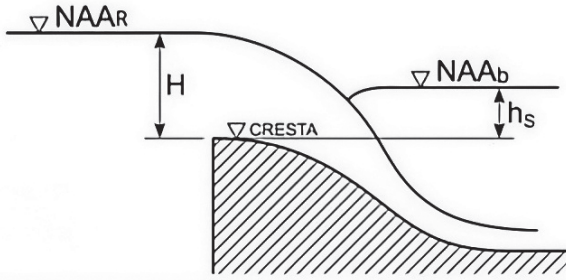


Figura A.11. Esquema para calcular la sumersión de un vertedero de perfil práctico.
 Fuente: los autores.

Por cuanto varias magnitudes en la ecuación del caudal del vertedero dependen de H , el cálculo se realiza por aproximaciones sucesivas, con la siguiente secuencia:

- Con la ecuación (A.8) se determina la velocidad de acercamiento v_o .
- En primera aproximación se asume la relación δH y se determina el coeficiente de caudal m . También se asume en primera aproximación $\varepsilon = 1$, $\sigma = 1$. A continuación, con la ecuación (A.6) se determina la carga aproximada H sobre la cresta del vertedero.
- Con la carga determinada H se determina la cota de la cresta del vertedero ∇_{crest} . De esta manera se tiene la posibilidad de determinar el ancho del inserto horizontal en la cresta δh_{or} ,

necesario para la ubicación de las compuertas, así como también para verificar si el vertedero es o no sumergido.

- Se determinan m , σ (y de ser necesario ε) en segunda aproximación.
- Se recalcula en segunda aproximación la carga. Si esta se diferencia del valor anteriormente adoptado en más de 2 cm se realiza una nueva aproximación (ver puntos c-d).

Una vez determinados la carga sobre la cresta del vertedero y el ancho del inserto horizontal, es necesario, por una parte, construir el perfil de la superficie de vertido del vertedero de perfil práctico (ver punto A.3.1.1) y, por otra parte, ubicar las compuertas sobre la cresta (ver punto A.3.1.2).

A.2.4.3. Ejemplo de cálculo y solución

La capacidad de flujo de una presa vertedero es igual a $3000 \text{ m}^3/\text{s}$. La presa está constituida de siete tramos de 16 m de ancho los mismos que han sido divididos por tres pilas seccionadas que tienen espesor de 4 m y tres pilas no seccionadas con espesor de 3 m. El nivel de agua en el tramo aguas arriba (∇NNO) es 118 msnm y el nivel aguas abajo (∇NAB) 103 msnm. Se requiere determinar la cota de la cresta de la presa vertedero a partir de la condición de permitir la capacidad de flujo dada.

Por cuanto la cantidad de tramos de vertido es superior a 6, entonces, uno de ellos es de reserva y no participa en la evacuación del caudal de diseño. Consecuentemente, el ancho sumatorio del vertedero es de 96 m.

El efecto de la velocidad de acercamiento puede ser despreciado en vista de su valor pequeño.

En una primera aproximación se asume que no tiene lugar la sumersión del vertedero y $\sigma = 1$. Se asume también en primera aproximación que el coeficiente de contracción lateral es $\varepsilon = 0,98$.

El ancho relativo del inserto en el perfil del vertedero se adopta igual a 0,58. En este caso el coeficiente de caudal del vertedero es:

$$m = 0,36 + 0,1 \frac{2,5 - \delta/H}{1 + 2\delta/H} = 0,36 + 0,1 \frac{2,5 - 0,58}{1 + 2 \cdot 0,58} = 0,449 \cdot$$

La carga sobre la cresta en primera aproximación es:

$$H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{m\epsilon\sigma B}\right)^2 * \frac{1}{2g} - \frac{v_0^2}{2g}} = \sqrt[3]{\left(\frac{3000}{0,449 \cdot 0,98 \cdot 1 \cdot 96}\right)^2 * \frac{1}{19,62}} - 0 = 6,35 \text{ m} \cdot$$

La cota de la cresta del vertedero es: $\nabla_{\text{crest}} = NNO - H = 118 - 6,35 = 111,65 \text{ m}$.

Por cuanto la cota de la cresta está sobre el nivel del agua en el tramo aguas abajo, no hay sumersión del vertedero. En consecuencia, $\sigma = 1$.

El ancho del inserto en el perfil del vertedero es: $\delta = 0,58H = 0,58 \cdot 6,35 = 3,68 \text{ m}$.

El inserto dado es suficiente para ubicar una compuerta plana con espesor de 2 m y disponer de un espacio entre compuertas de 1,5 m de ancho. El tramo horizontal del inserto constituye apoyo de la compuerta de operación. Por cuanto el ancho del inserto resultó suficiente se mantiene el valor inicial del coeficiente de caudal del vertedero.

Considerando que tanto el coeficiente de caudal m , como el coeficiente de sumersión $\sigma = 1$ permanecen invariables se concluye que no hay necesidad de una segunda aproximación.

Definitivamente se asume una carga sobre la cresta igual a 6,35 m. El ancho del inserto horizontal sobre la cresta del vertedero es: $\delta_{\text{hor}} = \delta - 0,3H = 3,68 - 0,3 \cdot 6,35 = 1,78 \text{ m}$.

A.2.5. Determinación de las condiciones del enlace de tramos durante la maniobra de las compuertas

A.2.5.1. Condiciones del enlace de tramos y esquema de diseño de la maniobra de compuertas

Durante la formulación del proyecto es necesario resolver el tema relativo al enlace de tramos, es decir, prever las condiciones de evacua-

ción de la crecida en el tramo aguas abajo en condiciones cercanas a las naturales. Es recomendable que dicho enlace se produzca con ayuda de un resalto hidráulico de fondo, por cuanto en este caso se logra la disipación más eficiente de energía del flujo. El resalto debe encontrarse en estado de confinamiento (sumersión) para todos los caudales evacuados.

La condición de sumersión del resalto hidráulico tiene la siguiente presentación:

$$h_c'' \leq h_o \quad (\text{A.9})$$

Donde:

h_c'' : segunda profundidad conjugada que tiene como primera profundidad conjugada del resalto hidráulico a la profundidad h_c en la sección contraída y que constituye el criterio divisorio (profundidad divisoria) entre el resalto desplazado y el resalto sumergido ($h_c'' = h_{div}$).

h_o : profundidad natural en el cauce del tramo aguas abajo para el caudal considerado.

De la ecuación (A.9) se desprende que para no permitir el desplazamiento del resalto hidráulico, es necesario realizar paulatinamente el incremento de los caudales evacuados, a lo largo de todo el frente de vertido. Esto se logra a través de la maniobra de las compuertas, la misma que consiste en la apertura paulatina de las compuertas en altura y ancho (en sentido altitudinal y longitudinal). La maniobra de las compuertas en sentido del ancho o longitudinal tiene lugar con la siguiente secuencia: inicialmente se abre la compuerta central, a continuación, pasando una, la siguiente compuerta. Al final se abren todas las compuertas. La maniobra de las compuertas en altura consiste en la apertura de las compuertas con un determinado incremento altitudinal Δh .

Para analizar el enlace de tramos con la maniobra de las compuertas, previamente es recomendable calcular dos escenarios:

- Una compuerta (la compuerta central) abierta 0,25 H (escenario inicial).

- Todas las compuertas totalmente abiertas (escenario final).

Para estos dos escenarios es necesario determinar si el resalto es sumergido o desplazado. En el primer escenario cabe considerar el efecto de las condiciones espaciales en la ubicación del resalto. La secuencia para calcular las condiciones del enlace de tramos es la siguiente:

- Determinar los caudales a través de un tramo de vertido para una apertura parcial de la compuerta (en $0,25H - Q_1^{0,25H}$) y para la compuerta totalmente abierta Q_1^H .
- Para los dos casos de apertura de la compuerta determinar la profundidad contraída h_c , la velocidad de flujo en la sección contraída v_c , el número de Froude Fr_c , la profundidad divisoria $h_{div} = h''$.
- Para el primer caso determinar la profundidad divisoria del resalto en condiciones espaciales (tridimensionales) h^{trdim} .
- Para los dos casos de cálculo, a partir de la magnitud de los caudales evacuados, determinar las profundidades naturales h_o y a continuación evaluar las condiciones del enlace de tramos comparando h^{trdim} y h_o .

A.2.5.2. Determinación de los caudales a través de un tramo de vertido para diferentes aperturas de la compuerta

En los casos de aperturas parciales de las compuertas (Figura A.8) para determinar el caudal a través del vertedero es necesario aplicar la ecuación de flujo bajo compuerta. Si el orificio de vertido no es sumergido desde aguas abajo, dicha ecuación tiene la siguiente presentación:

$$Q_1^a = \varphi \varepsilon_v ab \sqrt{2g(H - \varepsilon_v a)} \tag{A.11}$$

Donde:

Q_1^a : caudal a través de un tramo de vertido siendo a el alto de apertura de la compuerta.

φ : coeficiente de velocidad, $\varphi = 0,97$ a $0,99$.

ε_v : coeficiente de contracción vertical de la lámina de agua.

b : ancho del frente de vertido.

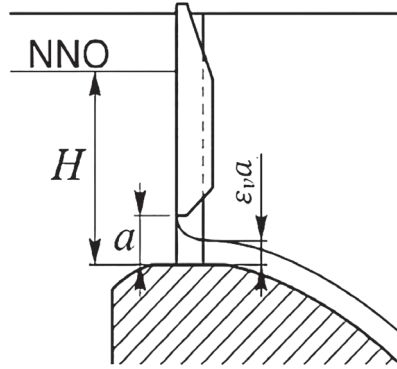


Figura A.13. Esquema para calcular el flujo bajo compuerta.
Fuente: los autores.

El coeficiente de contracción vertical de la lámina de agua puede ser calculado con la ecuación de Altshull:

$$\varepsilon_v = 0,57 + \frac{0,043}{1,1-\eta} \quad (A.11)$$

Donde:

η : apertura relativa de la compuerta: $\eta = a/H$.

En el caso de compuerta totalmente abierta el caudal a través de un orificio se determina con la ecuación universal del caudal de un vertedero. Por esta razón el caudal $Q_1^H = \frac{Q_{DIS}}{\eta_o}$ un tramo de vertido con compuerta totalmente abierta es:

A.2.5.3. Determinación de la profundidad divisoria

La profundidad divisoria del resalto hidráulico para escenario plano (bidimensional) se determina como la segunda profundidad conjugada de la profundidad contraída:

$$h_{div} = \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \alpha Fr_c} - 1 \right] \quad (A.12)$$

Donde:

h_c : profundidad contraída (primera profundidad conjugada del resalto hidráulico).

α : coeficiente corrector de la energía cinética (coeficiente de Coriolis $\alpha = 1,05$ a $1,10$).

Fr_c : número de Froude para el flujo en la sección contraída.

El número de Froude caracteriza la turbulencia del flujo y se determina con la ecuación:

$$Fr_c = \frac{v_c^2}{gh_c} \quad (\text{A.13})$$

Donde:

v_c : velocidad del flujo en la sección contraída: $v_c = \frac{Q_1}{gh_c}$

La profundidad contraída al pie del vertedero se determina con la ecuación:

$$h_c = \frac{Q}{\varphi b \sqrt{2g(T_o - h_c)}}$$

Donde:

Q : caudal a través del orificio rectangular de ancho b .

φ : coeficiente de velocidad, $\varphi \approx 0,90$ a $0,99$.

T_o : energía específica total del flujo en el tramo aguas arriba, $T_o = T + \frac{v_o^2}{2g}$.

Aquí T es la energía potencial específica del flujo en el tramo aguas arriba, respecto a la superficie de la losa de disipación (Figura A.14).

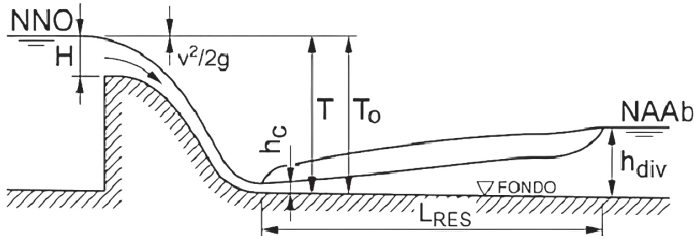


Figura A.14. Esquema para calcular el enlace de tramos.

Fuente: los autores.

El cálculo de la profundidad contraída se realiza por aproximaciones sucesivas. En la primera aproximación se puede adoptar $h_c = 0$ m.

A.2.5.4. Determinación de las profundidades divisorias en escenario tridimensional

La segunda profundidad conjugada en escenario tridimensional es posible determinar a través del coeficiente de extensión tridimensional k_2^{trid} :

$$h_2^{trid} = h_2 k_2^{trid} \tag{A.15}$$

Para el primer caso el valor del coeficiente puede ser calculado con la ecuación:

$$h_2^{trid} = \frac{b/B+2}{3} \tag{A.16}$$

Donde:

b : ancho de la parte del frente de vertido a través del cual se realiza la evacuación del agua.

B : ancho total del flujo evacuado medido al pie del vertedero.

Cuando están abiertos todos los tramos de vertido (como en el segundo caso) el efecto de las condiciones tridimensionales puede ser despreciado: $h_{div}^{tridim} \cong h_{div}$.

A.2.5.5. Determinación de las profundidades naturales

La profundidad natural en el tramo aguas abajo se determina en función del caudal que pasa por el nodo hidráulico Q_{nh} . Para determinar las condiciones del enlace de tramos es necesario considerar el momento del tiempo inmediatamente luego de la apertura de la compuerta, cuando en el tramo aguas abajo aún no sube el nivel de agua y la profundidad natural corresponde al caudal antes de la apertura de dicha compuerta.

Para el segundo caso $Q_{nh} = Q_{DIS}$. Para el primer caso el caudal a través del nodo corresponde al caudal de las entregas útiles de agua evacuadas a través de otras estructuras del nodo $Q_{nh} = Q_{min}$.

Con estos caudales se determinan las profundidades naturales correspondientes a los casos calculados (Figura A.1).

A.2.5.6. Determinación de las condiciones del enlace de tramos

Comparando la segunda conjugada y la profundidad natural se determina la ubicación del resalto hidráulico. Los resultados de la comparación se pueden presentar en forma tabulada (Tabla A.5).

Tabla A.5
Condiciones del enlace de tramos

Caso	h_{div}	k_2^{tridim}	h^{tridim}_{div}	h_o	$h^{trid}_{div} - h_0$	Ubicación del resalto
1						
2						

Fuente: los autores.

A.2.5.7. Conclusiones sobre la necesidad de elementos disipadores

Si en los casos de cálculo considerados el resalto está confinado (sumergido), entonces los elementos disipadores (pozo de disipación, muro de disipación, etc.) no son necesarios. Sin embargo, constructivamente sobre la losa de disipación se instalan disipadores para mejorar

las condiciones del enlace de tramos, lograr la distribución uniforme de los caudales unitarios aguas abajo del vertedero y para disminuir la longitud de la protección del cauce.

Si, aunque sea en un caso de cálculo el resalto no resulta confinado (sumergido), es necesario adoptar un tipo de dissipador de energía. El análisis se ejecuta para el caso de mayor riesgo en el cual la diferencia $h_{div}^{trid} - h_o$ es la mayor.

Cuando $h_o > 0,85 h_{div}^{trid}$ es posible recomendar que la instalación se limite a algunas filas de dados. Cuando $h_o < 0,85 h_{div}^{trid}$ es necesaria la inclusión de un pozo de disipación (o muro de disipación³).

Resulta más sencillo evaluar la necesidad de elementos dissipadores determinando si se requiere o no un pozo de disipación. En primera aproximación la profundidad del pozo de disipación se puede determinar con la ecuación:

$$d_{pozo} = k_s k_{dis} h_{div}^{trid} - h_o \quad (A.17)$$

Donde:

k_s : coeficiente de seguridad de la sumersión del resalto hidráulico, $k_s = 1,05$ a $1,1$.

k_{dis} : coeficiente de influencia de los dissipadores en la profundidad divisoria: $k_{dis} = 0,80$ a $0,85$.

Si, de acuerdo a los cálculos $d_{pozo} < 0$ significa que no se requiere pozo de disipación y es posible limitarse a la adopción de dados. En caso de que $d_{pozo} > 4$ m se puede recomendar la instalación de un pozo combinado que incluye tanto el pozo de disipación como también un muro de disipación.

3 La implantación de un muro de disipación puede complicar la evacuación de los caudales de construcción, pero además puede originar el surgimiento de un resalto hidráulico adicional.

A.2.5.8. Ejemplo de cálculo y solución

La presa vertedero está constituida de siete tramos de vertido de 16 metros, pero uno de ellos es de reserva. La capacidad de flujo para diseño de la presa vertedero es 3000

m^3/s . El NNO en el tramo aguas arriba es 118 m, la cota de la superficie de la losa de disipación 93 m. El nivel del agua en el tramo aguas abajo al ser evacuado el caudal de diseño es 103 m.

Se requiere determinar la ubicación del resalto hidráulico aguas abajo de la presa, para el escenario básico de maniobra de compuertas (segundo caso) y dar la conclusión respecto a la necesidad de elementos de disipación.

La energía potencial específica en el tramo aguas arriba respecto a la superficie de la losa de disipación es $T = 25 m$. La velocidad de acercamiento debido a su pequeñez no se considera, por esta razón la energía específica total también es $T_o = 25 m$.

A continuación, se consideran las condiciones del enlace de tramos para el caso cuando a través de la presa vertedero es evacuado el caudal de diseño. El caudal a través de un tramo de vertido es $500 m^3/s$.

Se determina la profundidad contraída del flujo. Se asume el coeficiente de velocidad $\phi = 0,95$. Se determina la profundidad contraída por aproximaciones. En primera aproximación se asume que la profundidad contraída es nula $h_c = 0$.

$$h_c = \frac{Q}{\phi b \sqrt{2g(T_o - h_c)}} = \frac{3000}{0,95 * 16 \sqrt{19,62(25 - 0)}} = 1,489 m$$

$$h_c = \frac{Q}{\phi b \sqrt{2g(T_o - h_c)}} = \frac{3000}{0,95 * 16 \sqrt{19,62(25 - 1,498)}} = 1,535 m$$

$$h_c = \frac{Q}{\phi b \sqrt{2g(T_o - h_c)}} = \frac{3000}{0,95 * 16 \sqrt{19,62(25 - 1,535)}} = 1,537 m$$

Finalmente, se adopta $h_c = 1,54$ m.

La velocidad de flujo en la sección contraída:

$$v_c = \frac{Q_1}{bh_c} = \frac{500}{16 \cdot 1,54} = 20,4 \text{ m/s}.$$

El número de Froude en la sección contraída:

$$Fr_c = \frac{v_c^2}{gh_c} = \frac{20,4^2}{9,81 \cdot 1,54} = 27,6.$$

La profundidad divisoria del resalto hidráulico:

$$h_{div} = \frac{h_c}{2} [\sqrt{1 + 8 \alpha Fr_c} - 1] = \frac{1,54}{2} [\sqrt{1 + (8 \cdot 1,1 \cdot 27,6)} - 1].$$

La profundidad natural cuando se evacúa el caudal de diseño es 10 m. Esta profundidad es menor a la profundidad divisoria del resalto hidráulico, en consecuencia, el resalto es desplazado. Para que sea sumergido se requieren elementos de disipación.

Se asume que el coeficiente de eficiencia del trabajo del disipador es 0,85. En este caso, la profundidad requerida del pozo de disipación es:

$$d_{pozo} = k_s k_{dis} h_{div}^{trid} - h_o = (1,1 \cdot 0,85 \cdot 11,22) - 10 = 0,49 \text{ m}.$$

En consecuencia, se requiere adoptar un pozo de disipación. Con algún margen de seguridad se adopta una profundidad del pozo de 0,6 m.

A.2.6. Cálculo hidráulico del pozo de disipación

La profundidad del pozo de disipación determinada con la ecuación (A.17) constituye la mínima necesaria. Por cuanto al profundizar la losa de disipación se modifican las condiciones del enlace de tramos, para determinar con exactitud la profundidad del pozo

d_{pozo} es necesario ejecutar un cálculo hidráulico especial. Este cálculo se desarrolla para el escenario de cálculo de mayor riesgo. La profundidad del pozo cabe calcular bajo la condición de sumersión del

resalto hidráulico, tomando en cuenta la acción de los disipadores y un margen de reserva:

$$k_s h_{div}^{trid} < h_o + d_{pozo} \quad (A.18)$$

Donde:

k_s : coeficiente para asegurar la sumersión del resalto hidráulico

h_{div}^{trid} : profundidad divisoria para flujo tridimensional;

h_o : profundidad normal en el tramo aguas abajo;

d_{pozo} : profundidad del pozo de disipación.

Se recomienda determinar la profundidad del pozo de disipación por aproximaciones, con la siguiente secuencia:

- Determinar en primera aproximación la profundidad del pozo con la ecuación (A.17).
- Determinar la reserva de energía del flujo respecto al fondo del pozo de disipación (Figura A.10) $T^{pozo} = T_o + d_{pozo}$.
- Determinar la profundidad contraída con la ecuación (A.14) y la velocidad del flujo en la sección contraída.
- Calcular el número de Froude del flujo en la sección contraída con la ecuación (A.15).
- Determinar la profundidad divisoria del resalto sin considerar la extensión tridimensional con la ecuación (A.12) y, en caso de necesidad, tomando en cuenta la extensión tridimensional con la ecuación (A.15).
- Determinar la profundidad necesaria del pozo con la ecuación (A.17).

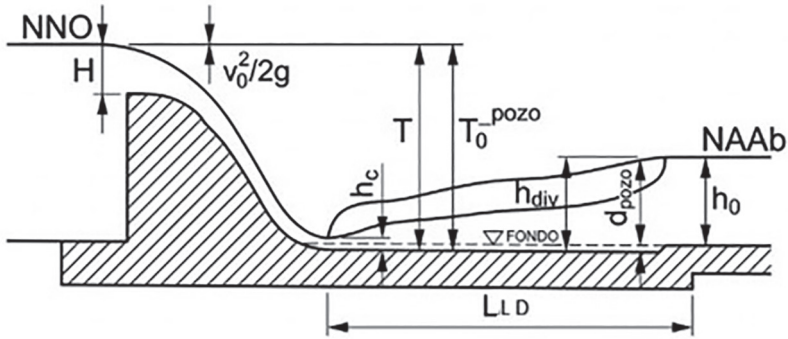


Figura A.15. Esquema de cálculo del pozo de disipación.

Fuente: los autores.

En el caso que la profundidad obtenida se diferencie de la asumida anteriormente en más de 10 cm, será necesario repetir la aproximación con el valor obtenido nuevamente.

A.2.7. Características constructivas y cálculo de la losa de disipación

La losa de disipación está destinada a reforzar el cauce en la zona del resalto hidráulico y protegerlo de la erosión por el flujo de agua.

A.2.7.1. Adopción de las dimensiones de la losa de disipación

La definición de las características constructivas y los cálculos de la losa de disipación es necesario realizar para el escenario cuando el resalto hidráulico tiene la máxima longitud y altura (escenario de cálculo b).

La longitud de la losa de disipación se adopta a partir de la longitud del resalto hidráulico. La longitud del resalto hidráulico perfecto no sumergido puede ser determinada con la ecuación:

$$\frac{L_{res}}{h_{res}} = 4 \text{ a } 6 \tag{A.19}$$

Donde:

h_{res} : altura del resalto, $h_{res} = h_{div} - h_c$.

Otras ecuaciones validadas por la práctica para determinar la longitud del resalto son:

- Ecuación de Pavlovsky $L_{res} = 2,5(1,9h'' - h')$.
- Ecuación de Safranez $h_{res} = 4,5h''$.
- Ecuación de Bahmetev $h_{res} = 5, h_{res} = 5(h'' - h')$.

Se recomienda utilizar la Tabla A.6 en la cual están dadas las longitudes relativas del resalto hidráulico, en función de la turbulencia del flujo, determinadas experimentalmente en modelos físicos.⁴

Tabla A.6
Longitud relativa del resalto hidráulico

$\sqrt{\alpha Fr_c}$	$\frac{L_{res}}{h_{res}}$	$\sqrt{\alpha Fr_c}$	$\frac{L_{res}}{h_{res}}$
2	4,5	6	5,4
2,5	5,25	7	5,2
3	6	8	5,0
3,5	6	10	4,7
4	5,9	12	4,55
5	5,67	15	4,35

Fuente: Belyashevsky, N. N. (1986). *Modelación física del tramo aguas abajo*. Kiev, Naukova Dumka.

La longitud de la losa de disipación L_{ld} en caso de contarse con disipadores se adopta igual a $k_{dis}L_{res}$. Cuando se cuenta con pozo de disipación se recomienda incrementar la longitud de la losa para ubicar el escalón del pozo (aproximadamente en 5 %). Constructivamente la

4 Shterenlicht D. V. *Hidráulica*, Energoatomizdat, Moscú, 1984.

longitud de la losa de disipación cabe adoptar a partir del valor calculado, aproximado en ± 1 m.

El espesor de la losa de disipación t_{ld} se recomienda adoptar no inferior a $L_{ld}/10$. Se puede también utilizar la ecuación empírica de Dombrovsky:

$$t_{ld} = 0,15v_c\sqrt{h_c} \quad (\text{A.20})$$

Luego es necesario aproximar con mayor precisión el espesor de la losa, a partir de los cálculos de su estabilidad.

A.2.7.2. Ejemplo de cálculo y solución

Al evacuar el caudal de diseño en la losa de disipación se produce un resalto hidráulico que tiene la primera profundidad conjugada de 1,54 m, y la segunda de 11,22 m. La velocidad de flujo en la sección contraída es 20,4 m/s. La losa de disipación forma un pozo de disipación. Es necesario establecer las dimensiones de la losa de disipación.

La altura del resalto hidráulico $h_{res} = h'' - h' = 11,22 - 1,54 = 9,68$ m; el número de Froude $Fr_c = 27,55$; $Fr_c^{0,5} = 5,25$; $L_{res}h_{res} = 5,6$; La longitud del resalto, $L_{res} = 54,28$. Tomando en cuenta el efecto del disipador a través del coeficiente de eficiencia del trabajo del disipador 0,85: $L_{res} = 46$ m. Con la reserva y tomando en cuenta el espacio para el escalón del pozo se adopta la longitud de losa de disipación de 48 m.

Con la ecuación de Dombrovsky el espesor de la losa de disipación debe ser no menor a $t_{ld} = 0,15v_c\sqrt{h_c} = 0,15 * 20,4\sqrt{1,54} = 3,8$ m; $0,1 * L_{ld} = 4,8$ m. Por tanto, se asume $t_{ld} = 4,8$ m.