

## VERTEDEROS

Luis Arrau del C.  
Ing. Civil, U. de Chile

### 1. DEFINICIONES Y CONCEPTOS.

Se denomina **vertedero** a la estructura que permite el escurrimiento por sobre una **barrera**, de manera de cumplir con la función de dejar escapar el agua excedente en una presa de regulación, o en una captación, o como parte de la seguridad de una estructura, etc. También, se usan sus principios hidráulicos en el diseño de aforadores de caudales.

Se denomina:

- **umbral** o **cresta** al nivel máximo de la barrera, el cual puede ser horizontal, o no.
- **longitud** del vertedero, "**l**", a la distancia entre las paredes verticales o inclinadas que lo limitan sobre el umbral.
- **carga** del vertedero, "**h**", en general a la altura sobre el plano horizontal que pasa por el umbral.
- **carga efectiva** del vertedero, "**H**", a la suma de Bernoulli de aguas arriba sobre el umbral. Corresponde a la carga más un factor de altura media de velocidad:

$$H = h + \alpha \frac{u^2}{2g}$$

- **coeficiente de gasto** "**m**", a un coeficiente empírico que permite calcular el caudal "**Q**" que pasa por el vertedero, en función de la carga y de su longitud:

$$Q = m l h \sqrt{2 g h}$$

La experiencia demuestra que la depresión de la superficie libre aguas arriba de la barrera es, en general, despreciable a partir de una distancia de 4h de esta última. La determinación de los coeficientes "**m**" lleva implícita la adopción de un cierto valor del coeficiente  $\alpha$  para evaluar la componente de altura de velocidad.

### 2. CLASIFICACION GENERAL DE VERTEDEROS.

Los vertederos pueden clasificarse según la forma de la sección mojada y de la barrera, según su disposición con respecto a la orientación del flujo de salida con respecto al de aducción, y también con respecto a las condiciones hidráulicas del flujo de salida:

- Según forma de la sección mojada, los más usuales son los **rectangulares**, los **trapeziales** y los **triangulares**.
- Según la forma de la barrera, pueden ser de **pared delgada** cuando la napa toca en una sola arista del umbral de la barrera, de **pared gruesa** cuando la napa toca en un plano el umbral de la barrera y se forman "filetes paralelos" de escurrimiento por sobre ese plano, de **pared intermedia** cuando la napa toca en más de una arista sin que se alcancen a formar los filetes bien paralelos, o bien de **pared redondeada**, lo que se denomina comúnmente "**perfil práctico**", cuando la forma de la barrera

por aguas abajo del umbral sigue aproximadamente a la del escurrimiento, sin que lo obstruya y al mismo tiempo sin que se forme un "vacío" entre ambos, y finalmente de **pared inclinada** cuando la cara de aguas arriba o de aguas abajo de la pared no es vertical, sino que tiene una inclinación.

- Según la disposición, se pueden clasificar en **frontales rectos, oblicuos, laterales, quebrados**, del tipo **sifón y curvilíneos**. Un caso especial de este último tipo corresponde a los **de copa** o "**Morning Glory**".

- Según las condiciones hidráulicas para la salida del flujo, pueden ser **sin contracción lateral**, en los cuales el ancho del canal de aducción es igual a la longitud del vertedero, **con contracción lateral**, en los cuales el ancho del canal de aducción es mayor que la longitud del vertedero. Si la transición es brusca, se denomina **contracción completa** y si la transición es gradual, se denomina **contracción imperfecta**. También pueden clasificarse en **ahogados**, o **sumergidos**, si el nivel del escurrimiento por aguas abajo es superior al del umbral y **no ahogados** en caso contrario.

### 3. COEFICIENTES EMPIRICOS DE GASTO PARA LOS CASOS MAS COMUNES.

- Vertederos en pared delgada sin contracción lateral:

$$m = \left( 0,405 + \frac{0,003}{h} \right) \left( 1 + 0,55 \frac{h^2}{(h+a)^2} \right)$$

La expresión anterior corresponde a la Fórmula de Bazin y su validez es para cualquier valor de la altura "a" de la barrera y para cargas de hasta 1,50 metros. Las unidades de la fórmula son métricas.

Otra expresión, que entrega valores bastante parecidos y experimentados hasta cargas de 2 metros, corresponde a la Fórmula de Rehbock:

$$m = \frac{2}{3} \left( 0,6035 + 0,0813 \frac{h}{a} + \frac{0,00009}{a} \right) \left( 1 + \frac{0,0011}{h} \right)$$

- Vertederos inclinados:

En este caso, se recomienda multiplicar los coeficientes de gasto calculados para el caso anterior, por el coeficiente que se indica en la tabla siguiente:

Inclinación (base/altura)	Coefficiente
∞/1	0,89
1/1	0,93
2/3	0,94
1/3	0,96
0	1
-1/3	1,05
-2/3	1,09
-1/1	1,12
-2/1	1,14
-4/1	1,10

En la tabla anterior, las inclinaciones positivas corresponden a inclinación de la cara de aguas arriba y las negativas a inclinación de la cara de aguas abajo. Se observa que el coeficiente de gasto mejora en este último caso, lo que se debe a la disminución del efecto de vacío.

- Vertederos en pared delgada con contracción lateral completa:

$$m = \left( 0,405 - 0,030 \frac{L-l}{L} + \frac{0,0027}{h} \right) \left( 1 + 0,55 \frac{l^2}{L^2} \frac{h^2}{(h+a)^2} \right)$$

La expresión anterior corresponde a la Fórmula de Hégly, quien la denominó como la "fórmula completa de Bazin". Es válida para cargas de hasta 0,6 m, está en unidades métricas y se puede aplicar a todo tipo de contracciones: por un solo lado, por uno o varios sacados, etc.

- Vertederos en pared delgada con contracción lateral imperfecta:

$$m = \left( 0,405 + \frac{0,003}{h} \right) \left( 1 - 2n \frac{h}{l} \right) \left( 1 + 0,55 \frac{l^2}{L^2} \frac{h^2}{(h+a)^2} \right)$$

Para la fórmula anterior, el valor de n se obtiene de la tabla siguiente, en función del ángulo  $\alpha$  de la transición:

tg $\alpha$	$\alpha$	n
$\infty$	90°	0,1
3,73	75°	0,09
2	63°30'	0,07
1	45°	0,04
0,5	26°40'	0,013
0,4	21°50'	0,0085
0,27	15°	0,0030

- Vertederos triangulares:

En este caso especial, muy utilizado para aforar caudales pequeños, la fórmula del gasto se puede expresar solamente en función de la carga y de un coeficiente "C", que depende del ángulo:

$$Q = C h^{\frac{5}{2}}$$

Las dos caras del umbral pueden tener inclinaciones diferentes  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  con respecto a la vertical. Si se define un ángulo  $\alpha$  tal que tg $\alpha$  sea la semisuma de tg $\alpha_1$  y tg $\alpha_2$ , entonces el valor del coeficiente C se obtiene de la siguiente tabla:

2 $\alpha$	h > (m)	C
15°	0,250	0,206
30°	0,205	0,392
45°	0,185	0,596
60°	0,170	0,819
90°	0,140	1,384
120°	0,120	2,465

La columna central de la tabla anterior indica que existe una altura mínima del escurrimiento en estos vertederos para que la fórmula sea válida. Además, por estar la carga elevada a una potencia 5/2 se requiere que las mediciones de altura sean bastante precisas para obtener buenos resultados.

En las experiencias correspondientes, que entregaron los resultados de la tabla anterior, se supuso que el ancho del canal de aducción es muy superior a la carga sobre el vertedero, del orden de 5 veces a lo menos. Si es menor esta relación, el coeficiente de gasto puede aumentar hasta un 13% a 15% más.

- Vertederos laterales:

Estos vertederos descargan en una dirección perpendicular a la dirección del escurrimiento en el canal de aducción. Son muy utilizados para evitar que las aguas sobrepasen la revancha de los canales durante las tormentas, con fines de protección de sus terraplenes o de obras de arte importantes que puedan existir aguas abajo. En tabla siguiente, se entregan coeficientes de gasto para estos vertederos en función de la carga, según el tipo de pared:

Cargas (m)	0,10	0,15	0,2	0,3	0,5	0,70
Pared delgada libre	0,370	0,360	0,355	0,350	0,350	0,350
Pared gruesa redond.	0,315	0,320	0,320	0,325	0,325	0,330
Pared gruesa viva	0,270	0,270	0,273	0,275	0,276	0,280

- Vertederos oblicuos:

Para estos vertederos, se recomienda multiplicar el coeficiente que resulta para un vertedero frontal en las mismas circunstancias de barrera, carga y longitud, por un coeficiente  $\phi$  que se calcula en función del ángulo  $\alpha$  entre la barrera y el canal de aducción, según la siguiente expresión:

$$\Phi = 0,8 + 0,2 \operatorname{sen} \alpha$$

- Vertederos de pared intermedia:

Quedan definidos estos vertederos por la condición de que el espesor de la barrera sea menor a 5 veces la altura crítica, o a tres veces la carga, y que la napa toque al umbral en más de una arista. Existen numerosas investigaciones para estimar el coeficiente de gasto, con resultados diversos. En forma simplificada se recomendará la siguiente expresión:

$$\frac{m}{m_0} = 0,700 + 0,185 \frac{h}{e}$$

en la cual  $m_0$  es el coeficiente de gasto para un vertedero de pared delgada con napa libre, igual altura y carga. La ecuación es válida para la siguiente condición:

$$0,33 \leq \frac{h}{e} \leq 2,00$$

- Vertederos de pared gruesa:

Se definirán como de pared gruesa a aquellas barreras que tengan un espesor de al menos 5 veces la altura crítica por sobre la

barrera, o de tres veces la carga. A continuación, se entregan dos tablas para el cálculo del coeficiente de gasto, la primera para barreras con entrada redondeada y la segunda para barreras con entrada en arista viva, en función del **espesor relativo "n" de umbral**, que corresponde a la razón entre el espesor de la barrera y la altura crítica:

$$n = e / h_c$$

Si la entrada es redondeada y no se conoce la altura crítica, se puede aproximar a la siguiente relación:

$$n = 1,5 e / h$$

Si la entrada es de arista viva y no se conoce la altura crítica, entonces se puede estimar "n" con la relación:

$$n = \Gamma e / h$$

en que  $\Gamma$  se obtiene en función de  $h/(a+h)$ :

$h/(a+h)$ : 0,33 y menos	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\Gamma$ :	1,71	1,68	1,65	1,62	1,60	1,56	1,53

I Barreras en entrada redondeada	
$\frac{h}{a+h}$	Espesores relativos de umbral n =
	3,5 5 6 7 8 9 10 13,5
0,00	0,379 0,377 0,376 0,375 0,373 0,371 0,370 0,366
0,05	0,379 0,377 0,376 0,375 0,373 0,371 0,370 0,366
0,10	0,379 0,378 0,377 0,376 0,374 0,372 0,371 0,367
0,20	0,385 0,381 0,380 0,379 0,377 0,375 0,374 0,370
0,30	0,388 0,386 0,385 0,383 0,382 0,380 0,379 0,375
0,40	0,395 0,393 0,392 0,390 0,388 0,387 0,385 0,381
0,50	0,404 0,402 0,400 0,399 0,397 0,395 0,394 0,390
0,60	0,415 0,412 0,411 0,410 0,408 0,406 0,405 0,400
0,70	0,428 0,425 0,423 0,422 0,420 0,418 0,417 0,412
0,80	0,443 0,440 0,439 0,437 0,435 0,433 0,431 0,426
0,90	0,459 0,457 0,455 0,454 0,451 0,449 0,448 0,443
1,00	0,478 0,476 0,474 0,472 0,470 0,468 0,466 0,460
II Barreras con entrada en arista viva	
$\frac{h}{a+h}$	Espesores relativos de umbral n =
	5 6 7 8 9 10 12 13
0,00	0,323 0,322 0,321 0,319 0,318 0,317 0,315 0,311
0,05	0,323 0,322 0,321 0,319 0,318 0,317 0,315 0,311
0,10	0,323 0,323 0,322 0,320 0,319 0,318 0,316 0,312
0,20	0,326 0,325 0,324 0,323 0,322 0,320 0,318 0,315

0,30	0,330	0,329	0,328	0,327	0,325	0,324	0,322	0,319
0,40	0,341	0,340	0,339	0,338	0,336	0,335	0,333	0,330
0,50	0,360	0,354	0,353	0,352	0,351	0,350	0,348	0,344
0,60	0,378	0,375	0,374	0,373	0,372	0,370	0,368	0,363
0,70	0,397	0,396	0,394	0,393	0,391	0,390	0,387	0,383
0,80	0,422	0,420	0,419	0,417	0,415	0,414	0,410	0,406
0,90	0,450	0,447	0,446	0,443	0,442	0,440	0,437	0,431
1,00	0,476	0,474	0,472	0,470	0,468	0,466	0,462	0,457

- Vertederos curvos del tipo Morning Glory:

en este caso, la ecuación del gasto se simplifica:  $Q = K h^{1,42}$

La expresión anteriores válida para diámetros comprendidos entre 0,175 m y 0,700 m, con los siguientes coeficientes K en función del diámetro:

D(m): 0,175 0,20 0,25 0,30 0,35 0,40 0,50 0,60 0,70  
 K : 0,790 0,900 1,130 1,364 1,599 1,840 2,318 2,820 3,316

- Vertederos de pared redondeada, o perfil práctico:

Es posible demostrar que el coeficiente de gasto aumenta aproximadamente en un 20% con respecto a un vertedero de pared delgada en las mismas condiciones. El mayor problema de estos perfiles proviene de las dificultades constructivas para darle la forma adecuada.

- Vertederos con compuertas:

Normalmente, estos vertederos se diseñan con una barrera del tipo redondeada, o perfil práctico. El Bureau of Reclamation ha propuesto una relación en función de la carga total, la longitud de vertedero y un coeficiente "C", que se entrega en gráfico adjunto.

#### 4. EFECTO REGULADOR DE UN VERTEDERO EVACUADOR DE CRECIDAS.

En todo vertedero evacuador de crecidas el gasto máximo descargado es inferior al gasto máximo afluente, debido a que al "tomar carga" acumula un volumen de aguas, lo que se denomina "efecto regulador". La reducción del caudal peak afluente dependerá entonces justamente de cuanto volumen es posible acumular hasta que se descarga el caudal máximo. Es posible demostrar que cuando se produce el caudal máximo vertido, el caudal afluente tiene el mismo valor, pero ya viene disminuyendo, lo que indica que el máximo afluente fue mayor.

Existen dos métodos para determinar un hidrograma de descarga: uno analítico que requiere de un proceso de iteraciones y uno gráfico, que permite ir calculando directamente los caudales en función de un gráfico previamente establecido a partir de la curva de descarga del vertedero.

- Método analítico:

La ecuación de balance es la siguiente:

$$Q_a \Delta t - Q_e \Delta t = \Delta V$$

en que:

$Q_a$  = caudal afluente que depende solamente del tiempo

$Q_e$  = caudal descargado, que depende de los niveles del agua durante el intervalo de tiempo "delta t", lo que obliga a iterar.

Delta t = intervalo de tiempo para el análisis, normalmente 1 o 2 horas.

Delta V = variación del volumen embalsado.

En tabla siguiente se indica el procedimiento de cálculo:

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
t	Delta t	$Q_a$	$V_a$	z	$Q_e$	$V_e$	Delta V	V	Z

Col 1: Se coloca el tiempo desde el comienzo de la crecida

Col 2: Se anota el intervalo de tiempo, 1 o 2 horas

Col 3: Caudal medio afluente en el intervalo

Col 4: Volumen medio afluente en el periodo

Col 5: Se postula un valor de la cota del lago al final del intervalo

Col 6: Se calcula el caudal medio descargado en función de las cotas

Col 7: Se calcula el volumen medio supuestamente descargado

Col 8: Se calcula la supuesta variación de volumen embalsado

Col 9: Se calcula el supuesto volumen final embalsado

Col 10: Se calcula la cota final a que corresponde el volumen embalsado

Si la columna 10 resulta diferente de la columna 5, en un valor mayor a un error aceptable, se repite el proceso a partir de la columna 5, ajustando según corresponda la cota. Una vez que se cae dentro del margen de error aceptable, se continua con el siguiente intervalo.

- Método gráfico:

En este método, al igual que en el anterior, el supuesto básico es que el intervalo de tiempo es lo suficientemente pequeño como para que la variación del caudal evacuado se pueda considerar lineal. Las ecuaciones que respaldan el método son las siguientes:

$$\Delta V_E + \Delta V = \Delta V_A$$

$$\Delta V_E = (Q_{E1} + Q_{E2}) \frac{\Delta t}{2}$$

$$\Delta V = V_2 - V_1$$

luego, reemplazando:

$$(Q_{E1} + Q_{E2}) \frac{\Delta t}{2} + V_2 - V_1 = \Delta V_A$$

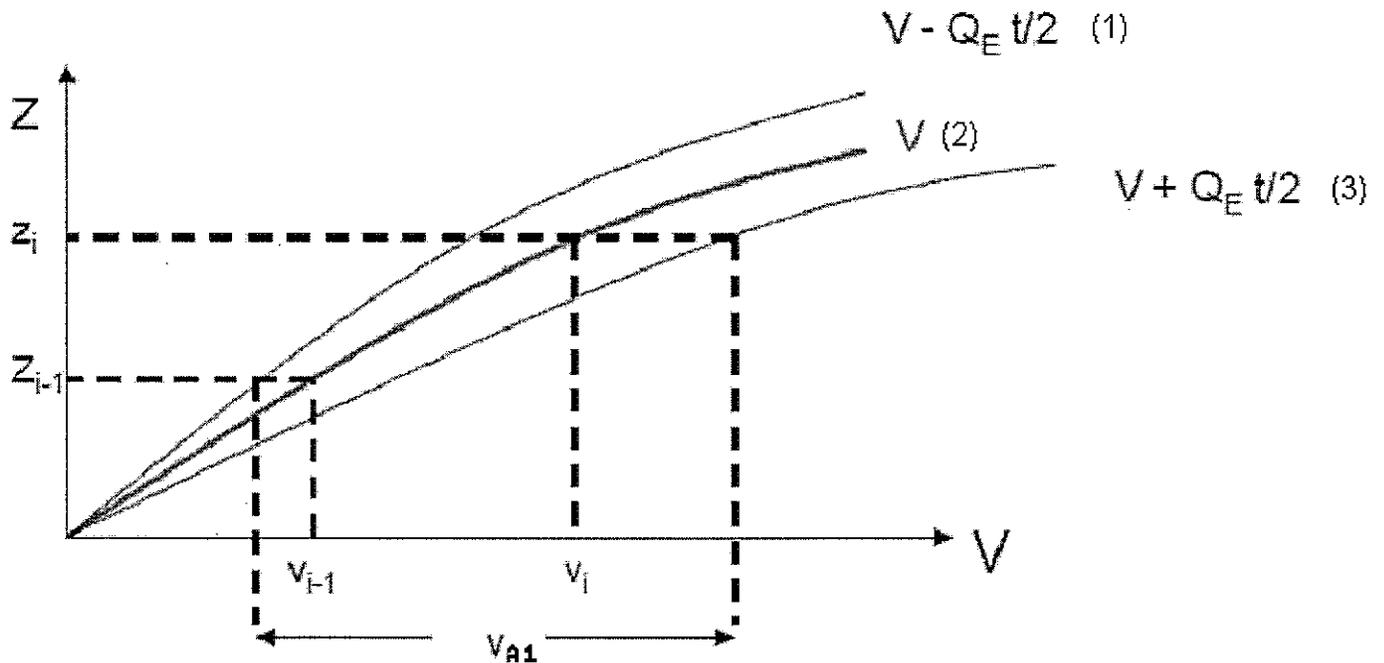
o sea:

$$(V_2 + Q_{E2} \frac{\Delta t}{2}) - (V_1 - Q_{E1} \frac{\Delta t}{2}) = \Delta V_A$$

lo que en términos generales para cualquier período, se puede expresar:

$$(V_i + Q_{Ei} \frac{\Delta t}{2}) - (V_{i-1} - Q_{E(i-1)} \frac{\Delta t}{2}) = \Delta V_A$$

El gráfico que corresponde desarrollar es entonces el siguiente:



La curva (2) corresponde a la curva de embalse, en tanto que las curvas (1) y (3) se obtienen con la curva de descarga del vertedero.

El procedimiento es el siguiente, para un instante en que se tiene un volumen embalsado  $V_{i-1}$ :

- 1° Del hidrograma de crecida se obtiene  $V_{A1}$
- 2° Con  $V_{i-1}$  se ubica en curva (2)  $z_{i-1}$
- 3° Con  $z_{i-1}$ , en curva 3 se obtiene un valor de  $V$  al cual se le suma  $V_{A1}$
- 4° Se obtiene de la suma anterior un nuevo valor de  $V$ , que permite obtener  $z_i$  en la curva (3)
- 5° El valor de  $V$  que entrega la cota  $z_i$  en curva (2) es el nuevo valor  $V_i$ , etc.

## **TUNELES Y TUBERIAS**

Luis Arrau del C.  
Ing. Civil, U. de Chile

### **1. DEFINICIONES Y CONCEPTOS.**

Las obras de aducción, que son las que conducen las aguas desde las captaciones o bocatomas, o desde un embalse, hacia el lugar de utilización, se pueden clasificar según su régimen hidráulico de la siguiente forma:

1° Aducciones a nivel libre o sin presión: **canales y túneles acueductos**. Ambos tipos de obras desde un punto de vista hidráulico son muy similares.

2° Aducciones en presión: **túneles en presión y tuberías**.

De la clasificación anterior, por su gran uso e importancia los canales son tratados en capítulo aparte. Por lo tanto, a continuación se entregan algunos conceptos básicos relativos al diseño de túneles acueductos, túneles en presión y tuberías.

### **2. TUNELES ACUEDUCTOS.**

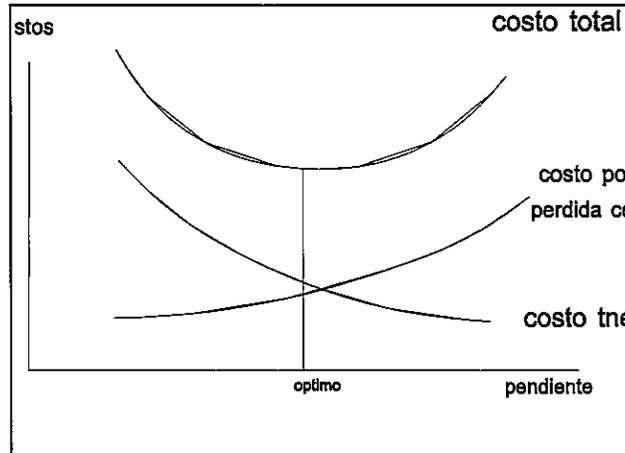
Generalmente, se utilizan cuando la ladera del cerro es muy empinada y la solución con canal implica grandes excavaciones con elevados costos y riesgos de deslizamientos del cerro. También, es frecuente utilizarlos cuando un canal debe efectuar un gran rodeo a un cerro, de manera que su costo es superior a cruzar el cerro con el túnel.

La forma de la sección de un túnel acueducto está gobernada por razones de tipo estructural y constructivo, teniendo poca incidencia el aspecto hidráulico. Desde el punto de vista estructural, la más adecuada es la sección circular, que se deriva hacia otras secciones por razones constructivas: herradura normal, arco rectangular, etc.

Con respecto a la magnitud de la sección, está gobernada por las mismas ecuaciones de los canales, con excepción de los criterios para la revancha: Se trata de que no sea tan grande como para excavar sección de túnel en exceso ni tan pequeña como para que haya riesgo de entrar en presión. En una sección circular, el gasto máximo se produce para una altura de aguas igual a 0,93 veces el diámetro, pero por significar ésta una revancha pequeña, se usa para el diseño generalmente 0,7 a 0,8 veces el diámetro. Igual criterio es usado en el caso de una herradura normal.

Para que el techo sea autosoportante, se diseña de manera que la distancia a la superficie libre sea a lo menos entre 2 y 4 veces el diámetro del túnel. Con respecto a las curvaturas, por razones constructivas es preferible diseños lo más rectos posible, y tratando de cortar las fallas de la roca en forma perpendicular.

Otro aspecto importante es la pendiente, que puede determinarse por razones hidráulicas o por un estudio económico en el cual se considera que a mayor pendiente menor es la sección requerida, pero al mismo tiempo se pierde más cota, lo que significa que a la salida se tendrá bajo cota a una superficie menor de riego:



El revestimiento de un túnel acueducto puede ser también un problema de tipo económico, ya que dependerá de cuánto se disminuye de sección al revestir y disminuir el coeficiente de roce. En efecto, un coeficiente de Manning de 0,035 puede bajar a 0,014 si se reviste con hormigón. Pero también puede haber requerimientos de revestimiento por la calidad de la roca, según la cual existen varias alternativas: hormigón sin armar, gunita ( $n=0,028$ ), shotcrete ( $n=0,022$ ), u hormigón armado si la roca es muy mala. En este último caso, se puede llegar a espesores medios de 50 cm, con un mínimo de 20 cm en la punta más saliente de la roca. Además, en el comienzo del túnel hay que armar hasta que se haya alcanzado una zona con techo suficiente.

### 3. TUNELES EN PRESION.

Pueden ser blindados, es decir, además del revestimiento de hormigón llevan un revestimiento metálico para resistir altas presiones interiores, o sin blindaje. En este último caso pueden ser revestidos o sin revestir. Para el diseño hidráulico, es práctico usar la fórmula de Manning, calculando:

$$J = \frac{u^2 n^2}{R^4}$$

$$Q = \frac{\sqrt{J}}{n} \Omega R^2$$

El diámetro es también un problema económico, porque a menor diámetro menor costo de tubería, pero más pérdida de carga. Además, una vez escogido bajo este concepto el diámetro, es necesario revisar la velocidad en el túnel, que no debiera sobrepasar los 6 a 8 m/s para no erosionar el hormigón. Con respecto al techo, ahora se trata de que la roca resista la presión del agua. La roca tiene un peso específico de 2 t/m<sup>3</sup>, pero por no ser homogénea es usual considerar que el techo T sea mayor que la presión P.

La pendiente, que no tiene restricción desde el punto de vista hidráulico, queda condicionada por razones constructivas para extraer la marina: máximo 1% para carros con rieles y máximo 2 a 3% para carros con ruedas neumáticas con 8 a 10% en tramos cortos. Con respecto a la mínima, es usual 0,2% para que el agua que infiltre del cerro salga por gravedad.

Una precaución importante es que todo el perfil del túnel quede bajo la línea piezométrica mínima. Con respecto a la sección,

las más convenientes son las circulares y las herraduras normales, con sus variantes.

El revestimiento en este caso es una necesidad de tipo estructural debido a las presiones. En general, es de hormigón simple que cumple las siguientes funciones:

- impermeabiliza el túnel
- protege la roca
- toma parte de la presión interior
- transmite a la roca el resto de la presión

Si la roca es muy mala, hay que armar y eventualmente blindar. Por el contrario, si la roca es muy buena, puede utilizarse shotcrete o gunita. Para revestimientos de hormigón es usual, a nivel de anteproyecto, adoptar un espesor de 4,1 cm por metro de diámetro, con un mínimo de 20 cm sobre las puntas de roca.

Si la roca no es impermeable y existen napas que afloran, es usual impermeabilizar por medio de inyecciones de relleno y de consolidación. Las perforaciones típicas son de 1,5" de diámetro y se inyecta mortero a presiones de 4 kg/cm<sup>2</sup> en las de relleno y lechada de agua y cemento a presiones de 20 a 40 kg/cm<sup>2</sup> en las de consolidación. La lechada es bastante acuosa al principio con razones agua/cemento de 2 a 1, para luego variar a 1 a 1 y finalmente 1 a 2, hasta que se produce una presión de rechazo.

Constructivamente, se pueden distinguir las siguientes fases básicas:

- excavar túnel, normalmente con perforadora tipo neumático
- extracción de marina
- construcción de radier para apoyar el molde
- concretadura del revestimiento con molde metálico
- término del radier (parte central)
- inyecciones de relleno 10 días después de la concretadura
- inyecciones de consolidación 15 días después de la concretadura

Debido a que la concretadura es más rápida que la excavación, para lograr una faena continua muchas veces es necesario que la excavación quede sin revestir durante un tiempo. Si ello causa problemas, se acuña la roca si es buena y se sostiene con cáncamos o rock-bolts, o también gunita, si es regular. Si la roca es mala, ya hay que recurrir a entibar con marcos metálicos.

#### 4. TUBERIAS.

Según su construcción, pueden ser:

- i) De madera; muy usadas en los años 40, son toneles formados por dovelas de madera apretadas por zunchos.
- ii) De hormigón; aptas para presiones interiores relativamente bajas. No tienen problemas de mantenimiento, pero si hay que tener cuidado con la impermeabilidad de las juntas, debido a las dilataciones y a los movimientos del terreno.
- iii) De metal (fundición, fierro dulce, acero); las más antiguas, de fundición, son muy pesadas y frágiles. Luego, se pasó al fierro dulce y finalmente al acero. Antes eran remachadas, ahora son soldadas. Pueden ser lisas o fretadas, dependiendo de los espesores requeridos, que se calculan con la fórmula siguiente:

$$e = \frac{pD}{2\sigma\beta}$$

en que: p = presión

D = diámetro de la tubería

$\sigma$  = fatiga de trabajo

$\beta$  = rendimiento de la soldadura (100% a máquina)

- iv) De asbesto cemento, o similar; existen numerosos compuestos equivalentes, muy económicos para caudales intermedios y presiones no muy altas. Están en el límite entre tuberías y cañerías en presión. Con respecto a estas últimas, las más usadas en Chile son las de Cobre y las de PVC, o similar. Estas últimas son muy económicas, pero no resisten presiones muy altas y su durabilidad es menor. En lugares apartados y con importantes costos de transporte, compiten económicamente con el asbesto cemento para caudales intermedios.

Según su ubicación en el terreno, pueden ser:

- i) al exterior; se colocan sobre el terreno apoyadas en pequeños muretes de concreto denominados sillas. Pueden llevar anclajes cada 300 m y en las singularidades. Es usual disponer apoyos cada 3 m, con tramos de tuberías de 6 m.
- ii) subterráneas, en zanja; se excava una zanja de modo que la tubería pueda quedar apoyada sobre una cama de arena o filtro graduado, y su clave quede a lo menos 1 m por debajo del nivel del terreno. Es necesaria una construcción muy cuidadosa, porque no habrá mantenimiento posterior.
- iii) subterráneas, concretando contra la roca; en este caso, la presión la resisten entre el hormigón y la roca, requiriéndose solamente colocar una chapa metálica.
- iv) subterráneas, libres al interior de un túnel; se utilizan generalmente para aprovechar la existencia de algún túnel. Su colocación es equivalente al caso de exterior.

## OBRAS DE DESARENACION Y DESRIPIACION

Luis Arrau del C.  
Ing. Civil, U. de Chile

Estas obras, que reciben el nombre genérico de desarenadores, tienen por objeto eliminar parte del material sólido que entró en una aducción o que se incorporó a un canal. Si no se eliminan, hacia aguas abajo se pueden producir embanques con disminución de la capacidad de conducción y riesgos de destrucción, erosión de las paredes de la aducción, si hay maquinarias se pueden producir desgastes, daños en compuertas, etc. Por ser obras caras, la decisión de incluir los desarenadores, o no, es un problema económico en el cual hay que comparar sus costos con los daños que pueden evitar.

El desarenador queda definido por el tamaño de las partículas que es capaz de eliminar totalmente en condiciones normales de operación. Este tamaño dependerá de qué es lo que se quiere evitar que produzcan, pero en la práctica es imposible determinar una función que entregue el daño en función del diámetro, por ejemplo. Existen criterios, como el de Creager y Justin para centrales hidroeléctricas, que relacionan el diámetro con la altura de caída. En el caso del riego, todo dependerá de las características del sistema de conducción y distribución, así como del sistema de riego. Si hay impulsiones con tuberías o riego por goteo con sistema de filtros, etc., es diferente al caso de un canal sencillo con riego por tendido...

El principio en el que se basan los desarenadores es que la turbulencia del fluido es la que provoca que un material sólido se mantenga en suspensión. Esta turbulencia está estrechamente ligada a la distribución de velocidades en la sección, existiendo una componente "u" de la velocidad como producto de ella, que tiende a elevar la partícula. En la medida que la velocidad de caída asociada a su tamaño, "w", sea mayor, la partícula descenderá con una velocidad "w-u".

A continuación, se entrega una tabla para estimar "w" en función del tamaño de la partícula y una fórmula empírica para el cálculo de "u" en función de la velocidad media "v":

d (mm)	w (m/s)
0,10	0,04
0,20	0,05
0,30	0,07
0,50	0,08
0,70	0,10
1,00	0,13
5,00	0,40
10,00	0,80

$$u = \frac{v}{5,7 + 2,3 h}$$

El procedimiento para el dimensionamiento es entonces el siguiente:

- 1° Darse un ancho acorde con las dimensiones de la aducción o canal aguas arriba y aguas abajo.
- 2° Se obtiene profundidad tal que la velocidad media sea inferior a 0,5 m/s.
- 3° Se obtiene la longitud del desarenador con la siguiente fórmula:

$$L = h \frac{v}{w - u}$$

El proceso de desarenación tiene dos fases, la decantación de los sólidos y luego la purga. Esta última puede ser continua, con caudales que pueden oscilar entre un 5% y un 10% del caudal de diseño, o bien discontinua con compuertas de descarga periódica del material sólido, o simplemente a base de limpieza manual.

## **OBRAS DE CAPTACION.**

### **1. DEFINICIONES Y CONCEPTOS.**

Las obras de captación, o de toma, o bocatoma, son aquellas estructuras que captan el agua desde un cauce natural o artificial, o desde un embalse, para conducirla hasta una aducción. La forma y requerimiento dependen del fin que se persigue, como por ejemplo una bocatoma de riego que trabaja 8 meses al año puede tener mayores licencias que una bocatoma que trabaje todo el año.

Se conocen tres grandes grupos de bocatoma según su diseño y requerimientos:

- \* superficiales convencionales: - de barrera fija
  - de barrera móvil
  - de barrera mixta
  - de barrera rústica
- \* profundas: - de embalses naturales
  - de embalses artificiales
- \* de alta montaña

#### **1.1 Bocatoma de Alta Montaña.**

Las bocatoma de alta montaña son superficiales, pero el lugar donde se construyen presenta condiciones especiales de topografía, accesibilidad, arrastre de sólidos, etc. Generalmente, captan el agua desde los torrentes cordilleranos que tienen características de gran diferencia entre los caudales mínimos y máximos del año. Es por ello que normalmente se utilizan para captar caudales relativamente pequeños, de 1 a 10 m<sup>3</sup>/s, siendo sus requerimientos básicos:

- seguridad al funcionamiento
- Poca necesidad de vigilancia
- Deben permitir la evacuación del gasto sólido con mínima pérdida de agua, en forma automática.

Según las condiciones topográficas, podría ubicarse una barrera en el cauce para desviar las aguas hacia una bocatoma lateral, pero lo usual es que ello no sea factible, debiendo captarse el agua por gravedad, hacia una fosa. Los elementos constitutivos de la bocatoma son en este caso los siguientes:

- Fosa excavada en el lecho del cauce, que recibe el caudal, y que está cubierta por una reja de barras gruesas y robustas, ubicadas en el sentido del flujo. Su separación depende del tamaño del material de arrastre, pero fluctúa entre 2 a 3 cm hasta un máximo de 10 a 15 cm, en tanto que la pendiente óptima para facilitar su limpieza es entre 10% y 20%. Existen diversas fórmulas para diseñar la longitud de la captación, siendo una bastante utilizada la de Mostrow:

$$L = \frac{Q}{m l E \sqrt{2 g H_0}}$$

en que:

$E = s / (s+e)$  siendo "s" la separación entre barrotes y "e" el ancho de los barrotes

$H_0$  = carga inicial de la reja

l = ancho de la reja

m = coef. de gasto de la reja: 0,609 si es horizontal

0,519 para 20% pendiente

- Un canal desripador o desarenador, con pendiente de fondo en lo posible cercana a un 8%.
- Una compuerta de purga de abertura rápida y automática en lo posible, de modo que limpie el canal cada vez que el material sólido alcance un cierto nivel.
- Sistemas de seguridad para controlar el caudal captado.
- Sistema de conducción.

### 1.2. Bocatomas Profundas.

Las bocatomas profundas en embalses artificiales pueden construirse en seco, lo que permite contemplar todas las condiciones de diseño necesarias para que tengan un funcionamiento normal y seguro.

En cambio, las bocatomas profundas en embalses naturales, o lagos, son obras bastante especiales de carácter subterráneo, que pueden construirse con las técnicas normales para piques y túneles, pero que finalmente deben conectarse al lago. Para ello, se utilizan explosivos, o disparos bajo agua, siendo bastante común la técnica conocida como el "tiro Noruego", cuyas componentes principales son:

- Túnel que conecta con la aducción, generalmente revestido con concreto.
- Pique de rejillas, que incluye guías para compuertas de seguridad. La velocidad máxima en las rejillas debe ser 1,5 a 2,0 m<sup>3</sup>/s a fin de disminuir las pérdidas de carga y evitar vibraciones.
- Pique de compuertas, que incluye compuertas de servicio y de emergencia, así como tubos de ventilación. Ambos piques son de sección circular o elíptica, dependiendo de la calidad de la roca. En las compuertas, las velocidades son del orden de 4 a 5 m<sup>3</sup>/s
- Taza para recibir los materiales sólidos provenientes de la explosión para conectarse al lago. El disparo final para ello, debe efectuarse con una carga máxima de 25 m de agua. Todas las dimensiones generalmente se estudian en modelos.
- Inyecciones, según calidad de la roca.

### 1.3. Bocatomas Superficiales.

Las bocatomas superficiales tienen 2 estructuras básicas: una barrera de desviación y las obras de captación o de toma propiamente tal. En casos de captación de caudales pequeños en relación con los del río, puede obviarse la barrera siempre

que los niveles de agua sean suficientes para la captación.

El tipo de barrera es el que define al tipo de bocatoma, según sea una barrera fija que permanece en todo momento en el río, una barrera móvil a base de compuertas, que tiene la ventaja de levantar sus compuertas y dejar pasar las crecidas y el arrastre sólido, o bien una barrera mixta, que consta de una parte fija y una parte móvil. En lo que respecta a la barrera rústica, la más usada para riego en Chile, se trata por lo general de una barrera que todos los años se destruye con las crecidas, siendo necesario reponerla antes de la temporada de riego. Es de muy bajo costo y existe una diversidad de materiales para construirla: gaviones, enrocados, material fluvial, sacos de arena, "patas de cabra", etc.

Hoy en día, la tecnología nos ha entregado una nueva alternativa de barrera móvil sin compuertas: las "Rubber Dam", que consisten en barreras a base de una goma inflada, que puede desinflarse en la época de crecidas para mantener la sección original del cauce. Están recién comenzando a usarse, siendo efectivas hasta alturas del orden de tres metros. Su costo es bastante elevado, siendo económicamente competitivas con las barreras tradicionales solamente en aquellos casos de gran longitud de barrera, sobre los 40 metros, y pequeña altura, bajo los 2 metros.

Los problemas que condicionan el proyecto son usualmente de tres tipos:

- Problemas hidráulicos:
  - gasto por captar y disipación de la energía aguas abajo de la barrera y al pie de las obras de desripiación
  - caudal de crecida, que en Chile se calcula para períodos de retorno comprendidos entre 10 y 100 años según la magnitud de la obra.
  - niveles de agua, o altura de la barrera. Los niveles máximos en crece determinan la altura de los muros laterales.
- Problemas de arrastre:
  - materiales flotantes, tales como troncos, ramas, u otros objetos, que deben ser combatidos con rejas, tanto fijas como flotantes
  - materiales en suspensión, cuyo ingreso a la toma normalmente no puede evitarse, debiendo posteriormente eliminarse por medio de decantadores
  - materiales de fondo, cuya entrada a la toma se impide por medio de compuertas desripiadoras.
- Problemas de fundación y erosión:
  - Al igual que en el caso de un muro gravitacional, hay que analizar la erosión al pie de la barrera, erosiones locales en las diversas estructuras, así como cálculo de las filtraciones para verificar el piping y determinar las subpresiones que deben considerarse en el cálculo estructural.

Algunas consideraciones comunes que deben tenerse presente, son:

- En una curva, evitar captaciones por la ribera interna
- El ángulo de toma debe ser cercano a los 30° con respecto al eje longitudinal del cauce. Ángulos cercanos a 0° son perjudiciales por la introducción de material de fondo y cercanos a 90° son perjudiciales para el normal escurrimiento del agua.

Con respecto a las rejas, deben ubicarse sobre un umbral que esté en lo posible más de 1,50 m sobre el fondo. Es conveniente que tengan una inclinación entre 50° y 80° si su limpieza va a ser manual, y entre 70° y 80° si se van a limpiar en forma mecánica.

Las dimensiones de las rejjas dependen de la velocidad, que debe estar entre 0,80 y 1,50 m/s, con un máximo de hasta 2,00 m/s en casos especiales. La separación entre los barrotes es normalmente entre 5 y 10 cm.

Uno de los aspectos importantes del cálculo corresponde a la pérdida de carga en los barrotes, para la cual es bastante utilizada la fórmula de Kirschmer:

$$P = \Gamma \left(\frac{s}{b}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{v^2}{2g} \sin \alpha$$

en que:

- P = pérdida de carga total en la reja
- $\Gamma$  = coeficiente de forma de los barrotes
- s = espesor de los barrotes
- b = distancia libre entre barrotes
- v = velocidad en la sección de rejjas
- $\alpha$  = ángulo de la reja con la horizontal

- $\Gamma = 2,34$  para barrotes rectangulares de arista rectangular
- 1,60 para barrotes rectangulares de arista redondeada
- 1,73 para barrotes circulares
- 0,71 para barrotes con forma de gota de agua

Para considerar la oblicuidad de la posición de la reja, se afecta el resultado por un coeficiente que varía entre 1 y 7, siendo este último valor para el caso de una oblicuidad de 45°.

La vibración de los barrotes se evita colocando atiesadores transversales por detrás.

Finalmente, las compuertas se diseñan con secciones bastante menores a las rejjas, debido principalmente a su costo. Para ello, se considera el valor límite máximo de la velocidad, que es de 25 pié/seg (unos 7,5 m/s). Las velocidades más frecuentes son de 4 a 5 m/s. La velocidad en la compuerta está dada, según Creager, por la siguiente expresión:

$$v = 0,12 \sqrt{2 g h}$$

en que:

- v = velocidad en la compuerta en pié/seg
- h = carga aguas arriba de la compuerta, en piés

En el caso de compuertas planas, son más convenientes las angostas y altas, en tanto que en el caso de compuertas de sector se prefiere las anchas y bajas.

Con respecto a la socavación, se trata de estimarla aguas abajo del umbral cuando opera una compuerta generando un flujo de alta velocidad. En obras mayores, este fenómeno se estudia en modelos hidráulicos, pero existen fórmulas empíricas aproximadas para estimar la socavación máxima en obras medianas y menores:

\* Fórmula de Ivanissevich:

$$S_{mx} = \frac{0,32 q^{3/4} DH^{3/8}}{D_{90}^{1/2}}$$

en que:

DH = Diferencia entre el nivel aguas arriba de las compuertas y el nivel del escurrimiento a la salida del umbral

$q$  = caudal por unidad de ancho

$D_{90}$  = diámetro de la partícula tal que el 90% en peso del material del lecho es menor

La socavación máxima se produce a una distancia del pié de la obra igual a 1,25 veces la magnitud de la socavación calculada.

\* Fórmula de Mason y Arumugan, 1985:

$$S_{mx} = \left(\frac{q^2}{g}\right) \left(\frac{DH}{D_{50}}\right)^{0,1} \left(\frac{h_2^3}{DH}\right)^{0,05}$$

en que:

$DH$  = desnivel entre aguas arriba y aguas abajo

$h_2$  = nivel de aguas abajo

$D_{50}$  = tamaño de la partícula tal que el 50% en peso del sedimento es menor.