

Figura 4.17 Configuraciones de un vertedero de pozo y túnel (Novak y Čábelka, 1981).

Para flujos muy bajos un vertedero de sifón opera como un azud; a medida que el flujo se incrementa los niveles de agua aguas arriba aumentan, la velocidad en el sifón se incrementa y el flujo en la rama inferior comienza a dar salida al aire de la parte superior del sifón hasta que se ceba y comienza el flujo lleno como una tubería, con el caudal dado por:

$$Q = C_d A (2gH)^{1/2} \quad (4.57)$$

donde A es la sección transversal (en la garganta) del sifón, H es la diferencia entre el nivel de agua aguas arriba y el desagüe del sifón o el nivel del cauce abajo, si el desagüe está sumergido, y:

$$C_d = \frac{1}{(k_1 + k_2 + k_3 + k_4)^{1/2}}$$

donde k_1 , k_2 , k_3 y k_4 son los coeficientes de pérdida de cabeza para la entrada, codo, salida y pérdidas por fricción en el sifón.

Una vez el sifón se ceba, el nivel del agua aguas arriba disminuye pero el sifón continúa su operación, incluso si este nivel cayera por debajo de la cresta del sifón; un incremento adicional en el nivel aguas arriba produce sólo un pequeño incremento en el caudal. La cebadura normalmente ocurre cuando el nivel aguas arriba se ha elevado hasta cerca de la tercera parte de la altura de la garganta. Sifones bien diseñados pueden, entonces, controlar el nivel aguas arriba dentro de límites bastante cercanos.

Cuando el caudal disminuye este proceso se devuelve, con un efecto de histéresis que puede causar inestabilidad, lo cual se reduce utilizando sifones múltiples con alturas diferenciales de crestas o sifones regulados con aire, diseño del cual la figura 4.18 es un ejemplo. El vertedero de sifón en la presa Spelga (Poskitt y

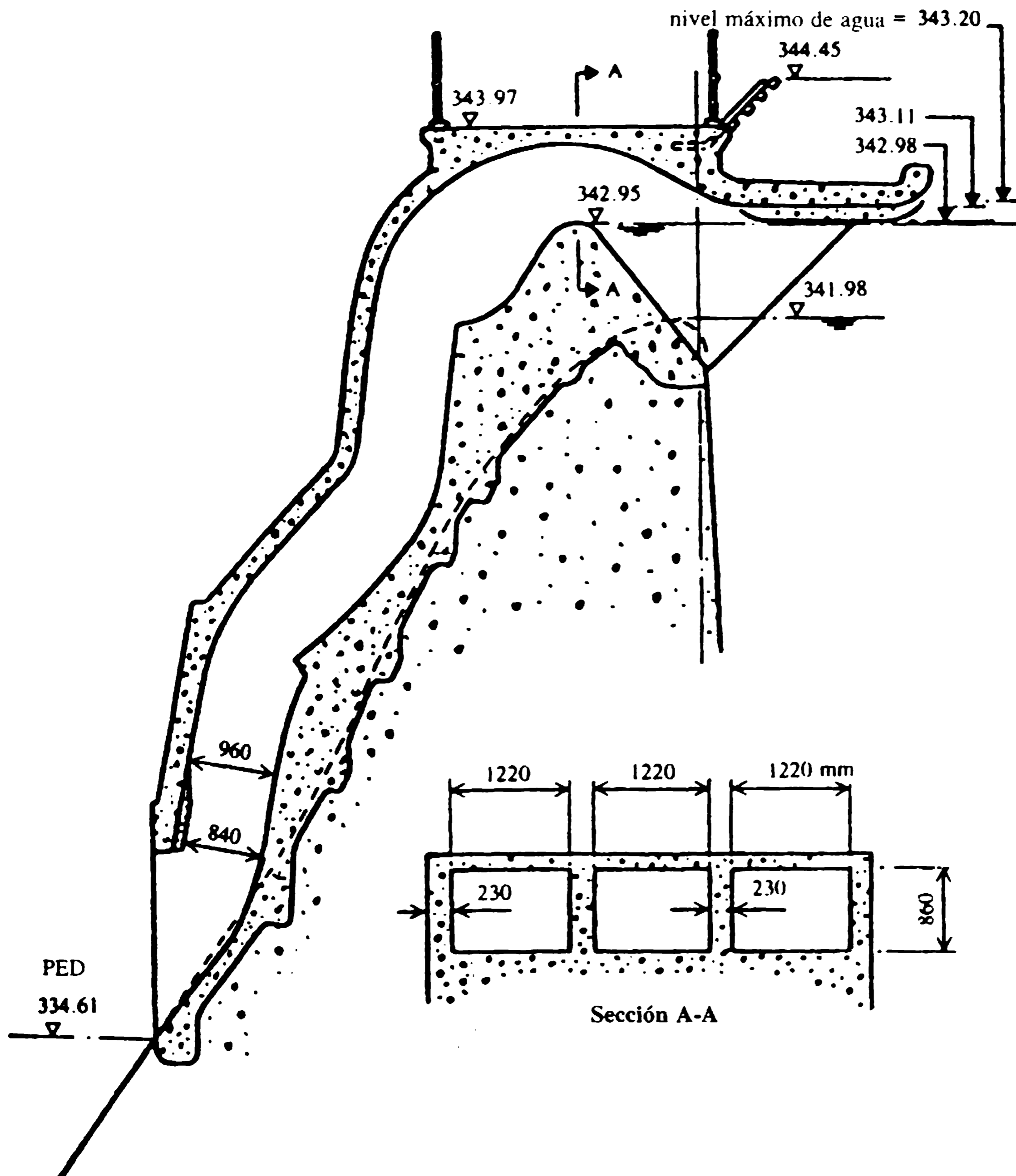


Figura 4.18 Vertedero de sifón, presa Spelga, Reino Unido (Poskitt y Elsayy, 1976).

Elsawy, 1976) fue construido para aumentar el flujo sobre un vertedero de caída libre más antiguo; existen cuatro baterías de tres sifones, cada una con una bocanoma especial 'pico de pato' para regulación del aire.

En el vértice del sifón la presión cae por debajo de la presión atmosférica, con presencia de presión más baja (y el peligro de cavitación más grande) en la parte interior del codo.

Fuera de presiones negativas y dificultades en la estabilidad y la regulación, los sifones deben protegerse contra el bloqueo por desechos flotantes y congelamiento; su principal ventaja sobre los otros tipos de vertederos es el incremento en el caudal

específico y el control automático de los niveles de agua dentro de un intervalo reducido. También son una alternativa muy útil cuando se considera el aumento de la capacidad de los vertederos existentes.

Para más información sobre vertederos de sifón, consúltese BHRA (1976) y Ervine y Oliver (1980).

4.7.6 VERTEDEROS ESCALONADOS

Los vertederos escalonados se han utilizado por mucho tiempo, los más antiguos fueron construidos alrededor del año 700 antes de Cristo (Chanson, 1994a). En tiempos modernos su uso fue bastante limitado pero en décadas recientes han llamado cada vez más la atención debido sobre todo a las nuevas tecnologías de materiales (presas de RCC y bloques prefabricados); se usan en particular en vertederos auxiliares aunque también en los principales, donde los aumentos en la disipación de la energía contribuyen a la economía global del diseño. Para ejemplos de vertederos escalonados consúltese Chanson (1994b).

En los vertederos escalonados de concreto, los problemas cruciales son el régimen de flujo (de napa o de rasante de agua superficial) y los interrogantes asociados con el entrapamiento de aire (por tanto, protección contra la cavitación) y la disipación de la energía. Denominando la altura del escalón h y la longitud l , Chanson (1994b) demostró que un flujo de napa con resaltos hidráulicos en su totalidad desarrollados y una sucesión de chorros de caída libre se presenta para caudales menores al valor definido por la profundidad crítica y_c :

$$y_c/h = 0.0916(h/l)^{-1.276}. \quad (4.58)$$

Un incremento en el caudal (o pendiente) produce un régimen de flujo rasante con umbral caracterizado por un valor y'_c dado por (Chanson, 1994b):

$$y'_c/h = 1.057 - 0.465h/l. \quad (4.59)$$

En este régimen, el agua fluye sobre el vertedero escalonado como una corriente rozando los escalones y amortiguada por el fluido recirculante atrapado entre ellos. Es obvio, lo mismo que para cualquier superficie rugosa de vertedero, que el punto de comienzo de la auto-aireación en vertederos de escalones es más cercano a la cresta que en el caso de vertederos lisos debido al crecimiento más rápido del espesor de la capa límite turbulenta [ecuación (4.37)]. Para detalles sobre la resistencia al flujo y un análisis del entrapamiento del aire consúltese a Chanson (1994a).

Vertederos escalonados de gabiones pueden tener una vida útil bastante limitada, pero los vertederos de presas de tierra protegidos por bloques de concreto prefabricados entrelazados se han utilizado de modo extenso. Ingenieros rusos fueron pioneros en el diseño de bloques de concreto en cuña y más recientemente Pravdivets y Bramley (1989) describieron con algún detalle varias configuraciones; Baker (1994) incluyó en sus investigaciones bloques planos y vegetación

reforzada y reportó estabilidad para bloques con forma de cuña pendientes cuesta abajo para velocidades hasta alrededor de 7 m s^{-1} . A pesar de su probada estabilidad, se debe poner atención al detalle de los bordes de los bloques y al subsuelo o capa subyacente consistente en material granular y posiblemente geotextiles (Baker, Pravdivets y Hewlett, 1994).

4.7.7 OTROS VERTEDEROS

En las seis secciones previas se han tratado los principales y más frecuentes tipos de vertederos, las posibles combinaciones entre ellos, así como otros tipos de vertederos. Si son de una forma inusual, su diseño debe desarrollarse con la ayuda de estudios de modelos (capítulo 15), en particular si se intenta que transporten caudales mayores.

Las formas extraordinarias de vertederos (en planta) están asociadas a menudo con el interés de incrementar la longitud efectiva del vertedero (aun si el caudal específico, q , puede disminuirse debido a la interferencia al flujo); ejemplos son los vertederos **laberinto** o **en forma especial** (pozo) (figura 4.19, nótese también el orificio de aireación para el codo del pozo). En general, aunque no siempre, los coeficientes de caudal de estos vertederos son un poco menores que los de los vertederos convencionales antes descritos. El objetivo principal de los estudios con ayuda de modelos es averiguar los valores de coeficientes y los límites modulares del vertedero.

Los vertederos **fusible** se usan como vertederos auxiliares. Básicamente son de cresta ancha y más alta que la del vertedero principal, pero su nivel está por debajo del nivel máximo de agua, y tienen una presa de relleno térreo encima del vertedero, diseñada para fallar con un nivel de embalse predeterminado. El flujo repentino después de la falla de un vertedero fusible debe tenerse en cuenta cuando se escoge el sitio del vertedero auxiliar, el cual de ordinario descarga en un (lado del) valle diferente al del vertedero principal. El paramento aguas abajo del vertedero debe protegerse de manera apropiada, por ejemplo con concreto común, bloques en forma de cuña (sección 4.7.6) o **vegetación** (CIRIA, 1987).

Los vertederos de **túnel**, que fluyen a presión, transportan el flujo desde un canal lateral o desde vertederos de pozo (secciones 4.7.2 y 4.7.4) o son básicamente desagües de gran capacidad colocados por debajo de la cresta de la presa y controlados por compuertas; en este caso, lo usual es denominarlos vertederos de *orificio* o *surgidos* (figura 4.20). Aparte de las compuertas (capítulo 6), sus detalles importantes de diseño son las estructuras de toma y las pérdidas de cabeza asociadas y la prevención de vórtices (sección 4.8), y el control y efecto del chorro del efluente (capítulo 5). Todos estos aspectos se estudian mejor mediante modelos a escala apropiados.

La eliminación de un vertedero convencional es un aspecto único de algunas presas de enrocado, lo cual se logra incluyendo una pared impermeable, más baja que el nivel aguas arriba, por dentro de la presa, pasando el flujo a través del cuerpo principal del enrocado (Lawson, 1987).

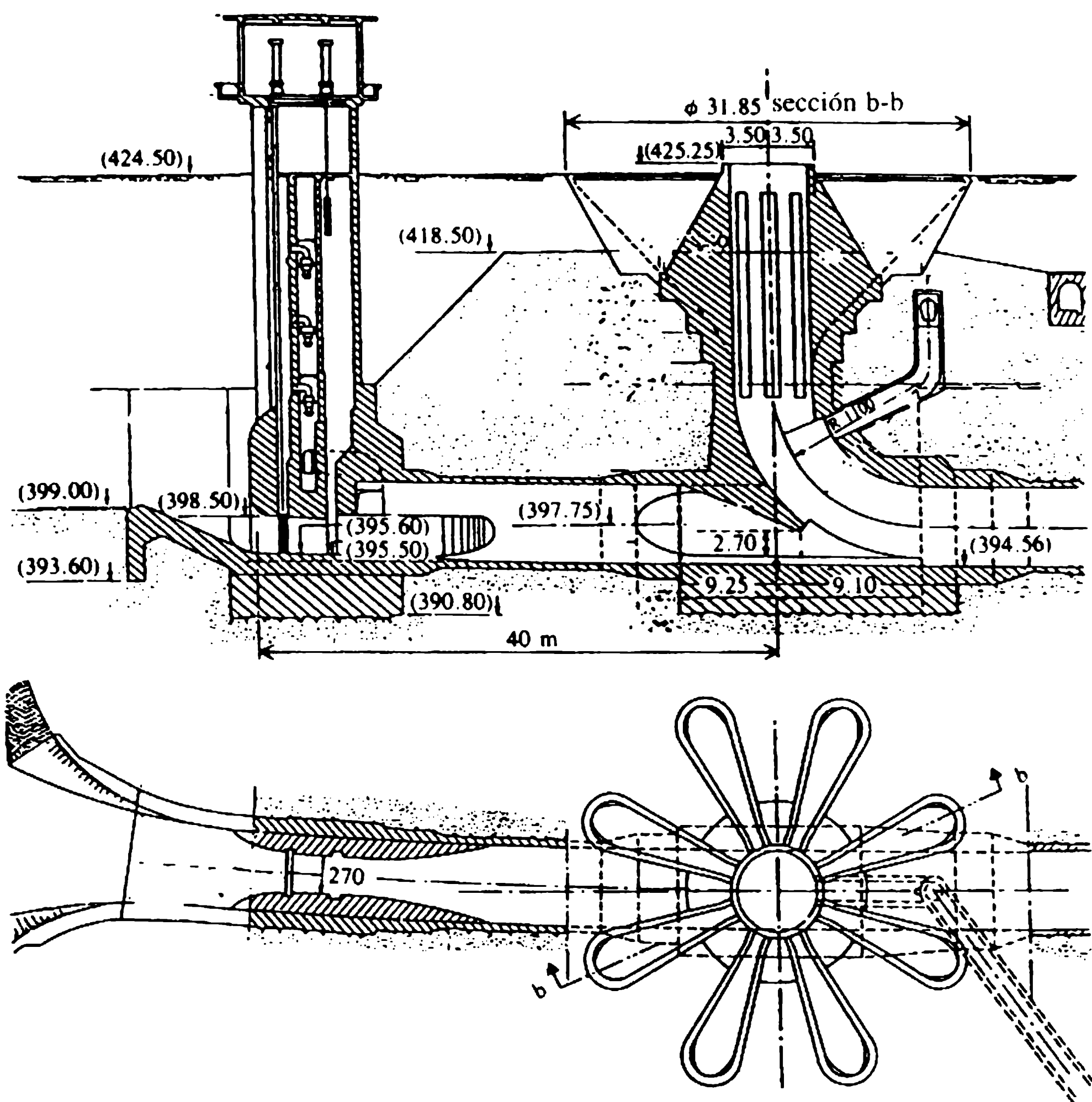


Figura 4.19 Presa Oued Sarno, Algeria; disposición general del vertedero y los desagües (ICOLD, 1986).

4.8 Desagües de fondo

Los desagües de fondo son aberturas en la presa utilizadas para hacer descender el nivel del embalse. De acuerdo con el tipo de compuertas (válvulas) de control y la posición del efluente con respecto al cauce aguas abajo, operan ya sea a presión o en flujo libre en parte de su longitud. El flujo de los desagües de fondo puede utilizarse para compensar el flujo en el tramo del río aguas abajo de la presa cuando de otra manera caería por debajo de límites aceptables: los desagües también pueden servir para pasar corrientes de densidad (cargadas de sedimentos) a través del embalse (sección 4.5).

Grandes aberturas en el fondo sirven como vertederos sumergidos (sección 4.7.6) cuya capacidad puede utilizarse durante la construcción de la presa (si sólo se dispone de una abertura, se debe prevenir el bloqueo). En la figura 4.21 se muestra un ensamblaje típico de un vertedero de fondo grande y en la figura 4.22, un desagüe de fondo de capacidad más pequeña. Nótese la construcción de la entrada y la forma

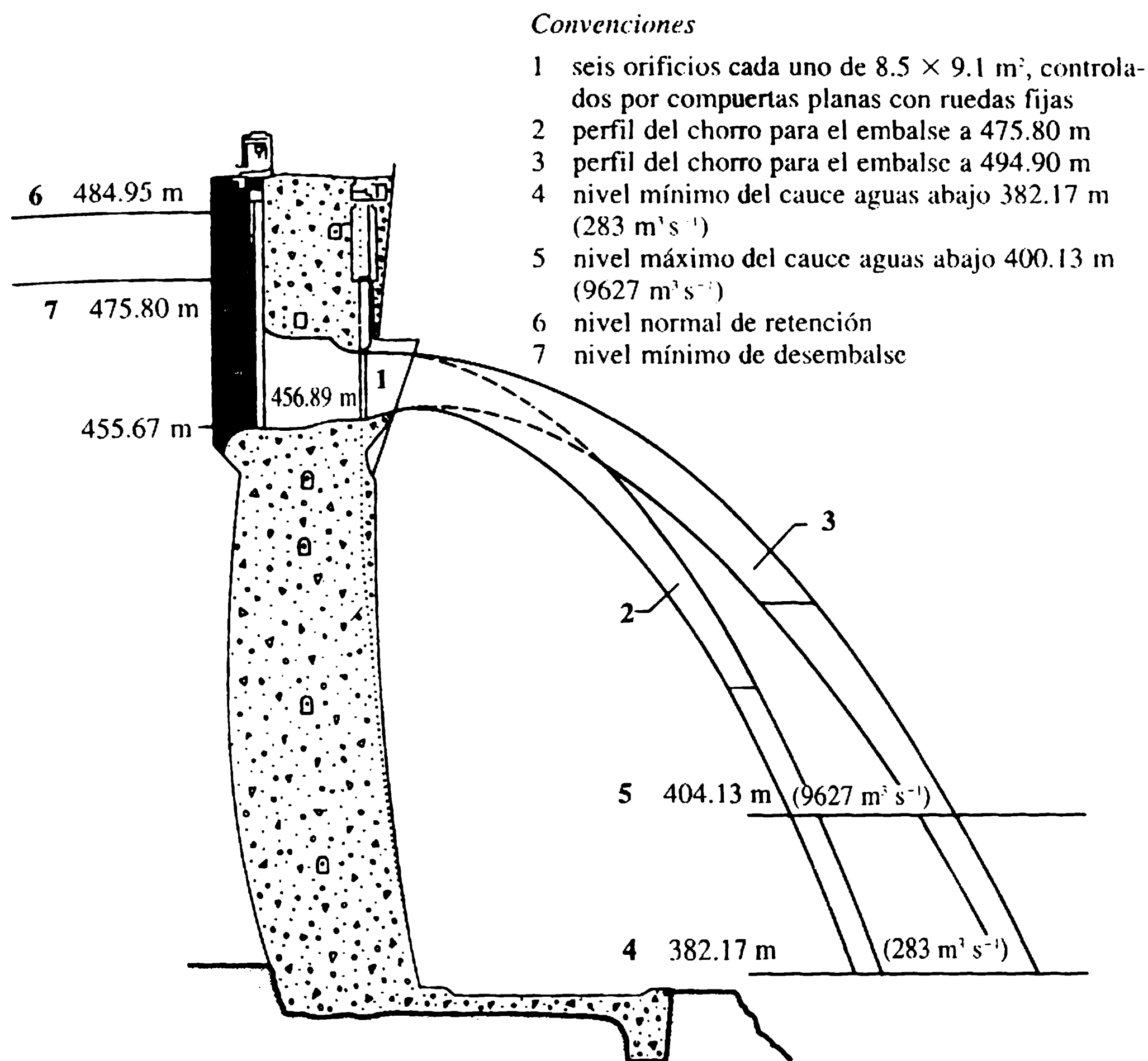


Figura 4.20 Vertedero de la presa Kariba, Zimbabwe (ICOLD, 1986).

diseñada. para reducir la pérdida de cabeza, la sección de salida abocinada (para ayudar a la disipación de energía aguas abajo del desagüe) y la ventosa para proteger la unión del vertedero y el desagüe contra posibles daños de cavitación (si se operan conjuntamente). En ese caso, el área del efluente se ha reducido a 85% del área del desagüe de fondo para tomar medidas de protección contra la cavitación (a un costo de reducir 10% de la capacidad del desagüe). Si el desagüe termina en una válvula reguladora, una reducción similar de área debe tenerse en cuenta (para la apertura total de la válvula).

La pérdida de cabeza en la entrada se expresa como $h = \xi V^2/2g$; para una entrada con ranuras y una rejilla, $0.15 < \xi < 0.34$. Aunque los valores más bajos del coeficiente ξ se asocian de ordinario con entradas de paredes curvas (proporcionando una reducción gradual de la sección transversal), algunas veces el mismo (o aun mejor) resultado puede lograrse con una transición formada por varias superficies planas, con el costo de permitir el desarrollo de pequeñas presiones negativas en ellas. Para prevenir la formación de vórtices en el nivel de agua aguas arriba de la entrada, su eje debe estar suficientemente sumergido y/o deben utilizarse dispositivos de supresión de vórtices (por ejemplo, balsas flotantes) (Knauss,

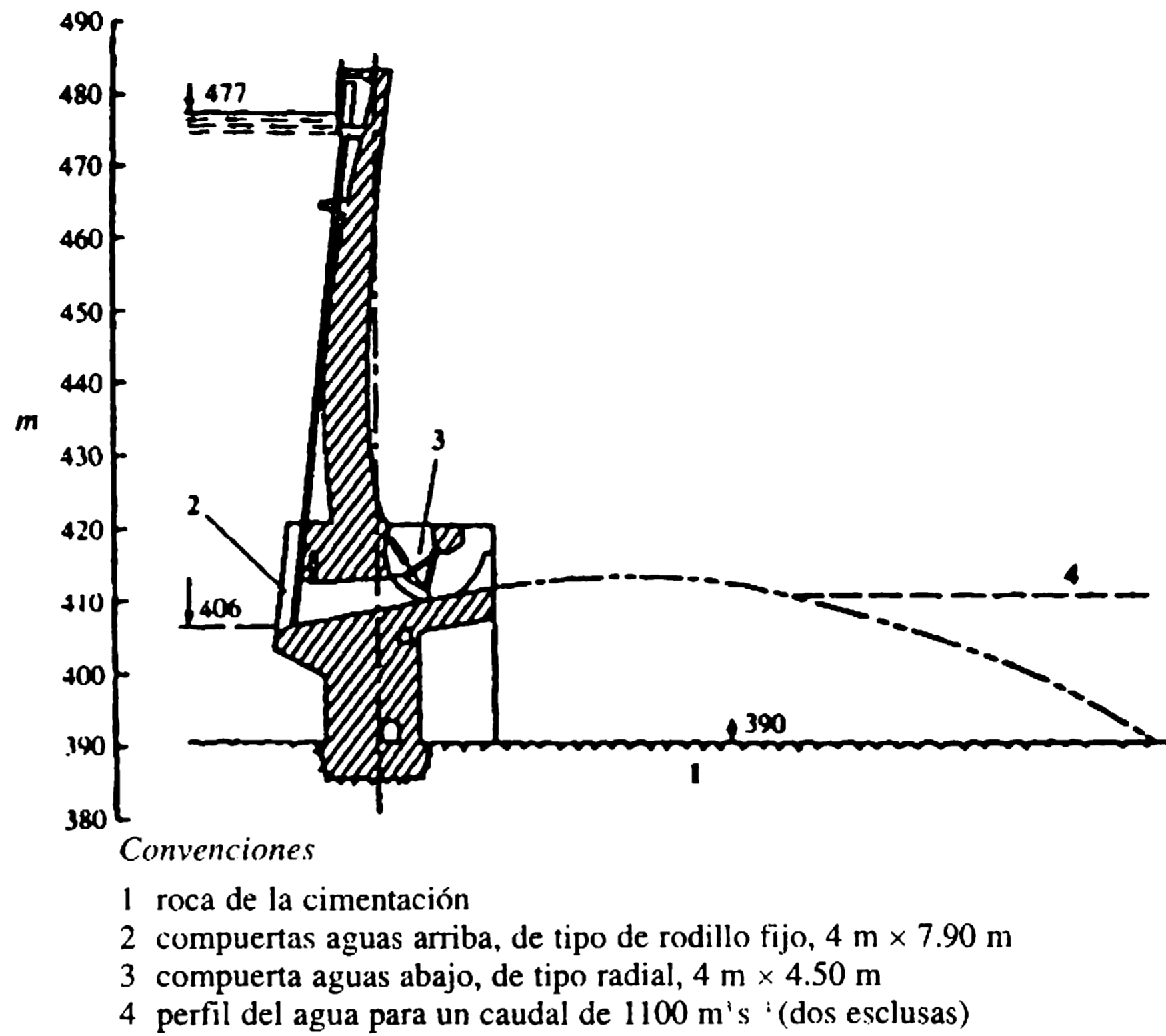


Figura 4.21 Vertedero de fondo de la presa de arco de Sainte-Croix (Thomas, 1976).

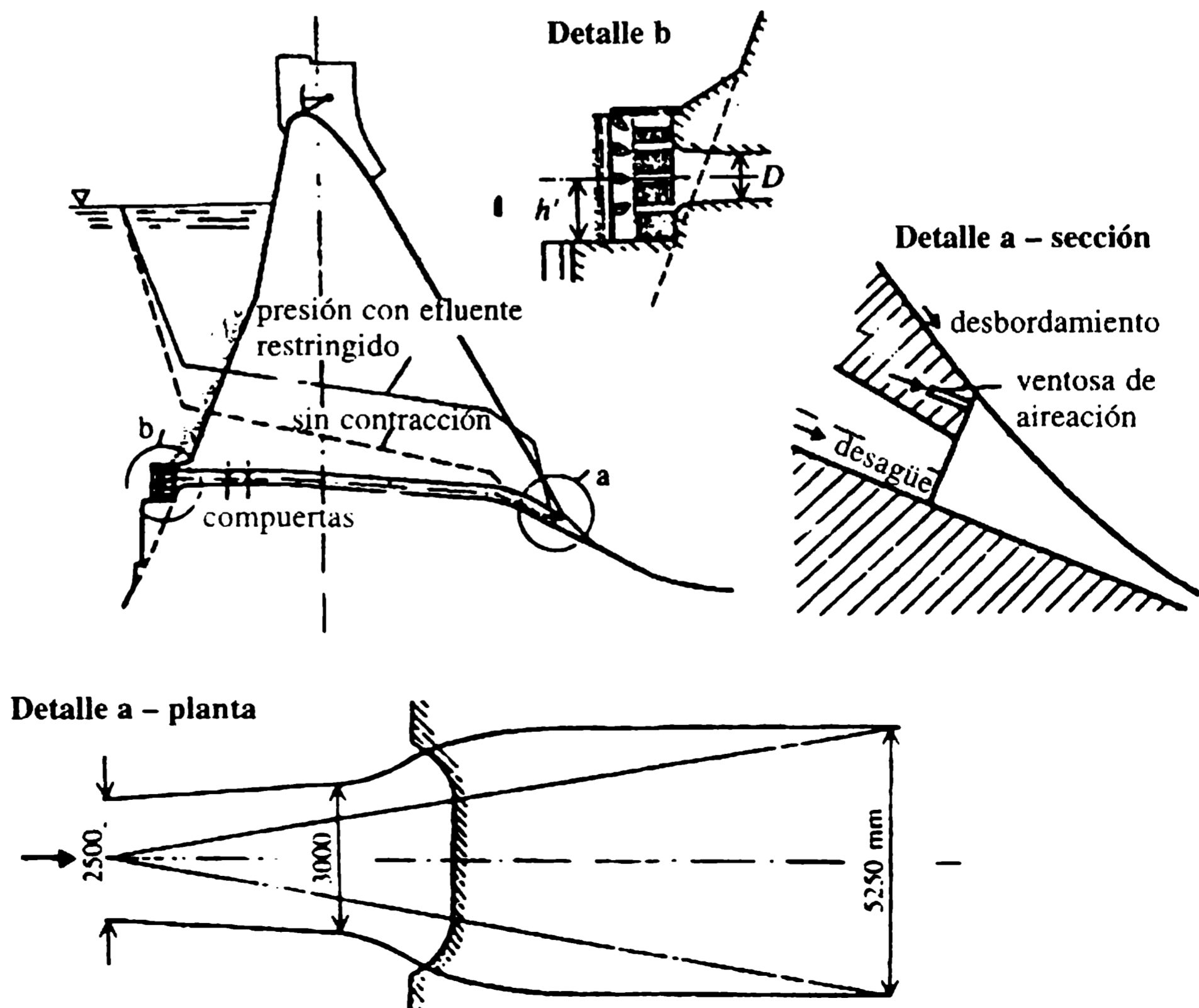


Figura 4.22 Obras de desagüe de la presa Bicz (Novak y Čábelka, 1981).

1987). Puede ser ventajoso combinar la parte del efluente de los desagües de fondo con el dissipador de energía del vertedero; en muchos casos, sin embargo, se proporciona un desagüe aparte del dissipador de energía (sección 5.5). Para detalles adicionales sobre ensayos de modelos y diseños de descargas de fondo, consúltese Novak y Čábelka (1981); para detalles sobre protección de tomas contra el hielo y otras condiciones de operación en invierno ver Ashton (1988).

Ejemplo 4.1

El hidrograma de entrada a un embalse está dado por las primeras dos columnas en la tabla de la página 194. La relación entre el volumen de almacenamiento en el embalse (tomando el almacenamiento a nivel de la cresta como cero) y la cabeza por encima de la cresta está dada por las primeras dos columnas de la tabla superior, lo cual se obtuvo de la ecuación (4.5). Un vertedero de caída libre simple se diseñará para limitar la cabeza máxima sobre la cresta del vertedero a 3 m.

Solución

Inicialmente, se supone una longitud del vertedero de 200 m y un coeficiente de descarga constante de 0.75. Entonces, la capacidad del vertedero está dada por [ecuación (4.19)]:

$$Q = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g} b H^{3/2} = \frac{2}{3} 0.75 \times 4.43 \times 200 H^{3/2} = 443 H^{3/2} \text{ (m}^3 \text{ s}^{-1}\text{)}.$$

Nótese que el afluente máximo de $3300 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ debe reducirse por el tránsito de las crestas a $443 \times 3^{3/2} = 2300 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ o menos.

Si se toma el intervalo de tiempo en los cálculos (periodo de tránsito) como $10 \text{ h} = 36\,000 \text{ s}$, se calcula lo siguiente:

$H \text{ (m)}$	$V \text{ (} \times 10^6 \text{ m}^3\text{)}$	$O \text{ (m}^3 \text{ s}^{-1}\text{)}$	$\frac{2V}{\Delta t} + O \text{ (m}^3 \text{ s}^{-1}\text{)}$
0.5	45	156	2 656
1.0	90	443	5 443
1.5	138	814	8 480
2.0	188	1253	11 697
2.5	243	1751	15 251
3.0	300	2302	18 969

A partir de los valores anteriores y para el hidrograma de entrada dado, se calcula la siguiente tabla (interpolando los valores de arriba si es necesario) – ecuación (4.8):

$T (h)$	$I (m^3 s^{-1})$	$I_1 + I_2$	$O (m^3 s^{-1})$	$\frac{2V}{\Delta t} - O (m^3 s^{-1})$	$\frac{2V}{\Delta t} + O (m^3 s^{-1})$
0	200		0	0	0
10	960	1160	68	1 024	1 160
20	1720	2680	263	3 176	3 704
30	2480	4200	679	6 018	7 376
40	3240	5720	1259	9 220	11 738
50	2860	6100	1761	11 798	15 320
60	2480	5340	2031	13 076	17 138
70	2100	4580	2107	13 441	17 656
80	1720	3820	2049	13 163	17 261
90	1340	3060	1895	12 433	16 223
100	960	2300	1678		14 733

El caudal máximo es $2107 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ ($< 2300 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$) y la máxima cabeza sobre el vertedero es $H = (2107/443)^{2/3} = 2.83 \text{ m}$. Para un diseño preliminar éste es un resultado satisfactorio. Nótese que el efluente máximo es igual al afluente para el mismo tiempo. Si se requieren resultados más precisos, se podría considerar un vertedero un poco más corto, como también una variación en el coeficiente del caudal. (Ver ejemplo 4.3).

Ejemplo 4.2

El afluente de un embalse tiene una concentración de sedimento promedio de 800 ppm. Si el volumen del embalse es $100 \times 10^6 \text{ m}^3$ y el flujo anual del río es $900 \times 10^6 \text{ m}^3$, determinar la 'vida media' aproximada del embalse. Se supone que la porosidad promedio del sedimento asentado durante el periodo es 0.4.

Solución

Para el embalse vacío, la razón de capacidad y afluente anual es $100/900 = 0.111$; para el embalse lleno hasta la mitad esta razón es $50/900 = 0.055$.

A partir de la figura 4.2, la eficiencia de trampa para el embalse lleno está en alrededor de 89% y de 71% para un embalse lleno hasta la mitad. La eficiencia de trampa promedio es entonces cerca de 80%.

El caudal del sedimento anual es:

$$Q_s = \frac{900 \times 10^6 \times 800}{10^6 \rho_s} \rho \text{ (m}^3 \text{ año}^{-1}\text{)}.$$

La descarga total anual, suponiendo $\rho = 10^3$ y $\rho_s = 2650 \text{ kg m}^{-3}$, es:

$$Q_b = \frac{900 \times 10^6 \times 800}{10^3 \times 2650(1 - 0.4)} = 452\,830 \text{ m}^3 \text{ año}^{-1}.$$

La vida media del embalse es:

$$\frac{50 \times 10^6}{452\,830 \times 0.8} = 138 \text{ años.}$$

Ejemplo 4.3

El vertedero total en el ejemplo 4.1 se ha diseñado para una cabeza de 2.80 m. ¿Cuál será el caudal para cabezas de 0.20 m y 1.50 m, y cuál es el máximo caudal que puede pasar sobre este vertedero (suponiendo que el borde libre de la presa sea suficientemente alto y el vertedero esté bien construido) sin cavitación?

Solución

Para la cabeza de diseño:

$$Q = 2/3 \times 0.75 \sqrt{2g}^{1/2} \times 200 \times 2.8^{3/2} = 590.66 \times 0.75 \times 2.8^{3/2} = 2075 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}.$$

Para $H = 0.20$ m, $H/H_d = 0.20/2.80 = 0.071$; de modo que $C_d \approx 0.58$ y

$$Q = 590.66 \times 0.58 \times 0.2^{3/2} = 31 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}.$$

Para $H = 1.50$ m, $H/H_d = 1.50/2.80 = 0.536$; por interpolación entre 0.578 ($H/H_d = 0.05$) y 0.75 ($H/H_d = 1$), $C_d = 0.666$ y:

$$Q = 590.66 \times 0.666 \times 1.5^{3/2} = 723 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}.$$

La máxima cabeza para que no haya cavitación, $H_{\text{máx}} = 1.65H_d = 1.65 \times 2.8 = 4.62$ m. Para esta condición, $C_d = 0.81$, y por consiguiente:

$$Q_{\text{máx}} = 590.66 \times 0.81 \times 4.62^{3/2} = 4757 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}.$$

Ejemplo 4.4

Una rápida larga de 2 m de ancho, pendiente 0.25 y $n = 0.012$ conduce un caudal de $7.5 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. A partir de varios métodos, estimar la concentración promedio de aire y la profundidad del flujo aireado total.

Solución

La descarga por unidad de ancho, $q = 7.5/2 = 3.75 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ m}^{-1}$.

La profundidad del flujo no aireado uniforme, y_0 de q es:

$$q = \left(\frac{2y_0}{2+2y_0} \right)^{2/3} y_0 \frac{S^{1/2}}{n}, \quad 3.75 = \left(\frac{2y_0}{2+2y_0} \right)^{2/3} y_0 \frac{(0.25)^{1/2}}{0.012}.$$

Por ensayo y error, $y_0 = 0.259$ m, $V = q/y_0 = 14.48$ m s⁻¹ y $R = 0.206$ m.

$$Fr = V/(gR)^{1/2} = 10.19.$$

1. A partir de la ecuación (4.41),

$$y_a = c_1(q^2/g)^{1/3}, \quad 0.361 < y_a(\text{m}) < 0.418$$

para

$$C = 1 - \rho_1 = 1 - y_0/y_a, \quad 28 < C(\%) < 38.$$

2. A partir de la ecuación (4.42),

$$\frac{y_a - y_0}{y_0} = 0.1(0.2Fr^2 - 1)^{1/2} = 0.1 \left(0.2 \frac{V^2}{gR} - 1 \right)^{1/2} = 0.1(0.2 \times 10.19^2 - 1)^{1/2} = 0.445,$$

$$\frac{y_a - 0.259}{0.259} = 0.445, \quad y_a = 0.374 \text{ m}, \quad C = 31\%.$$

3. A partir de la ecuación (4.44) para $S/q^{1/5} = 0.1919$ (>0.16),

$$C = 0.7226 + 0.743 \log 0.1919 = 0.189 = 19\%, \quad y_a = 0.320 \text{ m}.$$

De la ecuación (4.45) $S/q^{2/3} = 0.10 < 0.23$ (fuera del límite de los experimentos),

$$C = 0.5027(0.10)^{0.385} = 0.207 = 21\%, \quad y_a = 0.328 \text{ m}.$$

La rugosidad equivalente $k = 2a$ se obtiene de (sección 8.2.2):

$$\frac{R^{1/6}}{n} = 18 \log \frac{6R}{a + \delta/7}$$

con

$$\delta = \frac{11.6\nu}{U_*} = \frac{11.6 \times 10^{-6}}{(gRS)^{1/2}} = 0.16 \times 10^{-4} \text{ m},$$

$$a = 3.423 \times 10^{-4} - \frac{0.16 \times 10^{-4}}{7}.$$

Entonces $a \gg \delta/7$, es decir, el régimen de flujo es hidráulicamente rugoso con $k = 0.7$ mm. (Nótese que k es menor que el 1.2 mm aplicable a los experimentos de Anderson; también la ecuación (4.45) subestima C cerca de 0.1 para valores muy bajos de $S/q^{1/5}$ cuando se compara con los resultados experimentales reales).

Como se explicó en la sección 4.7.3, en los cálculos anteriores (1-3) la profundidad del flujo uniforme para el componente de agua en la mezcla agua-aire y'_0 debería haberse utilizado en lugar de y_0 . Por otra parte, para C aproximado a 0.3 la diferencia entre estos dos valores es insignificante (Straub y Anderson $y'_0/y_0 = 0.98$).

4. A partir de la ecuación (4.52) con $\theta = 14^\circ$ ($S = \tan \theta = 0.25$) $C = 21\%$. Como $\lambda = n^2 8g/R^{1/3}$, para flujo no aireado $\lambda = 0.0191$ y a partir de la ecuación (4.43):

$$\lambda_a = 0.0191 (1 - 1.9 \times 0.21^2) = 0.0175.$$

A partir de la ecuación de Darcy-Weisbach $y_0'^2 R_0' = Q^2 \lambda_a / b^2 8gS = 0.0125$ y $y_0' = 0.25$ m (lo que da $y_0'/y_0 = 0.965$ y $y_a' = 0.25/(1 - 0.21) = 0.316$ m. La velocidad del flujo aireado es $V = 3.75/0.25 = 15.0$ m s⁻¹ (> 14.48).

5. A partir de la ecuación (4.50), para $K = 2q/b = 3.75$ m s⁻¹. Por ensayo y error $V = 19.45$ m s⁻¹ (velocidad del flujo aireado).

$$\frac{1 - \rho_1}{\rho_1} = c_1 \frac{V^2}{gR} = 0.006 \frac{19.45^2}{9.81 \times 0.206} = 1.124 = \frac{y_a}{y_0} - 1.$$

Entonces $y_a = 2.124y_0 = 0.550$ m; $C = 1 - (0.259/0.550) = 53\%$.

Entonces $y_a = 2.124y_0 = 0.550$ m; $C = 1 - (0.259/0.550) = 53\%$.

Nótese que la ecuación de Hall es en realidad aplicable a vertederos con relaciones $b/y_0 < 5$, donde la turbulencia generada por la pared tiende a producir aireación más intensiva que la aplicable a canales más anchos (en este caso $b/y_0 = 7.7$). En resumen: no todas las ecuaciones (4.40)-(4.52) son estrictamente aplicables en este caso; el rango de y_a y C calculado para $y_0 = 0.259$ m es:

$$0.32 < y_a \text{ (m)} < 0.55, \quad 19 < C(\%) < 53.$$

El valor más probable es $y_a \approx 0.40$ m, $C \approx 35\%$. Si se añade el borde libre por seguridad, las paredes laterales de la rápida deberían ser aproximadas a 0.7 m de altura.

-
- Ackers, P. and Priestley, S.J. (1985) Self-aerated flow down a chute spillway, in *Proceedings of the 2nd International Conference on the Hydraulics of Floods and Flood Control*. Cambridge, British Hydromechanics Research Association, Cranfield, Paper A1.
- Anderson, A.G. (1965) Influence of channel roughness on the aeration of high-velocity, open channel flow, in *Proceedings of the 11th International Association for Hydraulic Research Congress*, Leningrad, Vol. 1, Paper 1.37.
- Arndt, R.E.A. (1981) Recent advances in cavitation research, in *Advances in Hydrosience*, Vol. 12 (ed. V.T. Chou), Academic Press, New York.
- Arsenishvili, K.I. (1965) *Effect of Wave Formation on Hydroengineering Structures*, Israel Program for Scientific Translations, Jerusalem.
- ASCE Task Committee (1961) Aerated flow in open channels. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 25, 456.
- Ashton, G.D. (1988) Intake design for ice conditions, in *Developments in Hydraulic Engineering*, Vol. 5 (ed. P. Novak), Elsevier Applied Science, London.

Referencias

- Baker, R. (1994) Using pre-cast concrete blocks to prevent erosion of dams and weirs. *Hydro Review Worldwide*, **2** (2), 40-8.
- Baker, R., Pravdivets, Y. and Hewlett, H. (1994) Design considerations for the use of wedge-shaped precast concrete blocks for dam spillways. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Water, Maritime and Energy*, **106** (December, 4), 317-23.
- BHRA (1976) *Proceedings of the Symposium on Design and Operation of Siphons and Siphon Spillways*, BHRA Fluid Engineering, Cranfield.
- Bradley, J.N. (1952) *Discharge Coefficients for Irregular Overfall Spillways*, Engineering Monographs No. 9, Bureau of Reclamation, CO.
- Bruk, S. (ed.) (1985) *Methods of Computing Sedimentation in Lakes and Reservoirs*, UNESCO, Paris.
- Brune, G.M. (1953) Trap efficiency of reservoirs. *Transactions of the American Geophysical Union*, **34** (3).
- Cassidy, J.J. (1994) Choice and computation of design floods and their influence on dam safety. *Hydropower & Dams*, **1** (January), 57-67.
- Cassidy, J.J. and Elder, R.A. (1984) Spillways of high dams, in *Developments in Hydraulic Engineering*, Vol. 2 (ed. P. Novak), Elsevier Applied Science, London.
- Chanson, H. (1994a) Hydraulics of skimming flows over stepped channels and spillways. *Journal of Hydraulic Research*, **32** (3), 445-60.
- Chanson, H. (1994b) State of the art of the hydraulic design of stepped chute spillways. *International Journal on Hydropower & Dams*, **1** (4), 33-41.
- Chow, V.T. (ed.) (1964) *Handbook of Applied Hydrology*, McGraw-Hill, New York.
- Chow, V.T. (1983) *Open Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, New York.
- CIRIA (1987) *Design of Reinforced Grass Waterways*, Report 116, Construction Industry Research and Information Association, London.
- Creager, W.P., Justin, J.D. and Hinds, J. (1945) *Engineering for Dams*, Wiley, New York.
- Davis, C.V. and Sorensen, K.E. (1969) *Handbook of Applied Hydraulics*, 3rd edn, McGraw-Hill, New York.
- Ellis, J. (1989) *Guide to Analysis of Open-channel Spillway Flow*, Technical Note 134, Construction Industry Research and Information Association, London.
- Ervine, D.A. and Oliver, G.S.C. (1980) The full scale behaviour of air regulated siphon spillways. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Part 2, **69**, 687-706.
- Falvey, H.T. (1974) Prediction of wind wave heights. *Journal of Waterways, Harbours and Coastal Division*, Paper 3524; *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **89** (WW2), 1-12.
- Falvey, H.T. (1980) *Air Water Flow in Hydraulic Structures*, US Bureau of Reclamation, Engineering Monograph 41, US Department of Interior, Washington, DC.
- Galperin, R.S., Sokolov, A.G., Semenov, V.M. and Tserdov, G.N. (1977) *Cavitation of Hydraulic Structures*, Energiya, Moscow.
- Gray, D.M. (1970) *Handbook on the Principles of Hydrology*, Water Information Center Publications, Port Washington, New York.
- Hager, W.H. (1988) Discharge characteristics of gated standard spillways. *Water Power & Dams Construction*, **40** (1), 15-26.
- Hager, W.H., Schwalt, M., Jiménez, O. and Chaudhry, M.H. (1994) Supercritical flow near an abrupt wall deflection. *Journal of Hydraulic Research*, **32** (1), 103-8.
- Haindl, K. (1984) Aeration at hydraulic structures, in *Developments in Hydraulic Engineering*, Vol. 2 (ed. P. Novak), Elsevier Applied Science, London.

- Hall, L.S. (1942) Open channel flow at high velocities. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **68**, 1100-40.
- Henderson, F.M. (1966) *Open Channel Flow*, Macmillan, London.
- Hickox, G.H. (1942) Aeration of spillways, *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, **109**, Paper 2215.
- ICE (1978) *Floods and Reservoir Safety*, Institution of Civil Engineers, London.
- ICOLD (1986) *Spillways for Dams*, Bulletin 58, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1989) *Sedimentation Control of Reservoirs – Guidelines*, Bulletin 67, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1992) *Selection of Design Flood-current Methods*, Bulletin 82, International Commission on Large Dams, Paris.
- Knapp, R.T., Daily, J.W. and Hammit, F.G. (1970) *Cavitation*, McGraw-Hill, New York.
- Knauss, J. (ed.) (1987) *Swirling Flow Problems at Intakes*, IAHR Hydraulic Structures Design Manual, Vol. 1. Balkema, Rotterdam.
- Kolkman, P. (1984) Vibrations of hydraulic structures, in *Developments in Hydraulic Engineering*, Vol. 2 (ed. P. Novak), Elsevier Applied Science, London.
- Law, F.M. (1992) A review of spillway flood design standards in European countries including freeboard margins and prior reservoir level, in *Water Resources and Reservoir Engineering* (eds N.M. Parr, J.A. Charles and S. Walker), *Proceedings of the 7th Conference of the British Dam Society*, Thomas Telford, London.
- Lawson, J.D. (1987) Protection of rockfill dams and cofferdams against overflow and throughflow – the Australian experience. *Transactions of the Institution of Engineers of Australia, Civil Engineering*, **79** (3), Paper C1659, 10 pp.
- Lencastre, A. (1987) *Handbook of Hydraulic Engineering*, Ellis Horwood, Chichester.
- Linsley, R.K., Kohler, M.A. and Paulhus, J.L.H. (1975) *Hydrology for Engineers*, 3rd edn, McGraw-Hill, New York.
- Müller, D. and Huber, A. (1992) Auswirkungen von Schwallwellen auf Stauanlagen, *Wasser, Energie, Luft*, **84** (5/6), 96-100.
- National Research Council (1988) *Estimating Probabilities of Extreme Floods*, National Academy Press, Washington, DC.
- Naudascher, E. (1987) *Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke*, Springer, Vienna.
- NERC (1975) *Flood Studies Report*. Natural Environment Research Council, London.
- Novak P. and Čábelka, J. (1981) *Models in Hydraulic Engineering – Physical Principles and Design Applications*, Pitman, London.
- Pinto de S., N.L. (1991) Prototype aerator measurement, in *Air Entrainment in Free Surface Flows* (ed. I.R. Wood). IAHR Hydraulic Structures Design Manual, Vol. 4, Balkema, Rotterdam.
- Poskitt, F.F. and Elsayy, E.M. (1976) Air regulated siphon spillways at Spelga dam. *Journal of the Institution of Water Engineers and Scientists*, **30** (4), 177-90.
- Pravdivets, Y. and Bramley, M. (1989) Stepped protection blocks for dam spillways. *Water Power & Dam Construction*, **41** (July), 49-56.
- Reed, D.W. and Field, E.K. (1992) *Reservoir Flood Estimation: Another Look*, IH Report 114, Institute of Hydrology, Wallingford.
- Reeve, C.E. (1992) Trapping efficiency of reservoirs, in *Water Resources and Reservoir Engineering* (eds N.M. Parr, J.A. Charles and S. Walker). *Proceedings of the 7th Conference of the British Dam Society*, Thomas Telford, London.

- Saville, T.A., Clendon, E.W. and Cochran, A.L. (1962) Freeboard allowance for waves on inland reservoirs. *Journal of Waterways Harbours, Coastal Division, American Society of Civil Engineers*, **88** (WW2), 93-124.
- Scimemi, E. (1937) Il profilo delle dighe sfiranti. *L'Energia Elettrica*.
- Shaw, E.M. (1994) *Hydrology in Practice*, 3rd edn, Chapman & Hall, London.
- Straub, L.G. and Anderson, A.G. (1958) Experiments of self-aerated flows in open channels. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Hydraulics Division*, **84** (Hy 7), 1890/1-1890/35.
- Sutcliffe, J.V. (1978) *Methods of Flood Estimation: a Guide to the Flood Studies Report*, Institute of Hydrology, Wallingford.
- Thomas, H.H. (1976) *The Engineering of Large Dams*, Wiley, Chichester.
- US Army Waterways Experimental Station (1959) *Hydraulic Design Criteria*. US Department of the Army, Washington, DC.
- US Bureau of Reclamation (1987) *Design of Small Dams*, 3rd edn., US Department of the Interior, Washington, DC.
- US Corps of Engineers (1962) *Waves in Inland Reservoirs*, Technical Memorandum 132, Washington, DC.
- Vischer, D. (1988) Recent developments in spillway design. *Water Power & Dam Construction*, **40** (1), 10-15.
- Vischer, D.L. and Hager, W.H. (1994) Reduction of shock waves: a typology. *International Journal on Hydropower & Dams*, **1** (4), 25-9.
- Volkart, P. and Rutschmann, P. (1991) Aerators on spillways, in *Air Entrainment in Free Surface Flows* (ed. I.R. Wood). IAHR Hydraulic Structures Design Manual, Vol. 4, Balkema, Rotterdam.
- Wagner, W.E. (1956) Morning-glory shaft spillways: determination of pressure controlled profiles. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, **121**, 345-83.
- Wilson, E.M. (1983) *Engineering Hydrology*, 3rd edn, Macmillan, London.
- Wood, I. R. (1984) Air entrained flow in hydraulic structures, in *Proceedings of the International Association for Hydraulics Research, Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures* (ed. H. Kobus), Akademie Verlag, Esslingen.
- Wood, I.R. (1991) Free surface air entrainment on spillways, in *Air Entrainment in Free Surface Flows* (ed. I.R. Wood), IAHR Hydraulic Structures Design Manual, Vol. 4, Balkema, Rotterdam.
- Wood, I.R., Ackers, P. and Loveless, J. (1983) General method for critical point on spillway. *Journal of Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers*, **109** (2), 308-12.

Disipación de energía 5

La disipación de energía en presas y azudes está estrechamente ligada con el diseño del vertedero, en particular con la escogencia del caudal específico q , la diferencia entre los niveles aguas arriba y aguas abajo (H_*) y las condiciones aguas abajo. El capítulo 4 trató en su mayor parte las obras de toma o entrada en vertederos y algunos tipos de conductos comunes para llevar el flujo desde la entrada del vertedero, como rápidas, túneles, etc. En este capítulo, el tema principal está relacionado con el concepto de disipación de energía en todo el paso del flujo desde el embalse hasta el cauce aguas abajo y, en particular, el diseño del tanque de amortiguación (disipador de energía).

5.1 Generalidades

La cantidad de energía que debe disiparse en presas altas con grandes descargas sobre el vertedero es enorme. Por ejemplo, la máxima energía que debe disiparse en los vertederos auxiliar y de servicio de la presa Tarbela puede ser de 40 000 MW, lo cual representa alrededor de 20 veces la capacidad de generación planeada en el sitio (Locher y Hsu, 1984).

En el diseño de disipadores de energía deben considerarse los más importantes factores ambientales: el efecto de sobresaturación de nitrógeno sobre los peces en pozos de caída profundos y el efecto de atomizador (o espuma) de los chorros del deflector que pueden ocasionar derrumbes y el congelamiento de la niebla en países con estaciones.

El paso del agua desde un embalse hasta el tramo aguas abajo involucra un gran número de fenómenos hidráulicos, como la transición a flujo supercrítico, el flujo supercrítico aireado y no aireado sobre el vertedero, el posible flujo a través del chorro de caída libre, la entrada al tanque de amortiguación con transición de flujo supercrítico a subcrítico, y ecos de la macroturbulencia después de la transición hacia la corriente más allá del pozo o tanque de caída. En este sentido, es mejor considerar el proceso de disipación de energía en cinco etapas separadas, algunas de las cuales pueden estar combinadas o ausentes (Novak y Čábelka, 1981), (figura 5.1):

1. sobre la superficie del vertedero;
2. en el chorro de caída libre;
3. en el impacto en el pozo aguas abajo;
4. en el tanque de amortiguación;
5. en el afluente en el río.

Las tres primeras etapas se tratan en la sección 5.2 y las dos últimas en la sección 5.3.

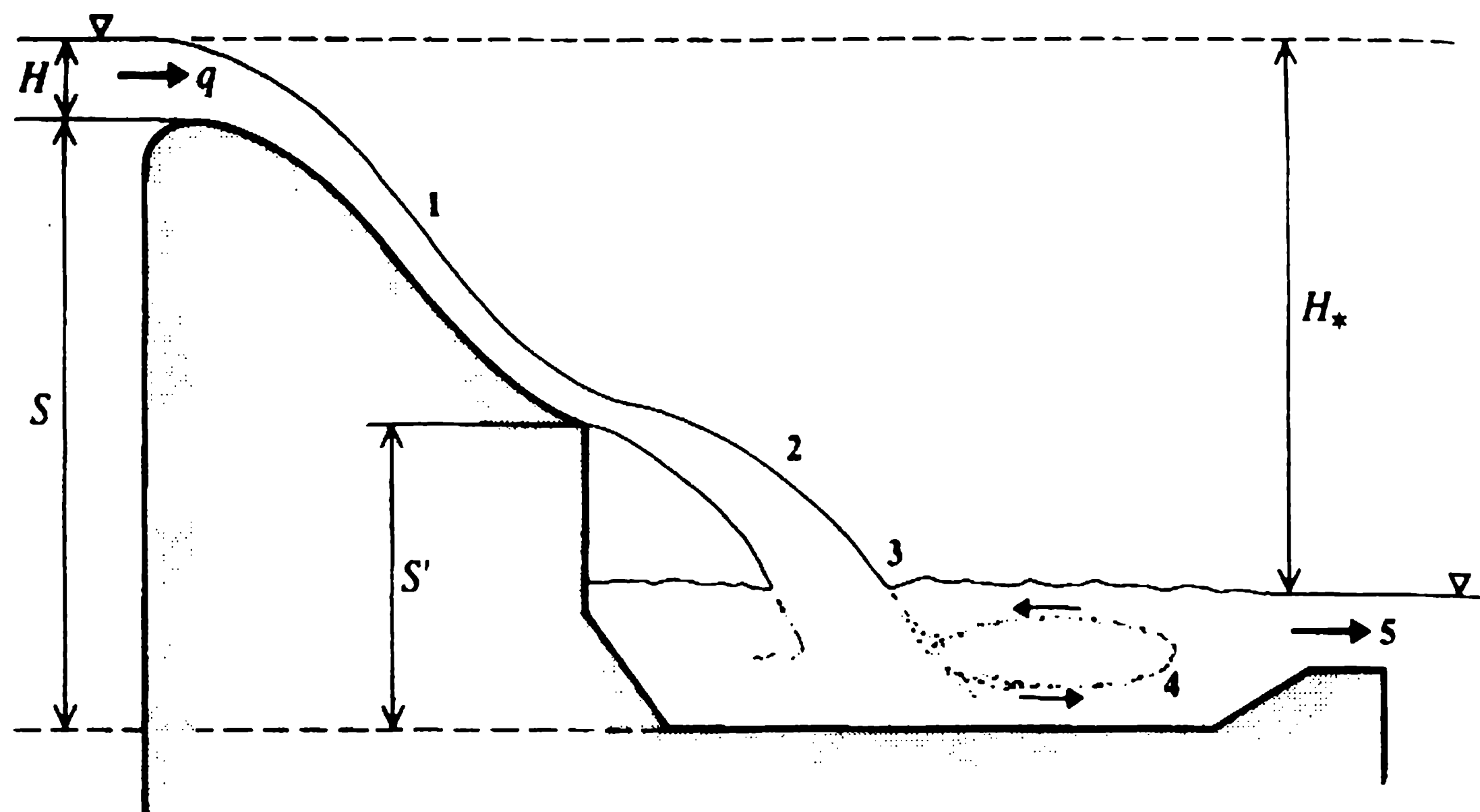


Figura 5.1 Esquema de definición para las cinco fases de disipación de energía.

5.2 Disipación de energía en vertederos

5.2.1 DISIPACIÓN DE ENERGÍA SOBRE LA SUPERFICIE DEL VERTEDERO

La pérdida de energía en la superficie del vertedero puede expresarse como:

$$e = \xi \alpha V'^2 / 2g \quad (5.1)$$

donde V' es la velocidad (supercrítica) al final del vertedero, α es el coeficiente de Coriolis y ξ es el coeficiente de pérdida de cabeza, relacionado con el coeficiente de velocidad φ (la razón entre las velocidades real y teórica) dado por:

$$1/\varphi^2 = 1 + \xi. \quad (5.2)$$

La razón entre la pérdida de energía, e , y la energía total E (es decir, la pérdida relativa de energía) es:

$$\frac{e}{E} = \frac{\xi V'^2}{2g} / \left(\frac{V^2}{2g} + \frac{\xi V'^2}{2g} \right) = \frac{\xi}{1 + \xi} = 1 - \varphi^2. \quad (5.3)$$

Para una relación entre la altura S de la cresta del vertedero, sobre su parte más baja y la cabeza total de caída H , de $S/H < 30$, y para vertederos lisos (Novak y Čábelka, 1981),

$$\varphi_1 \approx 1 - 0.0155S/H \quad (5.4)$$

Para un valor de S dado, φ_1 se incrementa cuando H aumenta, es decir, si para un caudal dado Q el ancho del vertedero b disminuye, entonces q aumenta [ecuación (4.19)]. Así, para $S/H = 5$, $\varphi_1 = 0.92$ y la pérdida relativa de cabeza es de 15%, mientras que para $S/H = 25$, $\varphi_1 = 0.61$ y la pérdida es de 62%.

El valor de ξ podría incrementarse (y φ disminuir) mediante el uso de un vertedero rugoso o de deflectores sobre la superficie del vertedero. Sin embargo, a menos que se provea la aireación de estas protuberancias, el incremento en la disipación de energía sólo puede lograrse a cambio de admitir la posibilidad de eventuales daños por cavitación (sección 4.6).

5.2.2 VERTEDEROS CON SALTO DE ESQUÍ

En el diseño moderno de muchos vertederos se logra un incremento de disipación de energía utilizando chorros de caída libre, bien al final de un ‘salto de esquí’ o aguas abajo de un deflector (figuras 5.2 y 5.3).

El vertedero con salto de esquí fue utilizado por primera vez por Coyne (1951), y más tarde se desarrolló en estudios detallados sobre modelos. Su utilización permite importantes economías en sitios donde las condiciones geológicas y morfológicas son favorables, y en particular, donde el vertedero puede ubicarse sobre la central eléctrica o al menos, por encima de las obras de desagües de fondo (Novak y Čábelka, 1981).

La pérdida de cabeza en el propio chorro, ya sea sólido o (con mayor frecuencia) desintegrado, no es muy importante ya que sólo alcanza hasta alrededor de 12% (Hoření, 1956). Si, por otra parte, el chorro se divide en varias corrientes que choquen entre sí, o si se usa un vertedero de dos chorros que choquen, entonces la pérdida de energía se incrementa de manera considerable.

Respecto a la disipación de energía, el beneficio principal de los vertederos de chorro ocurre en la tercera fase, en el impacto en el pozo aguas abajo. En este caso, la mayoría de las pérdidas de energía en las tres primeras fases ocurre debido al choque de las masas de agua y a la compresión de las burbujas de aire, lo cual se presenta tanto en el chorro de la lámina vertiente como en el pozo aguas abajo en el sitio del impacto. La disminución de energía en esta fase, por consiguiente, se intensifica cuando se tiene un chorro disperso y con aireación intensiva antes del impacto.

La pérdida de energía combinada en las primeras tres fases de disipación de energía puede expresarse a partir de un coeficiente de velocidad, φ_{1-3} , que puede determinarse en pruebas de modelos, a partir de la profundidad teórica del flujo supercrítico en conjunto con la profundidad del flujo subcrítico, necesaria para formar un resalto estable aguas abajo de un vertedero (con salto de esquí). Incluso si este valor de φ está sujeto a efectos de escala (el valor de φ del prototipo tiende a ser menor debido al incremento de aireación), el estudio sobre modelo da una muy buena idea de los beneficios o bondades relativas de diferentes diseños.

Generalmente (figura 5.1),

$$\varphi_{1-3} = f(S'/S, q, \text{ geometría}) \quad (5.5)$$

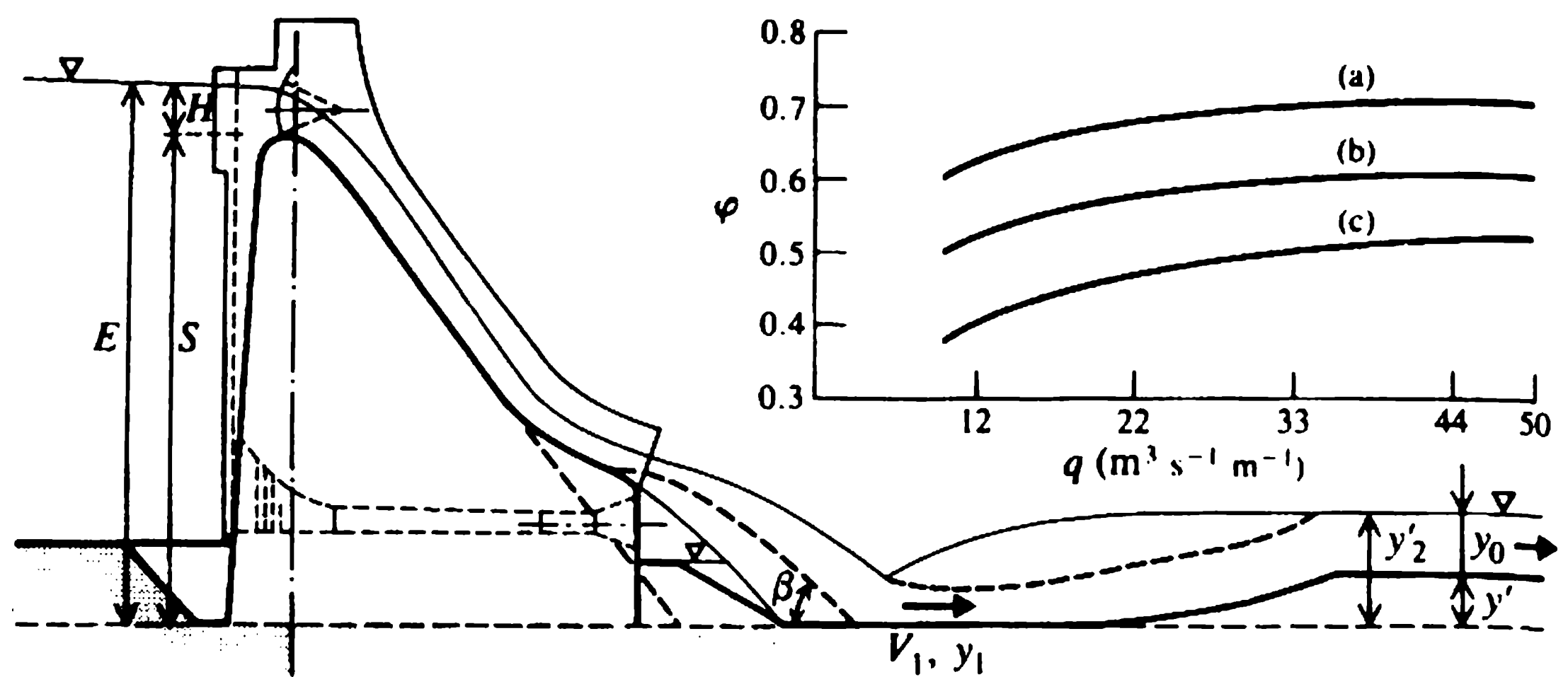


Figura 5.2 Comparación de (a) vertedero normal, (b) vertedero con salto de esquí y (c) vertedero con salto de esquí con separadores de chorro (Novak y Čábelka, 1981).

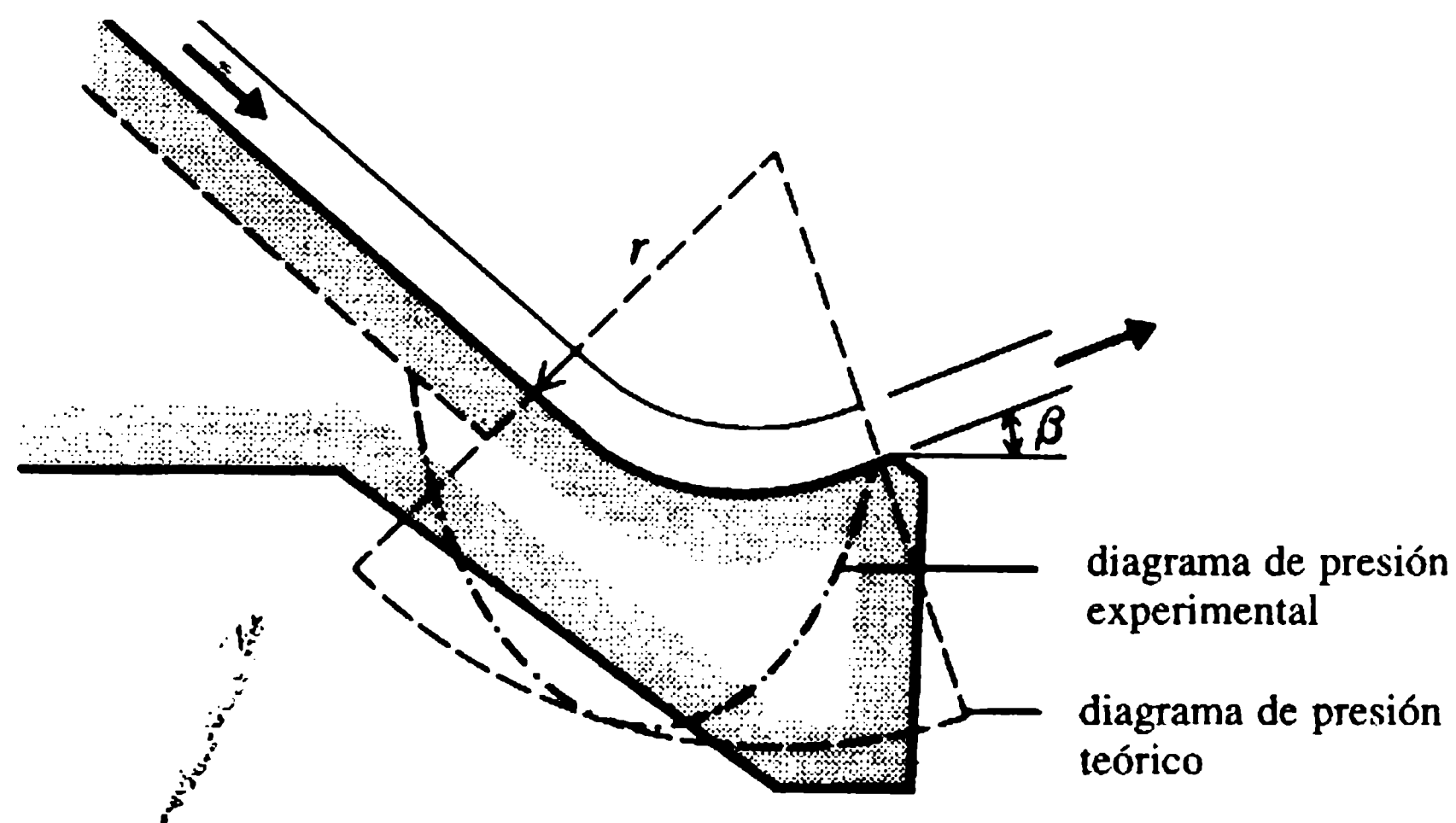


Figura 5.3 Deflectores.

donde S' es la altura del punto de despegue de la lámina de agua sobre el nivel de referencia.

Una comparación de φ_{1-3} para tres diferentes diseños se muestra en la figura 5.2: la curva a corresponde a un vertedero normal que termina en un tanque de amortiguación; la curva b, a un vertedero con salto de esquí sin deflectores en el sitio de despegue de la lámina y la curva c, a un vertedero con deflectores que dividen el chorro para incrementar la entrada de aire y la disipación de energía y reducir las presiones en el tanque de amortiguación. El incremento de φ (y disminución de la

pérdida relativa de energía), con q queda de nuevo demostrado. Usando un diseño conveniente, los valores de φ se han reducido hasta un factor próximo a 0.7, lo cual genera una pérdida de energía importante. Por ejemplo para $\varphi_{1-3} = 0.5$, $e/E = 75\%$ [ecuación (5.3)]. El valor óptimo (más bajo), de φ_{1-3} se obtiene para $S'/S \approx 0.6$; para este valor, la napa completa alcanza una velocidad y un grado de turbulencia suficientes mientras fluye por la parte superior del vertedero, para luego dispersarse efectivamente en los deflectores en el sitio de despegue de la lámina, y tiene una suficiente longitud de caída libre en el aire, para airear de forma intensiva y desintegrar el chorro (Novak y Čábelka, 1981).

La desintegración de un chorro circular que cae, de diámetro D , fue estudiada por Ervine y Falvey (1987), quienes demostraron que el decaimiento total del núcleo interior sólido ocurre después de una longitud de caída L , con L/D en el rango 50-100. Para chorros planos, que son más importantes en el diseño de vertederos, Hoření (1956) estableció experimentalmente que la longitud de caída, desde la cresta, requerida para la desintegración total del chorro (para q en $\text{m}^2 \text{s}^{-1}$) es:

$$L = 5.89q^{0.319} \approx 6(q)^{1/3} \text{ (m)}. \quad (5.6)$$

5.2.3 DEFLECTORES

El deflector (figura 5.3), es una versión de un vertedero de salto de esquí, que se utiliza con frecuencia como terminal en la rápida o túnel de un vertedero, siempre y cuando las condiciones geológicas y topográficas sean favorables. Los deflectores (igual que los vertederos de salto de esquí) son en general hechos de forma particular para cada proyecto y los diseños se desarrollan con la ayuda de modelos a escala.

Los parámetros necesarios para el diseño del deflector son la velocidad de aproximación del flujo y su profundidad, el radio r del deflector y el ángulo β del borde. Para un deflector circular bidimensional, la cabeza de presión puede calcularse suponiendo un flujo irrotacional; datos experimentales confirman estos valores para la máxima cabeza de presión pero (en contraste con la teoría) muestran una distribución no uniforme de la presión (figura 5.3). Para flujos bajos, el deflector actúa como un tanque de amortiguación con el agua fluyendo sobre el borde y el paramento aguas abajo; la base del deflector necesita, por consiguiente, estar protegida contra la erosión. En la medida que se incrementa el flujo, el caudal alcanza un valor de 'barrido', en este punto, comenzando el deflector a operar de manera adecuada con un chorro.

La trayectoria del chorro apenas es afectada por la resistencia del aire para velocidades inferiores a 20 m s^{-1} , pero para velocidades de 40 m s^{-1} la distancia del lanzamiento puede reducirse hasta en 30% con relación al valor teórico dado por $(v^2/g) \text{ sen } 2\beta$.

En general, la principal preocupación del diseñador es tener la zona de impacto lo más lejos posible del deflector para proteger la estructura contra la erosión regresiva. Muchos diseños con chorros inclinados y varias formas tridimensionales de de-

flectores se han desarrollado: para más detalles sobre el diseño de deflectores, consúltese Locher y Hsu (1984).

5.3 Tanques e amortiguación

5.3.1 TANQUES DE AMORTIGUACIÓN DE RESALTO HIDRÁULICO

El tanque de amortiguación es el sistema más común de disipación de energía que convierte el flujo supercrítico del vertedero en un flujo subcrítico compatible con el régimen de río aguas abajo. El método más común –y a menudo el mejor– para lograr esta transición del flujo consiste en un simple resalto sumergido, formado en un tanque de amortiguación de sección transversal rectangular.

Los resaltos hidráulicos han sido estudiados por muchos investigadores, recientemente por Rajaratnam (1967) y Hager, Bremen y Kawagoshi (1990), quienes además extendieron su investigación a resaltos con un umbral de control (Hager y Li, 1992). Novak (1955) y Hager (1990) han estudiado las implicaciones de la hidráulica del resalto para el tanque de amortiguación de resalto sumergido.

De acuerdo con la notación de la figura 5.4 y las ecuaciones (5.1) y (5.2) se puede escribir:

$$E = y_1 + \frac{\alpha q^2}{2g\phi^2 y_1^2} \quad (5.7)$$

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left[-1 + \left(1 + 8 \frac{q^2}{gy_1^3} \right)^{1/2} \right] \quad (5.8)$$

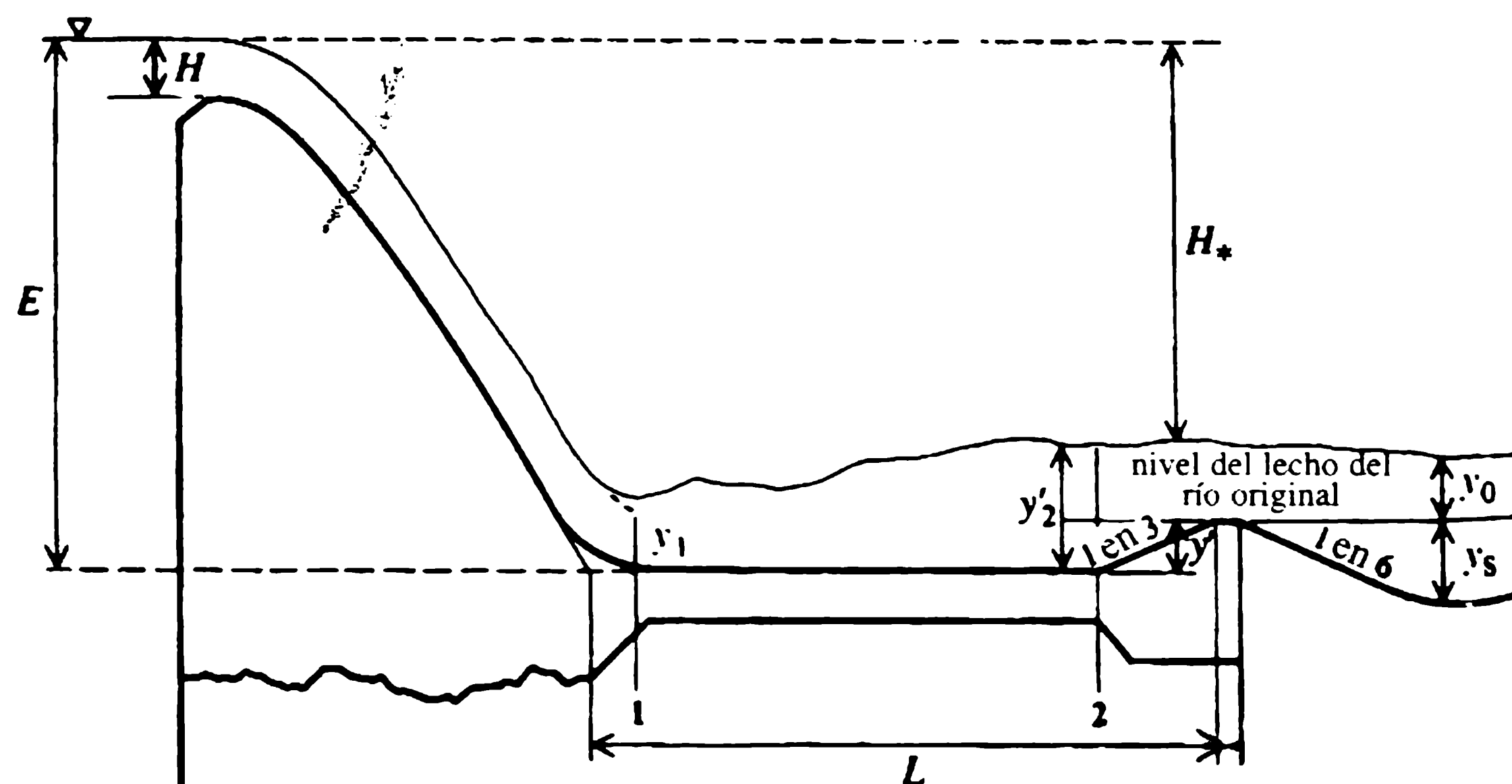


Figura 5.4 Esquema de un tanque de amortiguación de resalto hidráulico.

La profundidad del tanque de amortiguación está dada entonces por:

$$y' = y_2' - y_0 = \sigma' y_2 - y_0 \quad (5.9)$$

y la longitud por:

$$L = K(y_2 - y_1) \quad (5.10)$$

donde σ' y K son coeficientes (obtenidos en el laboratorio y de experimentos de campo).

Cuando se aplican las ecuaciones (5.7) a (5.10) se comienza con un caudal conocido q y la correspondiente profundidad y_0 aguas abajo. Para un φ seleccionado de manera adecuada (sección 5.2) y un valor de E correspondiente a la energía total disponible sobre el fondo del tanque de amortiguación, y_1 se puede calcular de la ecuación (5.7), y_2 de la ecuación (5.8) y y' de la ecuación (5.9) (a partir de un valor definido del factor de seguridad). E es, por supuesto, al principio desconocido, de modo que lo mejor es aplicar el procedimiento anterior por iteraciones, suponiendo inicialmente a $y' = 0$, es decir, tomando el nivel de referencia de la energía en el fondo del lecho del río aguas abajo. Este cálculo, llevado a cabo para varios caudales, puede producir cinco alternativas:

1. $y_2 > y_0$ en todo el rango de q ;
2. $y_2 = y_0$ en todo el rango de q ;
3. $y_2 < y_0$ en todo el rango de q ;
4. $y_2 > y_0$ sólo para caudales altos;
5. $y_2 > y_0$ sólo para caudales bajos.

El caso 1 es el más frecuente, y muestra que el tanque de amortiguación es necesario para producir un resalto sumergido en todos los caudales. Por seguridad, el tanque también se requiere en el caso 2 (que es en realidad sólo una posibilidad teórica). Para $y_2 < y_0$ no es necesario el tanque de amortiguación y es suficiente una placa (faldón) horizontal de protección del lecho del río aguas abajo de la presa, ya que se presenta un resalto sumergido. El diseño del tanque de amortiguación para el caso 4 tiene que realizarse para el caudal máximo (como en el caso 1) y, para el caso 5, en aquel caudal que produzca la máxima diferencia entre y_2 y y_0 (con $Q_d < Q_{\text{máx}}$), lo cual puede dar como resultado un pequeño tanque de amortiguación en el pie de la presa seguido de una placa horizontal de protección (o viceversa), o el diseño de una placa de protección inclinada.

Donde el resultado del primer cálculo muestre que el tanque de amortiguación es necesario, el procedimiento se repite para un nuevo valor de E [en la ecuación (5.7)] el cual tiene en cuenta la disminución en el nivel de referencia de energía en una cantidad suficiente (ver ejemplo 5.1).

Los valores de los coeficientes σ' y K en las ecuaciones (5.9) y (5.10) pueden tomarse (Novak y Čábelka, 1981) como $1.1 < \sigma' < 1.25$ y $4.5 < K < 5.5$, donde el valor más bajo de K se aplica para $Fr_1 > 10$ y el más alto para $Fr_1 \leq 3$.

Las ecuaciones (5.8) y (5.10) y los aspectos de diseño hasta ahora estudiados, son válidos únicamente para tanques de fondo horizontal. En canales inclinados, el va-

lor y_2/y_1 se incrementa con la pendiente; para una pendiente $S_0 = 0.2$, y_2/y_1 es dos veces el valor para un canal horizontal, con el mismo número de Froude.

Los valores citados de K , y en particular de σ' , son bastante bajos (como indica la economía) y dependen de una buena valoración del coeficiente ϕ , y en especial de la profundidad aguas abajo y_0 que, a su vez, depende en general de un valor supuesto del n de Manning para el río. Si se suponen valores conservadores de n y ϕ (es decir un n bajo y un ϕ alto) entonces un valor pequeño de σ' (como 1.1) es suficiente; de otra manera, debe seleccionarse un valor más alto. También es muy importante estimar la posible degradación a largo plazo del lecho del río aguas abajo de la presa, lo que podría ocasionar la reducción de los niveles (del agua) aguas abajo y de y_0 .

Un umbral de salida simple, con una pendiente de 1 a 3 es de ordinario tan efectivo como umbrales más complejos (sección 5.3.3).

Es evidente a partir de las ecuaciones (5.7) a (5.10) que cuanto más bajo sea el valor de ϕ (más alto el valor de ξ) más pequeño será el tanque de amortiguación requerido; ϕ en la ecuación (5.7) se refiere a las pérdidas totales entre la cresta del vertedero y la entrada al tanque de amortiguación, es decir a $\phi_{1..3}$ [ecuación (5.5)].

Las pérdidas de energía en las fases cuarta y quinta de la disipación de energía (sección 5.1) se pueden expresar como:

$$e_{4,5} = (y_2 - y_1)^3 / 4y_2y_1 \quad (5.11)$$

Aguas abajo del resalto en el efluente del tanque subsiste todavía una proporción importante de exceso de energía, principalmente debido a la alta turbulencia del flujo, la cual puede expresarse (Novak y Čábelka, 1981) como:

$$e_5 = (\alpha' - \alpha)V_0^2 / 2g \quad (5.12)$$

donde α' es el valor aumentado del coeficiente de Coriolis que refleja el alto grado de turbulencia y la distribución no uniforme de la velocidad; $2 < \alpha' < 5$ para $3 < Fr_1 < 10$, mientras que $\alpha \approx 1$.

De las ecuaciones (5.11) y (5.12) se obtiene:

$$\frac{e_4}{e_{4,5}} \approx 1 - \frac{e_5}{e_{4,5}} \approx 1 - 4(\alpha' - 1) \frac{1 + (1 + 8Fr_1^2)^{1/2}}{[-3 + (1 + 8Fr_1^2)^{1/2}]^3} \quad (5.13)$$

La ecuación (5.13) muestra que la eficiencia de la disipación de energía en el propio resalto dentro del tanque de amortiguación decrece con el número de Froude, dejando hasta 50% de la energía para que sea disipada aguas abajo del tanque para números bajos de Froude (sección 5.3.3).

El resalto hidráulico introduce una cantidad importante de aire adicional a cualquier flujo aireado de llegada. Una concentración constante de aire a lo largo del resalto ($\bar{C}_1 = \bar{C}_2$) da como resultado un resalto de menor altura en comparación con el caso sin aire, mientras que para $\bar{C}_1 > 0$ y $\bar{C}_2 \approx 0$ (que es una suposición más realista) es necesaria una altura un poco mayor de y_2 respecto al caso de no tener aire (Naudascher, 1987). Entonces, lo más relevante de la presencia de aire en la zona del resalto, es el requerimiento de paredes más altas en el tanque de amortiguación

debido a la mayor profundidad de flujo [ecuación (4.33)]. El efecto de la entrada de aire debido a los resaltos hidráulicos en la concentración de oxígeno en el flujo ha sido estudiado por Avery y Novak (1978) (sección 9.1.6).

La naturaleza de alta turbulencia del flujo en el resalto hidráulico induce grandes fluctuaciones de presión en las paredes laterales y en particular en el piso del tanque, lo cual, a su vez, podría ocasionar cavitación. Utilizando un número de cavitación, σ' , en la forma $(p')^2 / (1/2 \rho V_1^3)$ [ecuación (4.14)], donde p' es la desviación de la presión instantánea p con respecto a la presión promedio en el tiempo \bar{p} [$p = f(t)$ puede obtenerse de los registros de transductores de presión], la relación entre σ y x/y_1 (donde x es la distancia desde el pie del resalto) para resaltos libres y sumergidos con $Fr_1 \approx 5$, se muestra en la figura 5.5 (Narayanan, 1980; Locher y Hsu, 1984). Suponiendo que la longitud del resalto sea de aproximadamente $6(y_2 - y_1)$, la presión hidrostática en el punto de máxima fluctuación de la presión, es decir en un resalto libre, en $x/y_1 = 12$, será $\rho g \bar{y}$, con:

$$\bar{y} = y_1 + \frac{y_2 - y_1}{6(y_2 - y_1)} 12y_1 = 3y_1.$$

Para $\sigma = 0.05$ ocurrirá cavitación si:

$$p_0 + \rho g \bar{y} - 0.05k\rho \frac{V_1^2}{2} = p_c \approx 0 \quad (5.14)$$

donde $k = p' / (\overline{p'^2})^{1/2} > 1$ ($1 < k < 5$).

El valor de k puede calcularse de la ecuación (5.14) y suponiendo, por ejemplo, una distribución normal de las fluctuaciones de presión, el factor de intermitencia, es decir, la proporción de tiempo para la cual k es excedido (la probabilidad de que ocurra cavitación) puede calcularse (como se muestra en el ejemplo 5.1). Para $k > 5$ en la práctica no hay peligro de cavitación; para $k = 3.5$ hay 2% de probabilidad de

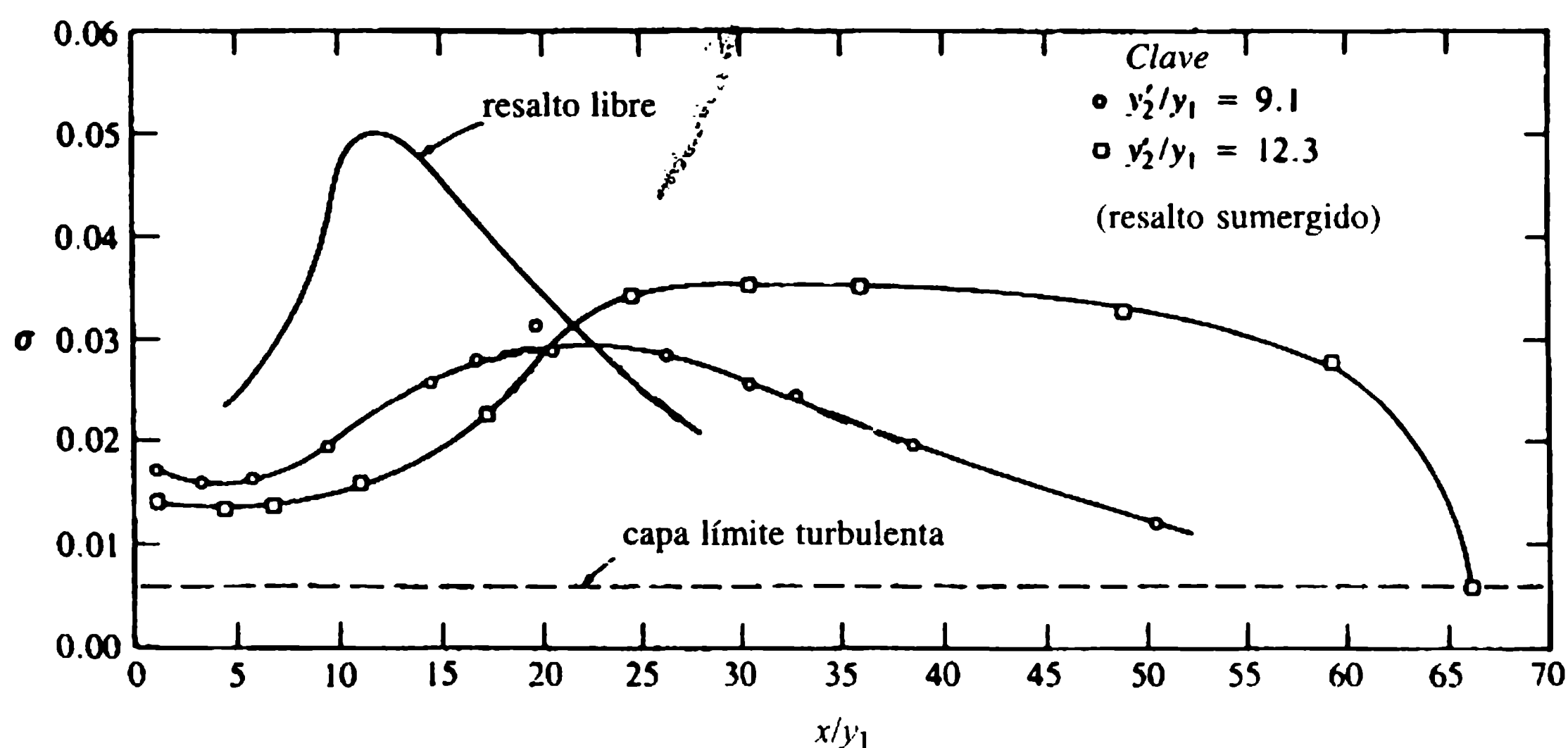


Figura 5.5 Comparación de la variación longitudinal de las fluctuaciones de presión en resaltos libres y sumergidos para $Fr = 5$ (Locher y Hsu, 1984).

ocurrencia de cavitación durante el tiempo de operación del tanque (para tanques bien contruidos). En realidad, esta probabilidad de cavitación podría ser más alta porque el comienzo de la cavitación ocurrirá a presiones mayores que p_v , las irregularidades en el piso del tanque causarán reducción de la presión local y el flujo que viene de aguas arriba del resalto puede tener un grado sustancial de turbulencia (Narayanan, 1980).

Los modelos físicos proporcionan, con ciertas salvaguardias, una herramienta conveniente para evaluar las características de amplitud y frecuencia de las fluctuaciones macroturbulentas de presión y para estimar la tendencia a la cavitación, con cavitación intermitente en el prototipo (Lopardo, 1988) (capítulo 15).

Los daños potenciales debidos a la cavitación no son el único peligro en los tanques de amortiguación de resalto hidráulico (así como en otros tipos de tanques). Probablemente, el problema estructural más serio es el efecto del empuje causado por el sistema de drenaje de la presa o por el nivel del cauce aguas abajo o en el fondo del tanque. Este exceso de presión por encima de la presión hidrostática en el tanque se agrava por las fluctuaciones macroturbulentas de la presión por debajo (y el lado) del resalto. Aunque las fluctuaciones de la presión negativa tienen una distribución espacial desigual (que alivia esta parte del problema) ésta sólo es visible para diseñar la placa de piso para la más severa de las dos situaciones: el empuje aguas abajo aplicado sobre toda el área del piso con el tanque vacío o la cabeza de empuje igual a la raíz cuadrada media (rms en inglés) del valor de las fluctuaciones de presión que es del orden de $0.12V_1^2/2g$ (V_1 es la velocidad supercrítica de entrada) aplicada para la totalidad del tanque lleno. Además, todas las juntas de contracción deben sellarse, no debe hacerse ninguna apertura de drenaje y las placas del piso deben ser tan grandes como sea posible y conectadas con pernos y refuerzo (ICOLD, 1986).

Farhodi y Narayanan (1991) investigaron la acción de las fuerzas en losas con diferentes longitudes y anchos bajo un resalto hidráulico, dando detalles adicionales sobre los efectos del tamaño de la losa, de la posición y de la relación ancho-largo. Pinheiro, Quintela y Ramos (1994) presentaron un resumen y un análisis comparativo de metodologías para calcular las fuerzas hidrodinámicas que actúan sobre las losas de los tanques de amortiguación de resalto hidráulico.

La prevención de la vibración de los elementos del tanque (debido a la turbulencia del flujo) requiere también placas macizas, conectadas en lo posible a la cimentación.

La abrasión del concreto en el tanque puede ocurrir si éste se utiliza también para desagües de fondo, que transporten sedimentos abrasivos (aunque esto es improbable que ocurra para velocidades inferiores a 10 m s^{-1}), o por sedimentos llevados dentro del tanque desde aguas abajo ya sea por mal diseño o por mala operación. El tanque debe autolimpiarse para lavar cualquier sedimento atrapado en él.

El empuje, la abrasión y la cavitación están, desde luego, fuertemente relacionados, y la previsión para mantenimiento y reparaciones debe considerarse en el diseño del tanque.

El caudal usado en el diseño de los tanques de amortiguación es, en la mayoría de los casos, el caudal (máximo) de diseño del vertedero (en los casos 1, 2 y 4 anteriores). Éste, sin embargo, no es siempre necesariamente el caso. Algunas veces puede resultar más económico tomar algún riesgo calculado y diseñar el tanque para un

caudal más pequeño y de mayor frecuencia de ocurrencia (como Q_{1000} o menor, en lugar de la CMP – capítulo 4) y realizar las reparaciones necesarias cuando se exceda dicho Q . Se necesita tener mucho cuidado y experiencia cuando se opta por esta alternativa.

5.3.2 OTROS TIPOS DE TANQUES DE AMORTIGUACIÓN

Aunque los tanques de amortiguación diseñados con base en un simple resalto hidráulico funcionan bien y con relativa eficiencia, en ciertas condiciones otros tipos de tanques pueden producir ahorros en los costos de construcción. Se han desarrollado tanques estándares con **bloques de impacto, bloques de caída y umbrales de salida especiales** por el USBR (Bradley y Peterka, 1957; Peterka, 1963; US Bureau of Reclamation, 1987). Un ejemplo de un tanque con bloques de caída y bloques de impacto – USBR Tipo III – que puede utilizarse para velocidades $V < 18.2 \text{ m s}^{-1}$ y $q < 18.6 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ se presenta en la figura 5.6. Como este tanque es más corto que otros, existe la tentación de utilizarlo por fuera de esos límites; sin embargo, en este caso es muy grande el peligro de que ocurran daños por cavitación, debiéndose tener mucho cuidado durante el diseño y en el posicionamiento de los bloques. Basco (1969) llevó a cabo, en particular, una investigación detallada de la tendencia en el diseño de tanques con bloques de impacto y de las fuerzas de arrastre, las fluctuaciones de presión y de la geometría óptima; toda el área de tanques con bloques de impacto ha sido también estudiada por Locher y Hsu (1984).

Los disipadores de **cubetas curvas, lisas y ranuradas**, desarrollados principalmente en Estados Unidos (Peterka, 1963) [figura (5.7)] requieren niveles del cauce aguas abajo en esencia mayores que los tanques convencionales de resalto hidráulico y, en el caso de vertederos con compuertas, es necesaria una operación simétrica de éstas (para prevenir corrientes laterales que pueden llevar sedimentos dentro de la cubeta, lo cual a su vez, puede dañar el disipador).

Los tanques de amortiguación con **un régimen superficial de resalto hidráulico** utilizan una cubeta escalonada poco profunda [figura 5.8(b)]; la teoría y su aplicación para pequeñas presas fue desarrollada en especial en la URSS (Skladnev, 1956) y fue revisada por Novak y Čábelka (1981). Este tipo de tanque es en realidad sólo un ejemplo de los tanques de **resalto hidráulico espacial**. Otros emplean un cambio brusco en el ancho [figura 5.8(a)] o un resalto combinado con entradas de flujo laterales desde rápidas [figura 5.8(c)] o cascadas; esta última alternativa es en particular útil en valles relativamente angostos.

Bremen y Hager (1993) investigaron los resaltos en canales que se expanden con brusquedad llegando a la conclusión de que los resaltos con el pie justo en el canal de aguas arriba son más eficientes que los resaltos clásicos, aunque en la construcción del tanque de amortiguación esta ventaja debe contrastarse con el hecho de que éstos pueden volverse asimétricos para relaciones de expansión superiores a 1.4 y –para valores más altos– requieren mayores volúmenes de excavación que los tanques diseñados con base en el resalto clásico.

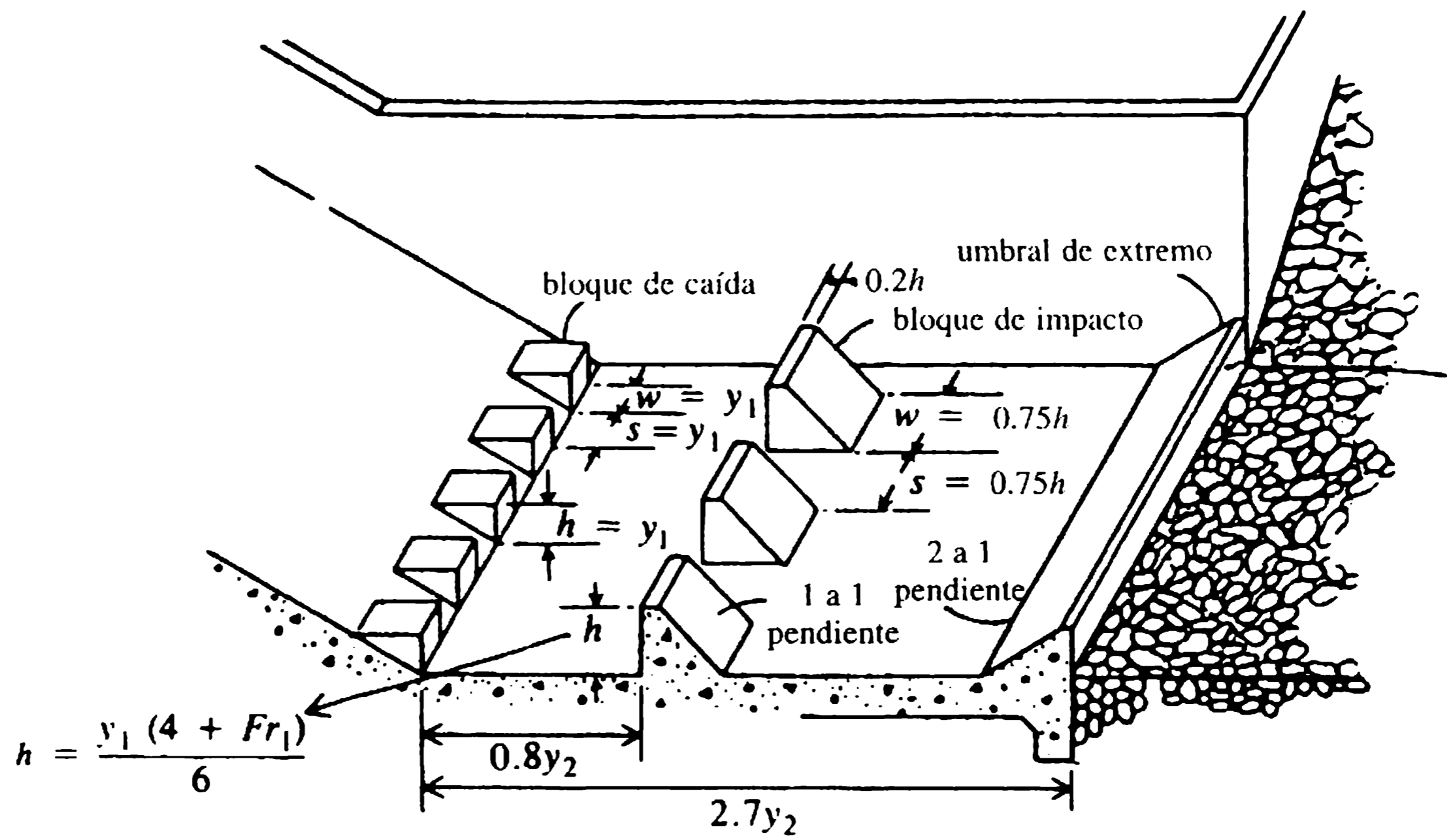


Figura 5.6 Tanque de amortiguación con bloques de caída y de impacto, USBR tipo III (US Bureau of Reclamation, 1987).

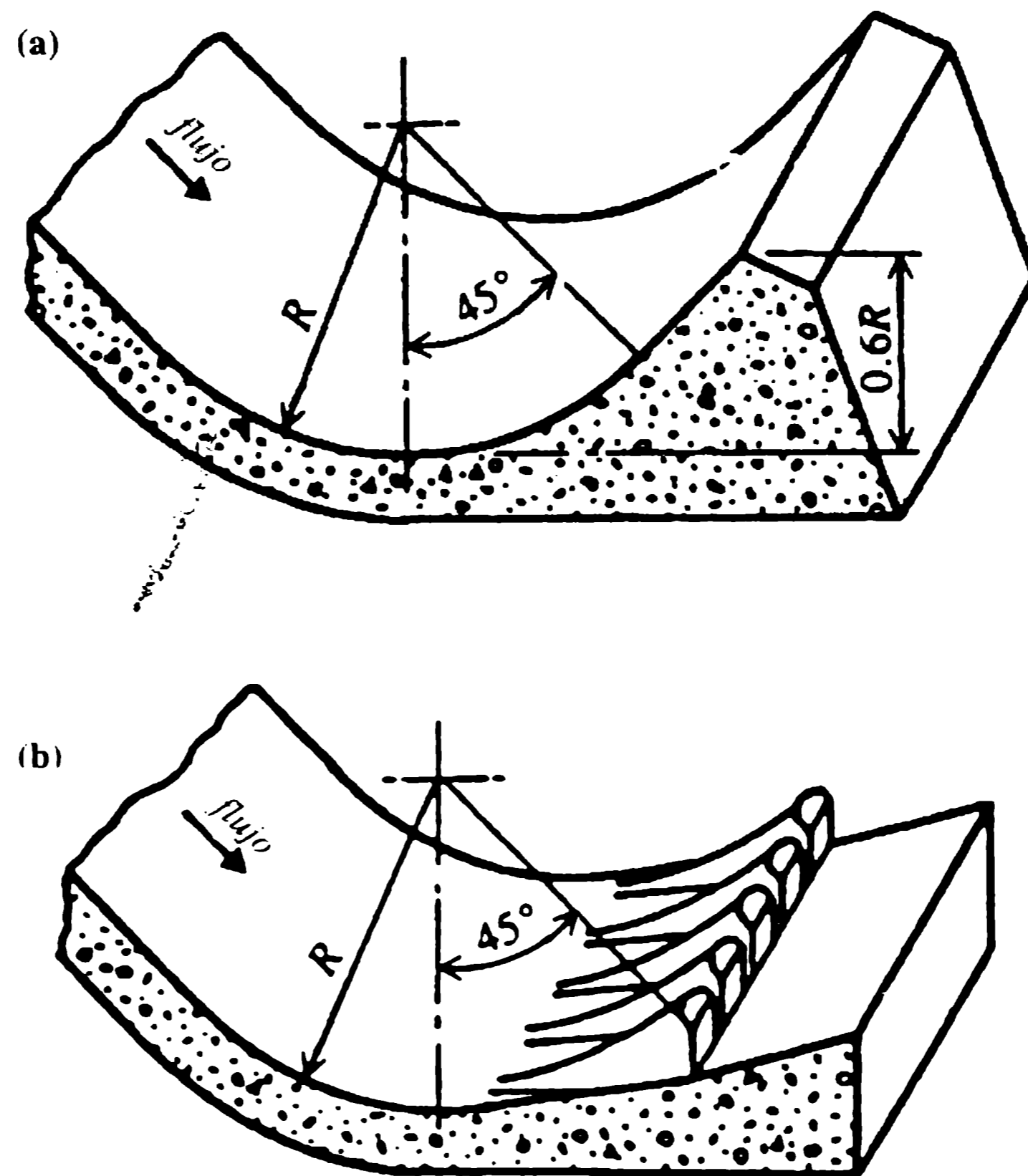


Figura 5.7 Cubetas curvas, lisas y ranuradas (US Bureau of Reclamation, 1987).

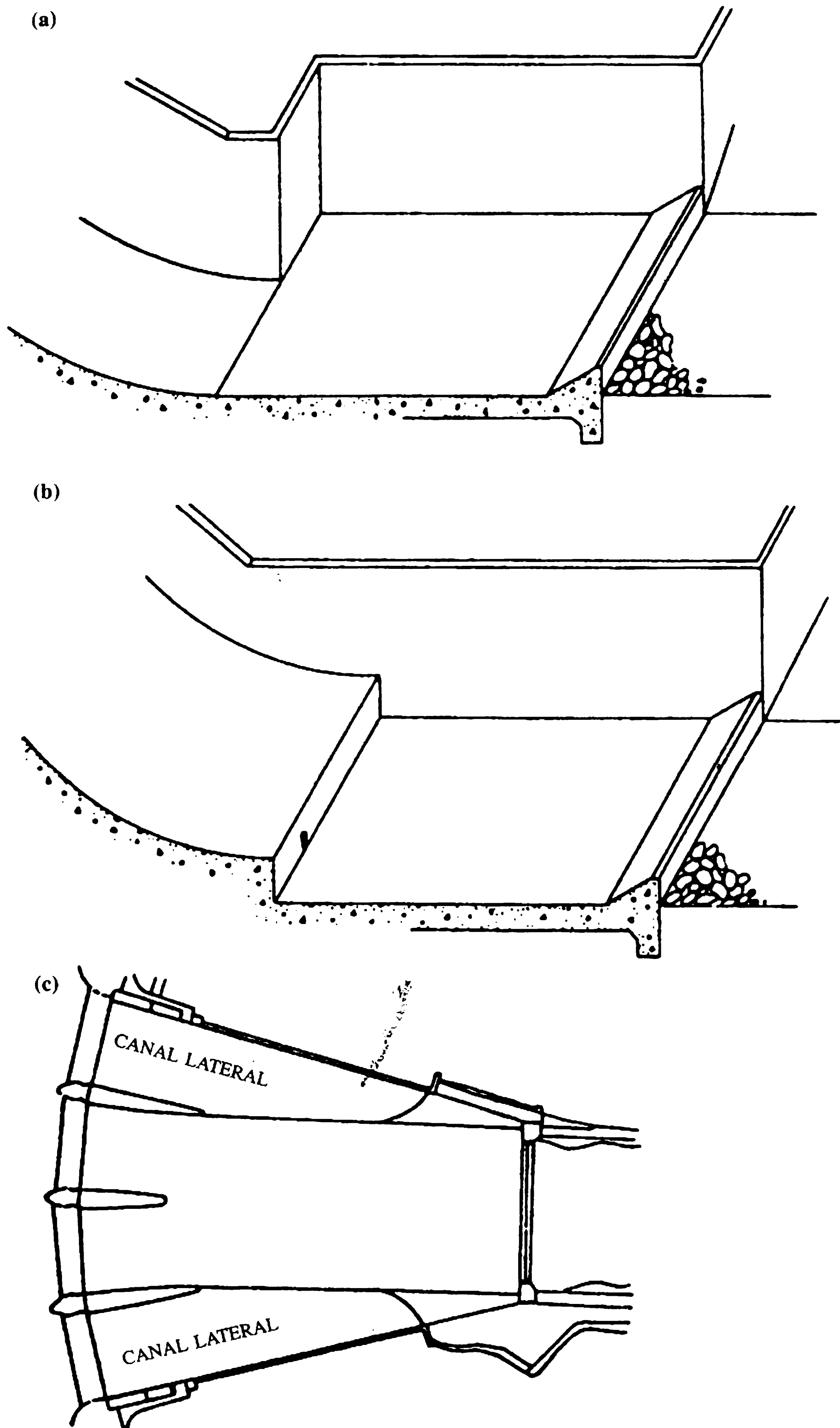


Figura 5.8 Tanques de resalto hidráulico espacial: (a) cambio en el ancho; (b) cambio en la profundidad; (c) flujo desde canales laterales (Locher y Hsu, 1984).

Todos estos y otros tipos de tanques de amortiguación y disipadores de energía se desarrollan mejor con la ayuda de estudios sobre modelos a escala (Novak y Čábelka, 1981).

Mason (1982) llevó a cabo un estudio estadístico con 370 disipadores construidos desde 1950; el estudio incluyó tanques en roca (sin protección en el fondo con cubetas curvas sumergidas), tanques de resalto simple, tanques con bloques de impacto y varios tipos de disipadores con chorros de trayectoria libre. Los resultados de las mediciones se encuentran resumidos en la figura 5.9 y confirman que para operar con éxito tanques con bloques de impacto es necesario una cierta velocidad mínima de entrada (cabeza), pero su rango está limitado por problemas de cavitación para $H > 30$ m. Resaltos hidráulicos simples se han utilizado para cabezas mayores que las indicadas en la figura ($H > 50$ m) pero es necesario tener mucho cuidado en el diseño y la construcción. Varios tipos de disipadores de chorro necesitan una cabeza mínima ($H > 10$ m) para trabajar de manera apropiada.

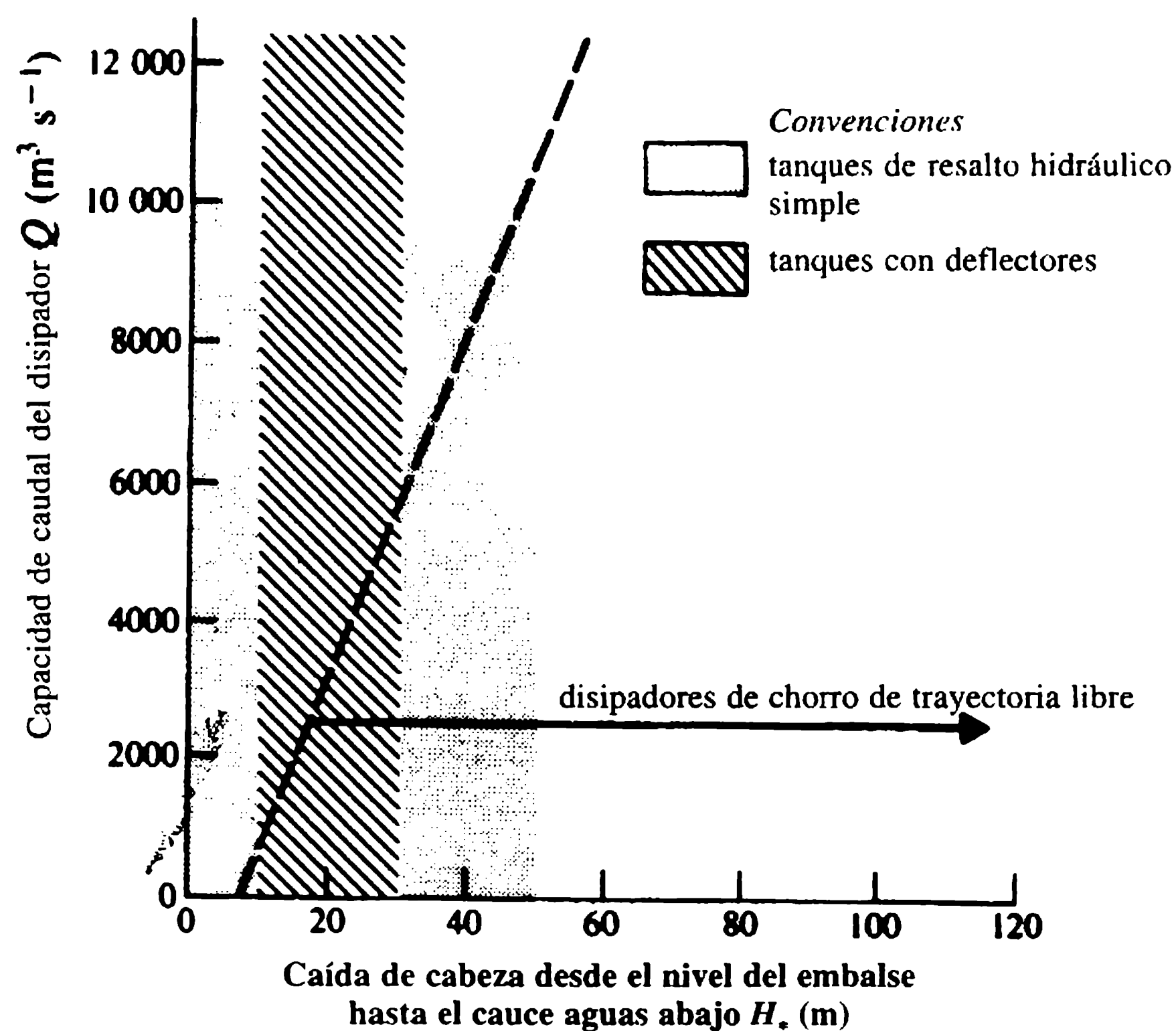


Figura 5.9 Intervalo de uso preferido para los principales tipos de disipadores (Mason, 1982).

5.3.3 EROSIÓN AGUAS ABAJO DE LOS TANQUES DE AMORTIGUACIÓN

Se ha demostrado en la sección 5.3.1 que en el efluente del tanque se mantiene cierta proporción de energía que debe ser disipada. Debido a esto y a la distribución

no uniforme de velocidades, siempre ocurrirá alguna erosión local aguas abajo del tanque. Eliminar esta situación es casi imposible y, sobre todo, muy costoso. El principal propósito del tanque es reducir y localizar la socavación (en un sitio donde ésta pueda controlarse y no sea dañina para la presa), mas no eliminarla. El umbral de salida del tanque debe protegerse contra la erosión regresiva y/o diseñarse de forma que propicie la acumulación de sedimentos contra el umbral en lugar de la erosión (figura 5.4).

La extensión y profundidad de la socavación local depende de los parámetros hidráulicos, de la geología (índice de erodibilidad) (Annandale, 1994) y de la geometría del tanque. Varios métodos se utilizan para su cálculo, incluidos estudios sobre modelo, pero quizá lo más simple es estimar la profundidad de socavación como un porcentaje de la profundidad que ocurriría en el pie de una caída libre sin tanque, la cual, a su vez, puede calcularse a partir de varias ecuaciones (Schoklitsch, Veronese, Jaeger, etc.). Utilizando la forma de Jaeger, Novak (1955) expresa la profundidad de socavación (aguas abajo de tanques de resalto hidráulico determinada a partir de experimentos en modelos de estructuras de, relativamente, baja cabeza con arena gruesa y limitadas observaciones de campo) como:

$$y_s = 0.55 [6H_*^{0.25} q^{0.5} (y_0/d_{90})^{1/3} - y_0] \quad (5.15)$$

donde y_s es la profundidad de socavación debajo del lecho del río (m), H_* es la diferencia entre los niveles aguas arriba y aguas abajo (m), y_0 es la profundidad en el cauce aguas abajo (m), q es el caudal específico ($m^2 s^{-1}$) y d_{90} es el tamaño de 90% del grano del sedimento que conforma el lecho del río (mm). La ecuación (5.15) indica, entonces, que el tanque de amortiguación reduce la socavación potencial entre 45 y 50%.

5.4 Pozos de caída libre

La disipación de energía tiene lugar aguas abajo de chorros de caída libre (chorros, vertederos con salto de esquí, cubetas o deflectores) en tanques de amortiguación, o con más frecuencia, en pozos de caída libre, en general excavados completa o parcialmente en el lecho de la corriente durante la construcción de la presa, pero en ocasiones socavados sólo por la acción del chorro mismo. La socavación y las obras de protección deben revisarse, por ejemplo, de acuerdo con Hartung y Häusler (1973) y con las ecuaciones de socavación máxima y'_s (m) de Locher y Hsu (1984) y de Breusers y Raudkivi (1991).

La expresión general de la socavación, y'_s , medida desde la superficie en el cauce aguas abajo ($y'_s = y_s + y_0$) es:

$$y'_s = Cq^x H_*^y \beta^w / d^z \quad (5.16a)$$

donde C es un coeficiente, β es el ángulo del deflector con la horizontal, d es el tamaño de la partícula (mm) y q y H_* son los mismos de la ecuación (5.15); el rango del coeficiente C y de los exponentes x , y , z , w es:

$$0.65 < C < 4.7, \quad 0.5 < x < 0.67, \quad 0.1 < y < 0.5,$$

$$0 < z < 0.3, \quad 0 < w < 0.1.$$

De esta manera, el rango de y'_s es grande, como era de esperarse debido a que la ecuación (5.16a) cubre un amplio espectro de estructuras con diferentes diseños, grados de entrada de aire y condiciones geológicas.

Aceptando la posibilidad de 'errores' del 100%, puede utilizarse una ecuación simplificada por Martins (1975) con $x=0.6$, $y=0.1$, $w=z=0$ y $C=1.5$:

$$y'_s = 1.5q^{0.6}H_*^{0.1} * \quad (5.16b)$$

se confirma así la importancia del valor del caudal específico en el diseño de la presa (capítulo 4).

Para vertederos con deflectores, la ecuación propuesta por Tarajmovich (1978) proporciona también resultados razonables:

$$y_s = 6y_{cr} \tan \beta_1 \quad (5.17)$$

donde $y_s = y'_s - y_0$ [como en la ecuación (5.15)], y_{cr} es la profundidad crítica y β_1 es el ángulo aguas arriba del pozo de socavación, el cual es función del ángulo de salida del deflector β , pero no varía demasiado con respecto a éste ($14^\circ < \beta_1 < 24^\circ$ para $10^\circ < \beta < 40^\circ$).

Las fluctuaciones de presión en el piso de un pozo de caída libre, debajo de un chorro en plena caída, pueden ser bastante considerables y pueden alcanzar hasta 40% de la cabeza H_* (Ervine y Falvey, 1987).

Para análisis más profundos de la socavación en pozos de caída libre, consúltese también Mason y Arumugam (1985).

5.5 Disipación de energía en descargas de fondo

El flujo a través de desagües ocurre con mucha frecuencia como una corriente concentrada de alta velocidad. La descarga puede terminar encima o debajo del nivel del agua en la entrega, con o sin una válvula reguladora del caudal en su extremo (sección 4.8 y 6.3). Estas variaciones en el diseño también se reflejan en los métodos de disipación de energía.

Las dos principales tendencias de diseño están orientadas tanto a dispersar de forma artificial como a airear los chorros del efluente (efluente sobre el cauce aguas abajo con o sin compuerta de control a la salida) o a reducir el caudal específico a la entrada en el tanque de amortiguación. Este tanque debe ser el mismo del vertedero—que es la mejor solución cuando es factible (figura 5.2)—o uno separado. La reduc-

* *N. de R.T.:* Según el propio Novak, en la ecuación 5.16b H_* es la diferencia de altura desde el nivel del agua en el embalse y la punta del labio de la cubeta.

ción del caudal específico en una corriente de alta velocidad puede llevarse a cabo deprimiendo el fondo de la salida de modo simultáneo con su ensanchamiento, o utilizando bloques y umbrales o paredes de guía inmediatamente aguas abajo de la descarga y antes de la entrada en el tanque de amortiguación, o en el tanque mismo, o mediante la combinación de varios métodos. El primer método tiene la ventaja de evitar la cavitación y/o la abrasión y es en particular efectivo cuando se usa en combinación con el tanque de amortiguación del vertedero, porque la corriente de la descarga puede dirigirse dentro del tanque de forma apropiada (figura 4.22).

Cuando se utilizan **deflectores sumergidos** como, por ejemplo, en efluentes de túneles, debe tenerse cuidado de suavizar el final del deflector para evitar la cavitación. Para detalles adicionales de diseño, consúltese US Bureau of Reclamation (1987) además de Novak y Čábelka (1981).

Para el diseño de una **transición de ensanchamiento gradual** para la salida libre supercrítica de un desagüe que termina en un tanque de amortiguación separado, Smith (1978), basado en el trabajo de Rouse (1961), recomienda para un ancho inicial B_0 (en la descarga), un ancho final B_1 (a la entrada del tanque de resalto hidráulico) y paredes rectas divergiendo a un ángulo θ del eje del efluente, las ecuaciones:

$$B_1 = 1.1 Q^{1/2}, \quad (5.18)$$

$$\tan \theta = \left(\frac{B_1}{B_0} - 1 \right)^{1/3} / (4.5 + 2Fr_0) \quad (5.19)$$

donde $Fr_0 = V_0 / (gB_0)^{1/2}$ para un conducto cuadrado o $Fr_0 = V_0 / (gD)^{1/2}$ para un conducto de sección circular. Esta tasa de embocinamiento produce una distribución del flujo, razonablemente uniforme y estable, al comienzo del resalto y también permite una continua expansión del flujo, a la misma tasa, a través del tanque de

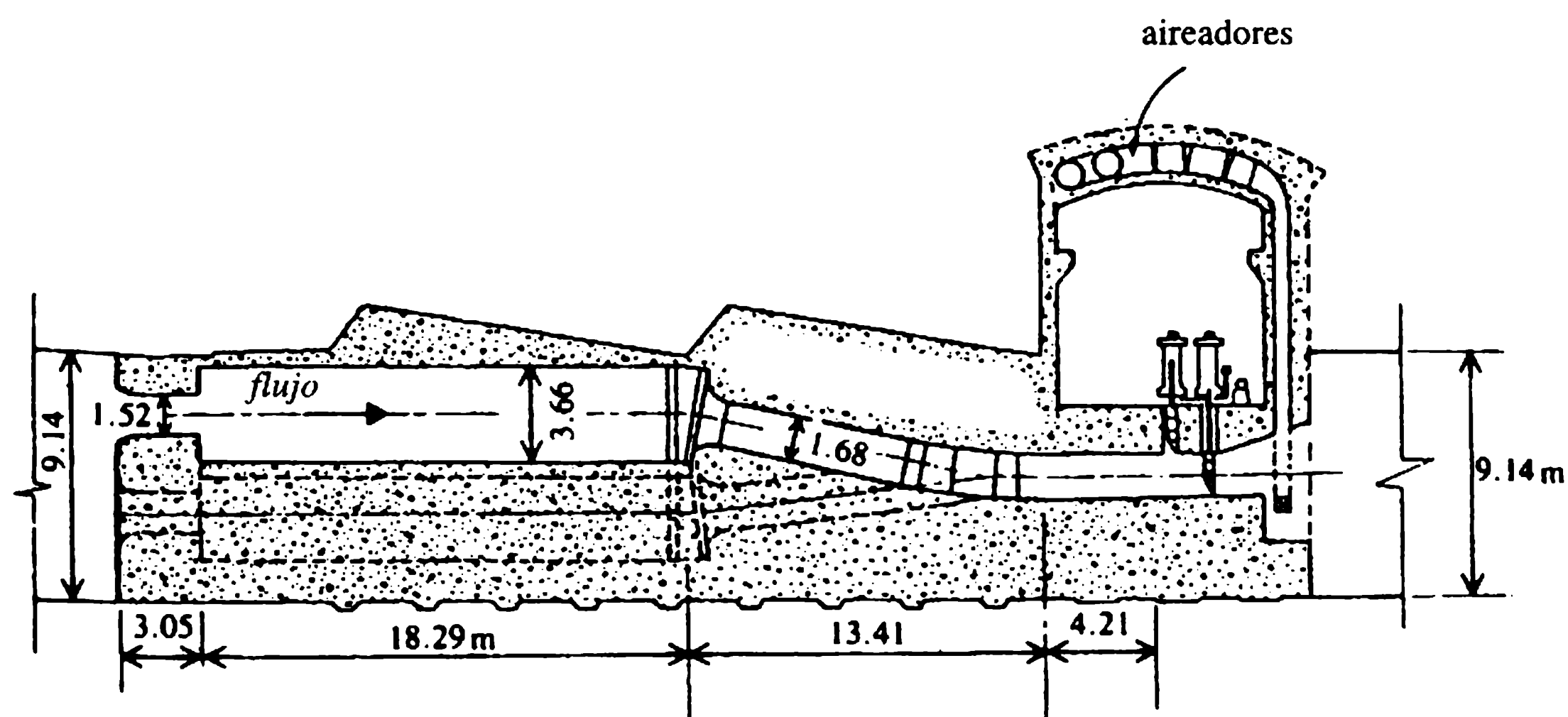


Figura 5.10 Dissipadores de expansión brusca, Presa de New Don Pedro; dimensiones en metros (Locher y Hsu, 1984).

amortiguación; para detalles adicionales sobre el cálculo del resalto y el diseño del tanque, consúltese Smith (1978).

Para desagües de menor capacidad ($5\text{-}10\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$) con cabezas altas, **los pozos de amortiguación verticales** proporcionan un medio de disipación de energía compacto.

Recientemente se han desarrollado **disipadores de energía de expansión brusca**, (Locher y Hsu, 1984) que utilizan el principio de pérdida de energía en ensanchamientos bruscos. Aunque casi de manera inevitable están asociados con la cavitación, ésta ocurre lejos de las fronteras sin ocasionar peligro a la estructura. Como un ejemplo de este tipo de estructura, en la figura 5.10 se muestra la sección de una de las tres cámaras de expansión de sección transversal circular, de la presa New Don Pedro, diseñada para transportar un total de $200\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$ con una cabeza total de 170 m. Las cámaras disipan alrededor de 45 m de cabeza y la restante se disipa por la fricción en la tubería y en el túnel de 9.14 m de diámetro aguas abajo de las compuertas.

Ejemplo 5.1

Diseñar un tanque de amortiguación de resalto hidráulico para un caudal máximo de $25\text{ m}^3\text{ s}^{-1}\text{ m}^{-1}$ que fluye desde un vertedero libre con su cresta 50 m sobre el lecho del río aguas abajo que es de grava y tiene pendiente $S_0 = 0.001$ y $n = 0.028$. Verificar la posibilidad de cavitación en el fondo del tanque y estimar la socavación aguas abajo del tanque; comparar ésta con la profundidad de un pozo de caída libre aguas abajo de un deflector.

Solución

Para la cabeza de diseño $C_d \approx 0.75$ (sección 4.7.1).

$$\text{De } q = 2/3 C_d \sqrt{2g} H^{3/2},$$

$$H = \left(\frac{25 \times 3}{2 \times 0.75 (19.62)^{1/2}} \right)^{2/3} = 5.032\text{ m.}$$

De la ecuación (5.4), para $S = 50\text{ m}$,

$$\varphi = 1 - 0.0155 \frac{S}{H} = 1 - 0.0155 \frac{50}{5.032} = 0.846.$$

Para $n = 0.028$, $d^{1/6} = 0.028/0.04$; entonces $d = 0.118\text{ m}$ (sección 8.2).

Para el caudal de diseño, la profundidad en flujo uniforme y_0 de $q = y_0^{5/3} S_0^{1/2}/n$,

$$y_0 = \left(\frac{0.028 \times 25}{(0.001)^{1/2}} \right)^{3/5} = 6.416\text{ m,}$$

$$\frac{RS}{d(2.56 - 1)} = \frac{6.416 \times 0.001}{0.118 \times 1.56} = 0.035 < 0.05 \text{ (Shields)}$$

(sección 8.2); el lecho del río es entonces estable.

De acuerdo con la ecuación (5.7), con el nivel de referencia en el fondo del río,

$$50 + 5.032 = y_1 + \frac{25^2}{19.6 \times 0.846^2 y_1^2};$$

por ensayo y error $y_1 = 0.907$ m.

De acuerdo con la ecuación (5.8), para $Fr_1^2 = q^2 / g y_1^3 = 25^2 / (9.81 \times 0.907^3) = 85.38$,

$$y_2 = \frac{0.907}{2} [-1 + (1 + 8 \times 85.38)^{1/2}] = 11.40 \text{ m.}$$

Como en $y_2 \gg y_0$ se requiere un tanque de amortiguación.

Para $\sigma = 1.2$, a partir de la ecuación (5.9),

$$y' = 1.2 \times 11.40 - 6.416 = 7.264 \text{ m.}$$

Se supone $y' = 7.50$ m (σ' será reducido bajando el nivel de referencia), repitiéndose el cálculo:

$$E = 50 + 5.032 + 7.50 = 62.532, \quad \varphi = 1 - (0.0155 \times 57.5) / 5.032 = 0.823.$$

De $62.532 = y_1 + 25^2 / (19.62 \times 0.823^2 y_1^2)$, $y_1 = 0.873$ m, $Fr_1^2 = 95.75$, y $y_2 = 11.65$ m $\sigma' = 1.19$ (satisfactorio).

Se revisa el diseño para una descarga menor, como $10 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$:

$$y_0 = \left(\frac{0.028 \times 10}{(0.001)^{1/2}} \right)^{3/5} = 3.7 \text{ m.}$$

Si se supone que $C_d \approx 0.65$; entonces $H = 10 \times 3 / (2 \times 0.65 \sqrt{19.62}) = 2.69$ m, y $\varphi = 1 - (0.0155 \times 57.5) / 2.69 = 0.67$. $57.5 + 2.69 = 60.19 = y_1 + 10^2 / (19.6 \times 0.67^2 y_1^2)$; $y_1 = 0.436$ m. $Fr_1^2 = 123$; $y_2 = 6.62$ m; $\sigma' = (7.5 + 3.7) / 6.62 = 1.69 \gg 1.19$ El tanque diseñado para el caudal máximo es más que adecuado para caudales menores.

Según la ecuación (5.10) la longitud del tanque de amortiguación $L = K (11.65 - 0.873)$; para $Fr_1 = \sqrt{95.75} = 9.78$ y $K \approx 4.5$; $L = 4.5 \times 10.777 = 48.49 \text{ m} \approx 50 \text{ m}$.

De acuerdo con la ecuación (5.14) para $V_1 = 25 / 0.873 = 28.63 \text{ m s}^{-1}$ y $y_1 = 0.873$ m,

$$k = \left(\frac{p_0}{\rho g} + \bar{y} \right) / \left(0.05 \frac{V_1^2}{2g} \right) = \frac{(10 + 3y_1) 19.62}{0.05 \times 28.63^2} = 6.04 > 5.$$

Entonces, teóricamente, no hay peligro de cavitación, aun para el caudal máximo.

De la ecuación (5.15) para $d_{90} = 118$ mm, $y_0 = 6.416$ m, y $H_* = 55.032 - 6.416 = 48.616$ m, $y_s = 0.55 [6 \times 48.616^{0.25} \times 25^{0.5} (6.416 / 118)^{1/3} - 6.416] \approx 13$ m. Como $S = 50 \gg 10$ m, esta ecuación no es en realidad aplicable y la socavación calculada es demasiado alta. Un resultado mucho más realista es alrededor de 50% de este valor, es decir, alrededor de 6.5 m. Esta socavación máxima es probable que ocurra a una distancia $L + 6 \times 6.5 \approx 90$ m, desde el pie de la presa, no presentándose así daños para la presa, aunque se requiere una adecuada protección de la orilla.

Si se utilizara un deflector, la profundidad probable requerida en el pozo de caída libre sería, de acuerdo con la ecuación (5.16b),

$$y'_s \approx 1.5 \times 25^{0.6} \times 48.616^{0.1} = 15.25 \text{ m.}$$

Entonces, $y_s = 15.25 - 6.416 \approx 9$ m debajo del nivel del lecho del río. (Esta erosión, sin embargo, ocurriría muy cerca del pie de la presa, a menos que se utilice una rápida para desviar el flujo de la presa).

De la ecuación (5.17) para $14^\circ < \beta_1 < 24^\circ$, $y_s = 6(25^2/9.8)^{1/3} \tan \beta_1$, es decir $6.0 < y_s < 10.6$ m; lo cual coincide razonablemente bien con el resultado anterior de $y_s \approx 9$ m.

Referencias

- Annandale, G.W. (1994) Taking the scour out of water power. *International Water Power & Dam Construction*, **46** (November), 46-9.
- Avery, S. and Novak, P. (1978) Oxygen transfer at hydraulic structures. *Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers*, **104** (Hy 11), 1521-40.
- Basco, D.R. (1969) *Trends in Baffled Hydraulic Jump Stilling Basin Design of the Corps of Engineers since 1947*, Miscellaneous Paper H-69-1, US Army Engineers Waterways Experimental Station, Vicksburg.
- Bradley, J. and Peterka, A.J. (1957) The hydraulic design of stilling basins. *Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers*, **83** (Hy 5), Papers 1401-1406, 130 pp.
- Bremen, R. and Hager, W.H. (1993) T-jump in abruptly expanding channel. *Journal of Hydraulic Research*, **31** (1), 61-78.
- Breusers, H.N.C. and Raudkivi, A.J. (1991) *Scouring*, IAHR Hydraulic Structures Design Manual, Vol. 2, Balkema, Rotterdam.
- Coyne, A. (1951) Observation sur les déversoirs en saut de ski, in *Transactions of the 4th Congress of ICOLD*, New Delhi, Vol. 2, Report 89, pp. 737-56.
- Ervine, D.A. and Falvey, H.T. (1987) Behaviour of turbulent water jets in the atmosphere and in plunge pools. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2*, **83**, 295-314.
- Farhodi, J. and Narayanan, R. (1991) Force on slab beneath hydraulic jump. *Journal of Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers*, **117** (1), 64-82.
- Hager, W.H. (1990) Energie-Dissipation an Auslassbauwerken. *Gas, Wasser, Abwasser (Zürich)*, **70** (2), 124-30.
- Hager, W.H. and Li, D. (1992) Sill-controlled energy dissipator. *Journal of Hydraulic Research*, **30** (2), 165-81.
- Hager, W.H., Bremen, R. and Kawagoshi, N. (1990) Classical hydraulic jump: length of roller. *Journal of Hydraulic Research*, **28** (5), 592-608.
- Hartung, F. and Häusler, E. (1973) Scour, stilling basins and downstream protection under free overfall jets at dams, in *Proceedings of the 11th Congress on Large Dams*, Madrid, pp. 39-56.
- Hoření, P. (1956) Desintegration of a free jet in air, in *Práce a Studie*, No. 93, VUV, Prague (in Czech).
- ICOLD (1986) *Spillways for Dams*, Bulletin 58, International Commission on Large Dams, Paris.

- Locher, F. and Hsu, S.T. (1984) Energy dissipation at high dams, in *Developments in Hydraulic Engineering*, Vol. 2 (ed. P. Novak), Elsevier Applied Science, London.
- Lopardo, R. (1988) Stilling basin pressure fluctuations (invited lecture), in *Proceedings of the International Symposium on Model-Prototype Correlation of Hydraulic Structures* (ed. H. Burgi), American Society of Civil Engineers, New York, pp. 56-73.
- Martins, R.B.F. (1975) Scouring of rocky river beds by free jet spillways. *Water Power & Dam Construction*, **27** (4), 152-3.
- Mason, P.J. (1982) The choice of hydraulic energy dissipators for dam outlet works based on a survey of prototype usage. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1*, **72**, 209-19.
- Mason, P.J. and Arumugam, K. (1985) Free jet scours below dams and flip buckets. *Journal of Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers*, **111** (February), 220-35.
- Narayanan, R. (1980) Cavitation induced by turbulence in stilling basins, *Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers*, **106** (Hy 4), 616-19.
- Naudascher, E. (1987) *Hydraulick der Gerinne und Gerinnebauwerke*, Springer, Vienna.
- Novak, P. (1955) Study of stilling basins with special regard to their ends sills, in *Proceedings of the 6th Congress of the International Association of Hydraulics Research*, The Hague, Paper C15.
- Novak, P. and Čábelka, J. (1981) *Models in Hydraulic Engineering-Physical Principles and Design Applications*, Pitman, London.
- Peterka, A.J. (1963) *Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators*, Engineering Monograph 25, US Bureau of Reclamation, CO.
- Pinheiro, A.N., Quintela, A.C. and Ramos, C.M. (1994) Hydrodynamic forces in hydraulic jump stilling basins, in *Proceedings of the Symposium on Fundamentals and Advancements in Hydraulic Measurements and Experimentation* Buffalo, NY, August (ed. C.A. Pugh), American Society of Civil Engineers, New York, pp. 321-30.
- Rajaratnam, N. (1967) Hydraulic jumps, in *Advances in Hydroscience*, Vol. 4 (ed. V.T. Chow), Academic Press, New York.
- Rouse, H. (1961) *Fluid Mechanics for Hydraulic Engineers*, Dover Publications, New York.
- Skladnev, M.F. (1956) Limits of bottom and surface hydraulic jumps, *Izvestiya Vsesoyuznogo Nauchno-Issledovatel'skogo Instituta Gidrotekhniki*, **53** (in Russian).
- Smith, C.D. (1978) *Hydraulic Structures*, University of Saskatchewan.
- Tarajmovich, I.I. (1978) Deformations of channels below high-heads spillways on rock foundations. *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*, (9), 38-42 (in Russian).
- US Bureau of Reclamation (1987) *Design of Small Dams*, 3rd edn, US Department of the Interior, Washington, DC.

6 Compuertas y válvulas

6.1 Clasificación de compuertas

Las compuertas pueden clasificarse de acuerdo con:

1. posición en la presa: compuertas de cresta y compuertas y válvulas de cabeza alta (sumergida);
2. función: compuertas de servicio, mantenimiento y emergencia;
3. material: compuertas de acero, aleaciones de aluminio, concreto reforzado, madera, caucho, nailon y otros materiales sintéticos;
4. transmisión de presión: a las pilas o estribos, al umbral de la compuerta, al umbral y a las pilas y a toda la estructura;
5. modo de operación: compuertas y válvulas reguladoras y no reguladoras;
6. tipo de movimiento: compuertas de traslación, rotatorias, rodantes, flotantes, compuertas que se mueven a lo largo o a través del flujo;
7. mecanismos de movimiento: compuertas accionadas por electricidad, por acción mecánica, hidráulica, automática por la presión del agua o manualmente.

Los principales requerimientos de operación para las compuertas son el desempeño libre de fallas, el hermetismo, la rapidez de operación, el mecanismo de elevación de capacidad mínima y la conveniencia en la instalación y el mantenimiento.

Debido a la variedad de criterios se utilizan muchos diseños de compuertas y válvulas; sólo los aspectos sobresalientes de los tipos más importantes se pueden tratar aquí. Para detalles de diseño y construcción adicionales de estos y otros tipos de compuertas y válvulas consúltese, por ejemplo, Davis y Sorensen (1969), Leliavsky (1981) y Erbiste (1994).

6.2 Compuertas de cresta

6.2.1 GENERALIDADES

La característica básica del diseño estructural de las compuertas de cresta es el método utilizado para la transferencia de la presión que actúa sobre ellas.

1. La transmisión de la presión a las pilas y estribos es utilizada por compuertas planas de elevación vertical y tablonés de cierre, compuertas radiales y com-

puertas de rodillo; las compuertas pueden diseñarse para que el flujo pase por encima o debajo de ellas o para una condición de flujo combinado.

2. Se emplea la transmisión de presión al umbral de la compuerta, por ejemplo, por compuertas de sector (tambor) (con una bisagra aguas arriba o aguas abajo), compuertas de techo (trampa de oso), compuertas pivotantes (tablero abatible), compuertas giratorias y compuertas inflables.
3. Se transmite la presión tanto a las pilas como al umbral, por ejemplo en algunos tipos de compuertas abatibles y compuertas flotantes (pontón).

6.2.2 COMPUERTAS PLANAS

Las compuertas planas (elevación vertical), diseñadas como una celosía, viga cajón, una rejilla de vigas y rigidizadores horizontales y verticales, o una placa de acero de plancha única, pueden constar de una sección simple o doble (o incluso más partes pueden estar involucradas en el cierre de aberturas muy altas); en caso de flujo por encima de la compuerta, ésta puede tener una compuerta abatible adicional. Las compuertas pueden tener soportes deslizantes o con ruedas (figura 4.20). En el último caso pueden emplearse ruedas fijas (el tipo más frecuente), orugas o un tren de rodillos (compuerta Stoney); para ruedas fijas su espaciamiento se reduce cerca del fondo. Los sellos de las compuertas son de madera, platina de acero o un caucho de forma especial (figura 6.1).

El peso de la compuerta, G , está relacionado con su luz, B (m), y la carga P (kN), por:

$$G = k(PB)^n. \quad (6.1)$$

Para compuertas deslizantes con $PB > 200$ kN m, $k = 0.12$ y $n = 0.71$; para compuertas con ruedas y $PB > 270$ kN m, $k = 0.09$ y $n = 0.73$. El intervalo usual de las cabezas para compuertas planas simples es $1 < H$ (m) < 15 , y de luces $4 < B$ (m) < 45 .

El producto de la luz B y la cabeza en el fondo de la compuerta H se mantiene en general por debajo de 200 m² (Smith, 1978); en casos especiales se han utilizado compuertas deslizantes con valores más grandes (Scheldt, Holanda, 250 m²).

La cara de la pila aguas abajo de las ranuras de la compuerta puede protegerse contra el efecto de separación del flujo y la posible cavitación ya sea acercándola hacia la cara de la pila aguas arriba o con un bisel de pendiente hasta de 20:1 (figura 6.1); para detalles adicionales consúltese Ball (1959).

6.2.3 COMPUERTAS RADIALES

En general, las compuertas radiales (Tainter) se construyen como portales con barras transversales y brazos (rectos, radiales o inclinados), pero también pueden ser en voladizo sobre los brazos. Sus bisagras de soporte están de ordinario aguas abajo

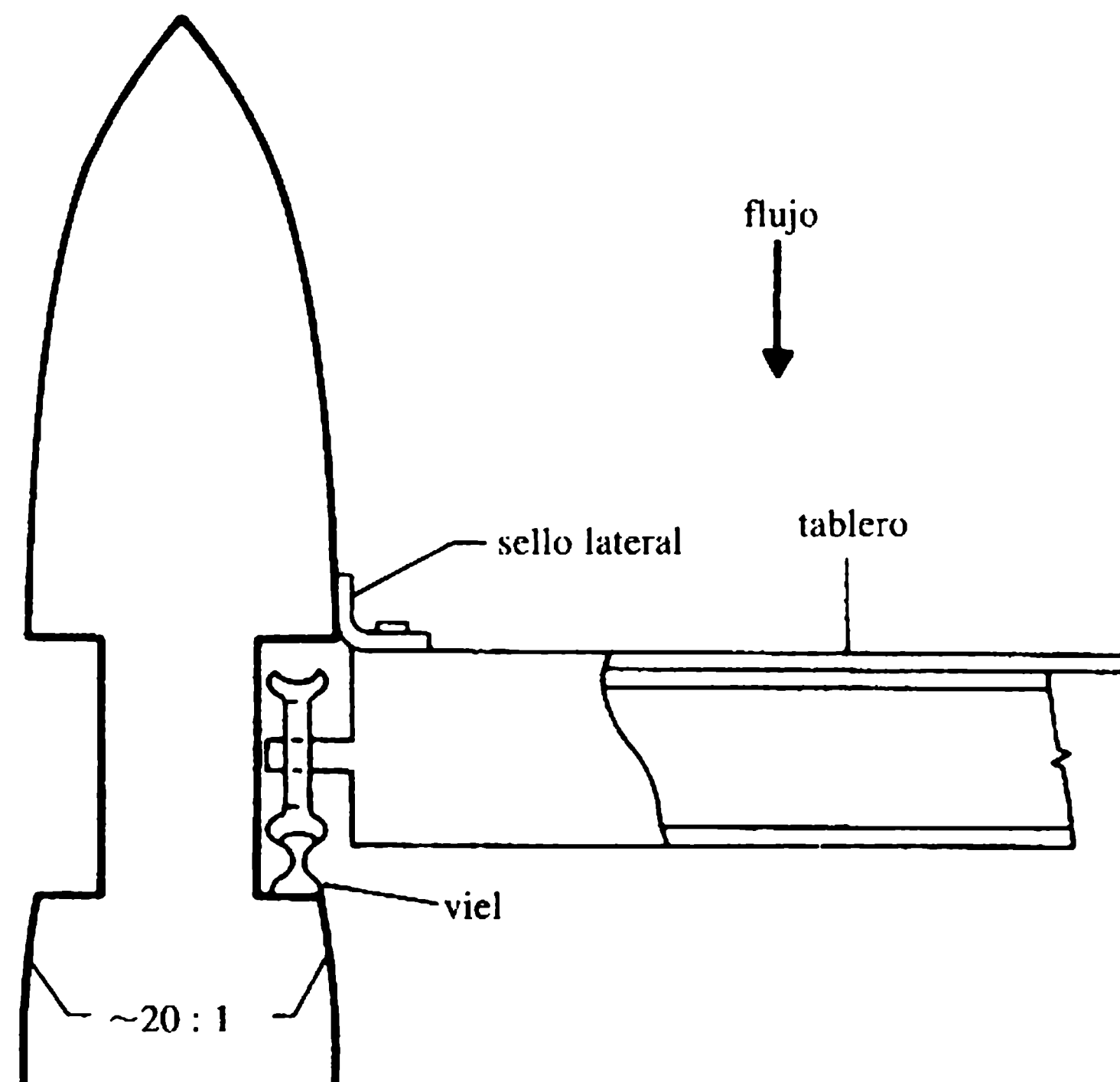


Figura 6.1 Compuerta de elevación vertical: riel de la compuerta.

pero (para cabezas bajas) también pueden estar aguas arriba, lo que da como resultado pilas más cortas.

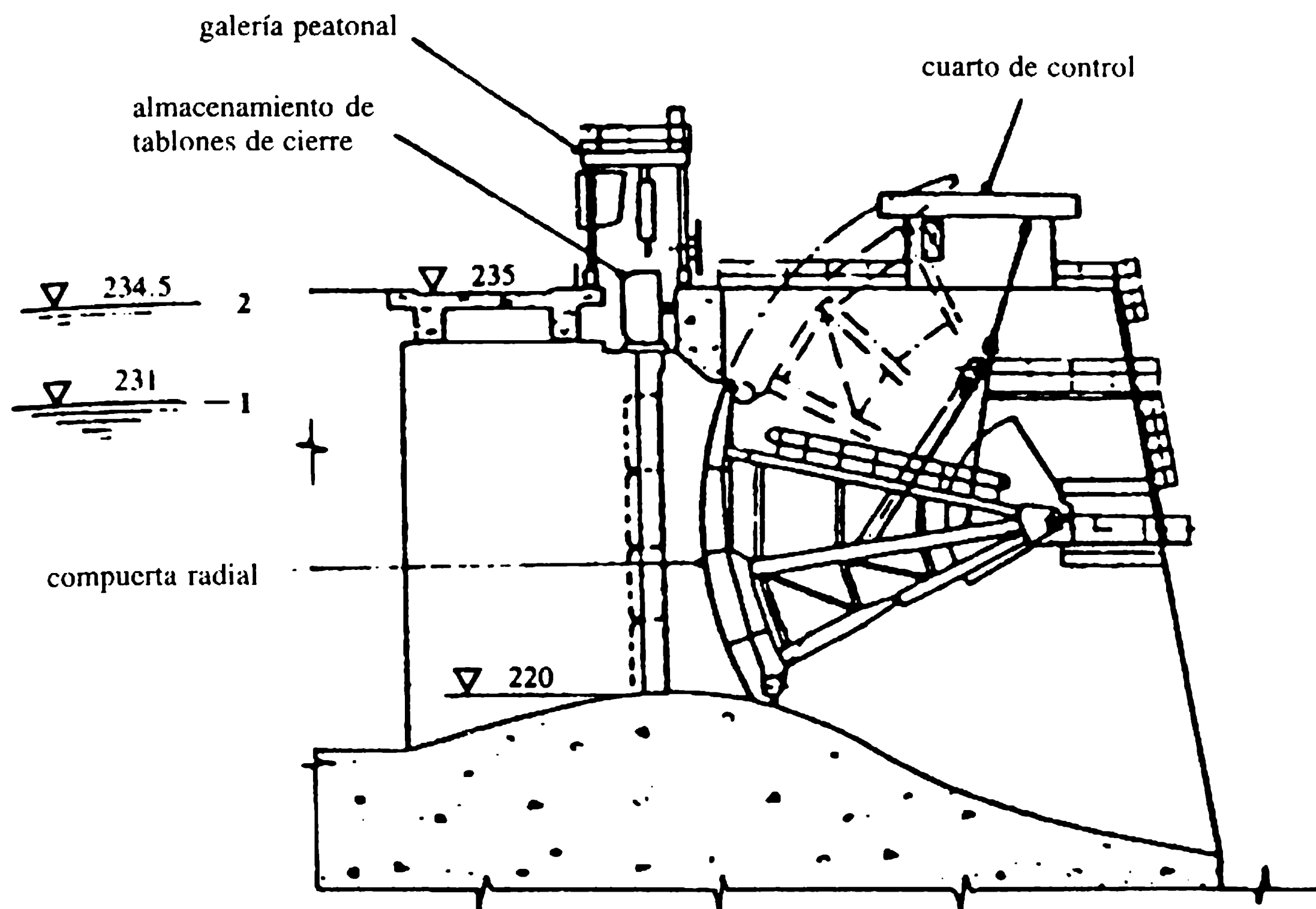
En la ecuación (6.1), $0.11 < k < 0.15$ y $n \approx 0.07$ para $PB > 150$ kN m. El intervalo usual de cabezas y luces para compuertas radiales es $2 < H(\text{m}) < 14$ y $3 < B(\text{m}) < 55$, con $(BH)_{\text{máx}} \approx 550 \text{ m}^2$. Las compuertas radiales pueden diseñarse para más de 20 MN por apoyo.

Las ventajas de las compuertas radiales sobre las planas radican en que son sistemas de izamiento más pequeños, mayores velocidades de subida, rigideces más altas, pilas más bajas, ausencia de ranuras en la compuerta, automatización más fácil y mejor desempeño en el invierno*; por otra parte, las compuertas radiales requieren pilas más largas y gruesas, y puede haber dificultades con la instalación de los tablonos para mantenimiento de la compuerta.

La compuerta por lo general se eleva mediante cables fijos en cada extremo para prevenirla de torcimiento y atascamiento. Puesto que los cables se conectan en la parte interior de la compuerta su parte superior puede elevarse aún por encima del nivel del sistema de izamiento (figura 6.2).

Compuertas radiales de grandes luces que requieren sincronización entre los mecanismos de elevación para protección contra mareas se han desarrollado en Alemania, Holanda (Haringvliet, de luz 56.5 m) y el Reino Unido (Thames Barrier con compuertas 'elevadas', luz 61.0 m).

* *N. de R.T.:* En países con estaciones.



Convenciones

1 Nivel de suministro completo 2 nivel de creciente extrema

Figura 6.2 Compuerta radial (Self y Steele, 1987).

6.2.4 COMPUERTAS DE SECTOR

Las compuertas de sector (tambor) pueden estar articuladas aguas arriba (figura 6.3) o aguas abajo; en el último caso, la bisagra se encuentra en general por debajo de la cresta del vertedero cerca de $0.1H$ a $0.2H$. Las compuertas de sector sobre crestas de presas son del tipo de bisagra aguas arriba, con una bisagra aproximada a $0.25H$ por encima del umbral aguas abajo de la compuerta y un radio de curvatura de $r \approx H$. Las cabezas pueden tener una altura de 10 m y las luces de 65 m.

Las compuertas de sector son difíciles de instalar, requieren mantenimiento cuidadoso y calefacción en invierno; sus principales ventajas son la facilidad de automatización y la ausencia de un mecanismo de elevación de piñones, los movimientos rápidos, la precisión de regulación, la facilidad de paso de hielo y desechos, y las pilas bajas.

6.2.5 COMPUERTAS ABATIBLES

Las compuertas abatibles (compuertas de bisagra en el fondo) (figura 6.4) son uno de los tipos más sencillos y más frecuentes de compuertas reguladoras empleadas

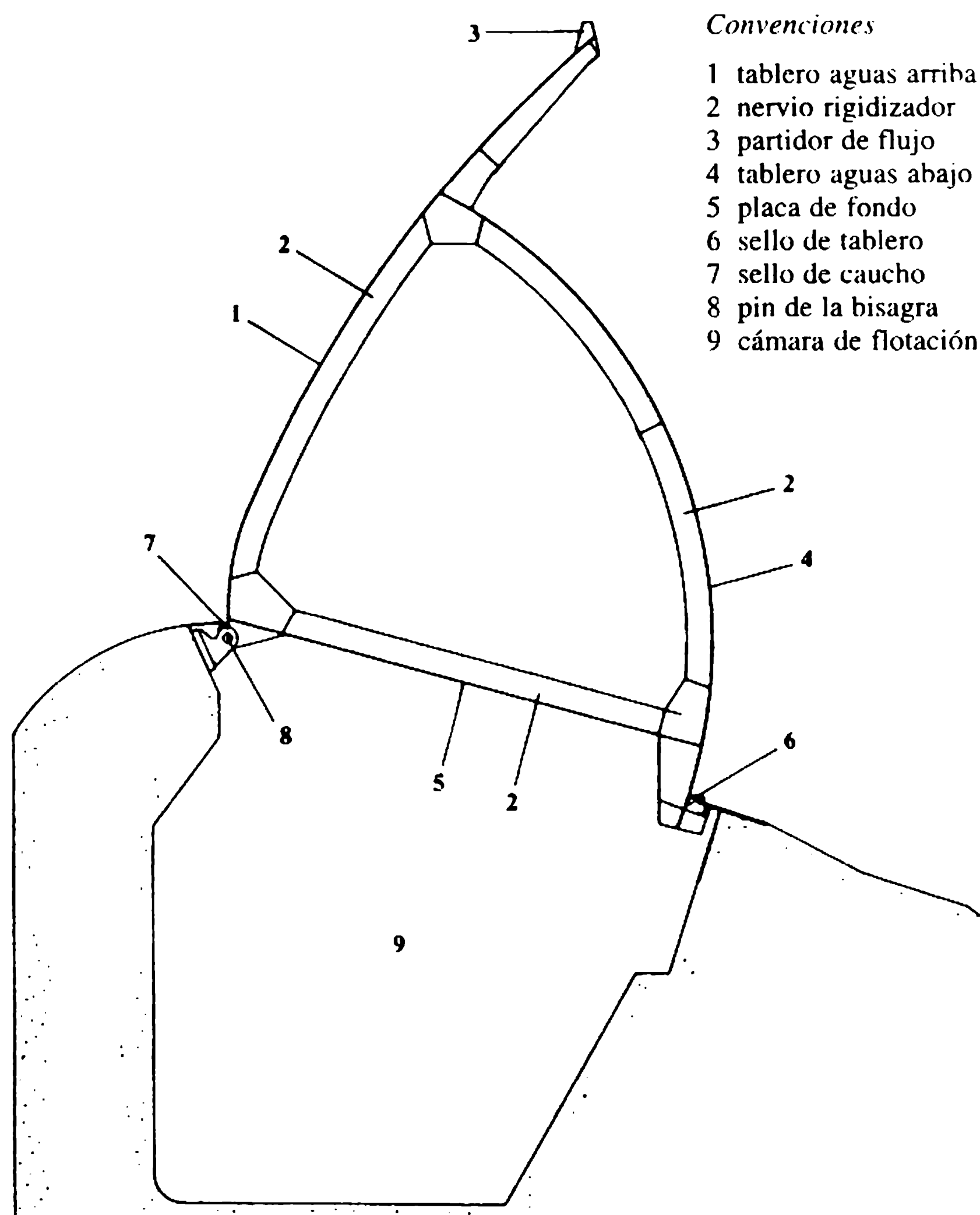
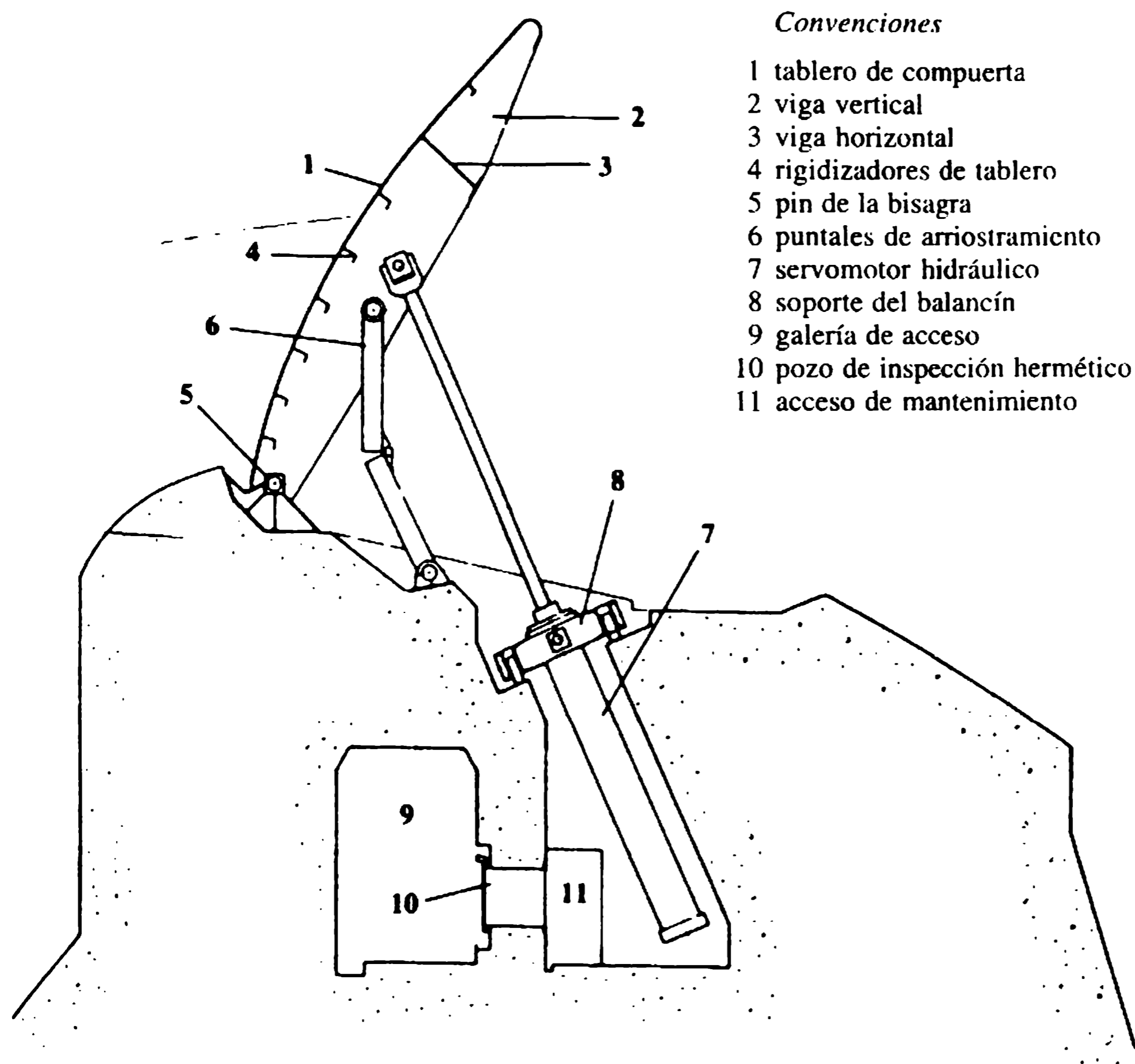


Figura 6.3 Compuerta de tambor (Thomas, 1976).

en las crestas de las presas y vertederos, ya sean solas o junto con compuertas planas de elevación vertical. Fueron desarrolladas como un remplazo de las alzas removibles de madera; en principio eran una viga giratoria con bordes de acero, que más tarde se remplazó por una tubería rígida a la torsión; se lograron avances posteriores colocando la tubería a lo largo del eje del apoyo abatible, con un tablero transmitiendo la presión del agua a los nervios en voladizo fijos a la tubería. Después aparecieron los cuerpos de compuerta rígidos a la torsión con lados curvos aguas abajo (compuertas en forma de panza de pescado); los desarrollos más recientes de compuertas abatibles son estructuras rígidas a la torsión que utilizan secciones prismáticas.

Se han utilizado compuertas abatibles (solas) con cabezas de una altura hasta de 6 m y luces hasta de 30 m; para luces más altas dichas compuertas pueden estar conectadas entre sí, pero cada una actuando con su propio servomotor hidráulico.

*Convenciones*

- 1 tablero de compuerta
- 2 viga vertical
- 3 viga horizontal
- 4 rigidizadores de tablero
- 5 pin de la bisagra
- 6 puntales de arriostramiento
- 7 servomotor hidráulico
- 8 soporte del balancín
- 9 galería de acceso
- 10 pozo de inspección hermético
- 11 acceso de mantenimiento

Figura 6.4 Compuerta abatible (Thomas, 1976).

Las compuertas abatibles proporcionan una regulación del nivel muy fina, facilitan el lavado de desechos y hielo; en comparación con otros tipos de compuertas son más efectivas en su costo-beneficio y a menudo son más aceptables desde el punto de vista ambiental; requieren protección contra el congelamiento y son particularmente sensibles a las demandas de aireación y vibración, que pueden prevenirse, sin embargo, utilizando partidores de flujo en el borde de la compuerta (figura 6.3).

6.2.6 COMPUERTAS DE RODILLO

Una compuerta de rodillo consta de un cilindro de acero hueco, por lo general de un diámetro un poco menor que la altura del represamiento; la diferencia se cubre con un accesorio de acero, localizado con mayor frecuencia en el fondo del cilindro (en la posición de cierre). La compuerta se opera rodándola en un riel inclinado (figura 6.5). A causa de la gran rigidez de la compuerta pueden utilizarse luces

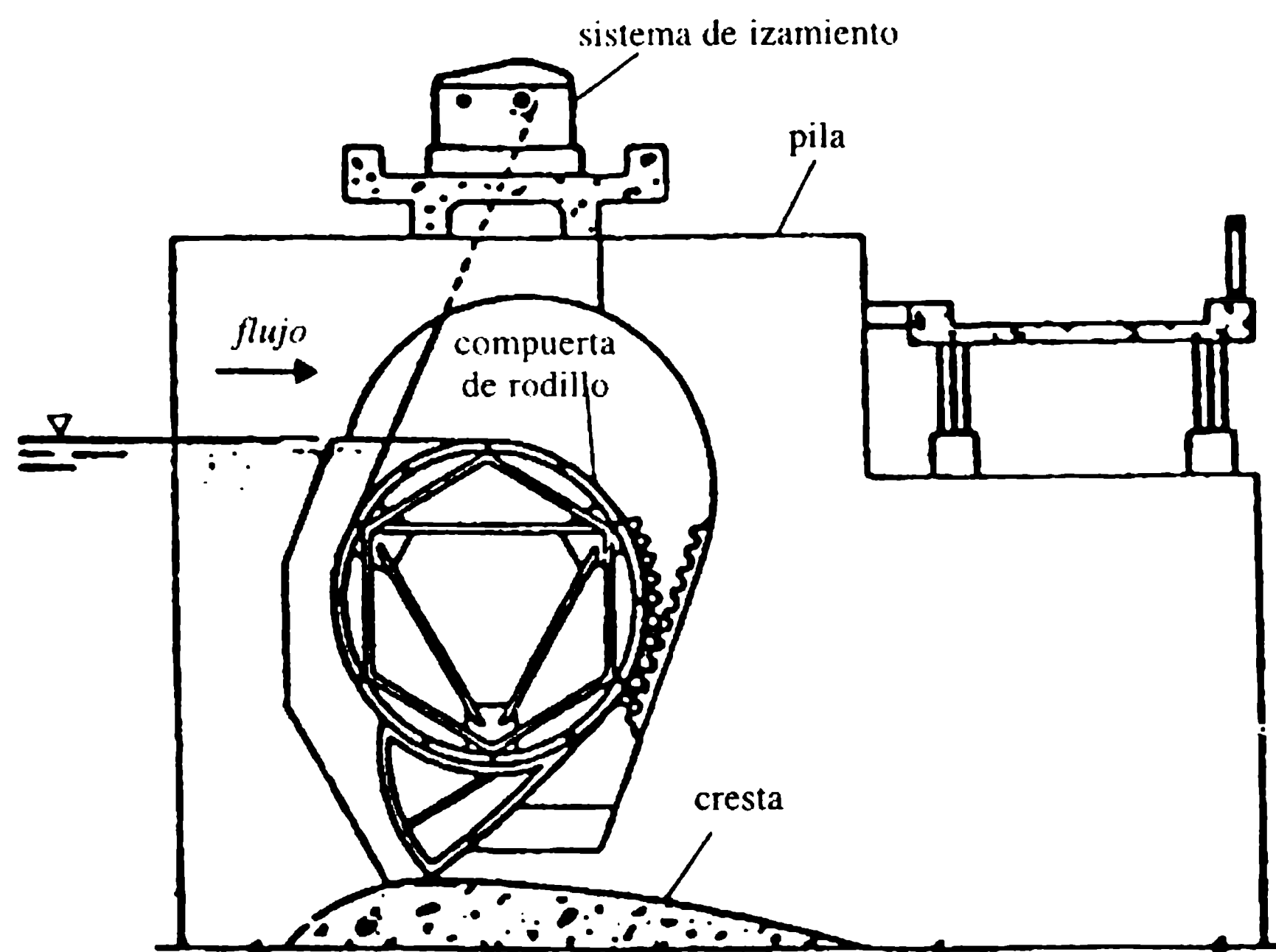


Figura 6.5 Compuerta de rodillo (Estación Experimental de Vías Fluviales de la Armada de Estados Unidos, 1959).

grandes (hasta de 50 m), pero las compuertas de rodillo requieren pilas voluminosas con grandes empotramientos.

6.2.7 COMPUERTAS DE TEJIDO

Compuertas de caucho inflable o de tejido pueden presurizarse con aire, agua o ambos. Por lo general tienen un recipiente interior y una envoltura exterior, y pueden utilizarse para cubrir grandes luces (de más de 100 m) con cabezas hasta de 6 m. La resistencia del tejido utilizado excede los 100 kN m^{-1} .

Las principales ventajas de las compuertas de tejido son su costo bajo, poco peso y facilidad de instalación; las desventajas estriban en que pueden dañarse con facilidad y tener una vida útil limitada.

6.2.8 COMPUERTAS FUSIBLES PARA REBOSAMIENTOS

Las compuertas fusibles que se instalan en vertederos originalmente sin compuertas utilizan el principio de los tapones fusibles (sección 4.7.7), sin las desventajas particulares del incremento repentino en la descarga y la pérdida del tapón fusible.

Diseñadas y utilizadas por primera vez en Francia con el nombre de compuerta fusible Hydroplus (en 1991 la presa de irrigación de Lussas con 10 compuertas de

2.15 m de altura y 3.5 m de ancho) (Lemperière, 1992) su altura puede ser hasta 75% de la cabeza libre del vertedero (con ahorro en el almacenamiento) y pueden dejar pasar inundaciones moderadas como rebosamiento por encima de sus bordes superiores en forma de laberinto. Para inundaciones más grandes, las unidades independientes erguidas libremente se voltean alrededor de un umbral aguas abajo, si una cámara de fondo llenada mediante una toma de pozo genera un empuje por debajo de la unidad. Después de que la creciente pasa, las unidades volcadas pueden reinstalarse sobre la cresta o, si están dañadas, remplazarse por unas nuevas. Se mantienen sobre la rápida del vertedero por debajo de la cresta sólo para velocidades menores a 3 m s^{-1} , de otra manera son lavadas.

6.3 Compuertas y válvulas de cabezas altas

6.3.1 GENERALIDADES

Las compuertas y válvulas de cabezas altas (sumergidas) transmiten la carga a la estructura que las rodea ya sea directamente a través de su soporte, por ejemplo, compuertas comunes (elevación vertical), radiales o de anillo, o a través del cuerpo de la válvula. Las válvulas más comunes de este último tipo son las válvulas de disco no reguladoras (que giran alrededor de un eje horizontal o vertical), las válvulas cilíndricas o de bola y aguja reguladora, las de tubo, de chorro hueco y Howell-Bunger (cono de dispersión fijo).

6.3.2 COMPUERTAS PARA PRESIONES ALTAS

Las compuertas **planas (elevación vertical)** (figura 4.19) son deslizantes, tienen ruedas o se mueven sobre cilindros u orugas. La carga sobre ellas puede ser de $3000\text{-}4000 \text{ kN m}^{-1}$ con cabezas hasta de 200 m y áreas de compuerta hasta de 100 m^2 . Para las condiciones óptimas es mejor contraer el conducto de presión aguas arriba de la compuerta y suministrar deflectores aguas abajo para ayudar a la aireación y como medida anti-cavitación. La cara del conducto aguas abajo de las ranuras de la compuerta debe protegerse contra la cavitación de la misma manera como en las compuertas de cresta. Para compuertas de elevación no reguladoras, una mejor protección se suministra mediante anillos que cierran las ranuras de la compuerta y aseguran un paso suave del flujo a través de la compuerta abierta en su totalidad. Otros desarrollos de este tipo de compuerta de anillo son las compuertas paradoja y de sello de anillo (Davis y Sorensen, 1969).

En general, las compuertas **radiales** se articulan aguas abajo (figura 4.21), pero algunas veces se utilizan en posición invertida con los brazos adentro o, más a menudo, por fuera del conducto en el extremo del cual se instala la compuerta reguladora.

Un aspecto especial de algunas compuertas radiales para cabezas altas es el uso de muñones excéntricos (Buzzel, 1957) que permiten la formación de una luz entre

los sellos y los asientos de éstos antes de la abertura de la compuerta, de manera que sólo tienen que manejarse los momentos ejercidos por el peso de la compuerta y la fricción en la bisagra. Este tipo se utilizó, por ejemplo, en la presa Dongjiang para compuertas con luces de 6.4 m y altura de 7.5 m que operan bajo una cabeza de 120 m (Erbiste, 1994).

Las compuertas cilíndricas con todas las fuerzas hidráulicas contrabalanceadas se utilizan con frecuencia en tomas de tipo de torre; se han utilizado diámetros de compuerta hasta de 7.00 m con cabezas máximas de cerca de 70 m.

6.3.3 VÁLVULAS PARA CABEZAS ALTAS

La válvula de **cono de dispersión** (Howell-Bunger) (figura 6.6) es tal vez el tipo de válvula de regulación de uso más frecuente que se instala en los extremos de los desagües que descargan a la atmósfera. Consta de un cono dispersor de 90° fijo, aguas arriba del cual está la abertura cubierta por una camisa cilíndrica deslizante. Se ha utilizado para cabezas hasta de 250 m y cuando está abierta en su totalidad su coeficiente de descarga es 0.85-0.9. El área de la válvula totalmente abierta es cerca de 0.8 del área del conducto.

La válvula Howell-Bunger es más barata pero menos vigorosa que las válvulas de aguja o de chorro hueco, y en realidad debería usarse en el diseño de presas sólo

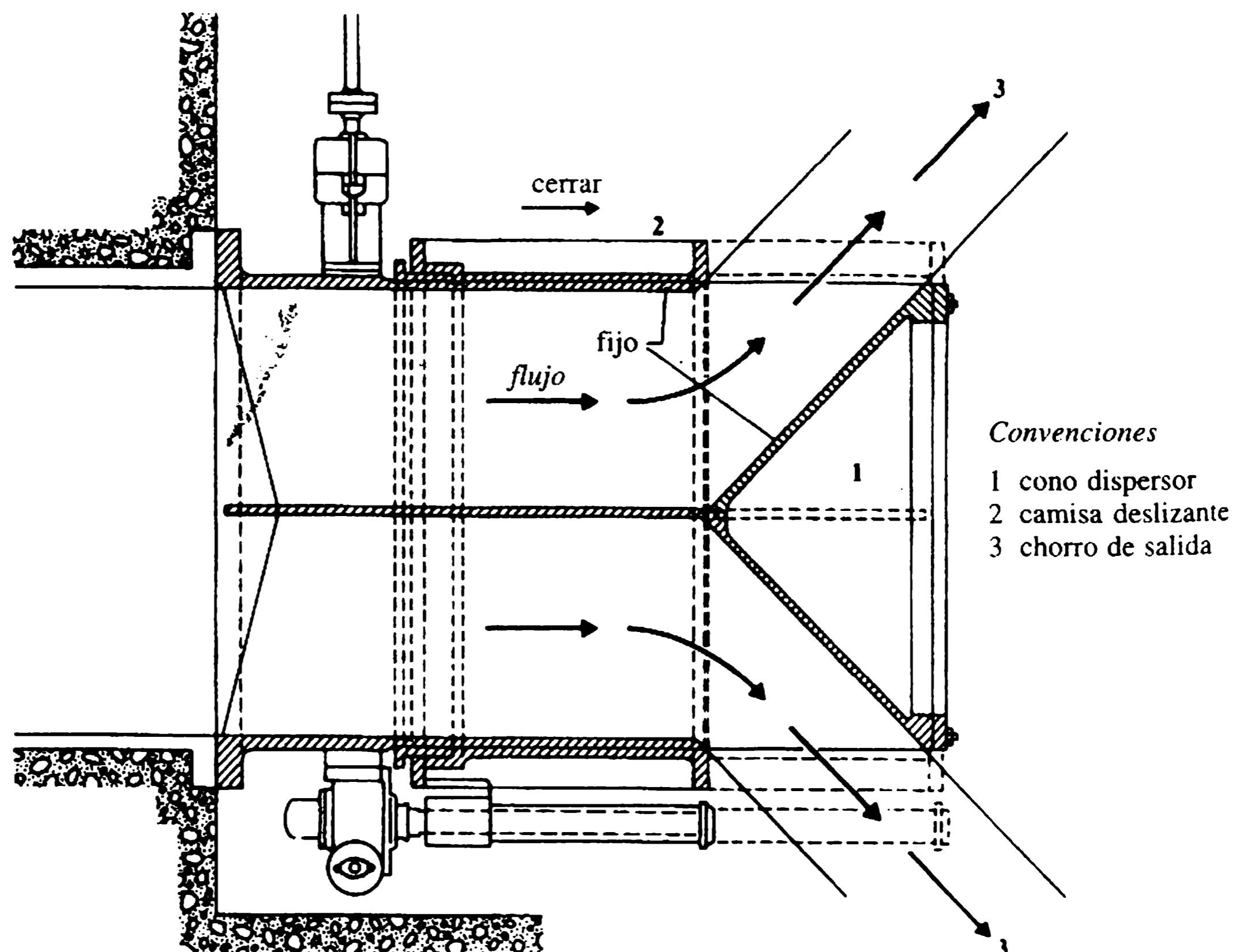


Figura 6.6 Válvula de cono de dispersión (Smith, 1978).

cuando descarga a la atmósfera [aunque en algunos casos especiales se ha utilizado en conductos que continúan mediante un resalto hidráulico en anillo (Haindl, 1984)]. El rocío fino asociado con la operación de la válvula puede ser indeseable, en particular en climas fríos; algunas veces, sin embargo, un cilindro hueco grande fijo se coloca en el extremo de la válvula aguas abajo del cono, lo que genera una válvula de chorro en anillo. El coeficiente de descarga se reduce en este caso a cerca de 0.75-0.80.

La válvula de **aguja**, o su variación, la válvula de **tubo**, tiene una camisa de acero fija en forma de bombillo, con el cierre de la válvula contra la cubierta con dirección aguas abajo. Cuando están abiertas, las válvulas producen chorros circulares sólidos y pueden utilizarse en condiciones sumergidas. Las válvulas pueden sufrir daños debido a la cavitación y producir chorros inestables para aberturas pequeñas, además son costosas ya que deben soportar las presiones de los embalses llenos.

La mayoría de estas dos ventajas se superan en la válvula de **chorro hueco** (figura 6.7), la cual se cierra con dirección aguas arriba (cuando está cerrado, el cuerpo de la válvula está a presión atmosférica); a causa de este hecho la válvula, por supuesto, no es apropiada para utilizarse en condiciones sumergidas. El coeficiente de descarga para la válvula totalmente abierta es cerca de 0.7.

6.4 Fuerzas hidrodinámicas que actúan sobre compuertas

Las fuerzas hidrodinámicas que actúan sobre compuertas están relacionadas muy estrechamente con las condiciones de flujo. Aunque es tentador expresar esto utilizando diversos coeficientes de descarga y contracción, este enfoque es aceptable sólo para los casos más simples, aunque no es suficiente en el diseño de compuertas de bajas o altas cabezas, donde es necesario en realidad un completo análisis de las condiciones de flujo y los factores que la influyen.

Los factores más importantes de los cuales depende el flujo sobre y por debajo de las compuertas son la geometría de los pasajes de agua aguas arriba y aguas abajo; la geometría y la posición de la compuerta y sus accesorios como sellos, apoyos, etc.; la presión aguas arriba, si el flujo a través de la compuerta es libre con presión atmosférica aguas abajo o es sumergido; el número de flujo de Froude y el número de Reynolds –y en lo posible el número de Weber– ; el grado de turbulencia del flujo de aproximación y la aireación del espacio aguas abajo de las compuertas. El tratamiento detallado del tema de predicción de las condiciones del flujo y las fuerzas hidrodinámicas que actúan sobre las compuertas no es de competencia de este libro, pero puede encontrarse, por ejemplo, en Naudascher (1987, 1991). Para el tratamiento de los efectos del flujo no permanente y el campo de las vibraciones de la compuerta, consúltese Kolkman (1984) y Naudascher y Rockwell (1994).

En las compuertas de elevación vertical de **cabezas altas**, la fuerza del sistema de izamiento tiene que dimensionarse para superar el peso de la compuerta, la resistencia a la fricción y, más importante, las **fuerzas de empuje hacia abajo** que resultan del hecho de que durante la operación de la compuerta la presión a lo largo de su borde inferior se reduce (a presiones atmosféricas o incluso menores), mientras que

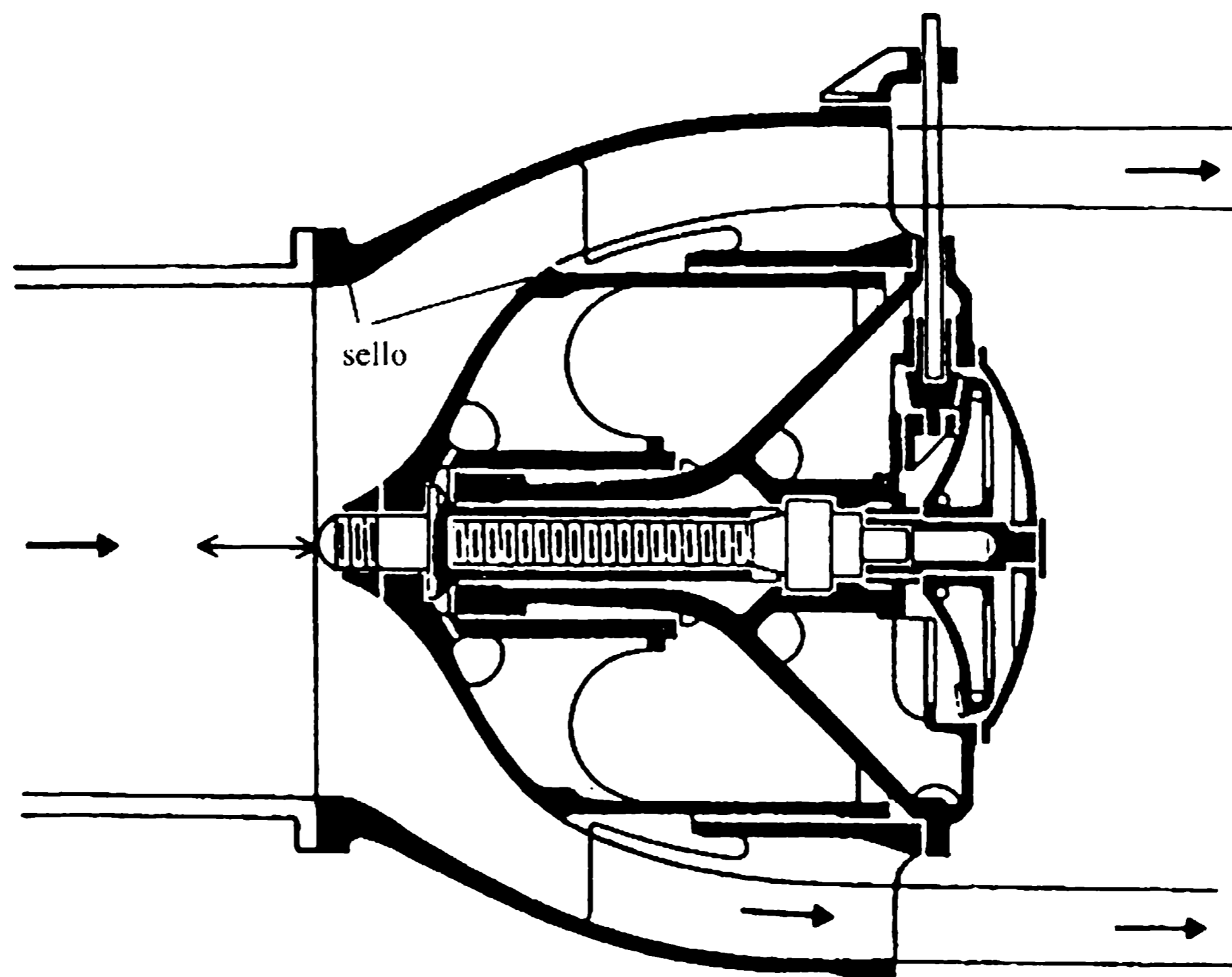


Figura 6.7 Válvula de chorro hueco (Smith, 1978).

la presión que actúa en su parte superior es prácticamente la misma que en condiciones estáticas (presión del embalse lleno). Esta condición se aplica tanto para compuertas localizadas dentro de un conducto o en el paramento aguas arriba de la presa o en una toma (debe notarse que los sellos de las compuertas en las tomas deben estar en el lado aguas abajo, y para compuertas en conductos están normalmente en la misma posición). Las fuerzas de empuje hacia abajo (o hacia arriba) que actúan sobre una compuerta con una geometría de caja y sello dados y las vibraciones de la compuerta tienen que analizarse para las diversas condiciones de operación utilizando consideraciones teóricas y la experiencia de los ensayos de campo, así como experimentos en modelo, si es necesario.

Para compuertas de **cabezas bajas** es útil hacer un análisis del flujo potencial y utilizarlo para la determinación de la fuerza hidrodinámica (Rouse, 1950), que (en algunos de los casos más simples) puede obtenerse utilizando la ecuación de *momentum*. Para compuertas con un **flujo por debajo** la forma de la ecuación (4.21b) puede utilizarse:

$$Q = C_d b a (2gH)^{1/2} \quad (6.2)$$

(a es la abertura de la compuerta y H la cabeza aguas arriba), donde los coeficientes de descarga C_d y de contracción C_c están relacionados por:

$$C_d = C_c / \left(1 + C_c \frac{a}{H}\right)^{1/2} \quad (6.3)$$

Para las compuertas con platinas de acero en forma plana y cilíndrica (compuertas Tainter) con flujo libre y una placa horizontal aguas abajo y el borde de descarga de la compuerta inclinado a θ del flujo ($\theta < 90^\circ$ y que varía de acuerdo con la posición de la compuerta) Toch (1955) sugiere para C_c la ecuación:

$$C_c = 1 - 0.75 \frac{\theta}{90} + 0.36 \left(\frac{\theta}{90} \right)^2. \quad (6.4)$$

Para una compuerta de sector, el vector de fuerza resultante debe pasar por el pivote de la compuerta y entonces el momento de la carga debe ser cero; de igual manera, el momento puede convertirse en uno que tiende a abrir o cerrar la compuerta colocando el pivote por encima o por debajo del centro de curvatura del tablero.

La fuerza de izamiento de una compuerta con flujo por debajo (compuerta o cresta sumergida) también será influenciada por la geometría del borde inferior y el sello. Para evitar presiones negativas y fuerzas hacia abajo, no debe existir separación del flujo hasta llegar al extremo aguas abajo de la compuerta. Investigando la forma de un chorro que fluye bajo una placa con una abertura de borde agudo en una cantidad a bajo una cabeza h , Smetana (1953) determinó las formas de las curvas de la superficie del chorro de descarga para diversas relaciones h/a de la misma manera como se determinan las formas de vertederos de cresta de caída libre (sección 4.7). Para $h/a > 3.3$ esta curva tiene una forma constante, mientras que para relaciones $h/a < 3.3$ las curvas eran más planas y de diversas formas. Dándole la forma al borde inferior de la compuerta de acuerdo con estas curvas, es posible evitar la separación del flujo, el incremento de la fuerza hacia abajo, la vibración y las inestabilidades resultantes [para detalles adicionales consúltese Novak y Čábelka (1981)].

Las fuerzas que actúan sobre las compuertas con rebosamiento dependen de nuevo principalmente de sus características de descarga. El coeficiente de descarga de estas compuertas puede expresarse de la misma manera que para un vertedero de caída libre, es decir:

$$C_d = Q / \frac{2}{3} (2g)^{1/2} b h^{3/2} \quad (6.5)$$

donde h es la cabeza del agua aguas arriba por encima de la cresta (o borde superior) de la compuerta. La cabeza total, H , puede también utilizarse en la ecuación (6.5) con un cambio apropiado de C_d (para compuertas en la cresta de la presa $H \approx h$). El coeficiente también dependerá en gran parte de la geometría del rebosamiento y de la cantidad de aire que entra para ventilar la napa. En términos generales, el rango de C_d es similar al de vertederos de caída libre, es decir, $0.55 < C_d < 0.8$; para detalles adicionales consúltese, por ejemplo, Hager (1988) y Naudascher (1987, 1991).

El diseño de aireadores para compuertas es importante ya que, junto con los parámetros hidráulicos, determinan la presión aguas abajo de la compuerta por debajo de la napa para compuertas con crestas de caída libre, o en el conducto para compuertas de cabezas altas. Novak y Čábelka (1981) mencionan la demanda de aire de la ecuación propuesta por Hickox, que da el diámetro para un aireador D :

$$D = C \frac{H^{1.82} b^{0.5}}{p^{0.82}} \quad (6.6)$$

donde para el flujo sobre la compuerta sólo $C = 0.004$ para todos los parámetros en metros (p es la cabeza negativa por debajo del chorro de caída libre). o el procedimiento de Wisner y Mitric, que tiene en cuenta la longitud de contacto del chorro libre con el aire y donde, para $p/H > 0.1$, da los mismos resultados que la ecuación (6.6).

Para aireadores de compuertas en conductos, Smith (1978) menciona la ecuación de Campbell y Guyton para la relación de descargas de aire y agua β :

$$\beta = 0.04 (Fr - 1)^{0.85} \quad (6.7)$$

donde Fr se refiere al flujo justo aguas abajo de la compuerta. Al utilizar la ecuación (6.7) se supone que la máxima demanda de aire ocurre cuando el conducto fluye hasta la mitad. Cuando se dimensiona el aireador, la velocidad del aire no debe exceder los 45 m s^{-1} y la caída de presión debe limitarse a 2 m (de agua). Para detalles adicionales de dimensionamiento de aireadores consúltese Haindl (1984).

Referencias

- Ball, J.W. (1959) Hydraulic characteristics of gate slots. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Hydraulics Division*, **85**, (HY 10), 81-140.
- Buzzel, D.A. (1957) Trends in hydraulic gate design. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, Paper 2908.
- Davis, C.V. and Sorensen, K.E. (1969) *Handbook of Applied Hydraulics*, 3rd edn, McGraw-Hill, New York.
- Erbiste, P.C.F. (1994) Developments in hydraulic gates. *Hydropower & Dams*, **1** (1), 51-6.
- Hager, W.H. (1988) Discharge characteristics of gated standard spillways. *Water Power & Dam Construction*, **40** (1), 15-26.
- Haindl, K. (1984) Aeration at hydraulic structures, in *Developments in Hydraulic Engineering*, Vol. 2 (ed. P. Novak), Elsevier Applied Science, London.
- Kolkman, P. (1984) Gate vibrations, in *Developments in Hydraulic Engineering*, Vol. 2 (ed. P. Novak), Elsevier Applied Science, London.
- Leliavsky, S. (1981) *Weirs*, Design Handbooks in Civil Engineering, Vol. 5, Chapman & Hall, London.
- Lemperrière, F. (1992) Overspill fusegates. *Water Power & Dam Construction*, **44** (July), 47-8.
- Naudascher, E. (1987) *Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke*, Springer, Vienna.
- Naudascher, E. (1991) *Hydrodynamic Forces*, IAHR Hydraulic Structures Design Manual, Vol. 3, Balkema, Rotterdam.
- Naudascher, E. and Rockwell, D. (1994) *Flow Induced Vibrations*, IAHR Hydraulic Structures Design Manual, Vol. 7, Balkema, Rotterdam.
- Novak, P. and Čábelka, J. (1981) *Models in Hydraulic Engineering: Physical Principles and Design Applications*, Pitman, London.
- Rouse, H. (1950) *Engineering Hydraulics*, Wiley, New York.
- Self, J.R. and Steele, R.A. (1987) Gates for the Mrica hydro project. *Water Power & Dam Construction*, **39** (August), 25-31.
- Smetana, J. (1953) *Outflow Jet from Under a Gate*, ČSAV, Prague (in Czech).
- Smith, C.D. (1978) *Hydraulic Structures*, University of Saskatchewan.

- Thomas, H.H. (1976) *The Engineering of Large Dams*, Wiley, London.
- Toch, A. (1955) Discharge characteristics of Tainter gates. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, **120**, 290.
- US Army Waterways Experimental Station (1959) *Hydraulic Design Criteria*, US Department of the Army, Washington, DC.

7 Seguridad de presas: instrumentación y vigilancia

7.1 Introducción

Los embalses constituyen una amenaza potencial a la vida y a la propiedad que sus aguas circundan. La zona de inundación bajo riesgo en el evento de una ruptura catastrófica puede ser extensa, densamente poblada y de importancia económica considerable. En tales casos, la falla de la presa puede producir daños y una pérdida inaceptable de vidas.

Fallas catastróficas en las que se vieron involucradas grandes presas modernas, tal como sucedió en Malpasset (Francia 1959), Vaiont (Italia 1963), Teton (USA 1976) y Macchu II (India 1979) en particular, influyeron e impulsaron la generación de estudios de todos los temas relacionados con la seguridad de las presas. Los cuatro desastres mencionados se describen brevemente en la tabla 7.1. Estos desastres, junto con numerosas fallas menores de presas antiguas o más pequeñas ocurridas durante el mismo periodo, llamaron la atención internacional sobre la seguridad y vigilancia de presas y produjeron efectos importantes.

Un estudio esclarecedor de las fallas y otros incidentes serios ha sido publicado por la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD, 1974). Jansen (1980) proporciona una revisión más detallada de desastres de presas mayores, incluidos los presentados en la tabla 7.1.

Las fallas catastróficas de una presa, distintas a las que son el resultado directo de un evento de inundación extrema, invariablemente están precedidas por un periodo de incremento progresivo de mala operación 'estructural' dentro de la presa y/o su cimentación. Los programas de vigilancia de presas e instrumentación se adelantan para detectar y, cuando sea posible, identificar síntomas de mal comportamiento en las etapas más prontas posibles.

Instrumentos colocados de forma estratégica sobre una presa en sí mismos no son salvaguarda contra incidentes serios o fallas. Su función principal es revelar anomalías o tendencias adversas en el comportamiento y, así, proporcionar advertencias prontas sobre posibles peligros. El número de instrumentos instalados tiene menos importancia que la selección del equipo apropiado, su instalación correcta en sitios críticos y la interpretación inteligente de la información resultante dentro de un programa de vigilancia global. La efectividad de este programa está determinada por muchos factores como los marcos de referencias legal y administrativo en los cuales se han establecido los procedimientos y responsabilidades.

El objetivo de este capítulo es identificar los parámetros de mayor importancia en la integridad de las presas y de esbozar los instrumentos y las técnicas emplea-

Tabla 7.1 Desastres de presas mayores 1959-79

<i>Presa (año del evento)</i>	<i>Tipo, altura (m) (año de finalización)</i>	<i>Evento</i>
Malpasset (1959)	Arco, 61 m (1954)	Falla de cimentación y fluencia del estribo; colapso total (421 muertos)
Embalse Vaiont (1963)	Arco, 262 m (1960)	Deslizamiento de roca ($200 \times 10^6 \text{ m}^3$) dentro del embalse; onda de salpicadura 110 m sobre el nivel de la cresta; presa intacta (2000 muertos).
Teton (1976)	De relleno, 93 m (en construcción)	Erosión interna debido al diseño pobre de la zanja del rastrillo; destrucción total (11 muertos, daños US $\$500 \times 10^6$).
Macchu II (1979)	De relleno y gravedad 26 m (1972)	Inundación catastrófica; mal funcionamiento de las compuertas; rebosamiento y lavado del relleno (una estimación de 2000 muertos).

das en la vigilancia. El capítulo incluye un repaso de las filosofías alternativas en legislación de seguridad de los embalses y medidas de prevención organizacionales para la vigilancia e inspección de las presas. Publicaciones recientes de la ICOLD (1987, 1988, 1992) suministran guías sobre la seguridad y monitoreo de las presas, aspectos que fueron tema de una conferencia internacional de gran importancia (Serafim, 1984).

7.2.1 APLICACIÓN Y OBJETIVOS

Proporcionar instrumentos de monitoreo es una práctica aceptada para la mayoría de las presas nuevas de cualquier magnitud. Con frecuencia, de manera simultánea, un nivel básico de instrumentación se instala retrospectivamente para monitorear presas existentes.

En el contexto de nuevas presas, la información de la instrumentación se interpreta en un papel doble: para proporcionar una indicación de la validez de las hipótesis de diseño y también determinar un patrón inicial de referencia y desempeño a fin de estimar observaciones subsecuentes. En las presas existentes, en particular las de estructuras más antiguas o menos adecuadas, se puede instalar un conjunto de instrumentos que proporcionen medidas de seguridad. En tales casos sirven para detectar desviaciones importantes y anormales del comportamiento de la presa a largo plazo. En otras aplicaciones se pueden requerir instrumentos en presas existentes para registrar parámetros específicos del comportamiento en respuesta a una deficiencia reconocida o sospechada de diseño o a un problema de comportamiento.

7.2 Instrumentación

El alcance y grado de sofisticación individual del conjunto de instrumentos varía de manera considerable. El cuidado a la especificación, diseño y correcta instalación de todos, hasta del instrumento más sencillo, es crítica para obtener un desempeño satisfactorio. Es conveniente que la responsabilidad de la planeación y comisión de las instalaciones de monitoreo recaiga en una persona con experiencia y de un nivel relativamente alto dentro de la autoridad responsable.

Los instrumentos pueden, por conveniencia, clasificarse de acuerdo con la función principal de la instalación.

1. *Control de la construcción*: verificación de los parámetros críticos de diseño con retroalimentación inmediata al diseño y a la construcción.
2. *Desempeño después de la construcción*: validación del diseño; determinación del patrón de comportamiento inicial o de referencia.
3. *Funcionamiento y vigilancia del servicio*: confirmación de la idoneidad estructural; detección de cambios regresivos en el patrón de comportamiento establecido; investigación de problemas identificados o que se sospechan.
4. *Investigación/desarrollo*: investigación académica; pruebas y desarrollos de los equipos.

Entre algunas de las clasificaciones funcionales es obvio que se pueden traslapar algunas áreas.

Para propósitos de control de la construcción o de investigación, los valores absolutos de los parámetros específicos y su tendencia observada pueden ser de igual importancia. Esto es menos importante cuando la función principal del conjunto de instrumentos es monitorear el desempeño a largo plazo. Los valores absolutos pueden considerarse de importancia secundaria respecto a la detección de cambios y tendencias en el patrón de comportamiento, cuando se confirme que tales desviaciones no se deben a un cambio observado en el régimen de carga, por ejemplo, en el nivel del agua retenida u otra influencia identificable. La detección o el análisis del cambio en un ciclo o patrón de comportamiento previamente establecido como 'normal' es la justificación esencial para todo el conjunto de instrumentos instalados para vigilancia.

7.2.2 PARÁMETROS EN EL MONITOREO DEL COMPORTAMIENTO DE LAS PRESAS

Los parámetros más importantes en el monitoreo del comportamiento de las presas son los siguientes:

1. infiltración y fugas (cantidad, naturaleza, localización y fuente);
2. sedimentación y pérdida del borde libre en presas de relleno (magnitud, tasa);
3. deformación externa e interna (magnitud, tasa, localización);
4. presión de aguas en los poros y empuje (magnitud, variación);
5. esfuerzos internos o presión (magnitud).

Independientemente del tipo de presa considerado, ciertos parámetros importantes son de interés primario, por ejemplo, la infiltración y los movimientos externos o deflexiones; otros son en esencia relevantes a un tipo específico de presa, por ejemplo, la presión de agua en los poros en presas de rellenos térreos. La importancia relativa de los parámetros individuales también pueden reflejar la naturaleza de un problema en investigación, por ejemplo la sedimentación de una presa de relleno antigua, donde se sospecha deformación progresiva.

Las medidas mínimas convenientes para el monitoreo y vigilancia en todas las presas, instaladas de forma retrospectiva si es necesario, deben responder a la medición de flujos de infiltración y deformaciones de la cresta. Esta última medida es de particular importancia para la detección de la sedimentación de las crestas de una presa de relleno como un indicador de un posible mal desempeño interno y la pérdida local del borde libre.

No se puede enfatizar demasiado la suprema importancia del flujo de infiltración como parámetro. El monitoreo regular debe ser una práctica estándar para todas las presas, excepto las más pequeñas. Problemas serios invariablemente están precedidos por un cambio detectable del régimen de infiltración a través o bajo la presa, que no se relaciona con los cambios en el nivel del agua retenida o la precipitación natural. La observación directa de la cantidad y turbiedad de la infiltración es de relativa simplicidad, mediante sistemas de drenaje interno que conducen a vertederos de cresta delgada en V calibrados. Lo ideal es colocar vertederos para recolectar el flujo desde tramos específicos de la presa, permitiendo identificar la localización aproximada de cualquier cambio del régimen de flujo.

Los parámetros principales se presentan con mayor detalle en la tabla 7.2, junto con la identificación de los instrumentos empleados. La tabla también enumera ejemplos de defectos o problemas que pueden asociarse a valores anormalmente altos o tendencias importantes en cada parámetro.

7.2.3 INSTRUMENTOS: PRINCIPIOS DE DISEÑO

Se requiere que los instrumentos de monitoreo funcionen de manera satisfactoria para todas las condiciones ambientales severas y durante periodos de tiempo por lo general indeterminados, posiblemente varias décadas. Como guías para un buen diseño es, por consiguiente, deseable que los instrumentos sean:

1. tan simples en su concepto como consistentes en su funcionamiento;
2. sólidos y confiables;
3. durables en condiciones ambientales y de operación adversas, y
4. costos aceptables 'para toda la vida' (es decir, la suma de costos de compra, instalación, soporte y monitoreo).

Un principio sensato consiste en colocar los elementos de medida sofisticados y vulnerables, como componentes electrónicos y transductores, por encima del nivel del terreno donde sea posible. En tales casos puede ser ventajoso hacer que los

elementos por encima del terreno sean de fácil transporte, por ejemplo, utilizando unidades transductoras portables compactas, para monitorear las presiones del agua en los poros a partir de piezómetros.

Las ventajas adicionales asociadas con el uso de un elemento de medición portátil, consisten en una mayor seguridad física y en que se evita la necesidad de construir casetas de instrumentación grandes y costosas para alojar el equipo de medición fijo.

Las capacidades de los instrumentos se han desarrollado de forma significativa en los últimos años y ahora se dispone con facilidad de equipo más confiable y fuerte. Los desarrollos más recientes tienden a centrarse en provisiones para la toma de información automática o semiautomática de los instrumentos, con facilidades de almacenamiento y/o transmisión automática de la información a un sitio central. Las mejoras en la capacidad y la complejidad se reflejan en altos costos y en mayor riesgo de mal funcionamiento o falla de los componentes y, por consiguiente, del sistema. Tal sofisticación es por lo general justificable sólo en las circunstancias más excepcionales. Para la mayoría de las presas, la instrumentación a un nivel relativamente poco sofisticado y básico resultará adecuado para el monitoreo y vigilancia de rutina.

7.2.4 INSTRUMENTOS: TIPOS Y PRINCIPIOS DE OPERACIÓN

Un análisis breve de los instrumentos más comunes se presenta a continuación para demostrar los principios importantes de operación y medida. Para detalles más amplios de los instrumentos, sus principios de operación y características se remite a Dunncliff (1988), Hanna (1985) o la literatura del fabricante.

a. Colimación, sedimentación y deformación externa

Técnicas topográficas precisas con equipos de medida de distancia ópticos o electrónicos [EDM Electronic Distance Measurement (medición electrónica de distancias)] o láseres, se emplean para determinar el movimiento relativo vertical y horizontal de estaciones superficiales aseguradas con firmeza. Colimación y nivelación para verificar la alineación de la cresta en presas de concreto puede complementarse con datos de inclinación de péndulos instalados en pozos internos y de péndulos flotantes invertidos anclados a profundidad dentro de perforaciones en la roca de cimentación. El movimiento relativo y la inclinación de monolitos adyacentes también puede determinarse mediante medidores de juntas mecánicos u ópticos simples. En el caso de las presas de relleno, la sedimentación longitudinal de la presa es de primordial importancia. Información sobre la deformación del relleno puede deducirse del uso de inclinómetros de perforación sensibles para determinar los perfiles de los movimientos horizontales internos a través de la altura de la presa.

b. Presión de agua en los poros

Los piezómetros hidráulicos son de dos tipos: el simple de Casagrande de 'circuito abierto' o de tipo de tubo vertical de pie y el 'circuito cerrado' o de instrumento de

Tabla 7.2 Parámetros principales de monitoreo y su relación con defectos posibles

<i>Parámetros</i>	<i>Instrumentos</i>	<i>Medida</i>	<i>Defecto ilustrativo</i>	<i>Tipo de presa</i>
Infiltración	Drenes-subdrenes a vertederos de cresta delgada V (idealmente varios, 'aislando' secciones de la presa-cimentación)	Cantidad del caudal de infiltración y naturaleza del agua de infiltración, por ejemplo clara o turbia	Podría indicar el inicio de agrietamiento y/o erosión interna	E - C ^a
Colimación	Topografía precisa (óptica o electrónica)	Alineación	Movimiento	E - C
Presión de agua en los poros	Piezómetros	Presión interna del agua en el relleno terreo.	Fugas en el núcleo o inestabilidad incipiente	E
Empuje	Piezómetros	Presión interna del agua en el concreto o en la roca de cimentación.	Inestabilidad, deslizamiento	C
Sedimentación	<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="font-size: 3em; margin-right: 5px;">[</div> <div style="margin-right: 5px;">Topografía precisa (superficial)</div> </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="font-size: 3em; margin-right: 5px;">[</div> <div style="margin-right: 5px;">Medidores de sedimentación (internos)</div> </div>	<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="font-size: 3em; margin-right: 5px;">]</div> <div style="margin-right: 5px;">Sedimentación de la cresta</div> </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="font-size: 3em; margin-right: 5px;">]</div> <div style="margin-right: 5px;">Sedimentación interna o relativa</div> </div>	Inclinación (C) o pérdida del borde libre (E), por ejemplo hundimiento del núcleo o deformación de la cimentación	E - C
Deformación externa	Topografía precisa (superficial) Fotogrametría (E), péndulos o medidores de juntas (C)	Deflexión de la superficie	Movimiento local, inestabilidad	E - C
Deformación interna o deformación: <div style="display: flex; align-items: center; margin-left: 20px;"> <div style="font-size: 2em; margin-right: 5px;">}</div> <div style="margin-right: 5px;">Vertical</div> </div> <div style="display: flex; align-items: center; margin-left: 20px;"> <div style="font-size: 2em; margin-right: 5px;">}</div> <div>Horizontal</div> </div>	Inclinómetros, Deformímetros o ductos	Movimientos relativos internos	Inestabilidad incipiente	E
Esfuerzo o presión	Celdas de presión	Esfuerzo total	Fraccionamiento hidráulico y erosión interna	E

^aE = presas de relleno, C = presas de concreto

tipo de tubería gemela. El piezómetro de Casagrande, ilustrado en la figura 7.1, se basa en el contacto eléctrico del limnómetro para registrar el nivel freático respecto a la superficie de la tierra. Se instala con facilidad en perforaciones en presas existentes y es apropiado en particular donde la superficie freática es sensiblemente estática. Las ventajas principales de este tipo radican en su adaptabilidad, simplicidad de operación y confiabilidad.

El piezómetro de circuito cerrado, cuyo ejemplo por excelencia es el instrumento de tipo Bishop ilustrado en la figura 7.2, ofrece una respuesta más rápida al cambio de presión del agua en los poros. Es apropiado en suelos con permeabilidades más bajas y en suelos no saturados y, en consecuencia, para determinar tanto presiones del agua en los poros negativas como positivas en rellenos térreos compactados. Las sondas hidráulicas gemelas se llenan permanentemente con agua y pueden instalarse en distancias considerables (>200 m) hasta una caseta de instrumentación de apropiada localización, donde se efectúa la medición mediante un transductor de

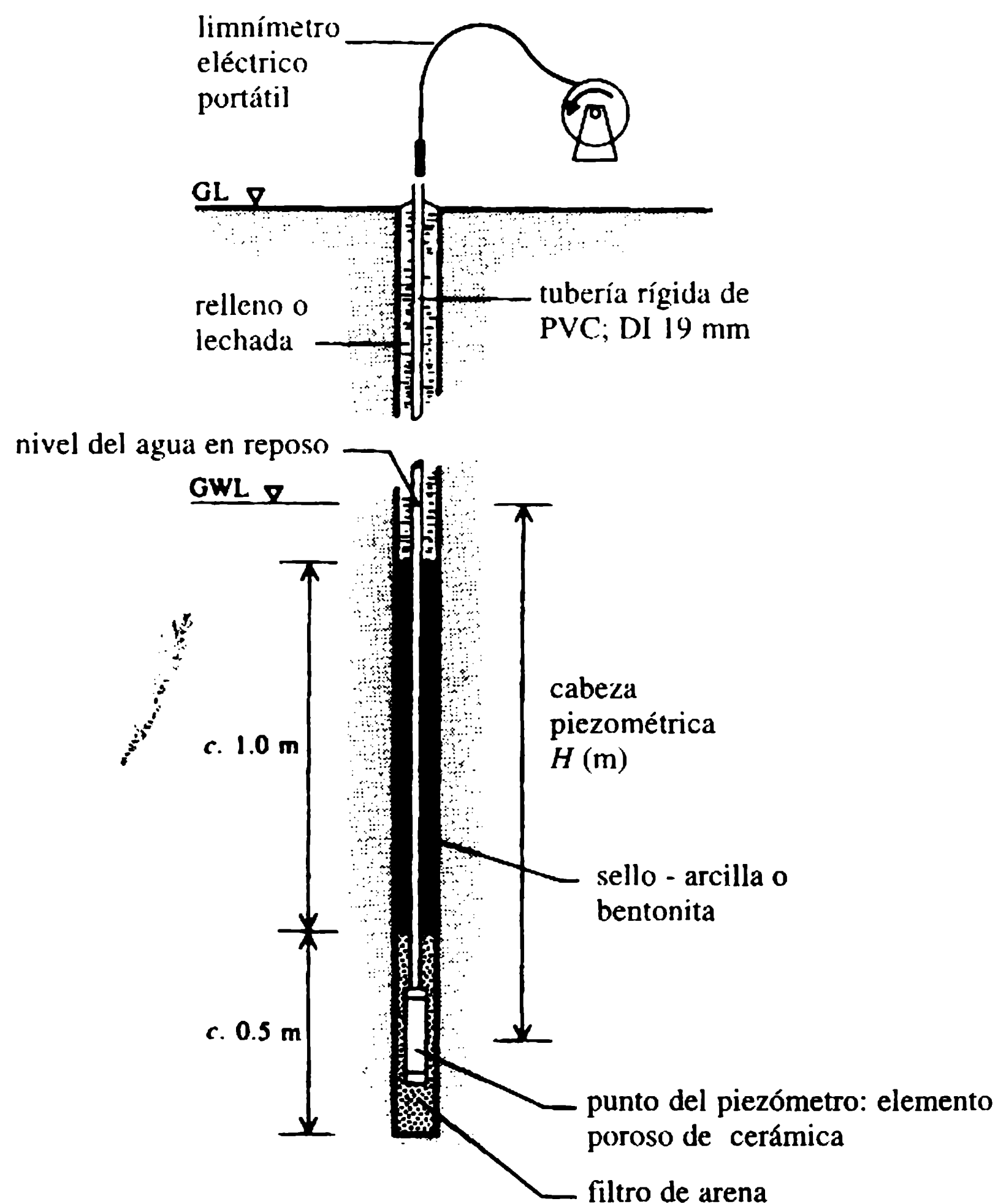


Figura 7.1 Piezómetro de tipo de tubo vertical de Casagrande utilizado en perforaciones.

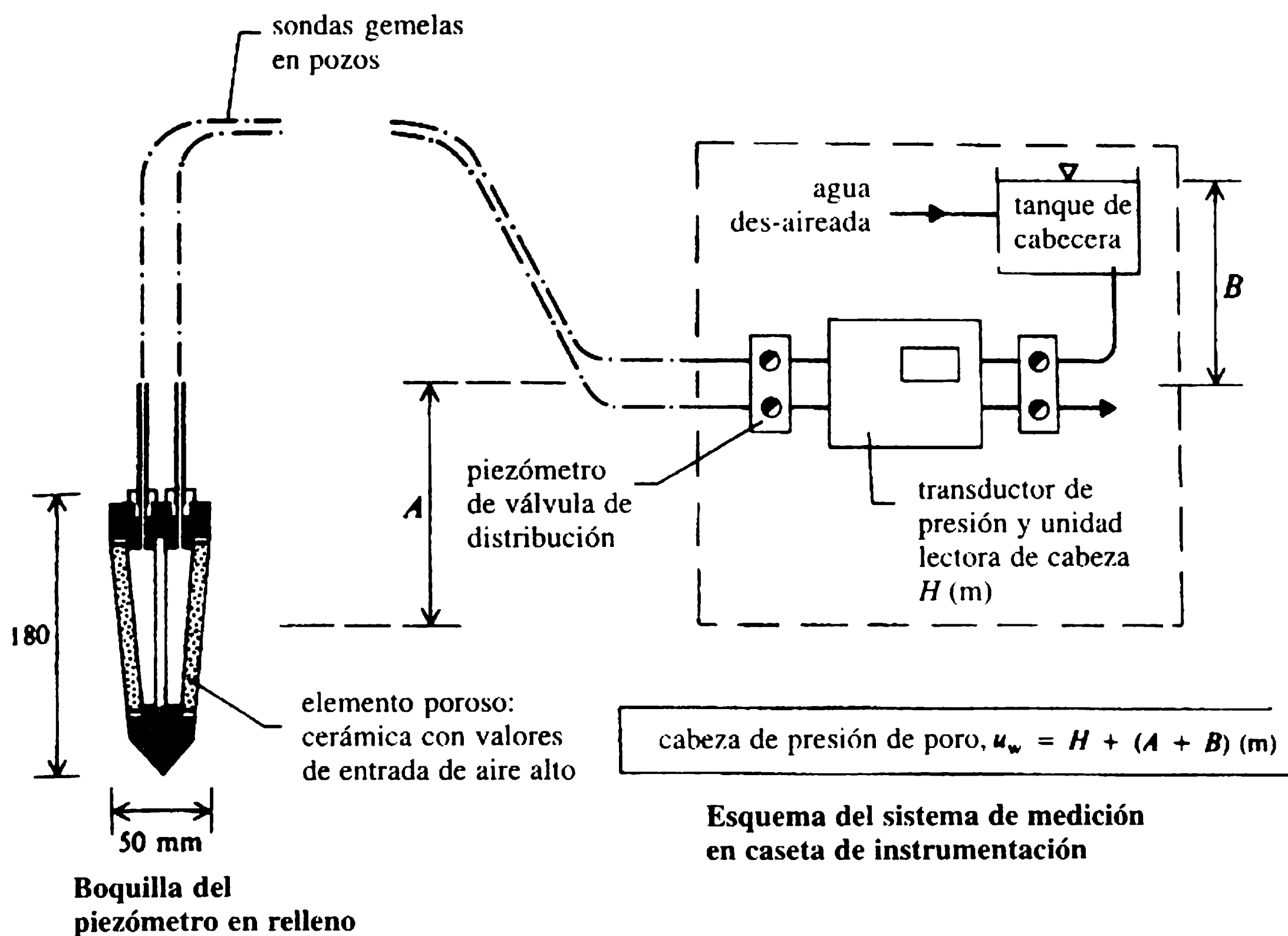


Figura 7.2 Piezómetro hidráulico de tipo Bishop de tubería gemela.

presión o un manómetro de mercurio. Se requiere desaireación a intervalos para vaciar y remover las oclusiones de aire o gas que entran a las sondas hidráulicas desde el relleno o desde el fluido de los poros. El uso de un elemento de cerámica con poro fino 'con valores de entrada de aire alto' (figura 7.2) reduce bastante la frecuencia con que se requiere la desaireación. Se debe tener en cuenta la elevación máxima de las sondas hidráulicas relativas a la boquilla del piezómetro, el punto de lectura y el intervalo de presión anticipada del agua en los poros para evitar problemas asociados con las presiones negativas en las sondas. El piezómetro de Bishop ha demostrado su efectividad, durabilidad y confiabilidad, y se ha instalado extensamente en presas de relleno durante la construcción.

En comparación con las alternativas hidráulicas, los piezómetros eléctricos y neumáticos ofrecen una respuesta rápida, pero pueden ser relativamente costosos y menos flexibles en su uso. Estos tipos ofrecen la ventaja de que sólo requieren una cámara terminal de medición pequeña, en vez de la caseta de instrumentación costosa por lo general requerida por los instrumentos hidráulicos de tubos gemelos. Por tanto, son apropiados para aislar instalaciones con un número limitado de piezómetros. El principio de la boquilla de los piezómetros neumáticos se ilustra en la figura 7.3. Funciona mediante la aplicación de una presión de gas dorsal controlada y conocida para balancear la presión del agua en los poros que opera sobre el diafragma. El balance de la presión se indica por la deflexión del diafragma, permitiendo al gas desfogar hacia un indicador de flujo.

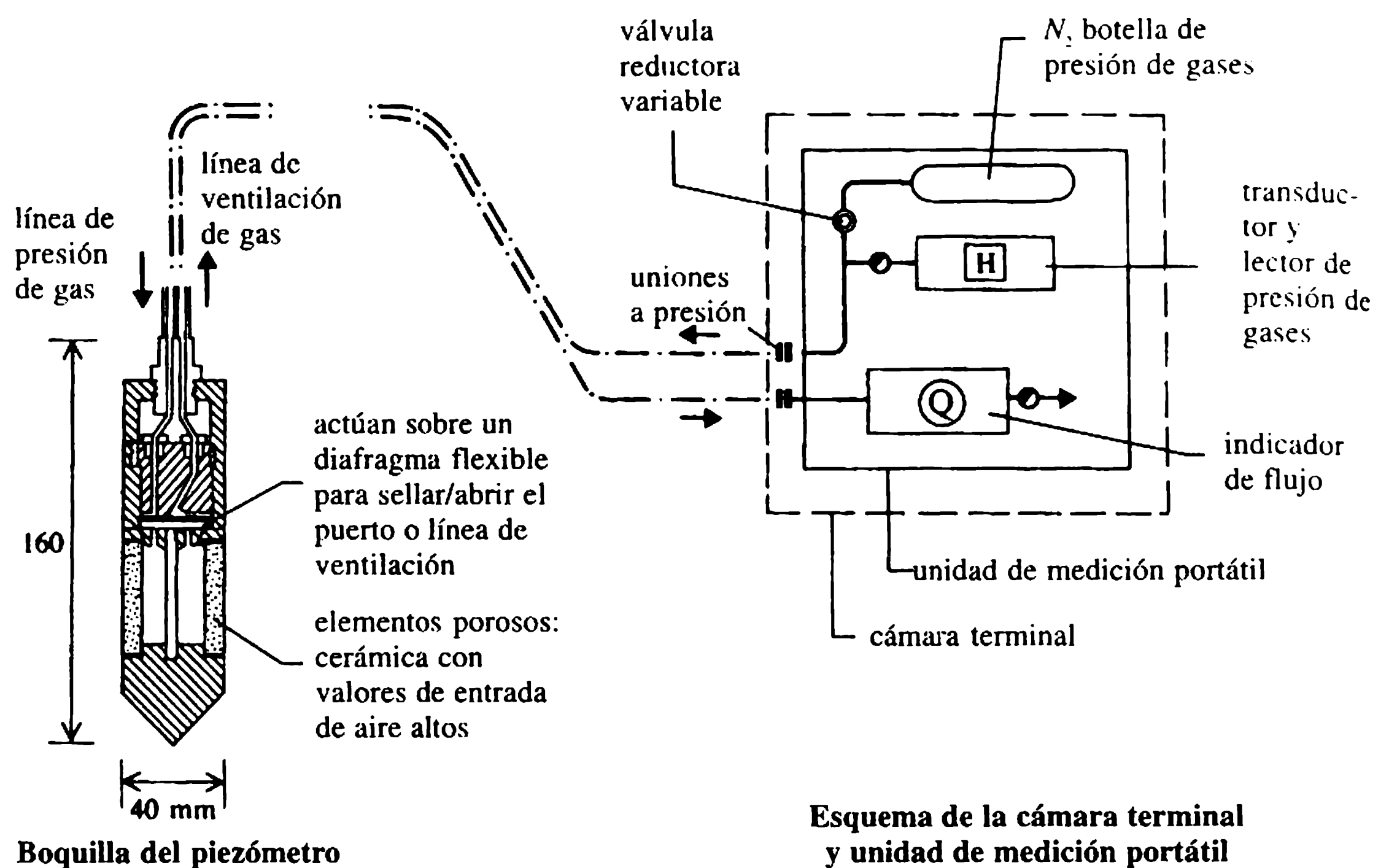


Figura 7.3 Piezómetro neumático.

c. Sedimentación interna y deformación

Durante la construcción del relleno pueden instalarse extensómetros de tubos verticales con estaciones de medición magnéticas de placas anulares externas, localizadas a intervalos verticales de cerca de 3 m. La mayoría se basa en los principios que se ilustran en la figura 7.4. Una probeta sobre una cinta calibrada se baja por el tubo para detectar las estaciones magnéticas de placa, permitiendo determinar los niveles relativos y los incrementos de sedimentaciones internas hasta de más o menos 2 mm. El principio puede extenderse para rellenos existentes y cimentaciones, como se muestra, utilizando estaciones magnéticas especiales de tipo araña diseñadas para instalarse en horizontes apropiados dentro de perforaciones. Medidores puntuales de sedimentación individuales, que por lo general operan basados en el principio del manómetro y que se ilustran en la figura 7.5, son algunas veces preferibles para materiales de relleno más plásticos.

Los componentes horizontales de la deformación interna pueden determinarse mediante el inclinómetro de perforación o por una adaptación del principio del extensómetro vertical. En este último caso, los tubos se instalan en zanjas dentro del espaldón de relleno, con estaciones magnéticas o collares instalados a intervalos horizontales apropiados. Un aparato especial motorizado se emplea para 'recorrer' la probeta en toda la extensión del tubo y regresarse, determinando la localización de cada estación a medida que pasa.

Es normal colocar unos extensómetros en la longitud fija de la roca (que no se ilustran), para monitorear la respuesta de los estribos en presas de arco. Extensómetros similares pueden ser también apropiados en otros tipos de presas de concreto si la deformación de la cimentación es un parámetro crítico.

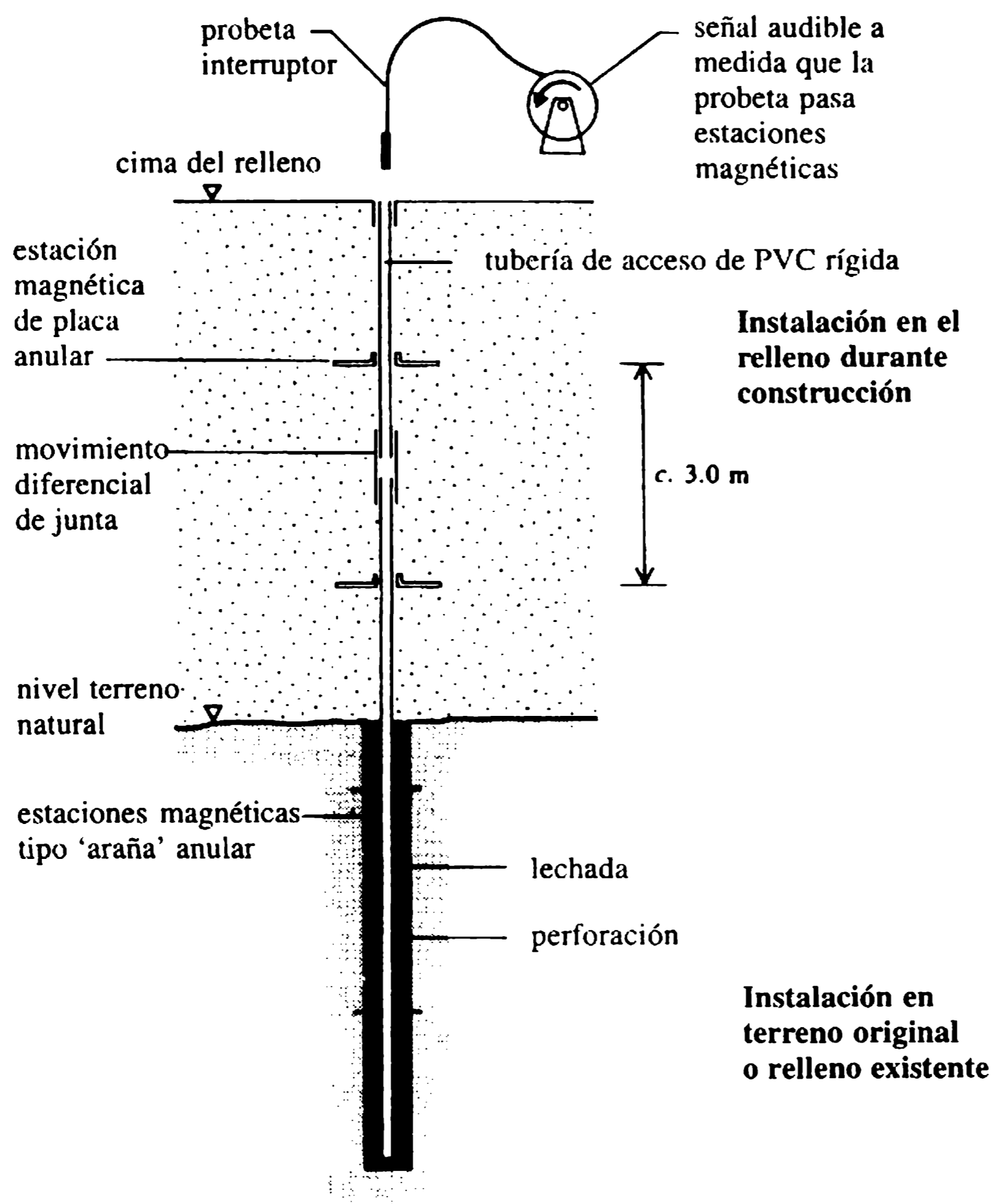


Figura 7.4 Sedimentación vertical: extensómetro magnético.

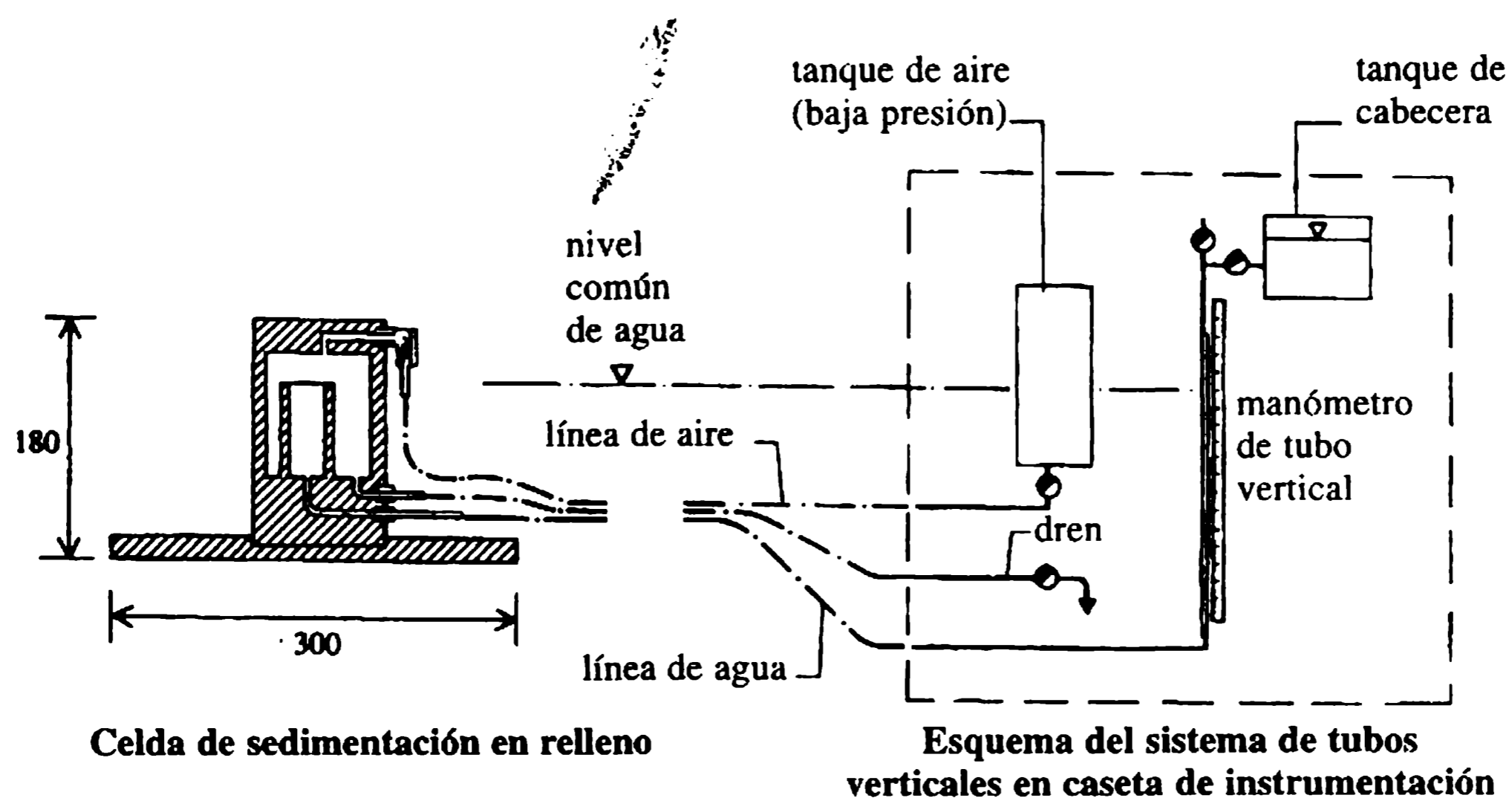


Figura 7.5 Celda hidráulica del punto de sedimentación.

d. Esfuerzos internos

La determinación directa y confiable del estado de esfuerzos en un continuo como una roca, concreto o suelo presenta serias dificultades. La teoría dictamina utilizar un elemento sensor con forma de disco con razón de aspecto alta. Restricciones debidas a los materiales hacen que sea imposible obtener el sensor ideal que mida con precisión, en todos los niveles de esfuerzo, la resistencia del continuo que se quiere. Es necesario ser cautos con la interpretación de presiones o esfuerzos registrados en el campo. Los aparatos disponibles en el comercio para usar en el concreto y la roca generalmente constan de un disco metálico lleno de aceite acoplado a un transductor de presión que responda a la presión del fluido como una función del esfuerzo externo en la cara del disco. Aparatos similares se utilizan a veces en relleños, aunque como alternativa se emplea la celda de presiones de tierra de disco hueco, que incorpora deformímetros eléctricos montados sobre las caras internas de la celda.

La determinación indirecta de esfuerzos a partir de deformaciones medidas de forma similar está llena de serias dificultades debido a que la respuesta del esfuerzo y la deformación de los materiales depende del tiempo y no es lineal. Dado que la incertidumbre asociada con la determinación de los esfuerzos disminuye mucho la confiabilidad de la información obtenida, la instalación de la instrumentación para este propósito es a menudo objeto de actividades de investigación.

7.2.5 PLANEACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN

La planeación y la especificación de un conjunto amplio de instrumentos involucra una secuencia lógica de decisiones:

1. definición de los propósitos y objetivos;
2. definición de las observaciones apropiadas para la presa considerada;
3. determinación de los sitios y cantidad de puntos de medición para tomar las observaciones deseadas;
4. consideración del período de tiempo que se va a abarcar, es decir, monitoreo de corto o largo plazo;
5. consideración de modos de operación óptimos del sensor con respecto a la rapidez de respuesta deseada, precisión requerida, etc.;
6. selección del *hardware* apropiado para las tareas definidas en los cinco primeros puntos.

El paso 3 es de importancia y sensibilidad particular. Los instrumentos deben abarcar todos los aspectos críticos conocidos de la presa, pero también deben colocarse en sitios donde se pueda anticipar el comportamiento 'normal'. En el caso de una presa nueva se deben instrumentar por lo menos dos secciones, incluida la sección mayor. Es una buena práctica hacer un bosquejo inicial de la disposición ideal y luego eliminar progresivamente las medidas menos esenciales hasta determinar un plan adecuado, balanceado y asequible.

El éxito de la etapa de instalación y puesta en marcha de la instrumentación depende del cuidado a los detalles. Entre los aspectos que deben considerarse están los procedimientos para la puesta en uso y prueba de los instrumentos, para la determinación de los valores 'de referencia' y para el entrenamiento especial del personal de monitoreo. En esta etapa se deben considerar con detalle también los procedimientos para el manejo de la información (sección 7.2.6 y 7.3). Es aconsejable considerar los programas de instrumentación con un sistema 'global' requerido, es decir, instrumentos, instalaciones, responsabilidad, monitoreo, manejo e interpretación de la información.

En la figura 7.6 se presenta un perfil de instrumentación ilustrativo en una sección mayor de una presa nueva de relleno térreo. Programas completos de instrumentación de este tipo se describen en Millmore y McNicol (1983) y en Evans y Wilson (1992). Un análisis valioso de la experiencia de instrumentación en presas de relleno en el Reino Unido se encuentra en Penman y Kennard (1981); el papel de la instrumentación se analiza en Penman (1989) y Charles, Tedd y Watts (1992).

7.2.6 ADQUISICIÓN Y MANEJO DE LA INFORMACIÓN

La planeación lógica del sistema de adquisición y procesamiento de la información es esencial si se quiere que el programa de instrumentación se realice por completo. A menos que las observaciones sean confiables y la información sea interpretada con rapidez, el valor del programa disminuirá severamente. Los procedimientos de operación deben definirse con cuidado y las responsabilidades individuales del per-

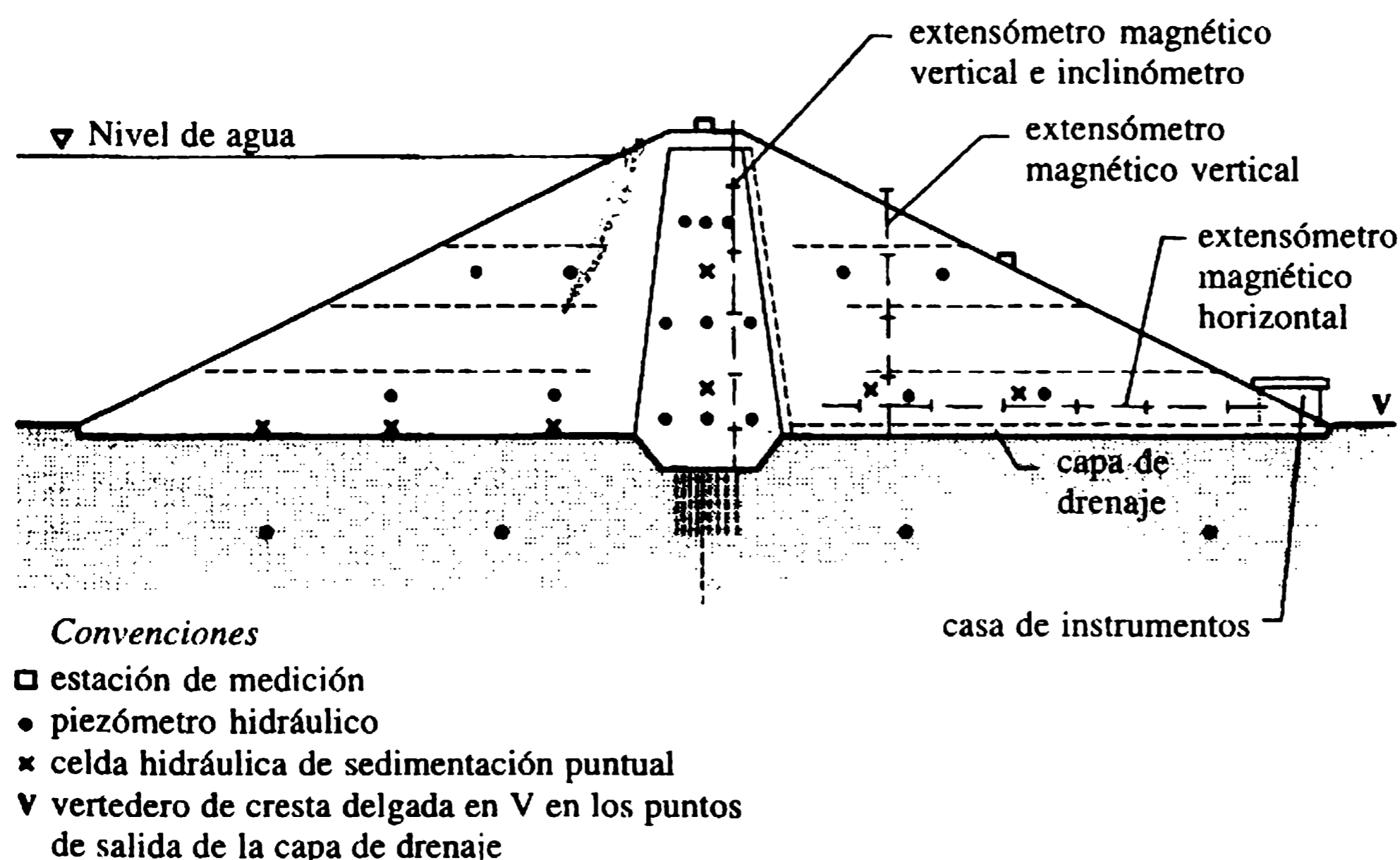


Figura 7.6 Esquema representativo de la instrumentación: sección mayor de una presa nueva de relleno.

sonal identificadas con claridad. Dentro del plan de operación la frecuencia del monitoreo debe determinarse sobre bases racionales, reflejando los objetivos y los parámetros individuales bajo escrutinio. En cualquier caso, ello está sujeto a enmiendas de acuerdo con la información que se obtenga.

La prescripción detallada de la periodicidad es cuestión de sentido común y de criterio de ingeniería. El exceso de información puede agobiar y hacer confusos tópicos importantes; la información insuficiente traerá más preguntas que las que podrá resolver. De igual manera, un sistema de excesiva complejidad, ya sea en términos de equipo o de habilidades de operación requeridas, disminuirá su utilidad. Por consiguiente, siempre se requiere un balance justo y se debe tener cuidado para asegurar que el 'sistema' permanezca suficientemente sensible y flexible. El monitoreo de rutina deberá asegurar observaciones en las diferentes estaciones y cambios significativos en el nivel de agua retenida. Frecuencias de monitoreo representativas para presas de tierra varían como se indica en la tabla 7.3.

Se deben establecer rutinas para el procesamiento ágil de la información de campo, considerando con cuidado la forma óptima de presentación. Los diagramas y las hojas sobrepuestas son en general los métodos más satisfactorios; los parámetros contra niveles de agua retenida y precipitación se representan con gráficas como se muestra en la figura 7.7. Ejemplos ilustrativos se muestran en Johnston *et al.* (1990). A veces puede ser útil incluir valores predeterminados de 'límite de seguridad' de ciertos parámetros importantes (por ejemplo presión del agua en los poros) en tales gráficas.

7.3 Vigilancia

Las presas de todos los tipos requieren vigilancia regular para mantenerlas en un estado seguro y operacionalmente eficiente. Como todas las estructuras, están sujetas a un grado de deterioro a largo plazo pero progresivo. En algunas de las más recientes puede ser superficial en cuanto a la integridad estructural, pero debe considerarse la posibilidad de un deterioro interno oculto y serio. Las presas más antiguas fueron diseñadas y construidas con estándares que ya no pueden ser considerados adecuados, por ejemplo, en términos de la capacidad de descarga de su vertedero o de su estabilidad estructural.

El objetivo principal de un programa de vigilancia es minimizar la posibilidad de una falla catastrófica de la presa, detectando a tiempo las insuficiencias de diseño o cambios regresivos en su comportamiento. Un objetivo adicional es ayudar en la programación de un mantenimiento rutinario o, cuando sea necesario, de trabajos remediadores mayores.

Tabla 7.3 Frecuencias de monitoreo representativas

<i>Parámetros</i>	<i>Frecuencia</i>
Nivel del agua	Diaria cuando sea posible
Infiltración	Diaria o semanal
Piezómetros	Una o dos veces por semana (en construcción) hasta tres a seis meses (rutina)
Sedimentación – deformación	Diaria (si se sospecha un deslizamiento serio) hasta tres a seis meses (rutina)

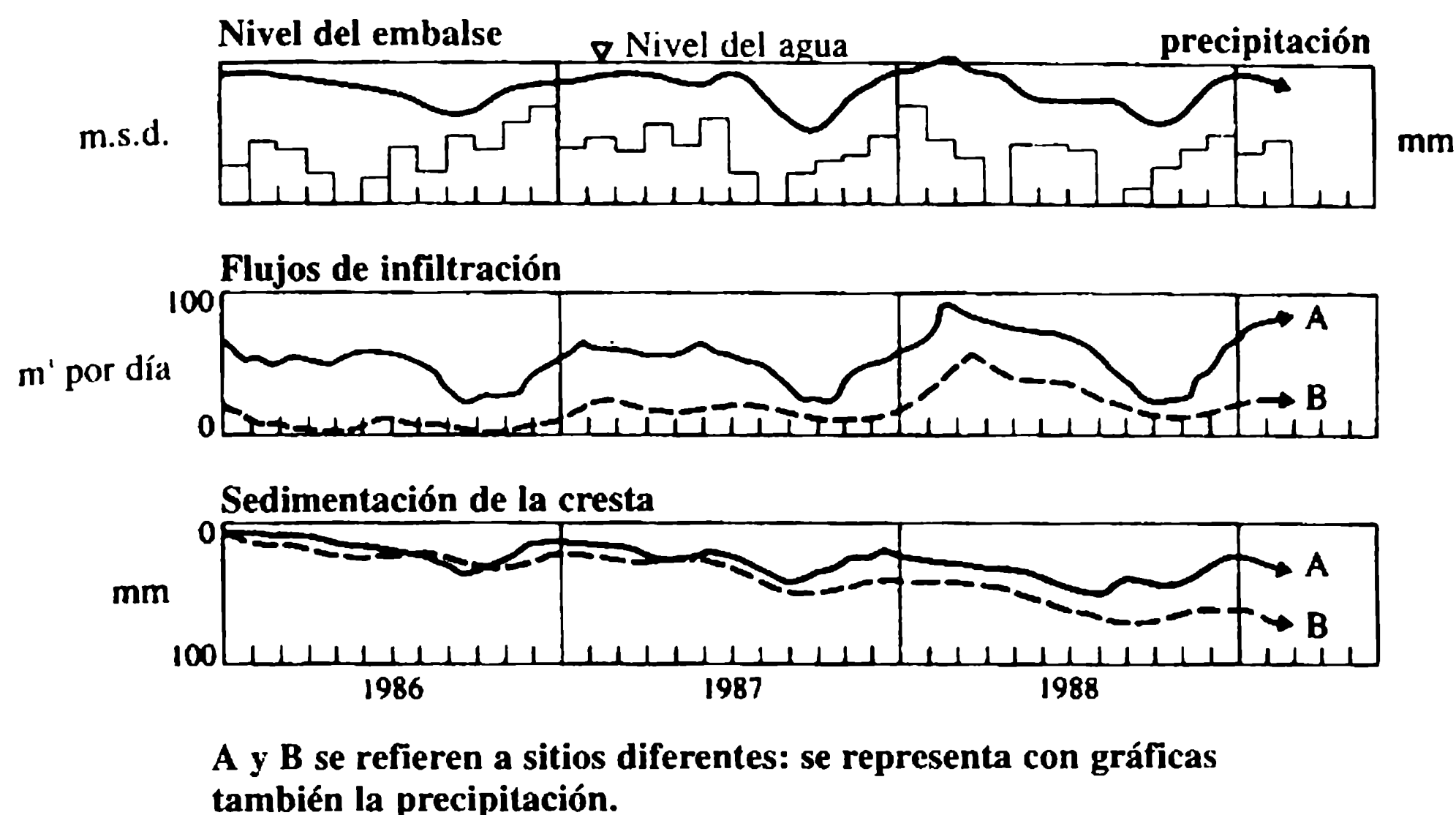


Figura 7.7 Gráficas de monitoreo representativas: presas de relleno.

La vigilancia abarca la observación y registro regular y frecuente de todos los aspectos del desempeño del servicio de una presa y su embalse. Incluye la observación e inspección rutinaria, el monitoreo y estimación de la infiltración, la información sobre la instrumentación y el registro de toda otra información relevante, incluidos los registros hidrológicos. Menos frecuentes pero más rigurosas son las inspecciones reglamentarias llevadas a cabo por ingenieros especialistas, como parte de un programa de vigilancia integral que puede incluir una investigación completa y una nueva apreciación de la integridad de la presa.

Se puede considerar que lo ideal en una presa grande es la observación externa diaria; en la práctica, problemas de acceso o disponibilidad de personal pueden determinar que las observaciones semanales o aun mensuales sean una meta más realista. Los procedimientos de vigilancia practicados por dos grandes propietarios de presas en el Reino Unido se analizan en Johnson y Curtis (1982), Beak (1992) y Robertshaw y Dyke (1990).

La inspección de rutina debe cubrir todas las partes de fácil acceso de la presa y sus componentes asociados (vertederos, compuertas, válvulas y estructuras de desagüe). La inspección visual debe extenderse al área aguas abajo de la presa, incluidos los ingletes y estribos, y a cualquiera de las partes del perímetro del embalse en donde se haya determinado que se requiere información. Un esfuerzo adicional puede dirigirse a sitios particulares o signos específicos de algún posible deterioro, por ejemplo fuentes de infiltración o fugas sospechosas. El ingeniero inspector debe estar alerta a los cambios ya sean favorables o desfavorables, entre visitas sucesivas.

La conducción de inspecciones de segundo nivel, es decir, las inspecciones menos frecuentes pero rigurosas llevadas a cabo para cumplir con las disposiciones oficiales u otras obligaciones, está fuera del alcance de este texto. Las rutinas y procedimientos de inspección, incluidas listas de verificación apropiadas para diferentes tipos de presas, se detallan en el Manual SEED (USBR, 1983), Johnston *et al.* (1990) y Kennard, Owens y Reader (1996).

7.4 Legislación sobre seguridad de presas

7.4.1 PATRONES LEGALES

La legislación para tratar la construcción y la operación segura a largo plazo de presas ha cobrado mayor importancia a medida que el número y el tamaño de las presas en riesgo se ha incrementado permanentemente. La situación es más dinámica que estática y la mayoría de los países han introducido o revisado la legislación nacional después de desastres como los identificados en la tabla 7.1.

La legislación nacional ésta enmarcada en uno de los dos siguientes patrones. En el primero, la legislación es precisa y detallada y opera a través de alguna medida de control estatal directo. Puede adoptar un enfoque detallado, prescriptivo sobre los estándares de diseño, construcción, inspección y vigilancia. En tales casos, la supervisión y la inspección periódica pueden ser la responsabilidad de una autoridad estatal o inspectora. En el segundo patrón, la legislación adopta un enfoque mucho menos prescriptivo. El Estado se involucra al mínimo y la mayoría de las responsabilidades se traslada a agencias o autoridades designadas. Un ejemplo de este primer patrón lo proporciona la legislación francesa, mientras que el segundo, con responsabilidad puesta en manos de ingenieros individuales designados, lo ejemplifica el enfoque británico esbozado en la sección 7.4.3.

Las ventajas y desventajas son evidentes en cualquiera de los enfoques. Una inspección centralizada o una oficina de diseño tienen el mérito de asegurar uniformidad en los estándares, pero puede ser insuficientemente flexible y sensible a situaciones específicas y a particularidades de presas individuales. Un sistema que minimiza las prescripciones estatales y transfiere la responsabilidad es, sin embargo, abierto a críticas sobre posible variación en los estándares aplicados. Al revisar la legislación es también importante notar que las medidas de previsión legislativas, por sí mismas, no garantizan seguridad. Una legislación será tan efectiva en la operación tanto como lo permita la estructura administrativa asociada. Debe considerarse en contexto con la perspectiva nacional respecto a la cantidad, edad, tipo, tamaño y propiedad de la población de presas.

La aplicabilidad de cualquier legislación debe definirse con claridad. En general, se prescribe en términos de la capacidad de almacenamiento mínimo del embalse por encima del nivel natural y/o mínima altura de la presa. La legislación también debe ser adecuada para prescribir la responsabilidad de la supervisión apropiada del diseño, construcción y operación y debe detallar las medidas para la vigilancia, principales inspecciones periódicas y abandono de la presa.

7.4.2 ENFOQUES NACIONALES REPRESENTATIVOS

A continuación se resumen algunos ejemplos de enfoques administrativos y legislativos.

En Francia, la legislación inicial de 1898 se ha extendido y revisado a intervalos, en especial, después del desastre de Malpasset. Un comité técnico permanente recomienda sobre el diseño y construcción de las grandes presas, y todas

las presas importantes están sujetas a una inspección anual por parte de un departamento gubernamental. Las disposiciones son detalladas y bastante prescriptivas.

En Suiza, las regulaciones se originaron en 1934 y se han modificado a intervalos subsecuentes. La aplicación de la legislación se confía a un departamento federal que opera junto con consultores y autoridades militares.

En Estados Unidos, las presas federales están sujetas al control de una agencia gubernamental apropiada, por ejemplo, el Cuerpo de Ingenieros. Las presas que no son federales son sujeto de legislación en la mayoría, pero no en todos, los estados. El grado de control que se ejerce a nivel estatal es variable. California impone inspecciones estatales anuales estrictas, mientras que Alabama, en contraste, no tiene medidas legislativas para la seguridad de las presas. Un estudio nacional en Estados Unidos iniciado en 1972 identificó 68 000 presas en 1983, de las cuales alrededor de 40% se consideraba, debido a su localización, que presentaban un peligro potencial considerable. De 8818 presas sometidas a estudio y a una primera inspección, 33% se clasificaron como técnicamente inadecuadas, 2% se calificaron como 'inseguras de emergencia' (Duscha, 1983).

La UNESCO (1967) publicó recomendaciones internacionales sobre la seguridad de las presas, las cuales proporcionan un marco de referencia sugerido para utilizar en la preparación de la legislación nacional. Las recomendaciones sugieren que se debe comisionar a una autoridad nacional que examine y apruebe todas las propuestas para construir, ampliar o reparar presas y responsabilizarse de aprobar las agendas de operación y vigilancia.

7.4.3 LEGISLACIÓN EN EL REINO UNIDO: LA LEY DE EMBALSES (1975)

El marco de referencia legislativo que suscribe la seguridad de presas en el Reino Unido es la Ley de Embalses (HMSO, 1975). Un análisis del sistema británico no puede apartarse de una apreciación de las circunstancias requeridas para que funcione. La densidad de población y el número de embalses en el Reino Unido son relativamente altos, en particular, en las regiones con industria pesada tradicional. Como un factor de complejidad, 83% de las 2500 presas en el Reino Unido sujetas a legislación estatutaria, son presas de relleno de tierra y, por tanto, inherentemente más susceptibles a ciertos riesgos, como rebosamiento por inundación. La edad media de la población de presas es relativamente alta, cercana a los 110 años, y más de 30% de las presas pertenecen a firmas pequeñas o a individuos. Análisis de la incidencia del deterioro y los trabajos remediadores en las presas británicas han sido publicados por Moffat (1982) y Charles (1986). Las características esenciales de la Ley de los Embalses Británicos puede sintetizarse de la siguiente manera:

1. La legislación se aplica a todos los embalses con capacidad de almacenamiento mayor a 25 000 m³ por encima del nivel natural en cualquier parte del terreno adyacente.

2. El propietario es en su totalidad responsable ante la ley del mantenimiento del embalse en una condición segura.
3. El registro de los embalses y el hacer cumplir la ley son delegados al gobierno local, por lo general a nivel de condado o distrito metropolitano.
4. El diseño y la construcción de nuevos embalses y las inspecciones estatutarias o alteraciones mayores en los embalses existentes deben llevarse a cabo bajo la dirección de un panel de ingenieros designados, por ejemplo, un ingeniero de alta categoría seleccionado en un panel estatutario de especialistas.
5. Las inspecciones obligatorias realizadas por un panel de ingenieros se requieren a intervalos no mayores a los 10 años.
6. Se requiere que los propietarios nombren un ingeniero supervisor, calificado y elegido como tal bajo la ley, para mantener la continuidad de la supervisión y vigilancia entre inspecciones obligatorias.
7. Se requiere que el propietario mantenga registros fundamentales, por ejemplo, niveles de agua, flujos en el vertedero, fugas, etc.
8. El panel de ingenieros designados en el punto 4 tiene la última y única responsabilidad legal para las certificaciones y reportes obligatorios que se requieran de él.

La legislación británica, por consiguiente, proporciona un sistema de vigilancia de dos niveles. La responsabilidad inmediata de la vigilancia recae en manos del ingeniero supervisor, con un panel designado de ingenieros responsable de las inspecciones obligatorias periódicas. En el curso de la última, el panel de ingenieros puede iniciar investigaciones tan rigurosas y detalladas como considere necesario, por ejemplo, la revaluación de la capacidad del vertedero, etc. La característica más valiosa en el enfoque británico es el principio de invertir con responsabilidad estatutaria para inspecciones al panel de ingenieros, motivando así la rapidez y flexibilidad de la respuesta.

7.5 Análisis de riesgo asociado a los embalses

7.5.1 CLASIFICACIÓN DE LOS PELIGROS EN EMBALSES

En la actualidad es común clasificar los riesgos del embalse en función de la escala de las pérdidas humanas y económicas anticipadas en el evento de una falla catastrófica de la presa. A menudo, el nivel de riesgo se valora con subjetividad y se clasifica en categorías descriptivas, por ejemplo, 'baja', 'significativa' o 'alta' (USBR, 1988). Un elemento de discreción puede aplicarse para definir el régimen de vigilancia aplicada a una presa específica. Las limitaciones implícitas en tal valoración y clasificación subjetivas son evidentes.

Una valoración más rigurosa de los riesgos de embalses podría forzar una contribución mayor a la efectividad de los programas de vigilancia de presas. En particular, el análisis de riesgo de embalses puede ser una ayuda valiosa a fin de ordenar las prioridades para la asignación de los limitados recursos disponibles para trabajos remediadores o para la vigilancia. En la planeación de contingencia pueden em-

plearse análisis de riesgos detallados y más explícitos, que abarquen escenarios de emergencia para embalses de alto riesgo seleccionados. Este último puede incluir la preparación de mapas de inundación (sección 7.5.2).

El nivel de riesgo nominal puede expresarse de manera adecuada en términos de dos determinantes principales, el riesgo estimado de ruptura catastrófica y/o la pérdida (o costo) predicha en el peor evento. Los niveles de riesgo se comparan o se ordenan fácilmente con relación ya sea al riesgo o a la pérdida según el parámetro considerado decisivo. (Con respecto a la selección de la inundación de diseño para la selección del tamaño del vertedero, se deben consultar la sección 4.2 y la tabla 4.1).

Varias opciones se han desarrollado para el análisis de riesgo en embalses, abarcando desde las expresiones más simples que involucran la capacidad de almacenamiento y la altura de la presa hasta técnicas sofisticadas de estimación probabilística de riesgo EPR (PRA, probabilistic risk assessment). Las metodologías de la EPR se han deducido a partir de las desarrolladas para la evaluación del peligro en actividades de alto riesgo o delicadas, por ejemplo, en la industria nuclear. Las opciones del análisis de riesgos se analizan en Moffat (1988), con propuestas para una clasificación cuantitativa del riesgo del embalse (CCR). Dicha clasificación se concibe como una expresión semirrigurosa pero relativamente simple, con la intención principal de jerarquizar los niveles de riesgo y prioridades dentro de una población de presas. Está diseñada principalmente para aplicación general en las inspecciones de primer nivel y para la identificación de los embalses de alto riesgo. En su forma más elaborada también está destinada a una aplicación selectiva más rigurosa de segundo nivel en situaciones de alto riesgo.

Metodologías alternativas para estimación de riesgos en embalses se han analizado y revisado con amplitud (Binnie y Partners, 1992). La aplicación de técnicas de estimación rápidas relativamente simples para la clasificación de riesgos en poblaciones de presas en riesgo potencial se abordan en Thompson y Clark (1994).

7.5.2 RUPTURA DE PRESAS Y MAPAS DE INUNDACIÓN

La extensión del análisis de riesgo para incluir la planeación de contingencia de la ruptura de presas es un tópico muy delicado. Sin embargo, es un paso lógico y prudente cuando se aplica selectivamente a embalses con una llanura de inundación populosa y vulnerable. Los análisis rigurosos de ruptura de presas involucran una consideración balanceada de parámetros hidrológicos, hidráulicos, ambientales, geotécnicos y estructurales aplicables a la presa y a la planicie de inundación en estudio. Una primera aproximación empírica de las características de la formación de brechas en presas de relleno se sugiere en MacDonald y Langridge-Monopolis (1984); una aproximación alternativa inicial se presenta en Dewey y Gillette (1993). La propagación de la onda de inundación dependiente del tiempo puede modelarse utilizando *software* tal como el programa DAMBRK del Servicio Nacional de Climatología de Estados Unidos (Fread, 1984) y sus derivados, como DAMBRK UK desarrollado para el Departamento del Medio Ambiente del Reino Unido en 1989.

Mapas de la inundación debida a una ruptura de presa se han elaborado para embalses de alto perfil en varios países. En la mayoría de los casos, tales ejercicios se han conducido con miras a la preparación de planes de contingencia y servicios de emergencia. Ejemplos de experiencia en mapas de inundación en el Reino Unido, donde las circunstancias son tales que presas muy modestas pueden representar un riesgo *potencial* significativo en virtud de su localización con relación a los centros de población, se describe en Tarrant *et al.* (1994) y Claydon, Walker y Bulmer (1994).

- Referencias**
- Beak, D.C. (1992) Implementation of the Reservoirs Act 1975 and monitoring of dams, in *Proceedings of the Conference on Water Resources and Reservoir Engineering*, British Dam Society, London, pp. 287-300.
- Binnie & Partners (1992) *Review of Methods and Applications of Reservoir Hazard Assessment*, Report, Contract PECD 7/7/309, Department of the Environment, London.
- Charles, J.A. (1986) The significance of problems and remedial works at British earth dams, in *Proceedings of the Conference 'Reservoirs 86'*, British National Committee on Large Dams, London, pp. 123-41.
- Charles, J.A., Tedd, P. and Watts, K.S. (1992) The role of instrumentation and monitoring in safety procedures for embankment dams, in *Proceedings of the Conference on Water Resources and Reservoir Engineering*, British Dam Society, London.
- Claydon, J.R., Walker, R.A. and Bulmer, A.J. (1994) Contingency planning for dam failure, in *Proceedings of the Conference 'Reservoir Safety and the Environment'*, ICE, British Dam Society, London, pp. 224-35.
- Dewey, R.L. and Gillette, D.R. (1993) Prediction of embankment dam breaching for hazard assessment, in *Proceedings of the Conference on Geotechnical Practice in Dam Rehabilitation*, Geotechnical Special Publication 35, American Society of Civil Engineers, New York.
- Dunncliff, J. (1988) *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*, Wiley, New York.
- Duscha, L.A. (1983) National program of inspection of non-federal dams, in *Proceedings of the Conference on New Perspectives on the Safety of Dams*, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA, 14. pp.
- Evans, J.D. and Wilson, A.C. (1992) The instrumentation, monitoring and performance of Roadford Dam during construction, in *Proceedings of the Conference on Water Resources and Reservoir Engineering*, British Dam Society, London.
- Fread, D.L. (1984) *DAMBRK: the NWS Dambreak Flood Forecasting Model*, US National Weather Service, Washington, DC.
- Hanna, T.H. (1985) *Field Instrumentation in Geotechnical Engineering*, Transtech, Clausthal.
- HMSO (1975) *The Reservoirs Act*, Her Majesty's Stationery Office, London, and associated Statutory Instruments.
- ICOLD (1974) *Lessons from Dam Incidents*, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1987) *Dam Safety Guidelines*, Bulletin 59, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1988) *Dam Monitoring: General Considerations*, Bulletin 60, International Commission on Large Dams, Paris.

- ICOLD (1992) *Improvement of Existing Dam Monitoring*, Bulletin 87, International Commission on Large Dams, Paris.
- Jansen, R.B. (1980) *Dams and Public Safety*, US Water and Power Resources Service, Denver, CO.
- Johnson, F.G. and Curtis, G.R. (1982) Surveillance of an authority's reservoirs, in *Proceedings of the Conference 'Reservoirs 82'*, British National Committee on Large Dams, London, Paper 6.
- Johnston, T.A., Millmore, J.P., Charles, J.A. and Tedd, P. (1990) *An Engineering Guide to the Safety of Embankment Dams in the United Kingdom*, Report C1/StB 187, Building Research Establishment, Garston.
- Kennard, M.F., Owens, C.L. and Reader, R.A. (1996) *Engineering Guide to the Safety of Concrete and Masonry Dam Structures in the UK*, Construction Industry Research and Information Association Report 148, London.
- MacDonald, T.C. and Langridge-Monopolis, J. (1984) Breaching characteristics of dam failures. *Journal of Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers*, 110 (5), 576-86.
- Millmore, J.P. and McNicol, R. (1983) Geotechnical aspects of the Kielder dam. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1*, 74, 805-36.
- Moffat, A.I.B. (1982) Dam deterioration: a British perspective, in *Proceedings of the Conference 'Reservoirs 82'*, British National Committee on Large Dams, London, Paper 8.
- Moffat, A.I.B. (1988) Embankment dams and concepts of reservoir hazard analysis. in *Proceedings of the Conference 'Reservoir 88'*, British National Committee on Large Dams, London, Paper 6.4.
- Penman, A.D.M. (1989) The design and use of instrumentation, in *Proceedings of the Conference on Clay Barriers for Embankment Dams*, Thomas Telford, London, pp. 131-48.
- Penman, A.D.M. and Kennard, M.F. (1981) Long-term monitoring of embankment dams in Britain, in *Proceedings of the ASCE Conference 'Recent Developments in Geotechnical Engineering for Hydro Projects'*, American Society of Civil Engineers, New York, pp. 46-67.
- Robertshaw, A.C. and Dyke, T.N. (1990) The routine monitoring of embankment dam behaviour, in *Proceedings of the Conference on the Embankment Dam*, British Dam Society, London, pp. 177-84.
- Serafim, J.L. (ed.) (1984) *Safety of Dams*, Proceedings of the International Conference, Coimbra, Balkema, Rotterdam.
- Tarrant, F.R., Hopkins, L.A. and Bartlett, J.M. (1994) Inundation mapping for dam failure – lessons from UK experience, in *Proceedings of the Conference 'Reservoir Safety and the Environment'*, British Dam Society, London, 282-91.
- Thompson, G. and Clark, P.B. (1994) Rapid hazard ranking for large dams, in *Proceedings of the Conference 'Reservoir Safety and the Environment'*, British Dam Society, London, 306-15.
- UNESCO (1967) *Recommendations Concerning Reservoirs*, UN Educational Scientific, and Cultural Organization, Paris.
- USBR (1983) *Safety Evaluation of Existing Dams*, US Bureau of Reclamation, Denver, CO.
- USBR (1988) *Downstream Hazard Classification Guidelines*, ACER Technical Memorandum 11, US Bureau of Reclamation, Denver, CO.

Parte dos

Otras estructuras hidráulicas

Dado que el tema de la ingeniería de ríos es uno de los más extensos, en este texto sólo se abordarán algunos de los aspectos más importantes. Otros capítulos se ocupan de estructuras que por lo general son consideradas como parte integral de la ingeniería de ríos: obras de desviación, incluyendo tomas (capítulo 9); drenaje transversal y estructuras de caída (capítulo 10); navegación interior (capítulo 11). Así, sólo los métodos de hidrometría, es decir, la medida de niveles de agua y del lecho, caudales y calidad del agua, con sus estructuras asociadas, como también las estructuras de mejoramiento, por ejemplo las estructuras diseñadas principalmente para crear una geometría favorable y condiciones cinemáticas, o ayudas a la navegación y control de inundaciones se analizan brevemente en este capítulo.

8.1 Introducción

Como éste es un capítulo introductorio a todo el tema de la ingeniería de ríos, algunos principios básicos del flujo en canales abiertos y un examen breve de la morfología de ríos y el régimen y tránsito de inundaciones también se abordan en las siguientes secciones.

La principal razón de la complejidad de la ingeniería de ríos es que el flujo en un río aluvial no tiene en realidad fronteras y geometría fijas comparado, por ejemplo, con el flujo en tuberías o el flujo en canales abiertos con sección constante y fija. Se añade a lo anterior la complejidad introducida por el cambio de la rugosidad del contorno en corrientes que transportan sedimentos y la dependencia entre flujo de agua y la descarga de sedimentos y la disponibilidad de sedimentos, que incrementa considerablemente las dificultades de un riguroso tratamiento de la hidráulica del flujo en un sistema aluvial. Es, por tanto, poco sorprendente que, a pesar de los esfuerzos investigativos permanentes y sustanciales, el conocimiento en el campo del transporte de sedimentos y la morfología de ríos, sea aún un tanto superficial. Sin embargo, el crecimiento de bancos de datos junto con la aplicación de principios físicos y el análisis asistido por computadora son avances permanentes en la capacidad para manejar problemas de diseño en ingeniería de ríos (Kennedy, 1983), que en el presente además dependen (y siempre dependerán) en gran medida de la experiencia.

8.2 Principios básicos del flujo en canales abiertos

8.2.1 DEFINICIONES

El flujo en canales abiertos puede ser laminar o turbulento, dependiendo del valor del número de Reynolds $Re = VR/\nu$, donde V es la velocidad media del flujo, R es el radio hidráulico $R = A/P$ (A es el área de la sección normal a la dirección del flujo y P es el perímetro mojado) y ν es el coeficiente de viscosidad cinemática. En ríos y canales existe de forma invariable flujo turbulento. Por otra parte, el flujo en canales abiertos puede ser permanente si el caudal, Q , es sólo una función de la distancia (o constante), y no permanente si Q es también una función del tiempo t . Además, el flujo permanente puede ser uniforme (con Q y la profundidad y , y por tanto, velocidad $V = Q/A$ constantes) o no uniforme. El flujo no uniforme puede ser de variación rápida o gradual ($Q = \text{constante}$, V y y varían con la posición x) o variación espacial [$Q = f(x)$]. El flujo en cauces naturales es de ordinario no permanente, mientras que el flujo en ríos canalizados y canales es predominantemente permanente uniforme o no uniforme. El flujo también puede ser supercrítico ($Fr > 1$) o subcrítico ($Fr < 1$), donde Fr es el número de Froude definido como $Fr^2 = \alpha Q^2 B / g A^3$, con B el ancho de la superficie libre y α el coeficiente de Coriolis obtenido de la distribución de velocidades en la sección. En ríos y canales en la mayoría de los casos es subcrítico. En general, los canales son canales abiertos prismáticos, mientras que los ríos son no prismáticos. Los contornos de los canales abiertos formados por el fondo y los lados pueden ser fijos, por ejemplo el canal revestido en concreto, o variables, como en ríos o canales no revestidos sobre material aluvial.

8.2.2 ALGUNAS ECUACIONES BÁSICAS

Sólo unos pocos conceptos básicos pueden ser mencionados. Para un tratamiento más amplio y extenso se remite al lector a un libro sobre la materia, por ejemplo, Chadwick y Morfett (1993), Featherstone y Nalluri (1995), Henderson (1966), Novak (1986) y Chow (1983).

Para un flujo uniforme, la pendiente de la solera, S_0 , el gradiente de energía, S_e , y la pendiente de fricción, S_f , son todos iguales.

Al denominar τ_0 los esfuerzos cortantes medios sobre el perímetro P del canal y la relación $A/P = R$ (radio hidráulico), del balance entre la gravedad y la resistencia a la fricción se obtiene:

$$\tau_0 = \rho g R S_0 = \rho U_*^2 \quad (8.1)$$

donde U_* es la velocidad al corte.

Para un flujo turbulento completamente desarrollado $\tau_0 \propto V^2$, la ecuación (8.1) conduce a la muy conocida ecuación de Chézy para flujo uniforme:

$$V = C(RS_0)^{1/2} \quad (8.2)$$

(las dimensiones de C son $L^{1/2}T^{-1}$).

El 'coeficiente' C puede ser expresado como:

$$C = (8g/\lambda)^{1/2} \quad (8.3)$$

donde λ es el coeficiente de fricción en la ecuación de Darcy-Weisbach:

$$h_f = (\lambda L/D)V^2/2g = \lambda L V^2/8gR. \quad (8.4)$$

λ puede ser expresado a partir de la teoría de la capa límite como:

$$1/\lambda^{1/2} = 2 \log \left[6R / \left(\frac{k}{2} + \delta'/7 \right) \right] \quad (8.5)$$

donde k es el 'tamaño' de las rugosidades y δ' ($= 11.6\nu/U_*$) es el espesor de la subcapa laminar.

Otra expresión de uso frecuente es la ecuación de Manning, la cual utiliza una constante n que es función de la rugosidad.

$$V = (1/n)R^{2/3}S_0^{1/2} \quad (8.6)$$

(es decir, $C = R^{1/6}/n$; las dimensiones de n son $T L^{-1/3}$). De acuerdo con Strickler, $n \approx 0.04d^{1/6}$, donde d es el tamaño (en metros) de las rugosidades (sedimentos) (ejemplo 8.1).

De las ecuaciones (8.1), (8.2) y (8.3) se obtiene:

$$U_* = V(\lambda/8)^{1/2}. \quad (8.7)$$

A partir de la ecuación de Bernoulli se deduce que para un canal no prismático y con flujo no uniforme:

$$-S_0 + dy/dx - (\alpha Q^2/gA^3)[B dy/dx + (\partial A/\partial b)(db/dx)] + S_f = 0$$

de manera que:

$$dy/dx = [S_0 - S_f + (\alpha Q^2/gA^3)(\partial A/\partial b)(db/dx)]/(1 - Fr^2). \quad (8.8)$$

Para un canal prismático, $db/dx = 0$, y la ecuación (8.8) se reduce a:

$$dy/dx = (S_0 - S_f)/(1 - Fr^2). \quad (8.9)$$

Al introducir la conductividad hidráulica del canal, $K = CAR^{1/2}$ (es decir, el caudal para pendiente = 1), la ecuación (8.9) se convierte en:

$$dy/dx = S_0 \{ [1 - (K_0/K)^2] / (1 - Fr^2) \} \quad (8.10)$$

[la ecuación (8.10) implica que $\tau_0 = \rho g R S_f$ - ecuación (8.1) - también como $\tau_0 = \rho g R_0 S_0$]. La ecuación (8.10) puede ser usada de forma conveniente para analizar y calcular varios perfiles de flujo no uniforme, ya que por lo general $K^2 \propto y^N$, donde el exponente N es llamado exponente hidráulico. Los métodos numéricos también pueden ser utilizados para resolver la ecuación (8.9) u (8.10) para canales no prismáticos.

Para el flujo no permanente, el tratamiento de la ecuación de continuidad y la ecuación de Bernoulli produce (ecuación de Saint Venant):

$$S_f = S_0 - \partial y / \partial x - (V/g)(\partial V / \partial x) - (1/g)(\partial V / \partial t). \quad (8.11)$$

El primer término del miembro de la derecha de la ecuación (8.11) indica flujo uniforme y los tres primeros términos indican flujo no uniforme. A partir de la ecuación de continuidad se concluye que un cambio del caudal en Δx debe ser acompañado por un cambio en la profundidad en Δt , es decir:

$$\partial Q / \partial x + B \partial y / \partial t = 0 \quad (8.12)$$

(si no hay caudal lateral en Δx); así:

$$A \partial V / \partial x + V \partial A / \partial x + \partial y / \partial t = 0. \quad (8.13)$$

El primer término del miembro izquierdo de la ecuación (8.13) representa el prisma de almacenamiento y el segundo la cuña de almacenamiento (sección 8.6).

Para un canal rectangular, la ecuación (8.13) se convierte en:

$$y \partial V / \partial x + V \partial y / \partial x + \partial y / \partial t = 0. \quad (8.14)$$

La solución de las ecuaciones anteriores sólo puede alcanzarse mediante la aplicación de técnicas numéricas, por ejemplo, en su forma de diferencias finitas (Cunge, Holly y Verwey, 1980).

En el caso de flujo no permanente rápidamente variado, se forma una onda que tiene un frente empinado con una sustancial pérdida de energía (análogo al movimiento de un resalto hidráulico). De las ecuaciones de *momentum* y de continuidad (y_1 y V_1 se refieren a la sección por delante de la onda de altura Δy moviéndose con celeridad c),

$$c = -V_1 \pm \{g[(A_1 + \Delta A) \Delta y / \Delta A + (A_1 + \Delta A)y_1 / A_1]\}^{1/2}. \quad (8.15)$$

Para una sección rectangular, la ecuación (8.15) se convierte en:

$$c = -V_1 \pm [g(y_1 + 3\Delta y / 2 + \Delta y^2 / 2y_1)]^{1/2} \quad (8.16)$$

que para pequeñas ondas (es decir, en canales de navegación) se convierte en:

$$c \approx -V_1 \pm [g(y_1 + 3\Delta y / 2)]^{1/2}. \quad (8.17)$$

Para la velocidad de flujo $V_1 = 0$ y un pequeño valor Δy , la ecuación (8.17) se reduce a $c \approx (gy_1)^{1/2}$.

8.2.3 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Un estudio completo del transporte de sedimentos en canales abiertos está claramente fuera del alcance de este texto, pero se han incluido algunos aspectos fundamentales.

Desde el punto de vista de la fuente de sedimentos, el transporte puede ser dividido en carga de lavado que consta de material muy fino que se mueve en suspensión en ríos y canales, y carga de material del lecho que se mueve como carga del lecho o de fondo y carga suspendida, dependiendo de la velocidad y del tamaño de los sedimentos. Para la ingeniería de ríos y canales de navegación, la carga de material del lecho es el elemento más importante del transporte de sedimentos, ya que determina la erosión morfológica y los aspectos de sedimentación; la carga suspendida puede ser importante en la ingeniería de ríos sólo en la sedimentación de embalses y, excepcionalmente, en la sedimentación en la toma de los canales.

Las principales propiedades de los sedimentos y el transporte de los mismos son el tamaño de sedimentos (d), la forma, la densidad ρ_s (en general 2650 kg m^{-3}), la velocidad de asentamiento (w_s), densidad de cuerpo y porosidad, y concentración de sedimentos (C) (volumétrica, en ppm, o mg l^{-1}). De acuerdo con el tamaño, se distinguen de ordinario la arcilla ($0.5 \mu\text{m} < d < 5 \mu\text{m}$), los limos ($5 \mu\text{m} < d < 60 \mu\text{m}$), la arena ($0.06 \text{ mm} < d < 2 \text{ mm}$) y las gravas ($2 \text{ mm} < d < 60 \text{ mm}$).

La velocidad de asentamiento puede ser expresada aproximadamente por la ecuación:

$$w_s = (4gd\Delta/3C_D)^{1/2} \quad (8.18)$$

donde $\Delta = (\rho_s - \rho)/\rho$ y C_D es un coeficiente de arrastre que depende del número de Reynolds $Re = w_s d/\nu$. Para valores de $Re < 1$ (sedimentos muy finos) $C_D = 24/Re$ que es la ley de Stokes, mientras que para grandes tamaños con $Re > 10^3$ C_D se vuelve constante y es sólo una función de la forma del grano (usualmente $C_D \approx 1.3$ para partículas de arena). La velocidad de asentamiento varía, por tanto, desde $d^{1/2}$ a d^2 .

El umbral del movimiento de sedimentos (movimiento incipiente) está dado por un valor crítico del esfuerzo cortante que, para un fondo plano, esté dado por el criterio de Shields:

$$\tau_c = c(\rho_s - \rho)gd \quad (8.19)$$

donde, de acuerdo con varios autores, c varía entre 0.04 y 0.06. La condición de validez de la ecuación (8.19) es que $Re (=wd/\nu) > 10^3$. Como, a partir de la ecuación (8.1), $\tau_0/\rho = U_*^2$, la ecuación (8.19) puede ser escrita como:

$$Fr_d^2 = U_*^2/gd\Delta = c. \quad (8.20)$$

Para una partícula de sedimento sobre una pendiente (por ejemplo, la pendiente lateral de un canal) inclinada un ángulo β con respecto a la horizontal, el esfuerzo cortante crítico se reduce por un factor de $\{1 - (\text{sen}^2 \beta / \text{sen}^2 \varphi)\}^{1/2}$, donde φ es el ángulo de estabilidad natural (ángulo de reposo) del material no cohesivo. (Para la estabilidad, naturalmente $\beta < \varphi$). El valor medio de φ es cerca de 35° .

Por otra parte, el máximo esfuerzo cortante inducido por el flujo sobre una pendiente lateral de un canal es, en general, sólo cerca de $0.75\rho g y S$ [en lugar de $\rho g R S$ que se aplica para el lado de canales anchos – ecuación (8.1) y ejemplo 8.2]. Así, en el diseño de un canal estable en material aluvial es necesario averiguar si la estabilidad del lecho o la de las pendientes laterales es la crítica para la estabi-

lidad del canal. En un canal que no sea recto los esfuerzos cortantes críticos se reducen aún más por un factor entre 0.6 y 0.9 (0.6 se aplica cuando el canal es muy sinuoso).

Durante décadas se han realizado investigaciones sobre el transporte de carga del lecho sin que se disponga de una ecuación en realidad satisfactoria que abarque todos los casos para relacionar el fluido y las propiedades del sedimento. Este hecho se debe principalmente a la complejidad del problema incluido el efecto de las diferentes formas del lecho sobre el modo y la magnitud del transporte de la carga del lecho, la naturaleza estocástica del problema y la dificultad de verificar las investigaciones de laboratorio en el prototipo. Sin embargo, se han realizado avances sustanciales. La mayoría de los enfoques utilizados pueden ser reducidos a una correlación entre el parámetro de transporte de sedimentos, $\phi = q_s / d^{3/2} (g\Delta)^{1/2}$, donde q_s es el transporte de sedimentos (en $m^3 s^{-1} m^{-1}$) y $Fr_d^2 = 1/\psi = U_*^2 / \Delta g d$, donde ψ es denominado parámetro de flujo [ψ puede también contener un parámetro adicional –el factor de rizos– para considerar el efecto de la forma del lecho (Graf, 1984)]. En muchas correlaciones, el exponente Fr_d^2 varía entre 2 y 3, es decir, varía como V^n con $4 < n < 6$, demostrando la importancia de un buen conocimiento del campo de velocidad en la modelación y cálculo del transporte de la carga del lecho, en particular cuando se utilizan modelos bidimensionales o tridimensionales.

Ejemplos de correlaciones simplificadas de ϕ y ψ son la ecuación de Meyer-Peter y Muller:

$$\phi = (4/\psi - 0.188)^{3/2}, \quad (8.21)$$

la ecuación de Einstein-Brown:

$$\phi = 40\psi^{-3} \quad (8.22)$$

y la ecuación de Engelund-Hansen:

$$\phi = 0.4\psi^{-5/2}/\lambda. \quad (8.23)$$

Se debe hacer énfasis en que la aplicación completa de las ecuaciones anteriores y otras ecuaciones más sofisticadas requieren más estudios (por ejemplo, Ackers, 1983; Garde y Ranga Raju, 1985; Graf, 1984; Vanoni, 1975); las ecuaciones son aquí citadas sólo para mostrar la correlación y tendencia.

Así, aunque la relación entre el transporte de sedimentos del lecho y el flujo y aun la relación entre la resistencia hidráulica y la forma de los canales sedimentarios, en particular la configuración del lecho (que a su vez es una función de las características del sedimento y la descarga), son ampliamente conocidas, la tercera ecuación utilizada para el cálculo de canales aluviales, relacionando los parámetros de flujo y la resistencia a la erosión de las bancas, todavía elude extensamente una formulación basada en la física. Sin embargo, el concepto de potencia mínima de la corriente y otros métodos de optimización muestran ser más promisorios en este campo, donde de otra manera se regresa a las ecuaciones de la teoría del régimen (sección 8.3) que sintetizan las funciones físicas en grupos de fórmulas que describen la geometría del canal (Ackers, 1983).

La morfología de ríos se relaciona con la configuración y geometría del canal y el perfil longitudinal; es dependiente del tiempo y varía en particular con la descarga, la entrada y características de los sedimentos y el material de la banca.

La morfología de ríos puede ser muy influenciada por las obras de ingeniería, aunque dicha influencia no necesariamente es benéfica. Los cauces naturales son rectos (por lo general sólo en tramos muy cortos), con meandros, es decir constan de una serie de curvas de curvatura alternada conectadas por tramos cortos, rectos (cruces), o trenzados, es decir, el río se divide en varios canales que de continuo se unen y se separan. Las varias etapas de un río esquematizado (de Vries, 1985) se presentan en la figura 8.1.

Las curvas pueden ser divididas en libres (superficial), limitadas (confinadas) y forzadas (deformadas), con relaciones de radio de curvatura a ancho que varían desde cerca de 3 (forzado) a cerca de 7.5 (limitado) (5 para curvas libres). En curvas libres y limitadas, la profundidad se incrementa de forma gradual hasta un máximo aguas abajo del vértice de la curva; las curvas se caracterizan por tener flujo en espiral y secciones triangulares, con la máxima profundidad y velocidad en la banca cóncava, y máximo transporte de sedimentos en la banca convexa y el *talweg* (línea de máxima profundidad) desviándose de la línea central del río, como se muestra en la figura 8.2.

Los cruces son tramos relativamente rectos entre curvas alternas y son casi de sección rectangular (figura 8.3).

Los ríos con meandros por lo general tienen una relación de longitud del canal a longitud del valle mayor que 1.5 (Petersen, 1986) y la longitud del meandro (la distancia entre vértices de curvas alternas) cerca de 10 veces el ancho del cauce. La relación de la longitud del meandro al ancho varía entre 2 y 4 [para más detalles ver, por ejemplo, Jansen, van Bendegom y van den Berg (1979)].

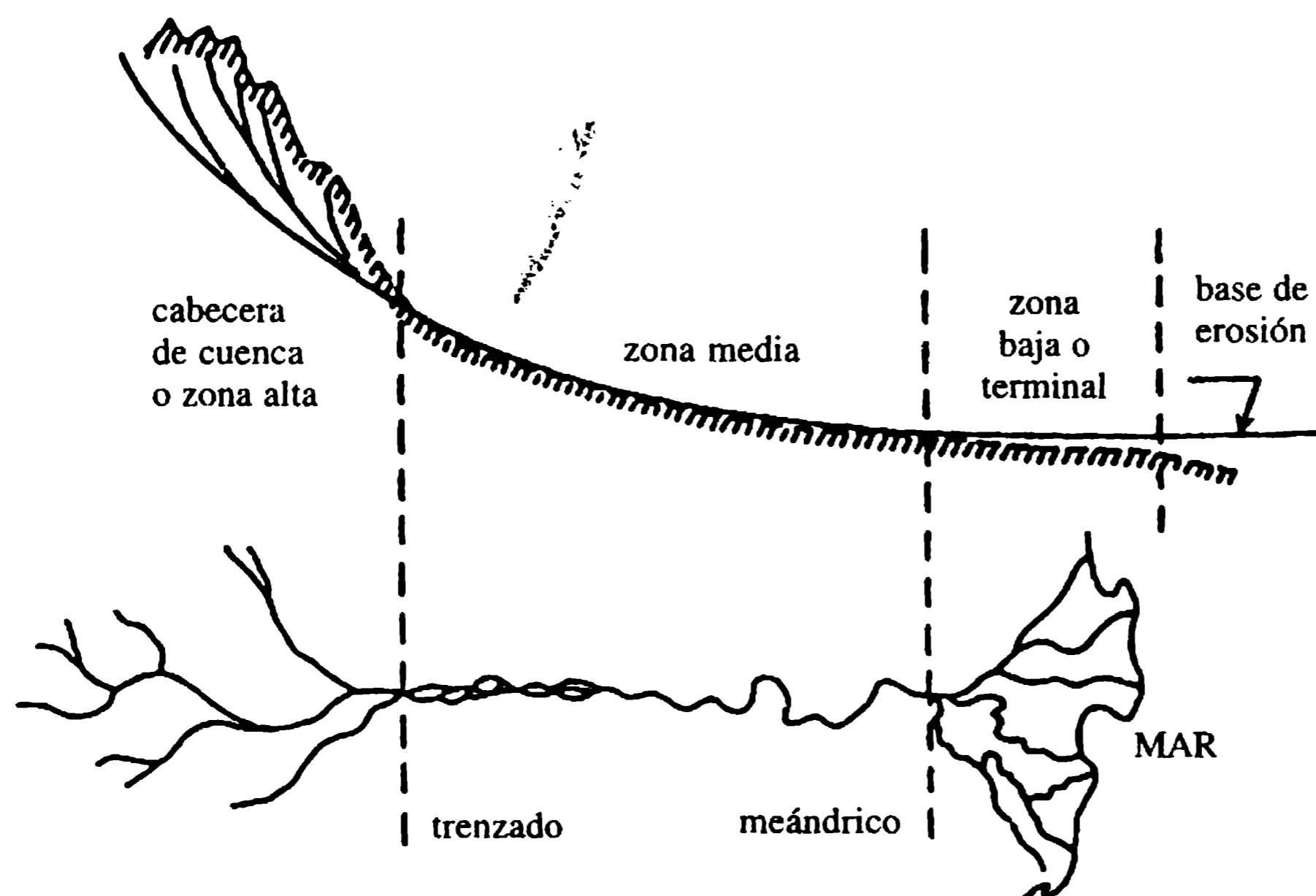


Figura 8.1 Río esquematizado (Vries, 1985).

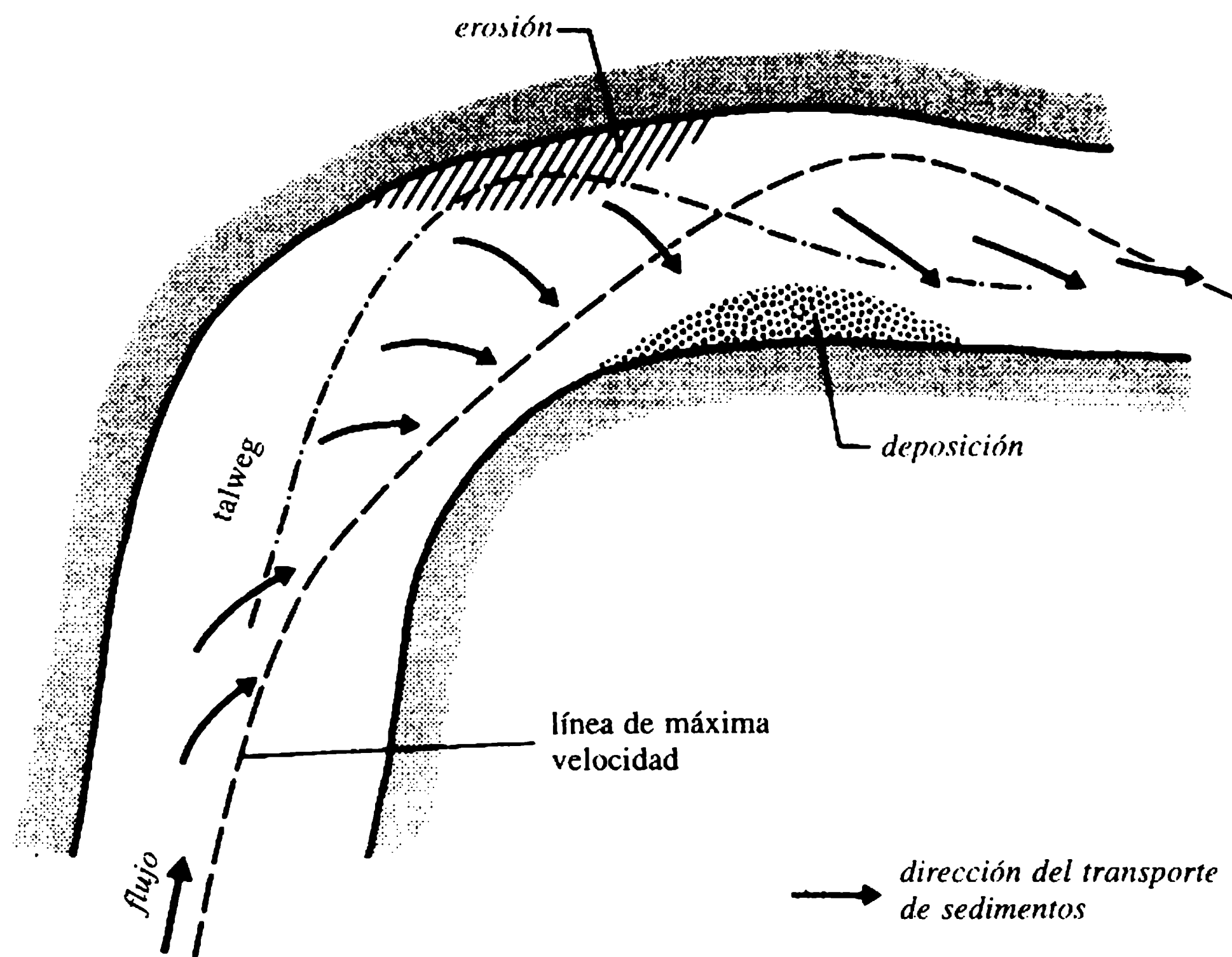


Figura 8.2 Flujo en una curva.

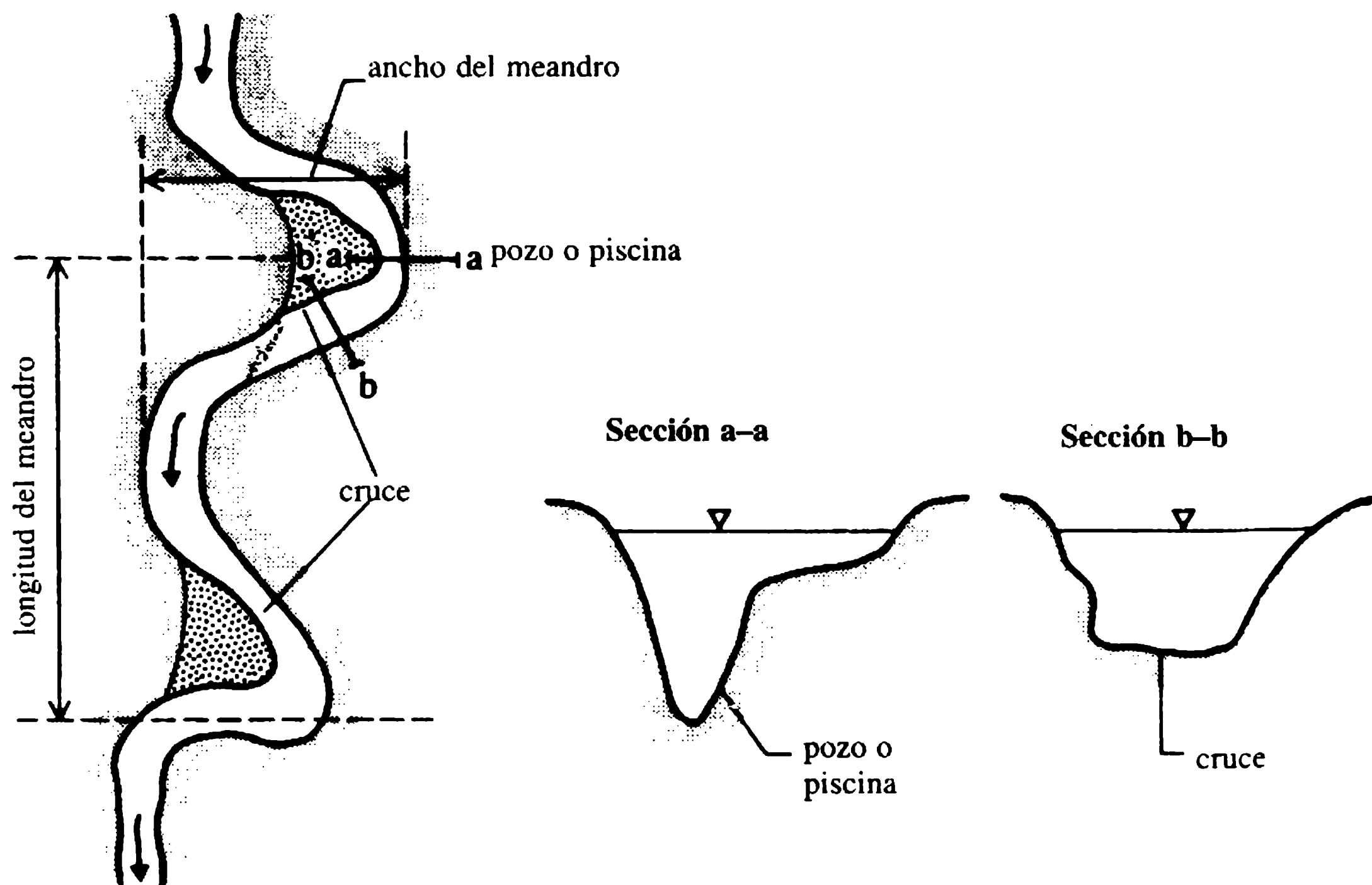


Figura 8.3 Cauce meándrico.

En ríos, la velocidad media en una sección transversal varía, desde cerca de 0.5 m s^{-1} para bajos flujos a 4.0 m s^{-1} en inundaciones, pero estos son valores excepcionales. De ordinario, la máxima velocidad en una sección excede el valor medio entre un 25-30%.

El régimen de un río se relaciona con la geometría del canal. Un río aluvial se considera que está en régimen si su canal es estable en un promedio largo de tiempo. Los cambios en periodos cortos ocurrirán con cambios de caudal y transporte de sedimentos, y aquí el concepto de 'estabilidad' difiere con claridad del que se definió como el límite crítico de la fuerza tractiva que no implica el concepto de movimiento de sedimentos en el lecho y en las bancas.

La sección transversal y la pendiente longitudinal de un canal en régimen serán funciones principales de la descarga, con el ancho B , profundidad y y pendiente S , variables que proveen tres grados de libertad para su ajuste. La relación entre estos tres parámetros y el caudal —que proceden en el sistema de un río con la dirección aguas abajo— se han basado en su mayor parte en las mediciones realizadas en la India y por lo general se expresa como (Blench, 1969).

$$B \propto Q^{1/2}, \quad (8.24a)$$

$$y \propto Q^{1/3}, \quad (8.24b)$$

$$S \propto Q^{-1/6}. \quad (8.24c)$$

Lacey y Pemberton (Ackers, 1983) generalizaron la ecuación básica de régimen en:

$$V = aR^{(b+1)/2}S^b \quad (8.25)$$

donde a y b varían con el diámetro de los sedimentos. El exponente b es $1/4 < b < 1$ con el límite inferior para $d > 2 \text{ mm}$ y el superior para $0.2 \text{ mm} > d > 0.1 \text{ mm}$. La ecuación original de Lacey es:

$$V = 0.635(fR)^{1/2} \quad (8.26)$$

donde $f = (2500d)^{1/2}$ (d en m, V en m s^{-1}), que combinada con la ecuación (8.25) u (8.24), conduce a la fórmula básica de la teoría de régimen:

$$R^{1/2}S \propto d. \quad (8.27)$$

En contraste, la teoría de la fuerza tractiva crítica arroja [ecuación (8.19)]:

$$B \propto Q^{0.46}, \quad (8.28a)$$

$$y \propto Q^{0.46}, \quad (8.28b)$$

$$S \propto Q^{-0.46} \quad (8.28c)$$

y:

$$RS \propto d. \quad (8.29)$$

Tanto el concepto de régimen como la teoría de la fuerza tractiva obtienen una relativa débil dependencia de la velocidad sobre el caudal. El concepto de régimen da como resultado:

$$V \propto Q^{1/6} \quad (8.30)$$

y la teoría de la fuerza tractiva:

$$V \propto Q^{0.08}. \quad (8.31)$$

En general, el enfoque de la fuerza tractiva crítica podría estar más asociado con material grueso (gravas) y tramos de río de la zona alta, y el concepto de régimen con material fino en tramos de ríos y canales de la zona baja de la cuenca.

Las relaciones que se han presentado se aplican a cambios en una sección transversal con la dirección aguas abajo. En cualquier sección diferente de río se aplican relaciones de 'una estación'. De manera característica son (Leopold, Wolman y Miller, 1964):

$$B \propto Q^{0.26}, \quad (8.32a)$$

$$y \propto Q^{0.4}, \quad (8.32b)$$

$$V \propto Q^{0.34}, \quad (8.32c)$$

$$S \propto Q^{0.14}. \quad (8.32d)$$

Los tramos trenzados de ríos son de ordinario más empinados, más anchos y menos profundos que los tramos individuales con el mismo Q ; en verdad, el trenzamiento puede ser considerado como una forma incipiente de meandro (Petersen, 1986).

En un río en el que los valores de Q están cambiando de forma constante, el problema radica en que se debe considerar como una apropiada descarga en las ecuaciones anteriores. El concepto de 'caudal dominante', es decir, una descarga constante que origina el mismo patrón de meandros, pendiente y geometría de canal que la secuencia anual de caudales, se utiliza con frecuencia. Éste puede ser definido como la descarga a banca llena, o una descarga de un cierto periodo de retorno, o tal vez mejor como la descarga asociada con el 'nivel de aguas de construcción del lecho' en el que ocurre el mayor volumen de transporte de sedimentos por año, y se determina como se muestra en la figura 8.4.

8.4 Estudios de campo

8.4.1 MAPEO

La ingeniería de ríos necesita mapas confiables para las investigaciones y el diseño y ejecución de obras de ingeniería. La recopilación de mapas utilizando técnicas de levantamiento terrestre son a menudo incompletas y poco confiables. Los planos de grandes ríos son por lo general producidos mediante técnicas de aerofoto-

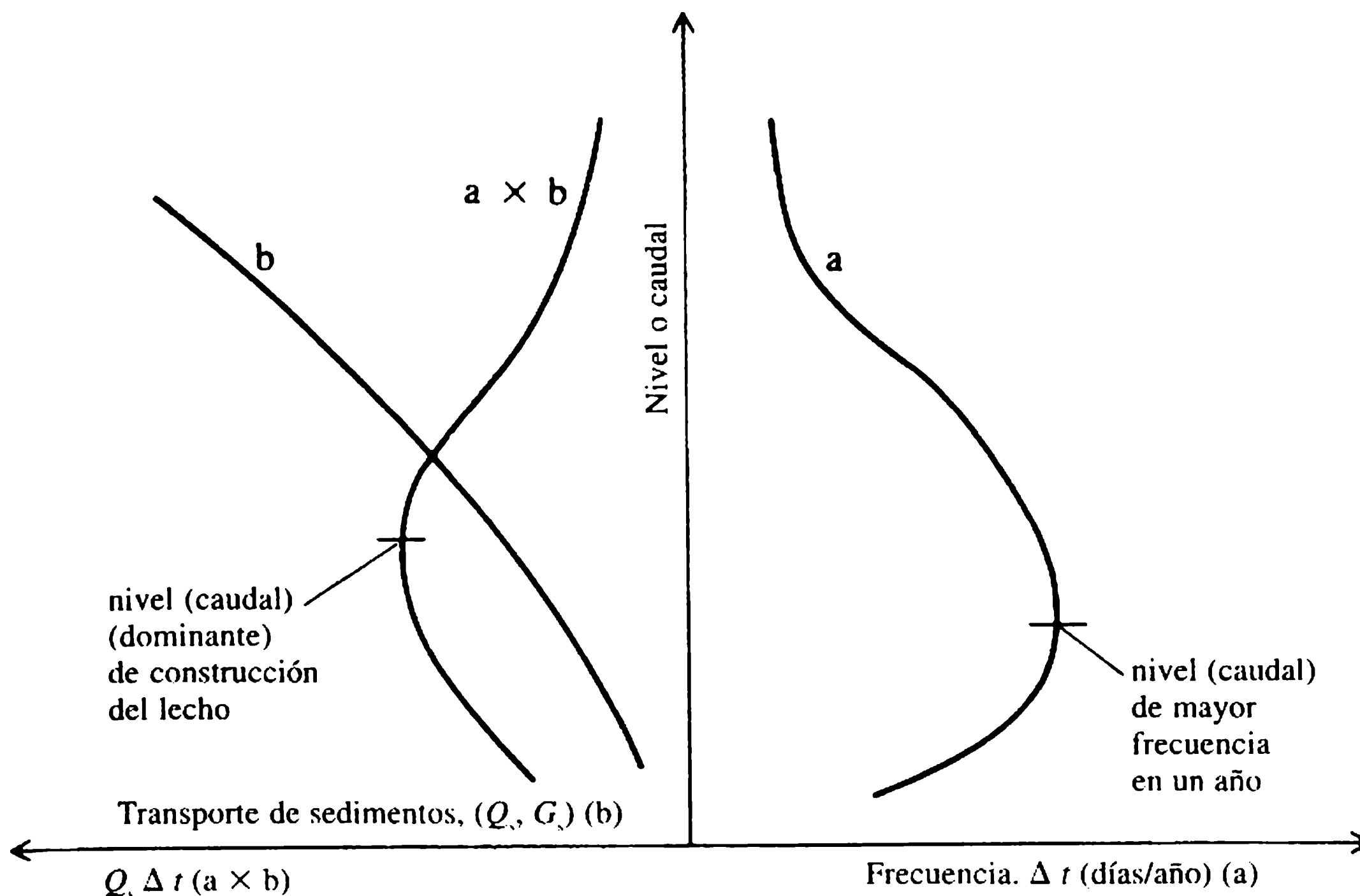


Figura 8.4 Nivel (caudal) de construcción del lecho (dominante).

grafías y se pueden obtener valiosos datos sobre sistemas de ríos por foto-interpretación, con la ayuda de expertos en esta área (ejemplo, Burgess, 1967).

8.4.2 NIVELES DE AGUA

Los niveles de agua se obtienen de medidores (tipo registrador o no registrador) instalados en estaciones de medición. La figura 8.5 muestra un medidor de tipo registrador automático. Las corrientes poco profundas y los niveles bajos pueden ser vadeados y medidos con la ayuda de una mira. En cauces aluviales con rápidos cambios de flujo el medidor puede ser suspendido de un punto de referencia fijo, por ejemplo, el estribo de un puente.

Los medidores registradores son indispensables para propósitos de diseño y para estudios hidrológicos. La información es igualmente valiosa para propósitos de estudios de navegación y manejo de aguas altas (predicción de inundaciones) y bajas (calidad del agua, vida acuática). Las lecturas de niveles en una estación de medición se combinan con las medidas de caudales, produciéndose la curva nivel-caudal (curva de calibración) (sección 8.4.4).

Se utiliza telemetría para transcribir la información del nivel de agua desde estaciones remotas, ya sea, continuamente o a intervalos predeterminados (Hersch, 1986).

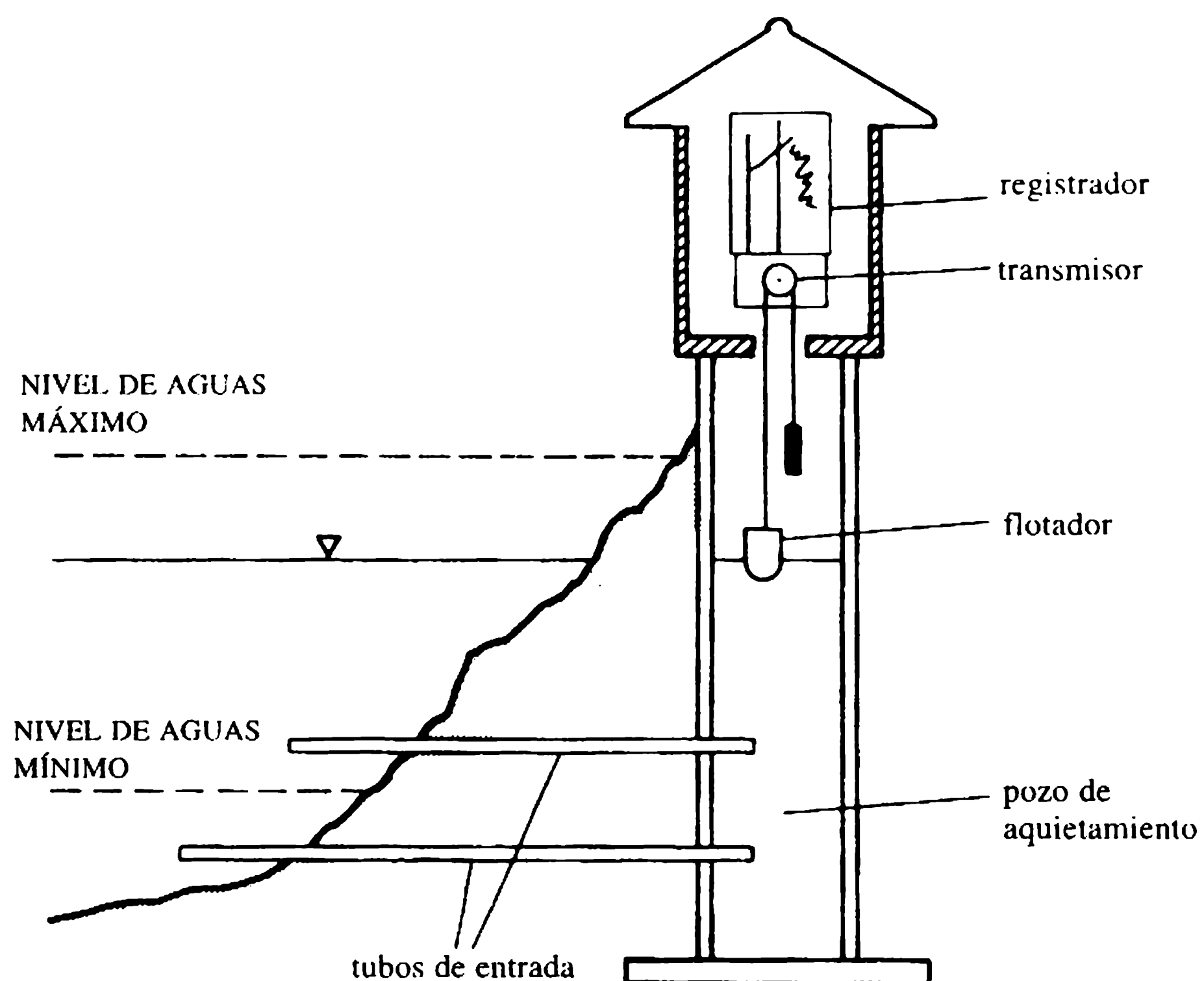


Figura 8.5 Estación de registro de niveles.

8.4.3 COTAS O NIVELES DE FONDO

El método más sencillo para determinar las cotas de fondo consiste en utilizar una barra de sondeo con una placa de base fija en el extremo inferior. Esta base evita que la barra penetre en el lecho del río y también ayuda a mantenerla en posición vertical.

La topografía del lecho también puede obtenerse mediante técnicas de sonido desde la superficie del agua. En la ingeniería de ríos, las medidas de las cotas de fondo tienen que realizarse de forma periódica. El instrumento de sonido de uso más común es el de eco o ecosonda supersónica, que puede ser instalado a bordo de un buque explorador. Las ecosondas trabajan sobre un principio basado en la velocidad de propagación del sonido en el agua, y la correspondiente medida de este intervalo de tiempo. Puesto que la distancia registrada es la más corta distancia entre el transductor y el lecho del río, se debe tener cuidado en el uso de sondeadores en un río con lecho irregular. En tales casos se prefieren sondeadores de alta frecuencia (pequeño ángulo de dispersión del transductor). Los instrumentos ópticos como sextantes y telémetros e instrumentos electrónicos como sistemas radiológicos, se utilizan comúnmente para establecer la localización de los puntos sondeados. El procesamiento adecuado de la información (en forma manual o con computador) al final produce el perfil del lecho.

8.4.4 CAUDALES

a. Métodos área-velocidad

1. *Flotadores*. En general el caudal o la descarga de un río se calcula a partir de las mediciones de la velocidad; el método más simple es la medida del tiempo del movimiento de un flotador en una distancia conocida. Varios tipos de flotadores se utilizan, suministrando información que permite deducir la velocidad media del flujo (BSI, 1969a, b, 1986; Herschy, 1978). La técnica de flotadores se utiliza con más frecuencia en la etapa de reconocimiento para estimar el caudal. Los flotadores de superficie son muy útiles para identificar patrones de flujo, por ejemplo, en estudios de estuarios.
2. *Correntómetros o molinetes*. Las velocidades del flujo se miden utilizando correntómetros en puntos sistemáticamente distribuidos sobre una sección transversal. El área de la sección transversal se determina de los sondeos y el caudal obtenido como:

$$Q = \sum A_i V_i. \quad (8.33)$$

En el caso de corrientes poco profundas, un correntómetro de tipo miniatura (minimolinete) suspendido de una barra graduada puede ser manipulado mediante vadeo, midiendo el nivel y la velocidad con simultaneidad. En ríos anchos se pueden, mediante operador, realizar las mediciones desde un bote que es mantenido en posición a lo largo de un alineamiento transversal fijo a la sección. Algunas veces se utilizan instalaciones permanentes como un carro arrastrado por cable (el operador viaja en el carro y maniobra el correntómetro) o un cable transportador (el operador maniobra el correntómetro desde la orilla con un malacate) para tomar las mediciones de nivel de agua y velocidad.

b. Métodos de dilución

La medición mediante dilución es una alternativa en corrientes con gradientes empinados y en torrentes poco profundos donde no pueden utilizarse las técnicas convencionales de medida de la corriente.

Una solución de un trazador de una intensidad conocida (por ejemplo, NaCl, tintura rodamina, etc.) se inyecta al flujo a una tasa constante (o mediante inyección repentina) en una sección transversal, tomándose muestras en el extremo aguas abajo a intervalos de tiempo regulares. Tan pronto como la intensidad de las muestras alcanza un valor constante (nivel meseta) la tasa de flujo, Q , en el canal puede calcularse utilizando la ecuación:

$$Q = qN \quad (8.34)$$

donde q es la tasa de inyección del trazador y $N = C_1/(C_2 - C_0)$; C_1 es la concentración de la solución inyectada, C_2 la concentración en la meseta de la muestra y C_0 la concentración antecedente ya presente en la corriente.

La inyección abrupta (o repentina) o método de integración da como resultado la siguiente ecuación:

$$Q = VC_1 / \int' (C_t - C_0) dt \quad (8.35)$$

donde V es el volumen de la solución inyectada y C_t es la concentración del trazador en los puntos de muestreo durante un periodo de tiempo dt .

c. Estructuras de aforo

Los caudales o descargas (flujos modulares) también pueden ser medidos utilizando estructuras convencionales de aforo (controles artificiales) como vertederos de cresta ancha, la canaleta Venturi y los vertederos Crump, etc., con una simple medida del nivel aguas arriba de la estructura con respecto al nivel de su umbral. La sección 8.5 suministra más detalles.

d. Técnicas modernas de aforo en ríos

Los métodos existentes de aforos no son siempre posibles, por ejemplo, en ríos para navegación con esclusas; en tales casos se prefieren las técnicas no obstructivas de aforo (Cole, 1982).

1. *Medidor electromagnético de flujo.* Una gran bobina enterrada a través y debajo del lecho del río se magnetiza mediante una fuente externa y el movimiento del agua a través de la bobina induce una fuerza electromotriz (fem) que es proporcional a la velocidad promedio de la sección transversal. El sistema de sonda (Herschy, 1978) para percibir la fem inducida es muy sofisticado y necesita personal muy especializado. La instalación es costosa tanto en el montaje como en la operación.
2. *Medidor ultrasónico de flujo.* Los pulsos acústicos transmitidos a través del agua desde transmisores colocados en una orilla del río son recibidos por sensores ubicados en la otra orilla. Mediante la instalación de transmisores y receptores en cada orilla siguiendo una línea que forma un ángulo con la corriente, se mide la diferencia en el tiempo de viaje de los dos pulsos con las direcciones opuestas; dicho tiempo se relaciona con la velocidad media de la corriente. Este método requiere también equipos electrónicos sofisticados (Herschy, 1978) para procesar la información de los transmisores y receptores y sólo puede ser utilizado en corrientes libres de maleza, con agua clara y lecho estable. Aunque es posible lograr una gran precisión en la medida del caudal es costoso de instalar y operar.
3. *Flotadores integradores.* Esta técnica está basada en el principio de movimiento de flotadores. Los flotadores son burbujas de aire lanzadas a intervalos regulares desde agujas localizadas en una línea de aire comprimido colocada a través del lecho de la corriente. La difusión aérea (Sargent, 1981) de las burbujas que salen a la superficie del agua (fotografiadas con un equipo especial) da la medida de la velocidad media de la corriente.

e. Control natural

El control natural de un tramo de un río es una sección particular (estación de aforo) donde se mide el caudal y su correspondiente nivel y se establece una única relación (denominada curva de calibración) entre estos dos valores. Tal relación puede ser utilizada para estimar el caudal a partir del nivel observado.

La curva de calibración, una vez establecida, debe ser revisada con periodicidad para su validez, y si es necesario, realizar los ajustes del caso. Como resultado de los cambios morfológicos del lecho del río (socavación, deposición, crecimiento de vegetación, etc.), pueden ocurrir variaciones considerables y presentarse ondas de creciente y cualquier cambio introducido a lo largo del tramo del río en cercanías de la sección de control, aguas arriba o aguas abajo de ésta.

La curva de calibración tiene por lo general la forma:

$$Q = a(H - z)^b \quad (8.36)$$

donde H es el nivel, y a , b y z (nivel para el caudal cero) son los parámetros relativos a la sección de control.

Si se seleccionan tres valores de caudal Q_1 , Q_2 y Q_3 de la curva de calibración tal que $Q_2 = (Q_1 Q_3)^{1/2}$, el nivel z para la descarga cero puede ser obtenido de (WMO, 1980):

$$z = (H_1 H_3 - H_2^2) / (H_1 + H_3 - 2H_2) \quad (8.37)$$

donde H_1 , H_2 y H_3 son los niveles correspondientes, respectivamente, a los tres caudales seleccionados.

8.4.5 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Los datos de sedimentos son fundamentales para el estudio de los problemas morfológicos de un río. Mediante las ecuaciones de transporte de sedimentos disponibles y los parámetros hidráulicos del río es posible estimar la tasa de transporte de sedimentos; sin embargo, los resultados obtenidos pueden conducir a grandes errores y serias diferencias de órdenes de magnitud. Así, siempre que sea posible, el muestreo real es el método más confiable de medida de la tasa de transporte de sedimentos en un río.

Las muestras de sedimentos en suspensión (concentración) pueden ser recolectadas con facilidad mediante trampas de válvula de gozne accionadas con resortes o por muestreadores que constan de un tubo recolector que descarga en una botella. También se emplean muestreadores de bombeo continuo o intermitente. Para la medición de la carga de sedimentos suspendidos se utilizan muestreadores de sedimentos tipo integradores-puntuales o integradores en profundidad, con boquillas orientadas contra la dirección del flujo y paralelas a él y muestreadores perfilados de tal manera que se logra a la entrada una verdadera velocidad no distorsionada de la corriente en la toma. Los métodos usados para la medida de la concentración y descarga de sedimentos suspendidos se resumen en la norma ISO 4363/1993. Los muestreadores integra-

dores de la serie US (en particular el US P-61), desarrollados por la US Geological Survey se emplean con frecuencia (por ejemplo, Jansen, van Bendegom y van den Berg, 1979). También se toman muestras de sedimentos del lecho para analizar su tamaño, forma, etc., para diferentes tipos de gravas (ISO 4364/1977).

El transporte de material del lecho puede ser medido, en principio, de la siguiente manera:

1. Mediante un muestreador de sedimentos, por ejemplo, un dispositivo colocado temporalmente en el lecho, que altere lo menos posible el movimiento de la carga del lecho.
2. Mediante otros métodos que consisten en (i) investigación de depósitos de sedimentos en la desembocadura del río, en pequeñas corrientes, recolectados en trampas; (ii) medida diferencial entre la carga de sedimento de suspensión normal y la carga total, incluida la carga del lecho temporalmente transportada en suspensión en la sección de un río con incremento natural o artificial de la turbulencia (canaletas de turbulencia); (iii) seguimiento de dunas; (iv) sensores remotos; (v) trazadores, y (vi) detectores acústicos.

La medida cuantitativa de la carga del lecho es en extremo difícil y es probable que no exista un método en su totalidad satisfactorio, aunque han sido desarrollados algunos muestreadores que funcionan bastante bien. Su eficiencia (es decir, la relación del transporte de sedimento medido en realidad con el que ocurriría sin la presencia del muestreador) tiene que ser comprobada en el laboratorio para el rango de las condiciones de campo en que va a ser utilizado; también han sido desarrollados métodos sofisticados de calibración de los muestreadores [Hubbell *et al.*, 1981]. En la figura 8.6 se ilustra un tipo de muestreador de carga de lecho desarrollado para un rango amplio de tamaño de sedimentos (1-100 mm) y velocidades (superiores a 3 m s^{-1}) con una eficiencia de cerca de 70% (Novak, 1957) para el muestreador lleno cerca de la tercera parte (para el muestreador más lleno la eficiencia se reduce).

Los muestreadores pueden ser operados desde un bote o un puente, pero deben estar amarrados a su propia ancla (es decir, no deben ser suspendidos de un cable a través del río) para evitar una acción de 'cuchareo' cuando se bajan al lecho. En corrientes con lechos de grava, una canasta con una malla de alambre unida a una estructura especial se puede utilizar como muestreador de la carga del lecho.

La concentración de sedimentos en ríos varía enormemente con el tiempo y entre continentes, países e incluso en cuencas hidrográficas, por ejemplo, de un promedio de 15 000 ppm en la desembocadura del río Hwang Ho a 10 ppm en el delta del Rin (de Vries, 1985) (sección 4.5).

8.4.6 CALIDAD DEL AGUA

La calidad del agua se define de acuerdo con su uso (por ejemplo, riego, consumo, etc.) y la conveniencia para la vida acuática. La calidad se define mediante varios parámetros como el valor del pH, la DBO (demanda biológica de oxígeno), DQO

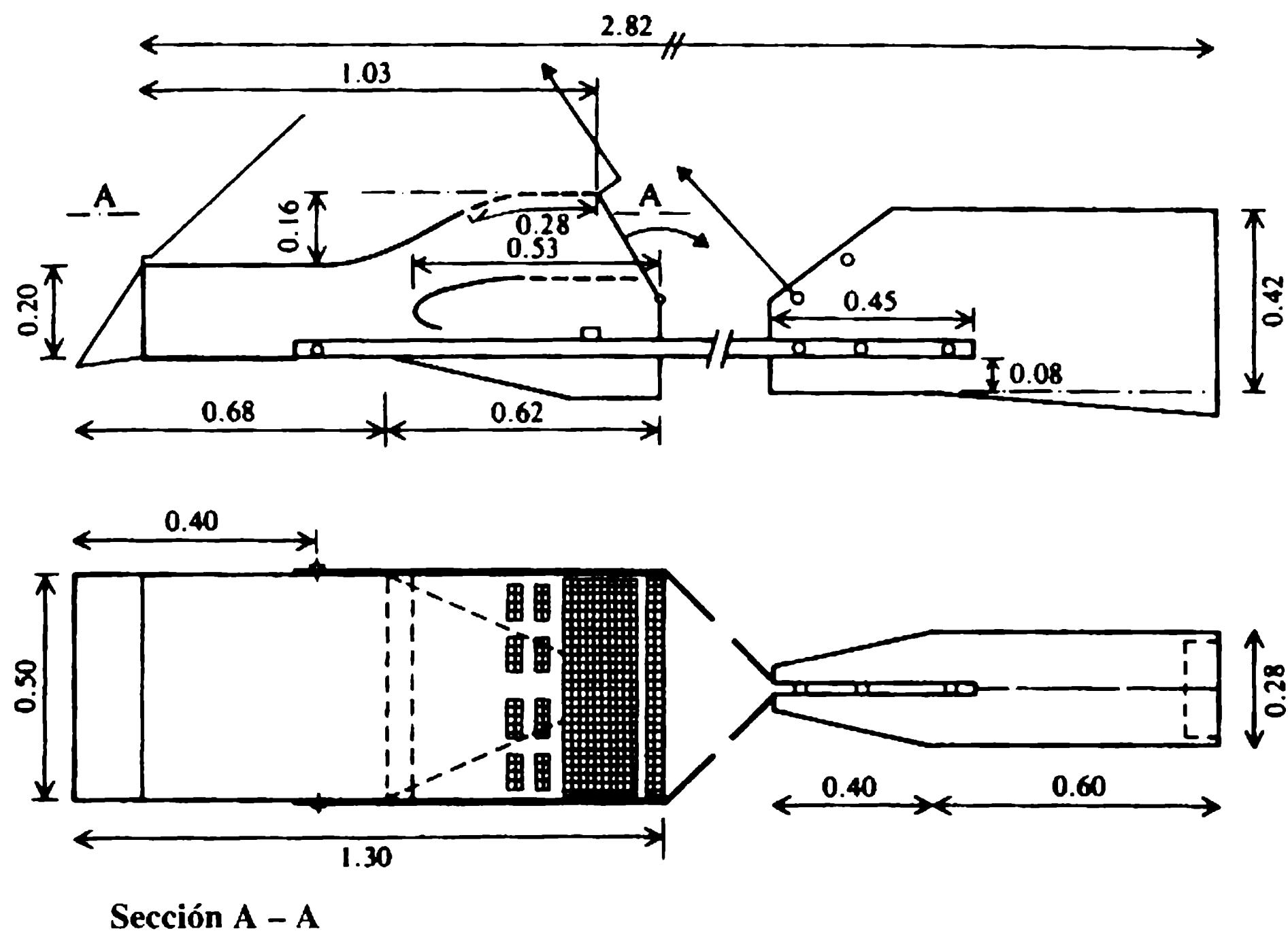


Figura 8.6 Muestreador de carga de lecho VUV; dimensiones en metros (Novak y Čábelka, 1981).

(demanda química de oxígeno), COT (carbono orgánico total), etc., y para cada criterio puede haber una variedad de determinantes que son más o menos adecuados y más fáciles o difíciles de medir (Fjeredingstad, 1963).

Estos parámetros por lo general se determinan a partir de los análisis de laboratorios sobre muestras tomadas del agua del río, realizados *in situ* (laboratorio móvil) o en las instalaciones de un laboratorio central. El monitoreo permanente *in situ* es preferible a fin de evitar posibles cambios en las características debido al transporte y al tiempo que se tarda entre la toma de la muestra y la realización del análisis. Las normas de calidad se formulan con base en la estadística y son más flexibles dependiendo del uso del agua extraída, ya que es posible mejorarla con tratamiento.

Los sensores de oxígeno disuelto (OD), medidores de pH y dispositivos para medir sólidos suspendidos (SS), monitores continuos de temperatura, amoníaco, etc., son comúnmente utilizados para determinar la calidad del agua. Se remite al lector a James (1977) para requerimientos de calidad de agua de acuerdo con sus usos.

8.5 Estructura de medición de flujo

Las estructuras para medición de flujo (controles artificiales) se construyen a través o dentro de la corriente que debe ser aforada. El flujo es desviado a través de la estructura, creando condiciones de flujo crítico (el flujo aguas arriba de la estructura

es subcrítico), generando, de esta manera, una relación única entre el caudal, Q , y el nivel, h (nivel del agua aguas arriba, por encima de la cresta de la estructura), de la forma:

$$Q = Kh^n \quad (8.38)$$

donde K y n dependen del tipo de estructura, que a su vez, depende del tamaño de la corriente y de los rangos de los caudales que van a ser aforados y de la carga de sedimentos transportados. Las estructuras de medida pueden ser divididas en dos categorías: (a) vertederos de cresta delgada (placa delgada), vertederos de abertura o corte, desagües, vertederos de cresta ancha o vertederos Crump; (b) canaletas – Venturi, Parshall o pendiente empinada (Bos, Repløge y Clemmens, 1984).

Un vertedero levanta el nivel aguas arriba por encima de su umbral; el agua descarga por éste en condiciones críticas. No es apropiado para colocar en corrientes cargadas de desechos o sedimentos, como deposición que puede ocurrir aguas arriba del vertedero, cambiando las condiciones de aproximación del flujo. Los desechos flotantes y el hielo pueden también dañar la cresta de un vertedero de pared delgada.

Las canaletas son apropiadas para instalar en corrientes pequeñas que transportan flujos cargados de sedimentos. La contracción que se introduce en el canal puede diseñarse para crear condiciones de flujo crítico en la garganta (sección contraída). Algunas veces se introduce un umbral aumentado (Featherstone y Nalluri, 1995) en una canaleta sin garganta para crear condiciones de flujo crítico. El nivel del agua del flujo subcrítico aguas arriba se encuentra entonces en una relación directa con el caudal que pasa a través de la canaleta. La longitud de la canaleta puede reducirse mediante la colocación de un montículo en la garganta, que asegura condiciones de flujo crítico. El levantamiento del nivel del agua aguas arriba es más pequeño que en el caso de los vertederos.

Diferentes tipos de vertederos y canaletas utilizados se resumen en la tabla 8.1.

El comportamiento de las estructuras de medición de flujo dependen considerablemente del nivel aguas abajo (dependiendo del control del canal aguas abajo) que se incrementa con el caudal. El nivel aumentado puede ahogar la estructura y la relación biunívoca de flujo libre (modular) entre el nivel y el caudal se pierde. No siempre es recomendable instalar el umbral del vertedero en elevaciones más altas para evitar la sumersión porque aparecen problemas de inundaciones y remanso aguas arriba de la estructura. Por otra parte, la caída en el nivel del umbral de una canaleta Parshall puede incrementar en alto grado el rango de medida de flujos modulares y, como tal, esta estructura puede ser usada de manera conveniente como una estructura de caída y de medición de flujo en canales para riego. Sin embargo, la ecuación (8.38) puede también utilizarse para medir flujos no modulares con factores de corrección apropiados (Water Resources Board, 1970; Bos, 1976; Ranga Raju, 1993) (capítulo 9).

Los vertederos y las estructuras de canaleta no son apropiados para medir caudales de creciente. En tales casos, los métodos de canales abiertos como el método de área-pendiente, el método de caída constante, etc., pueden utilizarse. Si no se pre-

Tabla 8.1 Tipos de vertedero

<i>Tipo</i>	<i>Forma</i>	<i>K</i>	<i>n</i>	<i>Observaciones</i>
Vertedero de cresta delgada	Rectangular [figura 8.7 (a)],	$2/3 C_d C_v (2g)^{1/2} b$	3/2	<i>b</i> ancho efectivo de la muesca; medidas moderadas a grandes caudales
	$C_d = \alpha + b(h/P)$, donde $\alpha = 0.602$ y $\beta = 0.075$ para $b/B = 1$ $\alpha = 0.592$ y $\beta = 0.011$ para $b/B = 1/2$			
	Triangular [figura 8.7(b)]	$8/15 C_d C_v (2g)^{1/2} \tan \theta/2$	5/2	θ ángulo incluido; para medir pequeños caudales.
	$C_d = f(h/P, P/B, \theta) \approx 0.58 - 0.61$ (ver BSI, 1969a, b, 1986)			
	Vertederos compuestos [figura 8.7(c)]			Para medir un amplio rango de caudales; sensible a las condiciones de aproximación y sumersión
Vertederos de cresta ancha	Rectangular	$0.544 C_d C_v g^{1/2} b$	3/2	Para medir un amplio rango de caudales; menos sensible a las condiciones de aproximación y sumersión. (Tabla 9.2 y ejemplo 9.1)
	$C_d = f(h, \text{longitud de la cresta } L, h/b, \text{rugosidad de la cresta}) \approx 0.85 - 0.99$ [para estudios recientes, ver Ranga Raju (1993)]			
Vertedero de excesos: valores de <i>K</i> y <i>n</i> son iguales a aquellos vertederos rectangulares de cresta delgada pero <i>C_d</i> puede variar (capítulo 4)				
Vertedero Crump (Walter Resources Board, 1970)	Cresta aguda con pendientes 1:2 aguas arriba y 1:5 aguas abajo (figura 8.22)	$C_d C_v g^{1/2} b$	3/2	Valor de <i>C_d</i> bastante constante; para medir caudales moderados; menos sensible a las condiciones de aproximación; buena predicción de flujos sumergidos (no modular) (ejemplo 8.3)
Canaletas	Venturi		3/2	<i>b</i> ancho de la garganta; para medir un amplio rango de caudales; capas pluviales con sedimento y flujos con carga de desperdicios; incremento del rango del flujo no modular para razones estimadas. (Ver Bos, 1976).
	$C_d = f(L/b, h/L) \approx 0.95 - 0.99$ (ver BSI, 1969a, b, 1986)	$0.544 C_d C_v g^{1/2} b$		Para medir flujos moderados (ver Featherstone y Nalluri, 1988).
	Parshall (figura 8.8)			
	Canaleta sin garganta: Lecho levantado (montículo) en la corriente de pendiente empinada; flujo de aproximación supercrítico: canaleta especial. (Harrison y Owen, 1967)	<i>K</i> y <i>n</i> varían con el tamaño de la canaleta; tablas de diseño disponible (Bos, 1976) Los valores <i>K</i> y <i>n</i> son iguales a los de vertederos de cresta ancha; baratos.		

$C_v h^n = H^m$; $H = h + V_a^2/2g$; $V_a = Q/B(h+P)$, donde *H* es la cabeza de energía y *V_a* es la velocidad de aproximación; *C_v* (>1.0) es la función del coeficiente de descarga *C_d*, *b/B* y *h/(h+P)*, donde *B* es el ancho del canal y *P* es la altura del umbral. Están disponibles soluciones para *C_v* (gráficas o analíticas) (por ejemplo, ver BSI, 1969a, b, 1986; Ackers *et al.*, 1978).

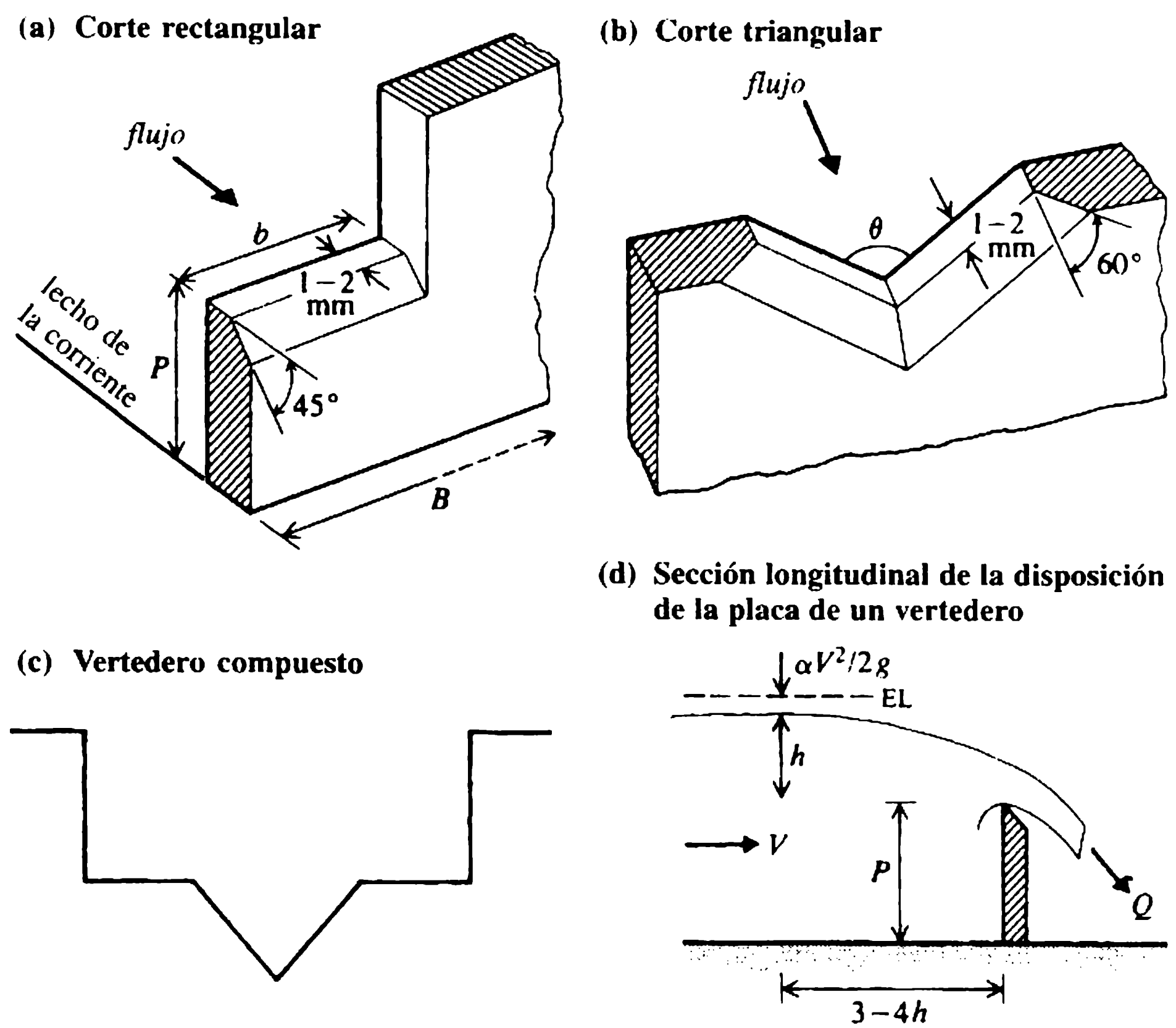


Figura 8.7 Vertederos de cresta delgada.

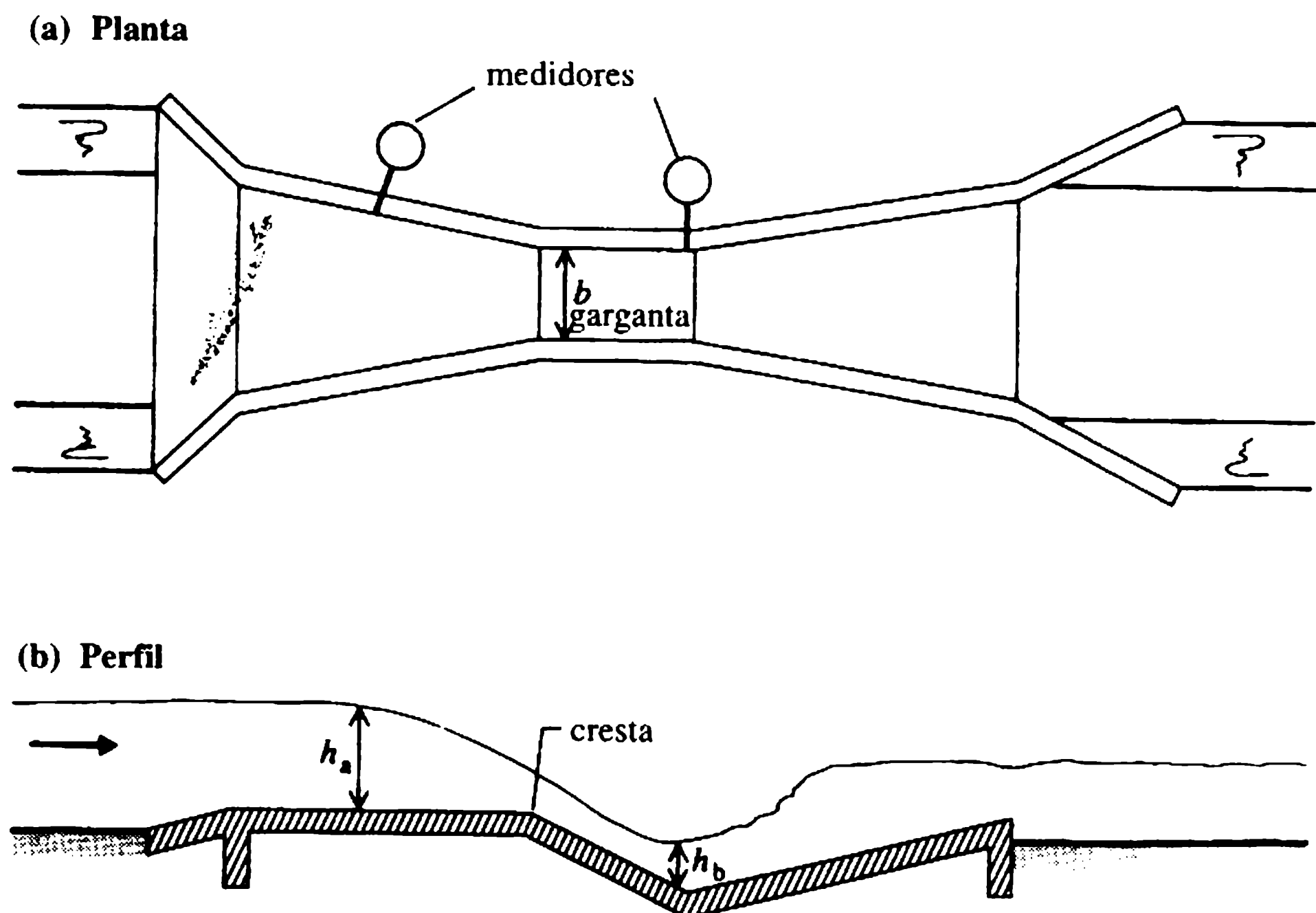


Figura 8.8 Canaleta Parshall.

sentan cambios radicales en la sección transversal de un control natural al elevar los niveles (es decir, sin planicies de inundación) es posible predecir los flujos extremos de creciente mediante técnicas especiales como la extensión de las curvas disponibles de nivel-caudal.

8.6 Tránsito de crecientes en ríos

El tránsito de crecientes es el procedimiento de transformar un caudal de entrada cuando pasa por un tramo de río (o un embalse) en un caudal de salida. Durante este proceso el hidrograma de entrada de la creciente cambia su forma; el caudal pico por lo general se reduce y el tiempo base se incrementa, es decir, la creciente se amortigua. La tarea usual es determinar la reducción-atenuación del pico de la creciente entre la entrada y la salida – y el tiempo de desfase entre los picos. La creciente amortiguada es controlada por la resistencia local, por la friccional, por los términos de la aceleración presentes en la ecuación de movimiento y por el almacenamiento.

El **tránsito de creciente en un embalse** sólo considera los efectos del almacenamiento, ya que la influencia del movimiento impulsivo del flujo de entrada sobre el *momentum* del flujo de salida es insignificante y con la suposición de una superficie del agua horizontal, los efectos de almacenamiento son rápidamente transmitidos (sección 4.3); en el tránsito de crecientes en ríos (canales), es manifiesto el efecto combinado de almacenamiento, resistencia y aceleración.

Existen tres enfoques posibles de tránsito de crecientes en un canal:

1. El **método hidráulico (solución dinámica exacta)** se basa en una solución numérica de la forma en diferencias finitas de las ecuaciones de Saint Venant [ecuaciones (8.11) - (8.14)]; análisis más extensos están fuera del alcance de este libro, pero se puede consultar, por ejemplo, Abbott (1979) y Cunge, Holly y Verwey (1980). Para este método se requiere información sobre la forma del canal y los coeficientes de fricción.
2. La **analogía de la difusión (solución dinámica aproximada)** se basa en las analogías entre la transformación de la creciente y los procesos de dispersión y difusión. Dependiendo de las aproximaciones de la ecuación dinámica completa se han desarrollado varios métodos (por ejemplo, el método de parámetros de difusión variable). La determinación de varios parámetros requiere el conocimiento de por lo menos un evento de creciente y de la geometría del canal. Para más detalles consultar a Price (1985) y Raudkivi (1979).
3. El **método hidrológico (solución cinemática)** es el método más simple y de uso más frecuente, en particular después de establecer la relación entre los parámetros K y x –descritos abajo– (método de Muskingum) y las características físicas del canal que han sido establecidas por Cunge (método de Muskingum-Cunge) conectando los últimos dos métodos. Estas aplicaciones requieren también, al menos, datos de una creciente previa (por ejemplo Shaw, 1994).

El método de Muskingum es básicamente una extensión del método de tránsito en un embalse, teniendo en cuenta que el almacenamiento (V) en un canal es una función tanto de la entrada (I) como de la salida (O), es decir, que adicional al prisma de almacenamiento existe una cuña de almacenamiento (positiva o negativa) [ecuación (8.13)]. De manera que:

$$V = K [O + x(I - O)] \quad (8.39)$$

donde K es la constante de almacenamiento (unidades de tiempo) y x un factor de ponderación. Es evidente que en el caso de un embalse $x = 0$ [ecuación (4.7)]. Al combinar la ecuación (8.39) con la ecuación de continuidad [$I - O = dV/dt$; ecuación (4.2) ó (4.3)] y eliminar los términos de almacenamiento se obtiene la ecuación de tránsito (Δt es el periodo de tránsito):

$$O_2 = c_0 I_2 + c_1 I_1 + c_2 O_1 \quad (8.40)$$

con:

$$c_0 = -\frac{Kx - 0.5 \Delta t}{K - Kx + 0.5 \Delta t}, \quad c_1 = \frac{Kx + 0.5 \Delta t}{K - Kx + 0.5 \Delta t}, \quad c_2 = \frac{K - Kx - 0.5 \Delta t}{K - Kx + 0.5 \Delta t}$$

$$(c_0 + c_1 + c_2 = 1).$$

En el método original de Muskingum K y x (que se suponen constantes para un canal dado) se determinan de manera empírica al representar con gráficas V contra $xI + (1-x)O$ [ecuación (8.39)] seleccionando la gráfica que para un valor dado de x arroja la mejor aproximación a una línea recta [V se determina a partir de hidrogramas de entrada (I) y salida (O) previamente conocidos]. Sin embargo, Cunge (1969) demostró que:

$$K = \Delta L / w \quad (8.41a)$$

y

$$x = 0.5 - \frac{\bar{Q}_p}{2SBw \Delta L} \quad (8.41b)$$

(w es la velocidad media del caudal pico Q_p , ΔL es la longitud del tramo, S es la pendiente media del lecho y B el ancho medio del canal), que dan una mejor interpretación física a los parámetros del tránsito.

Los objetivos de las obras de mejoramiento de los ríos son ayudar a la navegación, prevenir inundaciones, recuperar o proteger terrenos o suministrar el agua

necesaria para el riego, desarrollar hidroeléctricas o usarlas doméstica o industrialmente.

El diseño de obras de mejoramiento de ríos se realiza en general según los principios analizados en las secciones 8.2 y 8.3 y deben basarse en una concepción amplia de la ingeniería de ríos (Newson, 1986) y la mecánica de ríos (Hey, 1986; Hey, Bathurst y Thorne, 1982; Yalin, 1992).

Los proyectos para *protección contra inundaciones* requieren un análisis cuidadoso de costo-beneficio para determinar un caudal de diseño adecuado que depende del tipo de terreno, estructuras y propiedad a ser protegida y los procesos involucrados. Los periodos de retorno de este caudal pueden variar entre 1 y 100 años y en casos muy especiales (grandes asentamientos, monumentos históricos antiguos, instalaciones nucleares, etc.) pueden ser incluso sustancialmente mayores (Jaeggi y Zarn, 1990).

El diseño de proyectos de protección contra inundaciones casi siempre involucra el cálculo del nivel en canales de dos o múltiples etapas. Se ha realizado un considerable trabajo de investigación básica en canaletas de laboratorio (algunas de ellas hasta de 10 pies de ancho) y prototipos de canales (por ejemplo Sellin, Giles y van Besten, 1990). Este trabajo se ha concentrado hasta ahora en las curvas de nivel descarga, en la distribución de esfuerzos cortantes y las características de turbulencia en el canal principal y flujo sobre la(s) planicie(s) de inundación y en el papel del plano de corte evidente entre el canal principal y las planicies de inundación (por ejemplo, Keller y Rodi, 1988; Knight y Samuels, 1990; Ackers, 1993). Con base en estas investigaciones se han desarrollado recomendaciones para el diseño de canales rectos y meándricos utilizando cálculos zonales y el concepto de coherencia (relación entre la conductividad hidráulica simple –sección 8.2.2– y la conductividad hidráulica obtenida sumando las conductividades de las zonas de flujos separados) (Wark, James y Ackers, 1994).

Para *propósitos de navegación*, las principales obras de mejoramiento del río son aquellas que proporcionan suficiente profundidad y/o estabilizan el canal fluvial de una manera adecuada y proveen la protección de las bancas contra la acción del oleaje, en especial en canales de navegación confinados (capítulo 11).

Los principales métodos utilizados para el *mejoramiento de canales* fluviales son la regulación del río y los dragados; en ríos navegables también se puede considerar la canalización, la construcción de canales laterales y el mejoramiento del flujo mediante la construcción y operación de embalses. Las obras de protección contra inundaciones incluyen obras de encauzamiento para aguas altas (principalmente diques), derivaciones y canales de alivio de crecientes con o sin estructuras de control, y embalses de control de crecientes. En la planeación de trabajos de mejoramiento de ríos, tanto las condiciones aguas arriba como los factores históricos deben ser tenidos en cuenta, ya que el río es un sistema que evoluciona; un buen diseño tiene que tratar de estimar esta evolución incluso si el propósito de los trabajos de mejoramiento es estabilizar la situación al menos para el periodo de diseño. Un ejemplo usual de una influencia producida por el hombre aguas arriba es el efecto de la construcción de un embalse sobre la morfología aguas abajo del río, que debe ser tomada en cuenta en la planeación y ejecución de las obras de encauzamiento. Los métodos utilizados para estimar tales efectos son la interpolación espacial, el uso de las relaciones de régimen (sección 8.3), la utilización de modelos matemáticos uni-

dimensionales o bidimensionales o una combinación de todos estos métodos (Brierley y Novak, 1983).

En *regulación o encauzamiento* de ríos, el río puede ser inducido a seguir su curso natural o a ser enderezado, lo cual requiere gran sensibilidad y debe ser utilizado sólo con la precaución y debida consideración de las restricciones ambientales. En los tramos aguas arriba, el principal problema es el corto plazo y la variación estacional del flujo, las altas velocidades, la inestabilidad del canal y la formación de bancos de arena. En los tramos medios y bajos es a menudo necesario elevar las bancas del río. En los estuarios, los dragados pueden ser necesarios junto con la construcción de obras para reducir el ancho del canal, por ejemplo espigones, defensas longitudinales, etc.; el dragado mediante dragas mecánicas o de succión es el medio más efectivo de regulación de un río de estuario, pero su impacto es a menudo sólo temporal. Un sistema eficiente de encauzamiento de un río tratará de mantener y mejorar la secuencia natural de las curvas de un río meándrico; así se garantiza la suficiente profundidad (por ejemplo, para la navegación) cuando se tienen bajos caudales y se suprimen las curvas excesivamente pronunciadas y las velocidades muy altas. Estas condiciones en su mayor parte se pueden alcanzar mediante espigones, espolones, diques longitudinales, terraplenes y umbrales de fondo (traviesas).

Aún hoy, las pautas o recomendaciones para la regulación de ríos siguen las 'leyes' formuladas por Fargue, obtenidas de sus experiencias sobre el río Garonne en la segunda mitad del siglo XIX (leyes de desviación, grandes profundidades, trazado, ángulo, continuidad y pendiente), que en principio abogan por evitar fuertes discontinuidades en la planta y en el perfil longitudinal y el seguimiento de las formas naturales del río y meandros adecuados al mismo (sección 8.3).

La estabilización (normalización) del río Rin aguas arriba de Mannheim, desarrollada en el siglo XIX, se muestra en la figura 8.9: ésta fue parcialmente exitosa debido al uso de curvas con radios de curvatura muy grandes y al excesivo acortamiento del río (Jansen, van Bendegom y van den Berg, 1979). Se debe caer en cuenta que la construcción de cortes, que acortan los meandros de ríos de forma drástica, aumenta la pendiente longitudinal, lo que se puede traducir en erosión aguas arriba y deposición de sedimentos aguas abajo a menos que se realicen unos cuidadosos diseños locales de obras de encauzamiento para mantener la fuerza tractiva de la corriente. El cambio de la pendiente puede requerir estrechamientos (para incrementar la pendiente) o ensanchamientos del río que, si se deja a la propia naturaleza puede tomar décadas en alcanzarse.

La combinación de la curva de duración de niveles con la curva de capacidad de transporte de sedimentos [obtenida por medida directa (sección 8.4) o mediante su cálculo (sección 8.3)] puede utilizarse, como se muestra en la figura 8.10, para estimar el transporte anual de esorrentía de sedimentos; la comparación de las curvas de duración de sedimentos correspondientes a diferentes relaciones de la curva nivel-caudal, a su vez permite dar una estimación del incremento o disminución del transporte de sedimentos debido al cambio en el ancho de un río (figura 8.11) (UNECAFE, 1953).

Una adecuada disposición para el encauzamiento en niveles bajos, medios y altos de un río se muestra en la figura 8.12, y el uso de recomendaciones anteriores para el mejoramiento de la confluencia de dos ríos se ilustra en la figura 8.13 (Schaffernak, 1950).

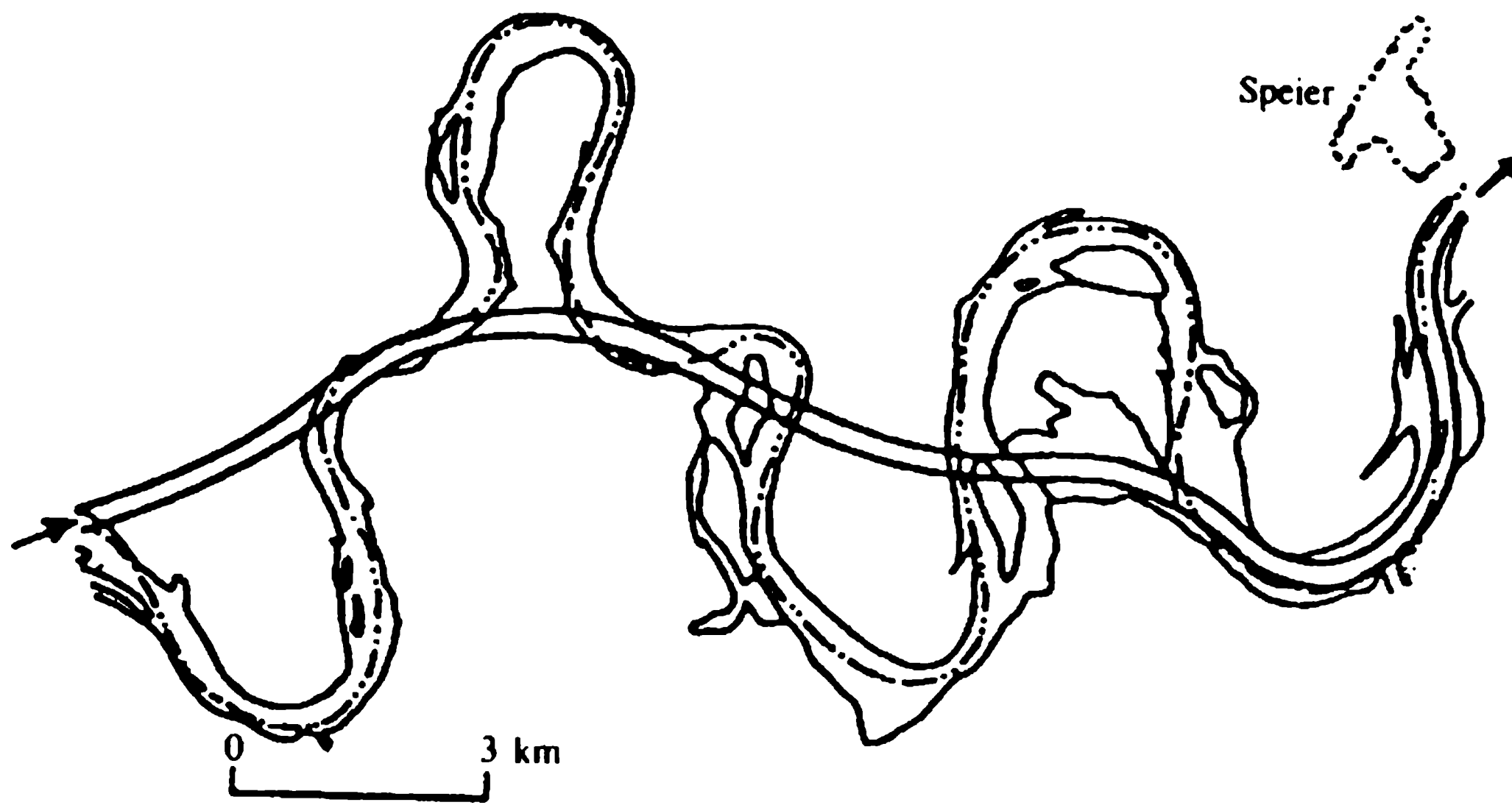


Figura 8.9 Estabilización del río Rin (Jansen, van Bendegom y van den Berg, 1979).

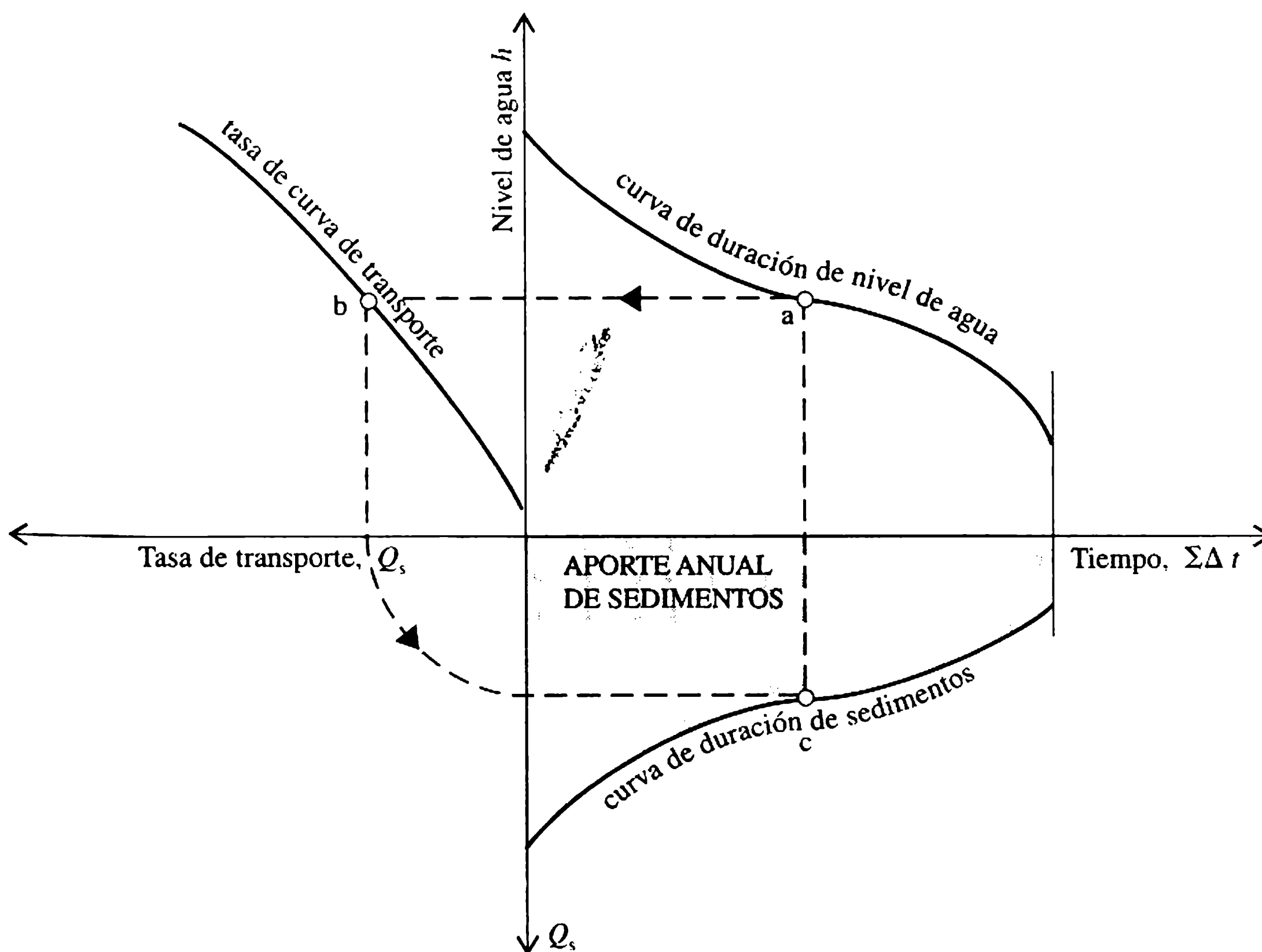


Figura 8.10 Determinación del aporte anual de sedimentos.

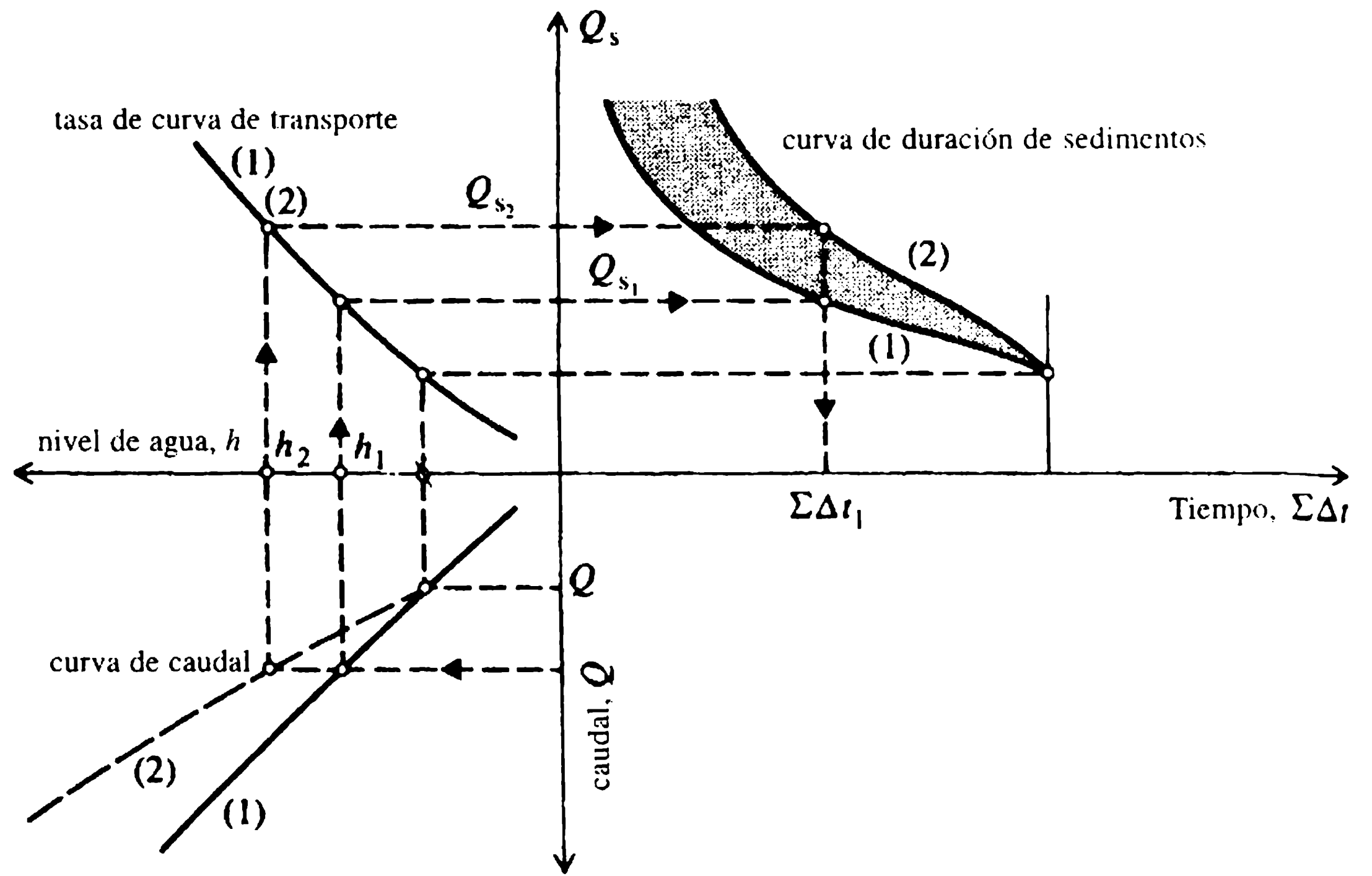


Figura 8.11 Incremento del aporte de sedimentos debido a la contracción del canal.

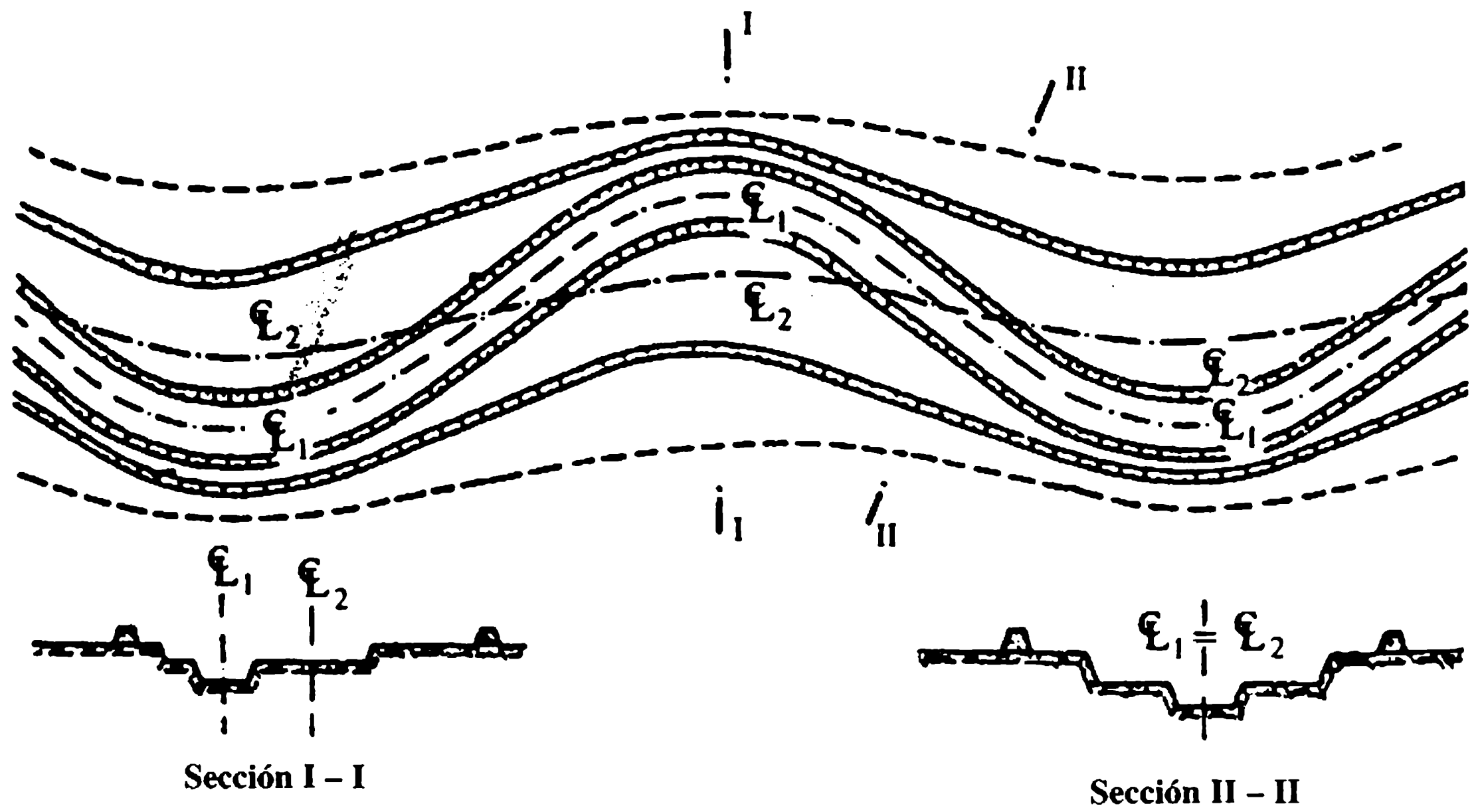


Figura 8.12 Encauzamientos para los niveles de agua altos, medios y bajos.

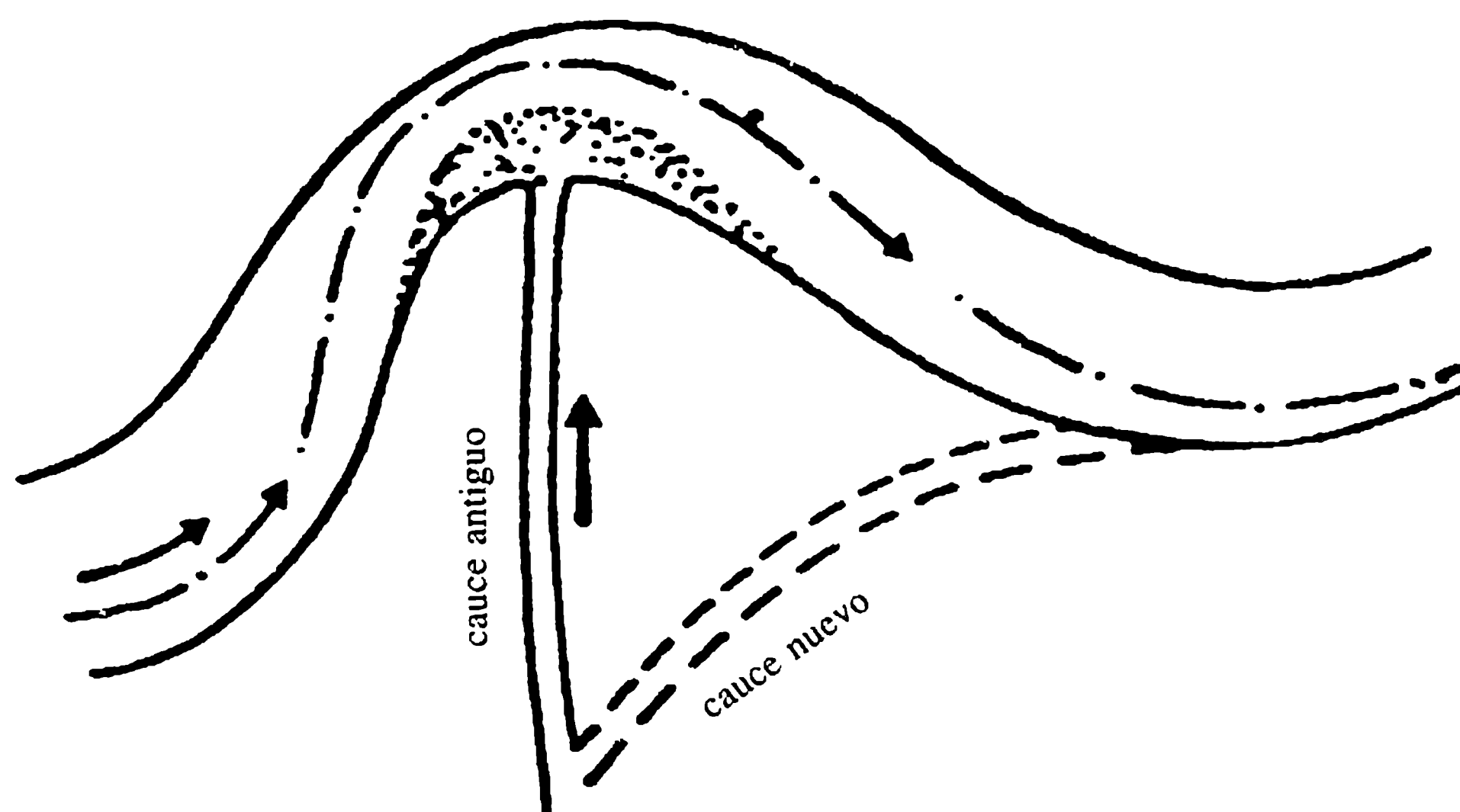


Figura 8.13 Mejoramiento de la confluencia de un río.

8.7.2 ESPIGONES, DIQUES, DEFLECTORES Y TRAVIESAS (umbrales de fondo)

Los *espigones* son pequeños espolones, permeables o sólidos, contruidos de madera, tablestacado, vegetación y mampostería de piedra (roca o prefabricados). Se proyectan generalmente dentro de la corriente y perpendiculares a la banca, pero algunas veces se inclinan con la dirección aguas arriba o aguas abajo de la corriente. El propósito principal de los espigones o campo de espigones es reducir el ancho del canal y remover el peligro de socavación existente sobre la orilla; sus extremos (las puntas de los espigones) dentro de la corriente están sujetos a socavación debido a la acumulación de sedimentos entre ellos. Como su efecto es en esencia local, el espaciamiento entre espigones no debe exceder 5 veces la longitud del espigón, pero normalmente es bastante menor; una separación de unas dos veces la longitud produce un canal de navegación bien definido; cuanto más grande sea la relación de separación entre espigones y el ancho del río, más fuerte es la aceleración y retardo local, y así un mayor obstáculo para la navegación. Los detalles sobre el diseño de espigones están fuertemente influenciados por factores económicos y, por lo general, es necesario el análisis de costo-beneficio para determinar su altura, separación, longitud y materiales; en casos más importantes estos diseños deben estar respaldados por el estudio de modelos hidráulicos (capítulo 15). Los espigones permeables casi siempre se construyen de la vegetación (por ejemplo, troncos o ramas), ejercen efectos menos severos sobre el flujo que los sólidos y al disminuir la corriente ayudan al depósito de sedimentos en el espacio entre ellos.

Ejemplos del uso de los espigones, con algunos detalles de construcción de un espigón sólido, se presentan en las figuras 8.14 y 8.15. Obsérvese la combinación de algunos espigones con diques longitudinales cortos para proteger la cabeza contra la

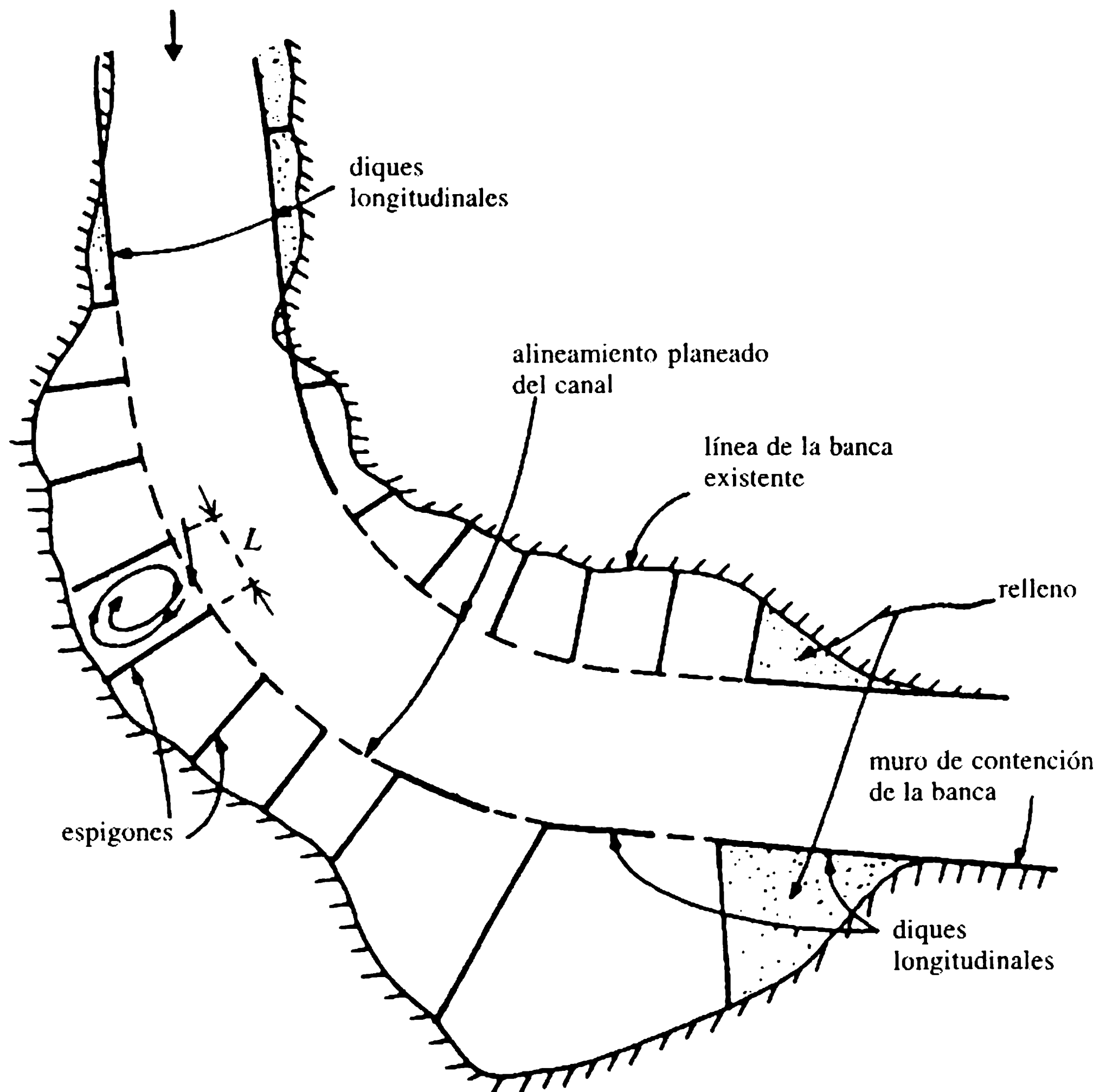


Figura 8.14 Encauzamiento de un río mediante espigones (Kinori y Mevorach, 1984).

erosión y ayudar al depósito de sedimentos entre ellos; en ríos de montaña es aconsejable desplazar el pequeño dique levemente dentro del espacio entre los espigones.

Los *diques* longitudinales (muros de encauzamiento) son en general más económicos que los espigones –si se colocan de forma apropiada– igual o aun más efectivos. El material utilizado es de nuevo piedra, roca o trabajos en fajina (en ríos de lechos blandos). Los muros de encauzamiento pueden ser sencillos –en una de las orillas del canal– o dobles. Un ejemplo del uso combinado de espigones y diques en encauzamiento de ríos se presenta en la figura 8.16; nótese el extremo abierto del muro de encauzamiento y su conexión con el cauce antiguo del río. Los diques de aguas altas se utilizan para protección contra inundaciones (figura 8.12) y su diseño y construcción han sido analizados en el capítulo 2; debe darse la mayor importancia a las protecciones contra la erosión producida por flujos con altas velocidades y procesos de socavación de ríos meándricos.

En algunos casos, una serie de *deflectores* de corriente (*álabas directrices*) contruidos de tableros de madera o metal (por ejemplo, canecas flotantes con álabas directrices de hojas metálicas), colocados con un ángulo (a menudo casi paralelo a

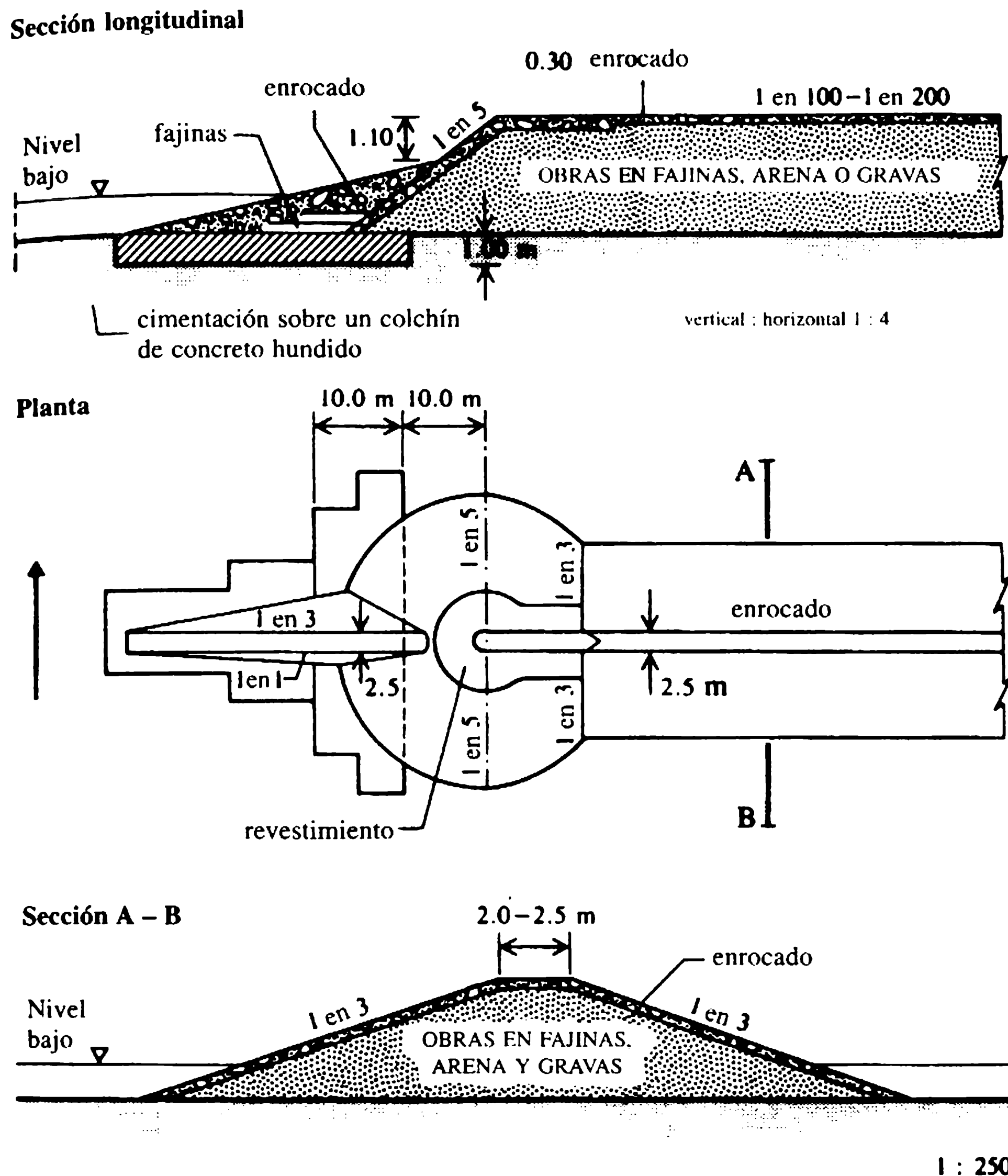


Figura 8.15 Construcción de espigones.

la banca) y profundidad adecuados, pueden ser utilizados ya sea para desviar el flujo que erosiona la banca del río o, por otra parte, para inducir erosión del lecho y profundización local del flujo. Los detalles sobre su localización se determinan mejor mediante el estudio de modelos o experimentos *in situ*. Los deflectores se basan en la acción sobre el flujo en espiral inducido y corrientes secundarias así como en la rectificación de la dirección principal del flujo. Un ejemplo del uso de una serie de álabes directrices flotantes para ratificar el flujo y proteger la banca de un gran río se muestra en la figura 8.17.

Los lechos del río expuestos a erosiones intensas pueden ser estabilizados mediante *traviesas* o —más ampliamente (y costosa)— por una serie de estructuras de caída. En general, las traviesas cubren el ancho total del cauce del río, con la mayor altura hacia las orillas y una pendiente suave hacia el centro de la corriente. Terraplenes en piedra, encofrados llenos de piedra y concreto son algunos de los materiales que con más frecuencia se utilizan para las traviesas.

Convenciones

- 1 banca
- 2 muro de encauzamiento
- 3 espigones
- 4 empotramiento (enlaces)
- 5 umbrales de fondo (traviesas)

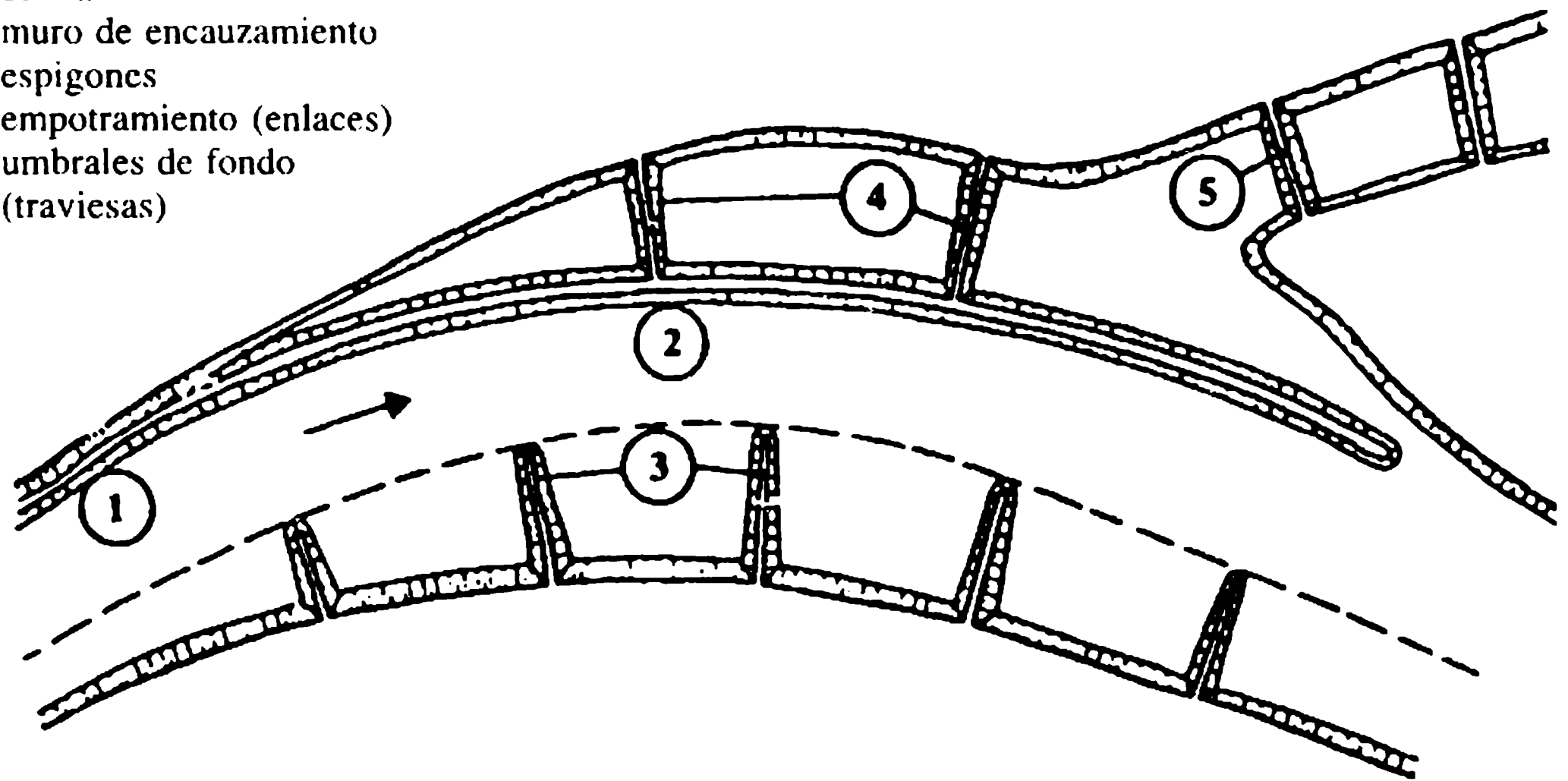


Figura 8.16 Encauzamiento de ríos con espigones y muros de encauzamiento.

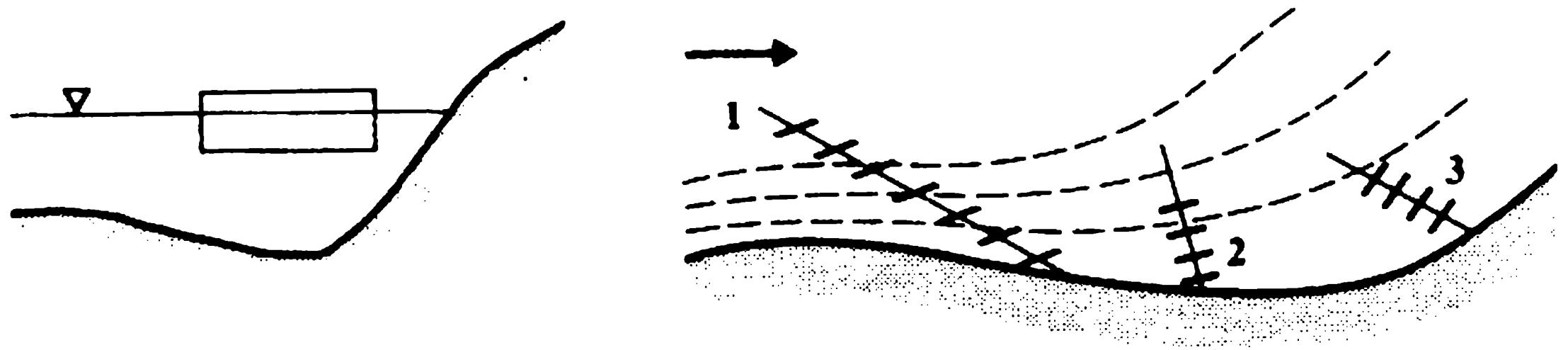


Figura 8.17 Utilización de deflectores para la protección de la banca.

8.7.3 PROTECCION DE LA BANCA

La protección de la banca se realiza con plantas, fajinas (las fajinas son atados o manojos de ramas, por lo general sauce), bálago, zarzas, colchacretos, mampostería, piedra lanzada, gaviones, bolsacretos, placas de concreto o de asfalto, unidades de concreto prefabricado entrelazadas con o sin vegetación, colchacretos articulados, bloques de suelo –cemento, asfalto y concreto asfáltico–, geotextiles (tejidos y no tejidos, mallas, rejillas, cintas, hojas y compuestos de diferentes formas y constitutivos), llantas usadas, etc., todos ellos utilizados con o sin membranas de revestimiento (por ejemplo, nailon, caucho, polietileno, etc.). La escogencia del material está influenciada por la extensión del área que va a ser protegida, las condiciones hidráulicas, la disponibilidad de material, el costo de materiales y mano de obra, accesos al sitio, la disponibilidad de mecanización, las condiciones del suelo, la vida útil, los requerimientos de impermeabilidad, el espesor, la flexibilidad, la rugosidad, la durabilidad, los requerimientos ambientales, etcétera.

Los *geotextiles* y materiales afines se han extendido en proyectos de ingeniería civil después de los años cincuenta (en particular en ingeniería de costas) y en ingeniería de ríos desde 1970. Los geotextiles no tejidos fueron en un principio utilizados en Europa mientras que el uso de monofilamentos tejidos se originó en Estados Unidos; ambos son ahora utilizados en todo el mundo. Cuando se utilizan como césped de refuerzo para el control de orillas erosionadas, se resisten velocidades hasta de 4 m s^{-1} sin peligro; los geotextiles colocados entre el terreno y el enrocado son más económicos y dan mejor control durante la construcción que un filtro de un agregado bien gradado, en especial en aplicaciones bajo el agua. La utilización de geotextiles como una forma de concreto ha sido desarrollada para trabajos pesados (IFAI, 1992).

Muchos productos están disponibles en el comercio y los fabricantes están en capacidad de suministrar información sobre las mejores condiciones para su uso, durabilidad y tamaños de rugosidad equivalente o coeficientes de fricción y máximas velocidades permitidas. Para materiales naturales estas velocidades están de ordinario en el rango de 0.5 m s^{-1} para arenas finas, a 1.5 m s^{-1} para grava, 1.85 m s^{-1} para arcilla dura y $0.8\text{-}2.1 \text{ m s}^{-1}$ para varios tipos de césped (y condiciones de suelo). Colchones con malla de alambre rellenos de piedra y gaviones pueden soportar velocidades superiores a 5 m s^{-1} si su espesor sobrepasa 0.30 m . El coeficiente de rugosidad de Manning para este tipo de colchón puede variar de 0.016 (correspondiente a tamaños de rugosidad de cerca de 3.5 mm) para un canal revestido con un colchacreto con una lechada de cemento y sellado con una mezcla de asfalto y arena, con un acabado suave, a 0.027 ($k = 125 \text{ mm}$) para un canal revestido con gaviones llenos con material de cantera no seleccionado.

Es importante anotar que cualquier revestimiento de protección de la banca debe ser llevado hasta el lecho del río y estar provisto de una buena cimentación. Un buen filtro adaptado a las condiciones del subsuelo es esencial, como lo es un drenaje de suficiente capacidad bajo un revestimiento más o menos impermeable (*ver* también sección 2.6.3 y ejemplo 9.1). Donde se utilizan revestimientos permeables (la mayoría de casos en encauzamiento de ríos) es necesario proveer suficiente drenaje desde la pendiente para que el aire no sea atrapado. Un ejemplo del uso de fajinas con una cimentación de pesados rollos de escobilla de esparto, utilizados para la protección de la banca, se presenta en la figura 8.18. El uso de gaviones y colchones de gavión para reforzamiento de bancas se ilustra en la figura 8.19 y en la figura 8.20 se muestra una protección de banca con un colchón flexible de elementos de cemento prefabricado (Armorflex) sobre una capa de geotextil; ésta puede también ser cubierta por vegetación, haciendo casi invisible la protección de la banca. Para más información sobre el diseño de protección de la banca, materiales y construcción, se debe consultar por ejemplo Brandon (1987, 1989) y Hemphill y Bramley (1989).

Ejemplo 8.1

Un canal ancho tiene una profundidad de flujo de 1.7 m y una velocidad media de 2.5 m s^{-1} . Si se toma $\rho_s = 2650 \text{ kg m}^{-3}$, encontrar el tamaño mínimo del material del lecho necesario para obtener un lecho estable.

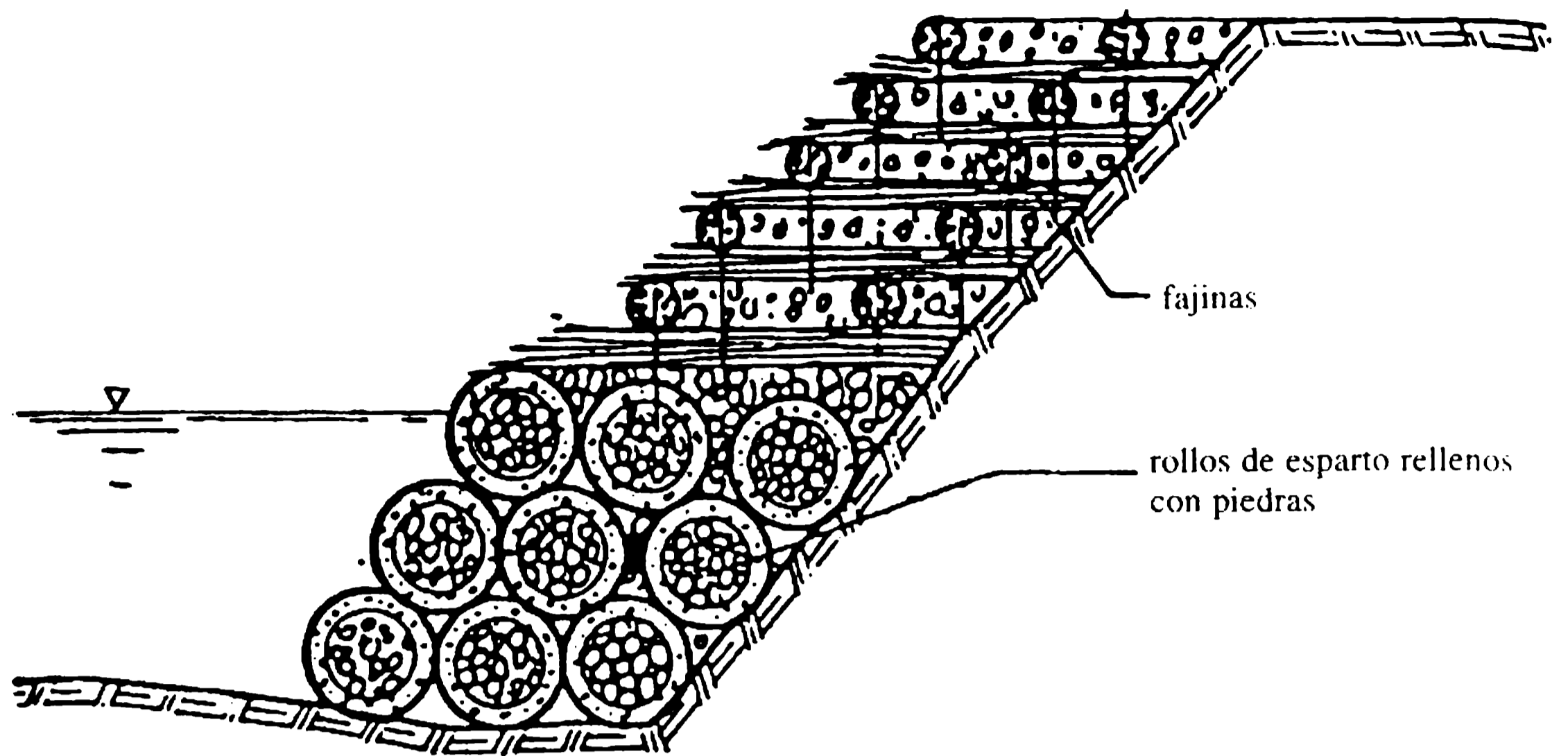


Figura 8.18 Protección de banca con fajinas y rollos de escobilla de esparto rellenos con piedras.

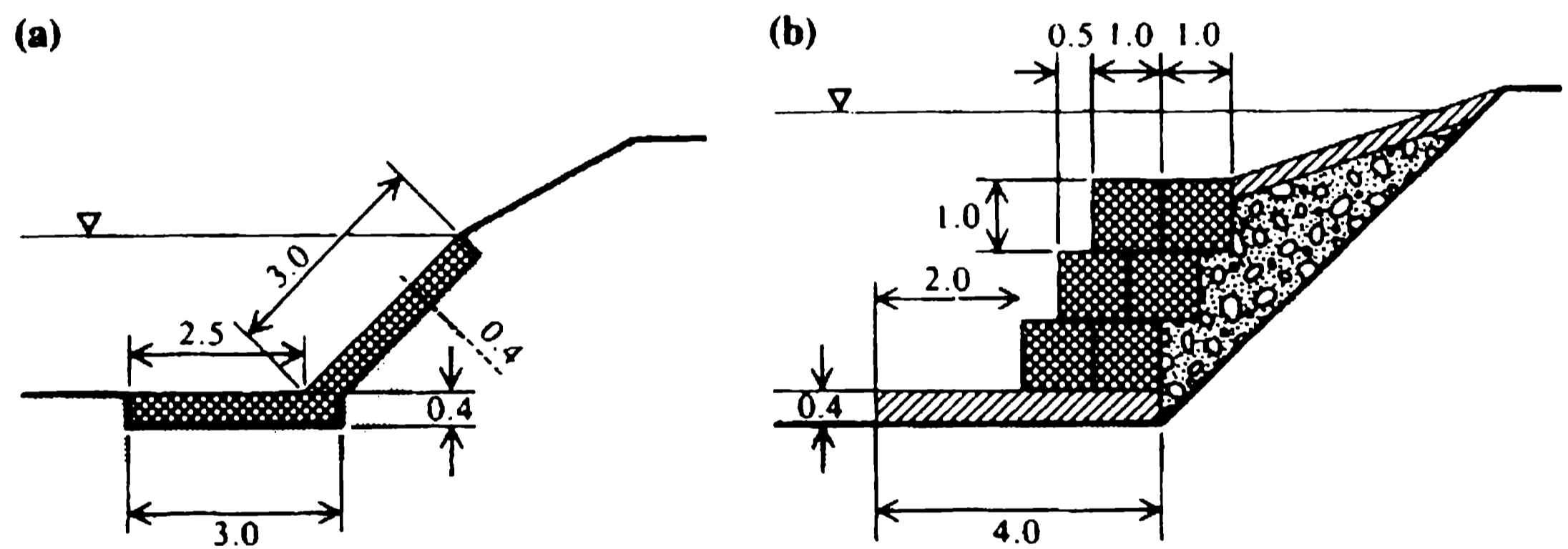


Figura 8.19 Protección de la banca con gaviones; dimensiones en metros.

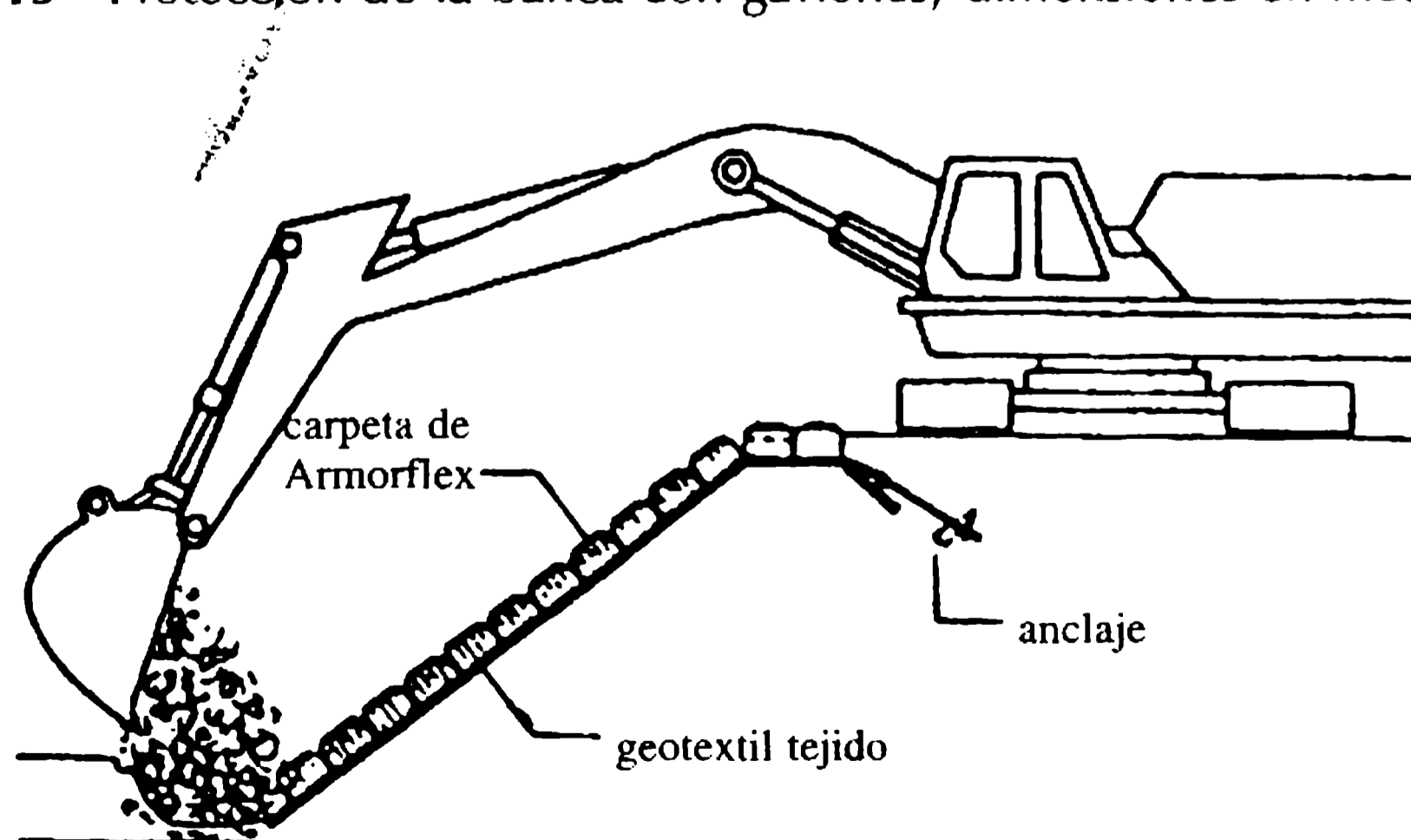


Figura 8.20 Protección de la banca con revestimientos flexibles de elementos de concreto.

Solución

Si se toma c en la ecuación (8.19) como 0.056 (Shields) y se usa la ecuación de Manning-Strickler (8.6), se tiene:

$$d = RS/(\Delta \times 0.056) = 11RS = 11(Vn)^2/R^{1/3} = (0.04V)^2 \times 11 \times (d/R)^{1/3}.$$

Por tanto,

$$d^{1/3} = 0.133V/R^{1/6} = 0.133 \times 2.5/1.7^{1/6} = 0.303, \quad \text{o} \quad d = 0.028 \text{ m} = 28 \text{ mm}.$$

Ejemplo 8.2

Un canal de 2.0 m de profundidad, 15 m de ancho en el lecho, con pendientes laterales 1:2 ($V:H$) es excavado en una grava de $d = 50$ mm. ¿Cuál es la máxima pendiente permitida y qué caudal puede transportar el canal sin que se presenten problemas en su estabilidad? Tomar $\varphi = 37^\circ$ y esfuerzo cortante crítico en el fondo como $0.97 \rho g y S$.

Solución

Para una partícula del lecho, $\tau_{bc} = \rho g \Delta d \times 0.056 = 10^4 \times 1.65 \times 0.05 \times 0.056 = 46.2 \text{ N m}^{-2}$.
Para una partícula del talud, $\tau_{sc} = \tau_{bc} (1 - \sin^2 \theta / \sin^2 \varphi)^{1/2} = 30.9 \text{ N m}^{-2}$ (nótese que $\tan \theta = 1/2$). Así,

$$0.75 \rho g y S_1 = 30.9 \text{ N m}^{-2} \text{ (lados)}$$

$$0.97 \rho g y S_2 = 46.2 \text{ N m}^{-2} \text{ (lecho)}$$

Por consiguiente, $S_1 = 0.865 S_2$ y $S_1 < S_2$ la estabilidad del talud es decisiva. La pendiente permitida del canal es $S_1 = 30.9 / (10^4 \times 0.75 \times 2) = 2.06 \times 10^{-3}$. El caudal permitido es:

$$Q = AR^{2/3} S^{1/2} / n = [38 / (0.04 \times 0.05^{1/6})] [38 / (15 + 4\sqrt{5})]^{2/3} (2.06 \times 10^{-3})^{1/2} \\ = 96 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}.$$

Ejemplo 8.3

Diseñar un vertedero Crump para medir el flujo de una pequeña cuenca. La sección transversal del río en el sitio donde se va a construir la estructura se muestra en la figura 8.21 y las medidas existentes de un correntómetro, de los caudales del río, se tabulan a continuación.

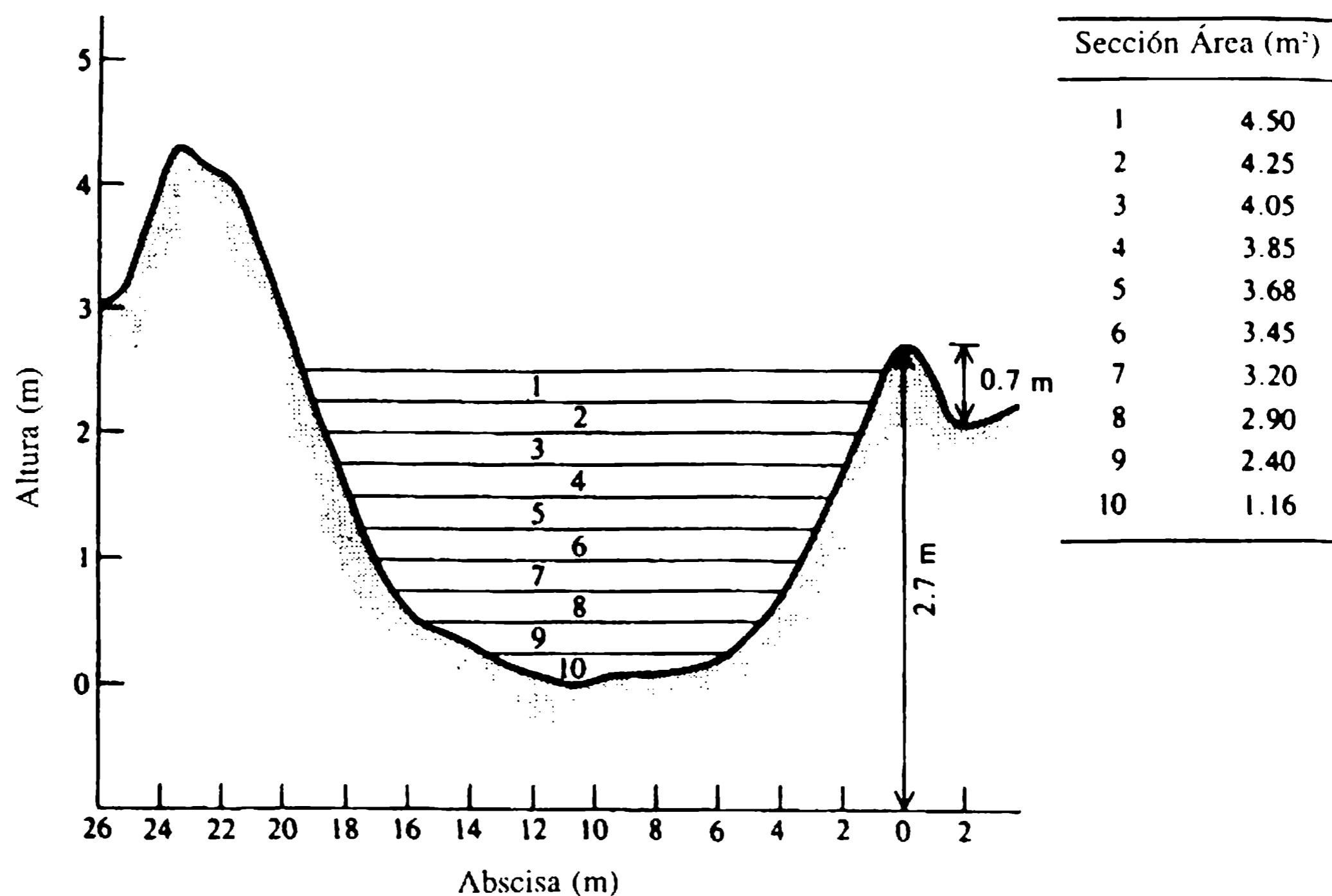


Figura 8.21 Sección transversal del río.

Lectura de mira, h' (m)	Caudal medido, Q (m ³ s ⁻¹)
0.12	0.75
0.15	1.10
0.19	1.21
0.26	1.80
0.32	2.30
0.42	4.36
1.04	15.40

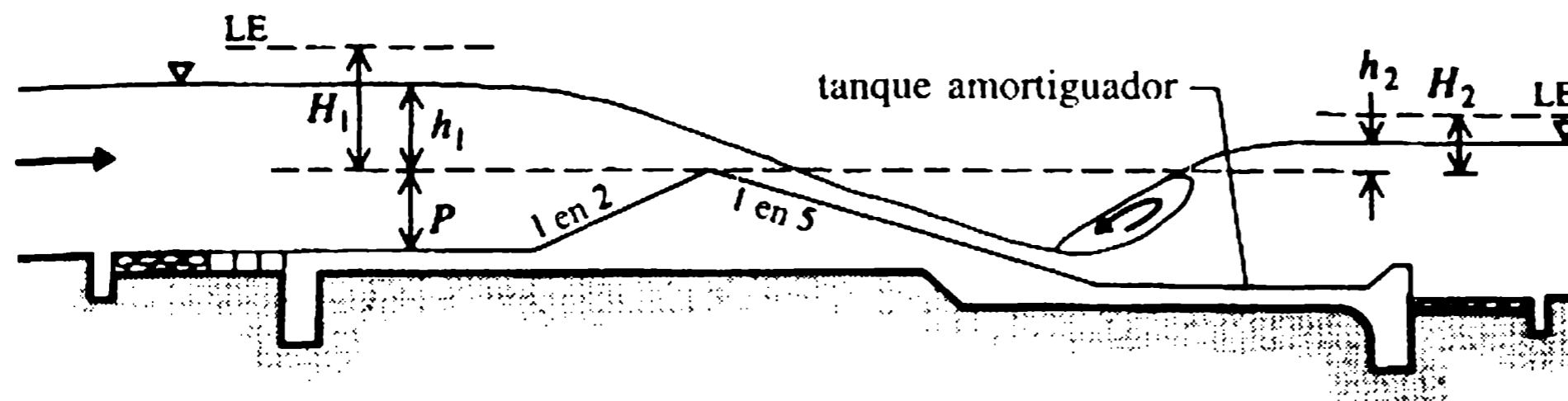
La lectura de mira es 0.00 cuando la profundidad del flujo en el canal es 0.37 m (= z). La información adicional es la siguiente:

1. El rango del caudal de sequía es 0.5-1.0 m³ s⁻¹.
2. La creciente con periodo de retorno de 20 años es 25 m³ s⁻¹ y de 100 años es 60 m³ s⁻¹.
3. El tramo del río aguas arriba del sitio propuesto está en una planicie de inundación utilizada para ganadería.

Solución

La figura 8.22 muestra los detalles del perfil del vertedero Crump. La figura 8.23 muestra una disposición del diagrama de flujo del diseño sobre la base de que se puede desarrollar un *software* apropiado para resolver el problema. La solución detallada y los cálculos de diseño se describen a continuación.

(a) Sección transversal del vertedero Crump



(b) Planta

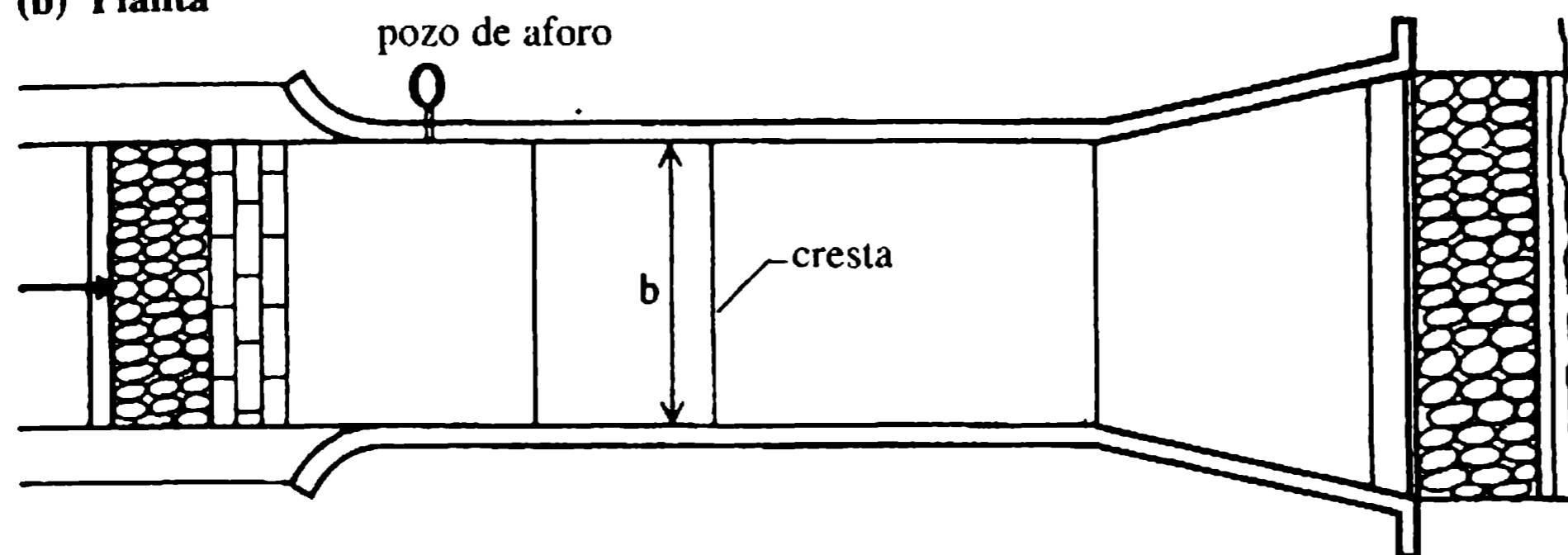


Figura 8.22 Disposición del vertedero Crump.

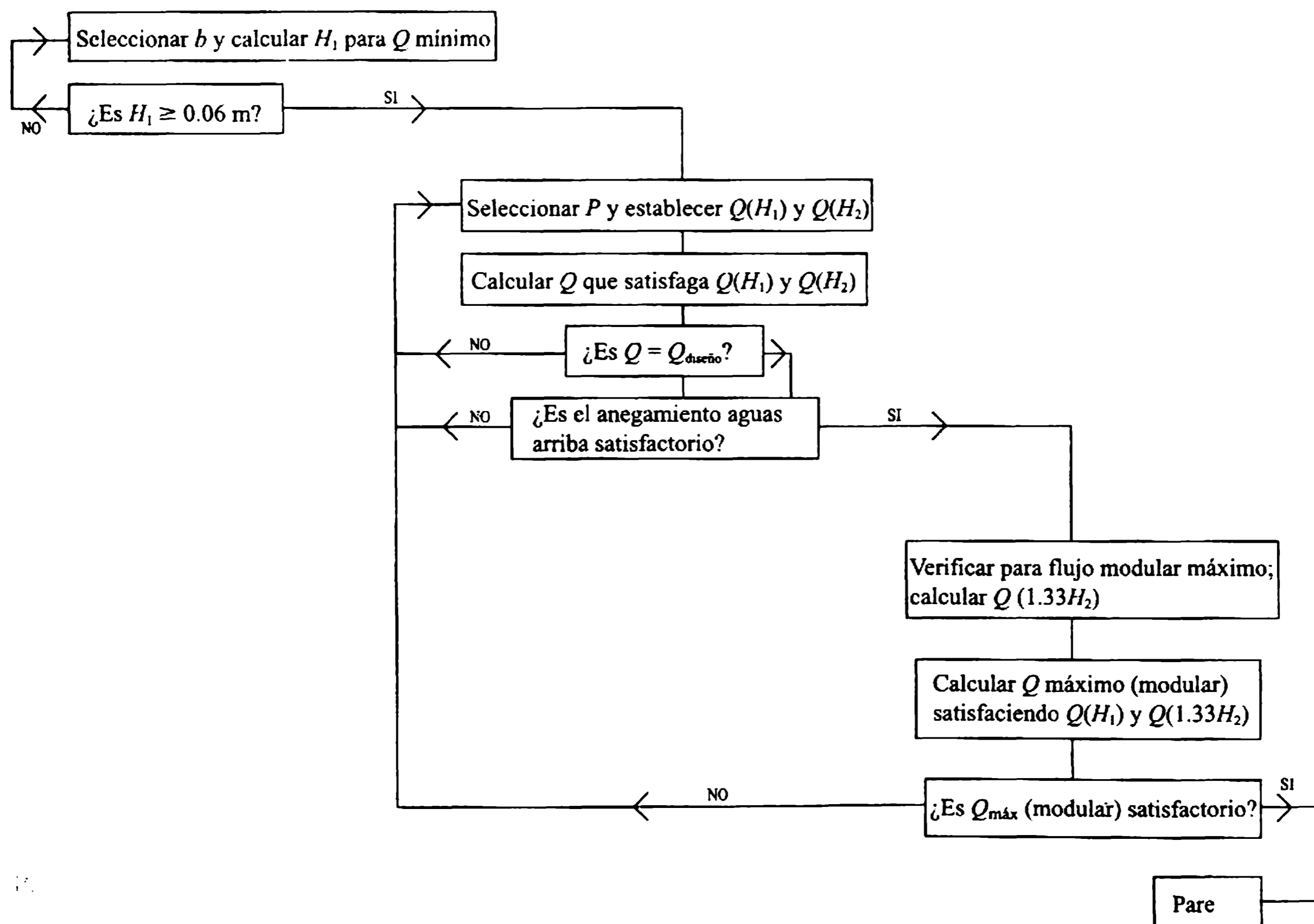


Figura 8.23 Diagrama de flujo para el diseño del vertedero Crump.

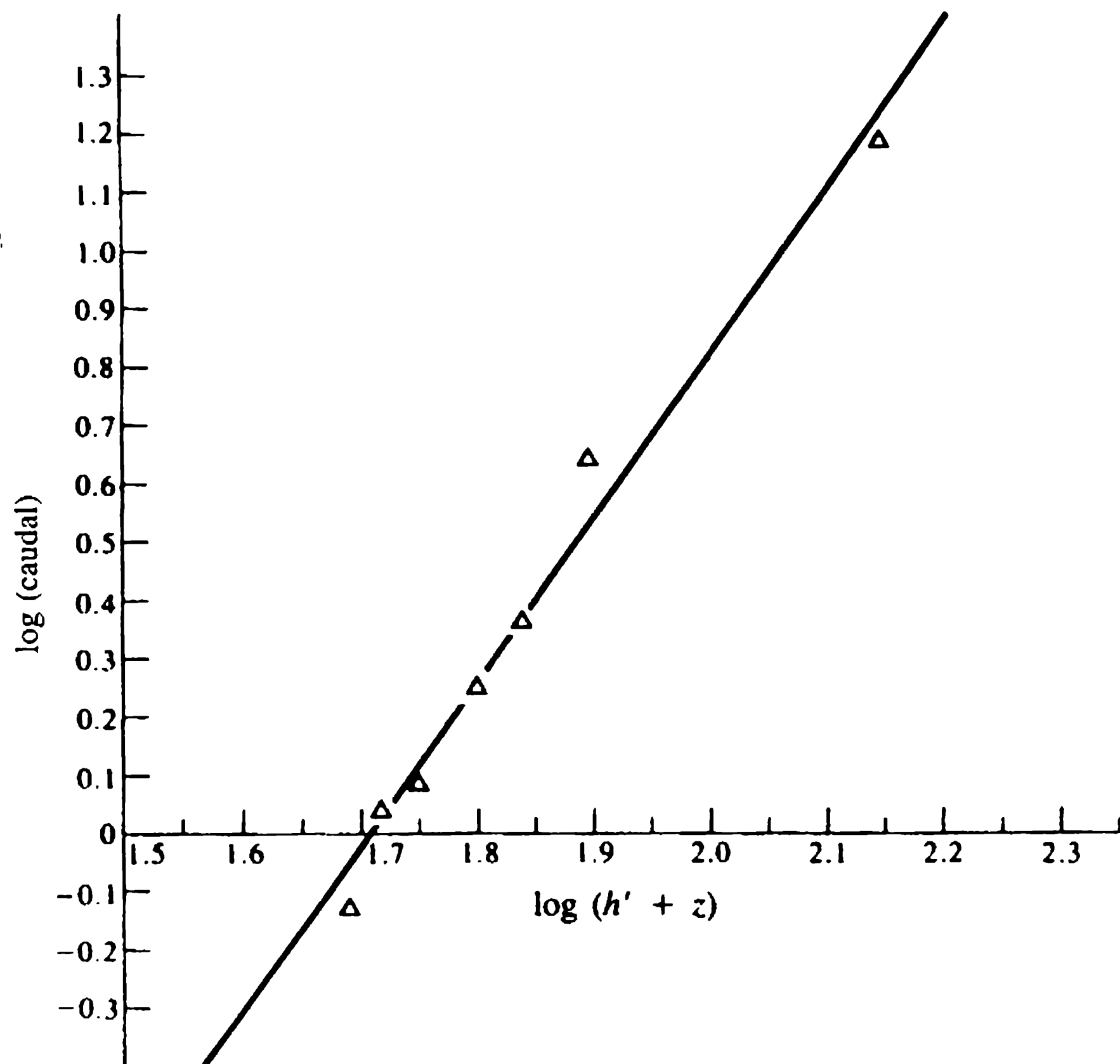


Figura 8.24 Log ($h' + z$) contra log Q .

Seleccionar el ancho, b , del vertedero aproximadamente como el ancho del lecho, B , es decir $b \approx B = 10$ m (figura 8.21). La cabeza mínima sobre la cresta para evitar efectos de tensión superficial es 0.06 m aproximadamente. Por tanto, a partir de la ecuación de descarga del vertedero Crump (modular) se tiene:

$$Q = C_d g^{1/2} b H_1^{3/2}. \quad (i)$$

Con $C_d = 0.626$ (Water Resources Board, 1970), H_1 para el mínimo caudal de $0.5 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ es $0.0864 \text{ m} > 0.06 \text{ m}$ y resulta satisfactorio. La gráfica en una escala log-log de la curva nivel-caudal (con nivel = $h' + z$) se presenta en la figura 8.24.

De los detalles dados de la sección transversal de la corriente, el área A (figura 8.21) se calcula para diferentes niveles y se determina la velocidad. De aquí, la energía H_2 aguas abajo del vertedero se calcula a partir de:

$$h' + z + V^2/2g$$

La curva de calibración de la descarga (H_2 contra Q) se representa en la gráfica de la figura 8.25. La ecuación i la curva de calibración aguas arriba (la fórmula del vertedero arroja H_1 contra Q) también se presenta a través de la gráfica en la figura 8.25.

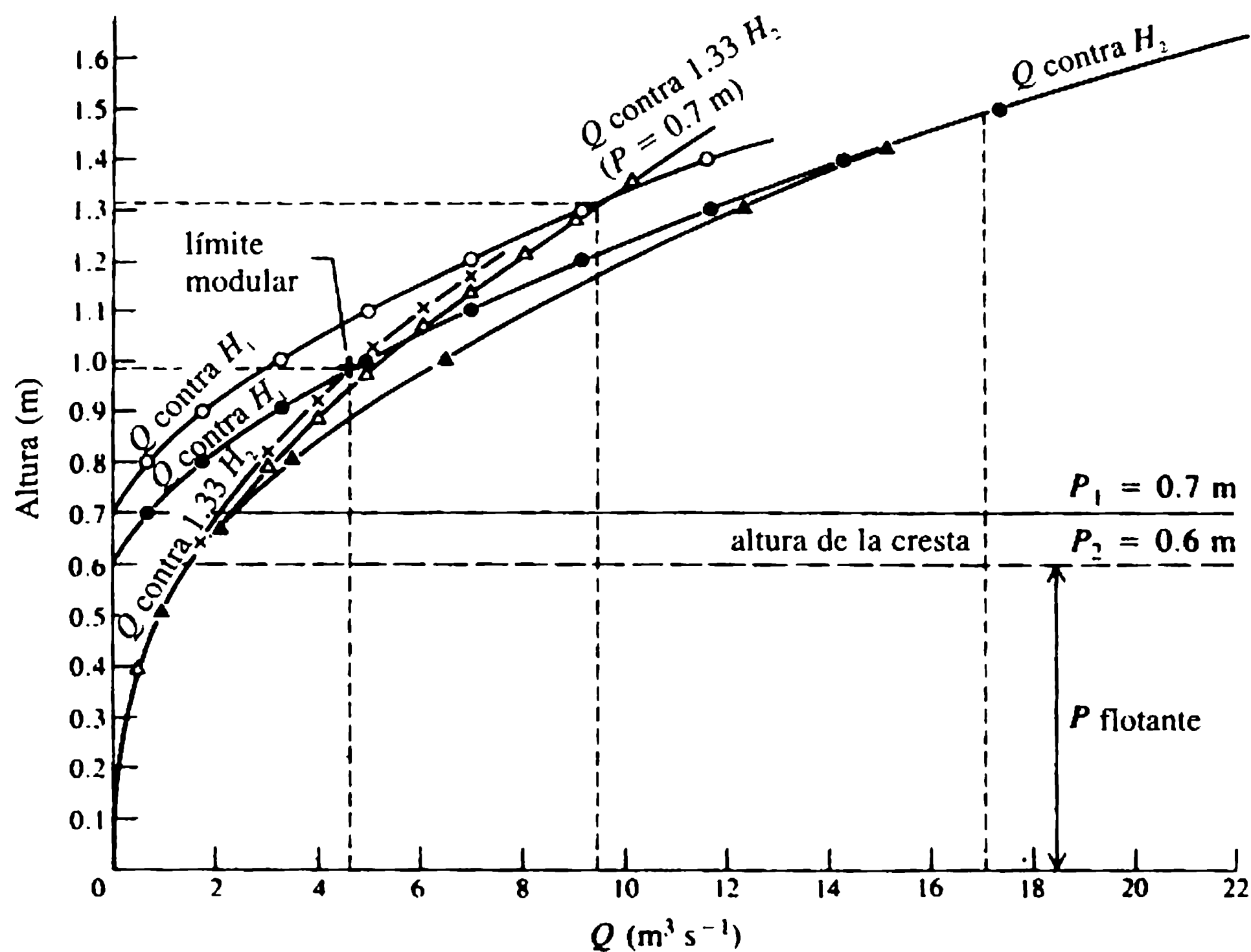


Figura 8.25 Curvas de diseño.

Selección de la altura de la cresta, P

Las alturas grandes son costosas y crean inundaciones aguas arriba, mientras que las pequeñas alturas crean frecuentes condiciones de flujos no modulares (ahogados). El límite de la relación modular, H_2/H_1 para los vertederos Crump es 0.75 (Water Resources Board, 1970) y la creciente modular de diseño entre 1/2 y 1 año de periodo de retorno es considerada como la norma. De la información dada sobre caudales de creciente en el río, la creciente con periodo de retorno de 1 año es de unos $5 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ (gráfica log-log entre Q y T). El límite de la relación modular sugiere que $H_1 = 1.33H_2$ y, seleccionando una altura de la cresta de 0.7 m (como primer tanteo), la curva Q contra $1.33H_2$ se ha representado en la gráfica de la figura 8.25, que corta la curva Q contra H_1 en $Q = 9.4 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Ésta corresponde a una creciente con periodo de retorno de 3.3 años, que está lejos por exceso de la norma de diseño. Por tanto, se selecciona un valor inferior de P .

Una altura de cresta de 0.6 m produce una creciente modular límite de $4.6 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ con un periodo de retorno de 1.1 años. Esta condición es satisfactoria; de ahí que se adopte para el diseño una altura de cresta de 0.6 m.

Verificación de especificaciones

1. No modularidad: el caudal límite modular de $4.6 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ corresponde a $H_2 = 0.29 \text{ m}$ y $H_1 = 0.39 \text{ m}$ (figura 8.25). Así, $H_2/H_1 = 0.74$, lo cual es adecuado.

2. La figura 8.21 sugiere que el máximo nivel antes de que el desbordamiento sobre la banca ocurra es 2.7 m (desde el nivel del lecho). Permitiendo un crecimiento razonable del nivel freático de 0.3 m por debajo del nivel del terreno, el máximo nivel de prevención de desbordamiento e inundación es 1.7 m. En consecuencia, el máximo nivel del agua, aguas arriba del vertedero, que corresponde a estas condiciones es $h_1 = 1.7 - 0.6 = 1.1$ m. De aquí que el caudal, Q , que puede fluir sobre el vertedero sin producir inundación es $26.75 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ (de acuerdo con la figura 8.24).

Obsérvese lo siguiente:

$$Q = C_d C_v g^{1/2} b h_1^{3/2} \quad (\text{fórmula del vertedero}) \quad (\text{ii})$$

$$C_v h_1^{3/2} = H_1^{3/2} \quad (\text{iii})$$

donde

$$H_1 = h_1 + V_1^2/2g \quad (\text{iv})$$

y

$$V_1 = Q/[B(h_1 + P)]. \quad (\text{v})$$

Combinando lo anteriormente dado:

$$\frac{1}{2} C_d^2 [(b/B) (h_1/h_1 + P)]^2 C_v^2 - C_v^{2/3} + 1 = 0. \quad (\text{vi})$$

La solución de esta ecuación, tabular o con gráfica (Water Resources Board, 1978), arroja:

$$C_v = 1.175.$$

El caudal así calculado tiene un periodo de retorno cercano a los 25 años, que es bastante aceptable para el uso específico del terreno aguas arriba de la estructura.

Cálculos similares indican que un caudal de creciente del orden de $73 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ con un periodo de retorno de 175 años claramente inunda la zona aguas arriba (el nivel del agua sobre el umbral es alrededor de 2 m). Por tanto, la presencia de la estructura propuesta no causará mayores problemas de inundaciones.

La curva de calibración del flujo modular se obtiene de la siguiente manera. La ecuación del flujo modular puede utilizarse para construir la curva nivel-caudal. La siguiente tabla muestra los puntos:

h_1 (m)	C_v	$Q(\text{m}^3 \text{ s}^{-1})$
0.10	1.003	0.62
0.20	1.009	1.78
0.30	1.018	3.30
0.38	← por iteración ←	4.60

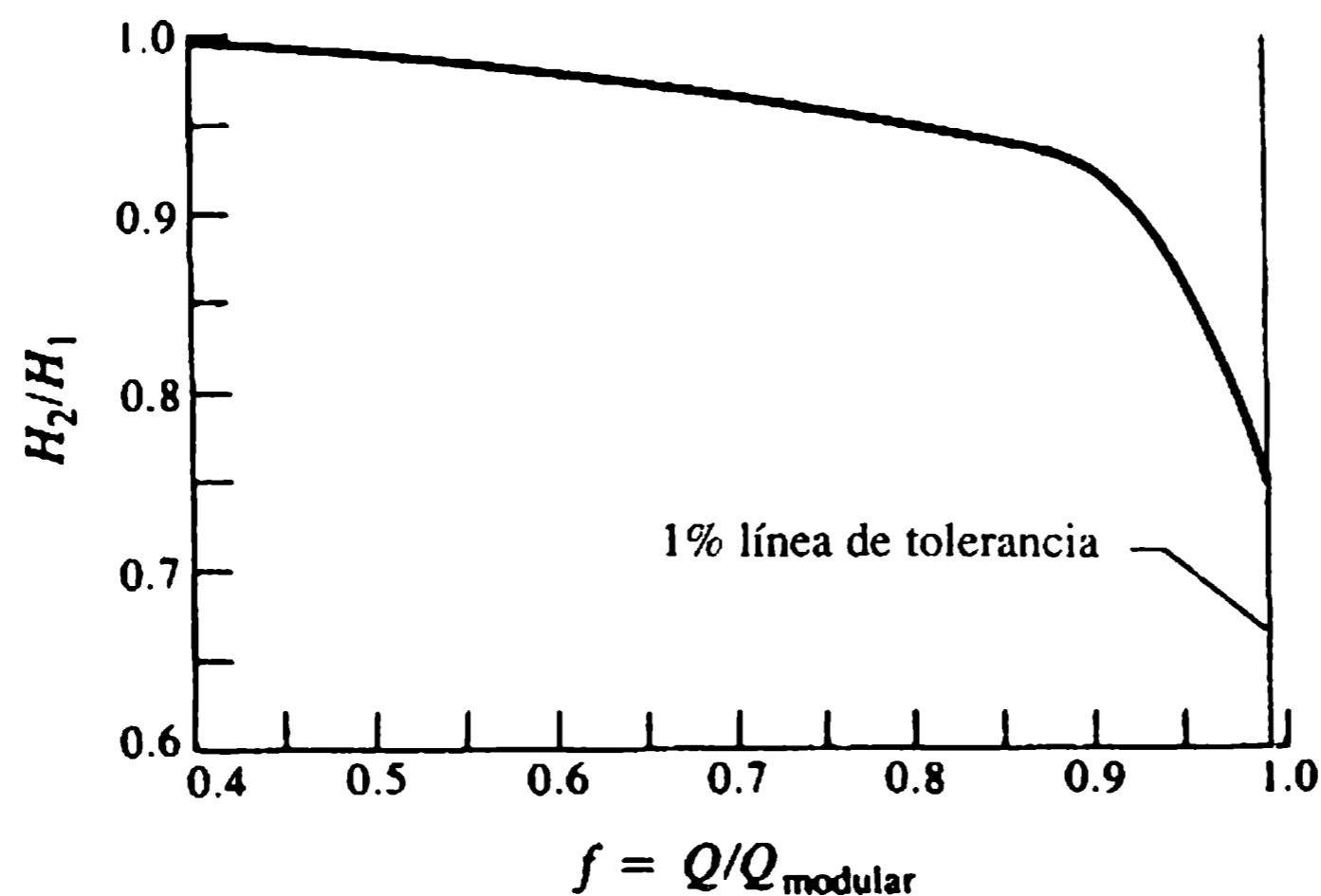


Figura 8.26 Factor de corrección f para flujos no modulares.

Curva de calibración de caudal no modular

Se utiliza el siguiente procedimiento. Se supone que el caudal no modular, Q , es $6 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Entonces $H_2 = 0.375 \text{ m}$ (figura 8.25). Estimando H_1 en 0.450 m , $H_2/H_1 = 0.833$. El factor de corrección del flujo ahogado (no modular), f , puede ser obtenido de la gráfica en la figura 8.26 (Water Resources Board, 1970) entre f y H_2/H_1 . De manera que $f = 0.965$, y de aquí:

$$\begin{aligned} Q &= f Q_{\text{modular}} \\ &= 0.965 \times 5.95 \quad (Q_{\text{modular}} = C_d g^{1/2} b H_1^{3/2}) \\ &= 5.74 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} < 6.0 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}. \end{aligned}$$

Si se repite el proceso para diferentes estimaciones de H_1 se obtiene $Q \approx 6 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ para un valor de $H_1 = 0.46 \text{ m}$. La solución iterativa de la ecuación de energía (ecuación iv) da como resultado $h_1 = 0.44 \text{ m}$. La siguiente tabla presenta los datos para la curva de calibración del caudal no modular:

$Q \text{ (m}^3 \text{ s}^{-1}\text{)}$	$h_1 \text{ (m)}$
6.0	0.44
8.0	0.55
10.0	0.64
12.0	0.72
14.0	0.80
17.0	0.91

Nótese que el vertedero propuesto sólo puede ser utilizado como una estructura de medición hasta valores de $17 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ (figura 8.25) con un periodo de retorno de 10 años. Si esta situación no es aceptable, se debe elevar la altura de la cresta o disminuir su longitud. Ambas alternativas crean condiciones indeseables aguas arriba de la estructura (frecuentes inundaciones).

- Referencias**
- Abbott, M.B. (1979) *Computational Hydraulics*, Pitman, London.
- Ackers, P. (1983) Sediment transport problems in irrigation systems design, in *Developments in Hydraulic Engineering*. Vol. 1 (ed. P. Novak), Elsevier Applied Science, London.
- Ackers, P. (1993) Flow formulate for straight two-stage channels. *Journal of Hydraulic Research*, **31** (4), 509-31.
- Ackers, P., White, W.R., Perkins, J.A. and Harrison, A.J.M. (1978) *Weirs and Flumes for Flow Measurement*, Wiley, New York.
- Blench, T. (1969) *Mobile Bed Fluviology*, Alberta University Press, Calgary.
- Bos, M.G. (ed.) (1976) *Discharge Measurement Structures*, Report 4, Laboratory of Hydraulics and Catchment Hydrology, Wageningen.
- Bos, M.G., Reploge, J.A. and Clemmens, A.J. (1984) *Flow Measuring Flumes for Open Channel Systems*, Wiley, New York.
- Brandon, T.W. (ed.) (1987, 1989) *River Engineering*, Parts I and II, Institute of Water and Environmental Management, London.
- Brierley, S.E. and Novak, P. (1983) The effect of a reservoir on the morphology of a gravel-bed river with tributaries, in *Proceedings of the 20th Congress of the International Association for Hydraulic Research*, Moscow, Vol. VI, pp. 49-57.
- BSI (1969a) *Measurement of Liquid Flow in Open Channels: Velocity-Area Methods*, BS 3680, Part 3, British Standards Institution, London.
- BSI (1969b) *Measurement of Liquid Flow in Open Channels: Weirs and Flumes*, BS 3680, Part 4, British Standards Institution, London.
- BSI (1986) *Measurement of Liquid Flow in Open Channels: Dilution Methods*, BS 3680, Part 2, British Standards Institution, London.
- Burgess, L.C.N. (1967) Air photo-interpretation as an aid in flood susceptibility determination, in *Proceedings of the International Conference on Water for Peace*, Washington, DC, Vol. 4.
- Chadwick, A. and Morfett, J. (1993) *Hydraulics in Civil and Environmental Engineering*, 2nd edn, E & FN Spon, London.
- Chow, V.T. (1983) *Open Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, New York.
- Cole, J.A. (ed.) (1982) *Advances in Hydrometry*, Proceedings of the 1st International Symposium, Publication 134, International Association of Hydrological Science, Exeter.
- Cunge, J.A. (1969) On the subject of flood propagation computation method (Muskingum method). *Journal of Hydraulic Research*, **7** (2), 205-30.
- Cunge, J., Holly, F. and Verwey, A. (1980) *Practical Aspects of Computational River Hydraulics*, Pitman, London.
- Featherstone, R.E. and Nalluri, C. (1995) *Civil Engineering Hydraulics*, 3rd edn. Blackwell Scientific, Oxford.
- Fjeredingstad, E. (1963) *Limnological Estimates of Water Pollution Levels*, WHO/EBL/10, World Health Organization.
- Garde, R.J. and Ranga Raju, K.G. (1985) *Mechanics of Sediment Transportation and Alluvial Stream Problems*, 2n edn, Wiley Eastern, New Delhi.
- Graf, W.H. (1984) *Hydraulics of Sediment Transport*. Water Resources Publications, Littleton, CO.
- Harrison, A.J.M. and Owen, M.W. (1967) A new type of structure for flow measurement in steep streams. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, London, **36**, 273-96.

- Hemphill, R.W. and Bramley, M.E. (1989) *Protection of River and Canal Banks*, CIRIA and Butterworth, London.
- Henderson, F.M. (1966) *Open Channel Flow*, Macmillan, New York.
- Herschy, R.W. (ed.) (1978) *Hydrometry – Principles and Practices*, Wiley, Chichester.
- Herschy, R.W. (ed.) (1986) *New Technology in Hydrometry*, Adam Hilger, Bristol.
- Hey, R.D. (1986) River mechanics. *Journal of the Institution of Water Engineers and Scientists*, **40** (2), 139-58.
- Hey, R.D., Bathurst, J.C. and Thorne, C.R. (1982) *Gravel-bed Rivers: Fluvial Processes, Engineering and Management*, Wiley, Chichester.
- Hubbell, D.W., Stevens, H.H., Skinner, J.V. and Beverage, J.P. (1981) Recent refinements in calibrating bedload samplers, in *Proceedings of Special Conference, Water Forum 81*, American Society of Civil Engineers, San Francisco, CA.
- IFAI (1992) *A Design Primer: Geotextiles and Related Materials*, Industrial Fabrics Association International, St Paul, MN.
- Jaeggi, M.N.R. and Zarn, B. (1990) A new policy in designing flood protection schemes as a consequence of the 1987 floods in the Swiss Alps, in *Proceedings of the International Conference on River Flood Hydraulics* (ed. W.R. White), Wiley, Chichester, Paper C2, pp. 75-84.
- James, A. (1977) Water quality, in *Facets of Hydrology* (ed. J. Rodda), Wiley, New York, Chapter 7.
- Jansen, P. Ph., van Bendegom, L. and van den Berg, J. (1979) *Principles of River Engineering: the Non-tidal Alluvial River*, Pitman, London.
- Keller, R.J. and Rodi, W. (1988) Prediction of flow characteristics in main channel/flood plain flows. *Journal of Hydraulic Research*, **26** (4), 425-41.
- Kennedy, J.F. (1983) Reflections on rivers, research and Rouse. *Journal of the Hydraulic Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, **109** (10), 1253-71.
- Kinori, B.Z. and Mevorach, J. (1984) *Manual of Surface Drainage Engineering*, Elsevier, Amsterdam.
- Knight, D.W. and Samuels, P.G. (1990) River flow simulation: research and development. *Journal of the Institution of Water and Environmental Management*, **4**, 163-75.
- Leopold, L.B., Wolman, M.G. and Miller, J.P. (1964) *Fluvial Processes in Geomorphology*, W.H. Freeman, San Francisco, CA.
- Newson, M.D. (1986) River basin engineering – fluvial geomorphology. *Journal of the Institution of Water Engineers and Scientists*, **40** (4), 307-24.
- Novak, P. (1957) Bedload meters—development of a new type and determination of their efficiency with the aid of scale models, in *Proceedings of the International Association for Hydraulic Research 7th Congress*, Lisbon, Paper A9.
- Novak, P. (1986) *Applied Hydraulics*, 2nd revised edn, International Institute for Hydraulic and Environmental Engineering, Delft.
- Novak, P. and Čábelka, J. (1981) *Models in Hydraulic Engineering – Physical Principles and Design Applications*, Pitman, London.
- Petersen, M.S. (1986) *River Engineering*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Price, R.K. (1985) Flood routing, in *Developments in Hydraulic Engineering*, Vol. 3 (ed. P. Novak), Elsevier Applied Science, London.
- Ranga Raju, K.G. (1993) *Flow Through Open Channels*, 3rd edn, Tata McGraw-Hill, New Delhi.
- Raudkivi, A.J. (1979) *An Advanced Introduction to Hydrological Processes and Modelling*, Pergamon, Oxford.

- Sargent, D.M. (1981) The development of a viable method of streamflow measurement using the integrating float technique. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **71** (2), 1-15.
- Schaffernak, F. (1950) *Flussmorphologie und Flussbau*, Springer, Vienna.
- Sellin, R.H.J., Giles, A. and van Besten, D.P. (1990) Post-implementation appraisal of a two-stage channel in the River Roding, Essex, *Journal of the Institution of Water and Environmental Management*, **4**, 119-30.
- Shaw, E.M. (1994) *Hydrology in Practice*, 3rd edn, Chapman & Hall, London.
- UNECAFE (1953) *River Training and Bank Protection*, Flood Control Series No. 4, UN Economics Commission for Asia and the Far East, Bangkok.
- Vanoni, V.A. (ed.) (1975) *Sedimentation Engineering*, American Society of Civil Engineers, New York, 745, pp.
- de Vries, M. (1985) *Engineering Potamology*, International Institute for Hydraulic and Environmental Engineering, Delft.
- Wark, J.B., James, C.S. and Ackers, P. (1994) *Design of Straight and Meandering Channels; Interim Guidelines on Hand Calculation Methodology*, R&D Report 13, National Rivers Authority, Bristol, 86 pp.
- Water Resources Board (1970) *Crump Weir Design*, Technical Note TN8, Water Resources Board, Reading.
- WMO (1980) *Manual on Streamflow Gauging*, Vols. 1 and 2, WMO No. 519, World Meteorological Organization.
- Yalin, M.S. (1992) *River Mechanics*, Pergamon, Oxford.

Obras de desviación 9

9.1 Vertederos y barreras

9.1.1 GENERALIDADES

Los vertederos y las barreras son presas con niveles relativamente bajos construidas en un río para elevar suficientemente su nivel, para desviar la totalidad o parte del flujo hacia un canal de suministro o conducto para irrigación, generación hidroeléctrica, usos domésticos e industriales, etc. Estas estructuras de desviación usualmente proporcionan una capacidad pequeña de almacenamiento. En general, los vertederos (con o sin compuertas) son más voluminosos que las barreras, las que siempre se controlan mediante compuertas. Las barreras incluyen canales reguladores, diques de nivel bajo para mantener un flujo de aproximación apropiado hacia los reguladores, túneles sedimentadores para controlar la entrada de sedimentos al canal y escaleras de peces para sus movimientos migratorios.

Los vertederos también se utilizan para desviar inundaciones repentinas hacia áreas de irrigación o para recarga de acuíferos subterráneos. Algunas veces también se emplean como estructuras para medición de flujos. (La figura 9.7 presenta una descripción detallada de las diversas partes de una barrera construida sobre ríos que fluyen sobre lechos permeables).

La selección del sitio para una barrera depende ante todo de la localización y elevación del canal de toma; debe escogerse un lugar donde el lecho del río sea comparativamente angosto y de relativa estabilidad. Deben considerarse los requerimientos de almacenamiento, la interferencia con las estructuras existentes, como puentes, el desarrollo urbano y la existencia de tierras agrícolas valiosas, etc., así como las opciones disponibles para desviar el flujo durante la construcción.

9.1.2 ATAGUÍAS

Las ataguías son estructuras temporales utilizadas para desviar el agua de un área donde se construye una estructura permanente. Deben ser tan impermeables como sea factible, relativamente baratas y, si es posible, construidas con materiales disponibles en la región.

Algunas veces se usan estructuras como túneles o canales, construidas para desviar el flujo del sitio, como parte de estructuras permanentes (tuberías de carga,

vertederos, compuertas, conducciones a turbinas o canales de fuga de turbinas, etc.). Si las obras de construcción se realizan en dos etapas, parte de la estructura acabada en la primera etapa puede utilizarse como estructura de desviación (vertedero de excesos o compuertas) durante la segunda etapa de construcción (figura 9.1) (Linsley y Franzini, 1979).

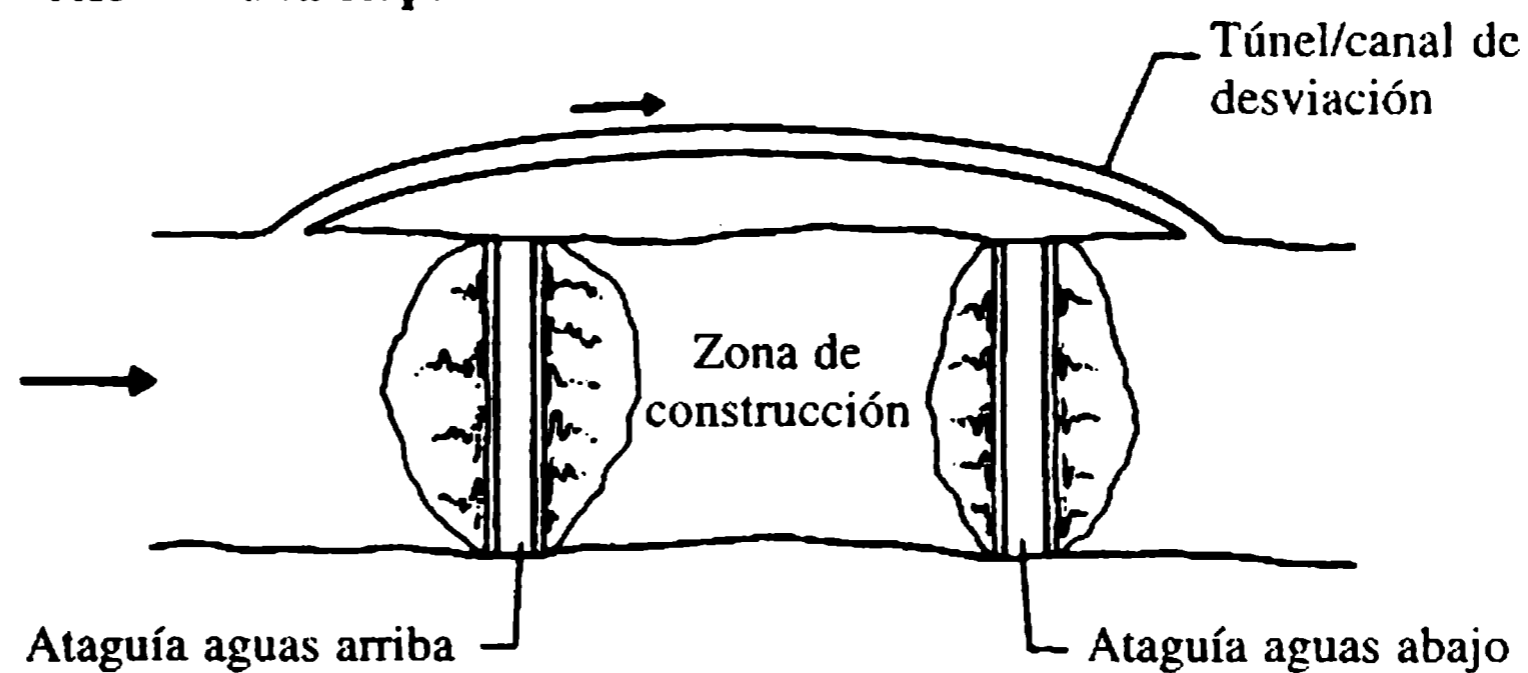
La selección de la creciente de diseño para estas obras de desviación depende del riesgo que se esté dispuesto a asumir. Es decir, se tiene que considerar una creciente de diseño más conservadora en situaciones donde los desbordamientos durante la construcción tendrían resultados desastrosos. Si se permiten desbordamientos, se deben reforzar la parte superior y la pendiente aguas abajo de la ataguía para minimizar la erosión. El flujo de desbordamiento debe extenderse sobre la mayor longitud posible de la ataguía, para reducir así la concentración del flujo. El control de los desechos flotantes es otro requerimiento esencial para minimizar el taponamiento de los túneles de desviación, en especial durante la estación de flujos altos.

9.1.3 COMPONENTES DE UNA BARRERA

a. Guías de la banca

Las guías de la banca dirigen el flujo principal del río tan centralmente como sea posible hacia la estructura de desviación. También salvaguardan la barrera de la erosión y pueden diseñarse a fin de inducir la curvatura conveniente con respecto al

(a) Construcción en una etapa



(b) Construcción en dos etapas

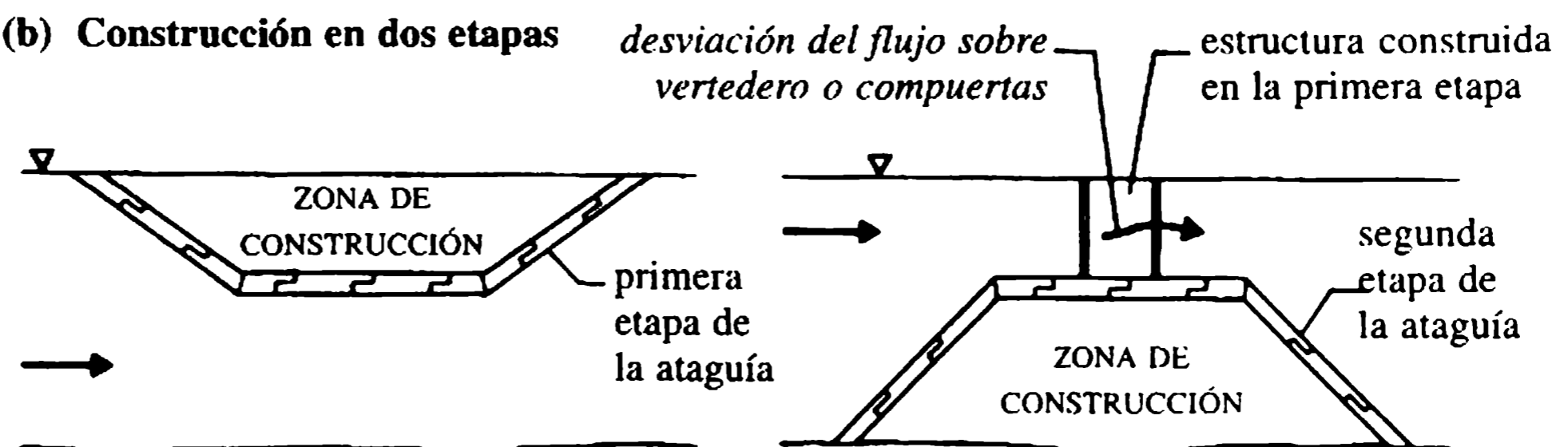


Figura 9.1 Desviación del flujo de la corriente por ataguías.

flujo para excluir los sedimentos de los canales. Los taludes laterales de las guías deben protegerse con revestimiento de piedra, con suficiente delantal de piedra 'auto-lanzante' al nivel más bajo posible (figura 9.2). Los niveles de las guías en la partes superiores dependerán del incremento del nivel producido por la creciente máxima aguas arriba de la barrera. La sobrelevación (diferencia de niveles entre el cauce aguas arriba y el cauce aguas abajo durante el paso de la creciente máxima) produce una curva de remanso aguas arriba de la barrera y se deben construir diques a lo largo del tramo aguas arriba del río para contener el flujo de la creciente.

b. Muros de defensa

Se diseñan muros de defensa bordeando la barrera y soportando los estribos a manera de muros de contención. Los muros rastrillos (llevados por debajo de los niveles de erosión) debajo de los muros de defensa y de los estribos a ambos lados, además de pantallas de tablestacas aguas arriba y aguas abajo a través del río, forman un compartimiento cerrado que provee buenas condiciones de cimentación al vertedero.

c. Compuertas y malacates

Las compuertas utilizadas en barreras son del mismo tipo de las que se utilizan en vertederos de cresta (capítulo 6). Compuertas de ascenso vertical y las Tainter se usan con frecuencia para controlar el caudal sobre la cresta (umbral) de la barrera. La capacidad de descarga de una barrera con compuerta en su cresta depende de las condiciones del flujo libre (capítulo 4) o sumergido a través de la compuerta. Para compuertas elevadas en su totalidad, se deben consultar la tabla 8.1 para flujo libre y la tabla 9.2 para condiciones de flujo sumergido. Para una compuerta de esclusas

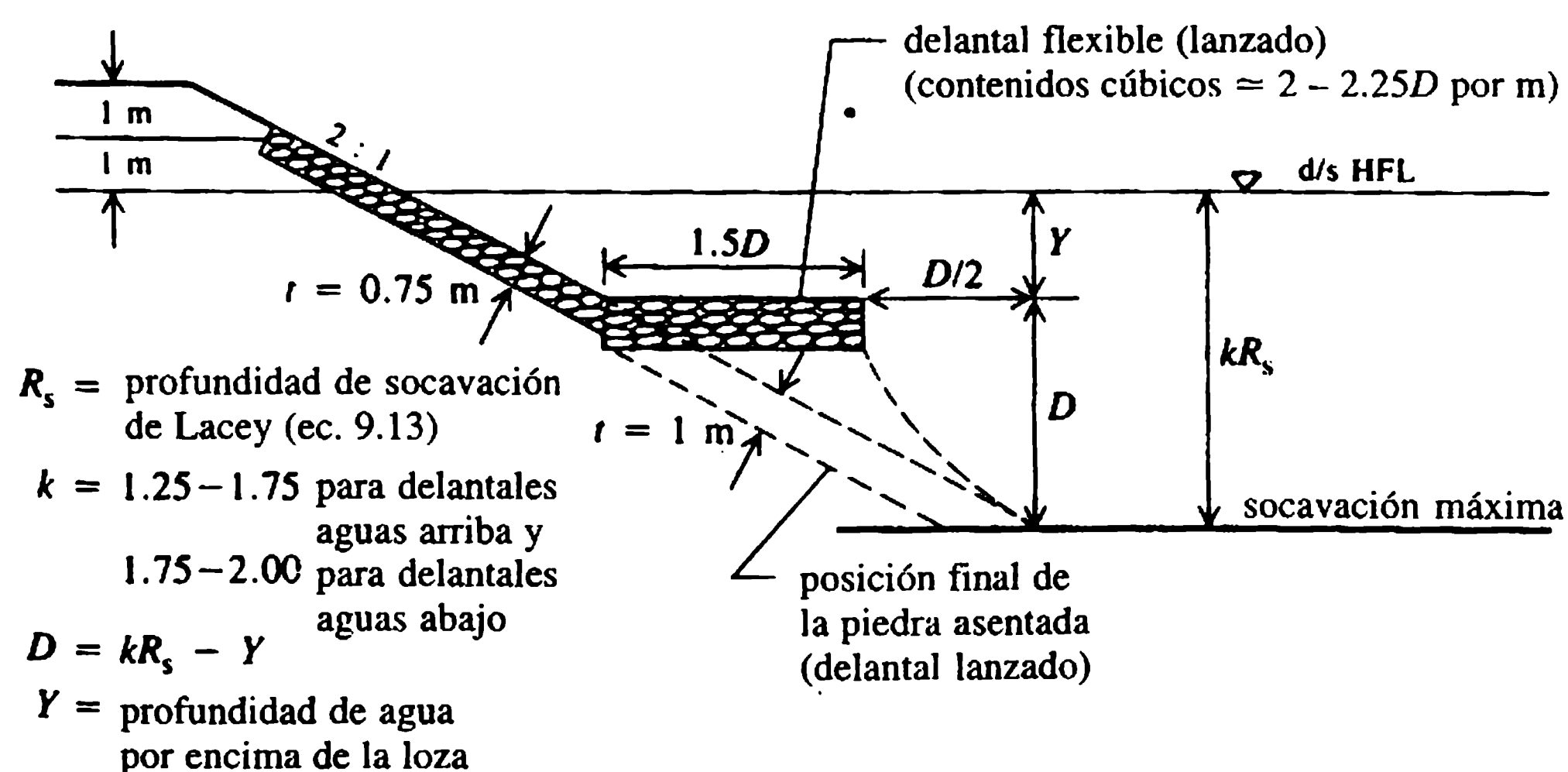


Figura 9.2 Criterios de diseños para delantales lanzados sobre vertederos y guías de banca .

vertical sobre un fondo horizontal (umbral), el flujo libre (modular) por metro de ancho puede escribirse como (capítulo 6):

$$q = C_d a (2gH_1)^{1/2} \quad (9.1)$$

en donde α es la abertura de la compuerta y H_1 la profundidad del agua aguas arriba por encima del umbral en caso que éste se eleve por encima del lecho del canal de aproximación. El coeficiente de caudal, C_d , está dado por [ecuación (6.3)]:

$$C_d = C_c / (1 + C_c a / H_1)^{1/2} \quad (9.2)$$

donde C_c (coeficiente de contracción) ≈ 0.61 . El coeficiente de caudal para condiciones de flujo libre depende ligeramente de la relación a/H_1 , y está en el intervalo entre 0.5 y 0.6 para $H_1/a = 2-16$. La ecuación (9.1) puede utilizarse también para flujo sumergido (no modular) en cuyo caso el coeficiente de caudal C_d es una función tanto de las relaciones de las profundidades aguas arriba (H_1) como aguas abajo (H_2) con respecto a la abertura de la compuerta (ver Henderson, 1966; Ranga Raju, 1993). Para la relación $H_2/H_1 < 0.5$ las condiciones de flujo libre existen, mientras que para $H_2/H_1 = 0.50$, C_d varía entre 0.45 y 0.52; para 0.66, C_d varía entre 0.36 y 0.40 y para 0.8 está alrededor de 0.27. En el caso de una compuerta inclinada (o compuerta Tainter) el coeficiente de contracción, C_c , es mayor que 0.61 y puede aproximarse como [ecuación (6.4)]:

$$C_c = 1 - 0.75 \frac{\theta}{90} + 0.36 \left(\frac{\theta}{90} \right)^2 \quad (9.3)$$

donde θ es el ángulo de inclinación con la horizontal.

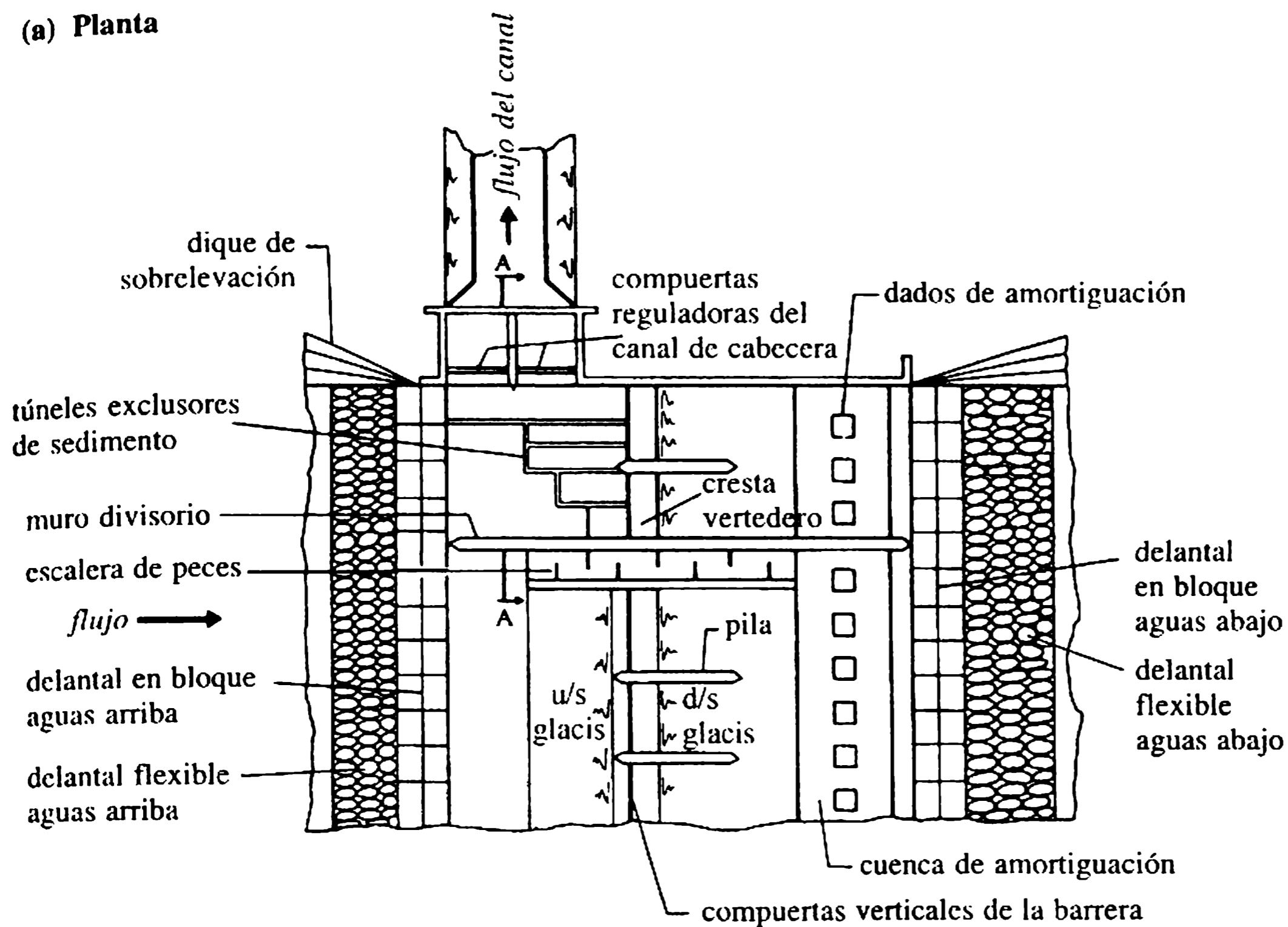
d. Reguladores

Las estructuras que controlan la desviación hacia el canal de suministro se denominan reguladores (sección 9.2). Los principios de diseño son los mismos que los utilizados en el diseño de barreras, excepto que los reguladores son una versión más pequeña de las barreras. El umbral de entrada de un regulador debe permitir la entrada del máximo flujo para varios niveles de almacenamiento. Otro aspecto importante en el diseño del regulador es la exclusión de sedimentos de los canales (sección 9.2). Túneles sedimentadores se construyen a menudo en las bahías de las barreras adyacentes al regulador, para que las capas más pesadas de agua inferiores cargadas de sedimentos se desvíen por los túneles (figura 9.3).

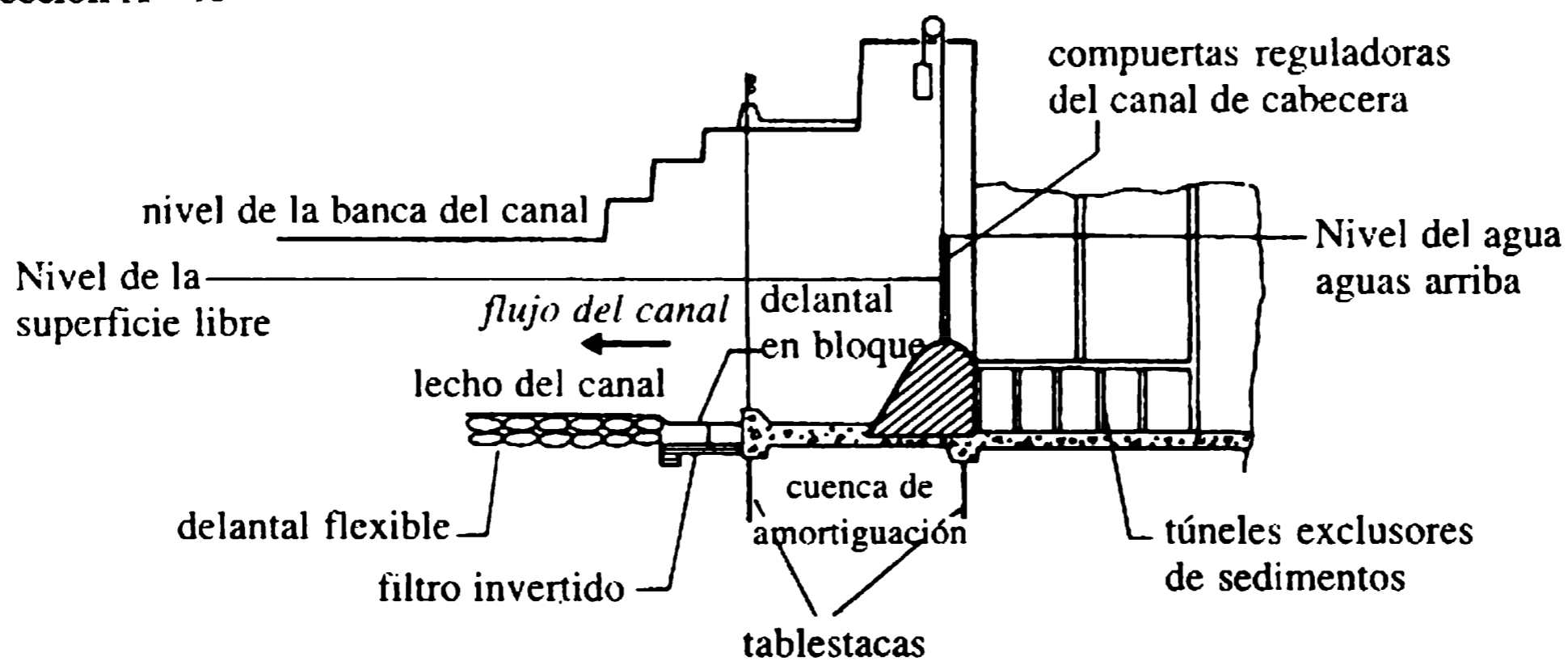
e. Muro divisorio

El muro divisorio se construye formando ángulos rectos con el eje del vertedero, separándolo de las compuertas inferiores (figura 9.3). Usualmente se prolonga aguas arriba más allá del comienzo del regulador y aguas abajo hasta el delantal lanzado

(a) Planta



(b) Sección A - A

**Figura 9.3** Detalles de la barrera y el regulador de cabecera.

(pendiente). El nivel del piso de la bahía de la compuerta por lo general se mantiene lo más bajo posible para crear condiciones de embalse adecuadas (para la sedimentación y exclusión del sedimento) y el muro divisorio separa los dos niveles del piso del vertedero. La extensión aguas abajo de la pared divisoria proporciona una barrera entre el tanque de amortiguación y la bahía de socavación, para evitar las corrientes transversales. Una pared divisoria apropiadamente diseñada también puede inducir una curvatura corriente con respecto al flujo para la exclusión del sedimento del regulador del canal de cabecera. La pared divisoria también puede servir como una de las paredes laterales de las escaleras de peces (sección 9.3) y puede utilizarse como rápida para troncos.

f. Glacis y tanque de amortiguación

La superficie inclinada aguas abajo de la cresta (glacis) y su transición al tanque de amortiguación debe diseñarse de tal manera que ocurra un resalto hidráulico sobre dicha superficie para todo el intervalo de descargas posibles. Los detalles del diseño de tanques de amortiguación se presentan en el capítulo 5.

g. Esclusas de navegación

Se deben tomar medidas especiales en el sitio de la barrera si el río es navegable. Se deben proporcionar esclusas de navegación con accesos apropiados, etc. (capítulo 11).

h. Bloque del vertedero

El bloque del vertedero de la barrera se diseña ya sea como una estructura de gravedad (el empuje total debido a la infiltración es resistido por el peso del piso) o como una estructura que no es de gravedad (el piso, relativamente más delgado, resiste el empuje por flexión). Puede tener diferentes formas, por ejemplo un vertedero inclinado con glacis aguas arriba y aguas abajo, uno de caída vertical, uno parabólico (*ogee*) o uno de laberinto (cresta en zigzag). Las obras de protección, como pilas interceptoras, delantales y un filtro invertido, se proporcionan aguas arriba y aguas abajo del piso impermeable del bloque del vertedero. Los capítulos 5 y 8 suministran detalles de diseño para vertederos de cabeza baja.

9.1.4 FALLAS DE LA CIMENTACIÓN DEL VERTEDERO EN SUELOS PERMEABLES Y SUS CORRECCIONES

a. Gradiente de salida (G_e) y tubificación

El gradiente de salida es el gradiente hidráulico (figura 9.4) del flujo de infiltración bajo la base del piso del vertedero. La tasa de infiltración aumenta con el incremento del gradiente de salida y tal incremento causará ‘ebullición’ de la superficie del suelo, el cual se lava por el agua de percolación. El flujo se concentra en la depresión resultante y entonces remueve más suelo, creando una erosión progresiva en la dirección contraria (es decir, aguas arriba). Este fenómeno se denomina ‘tubificación’ y eventualmente debilita la cimentación del vertedero.

El gradiente de salida ($\tan \theta$, figura 9.4) de acuerdo con la teoría del flujo de deslizamiento propuesta por Bligh (Khosla, Bose y Taylor, 1954) es:

$$G_e = H_s/L \quad (9.4)$$

donde L es la longitud total de deslizamiento igual a $2d_1 + b + 2d_2$; d_1 y d_2 son las profundidades de los pilotes rastrillo y b la longitud horizontal del piso entre dos pilotes; H_s , la cabeza de infiltración, es la diferencia entre los niveles del agua aguas arriba y aguas abajo del vertedero.

El fenómeno de tubificación puede minimizarse reduciendo el gradiente de salida, es decir incrementando la longitud de deslizamiento, lo cual puede hacerse si se aumenta la longitud del piso impermeable y proporcionando pilotes rastrillo aguas arriba y aguas abajo (figura 9.4).

Basados en la teoría del flujo potencial, Khosla, Bose y Taylor (1954) sugirieron el gradiente de salida real (con pilotes rastrillo en un extremo) como:

$$G_c = H_s / \pi d_2 \lambda^{1/2} \quad (9.5)$$

donde

$$\lambda = \frac{1}{2} [1 + (1 + \alpha^2)^{1/2}] \quad (9.6)$$

y

$$\alpha = b/d_2. \quad (9.7)$$

Para suelos aluviales, el gradiente crítico de salida es alrededor de 1 a 1; los gradientes de salida permisibles para diversos tipos de suelos, con un factor de seguridad aproximado de 5.5, se muestran en la tabla 9.1.

En la práctica, es posible adoptar rastrillos adicionales. Khosla desarrolló un conjunto de curvas de diseño para calcular las distribuciones de los empujes en presencia de varios tipos de rastrillos (Khosla, Bose y Taylor, 1954).

b. Empuje

La base del piso impermeable está sujeta a empuje a medida que el agua se filtra por debajo de él. El empuje aguas arriba del vertedero se equilibra con el peso del agua por encima del piso del estanque (figura 9.5), mientras que en el lado aguas abajo puede que no exista peso de agua para tal balance. Las consideraciones de diseño deben suponer las condiciones de carga más adversas posibles, es decir cuando las compuertas están cerradas y el lado aguas abajo está prácticamente seco.

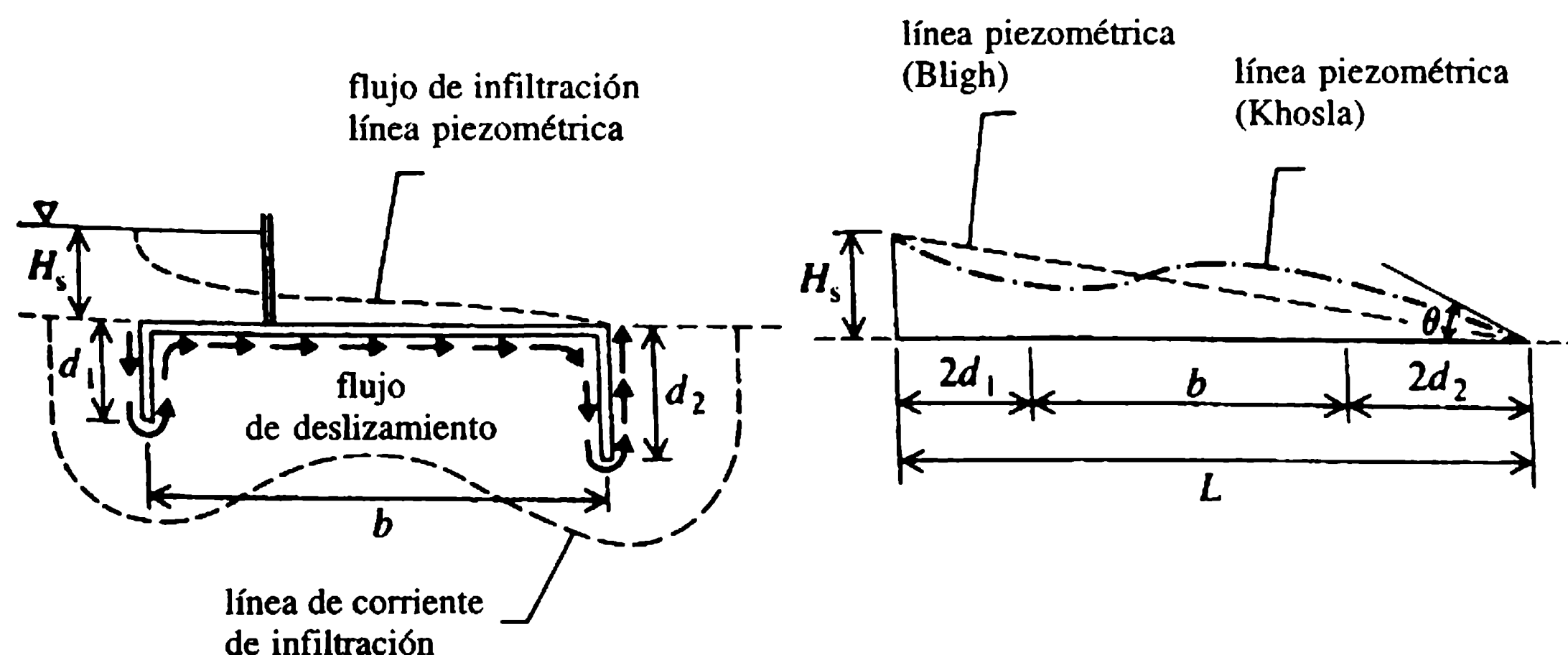


Figura 9.4 Gradientes hidráulicos del flujo de infiltración.

Tabla 9.1 Gradiente de salida permisible para diversos tipos de suelos

<i>Tipo de suelo</i>	<i>Gradiente de salida</i>
Arena fina	1 a 6 - 1 a 7
Arena gruesa	1 a 5 - 1 a 6
Guijarro	1 a 4 - 1 a 5

El piso impermeable de la base puede agrietarse o romperse si su peso no es suficiente para resistir el empuje. Cualquier ruptura que se produzca, reduce a su vez, la longitud efectiva del piso impermeable (es decir, disminuye la longitud de deslizamiento), lo que incrementa el gradiente de salida.

Este tipo de fallas se previene con la estipulación de medidas para incrementar las longitudes de deslizamiento y proporcionar suficiente espesor del piso. Cimentaciones excesivamente gruesas son costosas de construir por debajo del lecho del río bajo el agua. Por tanto, algunas veces se pueden extender pilas hasta el extremo del delantal aguas abajo y construir pisos delgados de concreto reforzado entre las pilas que resistan fallas por flexión.

Los dos criterios para el diseño del piso impermeable son los siguientes:

1. *Seguridad contra tubificación.* La longitud de deslizamiento está dada por:

$$L = cH_s \quad (9.8)$$

donde c es el coeficiente de deslizamiento ($= 1/G_e$).

2. *Seguridad contra empuje (figura 9.5).* Si h' es la cabeza de empuje en un punto bajo el piso, la intensidad de la presión es:

$$p = \rho g h' \text{ (N m}^{-2}\text{)}. \quad (9.9)$$

Que debe ser resistida por el peso del piso, de espesor t y densidad ρ_m (para el concreto, $\rho_m = 2240 \text{ kg m}^{-3}$). Por tanto,

$$\rho_m g t = \rho g h'$$

lo que arroja:

$$h' = S_m t$$

donde S_m es la densidad relativa del piso del material. Que se puede escribir:

$$h' - t = S_m t - t$$

lo que da como resultado:

$$t = (h' - t)/(S_m - 1) = h/(S_m - 1) \quad (9.10)$$

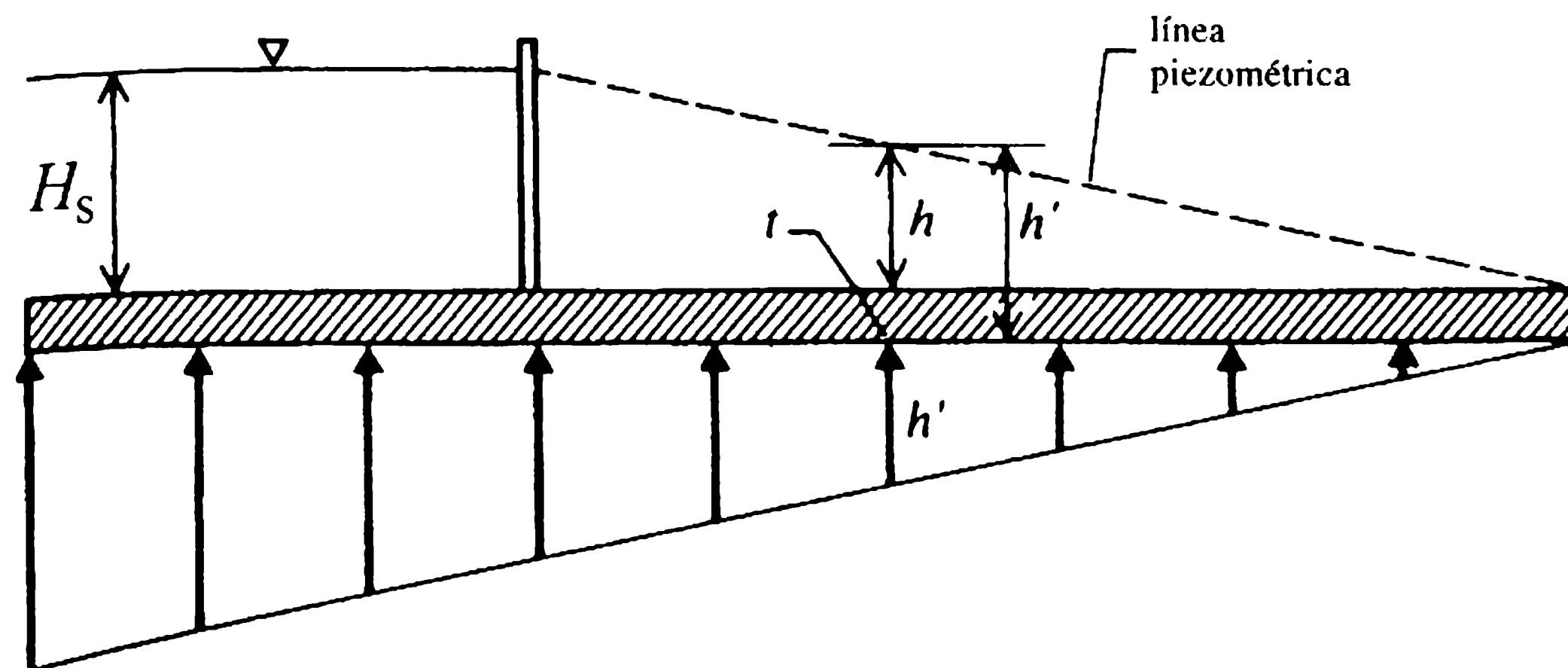


Figura 9.5 Empuje bajo un piso impermeable.

donde h es la cabeza de presión (ordenada de la línea piezométrica) medida por encima de la parte superior del piso. Usualmente se adopta un factor de seguridad aproximado de 1.5, lo que genera un espesor de diseño del piso de concreto de:

$$t \approx 1.2h. \quad (9.11)$$

El diseño será económico si la mayor parte de la longitud de deslizamiento (es decir, del piso impermeable) está aguas arriba del vertedero donde el espesor nominal del piso sería suficiente.

El área del tanque de amortiguación del vertedero está sometido a presiones bajas (debido a velocidades altas) que, cuando se combinan con un empuje excesivo, pueden romper el piso si es de espesor insuficiente. Por lo general, el piso se construye en concreto masivo sin juntas y con una superficie superior dura que resista las velocidades de erosión.

c. Loza de acercamiento

La construcción de una loza de concreto aguas arriba de la sección del vertedero (disminuyendo de forma gradual hacia aguas abajo a partir del talud 2 horizontal a 1 vertical en la sección de la cresta – figura 9.7) incrementa la longitud de infiltración, lo que produce una reducción correspondiente en el gradiente de salida. También proporciona una transición suave resistente a la erosión para los flujos acelerados que se aproximan al vertedero. El extremo aguas arriba de la loza de acercamiento se asegura con firmeza a la tablestaca de aguas arriba o al rastrillo vertical de concreto. De ordinario forma un monolito con la sección del vertedero para proporcionar una resistencia adicional al deslizamiento.

9.1.5 ANCHO DE LA BARRERA Y PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN

a. Ancho de la barrera

El ancho de la barrera debe ser suficiente para que pase la creciente de diseño en forma segura. La tendencia actual es diseñar la barrera para una creciente con frecuencia de 100 a 150 años y proporcionar una sección de ruptura a lo largo del terraplén principal, localizada a una distancia segura de la barrera misma. La sección de ruptura actúa como una presa fusible, medida que es una solución más económica que la de tener una capacidad más grande del vertedero de excesos de la barrera.

El ancho mínimo estable de un canal aluvial está dado por la ecuación de la teoría del régimen (capítulo 8).

$$B = 4.75Q^{1/2} \quad (9.12)$$

donde B es el ancho del cauce de agua en metros (medido a lo largo de la superficie del agua y formando ángulos rectos con la orilla) y Q es el caudal de la creciente máxima en $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$.

b. Profundidades de socavación del régimen

El lecho del río es socavado durante flujos de creciente y pueden desarrollarse progresivamente grandes huecos de socavación [no confundir con la socavación local; sección 5.3.3; Breusers y Raudkivi (1991)] adyacentes a los delantales de concreto que pueden deteriorar la estructura del vertedero. Tal profundidad de socavación, debida a la creciente, por debajo del nivel de inundación alta y que corresponde al ancho del régimen [ecuación (9.12)] se denomina profundidad de socavación de régimen (o con más precisión radio hidráulico de régimen), R_s , la cual se estima con la siguiente fórmula (Lacey):

$$R_s = 0.475(Q/f)^{1/3} \quad (9.13)$$

si el cauce real es más grande o igual que el ancho del régimen [ecuación (9.12)] y:

$$R_s = 1.35(q^2/f)^{1/3} \quad (9.14)$$

si el cauce es menor que el ancho del régimen, donde R_s se mide a partir del nivel de creciente alta, NCA (HFL, en inglés), y f es el factor de sedimentación de Lacey (Singh, 1975):

$$f = 1.75d^{1/2} \quad (9.15)$$

donde d es el diámetro medio del material del lecho (en mm) y q la descarga por unidad de ancho del canal (capítulo 8).

La falla del vertedero debida a socavación puede prevenirse extendiendo las tablestacas hasta un nivel lo suficiente por debajo de la profundidad de socavación del régimen en todo el ancho del río (figura 9.6).

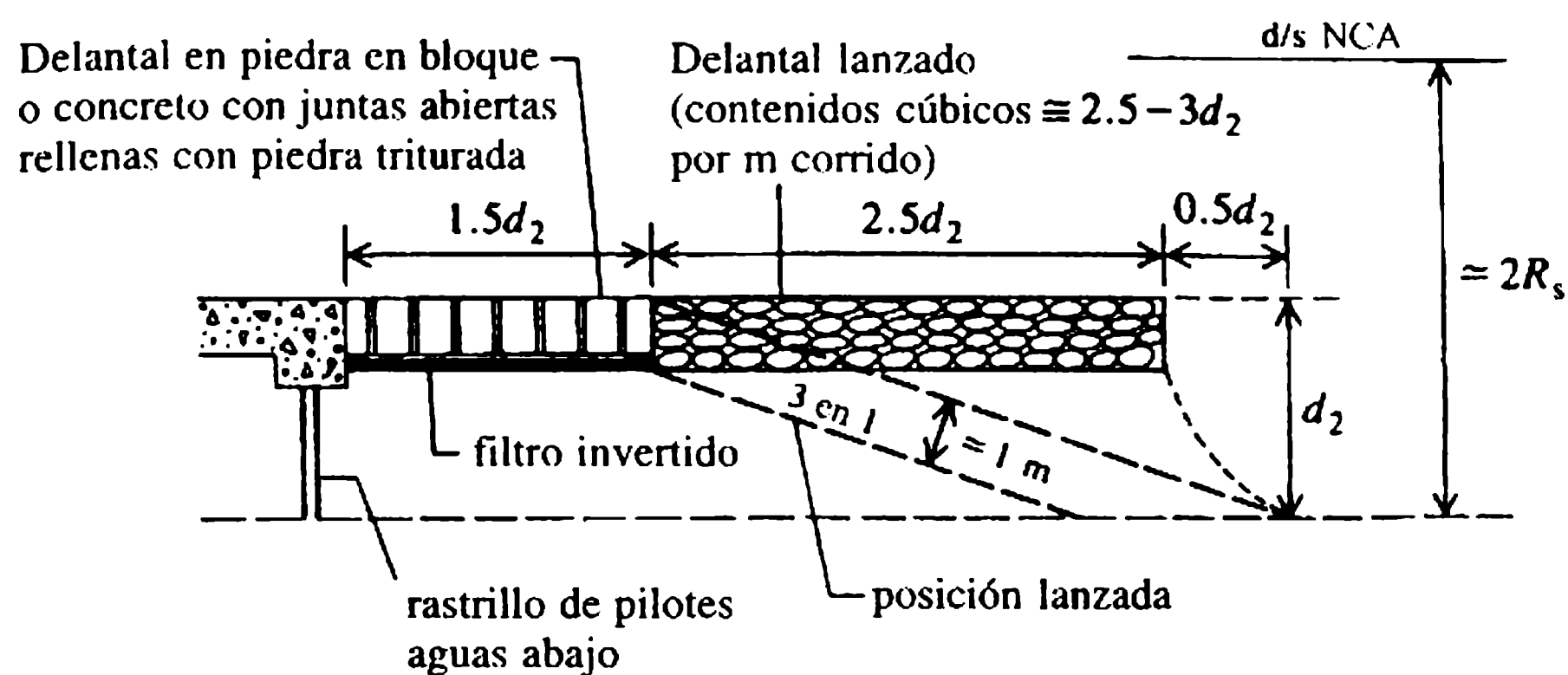


Figura 9.6 Filtro invertido y delantal flexible (lanzado).

c. Delantales de concreto y filtros invertidos

Los delantales son bloques de concreto ordinario de cerca de $1 \text{ m} \times 1.5 \text{ m} \times 0.75 \text{ m}$ de profundidad, fundidos *in situ*. El delantal aguas abajo se coloca con uniones abiertas de $70 - 100 \text{ mm}$ rellenos con piedras trituradas, para aliviar el empuje. Un filtro invertido de gravilla y arena bien gradada se coloca por debajo del delantal de concreto (figura 9.6) para evitar la pérdida de suelo por las juntas. El delantal aguas arriba se instala herméticamente para reducir el empuje y el flujo aguas abajo (debido al incremento en la longitud de deslizamiento). Delantales de cantos rodados o piedras se colocan aguas arriba y aguas abajo del delantal de concreto (figura 9.7).

Ejemplo 9.1

Este ejemplo considera el diseño de un vertedero de tipo glacis con los siguientes datos: caudal máximo de inundación = $1800 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; nivel de inundación alta antes de construcción = 300.00 m (PED por encima del datum); nivel del lecho del río = 293.00 m PED; nivel normal de almacenamiento aguas arriba = 299.00 m PED; sobrelevación admisible = 1 m ; gradiente de salida admisible = $1 \text{ en } 6$; factor de sedimentación $f = 1$; nivel de la cresta del canal regulador = 297.50 m PED; nivel de la superficie libre (NSL) aguas abajo del canal regulador = 296.00 m PED; nivel del lecho del canal aguas abajo del regulador = 293.50 m PED.

Diseñar los diversos elementos de la cimentación del vertedero utilizando la teoría de Bligh. También determinar el ancho del regulador del canal de cabecera requerido para extraer un flujo de $100 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$.

Solución

El ancho del régimen [ecuación (9.12)] del cauce aguas arriba, $B = 4.75 \sqrt{1800} \approx 200 \text{ m}$. Adoptando una longitud de vertedero de 200 m y suponiendo 20 luces de 10 m , medidos entre los centros de las pilas, y un espesor de la pila de 1.5 m ,

$$\text{ancho del cauce libre} = 200 - 19 \times 1.5 = 171.5 \text{ m}.$$

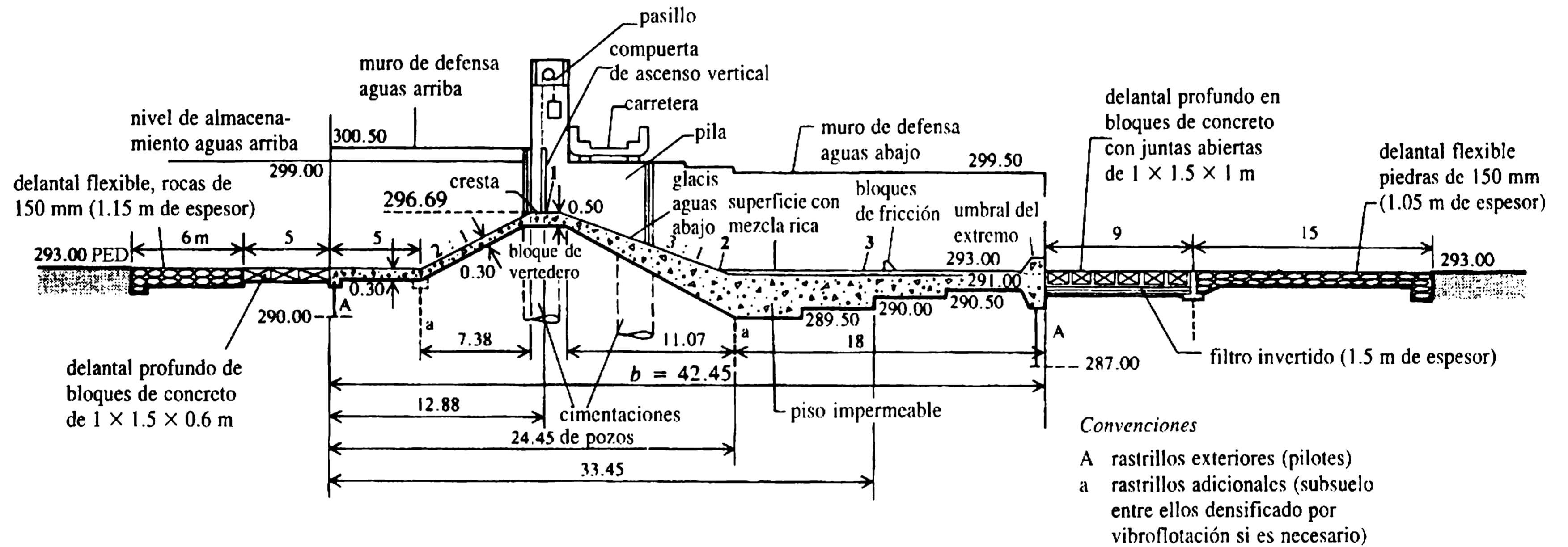


Figura 9.7 Sección transversal a través de la barrera que muestra detalles de las cimentaciones; todas las dimensiones están en metros.

Si se ignoran las contracciones de la pila y del estribo y se supone que el vertedero es de cresta ancha ($Q = 1.7bH^{3/2}$ – flujo modular; capítulos 4 y 8),

$$\text{cabeza total sobre la cresta, } H = (1800/1.7 \times 171.5)^{2/3} = 3.36 \text{ m,}$$

$$\text{velocidad de aproximación, } V = 1800/200 \times 7 = 1.3 \text{ m s}^{-1},$$

$$\text{cabeza de velocidad de aproximación} \approx 0.08 \text{ m,}$$

por tanto,

$$\text{nivel de energía total aguas arriba (NET)} = 300.00 + 0.08 = 300.08 \text{ m PED}$$

$$b_{\text{efectivo}} = b_{\text{libre}} - 2(nk_p + k_a)H$$

donde n es el número de pilas ($= 19$), k_p es el coeficiente de pilas ($= 0.01$ para pilas semicirculares), k_a es el coeficiente de estribo ($= 0.1$ para muros de defensa a 45°). Por consiguiente,

$$b_e = 171.5 - 2(19 \times 0.01 + 0.1) \times 3.36 = 169.55 \text{ m}$$

y la cabeza de energía real,

$$H = (1800/1.7 \times 169.55)^{2/3} = 3.39 \text{ m.}$$

De aquí que el NR de la cresta del vertedero $= 300.08 - 3.39 = 296.69 \text{ m}$. Puesto que la sobrelevación permitida es 1 m ,

$$\text{NFA aguas abajo} = 300.00 - 1.00 = 299.00 \text{ m PED.}$$

Verificar si el flujo es libre (modular) o sumergido (no modular). Para que el flujo sea modular, es decir que no se vea afectado por la sumersión, la relación H_2/H_1 , donde H_1 y H_2 son las cabezas aguas arriba y aguas abajo por encima de la cresta del vertedero, debe ser menor que 0.75 (BSI, 1969; Bos, 1976):

$$\text{la cabeza aguas arriba, } H_1 = 300.00 - 296.69 = 3.31 \text{ m}$$

y

$$\text{la cabeza aguas abajo, } H_2 = 299.00 - 296.69 = 2.31 \text{ m.}$$

Por tanto, la relación de sumersión,

$$H_2/H_1 = 2.31/3.39 = 0.7 (< 0.75).$$

Por tanto, el flujo es modular, y el vertedero descarga el flujo de diseño con los niveles de agua deseados aguas arriba y aguas abajo.

Nótese que si la estructura es sumergida su capacidad de descarga se reduce. El flujo sumergido, Q_s , puede estimarse utilizando la ecuación de flujo modular (Q_m) con un factor de corrección, f (es decir, $Q_s = fQ_m$). El factor de corrección depende del tipo de estructura, la relación de sumersión H_2/H_1 y la relación P_2/H_1 donde P_2 es la altura de la cresta por encima del lecho del canal aguas abajo (tabla 9.2).

La profundidad de socavación del régimen [ecuación (9.13)],

$$R_s = 0.475(1800/1)^{1/3} = 5.78 \text{ m.}$$

Construir rastrillos para (1) una profundidad de socavación aguas arriba $= 1.75 \times 5.78 = 10.1 \text{ m}$ y (2) la profundidad de socavación aguas abajo $= 2.00 \times 5.78 = 11.96 \text{ m}$. El NR de la parte inferior del rastrillo aguas arriba es $= 300.00 - 10.11 = 289.89 \text{ m}$ PED y el NR de la parte inferior del rastrillo aguas abajo es $= 299.00 - 11.96 = 287.04 \text{ m}$ PED. Por tanto, la profundidad del pilote del rastrillo aguas arriba, $d_1 = 293.00 - 289.89 \approx 3.0 \text{ m}$, y la profundidad del pilote del rastrillo aguas abajo, $d_2 = 293.00 - 287.00 \approx 6.0 \text{ m}$. El nivel del embalse, es decir, el nivel de almacenamiento aguas arriba o nivel de la superficie libre en el canal aguas arriba del regulador de cabeza $= 299.00 \text{ m}$ PED. Por consiguiente, la cabeza de infiltración máxima (suponiendo profundidad del cauce aguas abajo $= 0$),

$$H_s = 299.00 - 293.00 = 6.0 \text{ m.}$$

El gradiente de salida, $G_e = 1/6 = H_s/\pi d_2 \lambda^{1/2}$, lo que arroja:

$$\lambda = (6 \times 6/\pi \times 6)^2 = 3.65$$

$$\text{y de: } \lambda = \frac{1}{2} [1 + (1 + \alpha^2)^{1/2}],$$

$$\alpha (= b/d_2) = 6.22;$$

en consecuencia, $b = 6.22 \times 6 = 37.32 \text{ m}$.

Proporcionando un glacis aguas arriba de 2 en 1, 5 m de delantal horizontal (factor de seguridad para una longitud de deslizamiento adicional), un glacis aguas abajo de 3 a 1, y un tanque de amortiguación de 18 m de largo. (USBRTanque tipo III – capítulo 5, figura 5.6 – longitud ≈ 3 veces la profundidad consiguiente), la longitud total del piso,

$$b = 42.45 \text{ m} > 37.32 \text{ m}$$

(figura 9.7). La longitud total de deslizamiento (Bligh) $= 2 \times 3 + 42.45 + 2 \times 6 = 60.45 \text{ m}$. Por tanto, la tasa de pérdida de cabeza (gradiente) $= H/L = 6/60.45 = 0.0992$. La pérdida de cabeza en el rastrillo aguas arriba $= 0.0992 \times 6 = 0.595 \text{ m}$, y en el rastrillo aguas abajo $= 0.0992 \times 12 = 1.19 \text{ m}$. La pérdida de cabeza total hasta la compuerta (punto 1) $= 0.595 + 0.0992 \times 12.88 = 1.87 \text{ m}$. La pérdida de cabeza total hasta el extremo aguas abajo del glacis (punto 2) $= 0.595 + 0.0992 \times 24.45 = 3.02 \text{ m}$. La pérdida de cabeza total hasta el punto medio del tanque de amortiguación (punto 3) $= 0.595 + 0.0992 \times 33.45 = 3.91 \text{ m}$. El NR de la línea piezométrica en:

$$\text{punto 1} = 299.00 - 1.87 = 297.13 \text{ m}$$

$$\text{punto 2} = 299.00 - 3.02 = 295.98 \text{ m}$$

$$\text{punto 3} = 299.00 - 3.91 = 295.01 \text{ m}$$

Tabla 9.2 Factores de corrección para flujos sumergidos (no modulares)

<i>Tipo de estructura</i>	H_2/H_1	f	<i>Observaciones</i>
Vertedero de cresta ancha (Ranga Raju, 1993)	≤ 0.75	1.0	Paramentos aguas arriba y aguas abajo verticales o pendientes
	0.80	0.95	paramentos verticales
	0.85	0.88	
	0.90	0.75	
	0.95	0.57	
	0.80	≈ 1	Paramento aguas arriba 1:5, paramento aguas abajo 1:2
	0.85	0.95	
	0.90	0.82	
	0.95	0.62	
	0.80	≈ 1	Paramento aguas arriba 1:1, paramento aguas abajo 1:2
	0.85	0.98	
	0.90	0.90	
	0.95	0.73	
Vertedero WES (EE. UU.) (capítulo 4)	≤ 0.3	≈ 1	$P_2/H_1 \geq 0.75$
	0.6	0.985	$P_2/H_1 = 0.75$
		0.982	1.50
		0.963	2.5
	0.8	0.92	$P_2/H_1 = 0.75$
		0.91	2.0
		0.88	3.0
	0.95	0.6	$P_2/H_1 = 0.75$
		0.55	2.0
		0.45	3.0
Vertederos de cresta delgada:			
rectangular		$[1 - (H_2/H_1)^{3/2}]^{0.385}$	
triangular		$[1 - (H_2/H_1)^{5/2}]^{0.385}$	
Vertedero Crump: Figura 8.25			

La cabeza de empuje por encima de la superficie superior de la estructura en el

$$\text{punto 1, } h = 297.13 - 296.69 = 0.44 \text{ m}$$

$$\text{punto 2, } h = 295.98 - 293.00 = 2.98 \text{ m}$$

$$\text{punto 3, } h = 295.01 - 293.00 = 2.01 \text{ m}$$

El espesor del concreto en el:

$$\text{punto 1 (cresta)} \approx 1.2h \approx 0.5 \text{ m}$$

$$\text{punto 2 (aguas arriba del piso del tanque de amortiguación)} \approx 1.2h \approx 3.5 \text{ m}$$

$$\text{punto 3 (piso del centro del tanque de amortiguación)} \approx 1.2h \approx 2.5 \text{ m}$$

Adoptar el espesor del piso inclinado aguas abajo del glacis aguas abajo como se muestra en la figura 9.7 y el espesor nominal de 0.3 m para el glacis aguas arriba y el piso de la loza horizontal (los empujes son menores que el peso del agua por encima).

Diseño de delantales

Para el delantal de bloques de concreto aguas abajo con juntas abiertas rellenas con rocas trituradas,

$$\text{longitud} = 1.5d_2 = 9 \text{ m.}$$

Utilizar bloques de concreto fundidos *in situ* de 1 m × 1.5 m × 1 m de profundidad, colocados con juntas abiertas sobre un filtro invertido bien gradado (detalles de diseño más adelante).

Para el delantal flexible aguas abajo de roca triturada,

$$\text{longitud} = 2.5d_2 = 15 \text{ m.}$$

Los contenidos de volumen por metro de longitud $= 2.63d_2 = 2.63 \times 6 = 15.78 \text{ m}^3 \text{ m}^{-1}$. En consecuencia, el espesor del delantal $= 15.78/15 = 1.05 \text{ m}$. El tamaño mínimo de la piedra está dado por (US Army Waterways Experimental Station, Estación Experimental de Cursos de Agua de la Armada de Estados Unidos, 1959):

$$d \approx kV^2/2g\Delta,$$

donde V es la velocidad media, $k = 1$ para flujo calmado y 1.4 para flujo altamente turbulento, o (Peterka, Bosh, 1976):

$$d = 0.032\Delta^{1/2}V^{9/4}.$$

La velocidad media; $V = 1800/200 \times 6 = 1.5 \text{ m s}^{-1}$, y, por tanto, el tamaño de la piedra $d = 0.1 - 0.15 \text{ m}$.

Seleccionar piedras que tengan forma casi cúbica de un tamaño aproximado de 150 mm o más (no lozas planas) para el delantal flexible aguas abajo.

Para el delantal de bloques impermeables de concreto aguas arriba,

$$\text{longitud} = 1.5 \approx 5 \text{ m}$$

Utilizar bloques de concreto fundidos *in situ* 1 m × 1.5 m × 0.6 m de profundidad.

Delantal flexible aguas arriba

Para este delantal,

$$\text{longitud} = 2d_1 = 6 \text{ m.}$$

Los contenidos de volumen por metro de longitud $= 2.25d_1 = 2.25 \times 3 = 6.75 \text{ m}^3 \text{ m}^{-1}$. Por consiguiente, el espesor del delantal $= 6.75/6 \approx 1.15 \text{ m}$. Adoptar la piedra del mismo tamaño recomendado para el delantal aguas abajo.

Para el diseño del filtro invertido, las capas en el filtro deben ser tales que presente las siguientes características.

1. Debe ser permeable (para aliviar los empujes), es decir:

$$\Delta H_n/D_n < \Delta H_{n-1}/D_{n-1} < \Delta H_{n-2}/D_{n-2} < \dots$$

donde ΔH_n es la pérdida de cabeza en la capa enésima de espesor D_n (figura 9.8). Esto se satisface si:

- (a) filtro $d_{15}/base\ d_{15} = 5 - 40$, donde el filtro y la base son dos capas adyacentes, siendo el filtro la capa superior, y:
 - (b) d_5 de cualquier capa > 0.75 mm (para evitar obstrucciones de las capas del filtro) si es posible.
2. Debe ser hermética al suelo (para evitar la pérdida de material fino); dos condiciones deben satisfacerse:
 - (a) filtro $d_{15}/base\ d_{85} \leq 5$, y
 - (b) filtro $d_{50}/base\ d_{50} = 5 - 60$.

Se recomiendan las siguientes formas y granulometrías:

Forma de los granos	$d_{15}(\text{filtro})/d_{15}(\text{base})$	$d_{50}(\text{filtro})/d_{50}(\text{base})$
Granos redondos homogéneos (grava)	5-10	5-10
Granos angulares homogéneos (grava triturada, cascajo)	6-20	10-30
Granos bien gradados	12-40	12-60

Siempre y cuando las curvas granulométricas de la capa superior y la subrasante sean conocidas, las curvas granulométricas para las capas intermedias pueden representarse con gráfica, de modo que sus extremos inferiores (granos de tamaños menores) corran aproximadamente paralelos a aquellos de la subrasante; sin embar-

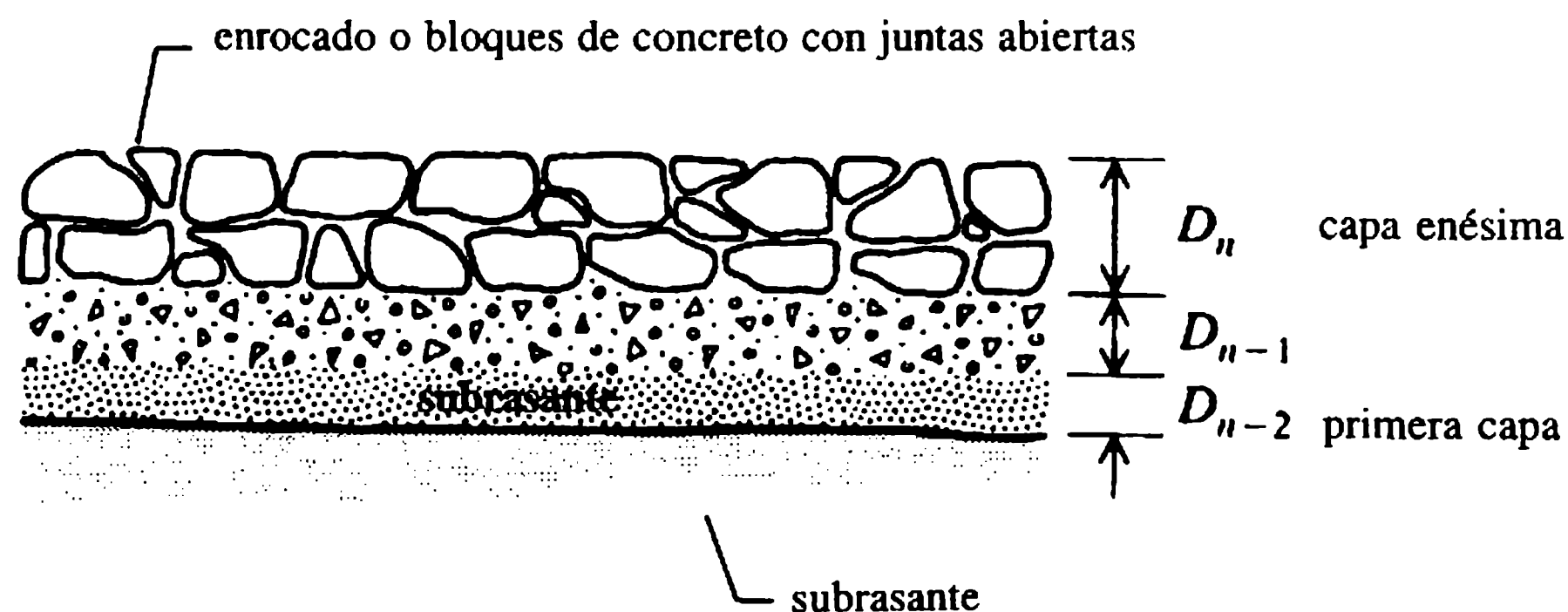


Figura 9.8 Construcción del filtro.

go, es más económico utilizar materiales locales que tengan una distribución granulométrica apropiada en lugar de preparar una mezcla especial. Un ejemplo usual de una curva granulométrica para la construcción de un filtro se muestra en la figura 9.9.

Para una construcción de un filtro en condiciones secas deben considerarse como requerimientos mínimos (para una distribución granulométrica apropiada en la capa) los siguientes espesores de capas de filtro:

Arena, grava fina	0.05-0.10 m
Grava	0.10-0.20 m
Piedra	1.50-2 veces el diámetro más grande

Construcciones alternativas de filtros

Incluyen (a) enrocado simple o bloques de concreto con juntas abiertas rellenas con piedras trituradas o un filtro de nailon, (b) matrices de nailon-arena y (c) gaviones sobre gravas finas, etcétera.

El filtro está expuesto a daños en cualquiera de sus extremos en la medida en que la subrasante pueda ser lavada de las juntas de los extremos (extremo aguas arriba con la estructura de concreto y aguas abajo con el canal sin protección) si no se toman medidas especiales. En los ejemplos siguientes (figura 9.10 y 9.11) se recomienda que en la construcción del filtro se incremente el espesor en estas juntas.

En la cabeza del canal regulador,

$$Q_{\text{canal}} = 100 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

El nivel de almacenamiento = 299.00 m PED y el nivel en la cresta del regulador = 297.50 m PED. Por tanto, la cabeza que produce el flujo, $H = 1.50$ m (ignorando la velocidad de aproximación).

Verificar si el flujo es modular o no modular:

$$\text{cabeza aguas arriba, } H_1 = 299.00 - 297.50 = 1.50 \text{ m}$$

$$\text{cabeza aguas abajo, } H_2 = 296.00 - 297.50 = -1.50 \text{ m}$$

La altura de la cresta por encima del nivel del lecho aguas abajo, $P_2 = 297.50 - 293.50 = 4$ m. Por tanto, la relación de sumersión $H_2/H_1 = -1$ y $P_2/H_1 = 2.67$, lo que sugiere condiciones de flujo libre sobre el vertedero. Suponiendo un vertedero de cresta ancha ($Q = 1.7 b_e H^{3/2}$), el ancho mínimo efectivo, $b_e = 100/1.7 \times 1.5^{3/2} \approx 32$ m.

Si se suministran cuatro luces iguales de 10 m con pilas de 1.5 m de espesor,

$$\text{cauce de agua libre} = 40 - 3 \times 1.5 = 35.50 \text{ m,}$$

$$\text{contracciones en los extremos} = 2 (3 \times 0.01 + 0.1) \times 1.5 = 0.39 \text{ m.}$$

En consecuencia, $b_e = 35.50 - 0.39 = 35.11$ m, lo que es satisfactorio.

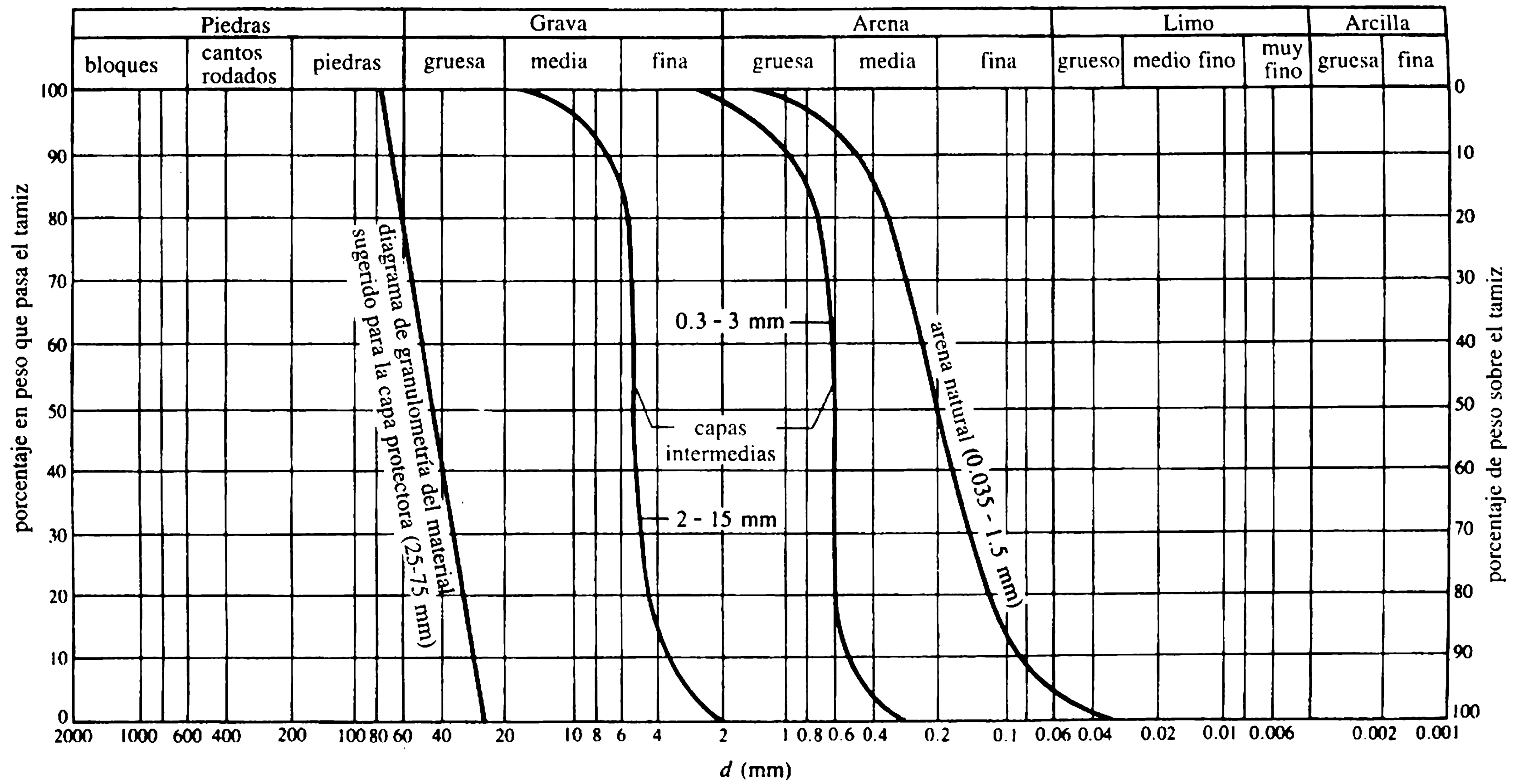


Figura 9.9 Ejemplo de curvas granulométricas para capas intermedias.

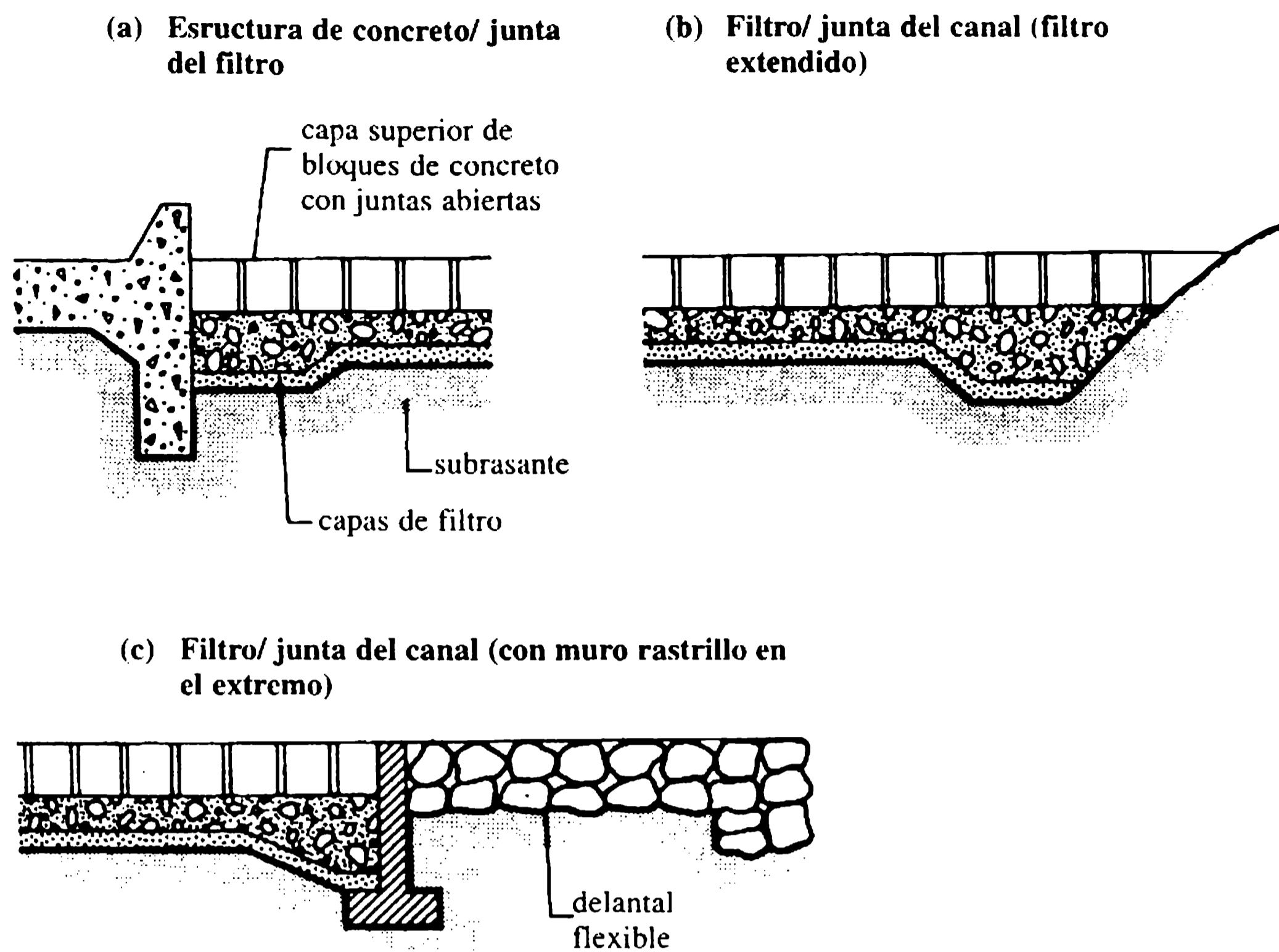


Figura 9.10 Juntas del filtro.

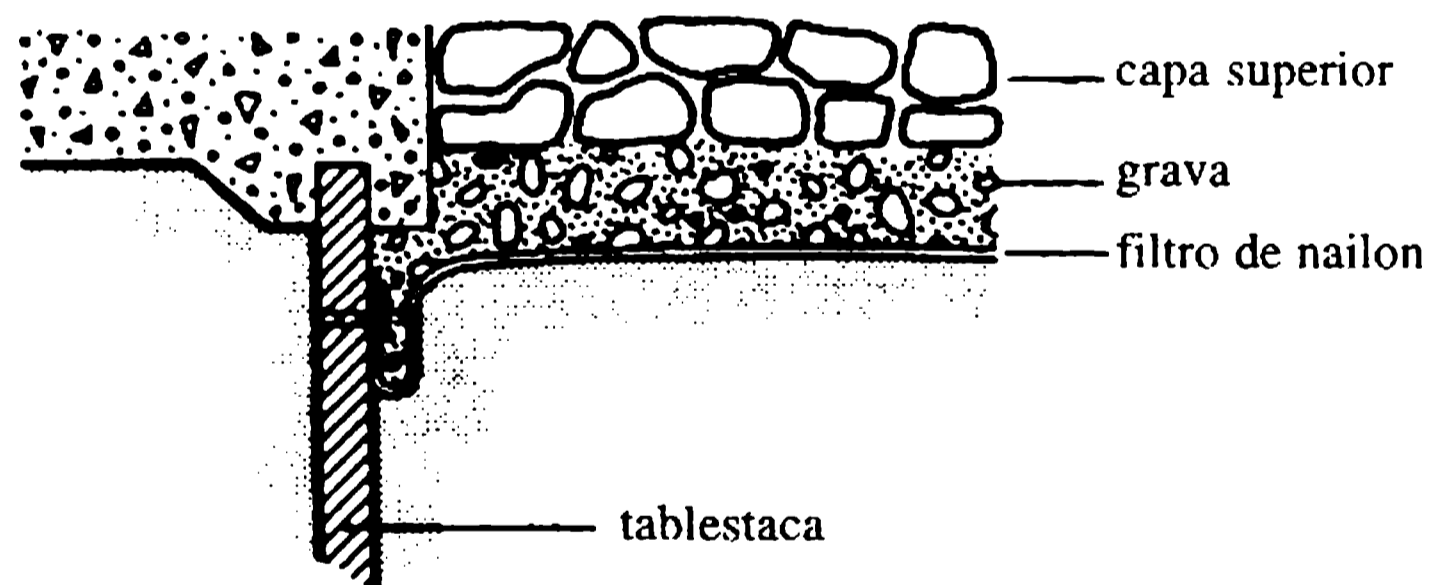


Figura 9.11 Construcción del filtro con un tejido de nailon.

9.1.6 EFECTO DE LA OPERACIÓN DE LAS BARRERAS SOBRE LA CALIDAD DEL AGUA DE LOS RÍOS

El flujo de agua sobre y/o bajo las compuertas de las barreras así como sobre los vertederos produce aireación, lo cual trae efectos benéficos en los niveles de concentración de oxígeno en el tramo de río aguas abajo. Con base en investigaciones previas (Avery y Novak, 1978), Novak (1994) actualizó resultados y revisó todo el

tema del mejoramiento de la calidad del agua en los ríos debido a la aireación en estructuras hidráulicas incluyendo cascadas y el flujo a través de desagües de fondo y turbinas.

El caso más frecuente es la aireación en caídas libres. Con base en experimentos de laboratorio cuyos resultados se corroboraron con extensas medidas de campo (Novak, Gabriel y Doleček, 1994), la relación del déficit de oxígeno r (relación entre el déficit de oxígeno aguas arriba y aguas abajo) a 15 °C está dada por:

$$r_{15} - 1 = k Fr_J^{1.78} Re_J^{0.53} \quad (9.16)$$

donde $k = 0.627 \times 10^{-4}$ (para agua sin salinidad), $Fr_J = (gh^3/2q_J^2)^{0.25}$ y $Re_J = q_J/\nu$, h es la diferencia entre el nivel del agua aguas arriba y aguas abajo y q_J es el caudal específico ($m^2 s^{-1}$) en el impacto en el tanque aguas abajo; lo que iguala el caudal específico en la cresta de un vertedero sólido ($q = q_J$) pero con acceso de aire por debajo de la napa (por ejemplo, el flujo sobre compuertas) $q = 2q_J$.

Los límites de la aplicación de la ecuación (9.16) son $h \leq 6q^{1/3}$ (m) [la ecuación (5.6) debe considerarse, es decir el chorro de caída libre no se debe desintegrar] y la profundidad del tanque aguas abajo debe superar los $0.0041 Re_J^{0.39} Fr_J^{0.24}$ (m) (ya que la mayor parte de la toma de oxígeno ocurre en el tanque aguas abajo).

Para descargas bajo una compuerta con un resalto hidráulico la relación de déficit es:

$$r_{15} - 1 = Fr_1^{2.1} Re^{0.75} \quad (9.17)$$

(Fr_1 es el número de Froude supercrítico y $Re = q/\nu$).

La corrección por temperatura de r_T a r_{15} está dada por:

$$(r_T - 1)/(r_{15} - 1) = (1 + 0.046T)/1.69. \quad (9.18)$$

La aireación en estructuras hidráulicas es en general, pero no siempre, benéfica. Si el agua aguas arriba está totalmente o cerca de ser saturada con oxígeno, entonces el enriquecimiento adicional de oxígeno puede conducir a una supersaturación que puede tener efectos perjudiciales, ya que puede causar enfermedades de burbujas de gas en los peces. Esta situación es más probable que ocurra en estructuras con cabezas altas y con altas velocidades de flujo que en barreras. El problema puede aliviarse con algunas medidas estructurales y, en todo caso, dado que es muy localizado casi nunca se propaga muy lejos aguas abajo de la presa. Para un tratamiento más detallado de este tema se puede consultar Novak (1994).

9.2.1 INTRODUCCIÓN

La estructura de bocatoma (o regulador de cabeza) es un dispositivo hidráulico construido en la cabecera de un canal de irrigación o de uno hidroeléctrico, o un túnel de conducción a través del cual el flujo se desvía de su fuente original como un embalse o un río. Los principales propósitos de una estructura de bocatoma son (a) admitir

9.2 Bocatoma

y regular el agua de la fuente, y en lo posible, medir el caudal; (b) minimizar la sedimentación del canal, es decir controlar la entrada de sedimentos al mismo en su bocatoma, y (c) prevenir la obstrucción de la entrada con desechos flotantes.

En estructuras de cabeza alta, las bocatomas pueden ser parte integral de la presa o estar separadas; por ejemplo, puede tener forma de una torre con puertos de entrada en varios niveles para ayudar a la regulación del flujo cuando se presentan grandes fluctuaciones del nivel del agua del embalse. Estas entradas múltiples permiten también extraer agua de una calidad deseada.

El esquema de una estructura de bocatoma común en un río que conduce una carga de lecho densa se muestra en la figura 9.12. Los siguientes son los accesorios principales:

1. el umbral de entrada elevado para evitar la entrada de la carga de lecho del río;

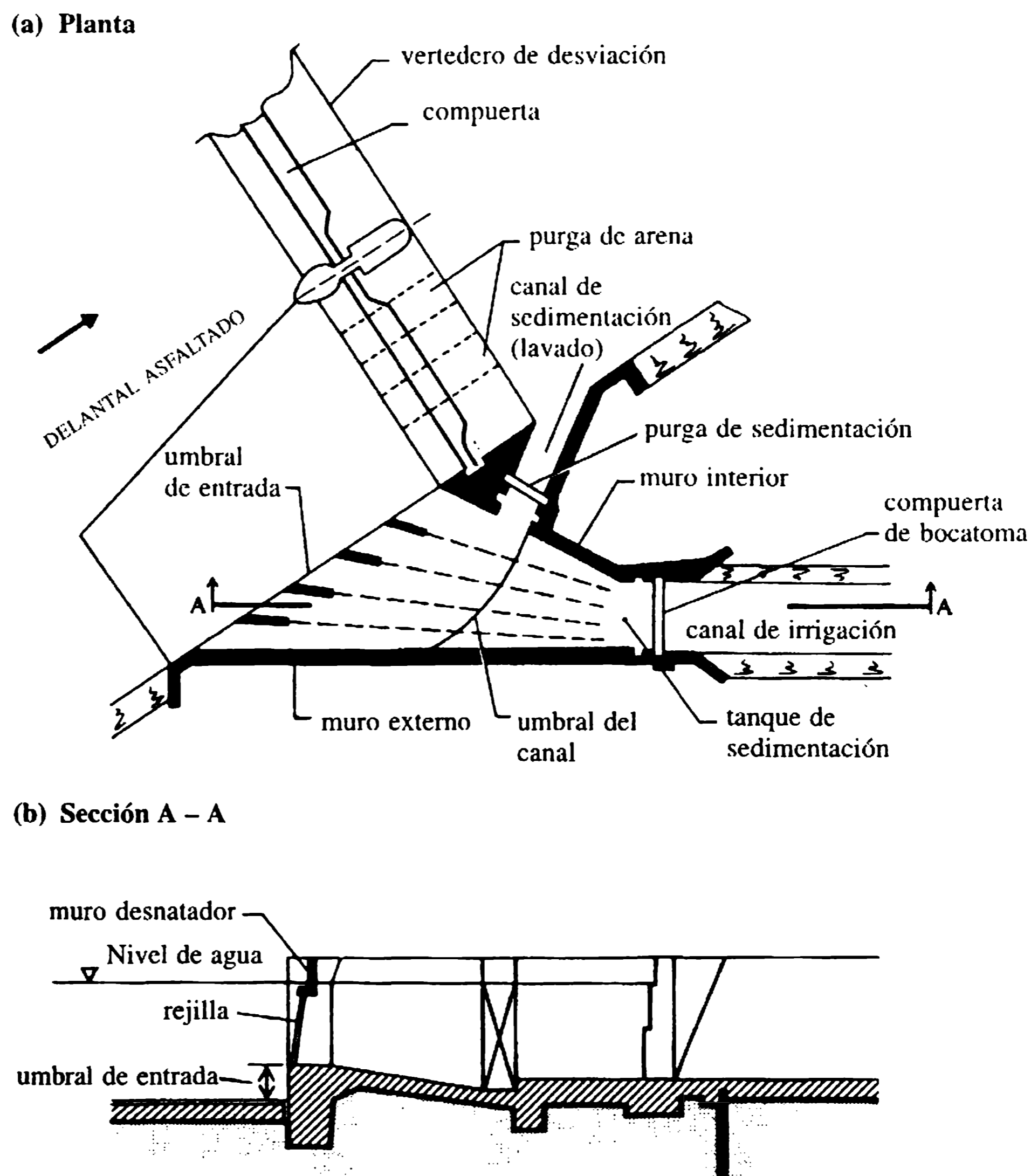


Figura 9.12 Bocatoma de canal en un río que lleva una densa carga de lecho (Mosonyi, 1957).

2. la pared desnatadora (con una pila divisoria) en la entrada para atrapar el hielo y los desechos flotantes;
3. la rejilla gruesa (rejilla de basuras) para atrapar la basura subsuperficial, equipada con aparatos limpiadores ya sean manuales o automáticos;
4. el tanque de sedimentación (desarenador) seguido de un umbral secundario (umbral de entrada) que desvía las capas inferiores (cargadas de sedimentos) hacia el canal de desenlodamiento;
5. la compuerta de lavado (de desenlodamiento) para lavar los sedimentos depositados;
6. las compuertas de la bocatoma (regulador de cabeza) para controlar la tasa de flujo al canal;
7. las compuertas de socavación (túnel) en el vertedero de desviación para limpiar la carga del lecho aguas arriba del umbral de entrada.

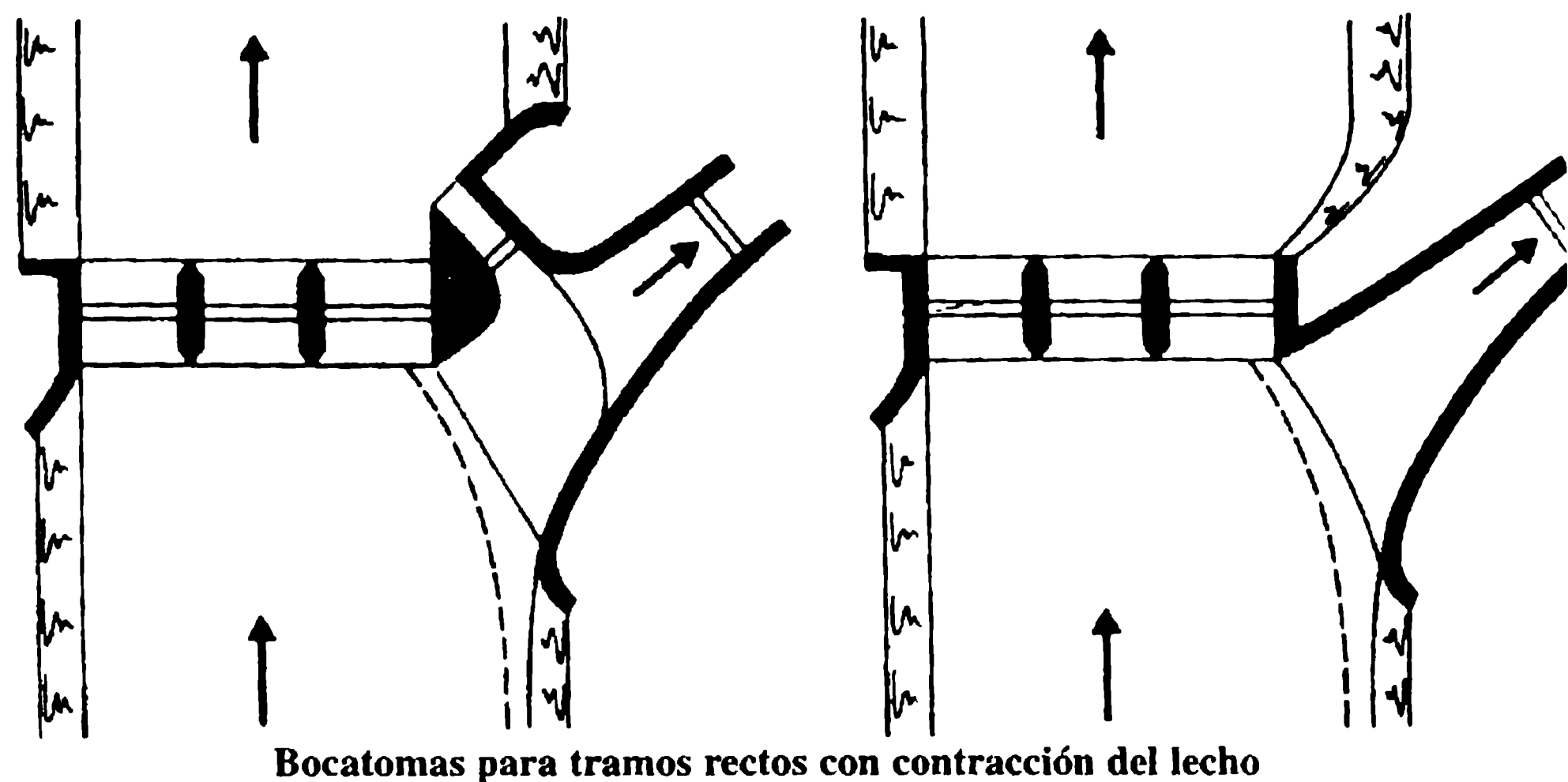
El canal de desenlodamiento con sus compuertas de lavado puede omitirse si la carga de sedimento que se asentará en el tanque de sedimentación es insignificante; sin embargo, siempre es probable que entren al canal pequeños sedimentos (limos) y, por tanto, es esencial mantener las velocidades mínimas en el canal para evitar dicha acumulación de sedimentos.

9.2.2 LOCALIZACIÓN Y ALINEACIÓN DE LA BOCATOMA

El tramo de río aguas arriba de la bocatoma debe ser bien establecido con riberas estables. Como quiera que las capas inferiores del flujo alrededor de la curva se arrastran hacia su orilla interior (convexa), es obvio que la mejor ubicación de una bocatoma (para evitar la entrada de sedimentos) es la orilla externa (cóncava), localizándola hacia el extremo aguas abajo de la curva. Esa selección de la localización desde el punto de vista de la exclusión de sedimentos no siempre es posible; por ello deben tenerse en cuenta otras consideraciones tales como los niveles de almacenamiento (establecidos) y sus variaciones, los peligros en la navegación, la localización de las estructuras de derivación, la central de bombas y máquinas y las caídas libres.

Una bocatoma a 90° del flujo principal es la menos conveniente. La estructura debe alinearse para producir una curvatura apropiada del flujo con la bocatoma, y casi siempre se recomienda un ángulo de derivación entre 30° y 45° para producir tal efecto; además, pueden diseñarse una curva artificial (figura 9.13), una isla de espigones (figura 9.14) o álabes guía (figura 9.15) para producir la curvatura requerida del flujo (*ver Avery, 1989*). Es conveniente adelantar estudios en modelos para decidir la localización y alineación de cualquier estructura importante de bocatoma (Novak y Čábelka, 1981).

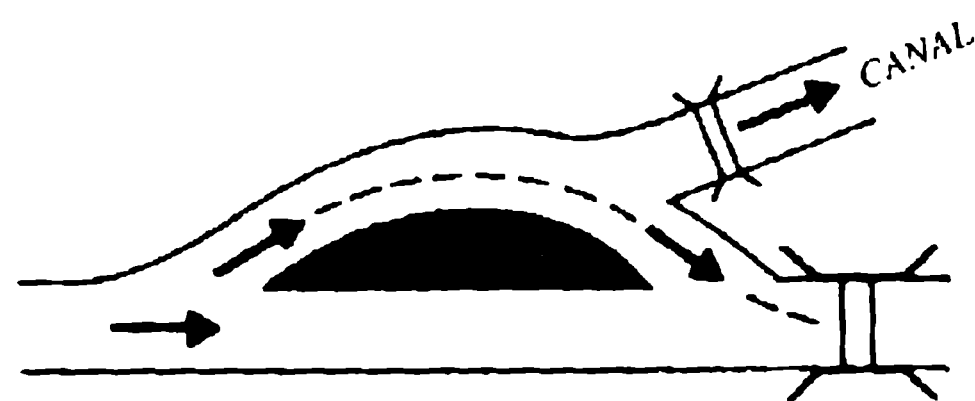
Las pérdidas de entrada en una bocatoma dependen del cambio de dirección del flujo (que entra a la bocatoma), de la extensión de la contracción y del tipo de rejilla para basuras utilizada en la entrada. Se expresan en función de la cabeza de velocidad como $KV^2/2g$.



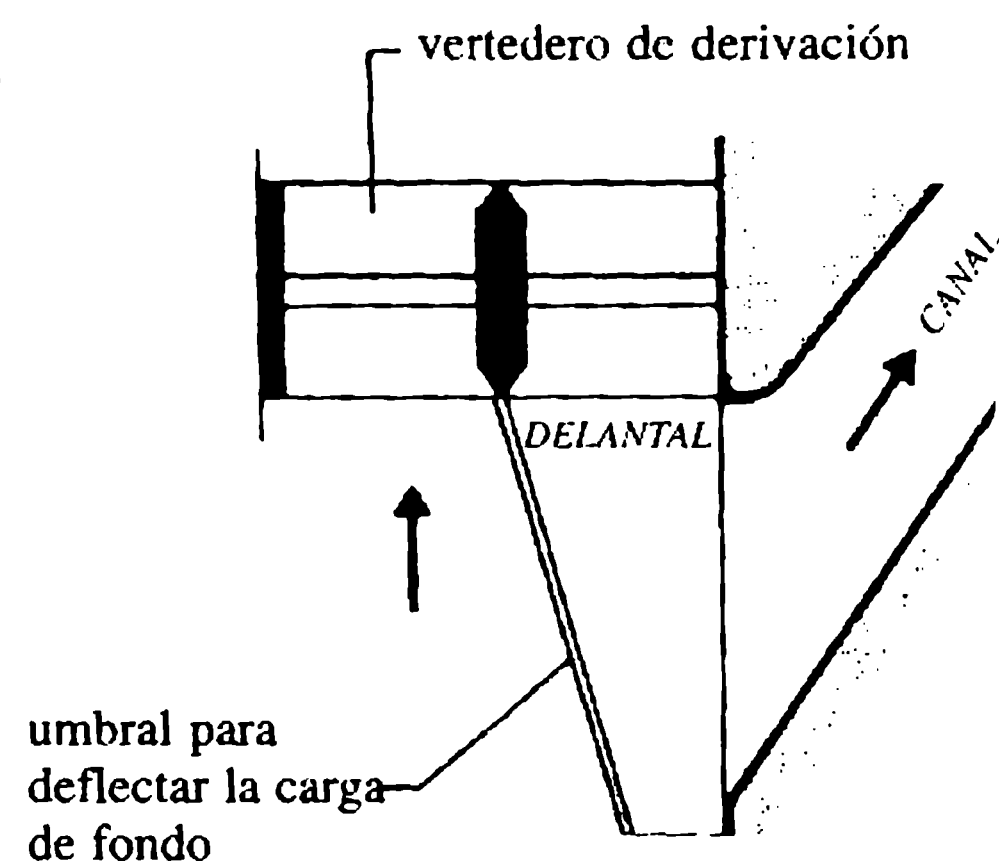
Bocatomas para tramos rectos con contracción del lecho

(a) Con canal de sedimentación

(b) Sin canal de sedimentación



(c) Derivación de un tramo recto con un brazo lateral curvo



(d) Bocatoma con un umbral de derivación de la carga de lecho

Figura 9.13 Esquemas de bocatomas con curvatura inducida al flujo (Mosonyi, 1957).

Las pérdidas de entrada debido a un cambio de dirección del flujo (una bocatoma que forma un ángulo α con la corriente principal) está dada por:

$$\Delta h_{\alpha} = V^2/2g - \varepsilon V_0^2/2g \quad (9.19)$$

donde V_0 es la velocidad de la corriente principal a la entrada, y ε es aproximadamente 0.4 para $\alpha = 90^\circ$ y 0.8 para $\alpha = 30^\circ$.

En caso de que la entrada tenga un umbral construido con estribos curvos y pilas, la pérdida de cabeza, Δh_c , está dada por:

$$\Delta h_c \approx 0.3 V^2/2g. \quad (9.20)$$

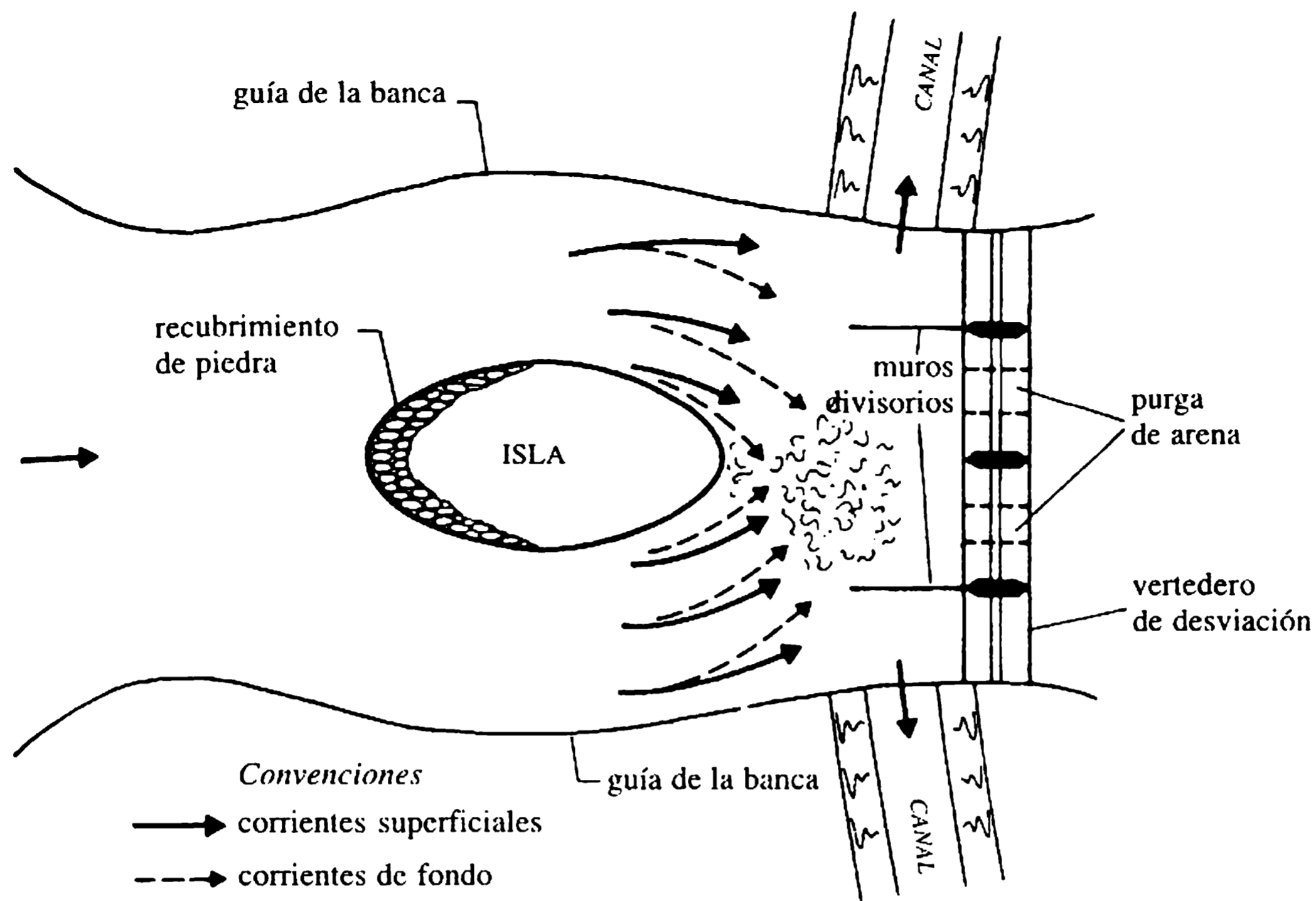
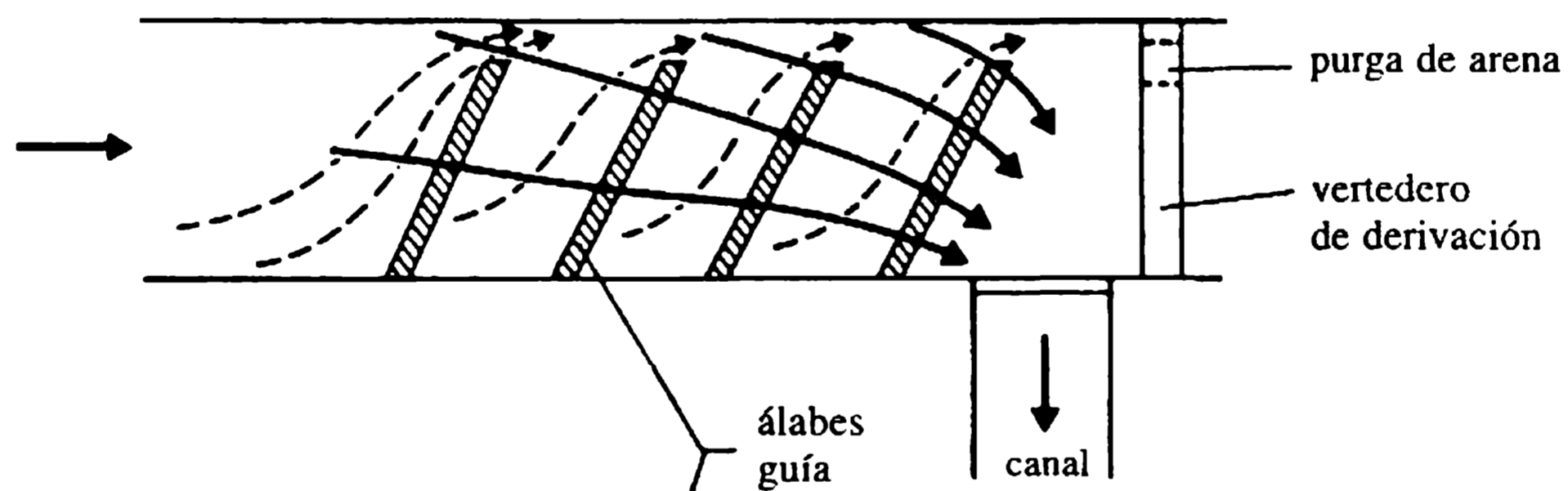


Figura 9.14 Uso de una isla artificial de espigones para inducir la curvatura deseada al flujo en la bocatoma.

(a) Álabes guía de fondo



(b) Álabes guía superficiales

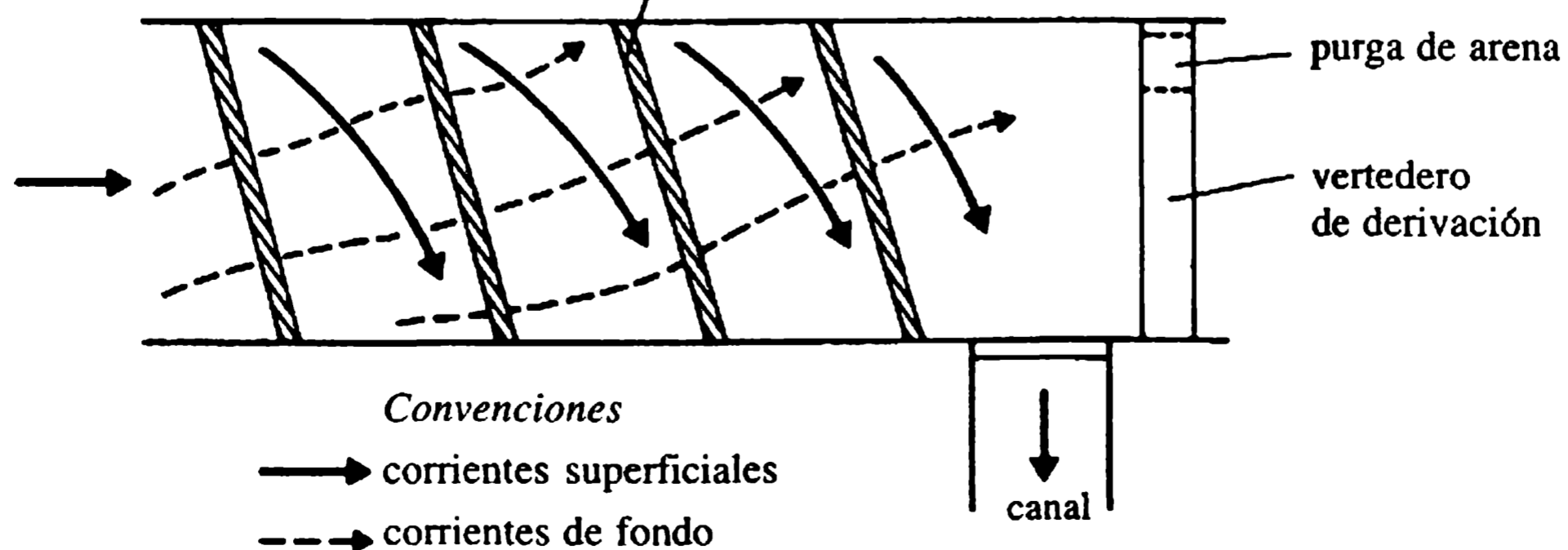


Figura 9.15 Esquemas de álabes guía aguas arriba de la bocatoma para excluir sedimentos.

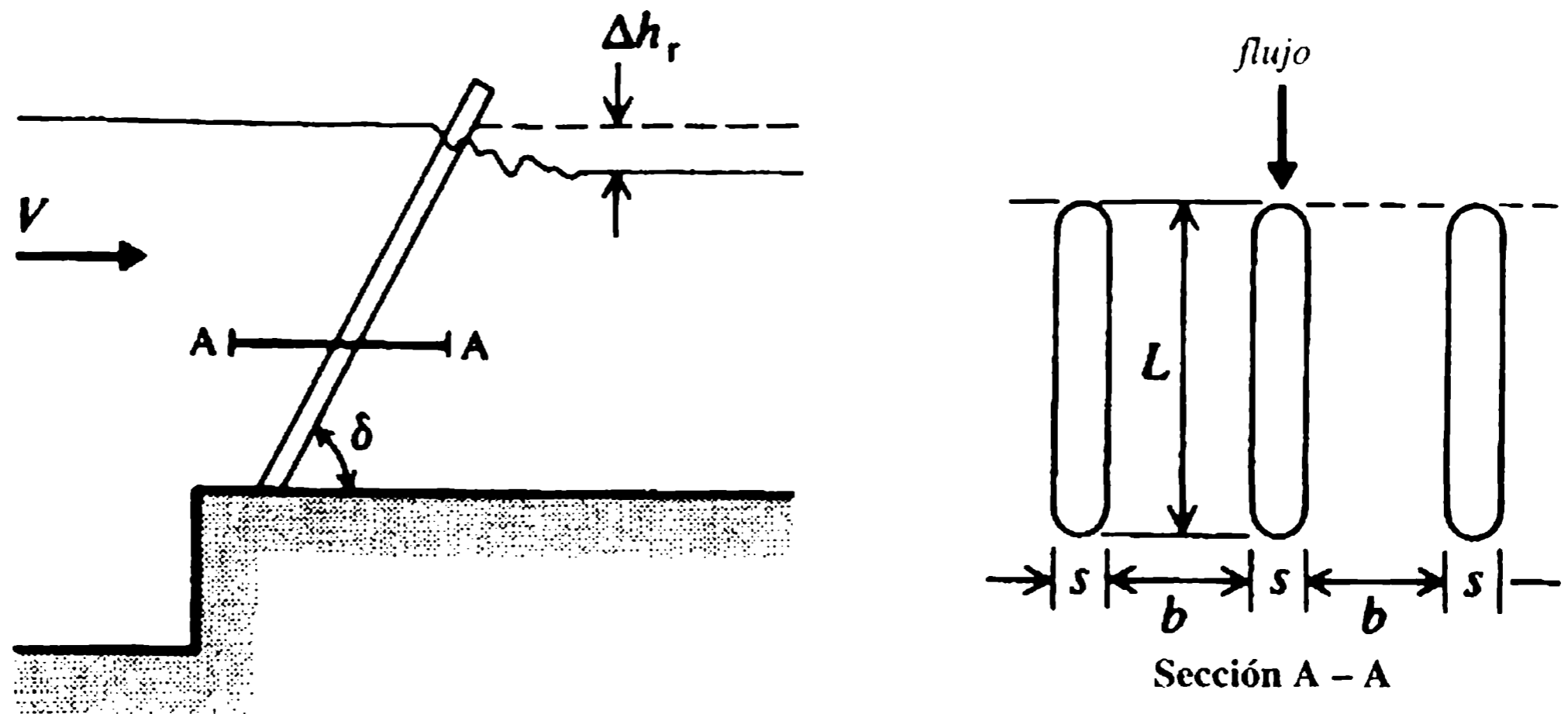


Figura 9.16 Pérdidas en la rejilla.

Las ecuaciones (9.19) y (9.20) sugieren que la máxima pérdida por entrada en la toma:

$$\Delta h_c = 1.3 V^2/2g - \varepsilon V_0^2/2g. \quad (9.21)$$

Las pérdidas en la rejilla, Δh_r , pueden expresarse por (figura 9.16):

$$\Delta h_r = \beta (s/b)^{4/3} \text{sen } \delta V^2/2g \quad (\text{fórmula de Kirschmer}) \quad (9.22)$$

(con flujo paralelo a las barras de la rejilla), donde β es un coeficiente que depende del tipo de barra de rejilla (tabla 9.3).

9.2.3 CONTROL DE SEDIMENTOS EN OBRAS DE CAPTACIÓN

a. Excluser de lodos

El excluser es un dispositivo construido en el lecho justo aguas arriba del regulador para remover el sedimento del agua (fuente) que entra al canal. Se diseña para que las capas inferior y superior del flujo se separen causando la menor perturbación posible. El agua de la capa superior libre de sedimentos se conduce hacia el canal, mientras que el agua de la capa inferior colmada de sedimentos se descarga aguas abajo de la estructura de derivación mediante compuertas inferiores. La estructura básicamente consta de túneles (figura 9.17) en el piso de un pozo profundo del río, aislada por una pared divisoria. El umbral del regulador se mantiene al mismo nivel que la parte superior de la loza del techo de los túneles.

La capacidad del túnel o túneles usualmente se mantiene en el 20% de la descarga del canal y se diseña para una velocidad mínima de $2\text{-}3 \text{ m s}^{-1}$ (para evitar la sedimentación).

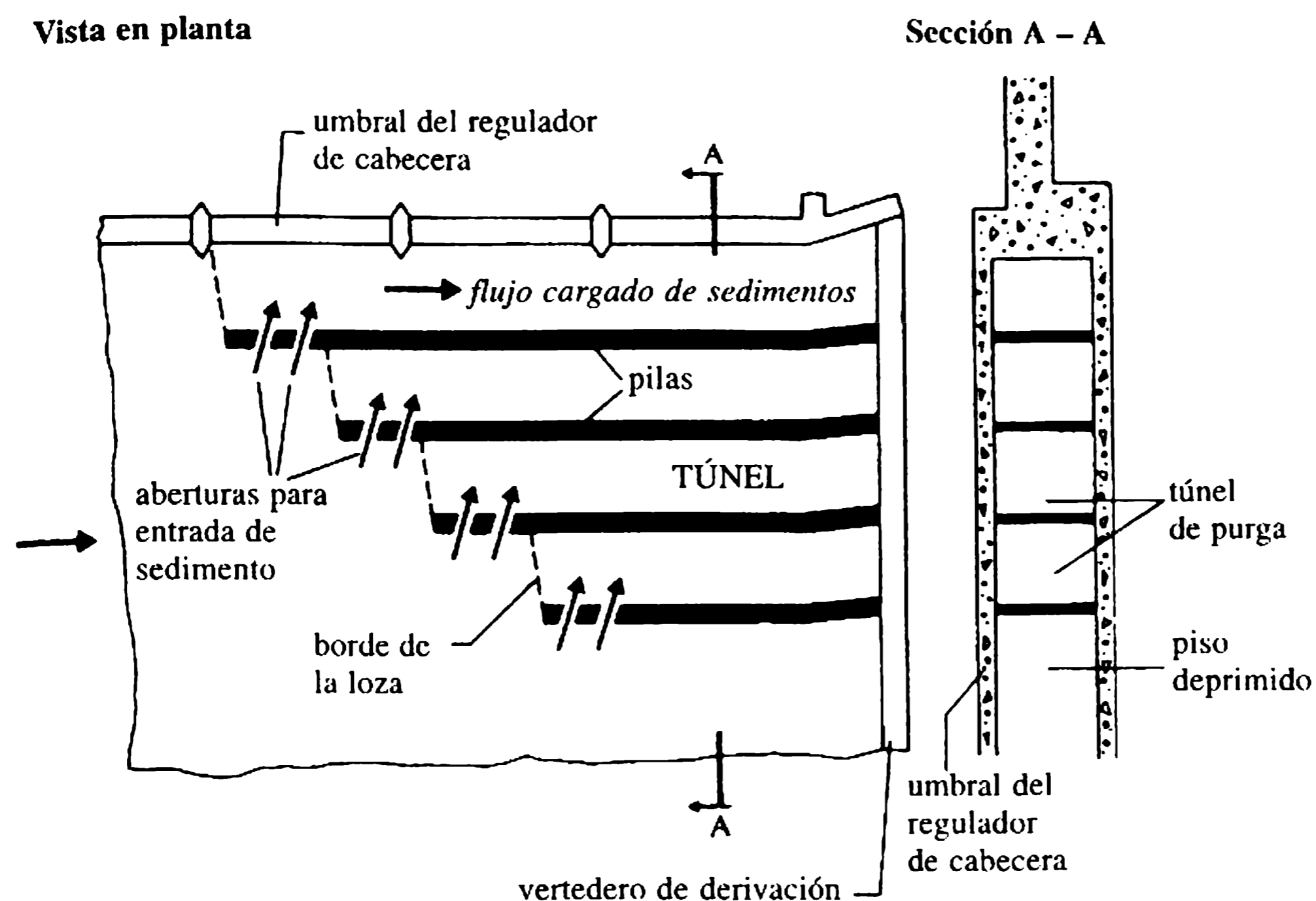


Figura 9.17 Excluser de lodos (tipo túnel).

Tabla 9.3 Valores de β para flujo paralelo

Tipo de barra de la rejilla	β
Nariz y cola cuadradas, $L/s=5$	2.42
Nariz cuadrada y cola semicircular, $L/s=5$	1.83
Nariz y cola semicirculares, $L/s=5$	1.67
Redonda	1.79
Aerodinámica	0.76

b. Eyector o extractor de sedimentos

El eyector de sedimentos es un dispositivo construido en el canal aguas abajo de la cabecera del regulador pero aguas arriba del tanque de sedimentación (si hay), en el cual se extraen sedimentos, después de que han entrado al canal.

1. *Eyector de tipo álabes*. El esquema de un eyector de tipo álabes se muestra en la figura 9.18. Un diafragma en el lecho del canal separa las capas superiores de las inferiores. Al entrar el área deprimida del lecho del canal, las capas inferiores cargadas de sedimentos se desvían mediante álabes curvos hacia la cámara de escape. El diseño debe ser tal que las perturbaciones de entrada sean mínimas; los pasadizos aerodinámicos por los álabes aceleran el flujo a través de ellos, evitando el asentamiento.
2. *Eyector de tipo tubo vórtice*. El eyector de tipo tubo vórtice (figura 9.19) consta de una tubería con una ranura en la parte superior, colocada a través del fondo del canal en un ángulo de cerca de 30° - 90° con la dirección del flujo. El

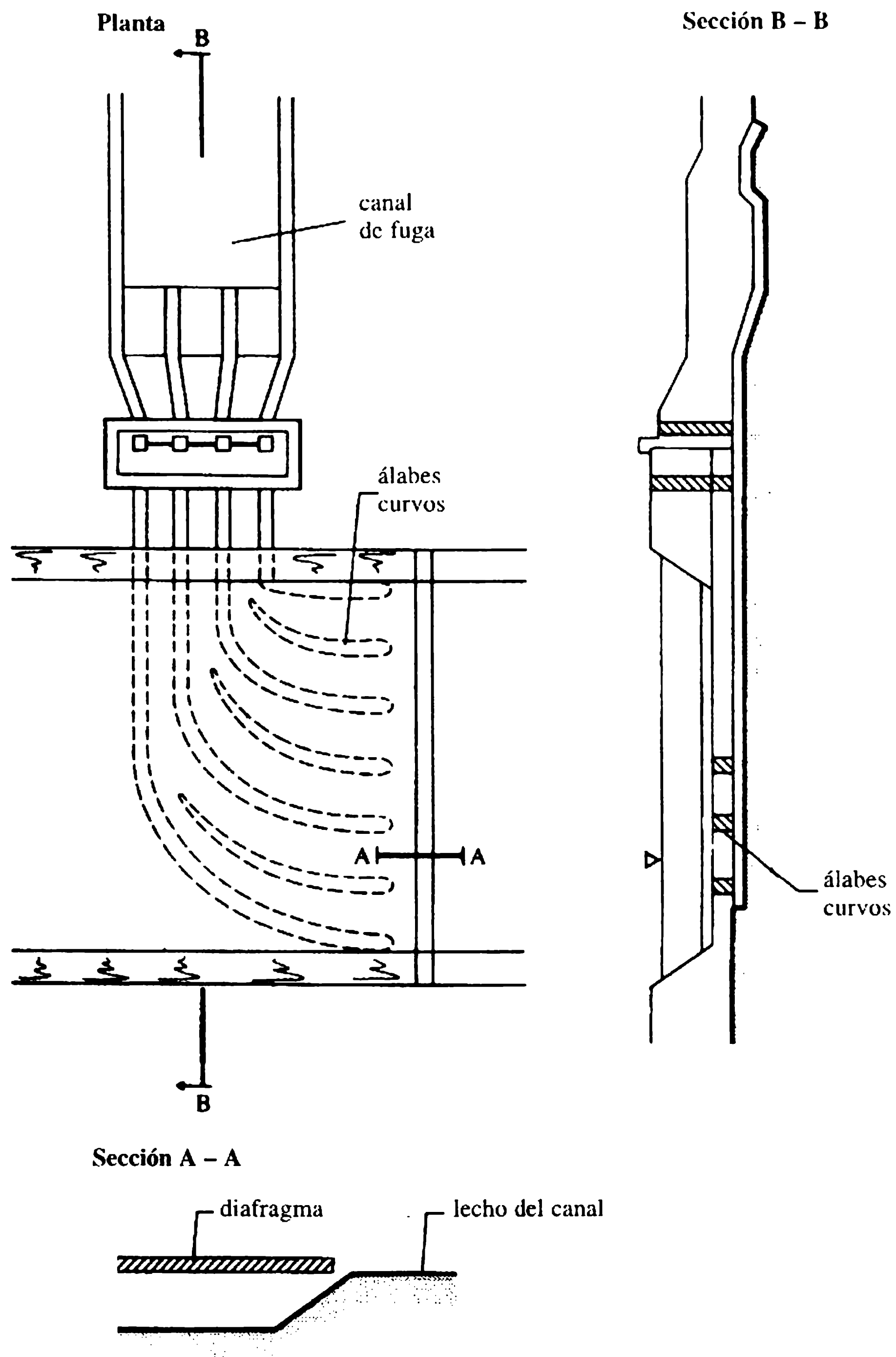


Figura 9.18 Eyector de sedimentos (tipo álabe).

movimiento de vórtice dentro del tubo atrae el sedimento hacia él, y las velocidades en la pared a lo largo del tubo eventualmente expulsan el sedimento en su extremo de descarga. Un eyector de tipo tubo vórtice bien diseñado puede ser más eficiente que cualquier otro eyector convencional, con menos pérdida de agua.

9.2.4 TANQUE DE SEDIMENTACIÓN

El tanque de sedimentación es un dispositivo colocado sobre el canal aguas abajo del regulador de cabeza para la remoción de la carga de sedimentos que no pueden atraparse mediante sedimentadores o eyectores convencionales. Consta de una sección ampliada en donde la velocidad del flujo es suficientemente baja para que el sedimento fino se asiente en su lecho (figura 9.20). El sedimento depositado se remueve mediante arrastre por chorros de agua, lavado o dragado.

Los siguientes criterios de diseño pueden utilizarse para diseñar un tanque de sedimentación:

$$W = W_0 e^{-w_s x/q} \quad (4.13)$$

donde W es el peso del sedimento que sale del tanque de sedimentación, W_0 es el peso del sedimento que entra a éste, w_s es la velocidad de asentamiento de una partícula de sedimento, q es el caudal por metro de ancho del tanque de sedimentación y x la longitud del mismo. Alternativamente:

$$x = c D_s V / w_s \quad (9.23)$$

donde D_s es la profundidad, V es la velocidad media en el tanque de sedimentación y c es el factor de seguridad (1.5-2).

Con base en la ecuación bidimensional de dispersión de estado permanente, la fracción de remoción F , a una distancia x en el tanque de sedimentación de profundidad y , se puede obtener (suponiendo dispersión isotrópica) de:

$$x/y = [-12V \log(1 - F)] / (10W_s - U_*) \quad (9.24)$$

donde U_* es la velocidad de corte en el tanque, dada por la ecuación (8.7).

La ecuación (9.24) arroja resultados satisfactorios cuando se calcula cada fracción de sedimento removido de forma independiente, si la concentración es pequeña.

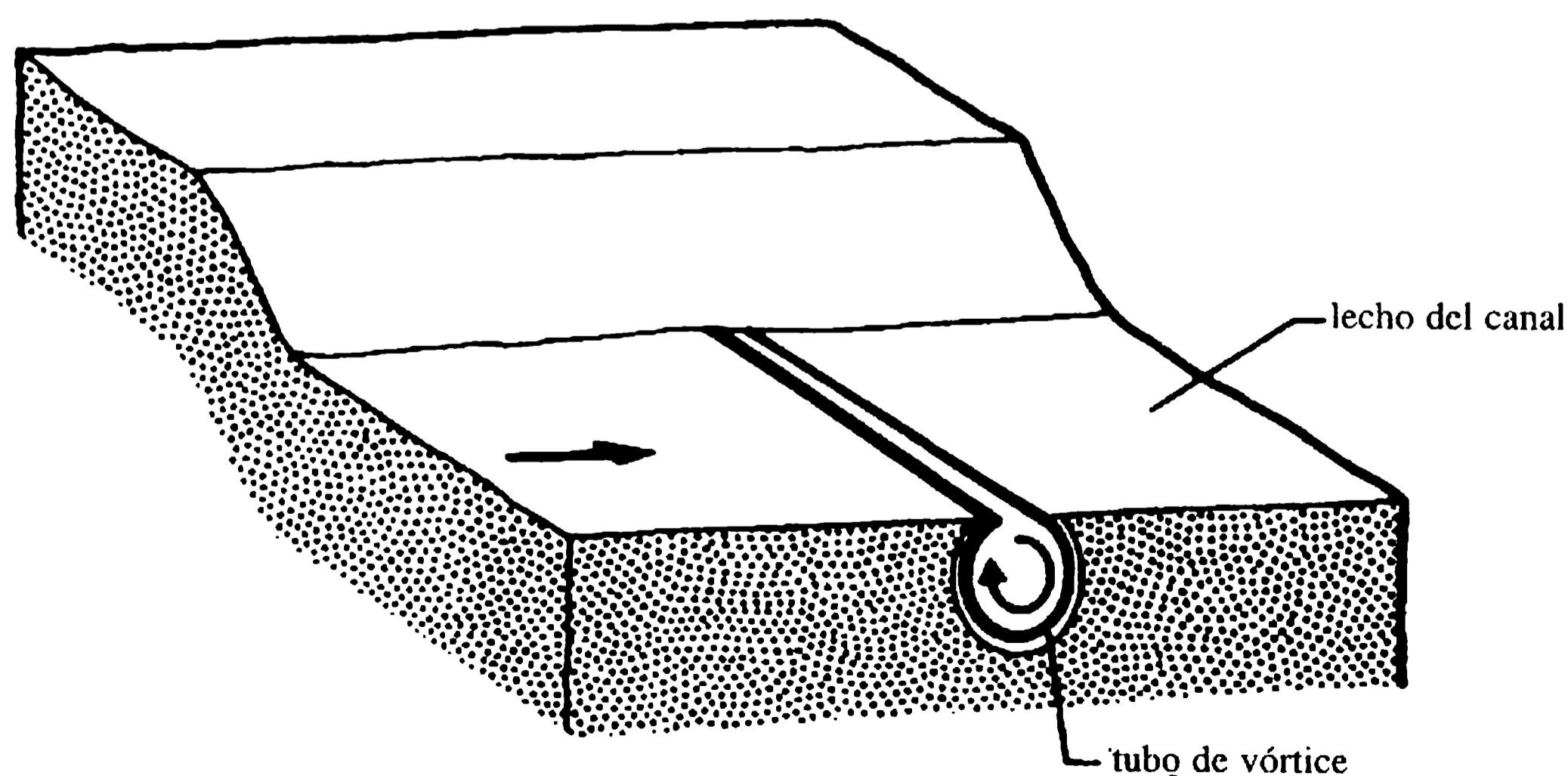


Figura 9.19 Eyector de sedimento de tipo tubo de vórtice.

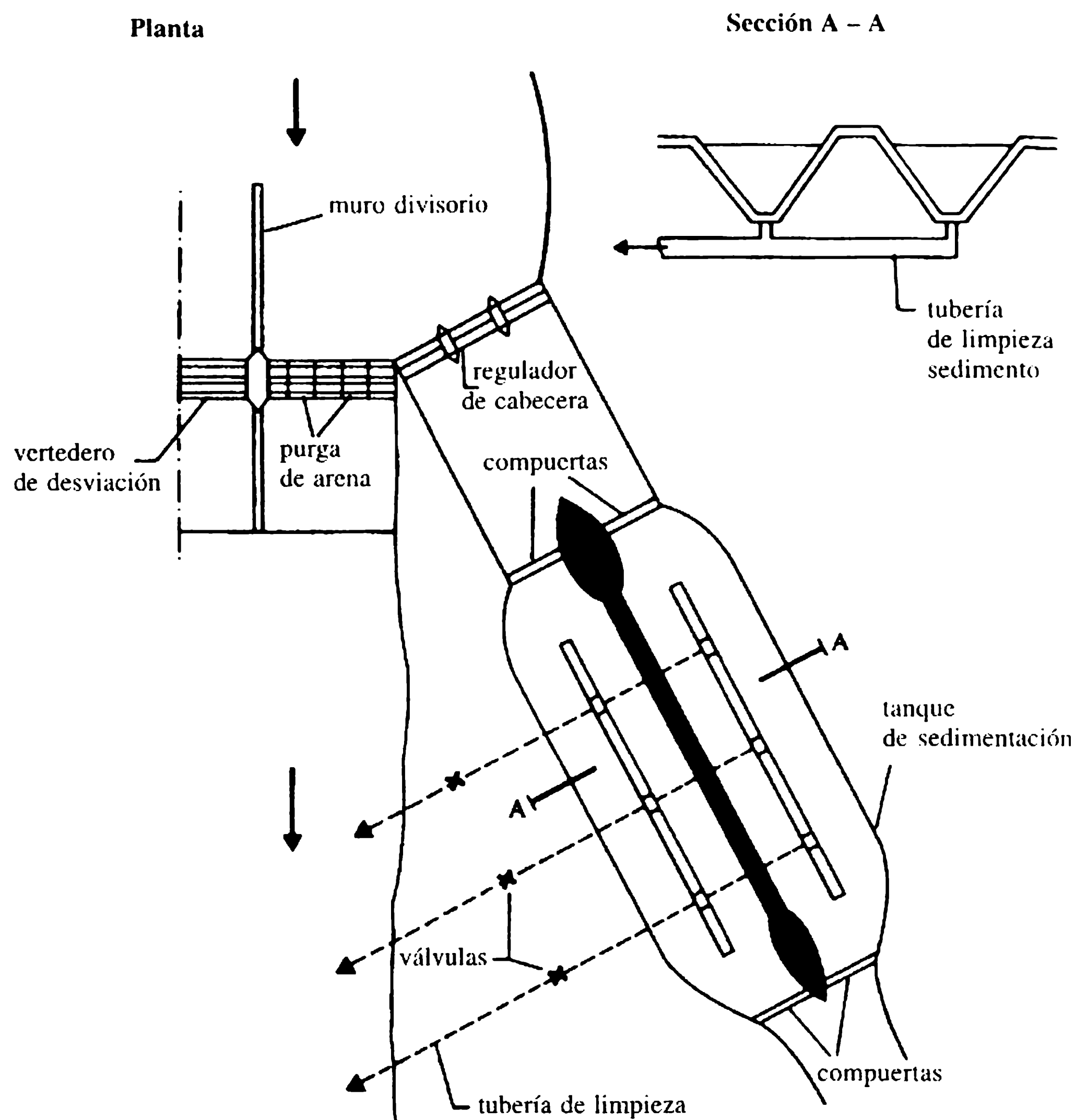


Figura 9.20 Distribución de un tanque de sedimentación.

9.2.5 DESAGÜES DE CANALES

Un desagüe de canal es una estructura de captación para canales pequeños; por lo general se diseña para producir una distribución proporcional del suministro de agua con fines de irrigación a partir de un canal principal. Estas estructuras no requieren obras de control en el canal principal y funcionan automáticamente sin control manual. Exceptuando inspecciones de rutina, requieren poco mantenimiento (Mazumdar, 1983).

La flexibilidad de un desagüe (F) es la relación entre el cambio fraccional de caudal del desagüe (dq/q) y el cambio fraccional del desagüe del canal principal (de distribución) (dQ/Q). Entonces,

$$F = (dq/q)/(dQ/Q) \quad (9.25)$$

donde q y Q son los caudales en el desagüe y en el canal principal respectivamente, dados por:

$$q = kH^m, \quad (9.26a)$$

$$Q = cD^n, \quad (9.26b)$$

H es la cabeza que actúa en el desagüe y D la profundidad del agua en el canal de distribución (figura 9.21).

Si se combinan las ecuaciones (9.25) y (9.26) se obtiene:

$$F = (m/n)(D/H) dH/dD. \quad (9.27a)$$

Puesto que $dH = dD$ (el cambio en D origina un cambio igual en H), la ecuación (9.27a) se convierte en:

$$F = (m/n) (D/H). \quad (9.27b)$$

El diseño de un desagüe proporcional ($F=1$) está entonces regido por la condición:

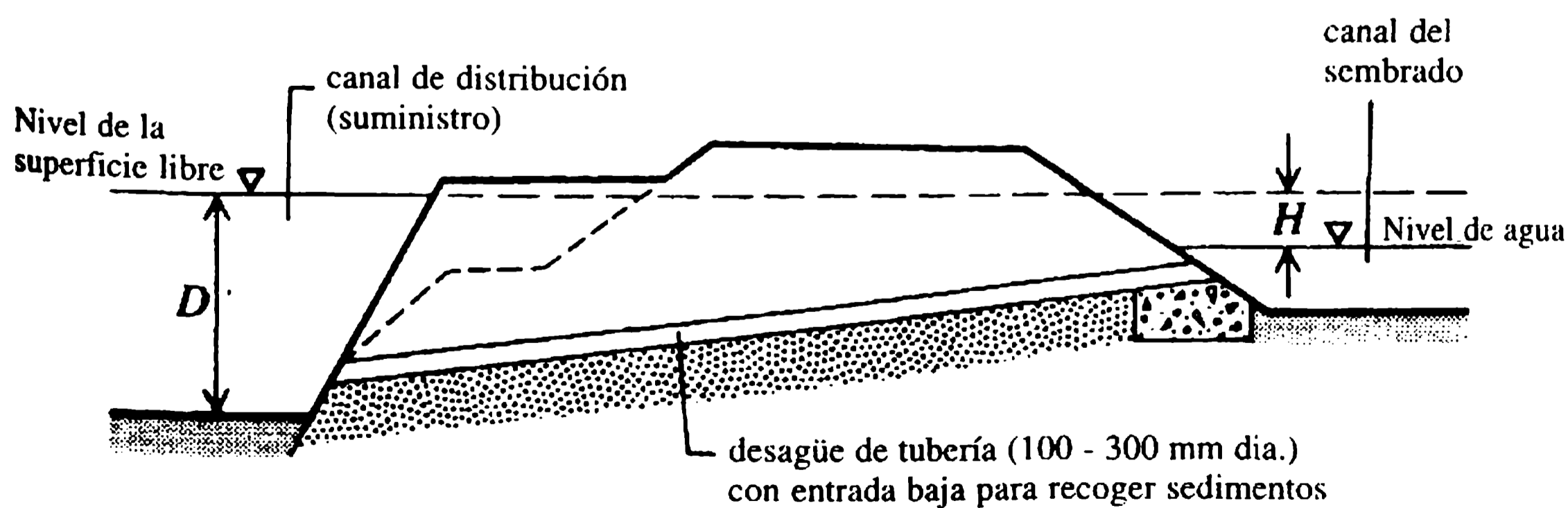
$$H/D = m/n. \quad (9.28)$$

La relación H/D se denomina relación de ajuste del desagüe.

Para un desagüe proporcional de tipo orificio o tubería ($m = 1/2$) desde un canal trapezoidal ($n \approx 5/3$), la relación de ajuste H/D es 0.30, mientras que para un desagüe proporcional de tipo canaleta abierta (tipo Crump, $m=3/2$) es 0.90.

a. Clasificación de desagües

1. *Tipo no modular.* En este desagüe, el caudal depende de la diferencia de nivel (H) entre la superficie del agua en el canal de distribución (suministro) y en el cauce aguas abajo (canal del sembrado). Una tubería de desagüe sumergida (figura 9.21), o un orificio, es un ejemplo común de este tipo. Con respecto al esquema de la tubería de desagüe en la figura 9.21, cualquier solución conven-



($H/D = 0.3$ para desagüe proporcional)

Figura 9.21 Desagüe de tipo tubería sumergida (tipo no modular).

cional del flujo en la tubería dará el caudal en el desagüe, por ejemplo, el procedimiento iterativo que combina las ecuaciones de Darcy-Weisbach y Colebrook-White.

2. *Tipo semimodular o flexible.* El caudal a través de este tipo de desagüe (semimodular) es afectado sólo por el cambio de nivel del agua en el canal de distribución. Una tubería de desagüe que caiga libremente, un desagüe en canaleta abierta y un desagüe ajustable de tipo orificio son tipos comunes de desagües flexibles. Puesto que el caudal en este tipo de desagües es independiente del nivel del agua en el canal del sembrado, la interferencia con los agricultores es mínima. La tubería de desagüe se construye casi siempre con una flexibilidad $F < 1$, de modo que el caudal en el desagüe cambia en un porcentaje más pequeño que el cambio en el canal de distribución. Un desagüe de tipo canaleta abierta se muestra en la figura 9.22. La entrada se diseña de tal manera que la canaleta capta un porcentaje razonable de sedimento. El caudal a través de este tipo de desagüe (por ejemplo, Crump) está dado por:

$$Q = CbH^{3/2} \text{ (m}^3 \text{ s}^{-1}\text{)} \quad (9.29)$$

donde b es el ancho en la garganta (en m), H la altura sobre la cresta (en m), y C igual a 1.71 (en teoría $0.544g^{1/2}$; el intervalo real 1.60-1.66). Un desagüe de tipo semimódulo de orificio ajustable (DSOA)(AOSM en inglés), que consta de un orificio seguido por una canaleta que se expande gradualmente aguas abajo, se muestra en la figura 9.23. Este tipo de desagüe se utiliza con regula-

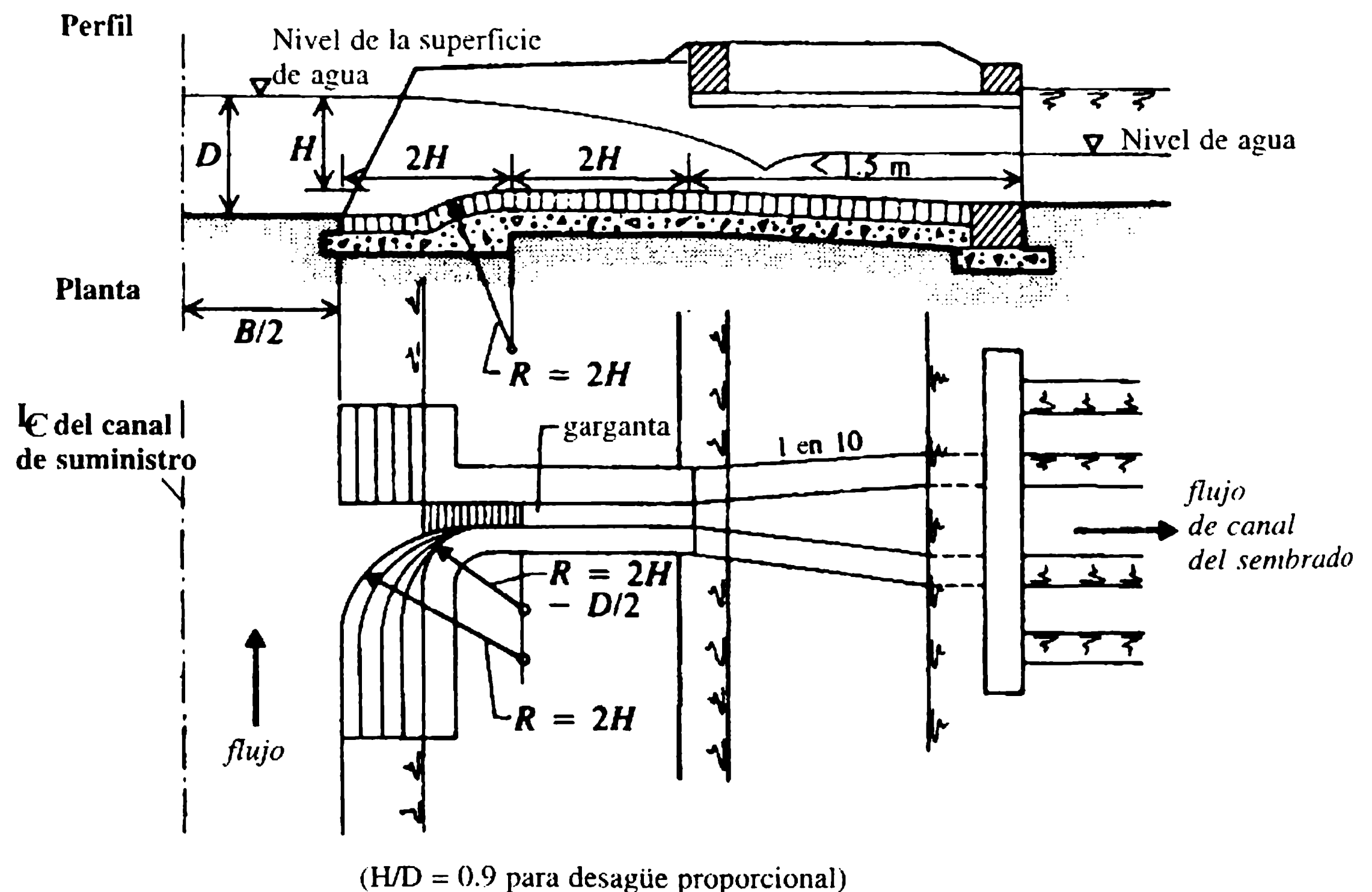


Figura 9.22 Desagüe de tipo canaleta abierta (India y Pakistán).

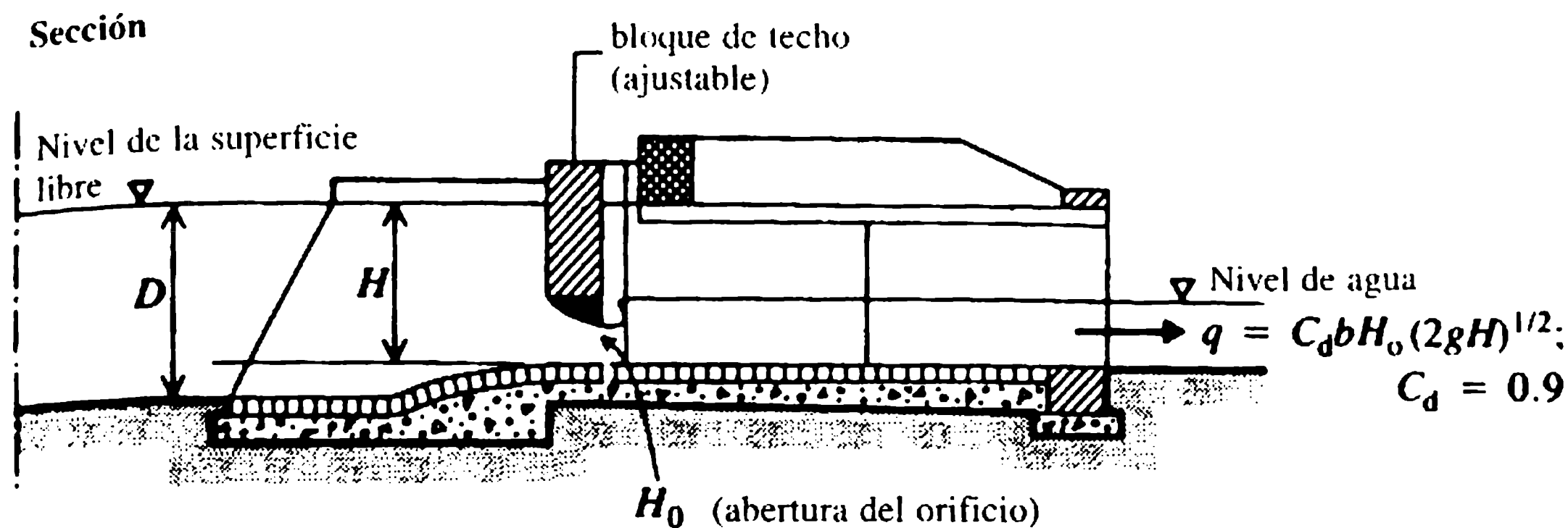


Figura 9.23 Desagüe de tipo semimódulo de orificio ajustable (DSOA). Distribución en planta para conformar un desagüe proporcional de tipo canaleta abierta.

ridad en el subcontinente indio y se considera una de las mejores formas de desagüe.

3. *Tipo modular.* Este tipo de desagüe (rígido o de módulo invariante) transporta un caudal constante dentro de límites prefijados, sin importar las fluctuaciones del nivel del agua en el canal de distribución y/o canal del sembrado. El módulo de Gibb (figura 9.24) es uno de los diversos tipos de desagüe de módulo rígido. Tiene una cámara de remolino semicircular en planta, conectada por una tubería de captación en ascenso. Se desarrolla un flujo de vórtice dentro de la tubería de captación, creando entonces un aumento en el nivel del agua en la circunferencia exterior de la cámara de remolino (puesto que $Vr = \text{constante}$ para un flujo de vórtice libre). La energía excesiva del flujo entrante (debido al incremento de la cabeza que produce el flujo) se disipa en los tabiques deflectores sostenidos del techo, de tal modo que mantiene el caudal constante para un amplio intervalo de variación de la cabeza.

En la figura 9.25, se muestra un diseño italiano de un desagüe de módulo rígido, el cual consta de una camisa cilíndrica con aberturas en forma de circunferencia (que actúan como vertederos), que flotan en un cilindro exterior fijo. Tal configuración asegura una cabeza constante, produciendo un flujo a través de las aberturas sin importar el nivel del agua en el canal de distribución (Water and Water Engineering, 1956). El desagüe de módulo rígido de tipo orificio Neyrpic (diseño francés) que se muestra en la figura 9.26, facilita la extracción de un caudal casi constante para un intervalo amplio de fluctuaciones del nivel del agua en el canal de distribución. Al incrementar la cabeza se aumenta la contracción del chorro compensando entonces cualquier incremento en el caudal correspondiente. Para cubrir un intervalo mucho más amplio de fluctuaciones del nivel del agua, puede utilizarse un módulo de una placa deflectora doble con orificios. Si las fluctuaciones del nivel del agua superan los límites tolerables para un flujo constante en el canal de captación, se debe instalar equipo auxiliar tal como compuertas en el sistema de distribución aguas arriba y aguas abajo (Kraatz y Mahajan, 1975).

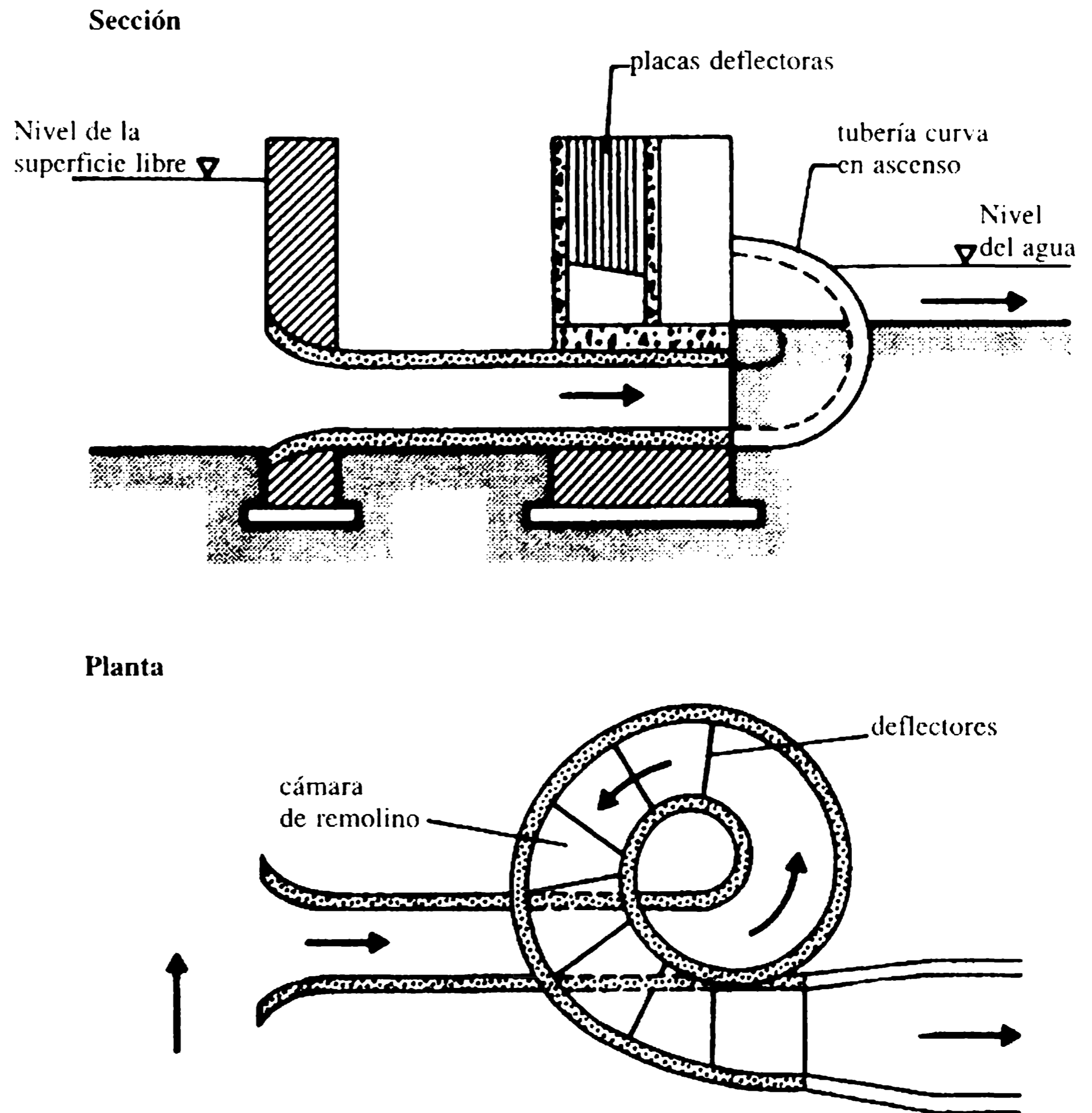


Figura 9.24 Módulo rígido de tipo Gibb.

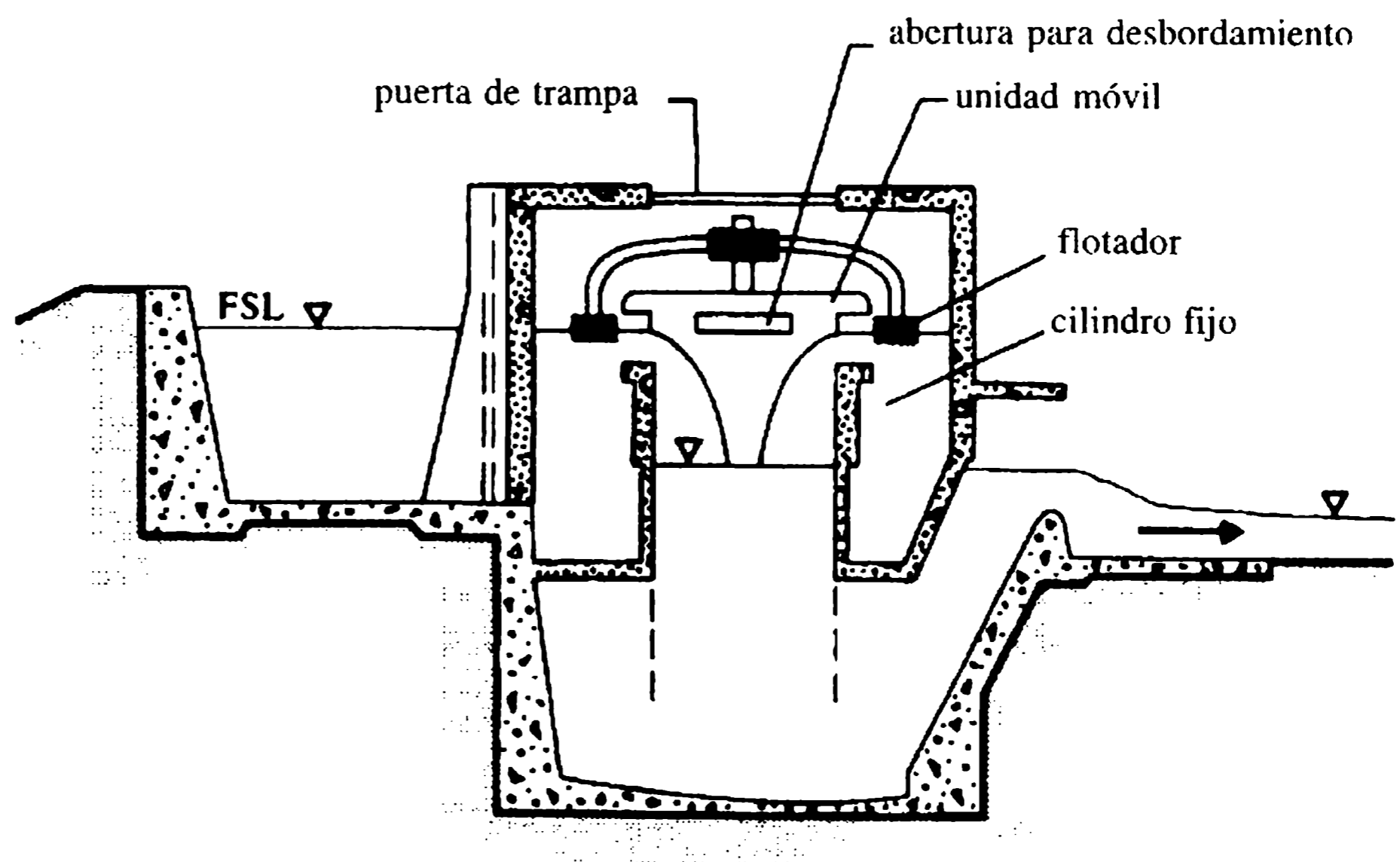


Figura 9.25 Autorregulador (módulo rígido de tipo italiano).

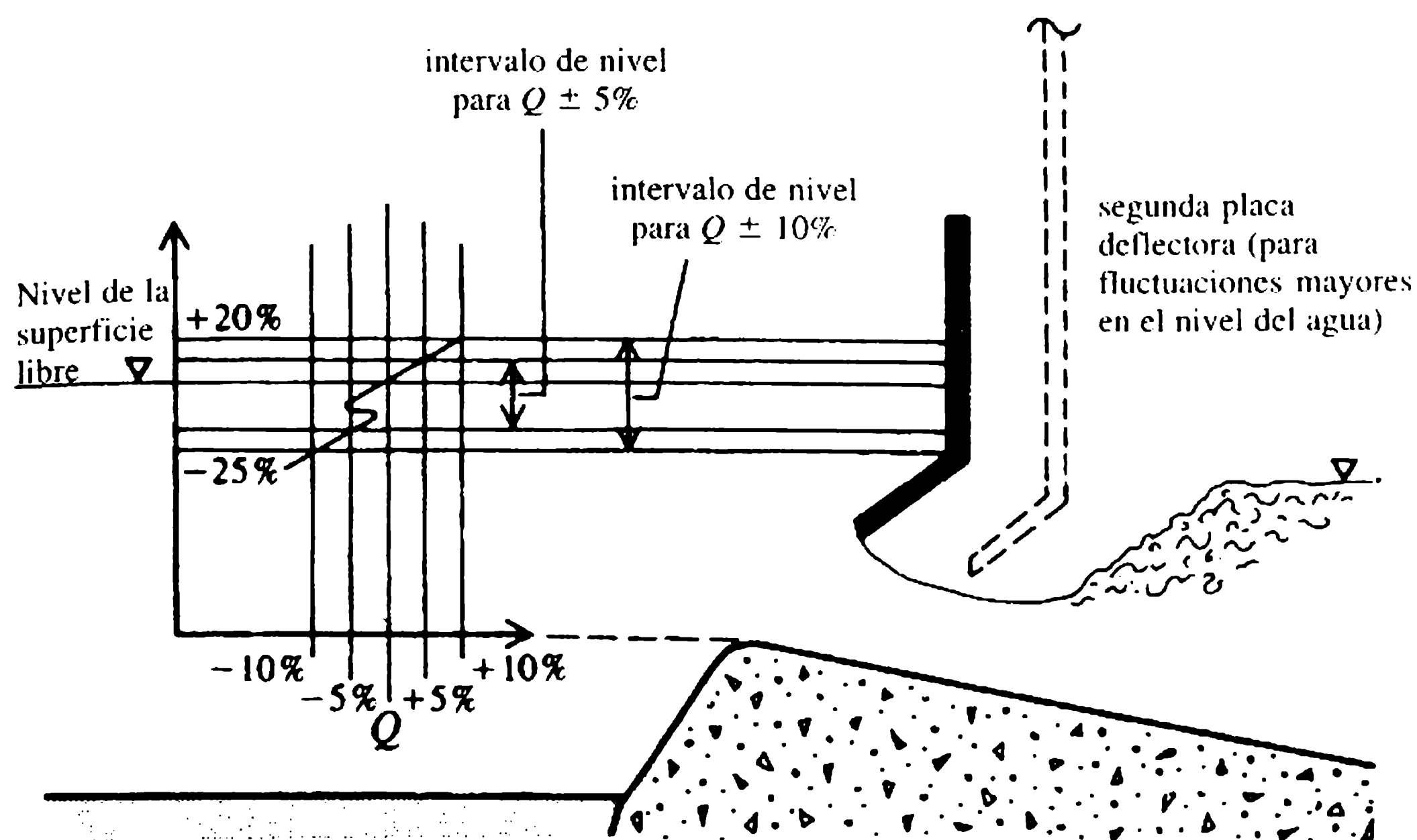


Figura 9.26 Módulo rígido de tipo orificio (esquema con deflector simple).

Ejemplo 9.2

Diseñar una estructura de captación para un canal menor, utilizando los siguientes datos:

	<i>Canal de suministro</i>		<i>Captación</i>
	<i>Aguas arriba</i>	<i>Aguas abajo</i>	
Caudal ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$)	4.0	3.5	0.5
Nivel del lecho (m PED)	120.00	119.94	119.86
Nivel de la superficie libre (m PED)	120.96	120.84	120.36
Ancho en el lecho (m)	8.0	7.0	2.0
Ángulo de captación			60°

Solución

La profundidad para suministro total aguas arriba, $D = 120.96 - 120.00 = 0.96$ m. La profundidad del agua en la captación $= 120.36 - 119.86 = 0.50$ m. La cabeza de trabajo $= 120.96 - 120.36 = 0.60$ m. Si se adopta una bocatoma proporcional de una canaleta abierta (desagüe), $H/D = 0.9$. Por tanto, la cabeza, H , sobre la cresta $= 0.9D = 0.9 \times 0.96 = 0.864$ m. El nivel de la cresta $= 120.96 - 0.864 = 120.096$ m PED. Como el nivel de la cresta es mayor que el nivel del lecho de la captación, éste se puede adoptar. A partir de la fórmula para la canaleta, el ancho de la garganta, $b = Q/CH^{3/2} = 0.5/1.6 \times 0.864^{3/2} = 0.39$ m.

Nótese que los valores sugeridos para C son los siguientes:

Q ($m^3 s^{-1}$)	Ángulo de toma C	
	60°	45°
< 0.55	1.60	1.61
0.55–1.5	1.61	1.63

El ancho del canal de captación = 2.0 m. Por consiguiente, la relación de la canaleta, $f_r = 0.39/2 = 0.195$. La longitud de la cresta = $2H = 1.728$ m; aproximadamente 1.75 m.

Para el glacis y el tanque de amortiguación (cisterna), la intensidad del caudal (suponiendo 67% para emboquillar), $q = 0.67 \times 0.50/0.39 = 0.86 m^3 m^{-1}$. La cabeza de trabajo, $h = 120.96 - 120.36 = 0.60$ m. La profundidad crítica, $h_c = (q^2/g)^{1/3} = 0.42$ m y, por tanto, $h/h_c = 0.60/0.42 = 1.43$. La curva adimensional de energía, h/h_c contra E/h_c , arroja la relación:

$$E/h_c = h/h_c + \frac{1}{2}(h/h_c)^2$$

de donde $E = 0.706$ m. En consecuencia, la profundidad de la cisterna por debajo del nivel del lecho de captación:

$$= E - \text{profundidad del agua en la captación}$$

$$= 0.206 \text{ m (profundidad mínima } \geq 0.075 \text{ m)}$$

Así, el nivel del piso de la cisterna = $119.86 - 0.206 = 119.654$ m, y de aquí la profundidad del piso de la cisterna por debajo de la cresta, $d = 120.096 - 119.654 = 0.442$ m. La longitud del glacis aguas abajo = $2.5d = 1.10$ m. La longitud de la cisterna = profundidad del flujo en la captación + cabeza de trabajo = 1.10 m.

Longitud de expansión aguas abajo

1. $1.5 \times (\text{ancho del lecho en la captación} - b) \approx 2.4$ m, o
2. longitud del glacis + longitud de la cisterna = 2.20 m, o
3. con un emboquillado mínimo de 1 a 10, la longitud requerida = $f_r/\text{emboquillado} = 1.95$ m.

De esta manera, se adopta el más grande de los tres, es decir 2.4 m. La profundidad del muro de cortina aguas abajo por debajo del nivel del piso de la cisterna es un medio de la profundidad del flujo en la captación = 0.25 m. Adoptar una profundidad mínima de 0.5 m. La profundidad del muro de cortina aguas arriba es un tercio de la profundidad del nivel en la superficie libre = 0.32 m. Adoptar una profundidad mínima de 0.5 m.

Protección del lecho aguas abajo

La longitud de la protección = a la profundidad del flujo en la captación + la cabeza de trabajo = 1.10 m. Proporcionar un delantal de grava, de cerca de 1 m de longitud y 150 mm de espesor, aguas abajo de la cisterna. La longitud de aproximación aguas arriba de la cresta:

$$\begin{aligned} &\approx \{[5H - (\text{nivel de la cresta} - \text{nivel del lecho})] (\text{nivel de la cresta} - \text{nivel del lecho})\}^{1/2} \\ &= 0.64 \text{ m.} \end{aligned}$$

El radio que une la cresta = $2H \approx 1.728$ m. Los detalles de la distribución se muestran en la planta y el perfil en la figura 9.27.

Ejemplo 9.3

Diseñar un desagüe de tubería sumergida para una zanja que descarga 40 l s^{-1} desde un canal de suministro, utilizando los siguientes datos:

	Canal de suministro	Canal del sembrado
Nivel del lecho (m PED)	100.00	100.00
Nivel de la superficie libre (m PED)	101.00	100.90

Desagüe de tubería: longitud del tubo = 10 m. Están disponibles tuberías de concreto de diámetros múltiplos de 50 mm y un valor de k de 0.1 mm.

Solución

La cabeza de trabajo, $H = 101.00 - 100.90 = 0.10$ m. La profundidad del flujo en el canal de suministro, $D = 101.00 - 100.00 = 1.00$ m. Por tanto, el ajuste de tubería, $H/D = 0.1/1.0 = 0.1 < 0.3$, de modo que la tubería de desagüe funciona como hiperproporcional con una flexibilidad de $F = 0.3/0.1 = 3$.

Diseño de la tubería

Combinando las ecuaciones de Colebrook-White y Darcy-Weisbach (Featherstone y Nalluri, 1995),

$$Q = -2A(2gdS)^{1/2} \log[k/3.7d + 2.51v/d(2gdS)^{1/2}]$$

donde d es el diámetro del tubo, $A = \pi d^2/4$, k es la rugosidad de la tubería y S es la pendiente de fricción. Si no se consideran las pérdidas menores, $S = 0.1/10 = 0.01$, y se obtiene:

d (mm)	100	200	250
Q ($l\ s^{-1}$)	7.2	46.1	82.8

Si se incluyen las pérdidas menores (aquí no se pueden ignorar) la tubería de 200 mm no es suficiente para suministrar $40\ l\ s^{-1}$. Verificar la capacidad para la tubería de 250 mm, tomando en cuenta las pérdidas de entrada y salida, para el caudal requerido de $40\ l\ s^{-1}$.

Ejemplo 9.4

Diseñar un desagüe apropiado para extraer un caudal de $50\ l\ s^{-1}$ de un canal con una profundidad de suministro total de 1 m. La cabeza de trabajo disponible es de 150 mm.

Solución 1: desagüe de canaleta abierta

Para una canaleta sin sumersión, es decir condiciones de flujo modular, la cabeza de trabajo mínima es aproximadamente 0.2 veces la cabeza por encima de la cresta.

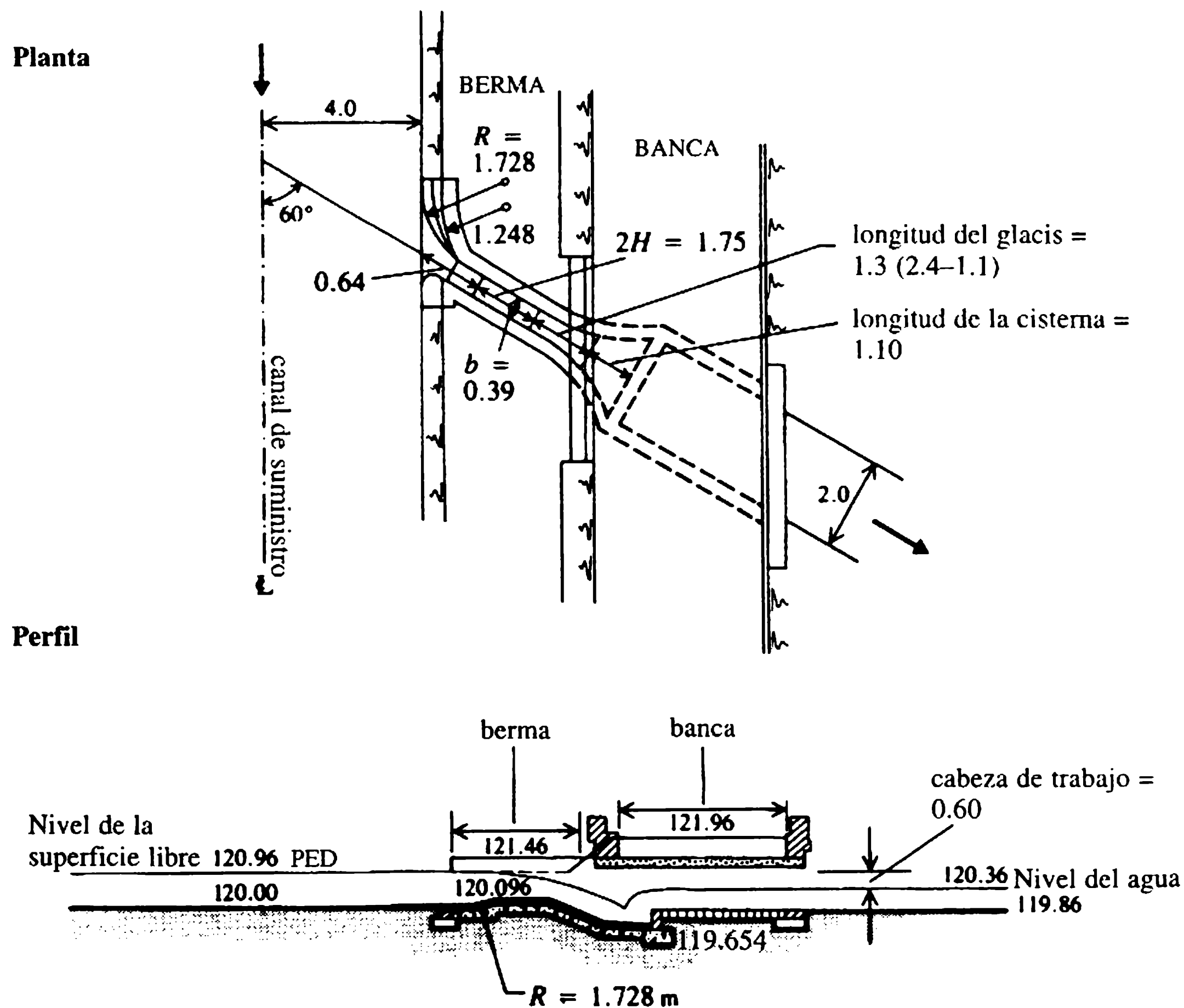


Figura 9.27 Estructura de captación para un canal menor (efluente = $0.5\ m^3\ s^{-1}$; ajuste proporcional, $H/D = 0.9$); todas las dimensiones en metros.

Por consiguiente, la cabeza máxima sobre la cresta, $H = 0.15/0.2 = 0.75$ m. De aquí que el ancho de la garganta, b (de la fórmula del vertedero) ≈ 0.05 m. Por tanto, se adopta un valor mínimo de $b = 0.06$ m, lo cual proporciona la cabeza, $H = 0.65$ m, y de aquí la cabeza mínima de trabajo, $h = 0.2 \times 0.65 = 0.13$ m, resultado satisfactorio ya que la cabeza disponible es de 0.15 m. Se tiene entonces $H/D = 0.65/1.0 = 0.65$, y la flexibilidad, $F = 0.9/0.65 > 1$. El diseño puede ser aceptable pero puede no extraer una buena parte del sedimento del canal de suministro debido a la altura excesiva del umbral de 0.35 m (profundidad del flujo–cabeza sobre el umbral).

Solución 2: desagüe de tubería y canaleta abierta

Un desagüe de tipo de canaleta abierta es costoso, en particular si la orilla del canal de suministro es muy ancha, y en tales casos se utiliza un semimódulo de tubería. El desagüe también puede ser apropiado para extraer parte del sedimento, con la tubería de plomo ajustada en o cerca del nivel del lecho (figura 9.28). La tubería entrega el agua a un tanque en el lado aguas abajo, para el cual se ajusta una canaleta abierta o un semimódulo de orificio.

$$Q = 50 \text{ l s}^{-1}; \quad D = 1.0 \text{ m}; \quad h = 0.15 \text{ m}.$$

Suponer un ancho de la orilla de 10 m y adoptar una tubería de concreto con un valor k de 0.1 mm. La pérdida de cabeza a través de la tubería, $h_1 = (1.5 + \lambda L/d)V^2/2g$. Si se supone una tubería de diámetro, $d = 300$ mm, $V = 0.707$ m s⁻¹ y $V^2/2g = 0.0255$ m. Por tanto el número de Reynolds, $Re = 2 \times 10^5$; $k/d = 3.3 \times 10^{-4}$, y así que $\lambda = 0.0175$ del diagrama de Moody. De aquí que la pérdida de cabeza = 0.0531 m, lo que da una cabeza de trabajo disponible para el semimódulo de $0.15 - 0.0531 = 0.0969$ m. De este modo, la máxima cabeza sobre la cresta, $H = 0.0969/0.2 = 0.484$ m. El ancho de la garganta, b (de la fórmula de vertedero) = 0.093 m. Se debe así proveer una garganta de ancho de 10 cm, que da $H = 0.46$ m y entonces $h_{\text{mínimo}} = 0.092$ m, lo que es satisfactorio ya que la cabeza disponible es de 0.0969 m. El esquema del diseño propuesto del desagüe de tubería y canaleta abierta se muestra en la figura 9.28(a). Otras dos propuestas alternativas que se usan se muestran en las figuras 9.28(b) y (c).

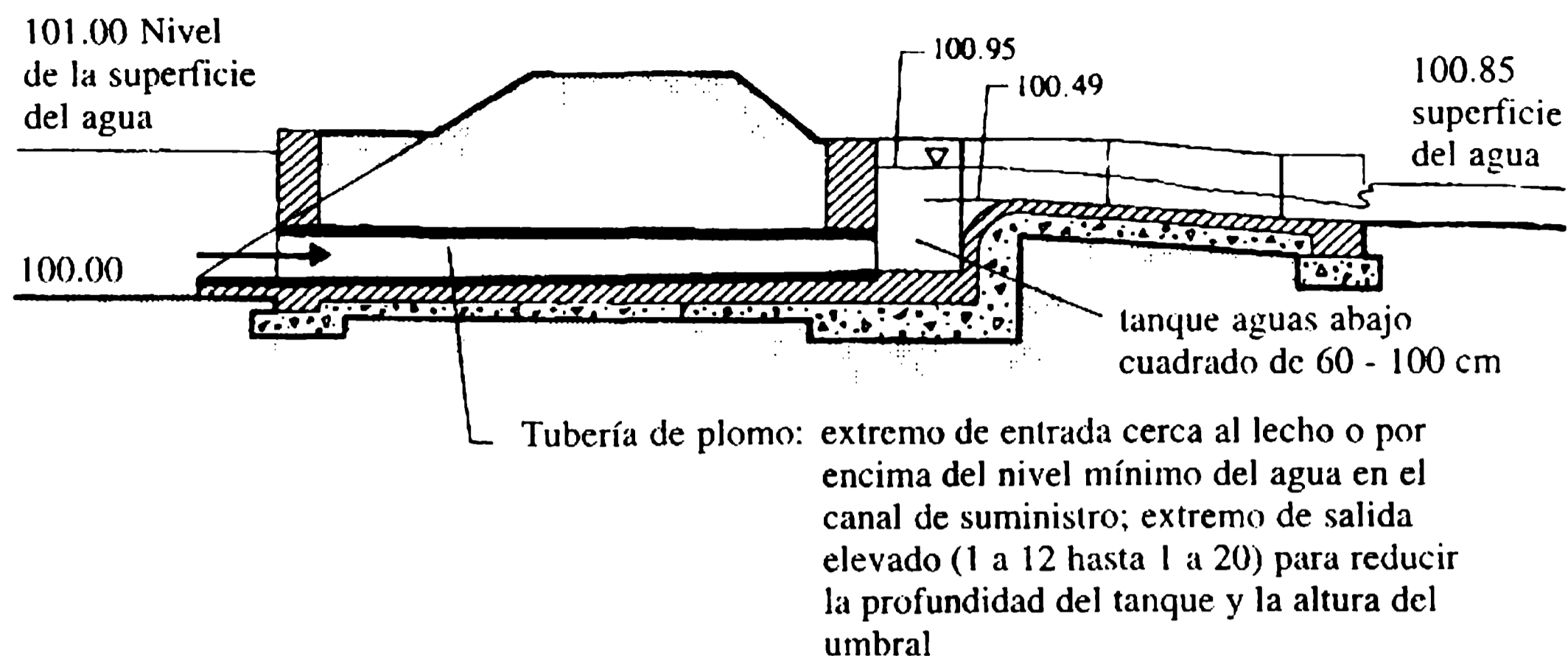
9.3.1 INTRODUCCIÓN

Intereses ambientales y de protección de la pesca requieren proporcionar obras apropiadas como parte integral de las presas y los vertederos. Las obras de protección de peces consisten en pasos de peces para una migración segura (escaleras, ascensores) y rejillas.

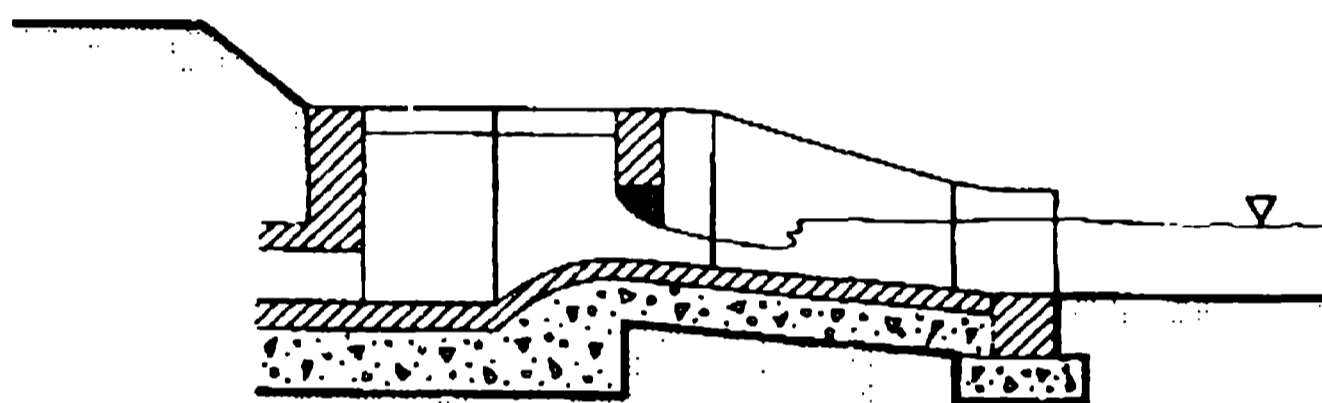
El salmón y la trucha son los principales peces migratorios. Los borgones (salmones jóvenes) viajan al océano 1 ó 2 años después de desovar en agua fresca, mientras que los salmones adultos regresan a sus lugares de desove después de 1 a 3 años en el mar. Los criterios de diseño y distribución de las obras dependen considerablemente del tipo de pez y de si están migrando hacia aguas abajo o aguas

9.3 Paso de peces

(a) Desagüe de tipo tubería y canaleta abierta



(b) Desagüe de tipo tubería y DSOA



(c) Tubería y módulo de orificio de tipo Jamrao

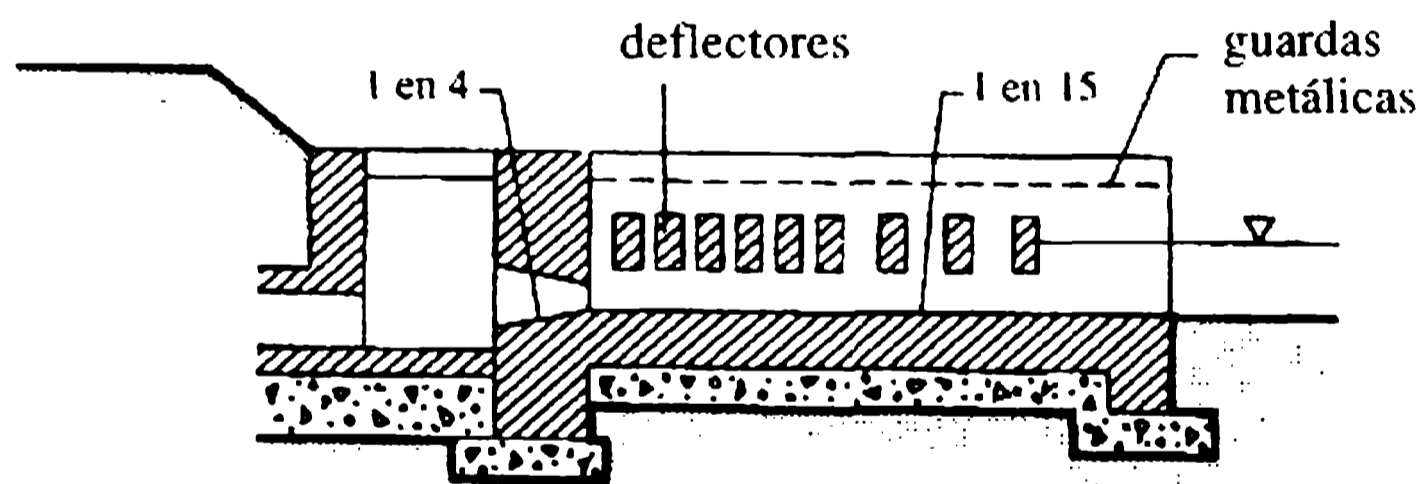


Figura 9.28 Distribuciones de semimódulos de tubería.

arriba, y se establecen mejor monitoreando las obras existentes y mediante pruebas en modelos.

Las obras de paso de peces pueden dividirse en dos grupos:

1. obras para peces que migran hacia aguas arriba, consistentes en escaleras de peces, esclusas de peces (ascensores), tranvías y dispositivos para atraparlos y transportarlos;
2. obras especiales para un paso seguro de los alevines migratorios, que consisten en dispositivos para recolectar los peces migratorios en la antecámara (cauce aguas arriba) en redes finas (fijas o móviles) y dirigirlos a sistemas de desviación seguros a través de los cuales pueden trasladarse aguas abajo.

Los pasos de peces (para peces migratorios tanto aguas arriba como aguas abajo) deben diseñarse para que los peces puedan encontrar la entrada al sistema de paso concebido y nadar a través de él sin esfuerzos indebidos ni riesgos inusuales de heridas.

9.3.2 ESTRUCTURAS PARA EL PASO DE PECES AGUAS ARRIBA

a. Escalera de peces (piscinas y pasos transversales de peces)

Este es un paso artificial de peces, utilizado por lo general hasta alturas de 20 m que consta de (1) una entrada de peces, (2) una escalera de peces y (3) una salida de peces. Algunas veces un suministro de agua auxiliar (adicional) se proporciona para atraer los peces a la entrada.

La escalera de peces propiamente dicha consiste en una serie de traviesas (muros transversales) y piscinas que rodean una obstrucción (un vertedero o una presa) para que los peces migren hacia la cabecera aguas arriba en etapas fáciles. Esto se logra creando una serie de caídas de cerca de 300 mm-450 mm entre piscinas (figura 9.29) sobre un gradiente de alrededor de 1 a 8 hasta de 1 a 15 (para cabezas altas). Piscinas de descanso de mayor tamaño (por lo común el doble de una piscina ordinaria) también se proporcionan cada 5-6 piscinas.

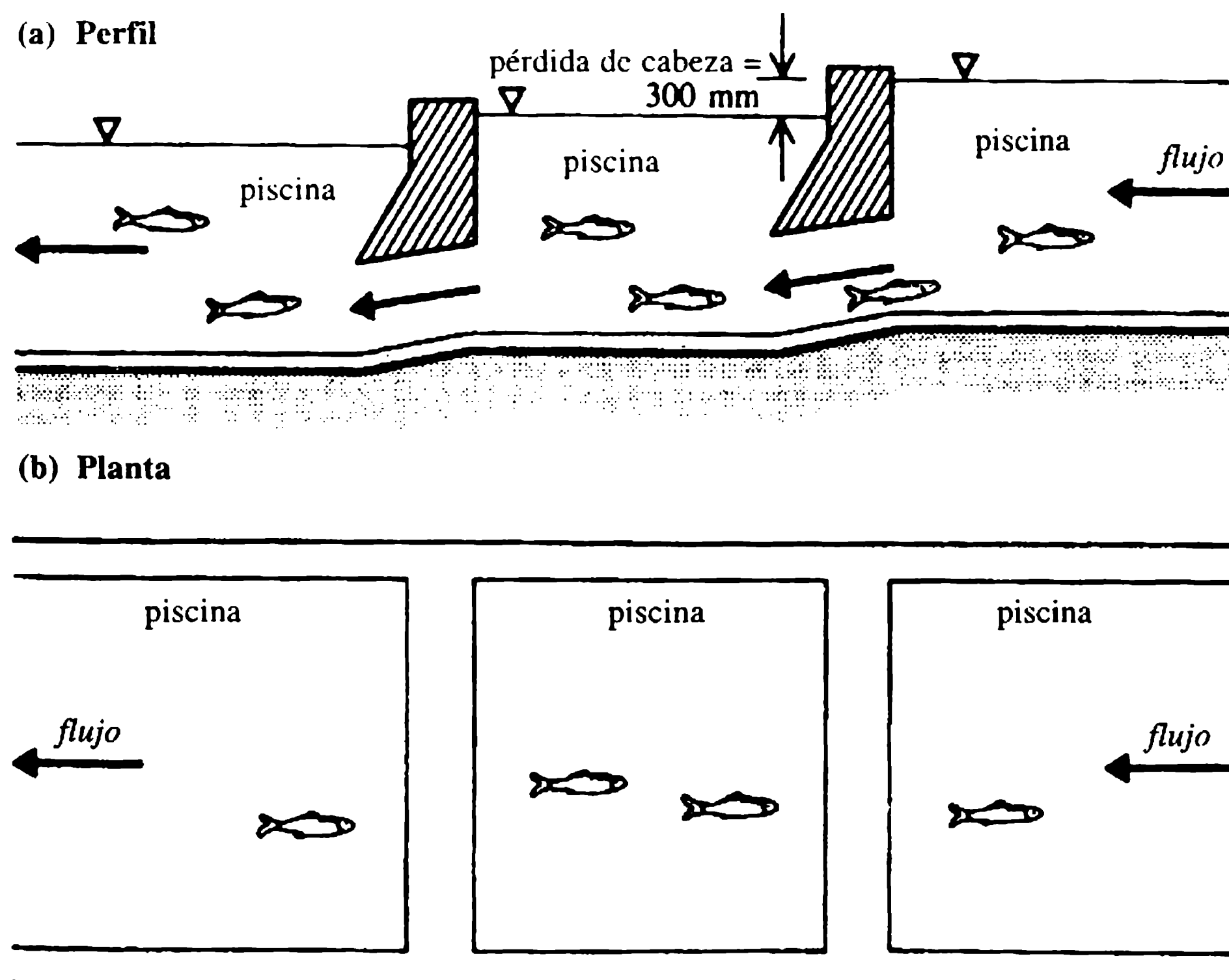


Figura 9.29 Escalera de peces.

La disposición real de las piscinas y las traviesas se escoge de acuerdo con la obstrucción particular; un vertedero o una presa de nivel bajo pueden necesitar pasos de peces de un gradiente bajo (que corresponda al gradiente del terreno que lo rodea) (presa Airthrey en el río Allan) mientras que un paso sumamente plegado puede ser necesario en caso de un vertedero o una presa altos (presa Pitlochry en el río Tummel, Escocia).

El paso de peces se diseña para captar una porción fija del flujo sobre el vertedero principal, lo cual se logra de ordinario poniendo el nivel de la solera de la abertura más alta por debajo de la cresta del vertedero adyacente; los cálculos de caudales y cabezas pueden conseguirse utilizando las fórmulas apropiadas de vertedero u orificio.

La entrada de paso de peces (escalera) puede localizarse aguas abajo paralela al flujo principal, mientras que la salida (en el extremo aguas arriba) debe estar bien adentro del embalse y lejos de la estructura del vertedero de excesos. En general, las piscinas tienen 1-2 m de profundidad, 2-5 m de longitud y 2-10 m de ancho, dependiendo del número de peces migratorios. Las paredes transversales pueden construirse con orificios y aberturas escalonados, con velocidades en las escaleras alrededor de 0.5 m s^{-1} .

La velocidad máxima de natación U (m s^{-1}) de un pez es función de la longitud del pez L (m) y la temperatura del agua T ($^{\circ}\text{C}$) y se predice como (Zhou, 1982):

$$U = 0.7L/2t \quad (9.30)$$

donde t es el tiempo de contracción del músculo (relacionado con la frecuencia de pulsación de la cola) dada por:

$$t = 0.17L^{0.43} + (0.0028 - 0.0425L^{0.43}) \ln T - 0.0077. \quad (9.31)$$

Las ecuaciones (9.30) y (9.31) se recomiendan para intervalos de $L = 0.05 \text{ m}$ - 0.80 m y $T = 2 \text{ }^{\circ}\text{C}$ - $18 \text{ }^{\circ}\text{C}$. Los peces pueden ser capaces de nadar a esta velocidad durante un intervalo de tiempo específico (tiempo de resistencia, t_m) que también es función de la longitud del pez y la temperatura del agua y está dado por:

$$t_m = E/(|P_c - P_r|) \quad (9.32)$$

donde E (almacenamiento de energía) $\approx 19\,400L^3$, P_c (potencia química) $\approx 0.97e^{-0.0052T}U^{2.8}L^{-1.15}$ y P_r (suministro de potencia) $\approx 48L^3$. Este planteamiento sugiere que la velocidad de natación y los tiempos de resistencia propuestos por las ecuaciones (9.30) y (9.32) no deben excederse en el diseño de paso de peces. Algunos otros ejemplos de pasos de escaleras de peces en uso son las entradas de peces de tipo vertedero en los rápidos de Priest y las entradas de peces ranuradas en la presa Wanapum (río Columbia) en Estados Unidos.

Las estructuras de control de flujo, como canales de alivio de crecientes, deben diseñarse para que los peces no se embarranquen; la abertura mínima de una compuerta debe ser alrededor de $0.3 \text{ m} \times 0.3 \text{ m}$ y la velocidad del agua no superior a 3 m s^{-1} (una diferencia de cabezas de cerca de 450 mm y un caudal de $0.27 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$).

b. Paso de peces de Denil

El paso de peces de Denil [Denil 1936; *ver* Beach (1984)] consiste en unos deflectores espacialmente muy cerca (para disipación de energía) y colocados formando un ángulo con el eje del canal a fin de establecer canales secundarios para el paso de peces. Un paso de peces de Denil con un ancho del canal (b) (de por ejemplo 0.9 m) puede constar de deflectores planos simples con aberturas rectangulares sobre una abertura en forma de V (similar a un vertedero compuesto) situados en un espaciamiento aproximado de $2/3b$ (0.6 m), inclinados aguas arriba con un ángulo de 45° respecto al lecho del canal, cuya pendiente no debe exceder de 1:4; el ancho de la abertura es aproximadamente $0.58b$, mientras que la altura del umbral con una abertura en forma de V por encima del lecho del canal es alrededor de $0.24b$ con su nivel superior (a partir del lecho) aproximado a $0.47b$. Piscinas de descanso grandes (3 m de longitud \times 2 m de ancho \times 1.2 m de profundidad) se construyen a intervalos verticales de 2 m. Un ejemplo de un complejo paso de peces de Denil es el de Ennistyman sobre el río Inagh en la República de Irlanda.

c. Ascensor de peces (tipo Borland)

Los ascensores de peces se destinan en primer lugar a estructuras con embalses altos. La distribución de un ascensor de peces Borland se muestra en la figura 9.30. Su operación es muy similar a la de las esclusas de navegación; sin embargo, en las esclusas para peces se mantiene el flujo a través de la estructura (tuberías de desviación) para inducir a los peces a entrar y salir de la cámara. Los peces son atraídos hacia la piscina inferior (cámara) por el flujo aguas abajo a través de la piscina. Entonces se cierra el extremo aguas abajo de la cámara y los peces son inducidos a nadar hacia el embalse por el flujo a través de la salida del ascensor. La operación de una esclusa para peces es cíclica, con tiempos variables de acuerdo con la instalación específica y sus procedimientos de operación. Ejemplos de pasos de ascensor Borland (Aitken, Dickinson y Menzies, 1966) se hallan en Escocia e Irlanda.

d. Trampa de peces y transporte

En estructuras de cabeza alta, las escaleras de peces no son económicas ni prácticas. En su lugar, se utilizan tranvías o cables transportadores. La instalación consta de tolvas dentro de las que pueden nadar los peces que luego son transportados al embalse mediante un tranvía o un cable transportador. Los peces también pueden descargarse en un carrotanque (lleno de agua aireada y refrigerada) que los transporta ya sea al embalse o a un criadero de peces.

e. Presas barreras de peces

Son vertederos de cabeza baja (con un campo eléctrico si es necesario) que paran la migración de los peces aguas arriba y los inducen a nadar dentro de una escalera de peces o tolva situada aguas abajo de la barrera (con una entrada apropiada para atraer los peces) desde donde son transportados por carrotanques.

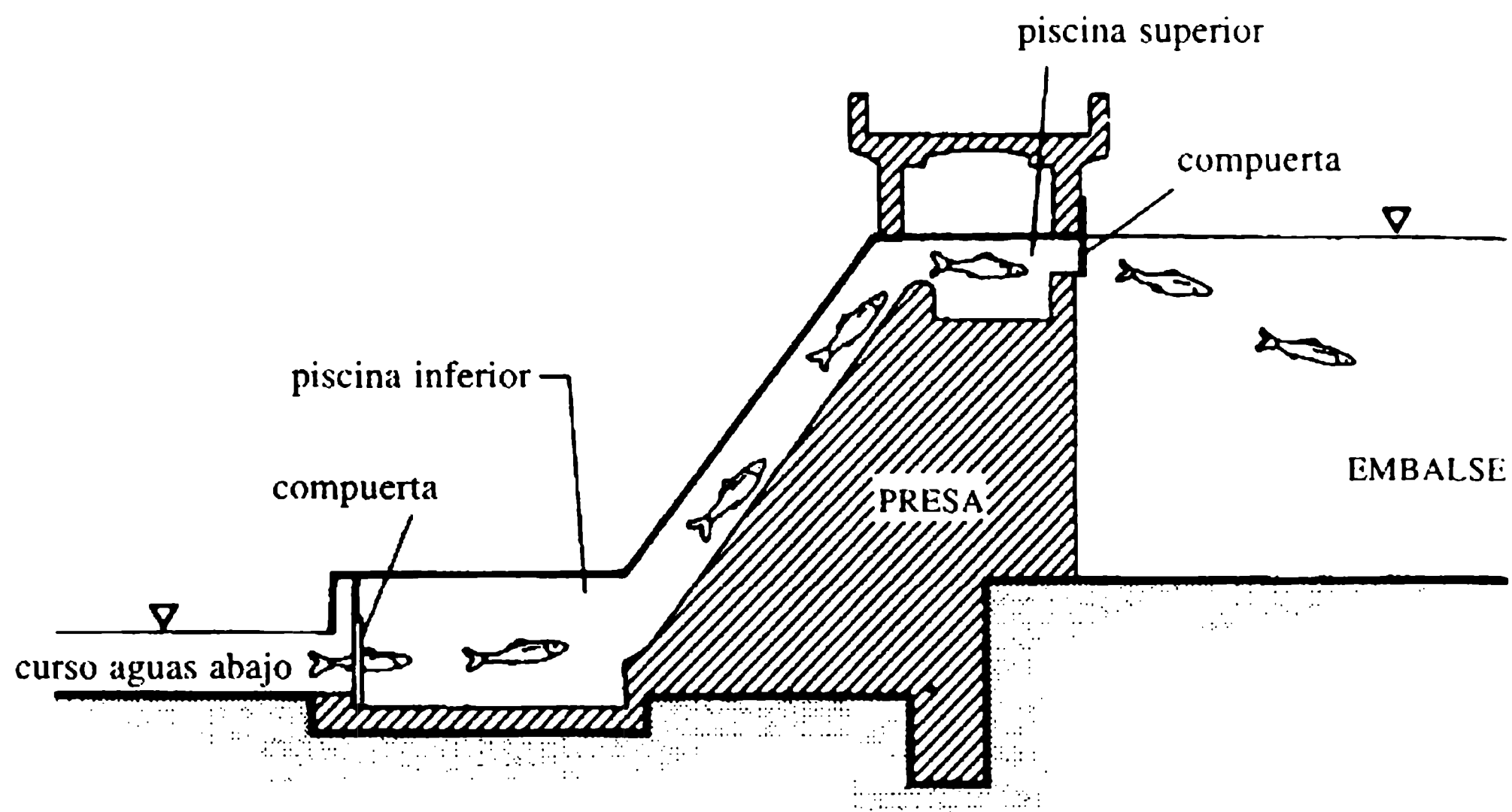


Figura 9.30 Ascensor de peces de tipo Borland.

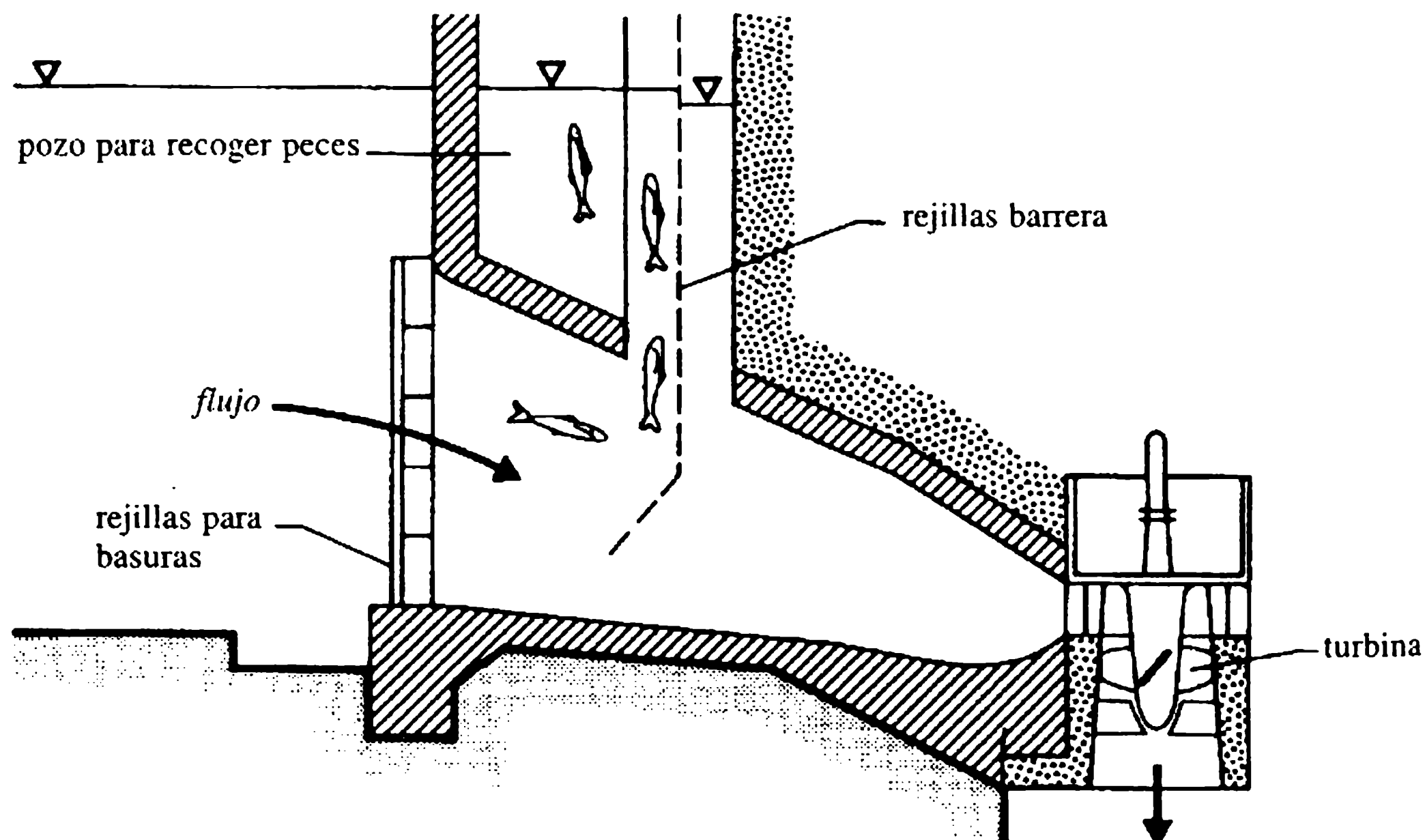


Figura 9.31 Rejilla de peces en una bocatoma de una hidroeléctrica.

9.3.3 ESTRUCTURAS DE PASO DE PECES AGUAS ABAJO

La migración de peces hacia el océano normalmente se protege de vertederos y bocatomas de turbinas mediante rejillas (Aitken, Dickinson y Menzies, 1966) que los desvían o los deflectan (figura 9.31) a dispositivos de desviación más seguros. La velocidad de aproximación a las rejillas se mantiene alrededor de 0.5 m s^{-1} ,

mientras que para las rejillas desviadoras es de alrededor de 1 m s^{-1} a fin de mantener los niveles de turbulencia requeridos. Las rejillas de peces son de tipo mecánico o eléctrico.

Las rejillas mecánicas incluyen las de tipo rotatorio (tambor) o las rejillas móviles con chorros de agua o las rejillas estacionarias (duplicando su número para el mantenimiento) con rejillas guías. Una de las tendencias recientes (Odgaard, Cherian y Elder, 1987) en el diseño de rejillas en la bocatoma de turbinas es colgar una rejilla en el paso de agua de la bocatoma para dirigir los peces hacia y dentro del pozo de la compuerta (figura 9.31); así se recolectan y liberan aguas abajo de la presa.

Las rejillas eléctricas constan de electrodos vivos, colgados verticalmente a lo largo de un conductor de tierra que genera pulsos eléctricos a través del flujo; se forma entonces una barrera (rejilla eléctrica) que para y desvía los peces hacia pasos más seguros para su migración progresiva (aguas abajo).

-
- Aitken, P.L., Dickinson, L.H. and Menzies, W.J.M. (1966) Fish passes and screens at waterpower works. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **35**, 29-57.
- Avery, P. (1989) *Sediment Control at Intakes – a Design Guide*, British Hydromechanics Research Association, Cranfield.
- Avery, S. and Novak, P. (1978) Oxygen transfer at hydraulic structures. *Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers*, **104** (HY 11), 1521-40.
- Beach, M.H. (1984) *Fish Pass Design – Criteria for the Design and Approval of Fish Passes and Other Structures to Facilitate the Passage of Migratory Fish in Rivers*, Fisheries Research Technical Report 78, Ministry of Agriculture, Fisheries and Food, London.
- Bos, M.G. (ed.) (1976) *Discharge Measurement Structures*, Laboratorium voor Hydraulica en Afvoerhydrologie, Wageningen.
- Bouvard, M. (1984) *Barrages Mobiles et Ouvrages de Dérivation*, Eyrolles, Paris.
- Breusers, H.N.C. and Raudkivi, A.J. (1991) *Scouring*, IAHR Hydraulic Structures Design Manual, Vol. 2, Balkema, Rotterdam.
- BSI (1969) *Measurement of Liquid Flow in Open Channels: Weirs and Flumes*, BS 3680, Part 4, British Standards Institution, London.
- Davis, C.V. and Sorensen, K.E. (eds) (1969) *Handbook of Applied Hydraulics*, McGraw-Hill, New York.
- Featherstone, R.E. and Nalluri, C. (1995) *Civil Engineering Hydraulics*, 3rd edn, Blackwell Scientific, Oxford.
- Henderson, F.M. (1966) *Open Channel Flow*, Collier Macmillan, London.
- ICE (1956) *Inland Fisheries and the Engineer*, Institution of Civil Engineers, London.
- Khosla, A.N., Bose, N.K. and Taylor, E.M. (1954) *Design of Weirs on Permeable Foundation*, Publication No. 12, Central Board of Irrigation and Power, New Delhi.
- Kraatz, D.B. and Mahajan, I.K. (1975) *Small Hydraulic Structures – Irrigation and Drainage*, FAO, Rome, Papers 26/1 and 26/2.
- Linsley, R.K. and Franzini, J.B. (1979) *Water Resources Engineering*, 3rd edn, McGraw-Hill, New York.

Referencias

- Mazumdar, S.K. (1983) *Irrigation Engineering*, Tata McGraw-Hill, New Delhi.
- Mosonyi, E. (1957) *Water Power Developments*, Vol. 1, Hungarian Academy of Sciences, Budapest.
- Novak, P. (1994) Improvement of water quality in rivers by aeration at hydraulic structures, in *Water Quality and its Control* (ed. M. Hino), IAHR Hydraulic Structures Design Manual, Vol. 5, Balkema, Rotterdam.
- Novak, P. and Čábelka, J. (1981) *Models in Hydraulic Engineering*, Pitman, London.
- Novak, P., Gabriel, P. and Doleček, J. (1994) Effects of the operation of hydraulic structures on river water quality, in *Proceedings of the Conference on New Requirements for Structures and their Reliability*, Czech Technical University Prague, pp. 221-6.
- Odgaard, A.T., Cherian, M.P. and Elder, R.A. (1987) Fish diversion in hydropower intake. *Journal of Hydraulic Engineering, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **113** (4), 505-19.
- Ranga Raju, K.G. (1993) *Flow Through Open Channels*, 3rd edn, Tata McGraw-Hill, New Delhi.
- Singh, B. (1975) *Fundamentals of Irrigation Engineering*, 5th edn, Nemchand, Roorkee.
- Smith, K.V.H. (1983) Developments in the design of irrigation systems, in *Developments in Hydraulic Engineering* (ed. P. Novak), Elsevier Applied Science, London.
- US Army Waterways Experimental Station (1959) *Hydraulic Design Criteria*, US Department of the Army, Washington, DC.
- Water and Water Engineering (1956) New automatic flow regulator. *Water and Water Engineering*, **60**, 250-7.
- Zhou, Y. (1982) *The Swimming Behaviour of Fish in Towed Gears: a Re-examination of the Principles*, Scottish Fisheries Working Paper 4, Department of Agriculture and Fisheries, Scotland.

Drenaje transversal y estructuras de caída **10**

10.1 Acueductos y entradas y salidas a canales

10.1.1 INTRODUCCIÓN

El trazado de un canal invariablemente se encuentra con corrientes naturales (drenajes) y otras obras tales como carreteras y ferrocarriles, y algunas veces tiene que cruzar valles. Las obras de drenaje transversal son las estructuras que hacen posibles tales cruces. Por lo general son muy costosas y deben evitarse si es posible cambiando el trazado del canal y/o desviando los drenajes.

10.1.2 ACUEDUCTOS

Un acueducto es una estructura de drenaje transversal construida en donde el nivel de la creciente del drenaje es menor que la solera del canal. Pequeños drenes pueden colocarse debajo del canal y las bancas consistentes en tubos de concreto o mampostería (alcantarillas), mientras que en el caso de cruces de corrientes puede ser más económico conducir el canal sobre la corriente [utilizando un conducto de concreto, figura 10.1(a)].

Cuando el canal y el dren se encuentran más o menos al mismo nivel, el segundo puede pasar a través de un acueducto de sifón invertido [figura 10.1 (d)] debajo del canal; el flujo en este acueducto siempre es a presión. Si el caudal del drenaje está fuertemente cargado de sedimentos, se debe suministrar un eyector de sedimentos en el extremo aguas arriba del acueducto de sifón invertido; una rejilla para las basuras es también esencial cuando la corriente transporta desechos flotantes que de otro modo podrían obstruir la entrada al acueducto.

10.1.3 SOBREPASO

En este tipo de obra de drenaje transversal, el dren natural corre por encima del canal, cuyo flujo debajo del dren siempre es a superficie libre. El sobrepaso se deno-

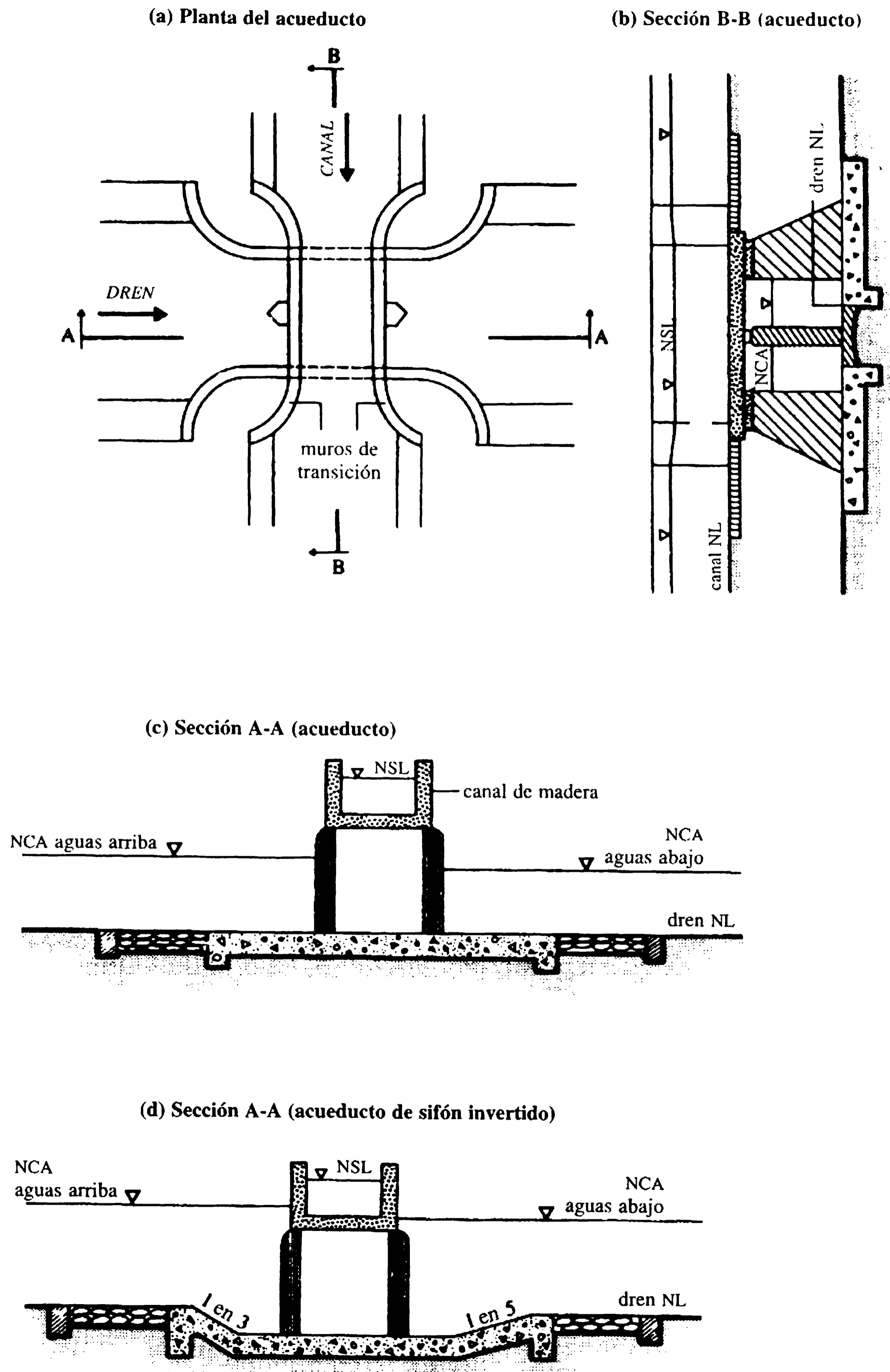


Figura 10.1 Esquema de un acueducto.

mina canal sifón o simplemente sifón invertido si la solera del canal se descende para acomodar el flujo, que siempre estará a presión. Los esquemas del sobrepaso y el canal sifón son similares a los mostrados en las figuras 10.1(a) y 10.1(b), intercambiando el canal y el drenaje.

10.1.4 PASO A NIVEL

Las obras de paso a nivel se construyen cuando tanto el dren como el canal transitan más o menos al mismo nivel. Se emplean con más frecuencia si cualquiera de los flujos se produce durante un periodo corto de tiempo (por ejemplo crecientes rápidas en el dren); además, debe ser aceptable que se mezclen los dos cuerpos de agua (consideraciones de calidad).

El esquema de la planta de un paso a nivel con dos clases de reguladores, uno en el dren y el otro en el canal, se muestra en la figura 10.2. Normalmente, los reguladores del canal gradúan el flujo manteniendo el regulador del dren cerrado. Cuando se presentan las crecientes rápidas, se cierran las compuertas del canal y se abren las del dren para permitir el paso de la crecienta.

10.1.5 ENTRADAS Y SALIDAS AL CANAL

Cuando el caudal en el dren es pequeño, puede absorberse al canal mediante entradas. El flujo en el canal puede balancearse, si es necesario (en el caso de cana-

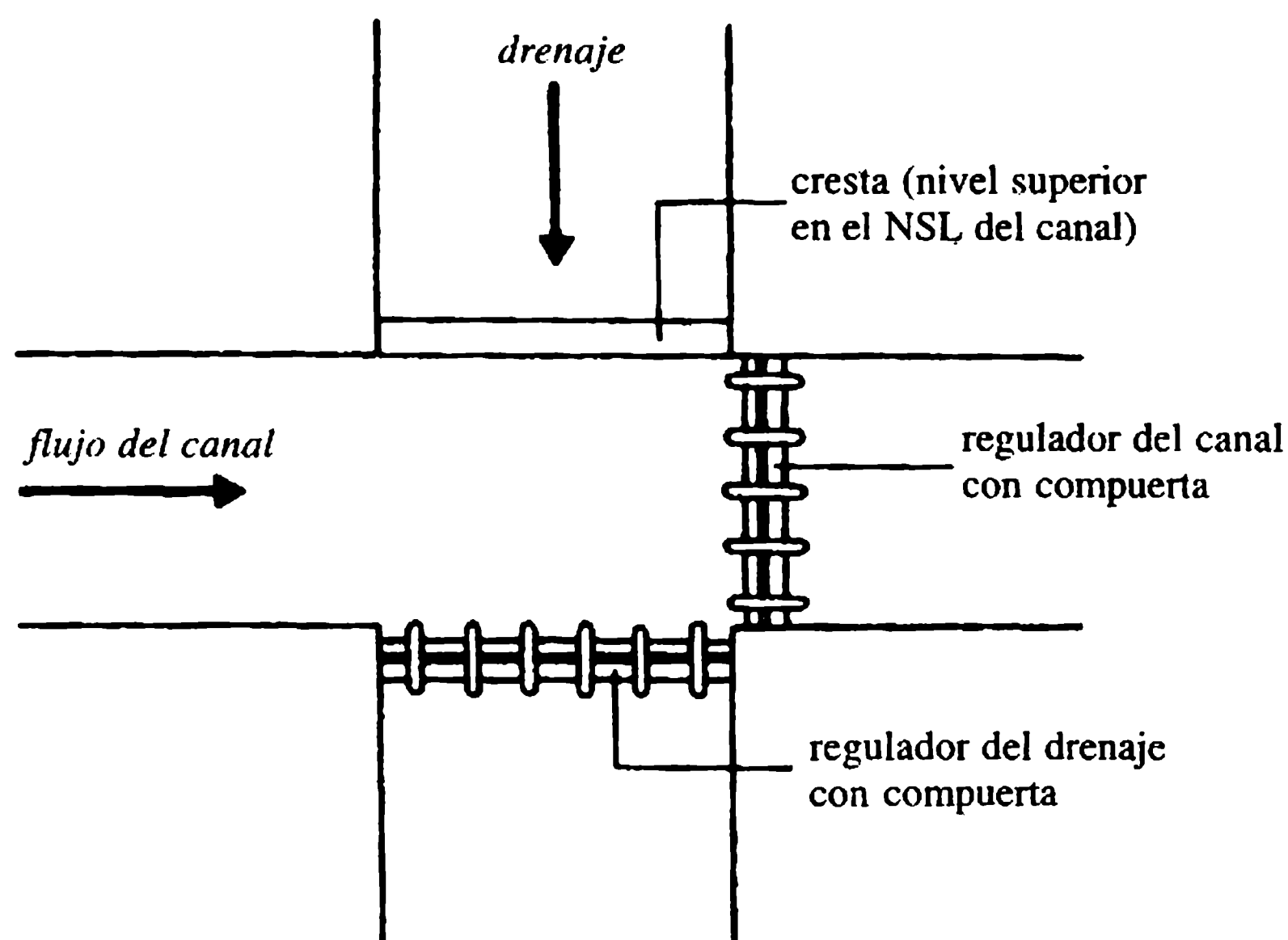


Figura 10.2 Paso a nivel.

les pequeños), proporcionando salidas apropiadas (o escapes). Las estructuras de entrada y salida deben estar provistas de disipadores de energía cuando sea necesario.

El siguiente ejemplo ilustra los diversos aspectos del diseño hidráulico de una estructura de paso.

Ejemplo 10.1

Diseñar un acueducto de sifón con la siguiente información:

	<i>Canal</i>	<i>Corriente</i>
Caudal ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$)	30	500
Nivel de la solera (m)	200.00	198.00
Nivel de superficie libre (NSL) del canal (m)	202.00	
Ancho de la solera (m)	25.00	
Pendientes laterales del canal	1.5:1 V	
Nivel de la creciente máxima en la corriente PED (m)		200.50

El nivel general del terreno está a 200 m PED.

Solución

Cauce del dren

Perímetro $P = 4.75Q^{1/2}$ [ancho del régimen, ecuación (9.12)] ≈ 106 m si se seleccionan 12 pilas de 1.25 m de espesor, se tienen 13 luces de 7 m cada una. Por tanto, el cauce seleccionado tiene $= 13 \times 7 + 12 \times 1.25 = 106$ m (satisfactorio). Se supone una velocidad máxima a través de los tubos de sifón de 2 m s^{-1} , una altura del tubo $= 500/13 \times 7 \times 2 = 2.747$ m. Seleccionar tubos rectangulares, de 7 m de ancho y 2.75 m de alto (como se muestra en la figura 10.5).

Cauce del canal

Puesto que el dren es muy ancho (106 m en el cruce) es más económico conducir el canal a través de él (concreto, $n = 0.014$). Adoptar una relación de conducción máxima de 0.5. Por consiguiente el ancho de la conducción (en la garganta) $= 0.5 \times 25 = 12.5$ m si se escoge un emboquillamiento de 2:1 en la contracción y uno de 3:1 en la expansión (Hinds, 1928),

la longitud de la transición en la contracción = 12.5 m,

la longitud de la transición en la expansión = 18.75 m.

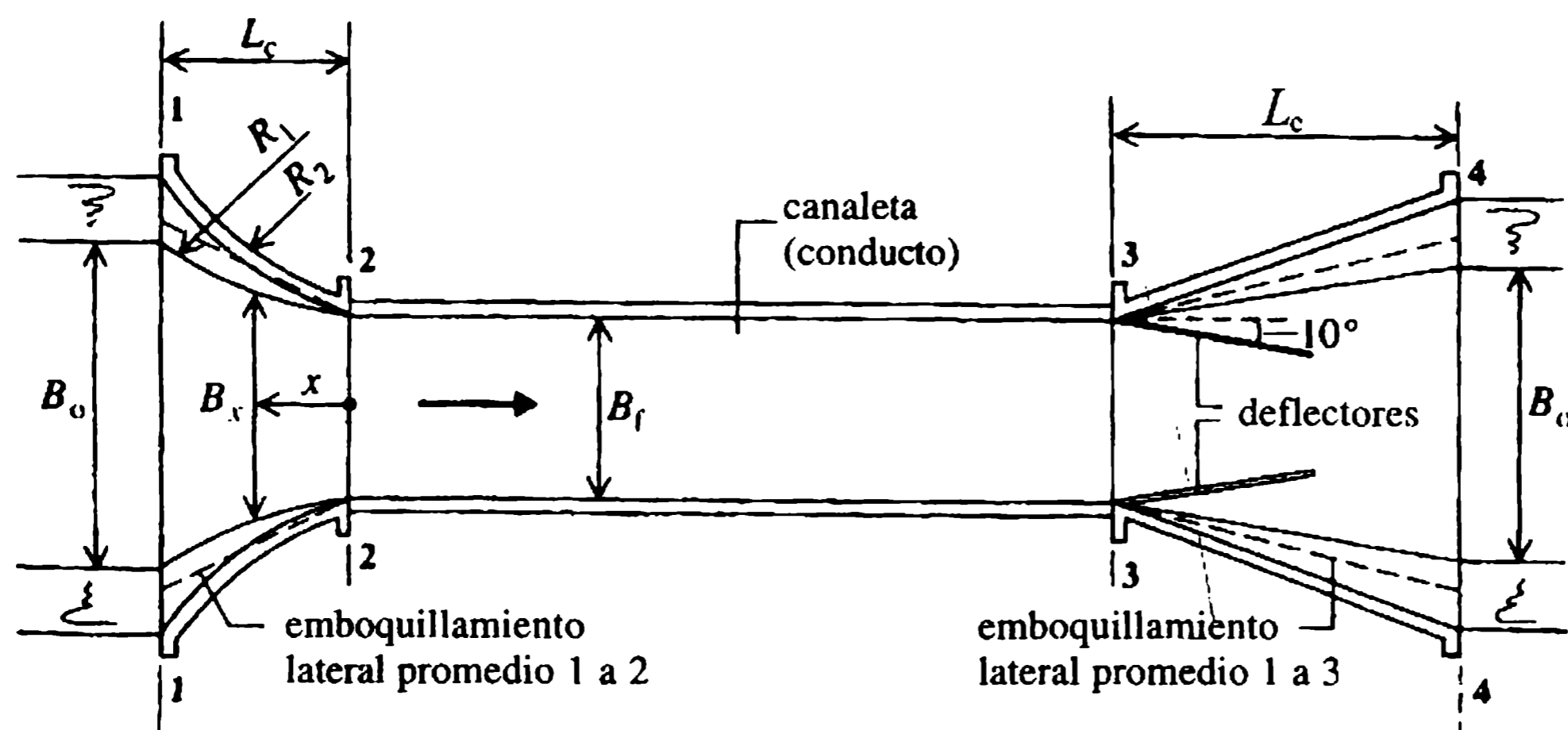
La longitud del conducto de estribo a estribo = 106 m.

Diseño de la sección canalizada con transiciones

En referencia a la figura 10.3, se pueden obtener los siguientes resultados para mantener una profundidad de flujo constante de 2.0 m (dado). Los cálculos se logran a partir de la sección 44 y se procede hacia la sección 11 como se tabula a continuación:

	Sección			
	44	33	22	11
Ancho	25.00	12.50	12.50	25.00
Área de flujo (m ²)	56.00	25.00	25.00	56.00
Velocidad (m s ⁻¹)	0.536	1.20	1.20	0.536
Pérdidas (m)		(expansión) 0.017	(fricción) 0.017	(contracción) 0.012
Nivel de la superficie del agua (m PED)	202.000	201.959	201.976	202.406
Cabeza de velocidad (m)	0.015	0.073	0.073	0.015
Línea de energía (m PED)	202.015	202.032	202.049	202.061
Profundidad del flujo (m)	2.00	2.00	2.00	2.00
Nivel del lecho (m PED)	200.00	199.959	199.976	200.046

Nótese que las pérdidas por contracción $= 0.2(V_2^2 - V_1^2)/2g$; las pérdidas por expansión $= 0.3(V_3^2 - V_4^2)/2g$; las pérdidas por fricción en la conducción $= V_f^2 n^2 L_f / R_f^{4/3}$ el subíndice f indica la conducción, y o el canal original $V_f = V_3 = V_2$; $V_0 = V_4 = V_1$).



(L_c y L_e : longitudes de la transición de la contracción y la expansión. Longitud del deflector $= 1/2 L_e$; una cuña en forma triangular con su altura igual a nivel de la superficie libre aguas arriba)

Figura 10.3 Transición con una entrada cilíndrica y una salida lineal. L_c y L_e son las longitudes de contracción y expansión.

Diseño de transiciones

Se puede diseñar una transición con una profundidad constante de flujo de tal manera que la tasa de cambio de velocidad por metro de longitud de la transición sea constante. Este enfoque produce un ancho del lecho de la transición a una distancia x de la sección de la canaleta como:

$$B_x = B_o B_f L / [L B_o - (B_o - B_f)x]$$

que, modificado a partir de estudios experimentales (UPIRI, 1940), produce:

$$x = L B_o^{3/2} [1 - (B_f/B_x)^{3/2}] / (B_o^{3/2} - B_f^{3/2})$$

donde L es la longitud de la transición.

La siguiente tabla muestra las geometrías calculadas de la transición seleccionada:

B_x (m)	12.5	15.0	17.5	20.0	22.5	25.0	
x (m)	0	4.64	7.69	9.73	11.31	12.5	(contracción)
x (m)	0	6.96	11.53	14.59	16.96	18.75	(expansión)

A las transiciones se les da forma aerodinámica y se tuercen para evitar cambios bruscos en el ancho.

Se ha encontrado que las transiciones de entrada cilíndrica con emboquillamiento promedio de 2:1 y de salida lineal con emboquillamiento de 3:1 con deflectores de flujo (figura 10.3; Ranga Raju, 1993) se comportan mejor que las expansiones curvas largas.

Dado que el flujo se acelera en la transición en contracción y las pérdidas de energía son mínimas, cualquier contracción gradual con frontera continua y suave debe ser satisfactoria, por ejemplo un cuadrante elíptico es una alternativa de transición a una entrada de cuadrante cilíndrico. El perfil de la solera de una transición de cuadrante elíptico tiene la ecuación:

$$\left[\frac{x}{2(B_o - B_f)} \right]^2 + \left[\frac{y}{0.5(B_o - B_f)} \right]^2 = 1$$

y la longitud de transición está dada por:

$$L_c = 2(B_o - B_f).$$

y se calcula en cualquier punto (x) del extremo de la canaleta de la transición y el ancho B_x se calcula por:

$$B_x = B_o - 2y.$$

El talud lateral (m) de la transición ($m = 0$ para la sección de la canaleta y $m \geq 2$ para el talud lateral del canal) y la elevación del lecho pueden variarse de manera lineal a lo largo de la transición.

En la expansión se producen pérdidas de energía considerables y se debe tener cuidado en el diseño de una transición hidráulicamente satisfactoria.

Basados en investigaciones teóricas y experimentales, Vittal y Chiranjeevi (1983) propusieron las siguientes ecuaciones para el diseño del ancho de la solera y los taludes laterales de una transición en expansión. Los anchos de la solera B_x están dados por:

$$\frac{B_x - B_f}{B_0 - B_f} = \frac{x}{L} \left[1 - \left(\frac{1-x}{L} \right)^n \right]$$

donde:

$$n = 0.80 - 0.26m_0^{1/2}$$

y la longitud de la transición $L = 2.35(B_0 - B_f) + 1.65m_0y_0$, donde y_0 es la profundidad del flujo en el canal y m_0 es su talud lateral. Los taludes laterales (m) a lo largo de la transición están dados por:

$$\frac{m}{m_0} = 1 - \left(1 - \frac{x}{L} \right)^{1/2}$$

Si se utiliza la condición constante de energía específica en la transición entre el canal y la canaleta se pueden obtener la profundidad de la canaleta, y_f , y las profundidades (y_x) a lo largo de la transición. El balance de energía entre secciones adyacentes dentro de la transición tomando las pérdidas de expansión como $0.3(V_i^2 - V_{i+1}^2)/2g$ dan las elevaciones del lecho que deben proporcionarse en secciones sucesivas para que la energía específica permanezca constante a través de la transición. El ejemplo 10.2 muestra cálculos de diseño detallados para una transición en expansión con base en el método de Vittal y Chiranjeevi.

Superficie del agua en la transición

Se puede suponer que la superficie del agua en la transición está formada por dos curvas parabólicas suaves (convexa y cóncava) que se unen tangencialmente. Con referencia a la figura 10.4, las siguientes son las ecuaciones de tales perfiles en las transiciones:

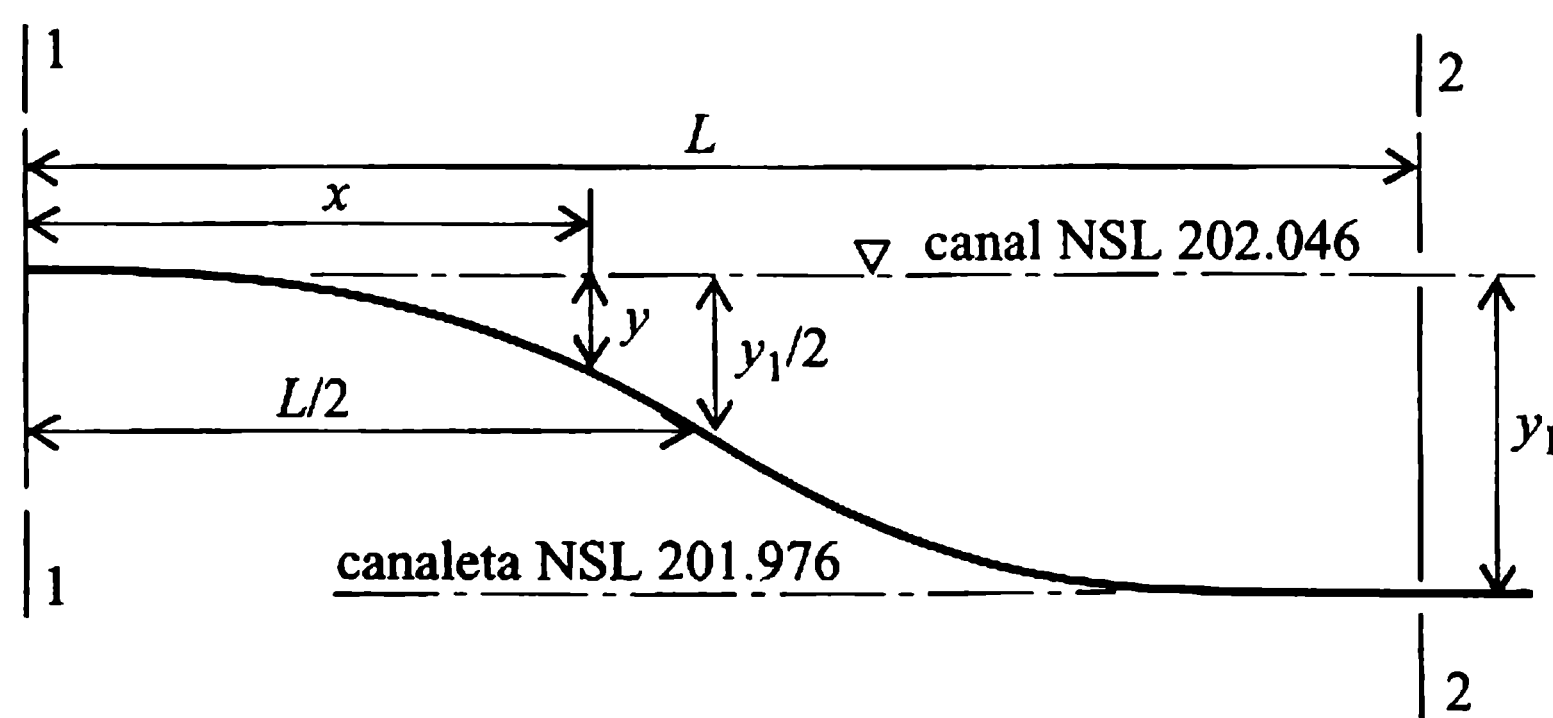


Figura 10.4 Perfil de la superficie del agua en transición (entrada).

transición en la entrada, $y = 8.96 \times 10^{-4} x^2$;

transición en la salida, $y = 2.33 \times 10^{-4} x^2$.

Se proporciona una carretera de 6 m de ancho a lo largo del canal, dividiendo así la canaleta en dos compartimientos con una partición de 0.3 m de espesor. La conducción entera (sección de la canaleta) puede diseñarse como una estructura monolítica de concreto. Proporcionar paredes laterales y una losa de fondo de alrededor de 0.4 m (debe fijarse con métodos de diseños estructurales usuales).

Tubos del sifón

Se suministran trece tubos, cada uno de 7 m de ancho y 2.75 m de alto; se supone que la rugosidad efectiva, $k = 0.6$ mm (concreto). La longitud del tubo, $L = 12.50 + 0.30 + 2 \times 0.40 = 13.60$ m. La pérdida de cabeza a través del tubo, $h_f = (1.5 + \lambda L/4R) V^2/2g$. La velocidad a través del tubo, $V = 50/13 \times 7 \times 2.75 = 1.998$ m s⁻¹. El radio hidráulico, $R = 7 \times 2.75 / \{2(7+2.75)\} = 0.987$ m. Por tanto, el número de Reynolds $= 4VR/\nu = 8 \times 10^6$ y $k/4R = 1.5 \times 10^{-4}$. De acuerdo con el diagrama de Moody, el factor de fricción $\lambda = 0.015$, lo que da $h_f = 0.316$ m. Por consiguiente, el NSL aguas arriba $= 200.500 + 0.316 = 200.816$ m PED.

El empuje en el techo del tubo es el siguientes: El NR de la solera de la conducción $= 200.00 - 0.40 = 199.60$ m PED. Las pérdidas de entrada en el tubo $= 0.5V^2/2g = 0.102$ m. En consecuencia, la cabeza de presión dentro del tubo justo aguas abajo de la entrada $= 200.816 - 0.102 - 199.600 = 1.114$ m ≈ 11 k N m⁻².

La situación más crítica surge cuando el canal está vacío y los tubos del sifón están llenos. El peso de la losa del techo $= 0.4 \times 2.4 \times 9.81 = 9.42$ k N m⁻² (suponiendo una densidad relativa del concreto de 2.4). De aquí que la losa del techo necesite un refuerzo adicional en su parte superior para resistir las fuerzas de presión desbalanceadas (empuje).

Es necesario comparar el peso total de la conducción (cuando está vacía) con la fuerza total hacia arriba y si es necesario, se deben construir anclajes apropiados a las pilas. De igual forma, debe analizarse el peso de la losa del piso de la conducción cuando conduce agua al NSL y el nivel del drenaje es bajo, es decir los tubos corren en parte llenos.

El empuje en el piso del tubo (suponiendo que el espesor del piso del tubo sea inicialmente 1 m) es:

$$\text{NR del fondo del tubo} = 199.60 - 2.75 - 1.00 = 195.85 \text{ m.}$$

$$\text{NR del lecho del drenaje} = 198 \text{ m PED}$$

Por tanto, el empuje estático en el piso $= 198.00 - 195.85 = 2.15$ m (la condición más desfavorable con el nivel freático en el nivel de la solera del dren). La cabeza de infiltración (máxima cuando el canal está en el NSL y el drenaje está vacío) $= 202.00 - 198.00 = 4.00$ m.

A pesar del patrón tridimensional del flujo de infiltración, la longitud de deslizamiento de Bligh puede aproximarse de la siguiente manera. El flujo de deslizamien-

to comienza desde el principio de la transición aguas arriba (aguas abajo de éste el piso es impermeable) y entra al piso del primer tubo; a partir de su centro el flujo sigue aguas abajo del dren y emerge en el extremo del piso de concreto impermeable del tubo. Así, la longitud total de deslizamiento puede aproximarse como:

$$\text{longitud de transición de la entrada} + \frac{1}{2} \text{ de la luz del tubo} + \frac{1}{2} \text{ de la longitud del piso impermeable del tubo}$$

Supóngase que la longitud total del piso impermeable del tubo es de 25 m, conformados así:

longitud del tubo	= 13.60 m
proyecciones de las pilas, 2×0.8	= 1.60 m
rampas aguas abajo (1:5), 1.15×5	= 5.75 m
rastrillos aguas arriba y aguas abajo, 2×0.3	= 0.60 m
longitud total del piso	= 21.55 m

Por ende, se suministra una longitud del piso aguas arriba (1:3) $= 25.00 - 21.55 = 3.45$ m. La longitud total de deslizamiento $= 12.5 + 7/2 + 25/2 = 28.5$ m. La longitud de deslizamiento hasta el centro del tubo $= 12.5 + 7/2 = 16.0$ m. Por consiguiente, la cabeza de infiltración en el centro del tubo $= 4(1 - 16.0/28.5) = 1.75$ m. El empuje total es entonces $2.15 + 1.75 = 3.90$ m ≈ 38 kN m⁻², y el peso del piso $= 1.00 \times 2.4 \times 9.81 = 23.54$ kN m⁻². De aquí que tenga que diseñarse un refuerzo adicional para resistir las fuerzas de empuje desbalanceadas.

Obras de protección aguas arriba y aguas abajo

La profundidad de socavación, R_s [profundidad de socavación del régimen, ecuación (9.13)] $= 0.47 (500/1)^{1/3} = 3.73$ m. El rastrillo aguas arriba por debajo del nivel de crecientes altas (NCA) $= 1.5R = 5.6$ m. Por tanto:

$$\text{NR de la pared del rastrillo aguas arriba} = 200.816 - 5.60 = 195.00 \text{ m PED (aprox.)}$$

$$\text{El rastrillo aguas abajo por abajo del NCA} = 1.75 R_s = 6.53 \text{ m.}$$

En consecuencia:

$$\text{NR de la pared del rastrillo aguas abajo} = 200.50 - 6.53 = 194.00 \text{ m PED (aprox.)}$$

$$\text{longitud del delantal aguas abajo} = 2.5 (198.00 - 194.00) = 10 \text{ m,}$$

$$\text{longitud del delantal aguas arriba} = 2.0 (198.00 - 195.00) = 6 \text{ m.}$$

Un esquema detallado (sección longitudinal) del diseño se muestra en la figura 10.5.

Ejemplo 10.2

Diseñar una transición en expansión para el esquema de canaleta-canal del ejemplo 10.1 utilizando el método de Vittal y Chiranjeevi.

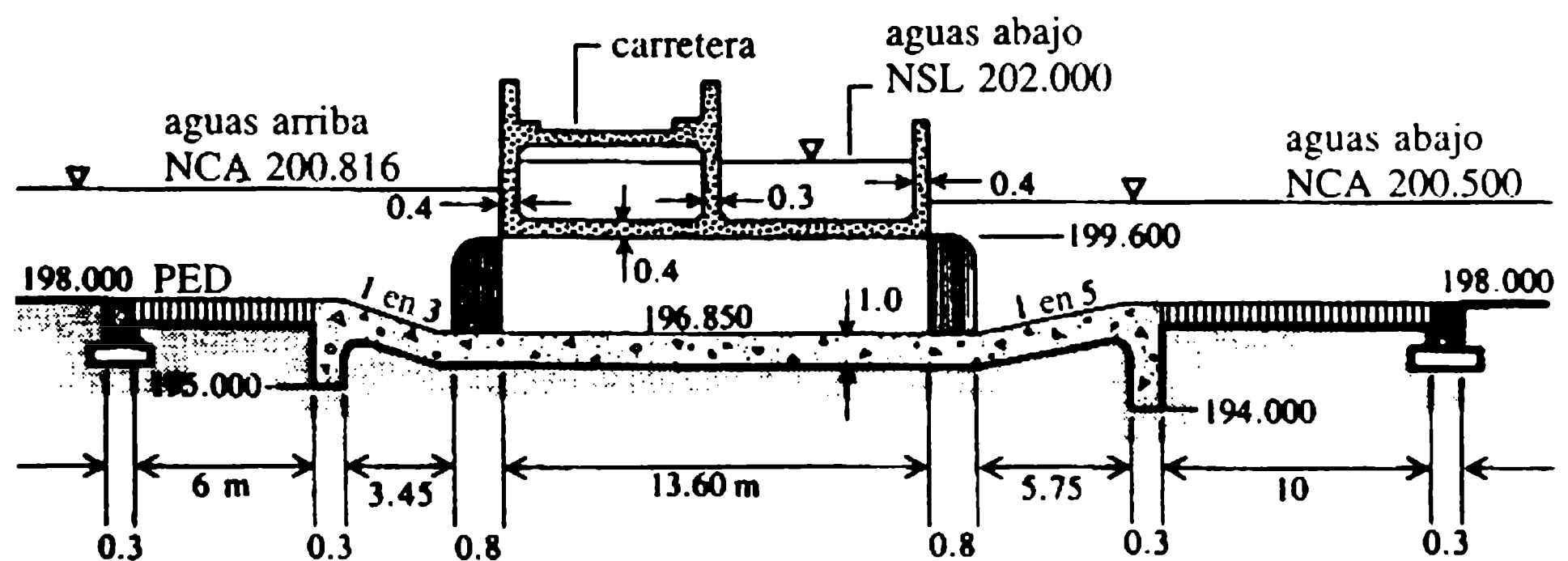


Figura 10.5 Sección longitudinal de un acueducto de sifón; todas las dimensiones en metros.

Solución

El caudal de diseño = $30 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; ancho de la solera del canal, $B_0 = 25 \text{ m}$; ancho de la solera de la canaleta, $B_f = 12.5 \text{ m}$; pendientes laterales del canal, $m_0 = 1.50 \text{ m}$; nivel del lecho del canal = 200.00 m PED ; profundidad del flujo del canal, $y_0 = 2 \text{ m}$ (ejemplo 10.1). Longitud de la transición, $L = 2.35(25 - 12.5) + 1.65 \times 1.5 \times 2 \approx 36 \text{ m}$. Ancho del lecho en la transición, B_x , con $n = 0.8 - 0.26(1.5)^{1/2} = 0.482$,

$$B_x = 12.5 + (12.5x/36)[1 - (1 - x/36)^{0.482}].$$

Pendiente lateral en la transición,

$$m = 1.5[1 - (1 - x/36)^{1/2}].$$

Los cálculos completos se presentan en la siguiente tabla:

Número	Distancia desde el extremo aguas arriba de la transición, $x \text{ (m)}$	$y_x \text{ (m)}$	m	$B_x \text{ (m)}$	$\Delta z \text{ (m)}$	Elevación de la solera (m PED)
1	36	2.000	1.50	25.000		200.000
2	27	1.985	0.75	17.069	0	200.000
3	18	1.965	0.44	15.737	0.001	199.999
4	9	1.950	0.20	12.545	0.002	199.998
5	0	1.935	0	12.500	0.003	199.997

10.2 Alcantarillas, puentes y caídas

10.2.1 INTRODUCCIÓN

Como quiera que las carreteras cruzan canales de drenaje natural, o canales artificiales, se deben construir obras apropiadas para tales drenajes transversales. El trazado de una carretera a lo largo del contorno de una cordillera (aunque puede ser

una ruta más tortuosa y tener pendientes menos satisfactorias) puede eliminar este tipo de obras, alcanzando ahorros considerables.

Los drenajes transversales de carretera se hacen mediante alcantarillas, puentes y caídas. Con frecuencia, las alcantarillas tienen una luz más pequeña (<6 m), y su tablero superior normalmente no forma parte de la superficie de la carretera como en una estructura de un puente. Son estructuras sumergidas, bajo un terraplén de alto nivel. Si el terraplén es de bajo nivel, deben construirse obras de protección apropiadas contra desbordamientos durante crecientes altas. Tales estructuras de nivel bajo (algunas veces llamadas 'caídas') en lugar de las alcantarillas son a menudo más económicas si los posibles retrasos en el tráfico no justifican la construcción de una estructura de nivel alto costosa, como un puente, que mantenga la superficie de la carretera por encima de todos los niveles de inundaciones. Una alcantarilla combinada con una caída (descendiendo la superficie de la carretera) es una solución atractiva para corrientes pequeñas perennes con crecientes rápidas ocasionales; sin embargo, tienen que incorporarse apropiados sistemas/signos de advertencia al tráfico.

Los puentes son estructuras de cruce de nivel alto que pueden ser costosas en ríos grandes. Es por tanto esencial protegerlos incluso de inundaciones esporádicas. A menudo es ventajoso permitir desbordamiento de parte del terraplén de aproximación, lo cual puede actuar como un fusible, que puede ser remplazado si es necesario, después de un evento de creciente. Tal ruta alternativa para el agua evita el desbordamiento en la cubierta del puente y, además, reduce las velocidades de socavación que de otra manera pueden deteriorar los cimientos de la estructura.

10.2.2 ALCANTARILLAS

Las alcantarillas en lo esencial constan de un cuerpo de tubería (parte de conducción) bajo el relleno del terraplén, con obras de protección a su entrada y salida. Normalmente se construyen un muro de cabecera en la entrada, con o sin muros de defensa, y una barrera contra desechos. Si es necesario, se construye en la salida un muro con estructuras de disipación de energía.

La alcantarilla actúa como una constricción y crea un efecto de remanso al flujo de aproximación, provocando almacenamiento de agua por encima de la entrada de la alcantarilla. El flujo dentro del tubo mismo puede ser a superficie libre con condiciones subcríticas o supercríticas dependiendo de la longitud, rugosidad, gradiente y niveles del agua aguas arriba y aguas abajo de la alcantarilla. Si la cabeza aguas arriba es suficientemente alta, el flujo dentro de la alcantarilla puede o no llenar el tubo, y su comportamiento hidráulico depende de la combinación de las pérdidas por fricción y entrada de la longitud del tubo y de los efectos de remanso aguas abajo (figura 10.6).

Los diversos tipos de flujo que pueden existir en el cuerpo de la tubería de una alcantarilla se muestran en la tabla 10.1. El diseño hidráulico de la alcantarilla se basa en las características del flujo de tubería, y los ejemplos 10.3 y 10.4 ilustran los cálculos que involucran todos los seis tipos de flujo presentados en la tabla 10.1.

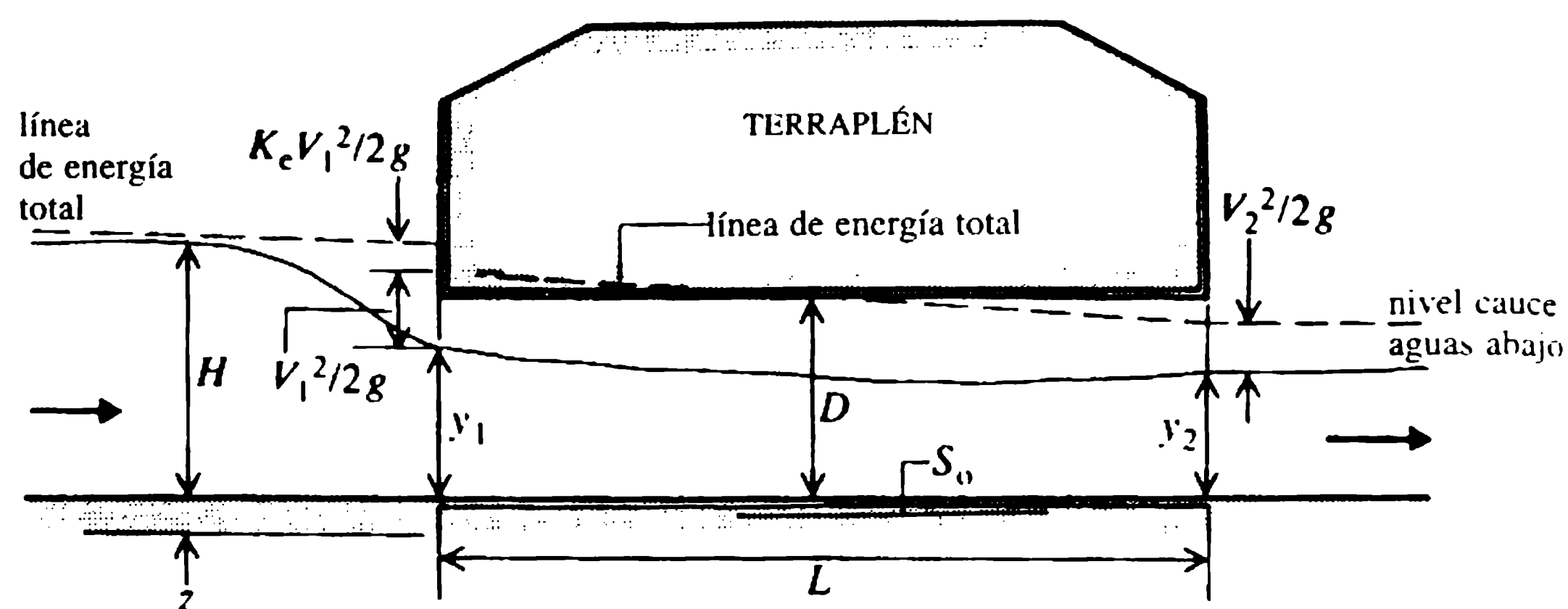


Figura 10.6 Flujo a través de una alcantarilla.

Tabla 10.1 Tipos de flujo en la tubería de una alcantarilla (Chow, 1983)

Tipo	H/D	Profundidad de salida y_2	Tipo de flujo	Longitud L	Pendiente S_0	Control	Observaciones
Condiciones de entradas sumergidas							
1	>1.0	$>D$	Lleno	Cualquiera	Cualquiera	Salida	Flujo a presión
2	>1.2	$<D$	Lleno	Largo	Cualquiera	Salida	Flujo a presión
3	>1.2	$<D$	Parcialmente lleno	Corto	Cualquiera	Salida	Orificio
Condiciones de entrada libres							
4	<1.2	$<D$ $>$ crítico	Parcialmente lleno	Cualquiera	Suave	Salida	Subcrítico
5	<1.2	$<D$ $<$ crítico	Parcialmente lleno	Cualquiera	Suave	Salida	Subcrítico
6	<1.2	$<D$ $<$ crítico $>$ crítico	Parcialmente lleno	Cualquiera	Empinada	Entrada	Supercrítico
Formación de resalto hidráulico dentro del tubo							

Para información adicional sobre el flujo de alcantarillas y el establecimiento de las relaciones profundidad-caudal se recomienda Bodhaine (1976).

El comportamiento hidráulico de una alcantarilla puede mejorarse siguiendo las siguientes recomendaciones:

a. Alineación de la alcantarilla

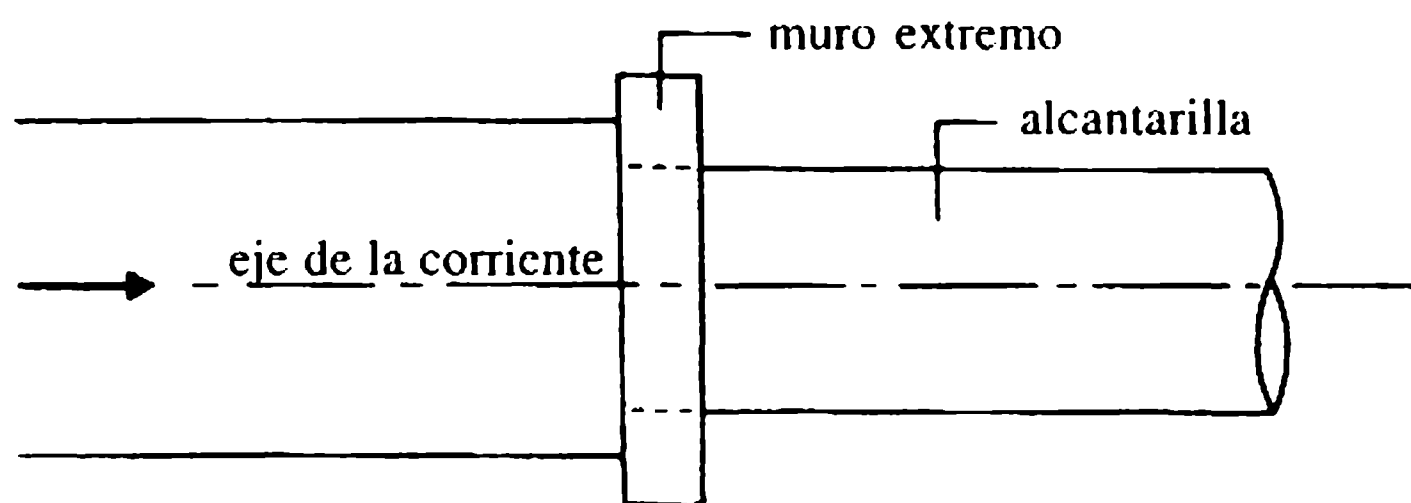
Como regla general, el cuerpo debe seguir la alineación y el gradiente del drenaje natural, para minimizar las pérdidas de energía y la erosión. Esto puede dar como resultado una alcantarilla larga e inclinada que requerirá muros más complejos en sus extremos inicial y terminal.

Sin embargo, algunas veces es más económico colocar la alcantarilla perpendicular a la carretera con ciertos cambios aceptables en el alineamiento del canal (ver Linsley y Franzini, 1979).

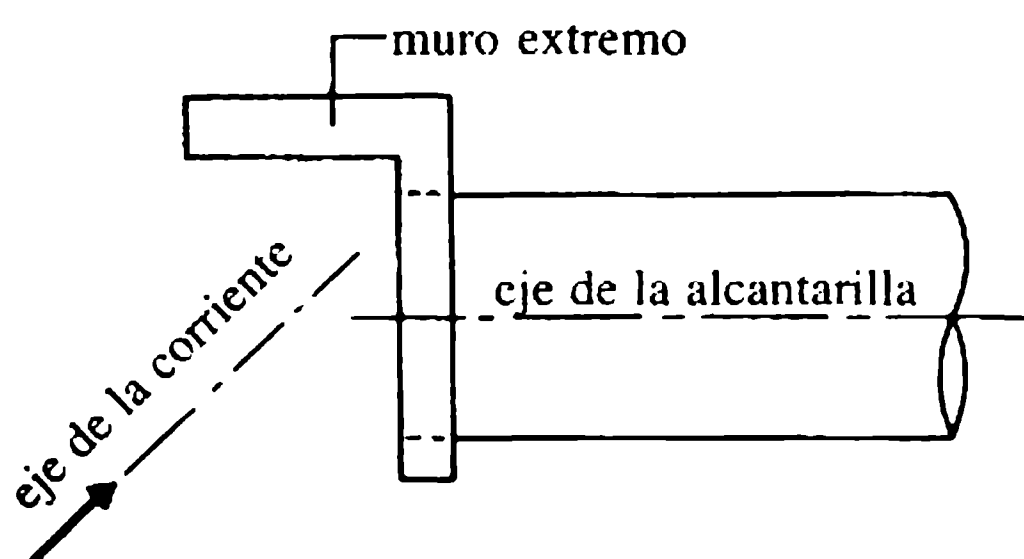
b. Estructuras de entrada de alcantarillas

Estructuras de entrada diseñadas apropiadamente previenen la erosión de las bancas y mejoran las características hidráulicas de la alcantarilla. Los diversos tipos de estructuras de entrada (muros de los extremos y de defensa) recomendados se muestran en la figura 10.7. También debe colocarse una barrera contra desechos (rejilla de basuras) aguas arriba de la entrada de la alcantarilla para prevenir bloqueos a la entrada del tubo.

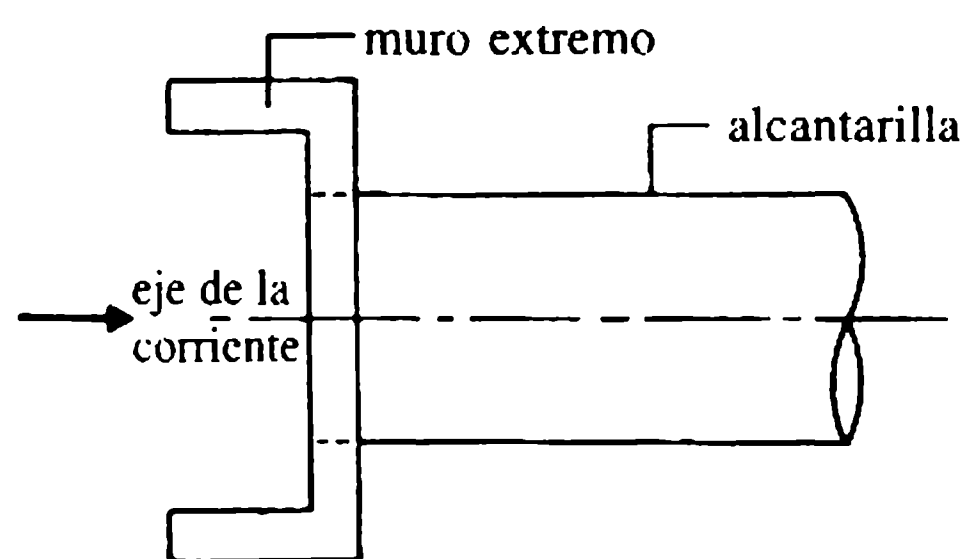
(a) Muro extremo recto (alcantarillas pequeñas con pendientes planas)



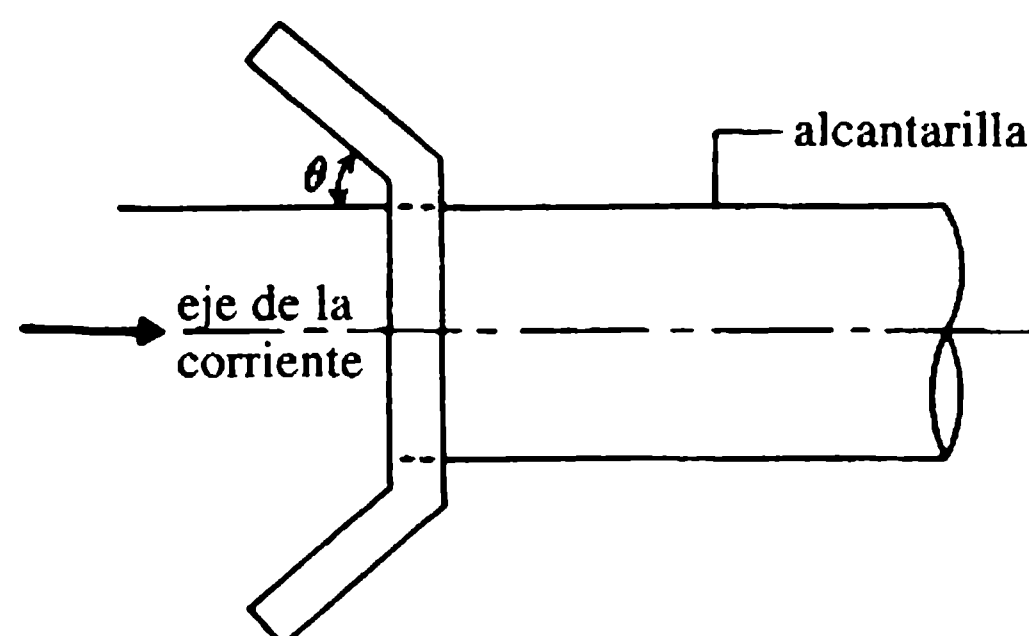
(b) Muro extremo en forma de L



(c) Muro extremo en forma de U (pérdidas de entrada altas)



(d) Muro de defensa acampanado



$$(\theta = \tan^{-1}(\frac{1}{2F_r}))$$

(e) Muro de defensa acampanado para una corriente que se aproxima en forma no alineada.

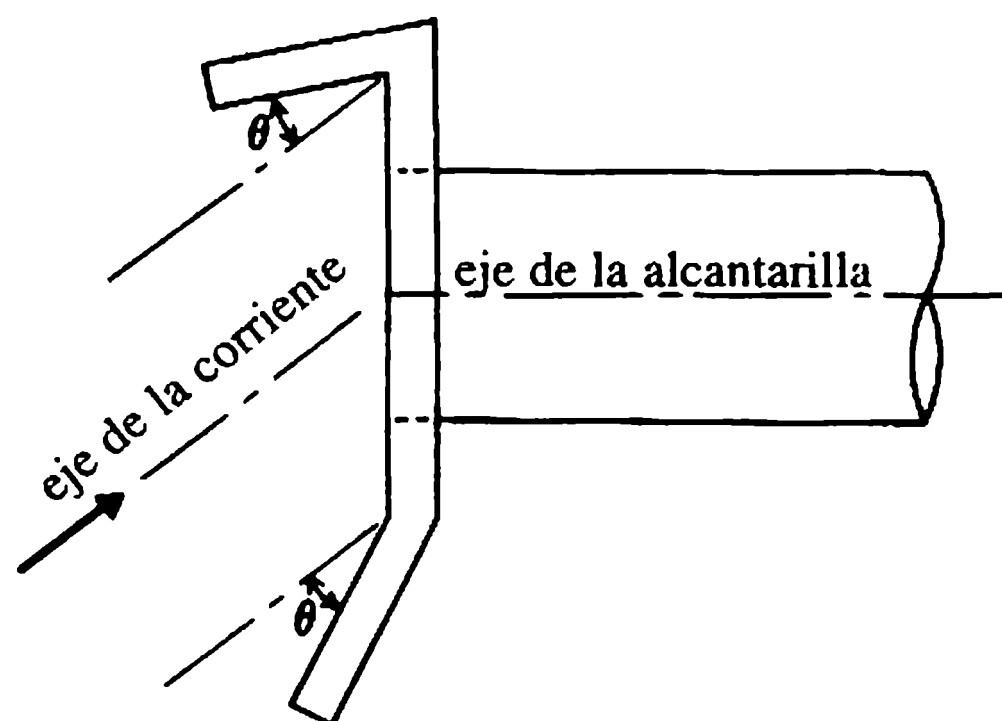


Figura 10.7 Estructuras de entrada de alcantarillas; vistas en plantas.

En el caso de una alcantarilla con entrada sumergida, ensanchar la entrada incrementará su capacidad requiriendo una cabeza más baja para una descarga dada. Tal arreglo para un alcantarillado en cajón (con tubo de concreto cuadrado o rectangular), con el área de entrada doblando el área del tubo a lo largo de una longitud de $1.2D$, donde D es la altura del tubo, se muestra en la figura 10.8.

Una estructura de entrada de caída con una barrera necesaria para los desechos (con un emparrillado de madera o concreto) debe colocarse cuando la entrada de la alcantarilla esté en el nivel de la solera del drenaje (obras de drenaje de carreteras), requiriéndose un quiebre abrupto de la pendiente del canal. En la figura 10.9 se muestran varias disposiciones de alcantarillas de entrada de caída. La longitud del umbral del alcantarillado debe ser suficiente para descargar el caudal de diseño con un nivel de agua razonablemente bajo. Para caudales altos, la entrada puede ensancharse para incrementar así la longitud de la cresta. Una entrada acampanada con una pared trasera (para prevenir la acción de vórtices) incrementa en gran medida la capacidad de la entrada. Si se forma un resalto hidráulico en el tubo de la alcantarilla, deben colocarse cámaras de desaireación.

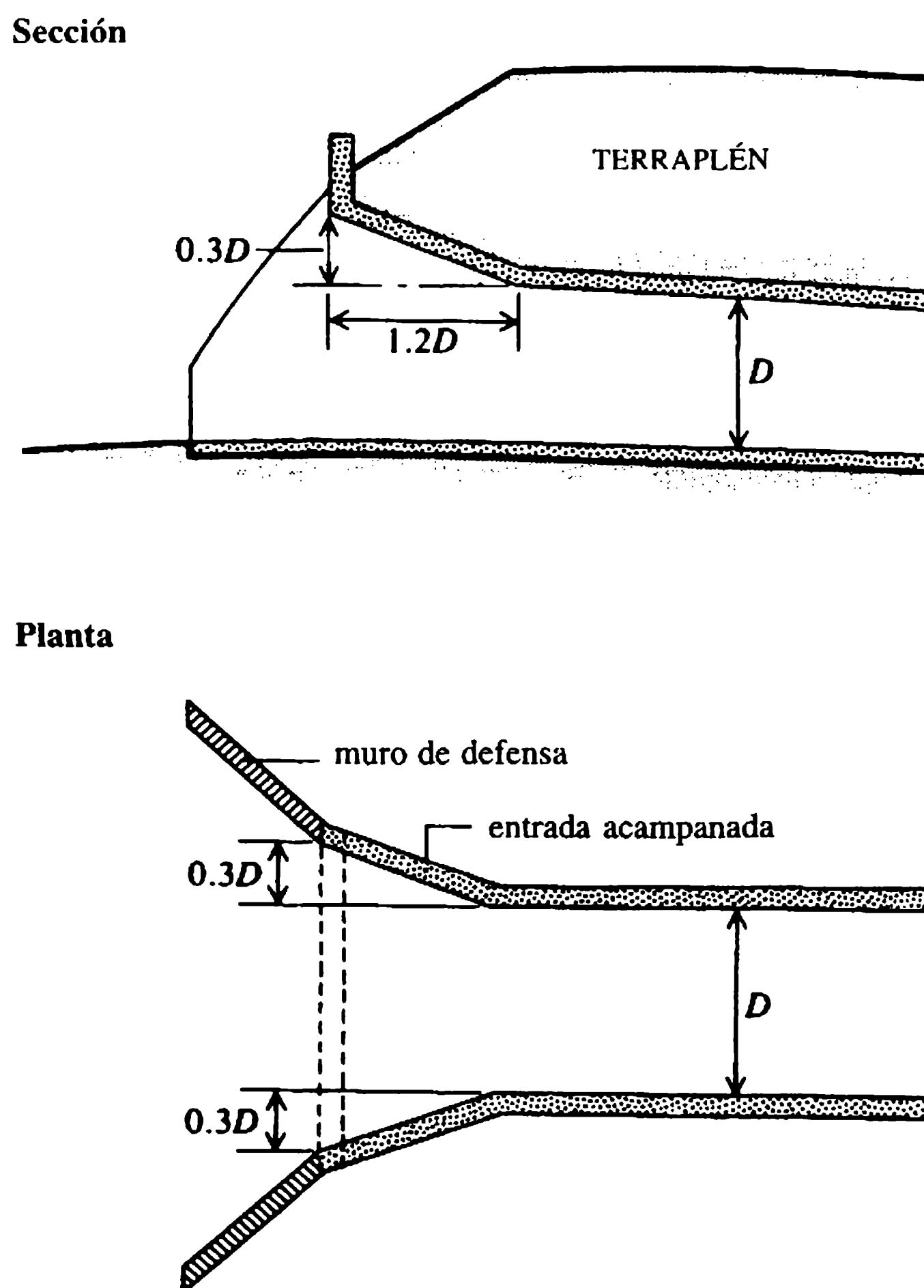
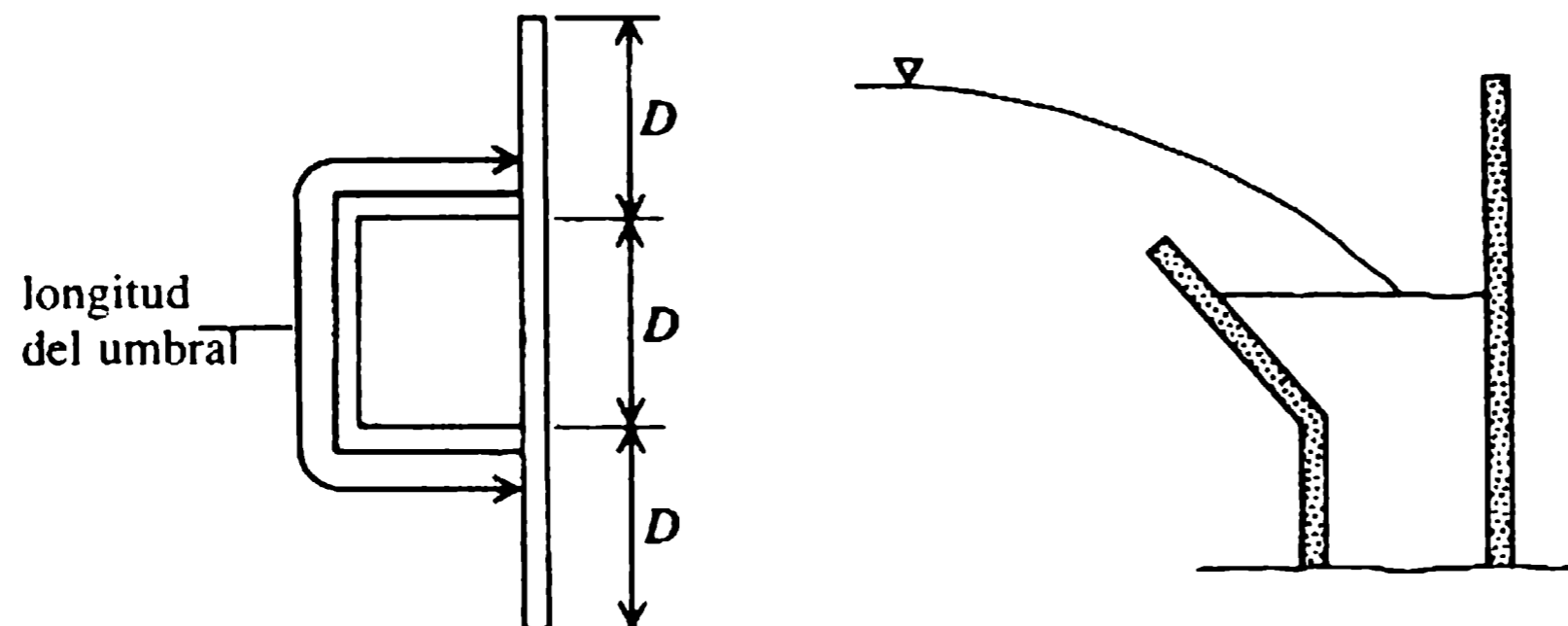
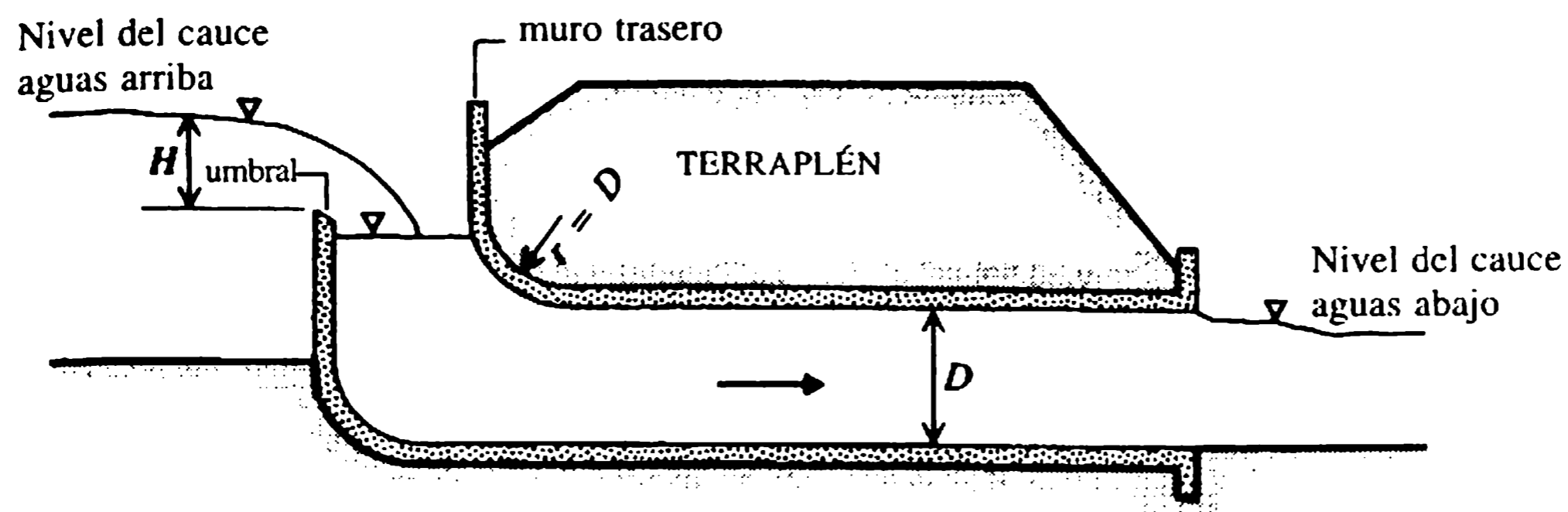
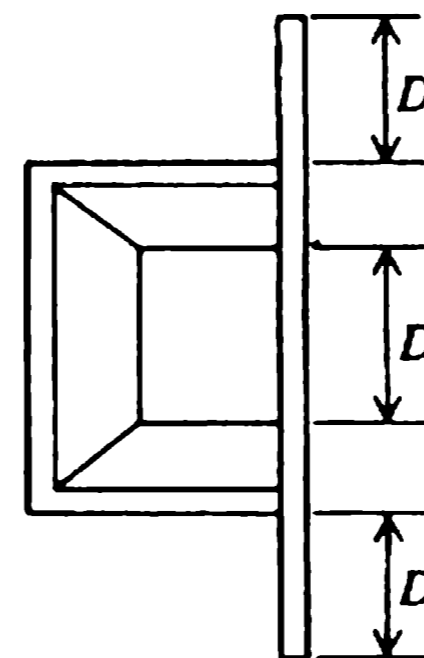


Figura 10.8 Alcantarilla en cajón con entrada acampanada.



(a) Disposición del umbral para caudales bajos



(b) Longitud del umbral incrementada con una entrada acampanada para caudales altos

Figura 10.9 Alcantarilla con entradas de caída.**c. Estructuras de salida de las alcantarillas**

Una estructura apropiada debe colocarse en la salida de una alcantarilla para prevenir la erosión aguas abajo de la solera y las pendientes del terraplén. Para pequeños caudales un muro extremo recto o en forma de U es suficiente. Para flujos moderados, un muro de defensa de salida acampanado que conecte el canal mucho más ancho aguas abajo, reducirá la socavación del terraplén y las bancas del canal. El ángulo de acampanamiento sugerido para flujos supercríticos debe ser de un valor menor que 1 a 2, decreciendo linealmente con el número de Froude del flujo. Para flujos subcríticos puede ser de un valor mayor que 1 a 2.

d. Socavación por debajo de las salidas de las alcantarillas

El flujo a través de la alcantarilla puede causar erosión indeseable (socavación) en la salida desprotegida, debilitando la estructura de la alcantarilla. Varios investigadores han realizado ensayos en modelos sobre la socavación aguas abajo de las estructuras de las alcantarillas y los resultados combinados sugieren las siguientes pautas de diseño (Breusers y Raudkivi, 1991):

$$\begin{aligned} &\text{profundidad de socavación por debajo} \\ &\text{del nivel de la solera, } y_s = 0.65D(U_0/U_{*c})^{1/3} \end{aligned} \quad (10.1)$$

donde U_0 = velocidad del flujo en la salida y U_{*c} = velocidad de corte crítica de Shields [$= (\tau_c/\rho)^{1/2}$];

$$\text{ancho de socavación, } B_s = 7.5DF_r^{2/3}; \quad (10.2)$$

$$\text{longitud de socavación, } L_s = 15DF_r^{2/3} \quad (10.3)$$

donde D = altura de la alcantarilla, $F_r = U_0/(gD)^{1/2}$, $0.27 < F_r < 2.7$ y $0.22 < d$ (mm) < 7.3 . La ecuación (10.1) puede modificarse en el caso de material bien gradado como:

$$y_s = 3.18DF_r^{0.57} \left(\frac{d_{50}}{D} \right)^{0.114} \sigma_g^{-0.4} \quad (10.4)$$

donde $\sigma_g = (d_{84}/d_{16})^{1/2}$. Para proteger el lecho del canal contra la socavación, se recomienda un tamaño mínimo de piedra de:

$$d_s = 0.25DF_r \quad (10.5)$$

para niveles bajos del cauce aguas abajo. Para niveles altos del cauce aguas abajo ($> D/2$) el tamaño de la piedra recomendada se reduce en $0.15D$.

Fletcher y Grace (1974) recomendaron un revestimiento de la sección trapezoidal aguas abajo de la salida del alcantarillado extendiéndose hasta una longitud = $5D$ con una pendiente del lecho de 1 a 10 seguido por un muro cortina hasta una longitud = D con una pendiente de 1 a 2; los taludes laterales del revestimiento trapezoidal se recomiendan 1 a 2. Alternativamente, las curvas de diseño de Simons y Stevens (1972) pueden utilizarse para protección del lecho que no socave y que socave en estanques de roca (ver Breusers y Raudkivi, 1991).

Blaisdell y Anderson (1988a, b) hicieron un estudio amplio de socavación en salidas de tuberías en voladizo y sugieren la profundidad del cuenco máximo de socavación extrema $Z_{\text{máx}}$, por debajo del nivel del cauce aguas abajo (elevación cero) como:

$$\frac{Z_{\text{máx}}}{D} = -7.5[1 - e^{-0.6(F_{rd}^{-2})}] \quad (10.6)$$

para $Z_p/D \leq 1$ y:

$$\frac{Z_{\text{máx}}}{D} = -10.5[1 - e^{-0.35(F_{rd}^{-2})}] \quad (10.7)$$

para $Z_p/D > 1$ donde D = diámetro de la tubería, Z_p = altura de la salida de la tubería por encima del nivel del cauce aguas abajo y $F_{rd} = V/(g\Delta d_{50})^{1/2}$, donde V es la velocidad del chorro en el cauce aguas abajo:

$$(F_{rd} > 2; -2 < Z_p(\text{m}) < 8; \text{pendiente de la salida, } 0 - 0.782).$$

Deben colocarse estructuras de disipación de energía comunes (delantal inclinado, cisterna, tanque de amortiguación, piscina de inmersión, etc.) si las velocidades de descarga del alcantarillado son muy altas (capítulo 5).

10.2.3 PUENTES

La presencia de un puente en una corriente crea un flujo restringido en sus aberturas a causa de (a) la reducción del ancho de la corriente debido a las pilas y las contracciones asociadas en los extremos y (b) la canalización de la corriente misma (en el caso de corrientes anchas con planicies de inundación) para reducir los costos de la estructura.

Además de la socavación (local) alrededor de las pilas y la posible erosión del lecho, el puente produce un efecto considerable de remanso. La sobrelevación (elevación en el nivel del cauce aguas arriba) correspondiente depende del tipo de flujo (subcrítico o supercrítico). Como la mayoría de los puentes se diseñan para condiciones de flujo subcrítico a fin de minimizar la socavación y los problemas de obstrucción, los análisis a continuación se limitan en su mayor parte a flujo subcrítico.

El establecimiento de los niveles de sobrelevación es sumamente importante para el diseño de los diques y otras obras de protección aguas arriba y también para la determinación de los niveles seguros de la cubierta del puente (para evitar inundaciones de la cubierta y cualquier daño estructural consecuente). De igual forma, es importante determinar la mínima longitud de la luz libre (consideraciones económicas) que no causará sobrelevaciones indeseables. Para establecer los niveles permisibles aguas arriba, se deben realizar investigaciones detalladas de las propiedades en inmediaciones de la corriente. Aguas abajo del puente los niveles del agua sólo están influenciados por la sección de control más próxima debajo del puente. Estos niveles pueden, por tanto, fijarse mediante cálculos del perfil del remanso.

a. Niveles de remanso

Contracciones cortas

En el flujo por una sección contraída relativamente corta (un puente angosto sin canalización de aproximación) con sólo unas pocas pilas, el problema de remanso puede ser relativamente menos importante. Respecto a la figura 10.10, el cambio en el nivel del agua, Δh puede obtenerse a partir de la ecuación de energía entre las secciones 1 y 2 (Kindsvater, Carter y Tracy, 1953) como:

$$\Delta h = K_B V_2^2/2g + S_0 L/\sigma - \alpha_1 V_1^2/2g \quad (10.8)$$

donde K_B es el coeficiente de pérdida de energía en el puente (tabla 10.2), expresado en función de la relación de conductividad,

$$\sigma = k_b/k_B, \quad (10.9)$$

donde k_b es la conductividad de la sección contraída bruta con las mismas características normales de profundidad y rugosidad que la sección de aproximación aguas arriba cuya conductividad es k_B .

Para secciones rectangulares sin canalizar la relación de conductividad (relación de contracción, $\alpha = 1 - \sigma$) es b/B , donde b es el ancho libre de la corriente (de ancho normal, B) bajo el puente (figura 10.10).

El coeficiente de pérdida de energía del puente también es una función de la geometría del puente, su sesgo y excentricidad, y la sumersión de la superestructura (es decir, la cubierta).

V_2 es la velocidad justo aguas abajo de las pilas, utilizando el área bruta bajo el puente con la misma profundidad normal aguas arriba, y α_1 es el coeficiente de corrección de energía de la sección de aproximación. Se supone que L es igual a la longitud del puente (de estribo a estribo) y S_0 es la pendiente normal del lecho de la corriente sin obstrucción.

Contracciones largas

Cuando el puente tiene varias pilas grandes y/o terraplenes de aproximación largos que contraen el ancho del cauce, el efecto de remanso es considerable. Refiriéndose al perfil de flujo que se muestra en la figura 10.10, en una sección de contracción larga, Δy es la sobrelevación creada en su totalidad por la presencia de las pilas y la contracción del canal.

Las ecuaciones de *momentum* y continuidad entre las secciones 1 y 3 (suponiendo una distribución hidrostática de presiones con una pendiente del lecho y resistencia a la fricción insignificantes) arrojan:

$$\Delta y/y_3 \approx \{A + [A^2 + 12C_D(b/B) Fr_3^2]^{1/2}\}/6 \quad (10.10)$$

donde:

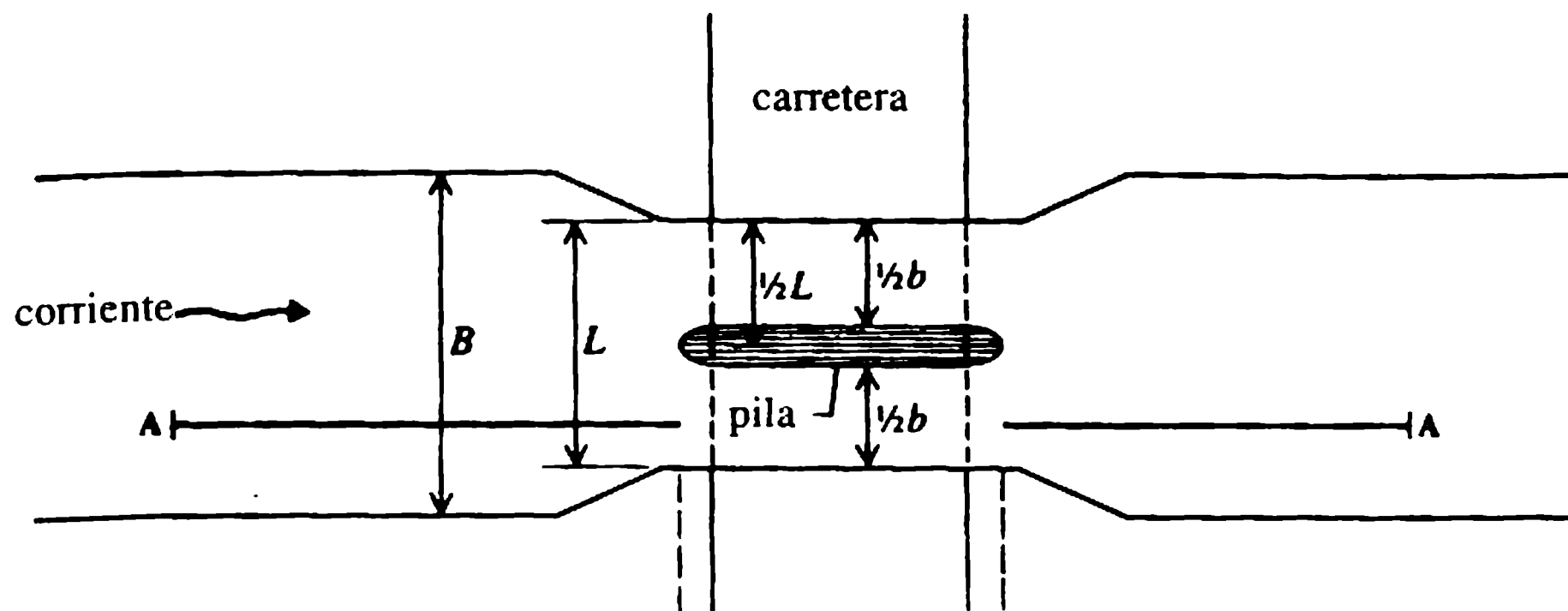
$$A = \{C_D(b/B) + 2\} Fr_3^2 - 2 \quad (10.11)$$

Fr_3 es el número de Froude [= $V_3/(gy_3)^{1/2}$] en la sección 3.

Tabla 10.2 Coeficiente de pérdida del puente, K_B

σ	K_B
1.0	1.00
0.8	1.36
0.6	1.67
0.4	1.88
0.2	1.92

Planta



Sección A - A

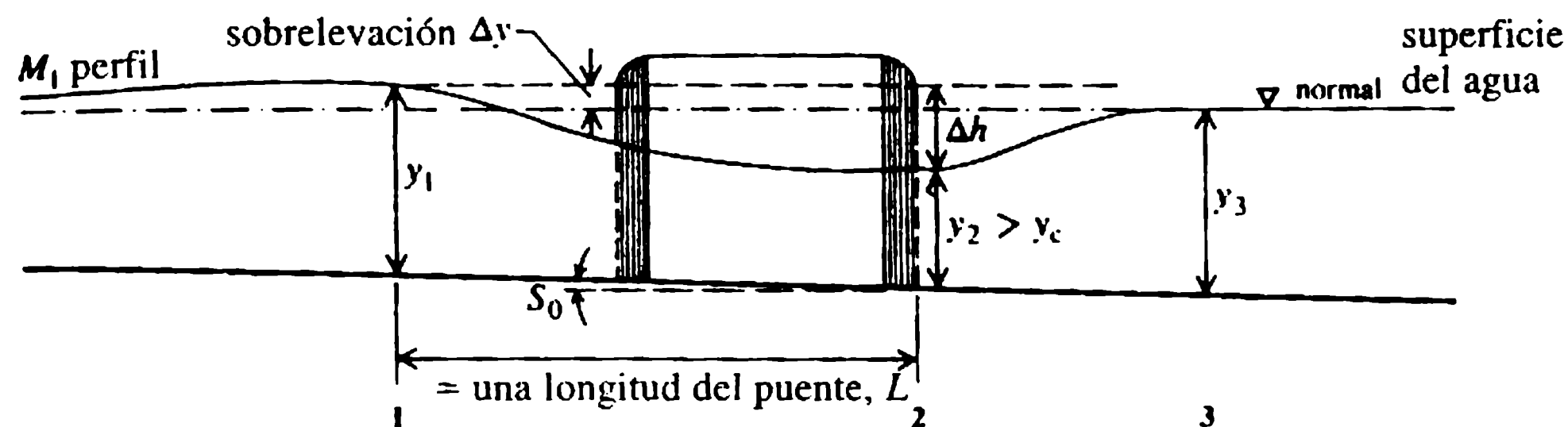


Figura 10.10 El perfil del flujo a través de un puente con un canal contraído de longitud relativamente corta (flujo subcrítico).

La ecuación (10.10) debe producir buenos resultados si se puede estimar en forma precisa el coeficiente de arrastre C_D . Se ha encontrado que el coeficiente de arrastre de la pila es función del gradiente de velocidad del flujo de aproximación, b/B , y la forma de la pila; sin embargo, debido a la carencia de valores de coeficientes de arrastre confiables, la ecuación (10.10) es de uso limitado.

La información experimental de Yarnell (1934) sobre el flujo a través de pilas del puente produjo la siguiente ecuación empírica:

$$\Delta y/y_3 = K Fr_3^2 (K + 5 Fr_3^2 - 0.6) (\alpha + 15 \alpha^4) \quad (10.12)$$

donde:

$$\alpha = 1 - \sigma = 1 - b/B \quad (10.13)$$

y K es una función de la forma de la pila de acuerdo con la tabla 10.3.

La ecuación (10.12) es válida sólo si σ es grande, es decir, la contracción no establece condiciones de flujo crítico entre las pilas, obstruyendo el flujo. Si el flujo se obstruye debido a una contracción excesiva la sobreelevación se incrementa sustancialmente (figura 10.11). De acuerdo con la figura 10.11, los valores límites de σ (suponiendo velocidad uniforme en la sección 2) para flujo crítico en la sección 2 pueden escribirse como:

$$\sigma = (2 + 1/\sigma)^3 Fr_3^4 / (1 + 2 Fr_3^2)^3 \quad (10.14)$$

Tabla 10.3 Valores de K en función de la forma de la pila

Forma de la pila	K	Observaciones
Semicircular	0.9	Todos los valores son aplicables a pilas con relación longitud a ancho igual a 4; se ha encontrado que las estimaciones de Δy son conservadoras para relaciones mayores.
Lenticular	0.9	
Pilas gemelas conectadas por diafragma	0.95	
Pilas gemelas sin diafragma	1.05	Bordes de ataque lenticulares se forman a partir de dos curvas circulares, cada una con un radio igual al doble del ancho de la pila y cada una tangencial a la cara de la misma.
Triangular de 90°	1.05	
Cuadrada	1.25	

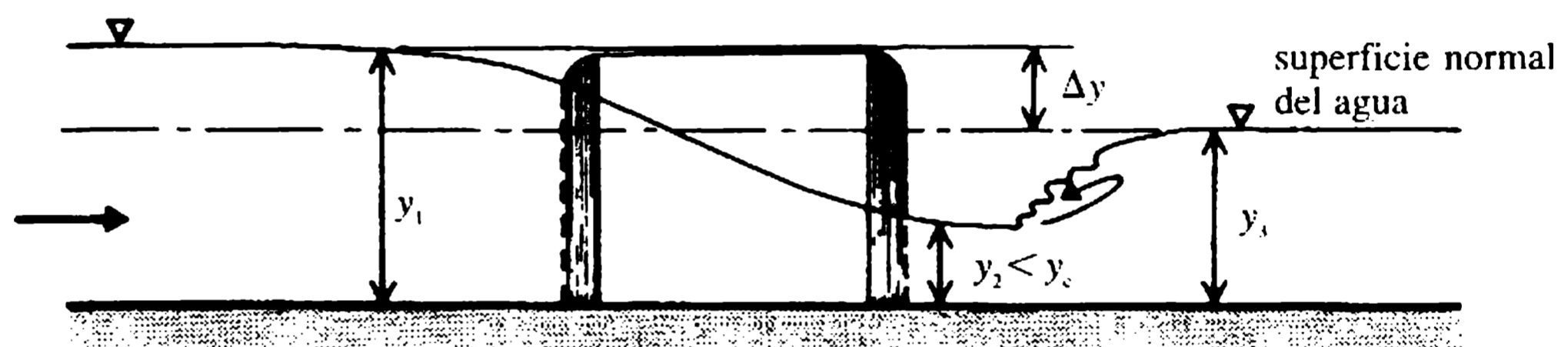


Figura 10.11 Perfil de flujo con condiciones obstruidas.

En el caso de un flujo obstruido las pérdidas de energía entre las secciones 1 y 2 están dadas por Yarnell como:

$$E_1 - E_2 = C_L V_1^2 / 2g \quad (10.15)$$

donde C_L es función de la forma de la pila (igual a 0.35 para pilas con bordes cuadrados y 0.18 para bordes redondeados, para una relación de longitud : ancho de la pila de 4). A partir de la ecuación (10.15) se puede calcular la profundidad aguas arriba, y_1 , de donde la sobrelevación Δy se obtiene como $y_1 - y_3$.

Los puentes sesgados producen sobrelevaciones más grandes; Yarnell encontró que un puente sesgado 10° no produce cambios apreciables, mientras que un sesgo de 20° produce valores de sobrelevaciones mayores a 250%.

b. Cálculos de caudales en pilas de puentes

1. Nagler (1918) propuso una fórmula del caudal para flujos subcríticos y casi críticos así:

$$Q = K_N b (2g)^{1/2} (y_3 - \theta V_3^2 / 2g) (h_3 + \beta V_1^2 / 2g)^{1/2} \quad (10.16)$$

la notación utilizada en la ecuación (10.16) se muestra en la figura 10.12 (a). K_N es un coeficiente que depende del grado de contracción del canal y de las características de la obstrucción (tabla 10.4); θ es un factor de corrección para reducir la profundidad y_3 a y_2 y β es la corrección para la velocidad de aproximación, que depende de la relación de conductividad [figura 10.12 (b)].

2. d'Aubuisson (1840) sugiere la fórmula:

$$Q = K_A b_2 y_3 (2gh_3 + V_1^2)^{1/2} \quad (10.17)$$

donde K_A es una función del grado de contracción del canal y de la forma y orientación de la obstrucción (tabla 10.4).

d'Aubuisson no hacía distinción entre y_3 y y_2 , y, aunque en muchos casos existe una pequeña diferencia entre ellos, la ecuación (10.17) es únicamente una fórmula aproximada.

3. Chow (1983) presenta un análisis amplio sobre las relaciones de descarga entre los flujos a través de aperturas contraídas y su forma, y otras características, junto con una serie de diagramas de diseño producidos por Kindsvater, Carter y Tracy (1953).

c. Profundidad de socavación bajo el puente

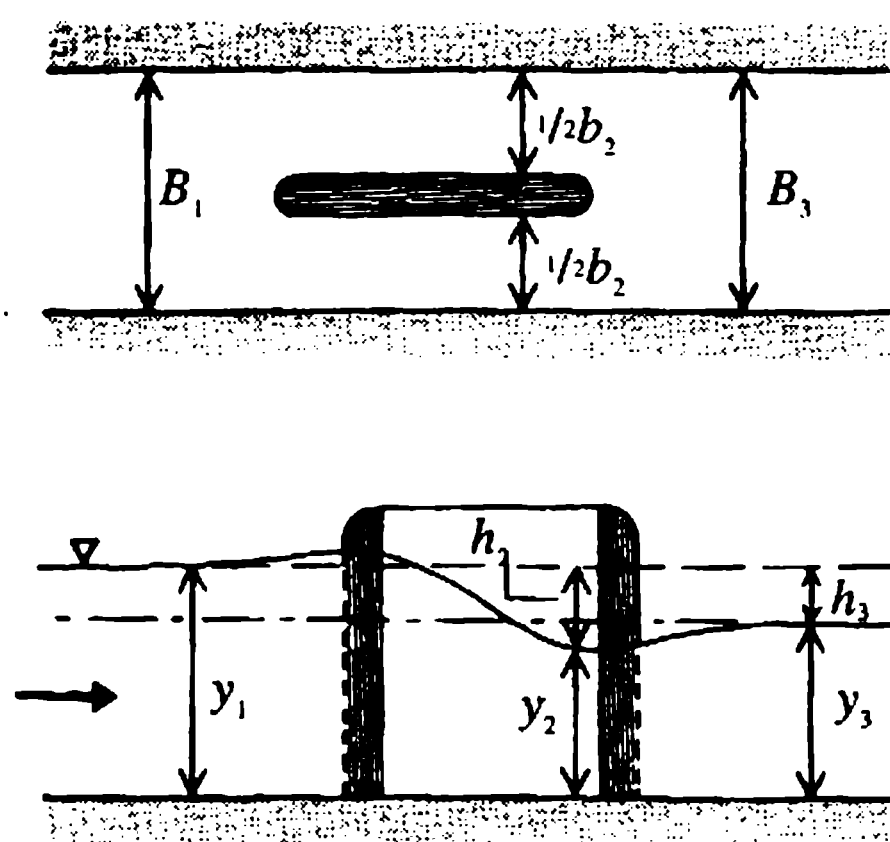
Si el ancho de contracción (es decir la longitud del puente, L) es menor que el ancho de régimen, W [ecuación (9.12)], la profundidad normal de socavación, D_N , bajo el puente está dada por:

$$D_N = R_s (W/L)^{0.61} \quad (10.18)$$

donde R_s es la profundidad de socavación de régimen [ecuación (9.13)].

La máxima profundidad de socavación en un puente de una sola luz (sin pilas) con una aproximación recta (caso 1) es cerca del 25% mayor que la socavación

(a) Flujo a través de una obstrucción



(b) Valores de β en la ecuación (10.16)

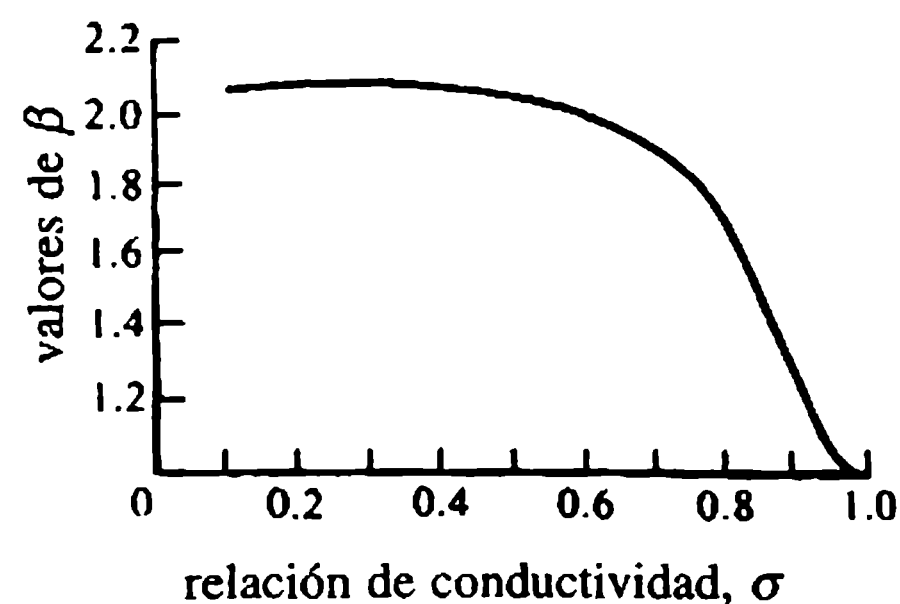


Figura 10.12 Cálculo de caudales a través de obstrucciones (esquema de definiciones).

Tabla 10.4 Valores de K_N y K_A

Tipo de pila	Relación de conductividad, σ									
	0.9		0.8		0.7		0.6		0.5	
	K_N	K_A	K_N	K_A	K_N	K_A	K_N	K_A	K_N	K_A
Cuadrada	0.91	0.96	0.87	1.02	0.86	1.02	0.87	1.00	0.89	0.97
Semicircular	0.94	0.99	0.92	1.13	0.95	1.20	1.03	1.26	1.11	1.31
Triangular a 90°	0.95		0.94		0.92					
Con pilas gemelas con o sin diafragma	0.91		0.89		0.88					
Lenticular	0.95	1.00	0.94	1.14	0.97	1.22				

normal dada por la ecuación (10.18), mientras que en el caso de una estructura con luces múltiples con un tramo de aproximación curvo (caso 2) es 100% mayor que la socavación normal. Si la constricción es predominante, la máxima profundidad de socavación es el máximo del caso 1 o caso 2, o el valor dado por:

$$D_{\text{máx}} = R_s (W/L)^{1.56}. \quad (10.19)$$

d. Socavación alrededor de las pilas del puente

Varias fórmulas basadas en resultados experimentales se han propuesto para predecir la máxima profundidad de socavación (y_s , por debajo del nivel general del lecho) alrededor de las pilas del puente. En general, se supone la relación:

$$y_s/b' = \phi (y_0/b, Fr, d/b') \quad (10.20)$$

donde b' es el ancho de la pila, y_0 es la profundidad del flujo aguas arriba, d es el tamaño del sedimento y Fr es el número de Froude.

Los resultados experimentales de Laursen (1962) subestiman las profundidades de socavación, con respecto a muchos experimentos indios (Inglis, 1949) que sugieren la fórmula (flujo de aproximación normal a las pilas del puente):

$$y_s/b' = 4.2(y_0/b')^{0.78} Fr^{0.52}. \quad (10.21)$$

Información de campo en la India también sugiere que la profundidad de socavación debe tomarse como el doble de la profundidad de socavación de régimen.

En el caso de lechos vivos (una corriente con transporte de carga de fondo) la fórmula:

$$y_s/y_0 = (B/b')^{5/7} - 1 \quad (10.22)$$

predice la máxima profundidad de socavación de equilibrio.

En un flujo relativamente profundo una estimación de primer orden de la socavación local (agua clara) (alrededor de la pila) puede obtenerse mediante:

$$y_s = 2.3K_\alpha b' \quad (10.23)$$

donde K_α = coeficiente de angularidad que es función del alineamiento de la pila, es decir, el ángulo de ataque del flujo de aproximación.

Una vez más, la mejor estimación se obtendrá con coeficientes apropiados para la profundidad del flujo, la alineación, etc. [ver Breusers y Raudkivi (1991) para mayor información]. En lecho vivo, sin embargo, la profundidad de socavación local se reduce apreciablemente. Si el sedimento del lecho está estratificado y la capa de cubierta (por lo común el material más grueso) tiene un espesor menor que la profundidad de socavación local, el fenómeno global de socavación es bastante diferente (ver Ettema, 1980).

El flujo penetra la capa de cubierta, provocando su desintegración. En muchos casos, dicho fenómeno puede suceder sólo con la dirección aguas abajo, dejando una socavación escalonada justo aguas arriba de la pila seguida por una socavación de la pila local adicional en su fondo. La profundidad de socavación escalonada en la capa de cubierta, H , está dada por:

$$H = \eta(y_2 - y_1) \quad (10.24)$$

donde y_1 y y_2 son las profundidades del flujo uniforme en un lecho plano de rugosidad de grano correspondiente a las partículas superficiales aguas arriba (d_1) y las partículas finas subyacentes a la superficie (d_2), respectivamente; el coeficiente para sedimentos que no forman rizos $\eta = 2.6$ para propósitos de diseño. La profundidad total de socavación puede conducir a una subestimación crasa si la capa inferior es de material muy fino (es decir, que puede suspenderse).

Para un tratamiento más profundo de este tópico se recomiendan artículos de investigación sobre socavación local en pilas de puente y pilotes cilíndricos verticales (por ejemplo Breusers, Nicollet y Shen, 1977; Clark y Novak, 1983; Melville, 1975; Richardson y Richardson, 1994).

e. Obras de protección de socavación alrededor de las pilas del puente

Aunque la presencia de socavación tiende a reducir los niveles en la curva de remanso aguas arriba del puente, el daño sobre los cimientos de la estructura puede pesar más que los posibles beneficios. Por tanto, tienen que tomarse medidas de protección, tanto para minimizar la socavación como para prevenir el detrimento de los cimientos. Pilas con diafragmas de base (anillos horizontales) y pilas del tipo de cilindros múltiples minimizan bastante la socavación. La práctica normal para proteger el cimiento es colocar capas gruesas de piedra como defensa o delantales de concreto alrededor de las pilas.

Para una pila cilíndrica se recomienda la protección en enrocado con forma ovoide y cuyo extremo más ancho dé de cara al flujo. El ancho total recomendado es $6b$ y la longitud $7b$ de los cuales $2.5b$ son aguas arriba de la pila. El espesor del enrocado es $1/3b$ con un tamaño máximo de piedra, d , dado por:

$$d = 0.06 - 0.033U + 0.04U^2 \quad (10.25)$$

con U en metros por segundo y d en metros.

La velocidad crítica media del flujo U_c (m s^{-1}) con una profundidad de flujo y_0 (m) está dada por:

$$U_c \approx 6d^{1/3}y_0^{1/6} \quad (10.26)$$

donde d es el tamaño de las piedras de la coraza en metros (con $\rho_s = 2,600 \text{ kg m}^{-3}$).

Para lechos horizontales [US Army Engineering Research Center - Centro de Investigaciones de Ingeniería de la Armada de Estados Unidos (1983), capítulo 14] la relación empírica simplificada es:

$$U_c \approx 4.92d^{1/2}. \quad (10.27)$$

El enrocado debe colocarse sobre un filtro invertido apropiado o un geotextil (figura 9.8).

10.2.4 CAÍDAS

La caída es una estructura poco profunda sin gradientes de aproximación excesivos. En regiones áridas, puede permitirse que corrientes con crecientes rápidas infrecuentes y profundidades superficiales (< 0.3 m) pasen por el área de la caída. El borde de la carretera aguas arriba no debe presentar discontinuidades con el lecho de la corriente para evitar socavación, y en el borde aguas abajo deben colocarse obras de protección tales como un rastrillo, concreto o pavimentación en enrocado. También, el perfil de la caída debe, en la medida de lo posible, ajustarse al perfil de la corriente para minimizar perturbaciones locales del flujo.

La superficie de la calzada tiene que resistir las velocidades esperadas del flujo y los desechos. El macadam bituminoso puede resistir velocidades hasta de 6 m s^{-1} , mientras que en superficies de calzadas asfaltadas se pueden tolerar hasta 7 m s^{-1} . Terraplenes de niveles bajos, donde se permiten desbordamientos ocasionales, deben protegerse contra la socavación y la estabilidad de las pendientes de las orillas. Las velocidades medias permisibles sugeridas para un intervalo de diversos materiales de protección se presentan en la tabla 10.5 (Watkins y Fiddes, 1984).

El caudal de desbordamiento sobre un terraplén puede predecirse utilizando una fórmula de vertedero de tipo:

$$Q = CbH^{3/2} \quad (9.29)$$

donde C es el coeficiente del umbral ($\text{m}^{1/2} \text{ s}^{-1}$), b es la longitud de la sección de flujo y H es la cabeza total aguas arriba del umbral.

El coeficiente C es una función de h/L (h es la cabeza sobre un umbral de ancho L) para condiciones de flujo libre. Para condiciones de flujo no modular un factor de

Tabla 10.5 Velocidades permisibles para resistir la erosión

<i>Tipo de protección</i>	<i>Velocidad (m s^{-1})</i>
Empradizados:	
Pastos de Bermuda	≈ 2.0
Pastos de Búfalo	1.5
Cantos rodados:	
≈ 100 mm	3.5
≈ 40 mm	2.5
Grava gruesa y cantos rodados (≈ 25 mm)	2.0
Grava (≈ 10 mm)	1.5

Tabla 10.6 Intervalo de valores de C para el flujo libre sobre el terraplén

<i>Tipo de estructura</i>	<i>Rango de h/L</i>	<i>Rango de C</i>
Superficie pavimentada	0.15	1.68
	0.20	1.69
	>0.25	1.70
Superficie en grava	0.15	1.63
	0.20	1.66
	0.25	1.69
	0.30	1.70

Tabla 10.7 Factor de corrección, f (flujos no modulares)

<i>Tipo de superficie</i>	<i>Rango de $h_{d/s}/H$</i>	<i>f</i>
Superficie pavimentada	≤ 0.8	1.0
	0.9	0.93
	0.95	0.8
	0.99	0.5
Superficie en grava	≤ 0.75	1.0
	0.8	0.98
	0.9	0.88
	0.95	0.68
	0.98	0.50

corrección, f , como una función de $h_{d/s}/H$, puede incorporarse en la ecuación (9.29) (tablas 10.6 y 10.7).

Ejemplo 10.3

Establecer la relación nivel (aguas arriba)-caudal para un alcantarillado en cajón rectangular de concreto, utilizando los siguientes datos: ancho = 1.2 m; altura = 0.6 m; longitud = 30 m; pendiente = 1 en 1000; Manning $n = 0.013$; condiciones de entrada de borde cuadrado; flujo de salida en chorro libre; intervalo de la cabeza del nivel aguas arriba para investigación = 0-3 m; ignorar la velocidad de aproximación.

Solución

1. $H/D \leq 1.0$. Para $H < 0.6$ m prevalecen condiciones de flujo libre en canales abiertos. De acuerdo con la figura 10.6 y suponiendo que una pendiente empinada da control en la entrada, es decir, la profundidad en la entrada es crítica, para $H = 0.2$ m, $y_c = (2/3) \times 0.2 = 0.133$ m y $V_c = 1.142$ m s⁻¹. La pendiente crítica es $(Vn)^2/R^{4/3} = 0.00424$. Por tanto, la pendiente del alcantarillado es moderada y entonces el análisis del flujo subcrítico arroja los siguientes resultados:

$$Q = 1.2y_0 [1.2y_0/(1.2+2y_0)]^{2/3} (0.001)^{1/2}/0.013$$

$$= 2.92y_0[1.2y_0/(1.2+2y_0)]^{2/3}; \quad (i)$$

y_0 (m)	Q ($m^3 s^{-1}$) [ecuación (i)]	y_c (m)
0.2	0.165	0.124
0.4	0.451	0.243
0.6 (= D)	0.785	0.352

En la entrada sobre un tramo corto,

$$H = y_0 + V^2/2g + K_e V^2/2g. \quad (ii)$$

El coeficiente de pérdida de entrada, K_e , es el siguiente:

para una entrada recta, 0.5;

para una entrada acampanada, 0.25;

para una entrada redondeada, 0.05;

y_0 (m)	H (m) [ecuación (ii)]	Q ($m^3 s^{-1}$)
0.2	0.236	0.165
0.4	0.467	0.451
0.6	0.691	0.785
orificio $\leftarrow > 0.6 \leftarrow (1.2D =)$	0.72 \longrightarrow	0.817 (por interpolación)

2. $H/D \geq 1.2$.

(a) Para flujo de orificio

$$Q = C_d(1.2 \times 0.6) [2g(H - D/2)]^{1/2} \quad (iii)$$

Con $C_d = 0.62$ se obtienen los siguientes resultados:

H (m)	Q ($m^3 s^{-1}$)	y_0 (m) [ecuación (i)]
0.72	1.29	$> 0.6 \rightarrow$ no existe flujo de orificio

(b) Para flujo a presión la ecuación de energía da:

$$H + S_0 L = D + h_L$$

donde:

$$h_L = K_e V^2/2g + (Vn)^2 L/R^{4/3} + V^2/2g.$$

entonces:

$$Q = 2.08(H - 0.57)^{1/2}. \quad (iv)$$

	H (m)	Q ($m^3 s^{-1}$) [ecuación (iv)]
$y_0 \approx 0.6$ [ecuación (i)] ←	0.691	0.723
	0.72	0.805
	1.00	1.364
	2.00	2.487
	3.00	3.242

Durante las etapas de creciente, el tubo fluye lleno de $H = 0.72$ m y durante las etapas de recesión el flujo llega a ser de superficie libre cuando $H = 0.691$ m.

La siguiente tabla resume los resultados:

H (m)	Q ($m^3 s^{-1}$)	Tipo de flujo
Etapas de creciente		
0.236	0.165	Canal abierto
0.467	0.451	Canal abierto
0.691	0.785	Canal abierto
0.720	0.805	Flujo a presión
1.00	1.364	Flujo a presión
2.00	2.487	Flujo a presión
3.00	3.242	Flujo a presión
Etapas de recesión		
2.00	2.487	Flujo a presión
1.00	1.364	Flujo a presión
0.72	0.805	Flujo a presión
0.691	0.723	Flujo a presión
0.691	0.785	Canal abierto
0.467	0.451	Canal abierto
0.236	0.165	Canal abierto

Ejemplo 10.4

Examinar la relación caudal-elevación para el alcantarillado del ejemplo 10.3 si la pendiente del lecho es 1 en 100.

Solución

Los niveles de creciente son los siguientes.

1. Para el canal abierto, los cálculos preliminares indican ahora que la pendiente es empinada, de ahí que el control esté en la entrada, con la profundidad crítica en ella. La ecuación de la energía en la entrada da:

$$H = 1.5V^2/2g + y = 1.75y_c \quad (v)$$

y_c (m)	H (m)	Tipo	Q ($m^3 s^{-1}$)
0.2	0.35	Libre	0.336
0.4	0.70	Libre	0.951
0.6	1.50 ($> 1.2 D$)	Sumergido	-
0.411	0.72 ($= 1.2 D$)	Apenas libre	0.990

2. Para el orificio [ecuación (iii)],

H (m)	Tipo	Q ($m^3 s^{-1}$)	y_o (m) [ecuación (i)]
0.72	Orificio	1.29	0.36
1.00	Orificio	1.66	0.44
2.00	Orificio	2.58	0.61 ($> D$)
1.95	Orificio	2.54	0.60

3. Para flujo a presión [ecuación (iv)],

$$Q = 2.08 (H - 0.3)^{1/2} \text{ para } S_0 = 1/100.$$

H (m)	Tipo	Q ($m^3 s^{-1}$)	y_o (m) [ecuación (i)]
1.95	Flujo a presión	2.67	
2.00	Flujo a presión	2.71	
3.00	Flujo a presión	3.42	
Etapas de recesión			
3.00	Flujo a presión	3.42	
2.00	Flujo a presión	2.71	
1.95	Flujo a presión	2.67	
1.74	← Flujo a presión	← 2.50	← 0.60
1.74 →	Orificio →	2.37	
1.00	Orificio	1.66	
0.72	Orificio	1.29	
0.72	Apenas libre	0.99	
0.70	Libre	0.951	
0.35	Libre	0.336	

Ejemplo 10.5

La creciente de diseño para un periodo de retorno de 20 años es $15 m^3 s^{-1}$. Con los siguientes datos diseñar una estructura de drenaje transversal de tipo alcantarillado con un terraplén alto: longitud de la alcantarilla = 30 m; pendiente 1.5%; tubería disponible, tuberías corrugadas con diámetros múltiplos de 250 mm; Manning $n = 0.024$. El tubo sobresale del terraplén sin muros en los extremos, con un coefi-

ciente de pérdida de energía a la entrada de 0.9. El nivel del agua máximo permisible en la cabeza es 4 m por encima de la solera con un flujo en el tubo lleno.

Solución

Para flujo a tubería llena la ecuación de energía da:

$$H + 30 \times 0.015 = D + 0.9V^2/2g + (Vn)^2L/R^{4/3} + V^2/2g. \quad (\text{vi})$$

La ecuación (vi) arroja el siguiente resultado:

D (m)	H (m)
1.500	12.61
2.000	4.74
2.500	3.25
2.250	3.70

Por tanto, se debe colocar un diámetro de 2.25 m para el tubo $H \leq 4.0$ m.

Verificar las condiciones de flujo:

$$H/D = 3.70/2.25 = 1.65 > 1.2$$

De aquí que la entrada sea sumergida. Utilizando la ecuación de Manning con el máximo caudal, el diámetro requerido para que el flujo sea apenas libre es 2.32 m, que es mayor que el diámetro suministrado. Por consiguiente, el tubo fluye lleno (a presión).

Nótese que una entrada mejorada reducirá considerablemente la pérdida de cabeza y permitirá utilizar un tubo de diámetro más pequeño para evacuar el flujo de la creciente. Por ejemplo, una entrada acampanada (coeficiente de pérdida = 0.25) producirá una cabeza de 3.93 m (< 4.0 m) con un tubo de 2.00 m de diámetro.

Ejemplo 10.6

El puente de una carretera de siete luces de igual longitud cruza un río de 106 m de ancho. La pila tienen 2.5 m de espesor, con extremos semicirculares, y su relación longitud-ancho es de 4. La información de la corriente es la siguiente: caudal = $500 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; profundidad del flujo aguas abajo del puente = 2.50 m. Determinar la sobrelevación aguas arriba del puente.

Solución

La velocidad aguas abajo de la sección, $V_3 = 500/106 \times 2.5 = 1.887 \text{ m s}^{-1}$. Por tanto, el número de Froude, $Fr_3 = 0.381$. Las condiciones del flujo dentro de las

pilas son las siguientes: valor límite de $\sigma \approx 0.55$ [ecuación (10.14)], mientras que el valor de σ suministrado = $b/B = 13/15.5 = 0.839$. Puesto que este valor de σ es mayor que su valor límite, las condiciones del flujo entre las pilas son subcríticas. Si se utiliza la ecuación (10.12) con $K = 0.9$ (tabla 10.3) y $\alpha = 1 - \sigma = 0.161$, la sobrelevación, $\Delta y = 5.41 \times 10^{-2}$ m.

10.3 Estructuras de caída

10.3.1 INTRODUCCIÓN

Una estructura de caída es una estructura de regulación que disminuye el nivel del agua a lo largo de su curso. En general, la pendiente de un canal es más moderada que la del terreno, como resultado de lo cual un canal construido en corte en su cabecera, pronto superará la superficie del terreno. Para evitar rellenos excesivos, el nivel del lecho del canal aguas abajo se disminuye y los dos tramos se conectan mediante una estructura de caída apropiada (figura 10.13).

La caída se localiza de tal manera que los rellenos y los cortes del canal se equilibren en lo posible. Cuando sea factible, la estructura de caída también puede combinarse con un regulador o un puente. La localización de una captación de un canal también influencia el sitio de caída, situando las captaciones aguas arriba de la estructura de caída.

Las caídas del canal pueden utilizarse para desarrollos hidroeléctricos, utilizando turbinas de tipo propulsión o bulbo. Es conveniente colocar gran número de caídas pequeñas o de tamaño medio, en especial donde las redes eléctricas existentes estén alejadas de las granjas. Tal red de microinstalaciones es en extremo útil para el bombeo de aguas subterráneas, la operación de equipo agrícola, las industrias en los pueblos, etc. Sin embargo, se debe considerar la relativa economía que implica el colocar un gran número de pequeñas caídas con respecto a la que implicaría un número pequeño de caídas grandes. Esta segunda posibilidad puede producir un movimiento de tierras desbalanceado pero, por otra parte, puede ayudar a obtener ahorros en el costo global de las estructuras de caída.

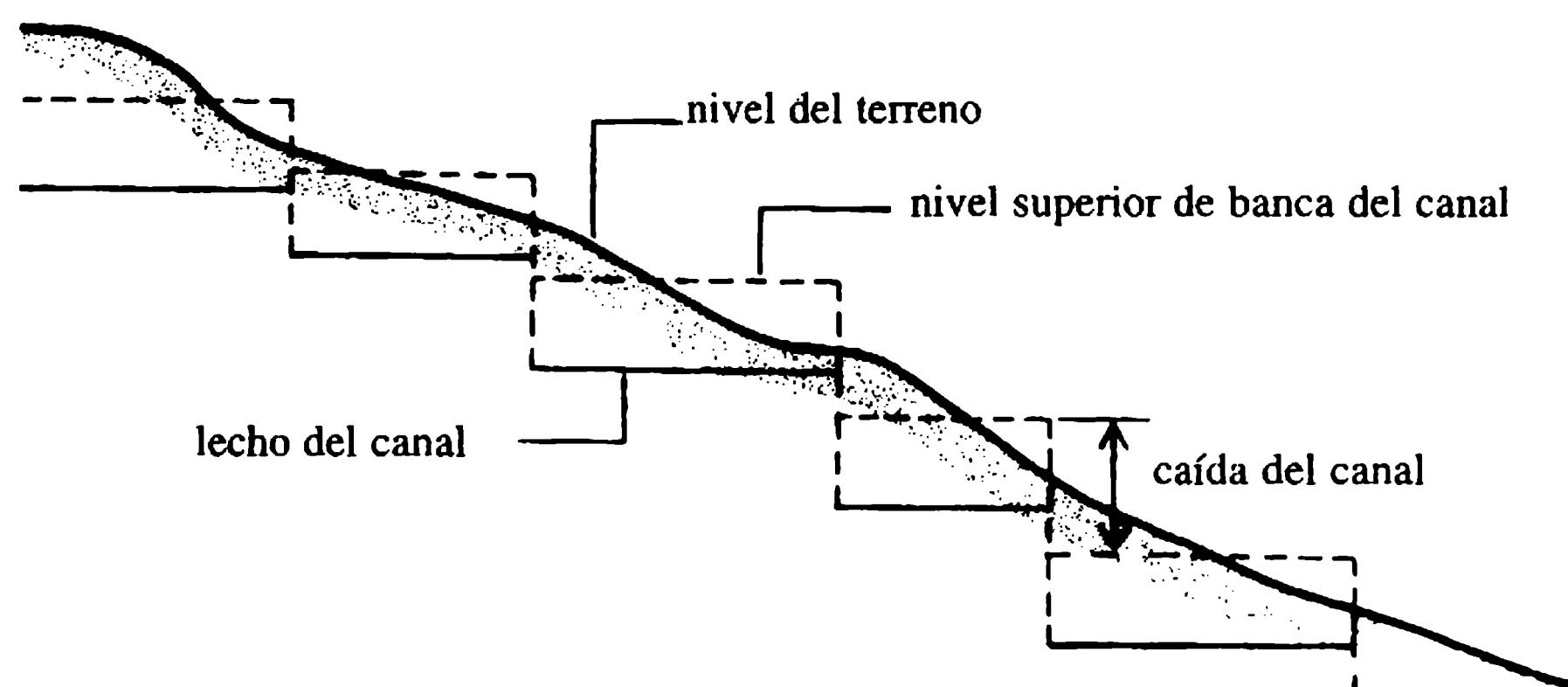


Figura 10.13 Localización de caídas del canal.

En general, las caídas se colocan con una pared de cresta baja y se subdividen en los siguientes tipos: (i) caída vertical, (ii) caída inclinada y (iii) caída en tubería.

10.3.2 ESTRUCTURAS DE CAÍDA VERTICAL

a. Caída común (recta)

La estructura de caída común, en donde la napa aireada cae libremente (flujo modular) golpeando el piso del tanque aguas abajo y cuya circulación turbulenta en la piscina por debajo de la napa contribuye a la disipación de energía, se muestra en la figura 10.14.

Las siguientes ecuaciones establecen la geometría de la estructura de una manera apropiada para pendientes empinadas:

$$\text{número de caída, } D_r = q^2 / g d^3 \quad (10.28)$$

donde q es el caudal por metro de ancho;

$$\text{longitud del tanque, } L_B / d = 4.3 D_r^{0.27} + L_j / d; \quad (10.29)$$

$$\text{profundidad de la piscina bajo la napa, } Y_p / d = D_r^{0.22}; \quad (10.30)$$

$$\text{profundidades secuentes, } y_1 / d = 0.54 D_r^{0.425}; \quad (10.31)$$

$$y_2 / d = 1.66 D_r^{0.27}; \quad (10.32)$$

donde d es la altura de la cresta de la caída por encima del piso del tanque y L la longitud del salto.

Es conveniente colocar un pequeño escalón hacia arriba, h (alrededor de $0.5 < h/y_1 < 4$), en el extremo del piso del tanque, para fijar la formación del resalto hidráulico. Forster y Skrinde (1950) desarrollaron unos diagramas para el diseño de esa elevación abrupta.

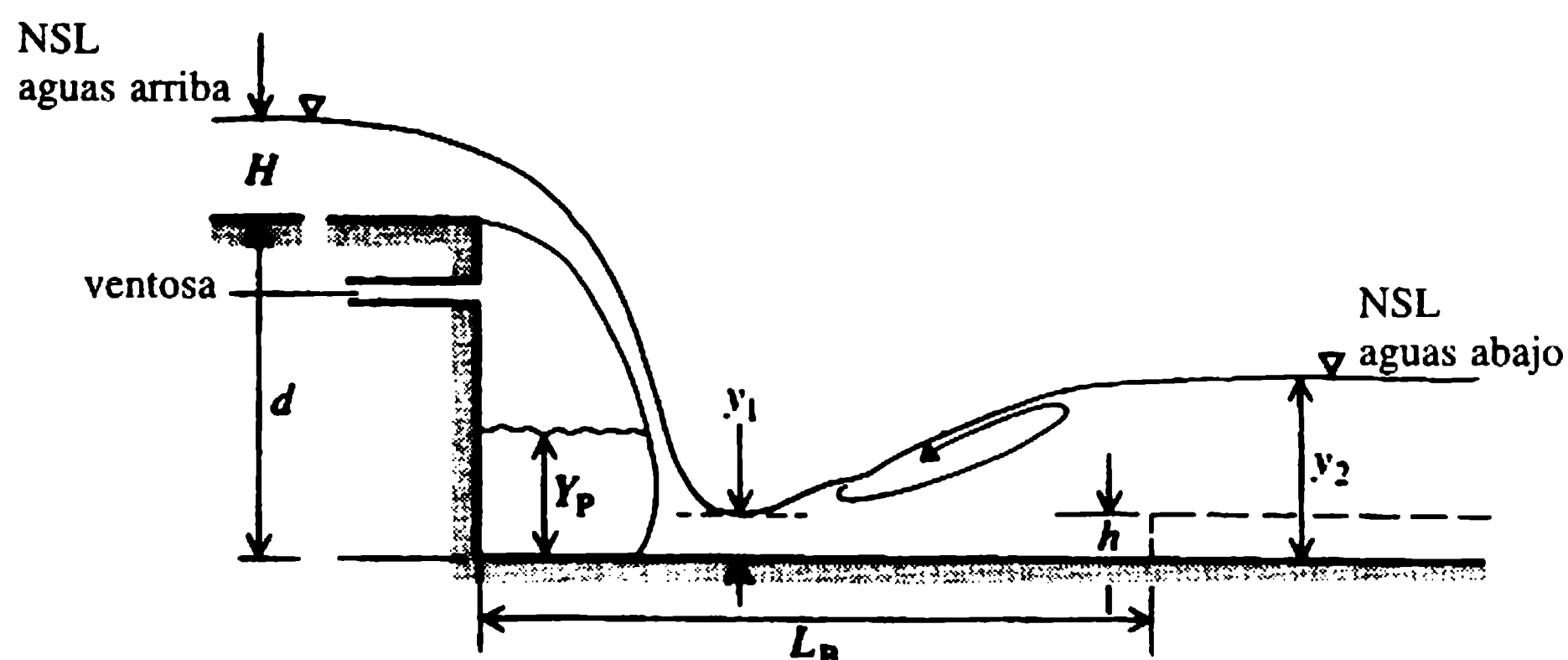


Figura 10.14 Estructura de caída común (Bos, 1976).

El tanque de tipo bloque de impacto USBR (Kraatz y Mahajan, 1975) también proporciona una buena disipación de energía para cabezas bajas y es apropiado si el nivel del cauce aguas abajo (NAA) es mayor que la profundidad secuente, y_2 . Las siguientes son las dimensiones sugeridas para tal estructura (figura 10.15):

$$\text{longitud del tanque, } L_B = L_d + 2.55y_c; \quad (10.33)$$

$$\text{localización del bloque de impacto, } L_d + 0.8y_c; \quad (10.34)$$

$$\text{mínima profundidad del cauce aguas abajo, } y_2 \geq 2.15y_c; \quad (10.35)$$

$$\text{altura del bloque de impacto, } 0.8y_c; \quad (10.36)$$

$$\text{ancho y espaciamiento del bloque de impacto, } 0.4y_c; \quad (10.37)$$

$$\text{altura del umbral del extremo, } 0.4y_c; \quad (10.38)$$

$$\text{altura mínima de la pared lateral, } y_2 + 0.85y_c; \quad (10.39)$$

donde y_c es la profundidad crítica.

Los valores de L_d pueden obtenerse a partir de la figura 10.16.

b. Caída de tipo Sarda (India)

Ésta es una caída con cresta elevada con un impacto vertical, que consta de una pared de cresta, muros de defensa aguas arriba y aguas abajo, un piso impermeable y una cisterna, y obras de protección de las orillas y del lecho aguas abajo (figura 10.17).

El diseño de la cresta se lleva a cabo de la siguiente manera: la longitud de la cresta se mantiene normalmente igual al ancho del lecho del canal; sin embargo, un incremento en la longitud en una cantidad igual a la profundidad del flujo es responsable de cualquier incremento futuro en el caudal. Para reducir el costo de construcción de la caída es posible canalizar. Una caída canalizada con una relación de

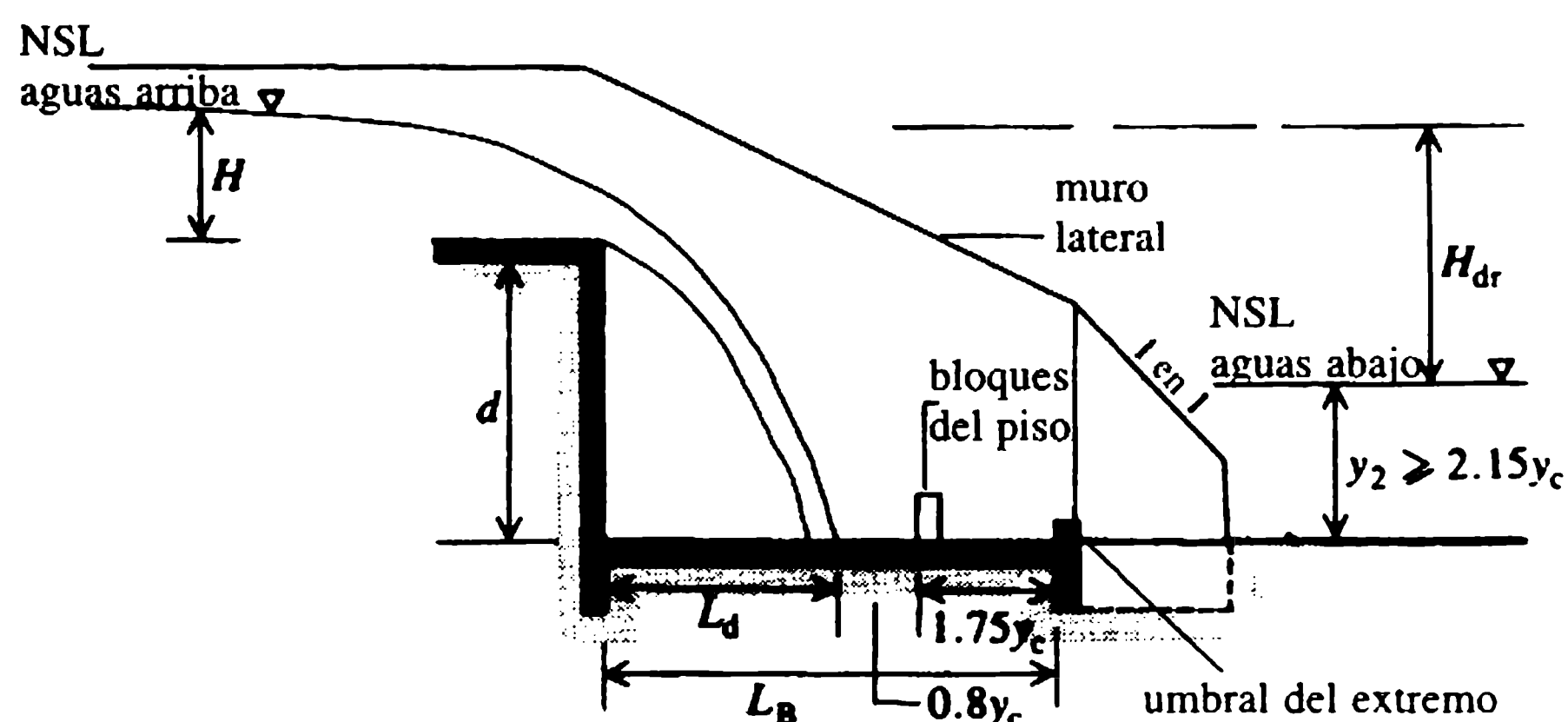


Figura 10.15 Tanque de tipo bloque de impacto (Bos, 1976).

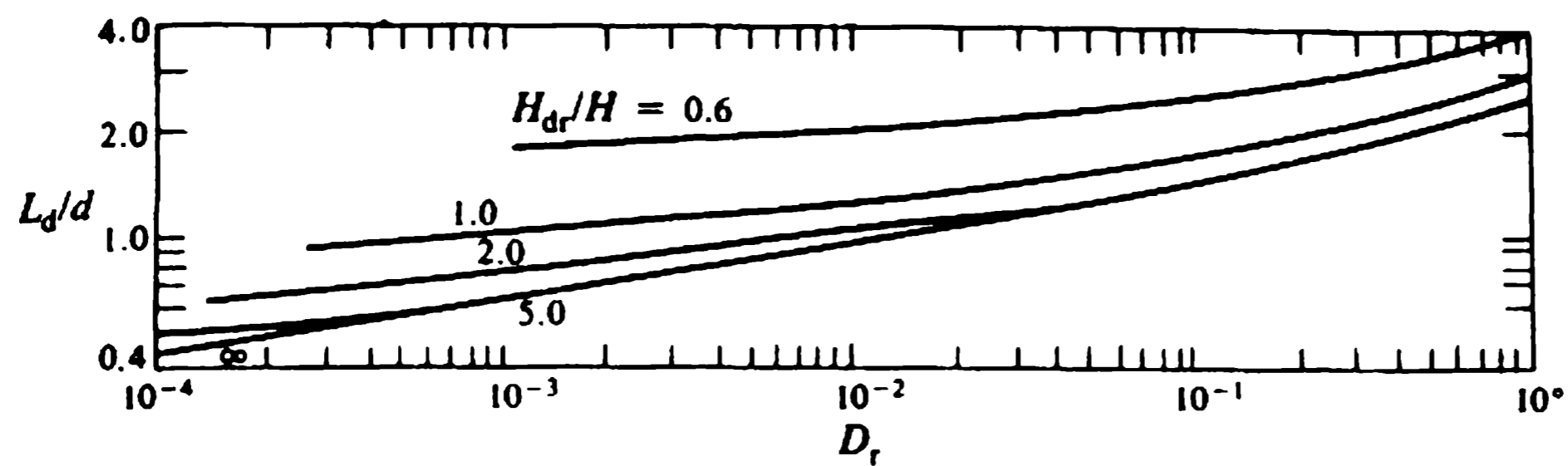


Figura 10.16 Valores de L_d/d (Bos, 1976).

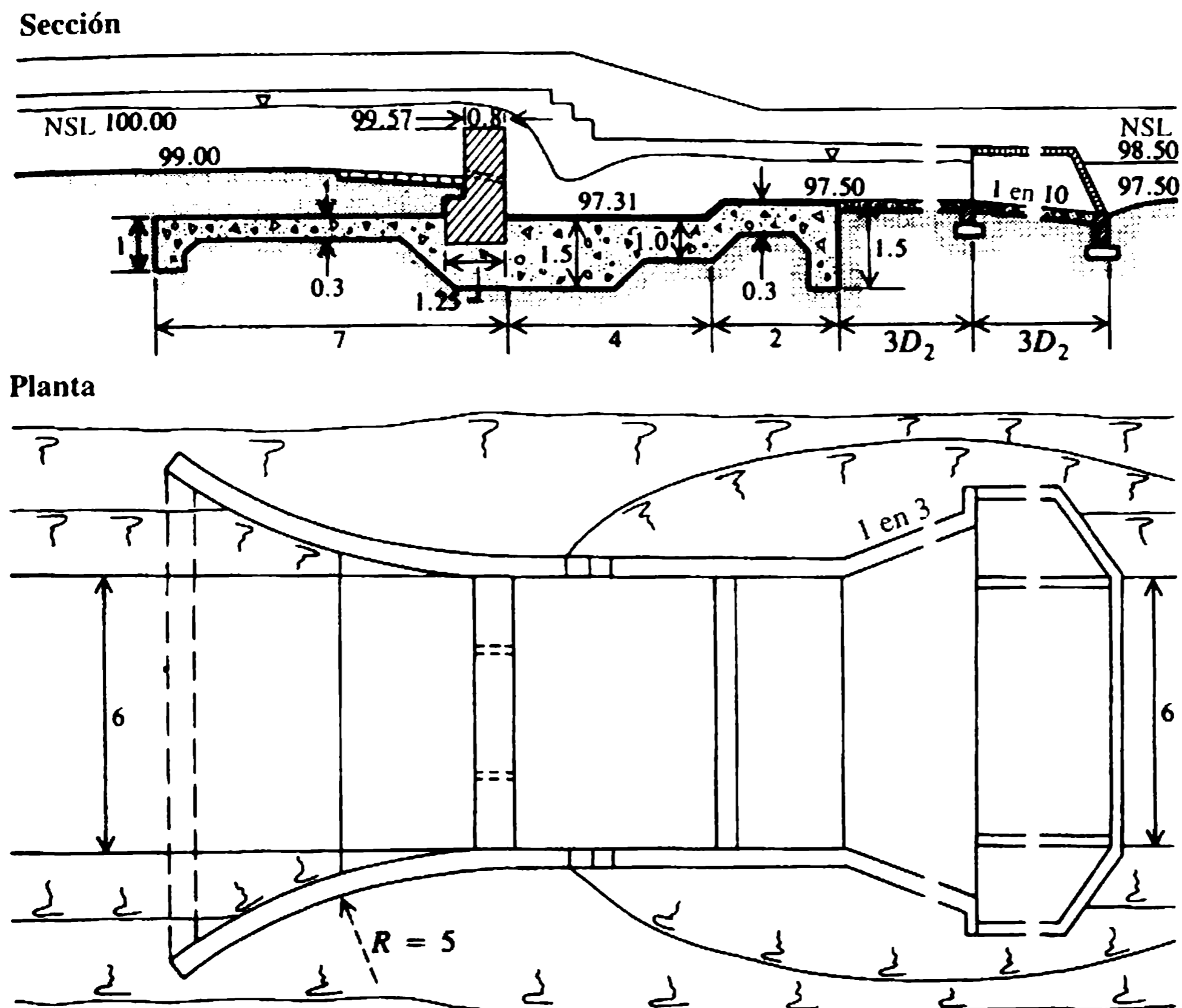


Figura 10.17 Esquema de la caída de tipo Sarda (ejemplo 10.7); dimensiones en metros.

canalización igual a $2F_1$, donde F_1 es el número de Froude del flujo de aproximación, no crea obstrucción aguas arriba de la caída. Un canal no se canaliza más allá del 50%. Siempre que se canalice, deben colocarse transiciones aguas arriba (contracción) y aguas abajo (expansión) (figura 10.3).

El nivel de la cresta debe fijarse para no crear cambios en los niveles de agua aguas arriba (efectos de remanso o de descenso del nivel). Si el nivel reducido (NR) del nivel de suministro total (NST) es Y , el NR de la línea de energía total (LET) es:

$$E = Y + V_a^2/2g \quad (10.40)$$

donde V_a es la velocidad de aproximación.

Si L_e es la longitud efectiva de la cresta, la cabeza que produce el flujo está dada por la fórmula de vertedero:

$$H = (Q/C_d L_e)^{2/3} \quad (10.41)$$

donde Q es el caudal y C_d es el coeficiente de descarga de la cresta. Por tanto, el NR de la cresta es $E - H$.

Se utilizan dos tipos de cresta (figura 10.18); rectangular para caudales hasta de $10 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ y trapezoidal para caudales mayores (ver Punmia y Lal, 1977).

Los siguientes son criterios de diseño establecidos mediante estudios extensivos en modelos en el Irrigation Research Institute, IRI (Instituto de Investigación de Irrigación) en India.

1. Para una cresta rectangular,

$$\text{ancho superior, } B = 0.55d^{1/2} \text{ (m)}, \quad (10.42)$$

$$\text{ancho de la base, } B_1 = (H+d)/S_s, \quad (10.43)$$

donde S_s es la densidad relativa del material de la cresta (para mampostería, $S_s \approx 2$). El caudal está dado por la siguiente fórmula:

$$Q = 1.835 L H^{3/2} (H/B)^{1/6}. \quad (10.44)$$

2. Para una cresta trapezoidal,

$$\text{ancho superior, } B = 0.55(H+d)^{1/2} \text{ (m)}. \quad (10.45)$$

En general, para el ancho de la base, B_1 , se recomiendan pendientes aguas arriba y aguas abajo alrededor de 1 a 3 y 1 a 8. El caudal está dado por la siguiente fórmula:

$$Q = 1.99 L H^{3/2} (H/B)^{1/6}. \quad (10.46)$$

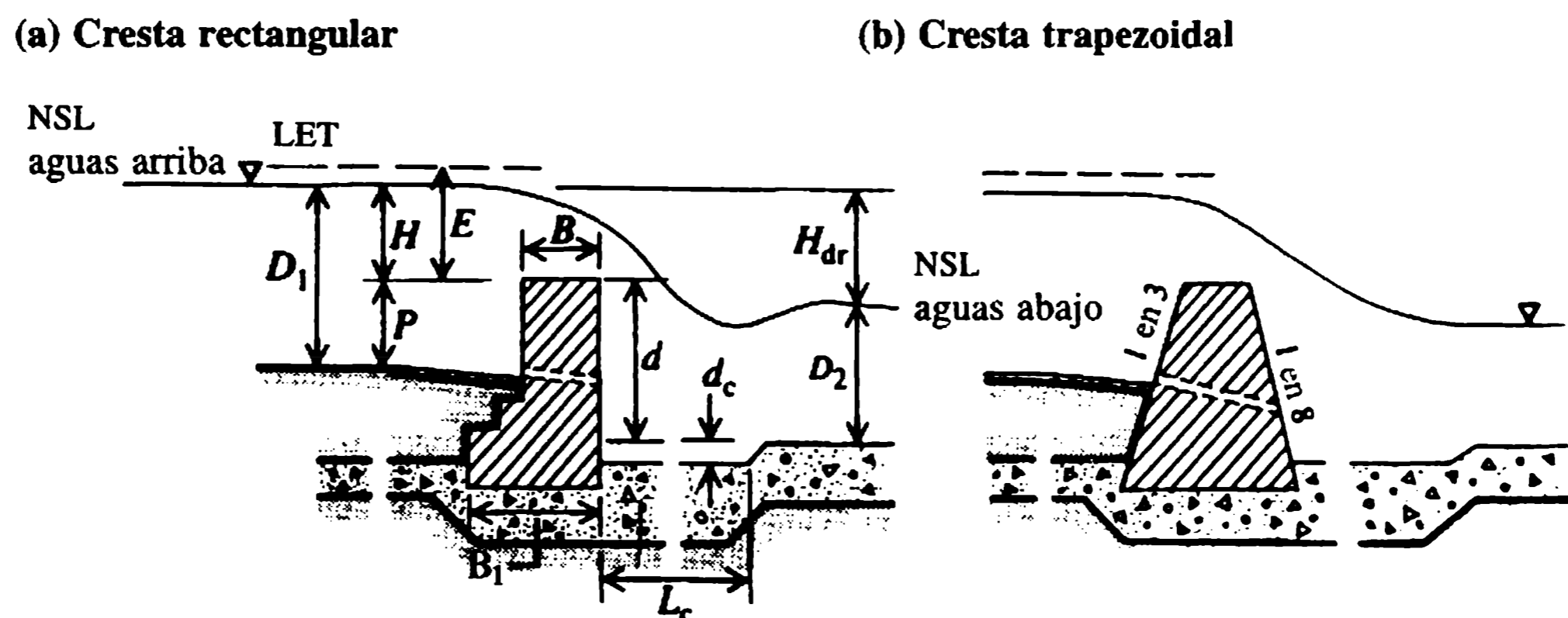


Figura 10.18 Crestas de caída Sarda.

3. El diseño de la cisterna es el siguiente:

$$\text{longitud, } L_c = 5(EH_{dr})^{1/2}; \quad (10.47)$$

$$\text{profundidad, } d_c = \frac{1}{4}(EH_{dr})^{2/3}. \quad (10.48)$$

4. La longitud mínima del piso impermeable aguas abajo de la cresta,

$$L_{bd} = 2(D_1 + 1.2) + H_{dr}. \quad (10.49)$$

c. Caída de tipo YMG T (Japón)

Este tipo de caída se utiliza de ordinario en secciones canalizadas apropiadas para canales pequeños, canales de riego, etc., con caudales hasta de $1 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ (figura 10.19). Los siguientes son los criterios de diseño recomendados:

1. altura del umbral, P varía de 0.06 m a 0.14 m con el caudal unitario q entre 0.2 y $1.0 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ m}^{-1}$;

2. profundidad de la cisterna, $d_c = 1/2(E_c H_{dr})^{1/2}$ (10.50)

3. longitud de la cisterna, $L_c = 2.5L_d$, (10.51)

donde $L_d = L_{d1} + L_{d2}$ y

$$L_{d1}/E_c = 1.155 [(P'/E_c) + 0.33]^{1/2}, \quad (10.52)$$

$$L_{d2} = (D_2 + d_c) \cot \alpha, \quad (10.53)$$

$$\cot \alpha = y_c/L_{d1}. \quad (10.54)$$

Alternativamente, también se pueden adoptar las recomendaciones del IRI, India (sección previa).

d. Caída de vertedero rectangular con cresta elevada (Francia)

En SOGREAH (Kraatz y Mahajan, 1975) se han desarrollado estructuras simples apropiadas para caídas verticales hasta de 7 m (para anchos de lechos de canales de 0.2-1 m) con profundidades (al nivel de suministro total, NST) de 0.1-0.7 m: la figura 10.20 muestra los detalles de diseño.

1. Para el diseño de la cresta,

$$\text{caudal, } Q = CL (2g)^{1/2} H^{3/2}, \quad (9.29)$$

donde $C = 0.36$ para el paramento vertical aguas arriba de la pared de la cresta y 0.40 para el paramento redondeado aguas arriba (5-10 cm). La longitud de la cresta, $L = L_B - 0.10 \text{ m}$ para un canal trapecoidal y B_1 (el ancho del lecho) para canales rectangulares.

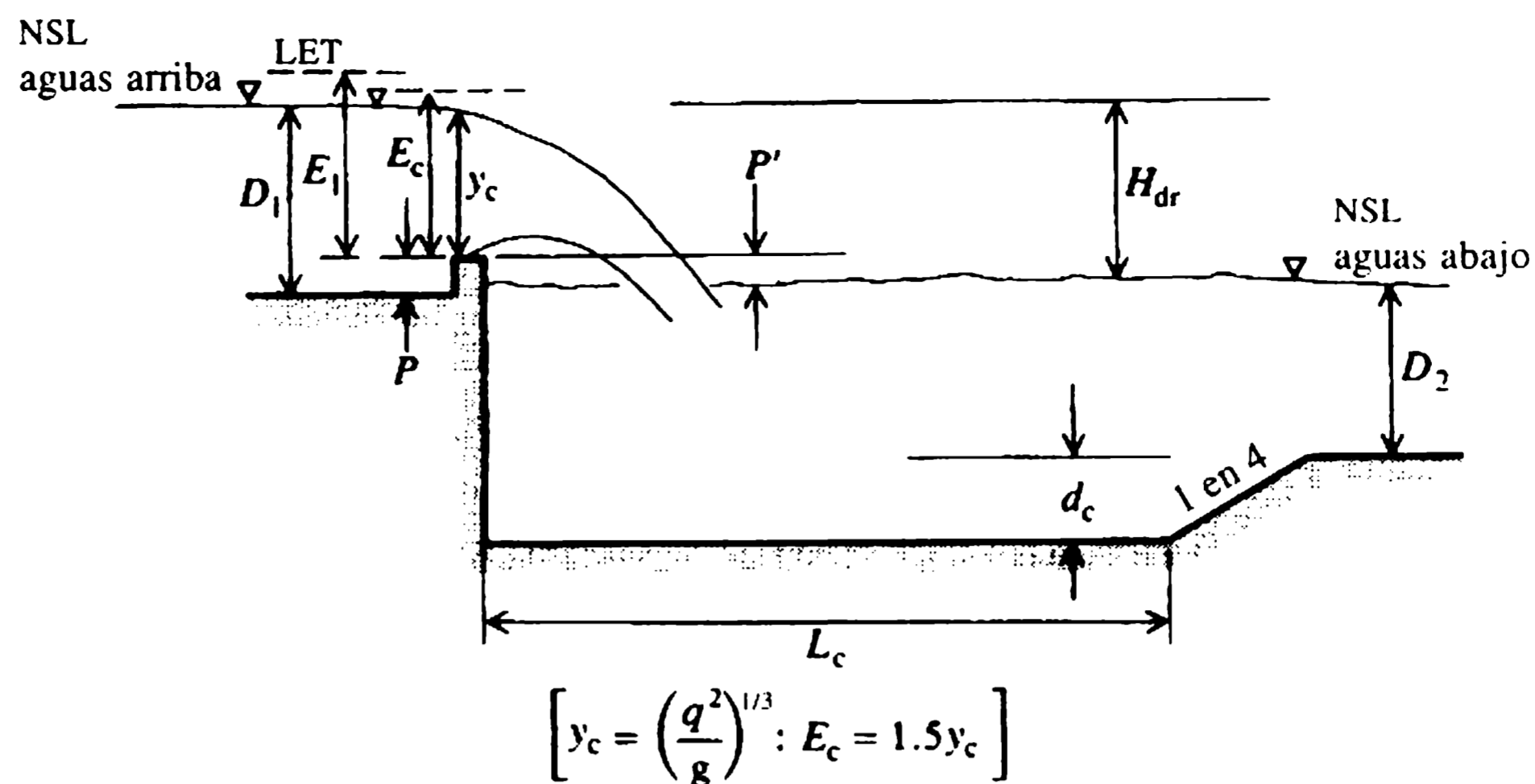


Figura 10.19 Caída de tipo YMG, Japón (Kraatz y Mahajan, 1975).

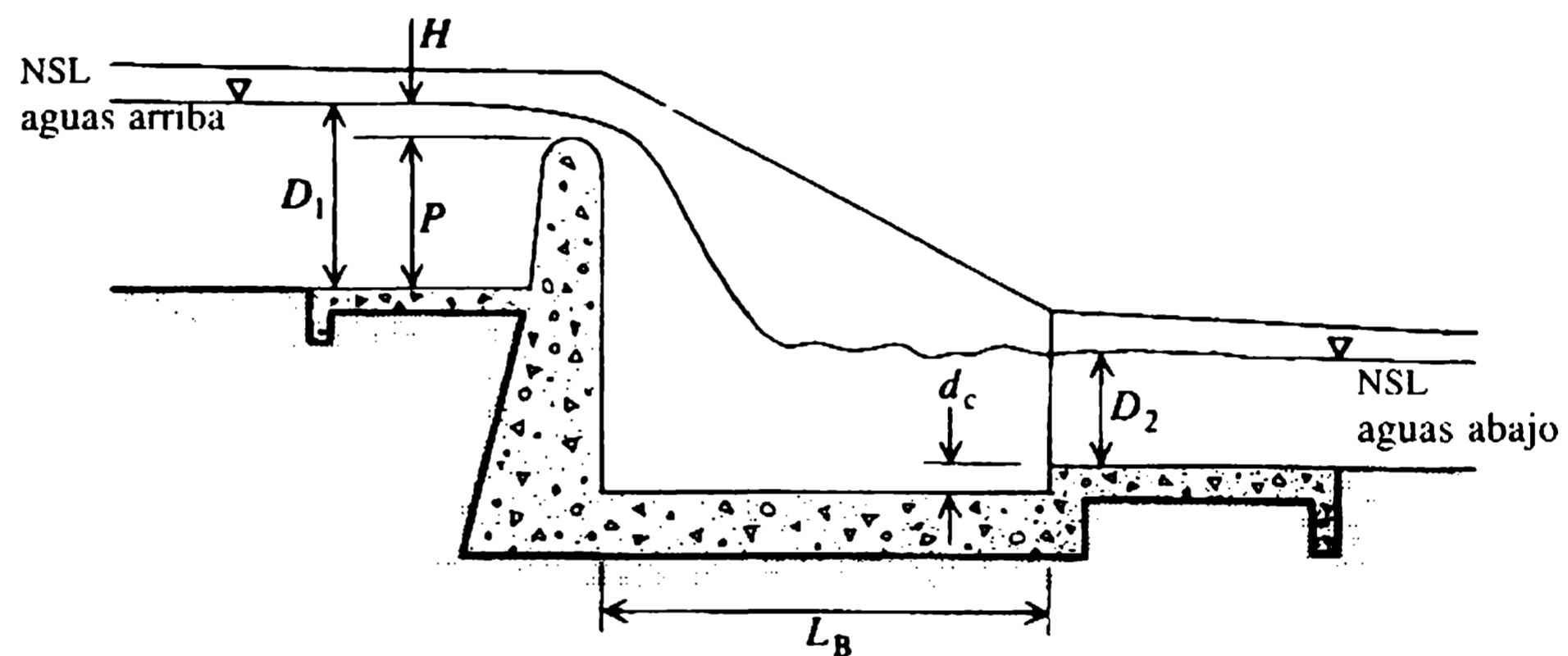


Figura 10.20 Caída de vertedero rectangular con cresta elevada, Francia (Kraatz y Mahajan, 1975).

2. Para el diseño de la cisterna,

$$\text{volumen del tanque, } V = QH_{dr}/150 \text{ (m}^3\text{),} \quad (10.55)$$

$$\text{ancho del tanque, } W_B = V/[L_B(D_2 + d_c)], \quad (10.56)$$

donde la profundidad del tanque, $d_c \approx 0.1 - 0.3$ m.

10.3.3 CAÍDAS INCLINADAS O RÁPIDAS

a. Rápida común

Este tipo de caídas tiene una cara inclinada hacia aguas abajo (entre 1/4 y 1/6, llamada glacis) seguida de cualquier tipo convencional de tanque de amortiguación de

baja cabeza; por ejemplo SAF o USBR de tipo III (capítulo 5). La descripción esquemática de una caída de tipo glacis con tanque de amortiguación USBR de tipo III, recomendado para un amplio intervalo de caudales y alturas de caídas, se muestra en la figura 10.21.

b. Caída rápida de tipo inclinada (India)

Este tipo de caída es económico en áreas donde se disponga con facilidad de la piedra, y se utiliza para caudales pequeños hasta de $0.75 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ con caídas hasta de 1.5 m. Consiste en un glacis inclinado y largo entre 1 a 10 y 1 a 20, el cual ayuda a la formación del resalto hidráulico; la pendiente moderada hace posible la navegación sin interrupción para pequeñas embarcaciones (por ejemplo, de madera).

c. Caída de tipo escalonada o cascada

Consiste en pisos recubiertos con piedra entre una serie de bloques de vertedero que actúan como presas de detención y se utilizan en canales de pequeños caudales; por ejemplo, la cola del escape de un canal principal. Un diagrama esquemático de este tipo de caída se muestra en la figura 10.22.

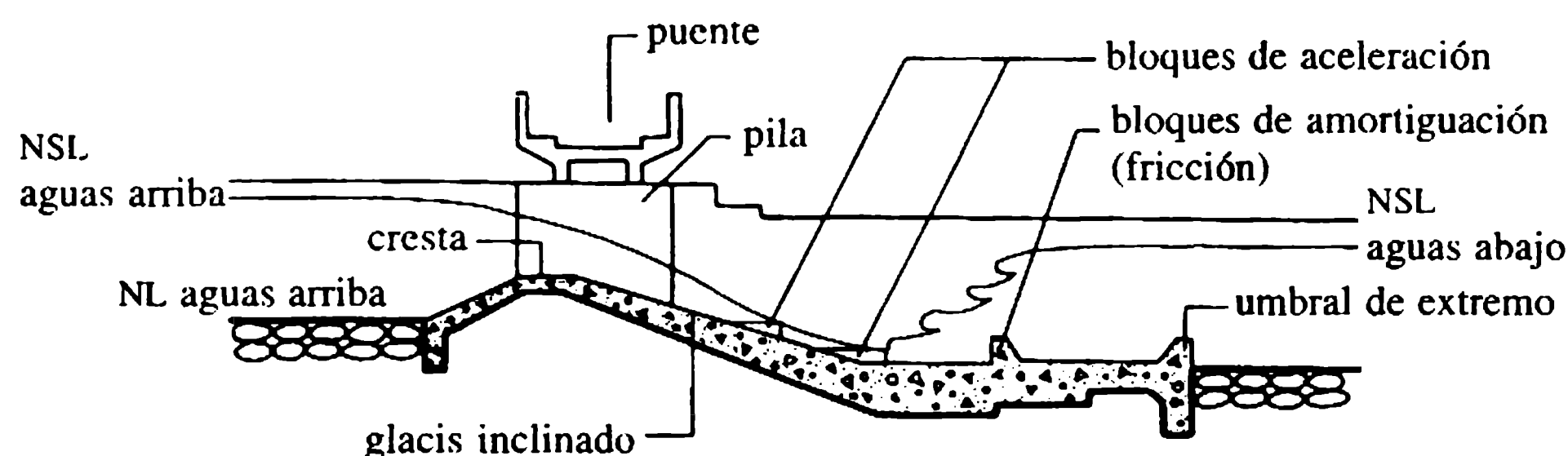


Figura 10.21 Caída de tipo glacis inclinada con tanque de amortiguación USBR de tipo III.

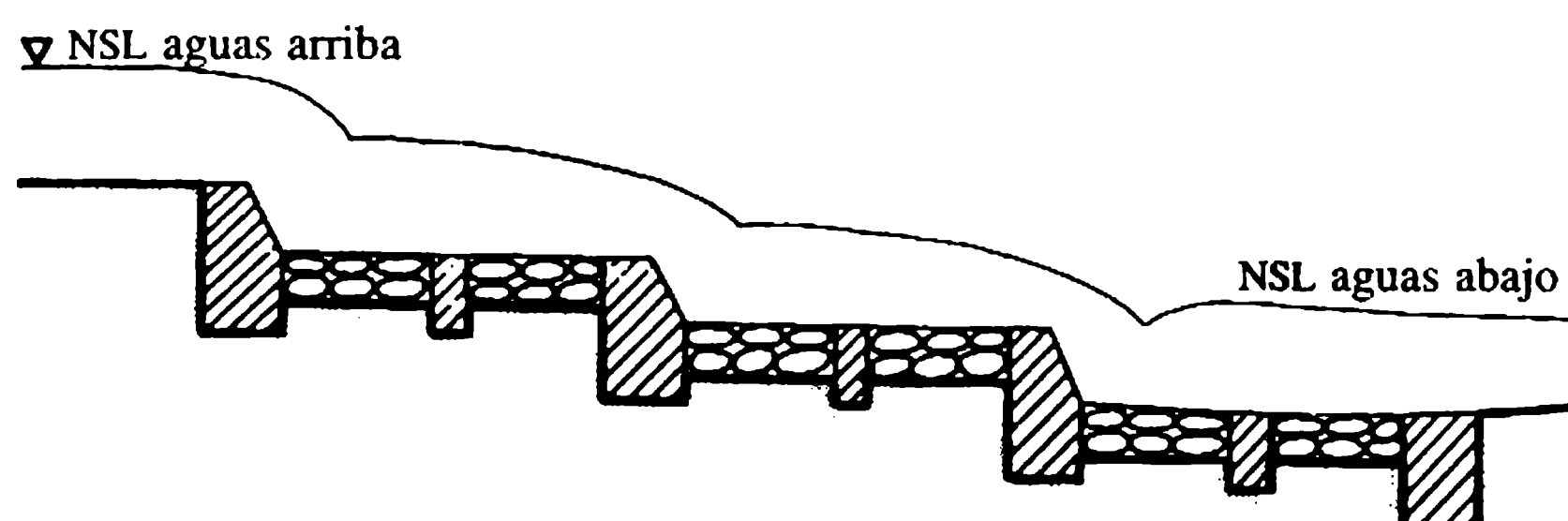


Figura 10.22 Caída de tipo escalonada o cascada.

10.3.4 CAÍDAS ENTUBADAS

Una caída entubada es la estructura más económica comparada con una caída inclinada para caudales pequeños hasta de 50 l s^{-1} . En general, está equipada con una compuerta de detención en su extremo aguas arriba y se le instala una rejilla (barra para los desechos) para prevenir las obstrucciones a la entrada.

a. Estructura de caída de tipo pozo

Una caída de tipo pozo (figura 10.23) consiste en un pozo rectangular y una tubería seguida por un delantal aguas abajo. La mayor parte de la energía se disipa en el pozo; este tipo de caída es apropiada para caudales bajos (hasta 50 l s^{-1}) y caídas grandes (2-3 m), y se utiliza en la fuga de canales pequeños.

b. Caída tubificada

Esta es una estructura económica utilizada de ordinario en canales pequeños. Consiste en una tubería (fundida en concreto) que algunas veces puede estar muy inclinada hacia aguas abajo (USBR y prácticas USBR) para hacer frente a caídas grandes. Sin embargo, un dissipador de energía apropiado (por ejemplo, un tanque de amortiguación con un umbral en el extremo) debe colocarse en el extremo aguas abajo de la tubería.

10.3.5 ESTRUCTURAS DE CAÍDA PARA GRANJAS

Este tipo de estructuras es en lo básico similar en su funcionamiento a las utilizadas en los canales de distribución; se diferencian sólo en que son más pequeñas y que su construcción es más simple.

La caída de tipo abertura de una estructura de caída para granjas (prefundida en concreto o de madera) consta de una (más comúnmente) abertura trapecoidal en una pared con cresta a través del canal, con aparatos apropiados de disipación de energía aguas abajo de la caída. También puede utilizarse como una estructura de medición de caudales.

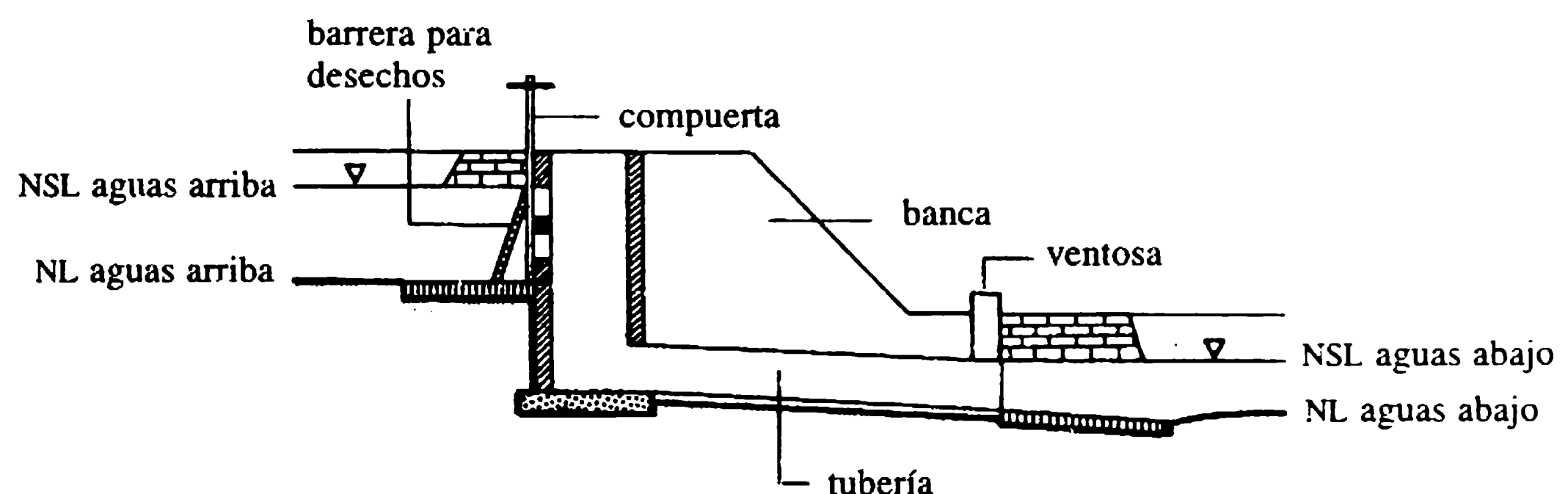


Figura 10.23 Estructura de caída de tipo pozo.

Los detalles de una caída de retención de concreto con una abertura rectangular, utilizadas con amplitud en Estados Unidos, se muestran en la figura 10.24. Para caudales de hasta alrededor de $0.5 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, se recomienda que la caída en el nivel del piso aguas abajo (C) sea aproximada a 0.2 m y la longitud del delantal (L) entre 0.75 m y 1.8 m para caídas (D) entre 0.3 y 0.9 m .

Ejemplo 10.7

Diseñar una caída de tipo Sarda utilizando la siguiente información: caudal de suministro total $= 2.8 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; nivel de suministro total aguas arriba $= 100.00 \text{ m PED}$; nivel de suministro total aguas abajo $= 98.50 \text{ m PED}$; nivel del lecho aguas arriba $= 99.00 \text{ m PED}$; nivel del lecho aguas abajo $= 97.50 \text{ m PED}$; ancho del lecho aguas arriba $= 6.00 \text{ m}$; ancho del lecho aguas abajo $= 6.00 \text{ m}$; caída, $H_{dr} = 1.50 \text{ m}$; gradiente de salida seguro del subsuelo $= 1$ a 5 .

Solución

Diseño de la cresta

Adoptar una cresta rectangular (figura 10.18). $B = 0.55 d^{1/2}$; para una cresta trapezoidal, $B = 0.55 (H + d)^{1/2}$ y $H + d = D_1 + 99.00 - 97.50 = 2.5 \text{ m}$. De ahí que B (cresta trapezoidal) $= 0.87 \text{ m}$. Escoger una cresta rectangular, ancho $B = 0.80 \text{ m}$. Se adopta una longitud de la cresta de $L = 6 \text{ m}$, la ecuación (10.51) arroja la cabeza sobre la cresta,

$$H = 0.43 \text{ m}$$

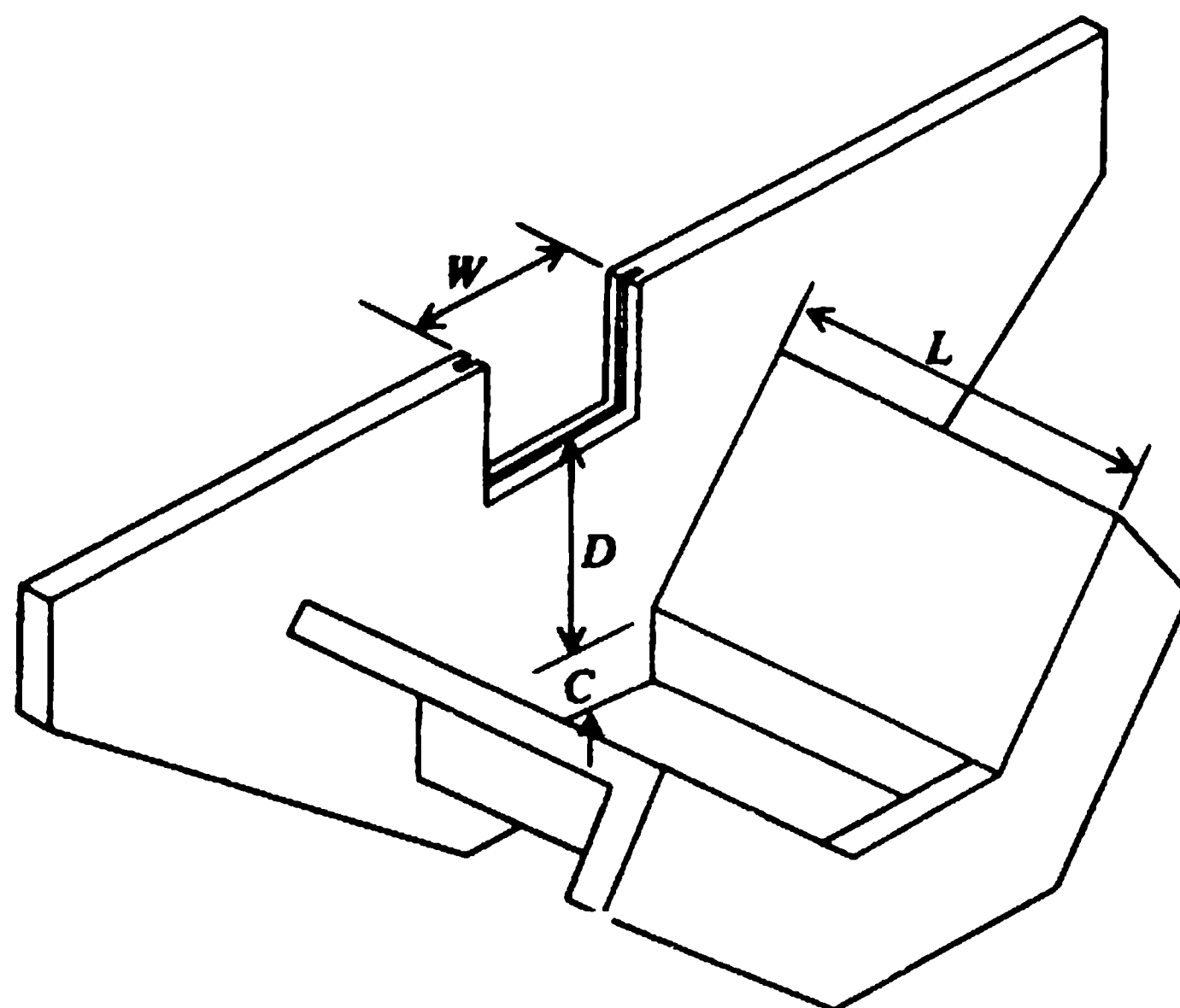


Figura 10.24 Caída de tipo abertura: caída de retención de concreto (Estados Unidos).

Verificar B: nivel de la cresta = $100.00 - 0.43 = 99.57$ m PED. Por tanto, $d = 99.57 - 97.50 = 2.07$ m y $B = 0.55d = 0.79$ m. Por consiguiente, un ancho de la cresta de 0.8 m es satisfactorio.

El ancho de la base, $B_1 = 1.25$ m [ecuación (10.50) con $S_s = 2.0$]. La velocidad de aproximación (suponiendo un canal trapezoidal 1:1) = $2.8/(6 + 1) = 0.4$ m s⁻¹. En consecuencia, el nivel o línea de energía total aguas arriba (LET) = $100.000 + 0.008 = 100.008$ m PED y $E = 100.008 - 99.57 = 0.438$ m.

La profundidad de la cisterna, $d_c = 0.19$ m [ecuación (10.55)], y la longitud de la cisterna, $L_c \approx 4$ m [ecuación (10.54)]. El NR del lecho de la cisterna = $97.50 - 0.19 = 97.31$ m PED.

Diseño del piso impermeable (el ejemplo 9.1 presenta los cálculos detallados)

La cabeza de infiltración máxima, $H_s = d$ (sin agua en el cauce aguas abajo y el nivel del agua aguas arriba en el nivel de la cresta). Si se adoptan profundidades nominales de los rastrillos aguas arriba y aguas abajo de 1 m y 1.5 m respectivamente, la longitud de la base del piso impermeable para un gradiente de salida de 1 a 5 es aproximado a 13 m. La longitud aproximada del piso impermeable aguas abajo de la cresta es de unos 6 m [ecuación (10.56)]. El espesor aproximado del piso aguas arriba (espesor nominal de 0.3 m) en el pie de la cresta es de unos 1.5 m, y a 5 m del pie es aproximadamente 0.14 m; se debe adoptar un mínimo de 0.3 m.

Se deben proveer dispositivos apropiados de disipación de energía (para caudales grandes) y obras de protección del lecho aguas arriba y aguas abajo. El esquema detallado de diseño se muestra en la figura 10.17.

Referencias

- Blaisdell, F.W. and Anderson, C.L. (1988a) A comprehensive generalized study of scour at cantilevered pipe outlets. *Journal of Hydraulic Research*, **26** (4), 357–76.
- Blaisdell, F.W. and Anderson, C.L. (1988b) A comprehensive study of scour cantilevered pipe outlets. *Journal of Hydraulic Research*, **26** (5), 509–24.
- Bodhaine, G.L. (1976) *Measurement of Peak Discharge at Culverts by Indirect Methods*, Techniques of Water Resources Investigations of the USGS, Book 3, US Geological Survey, Washington, DC.
- Bonasoundas, M. (1973) *Strömungsvorgang und Kolkproblem*, Report 28, Oscar von Miller Institute, Technical University, Munich.
- Bos, M.G. (ed.) (1976) *Discharge Measurement Structures*, Laboratorium voor Hydraulica en Afvoerhydrologia, Wageningen.
- Breusers, H.N.C. and Raudkivi, A.J. (1991) *Scouring*, IAHR Hydraulic Structures Design Manual, Vol. 2, Balkema, Rotterdam.
- Breusers, H.N.C., Nicollet, G. and Shen, H.W. (1977) Local scour around cylindrical piers. *Journal of Hydraulic Research*, **15** (3), 211–52.
- Chow, V.T. (1983) *Open Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, New York.
- Clark, A. and Novak, P. (1983) Local erosion at vertical piles by waves and currents, in *Proceeding of the IUTM Symposium on Seabed Mechanics*, Newcastle upon Tyne.
- d'Aubuisson, J.F. (1840) *Traité d'Hydraulique*, 2nd edn, Pitois, Levrault et Cie, Paris.

- Ettema, R. (1980) *Scour at Bridge Piers*, Report 216, School of Civil Engineering, University of Auckland.
- Fletcher, B.P. and Grace, J.L., Jr. (1974) *Practical Guidance for Design of Lined Channel Expansions at Culvert Outlets*, Technical Report H-74-9, US Army Engineers Waterways Experimental Station, Vicksburg.
- Forster, J.W. and Skrinde, R.A. (1950) Control of the hydraulic jump by sills. *American Society of Civil Engineers Transactions*, **115**, 973–87.
- Hinds, J. (1928) The hydraulic design of flume and siphon transitions. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, **92**, 1423–59.
- Inglis C. (1949) *The Behaviour and Control of Rivers and Canals*, Research Publication 13, Central Water Power Irrigation and Navigation Report, Poona Research Station.
- Kindsvater, C.E., Carter, R.W. and Tracy, H.J. (1953) *Computation of Peak Discharge at Contractions*, Circular 284, USGS.
- Kraatz, D.B. and Mahajan, I.K. (1975) *Small Hydraulic Structures – Irrigation and Drainage*, FAO, Rome, Papers 26/1 and 26/2.
- Laursen, E.M. (1962) Scour at bridge crossings. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, Part 1, **127**, 166–209.
- Linsley, R.K. and Franzini, J.B. (1979) *Water Resources Engineering*, 3rd edn, McGraw-Hill, New York.
- Melville, B.W. (1975) *Local Scour at Bridge Sites*, Report 17, School of Civil Engineering, University of Auckland.
- Nagler, F.A. (1918) Obstruction of bridge piers to the flow of water. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, **82**, 334–95.
- Punmia, B.C. and Lal, P.B.B. (1977) *Irrigation and Water Power Engineering*, 4th edn, Standard Publishers, New Delhi.
- Ranga Raju, K.G. (1993) *Flow Through Open Channels*, 2nd edn, Tata McGraw-Hill, New Delhi.
- Richardson, J.R. and Richardson, E.V. (1994) Practical method for scour prediction at bridge piers, in *Hydraulic Engineering '94* (eds J.V. Cotroneo and R.R. Rumer), *Proceedings of the ASCE Conference*, Buffalo, NY, 1994, American Society of Civil Engineers, New York.
- Simons, D.B. and Stevens, M.A. (1972) Scour control in rock basins at culvert outlets, in *River Mechanics*, Vol. II (ed. H.W. Shen), Chapter 24.
- UPIRI (1940) Technical Memorandum 5, Uttar Pradesh Irrigation Research Institute, Roorkee.
- US Army Engineering Research Center (1983) *Shore Protection Manual*, Washington, DC.
- Vittal, N. and Chiranjeevi, V.V. (1983) Open channel transitions: rational method of design. *Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers*, **109** (1), 99–115.
- Watkins, L.H. and Fiddes, D. (1984) *Highway and Urban Hydrology in the Tropics*, Pentech, London.
- Yarnell, D.L. (1934) *Bridge Piers as Channel Obstructions*, Technical Bulletin 442, US Department of Agriculture.