



Apuntes de hidráulica II
Capítulo 8

**Diseño hidráulico
de estructuras**

Gilberto Sotelo Avila



Apuntes de Hidráulica II

CAPITULO 8

**DISEÑO HIDRAULICO
DE ESTRUCTURAS**

Gilberto Sotelo Avila

SOTELO ÁVILA, Gilberto. *Apuntes de hidráulica II. Capítulo VIII. Diseño hidráulico de obras.*
México, UNAM, Facultad de Ingeniería, 1994, p. 509-647.

Apuntes de hidráulica II. Capítulo VIII. Diseño hidráulico de obras

Prohibida la reproducción o transmisión total o parcial de esta obra por cualquier medio o sistema electrónico o mecánico (incluyendo el fotocopiado, la grabación o cualquier sistema de recuperación y almacenamiento de información), sin consentimiento por escrito del editor.

Derechos reservados.

© 1994, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
Ciudad Universitaria, México, D. F.

Primera edición, junio de 1994.

Impreso en México.

El contenido del capítulo 8 que aquí se presenta tiene mayor aplicación al tema de Obras de control y excedencias de la asignatura Obras Hidráulicas de la carrera de ingeniero civil. Sin embargo, para no publicarlo como un tema aislado, se le ha considerado una continuación de los apuntes de Hidráulica II de la asignatura Hidráulica de Canales de la misma carrera, a fin de facilitar las aplicaciones y referencias a los criterios empleados y como un complemento de dicha asignatura.

El autor

8. DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS

8.1 Antecedentes

El control del nivel del agua y la regulación de descargas son necesarios para propósitos de irrigación, energía hidroeléctrica, conservación del agua, prevención y control de avenidas, navegación interior, etc.- Para ello se dispone de una amplia variedad de estructuras hidráulicas de control, adecuadas a las necesidades particulares, que varían desde vertedores o compuertas utilizadas en pequeños ríos y canales, hasta obras de excedencias en grandes presas.

Las obras hidráulicas accesorias en los sistemas de aprovechamiento tienen como objetivo controlar y conducir el volumen de agua necesario o el excedente hasta el sitio en que se aprovecha o hacia el cauce del río. La obra de excedencias, la obra de toma y la obra de desvío son ejemplos de obras hidráulicas accesorias de gran utilidad en los aprovechamientos superficiales.

Para alcanzar su objetivo, estas obras están constituidas de diferentes componentes; cada una de ellas involucra distintos problemas en su diseño, que se relacionan con las condiciones topográficas y geológicas del lugar, el diseño del vaso de almacenamiento, el control de las descargas, las necesidades de operación y servicio, los daños a otras estructuras o al sitio de des--

carga, pero esencialmente con su economía.

La teoría básica para el diseño de estructuras hidráulicas con flujo permanente ha sido presentada en los capítulos anteriores, incluido también lo expuesto en el volumen I. El objeto de este capítulo es de presentar las aplicaciones de dicha teoría al diseño hidráulico de algunas estructuras hidráulicas accesorias cuidando del doble aspecto del funcionamiento del control mismo (como la capacidad misma de un cimacio para descargar avenidas en la magnitud requerida), como el de conocer qué controles pueden interferir o aún dominar la forma del perfil longitudinal del flujo del agua, - lo anterior tiene como objetivo adicional incluir aquellas consideraciones particulares que ameritan mención especial, teniendo presente la dificultad que conlleva la generalización de conceptos y criterios aplicados a una obra determinada. Es posible afirmar "a priori" - que un factor importante en el éxito de un proyecto está representado por la experiencia y práctica profesional del proyectista, que encuentra un auxiliar valioso en el estudio en modelo reducido al conducirlo paralelamente con la fase de proyecto.

En este capítulo se incluye también el comportamiento de otras estructuras, como las terminales, que aunque no son de control, comúnmente se asocian con ellas en las obras de ingeniería hidráulica.

En el diseño hidráulico de las obras que aquí se tratan se maneja principalmente flujo permanente a superficie libre y es lo que hasta ahora se ha expuesto en los anteriores capítulos.

Por otra parte, considerando que un vertedor constituye una sección de control de aplicación muy amplia en las obras hidráulicas, se presentan enseguida los métodos de diseño de los vertedores de cimacio, que amplían lo expuesto en el capítulo 7 del vol. I e introducen consideraciones muy importantes en el diseño de obras de excedencia u obras de control en general, con aplicación en aprovechamientos para riego o generación de energía hidroeléctrica.

8.2 Vertedores de cimacio

8.2.1 Aspectos generales

Los vertedores de cimacio consisten de una cresta de -

control de pared gruesa, cuyo perfil tiene aproximadamente la forma de la superficie inferior de una lámina ventilada que vierte libremente sobre la cresta -- (supcapítulo 7.4 del vol. I); esto permite alcanzar un mejor coeficiente de descarga y mantener la estabilidad estructural a través del peso del concreto o mampostería utilizado en el cuerpo de la obra. El perfil puede abandonar dicha forma, una vez que se garantiza poco cambio en el coeficiente de descarga. Normalmente continúa con una rápida tangente, de gran pendiente y relativamente corta, que remata en otra superficie de curvatura contraria a la de la cresta y termina en tangente a la plantilla de un canal de conducción, tanque de amortiguación o a un salto de esquí.

El cimacio descrito constituye una "sección de control" cuya descarga puede ser libre o controlada. En el de descarga libre no se utilizan elementos adicionales -- para regular las descargas, y el vertido se produce libremente sobre la cresta, permitiendo que su forma en planta pueda ser recta o curva. En el de descarga controlada se utilizan diferentes tipos de compuertas sobre la cresta y su forma en planta sólo puede ser recta o poligonal, con pilas intermedias para apoyo de las compuertas.

Para conducir el agua hasta el vertedor suele necesitarse un canal de acceso corto, casi siempre horizontal, que capte el agua del vaso de almacenamiento y la conduzca hasta la cresta del cimacio con velocidad pequeña, de distribución transversal uniforme para eliminar zonas muertas, y en dirección perpendicular a la cresta en cada punto (sección 8: 3.2). La velocidad del agua en el canal de acceso y la profundidad de éste respecto de la cresta vertedora tienen influencia importante en la descarga y en el diseño del perfil del cimacio.

La lámina vertiente sobre el cimacio en su libre caída, se acelera y produce un flujo rápidamente variado por los cambios tan bruscos y frecuentes en la curvatura de las líneas de corriente y junto con el salto hidráulico, constituyen los casos más frecuentes de ocurrencia de este flujo en la práctica. Su tratamiento difícil del expuesto para el gradualmente variado en el capítulo 5, ya que se realiza prácticamente con base en resultados experimentales.

Debido a que hay diferencias en el comportamiento y evaluación del flujo entre los cimacios de cresta libre y los controlados por compuertas, se presentan ambos casos por separado.

8.2.2 Cimacios de cresta libre

8.2.2.1 Condiciones de diseño

El caudal que vierte sobre un cimacio y la carga sobre la cresta son, en general, variables, según la magnitud de los excedentes que se desea desalojar del almacenamiento. Sin embargo, es evidente que el perfil del cimacio puede adaptarse de manera óptima a la lámina vertiente que corresponde a un solo caudal o carga, y funciona con menor o mayor eficiencia en otras condiciones de operación. Es motivo de análisis establecer qué caudal o condición de descarga debe elegirse como la "condición del diseño" del perfil del cimacio.

Con frecuencia dicha condición se elige de manera que corresponda a la de gasto o carga máxima que se espera descargue el vertedor; en otros casos puede ser una intermedia, pero en la elección final debe tratarse de lograrse el mejor funcionamiento de la obra para cualquier condición de operación.

El diseño del perfil de un cimacio implica entonces elegir una "carga de diseño" H_d o un "gasto de diseño" Q_d , de los que dependen la forma y dimensiones de dicho perfil. Según se indica en la Fig. 8.1, la carga de diseño incluye la carga de velocidad de llegada en el canal de acceso (correspondiente al caudal de diseño), la que a su vez depende de las dimensiones y profundidad P (respecto de la cresta) en dicho canal. Esto es: $H_d = h_d + h_o$, donde $h_o = (V_o^2/2g)_d$.

8.2.2.2 Capacidad de descarga

La capacidad de descarga de un cimacio, para la condición de diseño o para cualquier otra condición de operación, es función de la longitud efectiva de la cresta vertedora, de la carga real con que opere, de la geometría del perfil y de las dimensiones y profundidad del canal de acceso.

En el caso de vertido libre (Fig. 8.1), con o sin pilas intermedias, la ecuación para el cálculo de la capacidad de descarga es la general de vertedores (ec. 7.6 del vol. I):

$$Q = C L_e H^{3/2} \quad (8.1)$$

donde

C coeficiente de descarga, en $m^{1/2} / s$

H carga total de operación, incluyendo carga de velocidad de llegada, en m

Le Longitud efectiva de cresta, en m

Q descarga, en m^3 / s

En el cálculo de H se considera que: $H = h + V_o^2 / 2g$, - donde $V_o = q / (P+h)$ es la velocidad de llegada y q gasto unitario en el canal de llegada.

8.2.2.3 Coeficiente de descarga

El coeficiente C de la ec. (8.1) depende principalmente de la carga H con que opera el vertedor en un momento dado, de la carga H_d elegida para diseñar el perfil del cimacio, de la profundidad del canal de acceso, del talud de la cara aguas arriba y del grado de ahogamiento de la descarga. La interrelación de C con todos estos elementos ha sido obtenida únicamente de manera experimental y la que se presenta a continuación - corresponde al U.S. Bureau of Reclamation (ref. 21).

La Fig. 8.2 muestra la gráfica principal que relaciona el valor de C, que en este caso adquiere el valor C_o , - con el de P/H_d (profundidad del canal de acceso entre carga de diseño) para el caso en que la carga de operación sea igual a la de diseño ($H/H_d = 1$) y que el parámetro aguas arriba del cimacio sea vertical. Aquí se observa que cuando $P = 0$, $C_o = 1.705$, que corresponde a un vertedor de cresta ancha y que cuando P crece, C_o - también, hasta un máximo de 2.181, a partir del cual se mantiene constante.

Cuando la carga de operación es distinta de la de diseño y se mantiene vertical la cara aguas arriba, el coeficiente de descarga varía con la relación H/H_d , como lo muestra la Fig. 8.3, en la que C_o es el coeficiente obtenido de la Fig. 8.2. Es interesante observar que el coeficiente C es mayor que C_o cuando la carga de operación es mayor que la de diseño. Esto implica que es conveniente elegir una carga de diseño que sea menor que la máxima con que opere el cimacio, a fin de lograr mejores condiciones de operación cuando la última se presente; esto tiene la limitación de presión ne

gativa máxima tolerable sobre la espalda del cimacio, -
de acuerdo con lo que se expone en el inciso 8.2.2.8.

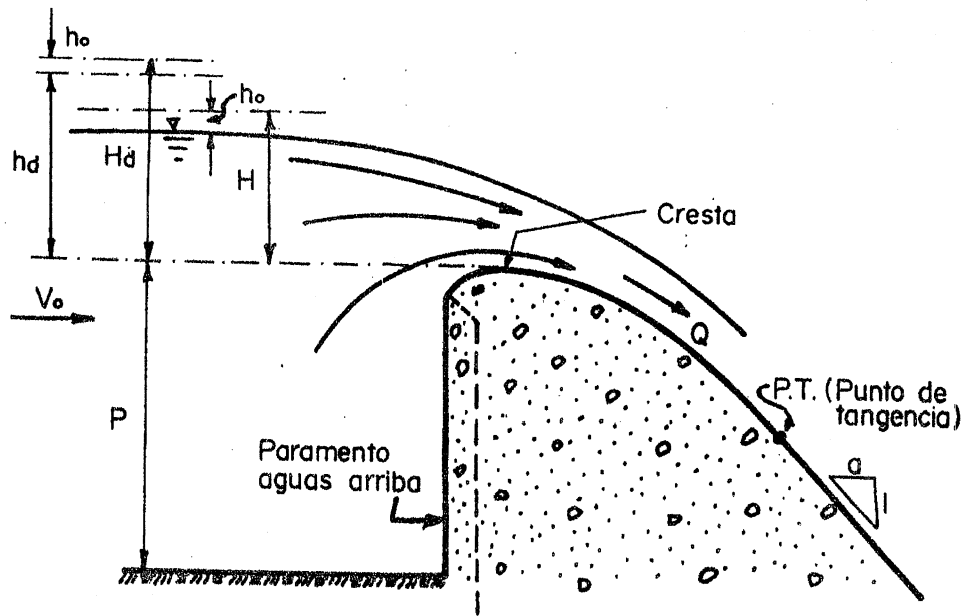


Fig. 8.1 Vertido libre sobre un cimacio

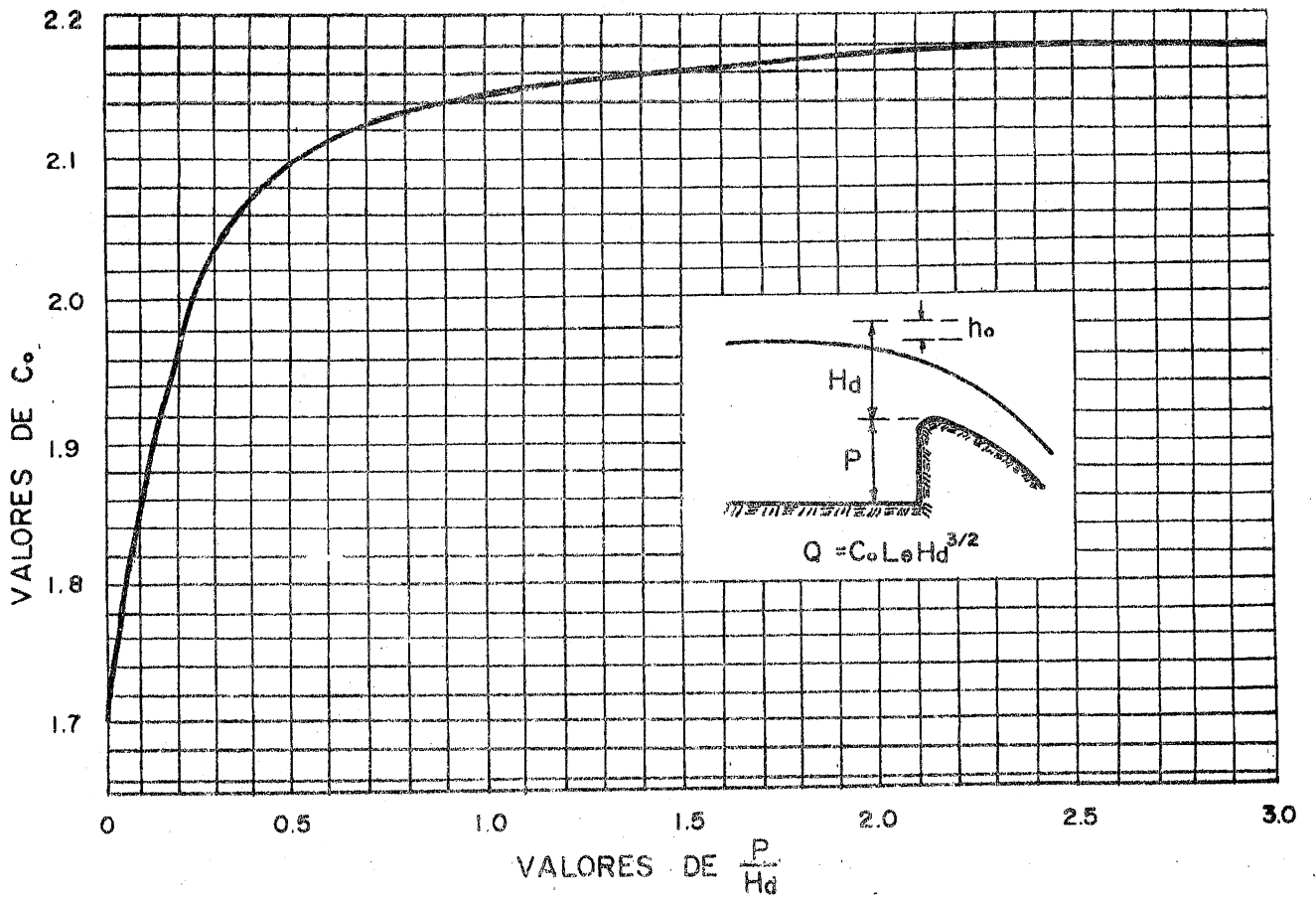


Fig. 8.2 Coeficiente de descarga en cimacios de paramento aguas arriba vertical, vertiendo con la carga de diseño (ref. 21)

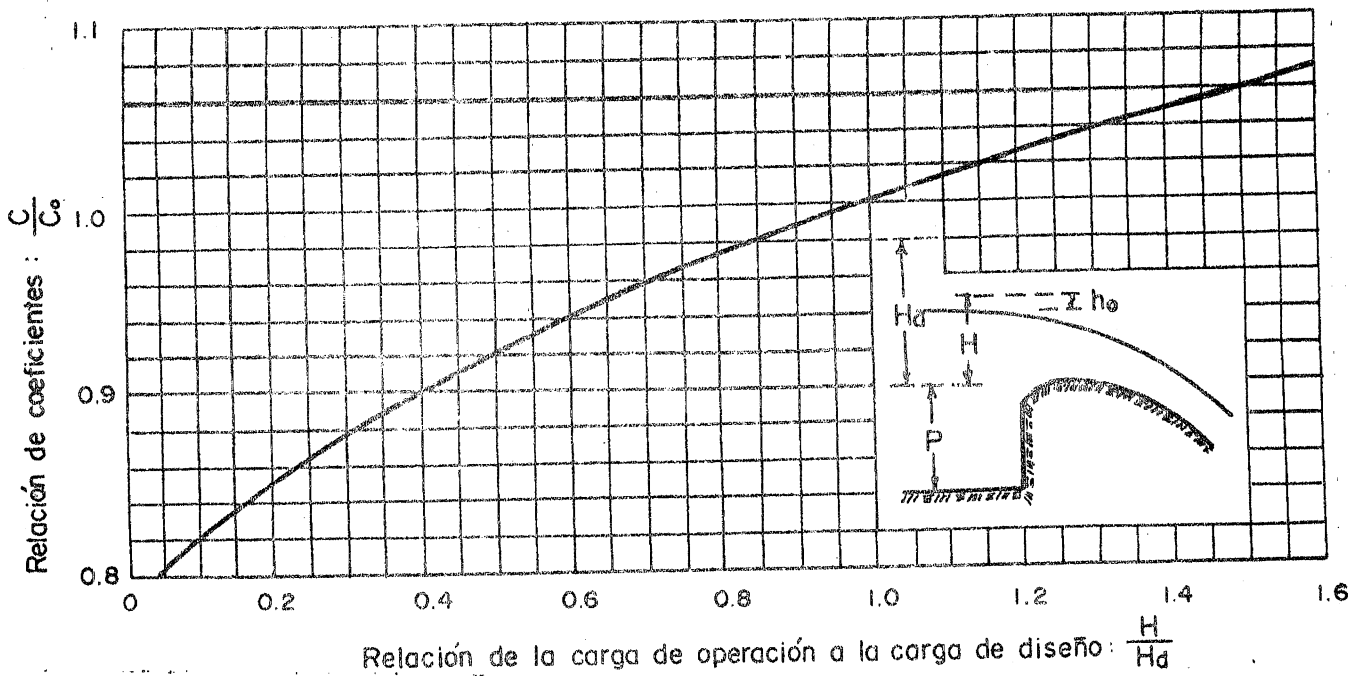


Fig. 8.3 Coeficiente de descarga en cimacios de paramento aguas arriba vertical, vertiendo con cargas diferentes a la de diseño (ref. 21)

A fin de satisfacer requisitos de estabilidad estructural, puede ser necesario que el paramento aguas arriba del cimacio sea inclinado.

Para una carga de operación igual a la de diseño, el coeficiente de descarga varía con la relación P/H_d y con el talud de inclinación del paramento, como lo muestra la Fig. 8.4 en la que C vertical es el coeficiente obtenido de las Figs. 8.3 y 8.2. Es interesante observar que el efecto de inclinación del paramento es más apreciable para valores pequeños de P/H_d ; en la medida que P/H_d crece, el coeficiente para un paramento inclinado tiende al valor para el de un paramento vertical.

De esta manera, el valor final del coeficiente C en la ec. (8.1) resulta del producto de C_0 obtenido de la Fig. 8.2, por la corrección de la Fig. 8.3 y cuando el paramento sea inclinado, además por la corrección de la Fig. 8.4 .

La elevación relativa del piso y superficie libre, -- aguas abajo del cimacio tienen también efectos importantes sobre las condiciones en que se produce el vertido; van desde la permanencia del flujo supercrítico--sin ningún efecto -- hasta la formación de salto hidráulico, ahogamiento de la descarga y grandes reducciones del coeficiente C . La fig. 8.5 presenta los resultados experimentales, obtenidos por el U.S. Bureau of Reclamation (ref. 21) a este respecto; con ella puede determinarse el decremento del coeficiente de descarga en cimacios de cara vertical aguas arriba, en porcentaje correspondiente a descarga libre obtenido de las Figs. 8.2 y 8.3. De acuerdo con los valores de z/H y de $(z-d)/H$, resultará un punto ubicado en la Fig. 8.5; para el que se interpola el porcentaje de decremento; la posición del punto permite también conocer las condiciones en que ocurre el flujo aguas abajo, de acuerdo con la zona en que esté ubicado. En efecto, la Fig. 8.5 muestra cinco zonas características de posible ocurrencia del flujo aguas abajo, que se describen enseguida: 1) el flujo continúa a régimen supercrítico; 2) un salto hidráulico parcial o incompleto ocurre inmediatamente aguas abajo del cimacio; 3) se presenta un salto hidráulico verdadero; 4) ocurre un salto ahogado en el que la lámina vertiente desciende a gran velocidad sobre la espalda del cimacio y después continúa en trayectorias erráticas y fluctuantes por una distancia considerable hacia aguas abajo; y 5) no ocurre salto, la lámina vertiente se separa de la espalda del cimacio, se des

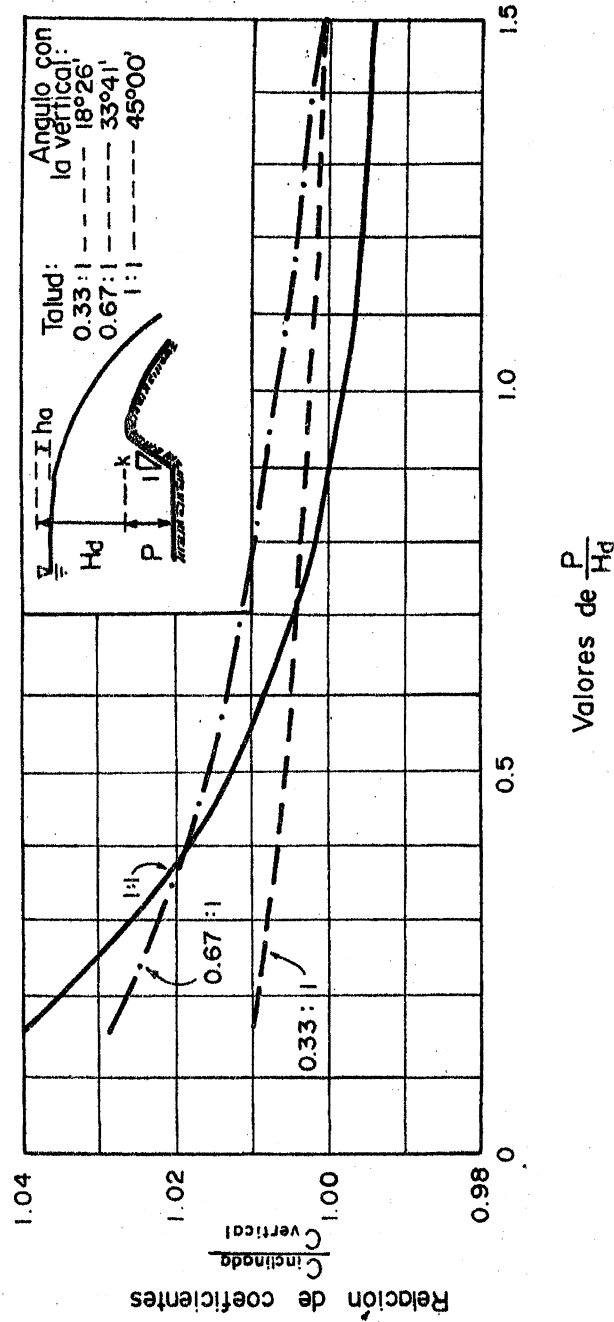


Fig. 8.4 Coeficiente de descarga en cimacios de paramento aguas arriba inclinado, vertiendo con la carga de diseño (ref. 21)

acelera y se difunde sobre la superficie libre aguas-abajo, por una distancia corta.

La Fig. 8.6 muestra los efectos particulares del nivel-del piso aguas abajo sobre el coeficiente de descarga, cuando ocurren las condiciones descritas para las dos-primeras zonas. De hecho, presenta la misma in--formación que la Fig. 8.5 (para la zona de las curvas-verticales discontinuas), pero de manera ligeramente -distinta. El decremento en el coeficiente de descarga se debe principalmente a un efecto de contrapresión -del piso aguas abajo y es independiente de cualquier -efecto de ahogamiento por el nivel de salida. En la -medida en que se reduce el desnivel entre la cresta y-el piso, z/H se aproxima a 1.0 y el coeficiente de des-carga al valor 0.77; esto es, 77 por ciento del valor-para descarga libre, sobre la base de un coeficiente 2.181 para descarga libre en un cimacio alto, esto equi-valdría a 1.68 que es virtualmente el de un vertedor de cresta ancha (1.704). Cuando $z/H > 1.7$, el nivel del piso aguas abajo tiene poco efecto en el coeficiente -de descarga, pero hay un decremento en el coeficiente-por efecto de ahogamiento. Esto se muestra en la Fig. 8.7 que indica la relación entre los coeficientes de-descarga: el modificado por el efecto de las condicio-nes de ahogamiento aguas abajo y el de descarga libre. Esta figura presenta los datos obtenidos de las líneas horizontales discontinuas en el lado derecho de la Fig. 8.5, de manera ligeramente diferente. Cuando dichas -líneas se vuelven curvas, el decremento en el coeficien-te es el resultado de una combinación de los efectos -del nivel aguas abajo y de la posición del piso.

8.2.2.4 Longitud efectiva de cresta

La longitud real o neta de la cresta vertedora reduce su magnitud por efecto de las contracciones que experi-menta el flujo, debidas a la presencia de estribos y pī-las sobre el cimacio. Los estribos son muros latera--les verticales que sirven para confinar el flujo; la -presencia de pilas intermedias obedece a la necesidad-de construir un puente sobre el vertedor y normalmente de utilizar compuertas para controlar la descarga.

La longitud que resulta después de considerar dichos -efectos se conoce como longitud efectiva y vale

$$L_e = L - 2 (K_a + N K_p) H \quad (8.2)$$

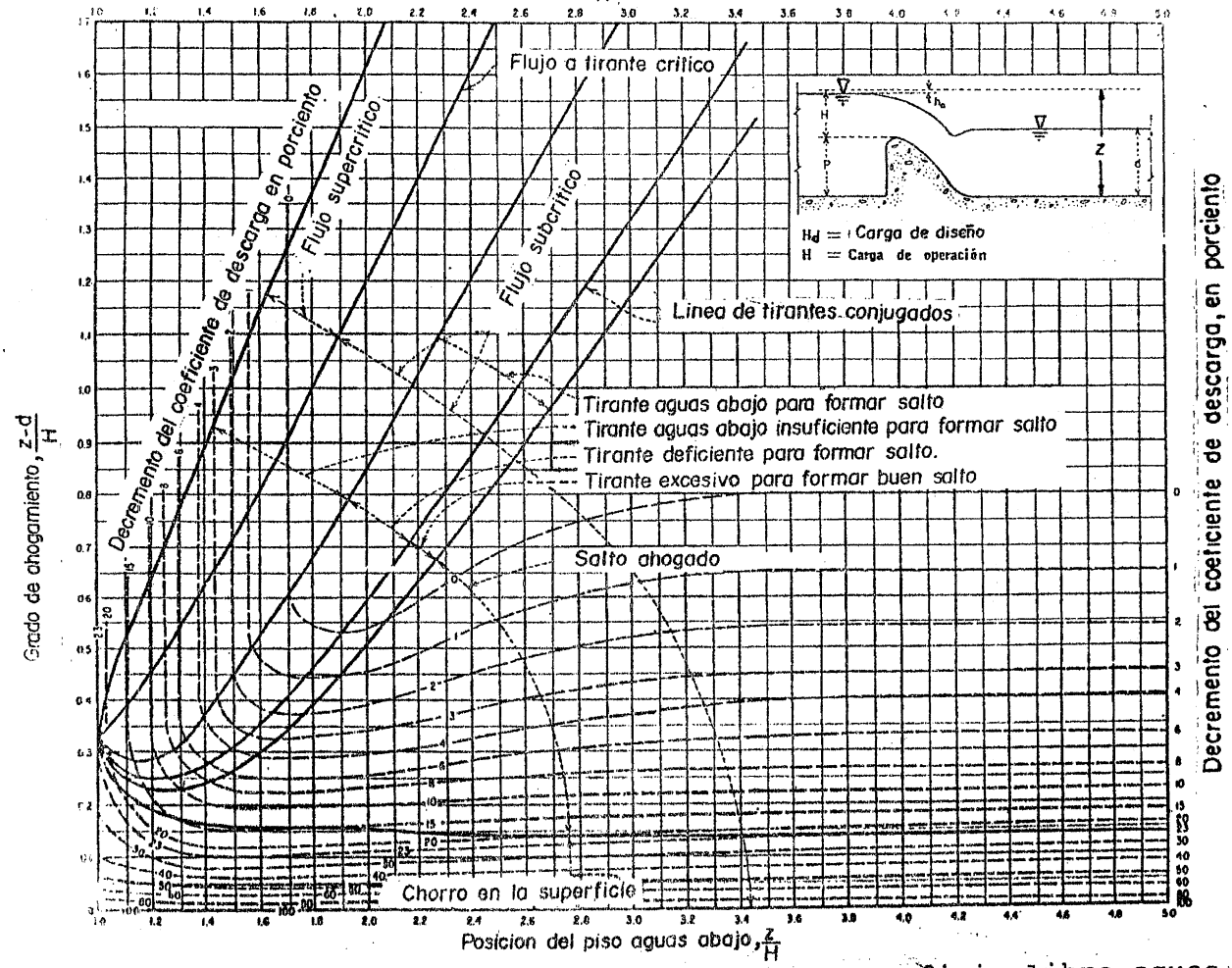


Fig. 8.5 Efecto del nivel del piso y de la superficie libre aguas abajo, en el vertido sobre cimacios U.S.B.R. (ref. 21)

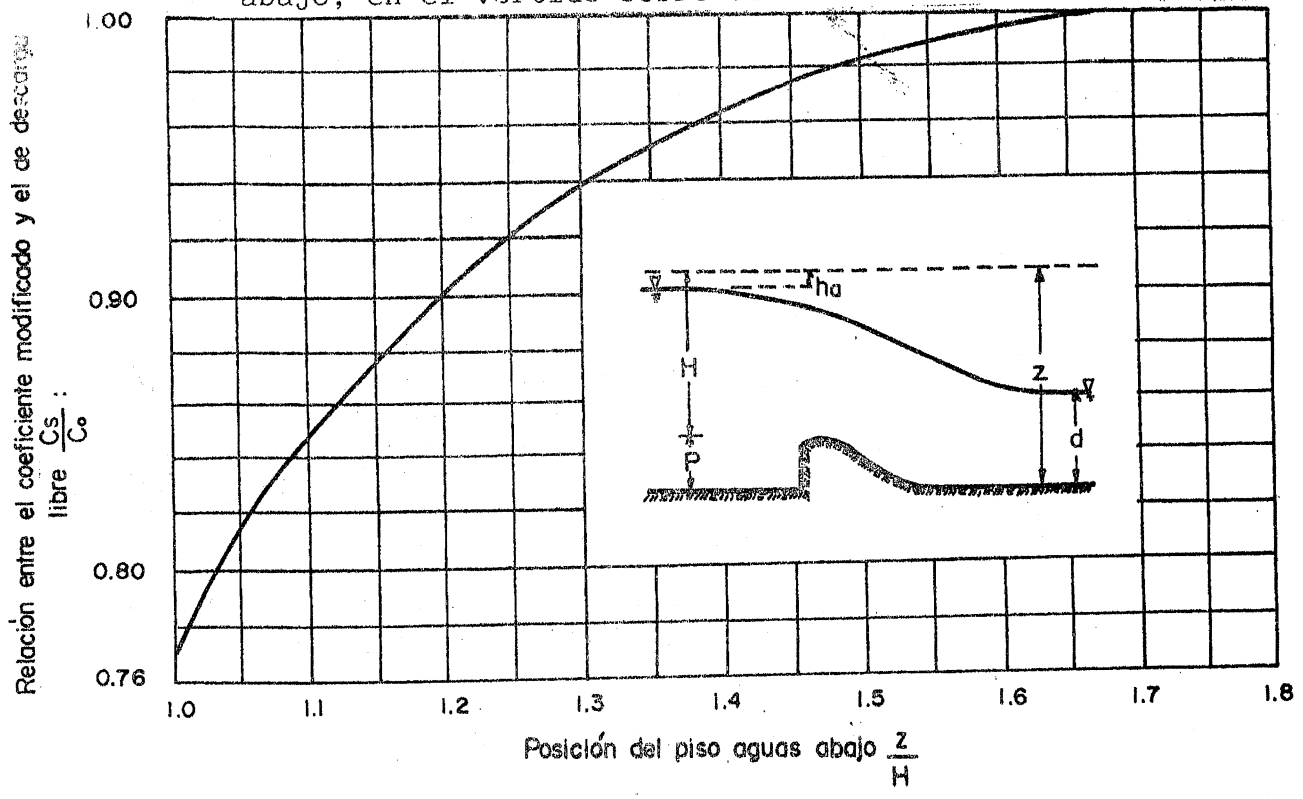


Fig. 8.6 Efecto del nivel del piso aguas abajo, en el vertido sobre cimacios, U.S.B.R. (ref. 21)

donde:

- H carga total de operación, en m
- K_a coeficiente de contracción por efecto de estribos
- K_p coeficiente de contracción por efecto de pilas
- L longitud total neta de cresta, en m
- L_e longitud efectiva de cresta, en m
- N número de pilas colocadas sobre el cimacio

En el cálculo del caudal descargado por vertedores, - con o sin pilas intermedias, la longitud efectiva de - cresta corresponde a la obtenida de la ec. (8.2), sien- do el coeficiente de descarga el mismo en ambos casos.

El coeficiente de contracción por estribos se vé afec- tado por la forma del estribo, por el ángulo que forma el muro de acceso aguas arriba con la dirección del - flujo, por la relación entre carga de operación y car- ga de diseño y por la magnitud de la velocidad de lle- gada. Para condiciones de operación con la carga de - diseño, el U.S. Bureau of Reclamation (ref. 21) reco- mienda los valores medios que se indican en la Fig. - 8.8.

La Fig. 8.9 presenta los resultados experimentales - - (ref. 71) de los valores de K_a para el caso de corti- nas de gravedad vertedoras con secciones adyacentes de concreto y enrocamiento.

El coeficiente de contracción por pilas varía princi- palmente con la forma y posición del tajamar, su espe- sor, la carga de operación respecto de la de diseño, el tirante del flujo de llegada (aguas arriba) y cuando - hay compuertas, de la operación de las adyacentes a la que se maneja. Según Creager (ref. 72), cuando una com- puerta está abierta y las adyacentes cerradas, los coe- ficientes de contracción aumentan aproximadamente 2.5- veces.

Los resultados experimentales del U.S. Army Engineers- (WES) (ref. 71), relativos a contracción por pilas, se - presentan en la Fig. 8.10 para diferentes formas del - tajamar, con su extremo coincidiendo en planta con el - inicio del perfil del cimacio de la forma WES (sección

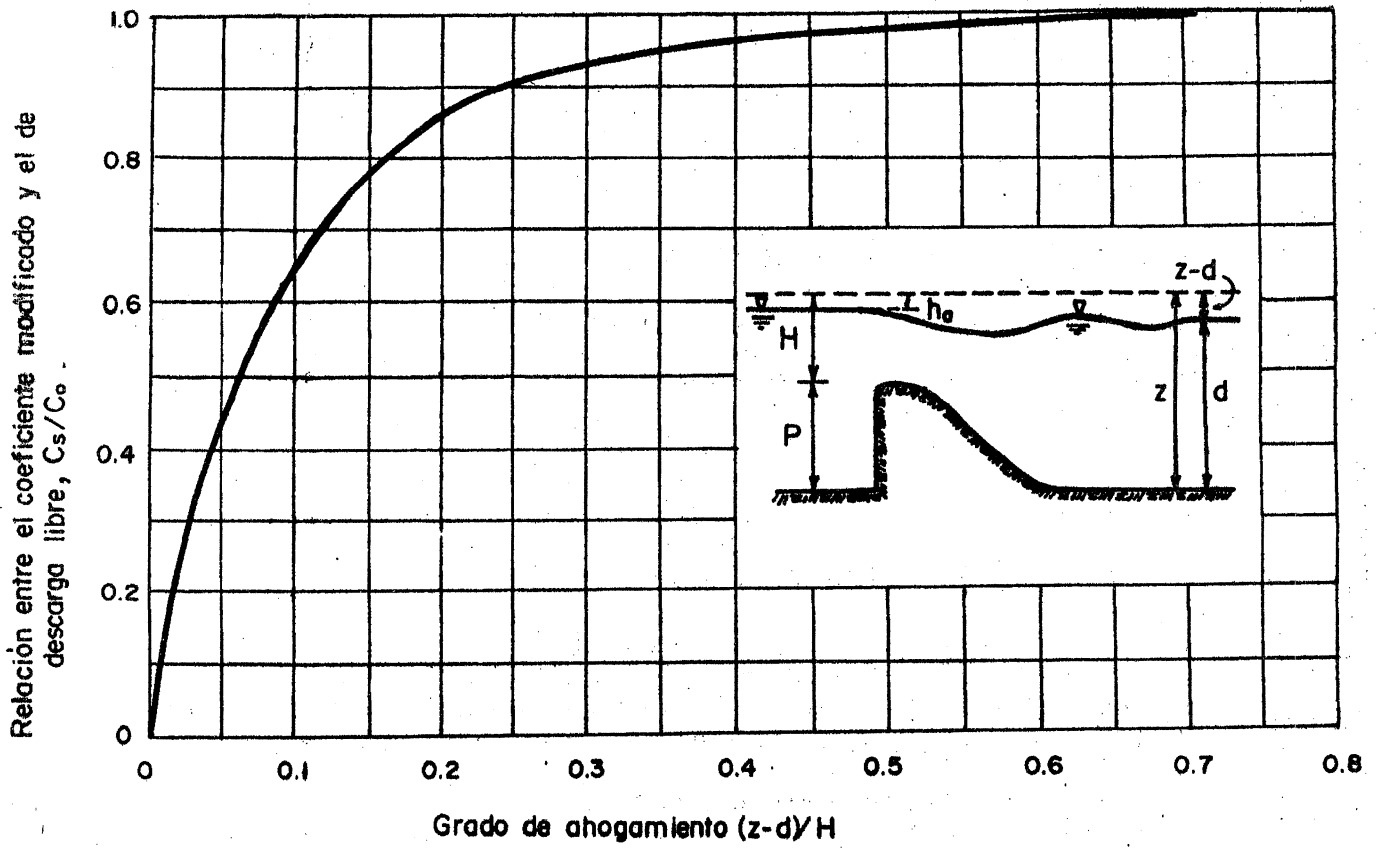


Fig. 8.7 Efecto del nivel de la superficie libre aguas abajo, en el vertido sobre cimacios U.S.B.R. (ref. 21)

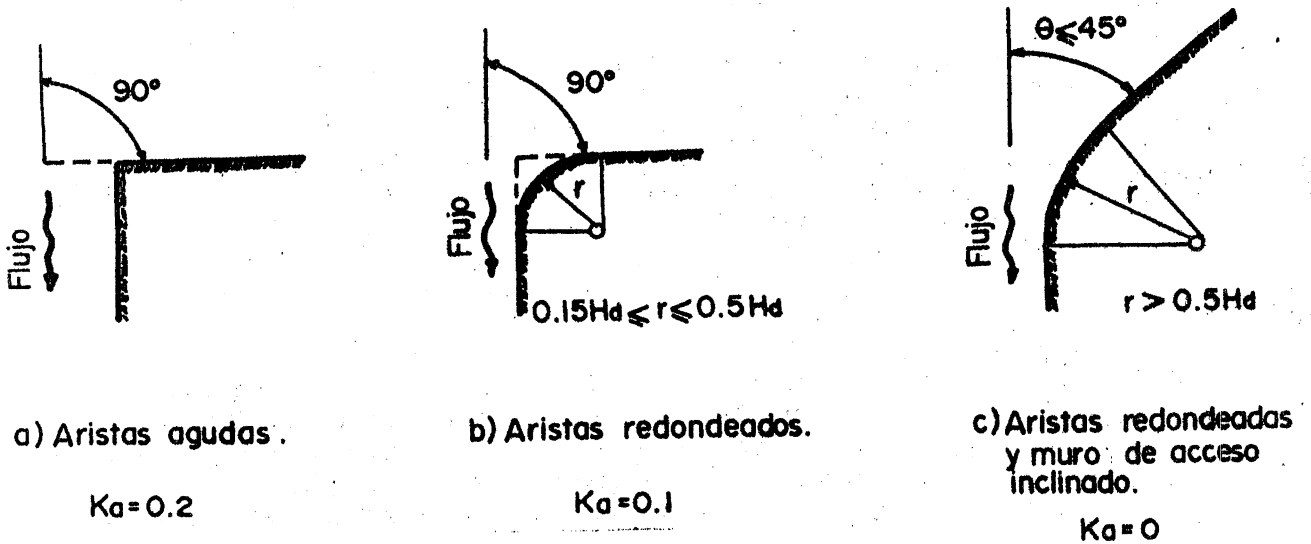
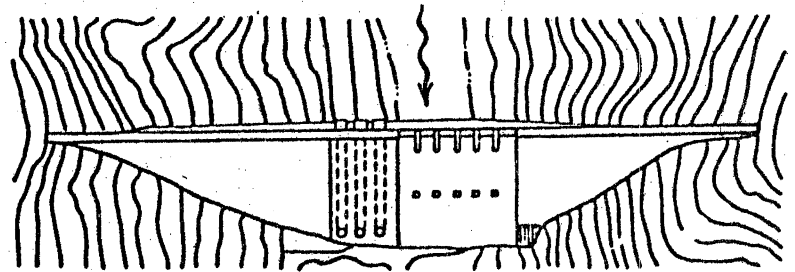
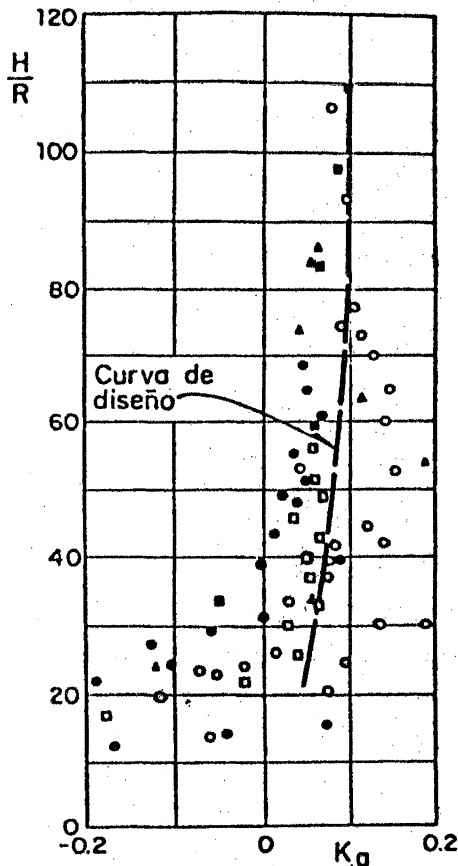


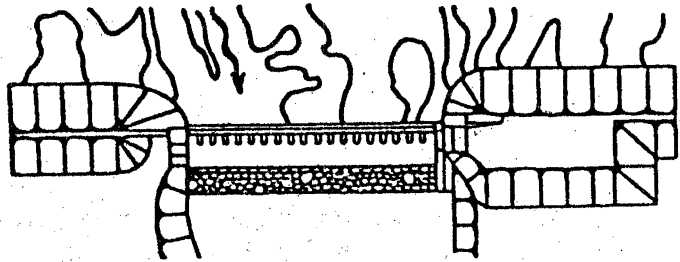
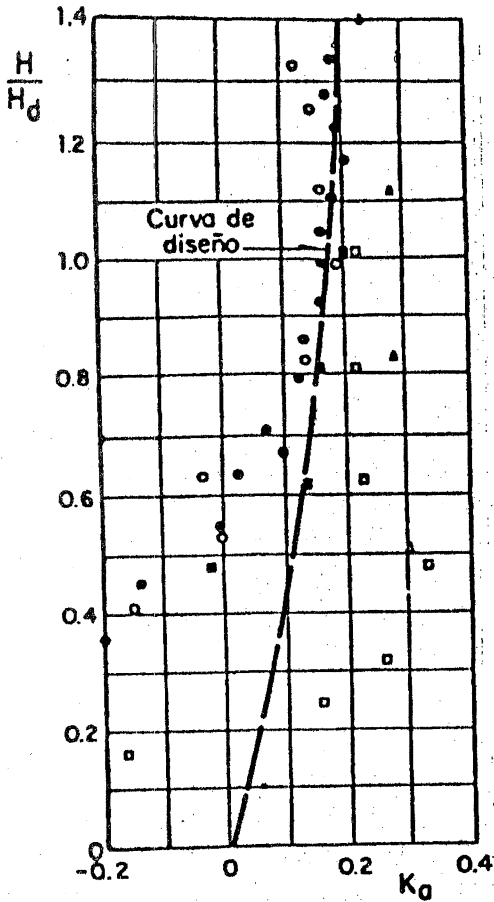
Fig. 8.8 Coeficientes de contracción en estribos, según U.S. Bureau of Reclamation (ref. 21)

8.2.2.5). En dicha figura los valores de K_p se obtienen a partir de la relación H/H_d . Aunque la pila tipo 4 es la más favorable desde el punto de vista de la contracción, induce presiones negativas, por lo que se recomiendan los tipos 2 y 3. La Fig. 8.11 muestra el efecto que tiene prolongar el tajamar hacia aguas arriba para el caso de la pila tipo 2. Cuando disminuye la profundidad del canal de acceso, empieza a tener efecto la velocidad de llegada y la Fig. 8.12 muestra los resultados para este caso. En ausencia de datos, para velocidades de llegada apreciable en pilas de otra forma, pueden usarse los coeficientes de la Fig. 8.10.



H: Carga de operación
R: Radio del estribo

a) - Con secciones adyacentes de concreto.



H: Carga de operación

H_d: Carga de diseño

b)-Con secciones adyacentes de enrocamiento.

Fig. 8.9. Coeficiente de contracción por estribos en secciones gravedad vertedoras, según WES (ref. 71)

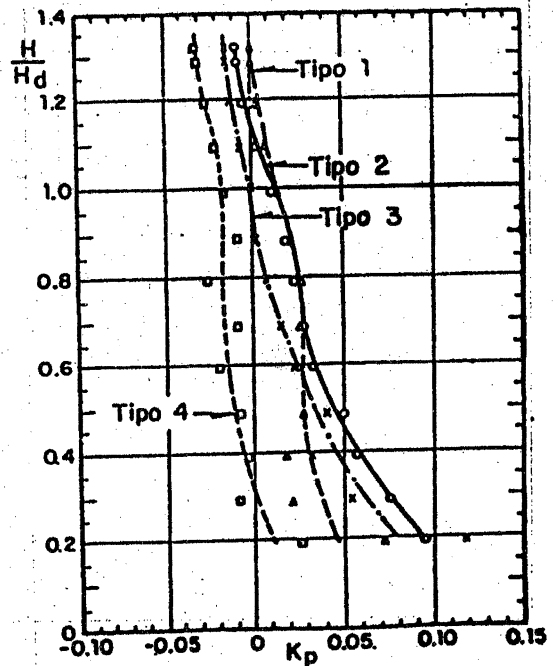
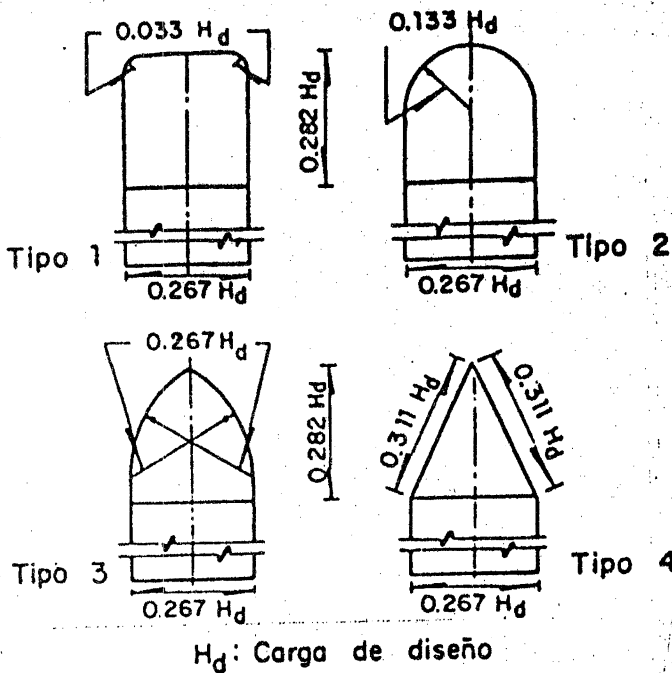
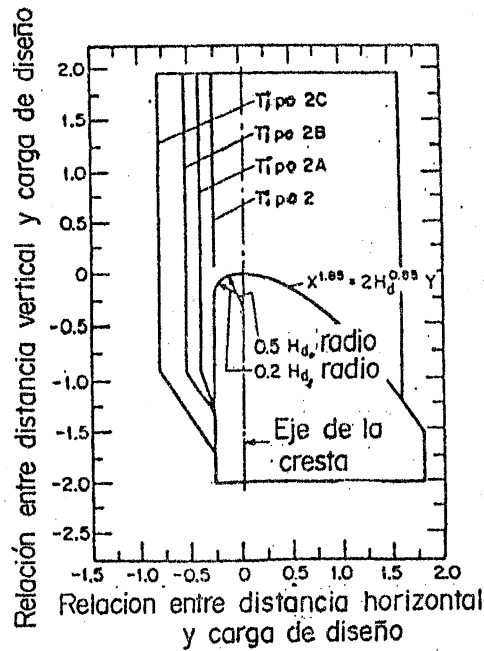
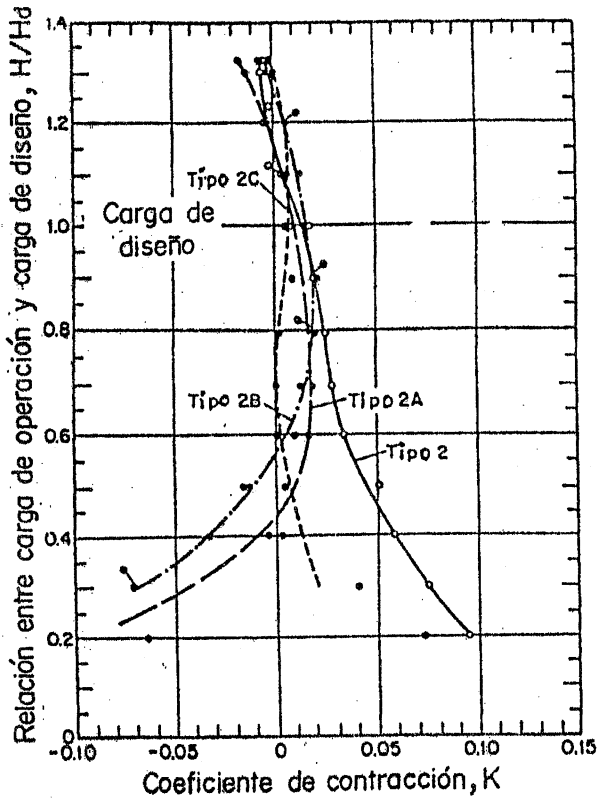
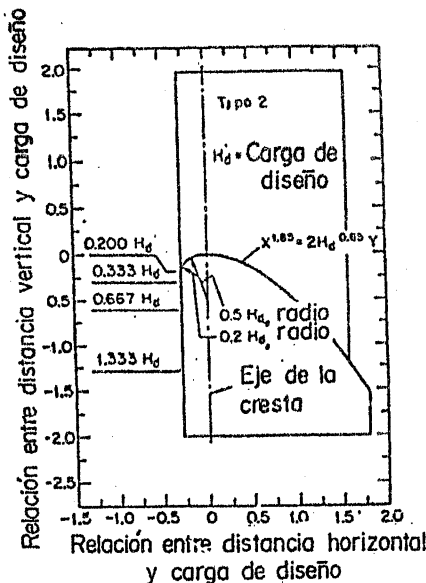
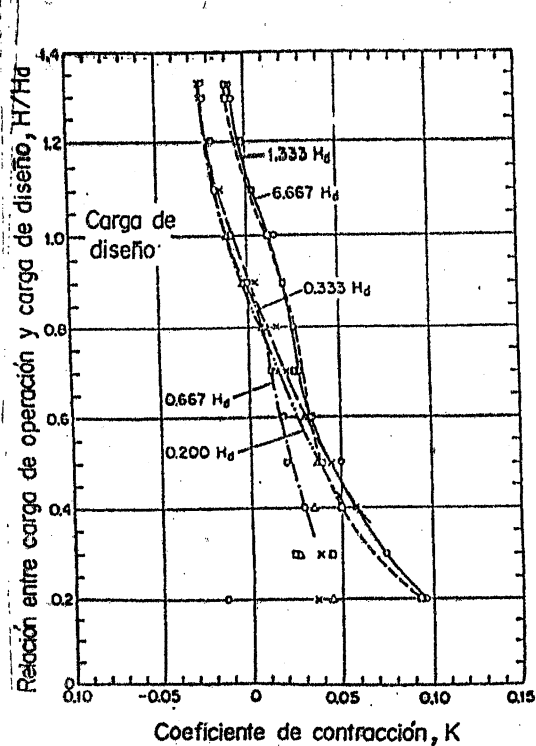


Fig. 8.10. Coeficiente de contracción por pilas de formas diferentes, con el tajamar coincidiendo con el plano vertical del paramento aguas arriba de un cimacio en perfil WES y velocidad de llegada despreciable (ref. 71)



Cimacios vertedores altos
 Coeficiente de contracción por pilas
EFFECTO DE LA LONGITUD DE PILA

Fig. 8.11 Coeficiente de contracción por pilas tipo 2, tajamar prolongado hacia aguas arriba y velocidad de llegada despreciable (WES. ref. 71).



Cimacios vertedores bajos
 Coeficiente de contracción por pilas
EFFECTO DE LA PROFUNDIDAD DEL CANAL DE ACCESO

Fig. 8.12 Coeficiente de contracción por pilas tipo 2, considerando el efecto de la profundidad del canal de acceso, velocidad de llegada apreciable (WES. ref. 71).

8.2.2.5 Perfil del cimacio.

Creager fué uno de los primeros que estudiaron la forma del perfil de un cimacio y al que obtuvo, por muchos años, se le conoció como "perfil Creager". Posteriormente, muchos investigadores y dependencias estudiaron el perfil para diferentes condiciones geométricas y de operación.

Para cualquier talud de la cara aguas arriba del cimacio y cualquier profundidad del canal de acceso, el perfil en la zona del cuadrante aguas abajo tiene la ecuación general :

$$\frac{y}{H_d} = k \left(\frac{x}{H_d} \right)^n \quad (8.3.a)$$

o bien:

$$x^n = \frac{H_d^n}{k} y \quad (8.3.b)$$

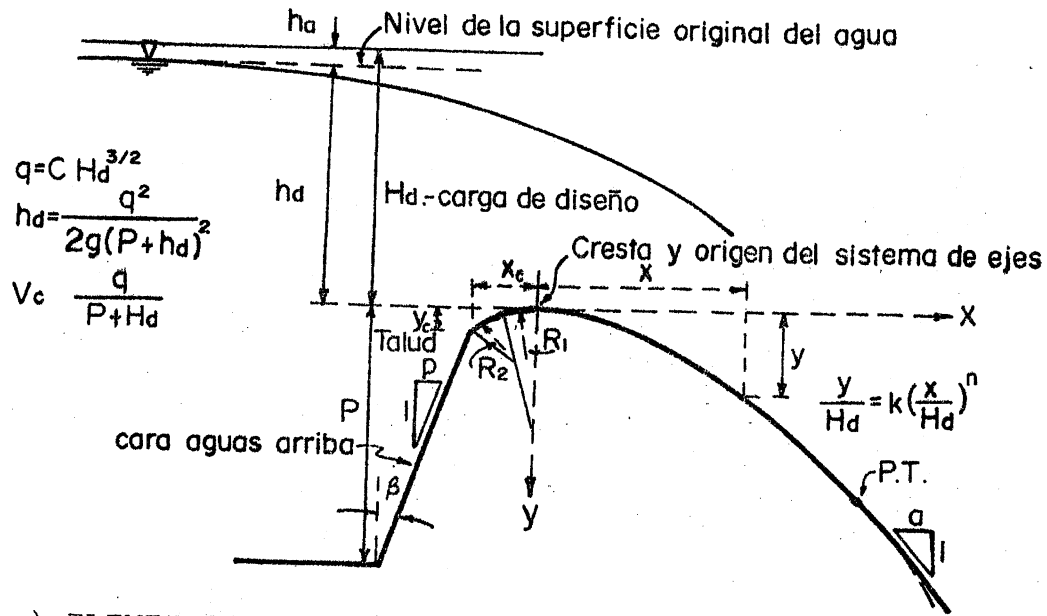
donde x y y son coordenadas de un sistema cartesiano - como en la Fig. 8.13.a.

H_d carga de diseño elegida

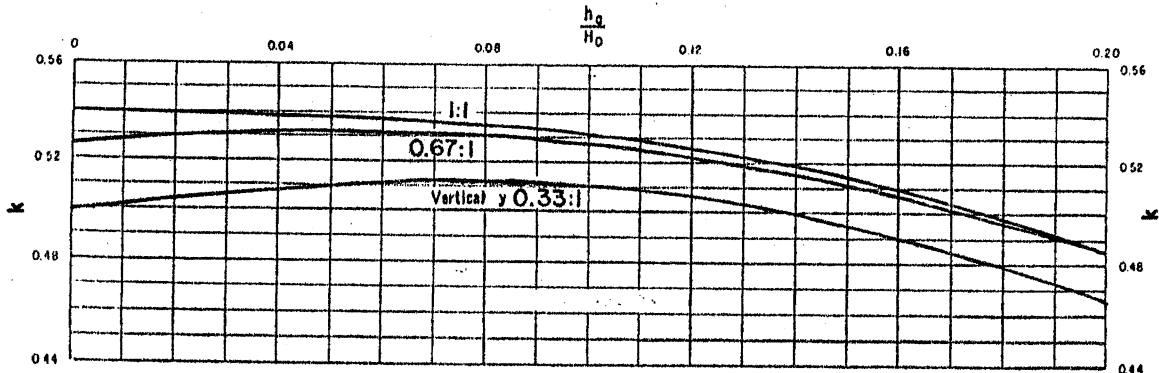
n y k son coeficientes experimentales que dependen del talud del paramento aguas arriba y de la profundidad del canal de acceso.

El U.S.B.R. (ref. 21) recomienda los valores de n y k- obtenidos de las Figs. 8.13 b y c, en función de la relación carga de velocidad de llegada / carga de diseño (h_a/H_d) y talud del paramento aguas arriba del cimacio. En el caso de cimacios altos, la carga de velocidad de llegada es despreciable y $h_a/H_d = 0$.

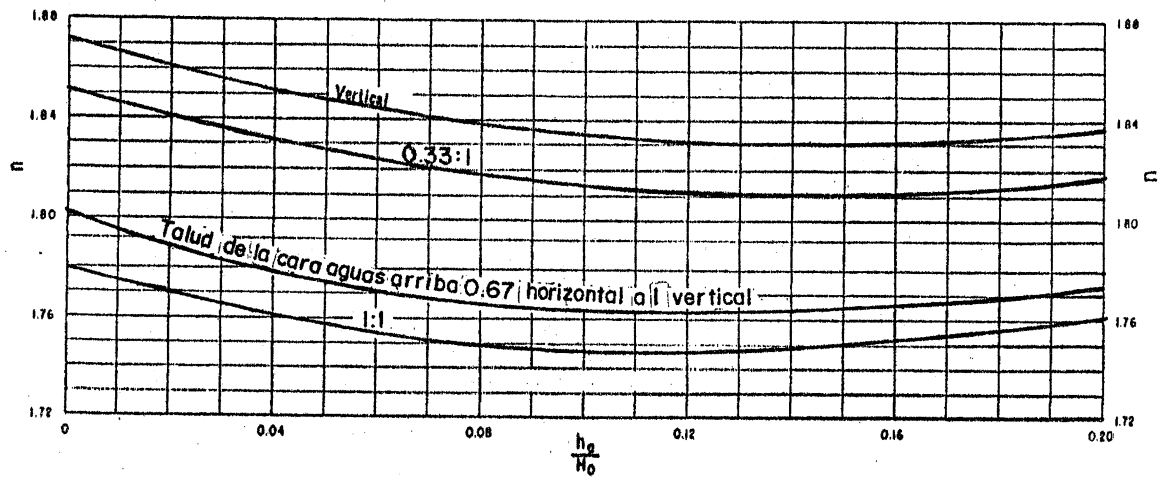
El U.S.B.R. considera que el perfil en la zona del cuadrante aguas arriba se puede asimilar a dos arcos de círculo tangentes, cuyos radios y restante geometría - se pueden obtener de la Fig. 8.14.



a) ELEMENTOS DE LOS PERFILES DE CIMACIO CON LA FORMA DE LA LAMINA VERTIENTE



b) VALORES DE k



c) VALORES DE n

Fig. 8.13 Factores k y n para el diseño del perfil de un cimacio con el paramento aguas arriba de cualquier inclinación, U.S. Bureau of Reclamation (ref. 21).

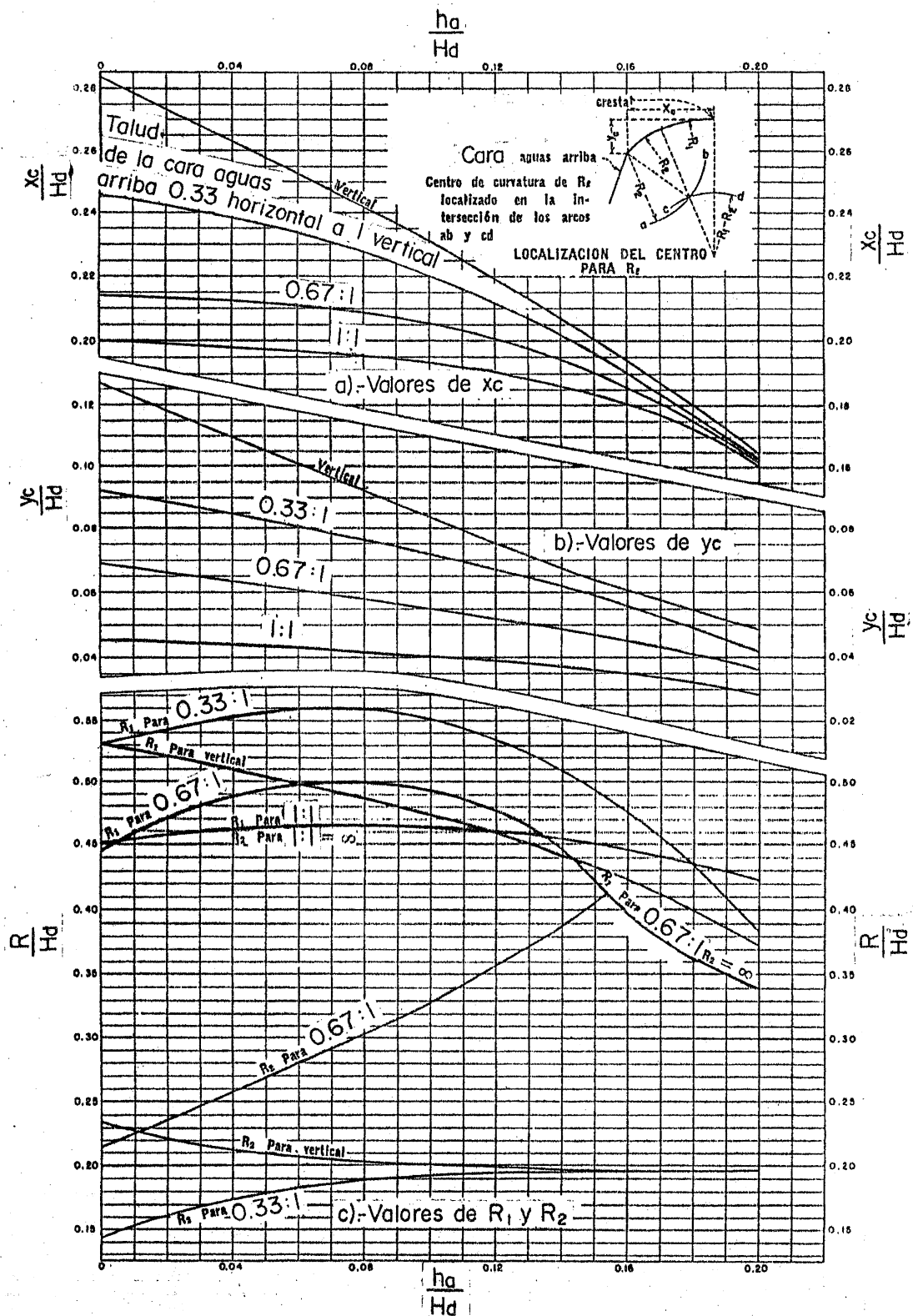


Fig. 8.14. Valores x_c/H_d , y_c/H_d y R/H_d para el diseño del perfil de un cimacio, con paramento aguas arriba de cualquier inclinación, U.S. Bureau of Reclamation (ref. 21)

En el caso de cimacios altos ($P/H > 1$ y velocidad de llegada despreciable), la carga de diseño H_d se confunde con la carga sobre la cresta h_d . En el caso de velocidad de llegada apreciable (cimacios bajos o $P/H < 1$) se recomienda inclinar el paramento aguas arriba del cimacio hasta 45° a fin de reducir problemas de estabilidad estructural.

El Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos de Norteamérica utiliza perfiles de cimacio un poco distintos que los del tipo U.S.B.R. Dichos perfiles se conocen como tipo WES (ref. 71) y las Figs. 8.15, 8.16 y 8.17 muestran su geometría para el caso de que $P/H_d \geq 1$ y diferentes inclinaciones del paramento aguas arriba. La Fig. 8.18 presenta los valores que adquieren n y $1/k$ para los perfiles tipo WES con velocidad de llegada despreciable y distintas inclinaciones de la cara aguas arriba.

Los perfiles WES aparentemente desarrollan una mejor distribución de presiones que los U.S.B.R. para las inclinaciones del paramento aguas arriba que se indican. Cuando dicha inclinación es de 45° y $P/H_d > 1$, el perfil WES coincide con el tipo USBR (para $h_a/H_d = 0$), inclusive hasta para valores de $P/H_d < 1$.

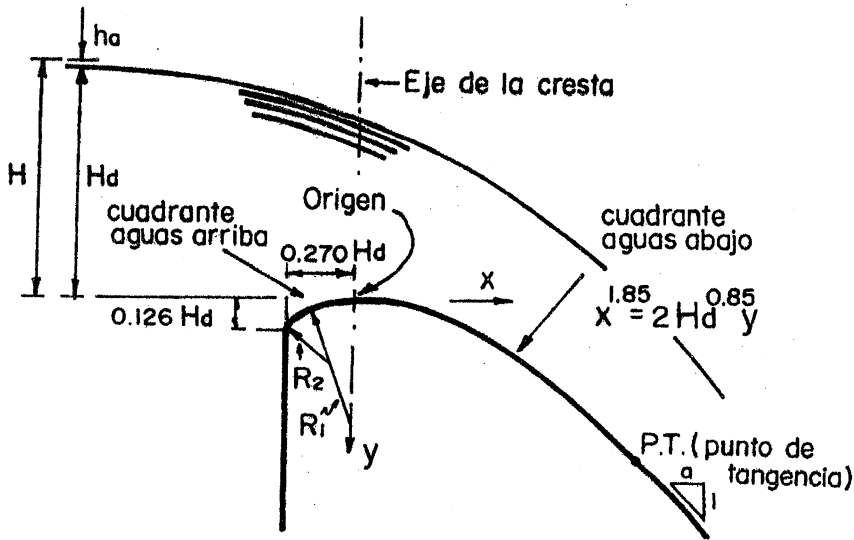
Por razones de estabilidad estructural o de tipo geométrico, puede ser necesario abandonar la forma del perfil en la zona del cuadrante aguas abajo y continuarlo con una recta tangente al perfil e inclinación de talud $a: 1$. El punto de tangencia P.T. (Fig. 8.13 a) entre el perfil y la recta, se determina igualando la derivada de la ec. (8.3 a) con la tangente $(1/a)$ del ángulo de inclinación de la recta y la horizontal, esto es:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{k n}{H_d^{n-1}} x_t^{n-1} = \frac{1}{a} \quad (8.4 a)$$

de donde
$$x_t = \frac{H_d}{(kan)^{1/(n-1)}} \quad (8.4 b)$$

La ordenada y_t se obtiene substituyendo x_t en la ec. (8.3 a). La Fig. 8.19 permite determinar las coordenadas del punto de tangencia para el perfil WES mostrado en la Fig. 8.15, al mismo tiempo indica el intervalo aproximado de valores de $x/H_d > 0.8$ que se utiliza en la práctica, con los que se puede abandonar el perfil del cimacio sin disminuir su coeficiente de descarga, lo cual desde luego queda sujeto a revisión de la estabilidad estructural del cimacio.

Coordenadas para el cuadrante aguas arriba



$\frac{x}{H_d}$	$\frac{y}{H_d}$	$\frac{x}{H_d}$	$\frac{y}{H_d}$
0.0000	0.0000	-0.2000	0.0494
-0.0200	0.0004	-0.2100	0.0556
-0.0400	0.0016	-0.2200	0.0624
-0.0600	0.0038	-0.2300	0.0701
-0.0800	0.0068	-0.2400	0.0787
-0.1000	0.0108	-0.2450	0.0836
-0.1200	0.0158	-0.2500	0.0889
-0.1400	0.0221	-0.2550	0.0948
-0.1600	0.0296	-0.2600	0.1016
-0.1700	0.0339	-0.2650	0.1099
-0.1800	0.0386	-0.2680	0.1165
-0.1900	0.0437	-0.2703	0.1261

O bien, de manera aproximada: $R_1=0.5H_d$
 $R_2=0.2H_d$

Fig. 8.15. Perfil de un cimacio tipo WES con velocidad de llegada despreciable y paramento aguas arriba vertical (ref. 71) $P/H_d \geq 1$.

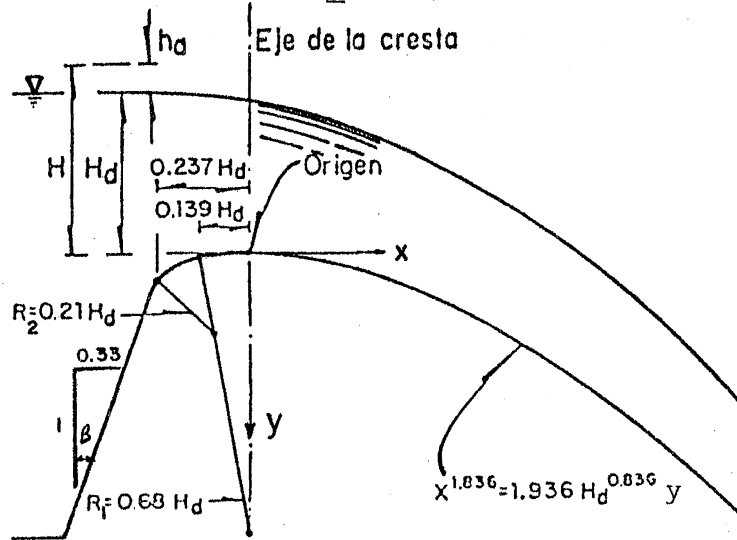


Fig. 8.16. Perfil de un cimacio tipo WES, con velocidad de llegada despreciable y paramento aguas arriba con talud 0.33:1 (ref. 71) $P/H_d \geq 1$.

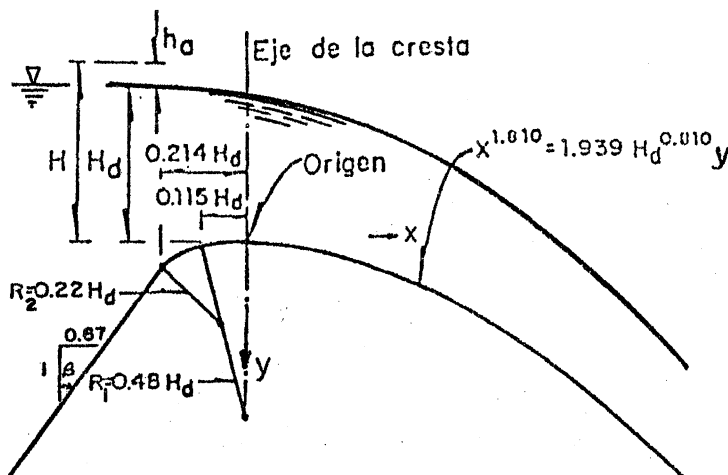


Fig. 8.17. Perfil de un cimacio tipo WES, con velocidad de llegada despreciable y paramento aguas arriba con talud 0.67:1 (ref. 71) $P/H_d \geq 1$.

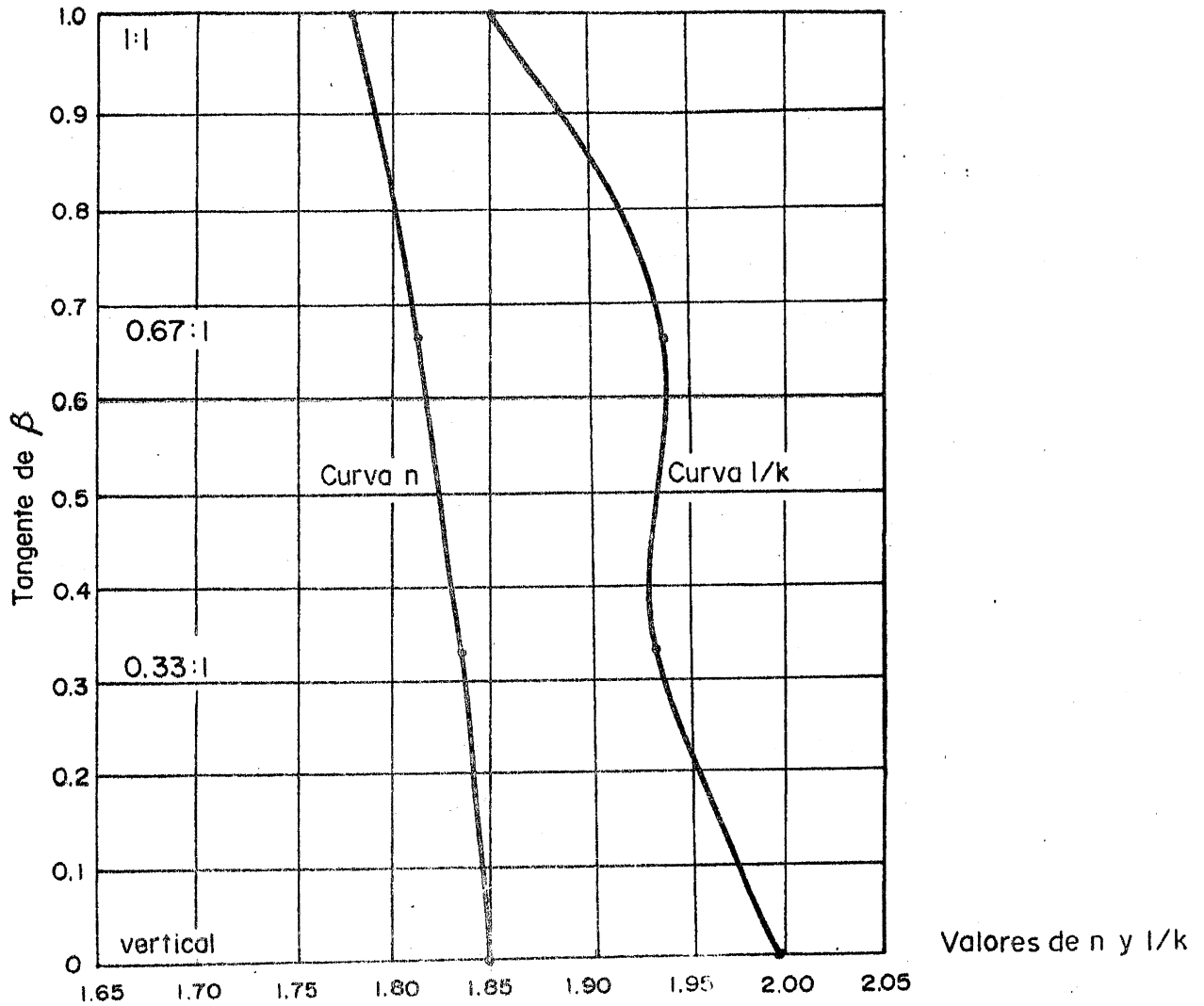


Fig. 8.18. Valores de n y $1/k$ en la eq. (8.3 a) para el perfil de un cimacio tipo WES, velocidad de llegada despreciable y paramento aguas arriba con diferentes inclinaciones (ref. 71) $P/H_d \geq 1$.

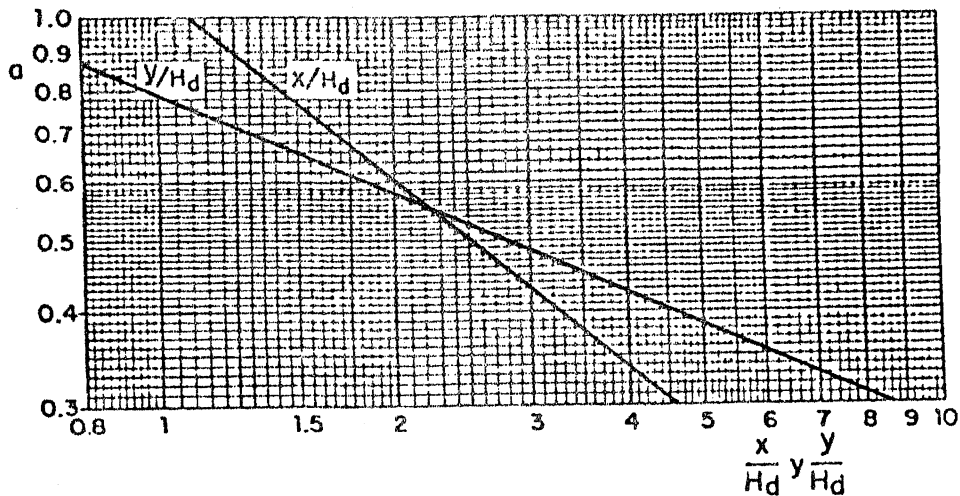


Fig. 8.19. Coordenadas del punto de tangencia P.T. en el perfil de un cimacio tipo WES, con velocidad de llegada despreciable y paramento aguas arriba vertical (ref. 71), $P/H_d \geq 1$.

8.2.2.6 Perfil de la superficie del agua sobre el cimacio.

Debido a la gran curvatura que tienen las líneas de corriente sobre el cimacio, no es confiable la aplicación de la ecuación de energía en esta zona. La determinación del perfil del agua se basa entonces en experiencias de laboratorio.

Las Figs. 8.20 a 8.23 muestran el perfil de la superficie del agua, en un claro cualquiera y en tres contiguos respectivamente, con pilas intermedias y sin ellas, para diferentes cargas sobre el vertedor. En estas figuras H y H_d no incluyen la carga de velocidad de llegada.

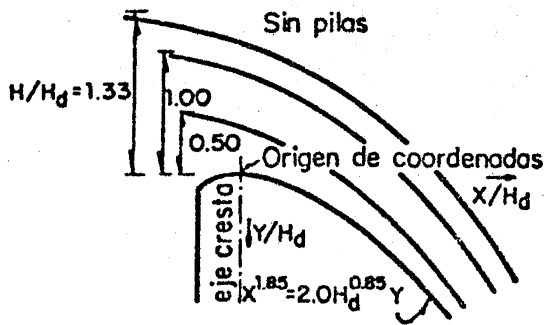
8.2.2.7 Presiones sobre el cimacio.

En teoría, no deberían desarrollarse presiones sobre un cimacio operando con la carga seleccionada para el diseño de su perfil. Sin embargo, en la práctica, se desarrollan pequeñas presiones aún para esa condición de operación, que aumentan cuando el cimacio funciona con cargas menores que la de diseño y disminuyen hasta valores negativos cuando lo hace con cargas mayores.

Debido a que el flujo sobre un vertedor puede considerarse irrotacional, la distribución de presiones sobre un cimacio puede determinarse con seguridad mediante los métodos expuestos en el capítulo 10 del Vol. I, o bien mediante pruebas en modelo.

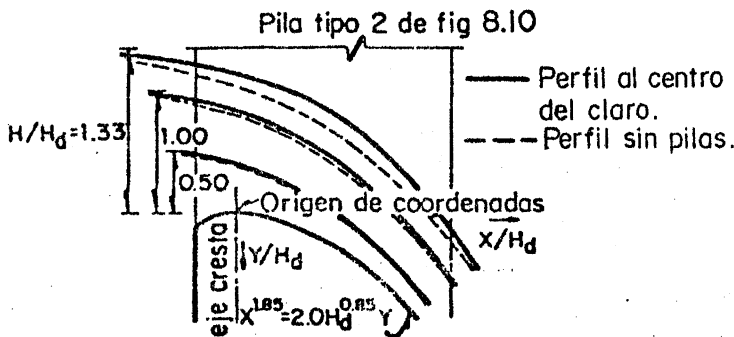
Con base en pruebas efectuadas por la oficina del Waterway Experiment Station, se ha evaluado la distribución de presiones sobre un cimacio tipo WES, sin pilas y con ellas, bajo tres cargas diferentes de operación; los resultados se muestran en las Figs. 8.24 y 8.25 para el caso de velocidad de llegada despreciable. Las presiones para cargas intermedias pueden ser obtenidas por interpolación.

La presión hidrostática ejercida sobre la cara aguas arriba de un cimacio se ve reducida por el efecto de la conversión de la energía en cinética. Esta reducción, en términos de la presión total, no es significativa, pero en cimacios altos hay que tomarla en cuenta debido al gran brazo de palanca que tiene con respecto a la cimentación. El método usual de análisis que supone una distribución lineal de presiones cerca de la cresta se traduce en sobrediseño del vertedor, particularmente en presas altas, donde comúnmente se acepta al proporcionar un factor adicional de seguridad.



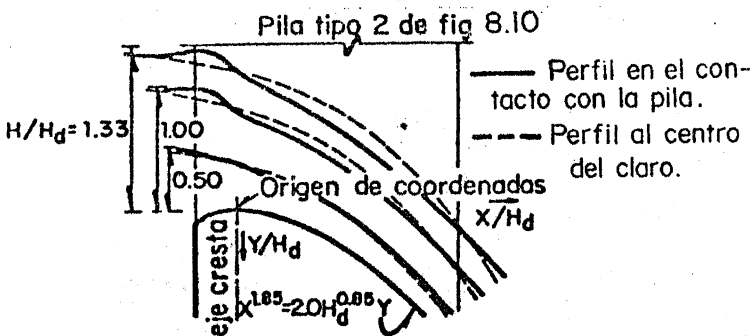
H/Hd = 0.50		H/Hd = 1.00		H/Hd = 1.33	
X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd
-1.0	-0.490	-1.0	-0.933	-1.0	-1.210
-0.8	-0.484	-0.8	-0.915	-0.8	-1.185
-0.6	-0.475	-0.6	-0.893	-0.6	-1.151
-0.4	-0.460	-0.4	-0.865	-0.4	-1.110
-0.2	-0.425	-0.2	-0.821	-0.2	-1.060
0.0	-0.371	0.0	-0.755	0.0	-1.000
0.2	-0.300	0.2	-0.681	0.2	-0.919
0.4	-0.200	0.4	-0.586	0.4	-0.821
0.6	-0.075	0.6	-0.465	0.6	-0.705
0.8	0.075	0.8	-0.320	0.8	-0.569
1.0	0.258	1.0	-0.145	1.0	-0.411
1.2	0.470	1.2	0.055	1.2	-0.220
1.4	0.705	1.4	0.294	1.4	-0.002
1.6	0.972	1.6	0.563	1.6	0.243
1.8	1.269	1.8	0.857	1.8	0.531

Fig. 8.20 Perfil del agua sobre el cimacio tipo WES, sin pilas, velocidad de llegada despreciable, H y Hd no incluyen carga de velocidad de llegada (ref. 71)



H/Hd = 0.50		H/Hd = 1.00		H/Hd = 1.33	
X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd
-1.0	-0.482	-1.0	-0.941	-1.0	-1.230
-0.8	-0.480	-0.8	-0.932	-0.8	-1.215
-0.6	-0.472	-0.6	-0.913	-0.6	-1.194
-0.4	-0.457	-0.4	-0.890	-0.4	-1.165
-0.2	-0.431	-0.2	-0.855	-0.2	-1.122
0.0	-0.384	0.0	-0.805	0.0	-1.071
0.2	-0.313	0.2	-0.735	0.2	-1.015
0.4	-0.220	0.4	-0.647	0.4	-0.944
0.6	-0.088	0.6	-0.539	0.6	-0.847
0.8	0.075	0.8	-0.389	0.8	-0.725
1.0	0.257	1.0	-0.202	1.0	-0.564
1.2	0.462	1.2	0.015	1.2	-0.356
1.4	0.705	1.4	0.266	1.4	-0.102
1.6	0.977	1.6	0.521	1.6	0.172
1.8	1.278	1.8	0.860	1.8	0.465

a) Perfil al centro del claro entre pilas



H/Hd = 0.50		H/Hd = 1.00		H/Hd = 1.33	
X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd
-1.0	-0.495	-1.0	-0.950	-1.0	-1.235
-0.8	-0.492	-0.8	-0.940	-0.8	-1.221
-0.6	-0.490	-0.6	-0.929	-0.6	-1.209
-0.4	-0.482	-0.4	-0.930	-0.4	-1.218
-0.2	-0.440	-0.2	-0.925	-0.2	-1.244
0.0	-0.383	0.0	-0.779	0.0	-1.103
0.2	-0.265	0.2	-0.651	0.2	-0.950
0.4	-0.185	0.4	-0.545	0.4	-0.821
0.6	-0.076	0.6	-0.425	0.6	-0.689
0.8	0.060	0.8	-0.285	0.8	-0.549
1.0	0.240	1.0	-0.121	1.0	-0.389
1.2	0.445	1.2	0.067	1.2	-0.215
1.4	0.675	1.4	0.286	1.4	-0.011
1.6	0.925	1.6	0.521	1.6	0.208
1.8	1.177	1.8	0.779	1.8	0.438

b) Perfil en el contacto con la pila

Fig. 8.21 Perfil del agua sobre el cimacio tipo WES, con pilas y velocidad de llegada despreciable. H y Hd no incluyen la carga de velocidad de llegada (ref. 71).

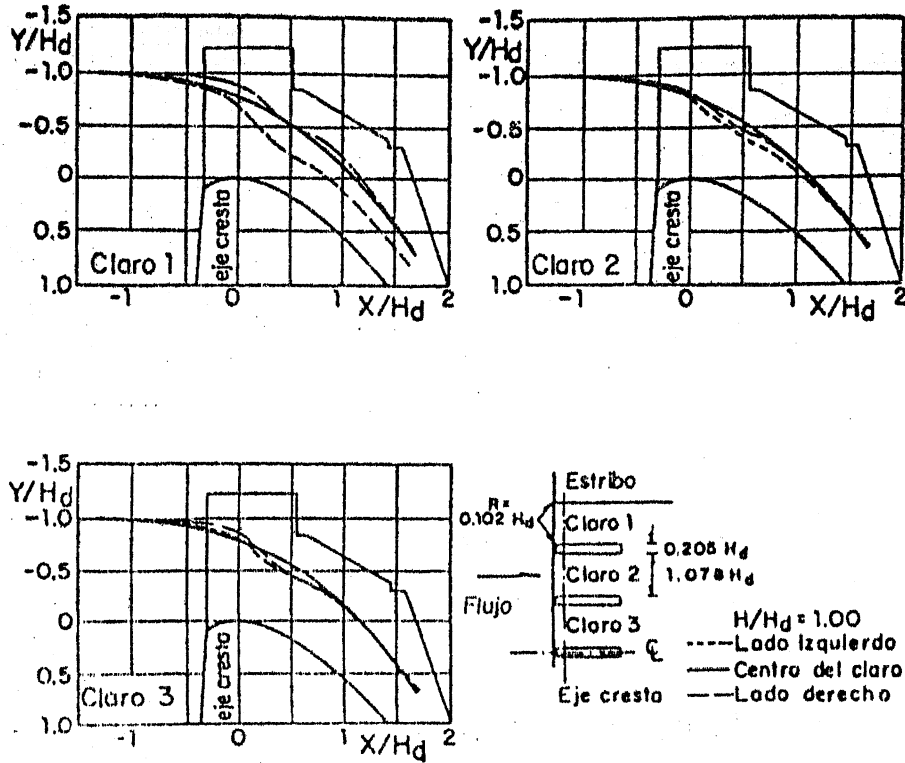


Fig. 8.22. Perfiles de agua sobre el cimacio tipo WES, con pilas y estribos, mostrando el efecto entre claros contiguos para $H/H_d=1.00$ (ref. 71)

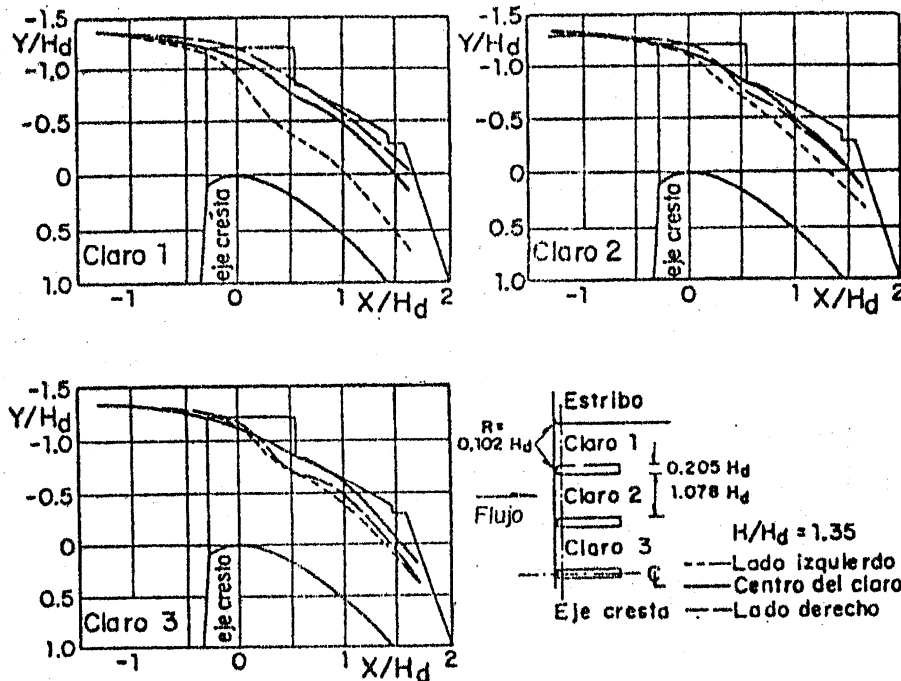
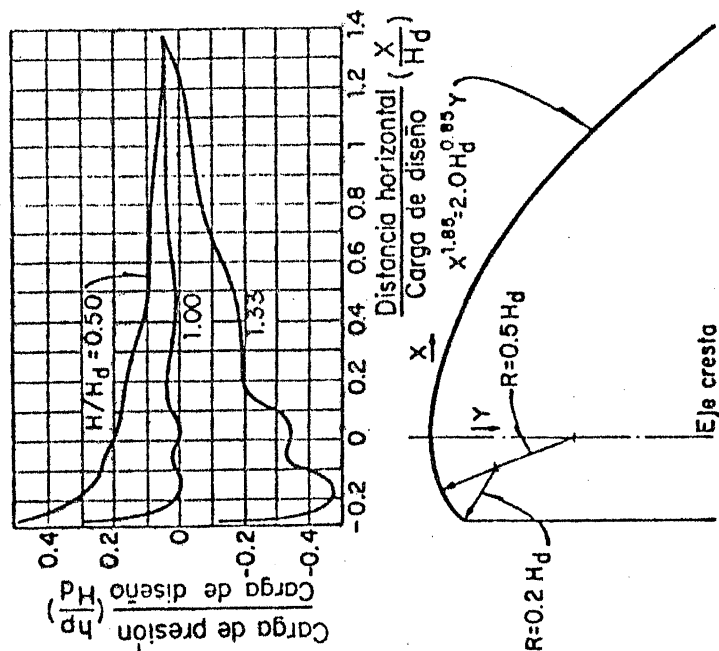
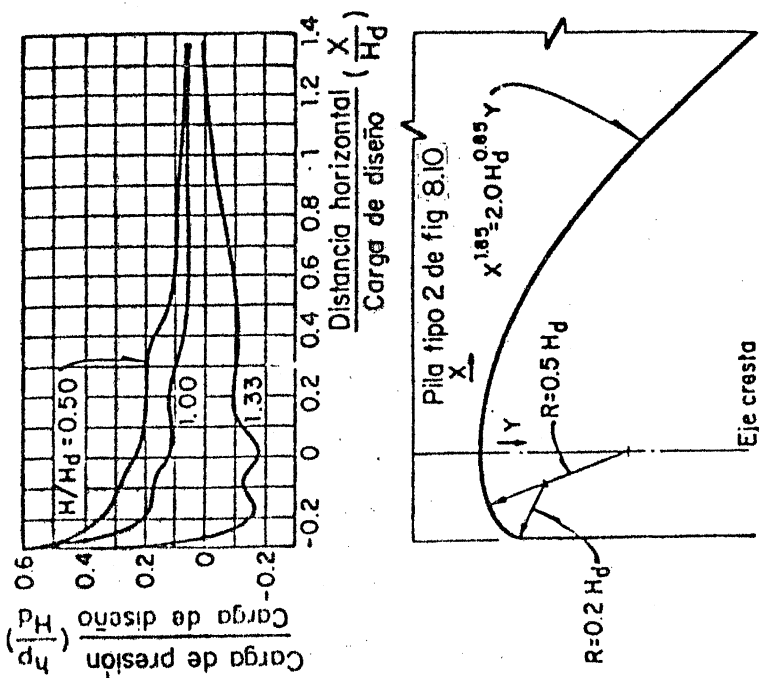


Fig. 8.23. Perfiles de agua sobre el cimacio tipo WES con pilas y estribos, mostrando el efecto entre claros contiguos para $H/H_d = 1.35$ (ref. 71)



a) Presiones sobre el cimacio, sin pilas

b) Presiones sobre el cimacio, con pilas y a lo largo del centro del claro.

Fig. 8.24. Distribución de presiones sobre un cimacio tipo WES con velocidad de llegada despreciable y paramento aguas arriba vertical (ref. 71)

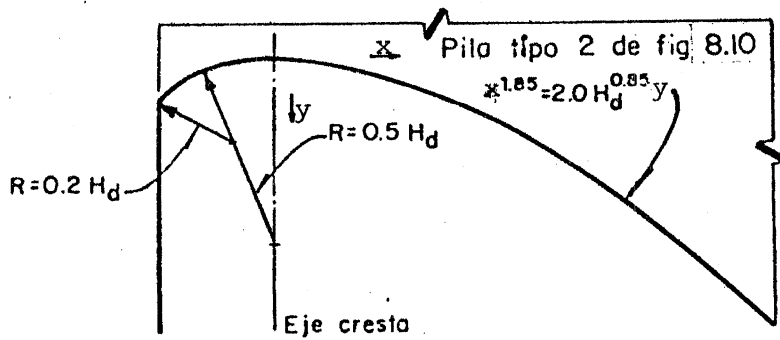
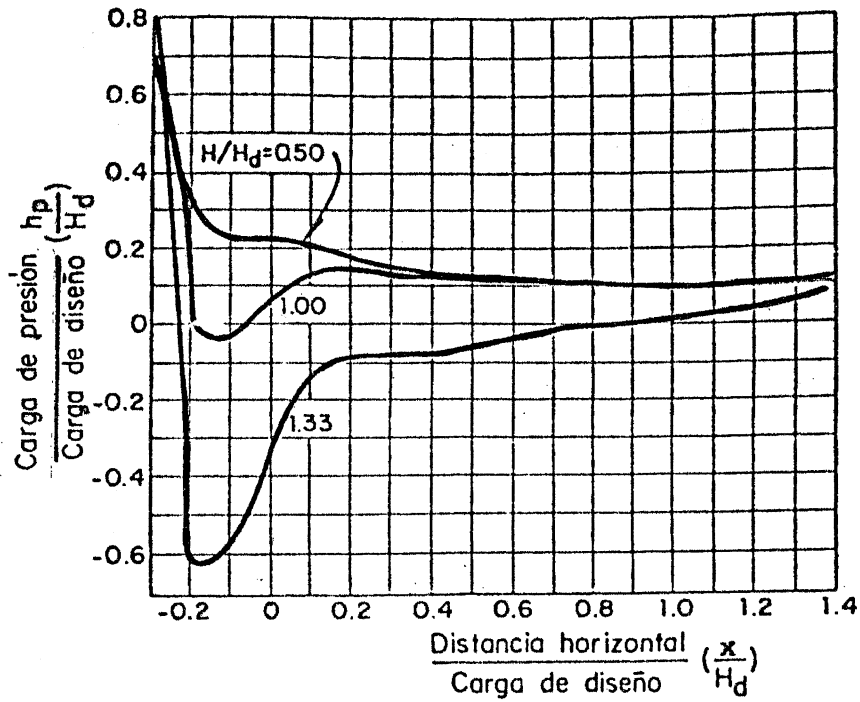


Fig. 8.25. Distribución de presiones sobre un cimacio tipo-WES con pilas y en el contacto con las mismas - (ref. 71)

Con base en pruebas desarrolladas por el U.S. Bureau of Reclamation y la oficina del Waterways Experimental Station, se han valuado las presiones resultantes en un cimacio operando bajo la carga de diseño. Los resultados se muestran en la Fig. 8.26 y se utilizan en el análisis de estabilidad.

Las fuerzas R_2 y R_3 que aparecen en la Fig. 8.26 son las resultantes vertical y horizontal de las fuerzas de presión respectivamente, la primera para la superficie aguas arriba de la cresta, la segunda para la superficie curva de la cresta hacia aguas abajo. La fuerza horizontal R_1 tiene el sentido indicado y debe considerarse conjuntamente con la fuerza resultante del diagrama de presión hidrostática para tomar en cuenta el empuje horizontal sobre el paramento aguas arriba que actúa desde la cresta del cimacio hasta la base del mismo.

8.2.2.8 Selección de la carga de diseño

Como se indicó en la sección 8.2.2.1, la carga de diseño del perfil de un cimacio con frecuencia se elige igual que la máxima con que se operará el vertedor. Sin embargo, la necesidad de lograr coeficientes de descarga mayores para disminuir longitud de cresta (señalada en la sección 8.2.2.3) hace pensar que la carga de diseño podría seleccionarse de una de las intermedias, con la única restricción en las presiones negativas que podrían generarse con cargas mayores como resultado de la tendencia a la separación de la lámina vertiente. Cuando la carga de diseño del cimacio es menor que la máxima de operación, al cimacio se conoce como de perfil "deprimido".

La distribución de presiones negativas desarrolladas a lo largo del perfil deprimido, con y sin pilas intermedias, corresponde a los presentados en las Figs. 8.24 y 8.25 para $H/H_d = 1.33$. Para relaciones $H/H_d < 1.33$ pueden hacerse interpolaciones lineales en dichas figuras.

En el caso de perfiles U.S.B.R. pueden utilizarse los mismos resultados.

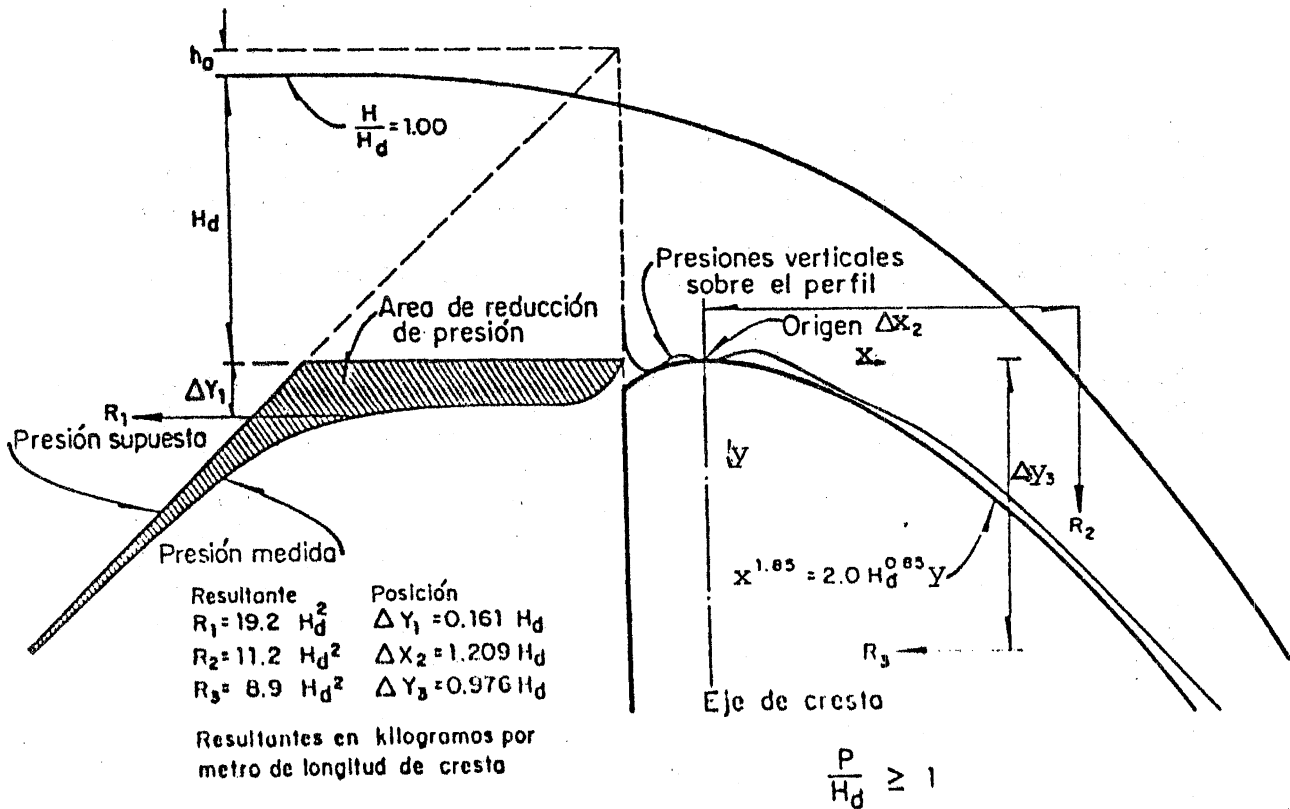


Fig. 8.26 Fuerzas resultantes, por metro de longitud de cresta, en cimacios tipo WES operando con la carga de diseño, velocidad de llegada despreciable, cara - aguas arriba vertical y sin pilas. La carga de diseño no incluye la carga de velocidad de llegada: - (ref. 71) $P/H_d \geq 1$.

Las Figs. 8.24 y 8.25 permiten calcular las presiones - negativas producidas sobre un cimacio deprimido. La - carga de diseño máxima del cimacio que todavía produjera presiones negativas inferiores a las de vaporización (Fig. 1.12 del Vol. I) sería la elegida para evitar cavitación. El U.S.B.R. recomienda que la carga de diseño sea mayor o igual que $0.75 H_{m\acute{a}x}$ ($H_{m\acute{a}x}/H_d \leq 1.33$). Otros autores como Rouse (ref. 27) consideran todavía adecuado el diseño del perfil con una carga de diseño de la mitad de la máxima $H_{m\acute{a}x}/H_d = 2$, ya que consideran que de presentarse cavitación para estas condiciones de operación, esto ocurriría por periodos cortos, y a cambio de ello se aumentaría el coeficiente de descarga.

Ejemplo 8.1 Una presa derivadora tiene en planta la - forma mostrada en la Fig. 8.9 a, con $K_a = 0.1$. El vertedor en el centro debe descargar un caudal máximo de - -

2,500 m³/s, cuando la carga sobre la cresta alcance el valor máximo de 5.40 m. El paramento aguas arriba de la parte vertedora es vertical y tiene una altura de 20 m hasta el nivel de la cresta, la que puede disminuir en caso de azolvamiento en el vaso. El vertedor debe contar con 10 pilas intermedias de tajamar redondeado tipo 2 (Fig. 8.10). Es deseable un vertedor deprimido con la carga de diseño máxima permisible del tipo U.S.B.R. a) Determinar la longitud total de cresta del vertedor, considerando también que P/H_d pudiera ser 0.5. b) Dibujar una curva carga-gasto para el intervalo de operación posible. c) Diseñar el perfil del cimacio considerando que se desea terminarlo tangente a un talud 0.7:1. d) Determinar el perfil del agua al centro del claro entre pilas y a lo largo de las mismas para la carga máxima. e) Obtener la carga de presión negativa máxima al centro del claro entre pilas y a lo largo de las mismas para la carga máxima.

Solución a. De acuerdo con la sección 8.2.2.7, lo conveniente es que $H_d = 5.40/1.33 = 4.06$ m. Además; P/H_d puede adquirir los valores: $P/H_d = 20/4.06 = 4.93$ y $P/H_d = 0.5$. De la Fig. 8.2; $C_o = 2.18$ para el primer caso y 2.1 para el segundo y, con $H/H_d = 1.33$ en la Fig. 8.3, $C/C_o = 1.04$; por tanto, ambos coeficientes se convierten en: $2.18 \times 1.04 = 2.2672$ y $2.1 \times 1.04 = 2.184$ respectivamente.

De la ec. (8.1), las longitudes efectivas de cresta necesarias para la descarga del gasto máximo, serían

$$\text{para } P/H_d = 4.93; L_{e1} = \frac{2500}{2.2672 \times 5.4^{3/2}} = 87.874 \text{ m}$$

$$\text{para } P/H_d = 0.5; L_{e2} = \frac{2500}{2.184 \times 5.4^{3/2}} = 91.221 \text{ m}$$

De la Fig. 8.9 a, $K_a = 0.1$ y de la Fig. 8.10, para la pila tipo 2 y $H/H_d = 1.33$, $K_p = -0.01$, y aplicando la ec. (8.2) resulta que la longitud total neta de cresta debe ser:

$$\text{para } P/H_d = 4.93; L_1 = 87.874 + 2(0.1 - 10 \times 0.01)5.40 = 87.874 \text{ m}$$

$$\text{para } P/H_d = 0.5; L_2 = 91.221 + 2(0.1 - 10 \times 0.01)5.40 = 91.221 \text{ m}$$

En cada caso, el claro entre pilas es:

$$b_1 = 87.874/11 = 7.288 \text{ m} \approx 8 \text{ m}$$

$$b_2 = 91.221/11 = 8.293 \text{ m} \approx 8.30 \text{ m}$$

Considerando la recomendación de geometría de la pila, indicada en la Fig. 8.10, el espesor de cada pila sería de $0.267 \times 4.06 = 1.084 \text{ m}$, esto es aproximadamente $\approx 1.10 \text{ m}$. Por tanto, la longitud total de la cresta es de:

$$L_{t_1} = 8.00 \times 11 + 1.1 \times 10 = 99.00 \text{ m}$$

$$L_{t_2} = 8.30 \times 11 + 1.1 \times 10 = 102.30 \text{ m}$$

Aunque hay diferencia en los dos valores, no es creíble que el azolvamiento llegara a corresponder al segundo caso. Por tanto, se continuarán los cálculos sólo para el primer valor $P/Hd = 4.93$.

Solución b. Antes de hacer el dibujo, conviene tabular algunos resultados como el valor del coeficiente de descarga y el de la longitud efectiva de cresta para cada carga de operación. Para ello se utilizan la fig. 8.3 (con $C_0 = 2.18$) para el valor de C y la ec. (8.2) para L_e , lo que sería: $L_e = 88 - 2(0.1 + 10 K_p) H$. Finalmente Q resulta de la ec. (8.1). La **tabla** 8.1 condensa los cálculos realizados.

Tabla 8.1 Valores carga-gasto para el ejemplo 8.1 caso b

H	H/Hd	C/Co	C	K _p	L _e	Q
m					m	m ³ /s
0	-	-	-	-	-	0
0.50	0.123	0.830	1.809	0.11	86.80	55.515
1.00	0.246	0.864	1.883	0.085	86.10	162.126
1.50	0.369	0.892	1.945	0.062	85.84	306.723
2.00	0.493	0.92	2.006	0.045	85.80	486.814
2.50	0.616	0.944	2.056	0.032	85.90	698.114
3.00	0.739	0.966	2.097	0.029	85.66	933.380
3.50	0.862	0.982	2.141	0.025	85.55	1199.330
4.06	1.000	1.000	2.184	0.015	85.97	1533.178
4.50	1.108	1.013	2.208	0.005	86.65	1826.360
5.00	1.232	1.028	2.241	-0.005	87.50	2192.325
5.40	1.33	1.04	2.267	-0.01	88.00	2503.369

La Fig. 8.27a presenta la curva carga - gasto con la que operaría el vertedor.

Solución c. De la Fig. 8.13, para $h_a/H_d = 0$ y paramento aguas arriba vertical, $K = 0.50$ y $n = 1.872$ y por tanto la ecuación del perfil del cimacio en el cuadrante aguas abajo, de la ec. (8.3 a) es:

$$y = \frac{0.5}{(4.06)^{0.872}} x^{1.872} = 0.147345 x^{1.876}$$

De la ec. (8.4), la abscisa del punto de tangencia es:

$$x_t = \frac{4.06}{(0.5 \times 0.7 \times 1.872)^{1.1468}} = 6.5934 \text{ m}$$

La tabla 8.2 presenta algunos valores de las coordenadas del perfil del cimacio.

Tabla 8.2 Coordenadas, en metros del perfil del cimacio en el ejemplo 8.1 Caso c.

x	0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5
y	0	0.040	0.147	0.315	0.539	0.819	1.152	1.538	1.974	2.461

x	5.0	5.5	6.0	6.5930
y	2.998	3.583	4.217	5.032

De la Fig. 8.14, para $h_a/H_d = 0$; $x_c/H_d = 0.283$; $y_c/H_d = 0.127$; $R_1/H_d = 0.53$; $R_2/H_d = 0.234$, por lo cual: $x_c = 1.149 \text{ m}$; $y_c = 0.516 \text{ m}$; $R_1 = 2.152 \text{ m}$; $R_2 = 0.95 \text{ m}$.

La Fig. 8.28 muestra la geometría del perfil del cimacio.

Solución d. Los valores de las tablas de las Figs. 8.21 a y b, correspondientes a $H/H_d = 1.33$, se multiplican por $H_d = 4.06 \text{ m}$ y se obtienen así las coordenadas de los perfiles del agua al centro del claro entre pilas y a lo largo de las mismas, respectivamente. Los resultados aparecen en la tabla 8.3 y dibujados en la Fig. 8.28.

Tabla 8.3 Perfil del agua al centro del claro y a lo largo de las pilas en el ejemplo 8.1, para $H_{\text{máx}} = 5.40 \text{ m}$

x	Al centro del claro	A lo largo de las pilas
- 4.06	- 4.994	- 5.014
- 3.248	- 4.933	- 4.957
- 2.436	- 4.848	- 4.909
- 1.624	- 4.730	- 4.945
- 0.812	- 4.555	- 5.051
0.0	- 4.348	- 4.478
0.812	- 4.121	- 3.857
1.624	- 3.833	- 3.333
2.436	- 3.439	- 2.797
3.248	- 2.944	- 2.229
4.060	- 2.290	- 1.579
4.872	- 1.445	- 0.873
5.684	- 0.414	- 0.045
6.496	0.698	0.845

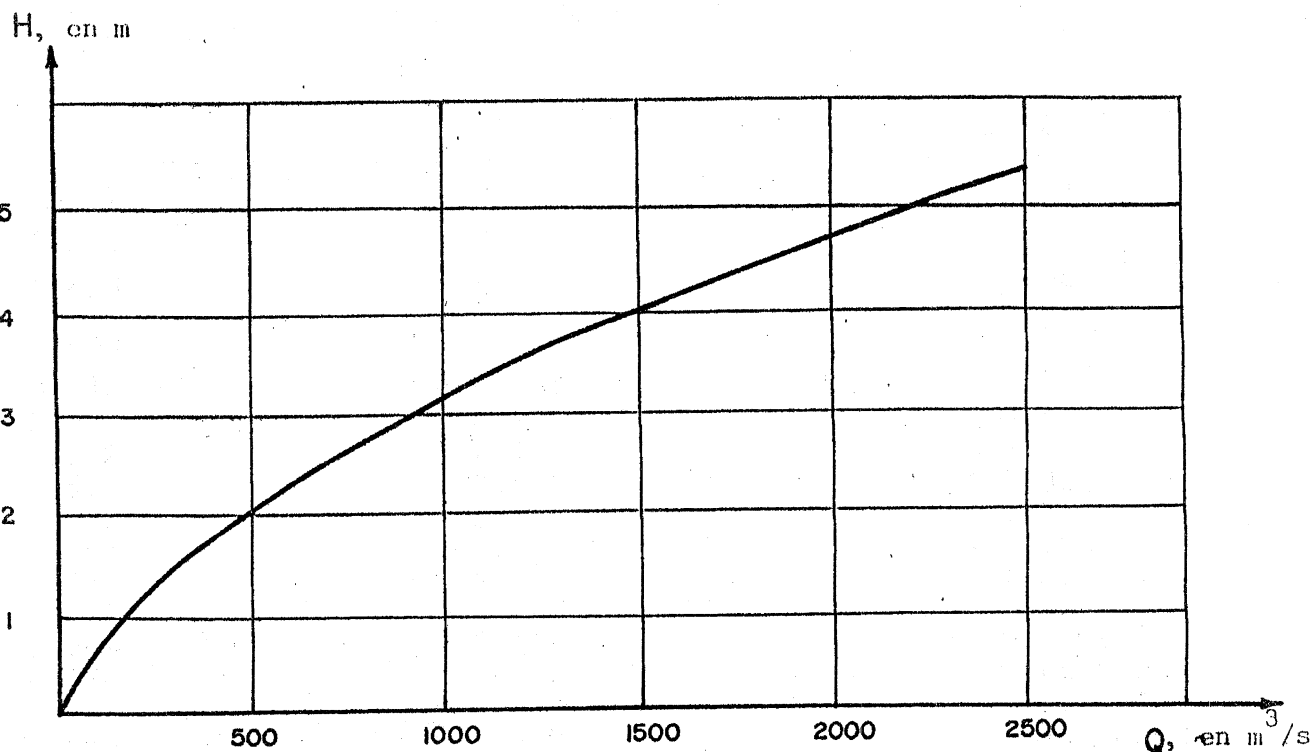


Fig. 8.27 Curva de carga - gasto en el vertedor del ejemplo 8.1

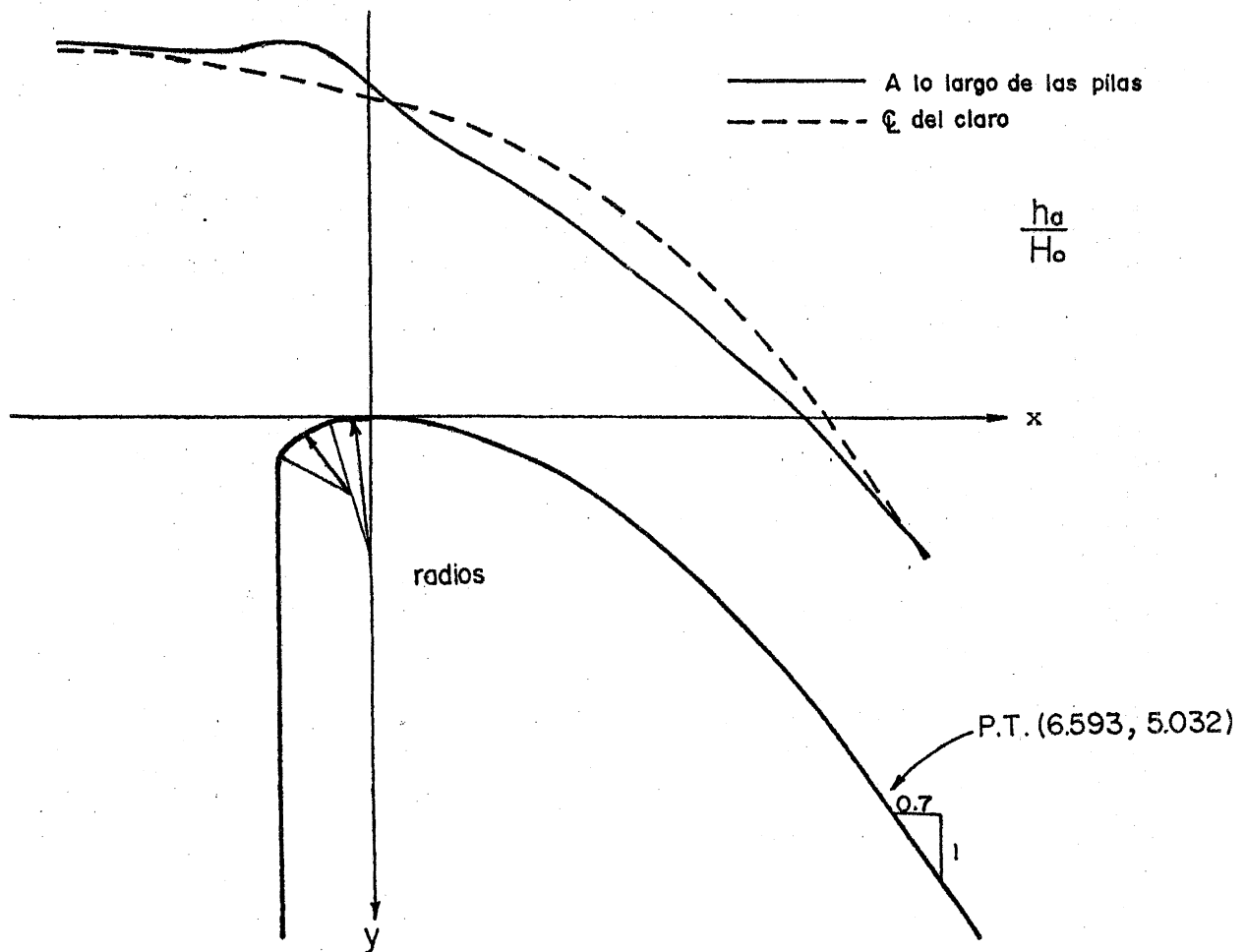


Fig. 8.28 Perfil del cimacio y de la superficie libre del agua en el vertedor del ejemplo 8.1

Solución e. De la Fig. 8.24 b, la carga de presión negativa máxima para $H/H_d = 1.33$ en el centro del claro entre pilas es:

$$h_p = - 0.18 \times 4.06 = - 0.731 \text{ m}$$

y de la Fig. 8.25, la carga de presión negativa máxima para $H/H_d = 1.33$ a lo largo de las pilas es:

$$h_p = - 0.62 \times 4.06 = - 2.517 \text{ m}$$

Ambos valores son tolerables para evitar cavitación

8.2.3 Cimacios controlados por compuertas.

8.2.3.1 Capacidad de descarga

La descarga de un vertedor puede controlarse mediante compuertas colocadas sobre la cresta, que pueden ser radiales, cilíndricas o de tambor. Esto hace casi imprescindible la necesidad de pilas intermedias para reducir los claros por donde pasa el agua.

En el caso de compuertas radiales o cilíndricas, la descarga se produce por debajo de ellas a través del orificio que se forma, que es de altura variable según la abertura que se proporcione a la compuerta. En el caso de compuertas de tambor, la descarga se produce por el vertido superior del agua sobre la compuerta, realizando el control por la variación de la carga de vertido, al levantar o bajar la compuerta hasta la posición deseada.

Lo anterior significa que es distinto el comportamiento del flujo y la manera de determinar el caudal de descarga, ya que en el primer caso se trata de un orificio de dimensiones variables y en el segundo de un vertedor de cresta móvil y carga también variable.

Cuando la descarga se produce sobre un cimacio desde el orificio producido por una compuerta parcialmente abierta (Fig. 8.29); la ecuación para el cálculo de la capacidad de descarga se puede obtener considerando que el gasto por el orificio elemental de ancho L_e y altura dy vale:

$$dQ = C_c C_v L_e \sqrt{2gy} \, dy$$

de manera que el gasto total es:

$$Q = \sqrt{2g} \, C_c C_v L_e \int_{H_2}^{H_1} y^{1/2} \, dy$$

o bien que:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \, C L_e (H_1^{3/2} - H_2^{3/2}) \quad (8.5)$$

donde:

C coeficiente de descarga (adimensional)

g aceleración de la gravedad, en m/s^2

H_1 Carga al fondo del orificio incluyendo carga de velo
cidad de llegada, en m

H_2 carga al labio inferior de la compuerta incluyendo -
carga de velocidad de llegada, en m.

L_e ancho efectivo del orificio igual a la longitud de -
cresta efectiva, en m (sección 8.2.2.4).

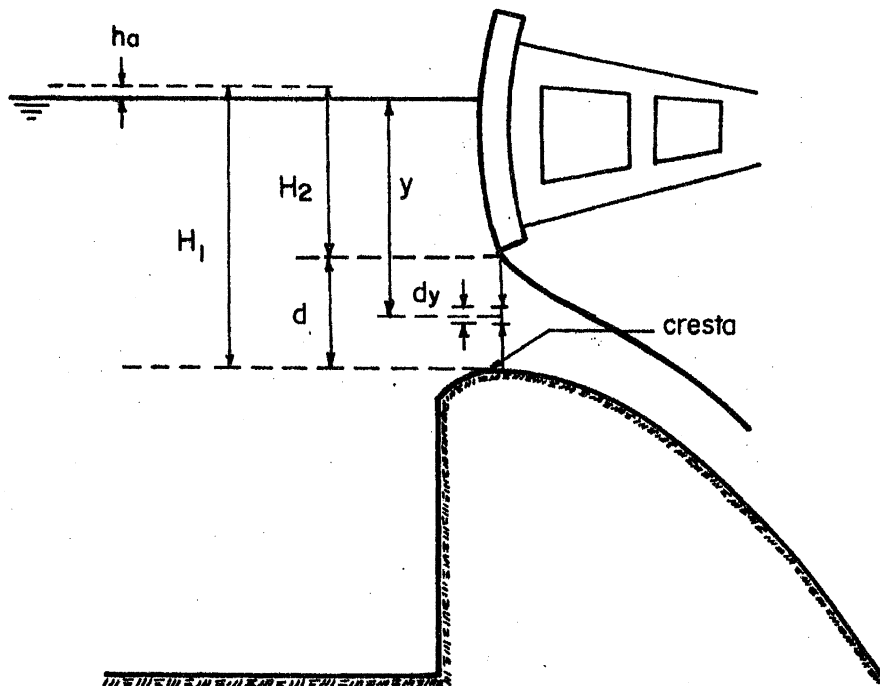


Fig. 8.29 Cimacio con descarga controlada

El coeficiente C depende de la forma de la compuerta y del arreglo de la cresta, de la profundidad del canal de acceso y de la elevación de la superficie libre -- aguas abajo. De esta manera, la contracción superior para una compuerta plana vertical difiere de la que se presenta en una compuerta radial curva e inclinada. -- El perfil del piso aguas arriba afecta la contracción de fondo y el perfil aguas abajo a la distribución de presiones y, consecuentemente, a la carga efectiva.

Para anteproyectos de cimacios con compuertas radiales o cilíndricas, se usan, como primera aproximación, los coeficientes recomendados en la Fig. 8.30 para diferentes relaciones de apertura de compuerta o carga total. La curva representa valores medios determinados para diferentes condiciones de llegada y de aguas abajo; es suficientemente preciso para determinar la descarga en estructuras vertedoras pequeñas. La presencia de vórtices aguas arriba de la compuerta puede modificar de manera importante los valores del coeficiente de descarga.

Para proyectos definitivos en compuertas radiales puede aplicarse el método propuesto por el U.S. Corps of -- Engineers en su publicación "Hydraulic Design Criteria" (ref. 71), que proporciona una discrepancia del gasto real en 2 por ciento, para relaciones de abertura de -- compuerta a carga, menores que 0.6.

En el caso de las compuertas de sector o de tambor, se aplica la ec. (8.1), donde el coeficiente C depende de la carga H , del radio de la compuerta r y del ángulo θ que forman la horizontal y la tangente al labio inferior (Fig. 8.31 a). Este último puede adquirir valores negativos, como lo muestra la Fig. 8.31 b, y cuando la compuerta ha bajado totalmente, la carga H llega a su valor máximo y el caso se convierte en el de un cimacio de cresta libre. El mismo comportamiento se tendría -- para el caso de compuertas de control en canales, como la mostrada en la Fig. 8.31 c.

Los coeficientes de descarga para compuertas de tambor y de las del tipo mostrado en la Fig. 8.31 c se obtienen de la Fig. 8.32, que muestra los resultados experimentales de J.N. Bradley (ref. 72), con validez para -- cargas de velocidad de llegada despreciables y ángulos θ hasta de -15° . Todas las curvas confluyen a un punto para el que $\theta = 29^\circ$ y $C = 2.1414$.

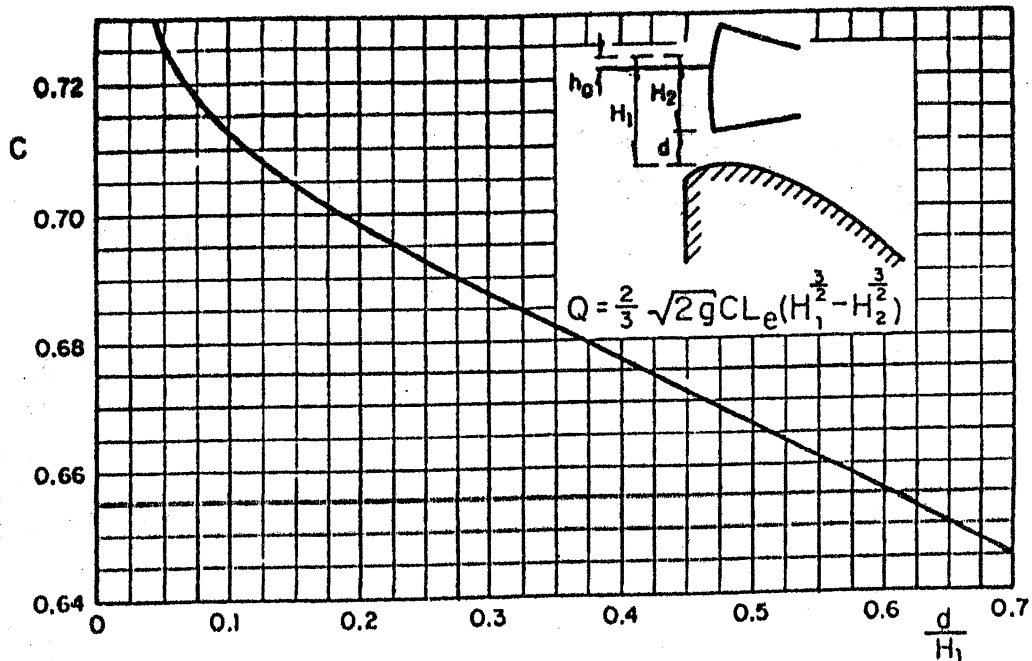
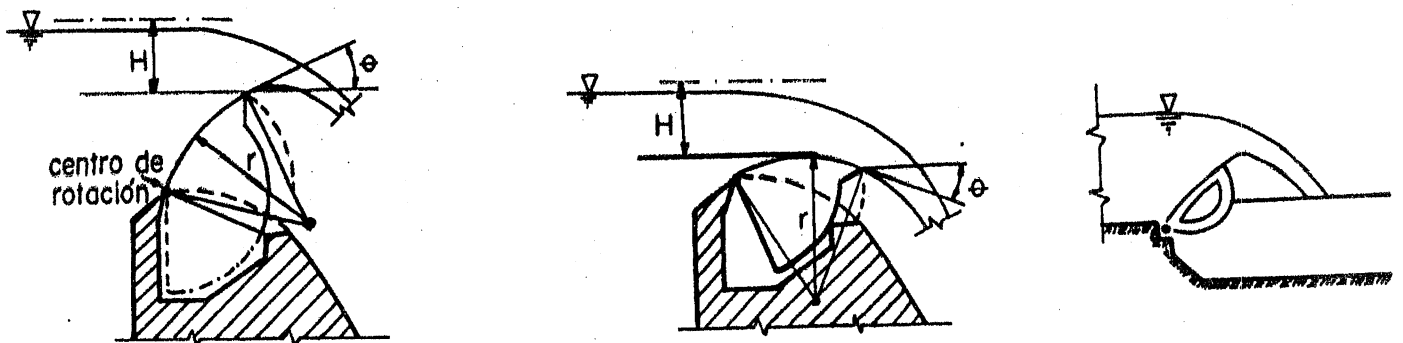


Fig. 8.30 Coeficiente de descarga para compuertas parcialmente abiertas, según el U.S.B.R (ref. 21).



a).-Angulo θ positivo

b).-Angulo θ negativo

c).-Control en canales

Fig. 8.31 Posiciones de una compuerta de tambor

Cuando un cimacio controlado por compuertas opera con cargas pequeñas, se presentan vórtices aguas arriba a ambos lados de la compuerta, como muestra la Fig. 8.33a. Se ha observado que para relaciones $0.8 < H_2/d < 1.5$ los vórtices son mas o menos estables en la superficie y siempre penetran bajo la compuerta. Cuando $H_2/d > 1.5$

se presenta un sólo vórtice inestable localizado indistintamente en cualquier lugar al frente de la compuerta, que en ocasiones colapsa, iniciando de nuevo su desarrollo en cualquier lado de la compuerta.

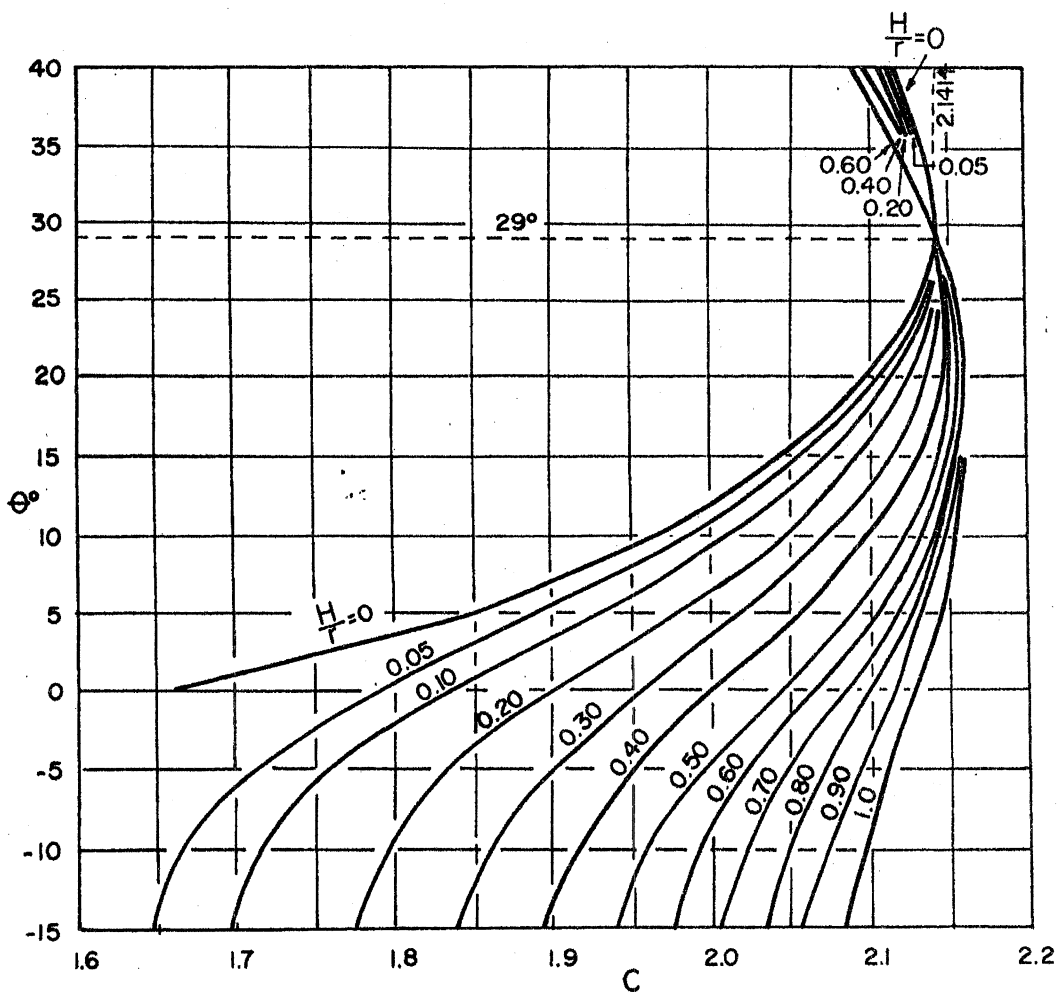


Fig. 8.32 Coeficiente de descarga C en compuertas de tambor (ref. 72).

A fin de evitar la formación de vórtices aguas arriba de una compuerta de sector o deslizante (Fig. 33 a y b) y la posible vibración de la misma, es conveniente que opere de manera que la carga H_2 (Fig. 8.29) sea mayor que la crítica H_k obtenida de la Fig. 8.33 c (ref. 32)

En esta figura, d representa la abertura de la compuerta y V la velocidad de la sección contraída y con valor aproximado de:

$$V = \frac{Q}{0.64bd}$$

La ubicación del centro de vórtice, cuando éste se forma es: $\lambda \approx (0.8 \text{ a } 0.85) H_2$ y otra manera de mejorar el funcionamiento es prolongar las pilas aguas arriba una distancia mínima: $L = (0.5 \text{ a } 0.8) b$.

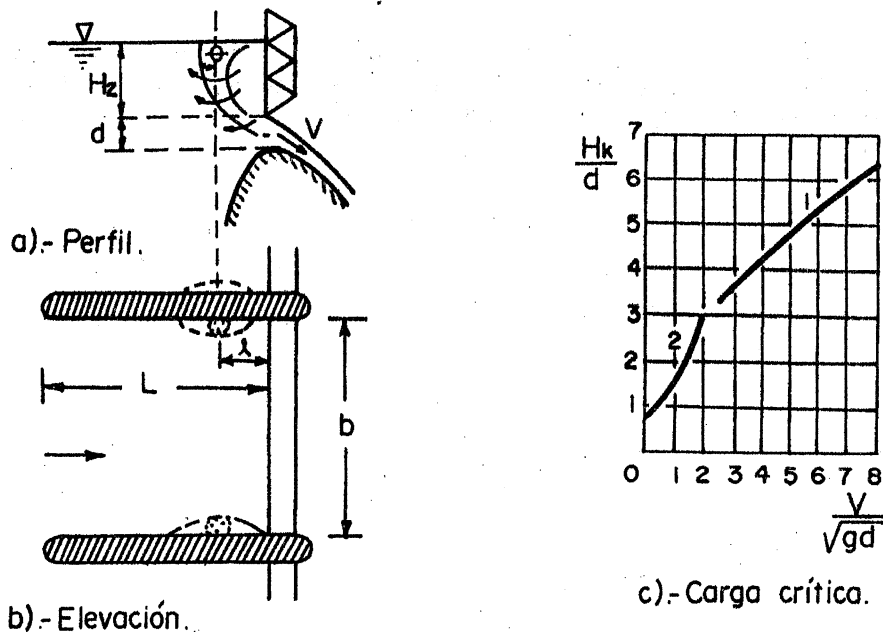


Fig. 8.33 Formación de vórtices aguas arriba de compuertas (ref. 32)

8.2.3.2 Perfil del cimacio

La dualidad en el funcionamiento del cimacio, de tener que operar a veces libremente y a veces controlado por compuertas, hace que el problema de diseño de su perfil sea más complejo que el de cresta libre.

Si el labio inferior de la compuerta asienta sobre la cresta del cimacio, una apertura parcial produce un orificio vertical coincidente con la normal trazada al perfil sobre la cresta. Considerando los resultados del Ejemplo 4.13 del Vol I, el perfil de la línea de -

corriente coincidente con el perfil del cimacio resulta una parábola de ecuación.

$$y = \frac{x^2}{4H} \quad (8.6)$$

donde H es la carga o energía total en el punto en que se inicia el perfil y, (x, y) coordenadas como se indican en la Fig. 8.34 a.

Si la compuerta asienta en un punto aguas abajo de la cresta (Fig. 8.34 b), al abrir se forma un orificio inclinado el ángulo θ , medido entre la horizontal y la tangente al perfil del cimacio en el punto de apoyo. La ecuación de la curva que describe el chorro y por ende del perfil del cimacio es también la de una parábola.

$$y = x \tan \theta + \frac{x^2}{4H \cos^2 \theta} \quad (8.7)$$

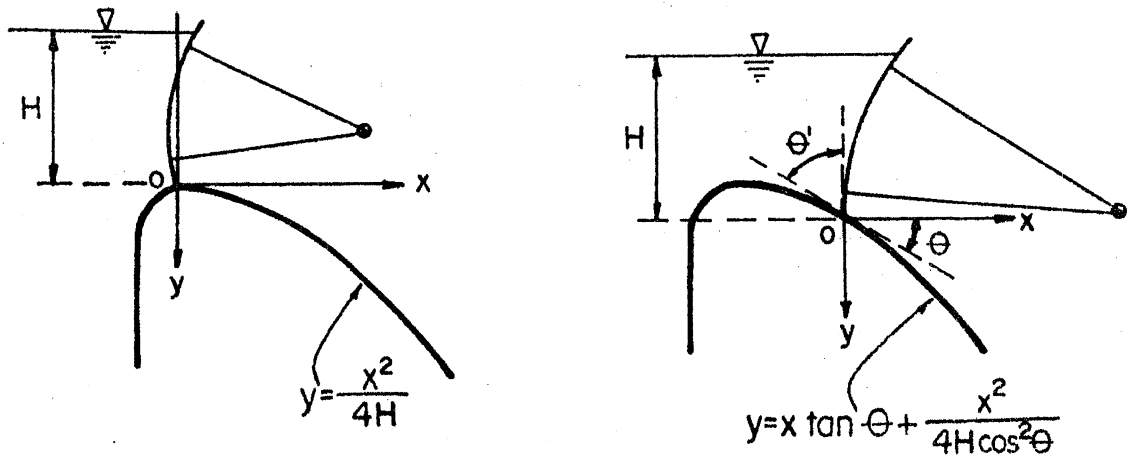
donde:

H carga o energía total en el punto en que se inicia el perfil

x, y coordenadas del perfil con el origen coincidiendo con el asiento de la compuerta.

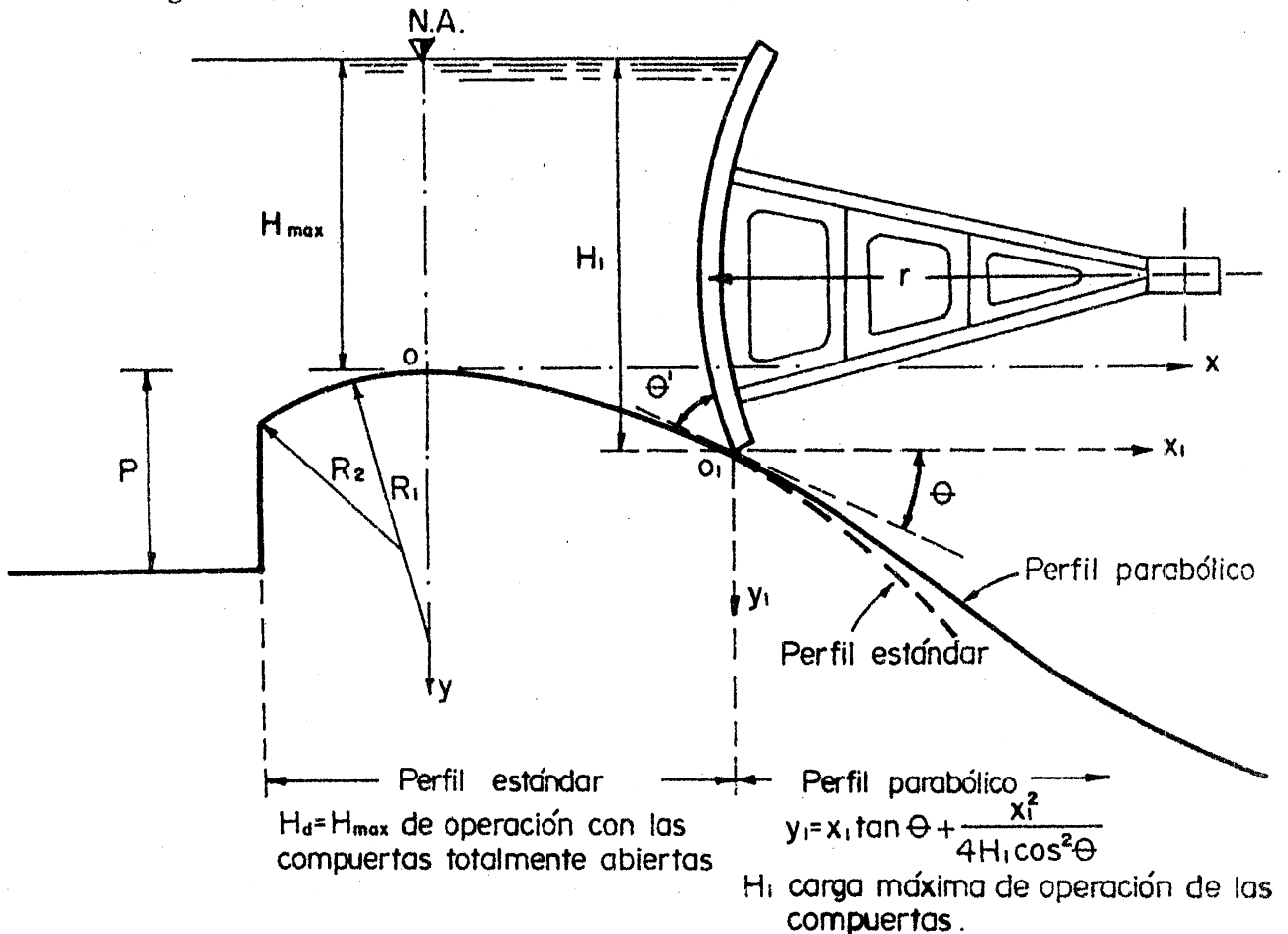
θ ángulo entre la tangente al perfil y la horizontal

El U.S.B.R. (ref. 21) realizó experimentos con un cimacio controlado por compuertas con el perfil estándar correspondiente al caso de cresta libre de la Fig. 8.13, para una carga de diseño igual a la carga máxima y las compuertas totalmente abiertas. Cuando el asiento de la compuerta coincide con la cresta y se proporcionan aberturas pequeñas, aparecen presiones negativas que no sobrepasan los valores de $0.1 H_d$ y $0.33 H_d$, cuando las cargas aguas arriba son H_d y $1.33 H_d$ respectivamente. Estas presiones negativas se desarrollan a lo largo del perfil de manera casi uniforme, desde el punto de apoyo de las compuertas y hacia aguas abajo, en una distancia cuya proyección horizontal es $0.5 H_d$.



a) Orificio vertical $\theta = 0$ b) Orificio inclinado, $\theta \neq 0$

Fig. 8.34 Posiciones de la compuerta sobre un cimacio



En caso de que $P/H_d < 1$, se recomienda inclinación de 45° en el paramento aguas arriba.

Fig. 8.35 Perfil compuesto de un cimacio controlado por compuertas

Después de esa distancia, las presiones adquieren los valores correspondientes a un cimacio de cresta libre.

En la práctica es recomendable colocar el punto de apoyo del labio inferior de la compuerta aguas abajo de la cresta del cimacio y propiciar un orificio inclinado, de manera que el ángulo de incidencia θ' , formado entre la tangente a la cara de la compuerta en su labio inferior y la tangente al perfil del cimacio en el punto de apoyo, quede próximo a 45° .

El perfil del cimacio aguas arriba del punto en que asienta la compuerta debe seguir el estándar de cresta libre, diseñado con la carga máxima con la que operará el vertedor con las compuertas totalmente abiertas. Para el perfil aguas abajo del punto de asiento de la compuerta podrá continuar el estándar o cambiar a un parabólico como el de la Fig. 8.34 b, diseñado con la ec. (8.7) para la carga máxima con que operarán las compuertas, resultando así el perfil compuesto que muestra la Fig. 8.35. Dicho perfil es más conveniente para disminuir las presiones negativas, sólo en el caso de que su traza se ubique encima del perfil estándar.

En caso de que $P/Hd < 1$, se recomienda inclinar a 45° el paramento aguas arriba del cimacio. Recomendaciones adicionales para el diseño del perfil compuesto se pueden consultar en la sección 8.3.5.

8.2.4 Flujo al pie de un cimacio.

La aplicación de la ecuación de energía, sin considerar pérdidas, permite determinar la velocidad teórica del escurrimiento al pie de un cimacio vertedor (Fig. 8.36). Esto es:

$$V_t = \sqrt{2g(z + h_a - y_1)} \quad (8.8)$$

donde z es el desnivel entre la superficie libre antes del cimacio y el piso del colchón aguas abajo, h_a es la carga de velocidad de llegada al cimacio y y_1 el tirante al pie del mismo.

Debido a la pérdida de energía, la velocidad real V_1 es siempre menor que la teórica y depende principalmente de la carga sobre la cresta del vertedor, del desnivel z , del talud de la espalda del cimacio y de la rugo

sidad superficial del mismo. La velocidad real difiere más de la teórica en la medida que la carga disminuye y la caída aumenta.

El U.S. Bureau of Reclamation (ref. 73) realizó experimentos en modelo y prototipo y determinó la relación entre la velocidad real y la teórica. Esta última la definió como sigue:

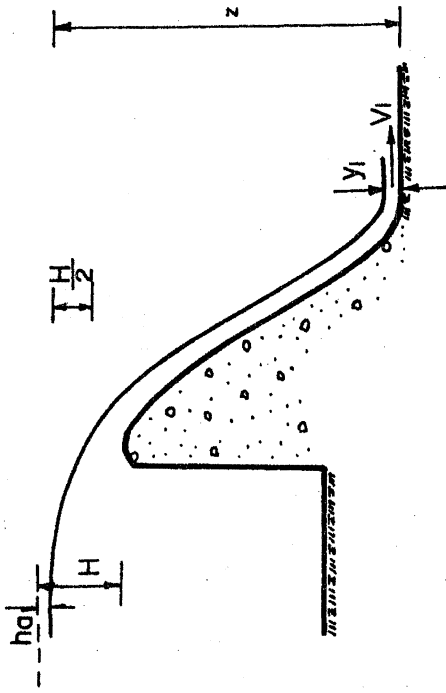
$$V_t = \sqrt{2g (z - H/2)} \quad (8.9)$$

La Fig. 8.36 presenta los resultados que permiten el cálculo del coeficiente C, para corregir el valor de la velocidad teórica y obtener la real en términos del valor z de la caída. Dichos resultados valen para taludes en la espalda del cimacio de 0.6:1 a 0.8:1 y no son aplicables para ángulos de inclinación menores.

El cambio de inclinación del talud del cimacio al piso del colchón debe realizarse de manera gradual, siguiendo una curva, por ejemplo circular, de radio no menor de cinco veces el tirante en la curva, medido en dirección perpendicular a la plantilla.

Ejemplo 8.2 El cimacio diseñado en el ejemplo 8.1 va a ser controlado por once compuertas radiales, construyendo pilas intermedias tipo 2 de las dimensiones calculadas y para la misma longitud de cresta obtenida. Cuando operan las compuertas, su abertura variará entre 0.25 m y 2.50 m. Considerando que la cresta está a la Elev. 50.00 m, a) determinar la curva aberturas de compuertas-gastos que descargan todas las compuertas abiertas, para el intervalo de aberturas indicadas y el nivel máximo que permitiría el cimacio diseñado en el ejemplo 8.1. b) Calcular las presiones negativas máximas que puedan esperarse con la carga de diseño del cimacio y con una carga 1.33 Hd. c) Considerando que aguas abajo y al pie del cimacio se construye un piso a la elevación 23 m, determinar la magnitud de la velocidad del agua sobre el piso, cuando se abren totalmente las compuertas y descarga el gasto máximo.

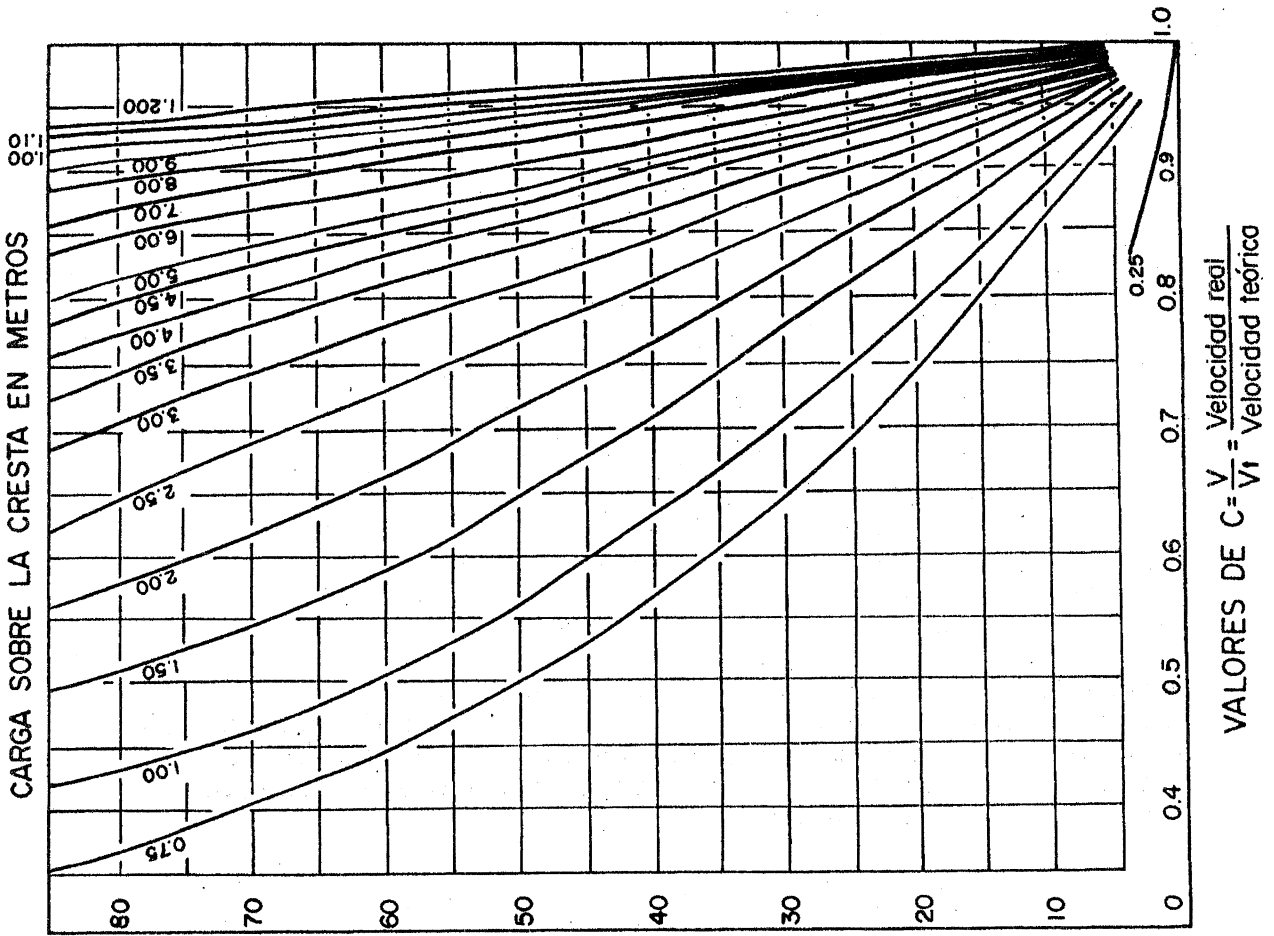
Solución a. De acuerdo con las recomendaciones del U.S.B.R. para el diseño de cimacios controlados por compuertas, la carga máxima de operación de las mismas no podrá ser mayor que la de diseño del cimacio elegida, esto es: $H_d = H_1 = 4.06$ m.



$$V_t = \sqrt{2g(z - \frac{H}{2})}$$

$$V_1 = C V_t ; q = \frac{Q}{L} ; y = \frac{Q}{V_1}$$

Fig. 8.36 Curvas para determinar la velocidad al pié de un cimacio, para taludes del mismo de 0.6:1 a 0.8:1 (ref. - 73)



VALORES DE z, Distancia vertical del nivel del agua al piso del colchón, en m.

La tabla 8.4 presenta los cálculos de las curvas solicitadas, donde se utilizan la ec. (8.5) y la Fig. 8.30 para los coeficientes C en dicha ecuación. La longitud neta corresponde a $L = 11 \times 8 = 88$ m y la efectiva $L_e = 85.97$ m de la tabla 8.1. La Fig. 8.37 presenta la curva solicitada.

Tabla 8.4 Descarga para el embalse a la Elev. 54.06 y diferentes aberturas de compuertas en el ejemplo 8.2.

d m	d/H ₁	C	H ₂ m	Q m ³ /s
0.25	0.0616	0.722	3.81	136.341
0.50	0.1232	0.708	3.56	263.078
0.75	0.1847	0.70	3.31	383.607
1.00	0.2463	0.693	3.06	497.504
1.25	0.3079	0.687	2.81	605.234
1.50	0.3695	0.68	2.56	705.134
1.75	0.4310	0.614	2.31	799.027
2.00	0.4926	0.667	2.06	884.577
2.25	0.5542	0.661	1.81	964.134
2.50	0.6158	0.655	1.56	1036.311

Solución b. La carga de presión negativa máxima, para una carga de diseño del cimacio $H_d = 4.06$ m, sería de: $h_p = -0.1 \times 4.06 = -0.406$ m. En caso de que las compuertas operaran con la carga máxima $1.33 H_d = 5.40$ m, la carga de presión negativa máxima, sería de: $h_p = -0.33 \times 4.06 = -1.34$ m, que es también tolerable.

Solución c. La caída total z de la Fig. 8.36 sería: $z = 55.40 - 23 = 32.40$ m. De dicha figura, para $H=5.40$ el coeficiente $C = 0.93$ y la velocidad al pie del cimacio vale:

$$V_1 = 0.93 \sqrt{2g(32.40 - 5.4/2)} = 22.45 \text{ m/s}$$

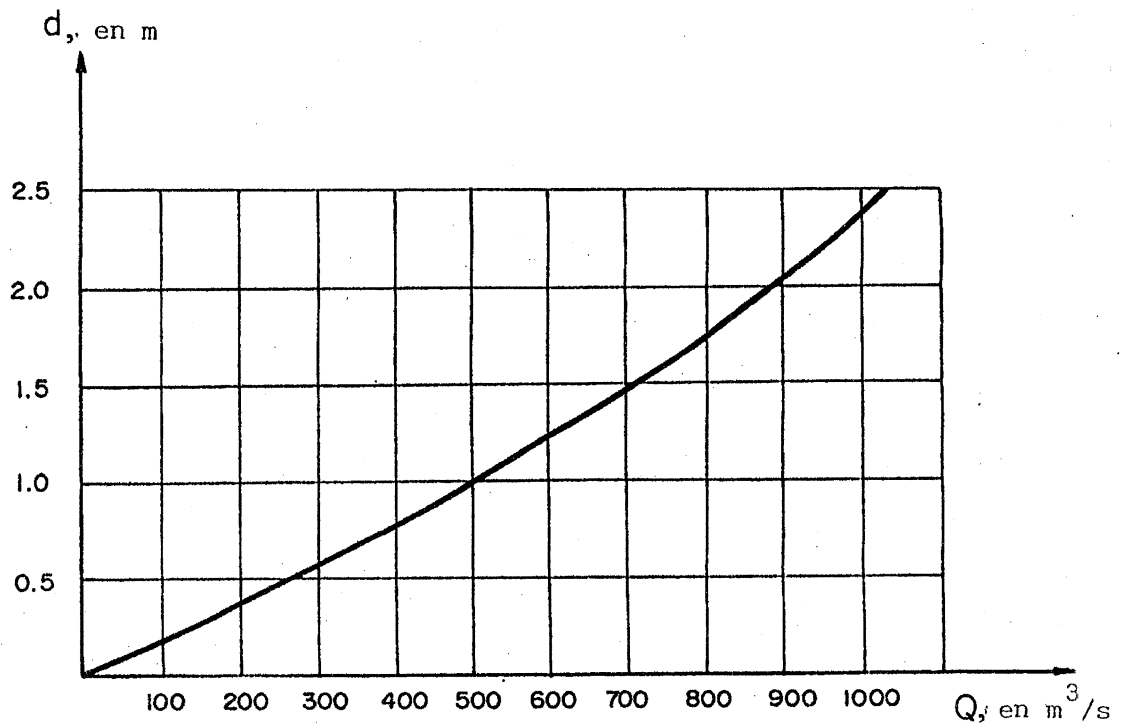


Fig. 8.37 Curva Abertura de compuerta - Gasto para el embalse a la Elev. 54.06, en el Ejemplo 8.2

8.3 Obras de Excedencia

8.3.1 Aspectos generales

La obra de excedencia en un aprovechamiento superficial es la estructura que permite descargar los volúmenes de agua que exceden a la capacidad útil o de control en un almacenamiento, para ser conducidos fuera del vaso y - llevados aguas abajo nuevamente al río, evitando el daño a otras estructuras y con el máximo de seguridad. - Estas funciones se realizan normalmente utilizando vertedores y sólo en casos especiales de obras pequeñas, - se utilizan sifones. Por esta razón, las obras de excedencia son a menudo vertedores de excedencia.

En ocasiones es necesario distribuir los volúmenes excedentes en dos obras: una llamada vertedor de servicio, - que descarga con mayor frecuencia y exige mayor seguridad en su operación, y la otra denominada vertedor auxiliar, que descarga eventualmente de manera simultánea a fin de permitir la reparación de la de servicio en caso dado y lograr mayor economía y seguridad en el conjunto.

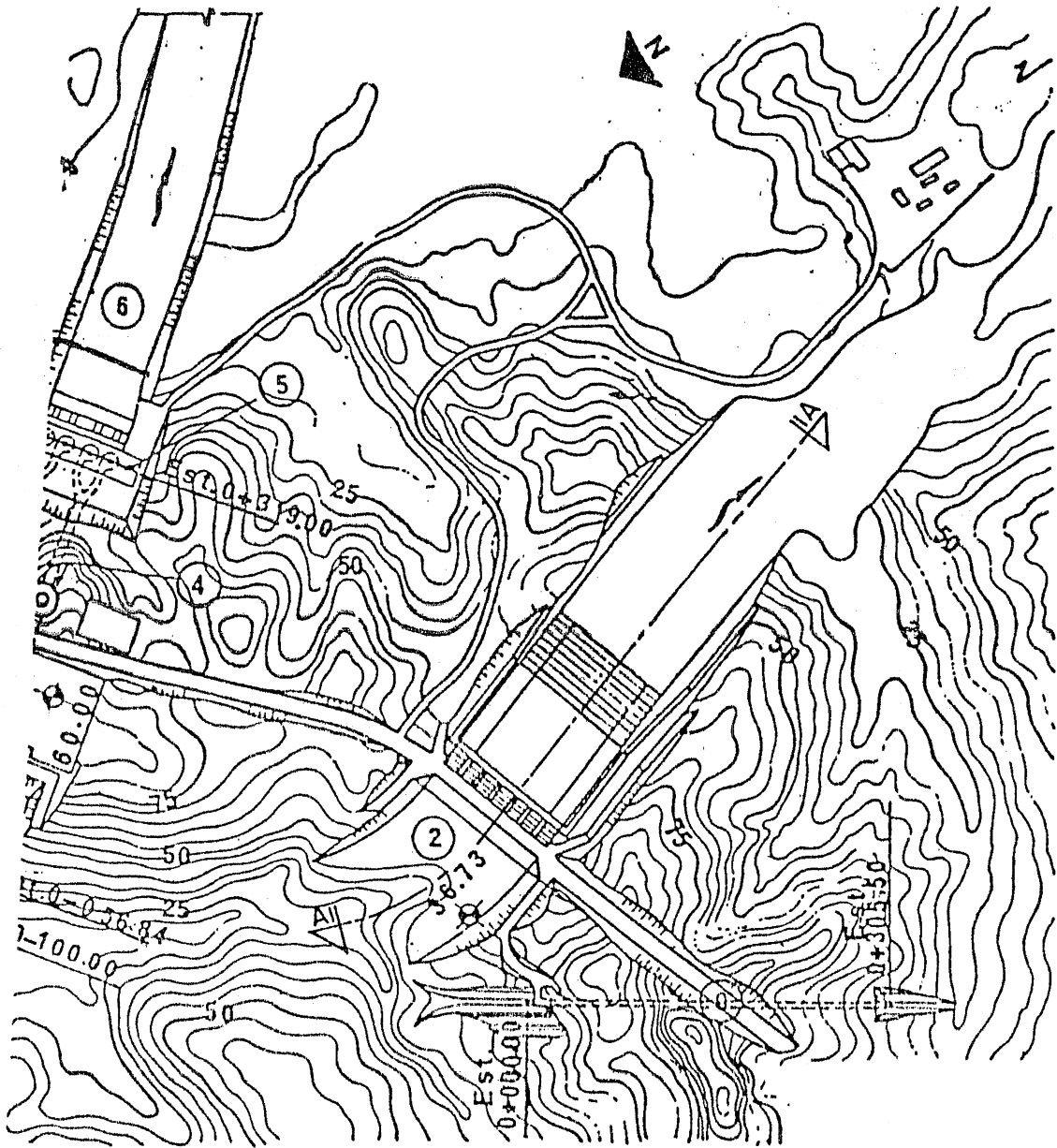
La obra de excedencia se utiliza para descargar la llamada avenida de diseño, cuyas características se obtienen de los estudios hidrológicos en el río y del tránsito de avenidas a través del vaso almacenador. Dichos - estudios permiten conocer la carga y gasto máximo, así como las políticas de operación con que debe manejarse la obra de excedencia.

8.3.2 Estructuras componentes

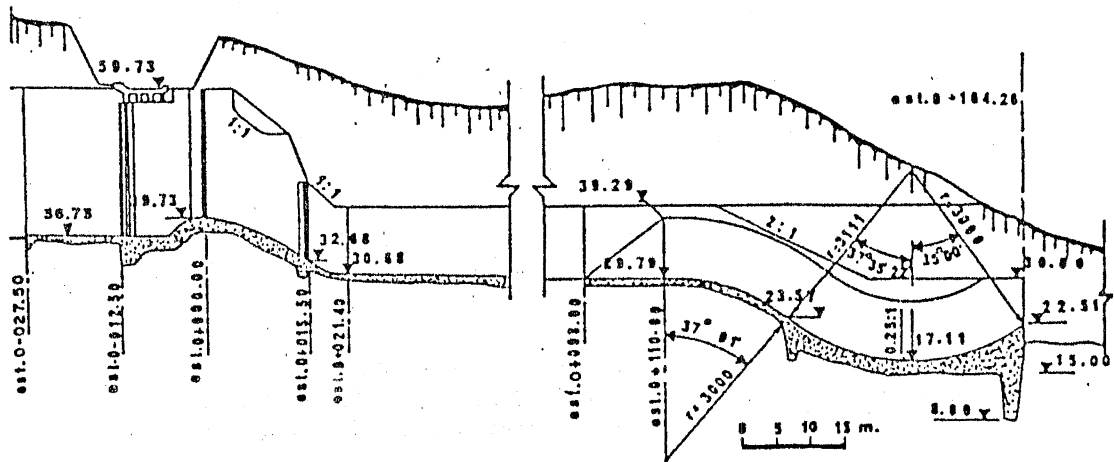
La obra de excedencia en general se compone de diferentes elementos que son: el canal de acceso o de llamada, la estructura de control, el conducto de descarga, la - estructura terminal y el canal de desfogue o de salida- (Fig. 8.38).

a) Canal de acceso. Conduce el agua desde el almacenamiento hasta la estructura de control, de manera que - llegue en dirección perpendicular a la cresta en toda - su longitud y libre de turbulencias a fin de lograr el coeficiente de descarga máximo y el mínimo de problemas en el vertido.

b) Estructura de Control. Regula las descargas del almacenamiento. La regulación puede efectuarse mediante una sección de control constituida por un simple umbral,



Planta



Corte A-A

Figura 8.38. Planta y corte del vertedor de la presa "La Villita".

un cimacio, un orificio o una tubería, que puedan descargar libremente o sumergidos y estar controlados o no por compuertas o válvulas. En cualquier caso, es muy importante lograr la mayor eficiencia de la estructura de control, con un coeficiente de descarga lo más grande posible para la descarga máxima y evitar el despegue de la lámina vertiente.

c) Conducto de Descarga. Permite conducir los volúmenes que han pasado por la estructura de control, hasta el río aguas abajo de la presa. Dicho conducto puede ser: canal a cielo abierto, conducto cerrado a través de la cortina o tunel por las laderas. La selección del tipo y dimensiones están regidos por consideraciones hidráulicas, económicas, topográficas y geológicas del sitio. Debido a la gran velocidad del agua que puede desarrollarse, es necesario revestir las paredes del conducto de descarga y lograr un escurrimiento lo más satisfactorio posible.

d) Estructura Terminal. Se ubica al final del conducto de descarga y permite la restitución de las descargas del vertedor al río, disipando la energía cinética excedente que adquiere el agua en su descenso desde el embalse hasta el río aguas abajo, o bien lanzar el agua directamente al río para lograr la disipación, aunque ésta realmente ocurra fuera de la estructura terminal. En el primer caso se utilizan tanques amortiguadores o cubetas disipadoras y en el segundo cubetas de lanzamiento, pero en cualquier caso el objetivo es alcanzar una disipación eficaz de la energía y eliminar la erosión en la zona de restitución.

Canal de salida. Continúa después de la estructura terminal y permite que el agua llegue al cauce del río sin producir remansos hacia aguas arriba que afecten el funcionamiento de la propia estructura terminal o de otras estructuras que también descarguen al río.

Los objetivos de las componentes de un vertedor pueden parecer distintos y por tanto susceptibles de estudiarse por separado, sin embargo existe una correlación estrecha de mutua influencia entre ellos que no aconsejan un estudio aislado de los mismos.

En algunos casos es posible satisfacer las condiciones impuestas por las características topográficas y geológicas locales con soluciones de costo elevado, sin embargo es preferible reducir al mínimo los riesgos prove

nientes de soluciones no convencionales y adaptar los proyectos a la topografía y geología del sitio, tratando de obtener, en lo posible, una solución económica.

8.3.3 Diferentes Tipos

Los vertedores de excedencias pueden clasificarse según diferentes criterios que originan una amplia variedad de tipos, de los que no se hace aquí una exposición exhaustiva.

En los vertedores de cresta libre se produce el vertido automático al alcanzar el agua en el embalse el nivel de la cresta vertedora. En los vertedores de cresta controlada las descargas se controlan mediante compuertas de diferentes tipos que incluyen a las radiales o de segmento, a las deslizantes, a las de tambor y aún aquellas que se nombran agujas. Las dos primeras son las más usadas en México y en la exposición del subcapítulo 8.2 se ha presentado con detalle el diseño de vertedores de cimacio sin y con compuertas.

Otra clasificación de las obras de excedencias no toman en cuenta el manejo del agua, sino la forma del conducto de descarga y consiste en vertedores en canal y en túnel. En ambos se utiliza un vertedor de cresta ancha separado del cuerpo de la cortina, con o sin compuertas. En el caso de los vertedores en canal, la estructura de control está separada del cuerpo de la cortina, en ocasiones sin cimacio y la conducción se realiza mediante un canal de geometría variable, construido a cielo abierto. En los vertedores en túnel la conducción se realiza mediante un conducto cerrado a través de la montaña.

Los vertedores en canal han sido más utilizados, ya que los de túnel involucran problemas técnicos mayores en su construcción, operación y mantenimiento y además son más costosos. En los casos en que han sido utilizados en México, ha sido en presas destinadas a fines de generación, donde el aspecto económico ha resultado ventajoso.

El arreglo geométrico de las partes componentes de un vertedor puede ser tan variado como los problemas de la práctica. Por ejemplo, puede requerirse del llamado vertedor de caída libre en el que no existe conducto de descarga ya que el agua al pasar por una cresta delgada o por un pequeño cimacio, se precipita en una caída libre hasta el fondo del río, o bien primero pasa por una

cubeta de lanzamiento. Su cresta puede ser recta o curva y tener o no compuertas. El vertedor utilizado al centro de cortinas en arco es un ejemplo típico de este tipo de estructuras. Estas constituyen una solución posible en caídas menores de 10 m, cuando la roca en el fondo del río es de buena calidad y la socavación producida por el impacto del chorro no produce daños considerables o efectos de remanso importantes.

El canal de acceso y la estructura de control son los que tienen mayores cambios en su geometría y funcionamiento y de su elección depende en gran medida la del resto de sus componentes. La estructura de control puede consistir en un simple umbral (sin cimacio) de trazo recto o curvo, para desde ahí iniciar un canal de conducción en rápida o bien un túnel. También puede consistir en un cimacio recto o curvo que descarga a una estructura colectora y después continuar hacia un canal o túnel.

La estructura de control es la que da el nombre a dos vertedores muy utilizados en México en aprovechamientos destinados al riego: el vertedor en abanico y el vertedor de canal lateral. Los vertedores de embudo en cambio no han sido utilizados como obras de excedencia, pero en otros países han constituido soluciones económicas importantes.

La estructura de control que se elija para una obra de excedencias, influye de modo importante en el diseño del canal de acceso y menos en el del conducto de descarga. En esta sección se trata principalmente el diseño hidráulico del canal de acceso y de la estructura de control y en las subsecuentes las restantes componentes.

8.3.4 Canal de Acceso.

El diseño hidráulico del canal de acceso obedece generalmente a las mismas reglas, independientemente del tipo de vertedor del que forma parte.

Por razones económicas, el canal de acceso debe ser lo más corto posible. Cuando es largo, es aconsejable que su eje quede alineado con el del conducto de descarga. El diseño en planta debe seguir transiciones y cambios de dirección graduales, adaptándose a las condiciones topográficas y geológicas locales.

La velocidad con que se mueve el agua dentro del canal de acceso depende de las dimensiones transversal y profundidad de su plantilla. Esta casi siempre es horizontal, tanto transversal como longitudinalmente. Dicha velocidad debe ser lo mas pequeña posible, no mayor de 5 m/s y de distribución transversal uniforme para eliminar zonas muertas.

En el caso de velocidad grande en el canal de acceso no es recomendable divergencias entre su eje y el del vertedor superiores a 45°. Las paredes del canal deben conducir el agua de manera que llegue en dirección perpendicular a la cresta en toda su longitud y libre de turbulencias.

Es necesario realizar un estudio cuidadoso del trazo en planta de las paredes del canal adaptándolo a la topografía, para probarlo posteriormente en un modelo hidráulico. En ocasiones el estudio consiste en el trazo de redes de flujo adaptadas a las paredes de geometría previamente seleccionada, a fin de detectar posibles zonas de separación, sin embargo esta práctica es poco recomendable ya que representa mucho trabajo y pobres resultados. En cualquier caso se trata de que las dimensiones transversales del canal y profundidad de plantilla proporcionen las velocidades de aproximación antes especificadas y el mejor funcionamiento. La profundidad de la plantilla queda determinada por razones económicas, sin embargo es recomendable que se mantenga dentro de los límites siguientes:

$$P \geq 0.2 H_{\text{máx}} \quad (8.10)$$

donde

P profundidad de la plantilla respecto de la cresta del cimacio, en m (Fig. 8.1)

H_{máx} carga máxima de operación del cimacio, con las compuertas totalmente abiertas, en m.

El perfil de flujo en el canal de acceso se determina por los métodos convencionales de flujo variado y debido a que el perfil es en régimen subcrítico, el cálculo se inicia de la sección de control o cresta vertedora hacia aguas arriba. Para el gasto máximo se tantea niveles del agua en la sección inicial hasta llegar al inicio del canal con el nivel de embalse máximo considerado.

Las experiencias en modelo reducido y en prototipo revelan que la observancia de las reglas anteriores se traducen en un mejor funcionamiento del canal de acceso. - Alejarse de estas reglas sólo debe obedecer a razones económicas. Sin embargo conviene insistir en su importancia por el hecho de que las perturbaciones que tienen su origen en la zona de acceso pueden transmitirse hacia aguas abajo del cimacio. Si la velocidad de aproximación al vertedor es elevada, la eficiencia hidráulica de la obra se ve afectada por un aumento inmediato de la turbulencia y la aparición de corrientes secundarias. Sus efectos se traducen en acentuada inestabilidad de la lámina vertiente y en la reducción del coeficiente de descarga del vertedor.

La inestabilidad de la lámina vertiente en un trecho del canal es causa a veces de fenómenos de despegamiento y adherencias violentas que podrían ser definidas como vibraciones de la lámina. Sus efectos pueden redundar en problemas de orden estructural en el cimacio, pilas y revestimientos. Estas perturbaciones se pueden a veces transmitir hasta la estructura disipadora disminuyendo su eficiencia.

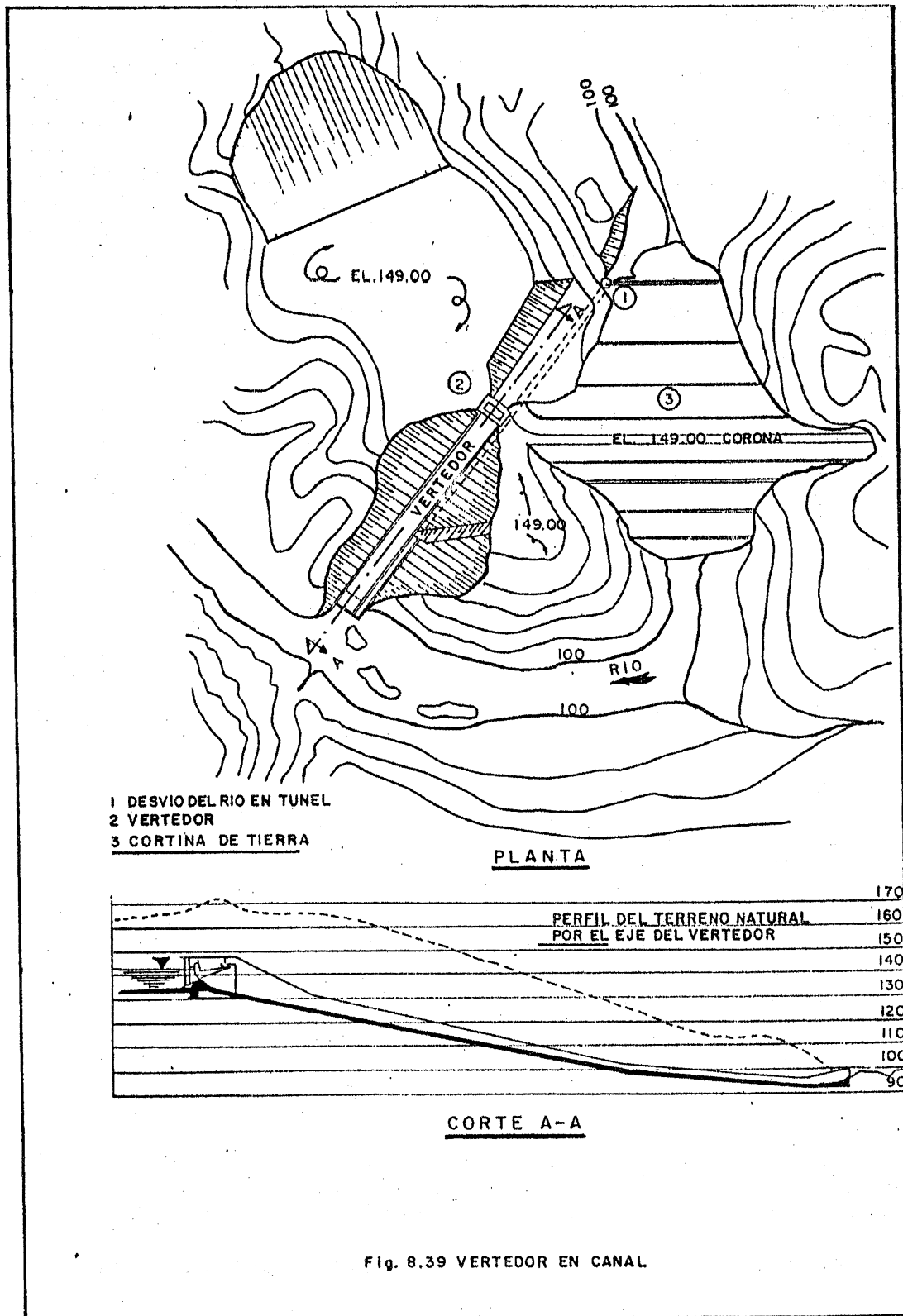
8.3.5 Vertedores en Canal

Consideramos aquí el caso de un vertedor cuya estructura de control es un cimacio, dotado o no por varios vanos formados entre pilas superpuestas, que pueden estar guarnecidos por compuertas y con el eje de su plantilla coincidiendo con la dirección principal del conducto de descarga. Este último normalmente lo constituye un canal excavado a cielo abierto, separado del cuerpo de la cortina. Como se observa en la Fig. 8.39, la estructura de control se ubica coincidiendo aproximadamente con el eje de la cortina. Esto se debe a que la pantalla de inyecciones o de impermeabilización del subsuelo debe coincidir en ambas estructuras.

El diseño del canal de acceso sigue las reglas indicadas en la sección inmediata anterior.

En el diseño de la estructura de control se siguen los lineamientos indicados en la sección 8.2.2 para el caso de que el cimacio sea de cresta libre o en la sección 8.2.3 para el caso de cimacio controlado por compuertas.

La secuela sigue aproximadamente los siguientes pasos:



- a) Predimensionamiento general del cimacio: longitud de cresta, número de vanos, tipo de compuertas, espesor y forma de pilas, etc.

El estudio se basa en coeficientes de descarga aproximados en los que raramente entran en juego imposiciones de orden topográfico.

- b) Establecimiento del perfil básico conjunto del vertedor, lo que incluye al canal de descarga.
- c) Selección de la carga de diseño del cimacio y forma del mismo, considerando las compuertas cuando existan.
- d) Estudio más cuidadoso del coeficiente medio de descarga según lo indicado en las secciones antes mencionadas y cuyo valor debe ser precisado posteriormente en modelo reducido.
- e) Modificación eventual de los componentes de la estructura de control para obtener una mayor eficiencia hidráulica.
- f) Diseño final de la obra incluyendo detalles como son: dimensiones de compuertas, perfil de la lámina vertical de acuerdo con las estructuras laterales, estudio de las presiones para distintas condiciones de operación, forma de las pilas y estribos, posición de las compuertas y su ángulo de incidencia, etc.

Dentro de los criterios prácticos de diseño con carácter distinto al hidráulico, se establece un límite para el valor de la carga máxima de operación de un cimacio en función de las condiciones geológicas de cimentación. Esta exigencia se basa en el hecho de que el escurrimiento sobre una estructura vertedora provoca vibraciones que se transmiten al área de cimentación poniendo en riesgo la estabilidad de la obra. A título informativo, la tabla 8.5 presenta algunos valores de las cargas máximas recomendables, de acuerdo con los diversos tipos de terreno en la cimentación.

Tabla 8.5. Carga máxima permisible de operación de un cimacio según el tipo de suelo en su cimentación.

Tipo de suelo en la cimentación	carga máxima permisible, en metros
Roca sana, no alterada	18.50 a 15.00
Roca arenisca, grava gruesa bien aglutinada	12.20 a 10.30
Grava gruesa compactada	10.30 a 9.30
Grava gruesa casi suelta o arcilla plástica	7.60
Arcilla bien compactada	6.20
Arena y grava firmes	6.20
Arena fina	6.20
Arena fina y limos	4.60
Formaciones menos firmes	3.00 ó menos

El espesor de las pilas debe seleccionarse según su altura y las cargas por resistir, para evitar relaciones de esbeltez exageradas. Por lo que se refiere a la forma del tajamar, conviene indicar que las contracciones que produce (inciso 8.2.2.4) son más notables cuando la dimensión de los vanos en el sentido horizontal es inferior a tres veces la carga sobre el vertedor,

Aunque se incrementa el número de contracciones, es más conveniente tener por lo menos dos vanos para asegurar mejor la operación en caso de atascamiento de una de las compuertas.

Las contracciones se pueden atenuar mediante una selección cuidadosa de la forma del perfil de la pila, pudiendo adoptar las formas que muestra la Fig. 8.10. En ocasiones se emplean perfiles aerodinámicos tipo Joukowski, sin embargo su uso complica mucho la construcción, aunque se logre en muchos casos un aumento sensible del coeficiente de descarga.

Con referencia a los vertedores controlados por compuertas es interesante aquí hacer mención de los fenómenos de oscilación de la superficie libre del agua antes de las compuertas, observados durante el estudio experimental del vertedor de excedencias del proyecto hidroeléctrico del Caracol, Guerrero (MEXICO), realizado en el laboratorio hidráulico de la Comisión Federal de Electricidad de este país. Una investigación más a fondo (ref. 74) permitió reconocer mejor el problema de oscilación en masa del agua en el sentido longitudinal del-

canal de acceso, produciéndose un oleaje que incrementaba y disminuía sucesivamente la carga sobre la compuerta; esto evidentemente inducía vibraciones en la estructura. Las conclusiones más importantes de dicho estudio permiten acotar mejor las condiciones de diseño de la obra de control para evitar dicho fenómeno y son las siguientes:

1. El radio r de la compuerta radial debe ser:
 $0.8 H_d < r < 1.1 H_d$, donde H_d es la carga de diseño del cimacio en la parte con perfil estándar (Fig. 8.35).
2. La circunferencia que se describe por el movimiento de rotación de la compuerta no debe intersectar en ningún punto al plano vertical que coincide con la cresta del cimacio.
3. El centro de rotación de la compuerta (perno) debe ubicarse dentro del espacio comprendido entre dos líneas verticales localizadas a las distancias H_d y $1.2 H_d$ del plano vertical que coincide con la cresta del cimacio.
4. La línea que une la cresta del cimacio con el perno forma un ángulo α respecto de la horizontal el cual debe ser: $25^\circ \leq \alpha \leq 35^\circ$.
5. La línea que une al punto en que asienta la compuerta sobre el cimacio y el perno forma un ángulo β respecto de la horizontal, el cuál debe ser: $35^\circ \leq \beta \leq 45^\circ$.

Al seguir las recomendaciones anteriores sobre el perfil estándar del cimacio se define el polígono irregular A-mostrado en la Fig. 8.40, dentro del cual debe quedar ubicado el centro de rotación o perno de la compuerta. Elegido dicho centro, el radio de la compuerta deberá escogerse de manera que la circunferencia que describe no intersecte al eje de la cresta, quedando con ello determinado el punto en que asienta la compuerta sobre el cimacio.

El perfil estándar del cimacio puede combinarse a partir de este punto y hacia adelante por uno parabólico como lo señala la Fig. 8.35, o bien mantenerse en su totalidad.

El diseño del canal de descarga del vertedor sigue los-

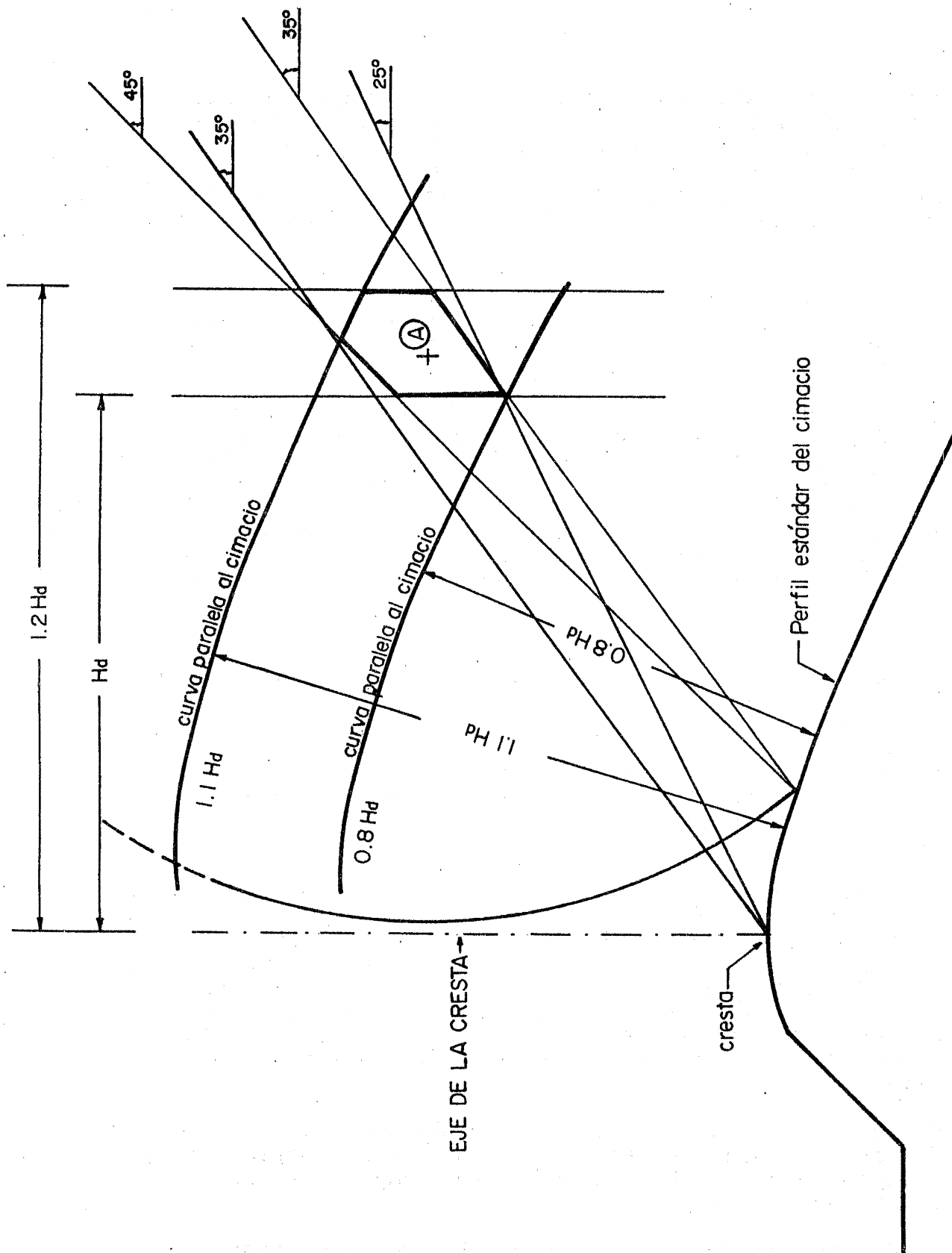


Fig. 8.40 Selección del radio de la compuerta y punto de apoyo en un vertedor controlado

lineamientos que se tratan en la sección 8.4.

Ejemplo 8.3. El vertedor en canal de la Fig. 8.41 operará normalmente controlado por compuertas radiales hasta el nivel de embalse a la Elev. 144.00 m. Si el embalse rebasa dicho nivel, el vertedor operará libremente hasta alcanzar el nivel de aguas máximas extraordinarias a la Elev. 145.50 m, para el cual el gasto máximo por descargar debe ser 716 m³/s. El nivel de la cresta del cimacio se encuentra a la elevación 138.50 m y el nivel de la corona de la cortina a la elevación 149.00 m. Di señar la estructura de control del vertedor.

Solución. La carga máxima del vertedor es de 7.00 m, - misma que supondremos igual a la carga de diseño del cimacio operando libremente. Suponiendo que los muros de acceso tienen la geometría mostrada en la Fig. 8.8 c y una pila al centro de forma tipo 3, los coeficientes de contracción respectivamente son: $K_a = K_p = 0$. De la ec. (8.10) la profundidad mínima recomendable del piso de acceso sería $0.2 \times 7 = 1.40$ m, pero se elige $P = 1.50$ m, por lo que $P/Hd = 0.214$. De la Fig. 8.2: $C_o = 1.97$ - y dado que $P/Hd < 1$, se utilizará una inclinación de 45° en el paramento aguas arriba del cimacio. De la Fig. 8.4 el coeficiente real sería: $C_d = 1.032 \times 1.97 = 2.033$. Como medida de seguridad y atendiendo a que en la práctica difícilmente se alcanza este valor, conviene utilizar el coeficiente de descarga $C_d = 1.97$ (sin incremento). De la ec. (8.1) la longitud efectiva de cresta vale:

$$L_e = \frac{716}{1.97 \times 7^{3/2}} = 19.625 \text{ m}$$

De la ec. (8.2), la longitud neta de la cresta tiene el mismo valor y se puede redondear a 20.00 m. Eligiendos vanos de 10.0 m de ancho y una pila intermedia de 3 m de espesor, la longitud total de la cresta es de 23-m. Las compuertas serán radiales y las pilas de la forma tipo 3.

Debido a que el piso del canal se encontrará a la Elev. 137.00 y el de corona de cortina a la Elev. 149 m, la altura total de pilas será de 12.00 m y la relación de esbeltez, $e = 12/3 = 4$, sería razonable para una columna corta.

La Fig. 8.41 presenta las dimensiones generales del vertedor hasta ahora obtenidos.

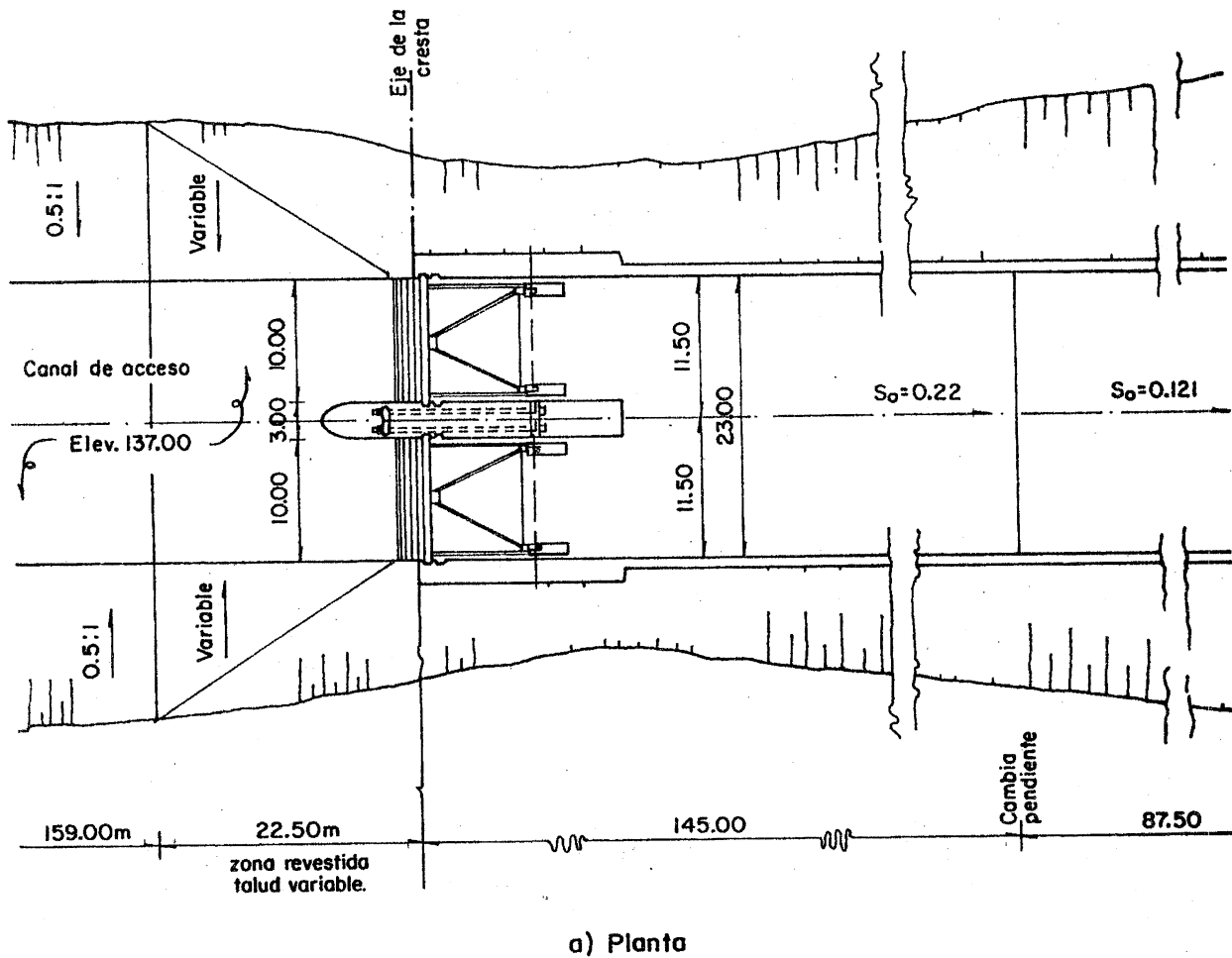
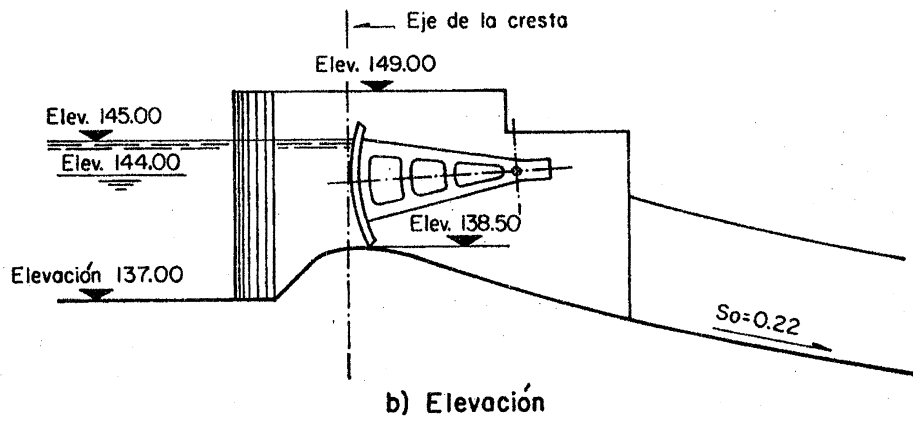


Fig. 8.41 Dimensiones generales del vertedor del ejemplo 8.3

Atendiendo a la topografía y a la ubicación del vertedor (Fig. 8.41), se propone una pendiente de plantilla para el canal de descarga $S_0 = 0.22$.

El perfil del cimacio seguirá la forma estándar del tipo USBR, correspondiente al de la Fig. 8.13. De esta manera, teniendo el canal de acceso un ancho igual a la longitud total de cresta, el gasto unitario sería.

$$q = \frac{716}{23} = 31.13 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Así mismo, de la ecuación de energía específica

$$7 + 1.50 = (P + hd) + \frac{V_0^2}{2g}$$

donde $V_0 = q/(p + hd)$. Resulta así que $P + hd = 7.66 \text{ m}$
 $V_0 = 4.064 \text{ m/s} < 5 \text{ m/s}$; $h_a = V_0^2/2g = 0.842 \text{ m}$ y $hd = 6.16 \text{ m}$.

Por tanto $h_a/Hd = 0.842/7 = 0.1203$ y de la Fig. 8.13 se obtiene que: $k = 0.525$ y $n = 1.747$. De la ec. (8.3.b), la ecuación del perfil estándar del cimacio en el cuadrante aguas abajo para la carga máxima de operación libre es

$$x^{1.747} = 8.15 \text{ y} \quad (a)$$

donde $8.15 = 7^{0.747}/0.525$.

Para el cuadrante aguas arriba, de la Fig. 8.14: - -
 $R_1 = 0.46 \times 7 = 3.22 \text{ m}$ y $R_2 = \infty$; también: $x_c = 0.18 \times 7 = 1.26 \text{ m}$ y $y_c = 0.038 \times 7 = 0.266 \text{ m}$.

La Fig. 8.42 muestra el perfil estándar del cimacio. - Siguiendo las recomendaciones de la Fig. 8.40 se concluye que el mejor funcionamiento se obtiene con los siguientes valores:

Radio de la compuerta: $r = 7.70 \text{ m}$

Coordenadas del perno: $x = 7.80 \text{ m}$; $y = -4.50 \text{ m}$

Coordenadas del punto en que asienta la compuerta sobre el cimacio: $x = 1.818$, $y = 0.349 \text{ m}$.

A partir del punto en que asienta la compuerta el per -

fil del cimacio puede también seguir la ec. (8.7). De la ec. (8.4 a) resulta que

$$\tan \theta = \frac{0.525 \times 1.747}{7^{0.747}} (1.818)^{0.747} = 0.335083$$

siendo $\cos \theta = 0.948185$. La carga máxima de operación de las compuestas es $H_1 = 144.00 - 138.50 + 0.349 = 5.849$ m y la ecuación parabólica respecto del sistema (x_1, y_1) es

$$y_1 = 0.33508 x_1 + 0.04754 x_1^2 \quad (b)$$

Las coordenadas respecto del sistema coordenado que coincide con la cresta son: $x = x_1 + 1.818$; $y = y_1 + 0.349$. Es fácil comprobar que el perfil parabólico queda encima del perfil estándar y por tanto debe elegirse el perfil compuesto. La tabla 8.6 presenta las coordenadas de dicho perfil utilizando un único sistema de ejes que es el que coincide con la cresta.

Tabla 8.6 Coordenadas del perfil compuesto del cimacio en el ejemplo 8.13

x (m)	0	0.50	1.000	1.500	1.818	2.000	3.000	4.000	5.00	5.936
y (y)	0	0.034	0.123	0.249	0.349	0.411	0.811	1.306	1.896	2.534

Siendo la pendiente del canal aguas abajo $S_0 = 0.22$, el valor de a en la Fig. 8.13a correspondería a $a = 1/0.22 = 4.54 > 0.9$, por lo que la pendiente de plantilla no puede utilizarse como inclinación de la tangente al perfil, siendo preferible que el del cimacio sea primero tangente a un arco circular cóncavo y éste después a la plantilla del canal aguas abajo. Considerando que el P.T. corresponde a una inclinación de 36° ($a = 1.3764$), de la ec. (b).

$$\frac{dy_1}{dx_1} = 0.33508 + 0.09508 x_1 = \tan 36^\circ$$

las coordenadas del punto de tangencia son $x_1 = 4.117$ m,

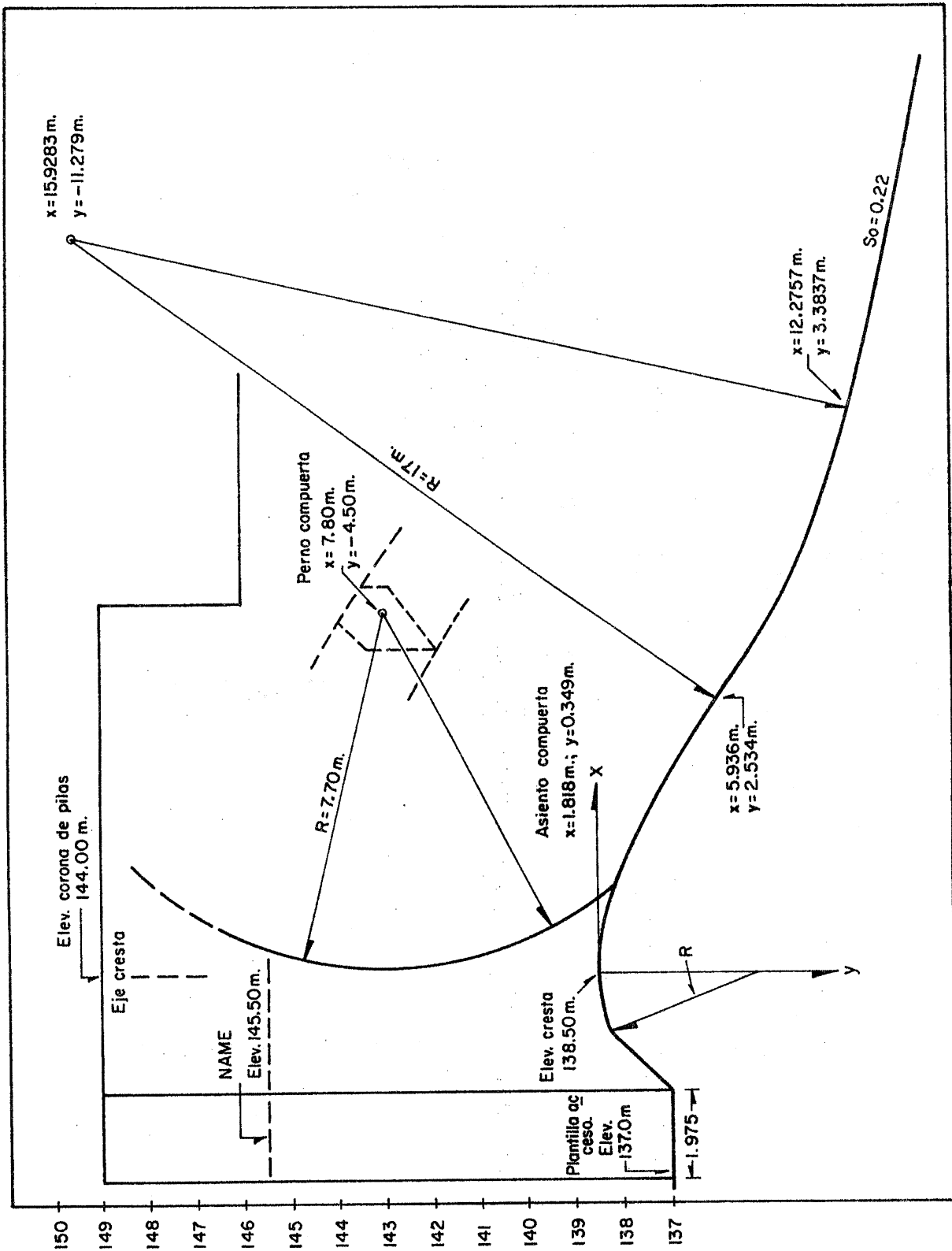


Fig. 8.42.- Perfil de la estructura de control en el ejemplo 8.3

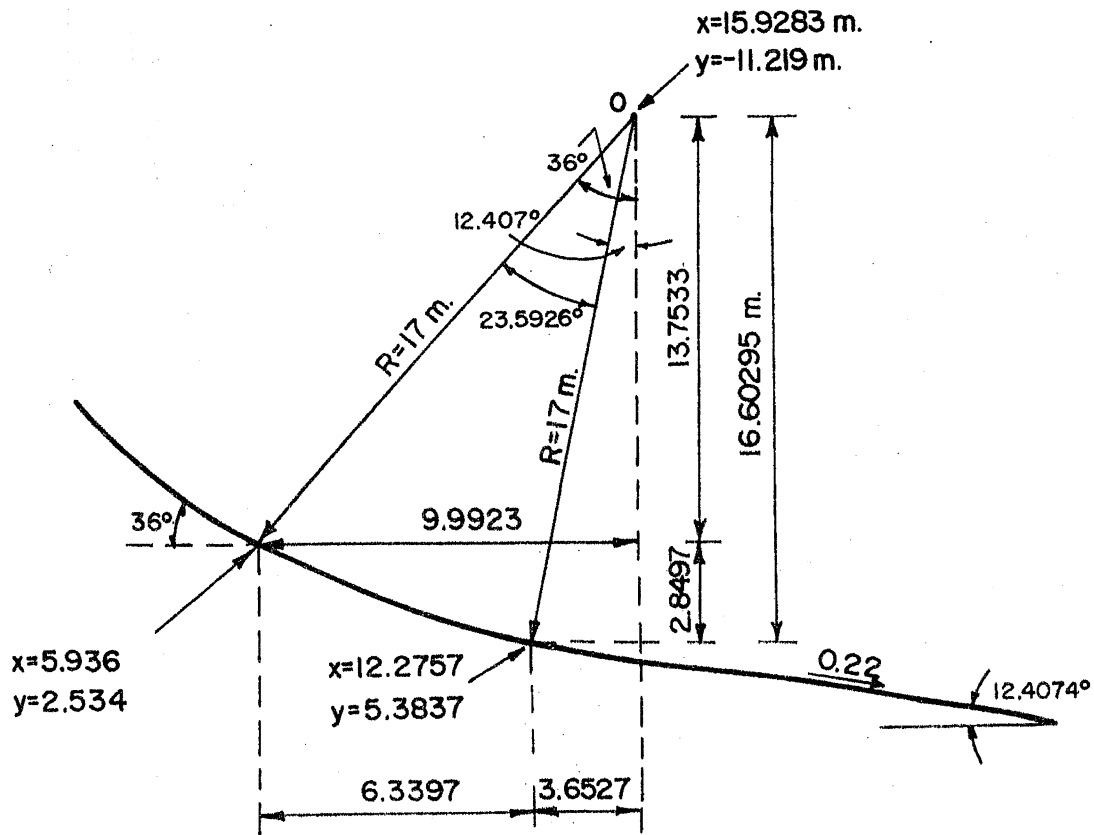


Fig. 8.42.- Perfil de la estructura de control en el ejemplo 8.3.

$y_1 = 2.185$ m; o bien $x = 5.936$ m, $y = 2.534$ m. La Fig. 8.41 muestra el diseño geométrico del perfil compuesto del cimacio. El perfil del agua sobre el cimacio no es posible determinarlo en virtud de que se trata de un perfil compuesto, sin embargo, debido a que es prácticamente igual al estándar para la carga $H_d = 7$ m, el tirante normal a la plantilla para este último es $d = 3.40$ m y siguiendo las recomendaciones expresadas al final del subcapítulo 6.5, el radio mínimo debe ser $R = 5 \times 3.4 = 17$ m.

8.3.5 Vertedores en abanico

a) Aspectos generales. Este tipo de vertedor se emplea cuando es necesario proporcionar una longitud de cresta considerable con cargas pequeñas, esto es un gasto por unidad de longitud de cresta pequeño. Su geometría requiere de un espacio amplio y se adapta a la topografía en que exista un "puerto" o una boquilla abierta. Esto permite una longitud de cresta vertedora grande con un canal de descarga de menor ancho lo que ayuda a economizar grandes volúmenes de excavación en comparación de los logrados con vertedores de cresta recta de transición y canal de descarga.

La geometría del vertedor proporciona una reducción considerable en las dimensiones horizontales de la estructura y construirla en un espacio más pequeño que el necesario si tuviera cresta recta y con el mínimo de problemas de ondas cruzadas por efecto de la contracción en el canal. De esta manera es factible que el escurrimiento continúe a gran velocidad en un canal de dimensiones menores y gran pendiente. La Fig. 8.43 (ref. 75) presenta un vertedor de este tipo; en ella se observa que su forma se asemeja a un abanico y esto origina su nombre.

La estructura de control está constituida por un cimacio de trazo curvo cuya geometría en planta está concebida de manera que dirija y concentre el escurrimiento hacia el eje del vertedor, a fin de que la transición al canal de descarga no sea tan brusca. Sin embargo, lo anterior implica que el diseño geométrico en planta del canal de acceso sea de gran amplitud a fin de que el escurrimiento llegue al cimacio en dirección normal a la cresta.

A fin de impedir ondas cruzadas en la transición es necesario que el cimacio descargue a una plataforma hori

zontal llamada colchón, conectando con el perfil del cimacio mediante una curva circular para disminuir el impacto de la corriente. Lo anterior fuerza el cambio a régimen subcrítico mediante un resalto que se extiende sobre todo el colchón. Después de una sección de control donde cambia nuevamente de pendiente y de régimen, el agua sigue por la transición donde se va acelerando desde la velocidad crítica, para después continuar en un canal de sección constante y pendiente supercrítica que normalmente mantiene su geometría hasta la estructura terminal.

Existen muchos ejemplos en México de vertedores de abanico y también en otros países se han construido con éxito, a veces con algunas variantes en su geometría.

Cuando un vertedor de abanico se divide en dos siguiendo el eje de simetría, se obtienen dos vertedores conocidos con el nombre de medio abanico, con capacidad cada uno de la mitad del caudal. Este tipo de vertedor se ha empleado en pocas ocasiones, si bien su funcionamiento es satisfactorio y en general resultan más económicos que los vertedores de canal lateral cuando las condiciones topográficas lo permiten. Para su diseño se siguen las reglas de los vertedores de abanico, utilizando la misma carga sobre la cresta pero el doble del gasto por evacuar.

b) Diseño geométrico. Este obedece a reglas empíricas obtenidas de modelos y de la experiencia en su operación. Los cálculos se realizan bajo la hipótesis de un escurrimiento unidimensional, aunque el verdadero es tridimensional, siendo necesario conocer la carga y el gasto de diseño. La longitud de cresta L , se calcula de la ec. (8.1) y para ello se ha obtenido de modelos hidráulicos que el coeficiente de descarga varía de 1.90 a 2.03, según la profundidad del canal de acceso y el grado de ahogamiento (ref. 75). Además se ha encontrado conveniente que el gasto unitario $q=Q/L$, no sea mayor de $40 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

La Fig. 8.44 muestra la simbología utilizada para la geometría en planta y en elevación del vertedor de abanico y algunas relaciones entre los elementos geométricos obtenidas de estructuras ya construidas (ref. 75), relaciones que se representan gráficamente en la Fig. 8.45 (ref. 76). En cualquier caso se deben cumplir

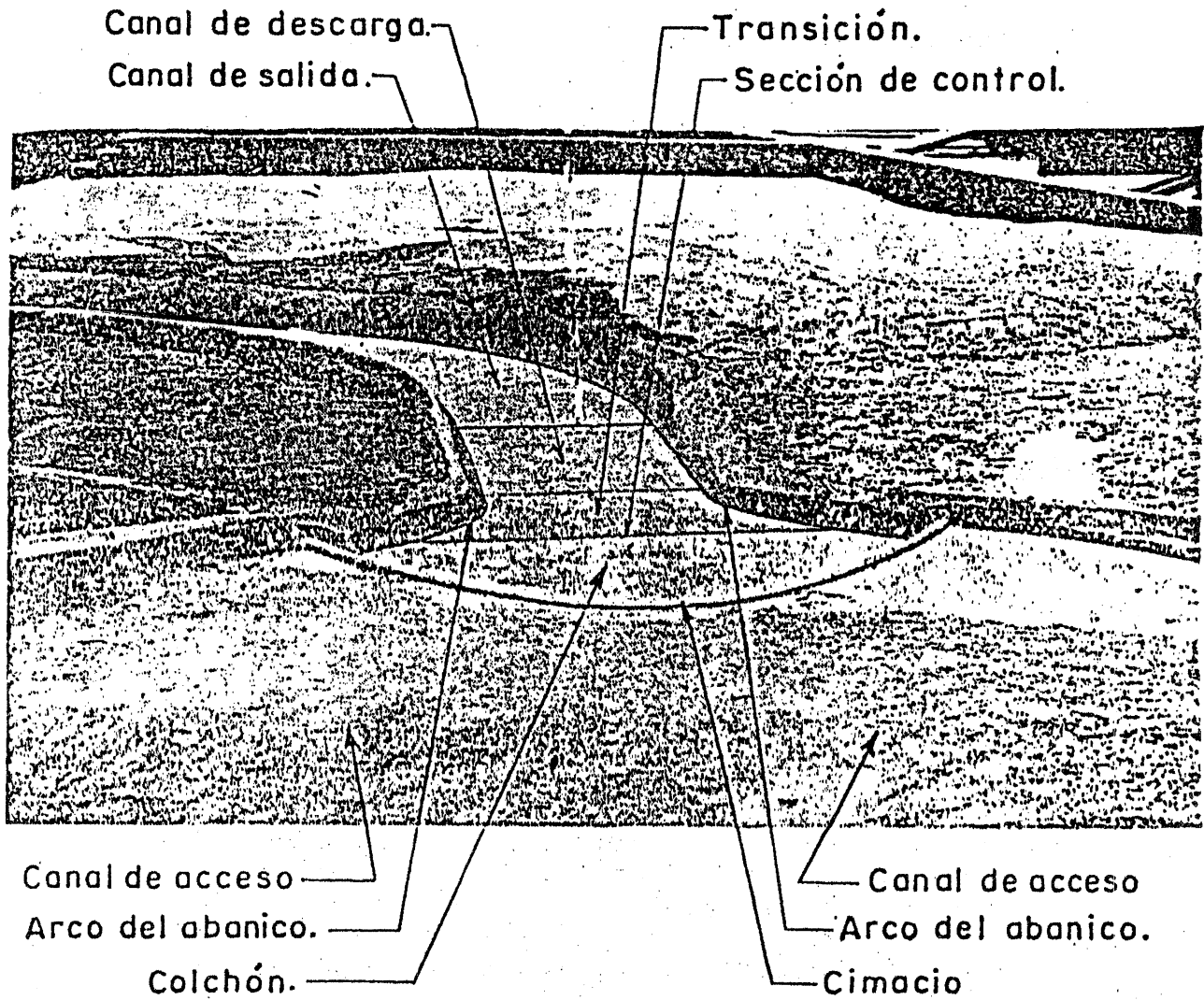


Fig. 8.43.- Elementos que constituyen un vertedor de abanico
(Ref. 75).

las condiciones:

$$1 < \alpha/2\beta < 2.5 \quad (8.11a)$$

$$2.5 < R_2/R_1 < 5.0 \quad (8.11b)$$

$$1.25 < d/e < 1.75 \quad (8.11c)$$

Para encontrar dimensiones preliminares de la geometría en planta pueden usarse las Figs. 8.44 y 8.45, donde se utiliza la relación L_1/H y se obtienen los valores $R_1, L_2, L_3, L_4, L_5, h, \alpha$ y β .

Siendo la longitud de cresta: $L_1 = \frac{2\pi\beta^\circ}{180^\circ} R_2 + \frac{\pi\alpha^\circ}{180^\circ} R_1$

para α y β en grados, de aquí puede despejarse el radio R_2 , que es:

$$R_2 = \frac{90 L_1}{\pi \beta^\circ} - \frac{0.5 \alpha^\circ R_1}{\beta^\circ} \quad (8.12)$$

La ubicación y ancho de la sección de control quedan determinados por los valores de L_2 y L_3 para una transición con taludes en las orillas 1:1. Así mismo, queda determinada la forma en planta de la transición en su contorno a, b y c (Fig. 8.44a) adaptándola a una curva circular compuesta. Si el ancho de plantilla de seado en el canal de descarga es diferente a L_5 calculado, debe modificarse la dimensión L_4 procurando respetar la forma de la transición.

c) Diseño hidráulico. El valor de h obtenido de la Fig. 8.45 debe verificarse mediante los cálculos hidráulicos que a continuación se indican. Aplicando la ecuación de Bernoulli entre el vaso y una sección al pie del cimacio, para un gasto unitario $q = Q/L_1$ se obtiene que

$$h + H = y_1 + \frac{q^2}{2g y_1^2}$$

de la cual puede determinarse y_1 . Con la fórmula del salto hidráulico para canales rectangulares se obtiene el conjugado mayor

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 Fr_1^2} - 1 \right)$$

donde Fr_1 es el número de Froude al pie del cimacio.

El nivel del agua después del salto no debe sobrepasar del nivel de la cresta más del 20 por ciento de la carga, esto es que

$$y_2 - h \leq 0.2 H \quad (8.13)$$

Esto implica aceptar un 20 por ciento de ahogamiento en el vertedor.

Para determinar el ancho de la sección de control L_2 , se deben satisfacer simultáneamente la ecuación de Bernoulli y la condición de régimen crítico en la sección de control como sigue

$$y_2 + \frac{V_2^2}{2g} = y_c + \frac{Q^2}{2g A_c^2}$$

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{B_c}$$

donde

$A_c = (L_2 + k y_c) y_c$ área de la sección de control, en m^2

$B_c = L_2 + 2k y_c$ ancho de la superficie libre en la sección de control, en m

Q gasto total, en m^3/s

y_c tirante en la sección de control, en m

V_c velocidad en la sección de control, en m/s

Debe verificarse que no exista otra sección de control intermedia para la geometría y pendiente supuestas y para ello se deben aplicar las ecuaciones anteriores entre diferentes secciones de la transición.

La pendiente de la plantilla en el tramo de transición debe ser suficientemente grande para garantizar que no se ahogue el cimacio y por lo menos igual a 0.05. Después de la transición, la pendiente del canal de descarga puede disminuir si esto va de acuerdo con las condiciones topográficas.

Ejemplo 8.4. Un vertedor en abanico debe descargar un gasto de $5000 \text{ m}^3/\text{s}$ con una carga sobre la cresta de 6.00 m. Determinar las dimensiones del vertedor.

Solución. Considerando que la carga máxima del vertedor se elige como la de diseño $H_d = 6.00 \text{ m}$, una profundidad del canal de acceso $P = 2 \text{ m}$ y un coeficiente de descarga $C = 2$, de la ec. (8.1) se tiene que:

$$L_1 = \frac{5000}{2 \times 6^{3/2}} = 170 \text{ m}$$

El gasto unitario es: $q = 5000/170 = 29.4118 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, siendo también que $L_1/H = 170/6 = 28.3333$. De la Fig. 8.45 se obtiene

$$\alpha = 77^\circ$$

$$\beta = 22^\circ$$

$$R_1 = 0.24 \times 170 = 40.80 \text{ m}$$

$$L_2 = 0.48 \times 170 = 81.60 \text{ m}$$

$$L_3 = 0.37 \times 170 = 62.90 \text{ m}$$

$$L_4 = 0.41 \times 170 = 69.70 \text{ m}$$

$$L_5 = 0.23 \times 170 = 39.10 \text{ m} \approx 39 \text{ m}$$

$$h = 1.12 \times 6 = 6.72 \text{ m}$$

De la ec. (8.12) resulta

$$R_2 = \frac{90 \times 170}{\pi \cdot 22^\circ} - \frac{0.5 \times 77^\circ \times 40.8}{22^\circ} = 149.97 \approx 150 \text{ m}$$

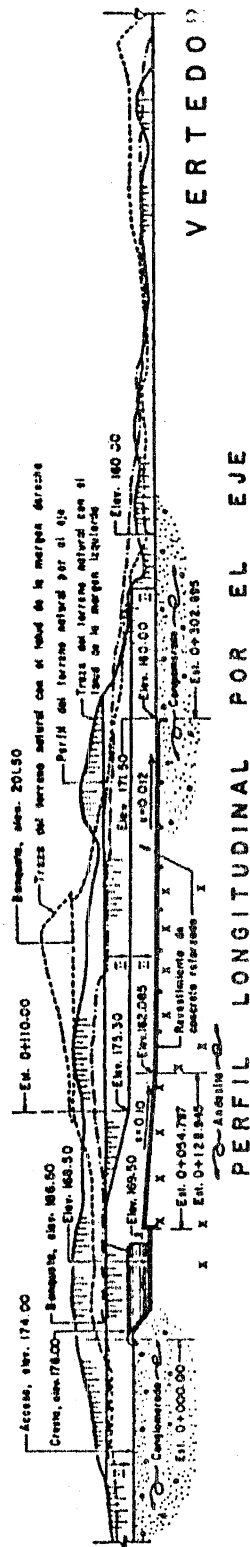
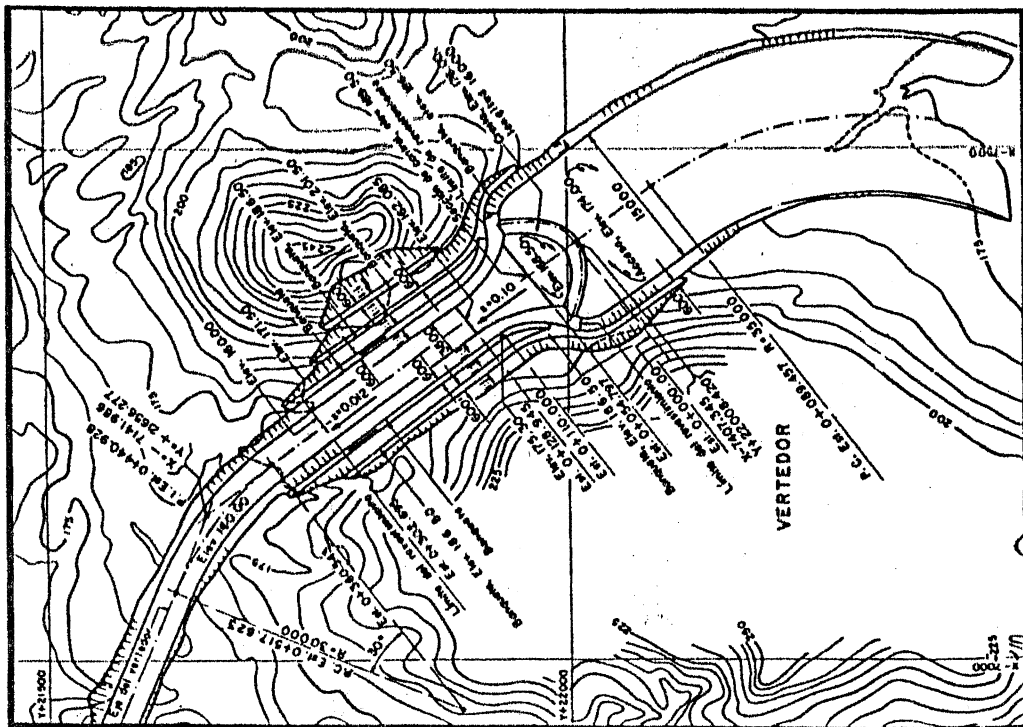
A partir de la geometría en planta del vertedor (Fig. 8.44a) se deduce que

PRESA PRESIDENTE ADOLFO LOPEZ MATEOS, SIN. (EL HUMAYA)

INFORMACION GENERAL DEL PROYECTO

DATOS GENERALES

Capacidad total del vaso	3160000000	m ³
Capacidad para riego y generación de energía	2365000000	m ³
Capacidad para acarreos	1350000000	m ³
Elevación de la cresta de la carline	168.50	m
Elevación del nivel de aguas sedimentadas	163.48	m
Elevación de la cresta del vertedor	176.00	m
Longitud de la cresta del vertedor	160.00	m
Caudal máximo en el vertedor	9400	m ³ /seg.
Caudal medio para riego en la s.r.c.	130	m ³ /seg.
Caudal de regularización en la obra de toma	300	m ³ /seg.



PERFIL LONGITUDINAL POR EL EJE

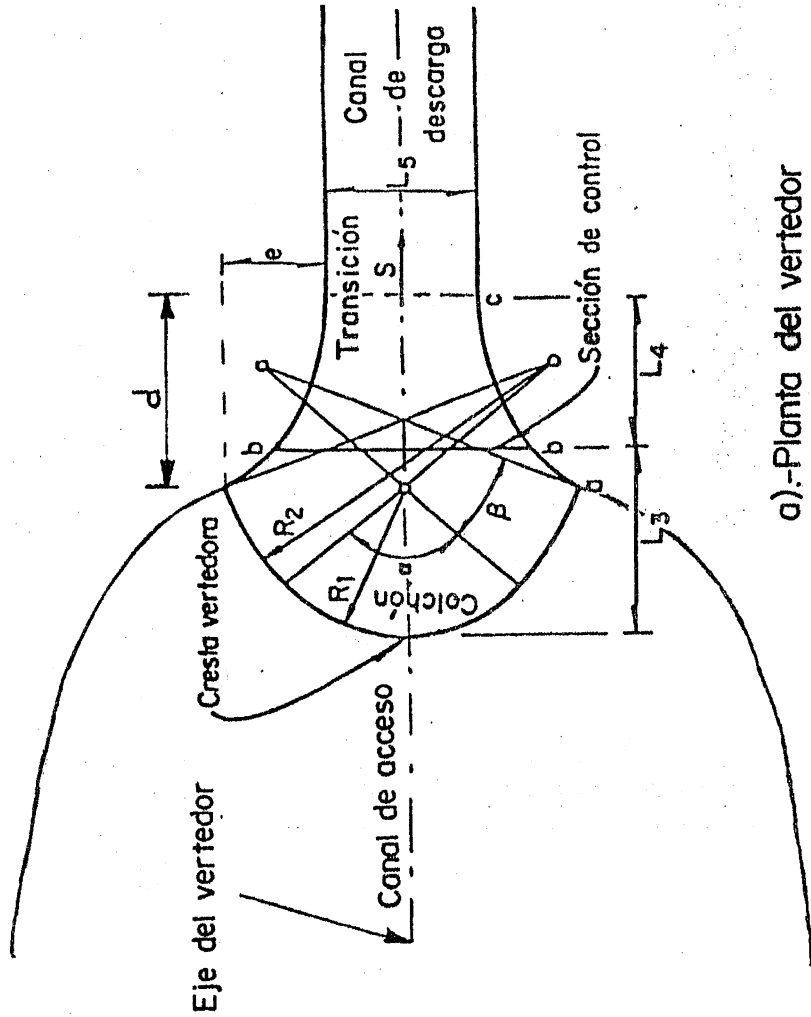
VERTEDOR

c).-Simbología

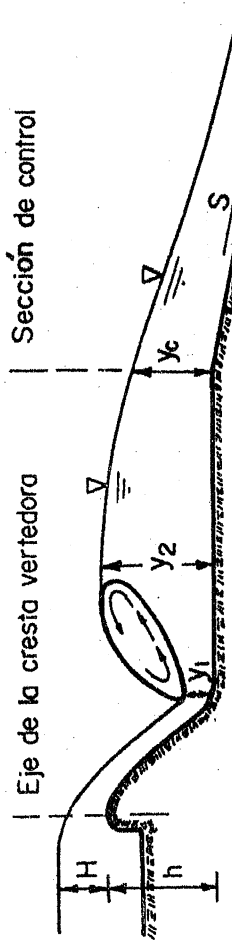
- L_1 Longitud de cresta, en m
- R_1 Radio del arco central de la cresta, en m
- α Angulo total del arco central, en grados
- R_2 Radio de los arcos laterales de la cresta, en m
- β Angulo de los arcos laterales, en grados
- L_2 Ancho de la sección de control b-b, en m
- L_3 Distancia de la cresta a la sección de control a lo largo del eje longitudinal, en m
- L_4 Distancia de la sección de control al final de la transición, en m
- L_5 Ancho del canal de descarga, en m
- S Pendiente inicial de la rápida, en la zona de transición, generalmente de 0.05 a 0.06
- H Carga máxima sobre la cresta vertedora, en m
- h Altura del cimacio, en m
- d Longitud de la transición medida sobre el eje del vertedor, en m
- e Ancho de la transición, en m

d).-Relaciones importantes entre elementos geométricos

Presa	L_1/H	R_1/L_1	α	R_2/L_1	β	L_2/L_1	L_3/L_1	L_4/L_1	L_5/L_1	S	h/H
A. L. M.	23.7	.273	76°	.763	24°	.487	.342	.464	.219	0.10	1.11
Mocuzari	53.8	.197	80°	.952	20° 30'	.467	.385	.330	.273	0.06	1.22
Miguel Hgo.	65.8	.218	80°	.568	32° 30'	.544	.348	.334	.223	0.06	1.32



a).-Planta del vertedor



b).-Elevación.

Fig. 8.44.- Geometría de un vertedor de abanico (Ref. 76)

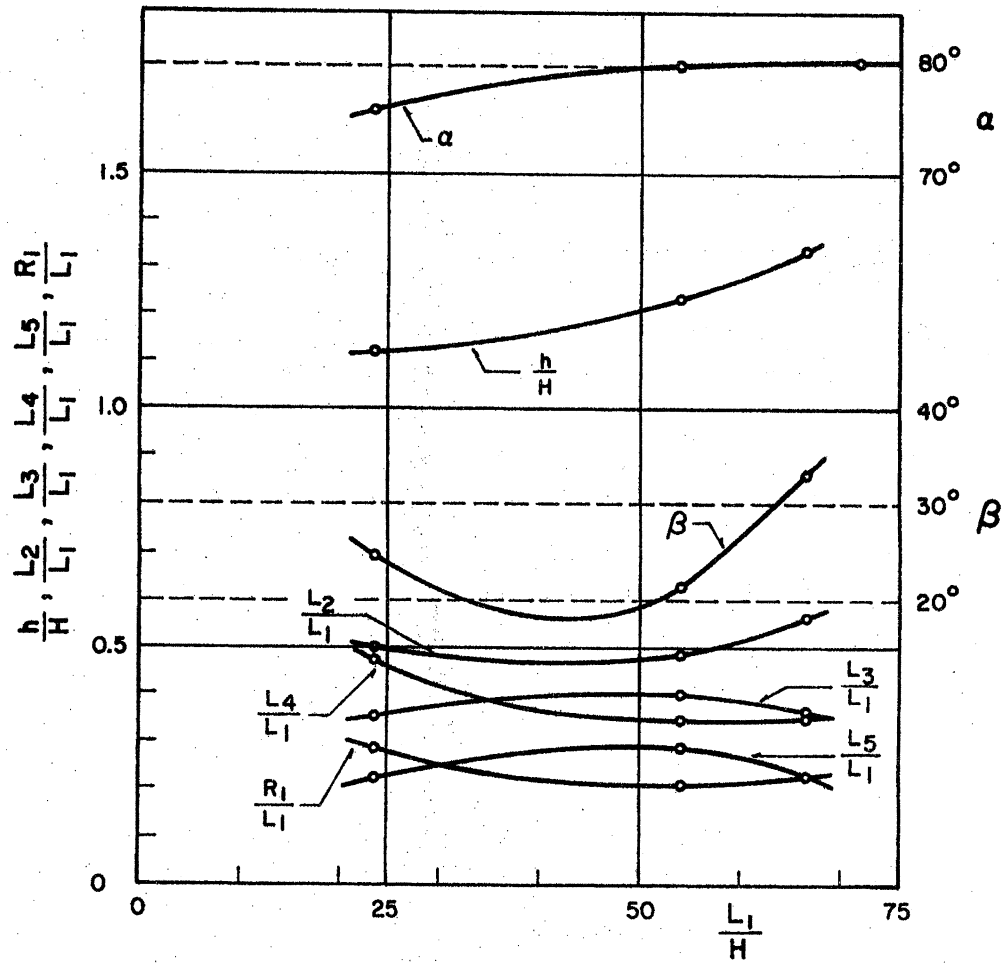


Fig. 8.45.- Relaciones entre elementos geométricos de un vertedor de abanico (Ref. 76)

$$\frac{L_5 + 2e}{2} = R_2 \operatorname{sen} \left(\frac{\alpha}{2} + \beta \right) - (R_2 - R_1) \operatorname{sen} \frac{\alpha}{2}$$

Sustituyendo valores resulta que

$$\begin{aligned} L_5 + 2e &= 125.1495 \text{ m} > L_2 \\ e &= 43.0748 \text{ m} \end{aligned}$$

También de la geometría en planta se obtiene

$$L_3 + L_4 = d + R_1(1 - \cos \frac{\alpha}{2}) + R_2(\cos \frac{\alpha}{2} - \cos(\frac{\alpha}{2} + \beta)) = 132.6 \text{ m}$$

y de aquí se obtiene que $d = 80.2027 \text{ m} > L_4$.

Con excepción de la relación d/e que es poco mayor de 1.75, las restantes relaciones verifican las desigualdades (8.11).

La forma de los arcos del abanico se deja al criterio del proyectista pudiendo ser circular, compuesta o elíptica.

De la ecuación de Bernoulli, suponiendo $h = 6.72 \text{ m}$, resulta que

$$6.72 + 6 = y_1 + \frac{(29.4118)^2}{2g y_1^2}$$

y por tanto: $y_1 = 2.03 \text{ m}$, $V_1 = 14.4886 \text{ m/s}$,
 $Fr_1 = 3.2467$, $y_2 = 8.3609 \text{ m}$ y $y_2 - h = 1.64 \text{ m} > 0.2 H$
 lo que implica un ahogamiento mayor que el permisible.
 Por tanto es necesario que $h > 6.72 \text{ m}$.

Después de hacer tanteos el valor de h es: $h = 7.35 \text{ m}$.
 En efecto, se obtiene

$$\begin{aligned} y_1 &= 1.968 \text{ m} \\ V_1 &= 14.945 \text{ m/s} \\ Fr_1 &= 3.4013 \\ y_2 &= 8.5335 \text{ m} \\ y_2 - h &= 1.1835 < 1.20 \text{ m} \end{aligned}$$

Por tanto, siendo $V_2 = 29.4118/8.5335 = 3.4466$ m/s, la energía específica es $E_2 = 9.139$ m. Así mismo, considerando la sección de control y talud 0.5: 1, la energía específica mínima necesaria para un ancho $L_2 = 81.60$ m se calcula enseguida. Con el parámetro

$$\frac{Q k^{3/2}}{b^{5/2} \sqrt{g}} = \frac{5000 \times (0.5)^{3/2}}{(81.6)^{5/2} \sqrt{9.81}} = 0.00938$$

Y de la Fig. 3.9: $k Y_C / b = 0.043$; $Y_C = 7.0176$ m, $A_C = 597.2595$ m²; $V_C = 8.3716$ m/s y $E_{\min} = 10.59 > 9.139$ m. Por tanto debe revisarse la longitud y ubicación de la sección de control.

Considerando que $E_{\min} = 9.139$ m, se calcula enseguida la longitud L_2 que debe tener la sección de control y para ello es necesario hacer tanteos. Suponiendo $L_2 = 103$ m, se tiene el siguiente parámetro

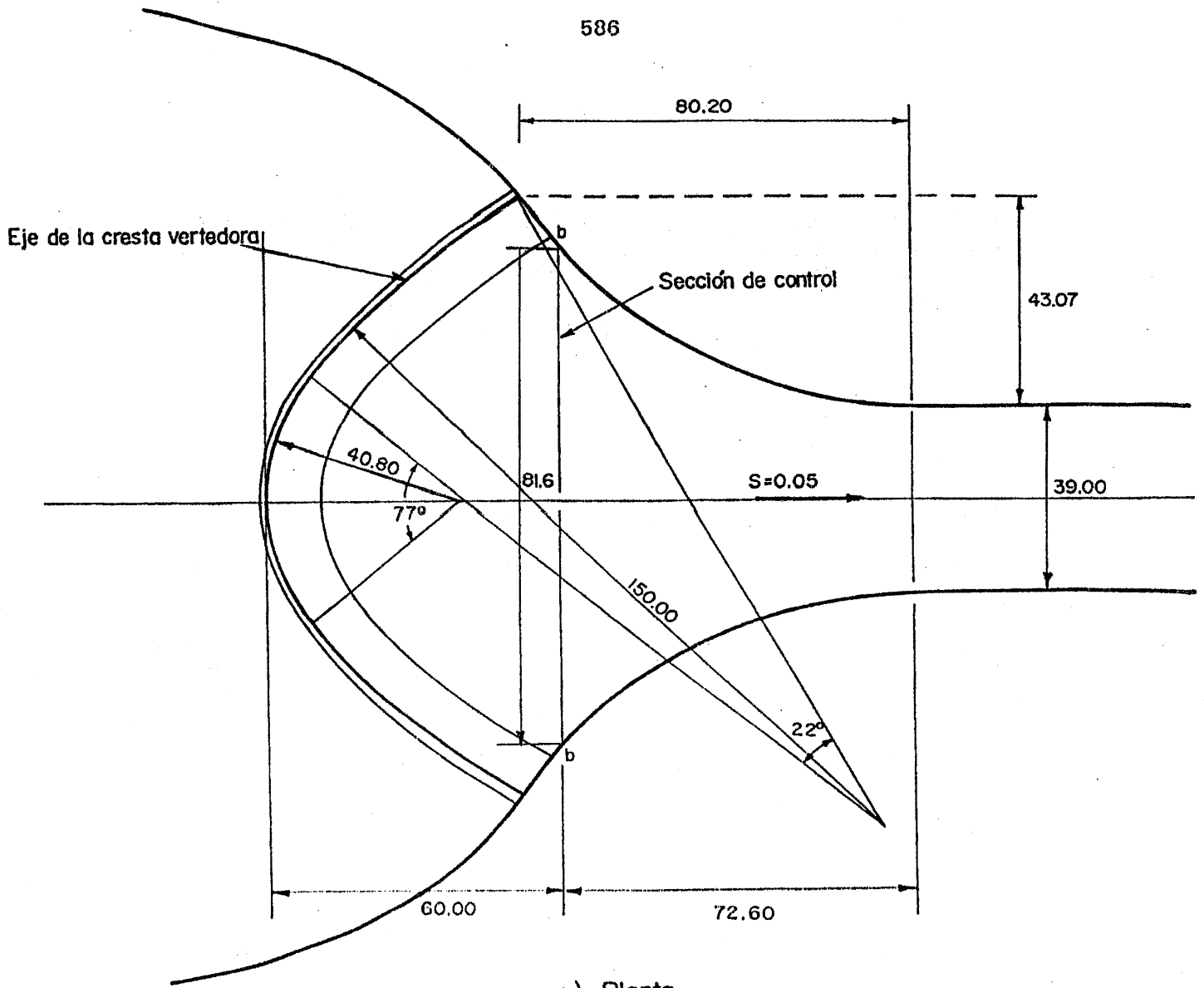
$$\frac{k E_{\min}}{b} = \frac{0.5 \times 9.139}{103} = 0.0444$$

y de la Fig. 3.9: $k Y_C / b = 0.03$; $Y_C = 6.18$ m, $A_C = 655.6362$ m² $V_C = 7.6262$ m/s y $E_C = 9.1443$ m ≈ 9.139 , lo que verifica la suposición $L_2 = 103$ m.

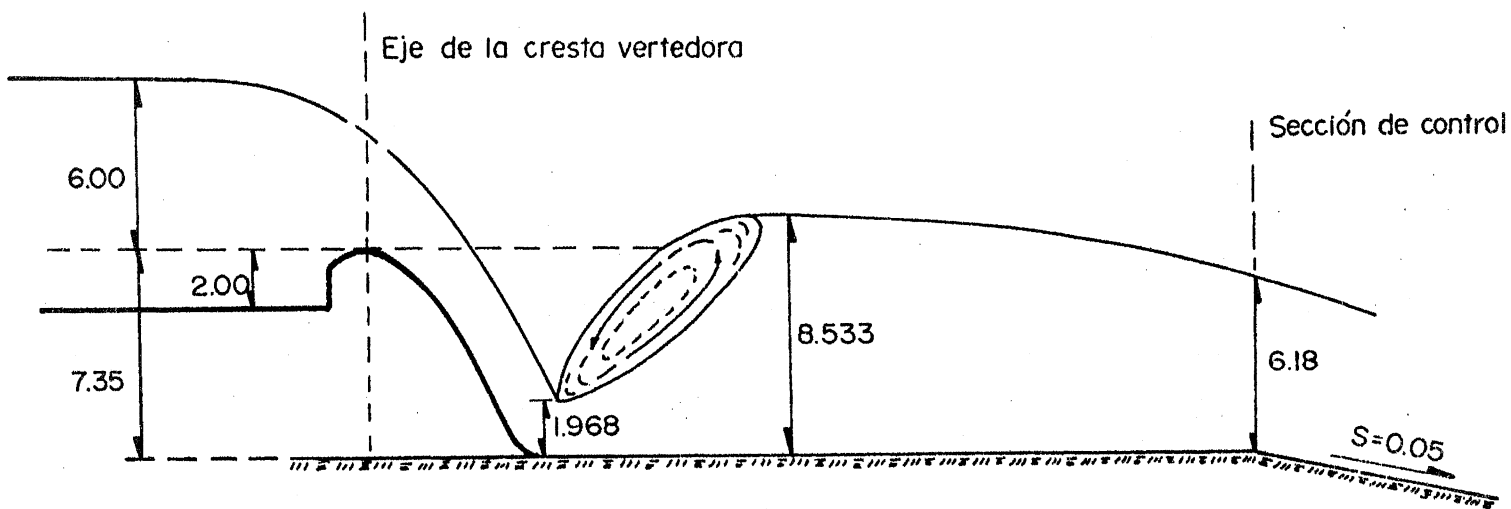
Lo anterior indica que el ancho de la sección de control debe ser por lo menos de 103 m y a partir de ella hacer el cambio de pendiente a fin de que, en ningún caso, se vuelva a producir tirante crítico aguas abajo. Puede observarse que la magnitud de L_2 se encuentra comprendida entre $L_3 + 2e$ y L_5 de manera que es solo cuestión de ubicación y no de cambio en la forma de la transición, pudiendo mantener los valores de d y e y únicamente modificar L_3 y L_4 , aunque $L_3 + L_4$ siga siendo de 132.6 m.

El perfil del cimacio se diseña según los lineamientos indicados en 8.2.2.5.

La Fig. 8.46 presenta las dimensiones generales del vertedor diseñado.



a).- Planta .



b).-Elevación.

Fig. 8.46.- Dimensiones generales del vertedor de abanico en el ejemplo 8.4.

8.3.6 Vertedores de canal lateral

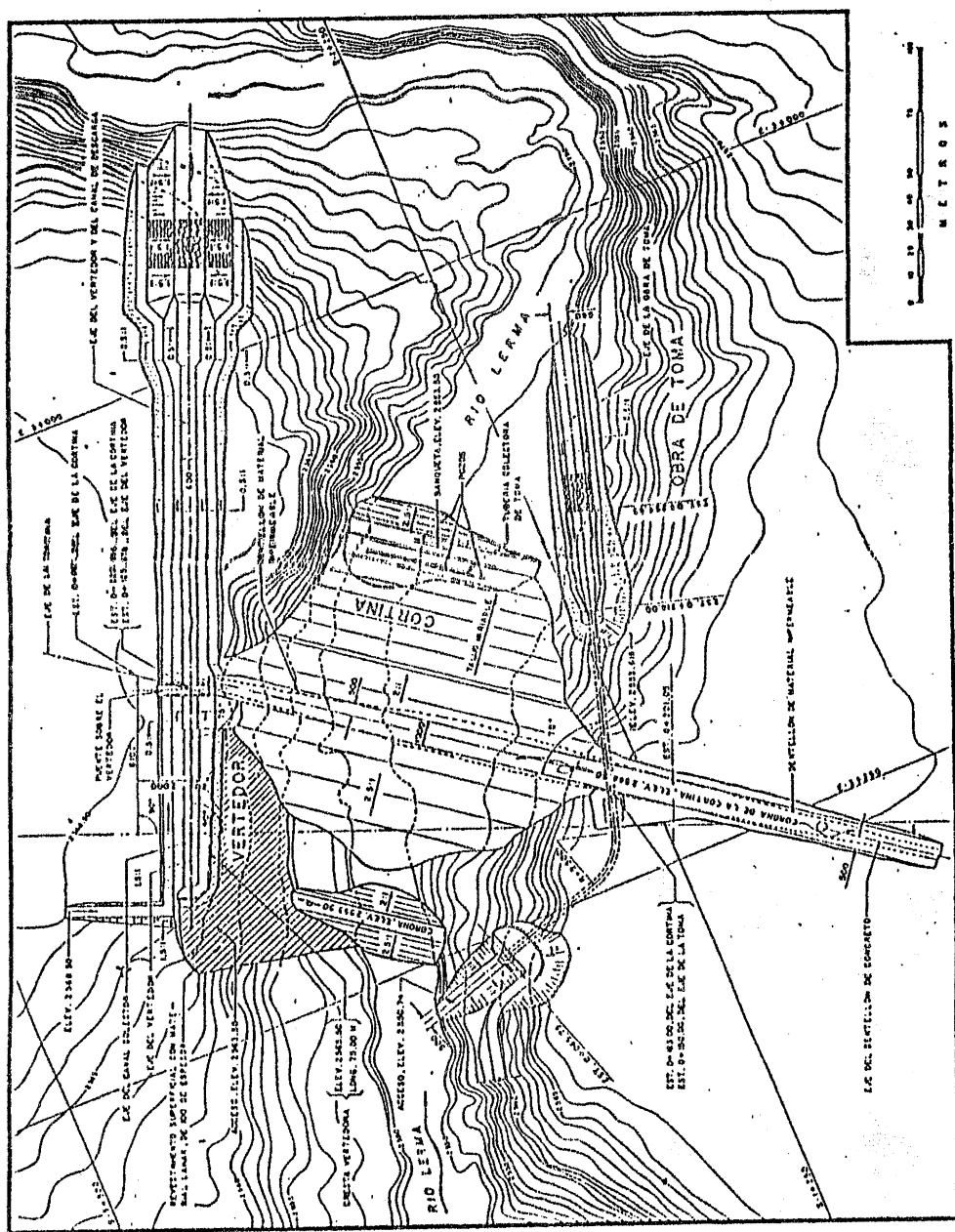
a) Aspectos generales. En estos vertedores la estructura de control la forma un cimacio, de cresta recta o curva, que descarga hacia un canal paralelo a dicha cresta, el cual colecta los volúmenes vertidos y los conduce en dirección perpendicular a la que llegan. El agua continúa después a un canal de conducción o a un túnel, que a su vez la lleva al río aguas abajo.

La Fig. 8.47 muestra el aspecto típico de estos vertedores. En el caso general la cresta vertedora es recta, en ocasiones curva o compuesta y el vertido puede ocurrir por un solo lado del colector o por los dos lados, pero en todo caso dicho colector se mantiene paralelo a la cresta y forma parte de la estructura de control. El canal capta la totalidad del volumen vertido, disipa gran parte de la energía ganada en la caída y cambia la dirección media del movimiento.

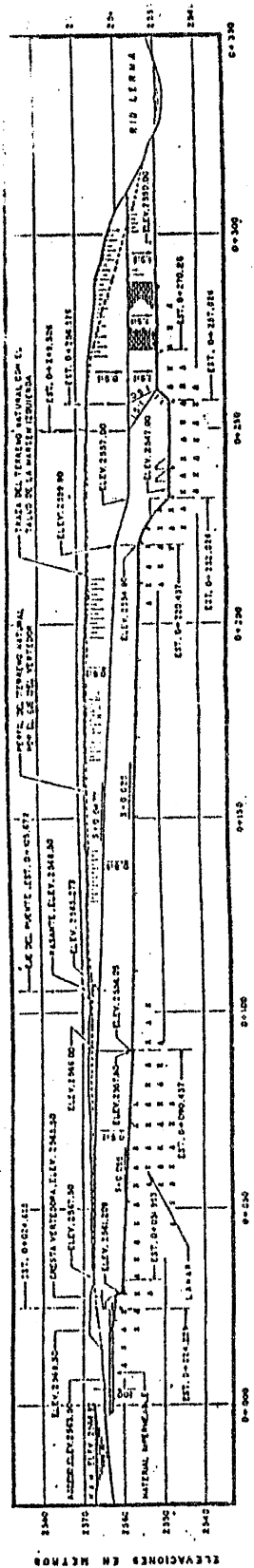
El vertedor de canal lateral ha sido muy utilizado en México en obras grandes y pequeñas. Se considera una buena solución en boquillas con laderas de poca inclinación o cuando el conducto de descarga tiene que ser un canal muy angosto o un túnel, toda vez que su geometría permite que una cresta de gran desarrollo pueda alojarse en dirección longitudinal del río sin ocupar un gran espacio.

El escurrimiento en el canal colector es un ejemplo típico de flujo espacialmente variado. Después que se produce el vertido sobre el cimacio, el flujo cambia bruscamente de la dirección perpendicular a la cresta vertedora, a la que tiene el canal colector y, cuando el vertido es desde un solo lado, se produce un movimiento helicoidal de gran turbulencia en la dirección del eje de dicho canal, que se propaga a lo largo del conducto de descarga y que es una clara manifestación de la tridimensionalidad del flujo. Lo anterior propicia que la obra de excedencias pierda eficiencia toda vez que la energía ganada en la caída sobre la espalda del cimacio no se aprovecha en producir movimiento en la dirección del flujo en el canal colector. Además, debido a las turbulencias y vibraciones que se producen, la estructura de control requiere de una cimentación firme, preferentemente en roca.

b) Diseño. El diseño del cimacio sigue los lineamien-



P L A N T A



CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE

Figura 8.47. Planta general y corte de un vertedor de canal lateral.

tos generales indicados en el subcapítulo 8.2. La longitud de la cresta vertedora se determina de la ec. (8.1) utilizando los valores de Q y H obtenidos de los estudios del vaso de almacenamiento y considerando que la descarga del cimacio es libre. Si el vertido es por un solo lado del canal colector, la longitud de cresta coincide con la de dicho canal y se considera que el gasto unitario de vertido $q = Q/L$ ingresa con valor constante y uniforme.

El perfil del cimacio normalmente se determina considerando la carga de diseño como la carga máxima y termina en el punto de tangencia con el talud elegido para la sección transversal del canal, que generalmente debe ser pequeño, cuando más de 0.5:1.

La selección del ancho de plantilla y de la pendiente longitudinal del canal colector es difícil en principio, ya que deben satisfacer condiciones topográficas y de un buen funcionamiento hidráulico, esto implica varias soluciones donde además lo importante es proporcionar el mínimo costo de la obra. Lo anterior se logra haciendo un estudio económico de diferentes alternativas que sean factibles técnicamente y después eligiendo la de mínimo costo. La experiencia del proyectista es muy importante para disminuir el trabajo que lo anterior significa.

La práctica ha demostrado que se obtiene un buen funcionamiento hidráulico en el canal colector cuando el flujo espacialmente variado es a régimen subcrítico con número de Froude tendiente a cero en el sentido del escurrimiento, lo que implica lograr condiciones que queden ubicadas en la zona A de la Fig. 7.2. Los resultados del ejemplo 7.3d indican que esto es posible garantizando una sección crítica al terminar el canal colector, aún cuando la pendiente longitudinal sea pronunciada. Para tener una sección crítica es necesario estrangular la sección del canal, lo que puede hacerse disminuyendo el ancho de plantilla o sobrelevando la misma mediante un escalón ascendente. En ambos casos se debe presentar el tirante crítico inmediatamente aguas abajo de la sección en que se realizó el cambio geométrico. El escalón es la solución más común, siendo su altura entre 0.3 y 2.0 m. Una altura pequeña se escoge cuando la relación (H/L) de carga sobre el cimacio a longitud de cresta es pequeña y un valor grande cuando ocurre lo contrario.

El tirante Y_L en la sección final del canal colector corresponde al inicial para el extremo aguas abajo del colector y puede determinarse a partir de la ecuación de energía entre dicha sección y la crítica (Fig. 8.48a).

Para lograr que las condiciones hidráulicas en el colector queden dentro de la zona A de la Fig. 7.2, se necesita elegir a la pendiente longitudinal del canal de manera que se satisfaga la condición de L_j explicada para dicha figura. Esto es que

$$\frac{S_0 L}{Y_L} \leq \frac{2}{3} (1 + 2 Fr_L^2) \quad (8.14)$$

donde S_0 es la pendiente del colector, L su longitud, Y_L el tirante en la sección final del canal colector y Fr_L el número de Froude en dicha sección.

A partir del tirante Y_L y utilizando las ecs. (7.18)-o (7.19)- y (7.16b), se puede determinar el perfil de flujo en todo el colector, dividiéndolo en tramos de longitud Δx limitados por las secciones 1 y 2, Fig. 8.48b y determinando el gasto $Q_1 = Q_2 = q \Delta x$. El procedimiento de cálculo es el mismo que se describe en la sección 7.2.4 y que se aplica en el ejemplo 7.3.

Conocido el perfil del flujo en todo el colector, la elevación de la plantilla en su sección inicial aguas arriba se elige -y con ello todo el perfil del mismo- de manera que el nivel del agua no sumerja la descarga del cimacio en una cantidad mayor de 2/3 de la carga máxima en ningún punto de la cresta, a fin de que la descarga sea libre, como se consideró inicialmente.

Con el fin de considerar la tridimensionalidad del flujo, Viparelli (Ref. 77) estableció una condición que permite mejorar el funcionamiento y acotar la amplitud del intervalo de valores del ancho de plantilla. Para encontrar esa condición, se establece la ecuación de impulso y cantidad de movimiento en el sentido transversal al canal colector y entre 1 y 2 de la Fig. 8.48c, para un ancho unitario de cresta vertedora, y resulta que:

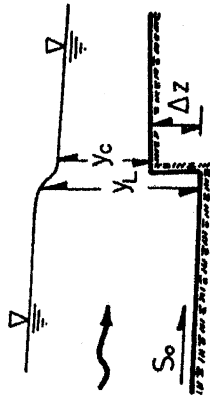
$$(y_2^2 - y_1^2)/2 = q V/g.$$

$$Y_L + \frac{V_L^2}{2g} = \Delta z + Y_C + \frac{V_C^2}{2g} \quad hc$$

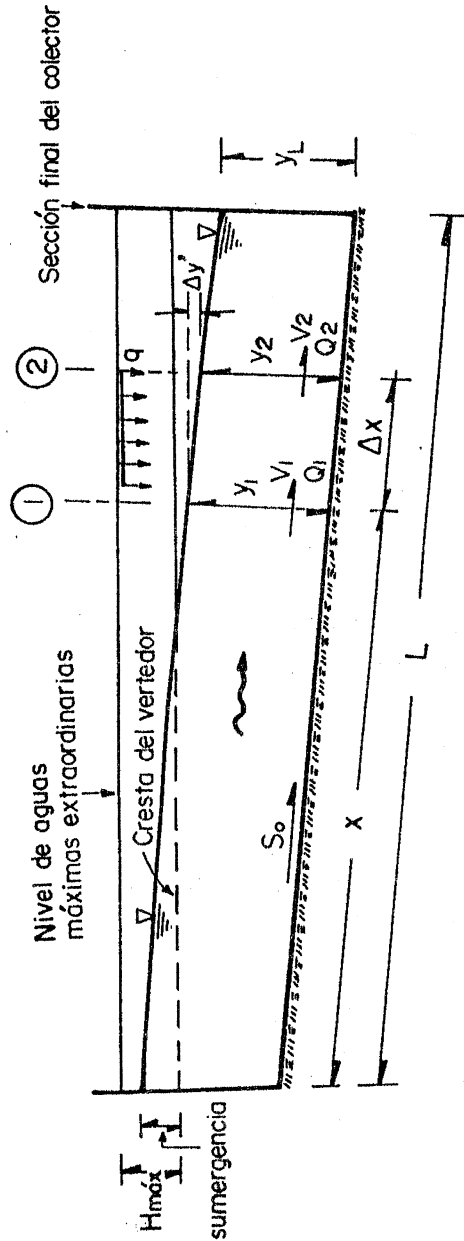
$$hc = 0.3 \text{ a } 0.4 \quad \frac{V_C^2 - V_O^2}{2g}$$

Condición de Li

$$\frac{SoL}{Y_L} \leq \frac{2}{3} (1 + 2 Fr_L)$$



a) Tirante al final del colector.

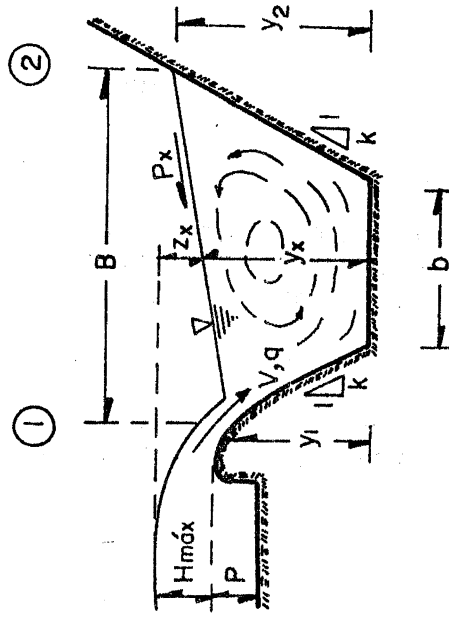


$$\Delta y' = \frac{c(V_1 + V_2)}{2g} \left[(V_2 - V_1) + \frac{(V_1 + V_2)(Q_2 - Q_1)}{Q_1 + Q_2} \right] \left[\frac{Sf_1 + Sf_2}{2} \right] \Delta x$$

$$Y_2 + \Delta y^3 = Y_1 + So \Delta x$$

$$Q_1 = Q_2 - q \Delta x; \quad Q_2 = q(x + \Delta x)$$

b) Movimiento según el eje del colector



$$P_x = \frac{q \sqrt{2g} z_x}{g Y_x (b + 2k Y_x)}$$

$$P_x \leq 0.08$$

c) Movimiento en la dirección transversal del colector.

Fig. 8.48.- Simbología y ecuaciones del movimiento en un canal colector

Siendo que la velocidad es $V = \sqrt{2g z}$ y que $Y_x = 0.5 (y_1 + y_2)$ es el promedio de los tirantes, de la ecuación anterior se obtiene que

$$y (y_2 - y_1) = q \sqrt{2g z} / g.$$

Por último, considerando que la pendiente transversal de la superficie libre del agua es $p_x = (y_2 - y_1)/B$, la ecuación anterior, para una sección x del colector, resulta

$$P_x = \frac{q \sqrt{2g z_x}}{g Y_x (b + 2k Y_x)} \quad (8.15)$$

Viparelli ha encontrado experimentalmente que p_x debe ser menor de 0.08 en todas las secciones del colector para tener un funcionamiento adecuado. Cuando no alcanza dicho valor, es más conveniente modificar el ancho de plantilla para alcanzarlo.

Finalmente conviene indicar que una manera de considerar la pérdida de energía que induce la transmisión del movimiento helicoidal de gran turbulencia en el conducto de descarga consiste en incrementar el factor de fricción que en condiciones normales se utilizaría en dicho conducto. En la Ref. 76 se recomienda que dicho incremento sea 30 por ciento.

Ejemplo 8.5. El vertedor de canal lateral de la Fig. 8.47 tiene su cresta a la Elev. 65.50 m, NAME a la Elev. 66.92, acceso a la Elev. 63.50 y debe evacuar un gasto máximo de $254 \text{ m}^3/\text{s}$. a) Determinar si la longitud de cresta de 75 m es correcta y diseñar el perfil del cimacio. b) Determinar el perfil de la superficie del agua del canal colector revestido de concreto, de 6.15 m de ancho de plantilla y 0.055 de pendiente longitudinal. Se propone que el ancho de plantilla en el canal de descarga sea de 6.00 m, con taludes 0.5:1. La sección de control se ubica al inicio del canal conductor en la Est. 0 + 090.00 m y a la elev. 58.05 en su plantilla.

Solución a. La carga máxima es $H_{\text{máx}} = 1.42 \text{ m}$ y sin considerar contracciones, el coeficiente de descarga del vertedor vale

$$C = \frac{254}{7.5 \times 1.42^{3/2}} = 2.00$$

La profundidad del canal de acceso es $P = 2.00$ m y aceptando que la carga de diseño del cimacio coincide con la máxima $H_d = 1.42$ m, se tiene que $P/H_d = 1.41$ y de la Fig. 8.2 $C_0 = 2.16$, por lo que el valor $C = 2.00$ es menor y parece razonable.

Para $q = 254/75 = 3.3867$ m³/s/m, $h_d = 1.37$ m, $h_a = 0.051$ m y $h_a/H_d = 0.036$, de la Fig. 8.13 se obtiene $K = 0.508$, $h = 1.854$ y la ecuación del perfil del cimacio es

$$y = 0.37654 x^{1.854}$$

También de Fig. 8.14: $R_1/H_d = 0.512$, $R_2/H_d = 0.214$, $x_c/H_d = 0.265$, $y_c/H_d = 0.111$ y por tanto

$$R_1 = 0.727 \text{ m}$$

$$R_2 = 0.304 \text{ m}$$

$$x_c = 0.376 \text{ m}$$

$$y_c = 0.158 \text{ m}$$

Para un talud 0.5:1 en la sección del canal colector, de la ec.(8.4b)

$$x = \frac{1.42}{(0.508 \times 0.5 \times 1.854)^{1/0.854}} = 3.43 \text{ m}$$

$$y_t = 3.7 \text{ m}$$

Las coordenadas del perfil del cimacio se muestran en la tabla 8.7.

Tabla 8.7. Coordenadas del perfil del cimacio en el ejemplo 8.5

x(m)	- 0.376	0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.43
y(m)	0.158	0	0.104	0.377	0.799	1.361	2.059	2.887	3.7

Solución b. Considerando que la sección final del colector se encuentra en la Est 0 + 090.00 m, aquí se instalaría un escalón para forzar a régimen subcrítico en el colector y tirante crítico sobre el escalón. Pa-

ra el gasto total de $254 \text{ m}^3/\text{s}$, el tirante crítico en el canal de descarga es $Y_C = 4.914 \text{ m}$; $V_C = 6.112 \text{ m/s}$; $V_C/2g = 1.904 \text{ m}$; $E_{\text{mín}} = 6.818 \text{ m}$.

Con el mismo talud en el canal colector, ancho de plantilla de 6.15 m y altura de escalón de 0.25 m , la elevación de su plantilla sería la 57.80 m y el tirante al final del mismo resulta de la ecuación de energía

$$Y_L + \frac{V_L^2}{2g} = 0.25 + 6.818 + 0.3 \frac{V_C^2 - V_L^2}{2g}$$

$$Y_L + 1.3 \frac{V_L^2}{2g} = 7.6392 \text{ m}$$

cuya solución es: $Y_L = 6.489 \text{ m}$, siendo $A_L = 60.9609 \text{ m}$; $B_L = 12.639 \text{ m}$; $V_L = 4.1666 \frac{\text{m}}{\text{s}}$; $V_L^2/2g = 0.8848 \text{ m}$. El número de Froude en la sección final del colector es $Fr_L = 4.1666 / \sqrt{9.81 \times 60.9609/12.639} = 0.6057$

Por tanto: $\frac{2}{3} (1 + 2 Fr_L^2) = 1.15588$ y también

$S_{oL}/Y_L = 0.055 \times 75/6.489 = 0.6357$, por lo que se satisface la condición de L_i .

La tabla 8.8 presenta el cálculo del perfil del flujo en el canal colector donde se satisfacen las ecuaciones correspondientes a la Fig. 8.48b, considerando que $\Delta x = 5 \text{ m}$, $n = 0.015$ y partiendo de $Y_L = 6.489 \text{ m}$ y la elevación de plantilla a 57.80 m . Se observa que la elevación máxima del agua sobre el eje del colector es en la sección de inicio y a la elevación 66.3136 . Esto es:

$$57.80 + 0.055 \times 75 + 4.3886 = 66.3136 \text{ m}$$

Lo anterior implica que el ahogamiento del vertedor es

$$\frac{66.3136 - 65.50}{1.42} = 0.573 < \frac{2}{3}$$

dentro de los límites de ahogamiento permisible. De hecho, toda la plantilla del canal colector podría sobrellevarse una cantidad igual a:

Tabla 8.8 Perfil de flujo y pendiente transversal del agua en el canal colector del ejemplo 8.5, considerando $\Delta x = 5.00$ m, $n = 0.015$ y $k = 0.5$

Estación	Y	Q	V	Y'	Y + Y'	Y + S ₀ x	Fr	Elev. agua	Fx
0 + 090	6.489	254	4.1666		6.7031		.6057	64.289	.0304
0 + 085	6.4281	237.0667	3.9384	.2141	6.7031	6.7031	.5748	64.5031	.0296
0 + 080	6.3553	220.1333	3.7134	.2022	6.6303	6.6303	.5445	64.7053	.0288
0 + 075	6.272	203.2	3.4889	.1917	6.547	6.547	.5144	64.897	.0281
0 + 070	6.179	186.2667	3.2626	.182	6.454	6.454	.4841	65.079	.0274
0 + 065	6.0767	169.3333	3.0327	.1727	6.3517	6.3517	.4531	65.2517	.0267
0 + 060	5.9652	152.4	2.7975	.1635	6.2402	6.2402	.4212	65.4152	.0261
0 + 055	5.8443	135.4667	2.555	.1541	6.1193	6.1193	.388	65.5693	.0255
0 + 050	5.7135	118.5333	2.3034	.1442	5.9885	5.9885	.3531	65.7135	.0249
0 + 045	5.5721	101.6	2.0405	.1336	5.8471	5.8471	.3161	65.8471	.0244
0 + 040	5.419	84.6667	1.7636	.1219	5.694	5.694	.2764	65.969	.0239
0 + 035	5.2525	67.7333	1.4694	.1085	5.5275	5.5275	.2333	66.0775	.0236
0 + 030	5.0704	50.8	1.1536	.0929	5.3454	5.3454	.1859	66.1704	.0234
0 + 025	4.8694	33.8667	.8102	.074	5.1444	5.1444	.1328	66.2444	.0235
0 + 020	4.6447	16.9333	.4303	.0503	4.9197	4.9197	.072	66.2947	.0242
0 + 015	4.3886	0	0	.0189	4.6636	4.6636	0	66.3136	.0259

$$65.50 + \frac{2}{3} \times 1.42 - 66.3136 = 0.133 \text{ m}$$

sin rebasar el grado de ahogamiento permisible en el cimacio.

En la tabla 8.8 también se observa que el número de Froude a lo largo del colector crece de manera continua, lo que indica con claridad la presencia de escurrimiento subcrítico, comprendido dentro de la zona A de la Fig. 7.2.

La última columna de la tabla 8.8 muestra los valores de la pendiente transversal de la superficie libre del agua en el canal colector, mismos que se mantienen inferiores a 0.08 en todas las secciones transversales. En conclusión, puede esperarse un buen funcionamiento hidráulico del vertedor diseñado de la manera presentada.

Con objeto de economizar espacio, dirigir mejor el escurrimiento en el canal de llamada y disminuir excavaciones, es común en México doblar el vertedor en la parte inicial en dirección perpendicular al flujo, como lo indica la Fig. 8.49a, siempre conservando la longitud total de la cresta. Esto implica que en la primera parte del vertedor el flujo espacialmente variado empieza con un gasto inicial, sin embargo, no se considera necesario realizar modificaciones a los cálculos.

8.3.7 Vertedores en túnel

a) Aspectos generales. Tienen ventajas cuando la utilización de un vertedor en canal produciría excavaciones muy grandes especialmente en caso de boquillas estrechas y cortinas altas. El caudal total se reparte en uno o más túneles que excavados en la montaña descargan libremente al río a la elevación que evite su ahogamiento por remansos ocasionados en el cauce. Para ello deben también tomarse en cuenta condiciones geológicas y topográficas que brinden una buena cimentación en la zona del portal de salida del túnel y que impidan erosiones importantes en el sitio de caída del chorro. También es conveniente considerar que los túneles empleados en la obra de desvío pueden utilizarse posteriormente como conductos de descarga.

En caso de que el gasto de diseño fuese rebasado, los túneles se llenarían y la eficiencia del conjunto ver

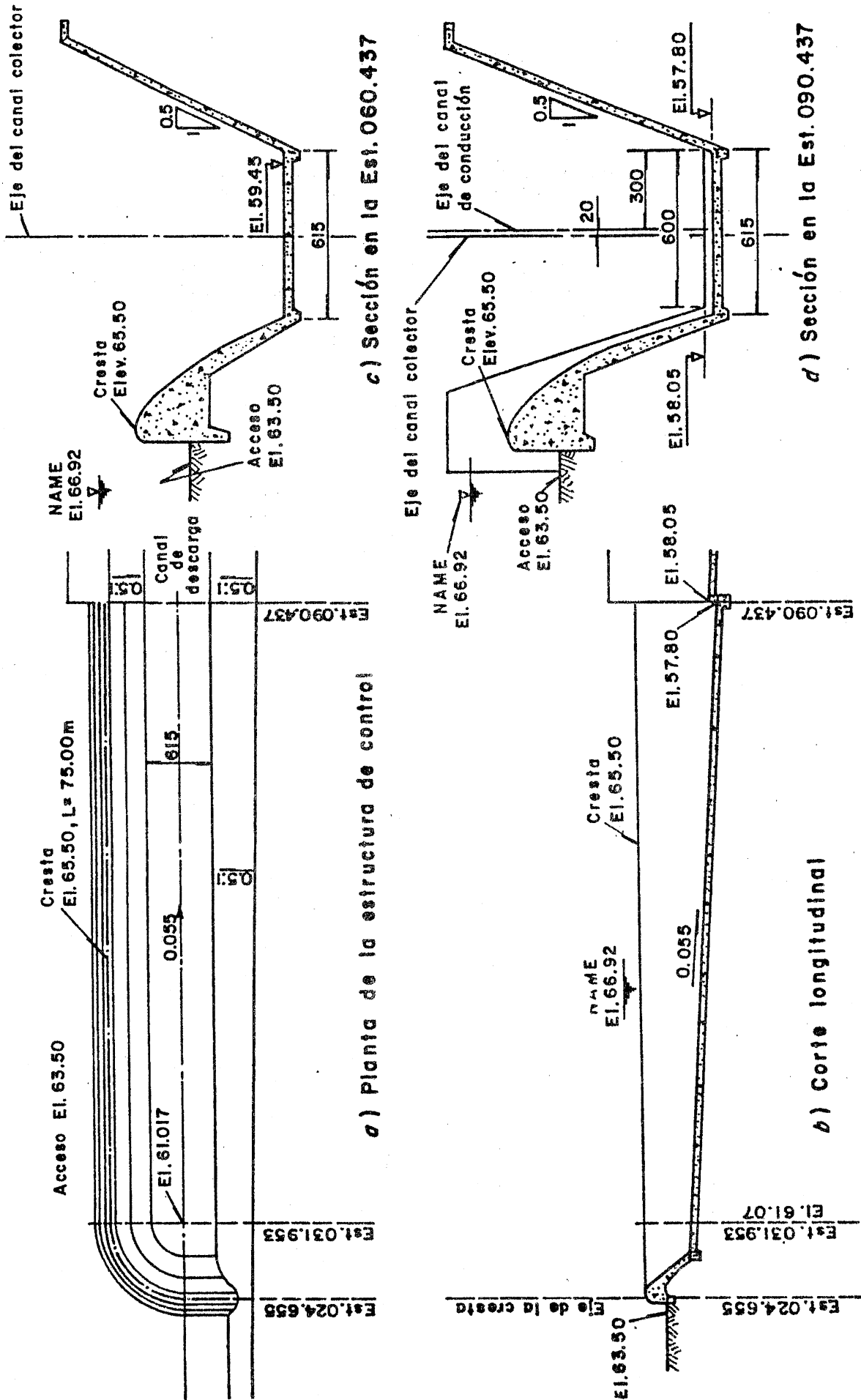


Figura 8.49 Geometría del vertedor de canal lateral del ejemplo 8.5

tedor-túnel disminuiría notablemente. Esto representa menor peligro en los vertedores en canal y con ello una desventaja de los vertedores en túnel.

Cuando la caída es grande, se desarrollan velocidades del agua excesivas que pueden dañar seriamente los revestimientos del túnel. Su reparación trae consigo maniobras más complicadas y costosas que en los vertedores en canal.

Por tanto, es recomendable utilizar vertedores en túnel sólo cuando se agoten las posibilidades de empleo de otros tipos.

En México se han construido algunos vertedores en túnel, como es el caso de proyectos hidroeléctricos como el Infiernillo y Chicoasén considerados de los más grandes en el país (Fig. 8.50). De esta experiencia ha resultado conveniente utilizar un gasto máximo por túnel de $5000 \text{ m}^3/\text{s}$, y diámetro interior hasta de 15 m. En caso de velocidades altas conviene utilizar más de un túnel para el manejo flexible de los caudales y efectuar reparaciones en uno, mientras operan los otros. También el empleo de tres compuertas por túnel como mínimo, se considera adecuado, ya que en caso de reparaciones en una de ellas, se puede propiciar un flujo simétrico en el conducto con las compuertas restantes.

b) Diseño geométrico. Las recomendaciones para el diseño geométrico de la transición y del túnel consideran el uso de transiciones graduales y toman en cuenta aspectos constructivos y de operación. Algunas de carácter general han sido presentados en la Ref. 78 y atendiendo a la Fig. 8.51, se presenta a continuación un resumen de las mismas.

1. La planta de la estructura de control es de forma poligonal -como lo indica la Fig. 8.51a- con objeto de acortar la transición. El ángulo α depende del desnivel disponible entre la cresta vertedora y la clave al inicio del túnel y también de la velocidad que se desarrolle a lo largo de la caída. Dicho ángulo adquiere un valor comprendido entre

$$3^\circ \leq \alpha \leq 8^\circ$$

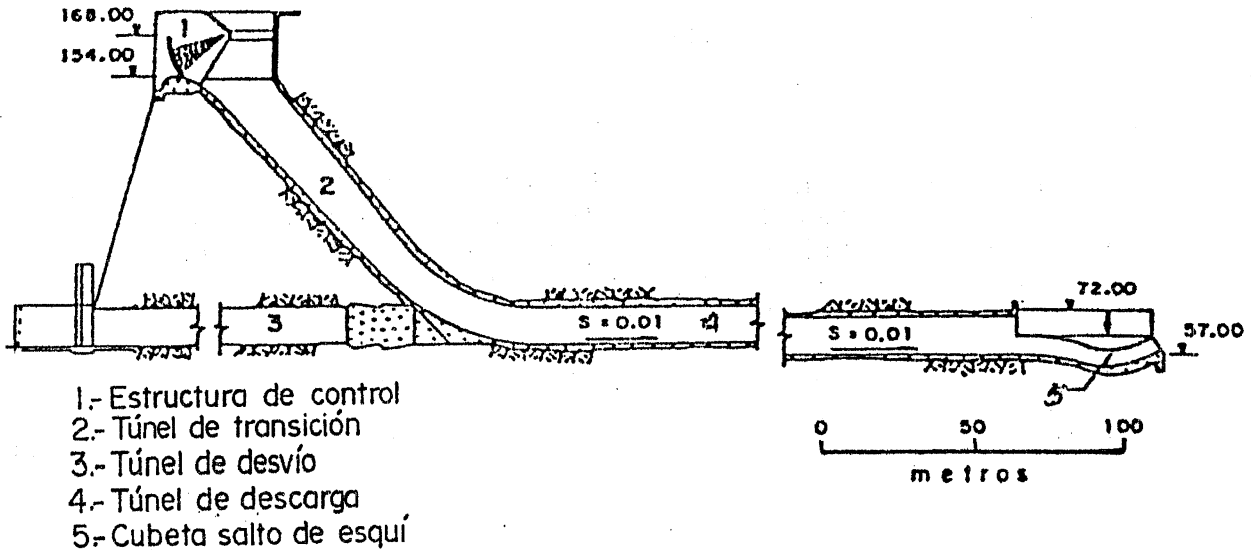


Fig. 8.50.- Vertedor en túnel presa El Infiernillo, Gro., Mich. (Ref. 78).

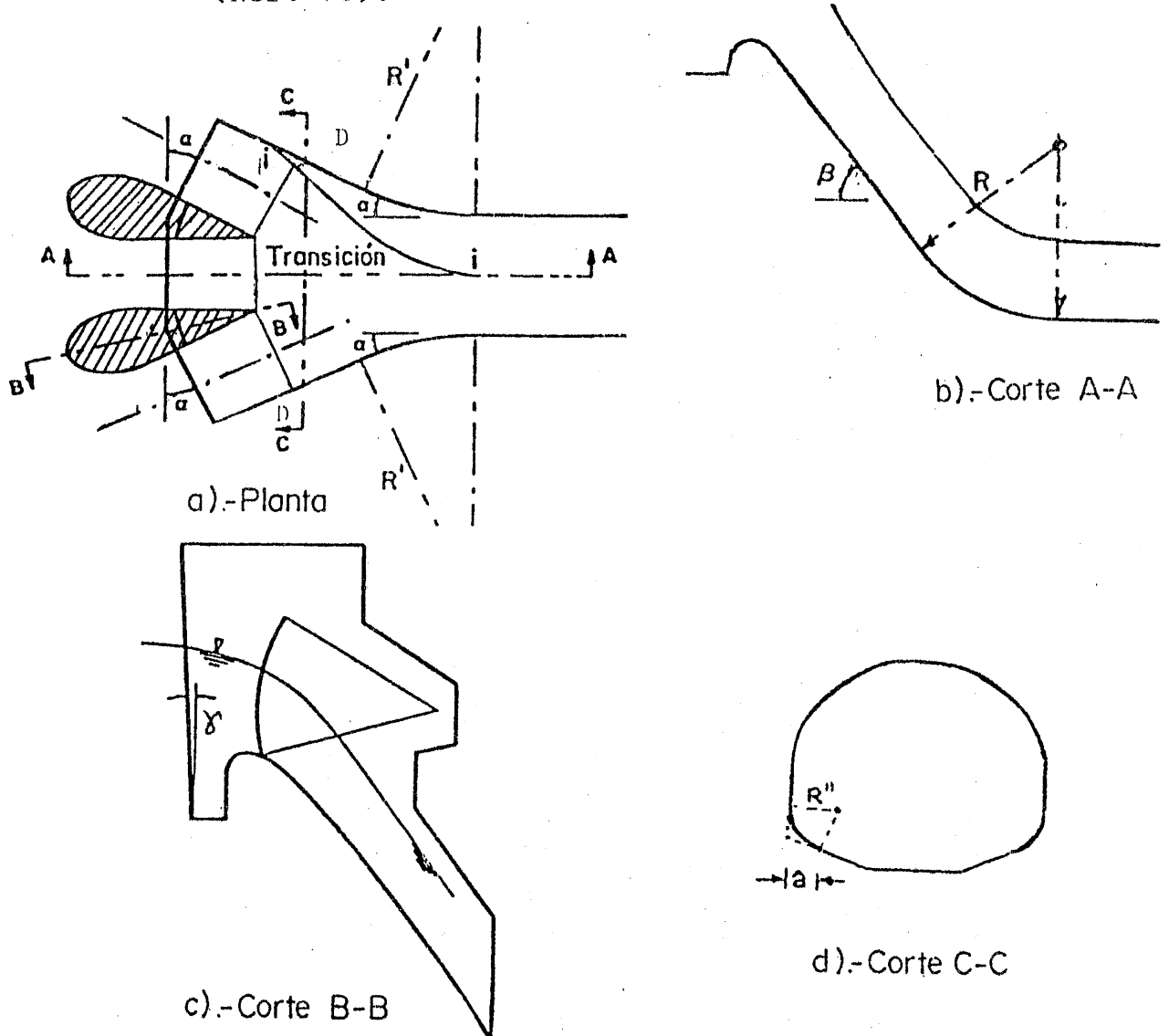


Fig. 8.51.- Geometría de la transición de un vertedor en túnel (Ref. 78)

2. El ángulo β de inclinación del túnel de transición con la horizontal (Fig. 8.51b) debe ser como máximo de 25° . Angulos mayores son desfavorables para las maniobras de extracción del material producto de la excavación y para ejecutar los colados.
3. El radio R de la curva vertical que liga la transición con el túnel (Fig. 8.51b) debe estar comprendido entre

donde: $25 \text{ y } \leq R \leq 30y$

y : tirante en la sección de entrada del túnel, en m.

4. El radio R' de las curvas horizontales de liga entre transición y túnel (Fig. 8.51a) en general resulta grande si dichas curvas terminan en la misma estación que la curva vertical descrita antes; sin embargo, en ningún caso, debe ser menor de 50 y, siendo por ello en ocasiones necesario corregir R .
5. Sobre la cresta vertedora la sección es rectangular y más adelante abovedada, pasando gradualmente en toda la transición hasta la sección circular del túnel. Para ello es necesario que la transición, en secciones transversales al eje del túnel, tenga un remate de un arco circular entre la plantilla inclinada y la pared vertical, como se ve en la Fig. 8.51d. En ella se indica también la forma en que varía la distancia a en planta de cada sección, desde la sección que pasa por la cola de las pilas hasta la entrada del túnel, según la curva $i-i$ de la Fig. 8.51a.
6. El espesor de las pilas lo determinan condiciones de estabilidad estructural, de manera que, una vez definido, se dimensiona el vertedor. Las Figs. 8.51a y 8.51c permiten complementar la geometría de las pilas. El tajamar de las pilas puede seguir las formas de la Fig. 8.10. Por lo que respecta a la cola, es recomendable que desde la plantilla hasta por arriba de la superficie máxima del agua, se prolongue lo necesario para reducir el choque de los filetes de agua atrás de ella. El ángulo γ se recomienda de 10° .

c) Diseño hidráulico. En el caso de la obra de

control, el diseño sigue los lineamientos indicados en la sección 8.3.5 para los vertedores en canal, excepto que la cresta ahora es poligonal. El perfil del agua sobre la rama de transición se determina por la aplicación reiterada de la ecuación de energía en varias secciones, desde la cresta vertedora hasta la entrada al túnel, como se expone en el subcapítulo 8.4: diseño de conductos de descarga.

A fin de tener una buena ventilación y garantizar en todo momento presión atmosférica sobre la superficie libre, la relación de ahogamiento en el túnel en ninguna sección debe ser mayor del 80 por ciento.

8.3.8 Vertedores de embudo

a) Aspectos generales. La estructura de control consiste de un cimacio colector de planta curva circular que conecta a una lumbrera vertical o inclinada y mediante una o dos curvas verticales al túnel de descarga. La Fig. 8.52 muestra el arreglo geométrico de los elementos que constituyen al vertedor. La lumbrera debe ser preferentemente inclinada a fin de propiciar la separación del escurrimiento desde la clave superior del túnel y permitir que éste trabaje parcialmente lleno. Cuando existen otras razones más importantes, la lumbrera puede ser vertical y cambiar de dirección hacia el túnel de descarga mediante una sola curva.

Las dimensiones que se asignen a los distintos elementos de un vertedor de embudo pueden cambiar las condiciones de operación del mismo; en general se proporcionan a fin de que ocurran en el orden en que se explica enseguida.

Con cargas pequeñas el vertedor opera con flujo libre, pero si se sobrepasa el gasto de diseño, opera sumergido. Para flujo libre, el funcionamiento es igual al de un vertedor de cresta recta siguiendo la ley de la ec. (8.1). Esta condición de operación se presenta en la Fig. 8.53a y corresponde al mejor funcionamiento toda vez que con poco incremento de la carga aumenta sensiblemente el gasto, como lo indica la parte a-b de la curva en la Fig. 8.53d.

Al aumentar la carga, el vertedor trabaja parcialmente sumergido y el gasto que descarga queda controlado por

la dimensión de la garganta en el conducto de transición (Fig. 8.53b), cambiando la ley de gastos a la representada por la parte b-c de la curva en la Fig. 8.53d.

Cuando se ahoga completamente la estructura colectora y se llena totalmente la conducción, el funcionamiento del vertedor es el de una tubería a presión como indica la Fig. 8.53c. Ello vuelve a modificar la ley de descarga limitando aún más la capacidad de evacuación, según indica la curva c-d de la Fig. 8.53d.

En caso de aumentar el radio R de la cresta del vertedor, la curva a-b se mueve de manera que el punto b desciende respecto de la posición indicada en la Fig. 8.53d y en caso contrario, asciende. Para un radio mayor, gastos más elevados se pueden descargar con cargas menores, el conducto de transición se llena y se produce el control de orificio para una carga menor sobre la cresta. De la misma manera, si cambia el diámetro de la garganta del conducto de transición, también se mueve la curva b-c de acuerdo con la carga arriba de la que prevalece el control de orificio. Si el diámetro del conducto de transición se elige de manera que la curva b-c pase por e o quede a su derecha, el control pasa directamente de la cresta del vertedor al extremo aguas abajo del conducto de descarga sin existir control en la garganta del tubo de transición.

El vertedor de embudo presenta ventajas en boquillas estrechas de laderas empinadas que no admiten un vertedor a cielo abierto y donde casi siempre se dispone de un túnel de desvío que puede ser utilizado como túnel de descarga. Por otra parte, las condiciones de operación antes expuestas indican más conveniente su utilización en aquellos sitios en que se dispone de suficiente información hidrológica para predecir con seguridad el gasto de diseño; en caso de que éste sea rebasado, el vertedor cambia su eficiencia y aparece el peligro de desbordamiento por encima de la cortina.

En lo posible, la estructura colectora debe localizarse de manera de propiciar un flujo con acceso radial y libre de obstáculos. En caso contrario se recomienda utilizar pilas guadoras en dirección radial colocadas encima del cimacio, ya que para relaciones $H/R \geq 1$, se forman vórtices en la entrada que introducen aire al interior y reducen la eficiencia de la descarga.

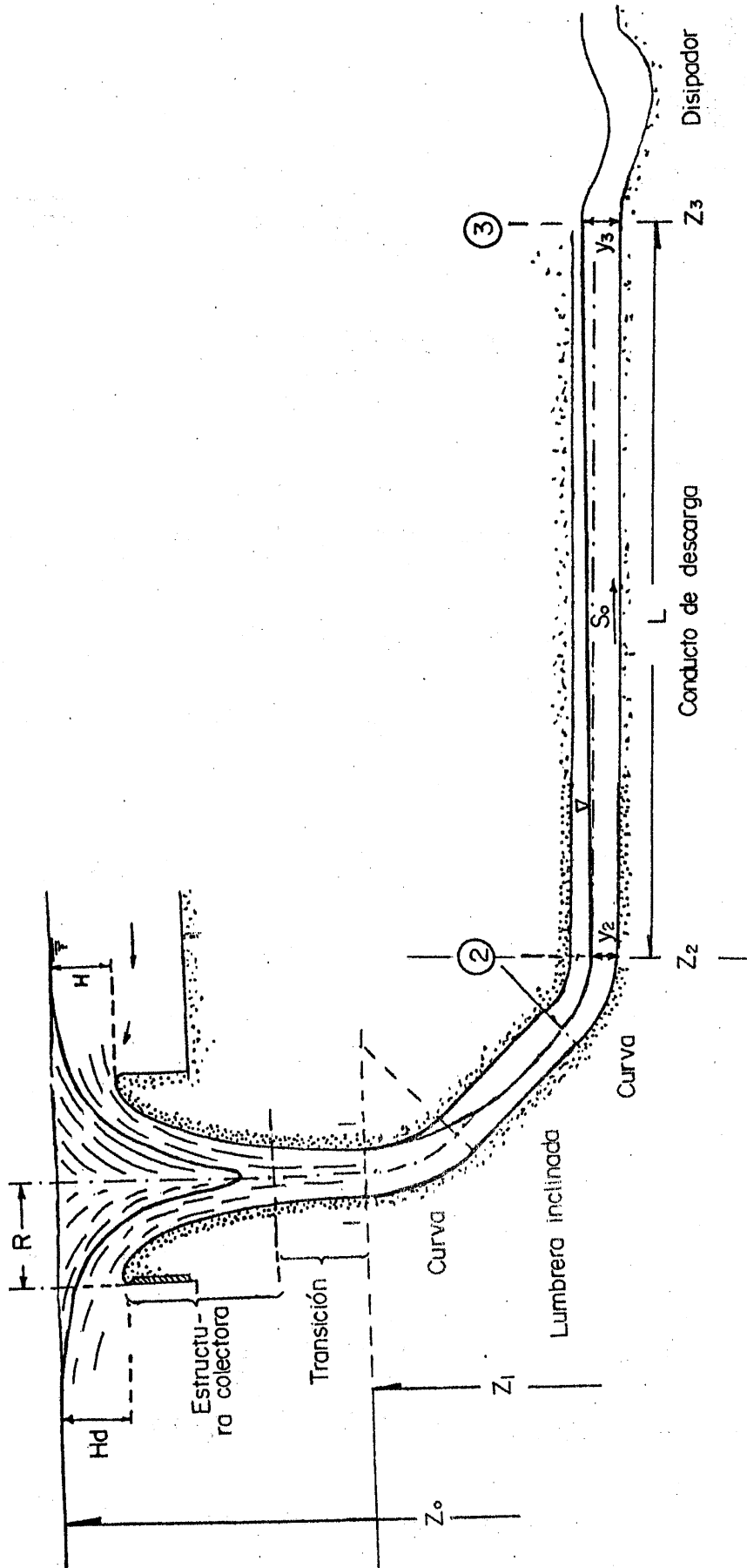
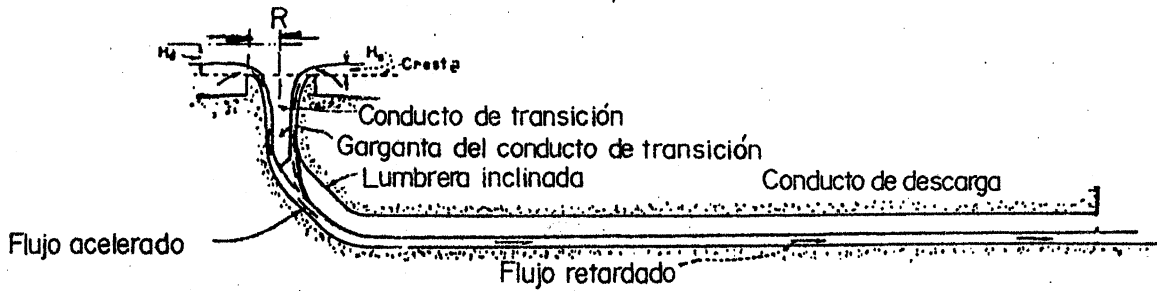
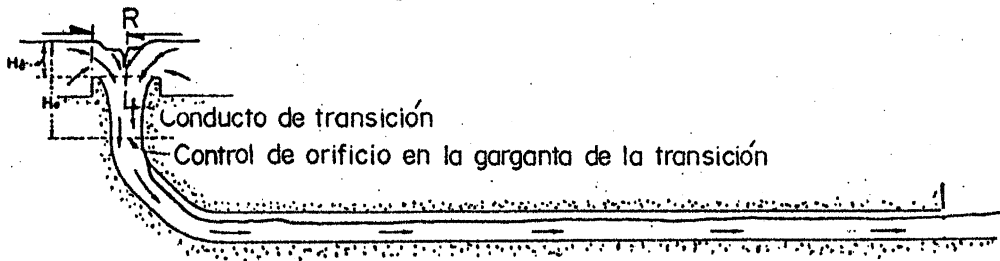


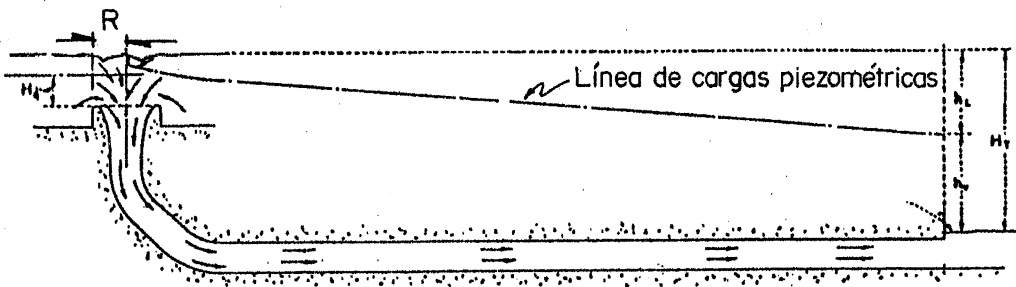
Fig. 8.52.- Componentes de un vertedor de embudo.



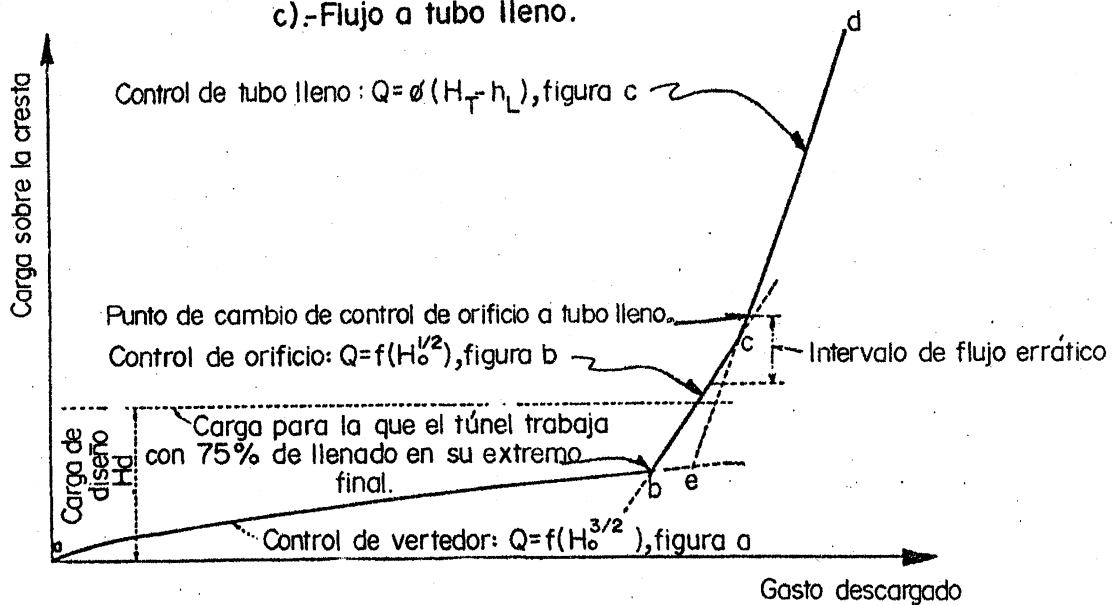
a).-Flujo con control de vertedor.



b).-Flujo con control de orificio.



c).-Flujo a tubo lleno.



d).-Curva carga sobre la cresta-gasto descargado.

Fig. 8.53.- Condiciones de operación de un vertedor de embudo y comportamiento de la curva Carga-Gasto (Ref. 79).

b) Estructura colectora con perfil estándar. El perfil estándar del embudo sigue la forma de la lámina que vierte libremente sobre la cresta de un vertedor de pared delgada circular (Fig. 8.54). Su capacidad de descarga, para cualquier condición de operación, es tá dada por la ec. (8.1) que en este caso es

$$Q = C (2 \pi R) H_d^{3/2} \quad (8.16)$$

donde

Q descarga, en m^3/s
 C coeficiente de descarga
 R radio al paramento aguas arriba del embudo, en m
 H_d carga de operación medida hasta el punto más alto del perfil inferior de la lámina vertiente (cresta), en m.

Cuando la carga de operación del vertedor coincide con la carga de diseño H_d del perfil del embudo y no existen presiones subatmosféricas en la superficie de contacto con la lámina vertical, el coeficiente C adquiere el valor C_0 y la Fig. 8.55 presenta su variación según la magnitud del H_d/R que resulte y la profundidad del canal de acceso P/R . En caso de que $H_d/R > 0.2$, la figura muestra que C_0 es similar al de un vertedor de cresta recta (Fig. 8.2) hasta el valor de $H_d/R \leq 0.45$, manteniéndose descarga libre y control como vertedor.

El coeficiente disminuye notablemente para $H_d/R > 0.45$, debido a los efectos de sumergencia y a la presión que resulta en el punto de unión del flujo anular y el de chorro sólido. También, para estas condiciones se inicia sumergencia parcial y el flujo adopta característica de vertedor ahogado hasta que H_d/R se aproxima a 1.0, valor para el que la superficie del agua en el embalse lo sumerge completamente.

Cuando $H_d/R \geq 1.0$, el flujo tiene una ley de descarga como de orificio o tubería a presión y esto origina una reducción importante del coeficiente de descarga. Por el contrario de lo que acontece en los vertedores de cresta recta, en los de cresta circular el coeficiente de descarga aumenta al disminuir la profundidad del canal de acceso.

Cuando la relación $H_d/R < 0.2$, es preferible utilizar un embudo con plataforma de acceso de geometría distinta, como se explica adelante.

El coeficiente de descarga, para cargas distintas de la de diseño, se puede obtener de la Fig. 8.56 y esto permite calcular la curva de gastos a-b de la Fig. 8.53d. La Fig. 8.56 fue obtenida para la relación $H_d/R = 0.3$, pero puede utilizarse de manera aproximada para otros valores H_d/R siempre que no excedan de 0.4, ya que la presencia de presiones subatmosféricas o efectos de sumergencia pueden alterar las condiciones de flujo de manera distinta para los diferentes perfiles.

En base a coordenadas se define la forma de la superficie inferior de la lámina vertiente sobre el vertedor para diferentes condiciones de P/R y H_s/R , como se muestra en las tablas 8.9, 8.10 y 8.11. Estos datos se basan en resultados experimentales del U.S. Bureau of Reclamation donde se debe observar que ahora H_s corresponde a la carga sobre el vertedor de pared delgada, como lo indica la Fig. 8.54. La relación que hay entre H_s y H_d se presenta en la Fig. 8.57, para facilitar el cambio de una carga a la otra en el diseño del perfil.

Los perfiles inferior y superior de la lámina vertiente, para valores típicos de H_s/R , aparecen dibujados en la Fig. 8.58 con fines comparativos, en términos de x/H_s y y/H_s y para la condición de $P/R \geq 2$ (Ref. 79).

La Fig. 8.59 muestra solo el perfil inferior correspondiente a diferentes valores de H_s y un solo valor de R . En caso de un vertedor de cresta recta, la lámina vertiente tiene mayor alcance cuando sólo en la parte alta del perfil y hasta el de $H_s/R = 0.5$, a partir del cual empieza a cambiar gradualmente esta situación, como lo indica el perfil $H_s/R = 1.0$. Abajo de la zona alta, los perfiles se cruzan y la traza para cargas altas cae dentro de la que corresponde a cargas bajas. Se deduce que si el perfil se diseña para cargas donde H_s/R_s excede de aproximadamente 0.25 a 0.3, al operar con cargas menores de la de diseño, se producirán presiones subatmosféricas sobre alguna parte del perfil. Si se quiere evitar la presión negativa, su forma se diseña para que la lámina se apoye sobre el embudo con cargas menores. Lo anterior indica que conviene esco-

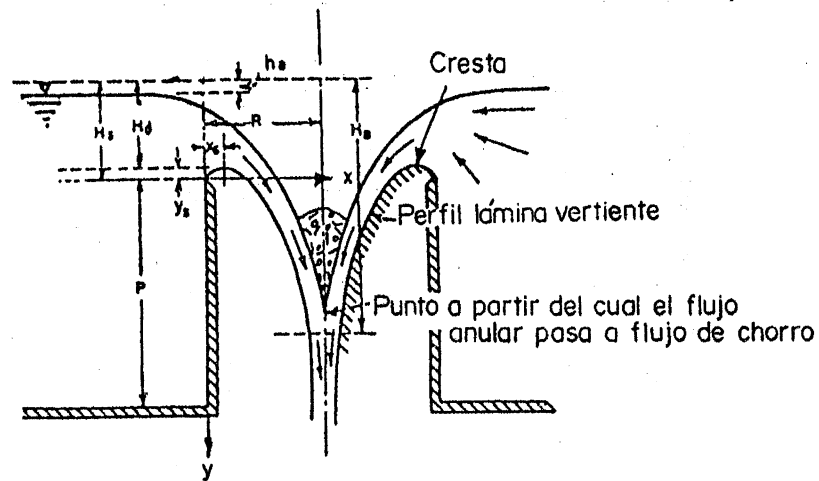


Fig. 8.54.- Vertedor de pared delgada y simbología.

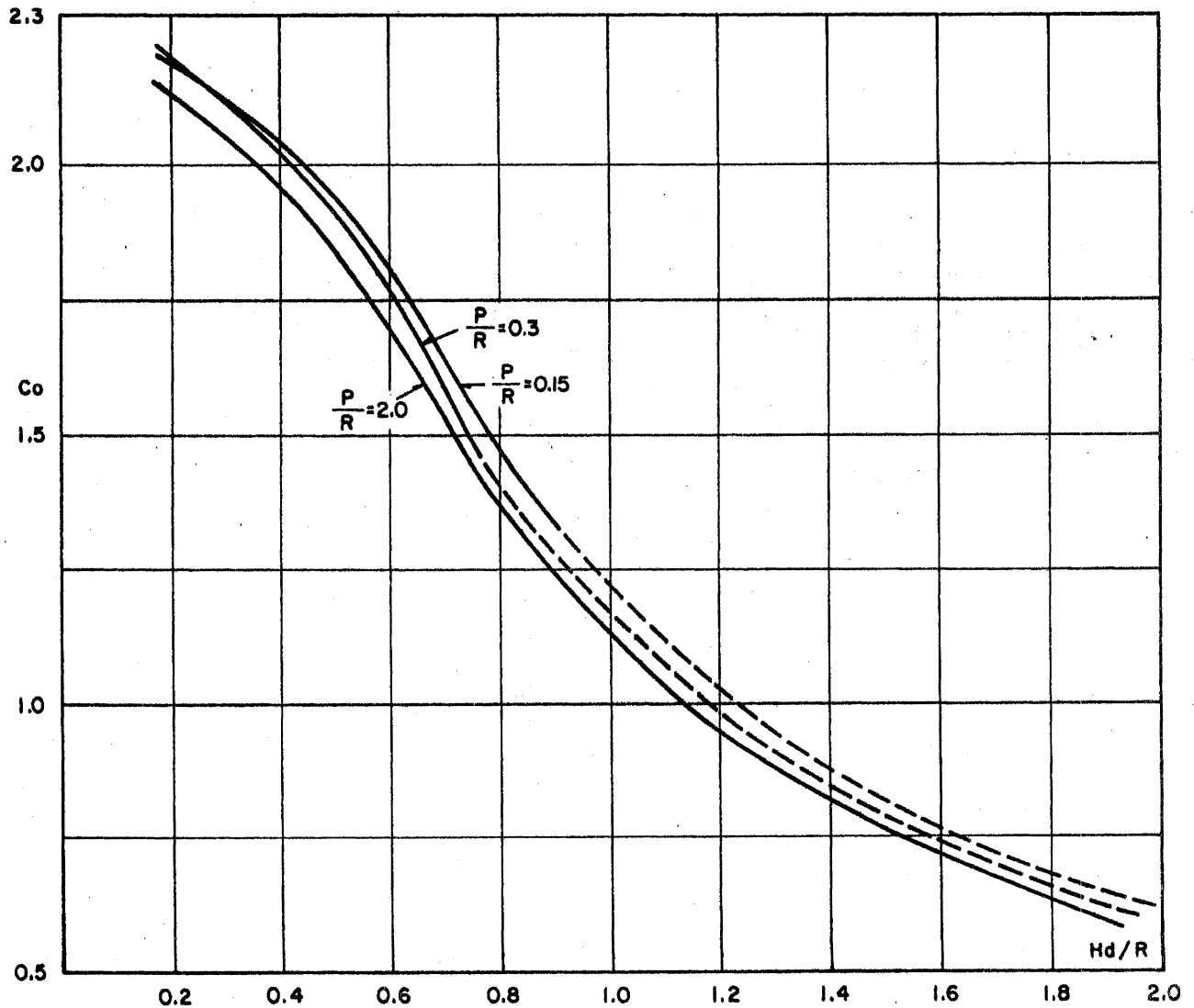


Fig. 8.55.- Coeficiente de descarga C_0 de un vertedor de embudo para la carga de diseño (Ref. 79)

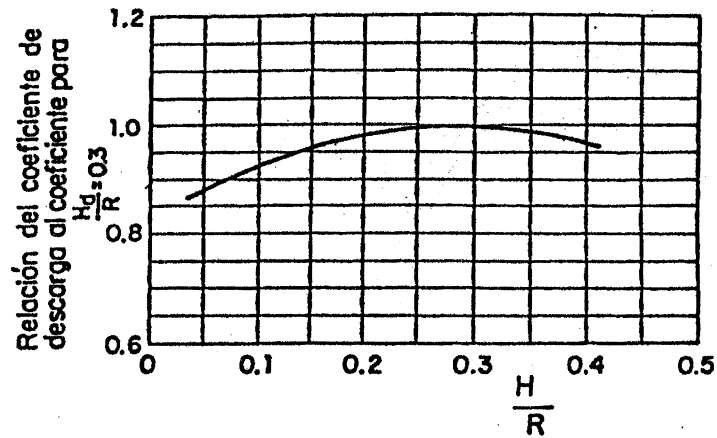


Fig. 8.56.- Coeficiente de descarga para cargas sobre la cresta H diferentes a la carga de diseño H_d (Ref. 21).

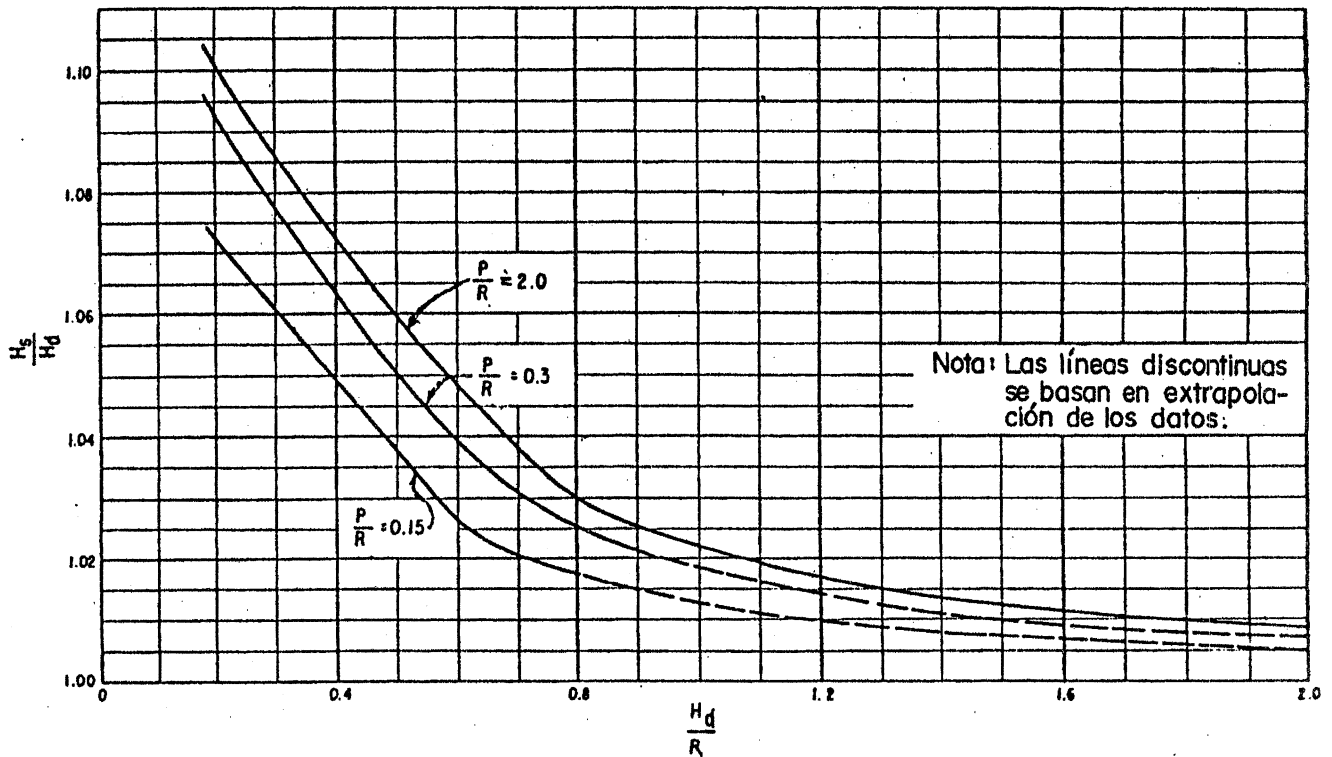


Fig. 8.57.- Relación de H_s/H_d con H_d/R para vertedores circulares de cresta delgada (Ref. 21).

$\frac{H_s}{R}$	0.00	0.10*	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.50	2.00
$\frac{x}{H_s}$	$\frac{y}{H_s}$ = para el perfil arriba de la cresta del vertedor														
0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
.010	.0150	.0145	.0133	.0130	.0128	.0125	.0122	.0119	.0116	.0112	.0104	.0095	.0086	.0077	.0070
.020	.0280	.0265	.0250	.0243	.0236	.0231	.0225	.0220	.0213	.0202	.0180	.0159	.0140	.0115	.0090
.030	.0395	.0365	.0350	.0337	.0327	.0317	.0308	.0299	.0289	.0270	.0231	.0196	.0168	.0126	.0085
.040	.0490	.0460	.0435	.0417	.0403	.0389	.0377	.0363	.0351	.0324	.0268	.0220	.0176	.0117	.0050
.050	.0575	.0535	.0506	.0487	.0471	.0454	.0436	.0420	.0402	.0368	.0292	.0226	.0168	.0092	
.060	.0650	.0605	.0570	.0550	.0531	.0510	.0489	.0470	.0448	.0404	.0305	.0220	.0147	.0053	
.070	.0710	.0665	.0627	.0605	.0584	.0560	.0537	.0514	.0487	.0432	.0308	.0201	.0114	.0001	
.080	.0765	.0710	.0677	.0655	.0630	.0603	.0578	.0550	.0521	.0455	.0301	.0172	.0070		
.090	.0820	.0765	.0722	.0696	.0670	.0640	.0613	.0581	.0549	.0471	.0287	.0135	.0018		
.100	.0860	.0810	.0762	.0734	.0705	.0672	.0642	.0606	.0570	.0482	.0264	.0089			
.120	.0940	.0880	.0826	.0790	.0758	.0720	.0683	.0640	.0596	.0483	.0195				
.140	.1000	.0935	.0872	.0829	.0792	.0750	.0705	.0654	.0599	.0460	.0101				
.160	.1045	.0980	.0905	.0855	.0812	.0765	.0710	.0651	.0585	.0418					
.180	.1080	.1010	.0927	.0872	.0820	.0766	.0705	.0637	.0569	.0361					
.200	.1105	.1025	.0938	.0877	.0819	.0756	.0688	.0611	.0521	.0292					
.250	.1120	.1035	.0926	.0850	.0773	.0683	.0596	.0495	.0380	.0068					
.300	.1105	.1000	.0850	.0764	.0668	.0559	.0446	.0327	.0174						
.350	.1060	.0930	.0750	.0650	.0540	.0410	.0280	.0125							
.400	.0970	.0830	.0620	.0500	.0365	.0220	.0060								
.450	.0845	.0700	.0450	.0310	.0170	.000									
.500	.0700	.0520	.0250	.0100											
.550	.0520	.0320	.0020												
.600	.0320	.0080													
.650	.0090														
$\frac{y}{H_s}$	$\frac{x}{H_s}$ = para el perfil abajo de la cresta del vertedor														
0.000	0.608	0.615	0.554	0.520	0.487	0.450	0.413	0.376	0.334	0.282	0.158	0.116	0.093	0.070	0.048
.020	.705	.652	.602	.560	.526	.488	.452	.414	.369	.293	.185	.145	.120	.096	.074
.040	.742	.688	.627	.596	.563	.524	.487	.448	.400	.320	.212	.165	.140	.115	.088
.060	.777	.720	.660	.630	.596	.557	.519	.478	.428	.342	.232	.182	.155	.129	.100
.080	.808	.752	.692	.662	.628	.589	.549	.506	.454	.363	.250	.197	.169	.140	.110
.100	.838	.784	.722	.692	.657	.618	.577	.532	.478	.381	.266	.210	.180	.150	.118
.150	.913	.857	.793	.762	.726	.686	.641	.589	.531	.423	.299	.238	.204	.170	.132
.200	.978	.925	.860	.826	.790	.745	.698	.640	.575	.459	.326	.260	.224	.181	.144
.250	1.040	.985	.919	.883	.847	.801	.750	.683	.613	.490	.348	.280	.239	.195	.153
.300	1.100	1.043	.976	.941	.900	.852	.797	.722	.648	.518	.368	.296	.251	.206	.160
.400	1.207	1.150	1.079	1.041	1.000	.944	.880	.791	.700	.562	.400	.322	.271	.220	.168
.500	1.308	1.246	1.172	1.131	1.087	1.027	.951	.849	.753	.598	.427	.342	.287	.232	.173
.600	1.397	1.335	1.260	1.215	1.167	1.102	1.012	.898	.793	.627	.449	.360	.300	.240	.179
.800	1.563	1.500	1.422	1.369	1.312	1.231	1.112	.974	.864	.673	.482	.384	.320	.253	.184
-1.000	1.713	1.646	1.564	1.508	1.440	1.337	1.189	1.030	.899	.710	.508	.402	.332	.260	.188
-1.200	1.846	1.780	1.691	1.635	1.553	1.422	1.248	1.074	.933	.739	.528	.417	.340	.266	
-1.400	1.970	1.903	1.808	1.748	1.653	1.492	1.293	1.108	.963	.760	.542	.423	.344		
-1.600	2.085	2.020	1.918	1.855	1.742	1.548	1.330	1.133	.988	.780	.553	.430			
-1.800	2.196	2.130	2.024	1.957	1.821	1.591	1.358	1.158	1.008	.797	.563	.433			
-2.000	2.302	2.234	2.126	2.053	1.891	1.630	1.381	1.180	1.025	.810	.572				
2.500	2.557	2.475	2.354	2.266	2.027	1.701	1.430	1.221	1.059	.838	.588				
3.000	2.778	2.700	2.559	2.428	2.119	1.748	1.468	1.252	1.086	.853					
3.500	2.916	2.749	2.541	2.171	1.777	1.489	1.267	1.102						
4.000	3.114	2.914	2.620	2.201	1.796	1.500	1.280							
4.500	3.306	3.053	2.682	2.220	1.806	1.509								
5.000	3.488	3.178	2.734	2.227	1.811									
5.500	3.653	3.294	2.779	2.229										
6.000	3.820	3.405	2.812	2.232										
$\frac{H_s}{R}$	0.00	0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.50	2.00

Las coordenadas para $H_s/R=0.10$ fueron obtenidas por interpolacion entre $H_s/R=0$ y 0.20

Tabla 8.9.- Coordenadas del perfil inferior de la lámina vertiente para $P/R = 2$, velocidad de llegada despreciable y lámina ventilada (Ref.79).

$\frac{H_v}{R}$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80
$\frac{x}{H_s}$	$\frac{y}{H_s}$ = para el perfil arriba de la cresta del vertedor.								
0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
.010	.0130	.0130	.0130	.0125	.0120	.0120	.0115	.0110	.0100
.020	.0245	.0242	.0240	.0235	.0225	.0210	.0195	.0180	.0170
.030	.0340	.0335	.0330	.0320	.0300	.0290	.0270	.0240	.0210
.040	.0415	.0411	.0390	.0380	.0365	.0350	.0320	.0285	.0240
.050	.0495	.0470	.0455	.0440	.0420	.0395	.0370	.0325	.0245
.060	.0560	.0530	.0505	.0490	.0460	.0440	.0405	.0350	.0250
.070	.0610	.0575	.0550	.0530	.0500	.0470	.0440	.0370	.0245
.080	.0660	.0620	.0590	.0565	.0530	.0500	.0460	.0385	.0235
.090	.0705	.0660	.0625	.0595	.0550	.0520	.0480	.0390	.0215
.100	.0740	.0690	.0660	.0620	.0575	.0540	.0500	.0395	.0190
.120	.0800	.0750	.0705	.0650	.0600	.0560	.0510	.0380	.0120
.140	.0840	.0790	.0735	.0670	.0615	.0560	.0515	.0355	.0020
.160	.0870	.0810	.0750	.0675	.0610	.0550	.0500	.0310	
.180	.0885	.0820	.0755	.0675	.0600	.0535	.0475	.0250	
.200	.0885	.0820	.0745	.0660	.0575	.0505	.0435	.0180	
.250	.0855	.0765	.0685	.0590	.0480	.0390	.0270		
.300	.0780	.0670	.0580	.0460	.0340	.0220	.0050		
.350	.0600	.0540	.0425	.0295	.0150				
.400	.0495	.0370	.0240	.0100					
.450	.0300	.0170	.0025						
.600	.0090	-.0000							
.650									
$\frac{y}{H_s}$	$\frac{x}{H_s}$ = para el perfil abajo de la cresta del vertedor.								
0.000	0.519	0.488	0.455	0.422	0.384	0.349	0.310	0.238	0.144
.020	.560	.528	.495	.462	.423	.387	.345	.272	.174
.040	.598	.566	.532	.498	.458	.420	.376	.300	.198
.060	.632	.601	.567	.532	.491	.451	.406	.324	.220
.080	.664	.634	.600	.564	.522	.480	.432	.348	.238
.100	.693	.664	.631	.594	.552	.508	.456	.368	.254
.150	.760	.734	.701	.661	.618	.569	.510	.412	.290
.200	.831	.799	.763	.723	.677	.622	.558	.451	.317
.250	.893	.860	.826	.781	.729	.667	.599	.483	.341
.300	.953	.918	.880	.832	.779	.708	.634	.510	.362
.400	1.000	1.024	.981	.932	.867	.780	.692	.556	.396
.500	1.150	1.119	1.072	1.020	.938	.841	.745	.595	.424
.600	1.242	1.203	1.153	1.098	1.000	.891	.780	.627	.446
.800	1.403	1.359	1.301	1.227	1.101	.970	.845	.672	.478
1.000	1.549	1.498	1.430	1.333	1.180	1.028	.892	.707	.504
1.200	1.680	1.622	1.543	1.419	1.240	1.070	.930	.733	.524
1.400	1.800	1.739	1.647	1.489	1.287	1.106	.959	.757	.540
1.600	1.912	1.849	1.740	1.546	1.323	1.131	.983	.778	.551
1.800	2.018	1.951	1.821	1.690	1.353	1.155	1.005	.797	.560
2.000	2.120	2.049	1.892	1.627	1.380	1.175	1.022	.810	.569
2.500	2.351	2.261	2.027	1.697	1.428	1.218	1.059	.837	
3.000	2.557	2.423	2.113	1.747	1.464	1.247	1.081	.852	
3.500	2.748	2.536	2.167	1.778	1.489	1.263	1.099		
4.000	2.911	2.617	2.200	1.796	1.499	1.274			
4.500	3.052	2.677	2.217	1.805	1.507				
5.000	3.173	2.731	2.223	1.810					
5.500	3.290	2.773	2.228						
6.000	3.400	2.808							
$\frac{H_v}{R}$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80

Tabla 8.10.- Coordenadas del perfil inferior de la lámina vertiente, para $P/R = 0.30$ (Ref. 79).

$\frac{H_v}{R}$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80
$\frac{x}{H_s}$	$\frac{y}{H_s}$ = para el perfil arriba de la cresta del vertedor.								
0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
.010	.0120	.0120	.0115	.0115	.0110	.0110	.0105	.0100	.0090
.020	.0210	.0200	.0195	.0190	.0185	.0180	.0170	.0160	.0140
.030	.0285	.0270	.0265	.0260	.0250	.0235	.0225	.0200	.0165
.040	.0345	.0335	.0325	.0310	.0300	.0285	.0265	.0230	.0170
.050	.0405	.0385	.0375	.0360	.0345	.0320	.0300	.0250	.0170
.060	.0450	.0430	.0420	.0400	.0390	.0355	.0330	.0265	.0165
.070	.0495	.0470	.0455	.0430	.0410	.0380	.0350	.0270	.0150
.080	.0525	.0500	.0485	.0460	.0435	.0400	.0365	.0270	.0130
.090	.0560	.0530	.0510	.0480	.0455	.0420	.0370	.0265	.0100
.100	.0590	.0560	.0535	.0500	.0465	.0425	.0375	.0255	.0065
.120	.0630	.0600	.0570	.0520	.0480	.0435	.0365	.0220	
.140	.0660	.0620	.0585	.0525	.0475	.0425	.0345	.0175	
.160	.0670	.0635	.0590	.0520	.0460	.0400	.0305	.0110	
.180	.0675	.0635	.0580	.0500	.0435	.0365	.0260	.0040	
.200	.0670	.0625	.0560	.0465	.0395	.0320	.0200		
.250	.0615	.0560	.0470	.0360	.0265	.0160	.0015		
.300	.0520	.0440	.0330	.0210	.0100				
.350	.0380	.0285	.0165	.0030					
.400	.0210	.0090							
.450	.0015								
.500									
.550									
$\frac{y}{H_s}$	$\frac{x}{H_s}$ = para el perfil abajo de la cresta del vertedor.								
0.000	0.454	0.422	0.392	0.358	0.325	0.288	0.253	0.189	0.116
.020	.499	.467	.437	.404	.369	.330	.292	.228	.140
.040	.540	.509	.478	.444	.407	.368	.328	.250	.174
.060	.579	.547	.516	.482	.443	.402	.358	.266	.195
.080	.615	.583	.550	.516	.476	.434	.386	.310	.213
.100	.650	.616	.584	.547	.506	.462	.412	.331	.228
.150	.726	.691	.660	.620	.577	.526	.468	.376	.263
.200	.798	.760	.729	.685	.639	.580	.516	.413	.293
.250	.862	.827	.790	.743	.692	.627	.557	.445	.319
.300	.922	.883	.843	.797	.741	.671	.594	.474	.342
.400	1.029	.988	.947	.893	.828	.749	.656	.523	.381
.500	1.128	1.086	1.040	.980	.902	.816	.710	.567	.413
.600	1.220	1.177	1.129	1.061	.967	.869	.753	.601	.439
.800	1.380	1.327	1.285	1.202	1.080	.953	.827	.655	.473
1.000	1.525	1.481	1.420	1.317	1.164	1.014	.878	.696	.498
1.200	1.659	1.610	1.537	1.411	1.228	1.059	.917	.725	.517
1.400	1.780	1.731	1.639	1.480	1.276	1.096	.949	.750	.531
1.600	1.897	1.843	1.729	1.533	1.316	1.123	.973	.770	.544
1.800	2.003	1.947	1.809	1.580	1.347	1.147	.997	.787	.553
2.000	2.104	2.042	1.879	1.619	1.372	1.167	1.013	.801	.560
2.500	2.340	2.251	2.017	1.690	1.423	1.210	1.049	.827	
3.000	2.550	2.414	2.105	1.738	1.457	1.240	1.073	.840	
3.500	2.740	2.530	2.153	1.768	1.475	1.252	1.088		
4.000	2.904	2.609	2.180	1.780	1.487	1.263			
4.500	3.048	2.671	2.198	1.790	1.491				
5.000	3.169	2.727	2.207	1.793					
5.500	3.286	2.769	2.210						
6.000	3.396	2.800							
$\frac{H_v}{R}$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80

Tabla 8.11.- Coordenadas del perfil inferior de la lámina vertiente, para P/R = 0.15 (Ref. 79).

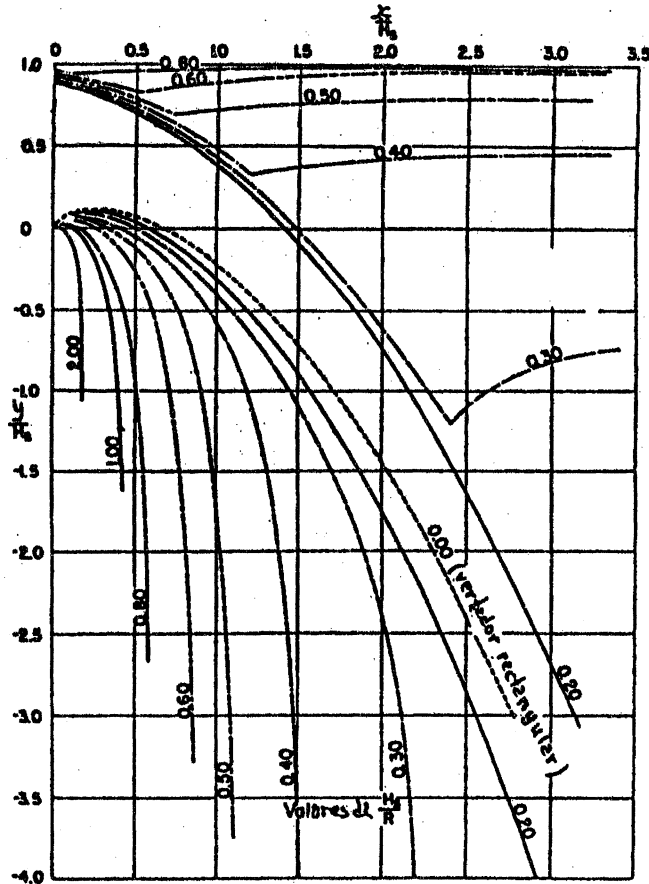


Fig. 8.58.- Perfiles superior e inferior de la lámina vertiente sobre un vertedor circular (ventilada y con velocidad de llegada despreciable) para $P/R > 2$ (Ref. 79).

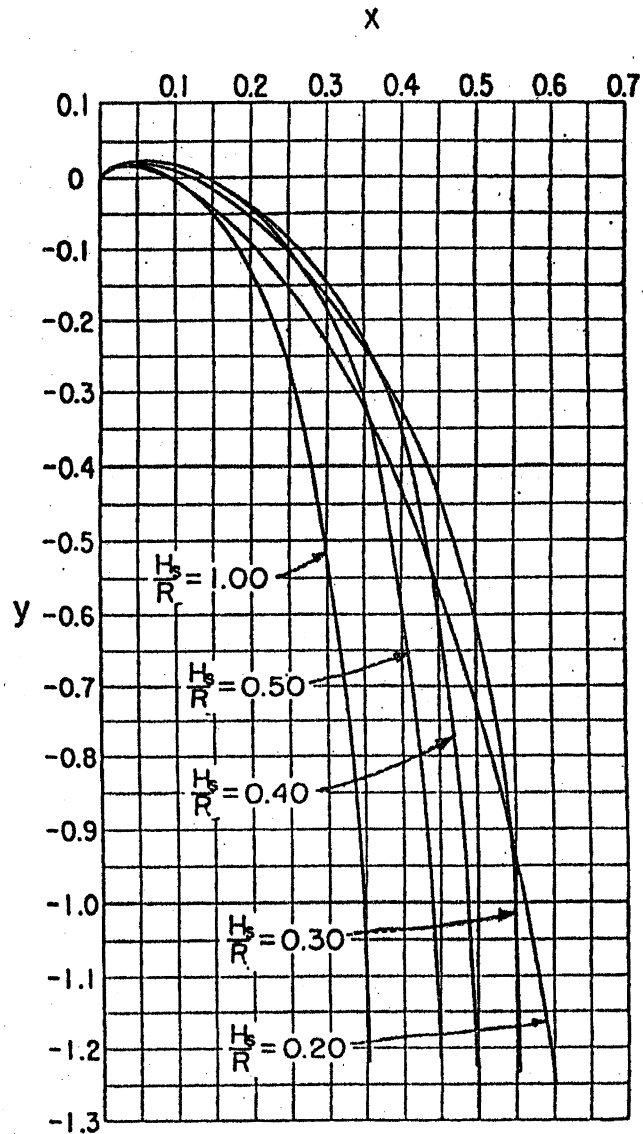


Fig. 8.59.- Comparación del perfil inferior de la lámina vertiente sobre un vertedor circular para diferentes cargas (Ref. 79).

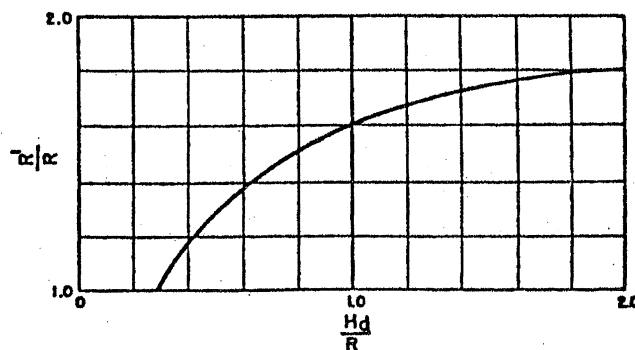


Fig. 8.60.- Incremento de radio necesario a fin de reducir las presiones negativas en el embudo (Ref. 21).

ger una relación $H_d/R = 0.3$ en el diseño de un vertedor de embudo, lo que será posible si está obligado el gasto máximo, pero no la carga máxima.

En el caso de diseños con $H_d/R > 0.3$, se desarrollan presiones subatmosféricas y la Fig. 8.60 permite determinar el radio R aproximado necesario para minimizar dichas presiones del perfil para el radio R' incrementado se basa entonces en una relación H'_s/R' de 0.3. Finalmente, con la Fig. 8.57 y la relación P/R' se determina la nueva carga H'_d para el diseño del embudo modificado.

b) Estructura colectora con plataforma de acceso. Cuando las magnitudes de Q y H_d obligan a un radio R_s muy grande al grado que $H_d/R < 0.2$, el perfil del embudo se desarrolla verticalmente en una longitud muy grande como lo indica la Fig. 8.61. Para acortar dicha longitud es conveniente utilizar una plataforma de acceso que acerque más el agua al eje del conducto de transición, antes de permitir su caída libre. Con ello se pueden economizar grandes costos en excavación ya que el embudo alcanza el diámetro necesario en distancias más cortas.

El criterio consiste en formar un vertedor de pared ancha, mediante una plataforma cuyo perfil mantenga el tirante crítico del escurrimiento radial en todo el ancho B . Al acercarse el agua al eje del conducto de transición, ocupa secciones de ancho decreciente y se hace necesario proveer pendiente en la dirección del movimiento que compense el efecto de la convergencia.

La ec. 8.16 sigue teniendo validez, si bien el coeficiente C disminuye hasta el valor de 1.6 (menor que el correspondiente al vertedor recto de cresta ancha que es de 1.707) cuando el radio de curvatura del umbral es mayor que $0.25 H_d$, donde H_d es la carga máxima sobre el umbral de entrada a la plataforma (Ref. 80).

De acuerdo con la Fig. 8.61, sobre el umbral en el inicio de la plataforma, la energía específica es igual a $H_d - h_e$, donde h_e es una pérdida por entrada de magnitud aproximada $0.04 H_d$. Debe presentarse aquí el tirante crítico debiendo cumplirse que

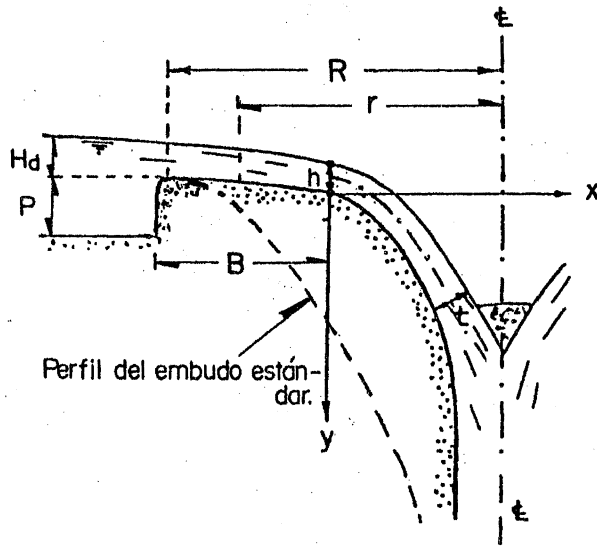


Fig. 8.61.- Perfil de la estructura colectora en un embudo con plataforma de acceso, adecuado para $H_d/R_s < 0.2$ (Ref. 80).

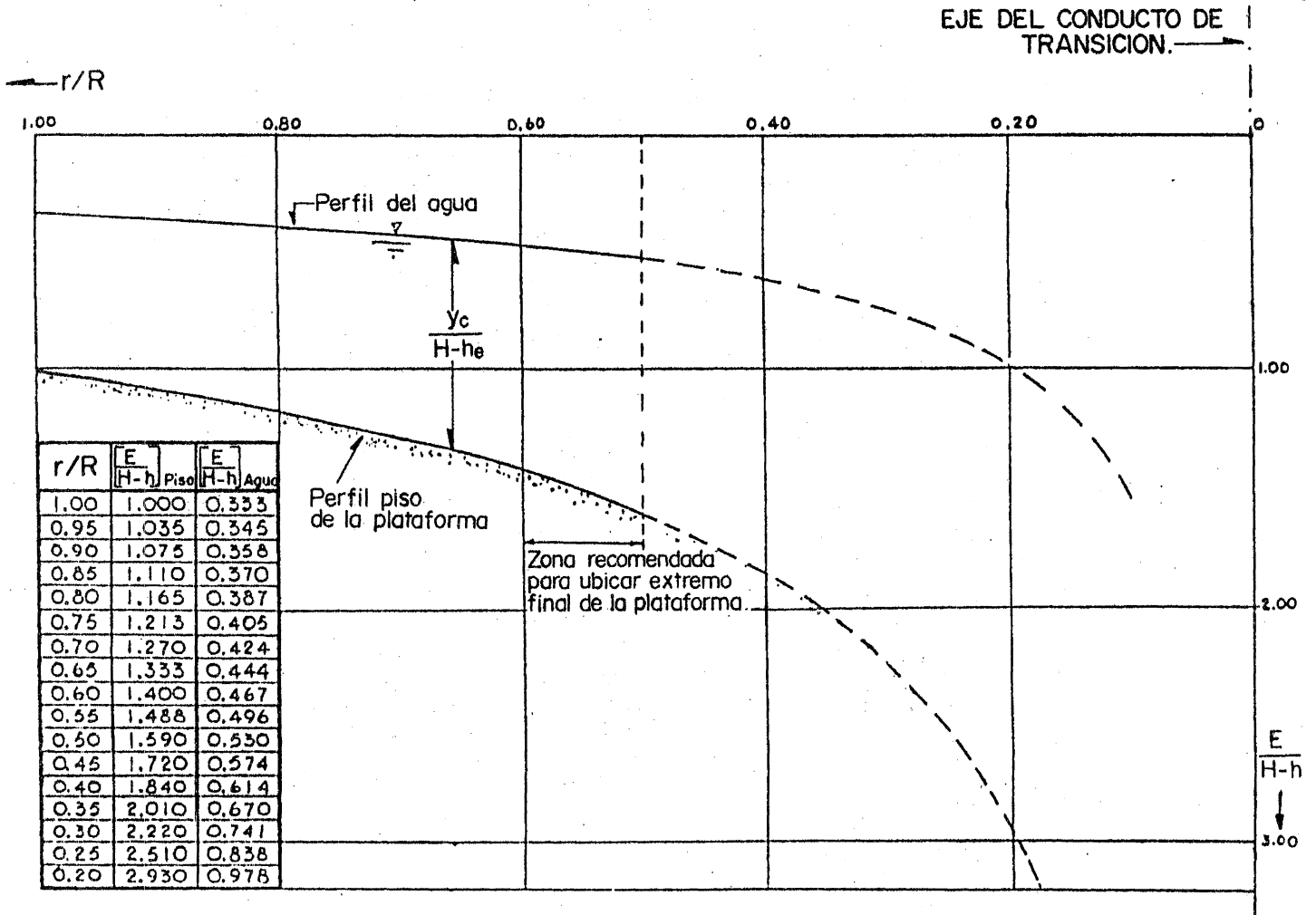


Fig. 8.62.- Perfiles piso de la plataforma y de la superficie del agua en términos adimensionales, para un vertedor de embudo con plataforma de acceso.

$$H - h_e = \frac{3}{2} y_c = \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{2\pi R} \right)^2}$$

De la misma manera, en cualquier otra sección de radio r la energía específica es

$$E = \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{2\pi r} \right)^2}$$

y por tanto, al dividir ambas expresiones resulta

$$\frac{E}{H - h_e} = \left(\frac{1}{r/R} \right)^{2/3} \quad (8.17)$$

La ec. 8.17 permite determinar cómo aumenta la energía específica E al converger el escurrimiento con el eje vertical y ocupar secciones de ancho decreciente. De esta manera la elevación del piso sobre la rampa, para cada sección de radio r , se obtiene restando de la elevación de la energía ($H - h_e$) a la entrada, la magnitud E obtenida de la ec. (8.17). El perfil de la superficie del agua para cada sección corresponde a un tirante $y_c = 2/3 E$. Se recomienda que el extremo final de la plataforma se ubique de manera que su longitud sea $B = (0.4 \text{ a } 0.5) R$.

La Fig. 8.62 presenta los perfiles indicados en términos adimensionales y la ubicación de la zona recomendable para terminar con la plataforma de acceso. En esta figura se observa que el perfil del piso tiene pendiente variable en cada punto y que resultaría difícil establecer una pendiente constante.

Con el sistema de ejes coordenados indicado en la Fig. 8.61, el perfil del embudo aguas abajo de la sección final de la plataforma podría aproximarse utilizando la ec. (8.7), como si fuese de cresta recta.

Una fórmula empírica para determinar el perfil del embudo fue obtenida por Kurtz en el diseño del vertedero de la Presa Davis Bridge en los Estados Unidos de Norteamérica (Ref. 80) y para el mismo sistema de ejes coordenados es

$$y = \frac{x^2}{4.56 h} + 0.15789 x \quad (8.18)$$

donde

h : tirante en el extremo final adoptado para la plataforma, en m.

Si la plataforma termina en $r/R = 0.6875$, la ec. (8.18) coincide con la ec. (8.7). Aunque el citado valor de r/R no se encuentra entre los límites recomendables de (0.5 a 0.6), tampoco se aleja demasiado de los mismos.

La ec. (8.18) fue determinada experimentalmente para un caso particular, por lo que su empleo no es siempre aconsejable para un diseño definitivo y en ese caso, es preferible la ec. (8.7).

c) Conducto de transición. El procedimiento de diseño del conducto de transición que a continuación se describe es válido igualmente para embudos de perfil estándar o con plataforma de acceso.

El diámetro del chorro descargado desde un orificio horizontal se puede determinar para cualquier nivel bajo la superficie del agua, a partir de la ecuación de energía

$$H_a = \frac{V^2}{2g} + h_r$$

donde

H_a desnivel entre superficie del agua y la sección, en m

h_r pérdida de energía hasta la sección: por fricción, contracción de la vena líquida, cambios de dirección, etc., en m

V velocidad del agua en la sección del chorro, en m/s.

Considerando que la pérdida $h_r = 0.1 H_a$, se obtiene

$$V = \sqrt{2g \cdot 0.9 H_a}$$

que sustituida en la ecuación de continuidad resulta

$$Q = AV = \Pi R_a^2 \sqrt{2g \cdot 0.9 H_a} \quad (8.19a)$$

y de aquí el radio del chorro es

$$R_a = 0.2752 \frac{Q^{\frac{1}{2}}}{H_a^{\frac{1}{4}}} \quad (8.19b)$$

donde

H_a desnivel entre la superficie del agua y la sección, en m

R_a radio del chorro, en m

Q gasto del vertedor, en m^3/s .

La ec. (8.19b) proporciona el radio mínimo del conducto de transición en que se acomoda el escurrimiento, sin restricciones y sin desarrollar presión en la pared de la lumbrera. Para ello, ninguna parte del perfil del embudo debe quedar en el interior del perfil dado por la citada ecuación (Fig. 8.63). A partir de la sección donde se crucen la línea de perfil del embudo y el del conducto de transición (proporcionado por la ec. 8.19b) o un poco arriba, se puede mantener constante el diámetro de la lumbrera hacia abajo. Justo en ese nivel se forma una sección de control, de manera que cuando trabaje con cargas mayores a la de diseño, el gasto estará dado por la ecuación del chorro (8.19a).

$$Q = 13.20 R_t^2 H_t^{\frac{1}{2}} \quad (8.20)$$

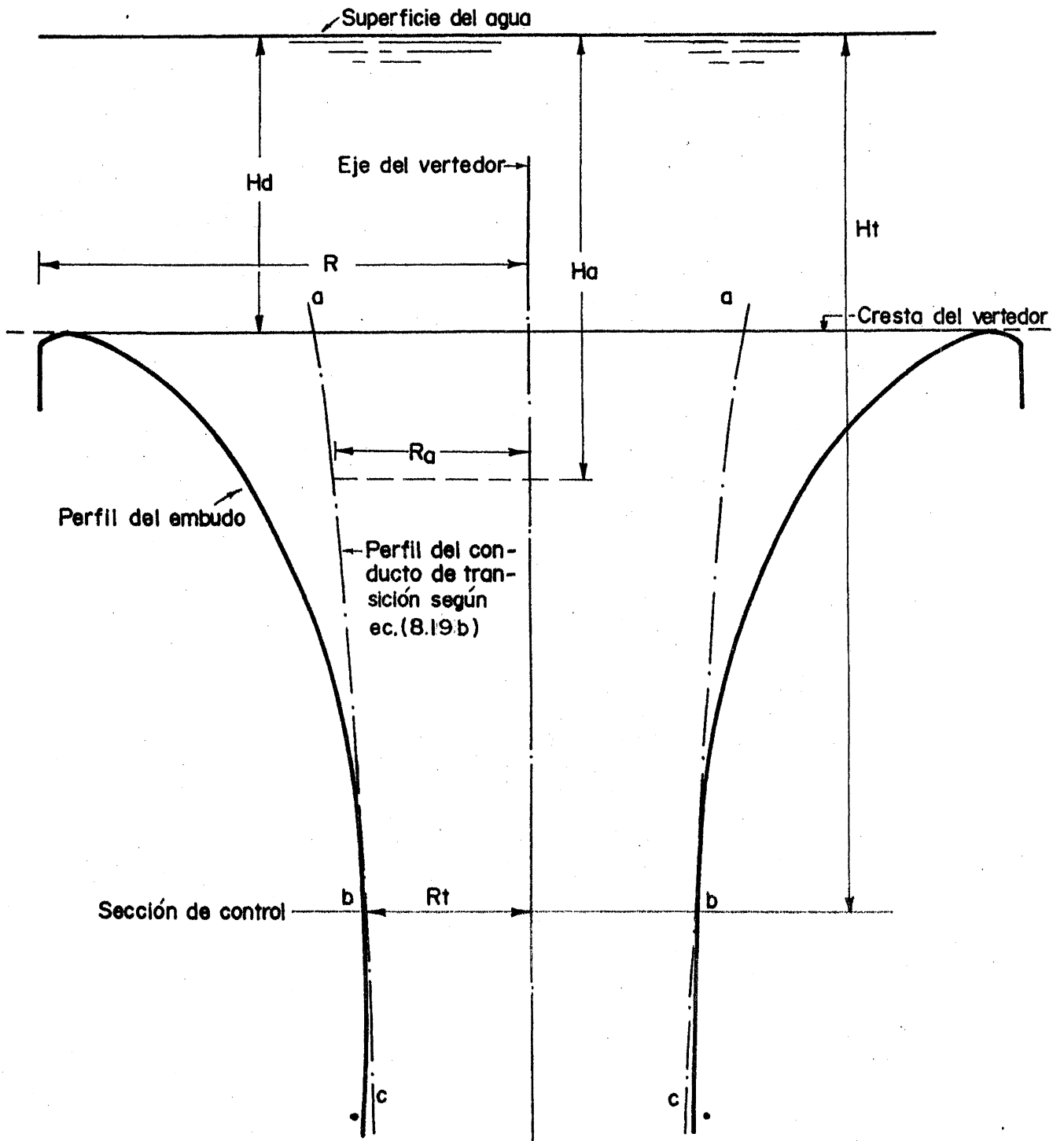
donde

H_t desnivel entre la superficie libre del agua en el embalse y la sección de control, en m

Q gasto descargado, en m^3/s

R_t radio de la lumbrera vertical en la sección de control, en m.

Estas condiciones corresponden justamente a la parte



b-c de la curva carga-gasto en la Fig. 8.53d.

El diseño de los restantes elementos del vertedor se presenta en la sección llamada conductos de descarga que se presenta más adelante.

Ejemplo 8.6. a) Diseñar la estructura colectora y el conducto de transición de un vertedor de embudo para descargar un gasto máximo de $1265 \text{ m}^3/\text{s}$ con una carga máxima sobre la cresta de 4.00 m . El nivel de aguas máximas extraordinarias alcanzará la Elev. 1368.00 m.s.n.m. y la profundidad P del canal de acceso será de 1.80 m . b) Determinar la curva carga-gasto del embudo.

Solución. Considerando que la carga de diseño coincide con la máxima y suponiendo que $H_d/R = 0.335$ y $P/R = 0.15$, de la Fig. 8.55 se tiene que $C = 2.1$ y de la ec. (8.16),

$$R = \frac{1265}{2.1 \times 2\pi \times 4^{3/2}} = 11.984 \text{ m}$$

Con ello $H_d/R = 0.334$ y $P/R = 0.15$ que coinciden prácticamente con los valores inicialmente supuestos. El radio del embudo se redondea a 12.00 m , por lo que $H_d/R = 0.333$ y $P/R = 0.15$ y además se utilizará un embudo estándar (sin plataforma de acceso). De la Fig. 8.57, $H_s/H_d = 1.0555$ y $H_s = 4.222 \text{ m}$ y $H_s/R = 0.352$. El perfil del embudo se obtiene de la tabla 8.11 para $H_s/R = 0.35$ y $P/R = 0.15$. En la tabla 8.12 se indican los resultados.

Tabla 8.12 Coordenadas del perfil del embudo en el ejemplo 8.6, en metros

Perfil arriba de la cresta				Perfil abajo de la cresta			
x/H_s	y/H_s	x	y	x/H_s	y/H_s	x	y
0.0	0.0	0.00	0.00	0.404	0.020	1.706	0.084
0.03	-0.0260	0.127	-0.11	0.516	0.080	2.179	0.338
0.06	-0.0400	0.253	-0.169	0.620	0.150	2.618	0.633
0.09	-0.0480	0.380	-0.203	0.743	0.250	3.137	1.056
0.12	-0.0520	0.507	-0.220	0.893	0.400	3.770	1.689
0.14	-0.0525	0.591	-0.222	1.061	0.600	4.480	2.533
0.16	-0.0520	0.676	-0.220	1.202	0.800	5.075	3.378
0.20	-0.0465	0.844	-0.196	1.317	1.000	5.560	4.222
0.25	-0.0360	1.056	-0.152	1.411	1.200	5.957	5.066
0.30	-0.0210	1.267	-0.089	1.480	1.400	6.249	5.911
0.358	-0.00	1.511	-0.00	1.533	1.600	6.472	6.755
				1.580	1.800	6.671	7.600
				1.619	2.00	6.835	8.444
				1.690	2.500	7.135	10.555

Para el conducto de transición se tabula la ec. (8.19b) para determinar su radio, como aparece en la tabla 8.13 y de la ecuación: $R_a = 9.788/H_a^4$

Tabla 8.13 Radio del conducto de transición para distintos valores de H_a o de y , en metros, en el ejemplo 8.6

H_a	y	R_a
4.00	0.00	6.921
5.00	1.00	6.546
6.00	2.00	6.254
7.00	3.00	6.018
8.00	4.00	5.820
9.00	5.00	5.651
10.00	6.00	5.504
11.00	7.00	5.375
11.50	7.50	5.315
12.00	8.00	5.259
12.50	8.50	5.206
13.00	9.00	5.155
14.00	10.00	5.060
15.00	11.00	4.974

En la Fig. 8.64 se dibuja el perfil del embudo de la tabla 8.12 y el del conducto de transición de la tabla 8.13 y aquí se observa que la sección de control corresponde aproximadamente a $R_t = 5.25$ m para $H_t = 12.00$ m; esto es, a la Elev. 1356 m se inicia la lumbrera de diámetro constante de 10.50 m. La Fig. 8.65 presenta las dimensiones generales de la estructura colectora.

Solución b. La parte a-b de la curva carga-gasto de la Fig. 8.53 correspondiente al control del vertedor se obtiene de la ec. 8.16 donde C para $H_d/R = 0.3$ en la Fig. 8.55 para la cual vale 2.1. La ecuación es entonces

$$Q = C (2 \pi \cdot 12) H^{3/2} = 75.3982 C H^{3/2} \quad (a)$$

La tabla 8.14 presenta los cálculos respectivos y la Fig. 8.66 la curva correspondiente.

La parte b-c de la curva carga-gasto de la Fig. 8.53, correspondiente al control de orificio, se obtiene de la ec. 8.20 sustituyendo $R_t = 5.25$ m determinado para la lumbrera vertical, resultando así

$$Q = 13.20 (5.25)^2 (18 + H)^{1/2} = 363.825 (8 + H)^{1/2} \quad (b)$$

donde H es la carga sobre la cresta del cimacio, en metros.

La tabla 8.14 presenta los cálculos respectivos y la Fig. 8.66 la curva correspondiente.

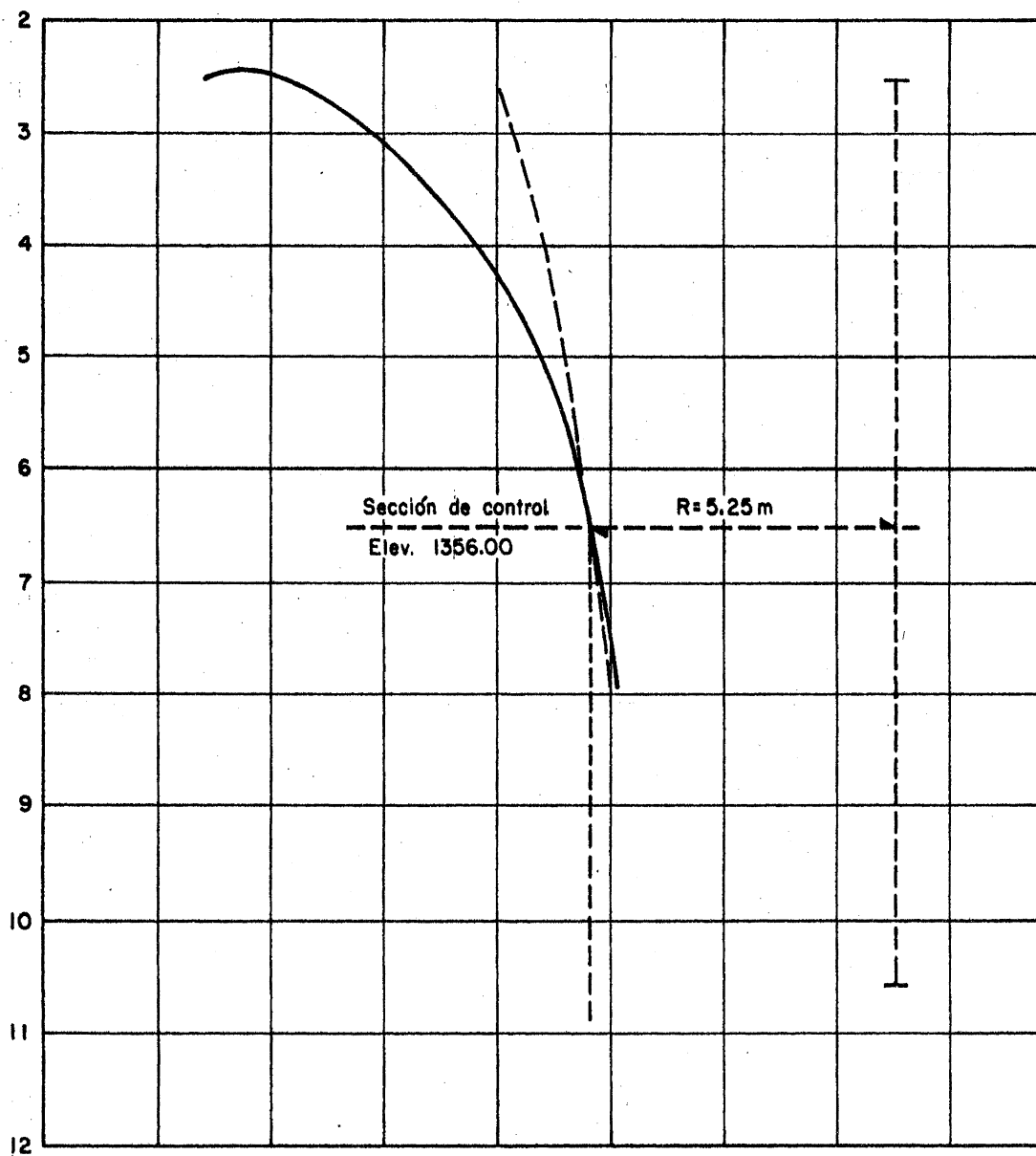


Fig. 8.64.- Ubicación de la sección de control, en el ejemplo 8.6.

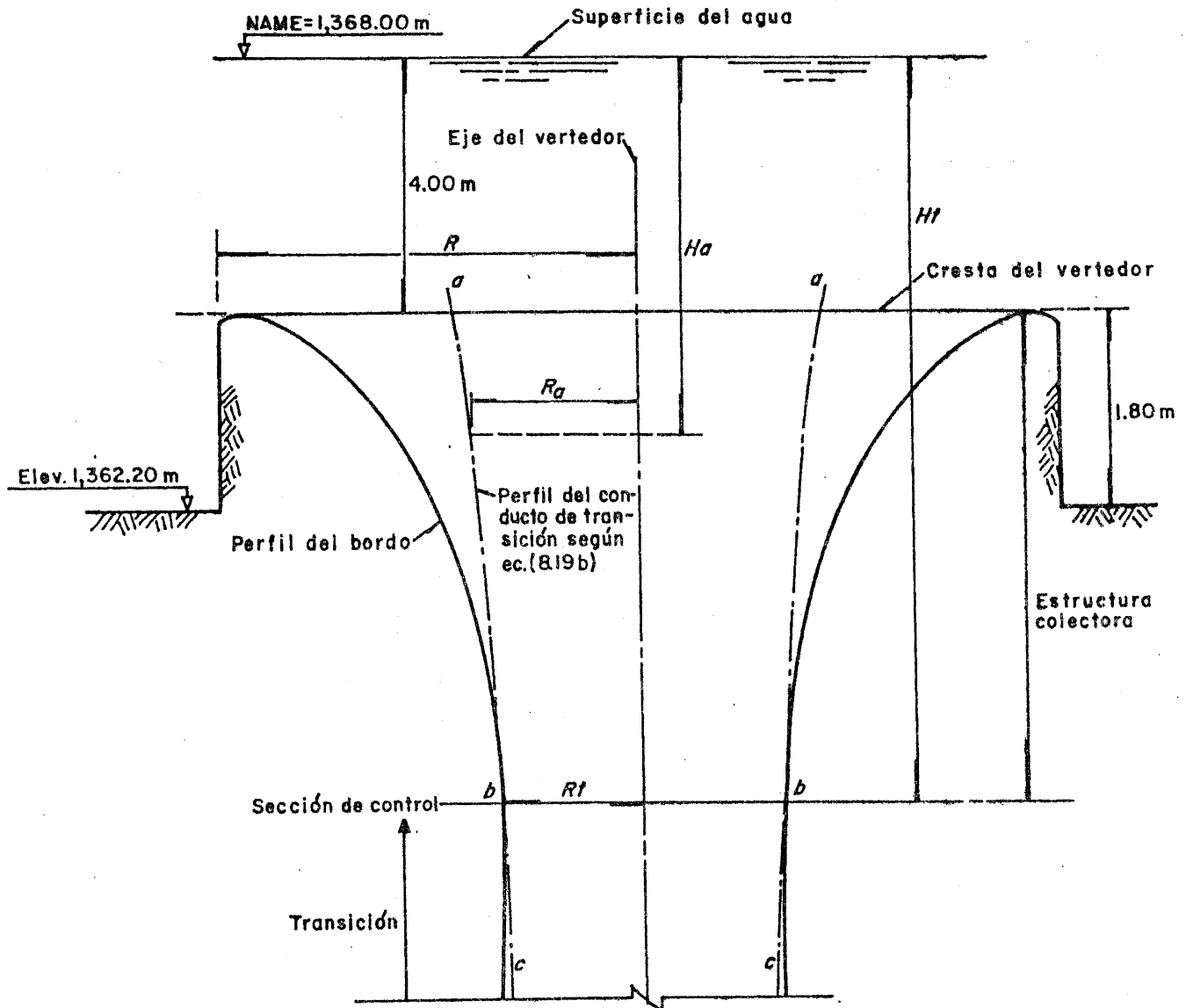


Figura 8.65. Dimensiones generales de la estructura colectora del ejemplo 8.6 .

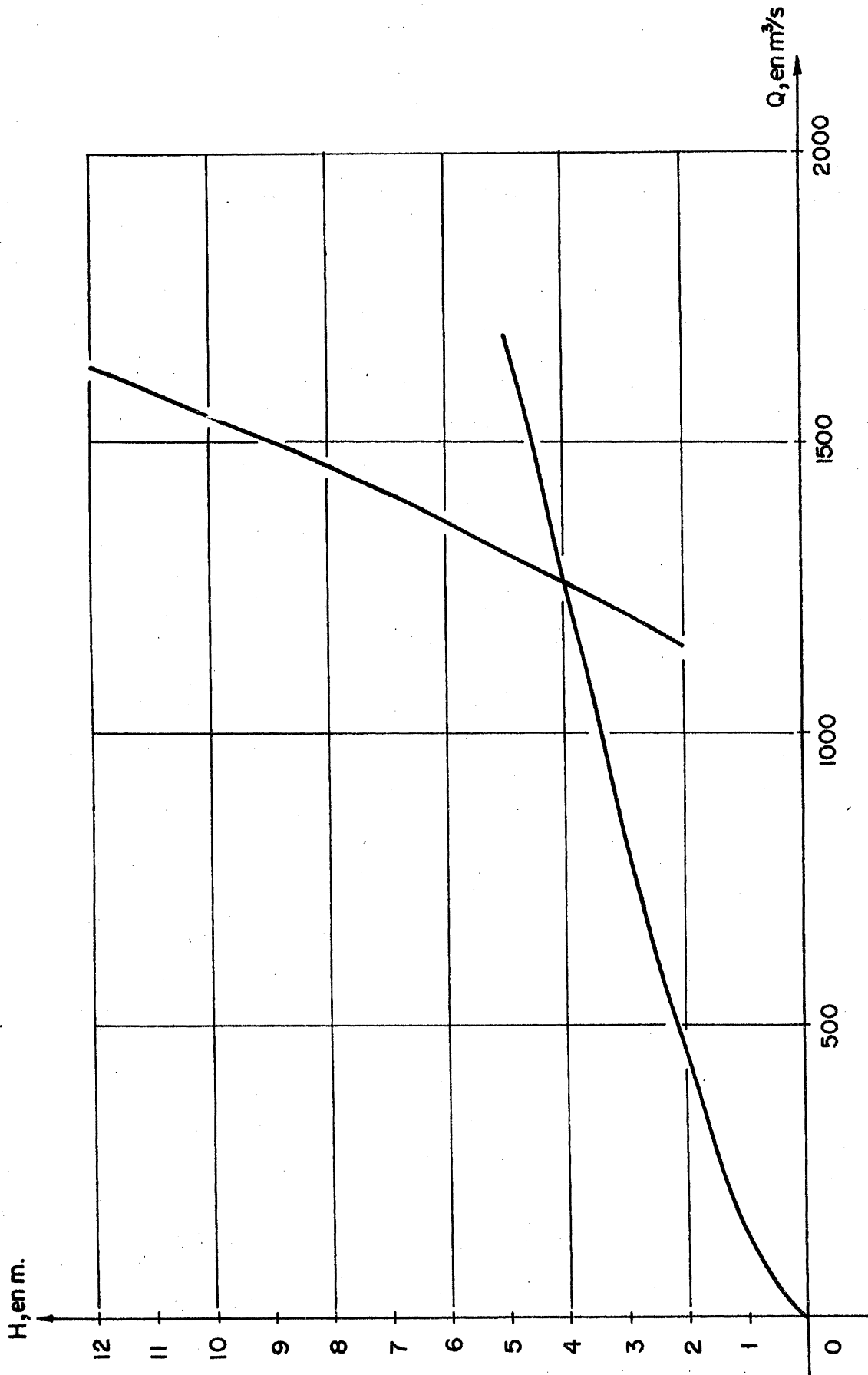


Fig. 8.66.- Curva carga-gasto del vertedor de embudo del ejemplo 8.6.

Tabla 8.14 Curva Carga-gasto del vertedor de embudo en el ejemplo 8.6

Elev. agua en m	Carga H en m	$\frac{H}{R} = \frac{H}{12}$	$\frac{C}{2.1}$ Fig. 8	C	Q ec. (a)	Q ec. (b)
1368.00	0.00	0.0	-	-	0.0	
1368.50	0.50	0.0417	0.87	1.827	48.7	
1369.00	1.00	0.0833	0.92	1.932	145.7	
1369.50	1.50	0.1250	0.94	1.974	273.4	
1370.00	2.00	0.1667	0.97	2.037	343.4	1150.5
1370.50	2.50	0.2083	0.98	2.058	613.4	1178.9
1371.00	3.00	0.25009	0.905	2.069	810.6	1206.7
1371.50	3.50	0.2917	0.990	2.079	1026.4	1233.8
1372.00	4.00	0.3333	1.00	2.100	1267.0	1260.3
1372.50	4.50	0.375	1.00	2.100	1511.5	1286.3
1373.00	5.00	0.4167	0.95	1.995	1681.7	1311.8
1374.00	6.00	0.5000	0.90	1.890	2094.35	1361.3
1375.00	7.00	0.5833	-	-		1409.1
1376.00	8.00	0.6667	-	-		1455.3
1377.00	9.00	0.7500	-	-		1500.1
1378.00	10.00	0.8333	-	-		1543.6
1379.00	11.00	0.9167	-	-		1585.9
1380.00	12.00	1.000	-	-		1627.1

8.4 Conductos de descarga

8.4.1 Aspectos generales

El conducto de descarga es uno de los elementos constitutivos de una obra de excedencias y puede serlo también de una obra de toma cuando se trata de un túnel. Permite conducir el gasto descargado por el vertedor hasta el río aguas abajo de la presa o hasta el principio de un canal de riego o de fuerza en el caso de una toma.

El conducto puede ser un canal a cielo abierto, generalmente de sección trapecial muy ancha, o un túnel a través del cuerpo de la cortina o por las laderas de la boquilla. Sus dimensiones están gobernadas fundamentalmente por consideraciones hidráulicas pero la forma de la sección transversal, su perfil longitudinal y su longitud están influenciados por factores económicos y por las características topográficas y geológicas del sitio.

El escurrimiento en el conducto es normalmente a superficie libre y a régimen supercrítico, razón por la cual casi siempre se reviste. Cuando se trata de un túnel, ocasionalmente puede operar totalmente lleno.

8.4.2 Canales a cielo abierto

El perfil del canal debe adaptarse en lo posible al terreno natural, siempre en excavación y en lo posible sobre roca de buena calidad. Deben evitarse los rellenos y tratar de disminuir las excavaciones al mínimo. El tramo inicial usualmente se escoge de pendiente pequeña, hasta casi interceptar el perfil del terreno; a partir de ese punto, sigue en forma aproximada el perfil del terreno natural mediante tramos rectos, unidos entre sí mediante curvas verticales.

La sección es normalmente de forma trapecial con el talud que permita el material de excavación. En el inicio su ancho depende de la geometría de la sección de salida del vertedor, pero después se puede disminuir según la velocidad que pueda desarrollarse de acuerdo con la pendiente de la plantilla. Dicha pendiente debe ser la necesaria para mantener régimen su percrítico en el escurrimiento.

Es común tener que diseñar contracciones en el canal, para lo cual será necesario seguir los lineamientos indicados en la subsección 6.3.3.3. Las expansiones son poco frecuentes pero puede seguirse lo indicado en la subsección 6.3.3.4 para un diseño óptimo.

Las curvas horizontales en régimen supercrítico deben evitarse y en caso necesario diseñarlas siguiendo lo que indica la sección 6.4.3. El diseño de las curvas verticales debe seguir los lineamientos indicados en la sección 6.4.4.

8.4.3 Túneles

La sección transversal puede ser circular o herradura y ocasionalmente arco de medio punto. Por razón del drenaje natural que debe tener el túnel, es conveniente que su pendiente no sea menor que 0.005. La pendiente máxima está regida por razones constructivas, de acuerdo con la más adecuada al equipo empleado en la extracción del material producto de la excavación.

En México se han utilizado pendientes hasta de 0.04. El valor de la pendiente que se elija debe estar comprendido entre los valores permisibles y en caso de necesitar pendientes mayores es mejor aumentar el diámetro.

Es necesario que el túnel opere a superficie libre y en ese caso las curvas horizontales deben eliminarse por los problemas de mal funcionamiento que se transmiten hacia aguas abajo. Las curvas verticales son casi imprescindibles en los vertedores en túnel y de embudo y su radio medio debe ser el mayor que admita el espacio disponible; en la sección 8.3.7 se indican algunas recomendaciones para su diseño en el caso de vertedores en túnel. En vertedores de embudo se han usado radios al eje de la curva vertical de dos a tres veces el diámetro del túnel, pero siempre conviene que sea el máximo posible.

En vertedores de embudo conviene diseñar el conducto de transición y el túnel de descarga de manera que no trabajen a presión para evitar el flujo sifónico. El diámetro de la lumbrera debe ser el mínimo posible, coincidiendo con el determinado para la sección de control.

A fin de mantener una buena ventilación sobre toda la superficie libre del agua en el túnel de descarga, la relación de llenado (tirante/diámetro) debe ser menor o igual que 0.8 en cualquier sección. En el caso de embudos, dicha relación se limita a 0.75 y conviene seleccionar el mismo diámetro para la lumbrera y el túnel de descarga. El del túnel puede aumentar a partir de la sección donde principia o adelante, cuando sea necesario impedir que se rebase la relación de llenado del valor 0.75 y el flujo sifónico en el mismo.

Lo anterior está condicionado por la elevación que puede tener la plantilla en el portal de salida, su longitud y por la pendiente que pueda tener el túnel. La elevación en el portal de salida está condicionada por la topografía, la geología, niveles de ahogamiento producidos por el río y por el tipo de estructura terminal que se elija. La longitud depende de la topografía y en ocasiones de la geología del sitio. También la pendiente del túnel podría calcularse para lograr flujo uniforme en el túnel con tirante normal de 0.75 D; sin embargo, los valores que resultan pueden ser mayores que los permisibles.

Cualquiera que sea el túnel de descarga, su geometría debe seleccionarse tomando en cuenta la posible utilización previa que pueda tener como parte de la obra de desvío. También debe evitarse la formación del salto hidráulico en su interior, a fin de tener una capacidad adicional en caso de rebasarse el gasto de diseño, evitar la erosión del revestimiento y la necesidad de estructuras especiales de ventilación.

8.4.4 Diseño hidráulico

Una vez seleccionada la geometría de un conducto de descarga, se prueba su bondad determinando el perfil del agua en toda su longitud mediante el método de cálculo de flujo variado más conveniente de los expuestos en el capítulo 5, recordando que en general se tratará de un flujo supercrítico. Cuando sea necesario, debe considerarse localmente la curvatura de las líneas de corriente en casos de flujo cóncavo o convexo, modificando el término de carga de presión en la ecuación de energía -como se indica en el subcapítulo 1.6- para incluir el efecto de presión dinámica.

El perfil del agua sobre la rama de transición de un vertedor en túnel se determina por la aplicación reiterada de la ecuación de energía en varias secciones entre la cresta vertedora y la de inicio del túnel. De la misma manera, se continúa con el perfil de flujo en el interior del túnel, pudiendo rebasar o no la relación de llenado recomendada de 0.8. Si se rebasa, puede aumentarse el diámetro a partir de la sección en que ocurra.

En el caso de los vertedores de embudo, se debe satis

facer la ecuación de energía entre el embalse y la sección de entrada al túnel (Fig. 8.52), como sigue

$$0.9 (z_0 - z_2) = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} \quad (8.21)$$

donde se ha considerado que la pérdida de energía desde el embalse hasta la sección 2 es el diez por ciento de la caída total, de la misma manera que se hizo para la sección de control (ec. 8.19a). La ec. (8.21) permite determinar el tirante y la velocidad en la sección 2 y con ellos la pendiente de fricción:

$$Sf_2 = (V_2 n / R_{h_2}^{2/3})^2$$

También de la ecuación de energía entre la sección 2 y la 3 de salida del túnel, se obtiene:

$$S_0 L + y_2 + \frac{V_2^2}{2g} = y_3 + \frac{V_3^2}{2g} + \frac{3}{2} h_r$$

Considerando un valor aproximado de la pérdida a través de la pendiente de fricción media $Sf = 0.5 (Sf_2 + Sf_3)$ y tomando en cuenta la ec. (8.21) se obtiene que

$$z_0 - z_2 = \frac{1}{0.9} \left[y_3 + \frac{V_3^2}{2g} + (Sf - S_0) L \right]$$

o también

$$z_1 - z_2 = \frac{1}{0.9} \left[y_3 + \frac{V_3^2}{2g} + (Sf - S_0) L \right] - (z_0 - z_1) \quad (8.22)$$

Si se acepta que en el límite $y_3 = 0.75 D$, mediante la ec. (8.22) se puede calcular el mínimo desnivel que debe haber entre la sección de control y la plantilla a la entrada del túnel. Dicho desnivel depende de la ubicación de la sección de control, del diámetro, pendiente y longitud del túnel y de las pérdidas que se produzcan desde la entrada del embudo hasta la salida del túnel.

Dicho desnivel debe ser menor que el disponible y dentro de éste debe poderse alojar la o las curvas verticales y si existe, el tramo de lumbrera inclinada.

En caso contrario debe bajar la elevación de la salida, aumentar diámetro, reducir pendiente, longitud o ambos.

El cálculo del perfil de flujo en el túnel de un embudo debe realizarse para la geometría definitiva y será éste el modo preciso de obtener la pérdida de energía en el mismo.

8.4.5 Inclusión de aire

Cuando la velocidad del agua en una conducción es de 6 m/s o más (Ref. 2), se empieza a producir arrastre de aire al interior del escurrimiento a través de la superficie libre, disminuyendo la densidad de la mezcla. El emulsionamiento aumenta gradualmente con la velocidad del flujo y el volumen de la mezcla crece aumentando el tirante en la misma proporción. Con ello, se puede reducir fuertemente el bordo libre previsto para la magnitud original del tirante.

El fenómeno ha sido objeto de estudios sistemáticos, tanto analíticos como experimentales. Las leyes hidrodinámicas clásicas consideran los conceptos básicos de incompresibilidad y homogeneidad del fluido y han ofrecido obstáculos para el tratamiento teórico del movimiento de la mezcla aire-agua. La experimentación en cambio se ha encontrado con la dificultad de que el modelo reducido es incapaz de reproducir el fenómeno.

Existen diversas teorías que tratan de explicar la inclusión de aire en el escurrimiento, aunque ninguna ha sido plenamente satisfactoria.

En términos generales puede decirse que la masa líquida emulsionada se puede subdividir en dos regiones con densidades distintas.

- a) Una región superior formada de gotas finamente pulverizadas que se proyectan hasta la superficie libre, recorriendo trayectorias largas y que arrastran aire en su camino de regreso al agua.
- b) Una región inferior prácticamente emulsionada, que presenta una gran dispersión de bolsas de aire, cuya concentración, cantidad y distribución constituyen

yen parámetros de difícil cuantificación.

Algunos estudios se basan en el establecimiento de parámetros críticos de arrastre de aire y explican el mecanismo del fenómeno con base en la teoría estadística de la turbulencia. En algunos casos se ha llegado a establecer fórmulas que conducen a una apreciación cuantitativa del arrastre, pero que escapan a una sistematización y cuantificación rigurosa.

Por tanto el fenómeno de aireación de la lámina vertiente continúa desafiando el establecimiento general de un criterio práctico y preciso, que a la luz de observaciones y experiencias, permita tomar en cuenta sus efectos en el diseño de conducciones a régimen subcrítico. Considerando una densidad constante de la mezcla, bajo la suposición de distribución uniforme del aire en la sección transversal, para fines de proyecto se puede aplicar la fórmula de Douma (vea ejemplo 1.4) en la determinación aproximada (errores de + 10%) del porcentaje de aire incluido por volumen de agua.

$$U = 10 \sqrt{\frac{0.2 V^2}{g R_h} - 1} \quad (8.23)$$

donde

- g aceleración de la gravedad, en m/s^2
- U porcentaje de aire incluido en volumen
- V velocidad del escurrimiento, en m/s
- R_h radio hidráulico, en m

El tirante en la sección transversal crece el mismo porcentaje en que crece el volumen, esto es

$$y' = \left(1 + \frac{U}{100}\right) y \quad (8.24)$$

donde

- y' tirante real con aire incluido, en m
- y tirante calculado sin aire incluido, en m

El peso específico de la mezcla también será

$$\gamma_m = \frac{\gamma}{(1 + U/100)} \quad (8.25)$$

donde γ es el peso específico del agua.

Conocido el porcentaje de aire incluido en cada sección transversal mediante la ec. (8.23), el tirante y calculado por los métodos normales de la Hidráulica se incrementa en la proporción dada por la ec. (8.24).

8.4.6 Bordo libre en el canal de descarga

El bordo libre en un canal de descarga a régimen super crítico se calcula con la ecuación experimental (2.53) del U.S. Bureau of Reclamation

$$B.L. = 0.61 + 0.0372 V \sqrt{y} \quad (2.53)$$

donde

y tirante en m y V la velocidad del agua en m/s, obteniendo el bordo libre en m.

No existe aclaración precisa respecto a la aplicación de la fórmula en canales donde exista inclusión de aire, sin embargo en caso de extrapolar su uso a dichos canales, y correspondería al tirante real con aire incluido, pero también V debiera corresponder al área resultante con dicho tirante.

Otros autores recomiendan proporcionar un bordo libre constante de 1.00 m por encima del obtenido para el tirante de agua emulsionado.

Ejemplo 8.7. La Fig. 8.67 presenta, en planta y elevación, la geometría del canal de descarga del vertedor de cresta controlada, tratado en el ejemplo 8.3. El primer tramo del canal es de 145 m de longitud, 23 m de ancho de plantilla y 0.22 de pendiente. El segundo tramo es de 87.50 m de longitud, 23 m de ancho de plantilla, pero 0.121 de pendiente y después se inicia una cubeta deflectora. a) Determinar el perfil del agua sin considerar arrastre de aire. b) En el perfil anterior incluir arrastre de aire y bordo libre.

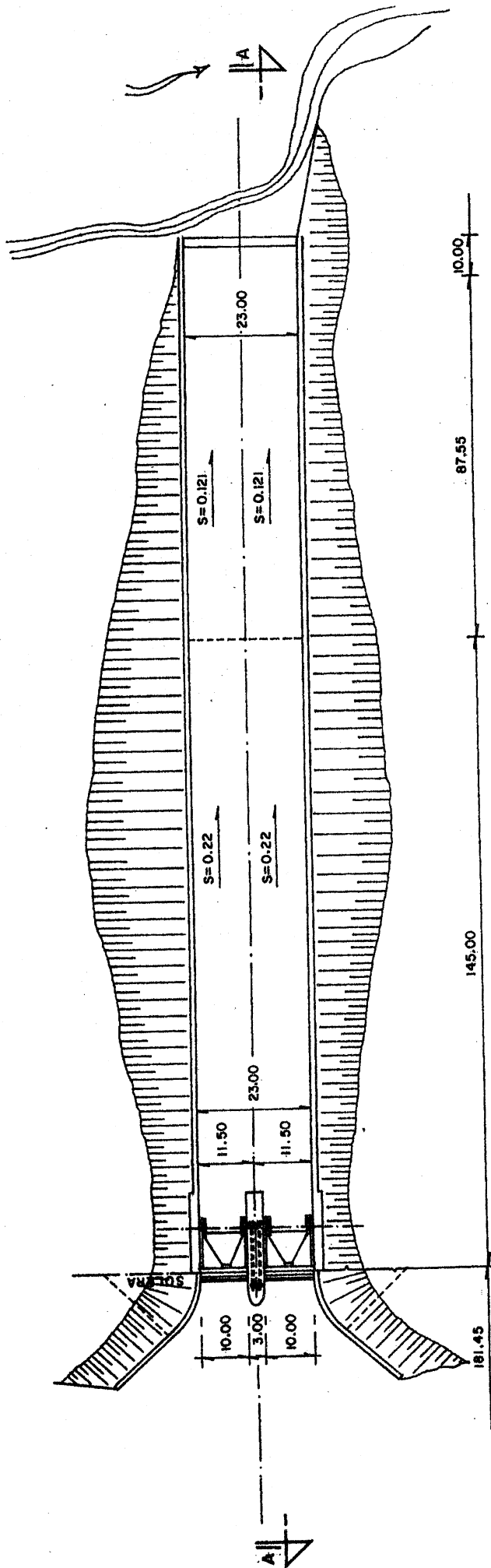


Figura 8.67a. Planta del vertedor del ejemplo 8.7.

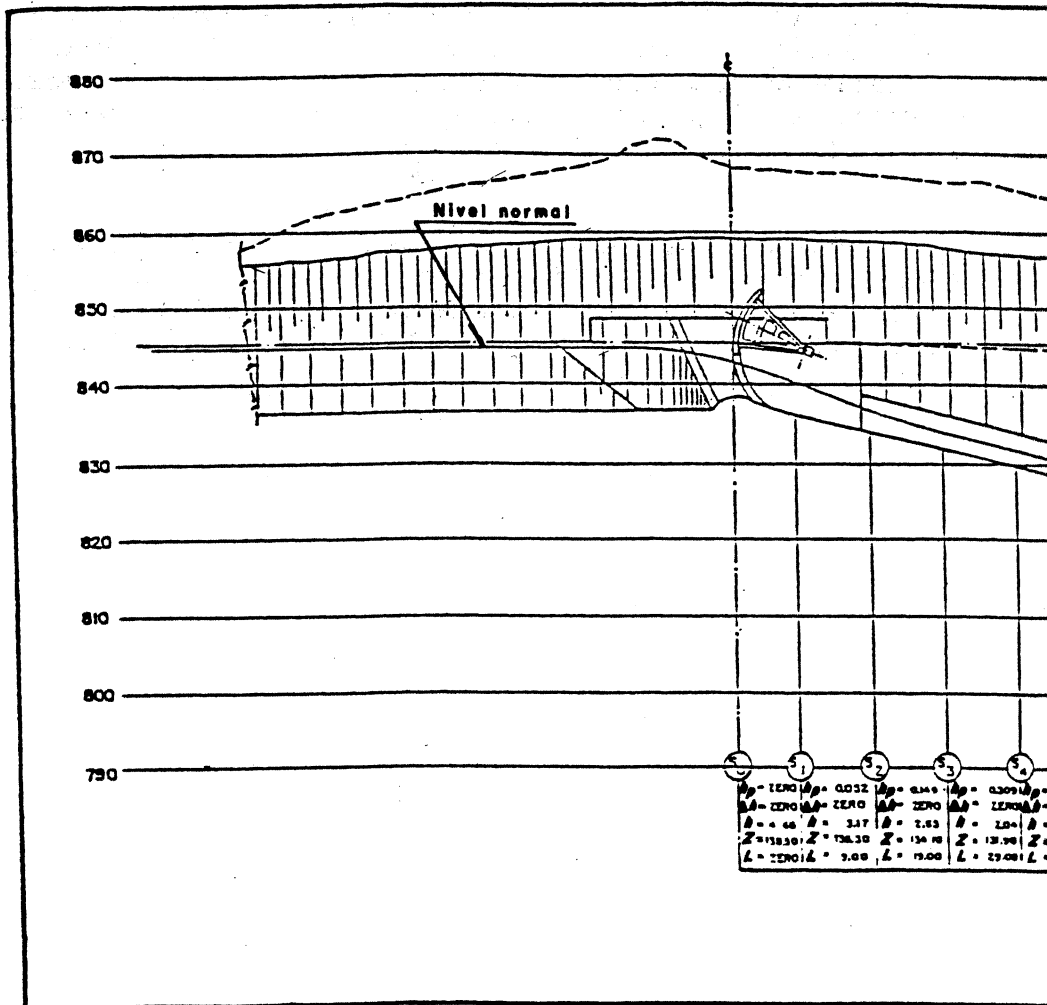


Figura 8.67b. Cort



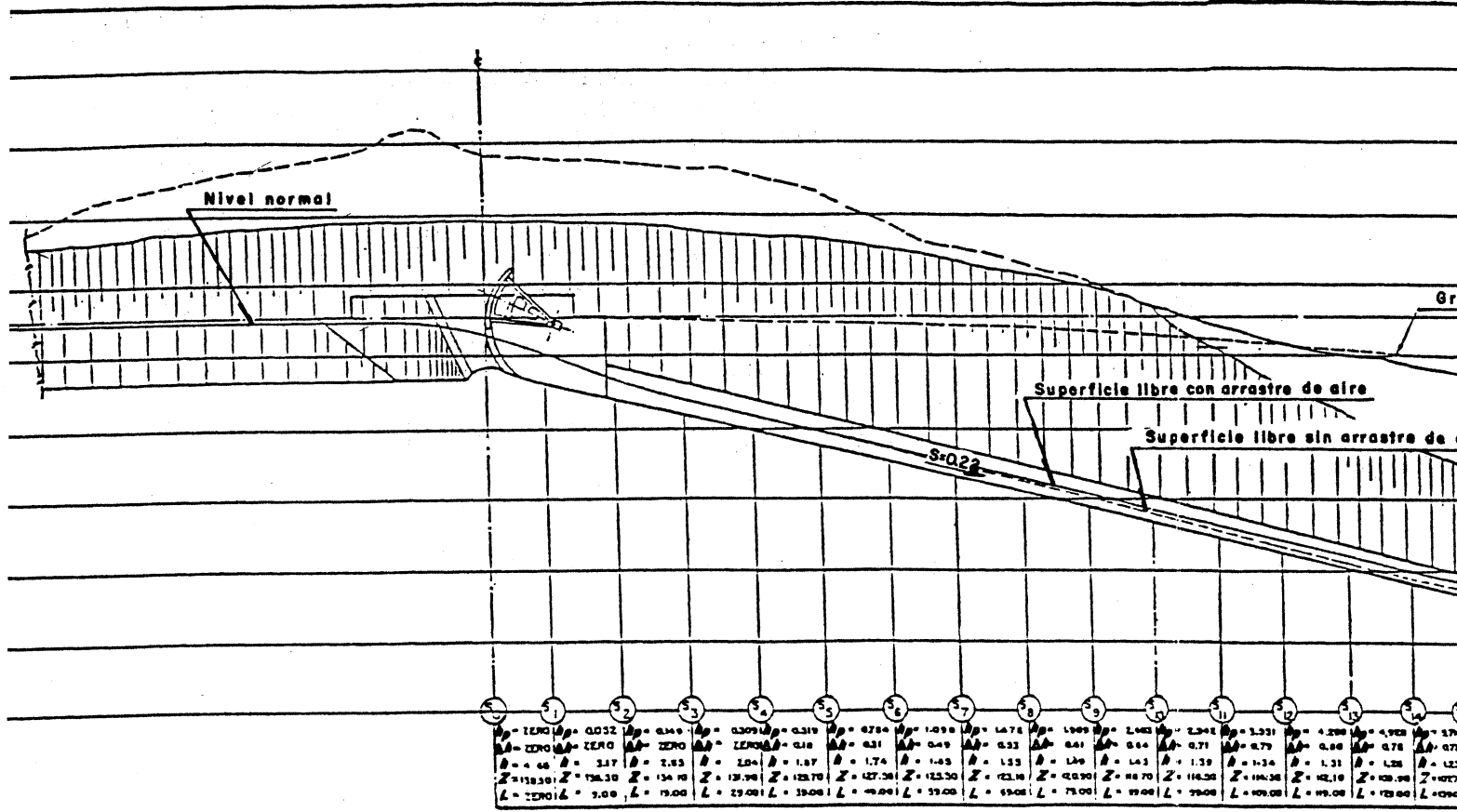
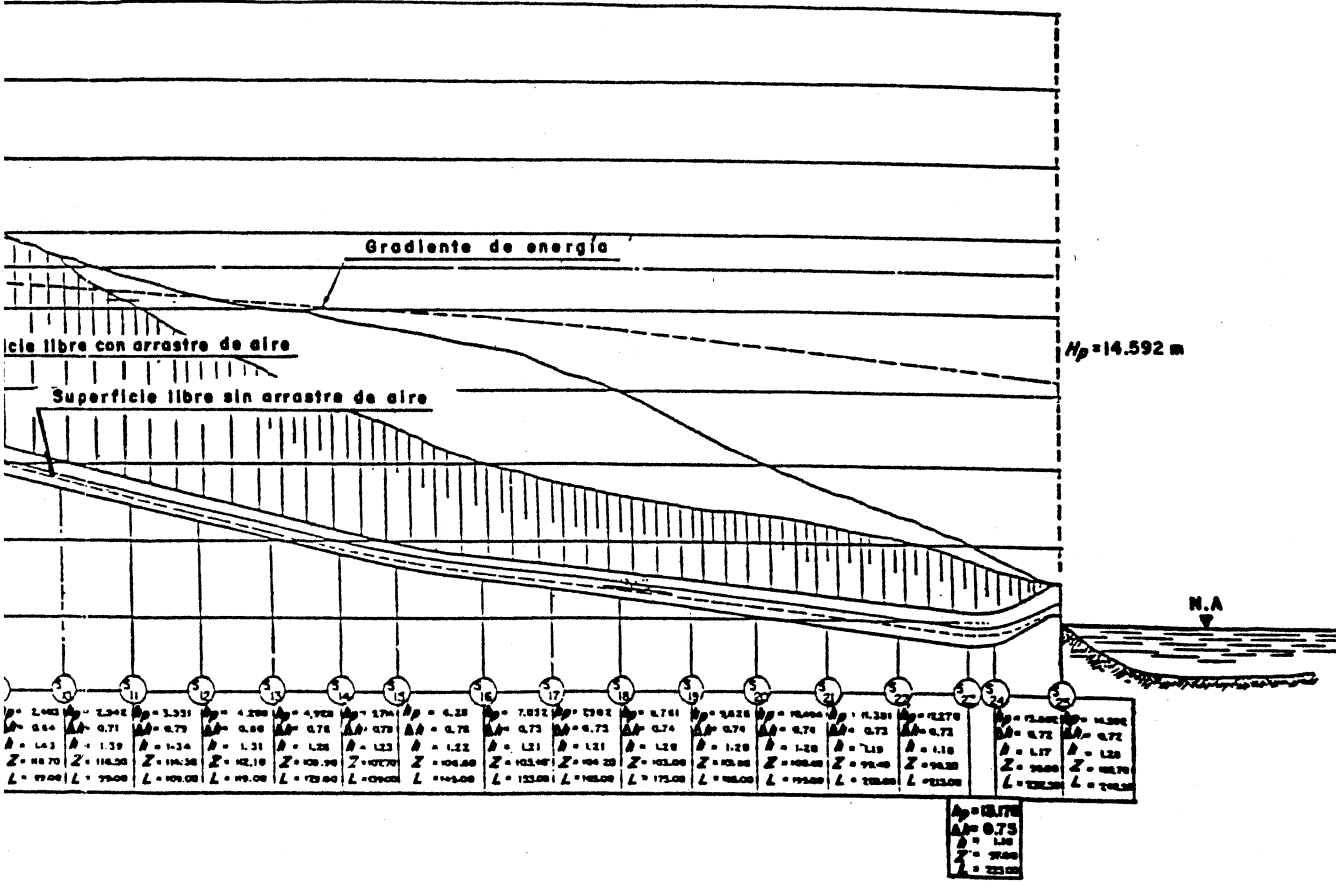


Figura 8.67b. Corte longitudinal del vertedor del ejemplo

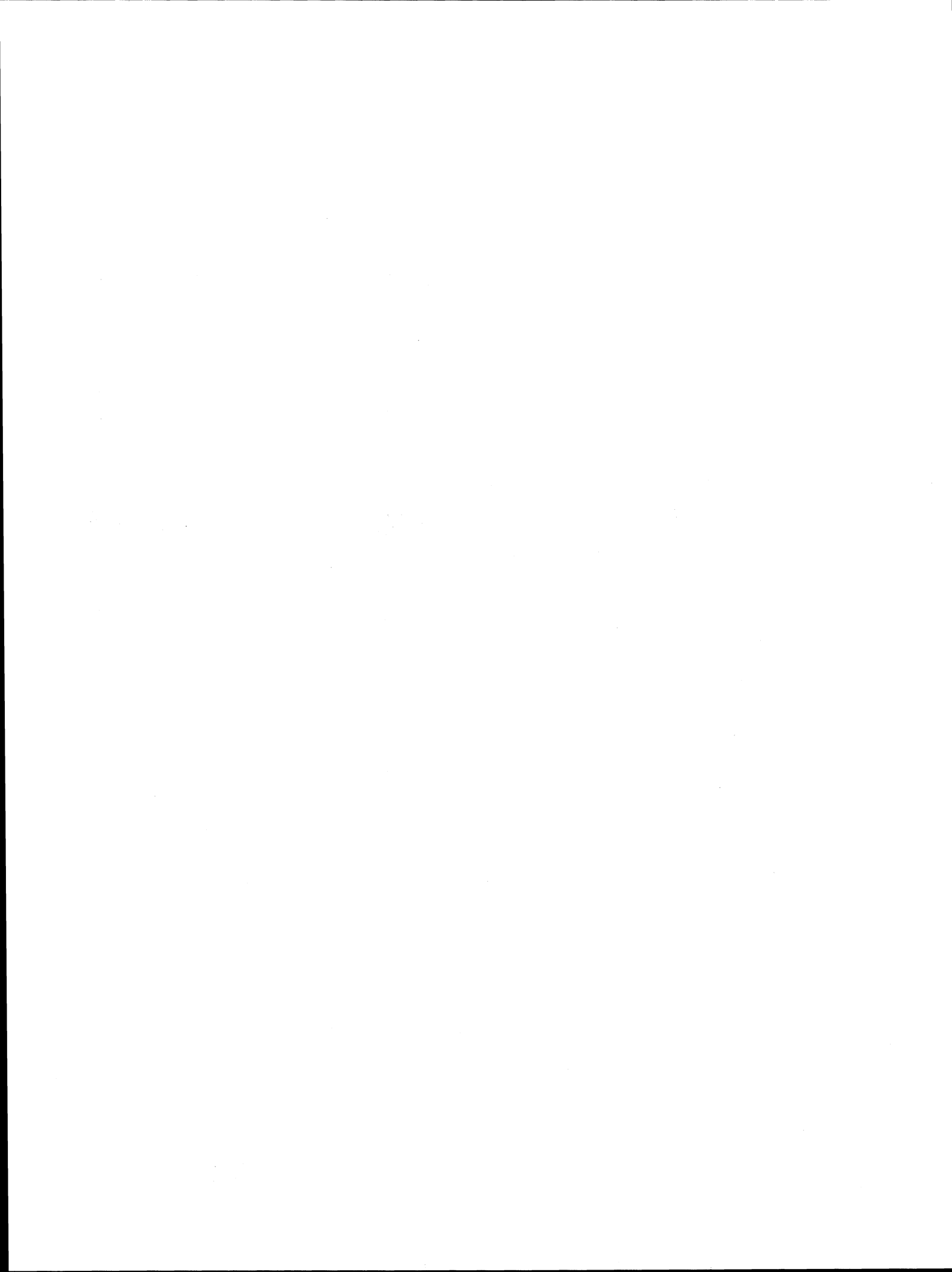




al vertedor del ejemplo 8.7.

Solución. El perfil del flujo en el canal de descarga se calculó para el nivel máximo del agua en el embalse: Elev 145.50 m. Se utilizó el método estandar de incrementos finitos en la solución de un perfil gradualmente variado en flujo supercrítico que se inicia en la cresta del cimacio y continúa en su dirección del flujo.

En la tabla 8.15 se presenta la secuela convencional del cálculo con las aclaraciones del caso. En la figura 8.67 b se muestra el perfil del flujo calculado sin considerar el efecto de arrastre de aire y se ha agregado el libre bordo necesario. Se deja al lector el cálculo del efecto de arrastre de aire.



No. de orden sección	Ancho b (m)	Gasto unitario q [m ³ /s/m]	Distancias acumuladas Δ (m)	Cotas		Perímetro mojado P (m)	Área A (m ²)	Radio hidráulico R_h (m)	$\frac{Q}{A R_h^{4/3}}$ [m ³ /s/m ^{3/2}]
				Δ (m)	Z (m)				
S ₀	20,00	35,80	00,00	0,00	138,50	29,32	93,20	3,18	
S ₁	"	"	9,00	- 2,20	136,30	26,34	63,40	2,40	
S ₂	"	"	18,00	- 2,20	134,10	25,30	53,04	2,10	
(I) S ₃	23,00	31,13	29,00	- 2,20	131,90	27,08	46,97	1,73	
S ₄	"	"	39,00	- 2,20	129,70	26,75	43,11	1,61	
S ₅	"	"	49,00		127,50	26,47	39,69	1,51	
S ₆	"	"	59,00		125,30	26,29	37,85	1,44	
S ₇	"	"	69,00		123,10	26,11	35,75	1,37	
S ₈	"	"	79,00		120,90	25,99	34,35	1,32	
S ₉	"	"	89,00		118,70	26,01	32,95	1,26	
S ₁₀	"	"	99,00		116,50	25,77	31,90	1,24	
S ₁₁	"	"	109,00		114,30	25,68	30,84	1,20	
S ₁₂	"	"	119,00		112,10	25,62	30,14	1,18	
S ₁₃	"	"	129,00		109,90	25,53	29,09	1,14	
(II) S ₁₄	"	"	139,00	- 2,20	107,70	25,47	28,39	1,12	
S ₁₅	"	"	145,00	- 1,10	106,60	25,44	28,04	1,10	
S ₁₆	"	"	155,00	- 1,20	105,40	25,43	27,90	1,097	
S ₁₇	"	"	165,00	- 1,20	104,20	25,41	27,76	1,09	
S ₁₈	"	"	175,00	- 1,20	103,00	25,408	27,68	1,088	
S ₁₉	"	"	185,00		101,80	25,40	27,62	1,087	
S ₂₀	"	"	195,00		100,60	25,395	27,55	1,087	
S ₂₁	"	"	205,00		99,40	25,38	27,41	1,079	
S ₂₂	"	"	215,00		98,20	25,37	27,27	1,077	
S ₂₃	"	"	225,00	- 1,20	97,00	25,365	27,20	1,072	
S ₂₄	"	"	232,00	- 1,00	96,00	25,35	27,06	1,067	
S ₂₅	"	"	242,00	+ 4,70	100,70	25,56	29,44	1,115	

(I) - Nota: Cambio en el ancho, de 20 m pasa a 23 m

(II) - Nota: Cambio de pendiente

(III) - Nota: Para simplificar, la cota de pie de canal $Z_p = 138,500$ m - cota real 138,500 m

Nota: $Q = 716,00$ m³/s

Tabla 8.15. Cálculo del perfil



3	4	5A 5 5B		6	7	8	9	10	11	12	13
		Δ (m)	Δ (m)								
Unitario [1/s m]	Distancias acumuladas Δ (m)	Cotas		Perímetro mojado P (m)	Area A (m ²)	Radio hidráulico R _h (m)	2/3 R _h ^{2/3} [(m) ^{2/3}]	Tirante V (m)	Velocidad V (m/s)	V ² [(m/s) ²]	Energía cinética V ² /2g (m)
3.80	00.00	0.00	138.50	29.32	93.20	3.18	2.164	4.66	7.68	58.98	3.00
"	9.00	- 2.20	136.30	26.34	63.40	2.40	1.79	3.17	11.29	127.46	6.50
"	19.00	- 2.20	134.10	25.30	53.04	2.10	1.64	2.65	13.49	181.98	9.27
4.13	29.00	- 2.20	131.90	27.08	46.97	1.73	1.41	2.04	15.23	232.04	11.82
"	39.00	- 2.20	129.70	26.75	43.11	1.61	1.374	1.87	16.60	279.38	14.04
"	49.00		127.50	26.47	39.69	1.51	1.316	1.74	17.90	320.40	16.31
"	59.00		125.30	26.29	37.85	1.44	1.275	1.65	18.90	357.20	18.20
"	69.00		123.10	26.11	35.75	1.37	1.234	1.55	20.20	400.00	20.11
"	79.00		120.90	25.99	34.35	1.32	1.204	1.49	20.83	432.60	22.11
"	89.00		118.70	26.01	32.95	1.26	1.167	1.43	21.71	470.90	24.03
"	99.00		116.50	25.77	31.90	1.24	1.144	1.39	22.43	501.70	25.63
"	109.00		114.30	25.68	30.84	1.20	1.129	1.34	23.19	533.60	27.41
"	119.00		112.10	25.62	30.14	1.18	1.117	1.31	23.79	561.70	28.70
"	129.00		109.90	25.53	29.09	1.14	1.091	1.26	24.50	605.20	30.81
"	139.00	- 2.20	107.70	25.47	28.39	1.12	1.078	1.23	25.20	635.00	32.37
"	145.00	- 1.10	106.60	25.44	28.04	1.10	1.0655	1.22	25.51	650.20	33.17
"	155.00	- 1.20	105.40	25.43	27.90	1.097	1.0636	1.21	25.64	663.40	33.50
"	165.00	- 1.20	104.20	25.41	27.76	1.09	1.0598	1.21	25.77	660.50	33.90
"	175.00	- 1.20	103.00	25.408	27.68	1.088	1.058	1.20	25.80	663.60	34.00
"	185.00		101.80	25.40	27.62	1.085	1.056	1.20	25.90	670.80	34.20
"	195.00		100.60	25.395	27.55	1.082	1.054	1.20	25.96	674.00	34.37
"	205.00		99.40	25.38	27.41	1.079	1.052	1.19	26.10	681.20	34.73
"	215.00		98.20	25.37	27.27	1.075	1.049	1.18	26.20	686.40	35.08
"	225.00	- 1.20	97.00	25.365	27.20	1.072	1.047	1.18	26.30	691.70	35.26
"	232.00	- 1.00	96.00	25.35	27.06	1.067	1.0442	1.17	26.40	697.00	35.60
"	242.00	+ 4.70	100.70	25.56	29.44	1.115	1.0973	1.26	24.50	590.50	30.10

(I) - Nota: Cambio en el ancho, de 20m pasa a 25 m

(II) - Nota: Cambio de pendiente

(III) - Nota: Para simplificar, la cota de plantilla se consideró Z_p = 158.500 m. - cota real: 838.500 m.

Nota: Q = 716.00 m³/s

Secuencia de cálculo

Col. (1)(2)(3)(4) y (5)

Col. (6)(7)(8) y (9)

Col. (10)

Col. (11)(12)(13)

Col. (14)

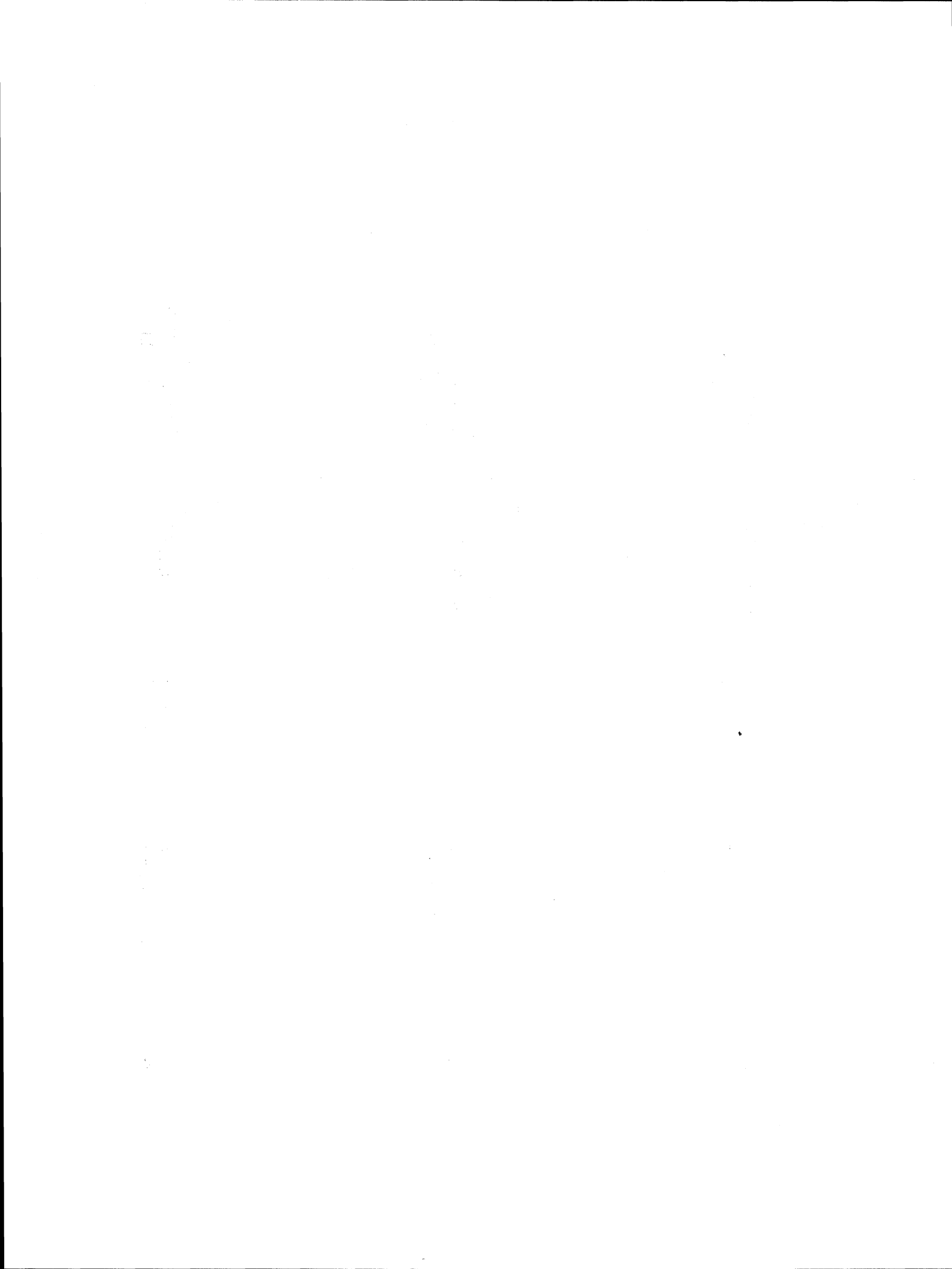
Col. (16)

Col. (15)

Col. (17)(18) y (19)

Col. (20)

Tabla 8.15. Cálculo del perfil de flujo en el canal del vertedor



ad	(12)	(13)	(14)	(15)		(17)	(18)	(19)	(20)	
	V^2 [m/s ²]	Energía cinética $\frac{V^2}{2g}$ (m)	Energía específica $E = H + \frac{V^2}{2g}$ (m)	$E = H_1 + \frac{V_1^2}{2g}$ (m)	Altura de energía $H_2 = Z_2 + \frac{V_2^2}{2g}$ (m)	$[R^2 P^2 / C^2 M^{-3} S^2]$ [m ² /s]	$[L^2 P^4 / S^4]$ [m ⁴ /s]	$J = \frac{\Delta H}{\Delta L}$ (m)	$\frac{\Delta H}{L}$ (m)	$\frac{\Delta H}{L} = \frac{\Delta H_p}{L}$ (m)
	58.98	3.00	7.66	—	146.16	—	—	0.000	0.00	—
	127.46	6.50	9.67	9.84	146.16	149.16	22.248.700	0.0057	0.052	0.052
	181.98	9.27	11.92	11.99	146.10	136.66	18.673.95	0.0097	0.097	0.148
	232.04	11.82	13.87	14.11	145.99	117.49	13.803.90	0.0168	0.160	0.309
	278.36	14.04	15.91	16.15	145.84	114.16	13.033.00	0.0210	0.210	0.559
	320.40	16.31	18.08	18.11	145.63	109.67	12.027.51	0.0265	0.265	0.794
	367.20	18.20	19.85	20.06	145.36	106.245	11.288.00	0.0314	0.314	1.098
	400.00	20.11	21.96	21.97	145.05	102.829	10.573.80	0.0378	0.378	1.476
	432.60	22.11	23.60	23.79	144.67	100.329	10.063.90	0.0433	0.433	1.909
	470.90	24.03	26.07	25.55	144.14	97.246	9.456.78	0.0494	0.494	2.403
	501.70	25.63	27.03	27.25	143.74	96.163	9.247.32	0.0539	0.539	2.942
	533.60	27.41	28.78	28.91	143.20	94.08	8.851.04	0.0609	0.609	3.531
	561.70	28.70	30.01	30.48	142.89	93.079	8.663.70	0.0648	0.649	4.200
	605.20	30.81	32.08	32.04	141.94	90.913	8.263.17	0.0728	0.728	4.926
	635.00	32.37	33.60	33.53	141.219	89.829	8.069.25	0.0786	0.786	5.714
	650.20	33.17	34.40	34.16	140.74	88.729	7.883.31	0.0829	0.497	6.211
	685.40	33.90	34.72	34.64	139.81	88.629	7.853.10	0.0841	0.841	7.052
	680.50	33.90	35.17	34.89	139.07	88.313	7.799.18	0.0850	0.850	7.902
	685.80	34.00	35.22	35.20	138.25	88.163	7.772.71	0.0859	0.859	8.781
	670.80	34.20	35.39	35.59	137.39	87.996	7.743.30	0.0865	0.865	9.628
	674.00	34.37	35.57	35.79	136.529	87.829	7.713.93	0.0868	0.868	10.494
	681.20	34.73	36.92	36.24	136.638	87.663	7.684.28	0.0887	0.887	11.381
	686.40	35.08	36.27	36.54	134.749	87.413	7.641.03	0.0889	0.889	12.270
	691.70	35.26	36.45	36.52	133.849	87.246	7.611.86	0.0908	0.908	13.178
	697.00	35.60	36.80	37.13	133.180	87.013	7.571.28	0.0939	0.904	13.982
	590.50	30.10	31.39	31.52	132.22	91.454	8.363.83	0.0710	0.710	14.332

Secuencia de cálculo

- Cols. (1)(2)(3)(4) y (5) = Del propio proyecto
- Col. (6)(7)(8) y (9) = Calculadas para h_0 y J_0 conocido para las demás, según cálculo de J
- Col. (10) = De gráficos "energía específica" tirante (ver figs.)
- Cols. (11)(12)(13) = Calculada: (3)/(10) para S_0 . Para las demás lo mismo, al determinar J
- Col. (14) = Cols. (13) + (14). El resultado debe chequear con la (15), dentro de cierta tolerancia
- Col. (16) = Cols. (5B) + (10) + (13) en $S_1: H_1 - h_{p1}$; en $S_2: H_2 - h_{p2}$ etc.
- Col. (15) = Cols. (16) - (5B) = $E = h + \frac{V^2}{2g}$
- Cols. (17)(18) y (19) = Calculadas de la fórmula de Manning con $K = \frac{1}{n} = 80$
- Col. (20) = Col. (19) X $L = \Delta h_{p1}$

canal del vertedor del ejemplo 8.7



8.4.7 Detección de cavitación

La gran velocidad que se desarrolla en vertedores de alta caída puede ocasionar la erosión de sus paredes por efecto de cavitación. Esta aparece al formarse una cavidad que contiene vapor como resultado del decaimiento de la presión por debajo de la de vaporización del líquido, lo que se ve propiciado por irregularidades en el acabado de las paredes del vertedor o por rugosidad exagerada de la misma. Una vez que el daño ocurre, generalmente es progresivo; en algunos casos es factible de repararlo con poco costo, pero en otros, la solución es complicada y costosa.

El parámetro empleado para detectar la cavitación es el número de cavitación o de Thoma expuesto en el capítulo 5 del volumen 1 (ecs. 5.22)

$$\sigma = \frac{h_p - h_v}{v^2/2g} \quad (8.26)$$

donde

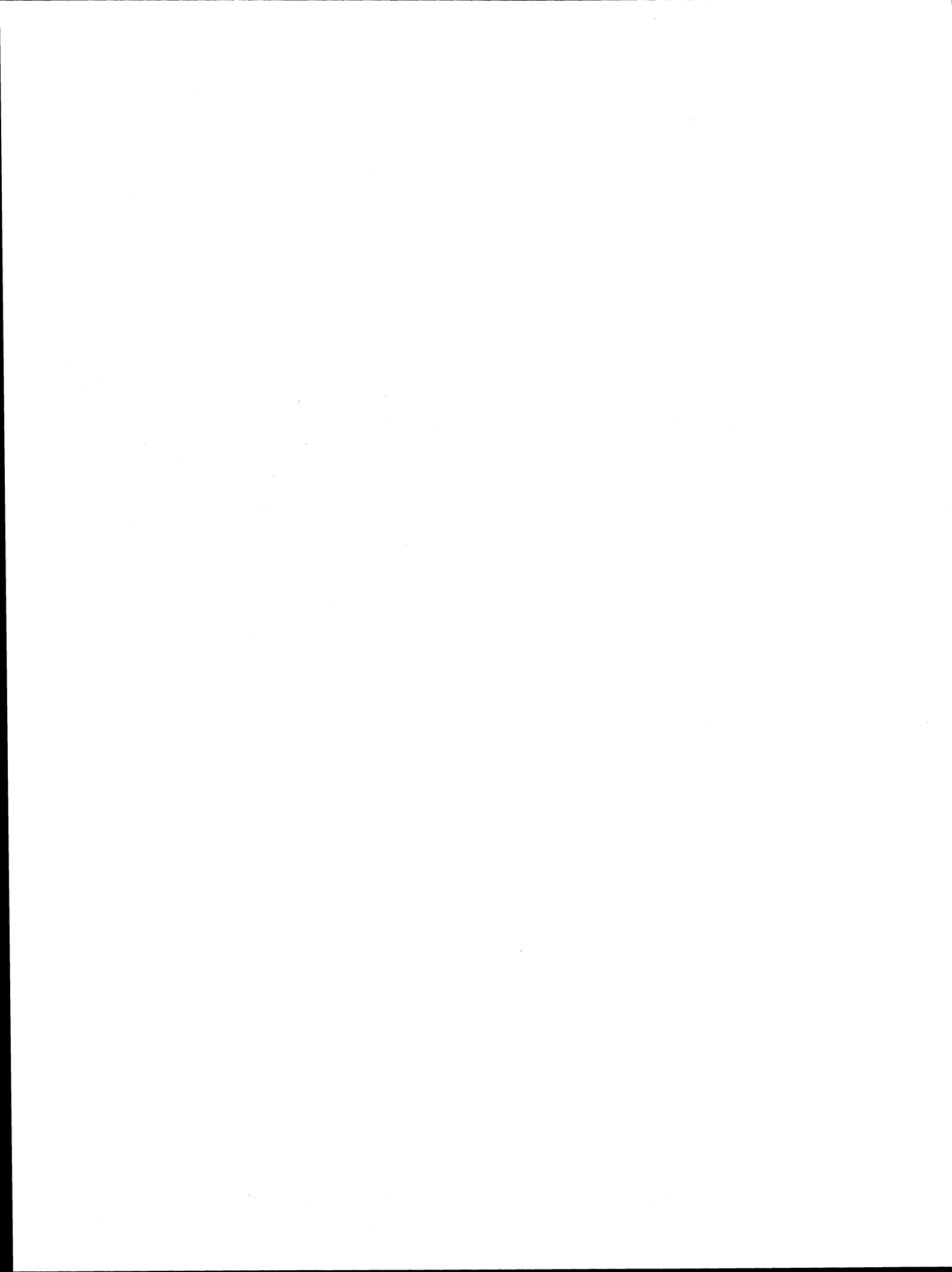
- σ número de Thoma o de cavitación, adimensional
- h_p carga de presión en el punto de interés, en m
- h_v carga de presión de vaporización del agua, en m
- $\frac{v^2}{2g}$ carga de velocidad local en la zona de interés, en m.

G. Echavez (Ref. 81) determinó la manera de cuantificar el número de cavitación local en un punto sobre la superficie de la pared donde se sospecha la posibilidad de cavitación. Al comparar este número con el de cavitación incipiente de un obstáculo o rugosidad de geometría similar, se detecta la posibilidad de ocurrencia del fenómeno.

Para conocer el número de cavitación local se introducen diferentes conceptos en la cuantificación de las variables que intervienen en los cálculos y que se exponen enseguida.

a) Carga de presión h_p

En un punto sobre la pared de la obra, será la proyección vertical h_{p1} del tirante del escurrimiento



medido en dirección perpendicular a la pared de la conducción (Fig. 8.68). En caso de que el punto se ubique en una curva vertical, se debe efectuar la corrección correspondiente por efecto de la acción centrífuga (subcapítulo 1.6). De esta manera resulta que

$$h_p = h_{p_t} \pm \frac{d}{g} \frac{V^2}{R}$$

donde

R radio de curvatura de la línea de corriente en el punto considerado (prácticamente igual a la de la pared), en m

V velocidad media del escurrimiento en la sección transversal que contiene al punto considerado, en m/s

El signo positivo se utiliza si la curvatura de la línea de corriente es cóncava y el signo negativo si es convexa.

b) Carga de presión de vaporización h_v

Esta carga depende del grado de pureza del agua y su temperatura; puede obtenerse de la presión absoluta de vaporización dada por la Fig. 1.12 del volumen 1, como sigue:

$$h_v = 10 - \frac{p_{ab}}{1000}$$

o bien obtenerlo directamente de la Fig. 8.68 para mayor detalle.

c) Velocidad local

Cuando se trata únicamente de cavitación por rugosidad de la pared, se tiene que

$$v_k = \frac{1.68 \sqrt{2gh}}{0.33 + \log_{10} \left(\frac{x}{k} \right)} \quad (8.27)$$

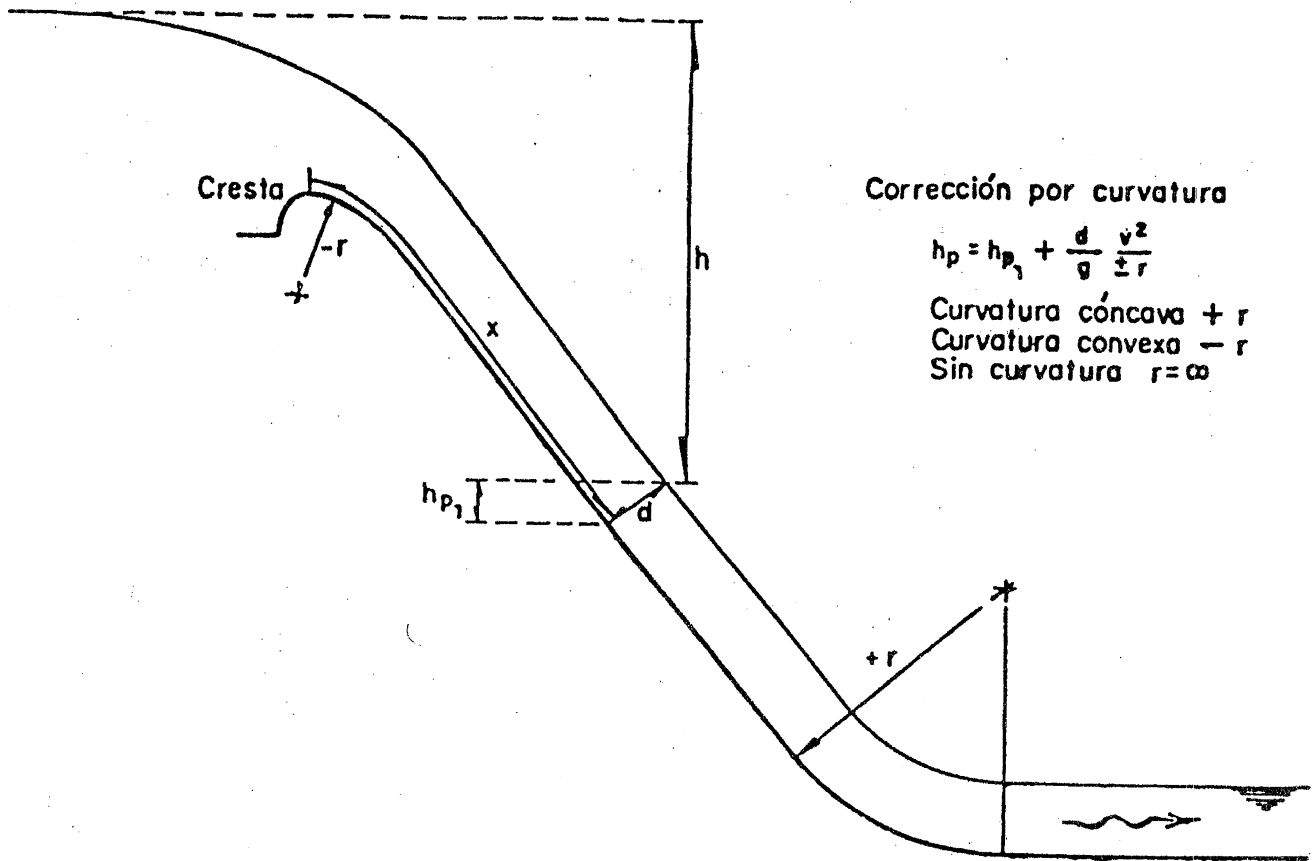


Fig. 8.67.- Esquema para mostrar la medición de h_1 , x y h_p

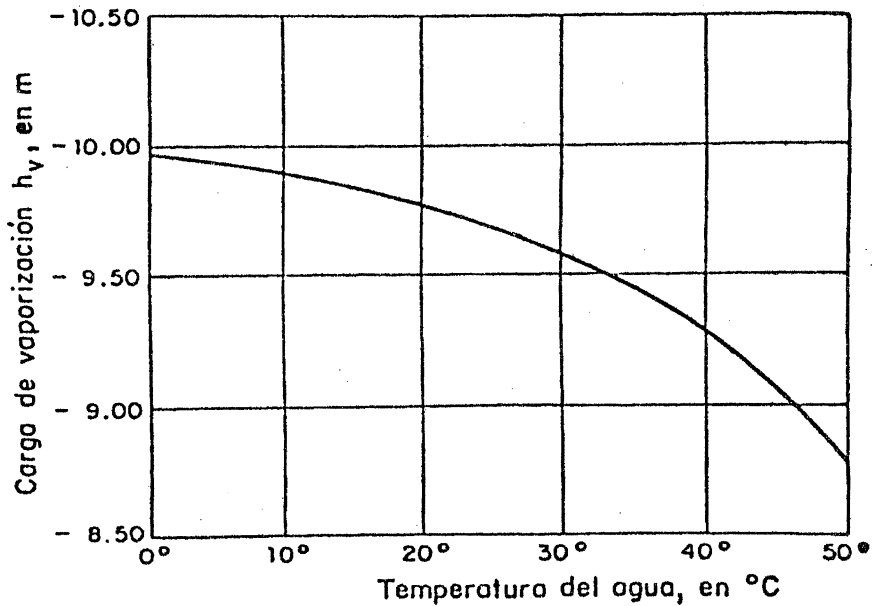


Fig. 8.68.- Variación de la carga de presión de vaporización del agua h_v con su temperatura.

donde

- v_k velocidad local, en m/s
- h diferencia entre el nivel del agua en el embalse y el nivel de la superficie libre del escurrimiento para la sección perpendicular a la pared, según Fig. 8.68, en m.
- k rugosidad absoluta de la pared, equivalente a la de Nikuradse, en mm. Se puede determinar de la tabla 2.1 complementada con la tabla 8.16 o bien con la Fig. 8.70 eligiendo aquella que resulte mayor.
- x distancia medida sobre la superficie de la rápida que va desde la cresta del vertedor hasta el punto de interés, en mm (Fig. 8.68)

d) Velocidad local v_b

En el caso de protuberancias en la pared del conducto, se debe emplear la velocidad v_k mayor que v_b en el cálculo del número de cavitación, y que se obtiene de la fórmula

$$\frac{v_b}{v_k} = 0.68 \log_{10} \frac{b}{k} + 1 \quad (8.28)$$

donde

- v_b velocidad local, en m/s
- b altura de la protuberancia, en mm

e) Número de cavitación en una curva vertical

Al valuar la posibilidad de cavitación en una curva vertical cóncava, el número de cavitación local σ deberá afectarse en un coeficiente que vale 0.76 para tomar en cuenta los cambios locales de velocidad por efecto de la curvatura

$$\sigma_{c.v.} = 0.76\sigma \quad (8.29)$$

donde $\sigma_{c.v.}$ es el número de cavitación local en una curva y σ su valor fuera de la curva.

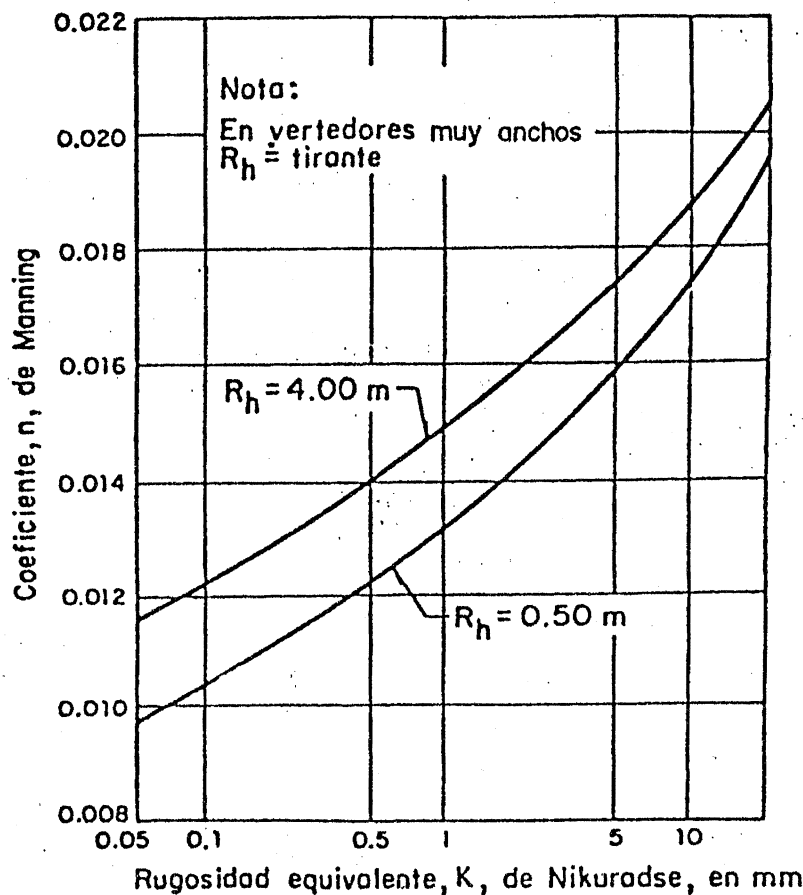
$$0.9 (1368 - 1324.75) = y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

$$38.925 = y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

Para estimar el riesgo de que en un determinado punto de una obra se presenta la cavitación, debe conocerse

Tabla 8.15 Rugosidad absoluta de diferentes materiales.

M A T E R I A L	K (mm)
Vidrio	0.05 a 0.90
Cemento	
Muy bien terminado	0.02 a 1.2
Mortero	0.3 a 2.2
Concreto	
Bien terminado	0.3 a 1.5
Aplanado con llana	0.5 a 2.2
Aplanado con plana	0.9 a 3.2
Sin terminar	1.5 a 12
Cimbra de acero	0.6 a 1.5
Cimbra de madera cepillada	0.6 a 3.2
Cimbra de madera sin cepillar	2.2 a 14
Gunita	3.2 a 15
Muy maltratado	5 a 20

Fig. 8.69.- Relación entre n y K para radios hidráulicos $0.5 < R_h < 4.0 \text{ m}$.

el número de cavitación incipiente σ_i , característico de cada rugosidad, protuberancia o irregularidad de una pared semejante a la de la obra, que se obtiene experimentalmente de las características del flujo cuando aparecen las primeras manchas blancas de burbujas de vapor, como inicio de cavitación.

Las tablas 8.16 a y b presentan los valores del número de cavitación incipiente para la rugosidad natural de una pared revestida de concreto y para distintas irregularidades como son escalones, ranuras y topes, también para desalineamientos de las superficies de concreto por defectos en el colado y para protuberancias dejadas por las cimbras sobre las mismas. Las irregularidades se presentan en la unión entre dos colados o en lugares donde el colado presenta discontinuidades. Los desalineamientos se entienden como un cambio en la dirección de la superficie del revestimiento y su característica distintiva es el tamaño relativamente grande con respecto a lo que se considera como obstáculo o irregularidad local. Las protuberancias en la superficie ocurren al retirar la cimbra de los colados de concreto quedando protuberancias de forma irregular que no corresponden, ni a los obstáculos ni a los desalineamientos ya mencionados.

Las tablas 8.16 también indican, para cada caso, la velocidad local que debe utilizarse en el cálculo del número de cavitación local.

En síntesis, el procedimiento consiste en calcular el número de cavitación local para las condiciones de operación de la obra en diferentes secciones (con separación de aproximadamente 20 m) para las condiciones de rugosidad natural y por irregularidades de la superficie que pudieran ocurrir. Los valores del número de cavitación local σ_l se comparan con los de cavitación incipiente.

Si $\sigma_l > \sigma_i$, no se tendrán problemas de cavitación


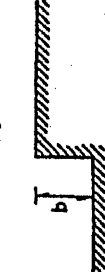





$\sigma_l < \sigma_i$, hay riesgo de que se presente cavitación

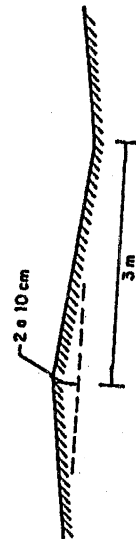
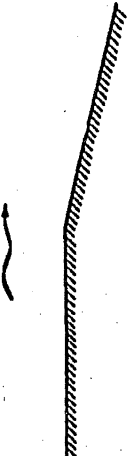
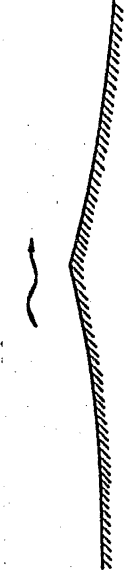
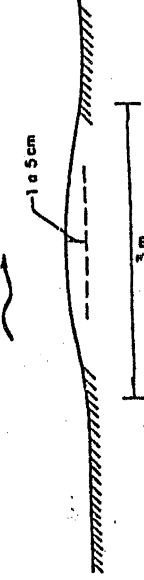

Las medidas que pueden tomarse en contra de la cavitación consiste en evitar revestimientos ásperos, mal acabados o utilizar concretos más resistentes o con resinas especiales y también tener especial cuidado durante la construcción para evitar las irregularidades más frecuente que producen el fenómeno.

En la Unión Soviética se han desarrollado y empleado con éxito los dispositivos llamados aireadores que son ductos por los que se introduce aire al interior del escurrimiento en aquellas secciones que pudieran quedar expuestas al peligro de cavitación. Las burbujas de aire introducido amortiguan las implosiones de las burbujas de vapor y contrarrestan el fenómeno.

Los aireadores son del tipo mostrado en la Fig. 8.70 (Ref.) y todavía no existen criterios definitivos para su diseño así como para determinar el alcance de protección en cada caso.

Tabla 8.16a Número de cavitación incipiente y velocidad utilizada en el cálculo del índice de cavitación local tras irregularidades en la pared de la conducción

Tipo de superficie o irregularidad	G E O M E T R I A	Número de cavitación incipiente	Velocidad local utilizada en el cálculo de e en la ec.
Rugosidad natural según su acabado		1.3 para 0 k 5mm 1.5 para 0 k 10mm en superficies de concreto	V_k de la ec. (8.27)
Contra el flujo		2.4	V_b de la ec. (8.28) a la altura b del escalón
En favor del flujo		1.1	V_k de la ec. (8.27) como si fuera rugosidad natural
Rectangular		1.5	V_k de la ec. (8.27) como si fuera rugosidad natural
Triangular		1.4	V_k de la ec. (8.27) como si fuera rugosidad natural
Circular		1.4	V_b de la ec. (8.28) a la altura b del escalón
Triangular		1.6	V_b de la ec. (8.28) a la altura b del escalón

Tipo de irregularidad	GEOMETRIA	Indice de cavitación incidente	Velocidad local utilizada en el cálculo de V_b en la ec.
Colados sucesivos mal alineados			
Colado precedente con acceso horizontal		1.05	V_k de la ec. (8.27) como si fuera rugosidad natural
Colado precedente con acceso ascendente		1.00	V_b de la ec. (8.28) a la altura b del desalineamiento
Cimbra que cedió por la presión del concreto		1.40	V_b de la ec. (8.28) a la altura b del desalineamiento
Protuberancias irregulares al quitar cimbras		1.8 para $0 < k < 5mm$ 2.5 para $5 < k < 10mm$	V_k a la altura k de la protuberancia respecto del concreto

DESALINEAMIENTO DE LA SUPERFICIE

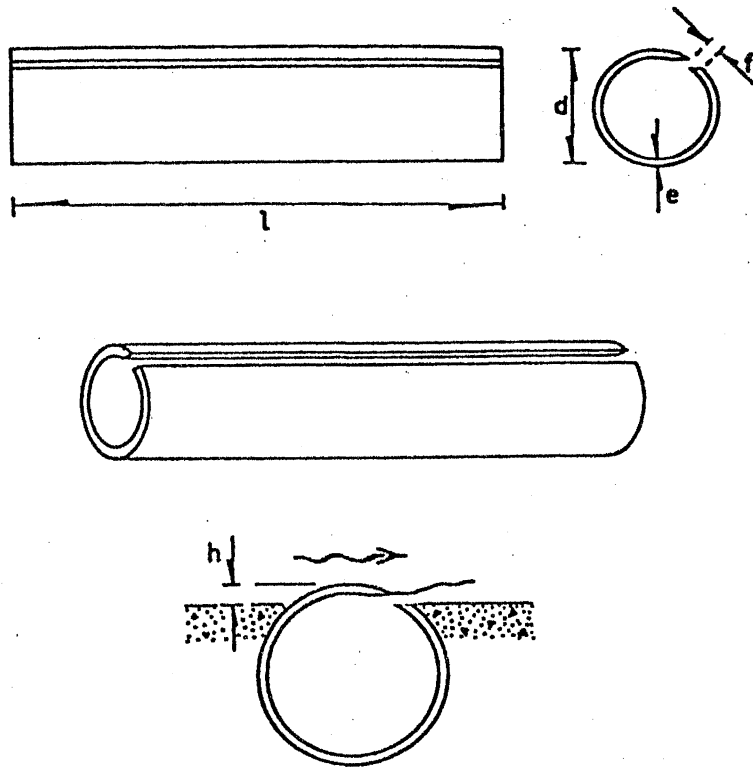
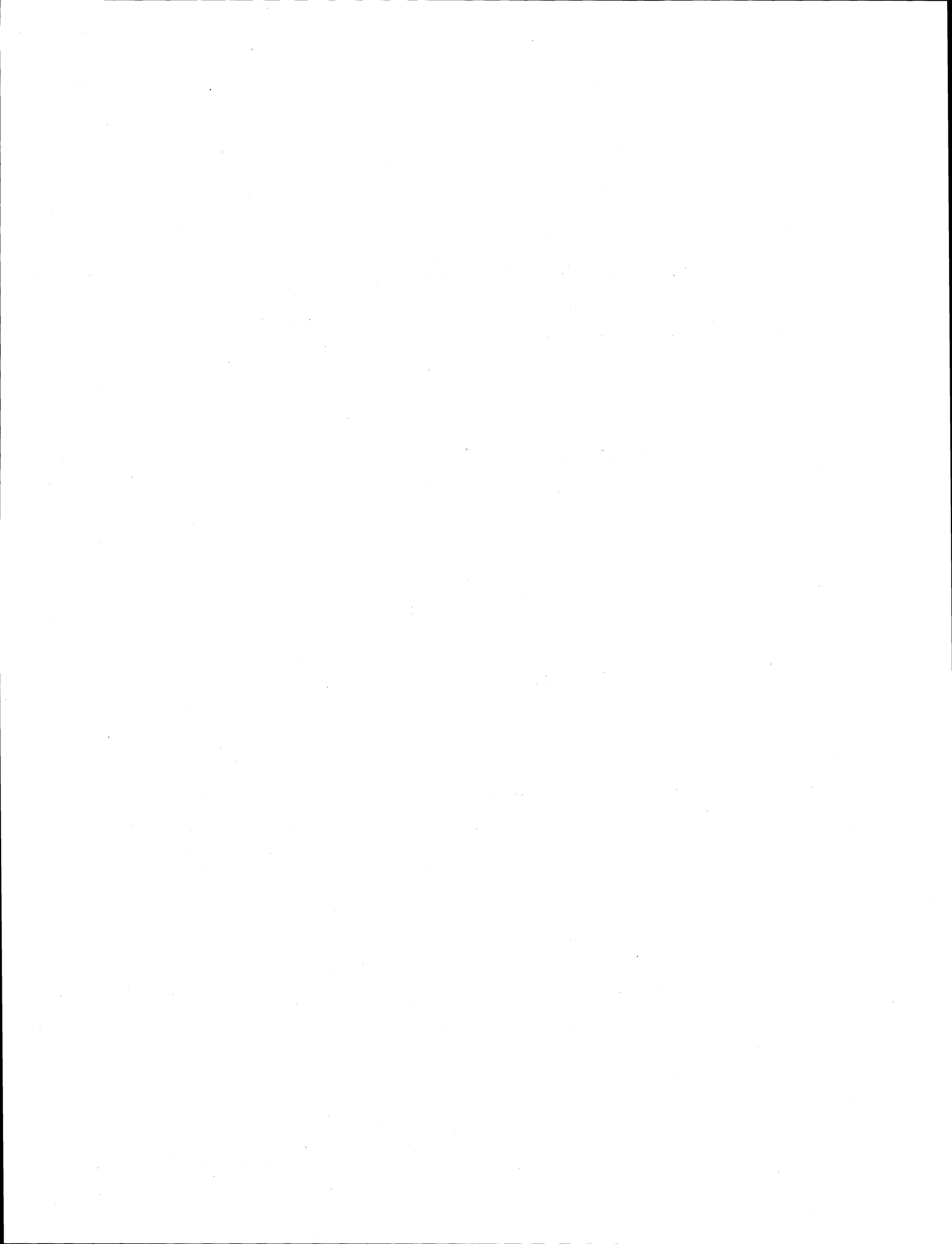


Fig. 8.70.- Esquema del aireador y su colocación.



Esta obra se terminó de imprimir
en agosto de 2007
en el taller de imprenta del
Departamento de Publicaciones
de la Facultad de Ingeniería,
Ciudad Universitaria, México, D.F.
C.P. 04510

Secretaría de Servicios Académicos

El tiraje consta de 100 ejemplares.

