

Curso de Hidráulica General

(Continuación)

50. Vertederos en pared delgada. Otras formas de napa.—Cuando no existe una disposición adecuada que permita la entrada del aire atmosférico bajo la napa, no podrá haber napa libre. El estudio del problema se complica enormemente, pues influyen en el gasto la forma de la barrera y el nivel de aguas abajo. Bazin ha hecho experiencias que son directivas en esta materia en que la teoría no ha podido alcanzar éxito completo, pues no se ha podido poner en ecuación la influencia del nivel de aguas abajo en el valor de la presión que reina bajo la napa, al nivel de la cresta.

Las formas de escurrimiento que va ocasionando una carga creciente, cuando

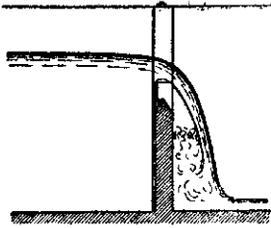


Fig. 107

el vertedero es seguido de régimen torrencial, es decir, cuando el resalto está rechazado por la napa, son las siguientes: Si la carga no es muy grande, con relación a la altura de la barrera, y hay aire bajo la napa, este comienza a ser arrastrado produciéndose así una disminución de presión en su parte

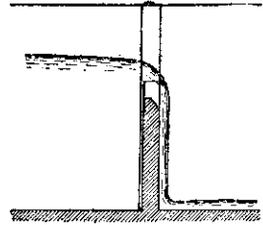


Fig. 108

inferior. La disminución de presión provoca la subida del nivel del agua muerta que existe debajo de la napa. Además, la presión exterior, mayor que la inferior, empuja a la napa contra la barrera. Por ésta razón, Bazin la llamó *napa deprimida* (1) (fig. 107). Siendo la presión inferior menor que la atmosférica y aumentando por la depresión la curvatura de filetes, y con esta, la fuerza centrífuga, a igualdad de carga, ha de ser mayor el gasto de esta forma de napa que el de la libre.

Si se aumenta la carga de un vertedero con napa deprimida, disminuye más el aire enrarecido de su parte inferior y la napa se va acercando más y más a la barrera, aumentando de curvatura. Si la barrera tiene un espesor no muy peque-

(1) Experiences nouvelles sur l'écoulement en déversoirs, exécutées a Dijon (1888)

ño, la napa logrará pegarse a su paramento de aguas abajo, formándose la napa que Bazin llamó *adherente* (fig. 108). A igualdad de carga, da mucho mayor gasto que la libre y que la deprimida. Como la curvatura de filetes no puede pasar en la práctica de ciertos límites, es indispensable un espesor adecuado de barrera para la aparición de la napa adherente, como forma natural que sigue a la deprimida.

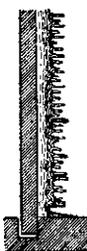
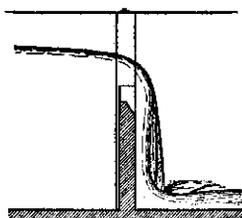


Fig. 109

Un aumento de carga en un vertedero con napa adherente, empieza por deformarla, llenándola de estrías verticales pronunciadas que semejan, al decir de Bazin, los pliegues de una cortina flotante (fig. 109). Esta napa concluye separándose bruscamente del paramento de la barrera, totalmente llena de agua tumultuosa en su parte inferior, razón por la cual Bazin la llamó *napa ahogada* o sumergida por debajo, (fig. 110). Al cambio brusco de napa adherente en sumergida, como al de deprimida en adherente, corresponde un cambio brusco en la carga, en éste disminución, y en aquél aumento. Es decir, que

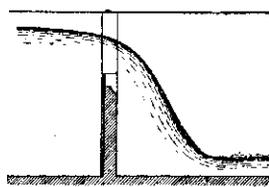


Fig. 110

la adherente tiene mayores coeficientes de gasto que las otras dos.

Si no es posible la napa adherente por razón de la forma de la barrera, la napa deprimida se convierte en ahogada.

Todo cambio de formas se complica cuando en vez de seguir al vertedero un torrente, el resalto cubre el pie de la napa. Se presentan aumentando las cargas,

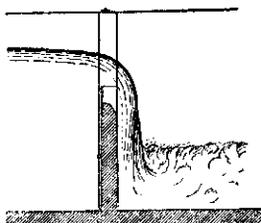


Fig. 111

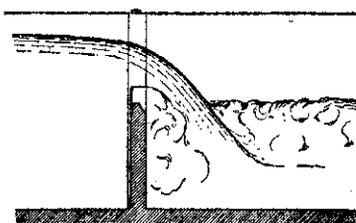


Fig. 112

primeramente la napa deprimida, después la adherente (fig. 111) y después la ahogada (fig. 112). No daremos aquí los límites de transformación de una napa en otra, por las formas empíricas de Bazin; nos bastará referirnos al cuadro de la figura 114 que encierra todos los casos posibles. Notaremos sí, que los límites indicados son solamente términos medios, pues se desplazan hacia un lado u otro, según que se opere subiendo o bajando las cargas.

Cuando el nivel del río aguas abajo aumenta, la napa ahogada que era segui-

da de un torbellino superficial (fig. 112) se va bruscamente a la superficie y es seguida por ondulaciones muy claramente marcadas. Por este motivo Bazin la denominó *napa ondulada* (fig. 113). A este cambio de forma no corresponde cambio en la carga.

Los puntos de transformación se desplazan, como hemos dicho, según se opere, subiendo o bajando los niveles, tanto el de aguas arriba como el de aguas abajo del vertedero. Este fenómeno es general en Hidráulica; parece revelar que a cada forma de escurrimiento corresponden disposiciones interiores de presión y velocidad y que es necesario acentuar la variación de las condiciones para alterarlas.

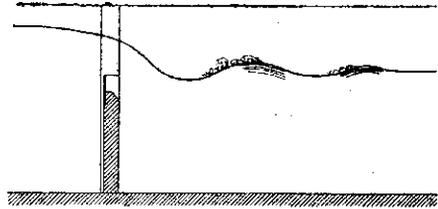


Fig. 112

El cuadro de la (fig. 114) que da las transformaciones de formas, se ha construído llevando en abscisas la razón $\frac{a}{h}$ entre la altura de barrera y la carga y en

ordenadas la razón $\frac{h_r}{a}$ entre la profundidad del río aguas abajo y la altura de barrera, sea el resalto rechazado o no. Si al vertedero no puede seguir un río por las condiciones de aguas abajo, el resalto es imposible y, por lo tanto, se caerá necesariamente en la zona que queda debajo de la curva, que en el cuadro representa el *rechazo del resalto*. Bastará, pues, formar las razones mencionadas para saber la clase de napa que habrá en cada caso. Según el cuadro, si el resalto es rechazado y es posible la napa adherente, la transformación se verifica cuando $\frac{a}{h} = 3,33$

$\left(\frac{h}{a} = 0,3 \text{ de Bazin}\right)$. La adherente dará su puesto a la ahogada en un límite variable con la profundidad relativa del río de aguas abajo. Si se impide convenientemente la entrada de aire debajo de la napa, o este no existe en disolución en el agua, es posible que toda la zona de las napas deprimidas sea invadida por las adherentes que pueden existir con resalto al pie, aunque la profundidad de aguas abajo en los grandes valores de $\frac{a}{h}$ se acerque al nivel de la cresta, $\left(\frac{h_r}{a} \text{ cercanos a } 1\right)$. El punto $\frac{h_r}{a} = 0,616, \frac{a}{h} = 2,61, (1)$ separa las napas ahogadas con resalto rechazado de las mismas con resalto al pie y de las adherentes.

Cuando no son posibles las napas adherentes, las deprimidas se convierten en ahogadas en el límite $\frac{a}{h} = 3,33$.

(1) El punto lo indica Bazin con el valor inverso $\frac{h}{a} = 0,383$.

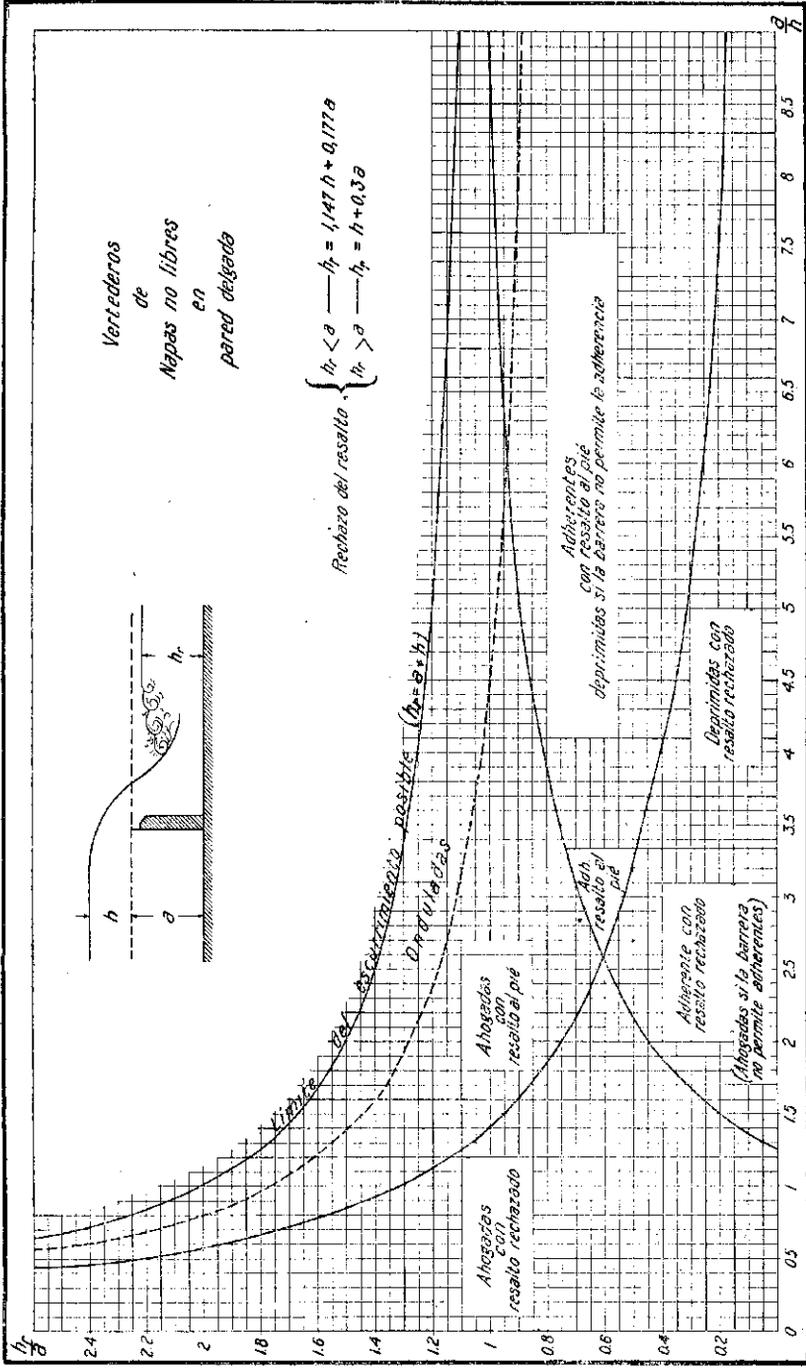


Fig. 114

51. Coeficientes experimentales y módulos de gasto.—La forma de la napa tiene gran influencia en el gasto. Pondremos a continuación los valores experimentales de la razón $\frac{m}{m_0}$, entre el coeficiente de gasto, en el caso en estudio, y el de la napa libre en un vertedero de igual altura y carga, dados por Bazin.

En las napas deprimidas con resalto alejado, esos módulos son:

$\frac{a}{h}$	=	∞	20	10	6,66	5	4	3,33
$\frac{m}{m_0}$	=	1	1,009	1,016	1,029	1,045	1,080	1,080

No nos preocuparemos de las napas deprimidas con resalto al pie, que son muy inestables y semejantes a las ahogadas. Pasemos también rápidamente por las adherentes, cuyos módulos dependen de la forma de la barrera y que, en consecuencia, no son números definidos. Sin embargo, si el resalto es alejado, el módulo vale:

$\frac{m}{m_0} = 1,20$ a $1,25$ cerca del límite $\frac{a}{h} = 3,33$ y sube a cerca de $1,30$ cuando $\frac{a}{h}$ disminuye. Si el resalto cubre el pie de la napa adherente, el módulo baja, tendiendo a $\frac{m}{m_0} = 1,05$ en la transformación en ahogada (cerca de $\frac{h_r}{a} = 0,6$).

Para la napa ahogada con resalto alejado da Bazin los siguientes módulos:

$\frac{a}{h}$	$\frac{m}{m_0}$	$\frac{a}{h}$	$\frac{m}{m_0}$
2,6	1,21	1,0	1,006
2,4	1,19	0,8	1,001
2,0	1,13	0,6	0,96
1,8	1,11	0,4	0,93
1,6	1,08	0,2	0,90
1,4	1,06	0,1	0,89
1,2	1,03	0,0	0,88

Bazin observa, también, que si es distinta la altura de aguas abajo de la barrera de la de aguas arriba del vertedero, para el cálculo del módulo debe tomarse la de aguas abajo: sin embargo m_0 debe calcularse con la de aguas arriba que es la que influye en la velocidad afluente.

Cuando el resalto cubre el pie de la napa, el nivel de aguas abajo influye sobre el gasto de un vertedero de pared delgada con napa ahogada, pues modificando la presión sub-napa, modifica también la carga. En el cuadro siguiente aparecen los módulos que da Bazin para el caso de vertedero completo, es decir, de nivel de

aguas abajo inferior al de la cresta, o sea $\frac{h}{a} > 1$.

$\frac{a}{h}$	$\frac{h_r}{a}$								
	1	0,95	0,90	0,85	0,8	0,75	0,70	0,65	0,616
1,42	1,05	1,06							
1,60	1,05	1,06	1,07						
1,80	1,05	1,06	1,08	1,09					
2,00	1,04	1,06	1,08	1,09	1,11	1,12			
2,20	1,04	1,06	1,08	1,10	1,11	1,13	1,14		
2,40	1,04	1,06	1,08	1,10	1,12	1,14	1,15	1,17	
2,60	1,04	1,06	1,08	1,10	1,12	1,14	1,15	1,17	1,18
2,80	1,04	1,06	1,08	1,10	1,13	1,15	1,16	1,18	
3,0	1,03	1,06	1,09	1,11	1,14	1,16	1,16	1,18	
3,5	1,03	1,06	1,09	1,11	1,14	1,16			
4,0	1,03	1,06	1,09						
5,0	1,02	1,06	1,10						
6,0	1,02	1,06							
7,0	1,01	1,06							
8,0	1,01								

En este cuadro aparecen en blanco los puntos incompatibles con las condiciones de napa ahogada, resalto al pie y vertedero completo.

Por último, en el cuadro que sigue aparecen los módulos $\frac{m}{m_0}$ de los vertederos sumergidos $\left(\frac{h_r}{a} > 1\right)$ de napa ahogada y resalto al pie. Naturalmente, como se observa en el cuadro, cuando $\frac{h_r}{a} = 1 + \frac{h}{a}$, el módulo es cero, pues no hay escurrimiento (1).

(1) Estos límites se forman agregando a la unidad el inverso del valor que aparece en la 1.ª columna del cuadro. Así para $\frac{a}{h} = 1,5$ no habrá escurrimiento y $\frac{m}{m_0} = 0$, cuando $\frac{h_r}{a} = 1 + \frac{1}{1,5} = 1,667$. Es útil tener presente esta observación para la extrapolación.

$\frac{a}{h}$	$\frac{h_r}{a}$																
	1	1,05	1,10	1,20	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
0,65										0,94	0,90	0,86	0,82	0,76	0,67	0,54	0,46
0,70										0,92	0,88	0,84	0,79	0,70	0,58	0,43	
0,75									0,94	0,90	0,86	0,80	0,73	0,62	0,44		
0,80								0,95	0,91	0,87	0,81	0,74	0,63	0,44			
0,85							0,97	0,94	0,89	0,84	0,77	0,66	0,51				
0,90						0,98	0,95	0,91	0,86	0,79	0,70	0,57					
0,95						0,98	0,94	0,90	0,84	0,76	0,65	0,46					
1,00					1,00	0,97	0,93	0,88	0,81	0,72	0,58	0					
1,10				1,01	0,98	0,94	0,89	0,82	0,73	0,59	0						
1,20			1,03	1,01	0,97	0,93	0,87	0,79	0,64	0,47							
1,30		1,04	1,03	0,99	0,95	0,89	0,81	0,70	0,49								
1,40	1,05	1,04	1,02	0,98	0,94	0,87	0,77	0,62	0,34								
1,50	1,05	1,03	1,02	0,98	0,92	0,84	0,72	0,51									
1,60	1,05	1,03	1,02	0,97	0,91	0,82	0,68	0,46									
1,70	1,05	1,03	1,01	0,96	0,90	0,80	0,64										
1,80	1,05	1,03	1,01	0,95	0,87	0,75	0,53										
2,00	1,04	1,02	1,00	0,93	0,84	0,67	0										
2,50	1,04	1,01	0,98	0,89	0,71	0											
3,00	1,04	1,00	0,95	0,82	0,58												
4,00	1,03	0,97	0,91	0,65													
5,00	1,02	0,94	0,86	0													
6,00	1,01	0,91	0,80														
8,00	1,01	0,85															

Para terminar con las diferentes formas de napas, es útil conocer los valores experimentales de la contracción inferior, relacionados por Bazin, con la presión que hay debajo de la napa, según las leyes empíricas:

$$\frac{\epsilon}{h} = 0,112 + 0,04 \frac{P}{h} \left(1 + \frac{1}{4} \frac{P}{h} \right) \text{ (presiones negativas)} \quad (34a)$$

$$\frac{\epsilon}{h} = 0,112 + 0,04 \frac{P}{h} \left(1 + 2 \frac{P}{h} \right) \text{ (presiones positivas)} \quad (34b)$$

expresiones en que P es la altura de presión al nivel de la cresta, variable con la carga en el caso de un vertedero de altura dada, si el resalto es alejado y variable con la carga y el nivel de aguas abajo si el resalto cubre el pie de la napa. Estas ecuaciones muestran que si la altura de presión aguas abajo del vertedero toma valores cercanos a h , la contracción aumenta tendiendo a $0,23 h$, como parece suceder en los vertederos de pared gruesa.

Napas no libres experimentaron también Boileau y últimamente Rehbock, este en barreras cuyos paramentos no son verticales y cuyos umbrales son redondeados.

EJEMPLO N.º 1.—En un canal rectangular de concreto de 3 metros de ancho

con pendiente indefinida de 0,0023 hay una barrera de pared delgada de 0,65 m. de altura. Se pide determinar qué gasto escurre cuando se ha medido una carga de 0,565 mts. La barrera es de todo el ancho del canal, por lo cual no se puede producir napa libre.

Se tantea como sigue: la carga tiene un valor parecido al de la suma de Bernoulli crítica; redondeando cifras aceptamos $B_c = 0,6$ lo que da $h_c = 0,4$ m. y un gasto previo de $q = 0,790$ m³.s por metro de vertedero. Con este gasto: $Q = 3 \times 0,79 = 2,37$ m³.s en todo el vertedero. La profundidad de régimen uniforme calculada por la fórmula aproximada de canales $J = 0,001 \frac{Q^2}{\Omega^2}$ resulta ser $h_r = 0,45$. Con esta profundidad formamos la razón $\frac{h_r}{a} = \frac{0,45}{0,65} = 0,69$ que con la $\frac{a}{h} = \frac{0,65}{0,565} = 1,15$ nos permite encontrar en el gráfico de la fig. 114, que en nuestro caso se trata de una napa ahogada con resalto alejado y que, por lo tanto, el nivel de aguas abajo no influye sobre el gasto. El módulo interpolado en el cuadro de la página 425 vale $\frac{m}{m_0} = 1,02$. El m_0 correspondiente, obtenido de la **Tabla N.º 12**, vale $m_0 = 0,46$, y por lo tanto, $m = 1,02 \times 0,46 = 0,47$. Como $h\sqrt{2gh} = 1,88$ el gasto unitario es: $q = 0,47 \times 1,88 = 0,880$ en vez de 0,790 de partida. Calculando con este gasto la profundidad de aguas abajo se obtiene: $h_r = 0,46$ (véase cap. VIII) y por lo tanto $\frac{h_r}{a} = 0,71$ que no modifica las condiciones de napa ahogada con resalto alejado. Como $\frac{a}{h}$ no se modifica, el módulo m_0 es el mismo también y por lo tanto el gasto total es:

$$Q = 0,88 \times 3 = 2,64 \text{ m}^3 \text{ s}$$

EJEMPLO N.º 2. — ¿Qué carga toma el gasto de 2 m³:seg. en un vertedero de pared delgada de 0,60 mts. de altura, colocado en un canal rectangular de 3 mts. de ancho y de pendiente indefinida $i = 0,0015$?

La profundidad de régimen uniforme correspondiente a los datos es $h = 1$ m. (Ver cap. VIII). Luego se tiene $\frac{h_r}{a} = 1,67$. El vertedero es sumergido o incompleto.

El gasto unitario es $q = \frac{2}{3} = 0,667$ m³:s, al que corresponde una profundidad crítica $h_c = 0,36$. La suma de Bernoulli crítica es; $\frac{3}{2} h_c = 0,54$. Supondremos esta carga en un primer tanteo, lo que no se verificará si la napa es muy influenciada por aguas abajo. Con esta carga previa, $\frac{a}{h} = \frac{0,6}{0,54} = 1,11$. Según esto el gráfico de la fig. 114, nos dice que se trata de una napa ahogada con resalto al pie, en el límite de hacerse ondulada. El cuadro de la página 427 para $\frac{h_r}{a} = 1,67$ y

$\frac{a}{h} = 1.11$ nos da interpolando $\frac{m}{m_0} = 0.77$. El m_0 para $h = 0.54$ y $a = 0.6$ según la **Tabla N.º 12** vale: $m = 0.461$. Por lo tanto:

$$m = 0.77 \times 0.461 = 0.355$$

Siendo (1) $h\sqrt{2gh} = 1.76$, se obtiene fácilmente:

$$Q = 0.355 \times 3 \times 1.76 = 1.88 \text{ m}^3\text{:s}$$

en vez de $2 \text{ m}^3\text{:s}$ que es el dato. Una corrección de h en la forma expuesta en un ejemplo anterior, es, en general, errada, pues m puede variar rápidamente con h en los vertederos muy sumergidos, influenciados por aguas abajo. Aumentando la carga para hacer un nuevo tanteo, para $h = 0.56$ encontraríamos $\frac{a}{h} = 1.07$; $\frac{m}{m_0} = 0.78$; $m_0 = 0.463$; $h\sqrt{2gh} = 1.86$ y $m = 0.36$, lo que nos daría finalmente:

$$Q = 2.010 \text{ m}^3\text{:seg}$$

Con error de 0.5% en el gasto es aceptable la carga $h = 0.56$. Es de notar que este error del gasto equivale prácticamente a otro de sólo $\frac{2}{3}$ de él en la carga.

La suma de Bernoulli de un vertedero sumergido, puede sobrepasar en mucho a la suma de Bernoulli crítica.

52. Vertederos en pared gruesa, de entrada redondeada y de arista viva, sin influencia de aguas abajo y sin velocidad inicial.—Dijimos anteriormente que la pared delgada queda caracterizada por el hecho de que la napa sólo toca a la barra en una arista; y la gruesa, por la adherencia de la napa al plano horizontal que forma el umbral. En las napas libres de paredes delgadas la vena se contrae, es decir, el filete inferior sube sobre el plano horizontal que pasa por la cresta, para después, al descender por efecto de la gravedad, volverlo a encontrar a una distancia igual a $\frac{2}{3}$ de la carga (*fig. 115*). La contracción aumenta con la presión que existe bajo la napa, como lo demuestran las experiencias de Bazin y como parece verificarse en las paredes francamente gruesas en que es relativamente grande la presión en ese sitio. La distancia antes dicha, debe, pues, variar con la presión inferior de la napa, o en otras palabras, debe aumentar, en general, con el nivel que hay aguas abajo de la vena contraída. No es fácil, pues, fuera del caso de la napa libre, fijar el límite

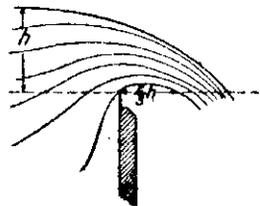


Fig. 115

(1) Este resultado demuestra que es pequeña la carga aceptada como se indica en la nota de la página 364.

del espesor necesario para que se produzca la adherencia al umbral. Se agrega a lo dicho que este límite no es el mismo cuando se opera aumentando la carga, que cuando se opera a la inversa. Por lo demás no tiene verdadera importancia su determinación rigurosa.

Clasificaremos los umbrales formados por planos horizontales en dos categorías: *umbrales gruesos propiamente tales* y *paredes intermedias*. Serán propiamente gruesas las paredes cuyo umbral tiene, en el sentido del escurrimiento, un largo que verifique el escurrimiento por filetes paralelos. Serán intermedias las paredes de menor espesor de umbral, siempre que exista la adherencia de la napa al umbral.

Nos ocuparemos primeramente de los coeficientes de gasto de las *paredes gruesas propiamente tales*. Estudiaremos luego cuál es la condición de espesor que verifica el escurrimiento por filetes paralelos. Por ahora, supuesta dicha forma de escurrimiento, aplicaremos el teorema de Bernoulli a la corriente de ancho unitario desde

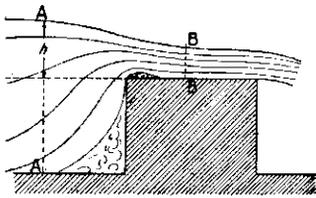


Fig. 116

la sección AA (fig. 116) de filetes paralelos hasta la BB también de filetes paralelos. Si la caída es libre, es decir, no influenciada por aguas abajo, sobre el umbral hay un Bernoulli mínimo, que en la hipótesis de filetes paralelos es escurrimiento crítico (1) y vale en lecho rectangular $3/2 h_c$, contado sobre el plano del umbral. En AA la suma de Bernoulli sobre la misma referencia es: $H = h + a \frac{U_o^2}{2g}$. Notando que $\frac{U_o^2}{2g}$

$= \frac{h_c}{2}$ se tiene la ecuación:

$$H = \frac{3}{2} h_c + \frac{\Sigma \lambda}{2} h_c$$

La profundidad crítica h_c es una función conocida del gasto unitario: $h_c^3 = q^2/g$. Reemplazando este valor en la ecuación de Bernoulli y despejando el gasto se obtiene:

$$q = \frac{l}{\sqrt{2 \left(\frac{3}{2} + \frac{\Sigma \lambda}{2} \right)^{\frac{3}{2}}} 11 \sqrt{2gH}} \quad (35)$$

De la ecuación (21) se deduce que el coeficiente de gasto m_o , es:

$$m_o = \frac{l}{\sqrt{2 \left(\frac{3}{2} + \frac{\Sigma \lambda}{2} \right)^{\frac{3}{2}}} \quad (36)$$

(1) No se debe afirmar rigurosamente sino que sobre el umbral hay gasto máximo o energía mínima, y que esa energía mínima no difiere prácticamente de la que corresponde a la hipótesis de paralelismo de filetes. La confirmación experimental de este hecho, está en la exactitud de la fórmula que se va a sentar y en las experiencias de Bazin en caídas donde la diferencia entre la suma de Bernoulli efectiva y la que corresponde al escurrimiento crítico es despreciable. (Puede verse «Grada de bajada en canales», Anales del Instituto de Ingenieros, 1922).

En el caso teórico en que no existan pérdidas de carga:

$$m_0 = \frac{1}{\sqrt{2} \left(\frac{3}{2}\right)^{\frac{3}{2}}} = 0,385 \quad (37)$$

A este resultado se llega aplicando al vertedero el principio de gasto máximo con carga dada, debido a Bélanger (1). Bazin trató de reproducir esas condiciones teóricas redondeando la entrada, haciendo bien liso el umbral de la barrera y dándole altura suficiente para que fuera despreciable la velocidad inicial. Así encontró un coeficiente $m = 0,373$, que como se ve difiere poco del teórico, cuyas condiciones son imposibles de verificar de una manera exacta.

En un vertedero de pared gruesa las pérdidas de carga son dos: la de entrada y la de frotamientos. La primera, que existe si la arista de entrada es viva, parece ocasionarse por el ensanche de reacción que sigue a la contracción de entrada (fig. 118). La contracción es fácil de constatar, introduciendo corpúsculos que no son arrastrados y que toman movimientos giratorios. Difícil es que con hipótesis sencillas se pueda hacer el cálculo analítico de la pérdida de entrada. Experimentalmente, se la puede apreciar si ella es completa, basados en las experiencias de Bazin y de la Cornell University, $1/3$ de la altura de velocidad final crítica: (2)

$$\lambda = \frac{1}{3} \quad (38)$$

Para que sea completa, es necesario que la altura de barrera sea mayor de 3,5 veces h_c , o sea, unas dos veces la carga.

Si la barrera o grada de subida es menor de 3,5 h_c se pueden aceptar los siguientes valores de factor de resistencia de la pérdida de entrada:

(1) Como se ha hecho en el capítulo III, § 20, página 62. El principio de gasto máximo aplicado directamente, se obtiene por la aplicación del teorema de Bernoulli. Llamando h_1 la profundidad sobre el umbral y u_1 la velocidad de una molécula, en las hipótesis de partida ésta da: $H = h_1 + \frac{u_1^2}{2g}$

de donde $u_1 = \sqrt{2g(H-h_1)}$, es decir que todas las moléculas tienen igual velocidad sobre el umbral. El gasto unitario es $q = h_1 \sqrt{2g(H-h_1)}$, o sea, $\sqrt{2g(Hh_1^2 - h_1^3)}$. Si el gasto es un máximo, la cantidad subradical también lo será y su derivada será, en consecuencia, nula: $\frac{dq}{dh_1} = 2Hh_1 - 3h_1^2 = 0$.

Reemplazando este valor en la ecuación del gasto unitario se tiene:

$$q = \frac{2}{3} H \sqrt{2g \frac{H}{3}} = \frac{2}{3\sqrt{3}} H \sqrt{2gH} = 0,385 H \sqrt{2gH} \quad (39)$$

(2) Esto mismo afirma Rühlmann (Hannover, 1880), al asignar el valor $1,33 u^2/2g$ al desnivel que se produce en una grada de subida entre aguas arriba y la profundidad sobre la grada (citado por Weyrauch, edición de 1921, pág. 185). Más adelante, en una nota, se justifica, aproximadamente, el valor $\lambda_c = 1/3$ al demostrar que la relación entre la carga H y la profundidad crítica es 1,73.

$$\begin{array}{cccccccc} \frac{a}{h_c} = & 3,5 & 3 & 2,5 & 2 & 1,5 & 1 & 0,5 & 0 \\ \lambda_c = & 0,33 & 0,32 & 0,30 & 0,28 & 0,24 & 0,18 & 0,11 & 0 \end{array}$$

La pérdida debida a los frotamientos dependerá de la longitud e o espesor del umbral y de su rugosidad. En la práctica, se trata siempre de umbrales lisos y de escurrimientos que sobre el umbral son de poca profundidad con relación al ancho, de modo que el radio hidráulico vale la profundidad. Se puede aceptar, supuesto el escurrimiento crítico, que la pérdida de carga por frotamientos por unidad de longitud es:

$$J = \frac{U_c^2}{C^2 R}$$

siendo U_c la velocidad crítica. Poniendo en vez de R la profundidad crítica, y expresando el espesor del umbral en profundidades críticas, $e = n h_c$, la pérdida en todo el umbral será:

$$\Delta_f = J \times e = \frac{2gn}{C^2} \times \frac{U_c^2}{2g}, \text{ o sea, } \lambda_f = \frac{2gn}{C^2}$$

Según lo dicho de la rugosidad de pared y tratándose de profundidades pequeñas, se puede asignar a C el valor 50 (véase cap. VIII) que introducido arriba da:

$$\lambda_f = 0,008 n \quad (40)$$

Llevando los valores de la pérdida completa de entrada, $\lambda_e = \frac{1}{3}$ y λ_f de la ecuación (40), a la ecuación (22), resultaría:

$$m_o = \frac{1}{\sqrt[2]{\left(\frac{3}{2} + \frac{0,33+0,008 n}{2}\right)^{\frac{5}{3}}}} \quad (41 a)$$

o, en general, para contracciones de entrada cualquiera de coeficiente de resistencia λ_e :

$$m_o = \frac{1}{\sqrt[2]{\left(\frac{3}{2} + \frac{\lambda_e + 0,008 n}{2}\right)^{\frac{5}{3}}}} \quad (41 b)$$

El paralelismo de filetes, o sea, el escurrimiento crítico, (1) se verifica sobre el umbral grueso con valores de n comprendidos entre 5 y 15 m. Este hecho experimental, comprobado por las experiencias citadas, queda de manifiesto con la anula-

(1) Las experiencias de Hounter Rouse (Karlsruhe, 1933) demuestran que en caídas de umbral plano, horizontal, cuyo chorro tiene presión atmosférica inferiormente desde que abandona el umbral, a muy poca distancia aguas arriba del plano de la caída (0,6 a 0,7 h_c), ya rige la ley hidrostática de repartición de presiones en a sección normal. Naturalmente en napas distintas de la libre, cuya presión inferior aguas abajo del umbral es menor que la atmosférica, esa distancia ha de ser algo mayor, pero la pequeñez de aquella revela que no será nunca muy grande.

ción de las influencias de aguas abajo (como variaciones de nivel, de forma de napa, etc.) En espesores de umbral menores de $5 h_c$ la curvatura de filetes es muy pronunciada, y en mayores de $15 h_c$ ya no se trata propiamente de escurrimiento sobre un vertedero, sino en un canal que escurre cercano a la crisis, en el cual se manifiestan las ondulaciones superficiales propias de esta forma de escurrimiento. (Experiencias de Bazin, citadas, y de Woodburn, que se citan luego). Es fácil reproducir las ondulaciones en el laboratorio y se encuentran comúnmente en lo práctica.

Si en la fórmula (41) se introduce la condición de entrada redondeada, aceptaremos que la pérdida de entrada se anula, por consiguiente se obtiene:

$$m_o = \frac{l}{\sqrt{2} \left(\frac{3}{2} + 0,004 n \right)^{\frac{3}{2}}} \quad (42)$$

Los umbrales de pared gruesa con entrada redondeada se usan en la práctica cuando se quiere aprovechar la ventaja de la anulación de la influencia de aguas abajo, reduciendo a un mínimo el remanso de aguas arriba.

A continuación van los valores del coeficiente m_o dados por las fórmulas (42, para umbral con entrada redondeada y (41 a para entrada de arista viva y contracción completa $\left(\frac{a}{h_c} > 3,5 \right)$, entre los límites de n indicados: (1)

	$n = 5$	$7,5$	10	$12,5$	15
entrada redondeada	$m_o = 0,375$	$0,374$	$0,370$	$0,366$	$0,362$
entrada arista viva	$m_o = 0,322$	$0,320$	$0,317$	$0,315$	$0,311$

53. Velocidad inicial.— Los coeficientes anteriores son directamente aplicables cuando la altura de barrera es suficientemente alta, de modo que H , suma de Bernouilli, de aguas arriba, difiera poco de la carga mensurable h ; es decir, cuando la velocidad inicial es despreciable. En caso contrario, varía el coeficiente de gasto. En efecto, reemplazando en la ecuación (35, H por el valor: $H = h + \alpha \frac{U_o^2}{2g}$, se tiene:

$$q = m_o \left(h + \alpha \frac{U_o^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \sqrt{2g} = m_o \left(1 + \alpha \frac{U_o^2}{2gh} \right)^{\frac{3}{2}} h \sqrt{2gh}$$

El coeficiente de gasto viene a ser:

$$m = m_o \left(1 + \alpha \frac{U_o^2}{2gh} \right)^{\frac{3}{2}} \quad (43 a)$$

(1) Es notable la coincidencia entre el valor de los coeficientes m_o de la fórmula (42) y los experimentales de Bazin que buscaban la demostración del principio de gasto máximo, en las series N.os 116 y 117 del 5.º me. Article de sus Experiences sur déversoirs (pág. 39).

Raciocinando análogamente a lo que se hizo en paredes delgadas, llegaremos a la expresión:

$$m = m_0 \left[1 + \frac{3}{2} \alpha m^2 \frac{h^2}{(h+a)^2} \right] \quad (43b)$$

El coeficiente numérico $\frac{3}{2} \alpha m^2$ se puede estimar aquí en el valor medio 0,26; esto equivale a poner valores de α variables de 1,6 a 1,25 mientras m varía de 0,33 a 0,37, lo que es cercano a la realidad. Se tiene:

$$m = m_0 \left[1 + 0,26 \frac{h^2}{(h+a)^2} \right] \quad (44)$$

En la **Tabla N.º 17** aparecen los valores de m calculados en función de h y a que caen en las experiencias de Bazin y de la Cornell University.

La **Tabla N.º 17** ha sido calculada por medio de las ecuaciones (42 y (41, tomando para λ_c su valor experimental, que es constante e igual a $\frac{1}{3}$ si $\frac{a}{h_c} > 3,5$ y que baja de ese valor, según se indicó anteriormente si λ_c no es completa (1).

Los resultados de la expresiones (41 y (42, coinciden muy bien con las experiencias citadas de Bazin (2) y también con la expresión de Gibson, válida para barreras de arista viva, contracción completa:

$$m = m_0 \left(0,75 + 0,1 \frac{h}{e} \right) \quad (45)$$

en que m_0 es el coeficiente de napa libre en pared delgada, calculado según la expresión dada por Francis. Con las experiencias de Bazin da diferencias a lo sumo de $2\frac{1}{2}\%$. Con la expresión de Gibson, la diferencia es en término medio inferior al 2%. Con las experiencias de Williams y Horton ejecutadas en la Universidad de Cornell en un vertedero de 3,43 mts. de altura y espesores de umbral de 0,5, 1, 1,78, 2,75, 3,75 y 5 mts. y con cargas variables de 0,15 a 1,20 m., las dife-

(1) Aceptada la relación de la expresión (47, entre h y h_c la contracción será completa en la entrada si $\frac{h}{h+a}$ es menor de 3,27, pues se tiene:

$$\frac{1,7 h_c}{h_c (3,5 + 1,7)} = 3,27$$

Para valores de $\frac{h}{h+a}$ mayores que este límite se ha tomado λ_c correspondiente, calculando previamente la razón aproximada $\frac{h}{h_c}$.

(2) 5^{eme} Article - series 113, 114, 115, 116 y 117.

rencias llegan a 5%, no siendo en término medio mayores de 3% en el campo de aplicación. Es de notar en las experiencias de la Universidad de Cornell, que el coeficiente de gasto en vez de crecer con la carga, como corresponde al aumento de la velocidad inicial, disminuye.

Entre las experiencias del U. S. Dep. Waterways Board y del Geological Survey, ejecutadas en vertederos cuyos espesores fueron de 0,8 y 2 m. y de 1,39 de altura, hay algunas que caen entre las paredes gruesas. El redondeo de entrada fué igual al de Bazin, de 0,10 m. de radio, y sin embargo, los coeficientes dan diferencias hasta de 6% por defecto con la fórmula.

Las experiencias de Woodburn, hechas en la Universidad de Michigan (1), en barreras de pared gruesa, cuyo espesor de umbral era de 3 m. y cuya altura era de 0,53 m. en un canal de madera de 0,60 m. de ancho, con cargas de 0,15 a 0,45 dan coeficientes algo menores que las fórmulas y anteriores diferencias hasta de 4% por defecto con ellas en barreras de entrada redondeada y de 5% por exceso en entrada de arista viva. En gran parte esta diferencia se explica, pues los frotamientos en un canal de madera tan angosto como el de Woodburn, son mayores que los que supone la fórmula. La contracción de entrada era imperfecta porque

la razón $\frac{a}{h_c}$ era menor de 3,5. Además, hay que notar que los coeficientes de Woodburn han sido calculados tomando la suma de Bernoulli en vez de la carga, y suponiendo el coeficiente α igual a la unidad, lo que no puede ser exacto. Es de notar que las experiencias de Woodburn dan, con las de Bazin, mayores diferencias que con las fórmulas (41 y 42).

Si se da a m_0 el valor medio 0,32 correspondiente a $n = 10$, se obtiene una sencilla expresión para aristas vivas (2):

$$m = 0,32 + 0,08 \left(\frac{h}{h+a} \right)^2 \quad (46)$$

Las relaciones anteriores de m revelan la poca influencia de los frotamientos en el escurrimiento por vertederos de pared gruesa. Adoptando un valor medio de esta pérdida de carga, que para $n = 10$ sería $\lambda_f = 0,08$, si se introduce también

$\lambda_e = \frac{1}{3}$ en la ecuación de la pág. 430, se obtiene:

$$H = \left(\frac{3}{2} + \frac{1}{6} + 0,04 \right) h_c = 1,71 h_c \quad (47)$$

(1) Durante 1928 y 1929 publicadas en Proceedings A.S.C.E. en Septiembre de 1930 y en Transaction A.S.C.E. (1932) Vol. 96, págs. 387 a 453.

(2) Expresión que revela que con aproximaciones de 2% es despreciable la velocidad inicial con valores de $\frac{h}{h+a} < 0,3$.

relación que permite el uso de la **Tabla N.º 17**, cuando no es dado el gasto (1) y se conoce la carga, siempre que esta difiera poco de H , pues determina e en función de h :

$$e = n h_c = n \frac{h}{1,71} = 0,59 n h \quad (48)$$

o sea, además de la relación $n = \frac{e}{h_c}$ se tiene $n = 1,71 \frac{e}{h}$, relación que es suficientemente exacta para los cálculos. Si la entrada es redondeada $h_c = 1,5 h_c$ y $n = 1,5 \frac{e}{h}$, (2).

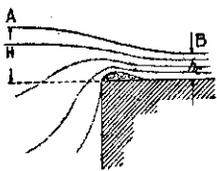


Fig. 117

(1) Se puede justificar aproximadamente el valor $\frac{H}{h_c} = 1,71$ haciendo la hipótesis extrema que

en una grada de subida de gran altura, la presión en el paramento vertical varía hidrostáticamente desde el nivel A (fig. 117). Esta hipótesis que tiende a exagerar el valor de la relación $\frac{H}{h_c}$ no es del todo exacta, pues, en las vecindades de la arista, la velocidad sensible hace disminuir la presión. En estas condiciones, suponiendo sobre la grada escurrimiento crítico, se aplica el teorema de las cantidades de movimiento a la masa encerrada entre las secciones A y B. La masa $\frac{\gamma}{g} Q dt$ entra por A y sale por B en el tiempo dt ; entra con velocidad, prácticamente nula y sale con la

velocidad crítica $U_c = \frac{Q}{h_c}$. Su incremento de cantidad de movimiento, en la unidad de tiempo, es pues:

$$\frac{\gamma}{g} \frac{Q^2}{h_c} = \gamma h_c^3$$

El resto de la masa encerrada entre A y B, queda dentro de esos límites y no varía su cantidad de movimiento.

Las presiones en las caras terminales, únicas fuerzas que dan proyección, en la hipótesis de partida, valen $\gamma \frac{H^2}{2}$, en la cara A, y $-\gamma \frac{h_c^2}{2}$ en la cara B, por lo tanto el teorema dice:

$$\gamma h_c^3 = \frac{\gamma H^2}{2} - \frac{\gamma h_c^3}{2}$$

de donde resulta, finalmente, $H = h_c \sqrt{3} = 1,73 h_c$ relación que da una diferencia de poco más de 1% con la experimental (47).

(2) La relación (47) es variable si la contracción de entrada no es completa. He aquí los valores que ella toma en función de $\frac{a}{h_c}$ cuando las barreras tienen una altura relativa menor de 3,5; calculados los valores por medio de los de λ_c dados anteriormente:

$\frac{a}{h_c} =$	3,5	3	2,5	2	1,5	1	0,5	0,25	0
$\frac{h}{h_c} =$	1,71	1,70	1,69	1,68	1,66	1,63	1,595	1,57	1,5

Estas razones entre la carga y la profundidad crítica sirven para el cálculo de n , en barreras de poca altura, sin redondeo de entrada.

La existencia del escurrimiento crítico sobre los umbrales gruesos en que hay filetes paralelos, queda suficientemente probada en la práctica con la concordancia de estas ideas y la experimentación. Teóricamente se apoya en el principio de gasto máximo a carga dada, ya enunciado, que equivale a energía mínima a gasto dado, o sea, a una economía de la Naturaleza, que en el caso presente puede enunciarse así: La Naturaleza se acomoda con el mínimo de energía o suma de Bernouilli, siempre que con respecto a un mismo plano de referencia, esa energía mínima sobre la barrera sea mayor que la de aguas abajo. También la consideración de ser la velocidad crítica la de la onda, da una nueva base para confirmar su existencia. (1)

EJEMPLO.—¿Cuánto baja la carga de un vertedero de 0,60 m. de altura, 2,0 m. de espesor, de 2,5 m. de largo, sobre cuyo umbral pasan 2,0 m.³:s, si se le redondea la entrada, primitivamente viva? El vertedero no tiene influencia de aguas abajo.

Se tienen los siguientes datos: $a = 0,6$ m., $e = 2,0$ m., y $L = 2,5$ m. El gasto unitario es $q = \frac{2}{2,5} = 0,8$ m³:s, por lo tanto, $h_c = 0,40$ m., lo que nos da

$$n = \frac{2}{0,4} = 5 \text{ y } \frac{a}{h_c} = \frac{0,6}{0,4} = 1,5.$$

Como una primera aproximación se tiene, según la nota de la pág 436, $\frac{h}{h_c} = 1,66$

si la barrera es de arista viva, y $\frac{h}{h_c} = 1,5$ si es redondeada, de modo que las cargas serían:

$$\text{arista viva: } h = 1,66 \times 0,4 = 0,664 \text{ m.}$$

$$\text{arista redondeada: } h = 1,50 \times 0,4 = 0,600 \text{ m.}$$

y, por lo tanto, bajaría con un redondeo de entrada 0,064 m.

Un tanteo más correcto, dándonos h y verificando su valor, lo haremos comenzando por el caso de que la entrada en la barrera sea de arista viva con $h = 0,66$,

lo que nos da: $\frac{h}{a+h} = 0,524$, m, según la **Tabla N.º 17**, valdría $m = 0,365$, como,

según la **Tabla N.º 11**, $h\sqrt{2gh} = 2,37$, se tendría el gasto unitario $q = 0,365 \times 2,37 = 0,865$ en vez de 0,800 m.³:s. Un tanteo con menor carga, $h = 0,63$ m., da, finalmente, $h\sqrt{2gh} = 2,208$ y $m = 0,362$ y, por lo tanto, $q = 0,800$ m.³:s, es decir, que 0,63 m. es la carga correspondiente al gasto.

En forma análoga, si la entrada es redondeada, se tendrá $h = 0,585$ m.,

$$h\sqrt{2gh} = 1,985; \frac{h}{a+h} = 0,494; m = 0,402; q = 0,800 \text{ m.}^3\text{:s.}$$

(1) Es interesante el estudio teórico experimental de Hounter Rouse ya citado (Verteilung der hydraulischen Energie bei einem lotrechten Absturz—Berlín 1933—Laboratorio de Karlsruhe), que demuestra que, como lo hemos dicho anteriormente, aunque a plomo de la caída misma no hay escurrimiento crítico, la diferencia entre el Bernoulli medio y el crítico es ahí prácticamente despreciable. (véase Anales Instituto Ingenieros de Chile, Junio de 1922, pág. 355 y 356).

Por lo tanto, como la carga con entrada de arista viva es de 0,63 m., y redondeada descendiende a 0,585, bajaría redondeando la entrada, 0,045 m.

54. Paredes gruesas influenciadas por aguas abajo.—Si agregando a la suma de Bernouilli, de aguas abajo de la barrera, la pérdida de carga por ensanche, se encuentra sobre el mismo plano de referencia mayor suma de Bernouilli que la crítica sobre la barrera, es imposible la existencia de ésta en ese sitio. Tal cosa sucede cuando al elevar el nivel de aguas abajo de un vertedero en pared gruesa, se pasa un cierto límite (fig. 118). Difícil es dar analíticamente este límite, porque la aplicación del teorema de las cantidades de movimiento supone

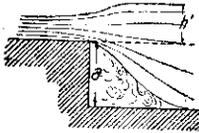


Fig. 118

el conocimiento de la presión que obra en la cara de la barrera o grada, como se explica en general en el capítulo siguiente. Experimentalmente, para el caso del vertedero, encontró Bazin que el nivel de aguas abajo se puede elevar hasta 40% de la profundidad crítica sobre el torrente de la barrera, sin que se note aguas arriba la menor alteración.

Esto es, decir que el escurrimiento crítico que aísla de las influencias de aguas abajo, subsiste hasta ese límite. El punto de destrucción del escurrimiento crítico por el nivel de aguas abajo depende algo de la altura de barrera, pero la influencia de ésta es poca.

Si llamamos h' la altura de aguas abajo sobre el plano del umbral, la destrucción del escurrimiento crítico se verifica cuando h' toma el valor: $h' = 1,39 h_c$. (1) Notando que $h = 1,71 h_c$ aproximadamente, ese límite en función de la carga es

$$h' = \frac{1,39}{1,71} h = 0,810 h; \text{ más o menos } \frac{5}{6} h \text{ como dice Bazin.}$$

Indicamos a continuación los coeficientes de gasto, sacados de las experiencias de Bazin para las barreras influenciadas por aguas abajo, es decir, para el caso en que $h' > 1,39 h_c$, y los damos en función de las razones $\frac{h-h'}{h_c}$ y $\frac{h-h'}{h}$. Cuando $h = 1,39 h_c$ esas razones valen, respectivamente, 0,31 y 0,18. He aquí los coeficientes:

$\frac{h-h'}{h_c} =$	0,31	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05	0
$\frac{h-h'}{h} =$	0,18	0,135	0,105	0,072	0,044	0,014	0
$m =$	0,32	0,30	0,26	0,23	0,19	0,14	0

(1) En realidad, analizando las experiencias, este límite es función de la altura de la barrera, pudiendo darse los siguientes valores numéricos:

$\frac{a}{h_c} =$	0	0,25	0,5	0,75	1	2	3	5	6	8	10
$\frac{h_1 \text{ lim.}}{h_c} =$	1	1,19	1,28	1,32	1,35	1,39	1,395	1,38	1,37	1,35	1,34

Puede verse «Gradas de bajada», Anales del Instituto de Ingenieros, 1922, N.º 9.

Los valores anteriores son válidos para alturas de barrera comprendidas entre 3 y 10 veces la profundidad crítica (1) Superfluo es agregar que se trata, además, de barreras cuyos espesores de umbral verifican el paralelismo de filetes. Los coeficientes anteriores son para barreras cuya entrada es de arista viva.

(1) También en estas barreras influenciadas, de umbral grueso puede ser útil la siguiente fórmula empírica que prescinde de la carga del vertedero:

$$m = 0,532 - 0,153 \frac{h'}{h} \tag{49}$$

válida siempre que $\frac{h}{h_c}$ sea menor de 2,5, y que da los siguientes valores:

$\frac{h'}{h_c}$	=	2,5	2,2	2,1	2,0	1,9	1,8	1,7	1,6	1,5	1,39
m	=	0,15	0,195	0,211	0,226	0,241	0,257	0,272	0,287	0,302	0,320

esa fórmula supone entrada de arista viva. Si la entrada es redondeada se aumentarán en un 10%.

(2) Interesante desde el punto de vista teórico es el vertedero triangular de pared francamente gruesa y entrada redondeada, en que debe verificarse, según lo dicho, el escurrimiento crítico. Las experiencias hechas en Chile por L. Cruz-Coke y C. Moya (1924) comprueban ampliamente este hecho (tesis citada, pág. 102). Si no era muy grande la curvatura de filetes, la introducción de piezómetros en la vena sobre el umbral demostró la existencia de la ley hidrostática en la sección.

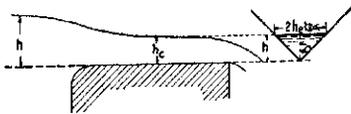


fig. 119

A estos casos se les midió el coeficiente de gasto que también puede calcularse teóricamente. En efecto, (fig. 119) la carga h , o suma de Bernoulli de aguas arriba es igual a la suma de Bernoulli crítica sobre el umbral si a ésta se agregan las pérdidas de carga, que con entrada redondeada se reducen a los frotamientos. Expresando éstos en alturas de velocidad crítica, obtenemos, en la sección triangular en que el Bernoulli crítico

es $\frac{5}{4}h_c$ y en que la altura de velocidad crítica es $\frac{h_c}{4}$:

$$h = (5 + \lambda_f) \frac{h_c}{4}$$

Como $h_c = \left(\frac{2Q^2}{g \operatorname{tg}^2 \alpha} \right)^{\frac{1}{3}}$, se obtiene haciendo reemplazos y despejando el gasto:

$$Q = \frac{1}{2} \left(\frac{4}{5 + \lambda_f} \right)^{\frac{5}{3}} \operatorname{tg} \alpha h^{\frac{3}{2}} \sqrt{2gh}$$

es decir que el coeficiente de gasto de un vertedero triangular, con escurrimiento crítico, es:

$$m = \frac{1}{2} \left(\frac{4}{5 + \lambda_f} \right)^{\frac{5}{3}} \tag{50}$$

Si no hubiera pérdidas de frotamientos, λ_f sería cero y $m = \frac{1}{2} \left(\frac{4}{5} \right)^{\frac{5}{3}} = 0,2865$. Para evaluar

λ_f notemos que en sección triangular de profundidad h_c , el radio hidráulico vale $R = \frac{h_c}{2} \operatorname{sen} \alpha$, y, por lo tanto, en un umbral de espesor $e = nh_c$ la pérdida total es:

55. Paredes intermedias no influenciadas e influenciadas por aguas abajo.—

Hemos llamado paredes intermedias aquellas cuyo espesor de umbral es menor de $5 h_c$ o lo que es aproximadamente lo mismo, menor de $3 h$, siempre que la napa se adhiera al umbral, pues, en caso contrario son paredes delgadas. En paredes inter-

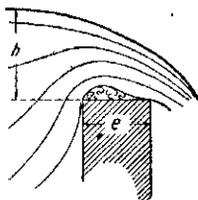


Fig. 120

medias es muy difícil hacer consideraciones analíticas que lleven al coeficiente de gasto. No hay tampoco anulación de las influencias de aguas abajo, de modo que el escurrimiento depende del nivel de las aguas posterior a la barrera y de la forma de la napa. Se complica, además, el estudio cuando el espesor de umbral es muy pequeño. Si se opera disminuyendo la carga de una napa libre, que escurre sin adherencia al umbral, en un umbral de espesor e (fig. 120) se efectuará la adherencia cuando $h/e = 1,5$, como se dijo en el párrafo 52. Al contrario, si adherida la napa al umbral se opera aumentando la carga, se producirá la separación cuando la razón h/e tome el valor 2. Entre estos límites la napa libre es inestable: un cuerpo extraño flotante, la introducción de aire, etc. determinan la separación de la napa del umbral. Por otro lado, la forma de la napa depende de la razón a/h , en que a es, como de costumbre, la altura de la barrera y h la carga. El gasto varía con la forma de la napa y con la adherencia o separación del umbral; circunstancias que no tienen dependencia entre sí. No entraremos aquí en detalles que no tienen importancia práctica; solamente enunciaremos la expresión del módulo de Bazin para napas libres, en que m_0 es el coeficiente de gasto de un vertedero de pared delgada con napa libre, de igual altura y carga:

$$\frac{m}{m_0} = 0,700 + 0,185 \frac{h}{e} \quad (51)$$

cuyos valores entre sus límites de aplicación (1) son:

$$\Lambda = f e = \frac{2U^3}{C^2 h_c} \operatorname{sen} \alpha n h_c = \frac{2U^3}{C^2} \operatorname{sen} \alpha = 4n \operatorname{sen} \alpha \frac{g}{C^2} \frac{U^3}{2g}$$

es decir que el factor de resistencia vale:

$$\lambda_f = 4g \frac{\operatorname{sen} \alpha}{C^2} n$$

Aceptando, en el ángulo ensayado de 90° , el coeficiente $C=50$ se obtiene:

$$\lambda_f = 0,016 n$$

Introduciendo este valor en la ecuación (50, se han calculado los coeficientes que a continuación se comparan con los experimentales; en umbral de $n > 5$:

$$m \left\{ \begin{array}{l} n = \quad 5 \quad 10 \quad 17 \\ \text{calculado} = \quad 0,274 \quad 0,265 \quad 0,250 \\ \text{experimental} = \quad 0,269 \quad 0,260 \quad 0,251 \end{array} \right.$$

(1) El espesor de umbral $e = 5 h_c$, límite de separación que hemos fijado entre las paredes grue-

$$\frac{h}{e} = 0,33 \quad 0,5 \quad 0,75 \quad 1 \quad 1,25 \quad 1,50 \quad 1,62 \quad 2,00$$

$$\frac{m}{m_0} = 0,75 \quad 0,79 \quad 0,84 \quad 0,89 \quad 0,93 \quad 0,98 \quad 1,00 \quad 1,07$$

como se ve, cuando $\frac{h}{e}$ excede de 1,62 el módulo es mayor que la unidad, es decir, que en esos casos la pared intermedia con napa libre tiene un coeficiente de gasto mayor que la delgada.

En el gráfico de la figura 121 se resumen las paredes intermedias, cuyas napas

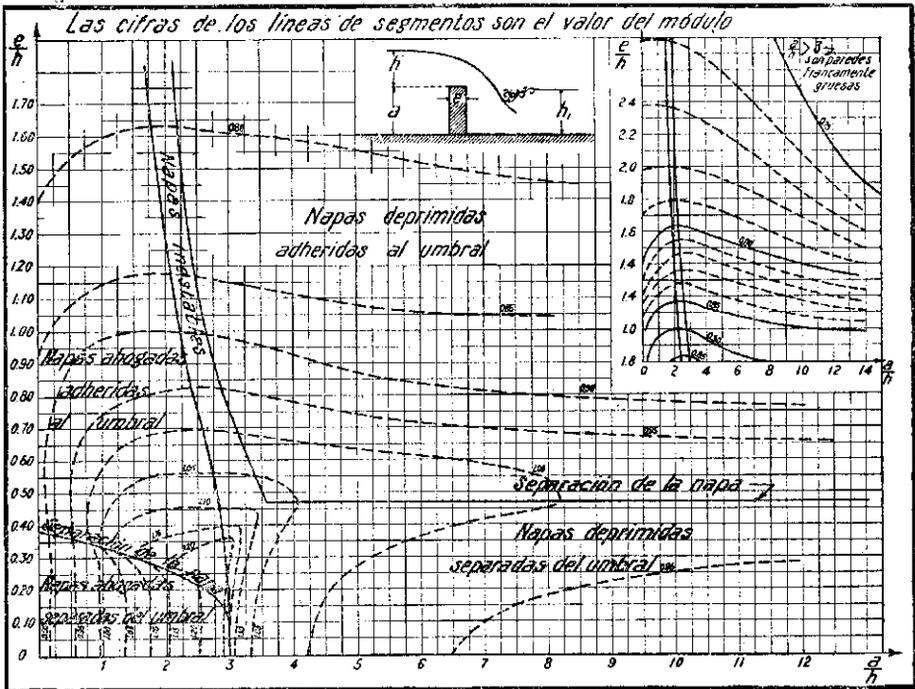


Fig. 121

no son libres. En él aparecen en función de las razones $\frac{a}{h}$ y $\frac{e}{h}$ la forma de napa y las intermedias, es, como se ha dicho, en función de la carga, $e = 5 \frac{h}{1,71} = 2,98h$, prácticamente $3h$, y su inversa, $\frac{h}{e} = 0,33$ es el límite señalado en el cuadro que sigue. Bazin dice que la fórmula (51), da buenos resultados, precisamente en valores de $\frac{h}{e}$ mayores de $\frac{1}{3}$ (Experiences Nouvelles, pág. 58), por lo tanto, su fórmula es, efectivamente, sólo de paredes intermedias,

correspondiente y el módulo; también aparece la circunstancia de adherencia o separación al umbral. El gráfico se refiere únicamente a *vertederos no influenciados por aguas abajo*.

En paredes intermedias la adherencia al umbral retarda la influencia del nivel de aguas abajo. No existe esa influencia, evidentemente, si sigue a la barrera un régimen torrencial y tampoco existe, *aunque la siga un río*, si la altura de éste, siendo inferior al nivel de la cresta, está *más de 0,3 h por debajo del umbral*.

A continuación van los módulos de las paredes intermedias influenciadas. Los módulos $\frac{m}{m_1}$, razón entre el coeficiente de gasto del vertedero de pared intermedia influenciado por aguas abajo, y el mismo sin influencia (m_1), dado por el gráfico de la *figura 121*, aparecen en función de la razón $\frac{h-h'}{h} = 1 - \frac{h'}{h}$. En esta razón; h' es la diferencia entre el nivel del río de aguas abajo y el del umbral y h la carga; h' es negativo si el nivel de aguas abajo queda más bajo que el del umbral y positivo si queda por encima de él:

$$\frac{h-h'}{h} = 1,30 \quad 1,20 \quad 1,10 \quad 1,00 \quad 0,90 \quad 0,80$$

$$\frac{m}{m_1} = 1,00 \quad 0,992 \quad 0,985 \quad 0,975 \quad 0,97 \quad 0,96$$

$$\frac{h-h'}{h} = 0,70 \quad 0,60 \quad 0,50 \quad 0,40 \quad 0,30 \quad 0,20$$

$$\frac{m}{m_1} = 0,95 \quad 0,93 \quad 0,91 \quad 0,88 \quad 0,85 \quad 0,81$$

Las experiencias de Bazin, de donde se han deducido estos módulos, abarcan valores de $\frac{c}{h}$ comprendidos entre 0,30 y 1,7, y valores de $\frac{a}{h}$ entre 1 y 6. (1)

EJEMPLO: En un canal rectangular de concreto de 2 mts. de ancho y de pendiente de 0,0008 hay una barrera paralelepípedica de 0,50 mts. de altura y 0,7 de espesor. Se pide determinar las mayores profundidades del remanso de aguas arriba de la barrera cuando el gasto sea de 0,300 y 2,000 m³:seg. Las mayores profundidades del remanso corresponden a las secciones en que se mide la carga del vertedero.

Calculando las profundidades de régimen uniforme por el método ordinario (cap. VIII), resultan $h_n = 0,22$ mts. para $Q = 0,300$ m³:s y $h_n = 0,77$ para $Q = 2$ m³:s.

Estudiando primeramente el escurrimiento de 0,300 m³:seg., al que corresponde un gasto unitario de $q = 0,150$ m³:seg. y una profundidad crítica $h_c = 0,13$ mts.

(1) Experiences nouvelles sur l'écoulement en déversoirs — 5^{ème} Article, cuadro de la pág. 60.

se ve que siendo $n = \frac{e}{h_c} = \frac{0,7}{0,13} = 5,39$, se trata de un vertedero de pared gruesa.

La $h_n = 0,22$ m. que es la profundidad de aguas abajo del vertedero, no influye sobre el gasto. La carga en ese caso vale $h = 1,71 h_c$ o sea $h = 0,22$. Formando

la razón $\frac{h}{h+a} = 0,31$ entramos en la **Tabla N.º 17** que, interpolando, nos da:

$m = 0,329$. Verificando el gasto con este coeficiente, notando que $h\sqrt{2gh}$, sacado de la **Tabla N.º 11** vale $0,444$, se obtiene:

$$Q = 0,329 \times 2 \times 0,444 = 0,292 \text{ m}^3\text{:seg}$$

que tiene una diferencia de $2,6\%$ con el gasto dado, lo que nos da un error de poco más de $\frac{2}{3} \times 2,6 = 1,8\%$ por defecto en la carga, es decir unos 4 mm., que no tomaremos en cuenta.

Cuando escurren los $2 \text{ m}^3\text{:seg.}$ el gasto unitario será $1 \text{ m}^3\text{:seg.}$ y la profundidad crítica es $0,47$ mts. Por lo tanto, el espesor relativo de umbral valdrá

$$n = \frac{0,7}{0,47} = 1,49, \text{ lo que indica que se trata de una pared intermedia.}$$

Por medio de las razones $\frac{a}{h_c} = \frac{0,5}{0,47} = 1,06$ y $\frac{h_r}{h_c} = \frac{0,77}{0,47} = 1,64$, entrando al gráfico de la *figura 106*, se ve que el resalto está al pie y casi al límite de ser rechazado.

En vista de esto tenemos una pared intermedia influenciada por aguas abajo, pues la profundidad después de la barrera es mayor que la altura de ésta. La carga será entonces menor de $1,71 h_c$, o sea menor de $h = 1,71 \times 0,47 = 0,80$. Tanteando

con $h = 0,69$, se encuentra $h\sqrt{2gh} = 2,535$; $\frac{a}{h} = \frac{0,5}{0,69} = 0,725$; $\frac{e}{h} = \frac{0,7}{0,69} =$

$1,015$. Formando la razón $\frac{h-h'}{h}$ en que h' es el exceso de la profundidad de aguas abajo sobre el nivel de la cresta, positivo en este caso, y que vale $h' = 0,77 - 0,5 = 0,27$ (puesto que como se vió la profundidad de aguas abajo era: $h_n = 0,77$).

Entramos con la $\frac{h-h'}{h}$ que vale: $\frac{0,69-0,27}{0,69} = 0,61$ al cuadro de la *página 441*

que nos da $\frac{m}{m_1} = 0,93$; m_1 es el coeficiente del vertedero no influenciado de la

misma napa que lo obtenemos del módulo $\frac{m}{m_0}$ sacado del gráfico de la *figura 121*,

que para razones $\frac{e}{h}$ y $\frac{a}{h}$ arriba formadas da: $\frac{m}{m_0} = 0,88$. Como $m_0 = 0,482$, según la **Tabla N.º 12**, se tiene finalmente: $m = 0,93 \times 0,88 \times 0,482 = 0,394$, coeficiente que verifica el gasto:

$$Q = 0,394 \times 2 \times 2,535 = 2 \text{ m}^3\text{:seg.}$$

Las profundidades mayores del remanso que antecede a la barrera son, en consecuencia de $0,5+0,22=0,77$ m. si el gasto es de $0,300\text{ m}^3\text{:s}$ y de $0,5+0,69=1,19$ si el gasto que escurre es de $2\text{ m}^3\text{:s}$.

56. Vertederos en pared gruesa con contracción lateral.—Ejemplo.—La contracción lateral disminuye el largo útil del vertedero de pared delgada, puede considerarse análogo su efecto en el de pared gruesa. A falta de un razonamiento lógico, puede aceptarse que esa disminución es proporcional a la carga, como aceptaba Francis y que equivale a una disminución de largo del vertedero de nh por lado contraído. La contracción lateral viene a producir como un ensanche de reacción sobre el umbral, que se traducirá en una pérdida adicional de entrada. El ensanche se efectuará desde un ancho $l-2nh$ al ancho l , que es el largo del vertedero. En los vertederos de pared gruesa con contracción lateral y entrada de arista viva, la pérdida de entrada será, según esto, mayor de $\frac{l}{3}$. Tenderá, siempre que l sea mayor que $3h$ al valor $\frac{l}{2}$, si se acepta despreciable la variación de altura y válido el principio de Borda.

Llamando, como siempre, l el largo del vertedero y L el del canal de aducción, en el cual la velocidad es:

$$u_0 = \frac{Q}{(h+a)L} = \frac{mlh\sqrt{2gh}}{L(h+a)}$$

y por lo tanto, la altura de velocidad inicial del vertedero es:

$$\alpha \frac{u_0^2}{2g} = \alpha m^2 h \frac{l^2}{L^2} \left(\frac{h}{h+a} \right)^2$$

La suma de Bernoulli será:

$$H = h + \alpha m^2 h \frac{l^2}{L^2} \left(\frac{h}{h+a} \right)^2$$

Introduciendo este valor de H en la fórmula general de vertederos, análogamente a lo expuesto en paredes delgadas, notando que por efecto de la contracción lateral, el largo útil del vertedero es: $\left(l - \frac{2nh}{l} \right)$ se obtiene:

$$m = m_0 \left(l - 2n \frac{h}{l} \right) \left[1 + \frac{3}{2} m^2 \alpha \frac{l^2}{L^2} \left(\frac{h}{h+a} \right)^2 \right]$$

Aceptaremos para n , si la contracción es completa, el valor $n=0,1$ igual que en las paredes delgadas y para $\alpha \frac{3}{2} m^2$, el valor $0,26$, dado anteriormente en las paredes gruesas, lo que nos da, si la contracción lateral es completa:

$$m = m_o \left(1 - 0,2 \frac{h}{l} \right) \left[1 + 0,26 \frac{l^2}{L^2} \left(\frac{h}{h+a} \right)^2 \right] \quad (52)$$

En esta ecuación m_o es el dado por la expresión (42).

Sobre esta materia no existen más experiencias que las de Lesbros en paredes de mucho espesor (3 metros) con pequeñas cargas (hasta 0,30 mts.) con cuyos coeficientes coincide muy bien esta fórmula (1).

56a. Paredes intermedias con contracción lateral.—En las paredes intermedias con contracción lateral, a falta de experiencias, se puede tomar el módulo como si dicha contracción no existiera, pero tomando el valor de m_o que da la fórmula de Hégly (Tabla N.º 14).

EJEMPLO N.º 1.—Un canal de concreto de sección rectangular de 5 mts. de ancho. se angosta a 2 mts. (Fig. 122). En el cambio de ancho hay una barrera de 0,6 m. de altura por 1,50 de espesor. ¿Qué gasto escurre si la profundidad de aguas arriba de la barrera es de 1,15 m. y si el nivel de aguas abajo no influye?

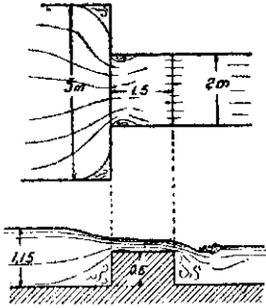


Fig. 122

La carga del vertedero es $1,15 - 0,6 = 0,55$ m., que nos da $h \sqrt{2 g h} = 1,81$. El espesor relativo de umbral de $\frac{e}{h} = 2,7$ lo que indicaría que se trata de una pared intermedia. Pero atendiendo a que la carga está aumentada por efecto de la contracción lateral, aceptemos que es una pared gruesa al límite ($n = 3h = 5h_c$). La contracción lateral es completa, pues hay por cada lado casi $3h$ de ancho. El coeficiente de gasto sería:

$$m = m_o \left(1 - 0,2 \frac{0,55}{2} \right) \left[1 + 0,26 \frac{2^2}{5^2} \left(\frac{0,55}{0,55 + 0,6} \right)^2 \right] = 0,965 m_o$$

Como para este espesor de umbral m_o vale 0,324, el coeficiente de gasto es: $m = 0,965 \times 0,324 = 0,313$. El gasto será:

$$Q = 0,313 \times 2 \times 1,81 = 1,13 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

La profundidad crítica es $h_c = 0,32$ y $n = 4,69$. No vale la pena volver a tantear, suponiendo pared intermedia.

Si no hubiera habido contracción, esa carga habría dado pared intermedia, y,

(1) He aquí su comparación con las experiencias de Lesbros:

	$h =$	0,10	0,15	0,10	0,25	0,30
m	Fórmula (52)	= 0,296	0,317	0,324	0,326	0,329
	Exp. de Lesbros	= 0,304	0,315	0,193	0,321	0,324

como $\frac{a}{h} = \frac{0,6}{0,55} = 1,1$ y $\frac{e}{h} = \frac{1,5}{0,55} = 2,72$, según el gráfico de la fig. 121, $\frac{m}{m_0} = 0,77$ y $m = 0,356$; es decir, el gasto habría sido más del 1% mayor.

EJEMPLO N.º 2.—Si la barrera del ejemplo anterior hubiera tenido un espesor de solo 0,50 mts. ¿qué gasto habría correspondido a la misma carga de 0,55 mts.?

Hechas las razones $\frac{e}{h} = \frac{0,50}{0,55} = 0,9$ y $\frac{a}{h} = \frac{0,6}{0,55} = 1,09$ y entrando al gráfico de la fig. 121, se ve que el módulo es $\frac{m}{m_0} = 0,92$. Para calcular m_0 se procede por la fórmula de Hégly, formando las razones $\frac{L-l}{L} = \frac{5-2}{5} = 0,6$ y $\frac{l}{L} = \frac{2}{5} = 0,4$ y $\frac{h}{h+a} = \frac{0,55}{1,15} = 0,48$. Se encuentra $m_0 = 0,392 \times 1,02 = 0,402$. Lo que da finalmente $m = 0,92 \times 0,42 = 0,37$. Por lo tanto el gasto será: $Q = 0,37 \times 2 \times 1,81 = 1,34 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Si no hubiera habido contracción lateral el coeficiente habría sido $m = 0,92 \times 0,462 = 0,425$, es decir, que la contracción nos da un gasto casi 15% menor.

57. Vertederos de barreras inclinadas y redondeadas.—Reuniremos en este párrafo los umbrales de formas diferentes a las ya estudiadas; barreras cuyos paramentos no sean verticales, o umbrales de formas adecuadas para asegurar la unión de la napa a la pared, utilizados en rebases de tranques.

Sobre esta materia de proyecciones tan indefinidas se ha experimentado con poco método en pequeños y grandes modelos. En general, los grandes laboratorios de Hidráulica que han sido encargados de estudiar un rebalse adecuado a un caso concreto de la práctica, lo han hecho en modelos reducidos, y, deduciendo consecuencias a través de la ley de semejanza, han dado fórmulas empíricas que han sido aplicadas; generalizando muchas veces los resultados, más allá de los límites de justa aplicación. A este hecho se debe en gran parte la acumulación de experimentaciones sin método ni orden aparente, y, cuyos resultados no concuerden en absoluto, ni sea posible encuadrar bien las experiencias de diversos autores. La semejanza mecánica que se verifica entre dos modelos geoméricamente semejantes para un mismo valor de la razón entre la carga y la altura de barrera, tiene en contra suya la desigual repartición de la velocidad afluyente que algo la falsea, y a los frotamientos interiores que también se hacen sentir en paramentos relativamente largos a que se adhiere la napa.

Es difícil resumir en pocas conclusiones los resultados experimentales; sin embargo haremos las siguientes observaciones generales:

1. *La inclinación del paramento de aguas arriba* aumenta el gasto; siempre que no sea tan suave que equivalga a una contrapendiente. La inclinación de ese paramento que produce el mayor gasto es de 1 de alto por 2 de base.

2. La inclinación del paramento de aguas abajo no influye si es cercana a la vertical; aumenta el gasto cuando es suficiente para provocar la adherencia de la napa (figura 123) pero si la inclinación es más suave que 1:1, tendiendo la forma de umbral a la pared gruesa, tiende al de ese tipo el coeficiente de gasto.

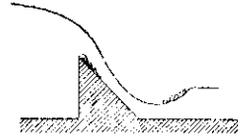


Fig. 123

3. Las experiencias verificadas en vertederos de umbral plano de poco espesor y paramentos inclinados, con cargas suficientes para que la napa se desprege del umbral, siguen los resultados anotados arriba. Con napas unidas al umbral se aminora la influencia del paramento inclinado de aguas abajo; comportándose como si solamente existiera el umbral y el paramento de aguas arriba. Esto sucede especialmente si los vertederos son sumergidos o, simplemente, con resalto al pie.

4. Los redondeos de la arista de aguas arriba aumentan el gasto en un 10% por término medio.

5. Los umbrales gruesos en contrapendiente suave tienen coeficientes equivalentes a las paredes delgadas y aun dan mayores coeficientes que ellas.

6. La forma de la napa tiende a producir los mismos efectos que en las paredes delgadas verticales.

7. En vertederos de paramentos inclinados se pueden calcular los coeficientes partiendo del de pared delgada vertical de napa libre, de igual altura y carga por superposición de los efectos de las diferentes circunstancias del tipo en estudio. Los efectos se computan por el exceso positivo o negativo en cada circunstancia. Así por ejemplo, un vertedero de 0,5 de altura con ambos paramentos inclinados 1:1, con carga $h = 0,3$ en que la inclinación de aguas arriba aumenta el módulo en 0,10 y la de aguas abajo en 0,13, daría: $\frac{m}{m_0} = 1,23$. La Tabla N.º 12 le asigna el módulo:

$\frac{m}{m_0} = 1,20$. En las Tablas 18 a 25 van una gran cantidad de tipos experimentados por Bazin, Horton, Williams, Hazen, Rehbock, Rafter, Ballester y Freeman.

El orden de las tablas obedece a la siguiente clasificación:

A.—UMBRALES DE ARISTA VIVA, PARED DELGADA

I Paramento de aguas arriba inclinado y de aguas abajo vertical:

- 1.º Napa libre (Bazin y Horton y Williams)
 - 2.º Napas no libres—resalto alejado (Bazin)
- } **Tabla N.º 18**

II Paramento de aguas arriba vertical y de aguas abajo inclinado:

- 1.º Napas no libres—resalto alejado (Bazin)
 - 2.º Napas no libres—resalto al pie (Bazin)
- } **Tabla N.º 19**

III Ambos paramentos inclinados:

1.º Resalto alejado (Bazin)..... **Tabla N.º 20**

B.—PAREDES INTERMEDIAS*I Paramento de aguas arriba inclinado y de aguas abajo vertical:*

1.º Resalto alejado (Bazin, Rafter, Williams y Hazen)..... **Tabla N.º 21**

II Paramento de aguas arriba vertical y de aguas abajo inclinado:

1.º Resalto alejado (Bazin)..... **Tabla N.º 22**

III Ambos paramentos inclinados:

1.º Resalto alejado (Bazin)..... **Tabla N.º 23**

C.—UMBRALES REDONDEADOS*I Pequeños modelos:*

1.º Resalto alejado (Bazin)..... **Tabla N.º 24a**

2.º Resalto alejado—Tomando en cuenta la similitud mecánica (Rehbock)..... **Tabla N.º 24b**

II Grandes modelos:

1.º (Universidad de Cornell)..... } **Tabla N.º 24c**
2.º (Ballester)..... }

D.—PAREDES GRUESAS EN CONTRAPENDIENTE Y TIPOS MIXTOS

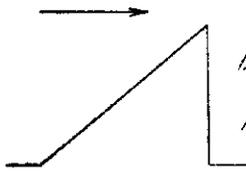
1. (Freeman, Horton y Rafter)..... **Tabla N.º 25**

TABLA N° 18

VERTEDEROS - UMBRALES DE ARISTA VIVA
PARAMENTO DE AGUAS ARRIBA INCLINADO
Y DE AGUAS ABAJO VERTICAL

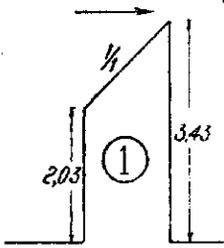
1º Napa libre

BAZIN



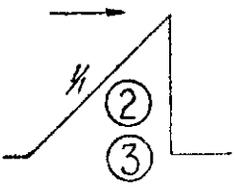
Inclinación	$\frac{\text{base}}{\text{altura}} = \frac{4}{1}$	$\frac{2}{1}$	$\frac{1}{1}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$
módulo	$\frac{m}{m_0} = 1,09$	1,12	1,10	1,07	1,04

HORTON Y WILLIAMS



Coefficientes de gasto, m:

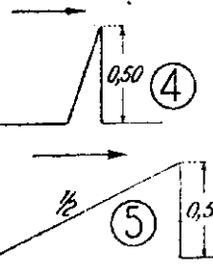
Tipo	Carga en metros									
	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	0,60	0,80	1,0	1,20
①	0,451	0,451	0,452	0,452	0,453	0,453	0,454	0,455	0,457	0,458
②	0,453	0,454	0,454	0,455	0,456	0,457	0,457	0,457	0,457	0,462
③	0,451	0,451	0,452	0,452	0,453	0,454	0,454	0,458	0,459	0,462



La barrera del tipo ② tiene
2,03 m de altura la del ③ 3,43 m.

2º Napas distintas de la libre - Dep = depri-
mida - Ah = ahogada - (Resalto alejado)

BAZIN

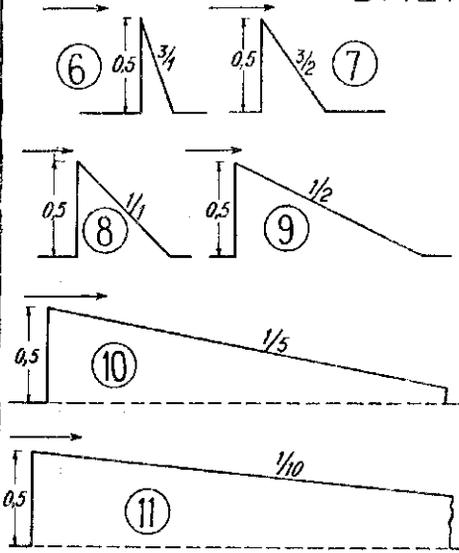


Tipo	Módulo de gasto						
	Carga en metros						
	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
④	1,035	1,085	1,180	1,145	1,140	1,080	1,005
	Dep.	Dep.	Ah.	Ah.	Ah.	Ah.	Ah.
⑤	1,145	1,185	1,195	1,180	1,160	1,145	1,130
	Dep.	Dep.	Ah.	Ah.	Ah.	Ah.	Ah.

TABLA N° 19

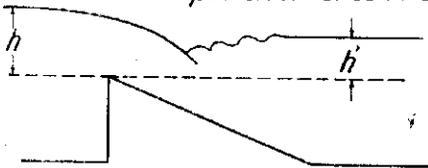
VERTEDEROS - UMBRALES DE ARISTA VIVA PARAMENTO DE AGUAS ARRIBA VERTICAL Y DE AGUAS ABAJO INCLINADO

1° Resalto alejado
Dep = napa deprimida - Ah = ahogada - Ad = Adherente
BAZIN



Módulos de gasto				
Tipo	Carga en metros			
	0,1	0,2	0,3	0,4
⑥	0,995 Dep	1,125 Dep	1,085 Ah	1,030 Ah
⑦	1,165 Ad	1,180 Ad	1,03 Ah	1,03 Ah
⑧	1,165 Ad	1,125 Ad	1,130 Ad	1,130 Ad
⑨	0,990 Ad	1,015 Ad	1,020 Ad	1,025 Ad
⑩	0,880 Ad	0,900 Ad	0,910 Ad	0,905 Ad
⑪	0,820 Ad	0,830 Ad	0,840 Ad	0,845 Ad

2° Resalto al pie
Las mismas barreras N°s 8, 9 y 10, pero con resalto al pie.
Si el nivel de aguas abajo es superior al del umbral, h' es positivo. Si es inferior es negativo



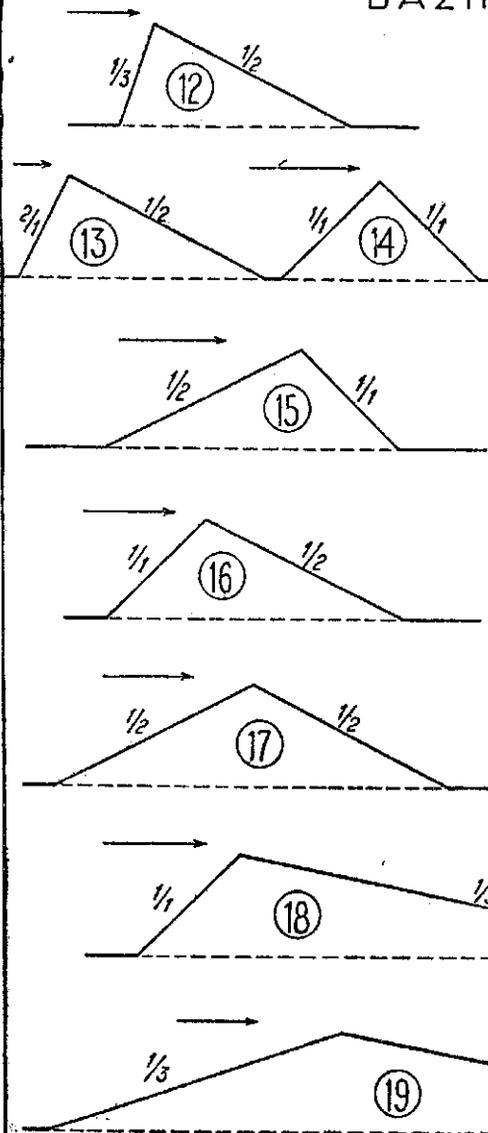
En el cuadro adjunto $\frac{m}{m_1}$ es el coeficiente propio del vertedero y $\frac{m_1}{m_1}$ el del mismo vertedero pero con resalto alejado. Las cargas experimentadas son menores de 0,40 m

Valores de $\frac{m}{m_1}$			
$\frac{h-h'}{h}$	⑧	⑨	⑩
0,1	0,34	0,40	0,65
0,2	0,61	0,67	0,86
0,3	0,66	0,78	0,95
0,4	0,74	0,84	0,99
0,6	0,84	0,94	1,00
0,8	0,91	0,98	
1,0	0,96	0,99	
1,2	0,98	1,00	
1,4	0,99		
1,6	1,00		

TABLA N° 20

VERTEDEROS - UMBRALES DE ARISTA VIVA
 AMBOS PARAMENTOS INCLINADOS
Resalto alejado

BAZIN



Módulos de gasto				
Tipo	Carga en m.			
	0,1	0,2	0,3	0,4
12	1,05	1,07	1,075	1,07
13	1,065	1,00	1,0	1,085
14	1,230	1,205	1,200	1,110
15	1,205	1,19	1,18	1,125
16	1,095	1,110	1,125	1,125
17	1,110	1,120	1,125	1,135
18	1,015	1,005	1,005	1,000
19	1,045	1,040	1,040	1,035

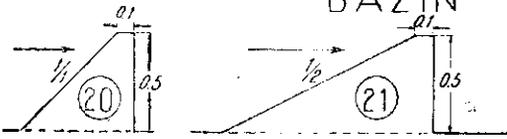
Todas las barreras experimentadas son de 0,5 m.

TABLA N°21

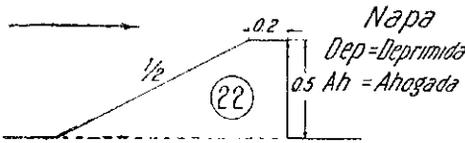
VERTEDEROS - PAREDES INTERMEDIAS
PARAMENTO DE AGUAS ARRIBA INCLINADO
Y DE AGUAS ABAJO VERTICAL

Resalto alejado

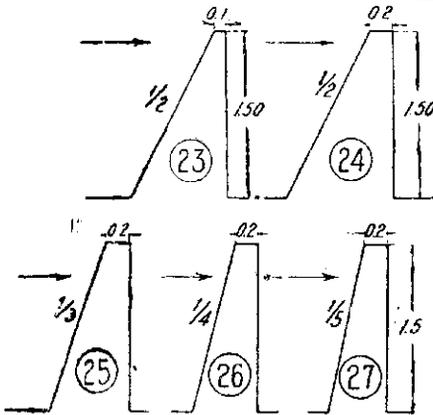
BAZIN



Modulo de gasto				
Tipo	Carga en m			
	0.1	0.2	0.3	0.4
20	0.925	1.025	1.14	1.15
	Dep	Ah	Ah	Ah
21	0.945	1.065	1.105	1.110
	Dep	Ah	Ah	Ah
22	0.890	0.970	1.025	1.055
	Dep	Ah	Ah	Ah

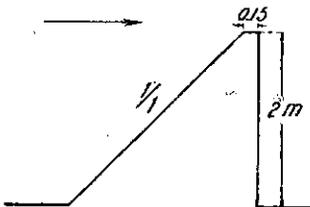


RAFTER



Coeficientes de gasto					
Tipo	Carga en m				
	0.15	0.3	0.45	0.6	1.50
23	0.417	0.458	0.475	0.469	0.461
24	0.401	0.428	0.447	0.455	0.461
25	0.454	0.475	0.477	0.459	0.442
26	-	0.428	0.432	0.433	0.433
27	0.413	0.415	0.416	0.417	0.422

WILLIAMS Y HAZEN

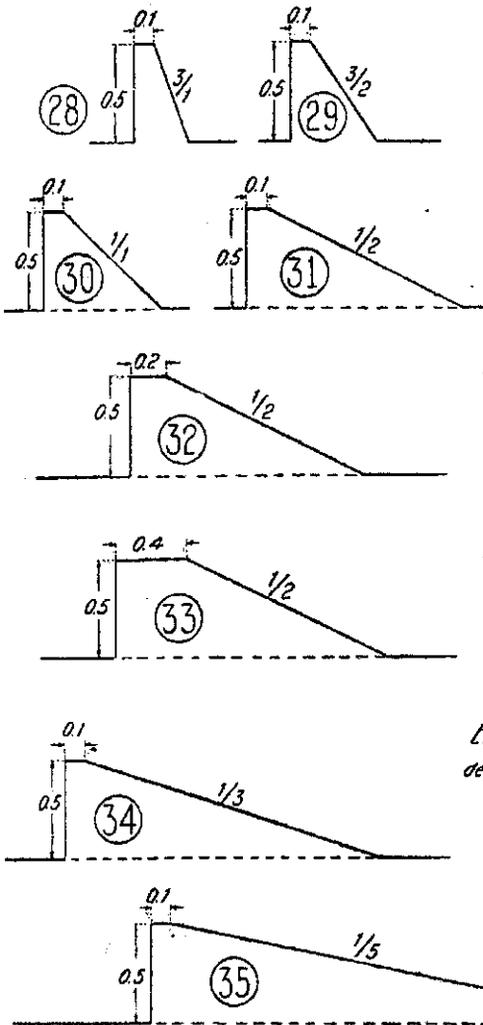


h (mts) =	0.15	0.20	0.25	0.30	0.40
m =	0.413	0.432	0.441	0.446	0.451
h mts =	0.5	0.6	0.8	1.0	1.2
m =	0.454	0.456	0.460	0.444	0.467

TABLA N°22

VERTEDEROS - PAREDES INTERMEDIAS
PARAMENTO DE AGUAS ARRIBA VERTICAL
Y DE AGUAS ABAJO INCLINADO

Resalto alejado
BAZIN



	Módulo de gasto			
	Carga en metros			
	0.1	0.2	0.3	0.4
28	0.87 D	1.085 Ad	1.16 Ah	1.05* Ah
29	0.875 Ad	1.145 Ad	1.195 Ad	1.105* Ad
30	0.885 Ad	1.065 Ad	1.18 Ad	1.14 Ad
31	0.865 Ad	0.995 Ad	1.060 Ad	1.04 Ad
32	0.745 Ad	0.855 Ad	0.950 Ad	1.01 Ad
33	0.75 Ad	0.77 Ad	0.82 Ad	0.865 Ad
34	0.85 Ad	0.96 Ad	0.985 Ad	0.985 Ad
35	0.825 Ad	0.890 Ad	0.905 Ad	0.905 Ad

El signo * significa napa separada del umbral.

D = napa deprimida

Ad = napa adherente

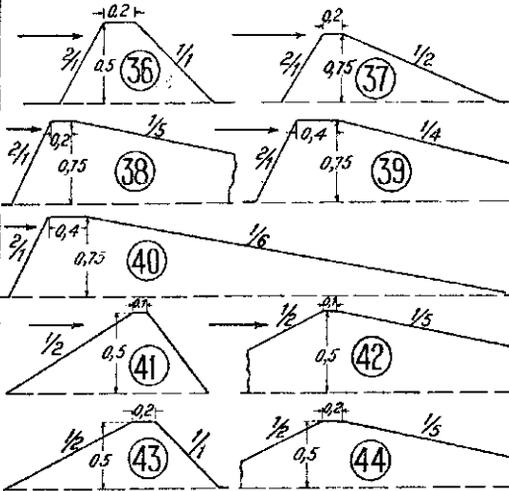
Ah = napa ahogada

TABLA Nº 23

VERTEDEROS - PAREDES INTERMEDIAS AMBOS PARAMENTOS INCLINADOS

BAZIN

a) Resalto alejado



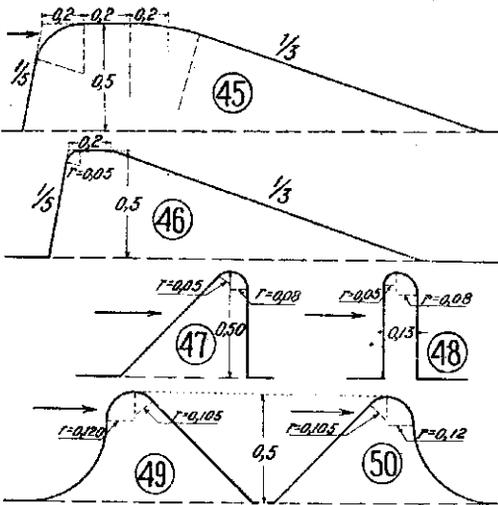
Tipo	Carga en mts.			
	0,1	0,2	0,3	0,4
36	0,82	0,93	1,085	1,09
37	0,80	0,90	0,99	1,035
38	0,805	0,87	0,92	0,94
39	0,795	0,825	0,855	0,88
40	0,79	0,83	0,85	0,87
41	0,95	1,07	1,11	1,13
42	0,905	0,965	0,995	1,010
43	0,895	0,97	1,03	1,06
44	0,885	0,925	0,960	0,98

b) Si el resalto está al pie influye solamente si $\frac{h-p}{L} < 0,5$

TABLA Nº 24a

VERTEDEROS - UMBRALES REDONDEADOS PEQUEÑOS MODELOS - I - BAZIN

a) Resalto alejado

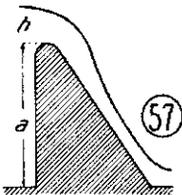
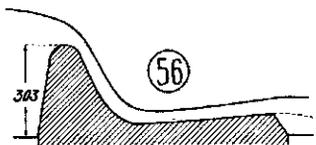
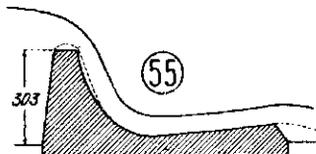
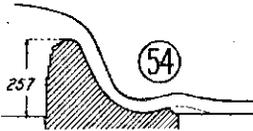
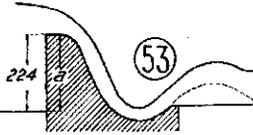
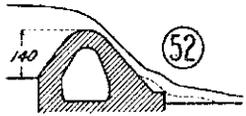
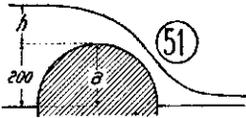


Tipo	Carga en mts.			
	0,1	0,2	0,3	0,35
45	0,87	0,89	0,91	0,99
46	0,91	0,99	1,05	1,06
47	1,13	1,27	1,27	1,24
48	1,15	1,35	1,29	1,24
49	1,14	1,25	1,28	1,24
50	1,06	1,18	1,26	1,29

TABLA N°24b

VERTEDEROS - UMBRALES REDONDEADOS
PEQUEÑOS MODELOS, CUYOS COEFICIENTES DE GASTO
HAN TOMADO EN CUENTA LA LEY DE SEMEJANZA

REHBOCK



Coeficiente de Gasto		
Modelo	Fórmula de Rehbock	Límite de aplicación
51	$m = 0,367 + 0,247 \frac{h}{a}$	$0,1 - 0,8 \frac{h}{a}$
52	$m = 0,367 + 0,10 \frac{h}{a}$	$0,1 - 1,0 \frac{h}{a}$
53	$m = 0,600 - 0,267 (1 - \frac{h}{a})^2$	$0,1 - 0,8 \frac{h}{a}$
54	$m = 0,580 - 0,33 (0,83 - \frac{h}{a})^2$	$0,1 - 0,6 \frac{h}{a}$
55	$m = 0,527 - 0,40 (0,74 - \frac{h}{a})^2$	$0,1 - 0,9 \frac{h}{a}$
56	$m = 0,393 + 0,426 \frac{h}{a}$	$0,1 - 0,4 \frac{h}{a}$
$h =$ carga $a =$ altura de barrera		

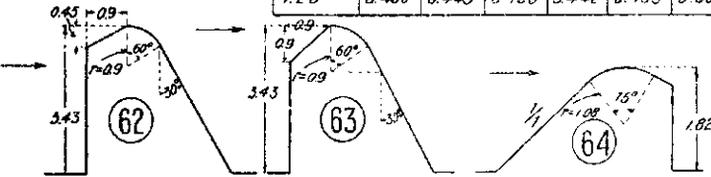
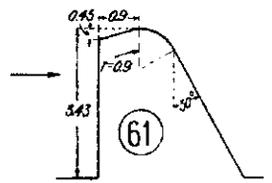
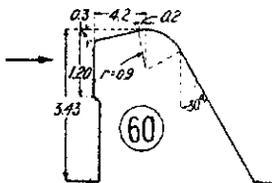
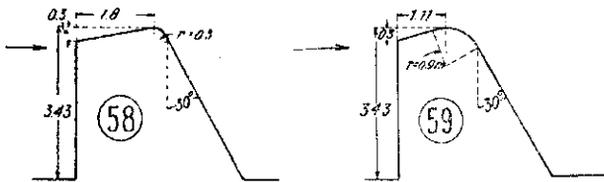
$$57) m = 0,208 + 0,06 \frac{h}{a} + \frac{2}{3} \sqrt{0,30 - 0,01(5 - \frac{h}{a})^2}$$

$$a > r - r > 0,02 \text{ mts} - h < r (6 - \frac{20r}{a + 3r})^2$$

TABLA N°24c

VERTEDEROS - UMBRALES REDONDEADOS GRANDES MODELOS I UNIVERSIDAD DE CORNELL

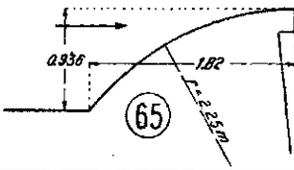
R. HORTON y G.W. RAFTER



Valores del coeficiente *m*

Carga en m.	58	59	60	61	62	63	64
0.15	0.410	0.397	0.398	0.412	0.414	0.414	0.414
0.20	0.415	0.402	0.406	0.415	0.420	0.420	0.414
0.25	0.422	0.406	0.410	0.418	0.428	0.420	0.415
0.30	0.427	0.410	0.418	0.421	0.433	0.434	0.417
0.40	0.438	0.417	0.427	0.425	0.445	0.448	0.424
0.5	0.444	0.424	0.433	0.430	0.451	0.458	0.431
0.6	0.441	0.428	0.439	0.431	0.459	0.456	0.439
0.8	0.424	0.434	0.449	0.436	0.466	0.481	0.454
1.0	0.409	0.440	0.456	0.439	0.425	0.431	0.470
1.20	0.400	0.445	0.453	0.442	0.483	0.502	0.485

II BALLESTER (Rep. Argentina)



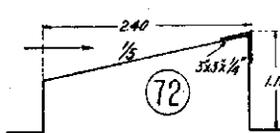
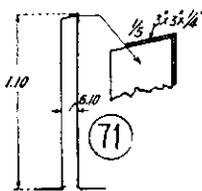
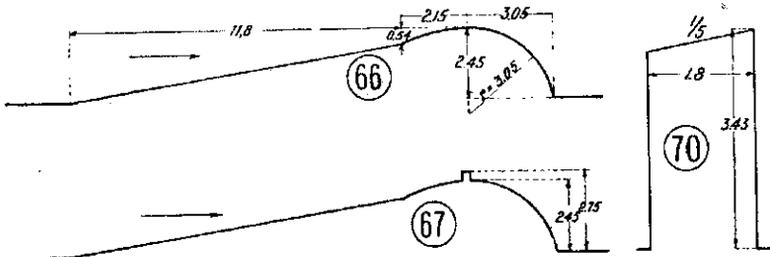
<i>h</i>	<i>m</i>	<i>h</i>	<i>m</i>	<i>h</i> (m)	<i>m</i>
0.25	0.390	0.40	0.404	0.60	0.425
0.30	0.394	0.45	0.408	0.70	0.437
0.35	0.398	0.50	0.414	0.80	0.450

TABLA Nº25

PAREDES GRUESAS EN CONTRAPENDIENTE Y TIPOS MIXTOS

CORNELL UNIVERSITY.

Rebalse del tranque de Croton, Freeman-Horton y Rafter



Carga h en mts	66	67	68	69	71	70 NADA Libre dep:	72 NADA Libre dep:		
0.15	0.410	0.342	0.466	0.393	0.444	0.439	0.457	0.459	0.459
0.2	0.409	0.388	0.463	0.390	0.441	0.460	0.469	0.460	0.460
0.25	0.402	0.394	0.451	0.395	0.438	0.451	0.670	0.461	0.461
0.3	0.405	0.400	0.458	0.386	0.435	0.461	0.472	0.461	0.461
0.4	0.404	0.412	0.454	0.383	0.431	0.462	0.476	0.463	0.465
0.5	0.401	0.420	0.451	0.386	0.428	0.462	0.476	0.461	0.469
0.6	0.398	0.425	0.447	0.392	0.425	0.463	0.475	0.465	0.473
0.8	0.391	0.438	0.441	0.405	0.422	0.466	0.483	0.469	0.484
1	0.389	0.450	0.438	0.418	0.419	0.469	0.487	0.474	0.495
1.20	0.390	0.460	0.438	0.431	0.417	0.479	0.492	0.479	0.505

