

Curso de Hidráulica General

(Continuación)

70. Longitud de un rebalse.—Una aplicación importante de los vertederos es hacerlos servir como rebalses de tranques o de estanques. El problema para la Hidráulica Teórica es únicamente el de calcular el largo que debe tener el vertedero. Se conoce el gasto y se fija de antemano la forma de barrera y de umbral, su altura y condiciones de aguas abajo. Generalmente se fija también la carga, por consideraciones que no es del caso detallar, de modo que la única incógnita es la longitud. Esta longitud queda dada por la ecuación:

$$l = \frac{Q}{mh\sqrt{2gh}} \quad (44)$$

71. Canal de evacuación de un rebalse.—Este problema consiste en estudiar la forma y dimensiones más económicas que conviene adoptar en el canal que lateralmente recibe el gasto de un vertedero. Se presenta este problema en los rebalses de tranques. Como el vertedero tiene un gasto constante por metro de largo, puede considerarse que el canal de evacuación aumenta su gasto en una cantidad constante por metro corrido. El canal que evacua el caudal del vertedero es, pues, un canal de gasto creciente hasta frente al extremo del vertedero y después sigue de gasto constante. Un corte transversal del canal, frente al vertedero, cuyo esquema muestra la *figura 154*, hace ver que la napa del vertedero, normal a la corriente del canal, produce en él una perturbación en el escurrimiento de esa corriente; si bien es cierto que el gasto de dicha napa es constante por metro corrido del canal, es cierto que pueden ser diferentes la altura h del agua del canal y la altura de barrera a , y, por lo tanto, es variable la influencia de esta napa transversal en la sección. Tendrá quizás más importancia esta perturbación mientras menor sea el ancho b del canal de evacuación, y mientras menor sea su gasto, es decir, en los comienzos del canal. La perturbación consiste, como revela la experiencia, en un torbellino de eje horizontal superior y otro inferior a la napa (rodillos de Rehbock), indicados en la *figura 154*. Estos torbellinos acusan una pérdida de carga especial, pues están animados de violenta rotación,

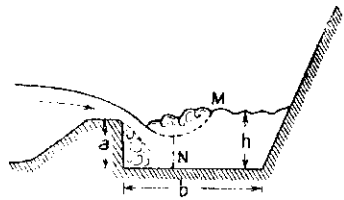


Fig. 154

El estudio racional de este fenómeno podría hacerse mediante la aplicación del teorema de las cantidades de movimiento, pero eso requiere el conocimiento previo de la forma de las trayectorias y especialmente de la repartición de presiones en la sección, que con esos torbellinos transversales al escurrimiento no se puede pretender sea la ley hidrostática. Sin embargo, algunos autores como Hinds, (1) y otros, han sentado la teoría de esta singularidad sobre la conservación de las cantidades de movimiento, como en los resaltos, pero no nos parece aceptable la forma sencilla de dicha aplicación ni los resultados experimentales dan, como era lógico, base suficiente para prescindir de la perturbación de la napa en la sección (2).

En el estado actual de la Hidráulica podemos decir que no está estudiado racionalmente este problema. En la práctica, sin embargo, puede procederse con coeficientes que den seguridad, pero no la mayor economía. La seguridad, es decir, la ubicación del eje hidráulico entre ciertos límites no ofrece dudas. En Hidráulica Aplicada, se puede proceder bajo las siguientes normas aproximadas para fijar la forma y dimensiones del canal frente al vertedero: a) La primera condición es fijar el eje hidráulico del canal de manera que no peralte la carga del vertedero que lo alimenta; b) Son dos variables la hondura y el ancho de la sección; ambas son, además, variables a lo largo del canal y la relación entre ellas, en la sección, depende de consideraciones externas (mayor costo de excavaciones en ancho o en hondura); c) Es conveniente que frente al vertedero todo el escurrimiento sea como un río. Los torrentes cercanos a la crisis están fácilmente afectados de grandes ondulaciones superficiales por pequeños errores de construcción, y los torrentes, en general, afectados de grandes alturas de velocidad, pueden dar, por la incertidumbre de los cálculos de esta singularidad, ocasión a resaltos que alterarían el eje hidráulico previsto (3); d) Es útil al fin del vertedero, es decir, donde comienza el gasto constante en el canal, calcular una sección de escumiento crítico («control» de Hinds) que asegure el paso del río frente al vertedero al torrente que es económico siempre colocar, aguas abajo. A este respecto es interesante consignar aquí, que en Chile se habían calculado en esta forma los canales de evacuación, antes de la publicación de Hinds; e) El cálculo se hará disminuyendo de la sección normal una parte cercana a la barrera, que no participa del escurrimiento general del canal (separado por la línea *MN* en la *figura 154*). Esa disminución se hará dibujando precisamente secciones y por una estimación aproximada prudente. Con el resto de sección, que es en realidad la que se toma para el cálculo, se hará éste por la expresión general:

$$B_o + il = B_1 + J_m l$$

que es la misma fórmula (54, del § 59 del capítulo anterior. Es verdad que ella, solamente, toma en cuenta los frotamientos, pero es también cierto que la sección

(1) Side channel spilways: hydraulic theory, economic factors and experimental determination of losses. Proceedings A.S.C.E.—sept., 1925.

(2) Las diferencias entre los cálculos de Hinds y los datos experimentales son iguales a las alturas de velocidad puestas en juego. No era necesario hacer teoría especial para obtener esos resultados.

(3) Experiencias del vertedero de Arrowrock, 1923—Proceedings citado.

ha sido castigada, lo que equivale a tomar en cuenta la otra pérdida de carga de la napa que cae transversalmente.

Por medio de ésta fórmula, partiendo de una sección dada, conocidos en ella todos sus elementos, se verifican las de otra no muy alejada ni muy distinta. Se comprende que así se puede ir fijando y variando el ancho y la pendiente del lecho. El cálculo es análogo al indicado en el § 67, caso (c).

72. Marcos partidores.—En la partición proporcional de las aguas de un canal (1) se usan como los aparatos más perfeccionados para producirlas, los *angostamientos* y las *barreras*, los que se calculan de manera que se produzca en ellos el *escurrimiento crítico*. El problema consiste en dividir un canal, cuyo gasto puede variar, en una proporción fija, cualquiera que sea el gasto que llega. Se consigue la división proporcional igualando las velocidades en la sección de partición merced a una rápida aceleración de la corriente y se aísla esta sección de las probables variaciones en los canales derivados por medio del escurrimiento crítico; por eso, los aparatos que hacen la partición se llaman *marcos de escurrimiento crítico*.

El cálculo de altura de barrera necesario para producir el escurrimiento crítico o el ancho de un angostamiento se hará por medio de la sencilla ecuación:

$$B_1 + \Sigma \Lambda = \frac{3}{2} h_c + a \quad (45)$$

en que B_1 es la suma de Bernoulli de aguas abajo contada sobre el fondo de esa sección y $\Sigma \Lambda$ las pérdidas de carga que hay desde la sección de partición hasta la de aguas abajo; a es la cota de fondo de la sección de partición contada sobre el fondo de la sección de aguas abajo; h_c la profundidad crítica de la sección de partición, supuesta rectangular.

Si se trata de calcular una barrera, a es, precisamente, su altura; si se calcula un angostamiento, a es cero.

Las pérdidas de carga de cada ramal derivado que se proyecta, han de tomarse de acuerdo con la forma de salida del marco, ya sea una curva, un codo en ángulo recto, etc.

En el caso de calcular un *marco partididor de barrera* se procede al cálculo de la barrera por medio de la tabla de gradas o ensanches sin variación de anchos, que trae en la primera columna el caso límite de escurrimiento crítico sobre la grada. Esa tabla, que está en función de las alturas, engloba la pérdida de carga que el ensanche provoca y aparece en el gráfico de la *figura 155*.

Un ejemplo hará ver su uso: Si el gasto por metro de ancho de un canal es $1 \text{ m}^3/\text{s}$. ($h_c = 0,47 \text{ m}$.), y la profundidad es 1 m . la altura relativa del agua es $\frac{1}{0,47} = 2,13$. Según la tabla citada, entrando a la primera columna se lee que para $h_1/h_c = 2,13$, corresponde $a/h_c = 0,8$, es decir, que la grada o barrera más baja que produce

(1) Véase Marcos Partidores.—Francisco J. Domínguez.—1928. Aquí tratamos en lo posible únicamente el problema teórico, pues corresponde a la Hidráulica Agrícola, el resto.

el escurrimiento crítico es: $a = 0,8 \times 0,47 = 0,376$ m. Naturalmente, en la práctica se dará a la barrera una altura algo superior a este limite, para tomar en cuenta posibles embancamientos u otras causas que tiendan a aumentar la altura h_1 .

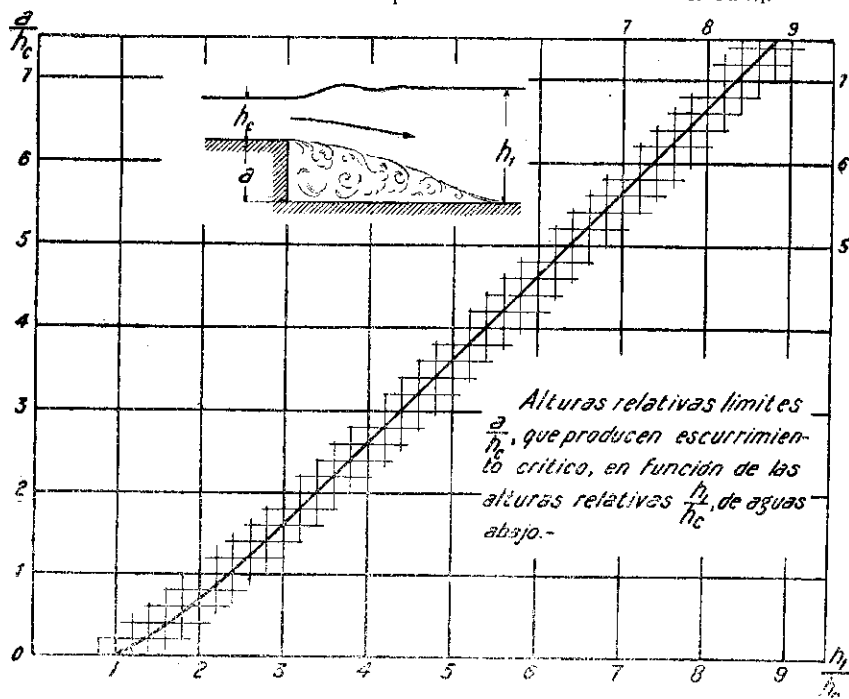


Fig. 155

Para disponer el cálculo de un marco partidor, deberá compararse los Bernoulli de aguas abajo de ambos ramales entre sí, correspondientes a cada gasto del canal antes de partirse: el ramal que tenga los mayores Bernoulli es el que se deberá tomar en cuenta para el cálculo de la altura de barrera. Como las condiciones de la corriente en cada ramal inmediatamente después de la partición pueden ser cualesquiera, es prácticamente, de poco valor buscar, analíticamente, con cuál gasto del canal que llega debe efectuarse el cálculo de la barrera; en otras palabras, cuál sea el gasto que da la barrera más alta. Sin embargo, en general, puede afirmarse que al mayor gasto corresponde la mayor barrera y, por lo tanto, debe considerarse el más grande que se prevea para efectuar el cálculo.

La barrera debe reunir todas las condiciones del vertedero de pared gruesa, para producir el escurrimiento crítico que aísla la partición de aguas abajo.

Para dividir sobre la barrera el canal de llegada, en conformidad con los derechos, es necesario tener en cuenta la distribución del gasto sobre la barrera. Hemos dicho que la rápida aceleración, cuyos efectos hemos estudiado en el capítulo III, tiene por objeto en los marcos partidores, igualar las velocidades para hacer que los anchos de los derivados sean proporcionales a los derechos en la sección de partición. Encima de una barrera ese ideal no se logra exactamente. Si la barrera resulta muy baja (menos de $1,5 h_c$) la aceleración es insuficiente para hacer desaparecer la re-

partición ordinaria de velocidades. Si la razón $\frac{L}{h_c}$, entre el ancho L y la profundidad crítica sobre la barrera es menor de 8 a 10, también aparece un máximo de velocidades al centro. Aunque sea muy ancho el canal y la barrera sea de altura suficiente, siempre junto a las orillas la velocidad será menor. Esta disminución llega hasta un 20% de la velocidad en el centro, en la orilla misma. Se puede aceptar como un hecho experimentalmente comprobado (1) que esa disminución se hace sentir en el 10% del ancho en cada lado, siempre que este ancho sea superior a $10 h_c$. La variación de velocidad puede también considerarse lineal desde la pared hasta el 0,1 del ancho (Fig. 156).

La disminución parietal de velocidades, idealizada en la forma que acabamos de exponer, lleva a plantear unas sencillas relaciones que dan el ancho que debe tener sobre la barrera el canal derivado más pequeño.

Llamemos L el ancho total de la barrera, y m el ancho que correspondería al derivado menor, partiendo L en proporción aritmética con los derechos; si suponemos que $m > 0,1 L$, el gasto Q_m a que ese derivado tiene derecho será:

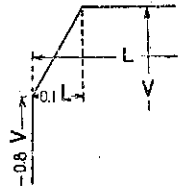


Fig. 156

$$Q_m = Q \frac{m}{L} = (2 \times 0,9 q \times 0,1 L + 0,8 q L) \frac{m}{L} = 0,98 m q$$

Aquí Q es el gasto total de canal por partir, q el gasto por unidad de ancho en el centro. El de la orilla misma proporcional a la velocidad es $0,8 q$.

Si llamamos m_1 el ancho que debe dársele tendremos también:

$$Q_m = 0,9 q \times 0,1 L + (m_1 - 0,1 L) q = (m_1 - 0,1 L) q$$

Igualando esta expresión con la de arriba se llega a:

$$m_1 = 0,98 m + 0,01 L \tag{46}$$

o si se quiere:

$$\frac{m_1}{L} = 0,98 \frac{m}{L} + 0,01 \tag{46a}$$

Si m_1 es menor que $0,1 L$ se tendrá, análogamente:

$$m_1 = \sqrt{0,16 L^2 + 0,98 m L} - 0,4 L \tag{47}$$

$$\frac{m_1}{L} = \sqrt{0,16 + 0,98 \frac{m}{L}} - 0,4 \tag{47a}$$

(1) Experiencias hechas en marcos partidores. Folleto citado, pág. 33.

El otro ramal tendrá, evidentemente, un ancho:

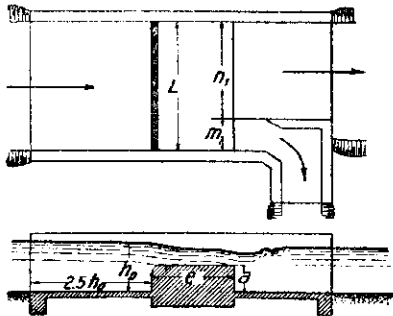


Fig. 157

$$n_1 = L - m_1$$

En la figura 157 puede verse la disposición de un partidor de barrera.

Si en el marco partidor se produce la rápida aceleración y el escurrimiento crítico por medio de un estrechamiento de sección rectangular, en la ecuación general sentada, podremos poner:

$$B_1 + \Sigma\Delta = \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{Q^2}{l^2 g}}$$

l es el ancho que hay que dar al estrechamiento y Q es el gasto del canal que llega. De aquí deducimos:

$$l = Q \sqrt[3]{\left(\frac{3}{2(B + \Sigma\Delta)}\right)^2 \frac{1}{g}} = 0,587 \frac{Q}{(B + \Sigma\Delta)^{\frac{2}{3}}} \quad (48)$$

Para un Q dado, el ramal derivado que tenga un mayor $B + \Sigma\Delta$ dará el menor ancho l , y, por lo tanto, es el que debe considerarse para efectuar el cálculo.

Generalmente, si el gasto del canal que llega es variable, el menor ancho en el estrechamiento corresponde al menor gasto.

Las pérdidas de carga $\Sigma\Delta$ que corresponden al ensanchamiento paulatino de la salida, deben reducirse al mínimo, tomando los ángulos de ensanche cercanos a 10° , como se vió al tratar de las experiencias de ensanchamientos. Para efectuar el cálculo deberá procederse, respecto a las pérdidas de carga, dándose un valor a priori que debe verificarse después.

Con un ejemplo se evidencia la manera de proceder. Supongamos un canal rectangular de 2 m. de base, que es ramal derivado de un marco partidor, cuyos derechos son $2/3$ del total que se parte. El gasto por partir es $2 \text{ m}^3/\text{s}$ y la profundidad que se produce en nuestro ramal con el gasto $2 \times \frac{2}{3} = 1,33 \text{ m}^3/\text{s}$, es de 1 m .

Se desea calcular el ancho del estrechamiento que produce escurrimiento crítico.

En un primer tanteo se desprecia la pérdida de carga y se tiene: $h_1 = 1 \text{ m}$; $\Omega = 2 \text{ m}^3/\text{s}$; $U_1 = \frac{1,33}{2} = 0,67 \text{ m/s}$; $\frac{U_1^2}{2g} = 0,023 \text{ m}$. y $B_1 = 1,023 \text{ m}$. La ecuación (48) sería:

$$1,023 = \frac{3}{2} h_c; \quad h_c = 0,695 \text{ m.}$$

A esta profundidad crítica corresponde un gasto por metro de ancho de 1,81 m³:s. y, por lo tanto, un ancho en el estrechamiento:

$$l = \frac{Q}{q} = \frac{2}{1,81} = 1,11 \text{ m.}$$

Si la sección estrecha tuviera un ancho de 1,11 m. correspondería a nuestro derivado un ancho de $\frac{2}{3} \times 1,11 = 0,74$ m; con relación de anchos $\frac{2}{0,74} = 2,7$, que poco se diferenciará de la definitiva, con esto y las magnitudes de las profundidades se obtiene una relación de secciones $\frac{\Omega_1}{\Omega_0} = 2,7 + \frac{1}{0,7} = 3,85$, dándonos el ángulo de ensanche paulatino se obtiene el número ξ .

Conviene un ángulo cercano a 10° que nos da ξ cercano de 0,2.

La velocidad en el estrechamiento también variará poco, y podemos escribir: ($U_0 = 2,61$ mts:seg.):

$$\Sigma \Lambda = 0,2 \frac{(2,61 - 0,67)^2}{2g} = 0,04 \text{ m.}$$

Haciendo un segundo tanteo, tomando $B_1 + \Sigma \Lambda = 1,023 + 0,04 = 1,063$ m., se tiene:

$$1,06 = \frac{3}{2} h_c; \quad h_c = 0,709; \quad q = 1,855$$

(corresponde a $U_c = 2,63$ m:s), con este gasto unitario se obtiene:

$$l = \frac{2}{1,855} = 1,08 \text{ m.}$$

en vez de 1,11. La verificación de $\Sigma \Lambda$ da:

$$\Sigma \Lambda = 0,2 \frac{(2,63 - 0,67)^2}{2g} = 0,04$$

igual al valor de partida y por lo tanto definitivo

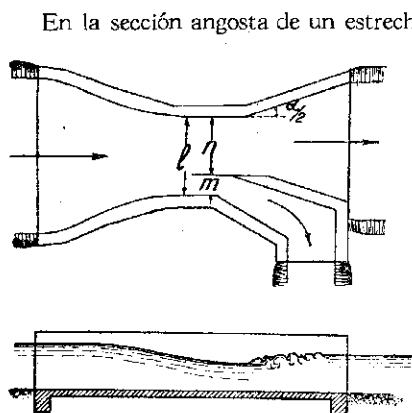


Fig. 158

En la sección angosta de un estrechamiento al cual se llega por un embudo de curvas bien concebidas, se obtiene una repartición del gasto igual en todas las verticales cuando la aceleración de velocidades es igual a siete alturas de velocidad inicial. Este hecho experimental (1) permite la división de la sección angosta en anchos que guarden la relación de los derechos. Aceptando una pérdida de carga de 0,07 alturas de la velocidad final del embudo, que es la crítica, esta aceleración equivale a decir que el ancho del estrechamiento es prácticamente la mitad del que tiene el canal antes del marco partidor. En la *fig. 158* puede verse la disposición de un marco de estrechamiento.

No es este el sitio de entrar en detalles propios de la Hidráulica Agrícola, sobre la conveniencia de instalar uno u otro tipo de partidor, pero sí es conveniente hacer notar que la combinación de ambos en una sola construcción, es decir, el marco de *barrera con estrechamiento*, es una solución muy indicada en la mayoría de los casos, pues suprime la disminución de velocidad de las orillas y da ramales más anchos que el simple estrechamiento. El cálculo se amolda a lo dicho, procediendo al cálculo del angostamiento después de haberse dado una altura de barrera o vice-versa. La ecuación (48, que da el ancho del estrechamiento, se convierte en:

$$l = 0,587 \frac{Q}{(B + \Sigma \Delta - a)^{\frac{3}{2}}} \quad (48a)$$

en que a es la altura de barrera contada sobre el fondo del canal que sigue.

Cuando es necesario extraer de un canal un pequeño porcentaje de su caudal, no se puede pretender poner un partidor de barrera propiamente tal, ni menos un estrechamiento. En estos casos se construyen *marcos de boquera o ranura lateral* con escurrimiento crítico. Se coloca en el canal una barrera, calculada para que dé escurrimiento crítico (*figura 159*) y aguas arriba de esa barrera se construye la ranura lateral, cuya cota de fondo es igual a la cota del umbral de la barrera. El cálculo de la boquera se hace como un vertedero de pared gruesa, notando únicamente que en el coeficiente de gasto, el factor de resistencia de frotamientos es mucho mayor que el de un vertedero ordinario, pues el radio hidráulico tiene un valor mucho menor que la profundidad crítica. Recordando que en un umbral de longitud e , en que hay escurrimiento crítico, la pérdida de frotamientos, si U_c es la velocidad crítica, vale:

$$\Delta = \frac{U_c^2}{C^2 R} e$$

siendo muy pequeño el ancho de la boquera el radio hidráulico, R tiende a valer

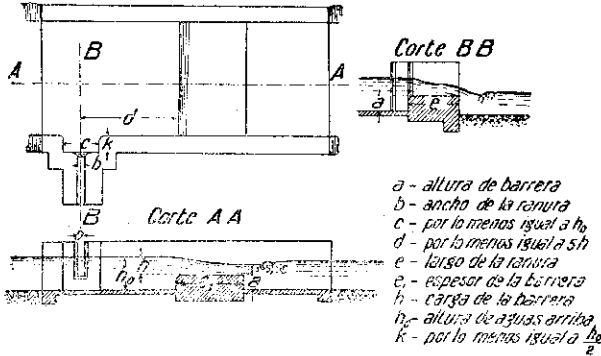


Fig. 159

la mitad del ancho (1); si llamamos b el ancho de la boquera y ponemos en vez de C el valor dado por Manning (2) resulta el factor de resistencia de los frotamientos:

$$\lambda_f = 0,011 \frac{e}{b^{\frac{4}{3}}}$$

Este factor se introduce en la fórmula del coeficiente de paredes gruesas *sin velocidad inicial*, pues la boquera es lateral y además se procura que ésta no la afecte porque la supresión de la velocidad inicial le da mayor ancho (3).

Conviene redondear la entrada en el fondo y en los bordes y así la única pérdida es la de frotamientos. El coeficiente de gasto de la boquera es, pues:

$$m = \frac{1}{\sqrt{2 \left(\frac{3}{2} + \frac{0,006 e}{b^{\frac{4}{3}}} \right)^{\frac{3}{2}}}} = \frac{2}{\left(3 + 0,011 \frac{e}{b^{\frac{4}{3}}} \right)^{\frac{3}{2}}} \quad (4)$$

(1) En efecto, en sección rectangular de ancho b y altura h , el radio hidráulico es $R = \frac{bh}{b+2h}$ si en el denominador, b es despreciable al lado de h , se obtiene $R = \frac{b}{2}$.

(2) En el capítulo VIII, la fórmula (7), da $C = \frac{R^{1/2}}{n}$, donde poniendo $R = \frac{b}{2}$ y $n = 0,015$, se llega a la expresión de arriba.

(3) Si la boquera no está afectada por la velocidad inicial, queda libre de ser tapada por las basuras que suele llevar el agua.

válida para valores de e mayores de $4h_c$ (1). En el gráfico de la *figura 160* aparecen los coeficientes dados por la fórmula (49, en función del espesor e del umbral y del ancho b de la ranura.

En el gráfico se ve, como lo evidencia la fórmula, que cuando b crece la pérdida de frotamientos se hace despreciable y el coeficiente tiende al de gasto máximo de pared gruesa sin pérdidas y sin velocidad inicial $m = 0,385$.

En la *figura 159* se muestra la disposición que conviene dar a un partidore de boquera; la entrada de la pared de dimensiones c, k tiene por objeto eliminar la velocidad inicial y sus efectos de choque contra la ranura misma.

EJEMPLO.—Supongamos que de un canal que lleva 2,100 lts:s se desean sacar 100 lts.; se sabe que en el canal que tiene 3 m. de ancho, para $Q = 2,000$ m³:s se produce una altura de 0,8 m. Calcular la boquera.

En el canal se tiene, con las anotaciones usuales y las de la *figura 160*

$$q = \frac{Q_p}{L} = 0,666 \text{ m}^3:\text{s}; \quad h_c = 0,356, \text{ y}$$

$\frac{h_1}{h_c} = 2,24$, por lo tanto, la altura de barrera obtenida por medio del gráfico correspondiente (*figura 155*) será:

$$\frac{a}{h_c} = 0,90 \quad \text{o sea} \quad a = 0,32 \text{ m.}$$

Se pondrá una barrera de 0,35 m. y se supone que el canal derivado de la ranura tiene una altura de escurrimiento inferior al canal principal, de modo que esta barrera es para él suficiente. La barrera del canal tendrá un espesor de $e_1 = 5 \times 0,36 = 1,80$ m. La carga h sobre el umbral de la barrera es 0,51 m. calculada por los métodos ordinarios. Con esta carga $h\sqrt{2gh} = 1,61$.

Para determinar el ancho de la boquera hacemos un cálculo previo, suponiendo que no existan pérdidas de carga de frotamientos, lo que supone $m = 0,385$, como se hizo notar; nos formamos idea de b , que finalmente recalculamos, resultándonos

(1) Un poco menor que el límite de las paredes gruesas de gran ancho, pues en las canalizaciones muy angostas hay ley hidrostática en umbrales más cortos. Si el nivel que sigue a la ranura es inferior a la cota del umbral, puede disminuirse mucho (a 2,5 y aun a $2h_c$) la longitud e de la ranura, pues prácticamente la experiencia revela la validez de los coeficientes del cuadro en esos casos. Es de notar, sin embargo, que las disminuciones de e corresponden a disminuciones de b que no son convenientes.

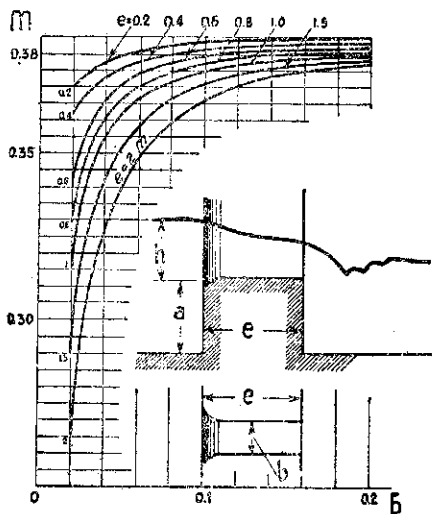


Fig. 160

algo mayor que este primer valor. Se fija, además, por razones de construcción, la longitud e de la boquera. Aquí pondremos, simplemente, aceptando (1) $e = 4 h_c = 4 \times 0,36 = 1,44$ m. El tanteo con el coeficiente de gasto máximo da:

$$q = mh\sqrt{2gh} = 0,385 \times 1,61 = 0,62$$

$$b = \frac{Q_s}{q} = \frac{0,100}{0,62} = 0,161 \text{ m.}$$

Con este ancho y $e = 1,44$ m. en el cuadro anterior encontramos $m = 0,377$ y, por lo tanto, el nuevo cálculo definitivo de b , resulta de:

$$q = 0,377 \times 1,61 = 0,607 \quad b = \frac{0,100}{0,607} = 0,165 \text{ m.}$$

Se redondea el fondo y los bordes de entrada con un radio de $0,10$ a $0,20 h$, en este caso de $0,05$ a $0,10$ m.

73. Otras aplicaciones.—Canal Venturi.—Caídas con estrechamiento (en forma de ranura o notch).—Las ventajas del estrechamiento de un canal hasta producir el escurrimiento crítico, han sido aprovechadas en E.E. U.U. usando el estrechamiento local como «marcador» en el canal venturi (*Venturi flume*), es decir como aparato indicador del gasto que está pasando por él. La rápida aceleración si no llega a producir siempre la estratificación de la corriente, disminuye la importancia de los torbellinos del seno del escurrimiento, y, por lo tanto, su nivel libre es muy estable; un estrechamiento con escurrimiento crítico aísla, además, de aguas abajo. Tiene sobre una simple barrera la ventaja de que siendo en el estrechamiento mayor el gasto por unidad de ancho en la parte angosta, es más sensible a las variaciones de gasto que aquella. La ecuación que puede escribirse es la del teorema de Bernoulli, generalizado, entre la sección de entrada al embudo y el angostamiento, suponiendo en éste, sección rectangular con escurrimiento crítico, tomando como referencia el fondo del canal a la entrada del embudo. Su expresión es:

$$h_o + \alpha_o \frac{U_o^2}{2g} = a + \frac{3}{2} h_c + \lambda \frac{h_c}{2} \quad (50)$$

En ella h_o es la altura de aguas arriba, a la cota del estrechamiento sobre el fondo de entrada, U_o la velocidad media a la entrada del embudo, $\lambda \frac{h_c}{2}$ la pérdida de carga del embudo (notando que $\frac{h_c}{2}$ es la altura de velocidad crítica). Conviene siempre poner el fondo del estrechamiento más alto que el del canal para que los posibles embancamientos queden siempre más bajos que el fondo del estrechamiento.

(1) Si el nivel posterior a la boquera es inferior al umbral, se puede aceptar $e = 2 h_c = 0,7$ m.

to. El sumando $\alpha_o \frac{U_o^2}{2g}$ se puede hacer un % pequeño de la altura inicial, su valor es comparable a $\lambda \frac{h_c}{2}$, y aun se puede construir el estrechamiento en forma de que sea prácticamente igual a esa pérdida de carga, pues, aunque varía por la variación del gasto o de la sección que provocan los embancamientos, su diferencia puede ser menor de 1% de la diferencia de alturas de agua, de modo que la ecuación, simplificada, puede escribirse:

$$h_o = a + \frac{3}{2} h_c \quad (51)$$

Para escribir una ecuación análoga a la del venturímetro, se puede poner:

$$h_o - a - h_c = \frac{h_c}{2} = \frac{l}{2} \sqrt[3]{\frac{Q^2}{l^2 g}}$$

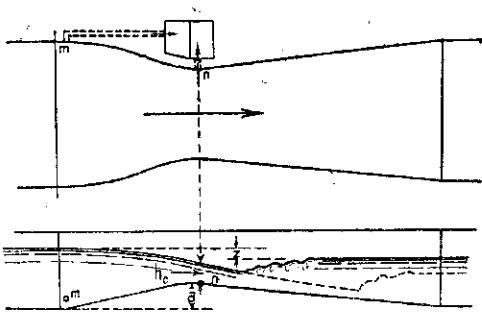


Fig. 161

siendo l el ancho del estrechamiento, y notando que $h_o - a - h_c$ es la diferencia de cotas piezométricas, dado por la lectura de los niveles que acusan las troneras m y n (figura 161), que llamaremos H , se obtiene:

$$Q = 3,85 l H^{1,5} m^3 s \quad (52)$$

En forma análoga, llamando H_a la altura de aguas arriba

sobre el fondo del estrechamiento $H_a = h_o - a$, se puede también escribir:

$$H_a = \frac{3}{2} h_c = \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{Q^2}{l^2 g}}$$

de donde, finalmente:

$$Q = 1,701 H_a^{1,5} \quad (53)$$

El cálculo del ancho l obedece a la ecuación (48a, del § anterior, y todas las observaciones hechas allá son válidas aquí. Si se quiere obtener un canal venturi con resalto alejado de la sección estrecha, bastará exagerar un poco la altura de barrera o estrechar más. En general, bastará que el nivel de aguas abajo no suba sobre la profundidad crítica, es decir (figura 161) que $z \geq H$.

Dando el peralte del fondo la forma de suaves taludes que indica la *figura 161*, haciendo coincidir la cresta con la sección más estrecha, se tiene seguridad que ahí se produce la profundidad crítica (1) útil de ubicar en caso de usar la fórmula (52).

No entramos aquí en detalles sobre la forma en que se ha de medir la altura venturímetro H o H_a , que corresponde a la Hidráulica Agrícola.

El remanso z , o cota necesaria para la instalación del canal venturi, puede llegar a valer alrededor de media altura crítica.

En E.E. U.U. han experimentado este aparato desde hace años, en la Universidad de Cornell (2), en los laboratorios de Fort Collins y Bellevue (3). No detallaremos aquí estas experiencias, que ponen de manifiesto la existencia del escurrimiento crítico, aun con niveles posteriores al estrechamiento, superiores a la profundidad crítica. Parshall propone una forma especial, con embudo de lados rectos de $22^{\circ}36'$ de ángulo y ensanche de 19° para el cual da la fórmula que en medidas métricas es:

$$Q = 0,372 l (3,281 H_a)^{1,57} l^{0,026} \quad (54)$$

No nos parece aceptable esta fórmula que no es homogénea en una cuestión tan resuelta racionalmente. La fórmula (53), no da en las experiencias citadas por Parshall (4), mayor error que la (54). En cambio son muy atinadas las observaciones hechas por Hinds (5) que dice que esa fórmula empírica es de uso restringido a la forma rígida del canal Venturi, propuesta por Parshall, y propone sencillamente cualquier forma del estrechamiento, con tal que siempre escurra con escurrimiento crítico. Hinds da una forma del fondo muy semejante a la de la *figura 161*. Hace ver la coincidencia entre la teoría y la experiencia y concluye por llamarlo *marcador de escurrimiento crítico* en vez de canal Venturi, pues este nombre es más apropiado.

Otra aplicación de los estrechamientos son las ranuras o *notch* con que se suele disminuir la sección inmediatamente anterior a una caída en un canal. La disminución obedece a la idea de conservar en lo posible la altura *normal*, o de movimiento uniforme. Estos *notch*, cuya forma acostumbrada es la de la *figura 162*, tienen, además, una consola cuyo objeto es repartir la napa como en abanico, para hacer menos densa la masa que choca contra el piso de la caída.

Se da como teoría del *notch* la del vertedero trapecial (6) que supone presión nula en el interior de la napa, deduciendo como ecuación del gasto, la siguiente: (*figura 162*).

(1) Basta mirar las 63 experiencias de Woodburn, que hemos reproducido ininidad de veces en el laboratorio. (Transaction A.S.C.E.—1932—página 409 y siguientes, series WB, WQ, WCA, B, C, D, WBF, WF, WI, y WJ). Puede verse en el capítulo siguiente en la discusión del río deprimido en pendiente suave.

(2) Cone (1916).—Lane (1919).—Wilson y Wright (1920).—Savage (1924).—Daer (1924).

(3) Parshall.—The improved Venturi Flume.—1928.

(4) En medidas inglesas la fórmula (54), es $Q = 41 l l_a^{1,522} l^{0,026}$. La fórmula (53 en medidas inglesas habría sido $Q = 3,08 l H_a^{1,5}$.

(5) Improved Venturi Flume with discussion.—Transactions A.S.C.E., 1926, página 859.

(6) Véase nota (1) de la página 160.

$$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} \left(b h^{\frac{3}{2}} + \frac{4}{5} \operatorname{tg} \alpha h^{\frac{5}{2}} \right) \quad (55)$$

En esta ecuación $\frac{2}{3} \mu$ vale, según Burton, entre 0,44 y 0,45, y según Reid, entre 0,47 y 0,52 (1). Escrita esta expresión para dos gastos especiales, el mínimo y el ordinario, y tratadas como sistema ambas ecuaciones se obtiene el ancho de la

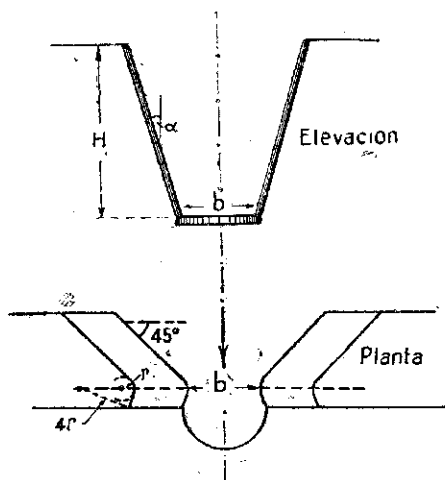


Fig. 162

base b . Una vez obtenido b , su introducción en la fórmula (55), nos da la $\operatorname{tg} \alpha$. Reid, da otras ecuaciones no más exactas que la anterior para casos de caídas sumergidas y para tomar en cuenta la velocidad inicial.

En planta, como muestra la figura 162, la ranura está antecedida de un embudo de 45° cuya terminación es redondeada y cuya forma en elevación es trapezoidal como la sección del notch. Inmediatamente, aguas abajo de la ranura, se abre la sección para empalmar con la consola.

No parece aceptable la fórmula expuesta cuya base teórica se aleja de la realidad, y falta, en todo caso, una experimentación mayor que autorice los

coeficientes de gasto, que son los que dan valor a la fórmula propuesta por los ingenieros ingleses.

74. Vaciamientos.—Ejemplos.—El cálculo del tiempo necesario para producir el vaciamiento total, o parcial, de un estanque o depósito por medio de una singularidad de contorno abierto, especialmente por un vertedero, ofrece particularidades dignas de interés.

En general, el gasto de una singularidad de contorno abierto, puede expresarse por la fórmula:

$$Q_s = m l h \sqrt{2gh}$$

Si m es un coeficiente de gasto, función de la contracción de la vena y de las pérdidas de carga que ocasiona la singularidad, y h es la carga o altura de agua sobre la singularidad. En un tiempo dt el volumen escurrido es $Q_s dt$. Si se trata de vaciar un depósito de sección Ω , alimentado por el gasto Q , entra en el tiempo dt un volumen $dV = Q_s dt$ y varía el nivel del depósito en dh . La variación del volumen que se produce en el depósito es Ωdh . Es evidente que este volumen elemen-

(1) Burton.—Canal Sirhind en India; y Reid, en Punjab, India. Una teoría racional es difícil por la curvatura de las trayectorias.

tal es igual a la diferencia $Qdt - Q_s dt$ entre el volumen debido al gasto que ha entrado al depósito y el que ha evacuado la singularidad. Se tiene, pues:

$$\Omega dh = Qdt - m l h \sqrt{2gh} dt$$

De aquí obtenemos la ecuación general:

$$\int_0^T dt = T = \int_{h_0}^{h_1} \frac{\Omega dh}{Q - m l \sqrt{2g} h^{\frac{3}{2}}} \quad (56)$$

Considerando primeramente el caso en que no exista alimentación del depósito ($Q = 0$) se obtiene:

$$T = \int_{h_0}^{h_1} \frac{-\Omega}{m l \sqrt{2g} h^{\frac{3}{2}}} dh \quad (57)$$

Esta expresión es integrable si se conocen las ecuaciones de Ω y m en función de h . El caso más sencillo es el de un depósito de sección constante, y, si además, se acepta que el coeficiente de gasto es constante, se tiene:

$$T = \frac{\Omega}{m l \sqrt{2g}} \int_{h_1}^{h_0} h^{\frac{3}{2}} dh = \frac{2}{m l \sqrt{2g}} \left(\frac{1}{\sqrt{h_1}} - \frac{1}{\sqrt{h_0}} \right) \quad (58)$$

Si pudiera aceptarse en todos los casos, m constante hasta cargas infinitesimales, el tiempo de vaciamiento completo sería infinito. En realidad, m varía frecuentemente en sentido inverso de h ; y aun en vertederos de pared delgada, según Bazin, tiende a ∞ cuando h tiende a cero (1). En general, puede decirse que cuando las cargas son muy pequeñas, la capilaridad ayuda al escurrimiento, de modo que acelera el vaciamiento total, que físicamente no puede ser infinito. En todo caso, la ecuación demuestra que el tiempo de vaciamiento total es muy grande. Este hecho constituye una cualidad preciosa en los rebalses, pues sirven de reguladores de nivel.

Volviendo al caso general Q distinto de cero y distinto del gasto que en la época t sale por la singularidad, la integración puede hacerse aceptando simplifica-

(1) Según Rehbock, en vertederos de pared delgada, cuando $h=0$, $m=\infty$. En paredes gruesas, las fórmulas del tipo $m = m_0 + \frac{m_0 k h^2}{(a+h)^2}$ cuando h decrece tiende a m_0 que a su vez tiende a disminuir si h disminuye.

ciones previas sobre Ω y m en función de h , y así el valor del integral exacto es siempre una expresión larga y de una inútil apariencia de exactitud. En Hidráulica es preferible resolverla por medio del método de Simpson, tomando para los términos extremos y medios los valores efectivos de Ω y m , correspondientes a las cargas h . (1).

Se presentan dos casos generales en que interesa conocer el tiempo de vaciamiento. Son: el de Q mayor que el que corresponde a la carga inicial h_1 y el de Q menor que dicho valor. Si miramos la ecuación diferencial general:

$$\Omega dh = (Q - m l h \sqrt{2gh}) dt$$

venmos que el primero corresponde a valores positivos de dh y el segundo a valores negativos, es decir, que si $Q > m l h \sqrt{2gh}$ el nivel dentro del depósito sube, y, viceversa; el caso especial $Q = m l h \sqrt{2gh}$ que da tiempo de vaciamiento infinito, corresponde al régimen de movimiento permanente.

EJEMPLOS: Un estanque se vacia por un vertedero de dos metros de largo de pared gruesa, cuyo umbral tiene 2 metros de ancho con entrada redondeada, cuya altura de barrera es $a = 0,8$ m. La cota del umbral es 15,8 m. En el momento en que el nivel del agua dentro del estanque es: $z = 16$ m., le entra un gasto que permanece constante, $Q = 3$ m³:s. Se desea saber en cuanto tiempo el rebalse tomará la carga de 0,7 m., o sea, en llegar la cota del agua en el estanque a ser de 16,5 m. También se desea saber en cuanto tiempo el gasto que escurre por el rebalse es prácticamente igual al que entra, entendiéndose por iguales que su diferencia sea menor de $\frac{1}{50}$ de Q . Las secciones del estanque son las siguientes:

cota z	15,60	16	16,25	17	17,5	18,5	m
sección	8600	9000	10300	15800	20600	12000	m ²

Ante todo, es necesario verificar que el nivel del agua dentro del estanque sube; en efecto, para $h = 0,2$ que es la carga inicial correspondiente a $z = 16$ m corresponde $h \sqrt{2gh} = 0,396$, y un coeficiente m cercano a 0,37 de modo que el gasto correspondiente a la carga inicial es, más o menos, $Q_0 = 0,37 \times 2 \times 0,396 = 0,293$ m³:s, muy inferior al $Q = 3$ m³:s que está entrando. En consecuencia, el nivel sube.

La primera cuestión es averiguar cuanto demorará en subir la carga de 0,2 a 0,7 m. Se tendrá el integral:

$$T = \int_{0,2}^{0,7} \frac{\Omega dh}{3 - 2 \sqrt{2g} m h^{\frac{3}{2}}}$$

(1) Resulta, en general, más exacta la integración aproximada que la integración que supone el coeficiente m constante.

que resolvemos por el método de Simpson, poniendo $2m\sqrt{2gh^3} = Q_1$, ayudados por el siguiente cuadro:

	h	z	Ω	VERTEDERO					Q-Q ₁	$\frac{\Omega}{Q-Q_1}$
				$\frac{h}{a+h}$	n	m	$h\sqrt{2gh}$	$Q_1 = \frac{2m^3}{m^2 h \sqrt{2gh}}$		
Carga inicial	0,20	16,00	9000	0,200	15	0,367	0,396	0,291	2,709	3320
» media	0,45	16,25	10300	0,359	6,7	0,388	1,330	1,030	1,970	5215
» final	0,70	16,50	12000	0,465	4,76	0,400	2,59	2,070	0,930	12900

$$T = \frac{3320 + 4 \times 5215 + 12900}{6} \times (0,7 - 0,2) = 3090 \text{ segundos}$$

o sea, 51 minutos 30 segundos.

La segunda cuestión es resolver en cuanto tiempo se igualan el gasto que entra al estanque, con el que evacua el vertedero. Teóricamente el tiempo en que la carga del vertedero es tal que escorra el gasto de 3 m³:s es infinito como lo demuestra la fórmula de arriba. Por eso aceptamos que la diferencia Q - Q₁ sea menor que $\frac{Q}{50}$. Se tiene, pues:

$$3 - Q_1 = \frac{3}{50}; \quad Q_1 = 3 - 0,06 = 2,94 \text{ m}^3:\text{s}$$

que corresponde a una carga de 0,87 m. en el vertedero.

Para aplicar el método de Simpson a la integración del tiempo tendremos que considerar los tres valores de h siguientes: h₀ = 0,20; h₁ = 0,87; $\frac{1}{2}(h_0 + h_1) = 0,535$ m.

En el cuadro siguiente están los elementos del cálculo; algunos sacados de arriba y otros interpolados entre los datos:

h	z	Ω	m	$h\sqrt{2gh}$	Q ₁	Q - Q ₁	$\frac{\Omega}{Q - Q_1}$
0,200	16,00	9000	0,367	0,395	0,291	2,709	3320
0,535	16,335	10750	0,391	1,739	1,380	1,620	6650
0,870	16,67	13200	0,410	3,590	2,940	0,660	220000

$$T = \frac{3320 + 4 \times 6650 + 220000}{6} \times (0,87 - 0,2) = 24857 \text{ segs.}$$

o sea, 6 horas 37 minutos 17 segs.

TABLA N.º 28

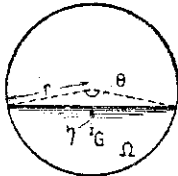
Alturas relativas de resalto en lecho rectangular

$\frac{h_0}{h_c}$	$\frac{h_1}{h_c}$	$\frac{h_0}{h_c}$	$\frac{h_1}{h_c}$	$\frac{h_0}{h_c}$	$\frac{h_1}{h_c}$
0,06	5,54	0,38	2,11	0,70	1,375
0,08	4,93	0,40	2,055	0,72	1,34
0,10	4,42	0,42	1,99	0,74	1,31
0,12	4,21	0,44	1,93	0,76	1,28
0,14	3,60	0,46	1,87	0,78	1,25
0,16	3,42	0,48	1,81	0,80	1,22
0,18	3,23	0,50	1,77	0,82	1,195
0,20	3,08	0,52	1,72	0,84	1,17
0,22	2,90	0,54	1,68	0,86	1,15
0,24	2,79	0,56	1,63	0,88	1,12
0,26	2,65	0,58	1,59	0,90	1,10
0,28	2,51	0,60	1,545	0,92	1,075
0,30	2,415	0,62	1,51	0,94	1,05
0,32	2,32	0,64	1,478	0,96	1,03
0,34	2,26	0,66	1,44	0,98	1,015
0,36	2,185	0,68	1,40	1,00	1,00

TABLA N.º 29

Elementos para el cálculo de resaltos en lechos circulares

$\frac{h}{r}$	$\frac{r^2}{\Omega}$	$\frac{\eta\Omega}{r^3}$
0,00	∞	0,00
0,05	47,84	0,001
0,10	17,3	0,0085
0,15	9,346	0,0100
0,20	6,12	0,013
0,25	4,40	0,020
0,30	3,385	0,031
0,35	2,702	0,050
0,40	2,238	0,073
0,45	1,90	0,100
0,50	1,628	0,126
0,55	1,426	0,154
0,60	1,252	0,192
0,65	1,132	0,227
0,70	1,022	0,281
0,75	0,931	0,320
0,80	0,853	0,385
0,85	0,787	0,448
0,90	0,729	0,519
0,95	0,679	0,590
1,00	0,637	0,667



$$\frac{h}{r} = 1 - \cos \frac{\theta}{2}$$

$$\frac{r^2}{\Omega} = \frac{2}{\theta - \sin \theta}$$

$$\frac{\eta\Omega}{r^3} = \frac{2}{3} \sin^2 \frac{\theta}{2} \cdot \frac{\Omega}{r^3} \left(1 - \frac{h}{r}\right)$$

$\frac{h}{r}$	$\frac{r^2}{\Omega}$	$\frac{\eta\Omega}{r^3}$
1,05	0,598	0,745
1,10	0,564	0,833
1,15	0,534	0,911
1,20	0,510	1,012
1,25	0,484	1,11
1,30	0,463	1,223
1,35	0,444	1,33
1,40	0,426	1,451
1,45	0,408	1,562
1,50	0,395	1,697
1,55	0,384	1,805
1,60	0,372	1,956
1,65	0,361	2,09
1,70	0,352	2,225
1,75	0,343	2,37
1,80	0,336	2,526
1,85	0,330	2,68
1,90	0,323	2,84
1,95	0,321	2,985
2,00	0,3185	3,14

CAPITULO VIII

Corrientes abiertas

75. Movimiento permanente uniforme.—76. Ecuación general.—77. Fórmulas experimentales.—78. Aplicaciones de las fórmulas.—Cálculo de la profundidad normal.—79. Forma más conveniente de un canal.—Cálculo de un canal para conducir un gasto dado.—80. Acueductos abovedados.—81. Curva limnimétrica del gasto.—82. Repartición de velocidades.—83. Movimiento permanente gradualmente variado.—84. Ecuación general.—85. Clasificación de los escurrimientos y de los lechos.—Pendiente crítica.—86. Discusión general del eje hidráulico.—87. Discusión particular de cada uno de los seis casos de movimiento variado.—Base experimental.—88. Trazado del eje hidráulico, puntos de partida.—89. Ubicación de resaltos.—90. Aplicaciones y ejemplos.

75. Movimiento permanente uniforme.—Teóricamente, el movimiento uniforme de las partículas líquidas es el más sencillo que podemos concebir. Sabemos que al producirse deslizamientos en un líquido, se generan componentes de las presiones, funciones de la velocidad, que son como fuerzas de frotamientos que se oponen al movimiento y que lo retardan. Si estas fuerzas de frotamientos son idénticas y de sentido contrario a la resultante de las fuerzas que provocan el deslizamiento, sucederá que la aceleración resultante que actúa sobre las moléculas es nula y, por lo tanto, su movimiento es el definido en cinemática como uniforme. Como las componentes de frotamientos son función de la velocidad, fácilmente se comprende que se llegue a la anulación de la aceleración resultante que actúa sobre las partículas.

En corrientes cerradas es fácil concebir que se reúnan las circunstancias extremas que este movimiento supone: invariabilidad de sección, eje recto, pendiente y rugosidad de paredes constantes; pero en corrientes abiertas, especialmente en lechos labrados en el terreno, expuestos a variaciones provenientes de emkancamientos, vegetaciones, etc., es imposible, en rigor, la reunión de las circunstancias indispensables para producirlo. Se habla, pues, en la Hidráulica de los canales, de un movimiento uniforme aproximado, en que las diferencias entre las magnitudes efectivas y las ideales, no superan a la aplicación práctica requerida.

76. Ecuación general.—La fórmula del movimiento uniforme en canales, que fué dada en el Capítulo IV, es:

$$l = \frac{b U^2}{R} \quad (1)$$

en que l es la pendiente del eje hidráulico, U la velocidad media, b el coeficiente dependiente de la rugosidad de la pared y R el radio hidráulico, razón $\frac{\Omega}{x}$ entre la magnitud de la sección mojada y el perímetro de esa sección.

El segundo miembro de esta fórmula es la pérdida de carga; luego, puede decirse que la pérdida de carga en este movimiento es igual a la pendiente del eje

hidráulico. La invariabilidad de U exige la de Ω y la de R , como la de b ; y, por lo tanto, l debe ser constante. La constancia de U implica también la igualdad entre l , pendiente del eje hidráulico y la pendiente del fondo i .

Se usa en el cálculo de canales la fórmula anterior cuando se trata de calcular pendientes. Lo corriente es encontrarla explícita en U , en la forma:

$$U = \frac{l}{\sqrt{b}} \sqrt{Rl} \quad \text{ó} \quad U = C \sqrt{Rl} \quad (2)$$

poniendo en vez de b el valor $\frac{l}{C^2}$.

77. Fórmulas experimentales.—Los valores de b ó de C han sido en épocas anteriores tenidos por independientes de la rugosidad de la pared y, de acuerdo con las pocas experiencias existentes, se estimaban esos valores cercanos a:

$$C = 50 \quad \text{ó} \quad b = 0,0004$$

Así sucede con las expresiones de Chézy (1775); Woltmann (1792); Eisenmann (1802); Eytelwein (1812) y Tadini (1828). En forma de ecuación binomia y prescindiendo, también, de la rugosidad de las paredes, dieron expresiones de C ó b Dubuat y Prony, que no detallaremos aquí, pues han perdido todo interés.

Bazin, continuador de las experiencias de Darcy y colaborador de este hidraulicista en el descubrimiento de la influencia decisiva de la aspereza de la pared en el valor de C , dió en 1865 su primera fórmula, asignando a b el valor:

$$b = \alpha \left(l + \frac{\beta}{R} \right)$$

Los coeficientes α y β son funciones de la rugosidad de las paredes; para apreciar lo cual señaló Bazin *categorías de paredes*, desde cemento bruñido y madera acepillada hasta paredes de tierra. La fórmula de Bazin, de 1865, produjo, en seguida, trastornos en la Hidráulica de los canales e inmediatamente se comenzó a comprobarla con nueva y más grande experimentación. Cuatro años después era publicada por los ingenieros suizos Ganguillet y Kutter una fórmula de C en que, además del radio hidráulico, se le hace depender de la pendiente. La fórmula es:

$$C = \frac{23 + \frac{0,00155}{l} + \frac{1}{n}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{l} \right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \quad (3)$$

l es la pendiente, n el coeficiente de rugosidad, y R el radio hidráulico.

Esta expresión ofrece particularidades curiosas que hace resaltar Bazin: si el ra-

dió hidráulico es m ., el valor de C se hace independiente de I y vale simplemente $\frac{1}{n}$. En valores del radio hidráulico menores de 1 m., C aumenta con la pendiente, pero si R es mayor de 1 m., C disminuye cuando la pendiente aumenta. También es digno de anotarse que Ganguillet y Kutter se decidieron a considerar las experiencias de Humphrey y Abott hechas en el Mississippi (1), con pendientes muy pequeñas de 1 a 3 cm. por kilómetro, en trozos de río que tenían islas y con aforos muy imperfectos. Se puede prescindir de la complicación de la pendiente, adoptando para la fracción $\frac{0,00155}{I}$ un valor único, igual a 2 , lo que daría:

$$C = \frac{25 + \frac{1}{n}}{1 + \frac{25n}{\sqrt{R}}} \tag{4}$$

Esta expresión de C equivale a tomar los valores dados por Ganguillet y Kutter relativos a pendientes mayores de $0,0005$ y menores de $0,01$, que son los más usuales en la práctica.

Las categorías y coeficientes respectivos dados por Ganguillet y Kutter, son los que van a continuación:

	n	$\frac{1}{n}$
1. Canales de estuco liso de cemento, madera acepillada ..	0,010	100
2. » » tablas de madera en bruto	0,012	83,33
3. » » sillería, ladrillo bien aparejado	0,013	76,91
4. » » mampostería (bolones)	0,017	58,82
5. » » tierra, arroyos y ríos	0,025	40
6. » » corrientes con arrastres gruesos y plantas ..	0,030	33,33

Kutter simplificó su fórmula, cambiando el coeficiente de rugosidad n por m , en la expresión:

$$C = \frac{100\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}} \tag{5}$$

que es válida para pendientes menores de $0,0005$.

Damos, al tratar de la fórmula de Biel, la equivalencia entre los valores de m y n de Kutter.

(1) Bazin.—Etude d'une nouvelle formule pour calculer le débit des canaux découverts.—Páginas 27 y siguientes.

Bazin, 26 años después, es decir, en 1897, dió su nueva fórmula, con todas las experiencias existentes hasta esa fecha, que asigna para C el valor:

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \quad (6)$$

El coeficiente de rugosidad es γ . Esta fórmula solamente se diferencia de la (4, de Ganguillet y Kutter simplificada, eliminando la pendiente, en que el numerador es constante y en él no interviene la rugosidad. A continuación van las categorías señaladas por Bazin y los valores asignados a γ :

Categoría N.º 1. Paredes muy unidas (cemento, madera acepillada, etc).	0,06
Categoría N.º 2. Paredes unidas (tablas, ladrillos, piedra de talla).....	0,16
Categoría N.º 3. Paredes en albañilería de bolones.....	0,46
Categoría N.º 4. Paredes de naturaleza mixta (secciones en tierra muy regulares) acequias revestidas de empedrado.....	0,85
Categoría N.º 5. Canales en tierra en las condiciones ordinarias.....	1,30
Categoría N.º 6. Canales en tierra que representan una resistencia excepcional (fondo de ripio, paredes con vegetaciones, etc).....	1,75

En 1890, R. Manning había simplificado el valor de C dado por Ganguillet y Kutter, aceptando el mismo coeficiente n de rugosidad, pero poniendo simplemente:

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \quad (7)$$

Esta expresión monomía tiene grandes ventajas para cálculos rápidos y tanteos.

Hay varias fórmulas más modernas, muchas de ellas para ríos y corrientes naturales; tales son la de Siedeck (1903), verificada con 266 experiencias en corrientes naturales, cuya forma general es:

$$U = \frac{h_m \sqrt{1000 I}}{\sqrt[20]{B}} \quad (8)$$

en que B es el ancho superficial de la corriente de hondura media h_m y que prescinde de la rugosidad de las paredes.

La fórmula dada por Christer (1904) para la misma clase de corriente, es:

$$U = m \sqrt[8]{m I} \sqrt{\frac{B}{2}} \quad (9)$$

con la misma significación de h_m y B de la anterior y cuyos valores de m van a continuación:

	<i>m</i>
lecho de tierra sin plantas.....	28
» de tierra con bastantes plantas.....	20
» rocoso con pocas plantas.....	24
» de piedras sueltas de unos 8 cm.....	18
» de piedras sueltas de unos 20 cm.....	16
» de piedra bruta.....	11

Hay, además, las fórmulas de Lindboe y Matakiewicz, que no detallaremos aquí. En 1914 M. Mognié propone para C el valor:

$$C = \frac{81 - \mu}{1 + \frac{0,02 \mu}{R + \sqrt{I}}} \quad (10)$$

en que μ es el coeficiente de rugosidad. Esta fórmula viene a ser como una vuelta a la expresión de Ganguillet y Kutter, por cuanto lleva el coeficiente de rugosidad en el numerador y vuelve a introducir la pendiente en el valor de C .

(Continuará)