

Capacidad de las tomas profundas de los embalses^(*)

Por **LUIS TORRENT RODRIGUEZ**
 Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Con estas notas el autor pretende ofrecer unas fórmulas para el cálculo de la capacidad de las tomas profundas de los embalses y unas recomendaciones sobre el empleo de los túneles de desvío como desagües de fondo de las presas.

I. La capacidad de una toma profunda en un embalse o depósito es función del desnivel existente entre la superficie libre del agua y el orificio de salida, disminuido en las pérdidas de carga que origina la circulación, de acuerdo con la conocida fórmula

$$q = S \times V = S \times \sqrt{2g(H - \sum p_i)} \quad [1]$$

en la que q es el caudal desaguado, V la velocidad del agua a su paso por la sección de salida, S , H es el desnivel y p_i las pérdidas en los elementos que constituyen o protegen el conducto (rejillas, embocadura, ranuras de ataguías y compuertas, transiciones, tubería, codos reducciones, bifurcaciones y válvulas).

Para una conducción circular de diámetro d y longitud L , con un abocinamiento adecuado en la entrada y dotada en su extremo inferior de una válvula que no produzca pérdidas de carga sensibles, la suma de todas las pérdidas locales pueden considerarse englobadas en un 10 por 100 de la altura de creación de velocidad, de donde resulta:

$$H = \frac{V^2}{2g} + 0,10 \frac{V^2}{2g} + L \frac{\lambda V^2}{2gd} = \frac{V^2}{2g} (1,10 + L \frac{\lambda}{2g}) \quad [2]$$

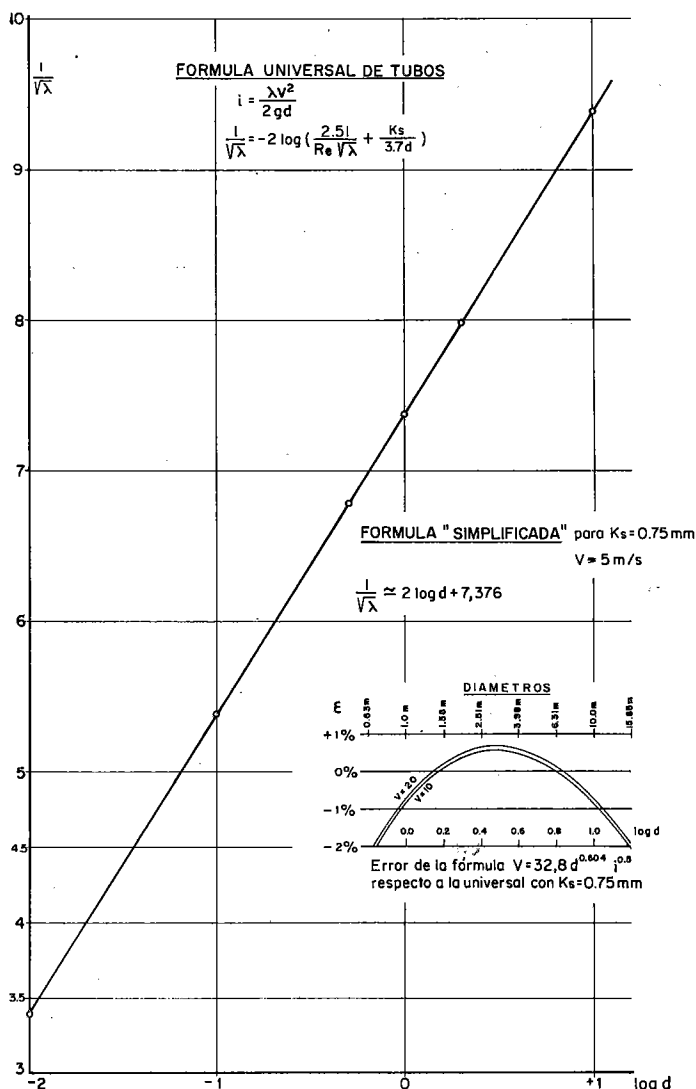
El coeficiente λ corresponde a la fórmula universal de tubos que, para agua a 10 °C, en régimen turbulento y rugosidad K_s media, puede «simplificarse» como sigue:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log \frac{3,66 d [m]}{K_s [m]} \quad [3]$$

(*) Se admiten comentarios sobre el presente artículo, que podrán remitirse a la Redacción de esta Revista hasta el 30 de septiembre de 1987.

Como esta expresión sigue resultando incómoda para los cálculos, se puede sustituir por una fórmula de tipo exponencial que, para $K_s = 0,75$ mm (rugosidad de tubos de acero con un cierto deterioro), queda así:

$$V = 32,8 d^{0,604} i^{0,5} \quad [4]$$



CAPACIDAD DE LAS TOMAS PROFUNDAS DE LOS EMBALSES

Esta fórmula da resultados casi idénticos a la universal en un amplio campo de diámetros y velocidades (con error menor de 1 por 100).

Introduciendo [4] en [2] y simplificando, se deduce la «fórmula práctica»,

$$q = 2 \cdot d^{2,6} \sqrt{\frac{H}{L + 60 d^{1,2}}} \quad [5]$$

que permite evaluar, en m³/s, el caudal de desagüe de una toma profunda de las características señaladas.

Ejemplo: H = 65 m. L = 100 m. d = 2,4 m.
Se obtiene q = 124 m³/s.

II. La expresión [5] es aplicable a conductos con salida libre o con compuertas Taintor o tipo Bureau, con transiciones bien estudiadas, compuertas de paso circular o válvulas esféricas, (si bien estas últimas, por su elevado coste, no se utilizan para estos fines). Pero si la válvula extrema es de los tipos de chorro hueco, aguja, mariposa o Howell-Bunger, la pérdida de carga que crea es importante e influye sensiblemente en la capacidad del desagüe. Expresando esta pérdida de carga como $K \frac{V^2}{2g}$, los valores «K» usuales para las válvulas de los tipos citados son los siguientes:

- | | |
|----------------------------|----------|
| 1. Válvula mariposa | K = 0,23 |
| 2. Válvula Howell-Bunger | K = 0,30 |
| 3. Válvula Larnier-Johnson | K = 0,45 |
| 4. Válvula de chorro hueco | K = 0,50 |

Observaciones:

1. Las válvulas mariposas de lenteja bipartida, son largas guideras para salvar los gorrones de giro, o las lenticulares planas, producen menores pérdidas, pero no son adecuadas como obturadores de salida libre.

2. Los fabricantes norteamericanos S. Morgan Co., Allis Chalmers, etc., señalan menores valores de K para válvulas Howell-Bunger. Sin embargo, otras fuentes indican coeficientes de 0,42 y 0,66 para estos elementos, tal vez por no dimensionar igual la abertura de salida del chorro (0,4 d).

3. El coeficiente K = 0,45 se refiere a la ve-

locidad del orificio de salida, que suele ser 5/6 del de entrada; por consiguiente, si lo relacionamos con este último, el coeficiente resulta K = 0,933.

4. El valor «K» está deducido de ábacos del U.S. Bureau of Reclamation.

III. La velocidad del agua en tomas de los embalses y, sobre todo en los desagües de fondo, suele ser alta, con peligro de problemas de abrasión de las tuberías. La reparación de éstas es dificultosa, si están embebidas en el cuerpo de la presa o en zanjas hormigonadas. Las válvulas, por el contrario, son fácilmente reparables, pero es un elemento costoso. Ambas circunstancias conducen a disponer las tomas con tuberías de mayor diámetro que las válvulas, reduciendo el coste de éstas y la velocidad del agua en aquéllas.

Las piezas de transición de uno a otro diámetro introducen una pérdida de carga suplementaria en el circuito hidráulico, que será pequeña si están bien diseñadas, pero que se tiene en cuenta en el siguiente cálculo de caudales. Este cálculo no se ha referido al diámetro de salida de la válvula, sino al diámetro de la tubería, con lo que se facilita el cotejo entre diferentes disposiciones de desagüe.

La fórmula del caudal queda así:

$$q = 26 d^{2,6} \sqrt{\frac{H}{L + Md^{1,2}}} \quad [6]$$

en la que el parámetro M varía según el tipo de válvula y la relación entre los diámetros de la tubería (d) y de la válvula (d_v). Los valores de M figuran en el cuadro adjunto.

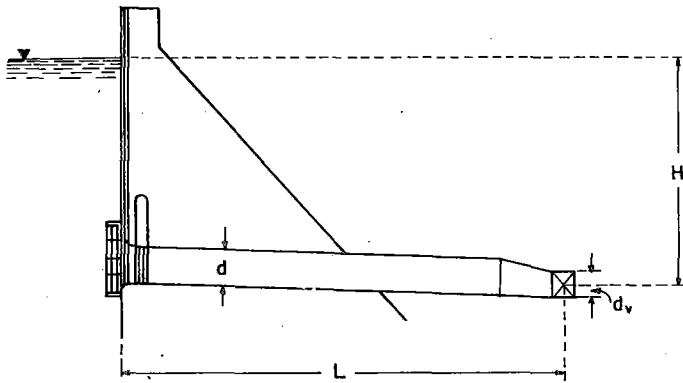
Ejemplos:

$$H = 78 \text{ m. } L = 160 \text{ m. } d = 1,80 \text{ m.} \\ d_v = 1,20 \text{ m.}$$

- a) Con válvula de chorro hueco,
q = 33,2 m³/s.
- b) Con válvula tipo Bureau,
q = 39,1 m³/s.
- c) Con válvula de chorro hueco, pero con
d_v = 1,50 m
Q = 46,6 m³/s.

IV. Si en lugar de entubar los conductos hasta su válvula final, se desaguara a una galería en

CAPACIDAD DE LAS TOMAS PROFUNDAS DE LOS EMBALSES



$$Q = 26 d^{2.6} \sqrt{\frac{H}{L + M d^{1.2}}}$$

VALORES DEL COEFICIENTE M

Tipo de válvula	K	Diámetro de la tubería/Diámetro de la válvula									
		1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	
Desagüe libre, Taintor	0,00	60	86	119	162	216	283	365	464	582	
Mariposa	0,23	73	104	145	198	265	347	448	569	714	
Howell-Bunger	0,30	77	110	153	209	280	367	473	601	754	
	0,66	97	139	194	266	355	467	603	766	962	
Larner-Johnson	0,45	85	122	170	233	311	408	527	670	841	
	0,993	112	161	225	308	413	543	701	892	1.119	
Chorro hueco	0,50	88	126	176	241	322	422	545	693	870	

régimen de lámina libre a partir de la compuerta de aguas arriba, la capacidad del desagüe se vería incrementada al quedar suprimidas las pérdidas de carga en la transición de compuerta a tubo, las propias del tubo y la de la válvula final, incluida la reducción.

Las primeras quedan, prácticamente, compensadas por las que producirá una segunda compuerta, que habrá que instalar en la solución a lámina libre, por razones de seguridad.

Para comprobar los caudales de una y otra disposición, no valen los datos del cuadro anterior, calculados con 0,75 mm de rugosidad (que sería conservadora en el caso de un desagüe intermedio o toma, con aguas limpias). Se supondrá una rugosidad de 1,5 mm que no es pesimista al estar aplicada a unos desagües con arrastre de limos y arenas. De todas las posibles soluciones, sólo se comparan las más usuales: válvula final de chorro hueco o compuerta Bureau o Taintor situada a la extremidad del tubo. En ambas disposiciones se supone un estrechamiento de 0,8 anterior a la válvula, que también es habitual para lograr una mayor garantía frente a la cavitación.

En estas hipótesis, las fórmulas a aplicar son las siguientes:

a) Para desagüe entubado

$$q_T = 23,8 d^2 \sqrt{\frac{H d^{1,224}}{L + M d^{1,224}}} \quad [7]$$

en la que:

$$M = \frac{0,10 + (1 + K) \times 1,25^4}{2g} \times 30^2 \quad [8]$$

cuyos valores son 117 para las compuertas de vano libre y 173 en el caso de válvula de chorro hueco.

b) Para desagüe libre

$$q_L = \frac{n}{4} d^2 \sqrt{\frac{2gH}{1 + 0,1}} \quad [9]$$

siendo d , en este caso, el «diámetro equivalente» de compuerta.

La relación entre ambos caudales, para una misma altura H, será:

$$\frac{q_T}{q_L} = 0,1394 \sqrt{\frac{L}{d^{1,224}}} + M \quad [10]$$

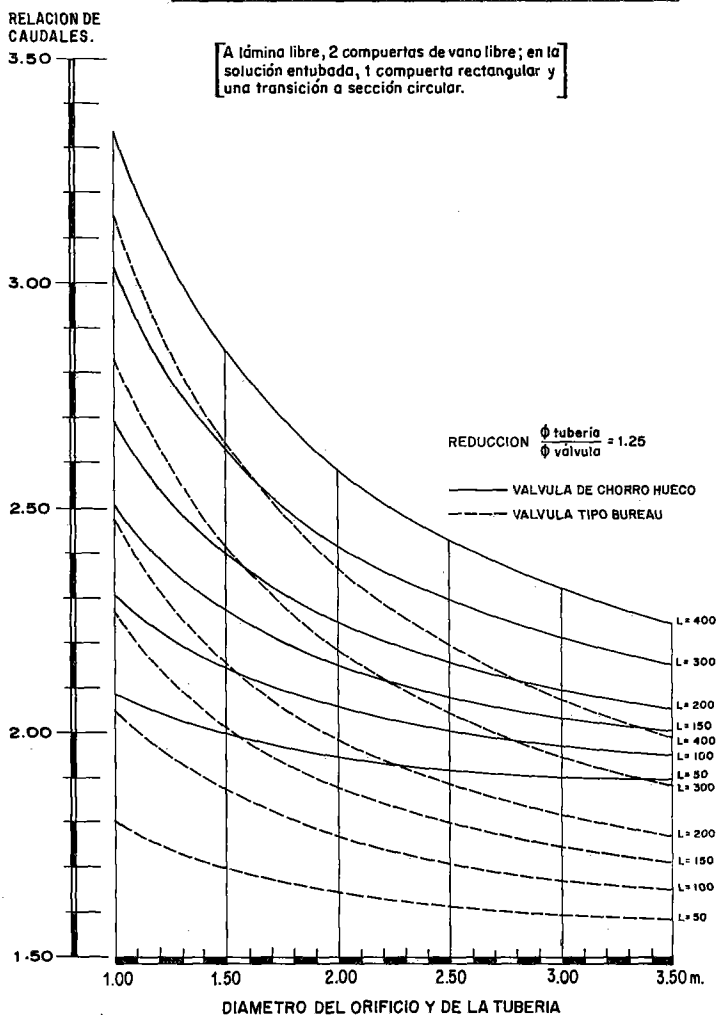
En el adjunto gráfico se indican los valores de [10] para diámetros comprendidos entre 1 y 3,5 m y longitudes de tubería de 50 a 400 m. No se ha tenido en cuenta, por su escasa entidad relativa, la diferencia de cotas entre la compuerta de toma y la válvula del desagüe entubado, es decir, la diferencia de nivel de la galería.

Del gráfico se desprende que, incluso para pequeñas longitudes de conducción, la capacidad de desagüe a presión es notablemente inferior a la de lámina libre, especialmente en el caso de válvula de chorro hueco.

La ventaja del desagüe libre es evidente, no sólo por el ahorro que representa la supresión de tubería, sino también por permitir, a igualdad de caudal, unas dimensiones menores de las compuertas y, en consecuencia, de su cámara de mecanismos.

CAPACIDAD DE LAS TOMAS PROFUNDAS DE LOS EMBALSES

COMPARACION DE CAUDALES ENTRE UN DESAGÜE ENTUBADO Y OTRO A LÁMINA LIBRE, SUPUESTAS IGUALES PERDIDAS DE CARGA EN LA EMBOCADURA.



V. Se ha hecho, anteriormente, una referencia al desnivel de la galería de desagüe. Salvo algún caso excepcional, esta galería se proyecta para dar paso, durante la construcción de la presa, a un caudal muy superior al que se exige de los desagües profundos, el régimen supra-crítico que impide la formación del resalto hidráulico, incluso con el entumecimiento por emulsión de aire que crean las altas velocidades del flujo bajo compuerta.

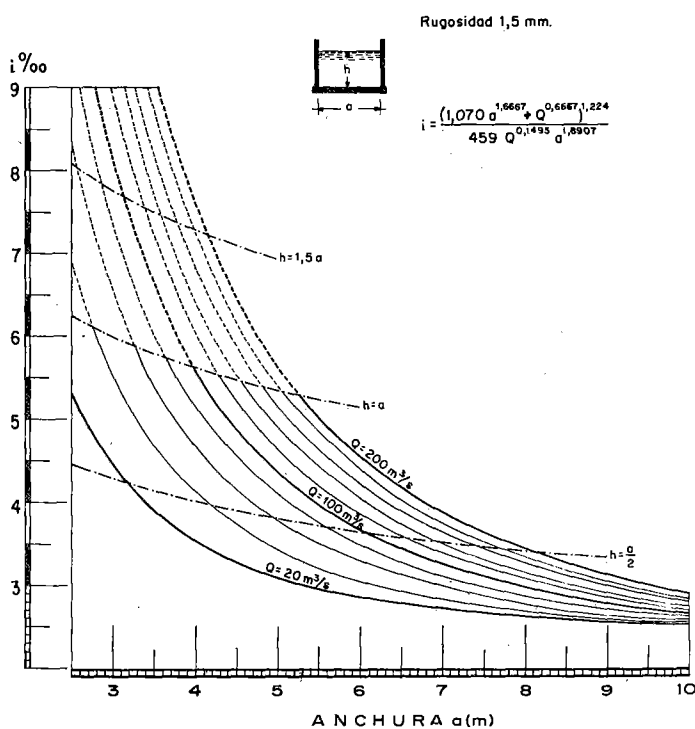
En el gráfico adjunto se señalan las pendientes mínimas necesarias para que se produzca el calado crítico, en función del caudal y de la anchura, para una galería rectangular, de rugosidad $K_s = 1,5 \text{ mm}$.

VI. Para la construcción de presas de materiales sueltos se precisa, en general, ejecutar túneles de desvío del río mayores, en longitud y en sección, que los correspondientes a presas de fábrica. La mayor longitud se debe a la suma de taludes de las respectivas estructuras. La mayor sección es consecuencia, por una parte, de la longitud, pero también del margen de seguridad a adoptar en uno u otro caso para prevenir el desbordamiento de la ataguía durante las riadas que, en presas de materiales sueltos, puede suponer la ruina de la obra construida y la formación de una onda de avenida superior a la natural.

Este condicionamiento de los túneles de desvío acentúa el interés en su utilización posterior como elementos de desagües de las presas de materiales sueltos y, como se indica anteriormente, con régimen de lámina libre, para lo que no suele haber problema de pendiente longitudinal.

Las dificultades de adaptación de los desvíos a desagües en lámina libre provienen, en ocasiones, de las cotas de entrada y de restitución

PENDIENTE QUE PRODUCE CALADO CRITICO EN UN CANAL RECTANGULAR, EN FUNCION DEL CAUDAL Q (m³/s) Y LA ANCHURA a (m).



al río. La salida del túnel no debe quedar dentro del cauce de inundación del caudal evacuado por el aliviadero de la presa en las avenidas, lo que determina los niveles de la embocadura y del desagüe y, en consecuencia, las alturas de las ataguías. El condicionamiento puede conducir a un volumen de retención importante en la ataguía de aguas arriba que, en caso de avería de este elemento provisional, podría originar una riada catastrófica. Este riesgo obliga a construir la ataguía con márgenes y dispositivos de seguridad que suponen un encarecimiento de la obra, a añadir el incremento de coste por mayor altura. (Este segundo aspecto económico quedará atenuado si la ataguía se incorpora, posteriormente, al macizo de la presa). Por otra parte, la elevación del umbral del túnel de desvío, puede restringir su ulterior función de desagüe de fondo.

Todos estos aspectos del problema deben ser tenidos en cuenta a la hora de proyectar las obras de desvío del río, previas a la construcción de la presa, para llegar a una solución técnica y económicamente adecuada que, en nuestra opinión, está muy lejos del empleo sistemático de largas y costosas tuberías de desagüe tendidas en el fondo de los túneles de desvío, incluso con salida a nivel superior, y dotadas de

válvulas que interponen obstáculos a la circulación del agua.

Luis Torrent Rodríguez



Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, promoción 1950, es actualmente jefe del Área de Explotación de la Dirección General de Obras Hidráulicas.

Ha colaborado en numerosos proyectos hidroeléctricos del INI (chimenea de San Sebastián, presa de Pías, diques de Cubillos, embalse de Aumedrá, saltos del Cinca, central de Grado I, etc.

En el MOPU desde 1965, intervino en el proyecto de abastecimiento a Madrid por bombeo desde el Alberche (A.M.S.O.) y dirigió las obras de la elevación reversible de Altomira (Trasvase Tajo-Segura). Ha colaborado también en algunos proyectos para el extranjero (Valdesia, R. Dominicana; Acueducto de Santa Elena, Ecuador).

Asiduo colaborador de esta Revista, sus publicaciones versan sobre hidráulica de conducciones, chimeneas de equilibrio, instalaciones de bombeo, etc., con esporádicas incursiones de «divertimento» en otros campos.

