

Estudio del comportamiento de una cadena de azudes dispuesta en una conducción en régimen libre de fuerte pendiente

TOMAS PEREZ-ANDUJAR JIMENEZ (*)
VICTOR ELVIRO GARCIA (**)

RESUMEN. En la ingeniería hidráulica puede presentarse la necesidad de diseñar una cadena de azudes que amortigüen la energía al pie de cada azud por medio de resaltos hidráulicos. Este caso podría presentarse en la creación de un cauce nuevo en una corta de un arroyo o río, o para salvar un fuerte desnivel en un canal.

Los tipos de flujos que se producen en el funcionamiento de estas cadenas de azudes son muy variados. Se pretende indicar en este artículo, tanto por vía teórica como experimental, criterios para distinguir unos de otros.

En esta publicación se exponen deducciones teóricas y experimentales que ayuden a definir una cadena de azudes para amortiguar su energía por resaltos hidráulicos. No se considera la deformación del cauce por posibles erosiones o depósitos de acarreo.

Por esta misma razón, se estima que la única pérdida de carga se produce por efecto del resalto hidráulico, no teniendo en cuenta las pérdidas debidas a rozamiento.

BEHAVIOUR STUDY OF A SET OF DIVERSION DAMS LYING IN A STEEPLY SLOPING OPEN FLOW SYSTEM

ABSTRACT. In hydraulic engineering it is sometimes necessary to design a set of diversion dams that dampen the energy at the toe of each diversion dam by means of hydraulic jumps. Such a case might arise when creating a new channel in the short section of a culvert, a stream or a river, or to mitigate a steep drop in the channel. There are a great variety of flow-types in these series of diversion dams. The aim of this article is to indicate, by both theoretical and experimental means, criteria for distinguishing between these types, as well as explaining the theoretical and experimental deductions which help to define a chain of diversion dams, with a view to damping their energy by hydraulic jumps. Such channel deformation factors as erosion or bed load deposits are not considered. For the above-mentioned reason, it is estimated that the only load loss is caused by the hydraulic jump, and the losses arising from friction are not taken into account.

DEDUCCIONES TEORICAS

Como datos de partida se consideran:

1. La pendiente definida por los umbrales de la cadena de azudes I_v .
2. El caudal por unidad de ancho del canal q .

A partir de estos datos se trata de determinar:

1. La distancia entre azudes L o, lo que es lo mismo, el desnivel entre umbrales de azudes consecutivos h_v .

2. La altura de los azudes α .

Para una altura de energía h sobre el umbral de un azud, que denominaremos altura de lámina vertiente, el caudal evacuado se puede poner:

$$q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} C_d h^{\frac{3}{2}} \quad [1]$$

siendo C_d el coeficiente de desagüe, que varía con el tipo de perfil adoptado, con la altura de la lámina vertiente h y con la altura del umbral sobre la solera de aguas arriba P .

Despreciando las posibles pérdidas de carga que se puedan producir en el propio azud, la energía específica al pie de éste sería:

(*) Jefe de la División de Ensayos Hidráulicos de Estructuras del Centro de Estudios Hidrográficos.

(**) Jefe de la División de Dispositivos Especiales.

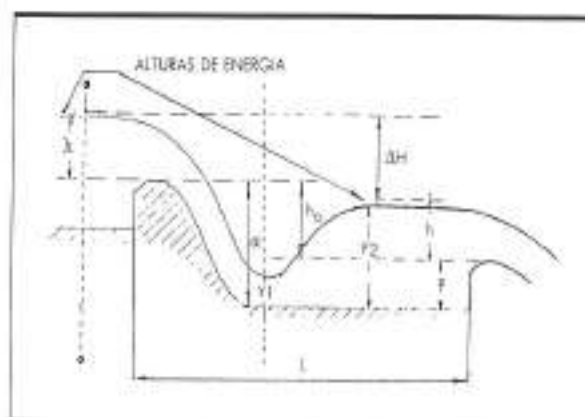


FIGURA 1.

$$H_1 = a + h = y_1 + \frac{q^2}{2gy_1^3} \quad [2]$$

Conociendo la altura del azud a y la carga h , o lo que es lo mismo el caudal q , queda una ecuación cúbica en y_1 , que resolviéndola da el calado al pie del azud antes del resalto hidráulico. A partir de ellos se puede calcular:

$$v_1 = \frac{q}{y_1} \quad [3]$$

$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{gy_1}} \quad [4]$$

Considerando un resalto hidráulico en un canal de sección rectangular el calado conjugado en el resalto sería:

$$y_2 = \frac{y_1}{2} (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1) \quad [5]$$

La pérdida de carga en el resalto hidráulico sería:

$$\Delta H = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4 y_2 y_1} \quad [6]$$

Admitiendo que el proceso se repite en cada salto de azud, esta pérdida de carga debe ser igual al desnivel entre umbrales de azudes $\Delta H = h_0$, por lo tanto la distancia a la que debe de situarse el azud debería de ser:

$$L_H = \frac{\Delta H}{I_0} \quad [7]$$

Por otro lado, la distancia a la que deben quedar los azudes debe ser tal que permita la formación del resalto. Esta distancia L_R dependerá, por una parte, de la geometría y altura del azud a , y por otra, del número de Froude de aproximación F_1 y del calado conjugado en el resalto hidráulico y_2 .

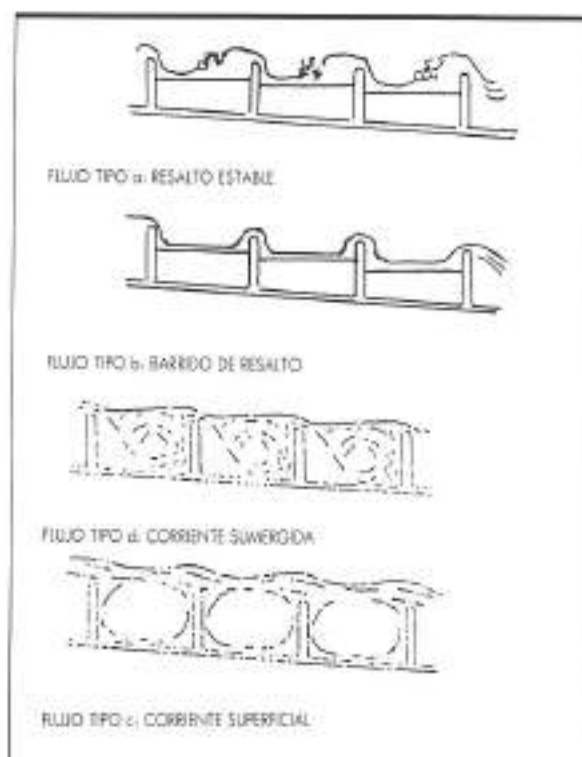


FIGURA 2.

DESCRIPCION DE LOS ENSAYOS

Los ensayos fueron efectuados en dos canales basculantes que se dispusieron horizontalmente, las dimensiones del pequeño eran 25 cm de ancho, 40 cm de alto y 7,50 m de largo, el mayor 40 cm de ancho, 60 cm de alto y 12 m de largo.

Los azudes estaban formados por piezas de caras verticales con un espesor de 4 cm, terminadas en un umbral semicircular.

Los azudes se dispusieron a distancias que variaban entre 28 y 40 cm y los umbrales de los azudes se dispusieron formando pendientes I_0 de 0,05, 0,075, 0,10, 0,125 y 0,20. Entre azudes consecutivos se disponían placas horizontales, variando la profundidad de la soleira, o sea, la altura a de los azudes.

En cada uno de los ensayos se registró el caudal Q y la altura de la lámina vertiente h , obteniéndose vídeo y fotografías de su comportamiento.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Los resultados de la experimentación se presentan en forma adimensional.

Las variables que se han empleado han sido $\alpha^* = a/h$ y $L^* = L/h$.

Teniendo en cuenta las consideraciones teóricas expuestas antes se deduce:

$$H_1^* = \frac{H_1}{h} = \frac{a}{h} + 1 = a^* + 1 \quad [8]$$

$$q^* = \frac{q}{\frac{a}{h^2} \sqrt{g}} = \frac{2}{3} \sqrt{2} C_d \quad [9]$$

$$H_1^* = y_1^* + \frac{q^{*2}}{2y_1^{*2}} \quad [10]$$

$$F_1 = \frac{q^*}{y_1^{*2}} \quad [11]$$

$$y_2^* = \frac{y_1^*}{2} (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1) \quad [12]$$

$$\Delta H^* = \frac{(y_1^{*2} - y_2^{*2})}{4y_1^* y_2^*} \quad [13]$$

$$L^* = L_0 \Delta H^* \quad [14]$$

Los parámetros H_1^* , y_1^* , F_1 , y_2^* , ΔH^* , para una geometría dada, dependen sólo de a^* .

El coeficiente de desagüe varía con el tipo de perfil adoptado, con la altura del trasdós y con la lámina vertical. En la experimentación los azudes tenían un perfil formado por dos caras verticales separadas 4 cm y coronados con un semicírculo. En los ensayos se apreció que el coeficiente de desagüe C_d tomaba valores comprendidos entre 0,58 para láminas pequeñas y 0,80 para

láminas grandes. Como el dimensionamiento de una estructura de este tipo se efectúa para un caudal de cálculo Q_0 , se supone conocido el coeficiente de desagüe, si bien hay que hacer notar que dicho coeficiente teórico se ha obtenido con vertidos poco turbulentos, que posiblemente se daría en el vertido por el primer azud de la cadena; sin embargo, en el resto de los azudes el vertido se produce con fuerte turbulencia, que sin duda tiene que influir en el coeficiente de desagüe.

En un estudio teórico, considerando un coeficiente de desagüe ($C_d = 0,68$), los valores del resto de los parámetros se indican en el cuadro 1.

Teniendo en cuenta la pérdida de carga, la distancia entre azudes debería de ser:

$$L_H^* = \frac{L_H}{h} = \frac{\left(\frac{\Delta H}{h}\right)}{I_0} = \frac{\Delta H^*}{I_0} \quad [15]$$

CUADRO 1.

a^*	H^*	y_1^*	F_1	y_2^*	ΔH^*
0,25	1,25	0,53	1,64	1,00	0,05
0,50	1,50	0,44	2,20	1,16	0,19
0,75	1,75	0,39	2,65	1,27	0,35
1,00	2,00	0,35	3,06	1,36	0,53
1,25	2,25	0,33	3,44	1,43	0,72
1,50	2,50	0,30	3,79	1,49	0,92
1,75	2,75	0,29	4,14	1,55	1,12
2,00	3,00	0,27	4,46	1,60	1,32
2,25	3,25	0,26	4,78	1,64	1,53
2,50	3,50	0,25	5,09	1,68	1,74
2,75	3,75	0,24	5,39	1,72	1,96
3,00	4,00	0,23	5,69	1,76	2,17
3,25	4,25	0,23	5,98	1,79	2,39
3,50	4,50	0,22	6,26	1,83	2,61
3,75	4,75	0,21	6,54	1,86	2,83
4,00	5,00	0,21	6,82	1,89	3,05
4,25	5,25	0,20	7,09	1,92	3,28
4,50	5,50	0,20	7,35	1,94	3,50
4,75	5,75	0,19	7,62	1,97	3,73
5,00	6,00	0,19	7,88	2,00	3,95

TABLA 1.

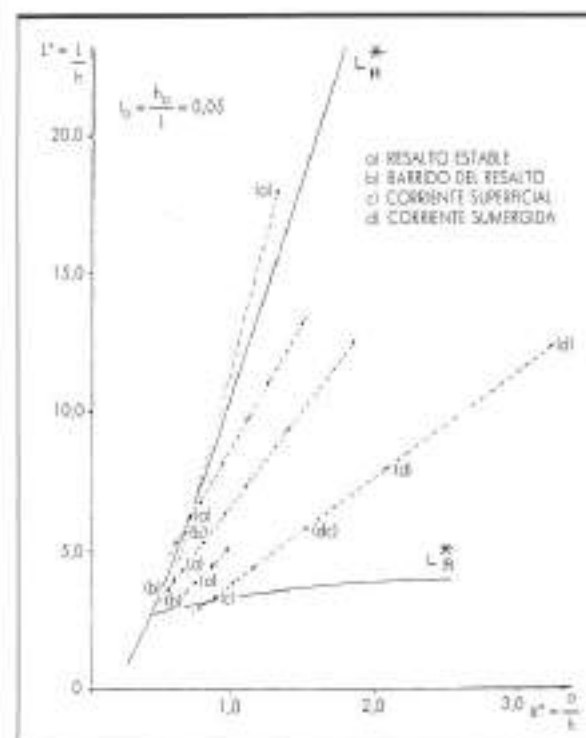


FIGURA 3.

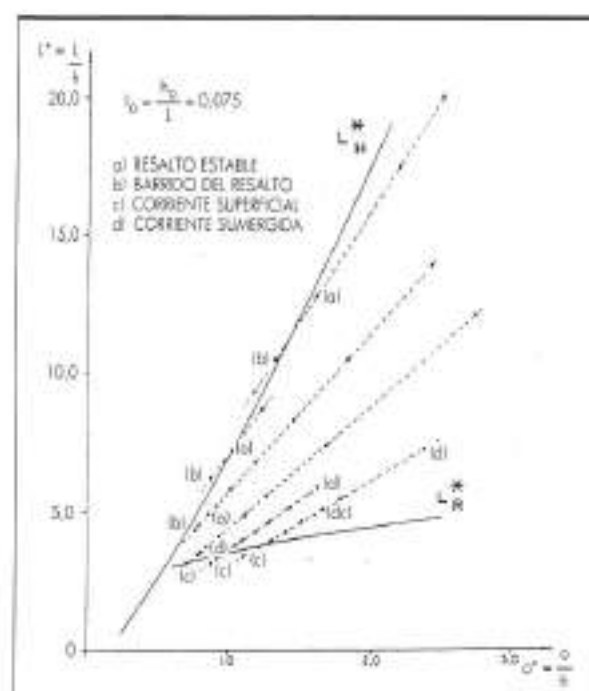


FIGURA 4.

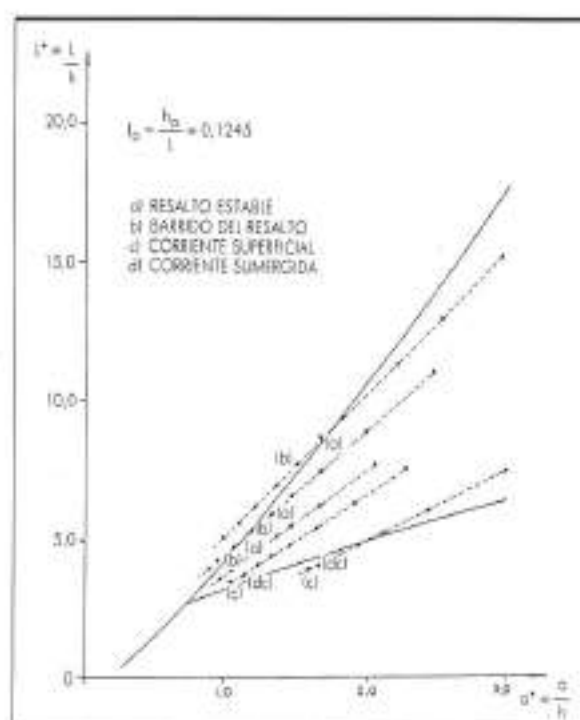


FIGURA 5.

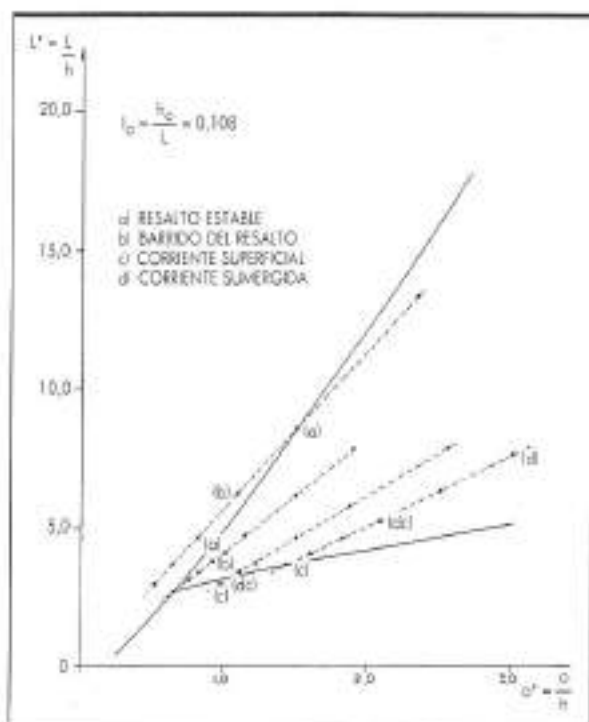


FIGURA 6.

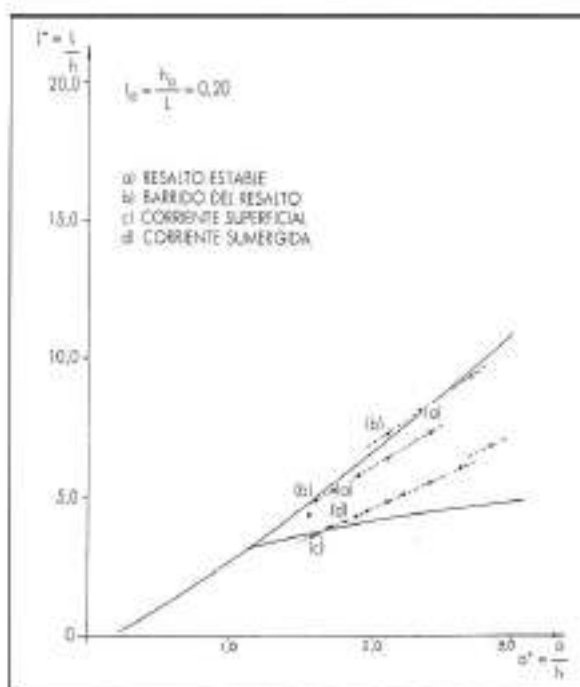


FIGURA 7.

En las figuras 3 a 7 se han dibujado las curvas teóricas que relacionan la distancia adimensional entre azudes L_R^* en función de la altura adimensional α^* para las pendientes de 0,05, 0,075, 0,10, 0,125 y 0,20. Estas curvas teóricamente delimitan el espacio de manera que a su derecha se obtienen calados superiores al conjugado en el resalto, mientras que a su izquierda el calado es insuficiente para la formación del resalto.

Como se ha dicho anteriormente, atendiendo a la formación del resalto el parámetro adimensional de la longitud necesaria se podría expresar:

$$L_R^* = \frac{L_R}{h} = \alpha \left(\frac{a}{h} \right) + \beta \left(\frac{y_2}{h} \right) = \alpha \alpha^* + \beta y_2^* \quad [16]$$

siendo α un coeficiente que dependería de la forma del perfil del azud y β un coeficiente que dependería del número de Froude de aproximación F_1 .

Con una altura a y distancia entre azudes L dados, en el plano α^* y L^* , los distintos funcionamientos de la cadena de azudes estarían en una recta que pasa por el origen y dependiente L/a , de manera que, a medida que el caudal aumenta, los puntos se acercan al origen.

En estas figuras se han indicado los puntos registrados de funcionamiento, clasificando su comportamiento en cuatro categorías:

- Resalto estable.
- Barrido de resalto.
- Corriente superficial que cabalga sobre los umbrales, provocando un remolino de eje horizontal que retornando por solera ocupa todo el estanque comprendido entre azudes.
- Corriente sumergida que también provoca un remolino de eje horizontal que gira en sentido contrario del caso anterior de manera que el agua aflora al final del estanque formando un borbotón junto al azud de aguas abajo.

Para funcionamientos representados por pendientes (L/a) suaves, o sea, con alturas de azud muy sobrados o con distancia entre azudes corta, el comportamiento es del tipo c) o d) propio de una sucesión de estanques.

El tipo d) se presenta siempre con caudales pequeños.

El estudio del comportamiento c) no puede efectuarse aplicando la ecuación del resalto hidráulico. La energía que lleva el agua es excesiva, ya que la pérdida de carga se produce principalmente por rozamiento y choque con el siguiente azud. Este funcionamiento indica que, aun cuando la profundidad del estanque es suficiente para producir el resalto para el caudal dado, la distancia entre azudes es corta para permitir la formación de este resalto.

Las curvas L_R^* en función de α^* son difíciles de de-

terminar. Es de hacer notar que si el propósito de una estructura hidráulica de este tipo es el amortiguamiento de energía, esta situación se va a evitar directamente por criterios económicos, ya que no deben situarse los azudes muy próximos ni excesivamente altos.

CONCLUSIONES

En las figuras 3 a 7 se indican dos tipo de curvas que relacionan la distancia adimensional entre azudes considerando el calado necesario para la formación del resalto hidráulico L_R^* y la distancia, también adimensional, entre azudes L^* necesaria para la formación del resalto, ambas en función de la altura adimensional de los azudes α^* . Entre ambas clases de curvas delimitan una región donde se produce el amortiguamiento por resaltos hidráulicos en una cadena de azudes. Estas figuras ayudan a determinar la altura de los azudes a y la distancia entre ellos L en función del caudal de diseño. Una vez definidas estas magnitudes, los funcionamientos para distintos caudales estarían representados en el gráfico por una recta que parte del origen de coordenadas con la pendiente L/a . Entre el origen y el punto de corte con la curva L_R^* los resaltos son barridos y no se produce amortiguamiento de energía.

Los funcionamientos por debajo de la curva L_R^* no son admisibles ya que los azudes son excesivamente altos y situados muy cerca.

Es necesario hacer resaltar que el vertido sobre los azudes en una cadena no es uniforme, en el primer azud el agua va más tranquila que en el resto; por otra parte, la distancia entre azudes y su altura dependen de la forma de los mismos. Esto nos lleva a la necesidad en la práctica de efectuar ensayos en modelos reducido para perfilar las formas adecuadas, máxime cuando la rugosidad del lecho tiene mucha influencia en el funcionamiento.

BIBLIOGRAFIA

- NANDANA VITTAL y POREY, P. D. (1986). «Design of Cascade Stilling Basins for Haigh Dam Spillways», ASCE Journal Hydraulic Engineering, vol. 113, núm. 2, febrero, pp. 225 a 231.
- POGGI BRUNO (1956). «Lo scaricatore a scala di stramazzi: Criteri di calcolo e rilievi sperimentali», L'Energia Elettrica, 33(1)33-40.
- NALLAMUTHU RAJARATNAM y CHRISTOS KATOPODIS (1987). «Plunging and streaming flows in pool and weir fishways», ASCE Journal Hydraulic Engineering, vol. 114, núm. 114, 8 agosto (pp. 939 a 944).
- LAKSMANA RAO, N. S. (1975). «Theory of weirs», Advances in hydrioscience, vol. 10 V. T. Chow ed. Academic Press, New York, N.Y.
- VISCHER, D. «Energievernichter im wasserbau».
- GOUBET A. (1992). «Evacuateurs de Crues en Marches D'escaliers», La Houille Blanche, núm. 2/3, pp. 159-162.