

COMENTARIO al artículo «Datos para una historia de las crecidas del Río Guadalquivir», de A. López Bustos, publicado en el número de agosto de 1985.

Por **RAFAEL CONEJO RAMILO** Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Leyendo el completo y detallado estudio de las crecidas del río Guadalquivir, he recordado los años que siendo encargado de aforos me encontraba en la época de lluvias ante un limnigrama cuyas alturas eran muy superiores a la curva de gasto obtenida por aforos directos y había que tomar la decisión de cómo prolongarla. La primera forma que se ocurría para resolver el problema era dibujar la curva de gastos conocida en una hoja de papel milimetrado, se obtiene una rama parabólica y se comprueba que para calados elevados la curva puede pasarse prácticamente por donde se quiera, lo que produce una gran inquietud pues se ve que por este procedimiento es difícil acertar.

Como todas las curvas de gastos suelen ser proporcionales a una potencia de calado, la segunda aproximación que puede hacerse es dibujar la curva de gasto conocida en papel doble-logarítmico; si la curva de gasto es recta en este papel con una regla larga es capaz cualquiera de obtener los caudales de la avenida más grande que pueda existir, pero desgraciadamente ni en papel doble-logarítmico la curva de gasto suele ser recta y entonces la dificultad sigue sin resolverse con el inconveniente de estar más próximos los caudales altos.

Como las escalas en las estaciones de aforo, según consejo de don Antonio López Bustos, se colocan de modo que para el caudal cero la altura de escala sea 0,5 ó 1,0 m para que si el lecho del río desciende no sea necesario efectuar lecturas negativas para caudales pequeños, estas consideraciones me llevaron antes de dibujar una curva de gasto en papel logarítmico a determinar cuál era el cero de la escala logarítmica de las alturas, que por lo dicho puede no coincidir con el cero de la escala física.

De la estación de aforos n.º 8 en Cantillana tenemos en el artículo comentado cuatro curvas de gastos, de los años 1912, 1916, 1924 y 1926. Vemos que las dos primeras son prácticamente coincidentes hasta una altura de 4 m

y las dos segundas son iguales hasta 5,6 m, como la de 1916 es preferible a la de 1912 por el garrote que se indica, y la de 1924 es más larga que la de 1926 vamos a comparar las dos curvas de gasto en Cantillana de 1916 y de 1924, para lo cual lo mejor es dibujarlas en un mismo papel, y entonces vemos que para caudales crecientes las alturas de escala son:

Caudal en m ³ /seg.	ALTURA		Diferencia de escala
	Año 1916	Año 1924	
50	0,54	1,34	0,8
100	0,92	1,80	0,88
200	1,54	2,50	0,96
400	2,60	3,60	1,00
700	4,00	4,90	0,90

Por lo tanto la 1.ª conclusión que se obtiene es que las dos curvas de gastos son prácticamente la misma, pero en la segunda la altura de escala se aumentó en 90 cms.

Decidir cual de las dos representaciones es más correcta, también es un problema difícil, lo que si es evidente es que prolongando la línea recta ambas curvas de gasto se obtienen dos rectas que se cruzan, a una altura determinada, y para alturas superiores las divergencias son cada vez mayores. Con esto queda demostrado que antes de dibujar una curva de gastos es necesario tener la seguridad en la coincidencia del 0 de la escala física con el cero de la escala logarítmica.

La curva de una estación de aforos o de una sección de un cauce no es un dato permanente. Puede modificarse por diversas causas por lo que es conveniente descomponer el problema total en dos problemas parciales que son: dibujar la curva de la sección mojada en función del calado, y la curva de la velocidad media en función del calado. — Este modo de proceder se recomienda en el célebre Libro de REMENIERAS «Hidrología del Ingeniero», Capítulo 6. Edito-

rial Eyrolles 1959» aunque allí no se utiliza papel doble—logarítmico para representar las curvas. Como la curva de gasto es el producto de las otras dos curvas en papel doble logarítmico la curva de gasto debe ser la suma de las dos curvas, y la pendiente de la curva de gasto es la suma de ambas pendientes. Ahora bien la curva de la sección mojada en función del calado se puede obtener en cualquier momento (si no se producen arrastres ni aterramientos posteriores) y además es la que suele tener mayor pendiente y se puede dibujar hasta grandes alturas sin tener grandes errores; la curva de la velocidad media en función del calado por hidráulica teórica y empírica sabemos que va a crecer con el calado según una potencia de 0,4 a 0,7 del calado o del radio hidráulico que no difiere mucho de aquel, (Maning propone el exponente 0,66', la velocidad crítica crece según el exponente 0,5', los ajustes resumidos por Torenns oscilan de 0,6 a 0,7 etc.).

En el Capítulo VIII de la Hidráulica de los Canales Bakhmeteff define el exponente hidráulico que es el doble de la pendiente de la curva de gasto y estima que en la sección triangular sería como máximo 5,5 que corresponde a un exponente de la curva de gasto de 2,75 (2 para el crecimiento de la sección y 0,75 para el crecimiento de la velocidad media).

Cuando he tenido que dar un caudal para una altura de escala donde no llegan los aforos directos, lo primero que he hecho es dibujar la curva de la sección mojada lo más amplia y después, con los distintos aforos existentes he tanteado el crecimiento de la velocidad media, dibujado su curva y obteniendo su pendiente en los caudales más altos y después sumando la pendiente de la curva de la sección mojada y de la curva de la velocidad media he trazado una recta con pendiente, suma de ambas pendientes, partiendo del último punto de los aforos directos; a pesar de todo luego se comprueba cuando se pueden realizar aforos directos que es muy difícil acertar en las extrapolaciones.

La extrapolación de una curva de gasto es una tarea normal en los encargados de aforos, pues los caudales altos por ser poco frecuentes e ir acompañados de los arrastres y otras muchas dificultades es difícil y a veces hasta peli-

groso aforarlos por lo que siempre habrá que seguir extrapolando.

A la vista de los datos aportados sobre las curvas de gastos en Cantillana mi opinión es que no pasaría por el río ni los 4.200 m³/seg. de 1916 ni los 5.200 m³/seg. de 1926 pues no creo que la altura de 10,57 se confunda con la de 15,7 pues en el año 1926 no creo que se presentaran las curvas de gasto en escala doble-logarítmica pues en el Remenieras de 1959 no se indica su uso.

En los gráficos de la figura 10 a la figura 17 se observa en varias ocasiones que la intensidad de la riada disminuye río abajo en algunas ocasiones en caudales del orden de 500 m³/seg. que a lo largo del día suponen volúmenes de muchos Hm³, que tal vez sea el volumen de las inundaciones producidas por el río Guadalquivir a lo largo de su cauce.

Por último quiero comentar que según tradición granadina el río Guadalquivir en su cabecera en tiempo de los árabes que fueron los que lo bautizaron, no era el río que pasa por el embalse del Tranco sino que era el actual Guadiana Menor de mayor cuenca, pero cuando la reconquista los cristianos estaban deseando decir que habían atravesado el Guadalquivir y cuando llegaron a un afluente que no se sabe como se llamaría dijeron que era el Guadalquivir y desde entonces el actual Guadiana Menor pasó a la categoría de afluente a pesar de tener una cuenca cinco o seis veces más extensa y una aportación media superior. No sé si se habrá hecho el estudio morfométrico de ambas cuencas, que determinaría el orden de cada río al confluir determinándose claramente a cual corresponde el carácter del río principal.

CONTESTACION DEL AUTOR

Como es una verdad que se repite, parece oportuno repetir lo que todos (o casi todos) dicen en semejante caso, que antes de nada he de manifestar mi agradecimiento al buen amigo y compañero Rafael Conejo al haber dedicado su atención a mi modesto (esta vez de verdad) artículo sobre las crecidas del río Guadalquivir.

Además en este caso, como ya se dijo en el apartado final (n.º 18), la parte más importante del problema planteado es su propio enunciado pues así queda con él la puerta abierta a interpretaciones variadas pero todas convergentes hacia el fin perseguido. Lo peor de un problema es el ignorarlo y en estos casos de estadísticas el caer en el socorrido y cómodo estribillo del «como no hay datos...».

Vamos así pues a dar repaso a las cuestiones planteadas por nuestro amigo enfocando por separado cada punto.

Punto 1.º

En referencia a la comparación hecha de las curvas de gastos de Cantillana para los años 1916 y 1924, hemos llegado a la misma conclusión superponiendo a contraluz ambas líneas (*) y ver como ellas son prácticamente coincidentes salvo la circunstancia de que el cero de la escala de 1924 queda sensiblemente un metro más bajo que el de 1916. en estas condiciones si se prolongan ambas curvas hasta el punto $h = 8$. $Q = 2.000 \text{ m}^3/\text{sg.}$ puede decirse que aún vamos bien. No hay que olvidar que el verdadero apoyo de las curvas de gastos son los aforos directos y que por encima de los $2.000 \text{ m}^3/\text{sg.}$ suelen ser raros aunque muy eficaces por su mayor estabilidad respecto al cauce.

Punto 2.º

Nos referimos ahora a la afirmación de Rafael de que en diciembre de 1916 no pasaron por Cantillana los $4.200 \text{ m}^3/\text{seg.}$ indicados según nuestro análisis. Ello nos inclina a pensar que fuesen a su entender los $4.350 \text{ m}^3/\text{seg.}$ del anuario. Tal vez pudiera ser, la diferencia no es para preocupación.

Punto 3.º

Fijamos ahora la atención en los $5.200 \text{ m}^3/\text{sg.}$ del año 1926 en Cantillana donde nuestro amigo manifiesta su discrepancia. Así aunque no del todo seguros parece con ello el defender los

$6.700 \text{ m}^3/\text{sg.}$ del anuario, pero esta no es como antes una diferencia para menospreciar.

Por nuestra parte la curva de gastos de la figura 7, con errata o sin ella resulta difícil para encajar el par de coordenadas $h = 10,57 \text{ m}$ y $Q = 6.750 \text{ m}^3/\text{sg.}$ que además por otra parte desentona con los caudales de Córdoba y Sevilla. 3.300 y $5.400 \text{ m}^3/\text{sg.}$ respectivamente.

La curva de gasto de la figura 7 parece inapelable hasta el punto P. que se apoya en cinco puntos todos en armonía pero si se prolonga la línea casi recta que ellos forman resultaría que para $h = 10,57 \text{ m}$. $Q = 2.700 \text{ m}^3/\text{sg.}$ caudal inadmisiblemente bajo en relación al entorno y si se imponen los $6.750 \text{ m}^3/\text{sg.}$ habría que forzar la curva de manera casi anormal, además de ignorar las discordancias con Córdoba y Sevilla antes aludidas. En cambio prolongando la curva de la figura 7 según se manifiesta en la figura 8 resulta el señalado caudal de los $5.200 \text{ m}^3/\text{sg.}$ que además de quedar entre los de Córdoba y Sevilla, armoniza adecuadamente con las superficies de cuenca respectivas.

Antes de pasar a otro punto hemos de insistir que no se pretende definir lo que es verdad y lo que no. Lo eficaz y más deseable es que cada uno vaya aportando cuanto sepa y justifique adecuadamente para ir llenando vacíos y ayudar a quienes necesitan esta clase de datos en forma que puedan utilizarlos conociendo en lo posible las circunstancias en que se han deducido como garantía de un aceptable grado de credibilidad.

Punto 4.º

Nos referimos ahora a cuanto Rafael analiza sobre el hecho de que en varias ocasiones la intensidad de la riada disminuye río abajo, a veces en más de $500 \text{ m}^3/\text{sg.}$ posiblemente al llenarse las zonas inundables. Efectivamente esto representa a veces como el llenar un embalse. Pensamos también que este hecho indudable puede también ser exagerado teniendo en cuenta que hasta los años 30, en España el 80 por 100 de las estaciones de aforo carecían de limnógrafo y los vigilantes durante las crecidas tienden a hacer las lecturas en las horas punta, circunstancia que pese a un exceso de buena fe

(*) En escala métrica para poder comparar los ceros.

puede ocasionar errores de esta clase, más aún si como es corriente aguas arriba las puntas de crecida son mucho más agudas que abajo.

Punto 5.º

Nos referimos finalmente a los esbozos teóricos que se apuntan cerca de las crecidas analizadas.

No penetramos en estas cuestiones pues

cualquier estudio de esta clase resulta inoperante para nuestro caso ya que se trata de crecidas ocurridas hace años y que en su día no se tomaron los datos necesarios o al menos son ahora desconocidos.

Esta conducta solamente es eficaz cuando recién pasada la crecida se realizan estos estudios y se han tomado previamente todos los datos precisos o de utilidad como afortunadamente se hace ahora al presentarse el caso desplazando inmediatamente los equipos adecuados.



A. BIANCHINI, Ingeniero, S.A.

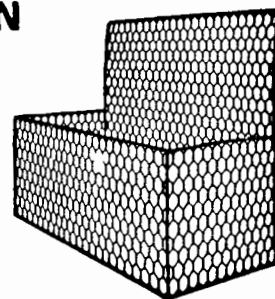
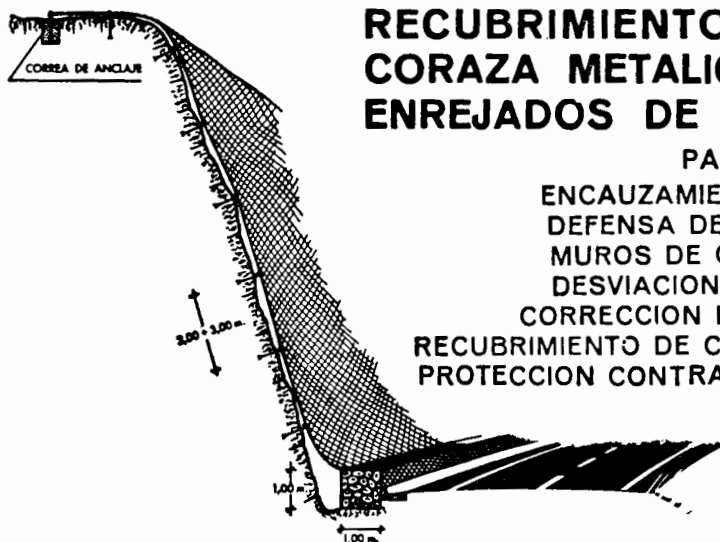
Gaviones - Enrejados - Alambres

Casa fundada en 1908 - Productor Nacional - Exportador N° 42.087

GAVIONES METALICOS RECUBRIMIENTOS "BIANCHINI" CORAZA METALICA "BIANCHINI" ENREJADOS DE TRIPLE TORSION

PARA

ENCAUZAMIENTO DE RIOS
DEFENSA DE MARGENES
MUROS DE CONTENCION
DESVIACION DE CAUCES
CORRECCION DE TORRENTES
RECUBRIMIENTO DE CANALES Y DESAGÜES
PROTECCION CONTRA DESPRENDIMIENTOS



Diputación, 279, 1.º - 3.ª - Teléf. 317 30 34 - Télex 57593-ABI-E - 08007 Barcelona