



Foto 1. Río Noguera Ribagorçana (Lleida). *Fotografía:* Tynsa-UdL

Desarrollo de ecuaciones de flujo uniforme para ríos de montaña

**Raúl López Alonso y
Javier Barragán Fernández**
Unidad de Ingeniería Hidráulica e
Hidrológica. Departamento de
Ingeniería Agroforestal. Universidad
de Lleida. ETS de Ingeniería Agraria.
C/ Alcalde Rovira Roure, 191.
25198 Lleida
rlopez@eagrof.udl.es
barragan@eagrof.udl.es

RESUMEN

Con base en una selección de 145 datos pertenecientes a ríos de montaña de fuerte pendiente (entre el 1 y 5%), de alineación no sinuosa, sin vegetación significativa en el cauce y sin transporte intenso de sedimentos, se han desarrollado un conjunto de ecuaciones en régimen permanente y uniforme que no requieren la estimación independiente de coeficiente de resistencia alguno, con la subsiguiente reducción en coste y esfuerzo de cálculo. Siempre que se observe estrictamente el rango experimental en el que rigen, las ecuaciones derivadas permiten una predicción de precisión equiparable a los métodos basados en la determinación de un coeficiente de resistencia adecuado para el tramo de estudio.



Foto 2. Río Cardener (Lleida). (Fotografía: J. Crusellas)

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Singularidades de los ríos de fuerte pendiente

En contraposición a los ríos de arena de llanura los ríos de montaña se caracterizan por presentar sedimentos de mayor tamaño (gravas, cantos o bolos) y de mayor diversidad mineralógica y granulométrica, una fuerte pendiente longitudinal del cauce y una reducida sumersión relativa (relación calado-diámetro de los sedimentos). El flujo es generalmente turbulento rugoso y, excepto en pequeñas distancias (decenas de metros) y periodos (segundos o minutos), sub-

crítico (número de Froude inferior a la unidad).

El transporte de sedimento de fondo en ríos de arena de planicie es inferior al 25% del transporte total, mientras que en ríos de grava y bolos puede llegar hasta el 75%, siendo, además, mucho más variable a causa de la variabilidad espacial y temporal de la fuente de sedimentos. Los ríos de material grueso se caracterizan frecuentemente por unidades morfológicas controladas por la pendiente media. Según la clasificación de MONTGOMERY y BUFFINGTON (1993) éstas pueden variar desde la secuencia de rápidos y pozas (pendientes entre 0,1 y 1%), lecho plano (pendiente entre el 1 y el

3%) y escalones y pozas (hasta el 10%).

Las diferentes causas que contribuyen a la resistencia al flujo en cauces aluviales pueden agruparse en tres conjuntos. El primero corresponde a la denominada resistencia del contorno, en la que a su vez cabe distinguir entre la resistencia ejercida por las partículas que conforman el cauce y la que ejercen las formas de fondo y la vegetación. El segundo conjunto se refiere a la resistencia de cauce, asociada con la irregularidad en la sección transversal y en la alineación. El tercero concierne a la resistencia de superficie libre, que involucra la pérdida de energía debida a distorsiones de la superficie

libre provocadas por ondas superficiales o resaltos hidráulicos.

1.2. Métodos para la determinación de la resistencia al flujo en ríos

Las fórmulas de resistencia al flujo de uso más extendido en hidráulica de cauces en lámina libre son las de Gauckler-Manning y la de Darcy-Weisbach, ecuaciones (1) y (2) respectivamente:

$$Q = \frac{1}{n} AR_h^{2/3} S^{1/2} \quad (1)$$

$$Q = \sqrt{\frac{8g}{f}} AR_h^{1/2} S^{1/2} \quad (2)$$

denotando Q el caudal, n el coeficiente de Gauckler-Manning, A el área de la sección mojada, R_h el radio hidráulico de la sección, S la pendiente longitudinal del cauce, f el factor de fricción de Darcy-Weisbach y g la constante de aceleración de la gravedad.

En la práctica, la mayor dificultad a la hora de aplicar las fórmulas anteriores estriba en la determinación del coeficiente de resistencia correspondiente, n o f . Los procedimientos habituales de determinación de dichos coeficientes de resistencia se pueden dividir en los siguientes grupos: (I) tablas de valores del coeficiente de resistencia según tipo de material del cauce, si éste es artificial, o características geomorfológicas si es un río (p. ej. GRAF, 1998); (II) comparación visual con catálogos fotográficos de cauces (p. ej. BARNES, 1967; ARCEMENT y SCHNEIDER, 1989; HICKS y MASON, 1991) en los que se ha determinado el coeficiente de resistencia mediante registros de la geometría hidráulica y de la velocidad; (III) fórmulas compuestas (p. ej. COWAN, 1956) en las que se separa linealmente la determinación mediante tablas de los distintos componentes de la resistencia al flujo; (IV) fórmulas semiempíricas fundamentadas en leyes logarítmicas y potenciales de distribución de velocidad o en análisis dimensional, en las que el coeficiente de

resistencia es función usualmente del diámetro característico de las partículas o de la sumersión (relación entre el calado medio (y) o radio hidráulico y un diámetro característico de las partículas); (V) medición en el tramo concreto de estudio de la velocidad o caudal y los parámetros de geometría hidráulica, de tal modo que pueda despejarse el coeficiente de resistencia de las ecuaciones (1) ó (2) o bien medición de la distribución de velocidades con la profundidad en la sección de modo que pueda determinarse la tensión que actúa en el lecho y, por consiguiente, el coeficiente de resistencia al flujo.

Los tres primeros métodos son en gran medida subjetivos y dependen de la pericia del usuario, especialmente cuando se trata de cauces naturales donde la complejidad geomorfológica y la presencia de vegetación dificulta enormemente la determinación de un coeficiente de resistencia, incluso a los técnicos más especializados. Por otra parte, las fórmulas correspondientes al grupo IV permiten determinar el coeficiente de resistencia a partir de un tamaño característico de las partículas del lecho, disminuyendo de ese modo la subjetividad. Sin embargo, incrementa los costes ya que requiere análisis granulométrico y, además, al asumir que la pérdida de energía por fricción primordialmente se debe al efecto de rugosidad de la partícula, subestima el coeficiente de resistencia en cauces con alineación sinuosa y con presencia de vegetación. La medición directa, grupo V, no es siempre posible, ya sea por costes o por urgencia.

Debido a las limitaciones de los métodos existentes para la determinación del coeficiente de resistencia, expuestas en los párrafos precedentes, diversos autores han desarrollado estadísticamente una serie de ecuaciones para flujo permanente y uniforme en ríos en las que no es necesaria una estimación independiente de dicho coeficiente. La primera posibilidad para desarrollar tales ecuaciones consiste en el establecimiento de correlaciones entre n o f y las variables independientes de las ecuaciones (1) y (2) (comúnmente R_h y/o S) (GOLUBTSOV, 1969; BRAY, 1979; JARRETT, 1984; SAUER, 1990) de tal

modo que éstas últimas puedan expresarse como:

$$Q = cA^\alpha R_h^\beta S^\delta \quad (3)$$

donde χ , α , β , y δ son coeficientes empíricos o funciones. Alternativamente, otros autores han ajustado directamente la ecuación (3) tomando Q , o la velocidad media del flujo (v), como variable dependiente (RIGGS, 1976; BRAY, 1979; MEUNIER, 1989; DINGMAN y SHARMA, 1997). Conviene señalar que tanto RIGGS como DINGMAN y SHARMA obtienen ecuaciones en las que α es mayor que 1,0 y δ es una función del logaritmo decimal de S . Asimismo, es preciso remarcar que, dado que estas expresiones generalmente se obtienen mediante análisis estadístico de regresión múltiple con datos en ríos naturales, es necesario observar en su aplicación estrictamente el rango experimental subyacente, evitando extrapolaciones y, especialmente, su empleo en encauzamientos.

1.3. Objetivos

El objetivo de este trabajo consiste en el desarrollo de ecuaciones, de estructura análoga a la expresión (3), que relacionen geometría hidráulica y caudal en condiciones de régimen permanente y uniforme sin precisar una estimación independiente del coeficiente de resistencia al flujo; a partir del ajuste al mayor número de datos disponibles en ríos de pendiente superior al %, de tal manera que puede contarse con un conjunto de ecuaciones que mejoren la capacidad de predicción de las utilizadas actualmente.

2. METODOLOGÍA

2.1. Selección de datos en ríos de fuerte pendiente

El conjunto de criterios establecidos a fin de seleccionar los datos de entre los registros disponibles en la bibliografía ha sido:

- 1.- En el tramo de cauce el flujo debe ser permanente y casi uniforme, la alineación poco sinuo-

sa así como también estar desprovisto de vegetación y obstáculos. Tales condiciones permiten asumir que la resistencia al flujo corresponde predominantemente a la denominada anteriormente como de contorno. Asimismo, dado que se trata de ríos de material grueso es razonable suponer la preponderancia de la resistencia de partícula sobre la de forma de fondo. Es preciso notar que, dada la morfología de los cauces de montaña y el tamaño relativo del material más grueso del lecho respecto al nivel de flujo, el requisito de uniformidad debe entenderse en promedio a lo largo de un tramo.

2.- La pendiente longitudinal del cauce, de la superficie libre o de la línea de energía debe ser igual o superior al 1%. Esta condición implica clasificar los datos como pertenecientes a ríos de fuerte pendiente o de montaña. De acuerdo con la clasificación morfológica de MONTGOMERY y BUFFINGTON (1993) en el intervalo comprendido entre el 1 y el 3% de pendiente la forma predominante es el lecho plano, mientras que entre el 3 y el 10% predomina la morfología de escalón y poza. Es de notar que algo más del 86% de los datos seleccionados se encuentran en el primer intervalo, superando el resto el 3% de pendiente.

Variable	Fórmula	Observaciones
Velocidad de corte (v^*)	$v^* = \sqrt{gR_b S}$	$g = 9,81 \text{ m/s}^2$
Número de Froude (F)	$F = \frac{v}{\sqrt{gD}}$	$g = 9,81 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$
Número de Reynolds (Re)	$Re = \frac{v \cdot R_b}{\nu}$	Viscosidad cinemática $\nu = 1,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$
Número de Reynolds de partícula (Re^*)	$Re^* = \frac{v^* \cdot d_{50}}{\nu}$	Viscosidad cinemática $\nu = 1,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$
Tensión de corte media en el cauce (τ_s)	$\tau_s = \gamma R_b S$	Peso específico del agua $\gamma = 9,810 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$
Tensión crítica de inicio del movimiento (τ_c)	$\tau_c = 0,029 \cdot (\gamma_s - \gamma) d_{64}$ (ACKERS y WHITE, 1973)	Peso específico de los sedimentos $\gamma_s = 26,0 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$ $\gamma = 9,810 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$

3.- El diámetro medio (diámetro para el que el 50% de las partículas son inferiores (d_{50}) o diámetro medio aritmético (d_m) de las partículas granulares (no cohesivas) que conforman la superficie del lecho debe ser mayor de 2 mm, lo que corresponde a ríos de grava, cantos o bolos. La condición establecida previamente sobre la pendiente implica que el material, en general, sea suficientemente grueso para superar el umbral de los 2 mm.

4.- El flujo debe ser turbulento, número de Reynolds (Re) supe-

rior a 2000, e hidráulicamente rugoso, número de Reynolds de partícula (Re^*) superior a 200 (ambos números definidos según la tabla 1). Dadas las condiciones previas de pendiente y tamaño del material del lecho ambas condiciones en la práctica se encuentran garantizadas.

5.- La relación entre el ancho de la superficie libre y el calado medio en la sección (T/γ) debe ser superior a 5. Tal condición es la establecida experimentalmente por GRAF (1998) a fin de asegurar que en el centro de la sección el flujo es bidimensio-

Tabla 2.- Rango de variación del conjunto de datos seleccionados

Referencia	Nº Datos	Q ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	A (m^2)	R_h (m)	S (%)
BARNES (1967)	5	3,90-71,60	2,96-31,37	0,39-1,27	1,24-3,84
JUDD y PETERSON (1969)	8	2,70-36,80	2,1-15,50	0,38-1,28	1,01-4,14
BRAY (1979)	2	5,55-39,62	6,34-20,56	0,44-0,73	1,10-1,50
HEY (1979)	2	0,85-1,19	1,12-1,96	0,14-0,16	2,25-3,10
THOMPSON y CAMPBELL (1979)	5	60,00-140,00	32,39-44,69	0,79-1,09	5,20
BATHURST (1978)	6	0,90-7,20	14,60-32,90	0,17-0,40	1,14-1,74
GRIFFITHS (1981)	2	7,90-8,04	7,05-8,38	0,44-0,59	1,10
PRESTEGAARD (1983)	3	3,34-9,63	3,24-7,58	0,27-0,35	1,14-3,60
JARRETT (1984)	34	0,35-129,34	1,03-49,02	0,15-1,68	1,10-3,40
BATHURST (1985)	28	0,14-102,00	0,52-27,4	0,10-1,31	0,95-3,73
THORNE y ZEVENBERGEN (1985)	12	2,05-10,45	3,67-8,22	0,29-0,62	1,43-1,98
COLOSIMO <i>et al.</i> (1988)	24	0,94-17,90	0,85-6,61	0,26-0,58	0,95-1,90
CRUSELLAS (2000)	14	0,004-5,45	0,07-4,87	0,050-0,31	1,12-3,71
Total	145	0,004-140,00	0,07-49,02	0,05-1,68	0,95-5,20

nal, no influenciado por las márgenes del cauce.

6.- La relación entre la tensión media en el cauce y la tensión crítica del material del lecho (τ_s/τ_c) debe ser inferior a 3. PITLICK (1992) observó que en ríos de gravas la condición de lecho plano persiste hasta que la tensión es aproximadamente el triple que la crítica; para valores superiores el intenso transporte de fondo que se establece conforma un lecho morfológicamente irregular que incrementa la resistencia al flujo. En cualquier caso el valor máximo de la citada relación apenas es de 2,0 para el conjunto de datos seleccionados y solamente el 21,3% supera el umbral del 1,0.

2.2. Conjunto de datos seleccionados

Con el fin de comprobar la concordancia de los datos disponibles en la bibliografía con los requisitos citados previamente es necesario el cálculo de una serie de variables hidráulicas. El procedimiento de cálculo de tales variables se ha resumido en la tabla 1. Interesa señalar que no todos los autores incluyen datos de R_h y de γ , sino que suministran uno u otro alternativamente debido a que se trata en la mayoría de los casos de secciones con elevado T/γ , consiguientemente, se ha modificado el cálculo de algunas variables sustituyendo R_h por γ o viceversa cuando únicamente se disponía de una de dichas variables.

En cualquier caso, es necesario precisar que los datos tomados en ríos de gravas, cantos o bolos se ven afectados por notables limitaciones hidrométricas, dado que ciertos factores actúan en ese sentido: los errores inherentes de medida en un medio sensiblemente apartado de las condiciones de laboratorio, la indeterminación a la hora de establecer el origen de cota en el lecho debido a la heterogeneidad de calibres del sedimento (de gran repercusión cuando la sumersión es reducida), la falta de representatividad efectiva de la uniformidad del flujo (ligada en gran medida a morfología de

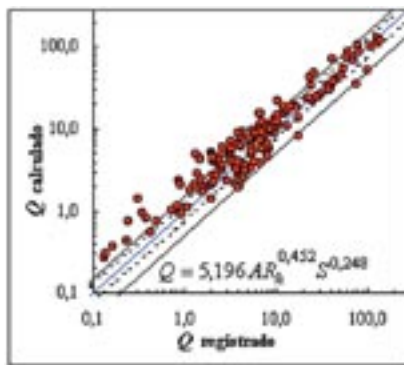


Figura 1(a). Q reg. vs Q cal. ecuación 12

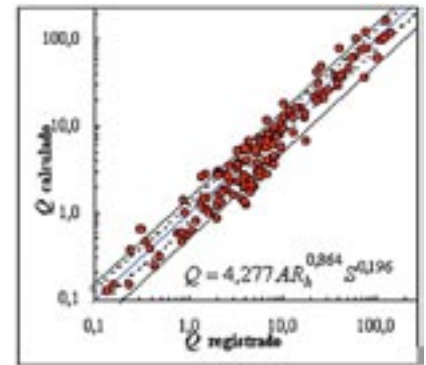


Figura 2(a). Q reg. vs Q cal. ecuación 15

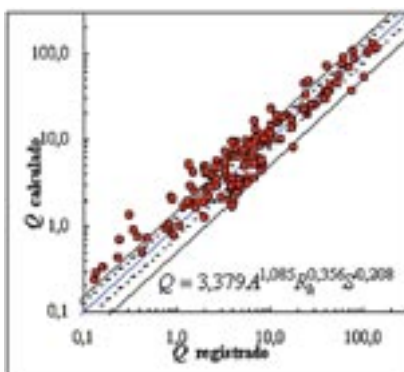


Figura 1(b). Q reg. vs Q cal. ecuación 13

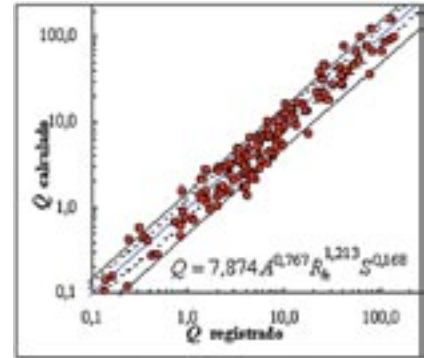


Figura 2(b). Q reg. vs Q cal. ecuación 16

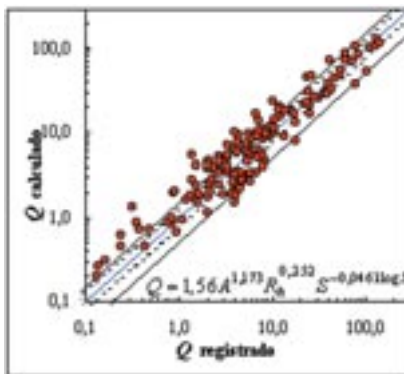


Figura 1(c). Q reg. vs Q cal. ecuación 14

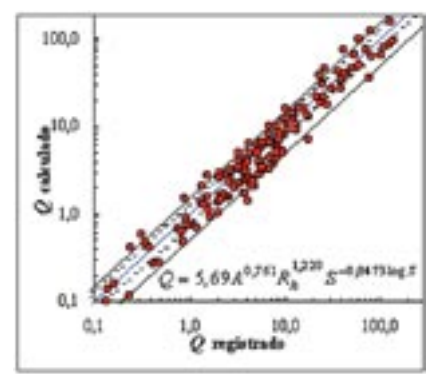


Figura 2(c). Q reg. vs Q cal. ecuación 17

Figuras 1 y 2. Se han representado la línea de ajuste perfecto y las de \pm error

rápidos y pozas o escalones y pozas), etc.

Después de aplicar los criterios de selección antedichos ha resultado un conjunto de 145 datos de ríos de diferentes partes del mundo, mostrándose en la tabla 2 el rango de variación de las variables involucradas en las ecuaciones propuestas. Asimismo, resulta de interés para la aplicación de las ecuaciones derivadas señalar que

el rango de variación de la velocidad media (v), del diámetro de los sedimentos para el que el 84% de la muestra es más fino (d_{84}), de la sumersión relativa (R_h / d_{84}), de la relación entre la tensión media en el cauce y la tensión crítica del material del lecho (τ_s/τ_c) y del número de Froude (F) es: $0,05 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1} \leq v \leq 3,73 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$; $0,05 \text{ m} \leq d_{84} \leq 0,91$; $0,17 \leq R_h / d_{84} \leq 7,07$; $0,06 \leq \tau_s/\tau_c \leq 2,03$ y $0,06 \leq F \leq 1,26$.

2.3. Estructura de las fórmulas derivadas e índices de ajuste

Se han derivado tres tipos de ecuaciones correspondientes a las siguientes estructuras, propuestas previamente por otros autores:

$$Q = C_1 A R_h^{C_2} S_h^{C_3} \quad (4)$$

$$Q = C_4 A^{C_5} R_h^{C_6} S^{C_7} \quad (5)$$

$$Q = C_8 A^{C_9} R_h^{C_{10}} S^{C_{11} \cdot \log S_7} \quad (6)$$

donde C_i es un coeficiente, Q se expresa en $m^3 \cdot s^{-1}$, A en m^2 , R_h en m y S de forma adimensional.

Con el fin de obtener el valor de los coeficientes de las tres expresiones propuestas se ha optimizado el valor de una función objetivo y, con el propósito de facilitar el contraste de la capacidad de predicción, se calculó también el valor de otros índices estadísticos de medida de bondad de ajuste.

En lo que sigue se definen los cuatro índices empleados en este trabajo.

El coeficiente de determinación (R^2) es el cuadrado del coeficiente del momento de correlación del producto Pearson. Se puede interpretar como la proporción de la variación total en los datos observados que es capaz de explicar el modelo. Varía entre 0,0 y 1,0, con valores elevados indicando mejor ajuste. La expresión es:

$$R^2 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (C_i - \bar{C})(R_i - \bar{R})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (C_i - \bar{C})^2} \sqrt{\sum_{i=1}^N (R_i - \bar{R})^2}} \right]^2 \quad (7)$$

donde C_i es el valor i calculado de la variable, \bar{C} es el promedio de los N valores calculados de la variable, R_i es el valor i registrado de

la variable y \bar{R} es el promedio de los N valores registrados de la variable. Pese a que el uso de este índice para la evaluación de modelos se encuentra muy extendido, adolece de importantes limitaciones: su insensibilidad a desviaciones proporcionales y aditivas entre observaciones y modelo, así como su mayor sensibilidad a las observaciones de valor extremo superior que a las observaciones cerca de la media.

NASH y SUTCLIFFE (1970) definieron el coeficiente de eficiencia (E) como:

$$E^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N (R_i - C_i)^2}{\sum_{i=1}^N (R_i - \bar{R})^2} \quad (8)$$

variando su valor entre $-\infty$ y 1,0, con valores mayores significando mejor ajuste entre cálculo y

Foto 3.- Río Baliera (Huesca). Fotografía: J. Alcázar



registro. El coeficiente de eficiencia representa una mejora respecto al coeficiente de determinación, puesto que sí es sensible a las desviaciones proporcionales y aditivas, aunque sigue siendo sensible a los valores extremos, a causa del empleo de términos cuadráticos de las diferencias.

El coeficiente de eficiencia modificado (E'), propuesto por LEGATES y McCABE (1999) con el propósito de mejorar el coeficiente de eficiencia reduciendo el peso del efecto de amplificación del error en los valores extremos que introducen los términos cuadráticos, se define como:

$$E' = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N |R_i - C_i|}{\sum_{i=1}^N |R_i - \bar{R}|} \quad (10)$$

Al igual que el coeficiente de eficiencia el modificado propuesto varía entre $-\infty$ y 1,0. Debe tenerse presente que un mismo valor, póngase por caso de 0,5, tiene diferentes significados para R^2 , E o E' .

Error relativo medio porcentual (P) se define como el error promedio, expresado en tanto por ciento, que existe entre cálculo y registro respecto al valor del registro:

$$P = \frac{100}{N} \sum_{i=1}^N \left| \frac{C_i - R_i}{R_i} \right| \quad (11)$$

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En la tabla 3 se muestran las tres ecuaciones derivadas, tomando E como función objetivo a optimizar, así como también el valor alcanzado de dicha función, además del de los índices R^2 , E' y P . En la figura 1 se ha representado el valor del caudal registrado contra el calculado por las expresiones (12), (13) y (14).

En primer lugar conviene destacar que los elevados valores obte-

Tabla 3.- Ecuaciones derivadas con E como función objetivo y valores de R^2 , E , E' y P

Nº	Ecuación	R^2	E	E'	P
12	$Q = 5,196AR_h^{0,452} S^{0,248}$	0,903	0,903	0,765	55,9
13	$Q = 3,379A^{1,085} R_h^{0,356} S^{0,208}$	0,903	0,903	0,765	52,5
14	$Q = 1,557A^{1,173} R_h^{0,252} S^{-0,0461 \cdot \log S}$	0,901	0,901	0,761	51,3

Tabla 4.- Ecuaciones derivadas con P como función objetivo y valores de R^2 , E , E' y P

Nº	Ecuación	R^2	E	E'	P
15	$Q = 4,277AR_h^{0,864} S^{0,196}$	0,886	0,878	0,759	32,2
16	$Q = 7,874A^{0,767} R_h^{1,213} S^{0,168}$	0,861	0,858	0,739	31,2
17	$Q = 5,689A^{0,761} R_h^{1,220} S^{-0,0473 \cdot \log S}$	0,855	0,852	0,735	31,2

nidos para las tres ecuaciones de los índices R^2 y E contrastan con los elevados valores de P , mayores del 50%. La explicación estriba en que aquéllos confieren un mayor peso a los datos de mayor magnitud, mientras que éste es independiente de dicha magnitud. Lo anterior se muestra claramente en la figura 1, en la que se puede apreciar el mayor error cometido, con tendencia a la sobrestimación, por las tres expresiones derivadas para los datos de menor magnitud. Asimismo, el valor de P revela que las fórmulas de estructura algebraica más compleja cometen un error ligeramente inferior, mientras que el valor de los tres índices restantes apenas muestran diferencias. Las ecuaciones presentadas en la tabla 3 son similares a las obtenidas previamente por otros autores, especialmente la ecuación (14) y la propuesta por DINGMAN y SHARMA (1997).

Con el fin de lograr una capacidad de predicción de las ecuaciones más homogénea, independiente de la magnitud del caudal, se ajustaron las ecuaciones (15), (16) y (17) utilizando P como función objetivo. En la tabla 4 se muestran las tres ecuaciones derivadas, tomando P como función objetivo, así como también el valor alcanzado por dicha función, además del

de los índices R^2 , E y E' . En la figura 2 se ha representado el valor del caudal registrado contra el calculado por las expresiones (15), (16) y (17). En primer lugar destacan los valores obtenidos para los exponentes de A y R_h de las ecuaciones (16) y (17), muy diferentes de las ecuaciones previamente propuestas por otros autores. Como es previsible disminuye sensiblemente el valor de P , superando apenas el 30%, y se reduce ligeramente el valor de R^2 y E y en menor medida el de E' , ya que éste último es menos sensible a datos de mayor magnitud. Si se comparan las figuras 1 y 2 se aprecia claramente la mayor uniformidad de la capacidad de predicción de las ecuaciones de la tabla 4 respecto de la magnitud de los datos. En contraposición el ajuste a los datos de mayor magnitud disminuye ligeramente.

Por otra parte, el valor de P de las ecuaciones (15), (16) y (17) revela la tendencia al mayor ajuste de las ecuaciones de estructura más compleja, aunque la diferencia es menor que la que se aprecia en las expresiones de la tabla 3. Por el contrario, los tres índices restantes, aunque ligeramente, manifiestan una correlación negativa entre grado de complejidad algebraica y bondad de ajuste.

4. CONCLUSIONES

Las ecuaciones derivadas tomando el coeficiente de eficiencia E como función objetivo, pese a conseguir globalmente un grado de ajuste significativo, adolecen de falta de homogeneidad de la capacidad de predicción en función de la magnitud del caudal. El error de predicción se incrementa sensiblemente a medida que el

caudal registrado decrece a partir de $2 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, observándose una tendencia sistemática al cálculo por exceso.

Por el contrario, si se emplea el error relativo medio porcentual P como función objetivo las fórmulas desarrolladas muestran una capacidad de predicción independiente del rango del caudal registrado, manteniendo globalmente un grado de ajuste significativo pa-

ra los índices no utilizados como función objetivo.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece al profesor Ramon J. Batalla del Dep. de Medi Ambient i Ciències del Sòl de la Universitat de Lleida el acceso a los datos obtenidos por Crusellas. 🌲

- ACKERS, P.; WHITE, W.R.; 1973. Sediment transport new approach and analysis. *Journal of the Hydraulics Division*, 99(11): 2041-2060.
- ARCEMENT, G.J.; SCHNEIDER, V.R.; 1989. *Guide for selecting Manning's roughness coefficients for natural channels and floodplain*. U. S. Geological Survey Water Supply Paper 2339.
- BARNES, H.H.; 1967. *Roughness characteristics of natural channels*. U.S. Water-Supply Paper 1849.
- BATHURST, J. C.; 1978. Flow resistance of large-scale roughness. *Journal of The Hydraulics Division*, 104(12):1587-1603.
- BATHURST, J.C.; 1985. Flow resistance estimation in mountain rivers. *Journal the Hydraulic Engineering*, 111(4):625-643.
- BRAY, D.I.; 1979. Estimating average velocity in gravel-bed rivers. *Journal the Hydraulics Division*, 105(9): 1103-1122.
- COLOSIMO, C.; COPERTINO, V.A.; VELTRI, M.; 1988. Friction factor evaluation in gravel-bed rivers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 114(8): 861-876.
- COWAN, W.L.; 1956. Estimating hydraulic roughness coefficients. *Agricultural Engineering*, 37, 7: 473-475.
- CRUSELLAS, J.; 2000. *Estudi de paràmetres i morfologies fluvials per a ajustar les estimacions de rugositat en càlculs de resistència al flux*. Treball Final de Carrera de Enginyeria Tècnica Forestal. ETS d'Enginyeria Agrària. Universitat de Lleida.
- DINGMAN, S.L; SHARMA, M.; 1997. Stastiscal development and validation of discharge equations for natural channels. *Journal of Hidrology*, 199: 13-35.
- GOLUBTSOV, V.V.; 1969. Hydraulic resistance and formula for computing the average flow velocity of mountain rivers. *Soviet Hydrol.*, 5:500-511.
- GRAF, W.H.; 1998. *Fluvial Hydraulics. Flow and transport processes in channels of simple geometry*. John Wiley and Sons.
- GRIFFITHS, G.A.; 1981. Flow resistance in coarse gravel bed rivers. *Journal of the Hydraulics Division*, 107(7): 899-918.
- HEY, R.D.; 1979. Flow resistance in gravel-bed rivers. *Journal of the Hydraulics Division*, 105(4): 365-379.
- HICKS, D.M.; MASON, P.J.; 1991. *Roughness characteristics of New Zealand rivers*. New Zealand Water Resources Survey, DSIR Marine and Freshwater, Wellington.
- JARRETT, R.D.; 1984. Hydraulics of high-gradient streams. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(11): 1519-1539.
- JUDD, H. E.; PETERSON, D.F.; 1969. *Hydraulics of large bed elements channels*. Report N° PRWG 17-6. Utah Water Research Laboratory, Utah State University, Logan, Utah.
- LEGATES, D. R.; McCABE, G. J.; 1999. Evaluating the use of "goodness-of-fit" meassures in hydrologic and hydroclimatic model validation. *Water resources research*, 35(1): 233-241.
- MEUNIER, M.; 1989. Essai de synthèse des connaissances en érosion et hydraulique torrentielle. *La Houille Blanche*, 5: 361-375.
- MONTGOMERY, D. R.; BUFFINGTON, G. J.; 1993. *Channel classification, prediction of channel response and assessment of channel conditions*. Report TFW-SH10-93-002, Washington Departament of Natural Resources.
- NASH, J.E.; SUTCLIFFE, J.V.; 1970. River flow forecasting through conceptual models, Part 1, A discussion. *Journal of Hydrology*, 10: 282-290.
- PITLICK, J.; 1992. Flow resistance under conditions of intense gravel transport. *Water Resources Research*, 28: 891-903.
- PRESTEGAARD, K. L.; 1983. Bar resistance in gravel bed streams at bankfull stage. *Water Resources Research*, 19(2): 472-476.
- SAUER, V.B.; 1990. *Estimation of roughness coefficients for natural stream channels with vegetated banks*. U.S Geological Survey Water-Supply Paper. 2441.
- THOMPSON, S.M.; CAMPBELL, P.L.; 1979. Hydraulics of a large channel paved with boulders. *Journal of Hydraulic Research*, 17(4): 341-354.
- THORNE, R.C.; ZEVENBERGEN, L.W.; 1985. Estimating mean velocity in mountain rivers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 111(4): 612-623.