

ESTABILIDAD FLUVIAL DE UNA PROTECCIÓN TRANSVERSAL DE ESCOLLERA EN COMPARACIÓN CON UNA LONGITUDINAL

• Gustavo de Almeida •
• Juan Pedro Martín-Vide •
Universitat Politècnica de Catalunya, España

Resumen

Se llevó a cabo una investigación experimental en laboratorio para determinar la influencia de la longitud, anchura y protuberancia de protecciones discontinuas de escollera sobre sus condiciones de fallo por arrastre. El criterio de fallo de la protección fue el inicio del movimiento de las partículas de escollera. La condición de inicio de movimiento se estableció a partir del método del transporte de referencia. En cada experimento se midió la tasa de transporte de partículas de escollera en distintos intervalos de tiempo con una trampa de sedimentos. Los resultados revelan que el inicio de movimiento de protecciones transversales está fuertemente influenciado por la protuberancia y la longitud de la protección, es decir, que la estabilidad se incrementa significativamente con el aumento de la longitud en el sentido de la corriente y la disminución de la protuberancia. En el caso de protecciones longitudinales, se han encontrado las mismas condiciones de fallo verificadas para protecciones continuas, o sea, las que cubren todo el fondo. Además, estas condiciones son independientes de la anchura de la protección. Se propone un coeficiente de corrección de las fórmulas de la bibliografía para tener en cuenta el efecto de la geometría de una protección transversal sobre su estabilidad.

Palabras clave: erosión fluvial, escollera, umbral de fondo, socavación, inicio del movimiento.

Introducción

La escollera se utiliza extensamente en la actualidad como medida de protección contra la erosión de lecho y orillas de ríos. Durante las décadas pasadas se ha dedicado un esfuerzo considerable a desarrollar nuevas metodologías para determinar su tamaño, granulometría, espesor de la capa y características del filtro. La mayoría de estas técnicas de diseño consideran el caso más general de un revestimiento continuo (e.g. Stevens *et al.*, 1976; Maynard *et al.*, 1987; Escameia y May, 1995; Pilarczyk, 1998) o algunas protecciones muy específicas, tales como las utilizadas en pilas de puentes. Por otra parte, parece haber una tendencia de aumento del empleo de escollera en otros trabajos de

ingeniería de ríos. Entre estos usos señalamos dos tipos de protecciones no continuas de lecho (Martín-Vide, 2002): 1) protecciones transversales, como por ejemplo umbrales de fondo (también llamadas traviesas) de escollera (figura 1) o de manera semejante las protecciones para las tuberías enterradas; 2) protecciones longitudinales. Ambos tipos se construyen comúnmente enterradas parcialmente, permitiendo un cierto grado de protuberancia. Las tuberías y los servicios que han de cruzar los ríos o discurrir a lo largo de ellos se disponen enterradas en los cauces o en las llanuras de inundación. Las protecciones contra la erosión general como las traviesas (Martín-Vide y Andreatta, 2006) son estructuras transversales y muchas veces se construyeron con escollera.



Figura 1. Traviesas de escollera en el lecho de un río efímero (riera de Caldes, Barcelona, España).

El campo del flujo alrededor de estas estructuras es extremadamente dependiente de su geometría particular (longitud, anchura y protuberancia) y, por lo tanto, las condiciones de fallo pueden ser bastante diferentes de las observadas para las protecciones continuas, es decir, aquellas que ocupan todo el fondo del río.

La motivación del presente estudio surgió de los experimentos en un modelo reducido del río Besòs en Barcelona, España. El modelo tenía como objetivo la determinación del riesgo de arrastre de la escollera proyectada, la cual consistía en una retícula compuesta por estructuras longitudinales en los márgenes del cauce principal asociadas con traviesas perpendiculares a éste en el lecho o bien oblicuas en las llanuras de inundación. Además de todos estos elementos “lineales”, en el proyecto también se contemplaba un área continua de protección bajo dos puentes. El modelo físico se ha construido a escala 1:55 con fondo fijo (figura 2). Las protecciones han sido representadas por ranuras para ser posteriormente rellenas con piedras de distintos tamaños.



Figura 2. Modelo físico de la desembocadura del río Besòs.
El flujo es de arriba a abajo. Obsérvese la retícula de traviesas y cordones de escollera.

Los ensayos consistían en circular el caudal de proyecto y verificar la estabilidad de cada estructura. A continuación, las que presentaban un fallo considerable (pérdida de partículas) eran sustituidas por piedras de un diámetro mayor y nuevamente puestas a prueba con el caudal de proyecto. El proceso ha sido repetido hasta que todas las protecciones presentes se pudieron considerar estables. Ya con la configuración final se han tomado diversas medidas de nivel de la lámina libre y perfiles de velocidad.

El análisis de los diámetros estables en cada estructura de protección asociados con las variables del flujo llevó a algunas conclusiones cualitativas en relación con la influencia de las características geométricas de cada elemento en el proceso de fallo. Entre ellas se pueden destacar las siguientes:

- El diámetro estable de la escollera en una protección orientada longitudinalmente respecto al flujo es considerablemente menor que el de una protección transversal bajo las mismas condiciones de flujo o, alternativamente, la tensión de fallo es mayor para una protección longitudinal que para una transversal de mismo diámetro.
- La variable “protuberancia”, es decir, cuánto sobresale la protección respecto al fondo, es un factor decisivo en su estabilidad.
- La pérdida de piedras no es constante a lo largo del tiempo, sino más intensa en los momentos iniciales, que son los más críticos (mayor pérdida).

Además de la comparación entre los resultados experimentales en las distintas estructuras de protección presentes en el modelo, se realizó también una comparación con la fórmula de Maynard *et al.* (1987), que será presentada en el apartado siguiente.

El contraste más destacado en este análisis fue que algunos de los elementos transversales fallaban incluso con un diámetro del orden de hasta siete veces mayor que el valor

predicho por Maynard, mientras que en la zona de protección continua la escollera era estable, con un diámetro aproximadamente igual a la mitad del predicho por la misma ecuación.

A su vez, los elementos “oblicuos” presentes en las llanuras tenían un diámetro inestable en promedio dos veces mayor que el teórico (fórmula de Maynard), siendo observado en un caso un valor del orden de cinco veces el teórico.

Finalmente, todos los elementos longitudinales se consideraron estables con el menor diámetro disponible, siendo éste en algunos casos aproximadamente igual al calculado. La imposibilidad de ensayar un tamaño todavía menor en estos elementos hace que no se pueda precisar la exactitud de la fórmula en este caso, pero la pequeña diferencia hacía pensar en que la fórmula era válida para estos elementos con continuidad longitudinal.

Las observaciones descritas en los párrafos anteriores han estimulado la realización de un estudio de mayor alcance y rigor sobre la influencia de la geometría de una protección de escollera sobre su fallo por arrastre. El propósito del estudio presentado en este artículo es el de investigar la influencia de las variables geométricas, tales como la longitud, anchura y protuberancia en el fallo por arrastre de protecciones de escollera transversales y longitudinales, comparando sus condiciones críticas con las observadas en los mantos continuos. Es importante destacar que el análisis se centra solamente en el mecanismo de fallo por arrastre, es decir, el arrastre de la escollera por el flujo. Otros mecanismos de fallo (tales como el sifonamiento o la erosión cerca de los bordes de la protección) no se estudian en este artículo. El primer apartado hace una breve recopilación de las principales metodologías disponibles actualmente para el diseño de escollera. Los apartados siguientes describen la investigación que se ha llevado a cabo.

Metodologías de cálculo de escollera

La primera referencia encontrada en la bibliografía sobre el cálculo de la escollera es la de Izbash (1935). Su método se basa en un equilibrio entre las fuerzas de arrastre sobre un escollo:

$$F_d = \rho C_d \pi \frac{D^2}{4} V_s^2 \quad (1)$$

y la fricción que el fondo ejerce sobre el mismo:

$$F_f = t g \phi (\gamma_s - \gamma) \pi \frac{D^3}{6} \quad (2)$$

resultando para el diámetro D :

$$D = C_i \left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right) \frac{V_s^2}{2g} \quad (3)$$

donde ρ es la densidad del agua; C_d , el coeficiente de arrastre; ϕ , el ángulo de fricción; $\gamma = \rho g$, γ_s , el peso específico del escollo; V_s , la "velocidad contra la piedra" y $C_i = (3/2) C_d t g \phi^{-1}$. Los valores de C_i propuestos por el autor son 1.35 para una piedra aislada y 0.69 para una piedra contenida en un manto. El principal problema de la fórmula de Izbash reside en la ambigüedad del sentido y dificultad de estimación de la velocidad actuante contra la piedra.

Una de las metodologías más utilizadas actualmente para el diseño de protecciones de escollera se basa en el trabajo de Maynard *et al.* (1987). Partiendo de un análisis dimensional propuesto por Neill (1967) de un gran número de datos experimentales y de campo, el autor propone la siguiente relación:

$$\frac{D_{30}}{Y} = 0.30 \left[\left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right)^{0.5} \frac{V}{\sqrt{gY}} \right]^{2.5} \quad (4)$$

donde V es la velocidad media en la vertical, Y es el calado en la vertical y D_{30} es el percentil del 30% de la distribución granulométrica.

El manual norteamericano de USACE (*Hydraulic Design of Flood Control Channels*) propone exactamente la misma fórmula, a la que añade coeficientes que tienen en cuenta la forma de las piedras C_s , la distribución de velocidades C_v , el espesor del manto C_r , la pendiente transversal o talud K_t , y un factor de seguridad FS :

$$\frac{D_{30}}{Y} = FSC_s C_v C_r \left[\left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right)^{0.5} \frac{V}{\sqrt{K_t g Y}} \right]^{2.5} \quad (5)$$

Otra metodología que se emplea ampliamente para el diseño de la escollera es la propuesta por el Departamento de Transportes de Estados Unidos (FHWA, 1989). El método se basa en un factor de seguridad, definido como la relación entre la tensión crítica τ_c^* (establecida a través del parámetro de Shields) y la tensión actuante:

$$FS = \frac{K_1 \tau_c^* (\gamma_s - \gamma) D_{50}}{\gamma R_h S_f} \quad (6)$$

Reorganizando los términos y cambiando el radio hidráulico (R_h) por el calado medio (Y), se obtiene:

$$\frac{D_{50}}{Y} = \frac{FS}{K_1 \tau_c^*} \frac{S_f}{\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)} \quad (7)$$

Introduciendo la fórmula de Manning para la pendiente de energía S_f y la fórmula de Strickler para la rugosidad, y sustituyendo las constantes $\tau_c^* = 0.047$, $FS = 1.2$ y $(\gamma_s - \gamma)/\gamma = 1.65$ resulta:

$$\frac{D_{50}}{Y} = 0.007 \left(\frac{V^2}{Y K_1} \right)^{1.5} \quad (8)$$

El factor de seguridad $FS = 1.2$ fue propuesto para el caso de un tramo recto a partir del análisis de datos de campo.

Pilarczyk (1993) desarrolló una ecuación para el diseño de protecciones de escollera

basada en el criterio de Shields para la condición de inicio de movimiento e incorporando algunas variables que en general no están presentes en las demás ecuaciones. La ecuación propuesta es:

$$D = \left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right) \frac{V^2}{2g} \Lambda_h^{-1} K_t K_s^{-1} \phi_c \tau_c^{*-1} \quad (9)$$

donde Λ_h es un factor que depende de la expresión del perfil de velocidad utilizada en la deducción de la fórmula; K_t , un factor de turbulencia; K_s , el factor de pendiente, y ϕ_c es un factor de estabilidad.

Es interesante destacar que en estas ecuaciones, el diámetro de la escollera es proporcional a la velocidad elevada a un exponente que en general varía entre 2 y 3, y por consiguiente el peso será función de la velocidad elevada a un exponente que debe variar entre 6 y 9. Se trata, por lo tanto, de ecuaciones extremadamente sensibles a los valores de la velocidad, por lo que su correcta estimación se convierte en un factor fundamental para el éxito de la estructura.

Instalación experimental

Se realizó un programa experimental en un canal de pendiente variable de 30 m de longitud, 0.75 m de anchura y 0.60 m de profundidad, con paredes de cristal. La zona de estudio consistió en un tramo de 3 m de longitud, en el que el canal tiene mayor profundidad, localizado 9 m aguas arriba del desagüe del canal. Los caudales de agua

se midieron con un vertedero triangular de pared delgada, instalado aguas arriba del canal. Se llevaron a cabo medidas de velocidad utilizando un velocímetro acústico Doppler 3D (ADV:SonTek). La frecuencia de muestreo del ADV fue de 25Hz y la duración de las medidas en cada punto fue de 80 s.

La pendiente del canal puede alcanzar el valor máximo de 0.04. El control de la lámina libre en cada experimento se hizo utilizando una compuerta. La compuerta y la pendiente del canal se ajustaron para asegurar un flujo uniforme en el tramo de estudio. Todos los experimentos utilizaron el mismo calado $Y = 16.5$ cm. Los niveles de la lámina libre y del fondo se miden con un limnómetro con precisión 0.01 mm. El posicionamiento de los instrumentos de medida (limnómetro, piezómetro y ADV) se hizo mediante un carro de medida, con una precisión de 0.01 mm en las direcciones longitudinal y vertical.

Se ha representado la escollera a partir de cuatro tipos de partículas uniformemente distribuidas y con coeficientes de forma bastante similares. Las características de los materiales se dan en el cuadro 1, donde D_x es el tamaño tal que un $X\%$ en peso de la muestra es menor; W , el peso medio de una partícula; λ , la porosidad del material; N' , el número de las partículas en superficie por unidad de área; $c/(ab)^{0.5}$, el factor de forma; $(a+b)/2c$, el cociente de planaridad, y σ es la desviación típica granulométrica del tamaño de la escollera.

$$\sigma = \sqrt{\frac{D_{84}}{D_{16}}} \quad (10)$$

Cuadro 1. Características de las partículas.

Tipo part.	D_{16} cm	D_{30} cm	D_{50} cm	D_{84} cm	σ	$(\gamma_s - \gamma)/\gamma$	W g	λ	N' part./m ²	$c/(ab)^{0.5}$	$(a+b)/2c$
I	0.66	0.74	0.85	1.10	1.29	1.89	0.51	0.33	8 252	0.54	2.03
II	1.10	1.15	1.25	1.48	1.16	1.82	1.97	0.33	3 812	0.51	2.16
III	1.33	1.42	1.57	1.80	1.16	1.92	3.47	0.32	2 534	0.55	2.01
IV	1.60	1.68	1.75	1.93	1.10	1.92	5.26	0.32	2 039	0.56	2.01

Los experimentos se pueden dividir en tres categorías: continua (C), transversal (T) y longitudinal (L) (figura 3). Para los experimentos con protecciones continuas se ha preparado todo el fondo de los 3 m del tramo de estudio con una capa de partículas de escollera de espesor $T = 2D_{50}$. Para asegurar el desarrollo de la capa límite se ha fijado la piedra en el primer metro del lecho del tramo de estudio. Se considera que los 200 cm restantes son suficientes para que la protección se comporte de la misma manera que una protección de longitud infinita. Las partículas de escollera se vertían en el tramo de estudio y después se nivelaban con una regla. Durante la nivelación se tuvo el cuidado de preservar las características de escollera "vertida".

Se prepararon los experimentos con protecciones discontinuas, vertiéndose las partículas de escollera en una ranura dentro del tramo de estudio (figura 4). En los experimentos T, la ranura tenía la misma anchura del canal, una profundidad igual a $T = 2D_{50}$ y una longitud variable l . En los experimentos L, la ranura tenía 260 cm y una anchura variable b (figura 3). Esta última ranura se divide en tres partes, de aguas arriba hacia agua abajo: un tramo de 78 cm

de longitud con las partículas fijadas, un tramo de 162 cm con partículas móviles, y un último tramo de 20 cm con las partículas fijadas. Los tres tramos se construyeron con la misma protuberancia. El resto del fondo de los 3 m del tramo de estudio es un lecho rígido preparado con mortero.

En los experimentos T y L se estimó previamente el peso total de escollera que se vierte en la ranura para obtener un cierto valor de la protuberancia p . Entonces se midió la posición del punto más alto de algunas partículas y la posición del fondo en varios puntos usando el limnómetro, de modo que se pudiera calcular un valor más exacto de la protuberancia como la diferencia entre los valores medios de estas dos mediciones.

Programa experimental

El programa experimental consistió en 17 series de ensayos (cuadro 2). Cada serie se caracteriza por una geometría única de la protección y abarca varios ensayos (por lo menos ocho). Cada ensayo se realiza con un caudal distinto dentro de los intervalos presentados en el cuadro 2.

Para evitar errores debidos a comparar las condiciones experimentales de fallo de

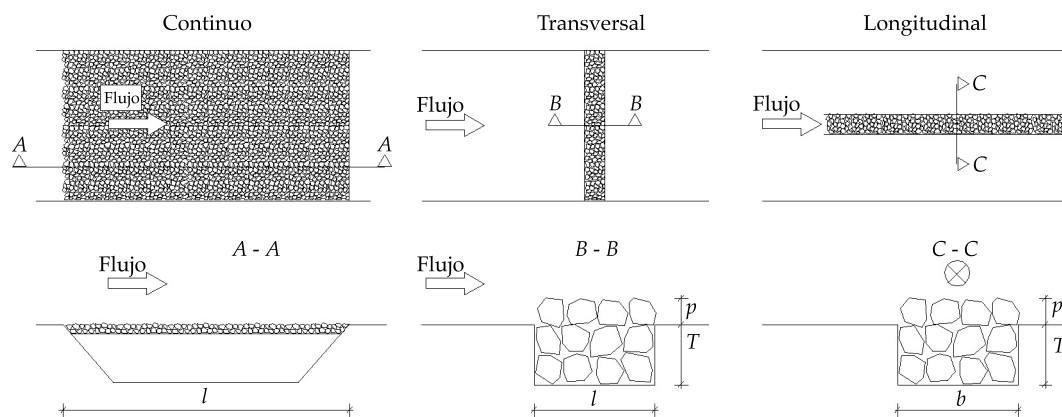


Figura 3. Tipos de protecciones de escollera ensayadas.

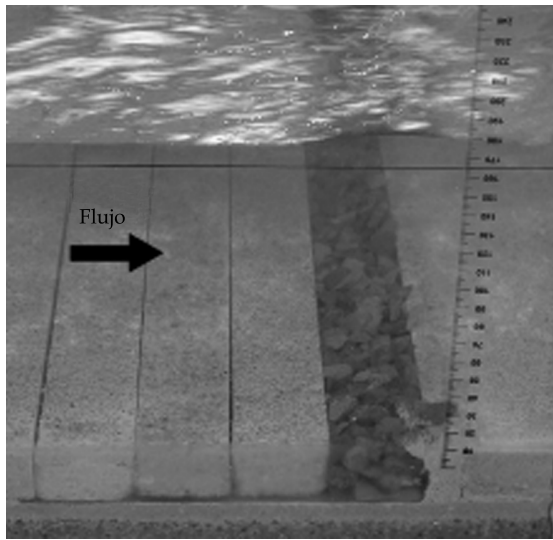


Figura 4. Experimento con una traviesa de escollera (serie 6, cuadro 2).

protecciones discontinuas con condiciones “universales” encontradas en la bibliografía, se realizan los experimentos C para establecer condiciones de fallo de una protección continua de escollera con las mismas carac-

terísticas (canal, escollera, calado relativo, etcétera) y los mismos criterios usados en los experimentos con protecciones discontinuas (T y L). En los experimentos C, los perfiles de velocidad se han medido a 1 m a partir del borde de aguas arriba del tramo de estudio (justo aguas arriba de la interfase entre las partículas fijas y las móviles), en el centro de la sección transversal del canal.

Los experimentos T tuvieron como objetivo la verificación de la influencia de la longitud y de la protuberancia de la protección en las condiciones de inicio de movimiento. En la serie 5 hasta 8, los cuatro tipos de partícula se ensayaban con un valor fijo de la longitud relativa $l/D_{50} = 4$ y un valor inicial de la protuberancia relativa $p_o/D_{50} = 0.95$. Cada una de las series 6 y 9-12 tenía las mismas características (b , D_{50} , p_o , Y), pero protecciones con longitudes distintas. Las series 6, 13 y 14 utilizaban las mismas variables (b , D_{50} , Y), pero tres valores distintos de la protuberancia inicial. En estos experimentos con protecciones transversales, los perfiles de velocidad se medían 4 cm aguas arriba de la protección, de manera que proporcionaran las condiciones del flujo inalterado aguas arriba, en vez de las

Cuadro 2. Programa experimental. C: continua; T: transversal; L: longitudinal.
 l y b son presentadas en la figura 3 y p_o es el valor inicial de p .

Serie	Tipo	Núm. de ensayos	b cm	l cm	D_{50} cm	p_o cm	Interv. Q $l s^{-1}$	l/D_{50}	b/D_{50}	p_o/D_{50}
1	C	14	75	200	0.85	0	90-120	235	88	0
2	C	41	75	200	1.25	0	90-132.5	160	60	0
3	C	8	75	200	1.57	0	95-135	127	48	0
4	C	8	75	200	1.75	0	124-155	114	43	0
5	T	8	75	3.4	0.85	0.81	60-95	4	88	0.95
6	T	45	75	5.0	1.25	1.19	80-132.5	4	60	0.95
7	T	8	75	6.3	1.57	1.49	95-130	4	48	0.95
8	T	8	75	7.0	1.75	1.66	95-130	4	43	0.95
9	T	8	75	10	1.25	1.19	95-130	8	60	0.95
10	T	8	75	20	1.25	1.19	95-130	16	60	0.95
11	T	8	75	35	1.25	1.19	95-130	28	60	0.95
12	T	8	75	50	1.25	1.19	95-130	40	60	0.95
13	T	8	75	5	1.25	0.35	95-130	4	60	0.28
14	T	21	75	5	1.25	0.76	80-130	4	60	0.61
15	L	8	5	162	1.25	1.63	95-130	130	4	1.30
16	L	8	10	162	1.25	1.63	95-130	130	8	1.30
17	L	8	15	162	1.25	1.63	95-130	130	12	1.30

condiciones “locales” (encima de la protección de escollera).

El propósito de los experimentos L fue investigar la influencia de la anchura b de la protección sobre sus condiciones de fallo. Como se presenta en el cuadro 2, las protecciones probadas en las series 15 hasta 17 tenían las mismas características, excepto por sus valores de anchura (4, 8 y $12D_{50}$ respectivamente). Los perfiles de velocidad fueron medidos justo aguas arriba de la interfase entre las partículas móviles y las partículas fijas, encima de la protección de escollera.

Las tasas de transporte de partículas de escollera se midieron extrayendo el material sólido atrapado en una trampa de sedimento. Una vez recogidas por la trampa (figura 5), se procedía al conteo y pesado de las partículas de escollera. La trampa tiene 75 cm de anchura y 5 cm de altura, y se coloca en el fondo del canal, aguas abajo del tramo de estudio. La perturbación del flujo debido a la colocación y sustitución de la trampa durante los experimentos era despreciable. La dependencia temporal de las tasas de transporte puede introducir errores importantes en la determinación del inicio de movimiento. Las medidas de las tasas de transporte se

realizaron en diversos intervalos de tiempo. La primera medida fue tomada en $t = 40$ s y los intervalos de tiempo δt aumentaron gradualmente hasta $\delta t = 5$ min en $t = 10$ min. Después de $t = 10$ min, todas las medidas se tomaron a intervalos de $\delta t = 5$ min. Casi todos los experimentos tuvieron una duración total de una hora. Más detalles de los experimentos se encuentran en Almeida y Martín-Vide (2006).

Fundamentos del análisis

Método del transporte de referencia

El método del transporte de referencia se utiliza en este artículo para estimar las tensiones críticas de inicio de movimiento. El método consiste en la aplicación de diversas tensiones sobre un lecho, a la vez que se miden las correspondientes tasas del transporte sólido. Una vez establecida así la relación entre la tensión y el transporte sólido, el valor de la tensión de inicio de movimiento puede ser determinado a partir de la extrapolación del transporte hacia cero o hacia una definición arbitraria de una cantidad pequeña de la tasa de transporte (Wilcock, 1988; Parker *et al.*, 1982; Fenton y Abbott, 1977).

Shvidchenko y Pender (2000) han vinculado el inicio de movimiento a la probabilidad de arrastre a partir de la intensidad de movimiento del sedimento I :

$$I = \frac{m}{N\Delta t} \quad (11)$$

donde m es el número de desplazamientos observado durante el intervalo de tiempo Δt en un área que contiene N partículas en superficie.

Definiendo la fracción acumulada de movimientos Λ como:

$$\Lambda = \frac{\sum_{t=0}^t m}{N} \quad (12)$$

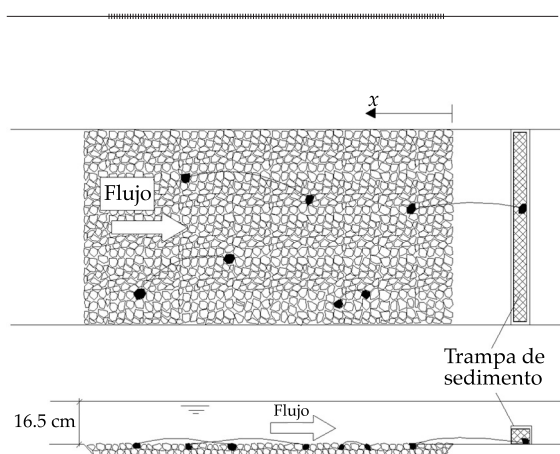


Figura 5. Canal de ensayos y trampa de sedimentos.

En cualquier instante puede ser interpretado como la derivada de Λ respecto al tiempo:

$$I = \frac{d\Lambda}{dt} \quad (13)$$

En este trabajo, la intensidad del movimiento del sedimento (ecuación (11) o (13)) se utiliza como parámetro caracterizador de la actividad del fondo. Tal enfoque requiere medidas del número de partículas puestas en movimiento por unidad de área del lecho, en vez del transporte sólido que cruza una sección transversal, que es la que se mide en los experimentos usando la trampa del sedimento. La relación entre estas dos variables, partículas puestas en movimiento y tasas de transporte, se deduce en Almeida y Martín-Vide (2006).

Evolución temporal

Según lo observado por otros investigadores (Shvidchenko y Pender, 2000; Froehlich y Benson, 1996), la tasa de transporte en experimentos con un lecho compuesto por partículas vertidas no es constante, sino que varía con el tiempo. Las etapas iniciales presentan un transporte más elevado, que disminuye asintóticamente hacia un valor constante. La figura 6 presenta la evolución temporal en siete experimentos de la serie dos (revestimiento continuo). Éste es el comportamiento típico observado en experimentos con lechos continuos y corresponde al proceso de reorganización de la estructura del lecho hacia la condición más estable de un lecho "trabajado por el agua". Los valores constantes de I alcanzados después de esta reorganización son utilizados en este estudio para determinar el inicio de movimiento. Tales valores corresponden a la pendiente de las rectas presentadas en la figura 6, que se ajustan para el intervalo de tiempo en el que las tasas de transporte eran constantes.

En el caso de protecciones transversales de escollera, las tasas de transporte también

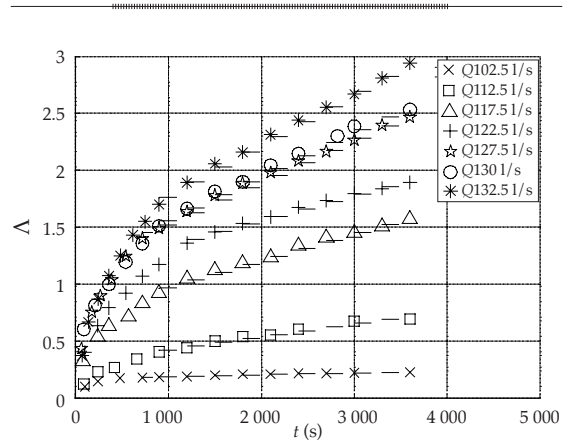


Figura 6. Evolución temporal de Λ . Serie 2, protección continua. Siete experimentos con caudales Q .

presentan valores más elevados de I durante los primeros instantes del experimento, pero gradualmente convergen hacia un transporte nulo. Este fenómeno puede ser explicado por la dependencia de las tasas de transporte con respecto a la protuberancia, la cual varía significativamente por erosión a lo largo de los experimentos, incrementando gradualmente su estabilidad. Este comportamiento puede ser modelado, estableciéndose una relación potencial entre la protuberancia

$$p(t) = p_o - e(t) \quad (14)$$

y la tasa de erosión, resultando en:

$$\frac{dp}{dt} = -c_1(p - p_e)^a \quad (15)$$

donde c_1 y a son constantes, p_o = protuberancia inicial (en $t = 0$), $e(t)$ = espesor erosionado, p_e = protuberancia de equilibrio (definida como el valor de p para $t \rightarrow \infty$).

Integrando la ecuación (15), se obtiene la siguiente expresión para $p(t)$:

$$p = c_2(at - t + c_3)^{1/(1-a)} + p_e \quad (16)$$

donde c_1 y c_2 son constantes resultantes de la combinación de otras constantes.

Sustituyéndose (14) en (16) y expresándose el espesor erosionado $e(t)$ en función del número de partículas recogidas en la trampa de sedimento, la fracción acumulada de movimiento se escribe como:

$$\Lambda = \frac{1}{\Gamma N' \psi} \left[-c_2 (at - t + c_3)^{1/(1-a)} + p_o - p_e \right] \quad (17)$$

donde N' es el número partículas superficiales por unidad de área (véase el cuadro 1), ψ es el factor de conversión entre el transporte y las partículas puestas en movimiento (definido en Almeida y Martín-Vide, 2006) y Γ es el espesor erosionado por partícula atrapada:

$$\Gamma = \frac{W}{\gamma_s (1-\lambda)A} \quad (18)$$

siendo A el área de la protección y γ_s , W y λ las características de la partícula presentadas en el cuadro 1, y donde finalmente c_2 , c_3 , a y p_e son constantes que se obtienen para cada experimento T (serie 5 a 14) por el ajuste de la ecuación (17). La figura 7 presenta un ejemplo de ajuste de la ecuación (17) con los datos experimentales, a partir de uno de los ensayos de la serie 5.

No se observa ninguna dependencia entre las tasas de transporte y la protuberancia en

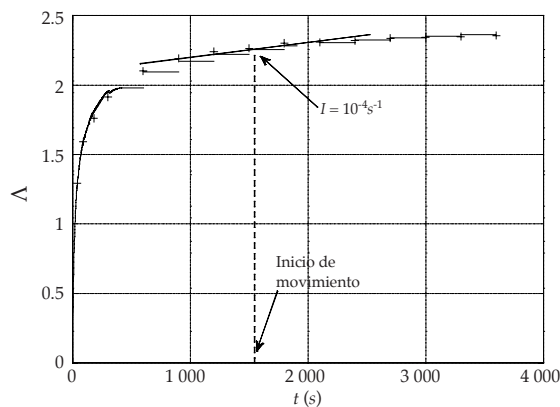


Figura 7. Determinación del instante de inicio de movimiento. Serie 5, protección transversal, $Q = 95 \text{ ls}^{-1}$.

los experimentos L. La evolución temporal observada siguió el mismo patrón descrito previamente para una protección continua.

Estimación del inicio de movimiento

Siguiendo el criterio usado por Shvidchenko y Pender (2000), las tensiones críticas se determinaron como las tensiones sobre el lecho, que produjeron una intensidad de movimiento de sedimento $I = 10^{-4} \text{ s}^{-1}$. Las tensiones sobre el lecho fueron calculadas como:

$$\tau_o = \rho v_*^2 \quad (19)$$

Donde v es la velocidad de corte, estimada en cada experimento por el ajuste del perfil logarítmico de velocidades:

$$\frac{V}{v_*} = \frac{1}{K} \ln \left(\frac{y}{y_o} \right) \quad (20)$$

siendo V la componente del vector velocidad, según la dirección principal del flujo a una distancia y del fondo, y K es la constante de von Kármán.

Los valores de I se representan gráficamente frente a la tensión adimensional sobre el lecho τ^* :

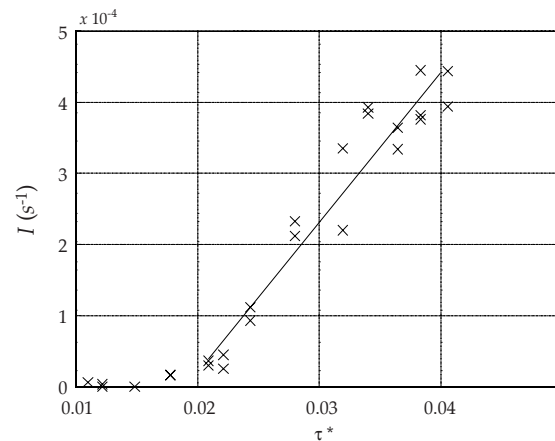


Figura 8. Estimación de la tensión crítica. Serie 2. Protección continua.

$$\tau^* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma) D_{50}} \quad (21)$$

y se ajusta una relación lineal. La figura 8 presenta la relación entre I y τ^* obtenida para la serie 2.

En los experimentos T, los perfiles de velocidad fueron medidos aguas arriba de la protección, donde las velocidades se pueden considerar inalteradas por la presencia de la escollera. Consecuentemente, los valores de τ_o se pueden considerar representativos de la tensión sobre el lecho aguas arriba, en vez de la tensión actuante sobre la protección de escollera. Aunque la última tensión es la más conveniente para describir la puesta en movimiento de una partícula dentro de la protección, la primera parece ser la más adecuada para las aplicaciones de la ingeniería.

En el caso de las protecciones transversales, para un determinado valor de τ_o , la intensidad de movimiento de sedimento disminuye gradualmente con el tiempo a medida que la protección se va erosionando. Consecuentemente, a cada valor de $I(t)$ se puede asociar un valor específico de la protuberancia de la protección $p(t)$. La derivada respecto al tiempo de (17) da la función $I(t)$ y el instante de tiempo correspondiente al inicio de movimiento es cuando:

$$\frac{d\Lambda}{dt} = I(t) = 10^{-4} \quad (22)$$

La figura 7 ilustra el instante correspondiente a $I = 10^{-4} \text{s}^{-1}$.

Resultados

Protecciones transversales

En la figura 9 se dibuja la relación entre la protuberancia crítica p_c , adimensionalizada con el tamaño D_{50} , y τ^* para las series 5 hasta 8. Estas series tienen el mismo valor de $I/D_{50} = 4$ y de $p_o/D_{50} = 0.95$, pero cada una de ellas

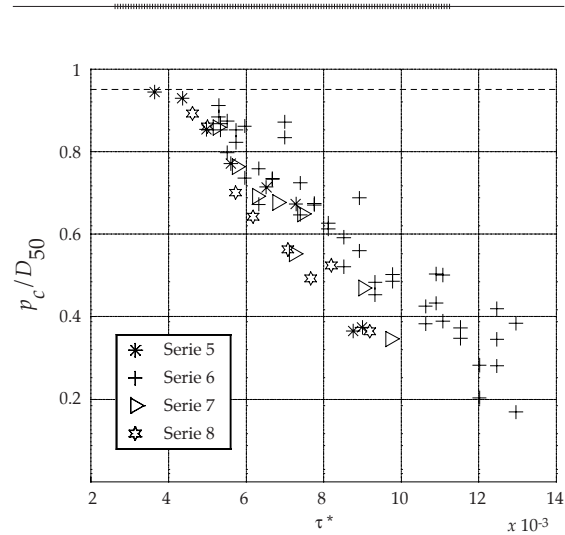


Figura 9. Protuberancia crítica para las series 5, 6, 7 y 8. La línea de trazos corresponde a la protuberancia inicial de $0.95D_{50}$.

corresponde a uno de los cuatro tipos de piedra presentados en el cuadro 1.

Los resultados demuestran que la tensión adimensional para la condición de “estabilidad total” de una protección transversal protuberante o sobresaliente ($p_c = p_o = 0.95D_{50}$) es un orden de magnitud menor que los valores críticos de la tensión de Shields normalmente encontrados en la bibliografía para un lecho continuo, como por ejemplo $\tau_c^* = 0.047$. Al aumentar los valores de τ^* hay una reducción lineal de los valores de la protuberancia crítica. Extrapolando estos resultados hacia $p_c \approx 0$, se obtiene una tensión adimensional $\tau^* \approx 0.016$. En otras palabras, la traviesa es “barrida” hasta el nivel general del lecho cuando $\tau^* \approx 0.016$.

La influencia de la longitud relativa sobre las condiciones de inicio de movimiento se presenta en la figura 10. Esta figura muestra los datos de series con diversas longitudes relativas, pero los mismos valores de p_o y D_{50} . Los valores de p_c/D_{50} se dibujan contra la tensión, adimensionalizada con la tensión crítica encontrada en los experimentos con protecciones continuas (τ_{cc}). También son presentadas las respectivas rectas de regresión

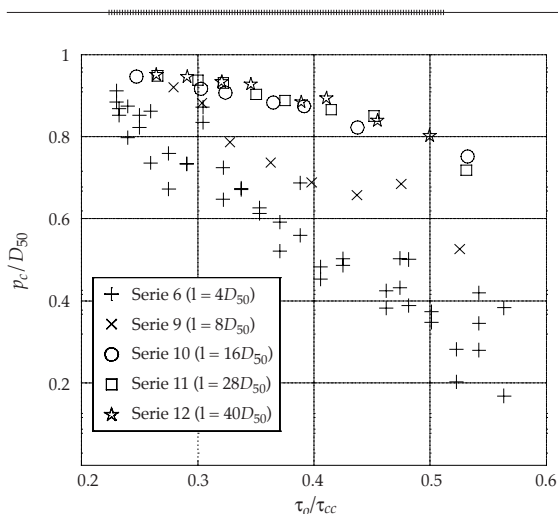


Figura 10. Análisis de la influencia de la longitud relativa sobre los valores de la protuberancia crítica. Comparación entre protecciones transversales y continuas.

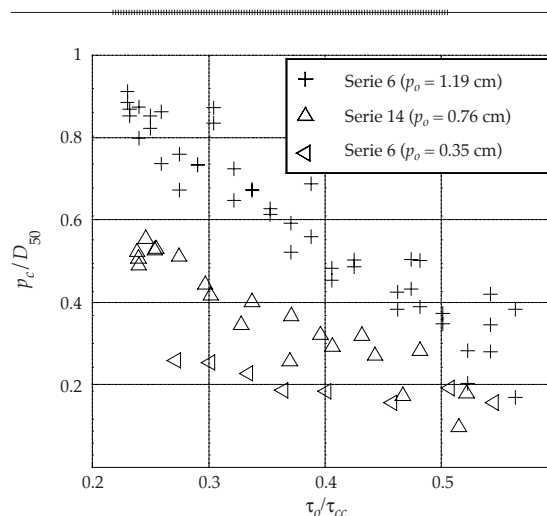


Figura 11. Análisis de la influencia de los valores iniciales de la protuberancia relativa sobre las condiciones de inicio de movimiento. Protecciones transversales.

correspondientes a cada serie. Los datos de la serie 6 se utilizan en la figura 9 para el efecto de la protuberancia y en la figura 10 para el efecto de la longitud.

Se observa que al aumentar la longitud relativa, la estabilidad se incrementa considerablemente. Para un valor fijo de la protuberancia relativa crítica, por ejemplo $p_c/D_{50} = 0.8$, la tensión para una longitud relativa $l/D_{50} = 16$ es casi dos veces mayor que el valor correspondiente para $l/D_{50} = 4$. Para las longitudes relativas mayores que $l/D_{50} = 16$, esta variable parece no tener ninguna influencia sobre las condiciones de inicio de movimiento. La última observación confirma la idea intuitiva de que a medida que aumenta la longitud de la protección, ésta tiende a comportarse como una protección continua. La razón por la que τ_o/τ_{cc} no tiende a la unidad para valores grandes de l es que τ_o representa las condiciones del flujo aguas arriba de la protección en vez de las condiciones encima de la escollera. Otra característica de la figura 10 es el hecho de que todas las rectas ajustadas intersectan en $p_c = p_o = 0.95D_{50}$ para τ/τ_{cc} alrededor de 0.2 (es decir 20% de la tensión crítica de un revestimiento continuo).

La influencia de la protuberancia inicial se analiza en la figura 11. Esta figura presenta tres series de experimentos con diferentes valores de la protuberancia inicial p_o , pero con los mismos valores de l y D_{50} . La figura 11 muestra que el diseño de protecciones con valores de protuberancia correspondientes a la “zona estable” de la figura 10 (debajo de las rectas) no asegura que no ocurran movimientos. Incluso para protuberancias iniciales muy bajas se registran desplazamientos. Es decir, el equilibrio de una traviesa más alta logrado después de una hora de flujo (duración del ensayo) no implica que una traviesa con esta altura inicial (construida con la escollera vertida) sea estable bajo el mismo flujo. Para fines prácticos, se recomienda la idea de un espesor de sacrificio para tener en cuenta este factor.

Protecciones longitudinales

La figura 12 presenta la relación entre τ^* e l para los experimentos L. En esta figura, los resultados de las series 15, 16 y 17 prácticamente se superponen, de modo que no se encuentra ninguna relación entre la anchura de la protección y sus condiciones de fallo. La

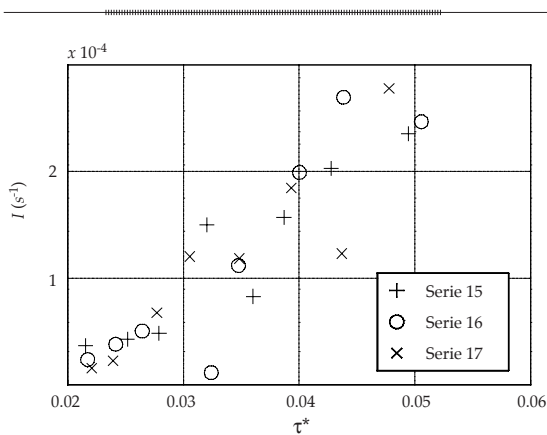


Figura 12. Relación entre la tensión y la intensidad de movimiento de sedimento en los ensayos L.

El valor de τ^* , correspondiente a $I = 10^{-4}$, es la tensión crítica adimensional.

recta presentada en la figura 12 fue obtenida a partir de ajuste de los datos las series 15, 16 y 17 juntos.

Utilizando $I = 10^{-4}$ como criterio para las condiciones de inicio de movimiento, τ_c^* se puede estimar en 0.032. Este valor es bastante similar a la tensión de inicio de movimiento encontrada para una protección continua con partículas del mismo tipo ($\tau_c^* = 0.025$, en la serie 2, buscando la intersección con la ordenada $I = 10^{-4}$ en la figura 8). Hay que destacar que las tensiones usadas en el caso de protecciones longitudinales se obtuvieron por el ajuste de los perfiles de velocidad medidos encima de la protección de escollera a la ley logarítmica. Estos perfiles estaban obviamente influenciados por la rugosidad de la escollera y por lo tanto pueden ser considerados como “locales”, en vez de promedios de la sección transversal. Esta observación es crucial para el diseño, puesto que la distribución transversal de la tensión debe ser evaluada para el correcto dimensionamiento de la escollera.

Aplicaciones prácticas

La diferencia notable entre las condiciones de inicio de movimiento de protecciones

continuas y transversales llama la atención sobre la necesidad de una nueva metodología de diseño de protecciones transversales de escollera. En este artículo se propone el factor de discontinuidad Ω como una forma de aumentar el tamaño de la escollera, en función de la geometría de la protección. Los valores de Ω se obtienen comparando los resultados experimentales con la fórmula de diseño propuesta por Maynard *et al.* (1987).

El factor de discontinuidad se define formalmente como:

$$\Omega = \frac{D_{30e}}{D_{30M}}$$

donde D_{30e} es el tamaño D_{30} utilizado en cada experimento y D_{30M} es el tamaño D_{30} según Maynard *et al.* (1987).

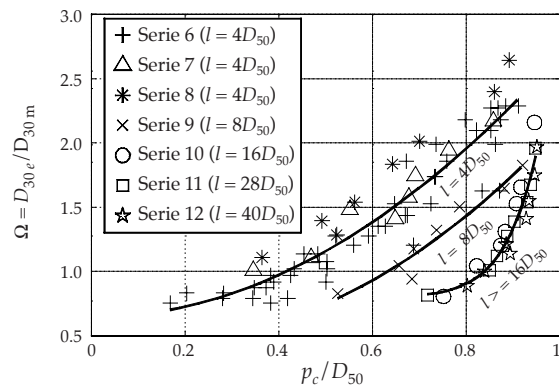


Figura 13. Factor de discontinuidad en función de las características de la protección de escollera.

Cuadro 3. Valores propuestos del factor de discontinuidad para $p_c = D_{50}$ variando de 0.2 hasta 0.95 y $l = D_{50}$ de 4 hasta más de 16.

l/D_{50}	p_c/D_{50}				
	0.2	0.4	0.6	0.8	0.95
4	1.0	1.0	1.4	2.0	2.5
8	1.0	1.0	1.0	1.5	1.9
≥ 16	1.0	1.0	1.0	1.0	1.9

La figura 13 presenta la relación obtenida entre Ω y los parámetros geométricos que influyen en el fallo de la protección. Con base en esta figura se proponen los valores de Ω presentados en el cuadro 3 para fines de diseño.

Conclusiones

Se ha presentado una investigación experimental sobre el efecto de los parámetros geométricos en el fallo por arrastre de protecciones transversales y longitudinales de escollera.

En el caso de una protección transversal, se ha demostrado que el tamaño de la escollera puede estar considerablemente subestimado si se utiliza una fórmula de diseño desarrollada para protecciones continuas. Los resultados han demostrado que la estabilidad total (ningún movimiento de la escollera) de una protección transversal requiere valores de la tensión en orden de magnitud menores que los valores críticos de la tensión de Shields normales en la bibliografía para protecciones continuas, y aproximadamente un 20% de los valores críticos determinados en este artículo para un lecho continuo de escollera de mismo diámetro. Estos valores están fuertemente influenciados por la protuberancia y longitud de la protección de escollera (véase figura 10). El aumento de la longitud de la protección aumenta perceptiblemente su estabilidad, pero para longitudes relativas mayores que $l = 6D_{50}$ parece que este parámetro no tiene ya ninguna influencia sobre las condiciones de inicio de movimiento.

Se propone una metodología basada en el factor de discontinuidad Ω para el diseño de protecciones transversales de escollera. La figura 13 presenta el comportamiento de Ω en función de la protuberancia y de la longitud (ambos adimensionalizados con el diámetro D_{50}) de la protección. Estos resultados se resumen en el cuadro 3. No se encontró ninguna diferencia notable entre los valores críticos de la tensión de las protecciones longitudinales y continuas de escollera.

Notación

Se utilizan los siguientes símbolos en este artículo:

α = constante.

Γ = espesor erosionado por partícula atrapada.

γ_s = peso específico de la escollera.

γ = peso específico del agua.

Δt = intervalo de tiempo.

Λ = fracción acumulada de partículas puestas en movimiento.

λ = porosidad.

ρ = densidad del agua.

σ = desviación típica del tamaño de la partícula.

τ^* = tensión adimensional.

τ_c^* = tensión crítica adimensional.

τ_{cc} = tensión crítica de una protección continua.

τ_o = tensión asociada al flujo de aproximación inalterado.

ψ = factor de conversión entre tasa de transporte y partículas puestas en movimiento.

Ω = factor de discontinuidad.

A = área de la protección.

a, b, c = ejes menor, intermedio y mayor de la partícula.

B = anchura del canal.

b = anchura de la protección.

D_{30M} = tamaño D_{30} de la escollera dada por Maynard *et al.* (1987).

D_{30e} = tamaño D_{30} de la escollera utilizada en cada experimento.

g = aceleración de la gravedad.

I = intensidad de movimiento de sedimento.

Recibido: 04/08/09

Aprobado: 04/08/10

Referencias

- ALMEIDA, G.A.M. and MARTÍN-VIDE, J.P. Geometrical effects in non-continuous riprap stability. *Proceedings of River Flow 2006*. International Conference on River Hydraulics, Lisbon, 2006.

- ESCARAMEIA, M. and MAY, R.W.P. Stability of riprap and concrete blocks in highly turbulent flows. *Proc. Instn. Civ. Engrs. Wat. Marit. & Energy*. Vol. 112, 1995, pp. 227-237.
- FENTON, J.D. and ABBOTT, J.E. Initial movement of grains on a stream bed: the effect of relative protrusion. *Proc. R. Soc. Lond.* Vol. 352, 1977, pp. 523-537.
- FHWA. *Design of Riprap Revetment*. Technical Report. Washington, D.C.: Federal Highway Administration, US Department of Transportation, 1989.
- FROEHLICH, D.C. and BENSON, C.A. Sizing dumped rock riprap. *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol. 122, 1996, pp. 389-396.
- IZBASH, S.V. Construction of dams by dumping stones in flowing water. *Journal of Hydraulic Research*. Vol. 28, 1935, pp. 25-41.
- MARTÍN-VIDE, J.P. *Ingeniería de ríos*. Barcelona: Editorial UPC, 2002.
- MARTÍN-VIDE, J.P. and ANDREATTA, A. Disturbance caused by bed sills on the slopes of steep streams. *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol. 132, 2006, pp. 1186-1194.
- MAYNORD, S.T., RUFF, J.F. and ABT, S.R. Riprap design. *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol. 115, 1987, pp. 937-949.
- NEILL, C.R. Mean velocity criterion for scour of coarse uniform bed material. *Proceedings of the 12th Congress of International Association of Hydraulics Research*. Fort Collins, 1967.
- PARKER, G., KLINGEMAN, P.C. and McLEAN, D.G. Bedload and size distribution in paved gravelbed streams. *Journal of the Hydraulics Division*. Vol. 108, 1982, pp. 544-571.
- PILARCZYK, K.W. *Simplified unification of stability formulae for rock and other current and wave attack*. In Preprints International Riprap Workshop, Fort Collins, 1993.
- PILARCZYK, K.W. *Dikes and Revetments. Design, maintenance and safety assessment*. Rotterdam: Balkema, 1998.
- SHVIDCHENKO, A.B. and PENDER, G. Flume study of the effect of relative depth on the incipient motion of coarse uniform sediments. *Water Resources Research*. Vol. 36, 2000, pp. 619-628.
- STEVENS, M.A., SIMONS, D.B. and LEWIS, G.L. Safety factors for riprap protections. *Journal of the Hydraulic Division*. Vol. 102, 1976, pp. 637-655.
- WILCOCK, P.R. Methods for estimating the critical shear stress of individual fractions in mixed-size sediment. *Water Resources Research*. Vol. 24, 1988, pp. 1127-1135.

Abstract

DE ALMEIDA, G. & MARTÍN-VIDE, J.P. *Fluvial stability of a transverse vs. a longitudinal riprap protection*. Water Technology and Sciences, formerly Hydraulic engineering in Mexico (in Spanish). Vol. II, No. 1, January-March, 2011, pp. 83-98.

An experimental study was conducted in a laboratory to determine the influence of length, width, and protrusion of non-continuous riprap protections on shear failure conditions. The incipient motion of particles as a failure criterion and the reference transport method as the threshold of motion were used. In each test, riprap transport rates were measured at different time intervals using a sediment trap. Results reveal that incipient motion conditions of transverse (cross-sectional) protections are strongly influenced by both the protrusion and length of bed protection, which indicates that stability significantly increases as protection length increases and decreases as protrusion increases. In the case of longitudinal protections, almost the same failure conditions were found as in the case of continuous protection. Furthermore, these conditions are unrelated to the width of the protection. A coefficient to correct design formulas obtained by other authors is proposed to take into account the effect of the geometry of transverse protections on their stability.

Keywords: riverbed erosion, riprap, bed sill, scouring, incipient motion.

Dirección institucional de los autores

Dr. Gustavo Adolfo Mazza de Almeida

Dr. Juan Pedro Martín-Vide

Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental

Universitat Politècnica de Catalunya

C/Jordi Girona 1-3, D1, 08034, Barcelona, España

Teléfono: +53 (93) 401 6476

gustavo.adolfo.mazza@upc.edu

vide@grahi.upc.edu