

Estudio hidráulico mediante modelo físico a escala reducida de la erosión localizada en la pilas del puente Vidin-Calafat sobre el río Danubio

RAFAEL COBO RAYÁN (*), ÁNGEL LARA DOMÍNGUEZ (**), y GONZALO SIMARRO GRANDE (***)

RESUMEN La empresa FCC Construcciones S.A. fue adjudicataria en 2007 de la obra de construcción del puente Vidin-Calafat en el río Danubio, entre Bulgaria y Rumanía. Para la mejor definición de las obras de cimentación del citado puente y debido a la singularidad de la geometría de las pilas, fue necesario realizar una serie de estudios hidráulicos y de socavación que permitieran definir las protecciones necesarias para evitar fenómenos de erosión local en las pilas del puente. Para hacer frente a esta petición el Laboratorio de Hidráulica del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX se encargó de realizar un estudio en modelo físico reducido de acuerdo con los planos de ejecución facilitados por FCC Construcciones S.A. El objetivo de dicho estudio era comprobar el comportamiento hidráulico y la erosión de tres pilas representativas (PB4, PB9 y PB11) del citado puente para poder definir correctamente las protecciones a diseñar.

HYDRAULIC STUDY USING A REDUCED SCALE PHYSICAL MODEL OF THE LOCAL SCOUR AT THE PIERS OF THE VIDIN-CALAFAT BRIDGE OVER DANUBE RIVER

ABSTRACT *The company "FCC Construcciones S.A." was awarded in 2007 the construction of the Vidin-Calafat bridge over the Danube River to connect Bulgaria and Rumania. In order to better determine the foundation work of the bridge and due to the peculiarity of the geometry of the piers, a serie of hydraulic and scour studies had to be carried out so as to determine the necessary protections to be built to avoid local scour at the foundations. The Hydraulic Laboratory of "Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX" (Centre for Hydrographical Studies of the Study and Experimentation Centre for Public Works) was in charge of conducting the study of the reduced scale physical model according to the construction drawings supplied by FCC Construcciones S.A. The aim of the study was to check both, the hydraulic behaviour and the scour at three representative piers of the bridge (PB4, PB9 and PB11) in order to determine exactly the protection to be designed.*

Palabras clave: Modelo físico, Puente, Cauce fluvial, Erosión en pilas, Protección de pilas.

Keywords: Physical model, Bridge, Riverbed, Local scour piers, Protection of piers.

1. INTRODUCCIÓN

Las obras de construcción del puente internacional proyectado para unir Bulgaria con Rumanía a través de las ciudades de Vidin y Calafat, fueron adjudicados en 2007 a la em-

presa FCC Construcciones S.A. La longitud total del puente, incluidas las zonas de acceso, es de 1.731 m y en el mismo se contempla una plataforma de tráfico ferroviario, además de dos calzadas para vehículos y una para peatones.

El elemento de cimentación lo componen más de 24.000 ml de pilotes de 2 m de diámetro, que pueden alcanzar profundidades de hasta 80 m [4].

Siempre que una estructura rígida, como la pila de un puente, se emplaza en el lecho de un río (normalmente de material no cohesivo) puede dar origen a una erosión local.

Ello es debido a que el patrón de movimiento generado alrededor de la estructura (flujo descendente, vórtices de herradura y de estela, etc.) da lugar a un flujo tridimensional altamente turbulento que tiene una considerable capacidad para poner en movimiento y transportar el sedimento. Debido a la

(*) Director de Programa del Laboratorio de Hidráulica del Centro de Estudios Hidrográficos, CEDEX. Licenciado en CC Geológicas.
E-mail: rafael.cobo@cedex.es

(**) Consejero Técnico del Laboratorio de Hidráulica del Centro de Estudios Hidrográficos, CEDEX Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
E-mail: angel.lara@cedex.es

(***) Departament de Geologia Marina, Institut de Ciències del Mar, CSIC.
E-mail: simarro@icm.csic.es

complejidad del problema es siempre aconsejable confirmar los cálculos matemáticos mediante ensayos experimentales.

Normalmente se considera que la profundidad de erosión local d_s (la distancia vertical desde el nivel original del lecho hasta el erosionado) depende de las condiciones del flujo (la velocidad media u_m y el calado aguas arriba h), las propiedades del fluido (la densidad ρ , y la viscosidad molecular cinemática del agua ν), las propiedades del sedimento (densidad ρ_s , tamaño medio de las partículas d_{50} y coeficiente de dispersión granulométrico σ_g), la geometría del problema (en el caso de una pila cilíndrica. el diámetro d y la anchura del cauce ω), la gravedad g y el tiempo t , es decir:

$$d_s = \phi(u_m, h, \rho, \nu, \rho_s, d_{50}, \sigma_g, d, \omega, g, t) \quad (1)$$

donde ϕ indica "función de".

En problemas de erosión local, puede demostrarse [7] que el número de Froude puede ser sustituido por la "intensidad del flujo" u_m/u_{mc} , donde u_{mc} es la velocidad media crítica para el inicio del movimiento en la zona de aproximación. Además, en muchos fenómenos de erosión local se sabe que la erosión es máxima para $u_m/u_{mc}=1$ (suponiendo que el resto de parámetros se mantienen constantes). La velocidad crítica u_{mc} depende del tamaño del sedimento y de la profundidad del agua y para su cálculo es necesario determinar mediante el diagrama de Shields la tensión crítica τ_c necesaria para mover un determinado sedimento en función de su tamaño d_{50} y densidad ρ_s . Por otro lado, se puede relacionar la tensión τ_c crítica con la velocidad media crítica u_{mc} . En efecto, en general se cumple:

$$\tau_b = \rho u_{mc}^2 C_f \quad (2)$$

donde τ_b es la tensión de fondo y C_f es el coeficiente de rozamiento, que se puede expresar mediante la ecuación:

$$C_f = \left[\frac{1}{K} \ln \left(\frac{\Re}{z_{\min}} \right) \right]^2 \quad (3)$$

donde \Re es el radio hidráulico y:

$$z_{\min} \approx \frac{k_s}{30} + \frac{\nu}{9,2u_*} \quad (4)$$

es la elevación sobre el fondo en que la velocidad es nula ($k_s \propto d_{50}$ es la rugosidad equivalente y $u_* = \sqrt{\tau_b/\rho_s}$ es la velocidad de corte). La combinación de la expresión (2) con el ábaco de Shields nos permite calcular la velocidad crítica u_{mc} dados el sedimento y el calado.

Por otro lado la erosión local no es constante en el tiempo: aumenta rápidamente en los primeros momentos, cuando los vórtices son fuertes y existen importantes gradientes de velocidad; conforme la erosión aumenta, los vórtices se amplían y debilitan y, finalmente, el proceso erosivo alcanza un nuevo estado de equilibrio. La profundidad de erosión local de equilibrio se debe estimar mediante la expresión:

$$d_{se} = \lim_{t \rightarrow \infty} d_s = h \phi \left(\frac{d}{h}, \frac{u_m d}{\nu}, \frac{d_{50}}{d}, \sigma_g, \frac{d}{\omega}, \frac{u_m}{u_{mc}} \right) \quad (5)$$

El tiempo necesario para alcanzar las condiciones de equilibrio puede ser muy grande, puesto que la erosión evoluciona asintóticamente hacia dicho equilibrio. Existen diferentes propuestas prácticas [8, 5, 2] para establecer en que momento se puede considerar que se ha alcanzado el equilibrio. Por ejemplo, el criterio de Melville establece que un experimento se puede considerar en equilibrio cuando en 24 horas en aumento de la erosión es inferior al 5% del diámetro de la pila ensayada. En el caso de un lecho vivo, el paso de formas de fondo hace que la condición de equilibrio sea algo intrínsecamente dinámico, con picos de erosión asociados al paso de los valles de las dunas [6].

Pila	PB-11	PB-9	PB-4
Calado al paso por la pila	19.11	11.68	10.30
Cota lámina agua para caudal de diseño	35.72	35.72	35.72
Cota cauce	16.61	24.04	25.42
Velocidad media en la sección 59 (m/s)	1.58	1.58	1.58
Velocidad media en la sección 62.5 (m/s)	1.91	1.91	1.91
Número de Froude en la pila	0.081	0.074	0.036
Número de Froude en la sección 59	0.17	0.17	0.17
Número de Froude en la sección 62.5	0.15	0.15	0.15
Anchura de la pila (m)	5.36	5.36	4.20
Longitud de la pila (m)	9.70	9.70	7.20
Cota superior del encepado (m)	36.00	36.00	28.00
Anchura exterior del encepado (m)	28.00	28.00	15.00
Longitud exterior del encepado (m)	36.50	36.50	15.00
Cota inferior del encepado (m)	26.00	26.00	24.00
Anchura del conjunto de pilotes (m)	13.00	13.00	15.00
Longitud del conjunto de pilotes (m)	34.50	34.50	15.00
Anchura de cada pilote (m)	2.00	2.00	2.00
Separación entre pilotes (m)	5.00	5.00	6.00

TABLA 1.

2. DATOS DE PARTIDA

A partir de un modelo matemático realizado con anterioridad, se disponía de los siguientes parámetros hidráulicos como datos iniciales para diseñar el modelo físico (Tabla 1).

3. ESCALAS Y LEYES DE SEMEJANZA

Es bien sabido en la teoría de modelos físicos reducidos que, puesto que la aceleración de la gravedad g y algunas propiedades tales como la densidad y viscosidad del fluido son los mismos en el prototipo y el modelo, es imposible hacer que todos los grupos adimensionales sean iguales en ambos. Con el fin de resolver este problema se suele asumir que la influencia de algunos grupos adimensionales puede ser desestimada. En este caso se consideró que los efectos viscosos eran poco importantes (semejanza "de Froude"). Se comprobó previamente que los valores del número de Reynolds para los diferentes caudales de ensayo garantizaban la turbulencia del régimen, no existiendo, por tanto, ninguna perturbación debida a despreciar los efectos viscosos en las condiciones de semejanza.

En función de las dimensiones de la obra, de la magnitud de los caudales a ensayar y de la experiencia del Laboratorio, se adoptó como escala geométrica más adecuada la 1/60. El modelo proyectado se construyó con lecho móvil y sin distorsión de escalas por estar la distorsión geométrica expresamente desaconsejada en el estudio de procesos de erosión local.

En el caso estudiado se dan además las siguientes circunstancias:

- Cuando $\sigma_g < 1,5$, es decir cuando el sedimento es suficientemente uniforme, el valor de σ_g es irrelevante [3, 1, 6].
- Si $d_{50}/d=1/50$ y $d/\omega < 1,5$ su contribución es despreciable.
- El proceso de erosión local es independiente de la viscosidad molecular del agua, debido a la potencia de los vórtices.

Podemos por tanto asumir que la expresión (5) queda reducida a:

$$d_{50} = h\phi\left(\frac{d}{h}, \frac{u_m}{u_{mc}}\right) \quad (6)$$

4. DESCRIPCIÓN DEL MODELO

Las obras se realizaron en fábrica de ladrillo para el muro perimetral, o borde físico del modelo, adecuadamente impermeabilizado en su parte interna. En la parte inmediata a la arqueta de alimentación y en las inmediaciones de la arqueta de salida se han dispuesto sendas estructuras, rellenas con materiales sueltos, debidamente compactados, sobre las que se ha extendido una capa de mortero fratasado liso que sirve de plano de referencia para el lecho móvil. La altura de la lámina de agua se controla mediante una serie de cinco pequeñas compuertas situadas inmediatamente antes de la arqueta de desagüe. (Figura 1).

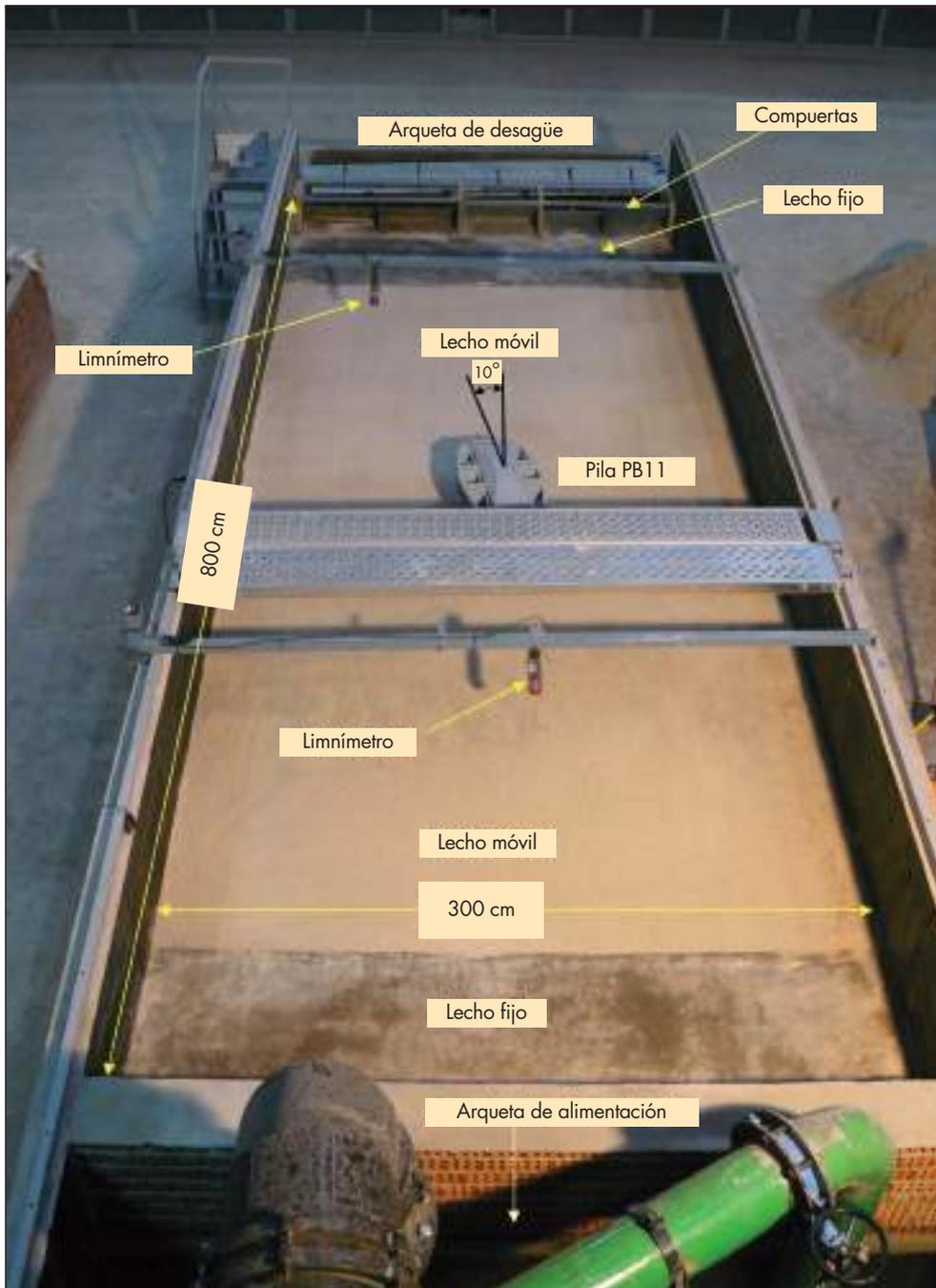


FIGURA 1. Modelo físico terminado con una de las pilas preparada para el ensayo de erosión.



FIGURA 2. Modelo físico reducido de las Pilas PB9 y PB11 anclada a la solera del modelo.

Se han realizados dos modelos reducidos de las pilas a ensayar: uno para las pilas PB9 y PB11 (Figura 2) y otro para la Pila PB4.

Las pilas PB9 y PB11 están constituidas por un conjunto de 20 pilotes de 2,00 m de diámetro cada uno y una separación de 5 m entre ellos. Sobre este conjunto de pilotes se apoya un encepado de 36,50 x 15,00 m². Por encontrarse estas pilas en una zona navegable del río se dispone además una protección perimetral del encepado contra colisiones de barcos.

La pila PB4 es de dimensiones mucho más reducidas. Consta de un conjunto de siete pilotes de 2,00 m de diámetro sobre los que va un encepado de 15,00x15,00 m². Al encontrarse localizada en una zona no navegable, no lleva protección perimetral.

5. CONSIDERACIONES PREVIAS

En los ensayos de ajuste se trata de conseguir que el comportamiento del modelo sea análogo al comportamiento que se supone que debe tener el prototipo en las condiciones supuestas en el ensayo. En este caso se trataba, en primer lugar, de ajustar el valor de la velocidad crítica, a partir de los valores obtenidos en el modelo matemático, en función de la granulometría del material que se emplearía en el modelo. Para llevar a cabo estos ajustes se utilizaron los canales basculantes del Laboratorio de Hidráulica del CEH (CEDEX).

Valor	Análítico	Experimental
PB-11	0,336	0,267
PB-9	0,317	0,277
PB-4	0,312	0,286

TABLA 2.

Se realizaron tres ensayos, correspondientes a cada uno de los calados y caudales previstos para las tres pilas. Las velocidades críticas obtenidas experimentalmente fueron ligeramente inferiores a las que se habían obtenido analíticamente, según se refleja en la tabla siguiente donde los valores de la velocidad crítica están expresados en m/s. (Tabla 2).

Las velocidades críticas obtenidas experimentalmente serán las empleadas en los ensayos en el modelo físico.

6. ENSAYOS DE EROSIÓN

Antes del inicio de cada ensayo se llena el modelo de agua y se mantiene durante 24 h para garantizar que el material está totalmente saturado y que no había quedado ninguna bolsa de aire. Asimismo se podían controlar las posibles subsidencias locales y añadir más arena para mantener la cota del lecho.

El inicio del ensayo era igual en todos los casos. Se levantaban las compuertas de control para garantizar un nivel de agua muy superior al de ensayo. A continuación se alimentaba el modelo con un caudal creciente, pero garantizando la inmovilidad del lecho debido a lo elevado del calado. Cuando se había alcanzado el caudal previsto se bajaban lentamente las compuertas de control hasta alcanzar el calado correspondiente a la velocidad crítica. Este momento se considera como el “T₀” del ensayo. El control de la erosión se realizaba a partir del momento T₀ tomándose medidas cada pocos minutos, en un principio, y con intervalos cada vez más largos a medida que el proceso disminuía su intensidad. Durante la duración del ensayo se mantenía controlados el caudal de entrada el calado. El ensayo se daba por terminado cuando en un intervalo de 24 h la erosión era inapreciable (siguiendo el criterio de Melville).

Hay que indicar que en el prototipo, por debajo de la capa de sedimentos detríticos aluviales, aparece una capa de arcillas compactas de gran resistencia a la erosión. No obstante, y para trabajar del lado de la seguridad, en el modelo se consideró que el lecho era erosionable en toda su profundidad.

6.1. ENSAYO DE EROSIÓN DE LA PILA PB11 (FIGURA 3)

La primera pila ensaya fue la PB11. Esta pila se encuentra en la zona navegable del río. Los parámetros característicos son los mostrados en la Tabla 3.

Parámetro	Prototipo	Modelo
Calado (m)	19,1	0,319
Distancia del encepado al lecho (m)	16,39	0,273
Velocidad media (m/s)	2,00	0,336
Velocidad crítica media (m/s)	0,53	0,336
Caudal específico (m ² /s)	38,2	0,107
Tamaño del sedimento (mm)	0,50	0,40

TABLA 3.

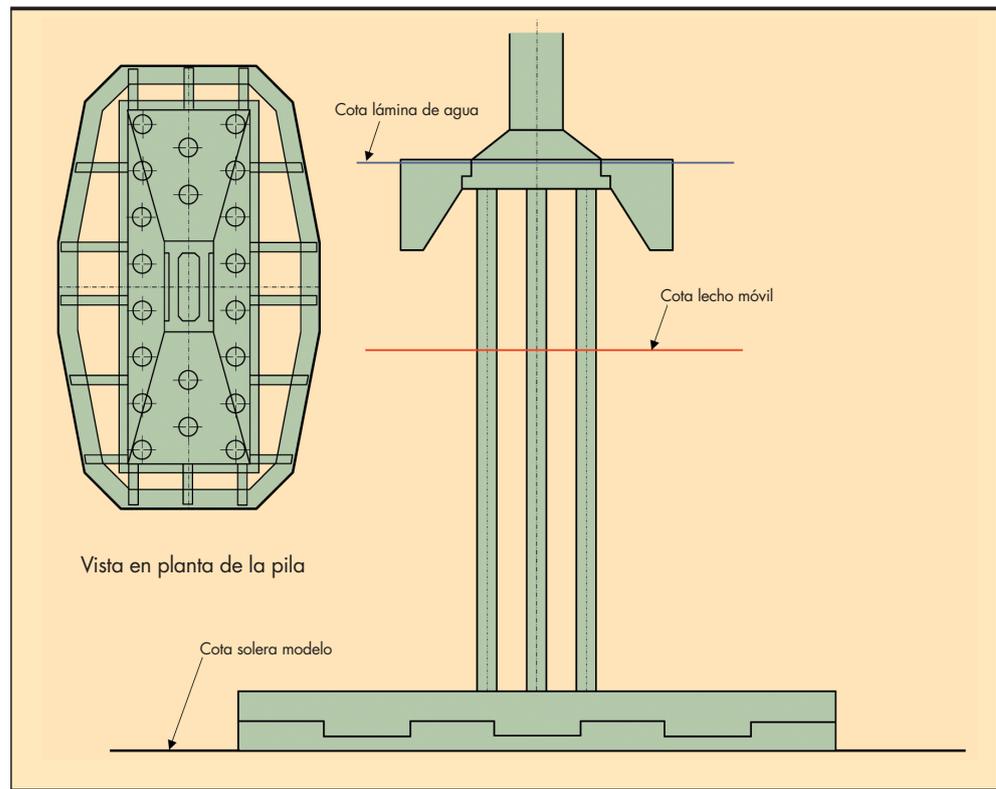


FIGURA 3. Condiciones de ensayo para la pila PB11.

Se realizó un ensayo previo “cualitativo” puesto que al no estar el eje de la pila alineado con el eje del flujo, (Figura 1) y debido a la complejidad geométrica de la misma, no era previsible “a priori” saber donde se iba a producir la máxima erosión. La erosión máxima se produjo en los pilotes de aguas arriba de la pila y así fue en el resto de los ensayos. Todos los datos y gráficos se refieren siempre al punto de máxima erosión.

Minutos transcurridos	Erosión en cm medida en el modelo	Erosión en m correspondiente al prototipo
0	0	0,0
3	4,25	2,6
11	5,50	3,3
24	6,75	4,1
84	7,50	4,5
312	9,00	5,4
1.198	12,00	7,2
1.438	13,00	7,8
1.768	13,00	7,8
2.623	13,00	7,8
2.968	13,00	7,8
4.098	13,00	7,8

TABLA 4.

Los resultados de este primer ensayo aparecen reflejados en la Tabla 4.

La representación gráfica de los resultados se ajusta con bastante exactitud a los resultados esperados; en un primer momento los procesos erosivos son muy intensos, a continuación se van atenuando y por último, alcanzan un punto de equilibrio a partir del cual el proceso de erosión se detiene (Figura 4).

6.2. ENSAYO DE EROSIÓN DE LA PILA PB9 (FIGURA 5)

Esta pila se encuentra en la zona navegable del río. Los parámetros característicos son los mostrados en la Tabla 5

El ensayo de la PB9 fue de más duración que el anterior porque se tardó más en alcanzar el equilibrio. La segunda etapa, entre la primera de erosión intensa y la tercera de estabilidad, fue muy prolongada. La erosión final fue mayor que en la pila PB11. Tabla y Figura 6.

Parámetro	Prototipo	Modelo
Calado (m)	11,7	0,195
Distancia del encepado al lecho (m)	8,96	0,149
Velocidad media (m/s)	1,44	0,317
Velocidad crítica media (m/s)	0,51	0,317
Caudal específico (m ² /s)	16,8	0,0616
Tamaño del sedimento (mm)	0,50	0,40

TABLA 5.

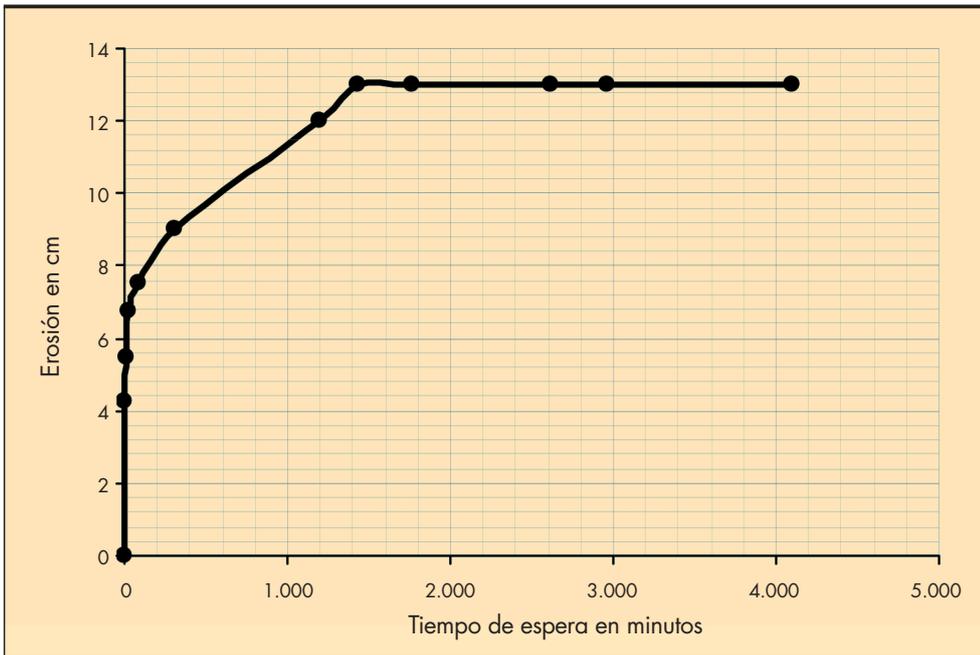


FIGURA 4. Resultado del ensayo de la pila PB11.

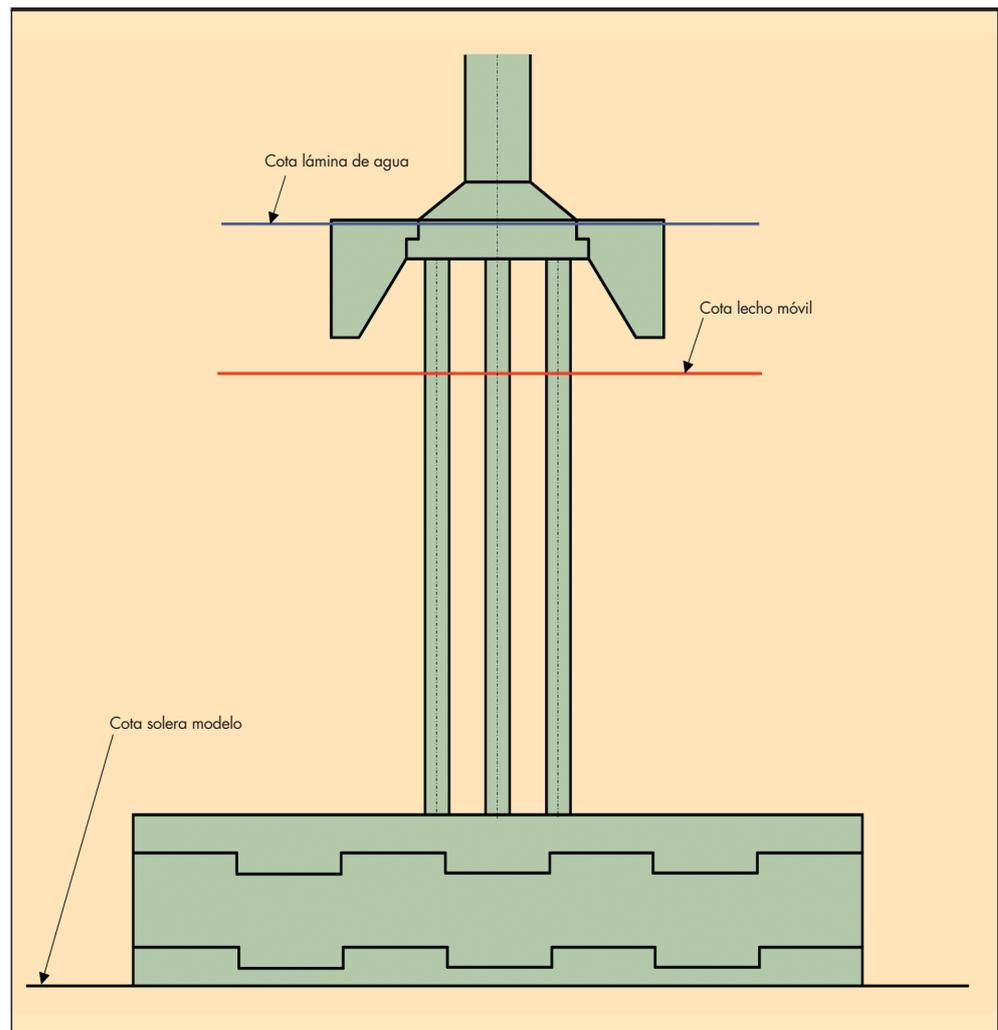


FIGURA 5. Condiciones de ensayo para la pila PB9.

Minutos transcurridos	Erosión en cm en el modelo	Erosión en m en el prototipo
0	0,00	0,0
12	1,75	1,1
29	2,25	1,4
75	3,50	2,1
135	7,00	4,2
210	9,00	5,4
985	12,00	7,2
1.140	12,00	7,2
1.300	12,00	7,2
1.590	13,00	7,8
2.415	13,50	8,1
2.580	14,25	8,6
2.670	14,75	8,9
2.970	14,75	8,9
3.810	15,25	9,2
3.960	15,25	9,2
4.110	15,50	9,3
4.390	15,25	9,2
5.118	15,50	9,3
5.268	15,75	9,5
5.448	15,50	9,3
5.703	15,50	9,3
9.453	15,50	9,3

TABLA 6.

Parámetro	Prototipo	Modelo
Calado (m)	10,3	0,172
Distancia del encepado al lecho (m)	-1,42	-0,0237
Velocidad media (m/s)	0,700	0,312
Velocidad crítica media (m/s)	0,51	0,312
Caudal específico (m ² /s)	8,18	0,0535
Tamaño del sedimento (mm)	0,50	0,40

TABLA 7.

6.3. ENSAYO DE EROSIÓN DE LA PILA PB4 (FIGURA 7)

Esta pila se encuentra en la zona no navegable del río. Los parámetros característicos son los mostrados en la Tabla 7.

En este ensayo la geometría de la pila cambiaba drásticamente, así como su situación con respecto al lecho del río. Fue el ensayo más largo de los tres y en el que se dieron procesos más complejos. Los resultados obtenidos fueron los mostrados en la Tabla 8.

La pila PB4 tiene la particularidad de estar enterrada en el lecho del río hasta casi la cota superior del encepado. Por este motivo en los primeros momentos del ensayo, el flujo de agua actuaba sobre un elemento continuo (encepado), produciendo una erosión generalizada aguas arriba del mismo. Esta erosión continuó hasta que llegó a la cota inferior del encepado. A partir de este momento el agua comienza a discurrir por debajo del mismo dando inicio a la erosión individual de los pilotes. La erosión de los pilotes producía una socavación alrededor de los mismos que progresaba hacia aguas arriba, llegando a desestabilizar el talud de la primera socavación. Esto provocaba derrumbes que aterraban parcial o totalmente la erosión producida en los pilotes, dando lugar a un nuevo proceso de erosión del material depositado. Además en una primera fase del proceso descrito, el agua que entraba por debajo del encepado no salía por la parte de aguas abajo del mismo puesto que la erosión sólo afectaba a la mi-

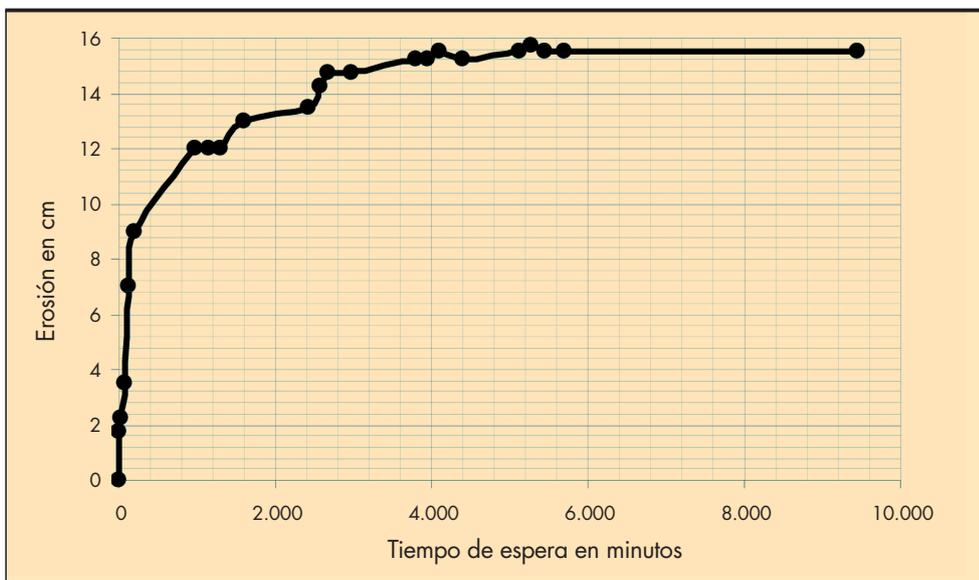


FIGURA 6. Resultado del ensayo de la pila PB9.

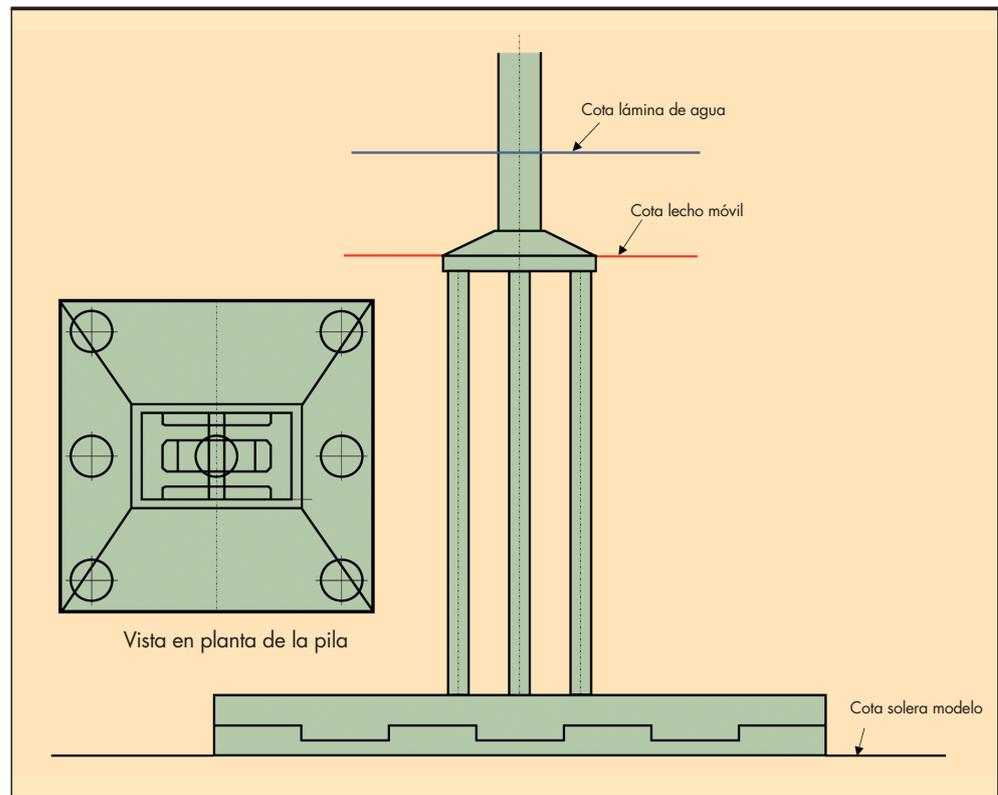


FIGURA 7. Condiciones de ensayo para la pila PB4.

tad de aguas arriba de la pila; el agua salía por los laterales de la misma. Cuando el flujo de agua consiguió erosionar todo el material del lecho por debajo del encepado, el agua comenzó a salir por la parte de aguas abajo de la pila, estableciéndose a partir de ese momento un régimen similar al de las pilas PB11 y PB9, pero con la diferencia de que en la PB4 se siguieron produciendo los procesos de “erosión-deslizamiento de talud-colmatación parcial” hasta el final del ensayo (Figura 8).

7. ENSAYO DE PROTECCIÓN

7.1. PROTECCIÓN MEDIANTE ESCOLLERA

La protección mediante escollera es la forma más habitual para proteger una estructura de la erosión local [1,6]. La protección mediante escollera consiste básicamente en utilizar material detrítico de gran tamaño (escollera), capaz de resistir las fuerzas tangenciales, colocado alrededor de la estructura que se desea proteger. Una vez garantizado este pará-

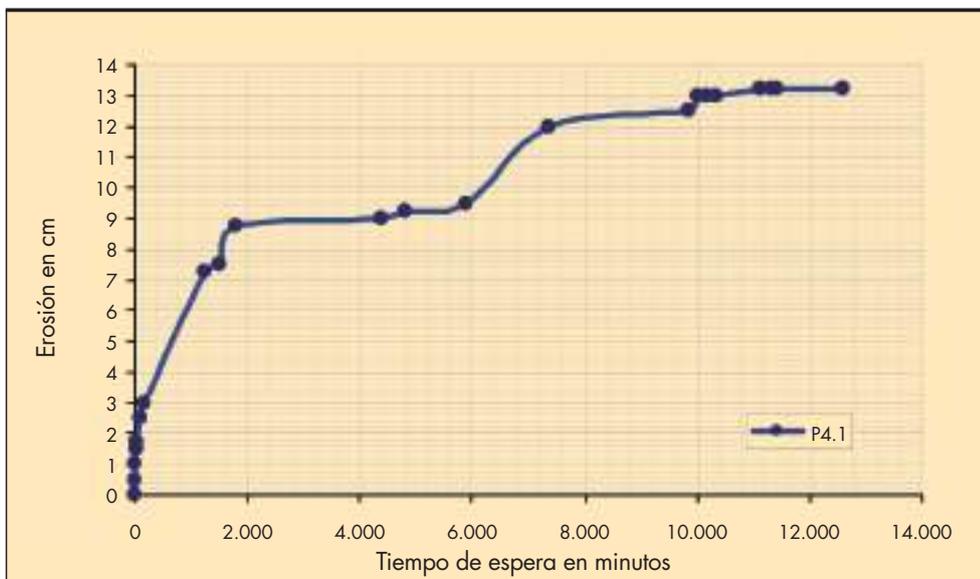


FIGURA 8. Resultado del ensayo de la pila PB4.

Minutos transcurridos	Erosión en cm en el modelo	Erosión en m en el prototipo
0	0,00	0,0
5	0,50	0,3
9	1,00	0,6
30	1,50	0,9
45	1,75	1,1
105	2,50	1,5
165	3,00	1,8
325	3,00	1,8
385	3,00	1,8
1.235	7,25	4,4
1.505	7,50	4,5
1.800	8,75	5,3
2.655	8,00	4,8
2.815	7,50	4,5
2.965	7,50	4,5
3.235	7,50	4,5
4.115	7,50	4,5
4.275	7,50	4,5
4.395	9,00	5,4
4.795	9,25	5,6
5.555	8,50	5,1
5.765	9,25	5,6
5.885	9,50	5,7
7.345	12,00	7,2
7.585	11,25	6,8
8.830	11,25	6,8
9.695	12,00	7,2
9.850	12,50	7,5
10.000	13,00	7,8
10.175	13,00	7,8
10.325	13,00	7,8
11.135	13,25	8,0
11.310	13,25	8,0
11.415	13,25	8,0
12.585	13,25	8,0

TABLA 8.

tro, un manto de escollera puede fallar porque se produce un *sifonamiento* por lavado del material subyacente a través del propio manto de escollera; por un mecanismo de *rotura de borde* que se produce cuando la propia escollera origina un fenómeno de erosión local que desestabiliza el manto y *por asiento* cuando el paso de las formas del lecho origina un descalce de parte de la escollera. En cuando al espesor del manto, la práctica recomienda que sea entre dos y tres veces el tamaño del bloque empleado.

7.2. PROPUESTA DE PROTECCIÓN

La propuesta de protección frente a la erosión local de los pilotes de las diferentes pilas fue la colocación de un manto de escollera con un $D_{50} = 60$ cm y tres capas de profundidad. La extensión superficial del manto se dimensionó de manera que la distancia mínima del borde del mismo a la pila fuera del doble de la erosión máxima registrada. Teniendo en cuenta el factor de escala, se utilizaron gravas de 10 mm de diámetro y se colocaron 30 mm de espesor, correspondientes a tres veces el tamaño del bloque.

Los ensayos tenían por objeto comprobar el comportamiento de la escollera sobre todo ante el fallo de corte o por rotura del borde. La escollera se colocó en todos los casos en forma de manto rectangular y enrasada con el lecho del cauce.

Para quedar del lado de la seguridad, de elevó el caudal circulante, dejando inalterada la altura de la lámina de agua, con objeto de superar ligeramente la velocidad crítica de arrastre. Esto provocó un movimiento moderado del material del lecho, que se depositó sobre la escollera tapándola parcialmente. También originó la formación de algunas formas del lecho (ripples y pequeñas dunas). Para estos ensayos de protección el caudal estuvo circulando durante un tiempo mínimo de 24h.

7.3. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE PROTECCIÓN

7.3.1. Ensayo de protección de la pila PB11 (Figura 9)

7.3.1. Ensayo de protección de la pila PB9 (Figura 10)

7.3.1. Ensayo de protección de la pila PB4 (Figura 11)

8. CONCLUSIONES

8.1. PROCESOS DE EROSIÓN LOCAL

1. El desarrollo de la erosión local en las pilas PB11 y PB9 ha sido muy parecido entre sí y ajustado a las pautas esperadas en cuanto a la forma de producirse, aunque los resultados cuantitativos han sido mucho menores de lo previsto. Esto es debido a que, en principio se había contemplado el proceso como si la pila fuera un objeto sólido en vez de un conjunto de pilotes aislados interactuando entre sí.
2. El proceso es muy rápido en los primeros momentos, de forma que en menos del 2% del tiempo, en el caso de la PB11, y del 4%, en el caso de la PB9, se produce aproximadamente el 50% de la erosión total. A continuación, el ritmo de socavación disminuye sensiblemente hasta llegar a estabilizarse.
3. En el caso de la PB4, el proceso se ha visto condicionado por la variaciones geométricas que se producían conforme avanzaba el proceso erosivo.
 - a. En un primer momento la pila es un cuerpo sólido puesto que estaba enterrada hasta el encepado. Se produce por tanto un proceso de erosión local que produce una extensa socavación en torno a toda la estructura.



FIGURA 9. Situación de la escollera en la fase inicial del ensayo y una vez terminado el mismo. La escollera se ha mantenido inalterada pero se ha visto parcialmente recubierta por material arrastrado.



FIGURA 10. Situación de la escollera en la fase inicial del ensayo y una vez terminado el mismo. A la derecha la pila una vez retirada la protección perimetral para ver mejor los pilotes. La escollera se ha mantenido inalterada pero se ha visto parcialmente recubierta por material arrastrado.



FIGURA 11. Situación de la escollera en la fase inicial del ensayo y una vez terminado el mismo. La escollera se ha mantenido inalterada pero se ha visto casi totalmente recubierta por material arrastrado.

	Erosión máxima modelo (cm)	Erosión prototipo (m)
PB11	13,00	7,8
PB9	15,50	9,3
PB4	13,25	8,0

TABLA 9.

	Tamaño del elemento (cm)	Profundidad (m)	Tamaño del manto (m)
PB11	60	1,8	15
PB9	60	1,8	20
PB4	60	1,8	20

TABLA 10.

- b. Cuando el agua comienza a penetrar por debajo del encepado, se produce una nueva erosión local asociada a cada uno de los pilotes. Esta erosión progresa hacia aguas arriba, llegando a desestabilizar el talud producido en la primera fase. Por otro lado, como en esta primera fase no se erosiona el sedimento existente aguas abajo de la estructura, el agua que pasa por debajo del encepado tiene que salir por los laterales, de manera que el proceso erosivo se ralentiza.
 - c. Cuando el agua consigue erosionar todo el material existente debajo del encepado y puede circular libremente, el proceso erosivo se incrementa en velocidad e intensidad con respecto a la fase 'b' y se vuelven a producir los procesos de erosión-desestabilización antes descritos.
 - d. Una vez que la erosión ha alcanzado una profundidad suficiente, la situación es similar a la descrita para las pilas PB11 y PB9. Se siguen produciendo deslizamientos del talud, aunque cada vez de menor entidad. Finalmente, el proceso se estabiliza.
4. Los resultados obtenidos en los diferentes ensayos han sido los mostrados en la Tabla 9.

8.2. ENSAYOS DE PROTECCIÓN

1. Las protecciones ensayadas han sido las mostradas en la Tabla 10.
En todos los casos el manto de escollera mantuvo su integridad. No se observaron desplazamientos significativos ni de elementos del borde ni de las inmediaciones de los pilotes, por lo que se dieron por buenos los parámetros establecidos en la tabla anterior.
2. La protección de escollera se ensayó con resultados favorables ante la erosión local situándola en la superficie del le-

cho actual del río. Dadas las características del ensayo no se consideró ningún otro tipo de erosión.

3. Entre la protección de escollera y el árido natural se consideró recomendable disponer un material de filtro o geotextil que impida que el árido penetre por los huecos de la escollera y su consecuente socavación.

9. BIBLIOGRAFÍA

1. A.H. Cardoso. **Hidráulica fluvial**. Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa, 1998.
2. C.M.S. Fael, G. Simarro, J.P. Matín-Vide y A.H. Cardoso. **Local scour at vertical-wall abutments under clear water flow conditions**. Water Resources Research, 2007.
3. W.H. Graf y M.S. Altinakar. **Fluvial Hydraulics**. John Wiley and Sons, Ltd., England, 1998.
4. Martínez Martín, Jaime. **Puente internacional sobre el río Danubio entre las localidades de Vidin (Bulgaria) y Calafat (Rumanía)**. Ingeniería Civil, 136:35-45, 2011.
5. B.W. Melville y Y.M. Chiew. **Time scale for local scour at bridge piers**. Journal of Hydraulic Engineering, 125(1): 59-65, 1999.
6. B.W. Melville and S.E. Coleman. **Bridge scour**. Water Resources Publications, LLC, Colorado, 2000.
7. G. Simarro, L. Teixeira y A. H. Cardoso. **Flow intensity parameter in pier scour experiments**. Journal of Hydraulic Engineering, 133(11): 1261-1264, 2007.
8. G. Simarro Grande y J.P. Martín-Vide. **Exponential expression for time evolution in local scour**. Journal of Hydraulic Research, 42(6): 663-665, 2004.