

Erosión local en estribos de puentes. Situación actual y metodologías de cálculo

.....
Eduardo Martínez Marín

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

U.P.M. España

Sandra Fernández Pretini

Ingeniera Civil

Universidad Nacional del Sur. Argentina
.....

RESUMEN

Se presenta un resumen del conocimiento actual sobre el proceso de erosión local en estribos y los aspectos con los que se relaciona; en segundo lugar, se presenta un resumen de las fórmulas propuestas por diversos autores para el cálculo de la erosión local en estribos, destacando las variables utilizadas y las hipótesis de partida. Finalmente se incluyen algunos gráficos que advierten de las discrepancias entre las distintas fórmulas de cálculo de la erosión en estribos y se enumeran conclusiones y recomendaciones que pueden ayudar al calculista en el momento de diseñar.

ABSTRACT

The article summarises current knowledge regarding the process of local erosion in bridge abutments and the aspects related to the same; and secondly, considers the different methods proposed to calculate local erosion in abutments, underlining the variables employed and the initial hypothesis. The article includes several diagrams which reveal the discrepancies between different calculation methods for abutment erosion and gives a number of conclusions and recommendations which may serve as some use to the calculator at the time of design.

1. INTRODUCCIÓN

La erosión hídrica es un fenómeno natural que cobra gran importancia práctica en su acción sobre objetos constructivos, tales como carreteras y puentes. Obviamente, en estos últimos hay que tener una consideración especial de las variables físicas implicadas en el proceso de erosión a fin de que el diseño del cimiento de estas estructuras fluviales sea fiable.

Existe la necesidad de profundizar en el conocimiento sobre el proceso de erosión hídrica en las estructuras de cimentación de los puentes. Lo anterior queda evidenciado en que

una de las causas más comunes de fallos de puentes es la erosión en pilas y estribos.

En este contexto, cabe destacar que la necesidad de reducir costos en las estructuras longitudinales de los puentes ha conducido a un mayor desarrollo de terraplenes que invaden el curso fluvial y como consecuencia producen alteraciones en el flujo que inciden en la erosión local en tales elementos.

La erosión local en pilas ha sido estudiada en detalle durante varios años y el mecanismo de erosión es conocido. Este conocimiento ha permitido el desarrollo de relaciones que muestran como la profundidad de erosión local varía con pará-

metros tales como la dimensión transversal de la pila, la velocidad de la corriente, la forma del obstáculo, la granulometría del sedimento y el calado. Estas relaciones han producido métodos de diseño fiables mediante los cuales los estructuralistas pueden abordar este complejo problema.

Más complicado es el caso correspondiente a la erosión en estribos de puentes, este fenómeno ha recibido menos atención y sufre un desarrollo más limitado. El desigual conocimiento sobre la erosión local en pilas y estribos de puentes, y la consiguiente diferencia en la fiabilidad de los diseños, se evidencia en las estadísticas de la Administración de Carreteras de EEUU según las cuales de 383 fallos de puentes, el 25% se debía a daños en pilas y el 72% a daños en estribos.

Debido a la falta de métodos precisos para predecir la erosión local en estribos de puentes, han sido desarrollados varios estudios desde los años 80 (Rajaratnam y Nwachukwu, 1983; Froehlich, 1989; Melville, 1992). Melville (1997) resumió estudios de varios investigadores (Wong, 1982; Tey, 1984; Kwan, 1984; Kandasamy, 1989 y Dongol, 1994) mediante curvas envolventes que ajustan los datos de laboratorio de estos autores.

2. EL PROCESO DE EROSIÓN LOCAL EN UN ESTRIBO

Para describir el proceso, consideremos en primer lugar la velocidad del flujo. A velocidades muy pequeñas, la corriente es incapaz de mover el material de fondo, al aumentar la velocidad, se alcanza una velocidad V_0 a partir de la cual se inicia el arrastre sólido, aunque solamente en el entorno del obstáculo (pila o estribo), permaneciendo en reposo el resto del lecho. Cuando la velocidad es suficientemente alta para provocar el movimiento de las partículas del lecho ($V > V_c$), en las proximidades del obstáculo llega el material transportado desde aguas arriba y el fondo evoluciona en función del balance sólido, hasta que este se haga nulo, y se alcance así una nueva configuración de equilibrio.

Se desprende del párrafo anterior que existen dos clases de erosión local: una en condiciones de aguas claras y otra en condiciones de lecho vivo. Como puntualizan varios investigadores; incluyendo los primeros estudios clásicos de Chabert y Engeldinger (1956), Laursen y Toch (1956), Laursen (1958) y Shen et al. (1966), hay diferencias significativas entre las dos clases de erosión y es importante considerarlas separadamente.

La *erosión en condiciones de aguas claras* es un proceso con arrastre de material circundante al obstáculo sin suministro de sedimento al pozo desde aguas arriba, que se estabiliza cuando la magnitud de la socavación es tal que en todos los

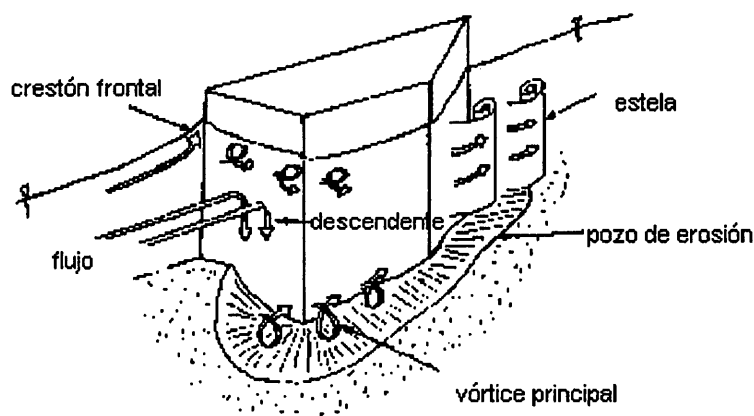


Figura 1. Sistema de vórtices durante la erosión en un estribo.

puntos los esfuerzos tangenciales coinciden con los críticos de comienzo de arrastre y cesa por ello el movimiento de sólidos. Estas condiciones se observan, por ejemplo, en el lecho de planas de inundación de un río de sección compuesta.

La *erosión en condiciones de lecho vivo* se produce cuando el sedimento es continuamente suministrado al pozo desde aguas arriba. La profundidad de equilibrio es obtenida cuando hay un balance nulo entre el sedimento aportado y el extraído del hueco de socavación.

En las zonas donde el lecho ha sufrido alteraciones de su configuración natural se produce un desequilibrio que se acentúa al crecer el caudal, y con él las erosiones y aterramientos, luego, durante el descenso del hidrograma, el fondo tiende nuevamente hacia su primitiva configuración de equilibrio, rellenando las socavaciones y barriendo los depósitos. Esta situación dinámica se relaciona con el proceso que Temez (1988) describe diciendo que "el lecho del río respira" durante las avenidas. La turbiedad del flujo impide observar ese proceso, lo cual puede dar lugar a una infravaloración de la magnitud de las máximas erosiones ocurridas.

El avance del estribo de un puente o espigón en el canal principal crea una obstrucción y una perturbación al estado de equilibrio del transporte de sedimento en un río aluvial. El flujo se acelera y se separa en la cara de aguas arriba del obstáculo a medida que pasa por él, creando un vórtice de estela que se mueve aguas abajo en dirección aproximadamente perpendicular a la estructura (Fig. 1). El resultado es que el lecho alrededor del obstáculo es erosionado.

Una vez que se ha formado el pozo de erosión, el mecanismo erosivo es dominado por el sistema de vórtices y el chorro descendente asociado, causado por el gradiente de presión de estancamiento, el cual se desarrolla a la cabeza de la estructura. El chorro descendente actúa como un chorro vertical chocando y erosionando el sedimento del lecho. El sistema de

vórtices y el chorro descendente, junto con la turbulencia, son las principales causas de la erosión local. La forma final del pozo de erosión se parece a un cono invertido alrededor de la punta de la estructura.

3. PARÁMETROS QUE CONDICIONAN LA EROSIÓN MÁXIMA EN ESTRIBOS

La erosión local es un proceso dependiente del tiempo. La máxima profundidad de erosión temporal (para una serie de condiciones dadas) es denominada "la profundidad de erosión de equilibrio". En fase de equilibrio, la profundidad de erosión local alrededor de un estribo se relaciona principalmente con los siguientes aspectos:

- ▼ La distribución granulométrica
- ▼ El tamaño de los granos
- ▼ El flujo
- ▼ La longitud del estribo
- ▼ La inclinación del estribo con respecto a la dirección del flujo
- ▼ La relación ancho / longitud del estribo

La distribución granulométrica del sedimento del lecho de numerosos ríos, particularmente aquellos que contienen arena y grava, difieren significativamente de la lognormal. En muchos casos, las distribuciones granulométricas con lechos de arena y grava son bimodales o multimodales. Se desprende de la bibliografía consultada, que en condiciones de aguas claras, la variación de la distribución granulométrica tiene influencia pronunciada en la profundidad de erosión (Fig. 2).

En cambio, Baker (1986) encontró que para sedimentos de composición no uniforme, bajo condiciones de lecho vivo, los efectos son reducidos considerablemente con intensidades de flujo altas, producto de una disminución del armado del lecho (Fig. 3).

En cuanto al tamaño del grano, Ettema (1980) y Chiew (1984) con datos de pilas, y Dongol (1994) en el caso de estribos, encontraron que sedimentos menores que 1/50 del ancho de la pila (o la longitud del estribo) no tienen influencia en la erosión cuando el lecho tiene una granulometría uniforme, pero se necesitan más datos para confirmarlo. Para sedimentos no uniformes, según datos de Ettema (1980), Chiew (1984) y Baker (1986) para pilas y de Dongol (1994) para estribos, los resultados, salvo dos excepciones, ajustan satisfactoriamente con la curva envolvente para sedimentos uniformes.

Al considerar el efecto del flujo, en primer término se quiere señalar que se ha demostrado que la máxima socavación ocurre bajo la condición umbral ($V/V_c=1$) del movimiento del sedimento, en la frontera entre aguas

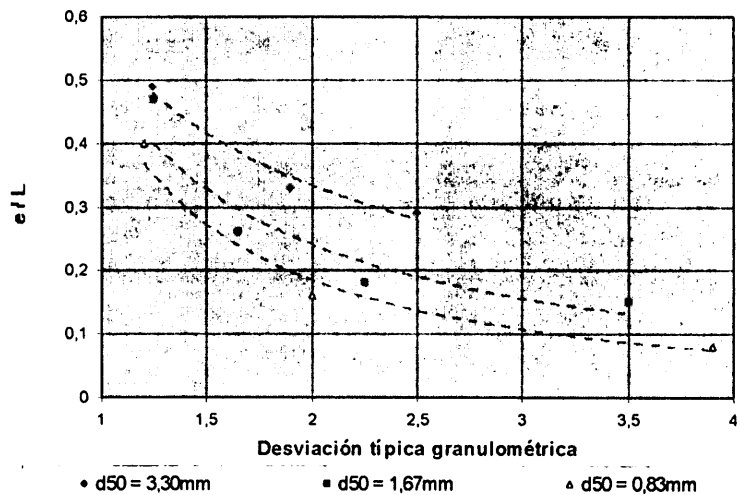


Figura 2. Influencia de la granulometría del sedimento sobre la erosión en aguas claras.

claras y lecho vivo. El cociente V/V_c es una medida de la intensidad de flujo y determina si ocurre o no el movimiento del grano en el lecho del canal. Para $V/V_c < 1$, existen condiciones de aguas claras para sedimentos uniformes y no uniformes. Si la desviación típica de la distribución granulométrica, σ_g , es menor que 1.3, el sedimento se puede considerar uniforme y la erosión bajo condiciones de lecho vivo ocurre si $V/V_c > 1$. Para sedimento no uniforme ($\sigma_g > 1.3$) se desarrolla el conocido armado del lecho (protección de los granos finos por los gruesos) y del pozo de erosión. La formación de este acorazamiento en el pozo de erosión reduce su profundidad. Bajo condiciones del lecho vivo y con velocidades elevadas, cuando todos los tamaños de partículas del sedimento no uniforme es-

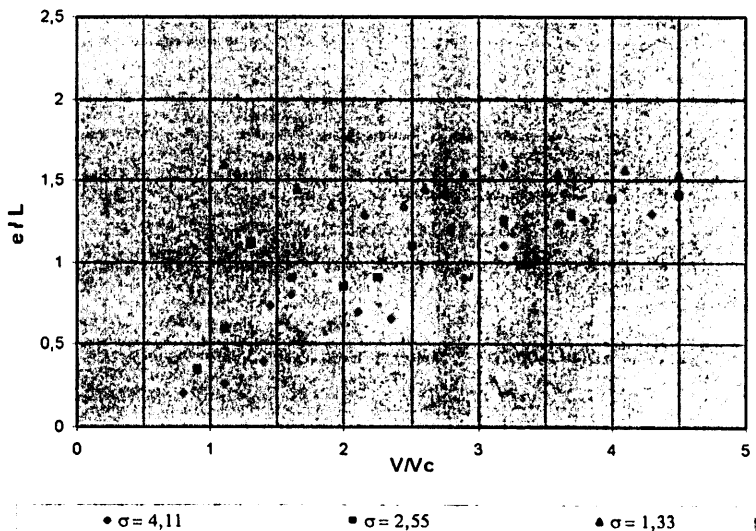


Figura 3. Efecto de la granulometría sobre la erosión en condiciones de lecho vivo.

tán en movimiento, la profundidad de erosión es razonablemente constante para distintos valores de σ_g (Fig. 3).

Según Melville (1997), algunas ecuaciones para estimar la profundidad de erosión local en cimentaciones de puentes, incluyendo aquellas recomendadas por Richardson y otros (1993), de manera incorrecta, no distinguen entre erosión bajo condiciones de aguas claras y de lecho vivo. Los estudios muestran que la profundidad de erosión es proporcional a la velocidad del flujo en condiciones de aguas claras, mientras que bajo condiciones de lecho vivo la proporcionalidad no es apreciable. Esto ya fue incluido en los estudios clásicos de Laursen y Toch (1956) quienes dedujeron que en lo que a profundidad de equilibrio de la erosión en un modelo se refiere, la velocidad de la corriente, el tamaño de sedimento y el caudal sólido no necesitan ser cuantificados mientras exista movimiento general de carga de lecho y el número de Froude dondequiera sea menor que 1.

La longitud del estribo, es una de las variables mas importantes por su incidencia en el proceso de erosión local. La importancia de esta variable queda manifiesta en que está siempre presente en las ecuaciones mas actualizadas para el cálculo de la erosión. Melville mostró que la profundidad de erosión está relacionada con la longitud (L) o es independiente de ella según se trate de estribos cortos ($L/y_1 < 1$), largos ($L/y_1 > 25$) o intermedios ($1 < L/y_1 < 25$).

En cuanto a la inclinación del estribo, hay que destacar que Melville (1992) representó gráficamente una serie de datos a los efectos de observar la influencia sobre la socavación de la alineación del estribo con respecto al flujo. Usando como referencia los estribos alineados perpendicularmente, Melville observó que estribos que se inclinan aguas arriba ($\theta > 90^\circ$) producen una mayor profundidad de erosión (del orden de un 10% de aumento). Por el contrario, para un estribo ubicado a 30° aguas abajo, la reducción llega al 17%. Melville recomienda considerar la influencia de la alineación solo en estribos largos

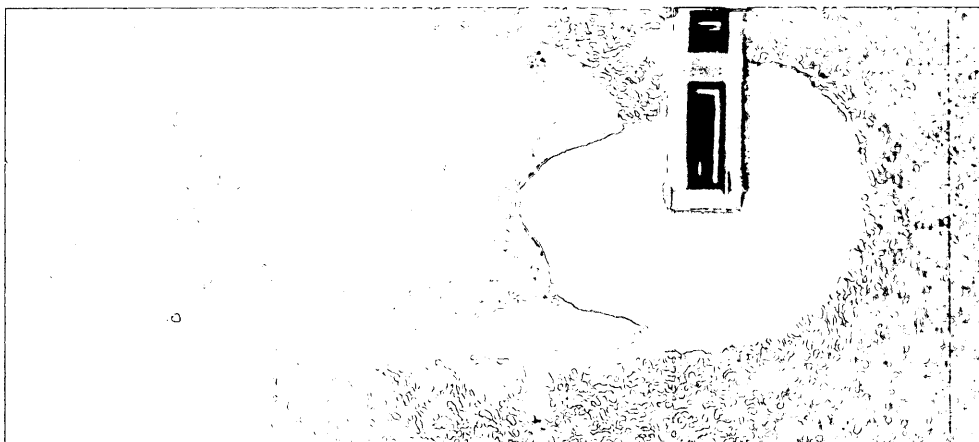


Figura 4. Estribo perpendicular a la dirección del flujo. Erosiones máximas junto al obstáculo.



Figura 5. Estribo orientado aguas arriba (135°). Erosiones máximas junto al obstáculo.

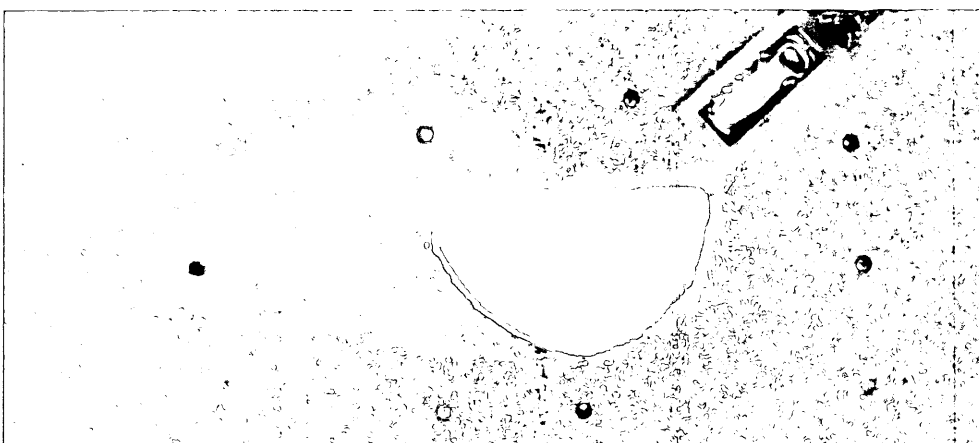


Figura 6. Estribo orientado aguas abajo (45°). Erosiones máximas alejadas del obstáculo.

($L/y_1 \geq 3$). En lo que se refiere a la posición de la zona de mayores profundidades, se verifica que, de un modo general, tiende a situarse tanto más próxima al borde del obstáculo cuanto mayor sea el ángulo de ataque (Fig. 4 y Fig. 5). Se observa que para estribos con una inclinación de 45° (orientado hacia aguas abajo) y bajo ciertas condiciones de ensayo, la

profundidad máxima no coincide con el borde del estribo (Fig. 6).

En relación a la forma del estribo, Dongol (1994) ha señalado que existe considerable reducción de la profundidad de erosión en estribos cortos con formas hidrodinámicas, mientras que el efecto de la forma no tiene importancia en estribos largos.

Referente a la relación "ancho/longitud del estribo", se desea destacar que en la bibliografía consultada no existen referencias, en virtud de lo cual, se considera que es un parámetro de interés a estudiar.

4. METODOLOGÍAS DE CÁLCULO. SITUACIÓN ACTUAL

Una consideración importante al diseñar un estribo radica en predecir la profundidad máxima de erosión con el fin de evitar que las cimentaciones de los apoyos de los puentes sean descalzadas por las aguas. Las primeras investigaciones experimentales sobre erosión alrededor de estribos fueron en algunos casos motivadas por el deseo de predecir erosión local alrededor de espigones, sin embargo, al parecer por la ausencia de estudios específicos, estos resultados fueron aplicados al problema de erosión en estribos.

Un análisis dimensional de las variables que afectan la máxima profundidad de erosión alrededor de un estribo (o espigón), asumiendo que la contracción del canal no afecta, muestra que las variables a considerar serían:

$$e / y_1 = \varphi_1 (F_0, d_1 / d_{50}, L / d_1, \sigma_g, K_s, \theta, K_g) \quad (1 a)$$

ó

$$e / y_1 = \varphi_2 (u_{*1} / u_{*c}, d_1 / d_{50}, L / d_1, \sigma_g, K_s, \theta, K_g) \quad (1 b)$$

A partir de la década de 1950 varios autores (Ahmad, 1953; Laursen y Toch, 1953; Laursen, 1963; Garde y otros, 1961; Liu y otros, 1961; Gill, 1972; Tey, 1984; Temez Pelaez, 1988 y Froehlich, 1989) se interesan por el tema de erosión local en estribos y espigones, proponiendo fórmulas para el cálculo de la profundidad máxima de erosión. De los trabajos más recientes podemos citar los realizados por Melville (1992, 1997) y Lim (1997). Melville (1992) presentó un método de diseño para el cálculo de la profundidad de erosión que es un enfoque de frontera superior ya que muchos de los datos analizados fueron conducidos bajo $u_{*1} / u_{*c} \approx 1$. En las ecuaciones de Melville para erosión en aguas claras no se consideró, por contar con pocos datos, la influencia del tamaño del sedimento y de la no uniformidad del sedimento. Este autor en 1997 realiza un enfoque integrado sobre erosión de pilas y estribos, valiéndose del método de diseño utilizado en Melville y Sutherland (1988) para pilas y en Melville (1992) para estribos. A los datos utilizados en los mencionados artículos, se adicionaron una gran cantidad de datos de erosión en estribos aportados prin-

cialmente por Dongol (1994). Esta base de datos complementó los datos presentados por Melville (1992) para observar los efectos de parámetros particulares y aportó nuevos datos para los parámetros aun no estudiados, tales como tamaño y granulometría del sedimento y geometría del canal compuesto. En el equilibrio, la profundidad de erosión local en una cimentación de puente se puede describir como:

$$e = K_y \cdot K_l \cdot K_d \cdot K_s \cdot K_\theta \cdot K_G \quad (2)$$

Los factores K son expresiones empíricas que tienen en cuenta el efecto de las distintas influencias sobre la profundidad de erosión. A partir de los resultados de laboratorio se han dibujado curvas envolventes para definir los factores K. En la ecuación (2) se han considerado solo efectos de erosión local considerando que los efectos por contracción son insignificantes. K_y y "e" (tamaño de la profundidad y erosión máxima de equilibrio), tienen la dimensión de longitud, mientras los restantes factores K son adimensionales. Lim en 1997, publicó el desarrollo de un análisis semiempírico de erosión local en equilibrio, bajo condiciones de aguas claras, para estribos de pared vertical perpendiculares a la dirección del flujo. Se basó en la ecuación de continuidad, geometría del pozo de erosión y una forma generalizada de la ley de resistencia al flujo en un canal aluvial. Se analizaron y compararon un total de 252 datos de profundidad máxima de erosión en aguas claras del presente estudio y otras fuentes con la relación desarrollada. La fórmula se amplió para incluir los efectos de forma aplicando un factor K_s cuyos valores son los recomendados por Melville (1992). Con el fin de considerar la habilidad que poseen las mezclas graduadas de formar un acorazamiento tanto en el lecho de entrada como en el pozo de erosión, el autor propuso una segunda fórmula donde hace intervenir el d_{50a} que se define como el tamaño medio del sedimento de la capa de armado crítica bajo el límite superior del esfuerzo de corte, mas allá del cual la capa falla y todos las partículas del lecho se ponen en movimiento. Para contrastar su fórmula, Lim utilizó datos de ensayos de aguas claras en sedimentos no uniformes realizados por Wong (1982) y Dongol (1994), obteniendo resultados aceptables.

En la Tabla 1 se presenta un cuadro resumen de varias de las fórmulas utilizadas para el cálculo de socavación máxima de estribos o espigones.

En base a la bibliografía consultada, se puede constatar que casi todas las ecuaciones que predicen la profundidad de erosión mas desfavorable (máxima) están basadas en datos de laboratorio o razonamientos basados en las ecuaciones de continuidad de sedimentos. No es recomendable que el calculista utilice una única ecuación para una situación, cuando es aplicable más de una ecuación, ya que con la falta de datos de campo para verificación no se puede asegurar que ecuación es la mejor. El criterio debe ser empleado para seleccionar la profundidad de cimentación más apropiada, teniendo en cuen-

TABLA 1.
RESUMEN DE FÓRMULAS EXISTENTES PARA EL CÁLCULO DE LA EROSIÓN LOCAL EN ESTRIBOS O ESPIGONES

Tabla 1. Resumen de fórmulas existentes para el cálculo de la erosión local en estribos o espigones.			
Autor y Año	Parámetros	Fórmula	Observaciones
Ahmad (1953)	$q_1, K_\theta, K_s, K_p, K = K_\theta * K_s * K_p$	$y_1 + e = K * q_1^{2/3}$	Espigón. No hace distinción entre aguas claras y lecho vivo.
Garde y otros (1961)	$Fr_1, m, K = F(d_{50}), n = f(d_{50})$	$\frac{e + y_1}{y_1} = K * \frac{1}{m} * Fr_1^n$	Espigón. No hace distinción entre aguas claras y lecho vivo. Lecho vivo.
Liu y otros (1961)	$L/y_1, Fr_1$	$\frac{e}{y_1} = K * \left(\frac{L}{y_1}\right)^{0.4} * Fr_1^{0.33}$	Estribo spill through ($K = 1.1$) y pared vertical ($K = 2.15$). Lecho vivo.
Gill (1972)	$m, d_{50}/y_1, \tau_1/\tau_c$	$\frac{e + y_1}{y_1} = 8.375 \left(\frac{d_{50}}{y_1}\right)^{0.25} \left(\frac{1}{m}\right)^{6/7} \left(\frac{\tau_1}{\tau_c}\right)^{3/7}$	Espigón. Aguas claras.
Gill (1972)	$m, d_{50}/y_1$	$\frac{e + y_1}{y_1} = 8.375 \left(\frac{d_{50}}{y_1}\right)^{0.25} \left(\frac{1}{m}\right)^{(6/7)-(3/7n)}$	Espigón. Lecho vivo. "n" depende de la fórmula de transporte de carga del lecho.
Laursen (1980)	L/y_1	$\frac{L}{y_1} = 2.75 \left(\frac{e}{y_1}\right) \left\{ \left[\frac{e}{11.5 * y_1} + 1 \right]^{1.7} - 1 \right\}$	Estribo de pared vertical. Lecho vivo.
Laursen (1980)	$L/y_1, u_*1/u_*c$	$\frac{L}{y_1} = 2.75 \left(\frac{e}{y_1}\right) \left\{ \left[0.09 \left(\frac{e}{y_1}\right) + 1 \right]^{1.17} / \left(\frac{u_*1}{u_*c}\right) - 1 \right\}$	Estribo de pared vertical. Aguas claras.
Temez Pelaez (1988)	λ/y_1	a) $\frac{e}{y_1} = 1.1 \left(\frac{\lambda}{y_1}\right)^{1/2} \frac{\frac{\lambda}{y_1} + 0.05}{\frac{\lambda}{y_1} + 0.4}$; b) $\frac{e}{\lambda} = 1.5 \left(\frac{y_1}{\lambda}\right)^{\frac{(y_1/\lambda)^3 + 0.5}{3(y_1/\lambda)^3 + 1}}$	a) Estribo perpendicular en cauce de avenidas. $\lambda = Q_0/q_c$ b) Estribo perpendicular en cauce menor. $\lambda = L$
Froehlich (1989)	$L/y_1, Fr_1, y_1/d_{50}, \sigma_g, K_s, \theta$	$\frac{e}{y_1} = 0.78 K_s K_\theta \left(\frac{L}{y_1}\right)^{0.63} Fr_1^{1.16} \left(\frac{y_1}{d_{50}}\right)^{0.43} \sigma^{-1.87} + 1$	Estribo y espigón. Aguas Claras.
Froehlich (1989)	$L/y_1, Fr_1, y_1/d_{50}, K_s, K_\theta$	$\frac{e}{y_1} = 2.27 K_s K_\theta \left(\frac{L}{y_1}\right)^{0.43} Fr^{0.61} + 1$	Lecho vivo.
Melville (1992)	L, y_1, K_s, K_θ	$e = 10 K_\theta y_1$ si $L/y_1 > 25$ $e = 2 K_s L$ si $L/y_1 < 1$ $e = 2 K_\theta * K_s * (y_1 L)^{0.5}$ si $1 \leq L/y_1 \leq 25$	Estribo. Aguas claras y lecho vivo.
Melville (1997)	$L, y_1, K_s, K_\theta, K_d, K_G, K_1$	$e = K_y. K_1 K_d K_s K_\theta K_G$	Estribo. Aguas claras y lecho vivo.
Lim (1997)	$L/y_1, u_*1/u_*c, K_s$	$\frac{e}{y_1} = K_s \left\{ 2(u_*1/u_*c)^{0.75} \left[0.9 (L/y_1)^{0.5} + 1 \right] - 2 \right\}$	Estribo perpendicular. Aguas claras

ta el costo potencial de las reparaciones de estribos y la seguridad viaria, al seleccionar las profundidades de erosión.

En la figura 7 se presentan los resultados de las fórmulas de Ahmad (1953), Froehlich (1989) y Melville (1997) en condiciones de aguas claras, para estribos inclinados a 45° y 135° respecto de la dirección del flujo, en lecho de arena uniforme ($D = 1$ mm). Los valores de " e/y " obtenidos mediante las fórmulas de Froehlich y Melville llegan a duplicar los correspondientes a Ahmad.

Uno de los parámetros, anteriormente mencionado, que interviene en el proceso de erosión en estribos es el cociente V/V_c . En la figura 8 se utiliza este parámetro para poner en evidencia la discrepancia entre los valores de " e/y " en función de " V/V_c " obtenidos con las fórmulas de Froehlich y Lim para estribos perpendiculares en aguas claras. Los resultados de erosión de Froehlich llegan a quintuplicar los valores de Lim.

5. CONCLUSIONES

La erosión local en estribos de puentes es un fenómeno complejo debido a la diversidad de variables que intervienen en el proceso (longitud de estribo, velocidad de la corriente, sedimento del lecho, etc.).

En la búsqueda y análisis de la bibliografía realizada se pudo constatar que el tema de la erosión en estribos ha sido menos abordado por los investigadores que la erosión en pilas.

El proceso de erosión en estribos cortos (aquellos en los cuales la relación longitud del estribo - calado es pequeña) tiene similitud con el proceso de erosión en pilas pero es conceptualmente distinto, para estribos mas largos las diferencias son mas importantes.

Los cálculos de la erosión máxima en estribos son menos fiables que en pilas, como se evidencia en la estadística de fallos en estructuras de puentes (25% debido a daños en pilas y 72% daños en estribos).

A la hora de seleccionar la formulación a aplicar se debe distinguir entre las dos clases de erosión: bajo condiciones de aguas claras y bajo condiciones de lecho vivo.

Dado que las fórmulas para el cálculo de erosión local en estribos proceden en su mayoría de ensayos de laboratorio, es preciso conocer las condiciones de ensayo a fin de establecer la aplicabilidad de las mismas.

Se observan diferencias significativas entre las estimaciones de la profundidad de erosión obtenidas mediante distintas formulaciones.

Existen pocas referencias bibliográficas respecto a la incidencia de la relación longitud / ancho del estribo, ángulo de inclinación del mismo y bimodalidad del material del lecho en el proceso de erosión local en estribos.

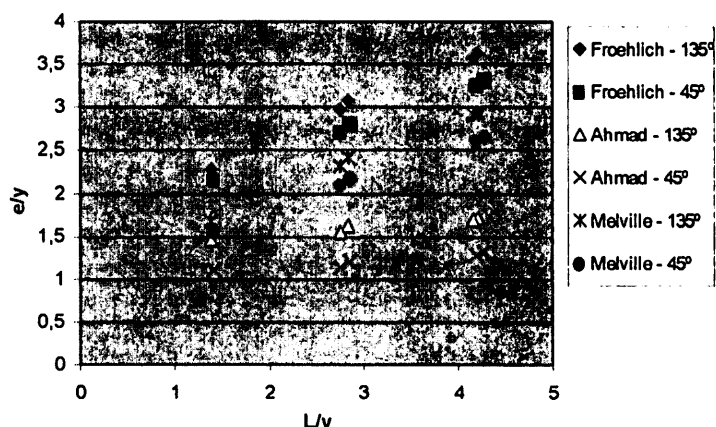


Figura 7. Variación de e/y en función de L/y para distintas fórmulas.

Se recomienda que el calculista no utilice una única ecuación para una situación, verificando las condiciones a partir de las cuales se ha obtenido la formulación, ya que con la falta de datos de campo para validación, no se puede asegurar que ecuación es la mejor.

Bibliografía Referenciada

- Ahmad, M. (1953). Experiments on design and behaviour of spur dikes. *Proc. IAHR Conf. Minnesota*; 145 - 159.
- Baker, R. E. (1986). Local scour at bridge piers in non-uniform sediment. *Rep. N° 402*, School of Engrg., The Univ. Of Auckland, New Zealand.
- Chabert, J., y Engeldinger, P. (1956). *Etude des affouillements autour des piles des ponts*. Laboratoire d'Hydraulique, Chatou, France (in French).
- Chiew, Y.M. (1984). Local scour at bridge piers. *Rep. N° 355*, School of Engrg., The Univ. Of Auckland, New Zealand.

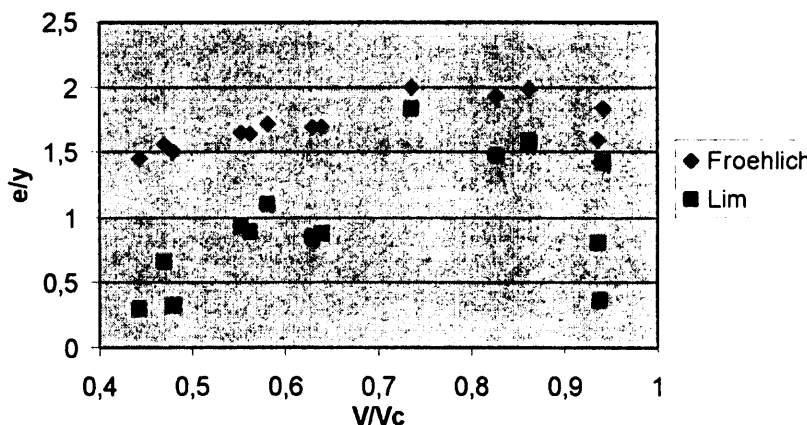


Figura 8. Variación de e/y en función de V/V_c para distintas fórmulas.

–Dongol, D. M. S. (1994). Local scour at bridge abutments. *Rep. N° 544*, School of Engrg., The Univ. Of Auckland, New Zealand.

–Ettema, R.E. (1980). Scour at bridge piers. *Rep. N° 236*, School of Engrg., The Univ. Of Auckland, New Zealand.

–Froehlich, D.C. (1989). Local scour at bridge abutments. *Proc., Nat. Conf. on Hydr. Engrg.*, ASCE, New York, N.Y., 13 - 18.

–Garde, R. J. ; Subramanya, K. y Nambudripad, K.D. (1961). Study of scour around spur-dikes. *Journal of Hydraulics Division*, ASCE, Vol. 87 (6), 23 - 37.

–Gill, M. A. (1972). Erosion of sand beds around spur-dikes. *Journal of Hydraulics Division*, ASCE, Vol. 98 (9), 1587 - 1602.

–Kwan, R.T.F. y Melville, B.W. (1994). Local scour and flow measurements at bridge abutments. *Journal of Hydraulic Research*, IAHR, Vol. 32 (5), 661 - 673

–Laursen, E. M. (1958). Scour at bridge crossings. *Bull. N° 8*, Iowa Hwy. Res. Board, Ames, Iowa.

–Laursen, E. M. (1963). An analysis of relief bridge scour

. *Journal of Hydraulics Division*, ASCE - Vol. 89 (3), 93 - 118.

–Laursen, E. M. Y Toch, A. (1956). Scour around bridge piers and abutments. *Bull. N° 4*, Iowa Hwy. Res. Board, Ames, Iowa.

–Lim, S. (1997). Equilibrium clear-water scour around an abutment. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 123 (3), 237 - 243.

–Liu, H.K., F.M. Chang y M.M. Skinner (1961). Effect of bridge construction on scour and backwater. *Res. Rep. CER60 HKL 22*, Colorado State Univ., Civil Engineering Section, Ft. Collins, Colo.

–Melville, B. W. (1992). Local scour at bridge abutments. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 118 (4), 615- 631.

–Melville, B.W. (1997). Pier and abutment scour: integrated approach. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 123 (2), 125-136.

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo

e

g

d_{50}

$$\sigma_g = \left(\frac{D_{84}}{D_{16}} \right)^{0.5}$$

ρ

ρ_s

$$S = \rho_s / \rho$$

$$F_0 = V_1 / [(S-1)g D_{50}]^{1/2}$$

y_1

V_1

V_c

$$u_{*1} / u_{*c}$$

u_{*1}

u_{*c}

$$Fr_1 = \frac{V_1}{(g y_1)^{0.5}}$$

L

a

K_s

K_θ

K_g

K_θ

K_d

K_p

τ_1

τ_c

$q_1 = Q / (B - L)$

B

$m = (B - L) / B$

λ

Significado y unidad

profundidad de erosión máxima de equilibrio (m);

aceleración de la gravedad (m/s^2);

tamaño medio del material del lecho (m);

desviación típica granulométrica del material del lecho;

densidad del agua ($kg\ s^2/m^4$);

densidad del sedimento;

peso específico relativo;

número de Froude del sedimento densimétrico;

calado de entrada (m);

velocidad media de la corriente (m/s);

velocidad media crítica de la corriente que inicia el arrastre de sedimento;

tasa de velocidad de corte;

velocidad de corte del flujo de entrada (m/s);

velocidad de corte crítica para movimiento incipiente del sedimento;

número de Froude aguas arriba;

longitud del estribo proyectada en la dirección perpendicular del flujo (m);

ancho del estribo (m);

factor de forma;

factor que considera el ángulo del estribo con respecto al flujo;

factor que representa los efectos de la geometría del canal de entrada;

factor que considera el efecto de la intensidad del flujo;

factor que considera el efecto del tamaño del sedimento;

factor que considera la posición del espigón a lo largo de río;

tensión cortante actuante en el fondo del canal (kg/m^2);

tensión cortante crítica actuante al nivel del sedimento;

caudal líquido por unidad de ancho de la sección contraída ($m^3/s/m$);

ancho del canal (m);

radio entre el ancho de la sección contraída y el ancho del canal;

caudal interceptado por el apoyo/caudal unitario en el cauce menor.

–Melville, B.W. y Sutherland, A.J. (1988). Design Method for local scour at bridge piers. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 114 (10), 1210 - 1226.

–Rajaratnam, N. y Nwachukwu, B.A. (1983). Flow near groin-like structures. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 109 (3), 463 - 480.

–Shen, H. W., Schneider, V. R., y Karaki, S. S. (1966). Mechanics of local scour. *Rep.*, U.S. Dept. of Commerce, Nat. Bureau of Standards, Inst. for Appl. Technol., Washington, D.C.

–Temez Pelaez, J.R. (1988). Control de la erosión fluvial en puentes. Publicaciones de Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, Madrid, 1988.

–Tey, C.B. (1984). Local scour at bridge abutments. *Res. Rep. N° 329*, University of Auckland, New Zealand. ■