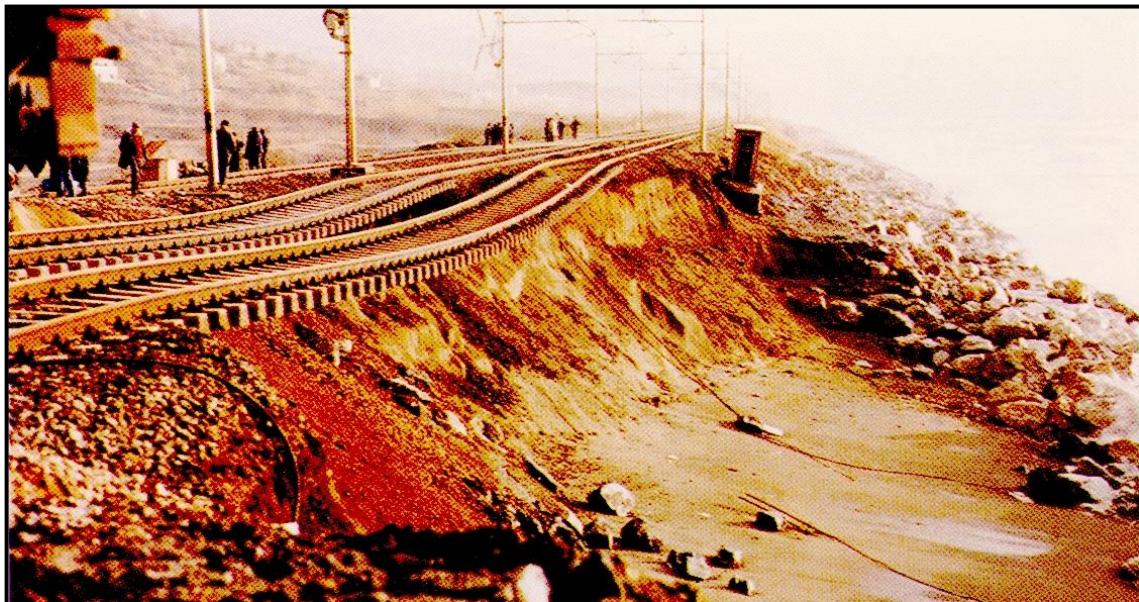


UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES

FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE HIDRÁULICA

CÁTEDRA DE "CONSTRUCCIONES HIDRÁULICAS"



EROSIÓN Y SOCAVACIÓN

VERSIÓN PRELIMINAR AL 20/02/2023

Ing. Adolfo GUILTELMAN

Ing. Agustín RIGOU

CONCEPTOS BÁSICOS	1
CONTROL DE LA EROSIÓN	5
Vegetación.....	5
Ligantes/ Adherentes de suelo.....	6
Mezclas Hidráulicas.....	6
Mantas.....	6
Contención Geocompositiva	7
Métodos Estructurales de Control	7
Revestimientos de Hormigón Simple y Premoldeado	7
Utilización de Gaviones y colchonetas.....	8
Criterios de selección de las prácticas adecuadas de control	9
EROSIÓN EN PUENTES	10
EROSIÓN GENERALIZADA	11
INTRODUCCIÓN	11
TEORÍA DE RÉGIMEN	11
Método de Lischtván - Lebediev	11
Ejemplo Práctico 1.....	15
SOLUCIONES POSIBLES AL PROBLEMA.....	17
Colocación de un AZUD Aguas Abajo del Puente.....	17
Colocación de Espigones Aguas Arriba.....	18
Colocación de Muros de Encauce Aguas Arriba.....	19
EROSIÓN POR CONTRACCIÓN	20
GENERALIDADES	20
ELECCION DE LA LUZ DEL PUENTE	21
CÁLCULO DE LA EROSIÓN POR CONTRACCIÓN PARA SUELOS NO COHESIVOS.....	22
HEC 18	22
Flujo de agua clara (“clear-water”)	22
Flujo con transporte de sedimentos (“live-bed”).....	23
EROSIÓN POR CONTRACCIÓN PARA SUELOS COHESIVOS	24
HEC 18 para suelos cohesivos	26
EROSIÓN LOCALIZADA EN PILAS DE PUENTES.....	27
INTRODUCCIÓN	27
DESCRIPCIÓN DEL ESCURRIMIENTO	27
Vórtice en Herradura.....	28
Vórtices de Estela	28
Vórtices de Extremo	29
DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES Y CORRIENTES SECUNDARIAS	29
DESCRIPCIÓN DEL PROCESO DE EROSIÓN	30

ANÁLISIS DIMENSIONAL DEL PROCESO	31
CRITERIOS DE CÁLCULO PARA SUELOS NO COHESIVOS	33
Breusers, Niccollet y Shen.....	33
HEC 18	34
Sheppard y Miller Modificada (Melville).....	36
OTROS CRITERIOS	42
CRITERIOS DE CÁLCULO PARA SUELOS COHESIVOS	44
HEC 18	44
NCHRP 516	45
Modificación del cambio de dirección	46
Resistencia del Fondo a la Acción Erosiva.....	49
EROSIÓN LOCALIZADA EN ESTRIBOS DE PUENTES	50
CRITERIOS DE CÁLCULO	51
Método de Laursen	51
Fórmula de Artamonov	54
Ecuación de Froehlich	55
NCHRP 24-20 Abutment Scour Approach	57
PROTECCIÓN AL PIE DE ESTRIBOS	63
Diseño de diques encauzadores.....	63

CONCEPTOS BÁSICOS

La erosión ocurre cuando las partículas de suelo son separadas por las acciones del agua y del viento. El material erosionado queda suspendido en el agua y sedimentará cuando encuentre las condiciones adecuadas.

Los desastres naturales son las causas más dramáticas de la erosión del suelo. Muchas toneladas de suelo pueden ser lavadas y llevadas corriente abajo. Los árboles y las plantas, que mantienen el suelo en el lugar, pueden ser desgarrados por el viento y las aguas de las inundaciones.

En general, el lecho de un río está formado por material no cohesivo de diferente tamaño: arenas, gravas, bolos, etc. En condiciones ordinarias dicho material se encuentra en equilibrio pero, durante las crecidas, cuando el caudal sobrepasa el valor crítico de comienzo de arrastre, las partículas de fondo son transportadas por las aguas y el caudal sólido crece simultáneamente con el líquido.

Existen, básicamente, seis tipos de erosión originada por el agua en forma natural:

1. **RAINSPLASH:** es la erosión originada por el impacto de la lluvia. Este es el agente erosivo más importante. Las gotas de lluvia que golpean una superficie terrestre descubierta rompen los agregados y remueven las partículas del suelo.
2. **SHEET EROSION:** es la erosión ocasionada por una extensión de agua. Ocurre a medida que una corriente de agua se mueve sobre la superficie del suelo quitando una capa de suelo delgada y uniforme. Es una forma común y muy significativa de erosión, aunque a menudo resulta imperceptible.

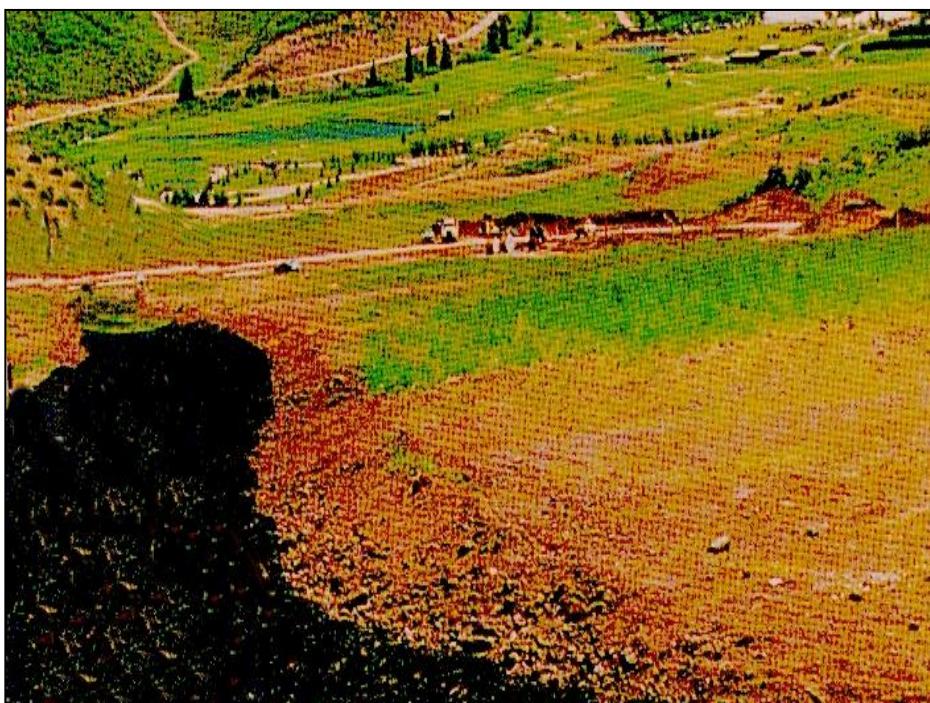
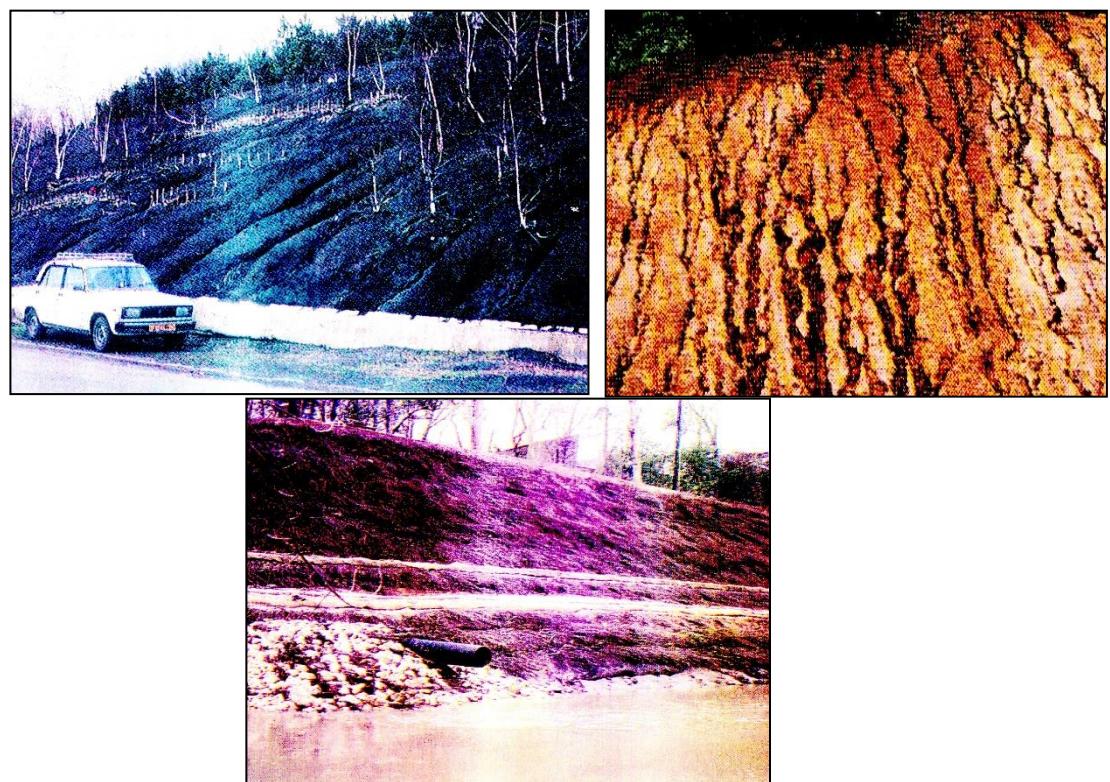


Figura 1: Ejemplo de Sheet Erosión (erosión de láminas)

3. **RILL EROSION:** es la que se produce en la caída escalonada de un terraplén. Un aluvión excesivo y una topografía escarpada o abrupta pueden producir una red de pequeños canales llamados riachuelos o arroyuelos. La investigación demuestra que la erosión causada por estos arroyuelos explica la mayor parte de los sedimentos que son arrastrados pendiente abajo. Pero los arroyuelos son efímeros y pueden eliminarse mediante un buen tratamiento de superficie. En la Figura 2 pueden verse algunos ejemplos.

*Figura 2: Ejemplo de Rill Erosión*

4. **GULLY EROSION:** es la erosión que se origina cuando el agua alcanza velocidades importantes, a partir de grandes pendientes, produciendo verdaderas galerías erosivas (ver ejemplos en Figura 3). En general, se da en laderas escarpadas.

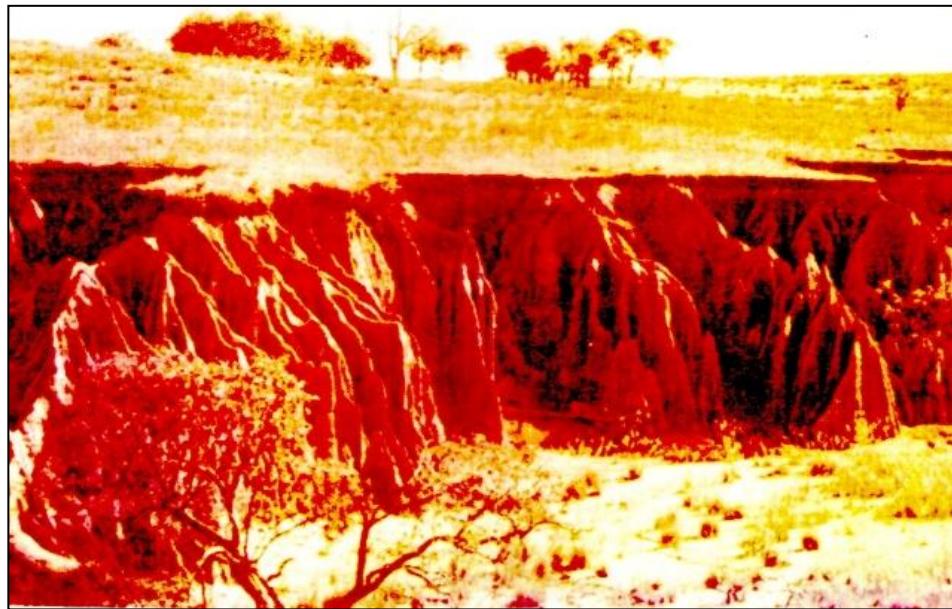


Figura 3: Ejemplo de Gully Erosión (cáravas)

5. **STREAMBANK EROSION:** es la erosión producida en las márgenes de las corrientes de agua. Las márgenes de los ríos son particularmente vulnerables a la erosión, especialmente cuando la velocidad del agua que fluye es alta y la resistencia del material de la ribera es baja. En la Figura 4 puede apreciarse el fenómeno.

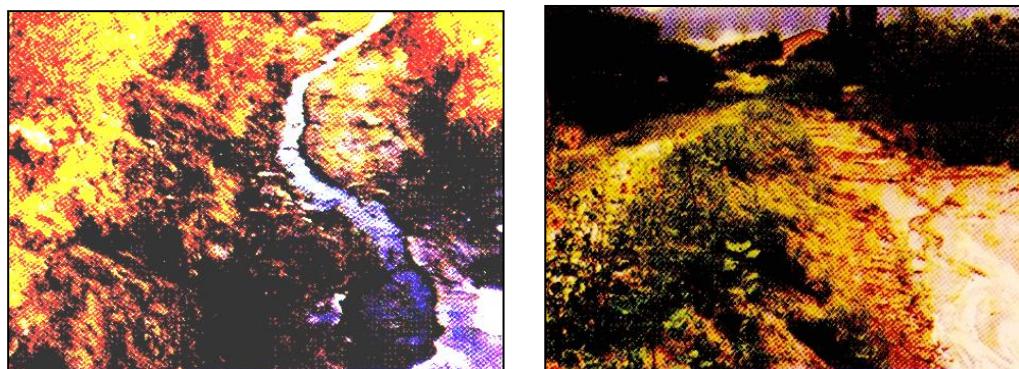


Figura 4: Ejemplos de Streambank Erosión

6. **SHORE LINE EROSION ó MASS WASTING:** es la erosión en las costas marítimas que ocasiona desmoronamientos. Estos desmoronamientos transportan gran cantidad de sedimentos dentro de las corrientes de agua. La Figura 5 muestra un ejemplo acerca de los efectos que puede causar este tipo de erosión.

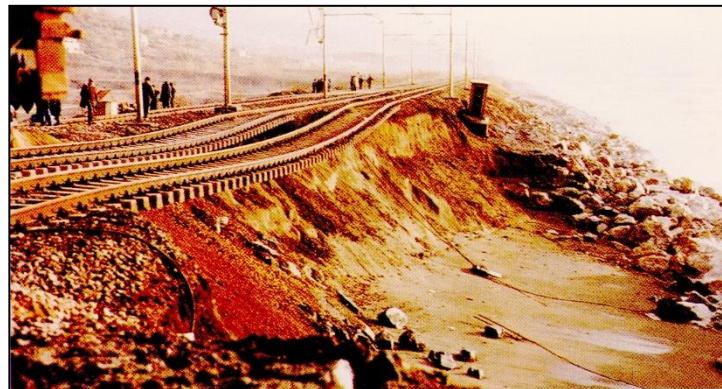


Figura 5: Ejemplo de Mass Wasting

En cuanto a las soluciones posibles del problema, en la Figura 6 se puede apreciar que, a medida que pasamos de RAINSPLASH a MASS WASTING, la energía necesaria a poner en juego que demandan estas soluciones son cada vez mayores y, con esto, se produce un aumento en los costos.

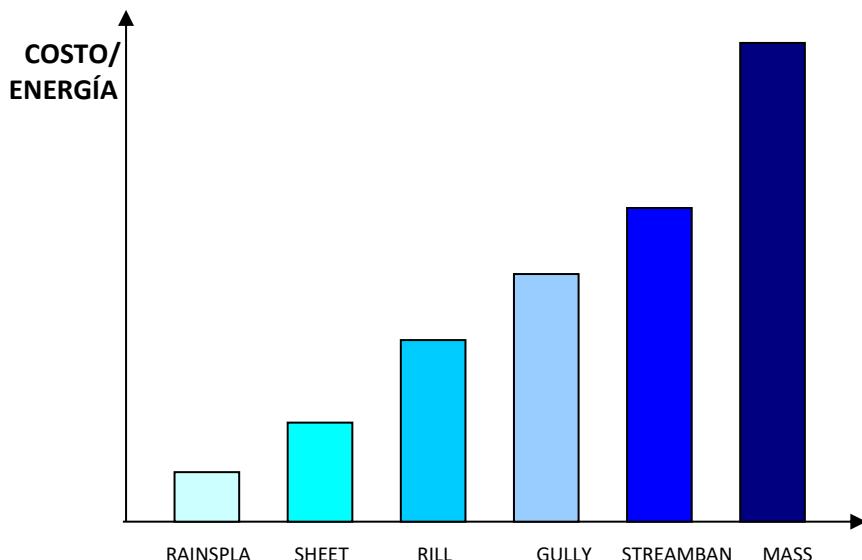


Figura 6: Grado de energía/costos según tipo de erosión

La erosión natural ocurre gradual e insidiosamente, si no se toman las medidas adecuadas. Podemos no controlarla a tiempo. Pero es mucho más propagada y dañina la erosión causada por el hombre. Esta es la erosión acelerada por actividades perjudiciales para la tierra como la agricultura, la minería, la tala de árboles, la construcción de caminos y el desarrollo urbano.

La erosión a gran escala reduce la habilidad del suelo para soportar la vegetación, que es el origen de la comida, oxígeno e, incluso, de los materiales de la construcción. También, amenaza el hábitat de la vida silvestre y áreas de recreación. En el caso particular de la erosión que se desarrolla alrededor de las pilas de un puente, si no ha sido tenida en cuenta en el cálculo de la fundación, se puede llegar a ver muy comprometida su estabilidad. Por otro lado, el sedimento que resulta como consecuencia de la erosión provee el sustrato para químicos tóxicos que son llevados en los suministros de agua. El sedimento acelera la obstrucción de

los cursos de agua y vías navegables. Se puede mencionar, como ejemplo, que en EE.UU. se gastan anualmente U\$S 135.000.000.000 para atacar las consecuencias del fenómeno erosivo.

Por todo esto, siempre se debe tener en cuenta que:

**ES PREFERIBLE Y MÁS EFECTIVO CONTROLAR LA EROSIÓN QUE PAGAR
POR SUS CONSECUENCIAS**

CONTROL DE LA EROSIÓN

Las mejores prácticas de control de la erosión implican mantener el suelo en su lugar. El método más simple y efectivo por costo es mantener una cubierta sobre la superficie del suelo.

A continuación, se proponen algunas de las soluciones posibles al problema en orden creciente del nivel de energía (y por lo tanto de costos).

Vegetación

La vegetación tiene cuatro funciones principales:

1. Interceptar y reducir la energía de impacto de la lluvia.
2. Reducir la velocidad de escurrimiento.
3. Filtrar el sedimento y aumentar la entrada de agua.
4. Mantener el suelo en su lugar mediante las raíces.

Deberían seguirse ciertos procedimientos, incluyendo el agregado de fertilizantes y mejoramiento del suelo, para promover el establecimiento de la vegetación. Estos métodos se deben basar en los resultados de un análisis del suelo y relacionados con el tipo de vegetación seleccionada para permanecer largo tiempo.

En la Figura 7 puede apreciarse la aplicación exitosa de este método en la protección de las márgenes de un río.

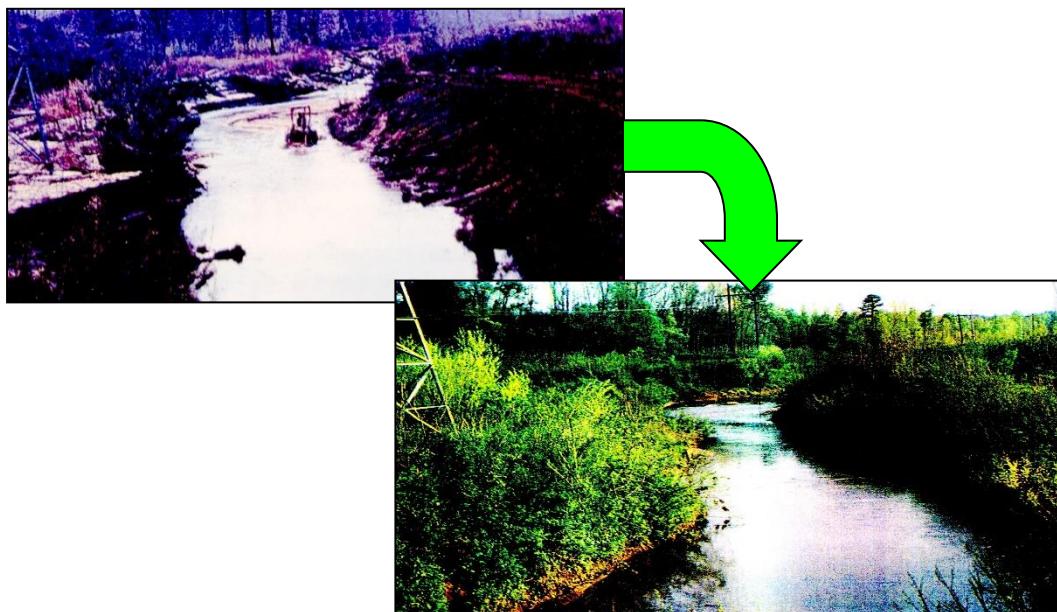


Figura 7: Protección mediante vegetación

Ligantes/ Adherentes de suelo

Uno de los ligantes más efectivos es aquel elaborado a base de coque ya que, cuando se mezcla con agua, se adhiere a las partículas para formar una membrana resistente al agua que estabiliza la superficie contra la erosión.

Mezclas Hidráulicas

Se pueden hacer con papel reciclado, fibra de madera, desechos de algodón, u otro material biodegradable.

Este es un modo económico de esparcir semillas y fertilizantes mezclados.

Las mezclas también protegen la superficie del impacto de la lluvia, aumenta la retención de humedad y modera la temperatura del suelo.

Mantas

Las mantas para controlar la erosión son diseños arrollados.

Una de las formas más antiguas son las mantas de yute natural. Estas consisten en una tela de tejido abierto que permite que la luz penetre y las plantas crezcan a través de ella. El yute se ajusta al terreno con grampas, clavijas o estacas de madera. La manta se ajusta a la superficie y dura hasta que la vegetación se establece por sí misma, antes de que se degrada. El tejido abierto permite que el sembrado hidráulico se realice antes o después de su instalación.

Otro tipo de mantas son las de tejido de fibra de coco. Estas pueden tejerse en diferentes medidas y pesos. Es mucho más resistente que el yute y dura de 4 a 10 años antes de degradarse. Puede usarse para sostener la tierra de las orillas de los arroyos y canales y para mantener las semillas en su lugar hasta que las plantas se sostengan por sí mismas.

Otros materiales en que pueden presentarse las mantas son: viruta de madera encastrada en una membrana de plástico degradable, paja, materiales sintéticos.

Contención Geocompositiva

Consiste en la protección mediante la utilización de matrices semirígidas tridimensionales hechas de una tela no trama de poliéster. Las celdas pueden rellenarse con suelo, arena o agregados (de acuerdo a las aplicaciones).

Las secciones son flexibles para transportarlas y colocarlas pero, una vez llenadas las celdas tridimensionales, pueden purificar y reforzar el relleno para formar un compuesto estructural. Las celdas de la estructura conforman el contorno y evitan el movimiento lateral del relleno. Las paredes de las celdas permiten el drenaje normal para retener el material de relleno en su lugar, forzando el agua a fluir sobre el sistema protector para evitar la erosión.

Para flujos de agua de bajas velocidades el relleno puede ser de suelo nativo, forestándolo luego para dar una cubierta natural. Para velocidades de agua medianas (en canales por ejemplo) el relleno puede ser una mezcla de rocas.

Cuando se usan los sistemas de contención geocompuestos, la mayoría de las instalaciones de canales requieren que se coloquen geotextiles entre el sustrato medio y el compuesto. Donde hay presión hidrostática, el geotextil dirige el agua a las celdas abiertas que se han llenado con grasa permitiendo que el agua drene dentro del canal.

Cuando se requiere relleno de hormigón para proteger pendientes abruptas a través de canales con flujos continuos, se pueden descargar mezclas ya preparadas directamente dentro de las celdas.

Métodos Estructurales de Control

Este tipo de métodos se utiliza cuando las fuerzas de erosión exceden las capacidades de la forestación para suministrar protección durante un largo período de tiempo.

Estos métodos comprenden:

Revestimientos de Hormigón Simple y Premoldeado

En el caso de Hormigón Premoldeado se pueden utilizar bloques entrelazados y trabados entre sí. En este caso, los mismos se pueden dejar en su forma natural o llenar con suelo y asentar. Estas piezas, además, se pueden instalar sin usar equipos pesados y, por lo tanto, se pueden utilizar en un área de difícil acceso o en proyectos pequeños.

Con las bases de defensa tradicionales los bloques entrelazados se pueden colocar sobre los márgenes de los ríos y en áreas sensibles y sobre canales de pendientes pronunciadas. Cuando se colocan como una matriz, pueden utilizarse en aplicaciones debajo del agua.

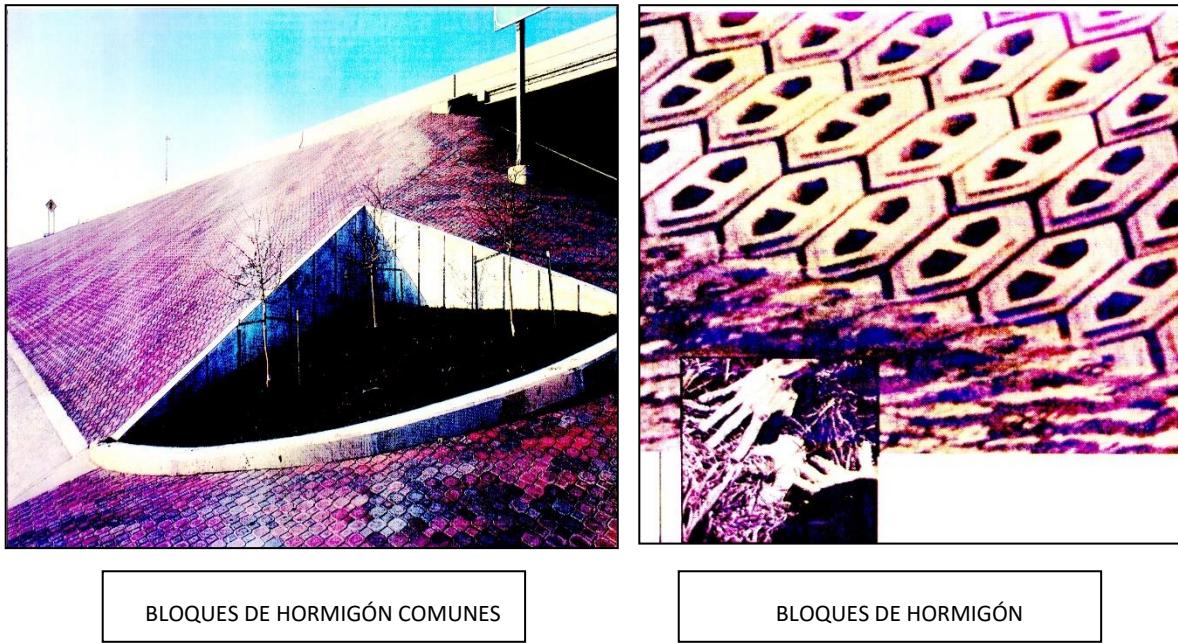
En los climas marítimos, los bloques de celdas abiertas se llenan con grasa partida, colocándose sobre un ripio de drenaje de base.

Una modificación interesante al uso del hormigón es la de apoyar el sistema de revestimiento sobre una tela filtrante. Una manera es fundiendo en un manto dos capas de fibras sintéticas tejidas (sistema Nicolon) y colocando dicho manto en el lugar con una lechada

de cemento para formar una matriz de hormigón en minutos. De este modo, el exceso de agua se expelle por las telas permeables.

En la Figura 8 se pueden ver algunos ejemplos.

Figura 8: Protección mediante bloques de Hormigón



Utilización de Gaviones y colchonetas

Los gaviones consisten en grandes "cajas" llenas de material rocoso. Las paredes de las mismas están conformadas con una malla metálica, de elevada resistencia mecánica, con doble torsión (que impide que ésta se desarrolle ante el cortado de un alambre). Son estructuras flexibles y permeables, diseñadas para adaptarse a movimientos de suelos considerables. Se pueden colocar en seco o debajo del agua. La permanencia en el tiempo se asegura a través de una fuerte galvanización de los alambres (en situaciones particularmente agresivas, además del galvanizado se recubren los alambres con PVC).

Las colchonetas son muy similares a los gaviones, con la diferencia de que son de mucha menor altura (tienen una dimensión mucho menor que las otras dos).

Las matrices y bloques gavión son adecuadas para riberas muy erosionables, mientras que las matrices más finas se usan típicamente para proteger riberas menos abruptas y para cono aluvional.

El aspecto de estas estructuras no es del todo estético. Por esa razón, y para dar un mejor aspecto al conjunto, se puede fomentar el crecimiento de las plantas en los escalones exteriores de la estructura Gavión. Dichas plantas crecen a través de ellos de manera tal que sus raíces penetran gradualmente hasta llegar al suelo que se encuentra debajo. La cubierta rocosa puede sembrarse hidráulicamente o, en forma alternativa, puede colocarse debajo del Gavión una estera biodegradable que contenga sedimentos naturales.

Figura 9: Protección con Gaviones y Colchonetas



Protección con Gaviones

Protección con Colchonetas

CRITERIOS DE SELECCIÓN DE LAS PRÁCTICAS ADECUADAS DE CONTROL

En el momento de la selección del método a utilizar para solucionar el problema de la erosión deberían considerarse las siguientes variables:

- **Aceptabilidad**
- **Costos**
- **Efectividad**
- **Estimulación de la forestación**
- **Mantenimiento y Operación**

Al seleccionar, además, también debemos tener en cuenta el riesgo para el medio ambiente. Si los proyectistas ingenieros incorporaran una tecnología apropiada para el control de la erosión y sedimentación en su planeamiento, ellos podrían dar una ayuda adicional a la forestación, incluso podrían crear hasta una nueva dirección profesional al tomar la iniciativa en el tema de las mejoras del medio ambiente.

En este proceso tecnológico, necesariamente, debe intervenir el Ingeniero quién, en conocimiento de la escala de energía del problema, realizará una selección adecuada entre la gran cantidad de productos hoy disponibles en el mercado.

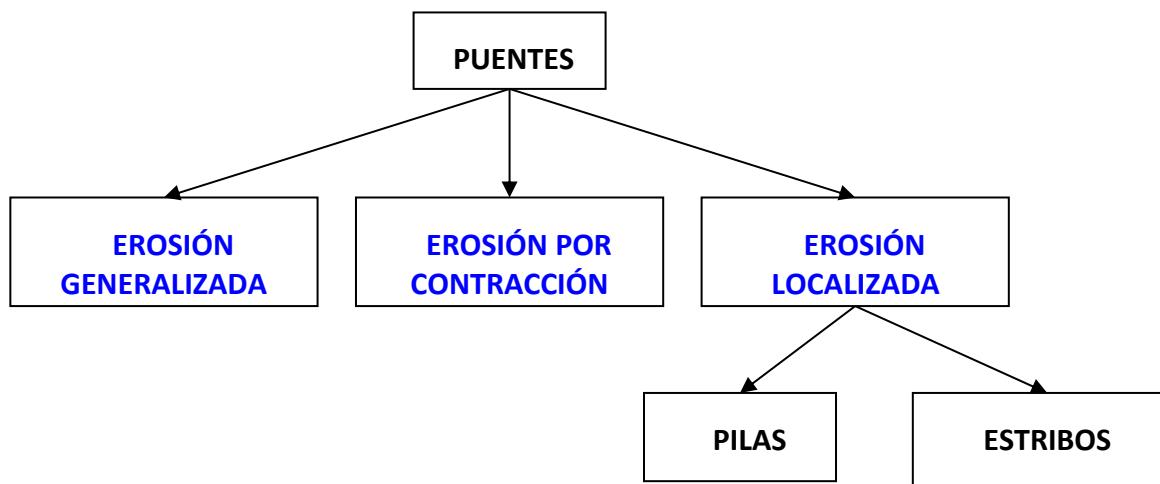
EROSIÓN EN PUENTES

Todos los procesos fluviales que llevan involucrados la alteración de las condiciones naturales de un curso de agua, por la implantación de una obra, producen una serie de modificaciones en el escurrimiento. Dichas modificaciones involucran:

- Δh : Variación de los niveles del río.
- ΔU : Cambios en el perfil de velocidades del río.
- Generación de corrientes secundarias y torbellinos.

Como consecuencia, cambia la capacidad de transporte de sedimentos por parte de la corriente.

En el caso particular del emplazamiento de un puente en el curso de un río todos estos procesos tienen lugar y aparecen tres clases de erosión:



Estos tipos de erosión son (en resumen):

1. Erosión Generalizada: es aquella que se produce en el cauce como consecuencia de la crecida, que pone en movimiento las partículas de fondo que se encontraban en equilibrio.
2. Erosión por Contracción: ocurre cuando la luz del puente es inadecuada de acuerdo al Caudal esperado de crecida, por lo que se produce una contracción de la vena fluida durante la misma, incrementando la velocidad enormemente y, por lo tanto, la erosión.
3. Erosión Localizada: es la fosa que se genera ante algún elemento físico componente del diseño del puente (en pilas y estribos), o singularidad que se encuentre interpuesta en la corriente fluida.

EROSIÓN GENERALIZADA

INTRODUCCIÓN

Se entiende por Erosión Generalizada al descenso del lecho del río que se produce al presentarse una creciente debido al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido que en ese momento adquiere la corriente, en virtud de su mayor velocidad.

La erosión del fondo de un cauce definido por el cual escurre una corriente es una cuestión de equilibrio entre el aporte sólido que pueda traer el agua a una cierta sección y el material que sea removido por el agua de esa sección; en avenidas, aumenta la velocidad del agua y, por lo tanto, la capacidad de arrastre. La posibilidad de arrastre de los materiales de fondo en cada punto se considera, a su vez, dependiente de la relación que existe entre la velocidad media del agua y la velocidad media requerida para arrastrar las partículas que constituyen el fondo en cuestión. Para suelos sueltos, esta última no es la velocidad que inicia el movimiento de algunas partículas de fondo sino la velocidad, mayor, que mantiene un movimiento generalizado; en suelos cohesivos, será aquella velocidad capaz de ponerlos en suspensión.

La primera velocidad mencionada depende, como ya veremos, de las características hidráulicas del río: pendiente, rugosidad y tirante; la segunda depende de las características del material de fondo y del tirante. Como característica del material se toma el diámetro medio, en el caso de suelos no cohesivos o granulares, y el peso específico seco, en el caso de los suelos cohesivos.

La erosión general puede llegar a producirse, inclusive, cuando el lecho del río es rocoso, con tal de que la velocidad de la corriente sea superior a la necesaria para producir el desgaste de la roca.

Un hecho curioso observado es que la socavación general disminuye para una misma velocidad media de la corriente, en fondos no cohesivos, cuando el agua arrastra en suspensión gran cantidad de partículas finas, del tamaño de limos y arcillas; el hecho se atribuye a la disminución en este caso del grado de turbulencia del agua, por aumento de su peso específico y de su viscosidad.

Para evaluarla, existen diversas metodologías, entre las que se destaca la TEORÍA DE RÉGIMEN.

TEORÍA DE RÉGIMEN

Método de Lischtvan - Lebediev

Una de las formas de evaluar la erosión generalizada es mediante el análisis del equilibrio existente entre la tensión de corte de fondo τ_0 ejercida por el fluido sobre el lecho y la resistencia de los granos del mismo al movimiento τ_c ($\tau_0 \leq \tau_c$).

Además, por procedimientos empíricos, se ha logrado relacionar la resistencia a la erosión con la velocidad crítica, principio por el cual se sustenta este método.

La condición de equilibrio viene dada por:

$$U_m = U_c$$

Donde:

- U_m es la velocidad media real del escurrimiento en una vertical dada.
- U_c es la velocidad media que necesita el escurrimiento para comenzar a erosionar un material de fondo determinado.

El método permite, a partir del conocimiento del perfil del cauce (línea llena en la Figura 10), obtener el perfil final erosionado (línea punteada) y sólo es aplicable si el número de Froude de la corriente es menor que uno ($F < 1$), es decir, si el régimen es lento.

La hipótesis principal del método, por otro lado, es que el caudal específico "q" (caudal por unidad de superficie) permanece constante durante todo el proceso erosivo.

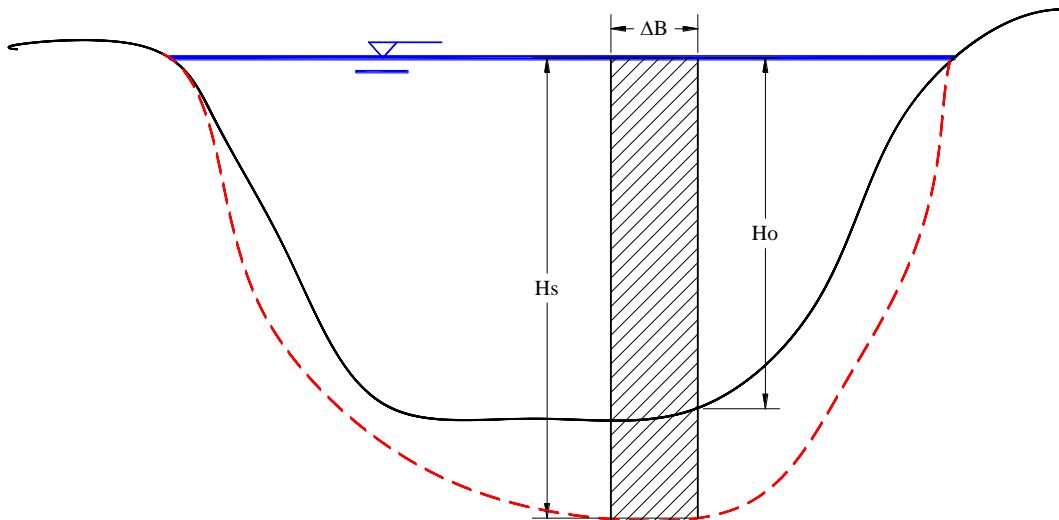


Figura 10: Configuración de la Erosión Generalizada

Para evaluar el fenómeno, el método separa el perfil del cauce en fajas y estudia cada una (ver Figura 10).

En el instante inicial del proceso erosivo ($t=0$) se tiene, para cada faja, que:

$$Q = U_0 \cdot \Delta A = \frac{1}{n} \sqrt{i} R^{2/3} \cdot H_0 \Delta B$$

$\underbrace{U_0 \text{ (CHEZY)}}$ $\underbrace{\Delta A}$

Donde :

- R : Radio Hidráulico. Adoptamos, en este caso, $R \approx H_0$.
- n : Coeficiente de Manning.
- i : Pendiente.
- H_0 : Profundidad media de la faja considerada para $t=0$.

- ΔB : Ancho de la faja.

En el instante final, cuando se detiene la erosión, se tiene:

$$Q' = U_f \cdot H_s \cdot \Delta B$$

Ahora, como adoptamos la hipótesis de "q" constante, $Q = Q'$. Entonces,

$$\begin{aligned} U_f \cdot H_s \cdot \Delta B &= \frac{1}{n} \sqrt{i} R^{\frac{2}{3}} \cdot H_0 \Delta B \\ \Rightarrow U_f &= \frac{1}{n} \sqrt{i} \frac{H_0^{\frac{5}{3}}}{H_s} \end{aligned}$$

De esta última expresión puede apreciarse que, a medida que aumenta H_s , disminuye U_f (lo cual ocurrirá hasta que $U_f \cong U_c$).

Para la determinación de U_c , Lischtván y Lebediev proponen ecuaciones empíricas de acuerdo al tipo de sedimento y características del cauce.

En un cauce definido, de distribución homogénea, y con **suelos cohesivos**:

$$U_c = 0,6 \gamma_d^{1,18} \beta H_s^x$$

Donde:

- γ_d : Peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad h_s . Unidades: [t/m³].
- β : Coeficiente que depende de la frecuencia con que se presente la crecida de análisis (Tabla 1)
- x : Exponente variable que está en función del peso volumétrico γ_d del material seco. Su valor se puede extraer de la Tabla 2.

Probabilidad anual (en %) de que se presente el caudal de DISEÑO	1%	50	20	10	5	2	100% 1 Año	0,3	0,2	0,1
Coeficiente β	0,77	0,82	0,86	0,90	0,94	0,97	1,00	1,03	1,05	1,07

Tabla 1: Coeficiente Beta en función de la crecida de diseño

γ_d (t/m ³)	x	γ_d (t/m ³)	x
0,80	0,52	1,20	0,39
0,83	0,51	1,24	0,38
0,86	0,50	1,28	0,37
0,88	0,49	1,34	0,36
0,90	0,48	1,40	0,35
0,93	0,47	1,46	0,34
0,96	0,46	1,52	0,33
0,98	0,45	1,58	0,32
1,00	0,44	1,64	0,31
1,04	0,43	1,71	0,30
1,08	0,42	1,80	0,29
1,12	0,41	1,89	0,28
1,16	0,40	2,00	0,27

Tabla 2: Variación de coeficiente X según γ_d

Entonces, despejando:

$$H_s^{x+1} = \frac{1}{n} \frac{\sqrt{i} H_0^{5/3}}{0,60 \gamma_d^{1,18} \beta}$$

MAT. COHESIVO

Por otro lado, en un cauce definido, de distribución homogénea, y con **suelos granulares**:

$$U_c = 0,68 \cdot d_m^{0,28} \beta H_s^x$$

En este caso, el valor de "x" se obtiene en función del diámetro medio d_m de las partículas del suelo. Este diámetro se calcula según:

$$d_m = \frac{\sum d_i \cdot p_i}{100}$$

Donde:

- d_i = Diámetro medio de una fracción de suelo.
- p_i = Peso como porcentaje de esa misma fracción.

De acuerdo a este diámetro medio, entonces, el valor de "x" se puede extractar de la siguiente tabla:

d_m (mm)	x	d_m (mm)	x
0,05	0,43	40,00	0,30
0,15	0,42	60,00	0,29
0,50	0,41	90,00	0,28
1,00	0,40	140,00	0,27
1,50	0,39	190,00	0,26
2,50	0,38	250,00	0,25
4,00	0,37	310,00	0,24
6,00	0,36	370,00	0,23
8,00	0,35	450,00	0,22
10,00	0,34	570,00	0,21
15,00	0,33	750,00	0,20
20,00	0,32	1000,00	0,19
25,00	0,31		

Tabla 3: Variación de coeficiente X según d_m

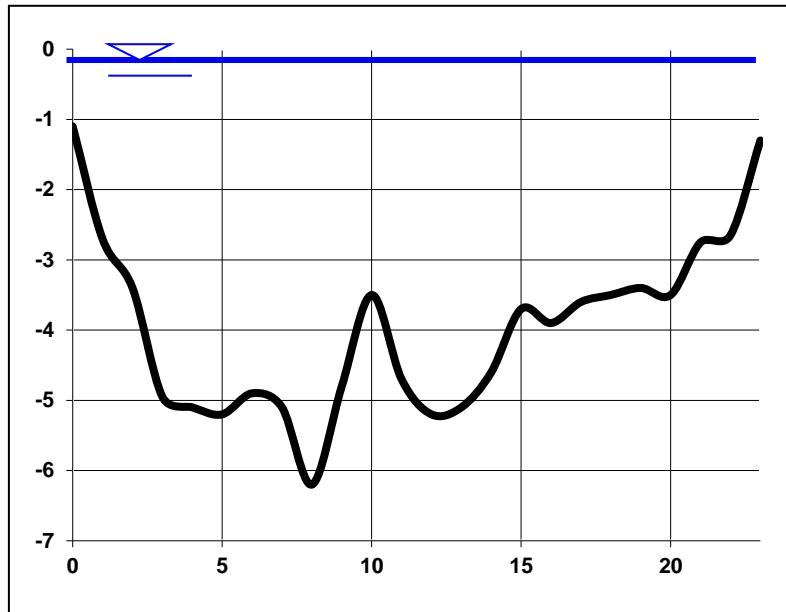
Con estos valores, y despejando:

$$H_s^{x+1} = \frac{1}{n} \frac{\sqrt{i} H_0^{5/3}}{0,68 d_m^{0,28} \beta}$$

MAT. GRANULAR

Ejemplo Práctico 1

- Supongamos que tenemos las siguientes condiciones en el cauce de un río:
- Pendiente media del curso de agua durante la crecida: $i = 0,001$
- Sección media de escurrimiento: $\Omega = 460 \text{ m}^2$
- Perímetro mojado: $\chi = 130 \text{ m}$
- Probabilidad de la crecida: 20%
- Condiciones del suelo:
 - o Material GRANULAR ($d_m = 50 \text{ mm}$, $x=0,35$)
 - o Coeficiente de Manning: $n = 0,025$
- Perfil batimétrico (tirantes de cada faja durante la avenida)



a) Verificación de la Aplicabilidad del Método

Primero verificaremos que el método de Litschvan-Levediev sea aplicable a este caso. Para ello deberemos calcular, por lo tanto, el Número de Froude del escurrimiento. Entonces:

1. Calculamos el Radio Medio Hidráulico: $R = \frac{\Omega}{\chi} = \frac{460}{130} \Rightarrow R = 3,538 \text{ m}$
2. Calculamos el caudal con la expresión de CHEZY:

$$Q = \frac{1}{n} \sqrt{i} R^{2/3} \Omega = \frac{1}{0,025} \sqrt{0,001} (3,538)^{2/3} 460 \Rightarrow Q = 1356,7 \text{ m}^3/\text{s}$$

3. Calculamos la velocidad media durante la avenida:

$$U = \frac{Q}{\Omega} = \frac{1356,7}{460} \Rightarrow U = 2,95 \text{ m/s}$$

4. Calculamos el tirante medio durante la crecida:

$$hm = \frac{\sum_{i=1}^{23} h_0_i}{23} \Rightarrow hm = 4,076 \text{ m}$$

5. Finalmente, calculamos el Número de Froude:

$$F = \frac{U}{\sqrt{g \cdot hm}} = \frac{2,95}{\sqrt{9,81 \cdot 4,076}} \Rightarrow F = 0,467 < 1$$

Vemos que $F < 1$ (régimen lento), por lo tanto el método es aplicable.

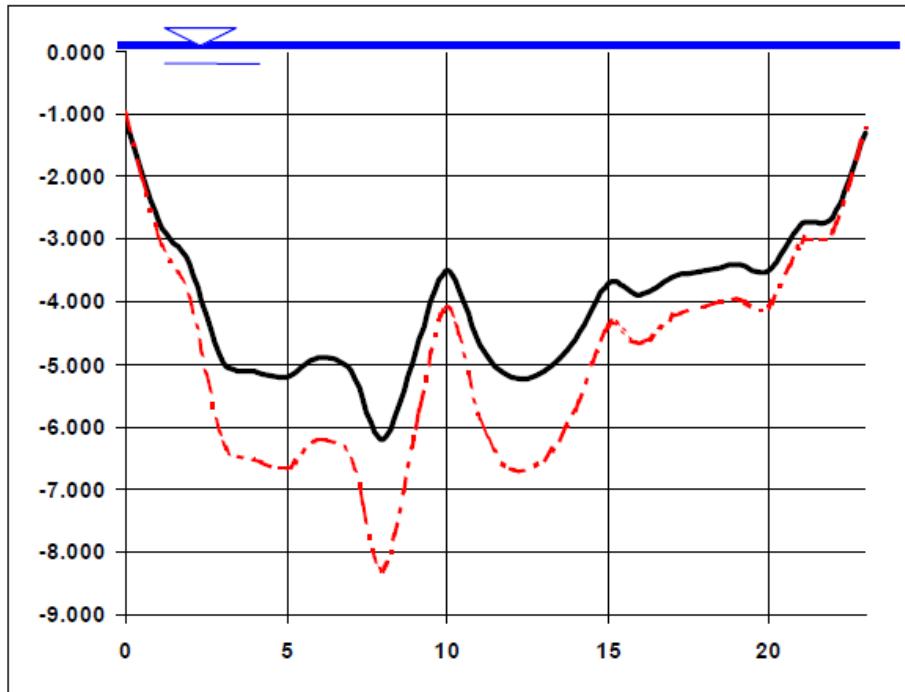
b) Cálculo del Perfil Erosionado

Debido a que se trata de un material de fondo granular, aplicamos la siguiente fórmula para obtener el tirante erosionado H_s :

$$H_{s_j} = \left[\frac{1}{n} \sqrt{i} \frac{h_{o_j}^{5/3}}{0.68 d_m^{0.28} \beta} \right]^{\frac{1}{x+1}}$$

Aplicando la fórmula, entonces, obtenemos:

FAJA	h_o	H_s
0	-1.100	-0.980
1	-2.705	-2.976
2	-3.400	-3.946
3	-4.950	-6.274
4	-5.100	-6.510
5	-5.200	-6.668
6	-4.900	-6.196
7	-5.100	-6.510
8	-6.200	-8.285
9	-4.800	-6.041
10	-3.500	-4.090
11	-4.700	-5.886
12	-5.200	-6.668
13	-5.100	-6.510
14	-4.600	-5.731
15	-3.700	-4.381
16	-3.900	-4.675
17	-3.600	-4.235
18	-3.500	-4.090
19	-3.400	-3.946
20	-3.500	-4.090
21	-2.750	-3.037
22	-2.650	-2.901
23	-1.300	-1.204



SOLUCIONES POSIBLES AL PROBLEMA

Cuando la erosión generalizada adquiere valores importantes resulta conveniente aplicar medidas correctivas en el curso de agua, a saber:

Colocación de un AZUD Aguas Abajo del Puente

La profundidad de erosión es mayor cuanto mayor sea la pendiente del cauce. De esta forma, la colocación del Azud aguas abajo genera una zona de estancamiento tal que se produce una sedimentación importante sobre el lecho, disminuyendo la pendiente del mismo. Esto puede apreciarse en la Figura 11.

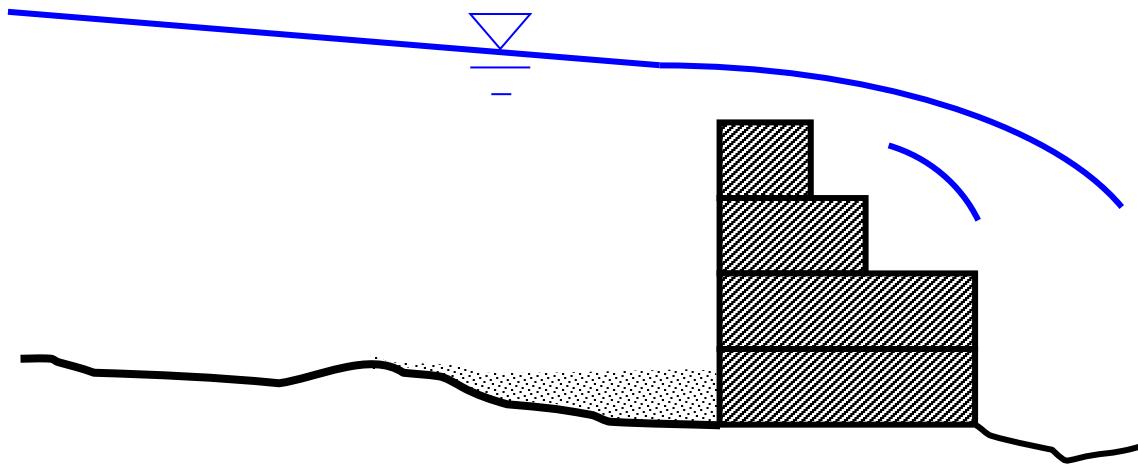


Figura 11: Colocación de un Azud Aguas Abajo

Este azud puede construirse de manera muy sencilla y económica mediante la utilización de Gaviones, dándole a la estructura buenas características de flexibilidad y adaptabilidad.

Colocación de Espigones Aguas Arriba

Estos espigones, si se colocan correctamente, favorecen el fluir de la corriente, con el consecuente depósito del material transportado. Los mismos pueden ser:

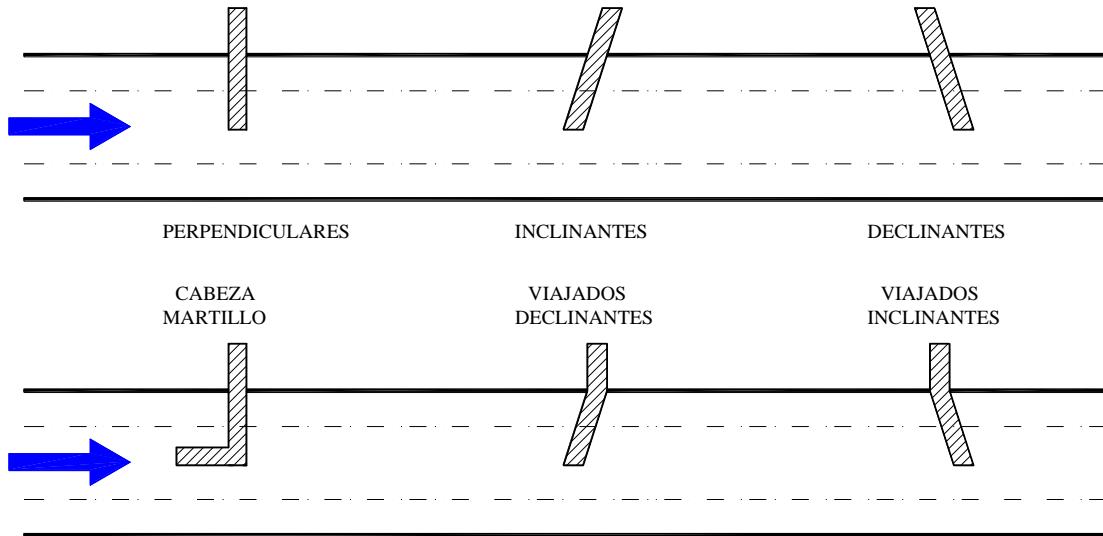


Figura 12: Tipos de Espigones

También, en este caso, es conveniente la utilización de Gaviones en la construcción de las estructuras. Los espigones resultantes son de forma escalonada:

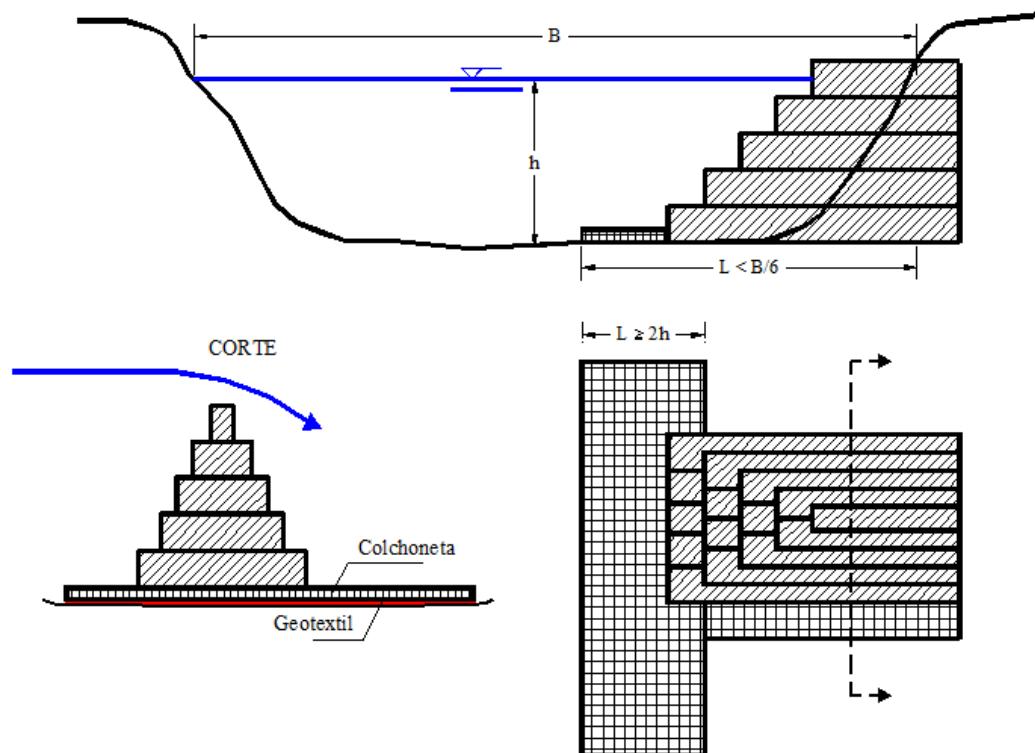


Figura 13: Espigones hechos con Gaviones

Además, es conveniente colocar una colchoneta al pie del espigón (zona crítica del mismo) que absorba la energía del agua que cae (con la ventaja de poder adaptarse a la deformación del fondo) y evitar, por lo tanto, una erosión excesiva. Para que esta colchoneta actúe adecuadamente será necesaria la colocación de un filtro (o geotextil) entre ésta y el fondo en caso de existir material fino y con el fin de evitar su sifonamiento.

La separación entre espigones dependerá de la inclinación de los mismos respecto de la corriente (α), de su longitud (L_t) y de la ampliación teórica esperada de la corriente una vez superado el obstáculo (β). Es decir:

$$Sep = L_t \cdot (\cos \alpha + \operatorname{sen} \alpha \cdot \cos \beta)$$

Se recomienda que:

- En tramos rectos: $4 L_t < Sep < 6 L_t$
- En tramos curvos: $2,5 L_t < Sep < 4 L_t$
- El muro del espigón esté siempre sumergido (altura aproximada=3h) y que la raíz sea siempre insumergible (altura aproximada = 1,1h).
- Si B es el ancho de la sección del cauce: $h < L_t < B/3$

Colocación de Muros de Encauce Aguas Arriba

Estos muros (como se muestra en la Figura 14) logran un ordenamiento de la corriente y de los vórtices generados en la misma, con una disminución notable del fenómeno de erosión.

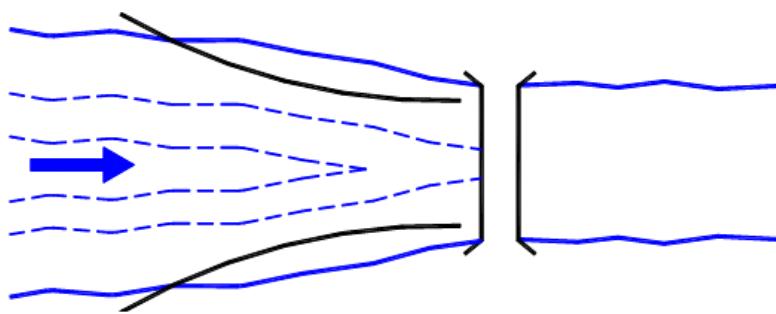


Figura 14: Muros de Encauce

EROSIÓN POR CONTRACCIÓN

GENERALIDADES

Se entiende por Erosión por Contracción a la que se produce por el aumento en la capacidad de arrastre de sólidos que adquiere una corriente cuando su velocidad aumenta por efecto de una reducción más o menos brusca de área hidráulica en su cauce. El efecto es muy importante en puentes, donde, por lo común y por razones de economía, suelen ocurrir las mencionadas reducciones.

Los cambios que la presencia de un puente impone a la corriente son principalmente los siguientes:

1. Cambio de la velocidad del escurrimiento del agua en el cauce principal y en el de las avenidas.
2. Cambio en la pendiente de la superficie libre del agua, hacia arriba y hacia abajo del puente. Cuando ocurre una avenida, aumenta la velocidad y, como consecuencia, la capacidad de transportar sedimentos. Esto origina un mayor arrastre del material del fondo en la sección del cruce y, cuando ello es posible, un ensanchamiento del cauce, hasta que este aumento en el área hidráulica asemeje otra vez la sección del cruce con cualquier otra del río y restablezca el equilibrio de la corriente. Como a veces la presencia de los terraplenes de acceso al puente, en ocasiones protegidos, no hace posible que la sección del cruce gane área hidráulica por ensanchamiento, se deduce que la presencia del puente es, de por sí, un incentivo a la socavación de fondo, por lo menos hasta que la corriente restablezca el equilibrio.

Hablando en términos generales, todas las ideas relativas a la erosión generalizada, ya expuestas, son aplicables al tipo de socavación por contracción, por lo que no las repetiremos.

La erosión por contracción implica un problema con el cual es muy difícil lidiar y generalmente requiere mucho esfuerzo y dinero para resolverlo. Por esto, es mejor realizar un adecuado estudio de la luz del puente a efectos de no caer en este tipo de fenómeno erosivo.

ELECCION DE LA LUZ DEL PUENTE

La elección de la luz total de los puentes está íntimamente ligada con los aspectos hidrológicos del curso de agua, los cuales se pueden sintetizar en:

1. Creciente de diseño
2. Recurrencia

Fijando la recurrencia como primer objetivo deberán considerarse aspectos económicos vinculados al tráfico de la producción, aprovisionamiento, la seguridad de poblaciones importantes, intereses estratégicos, etc.

Es así como una vía troncal requerirá un período mínimo recomendable de 100 años, en tanto un camino vecinal podrá quedar interrumpido por unas horas, sin graves inconvenientes, si se toma una recurrencia menor.

Si se siguen los lineamientos de Bauer W.J., la tendencia actual en muchos países es proyectar los puentes y terraplenes de acceso para que puedan ser sobrepasados por las aguas, sin graves perjuicios.

Por su parte Possey Chelsey J. opina que, en carreteras importantes, la creciente de proyecto debe ser la de 25 años o más, en tanto que, para carreteras menores, pueden quedar interrumpidos cada 5 años.

Otro aspecto muy importante es conocer la dinámica fluvial del curso donde se instalará el puente. Como es sabido, en el tramo fluvial de los cursos no existen condiciones permanentes fijas y se observan modificaciones a lo largo del tiempo. Por lo tanto las obras que haga el hombre tenderán a acentuar las inestabilidades existentes con resultados frecuentemente poco favorables. Deberá imperar en estos casos de evidente complejidad, la intuición del proyectista que elige la solución o bien el resultado de su análisis en un modelo hidráulico.

A efecto de contar con una idea, acerca de la luz de puente necesaria podemos adoptar la fórmula propuesta por Charlton.

La fórmula que propone Charlton:

$$b = 5,074 \cdot \sqrt{Q}$$

Donde:

- b = Luz del puente en metros.
- Q = Caudal de diseño en m^3/s .

El criterio de mayorar las luces en caso de cauces meandrosos no ayuda mucho, pues, tal como sugiere Blench T., “... luces excesivas dan lugar a mayor número de pilas, pudiendo ser que cualquiera de ellas resulte severamente atacada, puesto que el río se moverá a lo largo del puente en su ciclo normal de serpenteo ...”.

Por otra parte luces menores que la necesaria, originarán inaceptables socavaciones.

Un criterio, corroborado por el INCYTH durante las crecidas que afectaron distintos puntos de la Ruta 12, indica que se producen importantes daños cuando la velocidad media de la corriente es superior a 3,0 m/s. Por lo tanto, en la elección de la luz del puente, resulta

importante verificar que durante el paso de la crecida de diseño seleccionada se cumpla dicho criterio ($U \leq 3,0 \text{ m/s}$).

Es importante mencionar, que ambos criterios descriptos, no son más que un primer parámetro orientativo para la elección de la luz del puente. Más allá de verificarse ambas condiciones, muy probablemente la estructura proyectada produzca una contracción de la vena fluida. Por lo tanto, se deberá tener en cuenta la erosión producida por los cambios en las velocidades en la sección del puente, fruto de la disminución de la sección de paso.

CÁLCULO DE LA EROSIÓN POR CONTRACCIÓN PARA SUELOS NO COHESIVOS

HEC 18 (suelos no cohesivos)

La HEC 18 presenta una serie de métodos de cálculo para la erosión por contracción. En la misma se incluyen ecuaciones para suelos no cohesivos y para suelos cohesivos. A su vez, separa la erosión en suelos no cohesivos en dos casos:

- Flujos con lecho vivo (denominado “Live-bed”): cuando el río aguas arriba del puente, y previo a la construcción del mismo, ya transporta sedimentos por su condición natural. En este caso, la erosión en la contracción se da hasta que el transporte de material aguas abajo del puente, se iguale con la de aguas arriba.
- Flujos de agua clara (“clear-water”): cuando el agua del cauce no transporta sedimentos, o cuando el material transportado está en suspensión. En este caso, el material que ingresa a la sección es prácticamente nulo, y la erosión se da hasta que la tensión de corte en la sección iguale a la tensión de corte crítica.

Para definir cuál es la situación propia, y que tipo de régimen se trata, la HEC propone comparar la velocidad del río aguas arriba con la velocidad crítica. Si la velocidad del flujo es superior a la velocidad crítica ($V > V_c$), se deberá trabajar considerando lecho vivo. En cambio si $V < V_c$, se utilizará la ecuación para agua clara.

Para calcular la velocidad crítica, la HEC 18 propone la siguiente ecuación.

$$V_c = K_u Y^{1/6} D^{1/3}$$

Donde:

- V_c : velocidad crítica a partir de la cual la partícula de diámetro D será transportada (m/s)
- Y : tirante promedio aguas arriba (m)
- D : diámetro de la partícula (m) (recomendado $1.25 D_{50}$)
- K_u : 6.19 para sistema métrico internacional

Flujo de agua clara (“clear-water”)

En el caso que $V < V_c$, no habrá transporte de sedimentos en el cauce previo a la sección del puente. En este caso, la HEC propone una fórmula basada en el método de Laursen (1963).

$$y_2 = \left[\frac{K_u Q^2}{D_m^{2/3} W^2} \right]^{3/7}$$

Donde:

- Y_2 : tirante erosionado (m)
- Q : caudal de la crecida (m^3/s)
- D_m : diámetro medio de la partícula (recomendada $1.25 D_{50}$)(m)
- W : ancho de la sección contraída menos el ancho de las pilas (m)
- K_u : 0.025 para SI

Esta fórmula es aplicable a suelos no cohesivos cuyo $D_{50} > 0.2\text{mm}$.

Flujo con lecho vivo (“live-bed”)

En el caso que $V > V_c$, habrá transporte de sedimentos previo al puente, por lo que la HEC 18 también propone una ecuación basada en el método de Laursen (1960).

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{6/7} \left(\frac{W_1}{W_2} \right)^{k_1}$$

Donde:

- Y_2 : tirante erosionado en el cauce principal (m)
- Y_1 : tirante aguas arriba en el cauce principal (m)
- Q_1 : caudal que transporta sedimentos aguas arriba (m^3/s)
- Q_2 : caudal total en la sección contraída (m^3/s)
- W_1 : ancho del cauce principal donde hay transporte de sedimentos (m)
- W_2 : ancho de la sección contraída menos el ancho de la pilas (m)
- K_1 : se determina de la Tabla 4

V/T	k_1	Mode of Bed Material Transport
<0.50	0.59	Mostly contact bed material discharge
0.50 to 2.0	0.64	Some suspended bed material discharge
>2.0	0.69	Mostly suspended bed material discharge

Tabla 4: determinación del exponente k_1 .

- V^* : velocidad de corte ($= (gy_1 S_1)^{1/2}$) (m/s)
- g : aceleración de la gravedad
- S_1 : pendiente de energía del cauce principal (m/m)
- T : velocidad de sedimentación de la partícula (Figura 15)

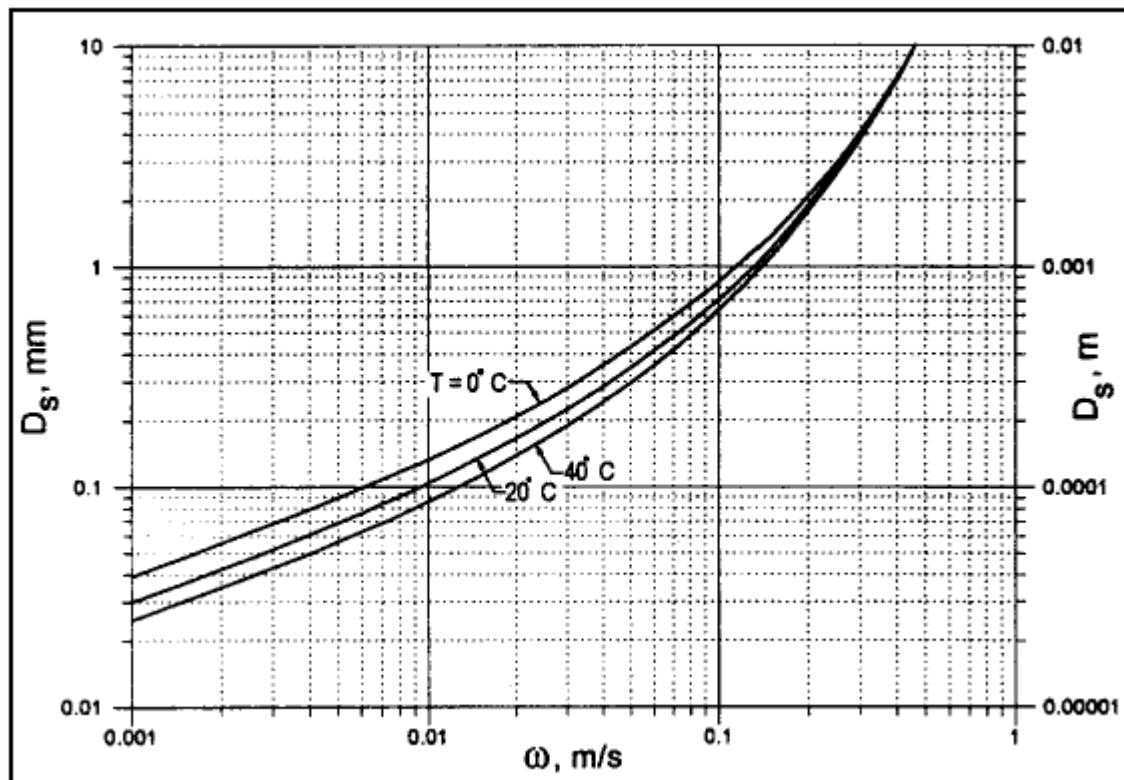


Figura 15: velocidad de sedimentación para arenas con peso específico de 2.65

Aclaraciones:

- La HEC desarrolla diversos esquemas de puente para el cálculo de erosión en casos de “live-bed” en los cuales varia la estimación de Q_2 . El mismo depende de la porción del caudal interferida por los estribos (ver Ref. 6 Cap. 6.3)
- Q_1 es el caudal principal sin incluir el caudal de las márgenes
- W_2 se suele tomar como la apertura del puente menos el ancho de pilas

EROSIÓN POR CONTRACCIÓN PARA SUELOS COHESIVOS

Para el cálculo de erosión en suelos cohesivos, el parámetro determinante es la tensión de corte crítica. La dificultad a la hora de realizar una estimación recae en la determinación de dicha tensión.

Los suelos cohesivos presentan un comportamiento mucho más complejo que los suelos no cohesivos. Para suelos compuestos de gravas o arenas, conociendo algunos parámetros como la granulometría, su peso o un ensayo SPT, se puede aproximar un determinado comportamiento con cierta confiabilidad. Cuando se trabaja con limos o arcillas, se requiere un estudio más profundo, con mayor cantidad de ensayos para conocer el funcionamiento del material.

Por esta razón, hoy en día, no existe una relación directa entre la tensión de corte y los parámetros del suelo cohesivo.

Si se quiere conocer de forma precisa como erosiona el suelo para estos materiales, se debe seguir el procedimiento desarrollado por la NCHRP 516 (Ref. 7), donde a través de un ensayo específico, se determina la erosión en función del tiempo y la tensión de corte.

Un estudio realizado por Illinois Center for Transportation (Ref. 8) logró una relación bastante aceptable a través del ensayo de compresión no confinada. Si se conoce dicho parámetro, podría estimarse la tensión de corte según la Figura 16

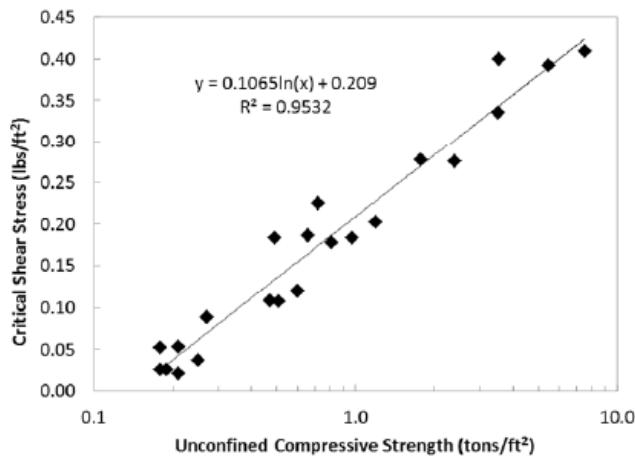


Figura 16: Tensión de corte crítica en función de la resistencia a la compresión no confinada

Si no se conoce ninguno de los parámetros anteriores, o no hay posibilidad de realizar ensayos para estimación de la tensión de corte, la HEC 18 (Ref. 6) propone dos límites, inferior y superior, para la determinación de la tensión. Como se muestra en la Figura 17, define la tensión de corte en función del D50.

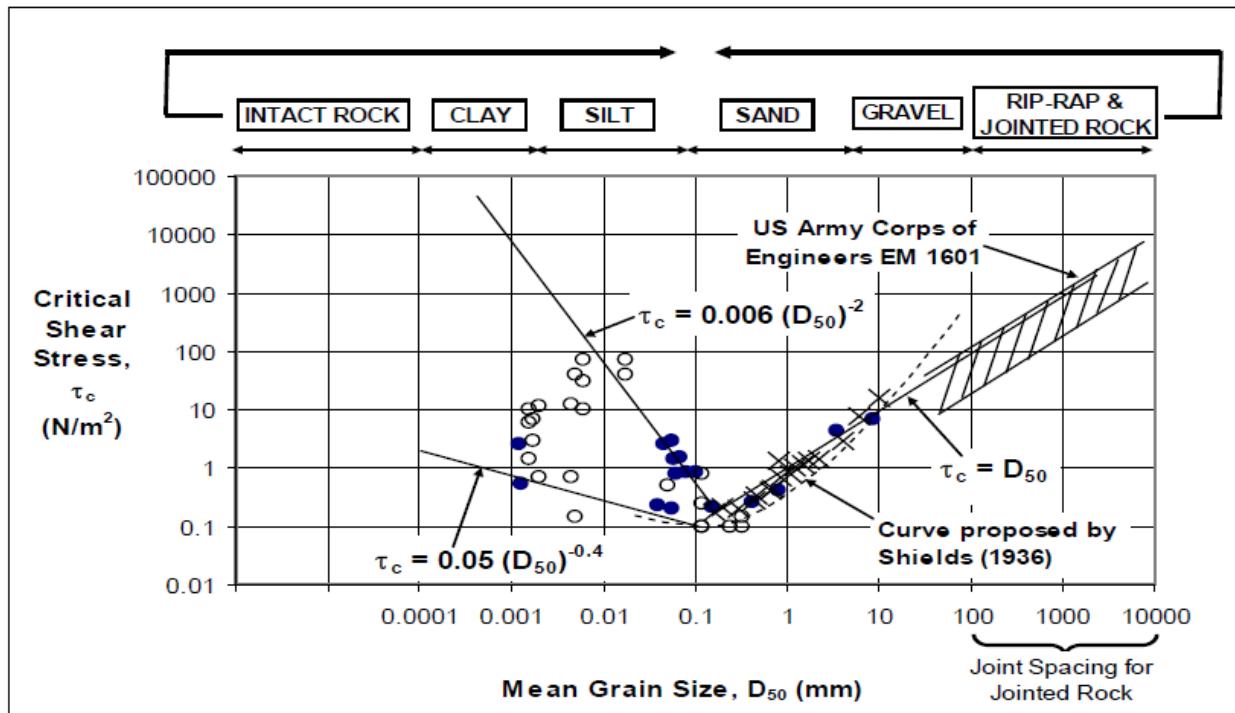


Figura 17: Tensión de corte crítica en función del D50

La determinación de la tensión en función del D50, es muy utilizado para suelos granulares, dado que dicho parámetro condiciona enormemente el comportamiento de ese tipo de suelos. Pero cuando se trata de suelos finos, parámetros como la cohesión, la plasticidad, el contenido de agua toman un papel fundamental para caracterizar al material, y la relación entre el D50 y el comportamiento del suelo, deja de ser clara. Es por esto, que no se puede establecer una relación directa, sino que se fija un límite superior e inferior para tamaños de partícula menores a 0.2 mm.

HEC 18 (suelos cohesivos)

Una vez conocida la tensión de corte, la erosión por contracción máxima se puede calcular con la ecuación de Briaud et al. 2011, desarrollada a través de datos de laboratorio.

$$y_{s-ult} = 0.94y_1 \left(\frac{1.83V_2}{\sqrt{gy_1}} - \frac{K_u \sqrt{\frac{\tau_c}{\rho_w}}}{gny_1^{1/3}} \right)$$

Donde:

- τ_c : Tensión crítica de corte (N/m²)
- y_1 : tirante promedio aguas arriba (m)
- V_2 : velocidad promedio en la sección contraída (m/s)
- n : coeficiente de Manning

- ρ_w : densidad del agua (Kg/m³)
- K_u : Coeficiente igual a 1 para SI

EROSIÓN LOCALIZADA EN PILAS DE PUENTES

INTRODUCCIÓN

El problema de erosión local alrededor de pilas de puentes tiene una vastísima bibliografía, plena de experiencias contradictorias y discusiones técnicas apasionadas. Aún suponiendo una pila cilíndrica de forma circular perfectamente vertical fundada en un lecho de granulometría uniforme no cohesivo, decepcionante por su sencillez, el tema continúa desafiando hoy la obtención de una solución racional.

La erosión local es el descenso abrupto en el lecho fluvial alrededor de una pila, debido a la remoción del material de fondo, ocasionado por un escurrimiento de acción localizada, inducido por la presencia de la misma pila.

Es evidente que el conocimiento de la profundidad a la que puede llegar este efecto erosivo es de fundamental importancia en el diseño de cimentaciones poco profundas para puentes, pues una falla seria de juicio en esta cuestión conlleva a la destrucción total de la estructura o la adopción de profundidades antieconómicas y excesivas, que complican seriamente los procedimientos de construcción.

Debido a la complejidad del problema, la única posibilidad de llegar a relaciones generales parece ser el análisis de datos experimentales con la ayuda del análisis dimensional.

Aún con estas limitaciones, igual parece posible brindar una descripción de los procesos de erosión y dar sugerencias acerca de las expresiones de diseño en cuanto a Erosión Localizada en Pilas.

En todo lo que sigue nos referiremos a pilas cilíndricas (de cualquier forma), material granular no cohesivo de diámetro uniforme, lecho plano sin formas de fondo y corriente unidireccional sin influencia de olas ni mareas.

DESCRIPCIÓN DEL ESCURRIMIENTO

El rasgo dominante del escurrimiento cerca de una pila es la presencia de una estructura de remolinos que se desarrolla alrededor de la misma. Estos vórtices son el mecanismo básico de la erosión local.

Dependiendo del tipo de pila y las condiciones de la corriente fluvial no perturbada, los tres sistemas básicos son:

1. Vórtice en hendidura.
2. Vórtice de Estela.
3. Vórtices de Extremo.

Pueden estar presentes en el fenómeno, uno, todos o ninguno de estos vórtices.

En la Figura 18 siguiente se puede apreciar el fenómeno en general.

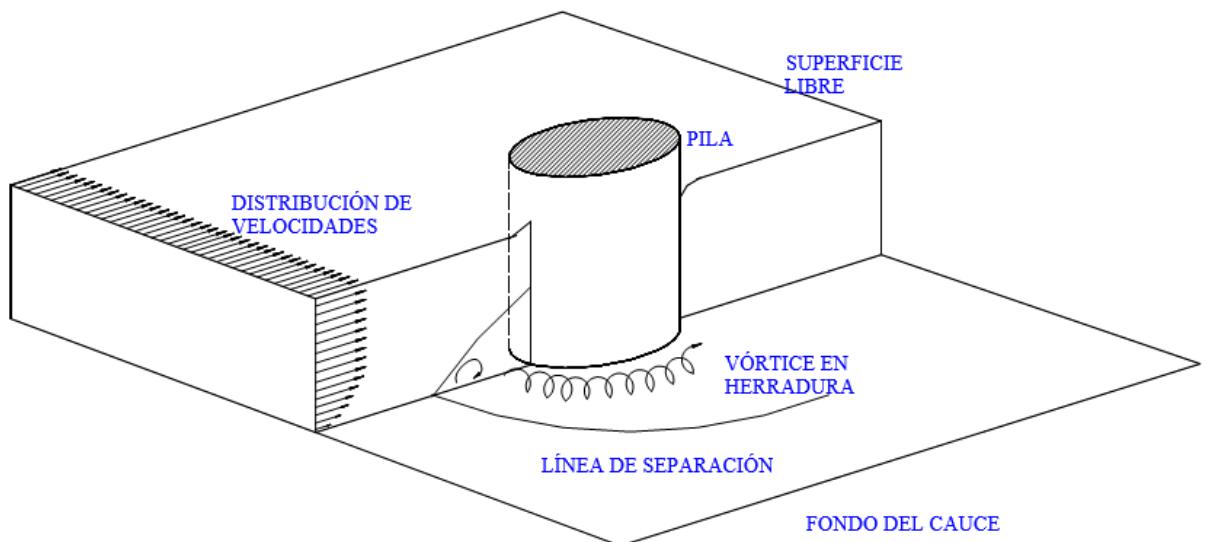


Figura 18: Sistemas Vorticosos

Vórtice en Herradura

Los filamentos vorticosos que atraviesan el escurrimiento de un campo de velocidades bidimensional no perturbado, son concentrados por la presencia de una pila con borde de ataque redondeado (nariz romana) para dar origen al sistema de vórtices en herradura.

El campo de presiones inducido por la pila es el mecanismo que provoca esa concentración. Si el campo de presiones es fuerte, se produce una separación tridimensional de la capa límite, la que a su vez se enrula delante de la pila formando el vórtice en herradura.

Tal como se puede observar en la Figura 15, la parte final de los filamentos vorticosos componentes del vórtice en herradura se extiende aguas abajo hacia el infinito.

Las pilas de nariz romana son unas de las que inducen un gradiente de presiones suficientemente importante como para desencadenar el proceso previamente descripto. Todas las otras pilas son referidas como de borde de ataque agudo (nariz aguzada) y, al menos conceptualmente, no pueden generar vorticidad como la expuesta, aunque algunos sistemas de remolinos siempre se desarrollan alrededor de cualquier pila de puente. Sin embargo, algunas formas de pila, como en cuña o lenticular, pueden actuar como de nariz aguzada, dependiendo del ángulo de la cuña y del ángulo de ataque del escurrimiento no perturbado.

Vórtices de Estela

La vorticidad concentrada en el sistema de vórtices de estela está generada por la propia pila, contrariamente al caso de vórtices en herradura.

El sistema de vórtices de estela está formado por el enrulamiento de capa límite inestable, generado en la superficie de la pila, a partir de la línea de separación a cada lado de ella.

Para bajos números de Reynolds los vórtices son estables y forman un sistema fijo inmediatamente aguas debajo de la pila. Para números de Reynolds de interés práctico el sistema es inestable y los vórtices se desprenden alternativamente a cada lado de la pila y se desplazan hacia aguas abajo.

La intensidad de estos vórtices depende fuertemente de la forma de la pila y la velocidad del fluido. Una pila de forma hidrodinámica provocará una estela débil, mientras que en otra más tosca producirá una fuerte.

El sistema de vórtices de estela actúa, debido a su baja presión, como una aspiradora, removiendo el material del lecho que es transportado aguas abajo por los remolinos desprendidos de la pila.

Vórtices de Extremo

El sistema de vórtices de extremo generalmente ocurre con pilas completamente sumergidas, y es similar al que ocurre en las extremidades de perfiles alares sometidos a acción de flujos reales.

Está compuesto por uno o más vórtices discretos pegados al dintel de las pilas y extendidos hacia aguas abajo. Esos vórtices se forman cuando existen diferencias finitas de presión entre dos superficies que se encuentran en un ángulo, tal como ocurre en la parte superior de las pilas.

DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES Y CORRIENTES SECUNDARIAS

Se define como Coeficiente de Presión Dinámica:

$$C_p = \frac{p - p_y}{\frac{1}{2} \rho U_y^2}$$

Donde:

- p es la presión local medida.
- p_y es la presión estática en el escurrimiento no perturbado en el nivel "y" de referencia sobre el lecho.
- U_y es la velocidad media.
- ρ es la masa específica del fluido.

En la Figura 19 se presentan los valores de C_p como función de la elevación y posición relativa del cilindro.

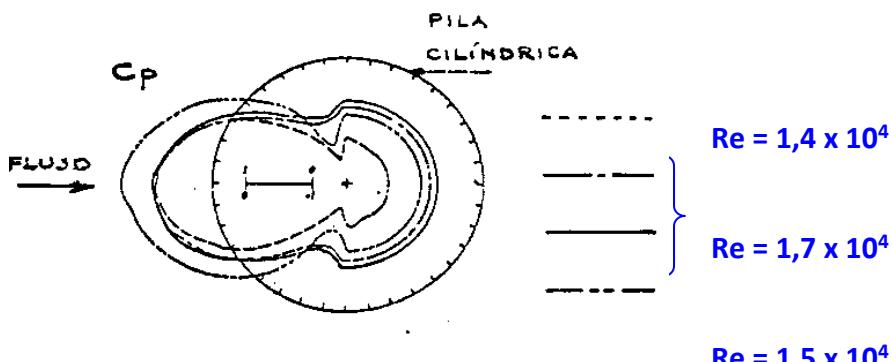


Figura 19: Coeficiente de Presiones

El escurrimiento secundario a lo largo del cilindro desde su frente es descendente, y en la parte posterior del cilindro la presión es mayor cerca de la superficie que en el fondo.

La corriente secundaria descendente es atribuida a la falta de uniformidad de la velocidad de aproximación. En flujos de corte ha sido generalmente observado que las corrientes secundarias en las cercanías de la zona de estela de un cilindro se producen en la dirección de la energía cinética creciente. Este fenómeno (comprobado con experiencias en túnel de viento) surge del hecho que, a medida que la velocidad de aproximación aumenta, la presión en la parte posterior del cilindro disminuye. Ello implica que las corrientes secundarias deben producirse en la dirección de las presiones decrecientes, o sea en la dirección de las energías cinéticas crecientes.

La presión en la zona de separación puede ser considerada aproximadamente hidrostática, debido a que en esa región hay velocidades relativamente bajas.

DESCRIPCIÓN DEL PROCESO DE EROSIÓN

El elemento dominante del proceso de erosión local alrededor de pilas de nariz romana es el vórtice en herradura. Si el fondo es erosionable, la socavación máxima se producirá en correspondencia con la máxima intensidad del vórtice, que tiene lugar en la generatriz que incluye el punto de estancamiento de la corriente. Es decir que la máxima erosión estará en general situada delante del pie de la pila, aguas arriba de ésta.

El vórtice en herradura es inicialmente pequeño en sección transversal y comparativamente débil. Con la formación del foso de erosión, el vórtice rápidamente crece en tamaño e intensidad así como la componente hacia el lecho se presenta, incrementando el escurrimiento descendente.

Ese flujo hacia abajo actúa como una vena líquida vertical erosionando el lecho granular. A medida que aumenta el foso de erosión la circulación asociada con el vórtice en herradura aumenta debido a su sección transversal en expansión pero con una velocidad de variación decreciente, con la variación del incremento controlado por la cantidad de fluido suministrado al vórtice mediante el flujo descendente aguas arriba del cilindro.

La magnitud del escurrimiento vertical decrece a medida que el foso aumenta. Por lo tanto, la velocidad de erosión decrece.

La condición de equilibrio se logra cuando la profundidad de erosión aguas arriba del cilindro es suficiente para que la magnitud del flujo descendente vertical, delante del cilindro, no pueda echar fuera granos del lecho.

Sin embargo, aunque se haya alcanzado el equilibrio para la profundidad de erosión aguas arriba de la pila, la erosión puede continuar en la región de duna aguas abajo.

Para pilas de nariz aguzada, en ausencia de un fuerte vórtice en herradura, pueden desarrollarse grandes fosos de erosión aguas debajo de las pilas debido a los vórtices de estela.

ANÁLISIS DIMENSIONAL DEL PROCESO

Para este análisis, sólo nos concentraremos en la máxima profundidad de erosión, no teniendo en cuenta la extensión ni la forma del foso. Con ello eliminamos la variable tiempo.

Limitaremos el estudio al caso de una pila cilíndrica de sección circular aislada en un río cuyo escurrimiento asumimos como permanente y uniforme.

Agruparemos las variables de la siguiente forma:

- Variables Características del Fluido: éste puede ser caracterizado por sólo dos variables, su masa específica ρ y su viscosidad cinemática ν .
- Variables Características del Material del Lecho: de éste pueden influir su masa específica ρ_s , la curva granulométrica (que define el tamaño), la forma de los granos y el grado de cohesión del material. Si el material es no cohesivo, de granulometría aceptablemente uniforme alrededor de un diámetro representativo d y de forma redondeada, sólo sería necesario contar con ρ_s y d .
- Variables Características del Escurrimiento a dos fases: el escurrimiento puede caracterizarse por el tirante del flujo de aproximación h_0 , la velocidad media en esa zona U , la rugosidad del borde sólido k en esa zona y la gravedad reducida propia de los escurrimientos a dos fases $g \cdot (\rho_s / \rho - 1)$, que se identificará como $g \cdot (s-1)$. Ahora, si el canal de aproximación es suficientemente ancho, de modo que la pila no produzca un efecto apreciable de contracción, el fondo es plano sin dunas o rizos (con lo que la rugosidad k depende sólo del diámetro del sedimento d y el escurrimiento sigue una ley de resistencia que liga la velocidad media con el gradiente hidráulico i) y si se considera únicamente el estado de equilibrio final de la erosión, las variables a considerar pueden reducirse a: el tirante h_0 , la gravedad reducida $g \cdot (s-1)$ y la velocidad de corte U^* (definida como $U^* = \sqrt{g \cdot h_0 \cdot i}$).
- Variables Características de la Pila: éstas son: la forma, las dimensiones, la condición de superficie y el sistema de protección de la pila. Para una pila cilíndrica, circular y perfectamente lisa, su diámetro b resulta suficiente.

Entonces, con las simplificaciones expuestas, la profundidad máxima final de erosión será:

$$h_s = f_1(\rho, \nu, \rho_s, d, h_0, g \cdot (s-1), U^*, b)$$

Debe aclararse que la altura h_s corresponde a la altura erosionada medida desde la cota del nivel del lecho sin perturbar, tal como se puede apreciar en la Figura 17.

Ahora, mediante la aplicación del Teorema de BUCKINGHAM, las nueve variables anteriores pueden reducirse a seis parámetros representativos que las contienen. Se eligen los siguientes grupos:

$$\frac{h_s}{b} = f \left(\frac{U^* d}{v}; \frac{U^{*2}}{g \cdot (s-1) \cdot d}, s; \frac{h_0}{b}, \frac{d}{b} \right)$$

Dicha selección está fundamentada en las siguientes razones:

Las experiencias han demostrado que es posible relacionar la profundidad de erosión con el diámetro de la pila (h_s/b). Esto puede explicarse físicamente por el hecho de que la erosión es debida al sistema de vórtice en herradura, cuya intensidad es función del diámetro de la pila.

El número de Reynolds y el denominado "Parámetro de Movilidad del Grano" son parámetros básicos en los estudios de transporte de sedimentos.

Las relaciones geométricas h_0/b y d/b ligan el diámetro de la pila con las dimensiones lineales del flujo y el sedimento.

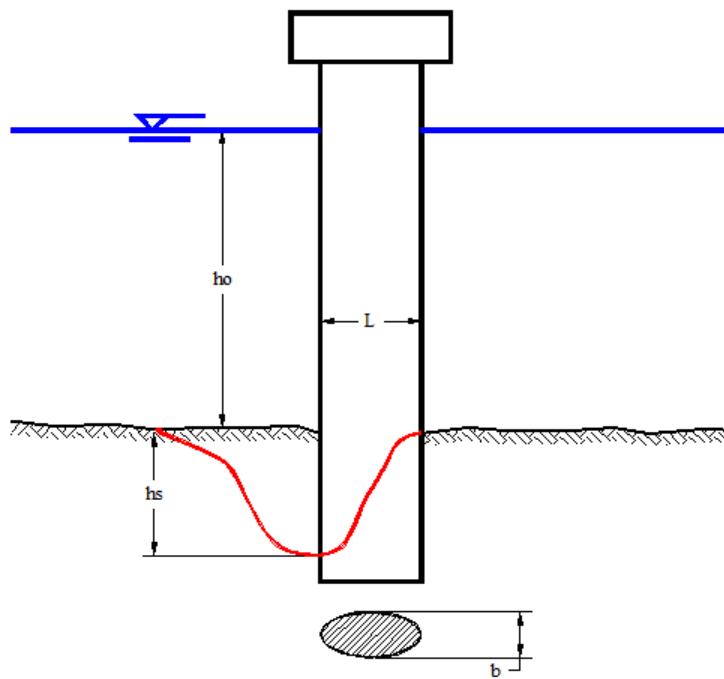


Figura 20: Parámetros

Sin embargo, aún se pueden hacer algunas simplificaciones si consideramos que:

- Para las condiciones de iniciación de arrastre (correspondiente a $h_s = h_{s\text{MAX}}$) existe una relación empírica (tal como la de Shields) entre los parámetros R^* e Y , es decir:

$$Y = f(R^*)$$

- Las masas específicas de sedimentos y líquido se consideran constantes, lo que para condiciones naturales es aproximadamente correcto, con $s \approx 1,65$.

Teniendo en cuenta estas simplificaciones se puede reducir la expresión anterior a la siguiente:

$$\frac{h_s}{b} = F \left(\frac{U}{U_c}; \frac{h_0}{b}; \frac{d}{b} \right)$$

Donde U/U_c es la relación entre la velocidad media del escurrimiento no perturbado y la crítica para la que se inicia el arrastre en todo el lecho.

En general, para una pila de sección cualquiera, se deberán considerar dos parámetros adicionales:

- La **forma** de la sección de la pila.
- El ángulo de ataque del fluido respecto de la pila (α).

Entonces,

$$\boxed{\frac{h_s}{b} = F \left(\frac{U}{U_c}; \frac{h_0}{b}; \frac{d}{b}; \text{forma}; \alpha \right)}$$

CRITERIOS DE CÁLCULO PARA SUELOS NO COHESIVOS

Breusers, Nicollet y Shen

Se recomienda el criterio expuesto en un muy completo artículo publicado por BREUSERS, NICOLLET y SHEN en 1977.

Dicho criterio adopta la expresión deducida anteriormente análisis dimensional, pero despreciando el diámetro del material d . Por lo tanto, la expresión que se tiene en cuenta es:

$$\frac{h_s}{b} = F \left(\frac{U}{U_c}; \frac{h_0}{b}; \text{forma}; \alpha \right)$$

La que, realizado el análisis correspondiente, nos lleva a:

$$\boxed{\frac{h_s}{b} = \Phi_1 \left(\frac{U}{U_c} \right) \left[2 \operatorname{tgh} \left(\frac{h_0}{b} \right) \right] \Phi_2 K_\alpha}$$

Donde:

1. Φ_1 es una función de la relación U/U_c y vale:
 - $\Phi_1(U/U_c) = 0$; si $U/U_c \leq 0,5$
 - $\Phi_1(U/U_c) = 2.U/U_c - 1$; si $0,5 \leq U/U_c \leq 1$
 - $\Phi_1(U/U_c) = 1$; si $U/U_c > 1$ (crecida)
2. Φ_2 es un coeficiente que depende de la forma de la pila, y vale:
 - $\Phi_2 = 1,00$ para pilas circulares o redondeadas.

- $\Phi_2 = 1,30$ para pilas rectangulares.
 - $\Phi_2 = 0,75$ para pilas de forma hidrodinámica.
3. K_α se obtiene directamente de la figura siguiente, en función del ángulo de ataque α y la relación L/b (siendo L la dimensión más larga de la sección de la pila):

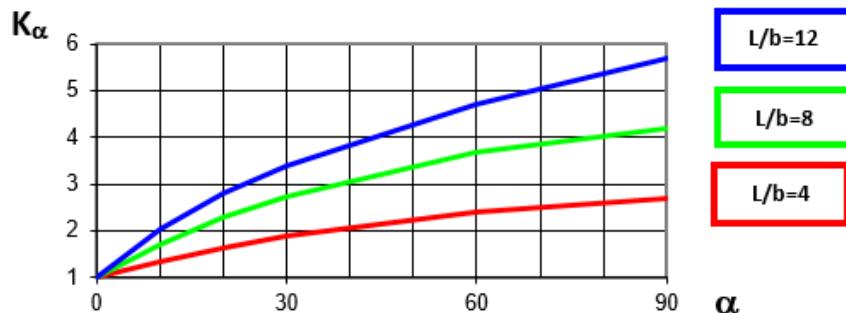


Figura 21: Relación entre el Ángulo de Ataque α y el coeficiente K_α

Vale aclarar que este gráfico fue propuesto por LAURSEN y TOCH para pilas **rectangulares**.

HEC 18

La HEC 18 desarrolla una ecuación para la estimación de la socavación máxima en pilas, sobre suelos granulares. La misma se basa en el método de Richardson y Davis (2001), y se aplica tanto para agua clara como para lecho vivo (live bed).

La erosión debido a la crecida viene dada por lo siguiente ecuación.

$$\frac{y_s}{y_1} = 2.0 K_1 K_2 K_3 \left(\frac{a}{y_1} \right)^{0.65} Fr_1^{0.43}$$

Donde:

- y_s = tirante erosionado (m)
- y_1 = tirante aguas arriba de la pila (m)
- K_1 = Factor de Corrección por forma de la pila (Tabla 5)
- K_2 = Factos de corrección por ángulo del flujo (Tabla 6)
- K_3 = Factor de corrección por lecho del río (Tabla 7)
- a = ancho pila (m)
- L = largo de pila (m)
- Fr = número de Froude
- V_1 = velocidad del flujo aguas arriba de la pila (m/s)

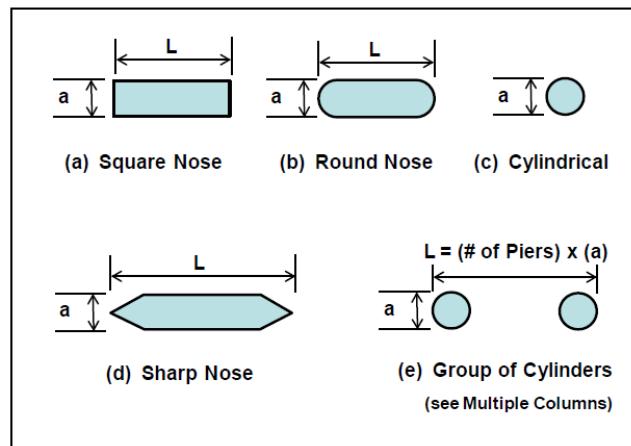


Figura 22: Formas de pilas

Correction Factor, K_1 , for Pier Nose Shape.	
Shape of Pier Nose	K_1
(a) Square nose	1.1
(b) Round nose	1.0
(c) Circular cylinder	1.0
(d) Group of cylinders	1.0
(e) Sharp nose	0.9

Tabla 5: factor de corrección por forma de la pila (K_1)

Correction Factor, K_2 , for Angle of Attack, θ , of the Flow.			
Angle	$L/a=4$	$L/a=8$	$L/a=12$
0	1.0	1.0	1.0
15	1.5	2.0	2.5
30	2.0	2.75	3.5
45	2.3	3.3	4.3
90	2.5	3.9	5.0

Angle = skew angle of flow
 L = length of pier

$$K_2 = \left(\cos \theta + \frac{L}{a} \sin \theta \right)^{0.65}$$
Tabla 6: factor de corrección por ángulo de ataque del flujo (K_2)

Increase in Equilibrium Pier Scour Depths, K_3 , for Bed Condition.		
Bed Condition	Dune Height ft	K_3
Clear-Water Scour	N/A	1.1
Plane bed and Antidune flow	N/A	1.1
Small Dunes	$10 > H \geq 2$	1.1
Medium Dunes	$30 > H \geq 10$	1.2 to 1.1
Large Dunes	$H \geq 30$	1.3

Tabla 7: factor de corrección por condición del lecho del río (K_3)

En caso de tener $L/a > 12$, utilizar dicha columna para estimar K_2 . Además, si el ángulo de ataque es superior a 5 grados, se pierde el efecto de la forma de la pila y predomina el ángulo de la corriente ($K_1 = 1$).

La fórmula presentada sobreestima la erosión producida en casos donde la pila es muy ancha. Por esta razón, la HEC 18 incluye un factor de corrección (K_w), desarrollado por Johnson y Torrico (1994), el cual se aplica directamente a la fórmula anterior, en los siguientes casos:

- $Y/a < 0.8$
- $a/D_{50} > 50$

$$K_w = 2.58 \left(\frac{y}{a} \right)^{0.34} Fr_1^{0.65} \quad \text{for } V / V_c < 1$$

$$K_w = 1.0 \left(\frac{y}{a} \right)^{0.13} Fr_1^{0.25} \quad \text{for } V / V_c \geq 1$$

Sheppard y Melville Modificada

En el 2011 la NCHRP realizó un extenso estudio (Report 682 - **Ref. 5**) acerca de los métodos para estimar la erosión local en pilas en suelos no cohesivos. En el mismo, se incluyen más de 20 ecuaciones, desarrolladas por diversos autores, y se las compara contra mediciones en campo y en laboratorio.

Luego de una serie de instancias de descarte y evaluación, se selecciona el método óptimo para la estimación de erosión local en pilas.

La totalidad de ecuaciones abordadas en el NCHRP Report 682 se resumen en la Tabla 8

Tabla 8: Ecuaciones evaluadas en el NCHRP Report 682

Reference	Equation	Notes	No.
Inglis (1949)	$\frac{y_s + y_l}{a} = 1.70 \left[\frac{q^{2/3}}{a} \right]^{0.78}$	q = average discharge intensity upstream from the bridge (ft^2/s) a = pier width	1
Ahmad (1953)	$y_s + y_l = 0.45 K_s q_2^{2/3}$	q_2 = local discharge intensity in contracted channel (ft^2/s)	2
Laursen (1958)	$\frac{a}{y_l} = 5.5 \frac{y_s}{y_l} \left[\left(\frac{y_s}{11.5 y_l} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right]$	Applies to live-bed scour	3
Chitale (1962)	$\frac{y_s}{y_l} = 6.65 \text{Fr} - 0.51 - 5.49 \text{Fr}^2$	Fr = Froude Number of the approach flow $= V_l / (gy_l)^{0.5}$	4
Laursen (1963)	$\frac{a}{y_l} = 5.5 \frac{y_s}{y_l} \left[\frac{\left(\frac{y_s}{11.5 y_l} + 1 \right)^{3/6}}{\left(\frac{\tau_l}{\tau_c} \right)^{0.5}} - 1 \right]$	Applies to clear-water scour τ_l = grain roughness component of bed shear τ_c = critical shear stress at threshold of motion	5
Larras (1963)	$y_s = 0.43 K_s K_\theta a^{0.75}$	a is in ft	6
Breusers (1965)	$y_s = 1.4 a$	Derived from data for tidal flows	7
Blench (1969)	$\frac{y_s + y_l}{y_r} = 1.8 \left(\frac{a}{y_r} \right)^{0.25}$	y_r = regime depth $= 1.48 (q^2 F_B)^{3/5}$ where $F_B = 1.9 (D)^{0.5}$, D is in mm and q in m^2/s	8
Shen et al. (1969)	$y_s = 0.000223 \left(\frac{V_a}{v} \right)^{0.619}$ $y_s = 0.000223 \left(\frac{V_a}{v} \right)^{0.619}$	v = kinematic viscosity	9
Coleman (1971)	$\frac{V_l}{\sqrt{2gy_s}} = 0.6 \left(\frac{V_l}{a} \right)^{0.9}$		10
Haneu (1971)	$\frac{y_s}{a} = 2.42 \left(\frac{2V_l}{V_c} - 1 \right) \left(\frac{V_c^2}{ga} \right)^{1/3}$	$(2V_l/V_c - 1) = 1$ for live-bed scour	11
Neill (1973)	$y_s = K_s a$	$K_s = 1.5$ for round-nosed and circular piers; $K_s = 2.0$ for rectangular piers	12
Breusers et al. (1977)	$\frac{y_s}{a} = f \left(\frac{V_l}{V_c} \right) \left[2.0 \tanh \left(\frac{y_l}{a} \right) \right] K_1 K_2$	$f(V_l/V_c) = 0$ for $V_l/V_c \leq 0.5$ $= (2V_l/V_c - 1)$ for $0.5 < V_l/V_c < 1$ $= 1$ for $V_l/V_c > 1$	13
Jain (1981)	$\frac{y_s}{a} = 1.84 \left(\frac{y_l}{a} \right)^{0.3} \text{Fr}_c^{0.25}$	Applies to maximum clear-water scour	14
Froehlich (1988)	$\frac{y_s}{a} = 0.32 K_s \text{Fr}^{0.2} \left(\frac{a_p}{a} \right)^{0.62} \left(\frac{y_l}{a} \right)^{0.46} \left(\frac{a}{D_{s0}} \right)^{0.08} + 1$	a_p = projected width of pier	15
May and Willoughby (1990)	$y_s = 2.4 f_s \left(\frac{y_l}{y_{sc}} \right) \left(\frac{y_{sc}}{y_{sm}} \right)$	For circular cylinder: $f_s = 1.0$ $\frac{y_s}{y_{sc}} = 1 - 3.66 \left(1 - \frac{V_l}{V_c} \right)^{1/6} \quad 0.52 \leq \frac{V_l}{V_c} \leq 1.0$ $= 1.0 \quad \frac{V_l}{V_c} > 1.0$ $\frac{y_s}{y_{sc}} = 0.55 \left(\frac{y_l}{a} \right)^{0.6} \quad \frac{y_l}{a} \leq 2.7$ $= 1.0 \quad \frac{y_l}{a} > 1.0$	16

Reference	Equation	Notes	No.
Breusers and Raudkivi (1991)	$\frac{y_s}{a} = 2.3 K_y K_s K_d K_o K_\theta$	For an aligned pier, $y_s=2.3 K_s K_d K_o b$	17
Gao et al. (1993)	$y_s = 0.46 K_s a^{0.60} y_l^{0.15} D^{-0.07} \left[\frac{V_l - V_c'}{V_c - V_c'} \right]^\eta$ $V_c = \left(\frac{y_l}{D} \right)^{0.14} \left[17.6 \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) D + 6.05 \times 10^{-7} \left(\frac{10 + y_l}{D^{0.72}} \right) \right]^{0.5}$ $V_c' = 0.645 \left(\frac{D}{a} \right)^{0.053} V_c$ <p>where y_s, a, y_l, D, V_l, V_c, V_c' are in S.I. units.</p>	V_c' = incipient velocity for local scour at a pier K_s = shape and alignment factor $\eta = 1$ for clear-water scour < 1 for live-bed scour i.e., $\eta = \left(\frac{V_c}{V} \right)^{0.35+2.23 \log_{10} D}$	18
Ansari and Qadar (1994)	$y_s = 0.024 a_p^{3.0} \quad a_p < 7.2 \text{ ft}$ $y_s = 2.238 a_p^{0.4} \quad a_p > 7.2 \text{ ft}$		19
Wilson (1995)	$\frac{y_s}{a^*} = 0.9 \left(\frac{y_l}{a^*} \right)^{0.4}$	a^* = effective width of pier	20
Melville (1997)	$y_s = K_{ya} K_I K_D K_s K_\theta$ $K_{ya} = 2.4a \quad \text{for } a / y_l < 0.7$ $K_{ya} = 2(y_l a)^{0.5} \quad \text{for } 0.7 < a / y_l < 5$ $K_{ya} = 4.5 y_l \quad \text{for } a / y_l > 5$ $K_I = \frac{V_l - (V_{lp} - V_c)}{V_c} \quad \text{for } \frac{V_l - (V_{lp} - V_c)}{V_c} < 1.0$ $K_I = 1 \quad \text{for } \frac{V_l - (V_{lp} - V_c)}{V_c} \geq 1.0$ $K_D = 0.57 \log_{10} \left(2.24 \frac{a}{D_{50}} \right) \quad \text{for } \frac{a}{D_{50}} \leq 25$ $K_D = 1 \quad \text{for } \frac{a}{D_{50}} > 25$		21
Richardson and Davis (2001)	$\frac{y_s}{a} = 2 K_s K_\theta K_3 K_4 K_w \left(\frac{y_l}{a} \right)^{0.35} Fr^{0.43}$	K_3 = factor for mode of sediment transport K_4 = factor for armoring by bed material K_w = factor for very wide piers after Johnson and Torrico (1994) $y_{s(max)} = 2.4b$ for $Fr \leq 0.8$ $y_{s(max)} = 3b$ for $Fr > 0.8$	22

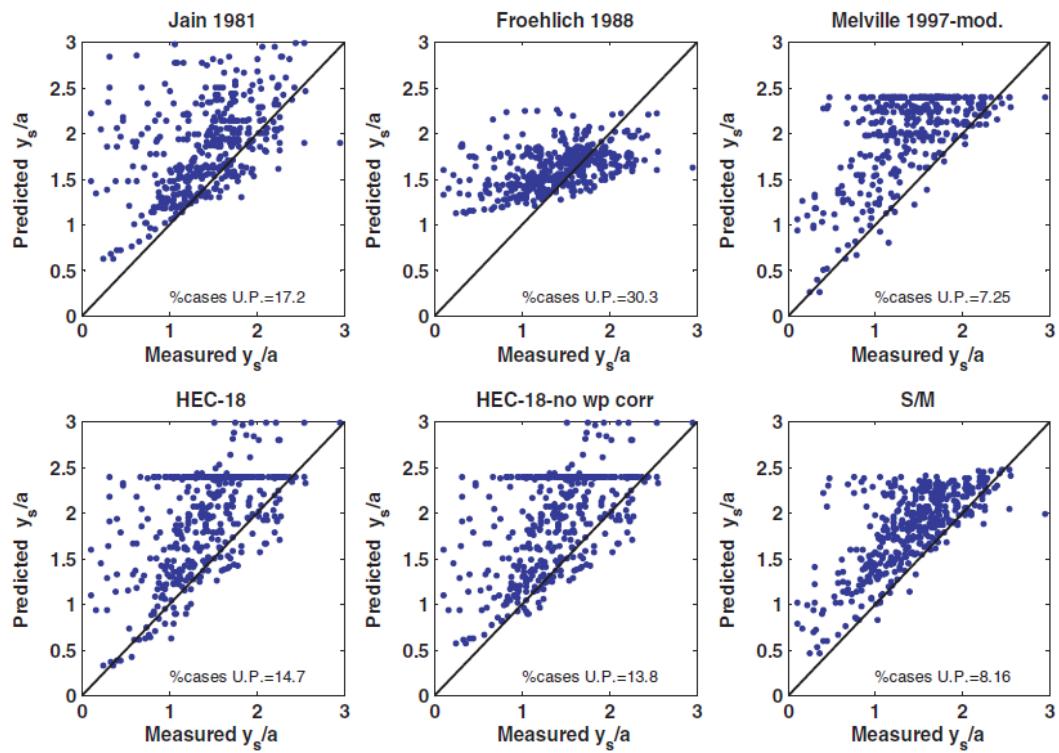
Reference	Equation	Notes	No.
Sheppard and Miller (2006)	$\frac{y_i}{a^*} = 2.5f_1 f_2 f_3$ $\text{for } 0.47 < \frac{V_i}{V_c} < 1.0$ $\frac{y_i}{a^*} = f_1 \left[2.2 \left(\frac{\frac{V_i}{V_c} - 1}{\frac{V_{ip}}{V_c} - 1} \right) + 2.5 f_3 \left(\frac{\frac{V_{ip}}{V_c} - \frac{V_i}{V_c}}{\frac{V_{ip}}{V_c} - 1} \right) \right] \text{ for } 1 < \frac{V_i}{V_c} < \frac{V_{ip}}{V_c}$ $\frac{y_i}{a^*} = 2.2 f_1 \text{ for } \frac{V_i}{V_c} > \frac{V_{ip}}{V_c}$ $f_1 = \tanh \left[\left(\frac{y_i}{a^*} \right)^{0.4} \right]$ $f_2 = \left\{ 1 - 1.75 \left[\ln \left(\frac{V_i}{V_c} \right) \right]^2 \right\}$ $f_3 = \left[\frac{\left(\frac{a^*}{D_{90}} \right)}{0.4 \left(\frac{a^*}{D_{90}} \right)^{1.2} + 10.6 \left(\frac{a^*}{D_{90}} \right)^{-0.13}} \right]$ $V_{ip1} = 0.8 \sqrt{g y_0}$ $V_{ip2} = 29.31 u_{*c} \log_{10} (4y_i/D_{90})$ $V_{ip} = \begin{cases} V_{ip1} & \text{for } V_{ip1} \geq V_{ip2} \\ V_{ip2} & \text{for } V_{ip2} > V_{ip1} \end{cases}$	$a^* = \text{effective diameter}$ $= \text{projected width} * \text{shape factor}$ $\text{Shape factor} = 1, \text{circular}$ $= 0.86 + 0.97 \left(\left \alpha - \frac{\pi}{4} \right \right)^4, \text{ square}$ $\alpha = \text{flow skew angle in radians}$	23

Como se puede ver en la tabla, el estudio abarca algunas de las fórmulas desarrolladas en el presente apunte, y también las fórmulas presentadas en Hydraulic Engineering Circular No. 18.

Otra de las ecuaciones estudiadas, es una fórmula desarrollada por NCHRP donde combina el método de Sheppard y Miller (2006) con el método de Melville (1997).

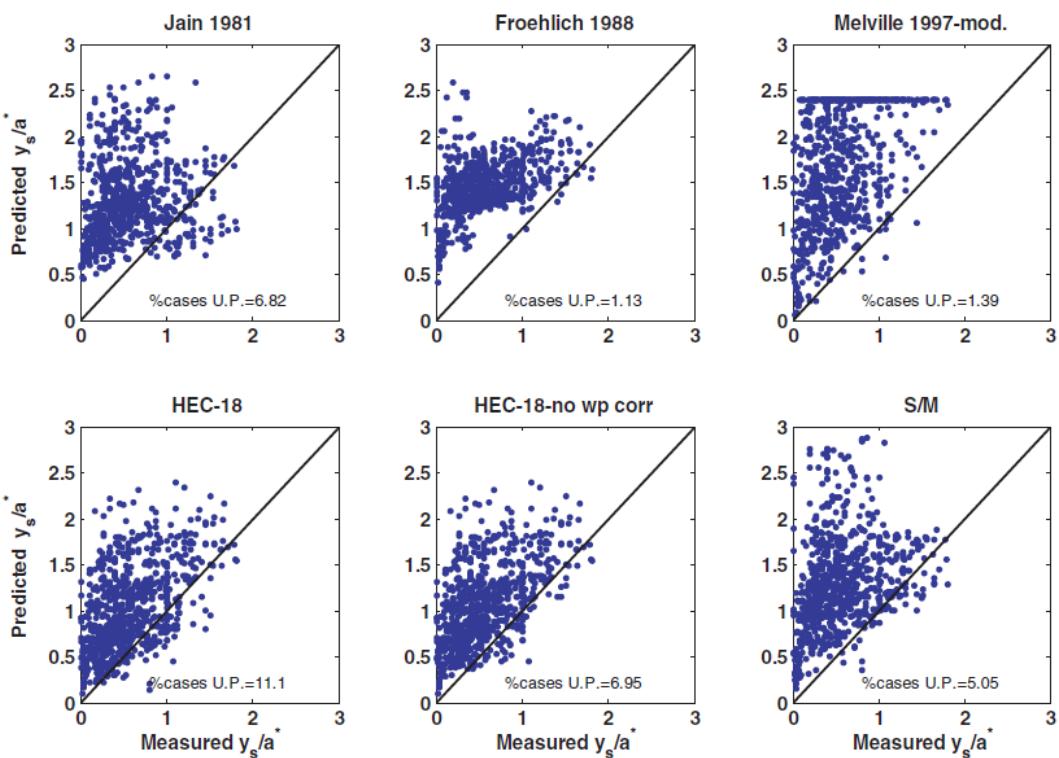
A partir de los datos recopilados en campo y en laboratorio, 6 de las 23 ecuaciones llegaron a una instancia final de evaluación:

- Jain (1981)
- Froehlich (1988)
- Melville (1997) – Modificada
- HEC-18 (con y sin corrección por ancho de pila)
- Sheppard y Melville (S/M)



U.P. = underpredicted

Figura 23: Predicción de la erosión normalizada vs mediciones en laboratorio



U.P. = underpredicted

Figura 24: Predicción de la erosión normalizada vs mediciones en campo

Finalmente, se selecciona la fórmula con mejores resultados en el estudio, siendo la ecuación de S/M, presentada en la Figura 25.

$$\frac{y_s}{a^*} = 2.5f_1 f_2 f_3 \quad \text{for } 0.4 \leq \frac{V_1}{V_c} < 1.0$$

$$\frac{y_s}{a^*} = f_1 \left[2.2 \left(\frac{\frac{V_1}{V_c} - 1}{\frac{V_{lp}}{V_c} - 1} \right) + 2.5 f_3 \left(\frac{\frac{V_{lp}}{V_c} - \frac{V_1}{V_c}}{\frac{V_{lp}}{V_c} - 1} \right) \right] \quad \text{for } 1.0 \leq \frac{V_1}{V_c} \leq \frac{V_{lp}}{V_c}$$

$$\frac{y_s}{a^*} = 2.2f_1 \quad \text{for } \frac{V_1}{V_c} > \frac{V_{lp}}{V_c}$$

$$f_1 = \tanh \left[\left(\frac{y_1}{a^*} \right)^{0.4} \right]$$

$$f_2 = \left\{ 1 - 1.2 \left[\ln \left(\frac{V_1}{V_c} \right) \right]^2 \right\}$$

$$f_3 = \frac{\left(\frac{a^*}{D_{50}} \right)^{1.13}}{10.6 + 0.4 \left(\frac{a^*}{D_{50}} \right)^{1.33}}$$

Figura 25: ecuación de Sheppard y Melville Modificada

Donde:

- a^* : ancho efectivo de pila (ancho proyectado = a x factor de forma ($k=1$ para circular))
- Y_1 : tirante inicial (m)
- D_{50} : tamaño de tamiz que pasa más del 50% de las partículas (m)
- V_1 : velocidad del flujo (m/s)
- V_c : Velocidad crítica (m/s)

En caso de no contar con una fórmula para estimar a velocidad crítica, puede adoptarse la siguiente opción:

$$V_{lp} = 5V_c \text{ or } 0.6\sqrt{gy_1} \text{ (whichever is greater)}$$

$$V_c = 5.75u_c^* \log \left(5.53 \frac{y_1}{D_{50}} \right)$$

$$u_c^* = K_u (0.0377 + 0.041 D_{50}^{1.4}) \quad \text{for } 0.1 \text{ mm} < D_{50} < 1 \text{ mm}$$

$$u_c^* = K_u (0.1D_{50}^{0.5} - 0.0213/D_{50}) \quad \text{for } 1 \text{ mm} < D_{50} < 100 \text{ mm}$$

Donde:

- K_u : 0.3048 para unidades S.I.
- D_{50} : para cálculo de u_c D_{50} en (mm), para cálculo de V_c D_{50} en (m).

OTROS CRITERIOS

El criterio de cálculo de Breusers, Nicollet y Shen corresponde a un trabajo realizado por expertos en el año 1977. Pese a su antigüedad, trabajos más recientes han confirmado su validez. Entre ellos se puede mencionar al realizado en Nueva Zelanda por B.W. MELVILLE, de la Universidad de Auckland, y A.J. SUTHERLAND, de la Universidad de Christchurch, en el año 1989. De este trabajo, se pueden rescatar los gráficos que se exponen en la Figura 26 y Figura 27 en los cuales se puede comprobar fácilmente cómo los valores previstos por SHEN y BREUSERS son bastante aproximados a los resultantes de las curvas propuestas.

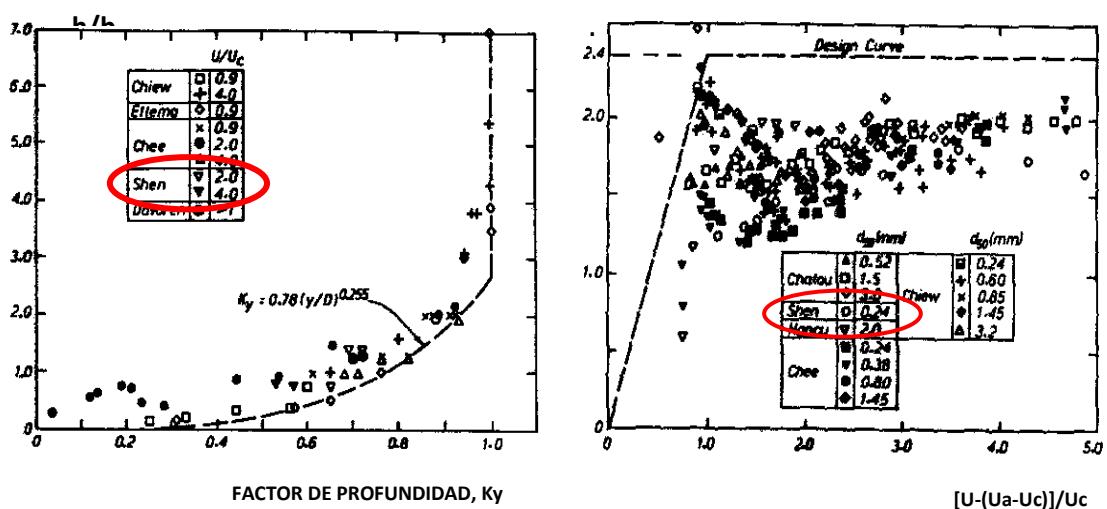


Figura 26: Influencia de la Profundidad Inicial y de la Intensidad del Flujo en la Profundidad de Socavación

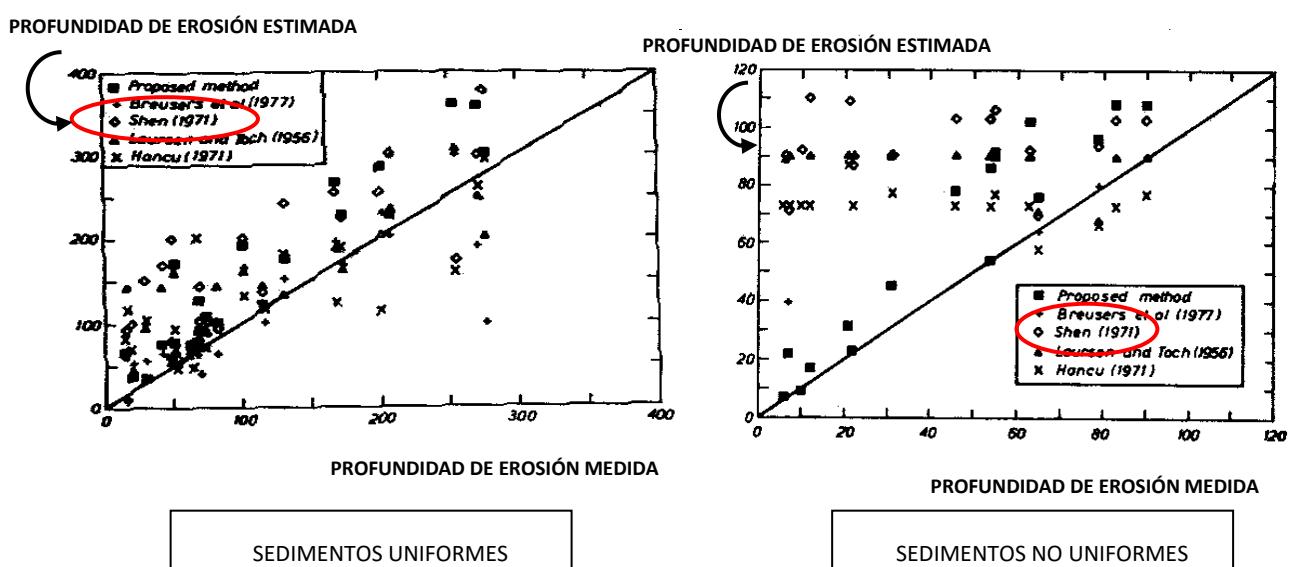


Figura 27: Comparación para Sedimentos Uniformes y No Uniformes de los métodos de diseño existentes con el propuesto

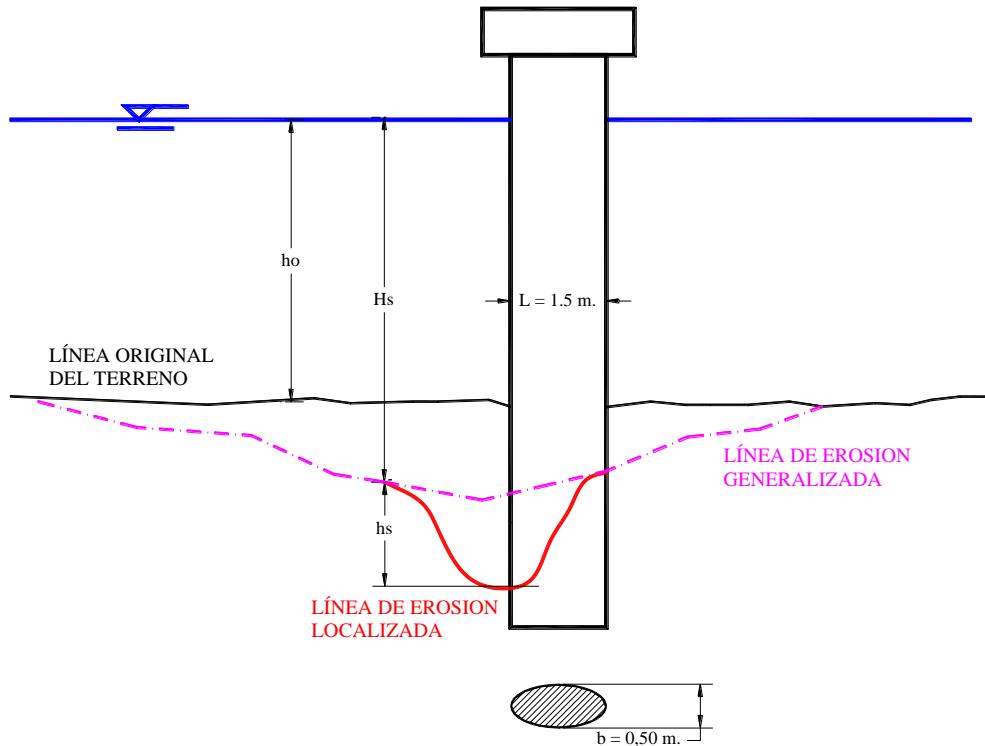
Por otro lado, puede también mencionarse de este trabajo la elaboración de un estudio ampliatorio del Factor $K\alpha$ para distintos tipos de pilas y según distintos autores, según se expone en la tabla siguiente:

Forma de la Pila	L/b	Referencia			
		Tison (1940)	Laursen y Toch (1956)	Chabert y Engeldinger (1956)	Venkatadri (1965)
Circular	1,0	1,00	1,00	1,00	1,00
Lenticular	2,0	--	0,97	--	--
	3,0	--	0,76	--	--
	4,0	0,67	--	0,73	--
	7,0	0,41	--	--	--
Nariz Parabólica	--	--	--	--	0,56
Nariz Triangular (60°)	--	--	--	--	0,75
Nariz Triangular (90°)	--	--	--	--	1,25
Elíptica	2,0	--	0,91	--	--
	3,0	--	0,83	--	--
Ojival	4,0	0,86	--	0,92	--
Joukowski	4,0	--	--	0,86	--
	4,1	0,76	--	--	--
Rectangular	2,0	--	1,11	--	--
	4,0	1,40	--	1,11	--
	6,0	--	1,11	--	--

Tabla 9: $K\alpha$ para diversos tipos de pilas según diferentes autores

EJEMPLO PRÁCTICO 2

Supongamos una pila ubicada en la faja Nro.10 del Ejemplo Práctico Nro.1, con las siguientes dimensiones:



Suponemos, además, un Ángulo de Ataque nulo ($\alpha=0^\circ$).

Entonces, utilizando la fórmula de NICOLLET, se tiene:

- Como se trata de una crecida: $\frac{U}{U_c} > 1 \Rightarrow \phi_1 \left[\frac{U}{U_c} \right] = 1$
- Como la pila es redondeada: $\phi_2 = 1$
- Ingresando al gráfico correspondiente con $\alpha=0^\circ$ y $L/b = 3 \Rightarrow K_\alpha = 1$

$$hs = \phi_1 \left[\frac{U}{U_c} \right] \left[2 \operatorname{tgh} \left(\frac{H_s}{b} \right) \right] \phi_2 K_\alpha = 1 \cdot 2 \cdot \operatorname{tgh} \left(\frac{4,090}{0,50} \right) \cdot 1.1$$

$$\Rightarrow hs = 2 \text{ m}$$

CRITERIOS DE CÁLCULO PARA SUELOS COHESIVOS

HEC 18

Briaud et al. 2011 presenta una fórmula en función de la velocidad crítica desarrollada a través de datos de laboratorio.

$$y_s = 2.2 K_1 K_2 a^{0.65} \left(\frac{2.6 V_1 - V_c}{\sqrt{g}} \right)^{0.7}$$

Donde:

- V_c : velocidad crítica para inicio de la erosión del material cohesivo (m/s)
- g : gravedad (m/s²)

La velocidad crítica depende de la tensión de corte crítica, por lo que para su determinación se recae en el mismo problema mencionado anteriormente, la falta de correlación con los parámetros del suelo. Para conocer dicha velocidad se puede recurrir a la metodología determinada por la NCHRP 2004, o Briaud et al. 2011.

Los coeficientes K_1 , K_2 y a son idénticos a los mencionados en la ecuación para suelos granulares en la Tabla 5 y Tabla 6.

NCHRP 516

La NCHRP propone una fórmula para suelos finos estudiada a partir de ensayos de laboratorio y mediciones en campo (Ref. 7). Por más que no requiere ningún parámetro propio del material, ha demostrado un buen ajuste para la estimación de la erosión máxima en suelos cohesivos.

$$Z_{\max} (\text{mm}) = 0.18 \cdot K_w \cdot K_{sp} \cdot K_{sh} \cdot \left(\frac{B'V}{v} \right)^{0.635}$$

Donde:

- Z_{\max} : erosión máxima producida
- K_w : factor de corrección para aguas poco profundas
- K_{sp} : factor de espaciamiento de las pilas
- K_{sh} : factor de forma (Tabla 5)
- B' : ancho de pila proyectado según el ángulo de ataque
- V : velocidad del flujo aguas arriba de la pila
- v : viscosidad cinemática del agua (10^{-6} m²/s para 20°C)

El factor de corrección para aguas poco profundas se calcula en función del ancho de pila (B) y el tirante aguas arriba de la misma (H).

$$K_w = \begin{cases} 0.85 \left(\frac{H}{B} \right)^{0.34} & H/B < 1.62 \\ 1 & H/B \geq 1.62 \end{cases}$$

Para el factor de espaciamiento, se hace una relación entre el ancho de las sección del puente (B_1), y dicha sección sin el espacio ocupado por las n pilas.

$$K_{sp} = \frac{B_1}{(B_1 - nB)}$$

PROTECCIÓN DE LAS PILAS CONTRA LA EROSIÓN

Luego de haber seleccionado la forma de la pila pueden considerarse ciertas condiciones adicionales para impedir o disminuir los efectos erosivos a su alrededor.

En términos generales, existen dos formas de controlar el proceso de erosión:

Impedir o modificar el cambio de dirección en la región de aguas arriba de la pila, tratando de reducir los vórtices.

Tratar que el fondo del cauce resista la acción erosiva.

Veremos a continuación, entonces, las distintas posibilidades que existen para cada uno de estos dos enfoques.

Modificación del cambio de dirección

Zapata de Fundación o Cabezales

La zapata o cabezal sobre la cual se puede tener que fundar la pila por razones estructurales, puede llegar a una probabilidad de disminuir la erosión hasta un valor de 1/3 de la erosión que ocurriría con la pila sola.

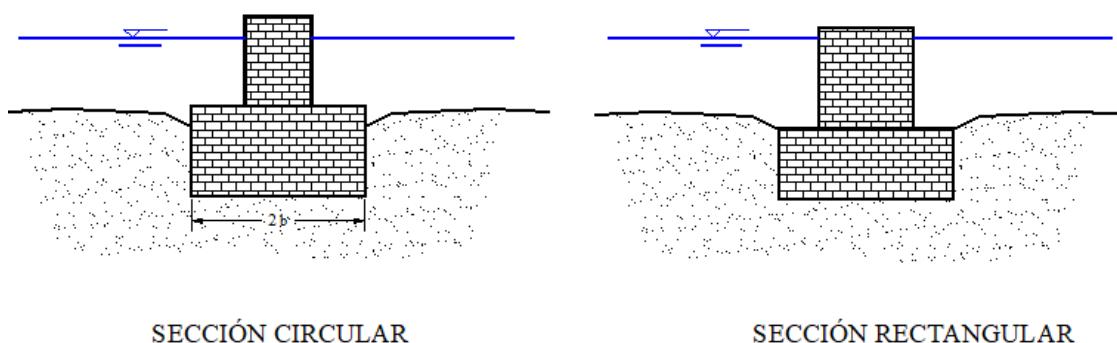


Figura 28: Protección en la Base por Zapatas

En el caso de pilas (y zapatas) de sección circular se encontró que la disposición óptima se logra con zapatas cuyo diámetro es tres veces el de la pila y con su techo ubicado a $b/2$ por debajo del nivel natural del lecho.

Voladizo Desarrollado

A nivel nacional, los ingenieros COTTA y JENSEN desarrollaron un dispositivo aplicable a pilas de sección rectangular (con bordes redondeados o no) y de sección circular. Consiste en una losa en voladizo que rodea a la pila a la altura del lecho y cuya disposición y relaciones se resumen en la Figura 29 y Figura 30.

En todos los casos, el voladizo debe colocarse en el nivel del lecho o preferentemente más bajo, pues si emergiera del lecho perdería rápidamente eficacia. El espesor recomendado no debe superar $0,08b$ para evitar que un eventual afloramiento empeore la situación. El hormigón del voladizo debe protegerse en todo su contorno mediante una pieza metálica moldeada en U. Si se previeran descensos del lecho por erosión generalizada del río o de la contracción del puente, el voladizo tendría que ubicarse en el nivel mínimo previsto para el lecho (pudiendo dejarse un segundo en el nivel actual del lecho).

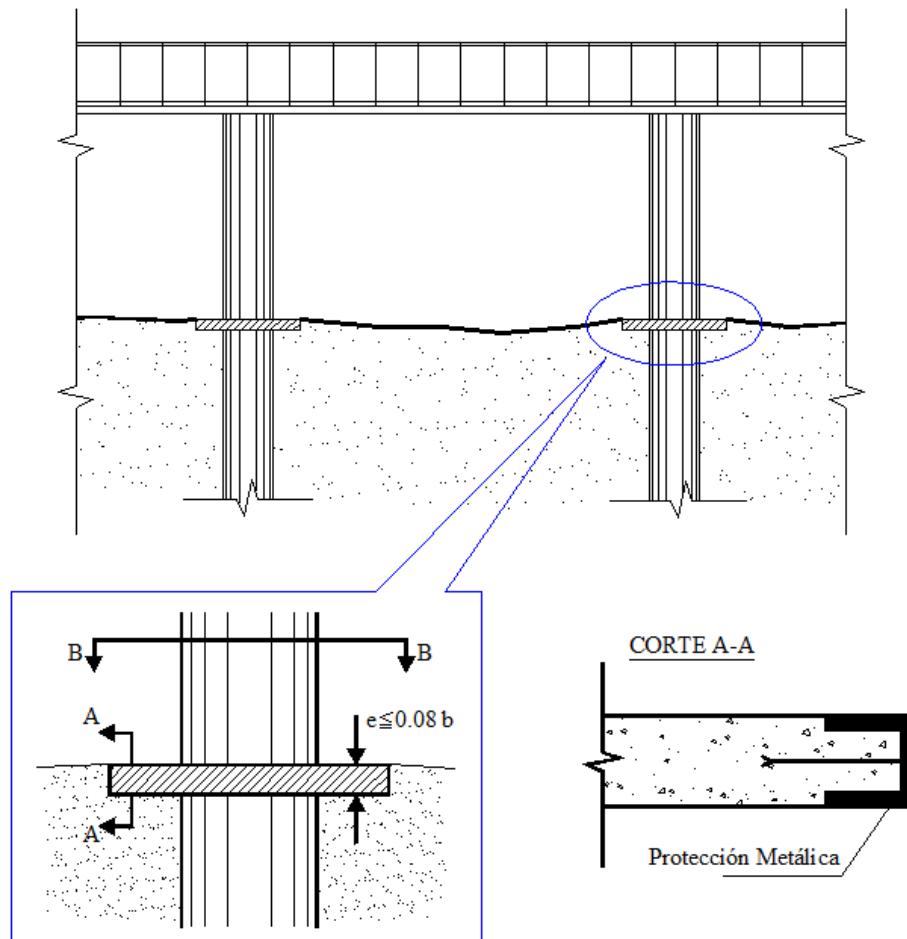


Figura 29: Protección con Placas (Método de Cotta-Jensen)

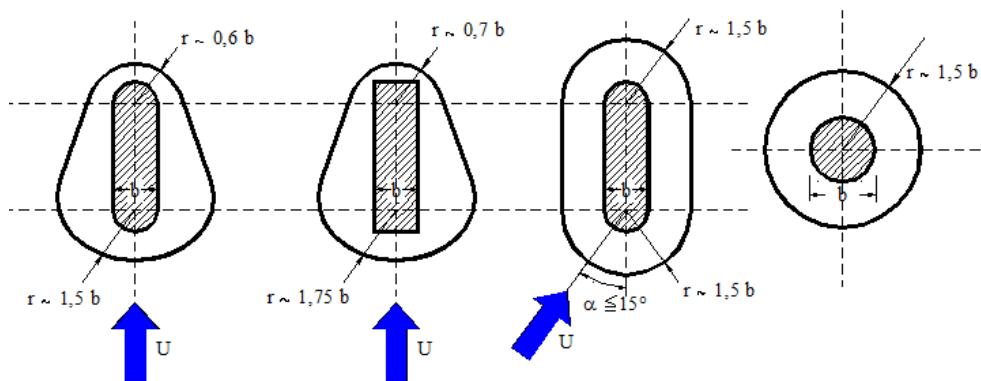


Figura 30: Protección con Placas (Método de Cotta-Jensen) - Corte B-B

Pilas Auxiliares Aguas Arriba

Este método consiste en la construcción de pequeñas pilas delante de la pila estructural, tal como se muestra en la Figura 31. Dichas pilas tienen el propósito de romper la corriente incidente y controlar el vórtice en hendidura, que genera la erosión.

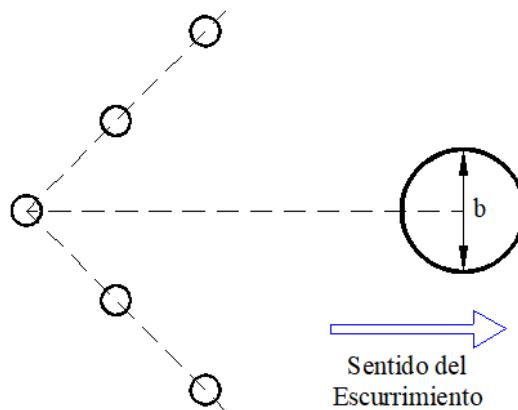


Figura 31: Protección con Pilas Adicionales

Sin embargo, si bien los ensayos de laboratorio indicaron reducciones de erosión del 50% mediante este método, no se pueden enunciar leyes o criterios de diseño para el sistema.

Pantalla Auxiliar Aguas Arriba

Este tipo de protección es útil sólo cuando el ángulo de ataque es nulo, ya que no ha sido ensayado para corrientes oblicuas. Se puede ver su disposición en la Figura 32.

La altura más económica de pantalla es del orden de $h_0/3$ pues su acción protectora es la misma que si llegara a la superficie y se recomienda ubicarla a una distancia de $2,2b$ aguas arriba de la nariz de las pilas.

Con este tipo de protección se obtienen reducciones de erosión del orden del 70%.

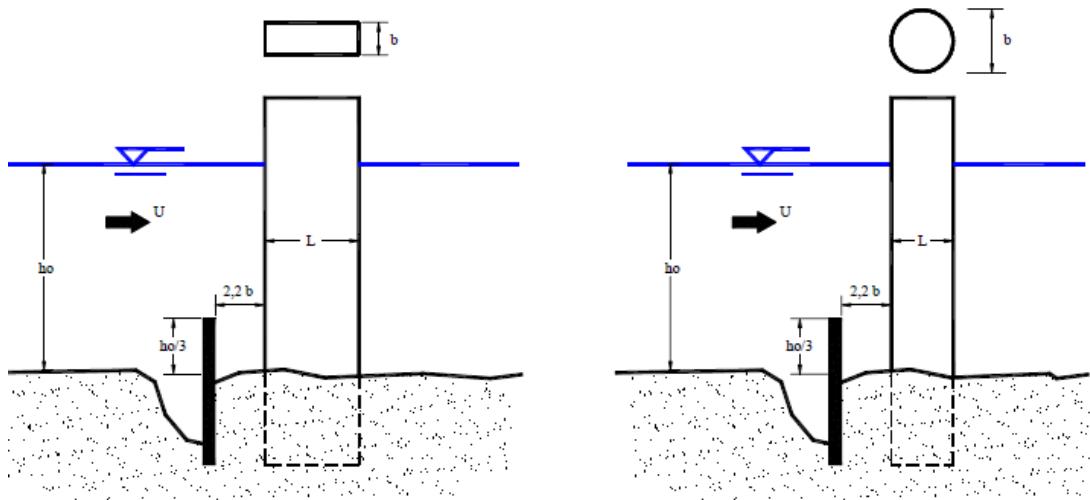


Figura 32: Protección con Pantallas

Es muy útil como paliativo colocando la pantalla una vez que se alcanzó el foso máximo de erosión y rellenando luego el pozo hasta alcanzar las mismas condiciones que tendría si la protección hubiera sido colocada antes de iniciarse la erosión.

Resistencia del Fondo a la Acción Erosiva

Protección con Enrocado (RIP-RAP)

El método consiste en evitar la erosión mediante el volcado de piedras en el foso alrededor de la pila. La experiencia demuestra, además, que el RIP-RAP es el único tipo de protección que permite controlar totalmente la socavación.

Es muy importante la adecuada selección del material que conformará el enrocado. El peso de sus componentes se determina en base a resultados experimentales que arrojan el resultado que, para un sedimento dado que conforma el lecho, la erosión aparece cuando $U \geq U_c$ para cualquier diámetro de la pila. Por lo tanto, si la velocidad media máxima calculada para el río en la sección del puente se denomina U_{max} , será necesario colocar elementos de enrocado capaces de ser estables ante velocidades de $2U_{max}$ (siempre definidas como medias en la vertical).

El diámetro del enrocado estable d puede determinarse, suponiendo un perfil logarítmico de velocidades (LOPARDO, 1976), según la siguiente expresión simplificada:

$$U_{max} = 2 U_c = 1,4 \sqrt{g(s-1)d} \left(\frac{h_0}{d} \right)^{\frac{1}{6}}$$

En esta expresión, según puede apreciarse, el diámetro está implícito, por lo que se lo puede hallar por tanteos.

También puede utilizarse la conocida fórmula de IZBASH:

$$U_c = 0,86 \sqrt{2 \cdot g \cdot (s-1) \cdot d}$$

Algunas recomendaciones prácticas:

- El enrocado debería ser, en lo posible, de tamaño uniforme en la superficie.
- Debe colocarse un buen filtro invertido para evitar que el material fino del lecho resulte absorbido por la corriente.
- Se recomienda colocar el enrocado a partir del nivel inferior que puede alcanzar el lecho durante la socavación general bajo el puente (ver Figura 33). Esto debe hacerse con el fin de no reducir el área hidráulica útil de la sección transversal bajo el puente.

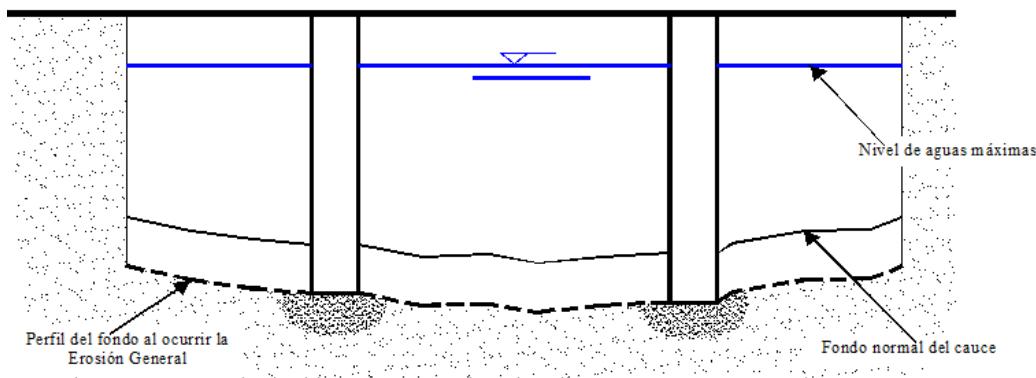
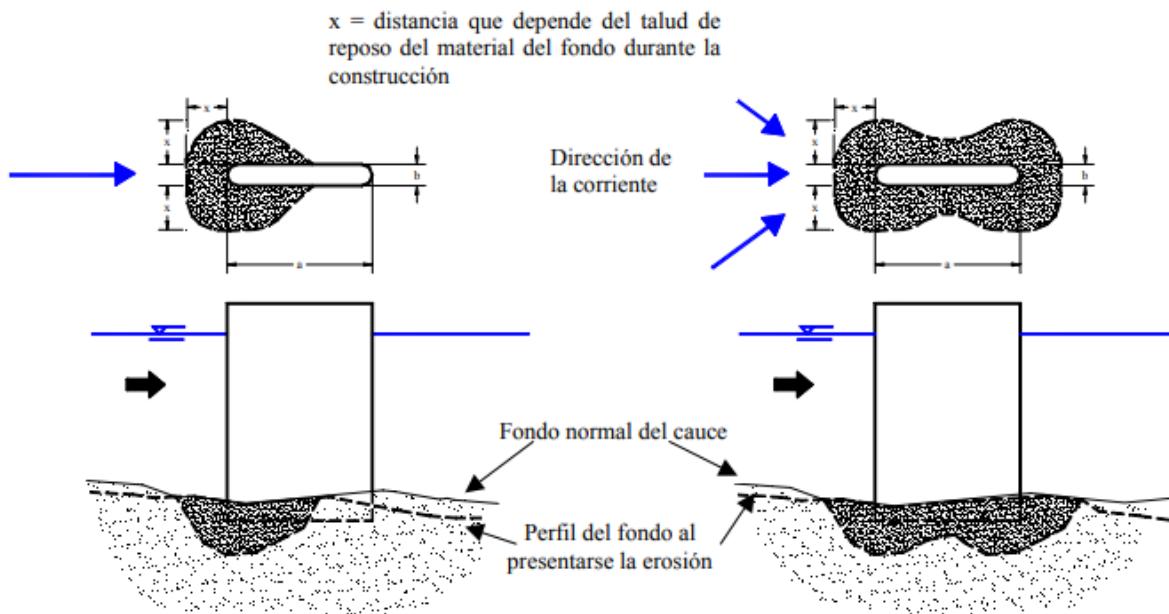


Figura 33: Profundidad a Colocar la Protección de Enrocado

- d. Esta protección es útil para la pila orientada en el sentido de la corriente y para cualquier ángulo de ataque de la misma. Cuando $\alpha=0$ la protección sólo es necesaria en el frente de la pila. Cuando la corriente puede incidir en cualquier ángulo la protección debe rodear el pedraplén. Ver Figura 34



ANGULO DE INCIDENCIA NULO

La línea gruesa del fondo indica que sólo se presenta socavación local y no se tienen condiciones de socavación general

ANGULO DE INCIDENCIA VARIABLE

La línea gruesa del fondo indica la condición de máxima erosión general

Figura 34: Forma de Colocación del Enrocado de Protección

- e. Las dimensiones en horizontal de la protección deben cubrir, al menos, una distancia de dos veces el ancho de la pila medida desde la cara de la misma.
- f. Tener mucho cuidado, porque una mala colocación de la protección de enrocado puede provocar por sí misma un fenómeno erosivo local.

Protección con Gaviones y Colchonetas

Este constituye un método más efectivo que el anterior y consiste básicamente en rodear la pila con gaviones. En contacto con el suelo, además, se dispondrán colchonetas que, colocados adecuadamente con la utilización de algún material de filtro (Ej.: Geotextil), tendrán el objetivo de impedir el arrastre del material de fondo y de dar resistencia al mismo.

EROSIÓN LOCALIZADA EN ESTRIBOS DE PUENTES

Un puente que cruza un río supone, al menos para grandes crecidas, una contracción del cauce fluvial con los terraplenes del camino.

El encuentro final de estos terraplenes con el puente propiamente dicho (presentando contacto con el agua) da origen a los estribos del puente.

Los estribos pueden ser formados por el propio terraplén, protegido por enrocado, o directamente construidos en hormigón y tener diversas formas y ángulos de encuentro con la corriente.

Tal como en el caso de las pilas del puente, el lecho fluvial sufre en las proximidades de los estribos una erosión local atribuible a los vórtices que se generan debido a los cambios de dirección de las líneas de corriente en la contracción. Desde un punto de vista teórico, éste es un complejo problema tridimensional en fondo móvil.

Como es ya sabido, el ángulo de ataque del flujo afecta sensiblemente la profundidad máxima de erosión en pilas y estribos. En tal sentido, resulta necesario destacar la posibilidad de contar con espigones encauzadores del escurrimiento (spur dikes) aguas arriba del puente, por lo que su diseño resulta también de interés.

CRITERIOS DE CÁLCULO

Para proceder a analizar el problema, se sigue la misma metodología que la empleada en el caso de pilas (Teorema de Buckingham).

Presentaremos nosotros las dos formulaciones más aceptadas en el ámbito para evaluar la profundidad de erosión.

Método de Laursen

El autor considera en su análisis dos casos:

- Que el estribo se encuentre en el cauce de inundación.
- Que el estribo interfiera el cauce principal.

Para el caso a) Laursen señala que, para el caso de interferir el cauce de inundación:

$$\frac{h_s}{h_0} = f \left(\frac{Q_i \cdot a}{Q_a \cdot h_0} \right)$$

La cual puede obtenerse de la Figura 35 y donde:

- a = ancho de la socavación (con un valor de 2.75 h_s según el autor)
- Q_a = gasto que corresponde a la franja de ancho "a".
- Q_i = gasto interceptado por el estribo en el cauce de inundación.

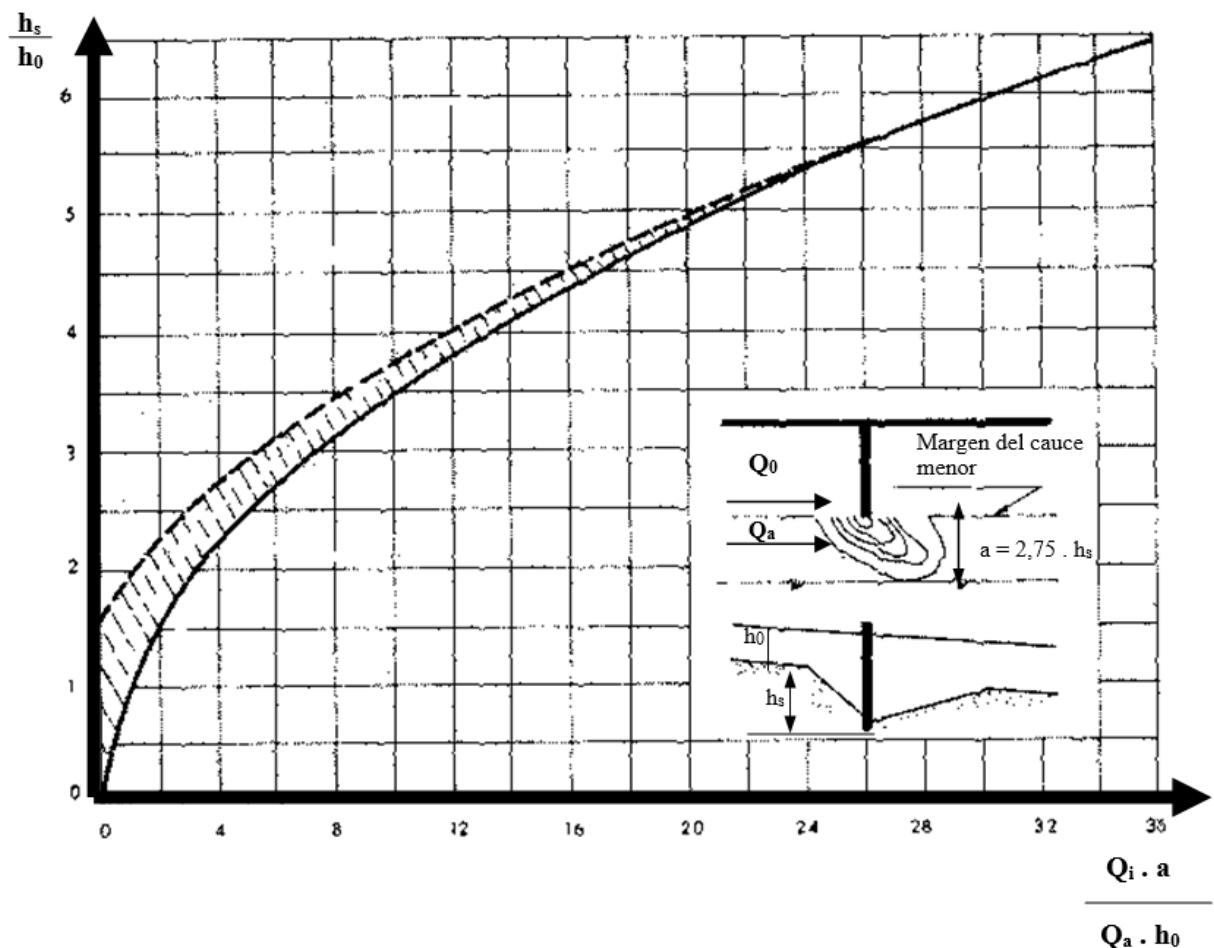


Figura 35: Máxima Profundidad de Erosión en un Estribo sobre el cauce de Avenidas

Como puede observarse, para pequeños valores del parámetro $Q_i.a/Q_a.h_0$ la Figura 35 presenta una zona rayada limitada por dos curvas.

Si el gasto es pequeño y no se espera escurrimento transversal, puede utilizarse la curva inferior, en trazo continuo. Si, en cambio, aparece flujo transversal difícilmente cuantificable, la socavación será mayor y deberá utilizarse la curva de trazo discontinuo que proporciona un valor más conservador.

Es recomendable limitar la aplicación de este método a valores $Q_i.a/Q_a.h_0$ menores de 30, ya que si Q_i resulta ser mucho mayor que Q_a algunas de las hipótesis de Laursen no serían admisibles y se sobreestimaría la profundidad de socavación.

En el caso b), es decir cuando el estribo interfiere el cauce principal, Laursen propone la Figura 36, con la relación funcional:

$$\frac{h_s}{h_0} = f' \left(\frac{L_e}{L_0} \right)$$

Donde L_e es la longitud efectiva del estribo (es decir que corresponde al ancho efectivo de obstrucción) y está dada según:

$$L_e = a \frac{Q_1}{Q_a}$$

Siendo Q_1 el gasto que corresponde a la parte obstruida.

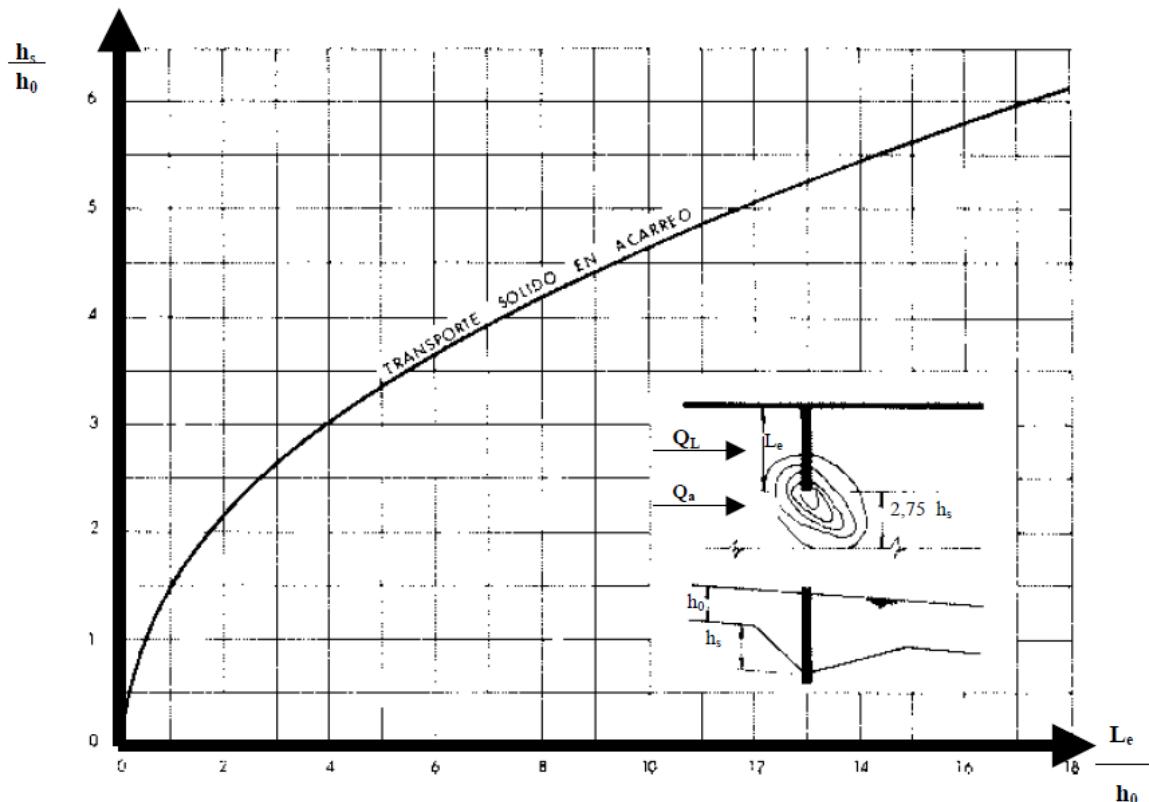


Figura 36: Máxima Profundidad de Erosión en un Estribo sobre el Cauce Principal

El efecto del ángulo de incidencia (α) de la corriente respecto de los estribos, se tiene en cuenta multiplicando el valor de h_s calculado según el caso por K_α , valor que se puede obtener de la Figura 37 o a partir de la siguiente tabla:

α	45	90	135	180
K_α	0,93	1,00	1,07	1,08

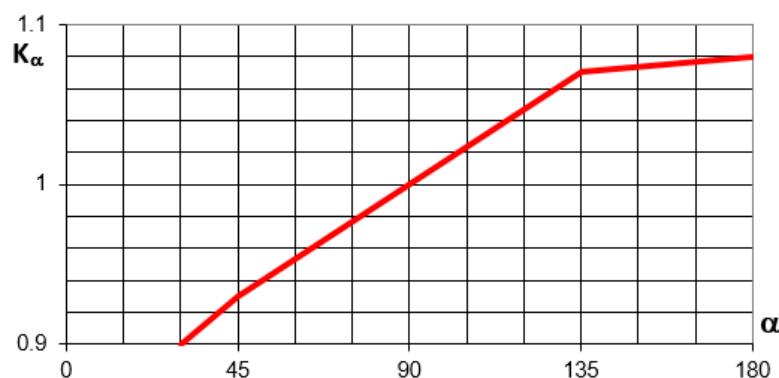


Figura 37: Efecto del Ángulo de Incidencia en la Profundidad de Socavación

Fórmula de Artamonov

Este criterio de cálculo permite determinar la profundidad máxima de erosión al pie de estribos y espigones de encauzamiento teniendo en cuenta la relación de contracción Q_1/Q , los distintos taludes de los estribos y el ángulo de incidencia de la corriente. Es decir:

$$\frac{(h_s + h_0)}{h_0} = P_q \cdot P_m \cdot P_\alpha$$

Donde:

- P_q = coeficiente que depende de Q_1/Q (Figura 38).
- P_m = depende del talud del estribo (Figura 39)
- P_α = depende el ángulo de incidencia (Figura 40).

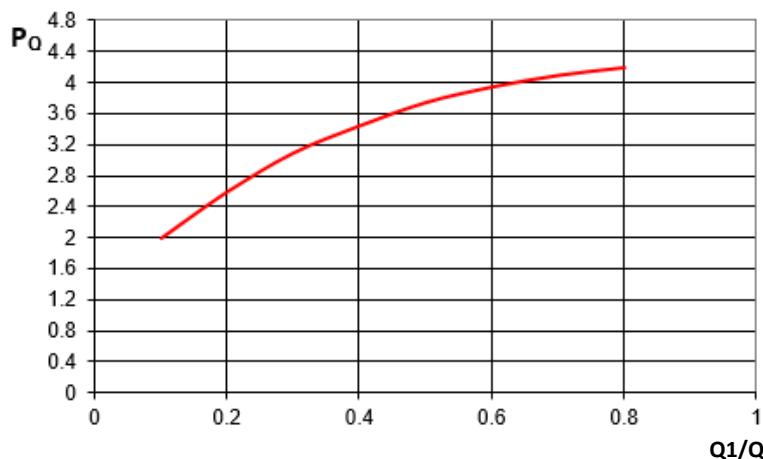


Figura 38: variación del coeficiente P_q

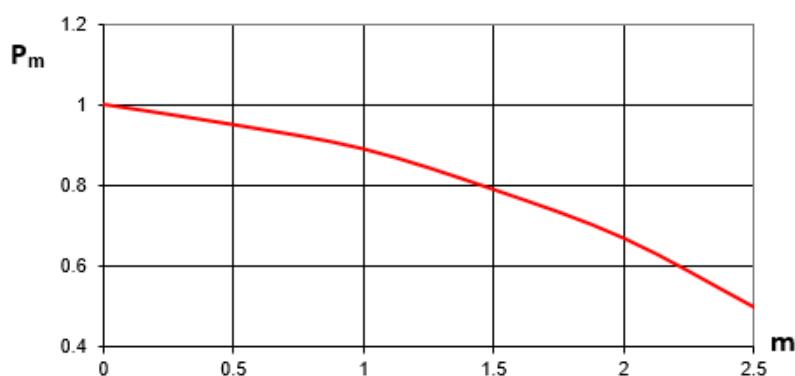
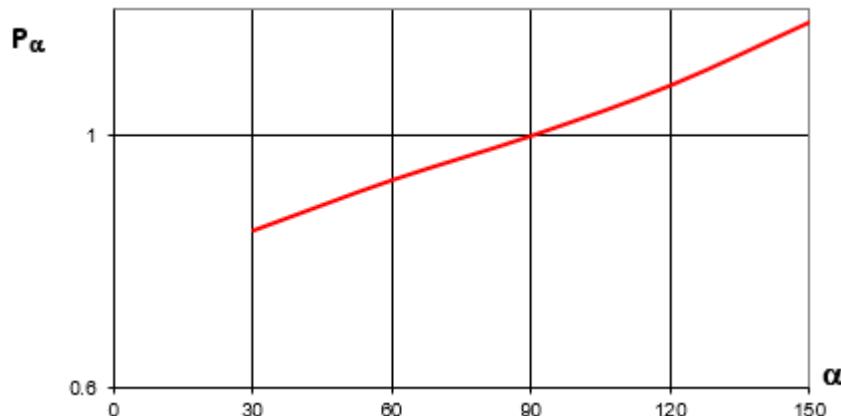


Figura 39: variación de P_m en función de m

Figura 40: variación de P_α en función de α

Como podrá observarse para un cruce de un río en ángulo recto y estribo vertical ($m=0$):

$$h_s = h_0 (P_q - 1)$$

Lo que para una contracción pequeña (0.10) llevaría a una profundidad máxima de erosión del orden del tirante del escurrimiento.

Si, en cambio, el talud es $m = 3:1$, la profundidad máxima de erosión se reduce a la mitad.

Ecuación de Froehlich

Froehlich estudio 170 casos de erosión en laboratorio (únicamente para “live-bed”), y determino la siguiente ecuación.

$$\frac{y_s}{y_a} = 2.27 K_1 K_2 \left(\frac{L'}{y_a} \right)^{0.43} Fr^{0.61} + 1$$

Donde:

- K_1 : coeficiente de la forma del estribo (Tabla 10)
- K_2 : coeficiente por ángulo de ataque $K_2 = (\theta/90)^{0.13}$ ($\theta < 90^\circ$ apunta aguas abajo, $\theta > 90^\circ$ apunta aguas arriba)
- L' : longitud del flujo interrumpida por el estribo (Figura 42)
- A_e : sección en la aproximación obstruida por el estribo
- Fr : número de Froude del flujo aguas arriba del estribo ($V_e/(g^* y_a)^{1/2}$)
- Q_e : caudal obstruido por el estribo
- V_e : Q_e/A_e
- Y_a : tirante promedio (A_e/L)
- L : longitud del estribo normal al flujo

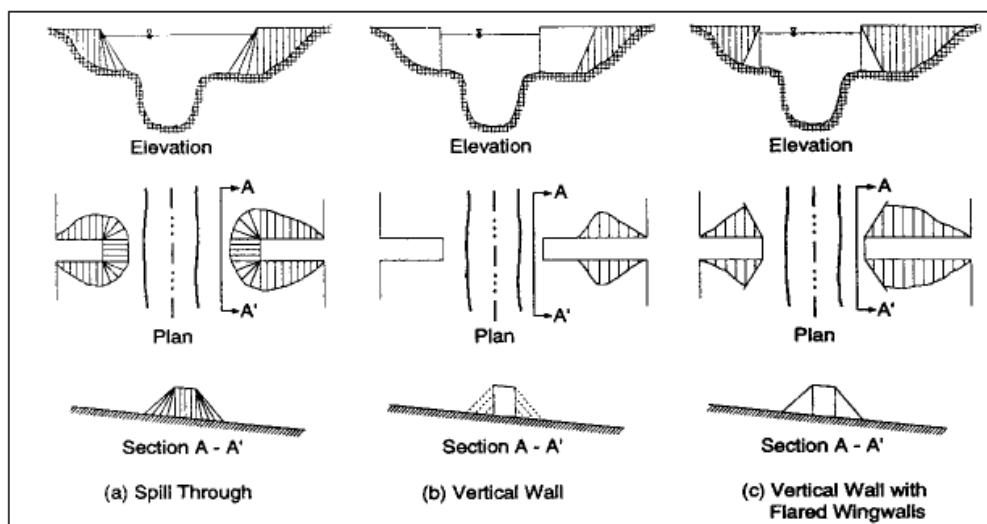


Figura 41: forma del estribo

Abutment Shape Coefficients.	
Description	K_1
Vertical-wall abutment	1.00
Vertical-wall abutment with wing walls	0.82
Spill-through abutment	0.55

Tabla 10: Coeficiente de forma del estribo

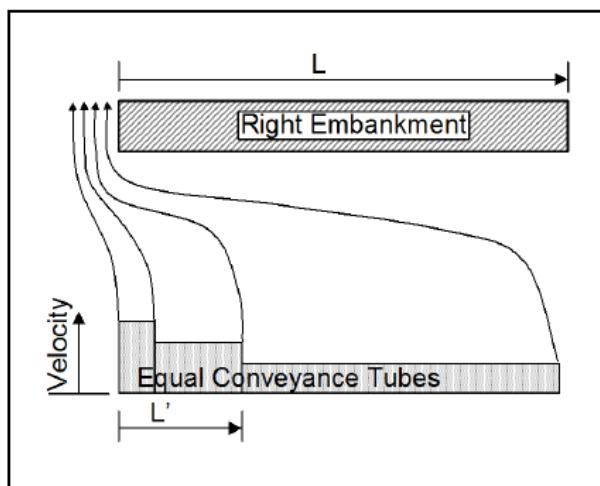


Figura 42: determinación de la longitud de estribo bloqueando el flujo efectivo

La dificultad de este método recae en la determinación de la sección donde se trata efectivamente de un bloqueo del curso de agua o si se trata de una zona estancamiento. En la Figura 42 por ejemplo, se muestra como, debido a las bajas velocidades, el caudal aportado por el tercer tubo de corriente es bajo respecto al caudal total, por lo que dicha longitud, no es tomada en cuenta para la longitud efectiva de bloqueo. (ver Ref. 6 cap. 8.2.2)

NCHRP 24-20 Abutment Scour Approach

La ecuación brindada por la NCHRP, se trata de una estimación para la erosión TOTAL producida en el estribo, no debe incluirse a la erosión por contracción. Para su cálculo, se separa en tres casos:

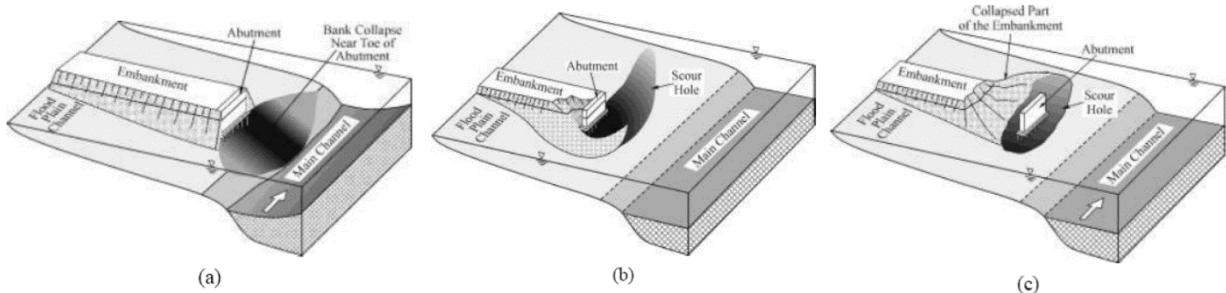


Figura 43: Condiciones de erosión en Estribos

Para las condiciones (a) y (b) la ecuación queda definida como:

$$y_{\max} = \alpha_A y_c \text{ or } y_{\max} = \alpha_B y_c$$

Donde:

- y_{\max} : tirante máximo resultante de la erosión en el estribo
- y_c : tirante inicial incluyendo la erosión por contracción (live bed or clear water)
- α_A : factor de amplificación para “live-bed”
- α_B : factor de amplificación para “clear-water”

Si la longitud del estribo (L) es mayor al 75% de la longitud de la llanura de inundación, se considera la situación (a), y se calcula la erosión por contracción (y_c) utilizando una ecuación simplificada para el caso de “live-bed”.

$$y_c = y_1 \left(\frac{q_{2c}}{q_1} \right)^{6/7}$$

Donde:

- y_1 : tirante aguas arriba (m)
- q_1 : caudal unitario (m^2/s)
- q_{2c} : caudal unitario en la sección contraída para flujo no uniforme (m^2/s)

El caudal unitario (q_1) se puede calcular como el caudal dividido el ancho o la velocidad por el tirante. Luego (q_{2c}) puede ser calculado como el caudal que pasa por la sección del puente dividido el ancho de la apertura del puente.

El factor de amplificación (α_A) se obtiene de la Figura 44 para estribos con terraplén (“spill-through abutment”) o de la Figura 45 para estribos con muros de ala (“wingwall abutment”). Para el diseño se debe utilizar la línea sólida.

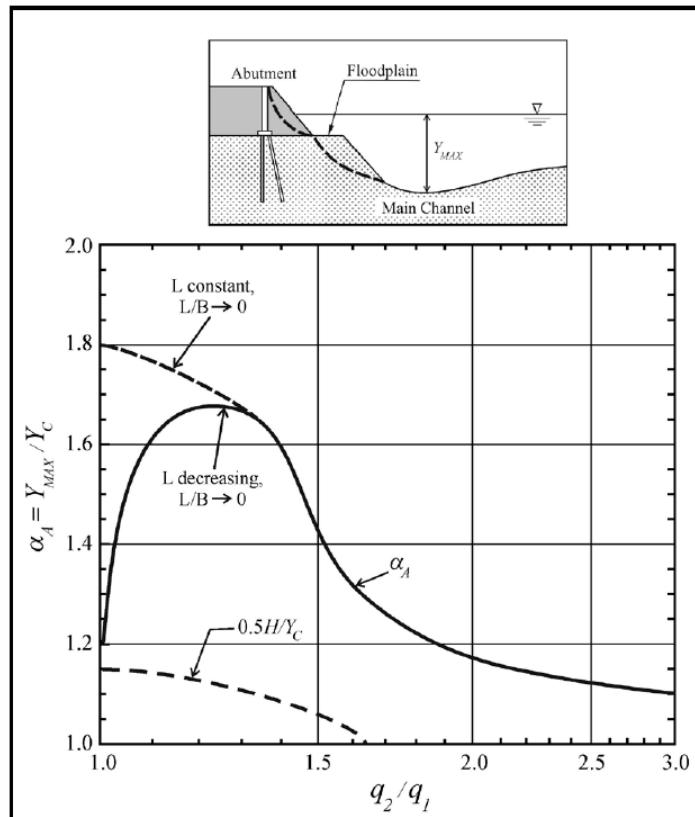


Figura 44: Factor de amplificación para estribos con terraplén y lecho vivo (“live-bed”) (NCHRP 2010b).

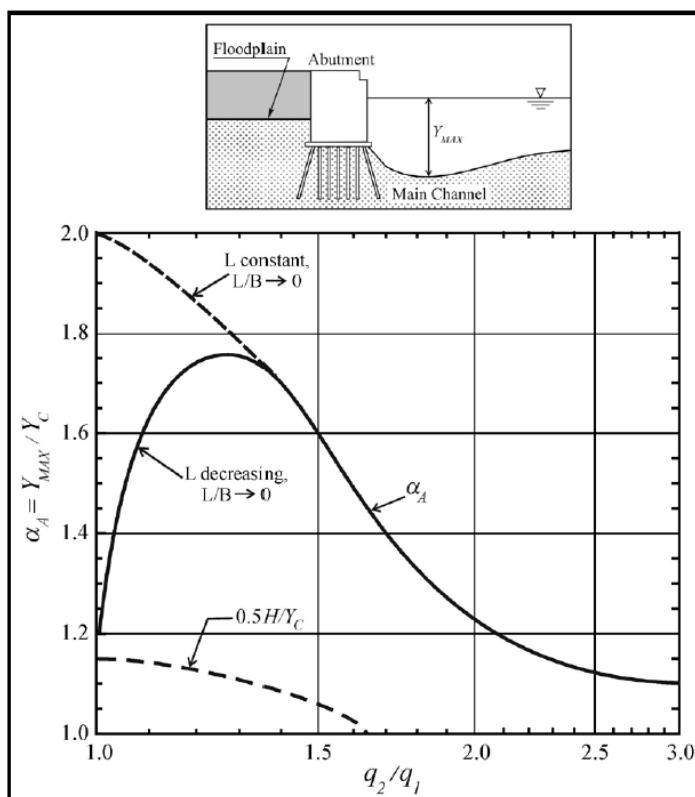


Figura 45: Factor de amplificación para estribos muros de ala y lecho vivo (“live-bed”) (NCHRP 2010b).

Si la longitud del estribo (L) es inferior al 75% de la longitud de la llanura de inundación, se considera la situación (b), y se calcula la erosión por contracción (y_c) utilizando una ecuación simplificada para el caso de “clear-water”.

$$y_c = \left(\frac{q_{2f}}{K_u D_{50}^{1/3}} \right)^{6/7}$$

Donde:

- q_{2f} : caudal unitario en la sección contraída para flujo no uniforme (m^2/s)
- K_u : 6.19 (Sistema Internacional)
- D_{50} : Diámetro de partícula (m) ($D_{50} \geq 0.2$ mm)

Nótese que el diámetro mínimo de partícula debe ser 0.2 mm. Esto se debe a que para tamaños menores, la cohesión comienza a cobrar importancia incrementando la tensión de corte del suelo. Si se conoce dicha tensión se puede utilizar la siguiente formula:

$$y_c = \left(\frac{\gamma}{\tau_c} \right)^{3/7} \left(\frac{nq_{2f}}{K_u} \right)^{6/7}$$

Donde:

- q_{2f} : caudal unitario en la sección contraída para flojo no uniforme (m^2/s)
- K_u : 1 (Sistema Internacional)
- γ : peso específico del agua (N/m^3)
- τ_c : tensión de corte crítica del suelo (Pa)
- n : coeficiente de Manning del suelo del puente

El factor de amplificación (α_B) se obtiene de la Figura 46 para estribos con terraplén (“spill-through abutment”) o de la Figura 47 para estribos con muros de ala (“wingwall abutment”). Para el diseño se debe utilizar la línea sólida

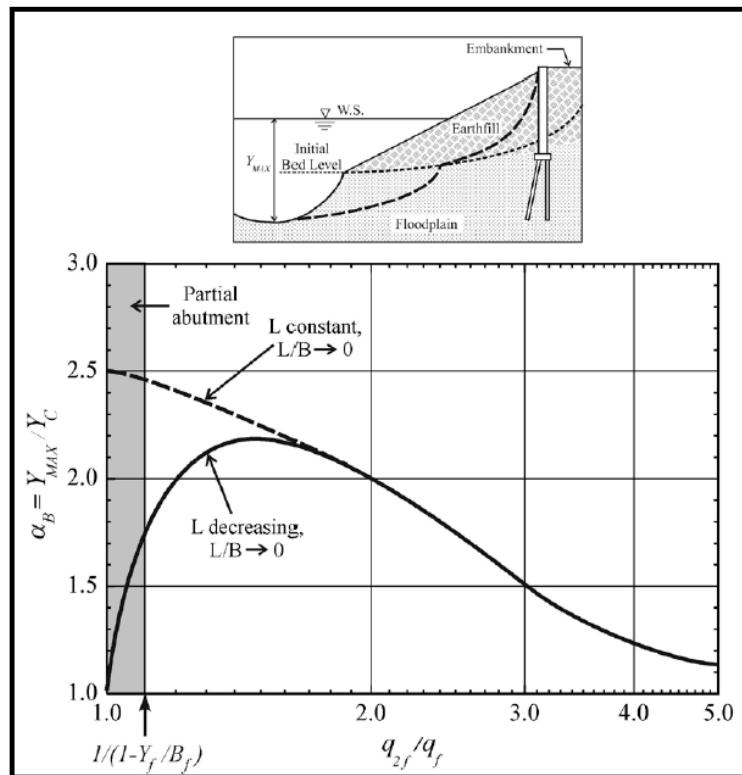


Figura 46: Factor de amplificación para estribos con terraplén y flujo de agua clara ("clear-water") (NCHRP 2010b).

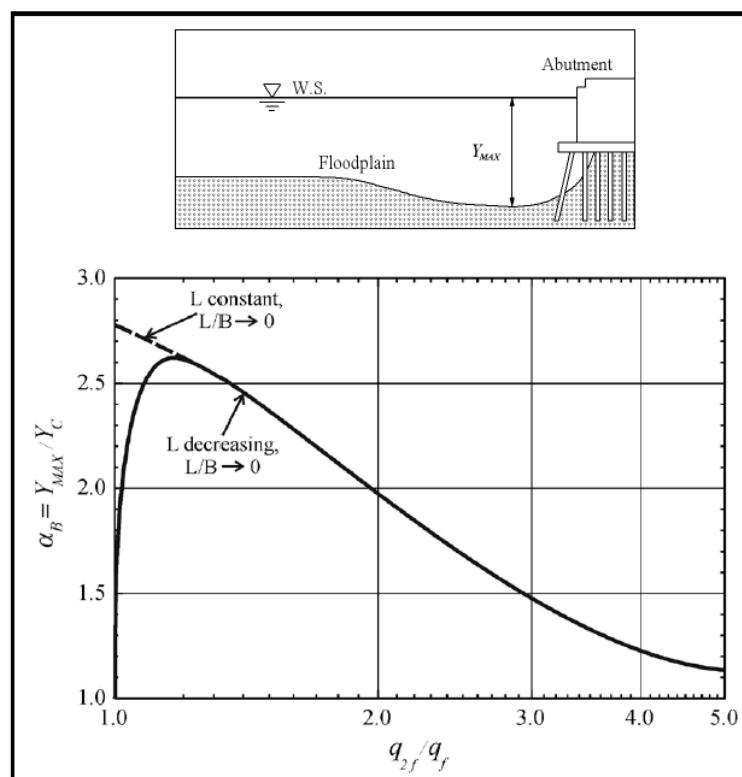


Figura 47: Factor de amplificación para estribos muros de ala y flujo de agua clara ("clear-water") (NCHRP 2010b).

Una de las grandes incertidumbres del método es la determinación del caudal unitario (q). Idealmente, este parámetro se determina multiplicando la velocidad por el tirante cercano al estribo, donde la velocidad se estudia a través de una modelación 2D. Para el caso en que se tenga un modelo 1D, la velocidad en el estribo puede estimarse en función del retiro del estribo respecto del canal principal. Para esto, se debe seguir el siguiente procedimiento:

- Se calcula el SBR (“Set-Back Ratio”) como la distancia entre el pie de estribo y el borde del canal principal, dividido la profundidad media del canal principal.
 - Si $SBR < 5$ para ambos estribos, $V = Q/A$ total. El caudal unitario en el estribo (q) es la velocidad por el tirante promedio en la planicie de inundación (Figura 48).
 - Si $SBR > 5$ para ambos estribos, la velocidad es igual al caudal transportado por dicha margen, dividido el área entre en estribo y el canal principal. El caudal unitario en el estribo (q) es la velocidad por el tirante promedio en la planicie de inundación (Figura 49).
 - Si $SBR < 5$ solamente para uno de los estribos, la velocidad se determina considerando el caudal del canal principal, más el caudal de la planicie de inundación de dicho estribo, dividido el área del canal más el de la planicie. Para el estribo donde $SBR > 5$, la velocidad se calcula como Q/A de la respectiva planicie de inundación. El caudal unitario en el estribo (q) es la velocidad por el tirante promedio en la planicie de inundación y el caudal unitario en el canal (q) es la velocidad por el tirante promedio en el canal (Figura 50).

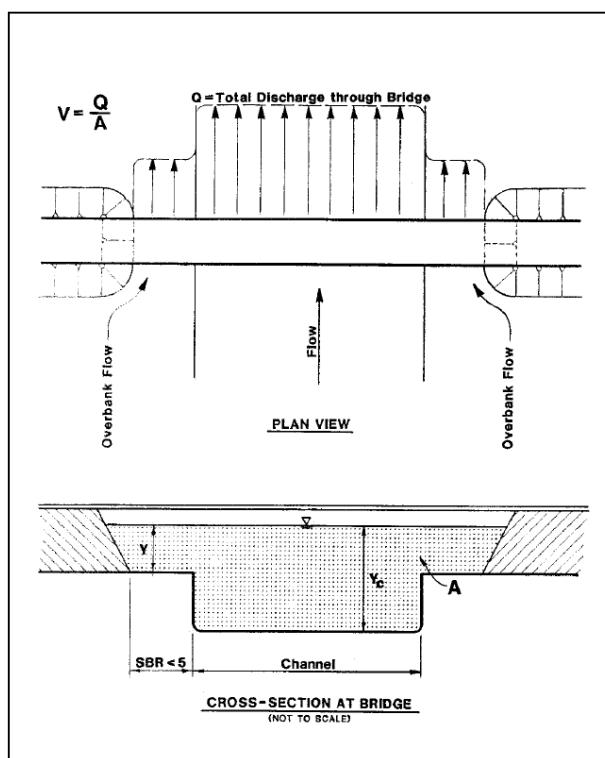
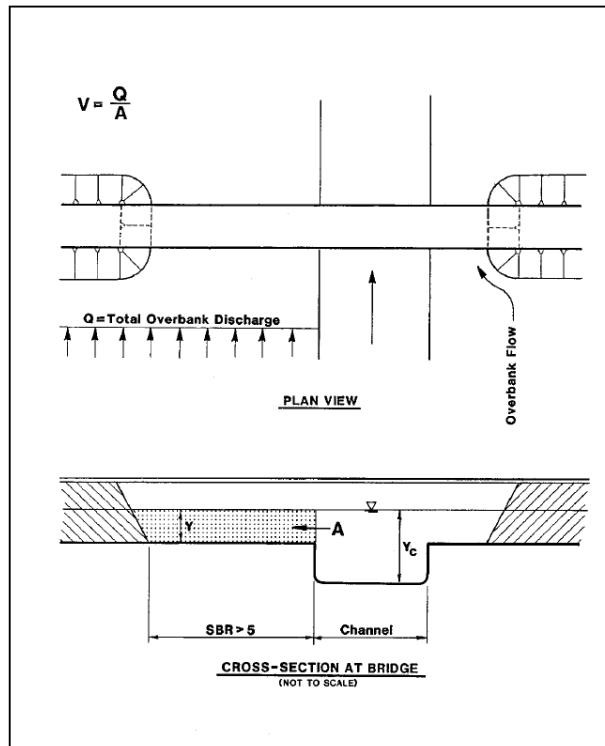
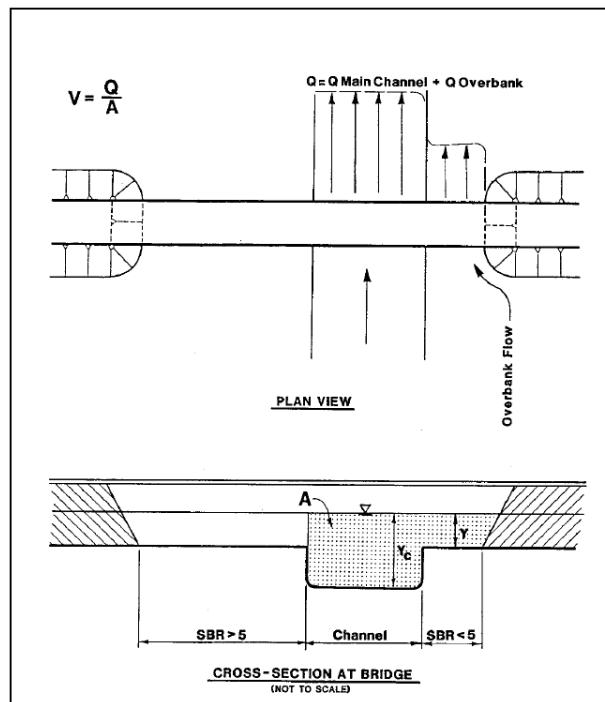


Figura 48: velocidad para $SBR < 5$

Figura 49: velocidad para $SBR > 5$ Figura 50: velocidad para $SBR > 5$ y $SBR < 5$

Para ver ejemplos de aplicación ver Ref. 6 cap. 8.7.

PROTECCIÓN AL PIE DE ESTRIBOS

En forma análoga a la descripta para las pilas de puente, se puede utilizar una protección de enrocado estable al pie del estribo tal que en ningún caso se produzca la erosión del lecho en esa zona y, de ese modo, el descalce del estribo, que llevaría a su colapso.

Existe también otra solución, en algunos casos más adecuada que no sólo evita la socavación en los estribos, sino que orienta a las líneas de corriente para que, al pasar por la sección del puente, sean perfectamente normales a su eje, con ángulo de ataque nulo respecto de las pilas.

Esta uniformización del flujo en toda la sección, se logra mediante diques encauzadores.

Esta solución es, sin duda, de costo más elevado que la protección con enrocado.

Diseño de diques encauzadores

La forma y dimensiones de las embocaduras o diques encauzadores dependen de la topografía del sitio del puente y de las características propias del río en el lugar.

El objeto de tales obras es encauzar debidamente la corriente en la contracción y alejar las máximas socavaciones de los estribos del puente. Para lograr esos objetivos la forma en planta de los diques debe ajustarse a una curva que gradualmente concentre y dirija las aguas sin cambios bruscos de dirección, evitando la separación que induce mayor turbulencia local.

De las muchas formas de diques encauzadores desarrolladas por diversos autores, la más efectiva ha demostrado ser la forma elíptica.

Dimensiones según Latuischenkov

La geometría en planta de la porción del dique que está aguas arriba del puente corresponde a un segmento de elipse.

Se continúa aguas abajo con otra porción de dique que tiene una longitud aproximada a la tercera parte del anterior. La Figura 51 ilustra las dos formas de utilizar y colocar los diques encauzadores.

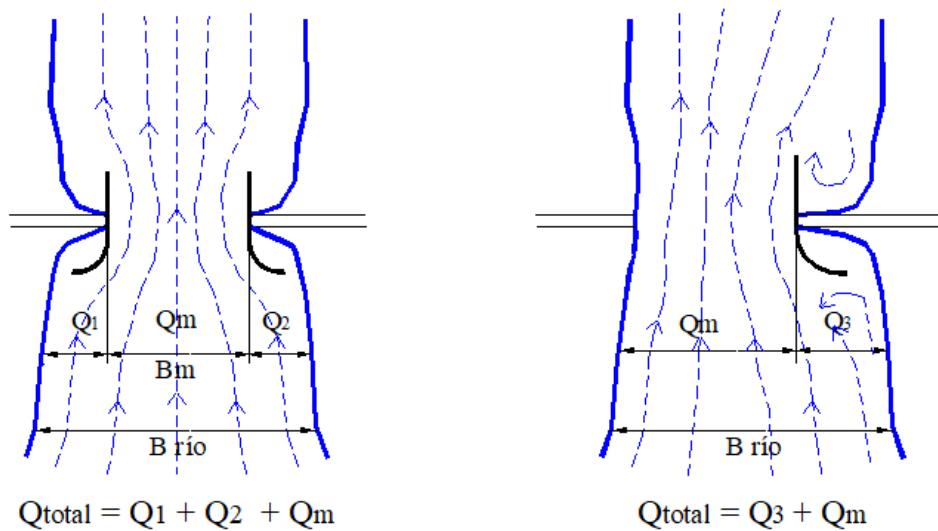


Figura 51: Disposición de Muros de Encauzamiento

Para poder fijar la geometría se utilizará el criterio de determinar la magnitud de los semiejes de la elipse en función de la relación q/q_m , donde Q es el gasto de avenida y Q_m el gasto que pasaría si no existiera contracción, por la proyección del vano formado por la sección del puente. Si se designa como "q" el gasto específico por unidad de ancho

$$Q_m = q \cdot B_m$$

Siendo B_m = longitud de apertura de la contracción (Figura 34).

Para el dique de aguas arriba (Figura 35):

$$X_0 = \lambda \cdot B_m \quad ; \quad Y_0 = \lambda \cdot z \cdot B_m$$

Donde z es la relación entre Y_0 y X_0 y está en función de Q/Q_m según la siguiente tabla:

Q/Q_m	<1,175	1,19 a 1,33	1,34 a 1,54	> 1,55
Y_0/X_0	1,50	1,67	1,83	2,00

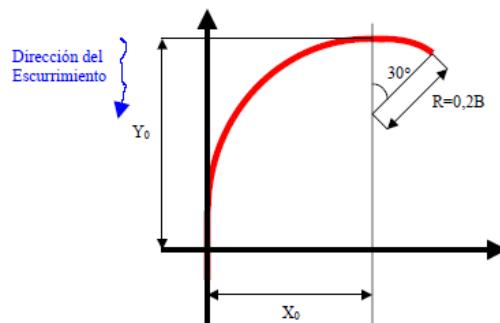


Figura 52: Geometría de los muros según Latuischenkov

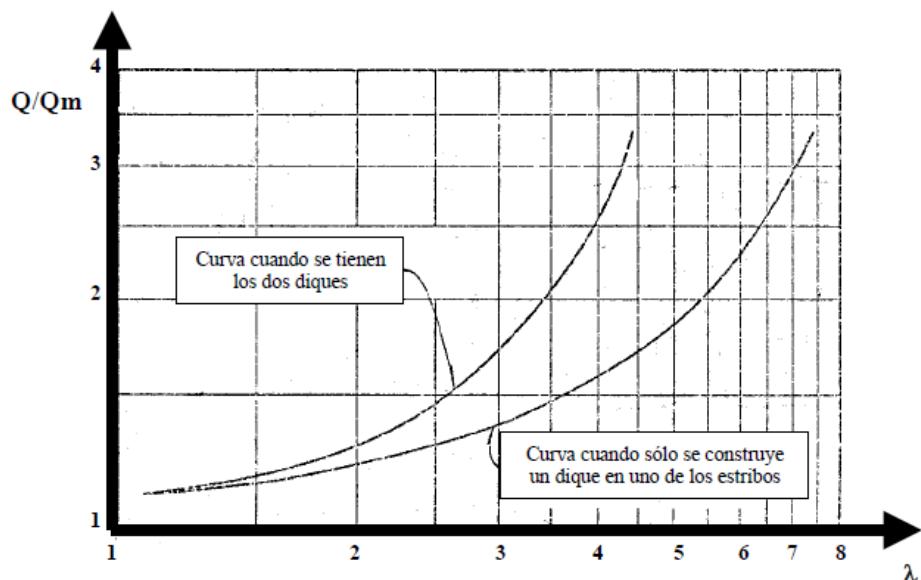


Figura 53: Diseño de muros de encauzamiento

Por otro lado, el valor de λ se obtiene de la Figura 53 en función de Q/Q_m .

Conocidos X_0 e Y_0 el resto de los puntos viene dado por:

$$X = X_0 \left(1 - \sqrt{\left(1 - \frac{Y^2}{Y_0^2} \right)} \right)$$

El extremo de aguas arriba del dique se continúa con un segmento de círculo cuyo radio es igual a $0.2 B$ abarcando un ángulo de 30 grados. El dique de aguas abajo es simétrico al primer tercio del dique de aguas arriba, de tal forma que vale la ecuación de arriba para:

$$\frac{Y_0}{3} < Y < 0$$

El eje Y estará alineado paralelamente con la dirección que se desee que sigan las líneas de corriente bajo la sección del puente (ver Figura 54).

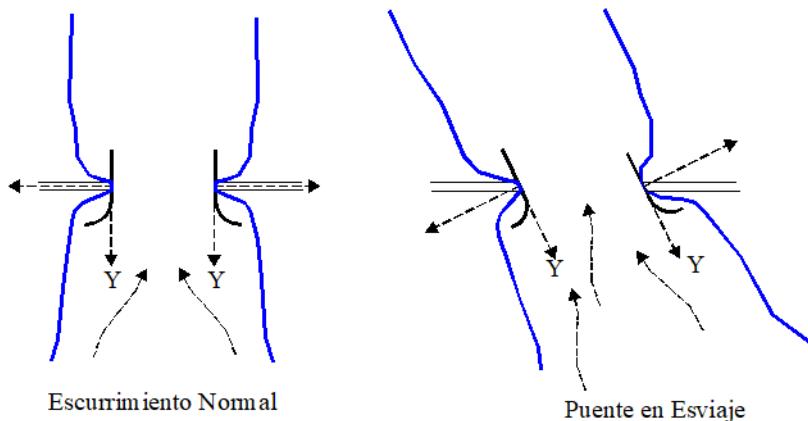


Figura 54: Forma de Colocación de los Muros

Digamos, finalmente, que tanto en este caso como para la erosión en pilas, la forma idónea de verificar los criterios de diseño es realizar un modelo físico reducido a fondo móvil, con generosa escala de longitudes y sin distorsión lineal alguna (Lopardo 1982).

Obviamente, esto estará íntimamente ligado a la escala de la obra, y cuando se trate de obras de pequeña envergadura, los criterios de dimensionamiento aquí esbozados, son suficientes.

OTROS TIPOS DE EROSIÓN

EROSIÓN EN CURVAS

Cuando un río describe una curva existe una tendencia en los filetes líquidos situados más lejos del centro de curvatura a caminar más aprisa que los situados más hacia el interior. Como consecuencia, la capacidad de arrastre de sólidos de los primeros es mayor que la de los segundos y la profundidad de erosión es mayor en la parte del cauce exterior a la curva que en la interior. Esto se puede ver esquemáticamente en la Figura 55.

El efecto es importante y ha de ser tenido en cuenta en la construcción de puentes en curvas de río o en el diseño de enrocamientos de protección en los mismos lugares. Además, tiene gran influencia en la divagación de corrientes pues, al disminuir la velocidad en el intradós de la curva aumenta el depósito en esta zona y, por ello, disminuye la zona útil para el escurrimiento del agua. Por otro lado, en el extradós, al aumentar la profundidad y el área hidráulica, aumenta el gasto.



Figura 55: Erosión y Sedimentación en Curvas

La socavación bajo un puente construido en una curva estable puede cuantificarse con los métodos para el cálculo de la profundidad de socavación general, una vez conocido el perfil real del río. Pero, en el caso de que el puente esté en un tramo recto y exista la posibilidad de que una curva o un meandro avance y lo cruce, o bien si se desea rectificar un cauce en un tramo que comprenda al cruce de un puente y éste, tras la rectificación, queda sobre la curva, será preciso calcular las nuevas profundidades de socavación que se puedan presentar en este caso. Con los datos del perfil del río en las nuevas condiciones, la nueva profundidad de socavación esperada podrá calcularse con los mismos métodos empleados para el cálculo de la socavación general.

La profundidad media en el extradós de la curva se puede obtener a partir de las características de esta: su radio de curvatura "r", medido hasta el punto medio de la sección, y el ancho de superficie libre "B". Para esto, MAZA propone la siguiente relación:

$$h_c = 1,9 \left(\frac{B}{r} \right)^{0,244} \cdot h_{rm}$$

EROSIÓN EN MÁRGENES

Es la erosión que las aguas de una corriente producen en los materiales terreos deleznables o solubles que formen sus orillas. El efecto es especialmente peligroso en crecientes, por el aumento de poder erosivo de la corriente a causa de su mayor velocidad.

La erosión de márgenes es causa de divagación y, si el ataque se produce en estratos susceptibles situados bajo otros que no lo son, producirá embovedamientos causantes de inestabilidades en los taludes de la propia margen.

El fenómeno se presenta en ríos encañonados y también en las corrientes marinas que bordean zonas costeras altas.

BIBLIOGRAFÍA

- **Ref. 1:** "Erosión Local alrededor de Pilas de Puente" - Ing. Raúl Antonio LOPARDO - Abril de 1982.
- **Ref. 2:** "Control de la Erosión Fluvial en Puentes" - Textos de la Dirección General de Carreteras - Ing. José Ramón TÉMEZ PELÁEZ - Septiembre de 1988.
- **Ref. 3:** "Control de Erosión y Sedimentos (En Obras de Ingeniería y Ambiente) -Erosión General y Protección de Márgenes" - Mario I. SCHREIDER - Noviembre de 1994.
- **Ref. 4:** "Erosion Control"- Journal for Erosion & Sediment Control Professionals.
- **Ref. 5:** "Scour at Wide Piers and Long Skewed Piers" Report 682 – National Cooperative Highway Research Program (NCHRP)
- **Ref. 6:** [Evaluating Scour at Bridges](#) fifth edition - [Hydraulic Engineering Circular No. 18 \(HEC 18\)](#)
- **Ref. 7:** "Pier and Contraction Scour in Cohesive Soils" (2004) Report 516 – National Cooperative Highway Research Program (NCHRP)
- **Ref. 8:** "ULTIMATE PIER AND CONTRACTION SCOUR PREDICTION IN COHESIVE SOILS AT SELECTED BRIDGES IN ILLINOIS" – FHWA - Illinois Center for Transportation