

INFORME FINAL DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DEL PUENTE SOBRE ARROYO RIACHUELO

SACEEM

Ref.:s975

Fecha:	Archivo:	Elaborado:	Revisado:	Aprobado:
13/12/2017	InformeFinalEstudioRiachuelo.doc	Javier Rodríguez	AB	AB

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	4
2.	MODELOS DESARROLLADOS	4
2.1.	Descripción del sistema de modelación HEC-RAS	4
2.2.	Delimitación de cuencas	5
2.3.	Definición de caudales de aporte	5
2.4.	Secciones transversales y puentes	6
3.	DETERMINACIÓN DE ALTURA DE INUNDACIÓN DE DISEÑO	7
3.1.	Situación actual	8
3.2.	Situación futura	9
3.3.	Situación intermedia	10
4.	SOCAVACIÓN PARA EL NUEVO PUENTE	11
4.1.	Socavación por contracción	12
4.2.	Socavación en pilas	15
4.3.	Socavación en estribos	19
4.4.	Socavación total	24
5.	CONCLUSIONES	24
6.	REFERENCIAS	25

Lista de Tablas y Figuras

Tabla 4–1 Tormentas de diseño mínimas recomendadas para diseño y verificación de socavaciones. HEC 18, Arneson <i>et al</i> , 2012.....	11
Tabla 4–2 Valores del coeficiente k1. HEC 18, Arneson <i>et al</i> , 2012.....	13
Tabla 4–3 Socavación generalizada por contracción, valor de diseño y coeficiente de seguridad	14
Tabla 4–4 Factor de corrección por la forma de la pila K1. HEC 18, Arneson et al, 2012	17
Tabla 4–5 Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo K2. HEC 18, Arneson et al, 2012	17
Tabla 4–6 Factor de corrección por la condición del lecho K3. HEC 18, Arneson et al, 2012	17
Tabla 4–7 Socavación local en pilas.....	18
Tabla 4–8 Socavación total en pilas para el diseño del puente	18
Tabla 4–9 Socavación total en pilas para la verificación	19

Tabla 4–10 Resumen socavación total en pilas y estribos	24
Figura 2–1 Cuenca de aporte.....	5
Figura 2–2 Hidrograma de salida de la cuenca.....	6
Figura 2–3 Puente arroyo Riachuelo	7
Figura 3–1 Nivel aguas arriba y abajo del puente sobre Ruta 1 para el evento de Tr 100 años	8
Figura 3–2 Nivel aguas arriba y abajo del puente sobre Ruta 1 para el evento observado	9
Figura 3–3 Nivel aguas arriba y abajo del nuevo puente en condiciones de diseño	10
Figura 4–1 Velocidad de caída (ω) para partículas de arena. HEC 18, Arneson et al, 2012	14
Figura 4–2 Formas típicas de pilas. HEC 18, Arneson et al, 2012.....	16
Figura 4–3 Factor de amplificación para determinación de socavación en estribos para aguas claras. HEC 18, Arneson <i>et al</i> , 2012.....	23

1. INTRODUCCIÓN

La Dirección Nacional de Vialidad pretende construir un nuevo puente de la Ruta 1 sobre el arroyo Riachuelo en el departamento de Colonia. El puente existente no ha sido sobrepasado, pero en una tormenta reciente sí han sido sobrepasados sus accesos.

Como el puente existente tiene el tablero a cotas alcanzables con la tormenta de diseño, es necesario que tras la construcción del nuevo puente se demuela el existente para evitar acumulaciones de pérdida de carga no consideradas en el diseño. El nuevo puente funcionará entonces como único puente en primera instancia y a futuro será el puente Norte de la futura doble vía.

Se analizó la cota de inundación máxima para la situación futura cuando existan dos puentes nuevos sobre el arroyo Riachuelo, y se verificó el funcionamiento en la situación intermedia antes de la demolición del puente existente. Posteriormente se estudió la socavación para el nuevo puente de modo de considerarlo en el diseño estructural de sus fundaciones.

Los estudios fueron realizados mediante modelación numérica utilizando el sistema de modelación *Hydrologic Engineering Centers River Analysis System* (en adelante HEC-RAS) cuyas características están descritas en USACE (2016).

2. MODELOS DESARROLLADOS

2.1. Descripción del sistema de modelación HEC-RAS

A los efectos de simular el comportamiento hidrodinámico del arroyo Riachuelo, se realizó una modelación hidrodinámica unidimensional del cuerpo de agua, la cual se realizó utilizando el programa HEC-RAS desarrollado por el *US Army Corps of Engineers*, y distribuido en forma libre.

El HEC-RAS (USACE, 2016) es un sistema de modelación hidrodinámica diseñado para simular el flujo unidimensional en redes de canales naturales y artificiales a superficie libre, y ha sido extensamente testado. El sistema contiene cuatro componentes principales para el análisis hidráulico de las conducciones:

- Cálculo del perfil de la superficie libre para flujo estacionario.
- Simulación de flujo no estacionario.
- Cálculo de transporte de sedimentos con lecho móvil.
- Análisis de calidad de agua.

El elemento clave del sistema de modelación es que los cuatro componentes utilizan el mismo modelo físico y las mismas rutinas para el cálculo hidráulico y geométrico. Además, el sistema contiene varias utilidades para diseño de estructuras hidráulicas, que pueden ser invocadas una vez que los perfiles básicos de la superficie libre hayan sido calculados.

2.2. Delimitación de cuencas

La cuenca de aporte al arroyo Riachuelo fue delimitada utilizando las curvas cada 10 m del IDE (Infraestructura de Datos Espaciales). La siguiente Figura muestra el trazado y ubicación de la cuenca considerada.



Figura 2–1 Cuenca de aporte

El tiempo de concentración de la cuenca se calculó utilizando la fórmula de Kirpich, obteniéndose un tiempo de 8,6 horas.

2.3. Definición de caudales de aporte

Para la definición de los caudales de aporte se utilizó el método del *Soil Conservation Service* (en adelante SCS), explicado entre otros por Chow et al (1994) y DINASA (2009). Este método calcula el volumen de escurrimiento de eventos extremos a partir de la precipitación, las características del suelo y cobertura de la cuenca. Además, propone la utilización de un Hidrograma Unitario Triangular para la estimación del caudal máximo y el hidrograma correspondiente al evento extremo, a partir de la precipitación efectiva.

El hidrograma base utilizado para la modelación se armó a partir de la tormenta de diseño para 100 años de período de retorno, la cual fue construida mediante el Método de Bloque Alternado, recomendado en el Capítulo 7.3.3 de DINASA (2009). Para el armado de la tormenta de diseño se empleó la información disponible de curvas de intensidad-duración-frecuencia presentada en el Capítulo 7.3.2 de DINASA (2009), mientras que la precipitación efectiva se determinó a partir de la metodología presentada en el Capítulo 11.2.1.2 de DINASA (2009).

El Hidrograma Unitario fue construido de acuerdo al tiempo de concentración y área según la metodología del SCS presentada en el Capítulo 11.2.1.3 de DINASA (2009).

En base a esta metodología, para la cuenca en estudio se calculó el Hidrograma Unitario de duración igual al tiempo de concentración de la misma. Se utilizó el método del Hidrograma Unitario Triangular del SCS.

Posteriormente aplicando las propiedades de linealidad y superposición, se multiplicó el Hidrograma Unitario obtenido por cada incremento de escurrimiento y se sumaron dichos hidrogramas desfasándolos en el tiempo.

De esta manera se obtuvo un hidrograma correspondiente a la tormenta de diseño cuya integral en el tiempo es igual al volumen escurrido en dicha tormenta desde esa cuenca.

La Figura a continuación muestra el hidrograma de salida para la cuenca modelada correspondiente a 100 años de período de retorno.

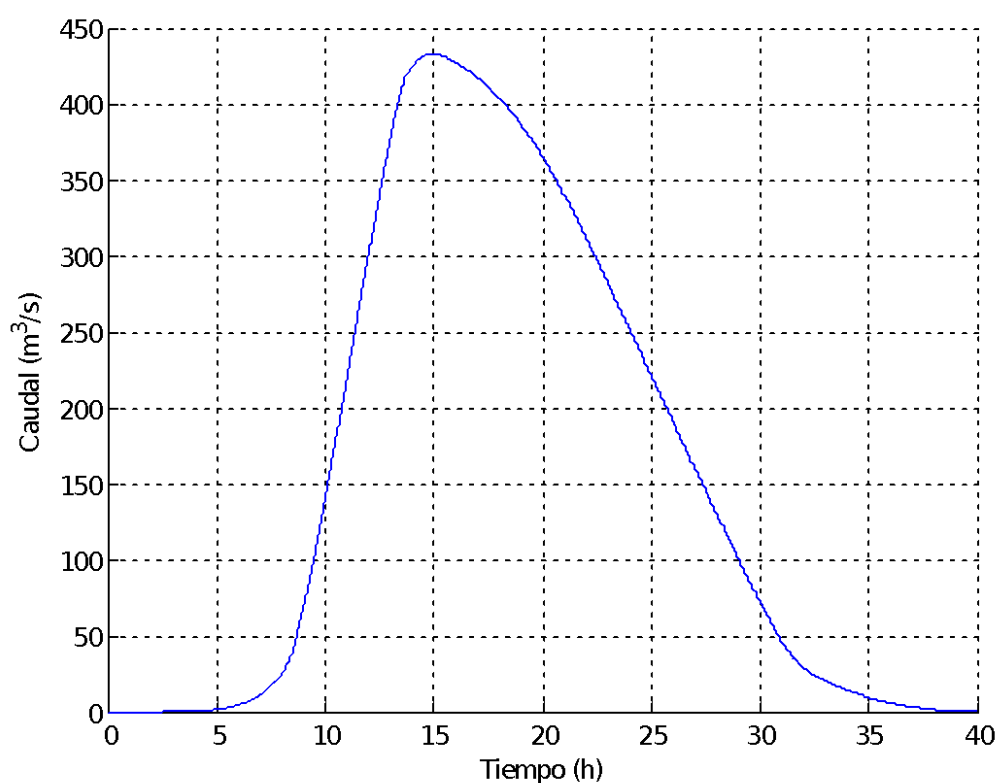


Figura 2-2 Hidrograma de salida de la cuenca

2.4. Secciones transversales y puentes

Para el armado del modelo hidrodinámico en HEC-RAS fue necesario el relevamiento topográfico detallado del área de estudio, comprendiendo secciones transversales a lo largo del arroyo Riachuelo, que incluyeron puntos en la planicie y en el fondo del cauce.

Los trabajos de topografía realizados permitieron el trazado de las secciones transversales del arroyo, que constituyen un insumo básico para el armado del modelo hidrodinámico en HEC-RAS, las cuales a su vez fueron complementadas con las curvas de nivel cada 10 m del IDE.

Todos los niveles del presente documento están referidos al cero oficial.

El relevamiento topográfico incluye el puente existente en la Ruta 1. La Figura a continuación muestra las secciones aguas arriba y aguas abajo del puente de estudio.

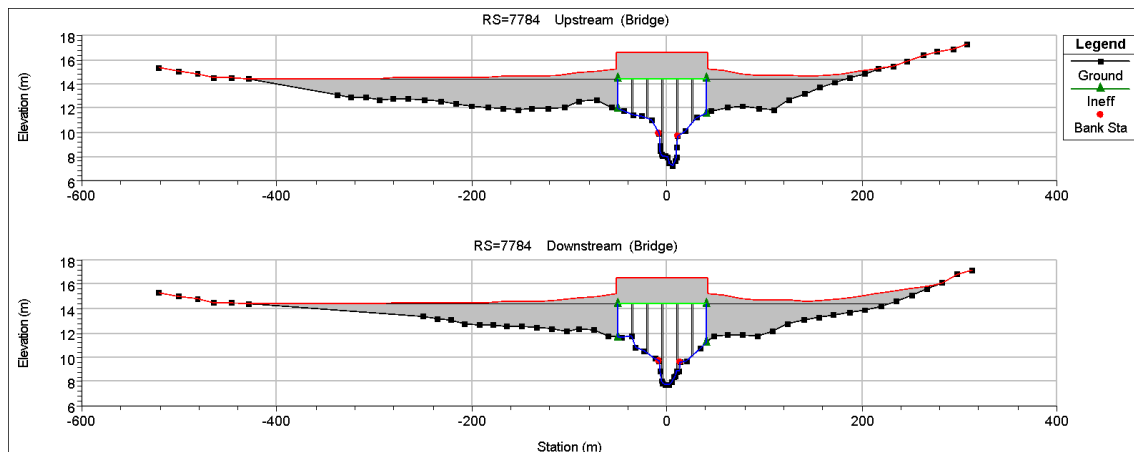


Figura 2-3 Puente arroyo Riachuelo

3. DETERMINACIÓN DE ALTURA DE INUNDACIÓN DE DISEÑO

Para determinar la altura de inundación a utilizar en el diseño del puente, se siguieron los siguientes pasos:

- Modelación del evento de 100 años de período de retorno en la situación actual.
- Comparación con los niveles observados en la máxima crecida.
- Definición del hidrograma de diseño.
- Modelación del hidrograma de diseño en la situación futura.
- Verificación del funcionamiento en una situación intermedia.

La situación futura modelada es con dos puentes nuevos. Aunque en esta etapa solo se construirá una vía, se simuló el funcionamiento cuando esté construida la otra vía, asumiendo que ambos puentes son iguales.

La situación intermedia corresponde al lapso de tiempo entre la construcción del nuevo puente y la demolición del existente. Considerando que la vida útil de esta situación es muy corta, sólo se verificó el funcionamiento bajo esta hipótesis y no se utilizó para el diseño a pesar de ser la situación más desfavorable.

En esta etapa del estudio se consideraron puentes nuevos con la misma longitud y distancia entre pilares que el existente.

3.1. Situación actual

En primera instancia se simuló el evento de 100 años de período de retorno.

Ante la imposibilidad de calibrar el modelo, se utilizaron rugosidades de bibliografía. En el cauce principal se adoptó el valor 0,06. Dicho valor está dentro del rango indicado en la Tabla 7.3 de DINASA (2009) y es comúnmente usado para canales principales de cursos de agua en Uruguay. Para la planicie de inundación se utilizó el valor de 0,8 correspondiente a “bosques con muchas malezas” en el Anexo 02 de DINASA (2009), ya que las riberas del arroyo presentan un tupido monte nativo.

La Figura a continuación muestra el nivel del arroyo Riachuelo aguas arriba y aguas abajo del puente.

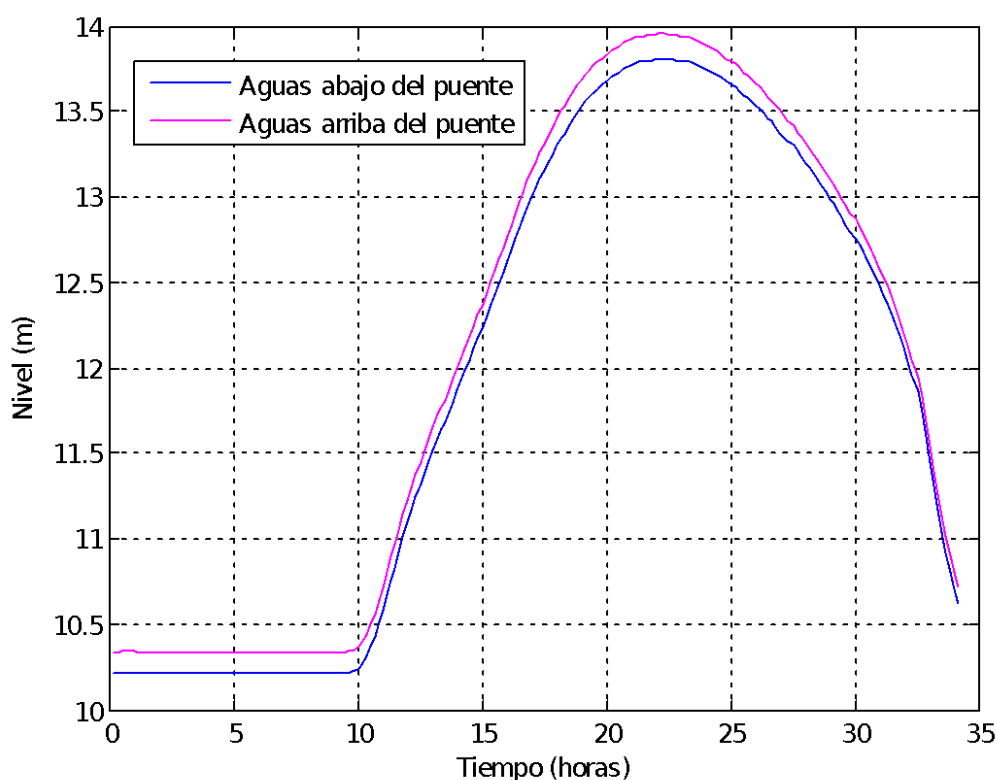


Figura 3–1 Nivel aguas arriba y abajo del puente sobre Ruta 1 para el evento de Tr 100 años

Se observa que el nivel máximo en estas condiciones es 13,96 m. Este valor es menor que el observado en la máxima crecida conocida. A partir del registro fotográfico de ese evento, y apoyado por el relevamiento topográfico, se estimó el máximo nivel en aproximadamente 15 m.

No hay suficiente información como para argumentar cuál fue el período de retorno de ese evento. Dadas las incertidumbres derivadas de no poder calibrar el modelo, se decidió mantener las condiciones de rugosidad utilizadas y escalar el hidrograma para reproducir el evento observado. Para ello se utilizó un multiplicador de 1,16. La Figura a continuación muestra el nivel simulado en estas condiciones.

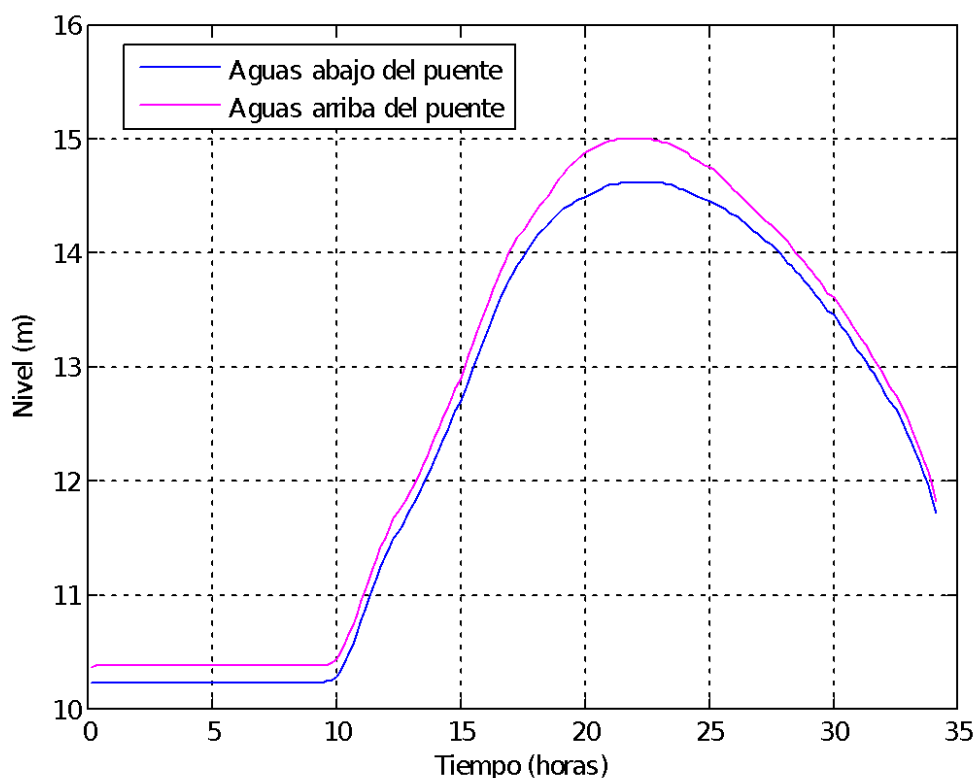


Figura 3–2 Nivel aguas arriba y abajo del puente sobre Ruta 1 para el evento observado

Por otra parte, recomendaciones internacionales para considerar el efecto de cambio climático (DEFRA, 2006) recomiendan aumentar el hidrograma de diseño en un 20 %. Este valor es mayor que el 16 % encontrado para reproducir el evento observado. Por lo tanto se decidió utilizar como hidrograma de diseño el correspondiente a 100 años de período de retorno multiplicado por 1,2.

3.2. Situación futura

En primera etapa se construirá sólo el puente que en el futuro corresponderá a la senda Norte de la Ruta 1. Este puente estará aguas arriba del actual. En su condición de funcionamiento final existirá otro puente igual en la ubicación donde se encuentra el actual. El diseño se hizo para esa situación.

En primera instancia se definió la longitud de puente buscando no superar los niveles de inundación generados por el puente actual. Por razones constructivas se consideraron puentes con luz entre pilares de 15 m. Los niveles se compararon aguas arriba del puente nuevo para el hidrograma de 100 años de período de retorno y para el hidrograma de diseño.

Se encontró que la situación más desfavorable, donde la influencia del cambio de geometría es mayor, es para el evento de 100 años de período de retorno. En esas condiciones el nivel máximo alcanzado en la sección de comparación es de 14,52 m.

Para la situación con puentes futuros, cuya altura no era conocida, se simularon colocando dos puentes con tableros y terraplenes suficientemente altos para que la crecida no toque el tablero ni se sobrepasen los terraplenes.

Se determinó que se necesitan 8 tramos de 15 m para igualar las condiciones actuales. En esas condiciones se alcanza un nivel de 14,56 m. Los 4 cm de diferencia están dentro del rango de incertidumbre del modelo.

Posteriormente se analizó el funcionamiento en la situación futura con los dos puentes nuevos de 120 m de largo (8 tramos de 15 m) para el hidrograma de diseño. En esas condiciones el nivel máximo observado es 15,12 m, como muestra la Figura a continuación.

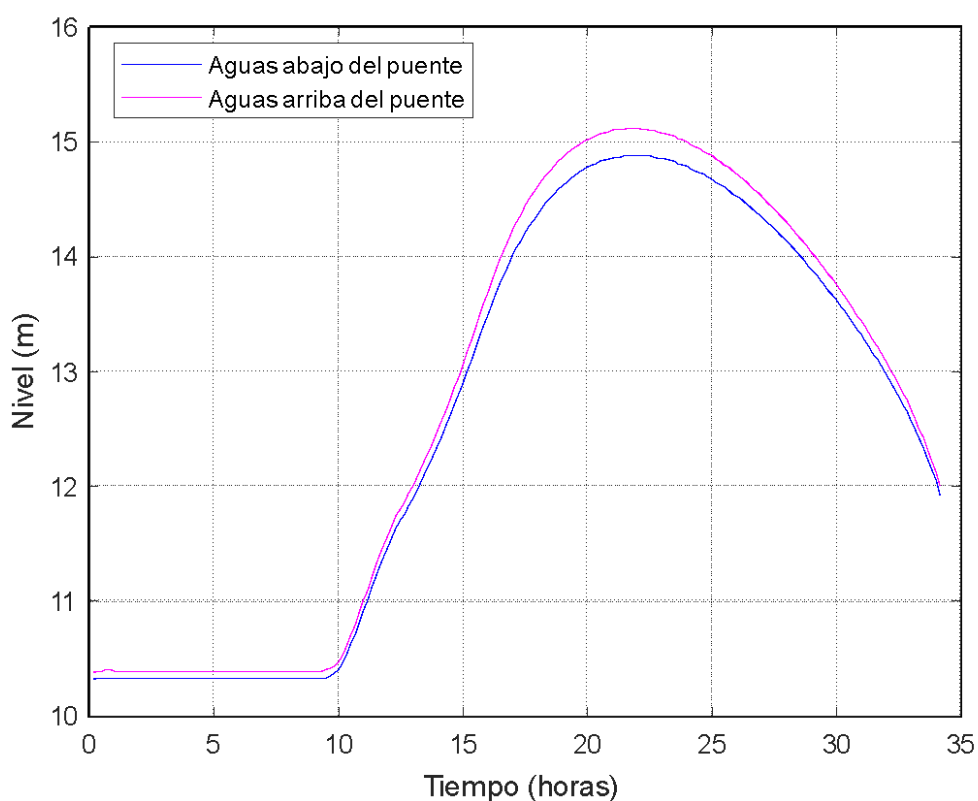


Figura 3–3 Nivel aguas arriba y abajo del nuevo puente en condiciones de diseño

3.3. Situación intermedia

La situación más desfavorable no corresponde a la de diseño, sino que corresponde a la situación intermedia previa a la demolición del puente existente. En esas condiciones la cota de inundación es 15,27 m. Ello implicaría una reducción en la franja del puente de 15 cm. Dado que se trata de una situación transitoria y que la probabilidad de que ocurra la tormenta de diseño antes de la demolición del puente actual es muy baja, no se considera necesario aumentar la cota de inundación de diseño del puente.

4. SOCAVACIÓN PARA EL NUEVO PUENTE

En el presente capítulo se presentan los resultados del cálculo de socavación para el diseño del nuevo puente de la Ruta 1 sobre el arroyo Riachuelo, ya que este problema representa una de las mayores causas de rupturas de puentes por fallas de las cimentaciones.

La incorporación de un puente en el cauce de un curso de agua representa una contracción del ancho del cauce, que frente a una avenida extraordinaria, el aumento de la velocidad y la turbulencia en la contracción pueden generar niveles de socavación de varios metros, llegando a afectar las cimentaciones del puente (pilares y estribos) si esto no fue considerado en su diseño.

Para el cálculo de la socavación se utilizó el método indicado por la FHWA en el documento “HEC 18 - Evaluating scour at bridges” (Arneson *et al*, 2012). Se usó el programa HEC-RAS para la estimación de la socavación en el puente, el cual tiene la mayoría de las ecuaciones allí propuestas incorporadas dentro de su código. Para los cálculos realizados por fuera del sistema de modelación HEC-RAS, se tomaron los resultados del modelo como datos para el cálculo de la socavación.

Según lo recomendado en dicho documento, las cimentaciones de puentes nuevos deben diseñarse para resistir los efectos de la socavación causada por condiciones hidráulicas debidas a inundaciones mayores que las inundaciones de diseño del propio puente, ya que si se excede la inundación del diseño hidráulico, se producirá una mayor cantidad de socavación que podría ocasionar la falla del puente. En tal sentido, de acuerdo a la siguiente Tabla, tomada de Arneson *et al* (2012), el diseño de la socavación se realizó para una tormenta de 200 años de período de retorno dado que para el diseño hidráulico del puente fue adoptado un período de 100 años, y se verificó para 500 años de modo de reducir aún más los riesgos de falla.

Tormenta de diseño para diseño hidráulico	Tormenta de diseño para diseño de socavación	Tormenta de diseño para verificación de diseño de socavación
Q_{10}	Q_{25}	Q_{50}
Q_{25}	Q_{50}	Q_{100}
Q_{50}	Q_{100}	Q_{200}
Q_{100}	Q_{200}	Q_{500}

Tabla 4–1 Tormentas de diseño mínimas recomendadas para diseño y verificación de socavaciones.
HEC 18, Arneson *et al*, 2012

La tormenta de diseño de 100 años de período de retorno empleada en el Capítulo 3 de este documento utilizó un coeficiente de seguridad de 1,2 para atender los posibles aumentos por cambio climático, de acuerdo a DEFRA (2006). Allí no se indican posibles incrementos en eventos de período de retorno mayor a 100 años.

Dado que en el cálculo de socavaciones se es más conservador utilizando períodos de retorno mayores, no se entendió sensato considerar condiciones de diseño aún más desfavorables aplicando un coeficiente de seguridad que no está validado para ese período de retorno. No obstante, para la verificación sí se entendió oportuno considerar aparte del evento de 500 años de período de retorno, un evento de 200 años de período de retorno multiplicado por el factor de seguridad de 1,2 usado anteriormente.

La verificación implica que para los escenarios adoptados todas las fundaciones deben tener un factor mínimo de seguridad de 1,0 (carga máxima).

Al evaluar la socavación en un puente se consideró la suma de tres componentes: socavación generalizada por contracción, socavación en pilas y socavación en estribos. A continuación se presentan los resultados de cada componente por separado y los resultados combinando los tres fenómenos.

4.1. Socavación por contracción

Es la socavación debida al cambio de velocidad media dada por la reducción del área de pasaje en la sección del puente por la construcción de terraplenes de acceso a éste y, en menor grado, por las pilas que bloquean parte de la sección recta. Se trata de una socavación del fondo del cauce en el sector contraído, la cual puede ser uniforme en toda la sección o no uniforme, es decir, puede ser más profunda en algunas zonas de la sección contraída que en otras.

Hay dos fórmulas distintas para el cálculo de esta socavación que dependen de la situación del transporte de sedimentos en el río. Por tanto, previo a calcular la socavación se debe determinar la forma de socavación: en lecho móvil (vivo) o en agua clara, siendo necesario determinar si el flujo en el cauce principal o en las márgenes aguas arriba del puente está transportando o no materiales, para luego escoger la ecuación que resulte apropiada.

Para determinar si hay transporte de materiales de lecho, se calcula la velocidad crítica para inicio de transporte de sedimentos de la partícula D_{50} y se la compara con la velocidad media de la corriente en el cauce principal y en los márgenes, aguas arriba de la abertura del puente.

En este caso la velocidad en el cauce principal es suficiente para transportar material con la granulometría medida, por lo que se utiliza la fórmula correspondiente a esa situación (lecho móvil), que es una versión modificada de la ecuación de Laursen de 1960. La ecuación asume que el material del lecho es transportado en la sección aguas arriba del puente y se expresa:

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

$y_s = y_2 - y_0$ = profundidad media de socavación por contracción (m)

Donde:

y_1 = tirante medio en la sección aguas arriba de la contracción (m)

y_2 =tirante medio en la sección contraída después de la socavación (m)

y_o = tirante existente en la sección contraída antes de la socavación (m)

Q_1 = caudal en la sección aguas arriba del cauce que transporta sedimentos (m^3/s)

Q_2 = caudal en la sección contraída del puente (m^3/s)

W_1 = ancho del fondo del cauce en la sección aguas arriba que transporta sedimentos (m)

W_2 = ancho del fondo del cauce en la sección contraída sustrayendo el ancho de pilas (m)

k_1 = exponente función del modo de transporte del sedimento, de la velocidad cortante aguas arriba del puente y de la velocidad de sedimentación del material del lecho.

El valor de k_1 se determina según la siguiente Tabla:

V^*/ω	k_1	Modo de transporte del sedimento del lecho
<0,50	0,59	Mucho del material en contacto con el lecho
0,50 a 2,0	0,64	Algo de material de lecho suspendido
>2,0	0,69	Mucho material del lecho suspendido

Tabla 4-2 Valores del coeficiente k_1 . HEC 18, Arneson *et al*, 2012

Siendo:

$V^* = (gy_1S_1)^{1/2}$ = velocidad cortante en la sección aguas arriba (m/s)

g = aceleración de la gravedad = $9,8 \text{ m/s}^2$

S_1 = gradiente hidráulico en la sección de aguas arriba del puente (m/m)

ω = velocidad de caída para D_{50} , determinada a partir de la figura a continuación (m/s)

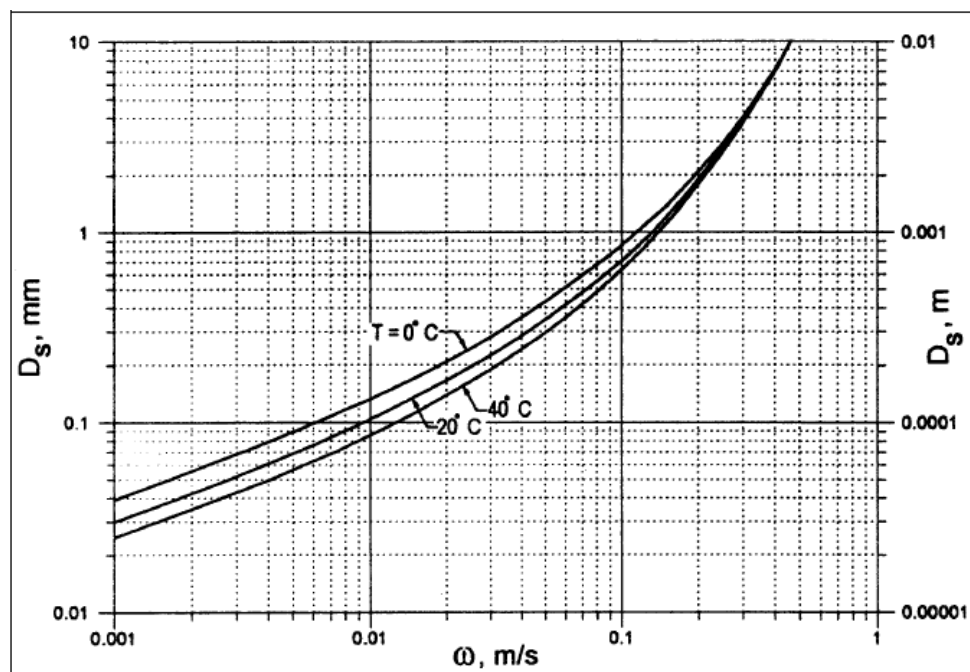


Figura 4-1 Velocidad de caída (ω) para partículas de arena. HEC 18, Arneson et al, 2012

El resultado de aplicar el método descrito para el nuevo puente indica una socavación por contracción de 0,20 m en el cauce principal, y no da socavación por contracción en las márgenes con ninguna de las dos fórmulas ya que la velocidad es muy chica en ambos lados.

Por otro lado, se determinaron las profundidades de socavación para los dos escenarios de verificación asumidos, obteniéndose un valor de 0,61 en el cauce principal para la condición de 500 años de período de retorno y de 0,75 para 200 años multiplicado por 1,2. En ninguno de los escenarios se obtuvo socavación por contracción en las planicies de inundación.

La Tabla a continuación resume los resultados obtenidos de socavación generalizada por contracción para el diseño y la verificación del puente, considerando en este último caso el mayor de los valores.

	Profundidad de socavación por contracción (m)	
	Diseño de estructuras	Verificación de coeficiente de seguridad
Planicie margen izquierda	0	0
Canal principal	0,20	0,75
Planicie margen derecha	0	0

Tabla 4-3 Socavación generalizada por contracción, valor de diseño y coeficiente de seguridad

4.2. Socavación en pilas

En las pilas dentro del cauce se producen remolinos o vórtices, los cuales hacen que el nivel del río descienda especialmente junto a estas estructuras. Alrededor de las pilas se forma una fosa profunda por socavación, producida por un sistema de vórtices generados por la interferencia que la pila causa al flujo.

El cálculo de socavación es independiente de cada pila. Depende de las condiciones hidráulicas (tirante y velocidad) en cada pila, y de la granulometría local, específicamente el D_{95} . En general, la socavación local en pilas es función de las características del material del lecho, de la configuración de lecho, de las características del flujo, las propiedades del fluido y de la geometría de las pilas y cimentaciones.

Para determinar la socavación en pilas, el HEC 18 recomienda una fórmula que aplica tanto en lecho móvil (vivo) o en agua clara, la cual fue desarrollada por la Universidad Estatal de Colorado (CSU). Esta ecuación fue desarrollada con base en análisis dimensional de los parámetros que afectan la socavación y análisis de datos de laboratorio, y determina las profundidades máximas de socavación en pilas. La ecuación es:

$$\frac{y_s}{y_1} = 2,0 K_1 K_2 K_3 K_4 \left(\frac{a}{y_1} \right)^{0,65} Fr_1^{0,43}$$

Donde:

y_s = profundidad de socavación local (m)

y_1 = tirante directamente aguas arriba de la pila (m)

Fr_1 = número de Froude en la sección directamente aguas arriba de la pila

K_1 = factor de corrección que tiene en cuenta la forma de la pila (ver Figura 4–2 y Tabla 4–4)

K_2 = factor de corrección que tiene en cuenta el ángulo de ataque del flujo (Tabla 4–5 o según la siguiente ecuación)

$$K_2 = \left(\frac{\cos(\theta) + L}{a \times \sin(\theta)} \right)^{0,65}$$

L = longitud de la pila (m)

a = ancho de la pila (m)

K_3 = factor de corrección por la condición del lecho (ver Tabla 4–6)

K_4 = factor de corrección por acorazamiento del material del lecho. Este factor disminuye la profundidad de socavación por acorazamiento del hueco de socavación para materiales del lecho con $D_{50} \geq 2 \text{ mm}$ o $D_{95} \geq 20 \text{ mm}$.

- Si $D_{50} < 2 \text{ mm}$ o $D_{95} < 20 \text{ mm} \rightarrow K_4 = 1,0$
- Si $D_{50} \geq 2 \text{ mm}$ o $D_{95} \geq 20 \text{ mm}$:

$$K_4 = 0,4(V_R)^{0,15}$$

Siendo:

$$V_R = \left[\frac{V_1 - V_{icD_{50}}}{V_{cD_{50}} - V_{icD_{95}}} \right] > 0$$

V_R = relación de velocidad

V_1 = velocidad de aproximación directamente aguas arriba de la pila (m/s)

V_{icD_x} = velocidad de aproximación requerida para iniciar la socavación en la pila para el tamaño D_x de las partículas de sedimento (m/s)

$$V_{icD_x} = 0,645 \left(\frac{D_x}{a} \right)^{0,053} V_{cD_x}$$

A = ancho de la pila (m)

V_{cD_x} = velocidad crítica para iniciar movimiento de partículas de tamaño D_x del material del lecho (m/s)

$$V_{cD_x} = 6,19 y_1^{1/6} D_x^{1/3}$$

y_1 = tirante aguas arriba de pila, sin incluir socavación local (m)

El valor mínimo de K_4 es 0,4.

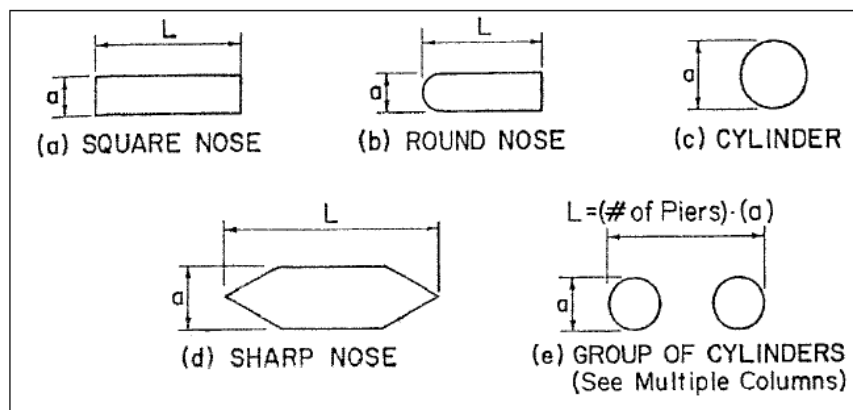


Figura 4-2 Formas típicas de pilas. HEC 18, Arneson et al, 2012

Forma de la pila	K_1
(a) Nariz cuadrada	1,1
(b) Nariz redonda	1,0
(c) Cilíndrica	1,0
(d) Punta aguda	0,9
(e) Grupo de cilindros	1,0

Tabla 4–4 Factor de corrección por la forma de la pila K_1 . HEC 18, Arneson et al, 2012

Ángulo de ataque	$L/a=4$	$L/a=8$	$L/a=12$
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

Tabla 4–5 Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo K_2 . HEC 18, Arneson et al, 2012

Si L/a es mayor a 12, se usan los valores correspondientes a $L/a=12$ como máximos.

Condición del lecho	Altura de la duna (m)	K_3
Socavación en agua clara	N/A	1,1
Lecho plano y flujo antidunas	N/A	1,1
Dunas pequeñas	$3 \geq H \geq 0,6$	1,1
Dunas medianas	$9 > H \geq 3$	1,2 a 1,1
Dunas grandes	$H > 9$	1,3

Tabla 4–6 Factor de corrección por la condición del lecho K_3 . HEC 18, Arneson et al, 2012

A continuación se presentan los resultados de socavación local en pilas para las condiciones de diseño ($Tr=200$ años), considerando dos casos, uno en el que se asume como canal principal a una zona más acotada del cauce, quedando solo un pilar dentro de éste (pilar 5), y un segundo caso con un canal mayor que abarca también a los pilares 4, 6 y 7 dentro de él.

Cabe señalar que el primer caso fue el adoptado para el modelo hidrodinámico de las condiciones actuales, y es la condición más desfavorable para las pérdidas de carga. El segundo caso, si bien no se da en este momento podría ocurrir en el futuro¹, y es sensato considerar la socavación en esas circunstancias.

¹ Los pilares 4 y 6 están muy cerca de la delimitación del canal principal, y el pilar 7 está en una depresión que podría pasar a formar parte del canal principal en el futuro.

Ubicación	Socavación en pilas (m), caso 1	Socavación en pilas (m), caso 2	Valor máximo (m)
Pila 2	0,52	0,43	0,52
Pila 3	0,52	0,43	0,52
Pila 4	0,54	1,45	1,45
Pila 5	2,20	1,83	2,20
Pila 6	0,61	1,51	1,51
Pila 7	0,61	1,52	1,52
Pila 8	0,58	0,48	0,58

Tabla 4-7 Socavación local en pilas

Las pilas están numeradas de margen izquierda a margen derecha, empezando con el número 2, ya que el número 1 fue asignado en el proyecto estructural del puente al estribo de margen izquierda.

En todos los casos se adoptó el mayor valor de socavación.

Finalmente, para determinar la socavación total en los pilares, a la socavación local de la Tabla 4-7, se le debe sumar la socavación generalizada por contracción (Tabla 4-3), y en caso que la socavación total resulte menor a 1 m, en común acuerdo con la Dirección Nacional de Vialidad, se decidió adoptar este valor como la socavación mínima de diseño. Asimismo, al simular un escenario diferente con el canal principal más ancho (caso 2), se calculó la socavación por contracción en esa condición, siendo nula porque las velocidades en un canal más ancho son sensiblemente más bajas. La Tabla a continuación resume la socavación total resultante para cada pilar.

Ubicación	Socavación local en pila (m)	Socavación total en pila (m)	Valor de socavación de diseño (m)
Pila 2	0,52	0,52	1,00
Pila 3	0,52	0,52	1,00
Pila 4	1,45	1,45	1,45
Pila 5	2,20	2,40	2,40
Pila 6	1,51	1,51	1,51
Pila 7	1,52	1,52	1,52
Pila 8	0,58	0,58	1,00

Tabla 4-8 Socavación total en pilas para el diseño del puente

Por otro lado, la Tabla a continuación muestra las profundidades a considerar en la verificación para los dos escenarios de verificación asumidos y para los dos casos de condición del cauce. También para estos casos la socavación por contracción para el canal más ancho es nula y el valor mínimo a utilizar es 1,0 m.

Ubicación	Socavación total en pila (m) Tr = 200 (FS = 1,2)		Socavación total en pila (m) Tr = 500		Valor utilizado en la verificación
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	
Pila 2	0,56	0,46	0,55	0,45	1,00
Pila 3	0,56	0,46	0,55	0,46	1,00
Pila 4	0,59	1,55	0,57	1,52	1,55
Pila 5	3,06	1,91	2,88	1,89	3,06
Pila 6	0,65	1,60	0,64	1,58	1,60
Pila 7	0,65	1,61	0,64	1,59	1,61
Pila 8	0,62	0,52	0,61	0,51	1,00

Tabla 4–9 Socavación total en pilas para la verificación

4.3. Socavación en estribos

La socavación en estribos ocurre cuando estos obstruyen el flujo. En estos casos, los estribos de los puentes representan puntos de cambio brusco de la sección del río generándose turbulencia, la cual produce erosión adicional y disminuye localmente el nivel del fondo del cauce junto al estribo. Los vórtices junto a los estribos forman fosas profundas de erosión especialmente en los extremos del estribo junto al sitio de estrechamiento del cauce.

Para la estimación de la socavación en los estribos se usó el método NCHRP 24-20 (Ettema *et al*, 2010) recomendado en Arneson *et al* (2012), el cual emplea ecuaciones que tienen en cuenta el tipo y ubicación de los estribos, las condiciones de flujo y de transporte de sedimentos.

Estas ecuaciones usan la socavación generalizada por contracción como el punto de partida para el cálculo de la socavación en estribos y aplican un factor para tener en cuenta la turbulencia a gran escala que se desarrolla en las proximidades del estribo. Una distinción importante con respecto al cálculo de la socavación por contracción es que el estribo genera una distribución de flujo no uniforme en la sección contraída. El flujo está más concentrado en las proximidades del estribo y el componente de la socavación por contracción es mayor que para las condiciones promedio en la abertura restringida.

Cabe señalar que la socavación en estribo determinada por el método NCHRP es la socavación total ya que ésta incluye la socavación por contracción.

Las ecuaciones del método, dependiendo si se trata de lecho móvil (vivo) o agua clara, son:

$$Y_{\max} = \alpha_A Y_C$$

$$Y_{\max} = \alpha_B Y_C$$

$y_s = y_{\max} - y_o =$ profundidad media de socavación (m)

Donde:

y_{\max} = máximo tirante resultante de la socavación por contracción (m)

y_c = tirante incluyendo la socavación por contracción en lecho vivo o agua clara (m)

α_A = factor de amplificación para condiciones de lecho vivo

α_B = factor de amplificación para condiciones de aguas claras

y_o = tirante existente en la sección contraída antes de la socavación (m)

Por tanto, previo a calcular la socavación en el estribo se debe determinar la forma de socavación: en lecho móvil (vivo) o en agua clara. Esto depende de las características del flujo en la zona de interés, y hay varias indicaciones para elegir el método a considerar.

Arneson *et al* (2012) establece que si la longitud proyectada del terraplén es 75 % o más que el ancho de la planicie de inundación, se produce la condición de socavación en el pie del estribo y el cálculo de la socavación por contracción se realiza para la condición de lecho vivo descrita en el apartado 4.1. Este criterio es estrictamente geométrico y no toma en cuenta las velocidades presentes en la zona de interés ni la ubicación de los estribos respecto al canal principal.

El estudio original de Ettema *et al* (2010) separa las condiciones en función de la ubicación del estribo respecto al canal principal. Cuando el estribo está apartado del canal principal, como en este caso, aplican las condiciones de aguas claras.

Finalmente, se puede definir si la velocidad en la planicie de inundación es suficiente para transportar el material presente, tal como se presentó en el apartado 4.1. En este caso las velocidades son insuficientes, por lo que se utiliza la fórmula para condiciones de aguas claras que se describe a continuación. Esta decisión es coherente con los resultados de socavación por contracción del HEC-RAS del apartado 4.1, que indican condiciones de lecho móvil para el canal principal y de agua clara para ambas planicies.

La ecuación de socavación por contracción para agua clara utiliza la descarga unitaria, que puede estimarse mediante la descarga dividida por el ancho o por el producto de la velocidad y la profundidad. Se pueden aplicar dos ecuaciones para calcular la socavación por contracción en agua clara. La primera ecuación es la estándar, basada en el tamaño de grano:

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

Donde:

y_c = tirante incluyendo la socavación por contracción en aguas claras (m)

q_{2f} = caudal unitario en la apertura contraída, teniendo en cuenta la distribución de flujo no uniforme (m^2/s).

K_u = 6,19 para unidades del sistema internacional.

D_{50} = Tamaño de partícula con 50 % de fino (m)

Un límite inferior de tamaño de partícula de 0,2 mm es razonable porque las propiedades cohesivas limitan la velocidad crítica y el esfuerzo cortante para suelos cohesivos. En este caso, se determinó el y_c para el valor de D_{50} y como se trata de un material muy fino ($D_{50} < 74 \mu m$) se usó el valor mínimo recomendado de 0,2 mm.

El cálculo de q_{2f} depende de la razón de alejamiento del estribo (SBR por sus siglas en inglés – Set Back Ratio). Se define como la relación entre la distancia del pie de talud al inicio del canal principal y la profundidad media en el canal principal.

Arneson *et al* (2012) indica que si el SBR es mayor a 5, se debe calcular la velocidad y el caudal unitario en la planicie de inundación considerando solo el caudal, área y ancho superficial de la planicie, sin considerar el aporte del canal principal.

En este caso, se calculó el SBR para cada una de las planicies:

- Profundidad media en el canal: 7,67 m
- Ancho planicie margen izquierda: 42,29 m
- Ancho planicie margen derecha: 42,27 m
- SBR margen izquierda: 5,52
- SBR margen derecha: 5,51

En ambos casos el valor de SBR obtenido es mayor a 5.

Utilizando los caudales calculados en el modelo para cada planicie, igual a 14,53 m^3/s para la margen izquierda y 24,53 m^3/s para la margen derecha, se calcularon los caudales unitarios, obteniendo 0,36 $m^3/s/m$ para la margen izquierda y 0,59 $m^3/s/m$ para la margen derecha.

Por lo tanto, los valores de y_c obtenidos considerando la granulometría son 1,01 m para la margen izquierda y 1,53 m para la margen derecha.

Por otro lado, si se conoce la tensión crítica de corte para el suelo de la planicie de inundación, entonces se puede usar una ecuación alternativa para la socavación en agua clara:

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

Donde:

n = número de Manning del material de la planicie de inundación debajo del puente

τ_c = tensión crítica de corte para el material de la planicie de inundación (Pa)

γ = peso unitario del agua (N/m³)

K_u = 1,0 para unidades del sistema internacional.

La tensión crítica de corte puede ser mayor que la correspondiente al material granular, ya sea por tratarse de materiales cohesivos o por la presencia de vegetación. De acuerdo a Chen & Cotton (1988) la tensión máxima admisible para distintos tipos de vegetación varía entre 16,8 y 177,2 N/m². A efectos de obtener una comparación con el valor obtenido para material granular, se utilizó el valor mínimo del rango (16,8 N/m²).

El coeficiente de Manning utilizado en la fórmula es el correspondiente a la vegetación presente a pie de talud. En este caso se usó un valor de 0,15 correspondiente a “pasto corto” en el Anexo 02 de DINASA (2009). Difiere del usado en el modelo porque aquí importa el comportamiento local junto al estribo y el del modelo atiende al comportamiento global considerando el monte ribereño.

Con esos valores, los resultados obtenidos de y_c son 1,27 m para la margen izquierda y 1,93 m para la margen derecha.

Estos valores son ligeramente superiores a los obtenidos considerando la granulometría. Para estar del lado de la seguridad se continuó el cálculo utilizando dichos valores. Obtenido y_c se calculó y_{max} con la fórmula:

$$y_{max} = \alpha_B y_c$$

El valor de α_B se obtiene de la Figura 4-3, tomada de Arneson et al (2012). Los valores de q_2/q_1 en este caso son 10,80 para margen izquierda y 4,23 para margen derecha. Con esos valores se obtuvieron del gráfico valores de α_B de 1,15 para margen izquierda (asíntota de la curva) y de 1,20 para margen derecha.

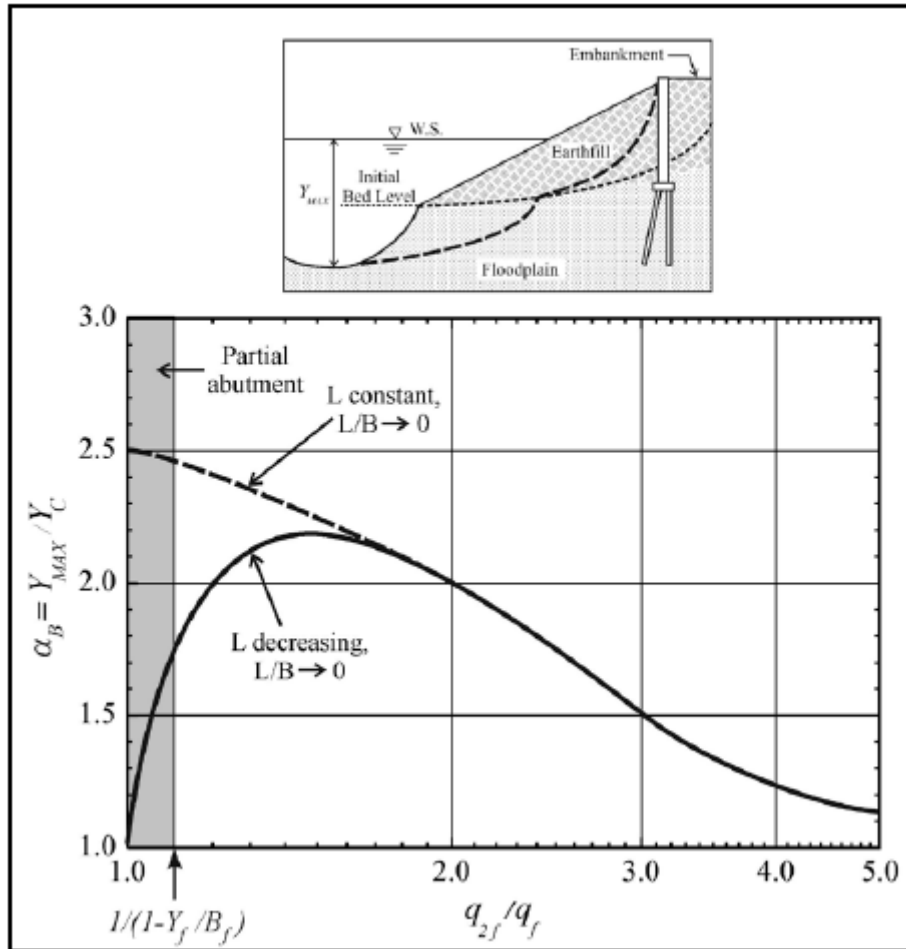


Figura 4-3 Factor de amplificación para determinación de socavación en estribos para aguas claras.
HEC 18, Arneson *et al*, 2012

Se calculó y_{max} para cada planicie: 1,46 m para la margen izquierda y 2,31 m para la margen derecha. Estos valores son menores que las profundidades iniciales a pie de talud: 3,43 m para margen izquierda y 4,89 m para margen derecha.

$$Y_s = Y_{max} - Y_o$$

Como el método NCHRP establece la socavación total como la resta entre esos dos valores (fórmula anterior) y en este caso daría negativa, se concluye que la socavación en estribos es despreciable.

Este resultado es coherente con lo observado en el puente existente. Si bien la aplicación de otras fórmulas (Froelich o HIRE) da socavaciones importantes, Ettema *et al* (2010) establece que esas fórmulas solo son válidas para condiciones de lecho móvil. Se observa que son fórmulas que no consideran la granulometría ni la tensión tractiva, lo que es coherente con la hipótesis de lecho móvil donde la granulometría está en equilibrio con las condiciones hidráulicas.

4.4. Socavación total

La Tabla a continuación resume los valores de socavación resultantes de combinar los distintos componentes.

Ubicación	Socavación total (m)
Estribo margen izquierda	---
Pila 2	1,00
Pila 3	1,00
Pila 4	1,45
Pila 5	2,40
Pila 6	1,51
Pila 7	1,52
Pila 8	1,00
Estribo margen derecha	---

Tabla 4-10 Resumen socavación total en pilas y estribos

5. CONCLUSIONES

Se concluye que para continuar con el diseño del puente se utilice la cota de máxima inundación igual a 15,12 m referido al cero oficial. Ello implica que con una franquía de 0,7 m la cota inferior del tablero no sea inferior a 15,82 m.

Para que el nuevo puente funcione correctamente a esa cota es necesario que se demuela el puente existente, cuyo tablero genera una obstrucción al flujo para una tormenta de 100 años de período de retorno.

En el cálculo de la cota máxima de inundación se consideró la construcción a futuro de un nuevo puente en la ubicación del actual, con el tablero por encima de la inundación de 100 años de período de retorno.

Se analizaron las socavaciones totales esperadas, tanto en pilas como en estribos. La socavación prevista en estribos es despreciable, por lo que no es necesario colocar elementos de protección.

La socavación esperada en la pila ubicada en el canal principal del arroyo es de 2,40 m. La solución elegida fue fundar considerando esa socavación sin agregar enrocado de protección.

6. REFERENCIAS

Arneson, L. A., L.W. Zevenbergen, P.F. Lagasse, P.E. Clopper (2012). Evaluating scour at bridges. Fifth Edition. Hydraulic Engineering Circular No. 18 (HEC-18), Federal Highway Administration, Washington D.C.

Chen, Y. H., & Cotton, G. K. (1988). Design of roadside channels with flexible linings. Research, Development, and technology Turner-Fairbank Highway Research Center 6300 Georgetown Pike Mclean, Virginia 22101-2296 Publication No. FHWA-IP-87-7 Hydraulic Engineering Circular No. 15.

Chow, V.T., MAIDMENT, D. R., & Mays, L. (1994). Hidrología aplicada. Editorial McGraw Hill, Santafé de Bogotá-Colombia.

DEFRA. (2006). Flood and coastal defense appraisal guidance (FCDPAG3) Economic appraisal supplementary note to operating authorities – climate change impacts. Department for Environment, Food and Rural Affairs, London, 9pp.

DINASA (2009). Diseño de Sistemas de Aguas Pluviales Urbanas v1.0

Ettema, R., T. Nakato, and M. Muste. (2010). "Estimation of Scour Depth at Bridge Abutments" National Cooperative Highway Research Program, NCHRP Project 24-20, Draft Final Report, Transportation Research Board, National Academy of Science, Washington, D.C.

U.S. Army Corps of Engineers (2016). "River Analysis System," HEC-RAS, User's Manual Version 5.0, Hydrologic Engineering Center, Davis, CA.