

HIDRAULICA DE PUENTES

Extractos de la Tesis “DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO OPTIMIZADO DE PUENTES CON TERRAPLENES”

Por Alisson Seaurz, Universidad de Piura, 2006.

Introducción

Las estadísticas mundiales de fallas de puentes sobre cursos de aguas, demuestran que la mayoría de puentes fallan por razones hidráulicas, generalmente erosión en pilares o estribos. Las fallas de puentes por razones meramente estructurales son raras en comparación con las fallas por erosión hidráulica. Este hecho ha llevado a muchos países a desarrollar manuales de diseño hidráulico para puentes. El primer manual de puentes fue *Guide to Bridge Hydraulics* (Guía de Hidráulica de Puentes) editado por Charlie Neill en 1973 en Canadá; seguido después por diversos manuales y libros publicados en varios países del mundo, entre los que destaca *HEC-18 Evaluating Scour at Bridges* (Evaluación de Erosión en Puentes) publicado por la Administración Federal de Carreteras de Estados Unidos (última edición en 2001) y en nuestro idioma el libro *Hidráulica Fluvial* del profesor español Juan Pedro Martín Vide.

En el Perú, las fallas de puentes por razones hidráulicas son probablemente aun mas altas que en otros lugares del mundo, por la ocurrencia del Fenómeno del Niño. Esto haría pensar que en nuestro país se debe prestar mucha atención al diseño hidráulico de puentes; sin embargo este no es el caso. El Ministerio de Transportes y Comunicaciones publicó en el 2003 el *Manual de Diseño de Puentes*¹, que si bien trata en detalle los aspectos estructurales del puente, solo hace una muy breve mención a los factores hidráulicos. En comparación con los manuales de otros países, el manual peruano no define claramente como establecer el caudal de diseño (su periodo de retorno), como calcular las profundidades de erosión, cuales son los requisitos topográficos para el cálculo hidráulico, ni mucho menos cuales deben ser las dimensiones hidráulicas (longitud, altura) del puente. Solo se mencionan sugerencias muy generales y puramente cualitativas que son de poca ayuda práctica. Este manual también sugiere la aplicación del modelo HEC-RAS para cálculo hidráulico del puente.

El modelo numerico HEC-RAS es reconocido como el modelo unidimensional mas avanzado que existe para el calculo hidraulico de puentes; las ecuaciones empiricas del calculo de erosion que HEC-RAS emplea representan el estado del arte (aun muy imperfecto) en los conocimientos de erosion en puentes, algunos de los cuales se muestran en el presente documento. Si bien ya existen actualmente modelos tri-dimensionales mas sofisticados, ellos aun no son empleados en casos practicos por las limitaciones actuales de computo.

¹ Disponible en www.mtc.gob.pe/portal/transportes/caminos_ferro/manual/puentes2003/

1.1 Justificación.

Como consecuencia de las intensas lluvias ocurridas durante El Niño de 1998 en el Perú, en sólo los primeros 3 meses de ese año 68 puentes fueron destruidos, 13 de los cuales no tenían más de 14 años de antigüedad, y ocho de ellos fueron construidos en los últimos cinco años previos a El Niño² (Ver Figura 0.1). Los mayores daños se produjeron en la costa norte del país, en los departamentos de Lambayeque, Piura y Tumbes. Tan sólo en la ciudad de Piura, dos de los cuatro puentes existentes colapsaron; el puente Bolognesi sucumbió en las aguas del Río Piura (murieron 3 personas, y desaparecieron 10), demostrando la vulnerabilidad hidráulica de nuestros puentes que simplemente no están diseñados para soportar este tipo de caudales producidos por las lluvias: no son suficiente ó adecuadamente largos, sus estribos y pilares no son suficientemente profundos y el nivel del tablero no es lo suficientemente alto.



Figura 0.1 Puentes destruidos en El Niño “Peor que una Guerra”, (Caretas 1998).

La falla de estos puentes se produce por erosión hidráulica, en la mayoría de casos porque la longitud del puente es demasiado corta. En la costa los ríos tienen cauces relativamente planos y amplios, el puente no cubre el ancho total del río sino sólo una parte del cauce principal y el resto es cubierto mediante la construcción de terraplenes. Este estrechamiento del cauce genera dos efectos negativos: aumenta los niveles de agua e incrementa la profundidad de erosión.

El aumento del nivel de agua puede causar inundación aguas arriba del puente y hasta el vertido de agua por encima del mismo, lo que causa la destrucción del terraplén. Por otro lado, la erosión socava la cimentación de los pilares y estribos del puente, pudiendo causar su falla. Es evidente que uno de los aspectos más importantes del diseño de un puente con terraplenes que estrechen un cauce, es precisamente el dimensionamiento hidráulico de su longitud y elevación para minimizar los riesgos de falla.

² Helberg, Kristin (1998) “Del puente a la tragedia”, Revista Caretas N° 1508, Lima, Perú.

Capítulo 2 NOCIÓN SOBRE HIDRÁULICA DE PUENTES.

2.1 Partes de un puente.

Un puente sobre un río ancho normalmente consiste de una superestructura de concreto o acero con terraplenes de acceso, que comunican la estructura principal con las riberas del río (Figura 2.1 y Fotografías 2.1 y 2.2). La razón por la cual se construyen terraplenes es meramente económica. En ríos muy anchos, una superestructura de concreto o acero que abarque todo el ancho del río puede resultar excesivamente costosa. El terraplén por ser construido con materiales naturales es comparativamente menos costoso y se emplea para cerrar parte del ancho total del puente, especialmente en las llanuras de inundación donde la concentración del flujo es menor. Sin embargo, cerrar artificialmente el ancho natural de un río tiene consecuencias negativas desde el punto de vista hidráulico y sedimentológico.

El tablero se refiere a la superestructura por donde circulan los vehículos, e incluye las vigas, pista, veredas, guardavías, etc. Los pilares son las columnas verticales que transmiten las cargas del tablero y su peso propio al suelo. Los pilares incluyen las obras de cimentación que pueden ser superficiales (zapatas) ó profundas (pilotes.) Los estribos sirven de apoyo a ambos extremos del tablero. Finalmente los terraplenes conectan los estribos con las riberas del río. Los únicos componentes obligatorios de un puente son el tablero y los estribos. Algunos puentes carecen de pilares ó de terraplenes de acceso, especialmente en ríos de poco ancho.

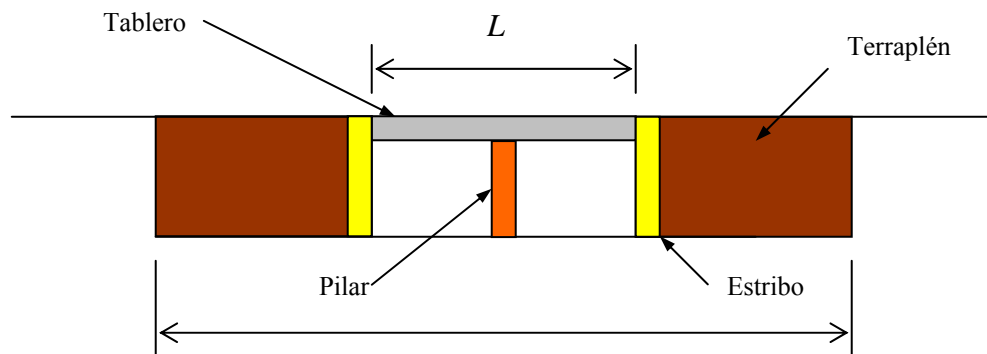


Figura 2.1 Idealización de un puente con terraplenes y pilar intermedio.

2.2 Hidráulica de puentes.

2.2.1 Problemas hidráulicos de los puentes

Las oportunidades de interacción y cruce entre nuestras redes de infraestructura y la red hidrográfica son muy numerosas. Muchas infraestructuras de transporte (autopista, carretera,

ferrocarril, transporte en tubería) han de cruzar los cursos de agua por medio de puentes. En el conjunto de la infraestructura, los puentes son obras singulares, costosas y vitales para mantener el transporte.

En una estadística de 1976 sobre las causas de fallo ó rotura de 143 puentes en todo el mundo, resultó 1 fallo debido a corrosión, 4 a la fatiga, 4 al viento, 5 a un diseño inadecuado, 11 a los terremotos, 12 a un procedimiento inadecuado de construcción, 14 fallos fueron por sobrecarga e impacto de embarcaciones, 22 por materiales o ejecución defectuosos y finalmente 70 fallos fueron causados por las avenidas (de los cuales 66 fueron debido a la socavación, un 46 % del total).

Esto muestra que los aspectos hidráulicos son fundamentales en los puentes fluviales: un buen conocimiento de estos aspectos hará el puente más seguro y más barato. También se desprende que lo que se ha avanzado en el conocimiento de las estructuras, las cargas, los materiales y los procedimientos de construcción es mucho más que lo conocido sobre las acciones del agua. Pero no sólo la acción del agua es el objeto de la hidráulica de puentes, sino también cuestiones de concepción del puente y de la misma vía, como son las dimensiones del vano y el emplazamiento del puente.

2.2.2 Consideraciones sobre el emplazamiento de un puente

Un puente bien colocado será una obra económica y segura. Como estas dos cuestiones son capitales en las obras públicas, merece la pena prestar atención a los factores hidráulicos del emplazamiento de puente, ya en la planificación y trazado de la vía. Puede hacerse una comparación de la vía y el puente con una presa y su aliviadero. Aunque una presa es esencialmente una estructura de concreto o de tierra, su aspecto hidráulico (el aliviadero) llega a ser tan importante (en el costo y la seguridad) que inclina la balanza en decisiones sobre el emplazamiento y el tipo de presa.

Así pues, si la vía se traza sin atender a cuál es el lugar más conveniente para cruzar el río, puede suceder que finalmente la obra sea más cara para proporcionar seguridad al lugar del cruce elegido arbitrariamente. Que un puente sobre un río esté bien o mal colocado es una cuestión de ingeniería fluvial, que rige los siguientes principios:

- Una característica esencial del lugar de emplazamiento del puente es su estabilidad fluvial, es decir, la garantía de que el río no modifique su cauce con efectos negativos para el puente. El fracaso más elemental de un puente es descubrir que se construye sobre seco, mientras el cauce del río se encuentre en otro lugar. Por ello es interesante el estudio en un tramo largo para elegir el cruce más estable, que puede ser por ejemplo un lugar en que se encuentre encajado en material duro y por tanto virtualmente inmóvil.
- Un emplazamiento en un lugar inestable puede obligar a realizar obras de encauzamiento importantes para estabilizarlo. En ocasiones estas obras son imprescindibles pues la falta de estabilidad es extensa y general. Los ríos entrelazados y los ríos meandriformes de orillas poco resistentes son ejemplos en que pueden ser necesarias obras complementarias de encauzamiento. Lo mismo puede ocurrir en vías

que cruzan un delta, una llanura ó abanico aluvial: en ese caso es preferible situar el puente aguas arriba, en el origen del abanico, donde el río aún no tiene “libertad de movimiento”.

- Los lugares de cauce estrecho dan obviamente la mayor economía al puente. En sentido contrario, los cauces múltiples, además de encarecer por aumento de longitud, suelen presentar menor estabilidad. Del mismo modo los lugares de cauce relativamente rectilíneo son preferibles a las curvas, debido a la tendencia a la erosión lateral y a la erosión del fondo en el lado exterior de la curva, excepto en orillas muy resistentes. También es mejor un lugar con un cauce principal de gran capacidad que uno fácilmente desbordable.
- El conocimiento del río, hidrológico e hidráulico y sobre todo morfológico es muy útil en el estudio de la estabilidad necesaria para un puente. La historia del río, a través de cartografía y posiblemente fotografía aérea, puede ser una información valiosa. Pero también hay que conocer si en el futuro se proyectan obras ó actuaciones que puedan modificar la estabilidad: así la construcción de una presa aguas arriba ó la extracción de áridos puede cambiar radicalmente la naturaleza del cauce.

2.2.3 Alineación del puente

Tras el emplazamiento, la siguiente cuestión geométrica con implicación hidráulica es la alineación de la vía con respecto al río. En primer lugar no hay razón para exigir que el cruce sea perpendicular al río en lugar de oblicuo, siempre que esta última alineación venga dictada por buenas razones de trazado de la vía. Ahora bien, hoy casi no es preciso dar razones para rechazar la antigua costumbre de trazar curvas de entrada y salida de un puente para que el cruce sea perpendicular tal como se muestra en la Figura 2.2. La técnica nos remite alcanzar mayores luces sin dificultad y la seguridad viaria (el costo de los accidentes de tráfico y su impacto en la opinión pública) nos obliga a tratar de evitar estas clases de curvas.

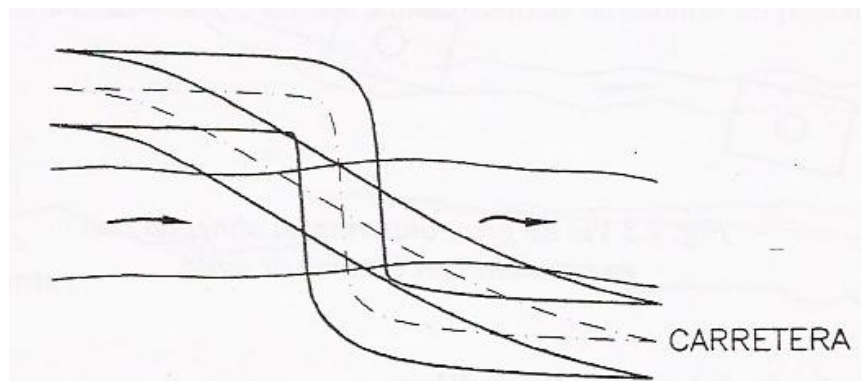


Figura 2.2 Alineación de la vía respecto al río.

Una vez aceptadas las alineaciones oblicuas, hay que advertir de algunos problemas que llevan asociadas:

- Los pilares, cimentaciones, estribos y todo elemento mojado del puente debe estar correctamente alineado con la corriente, de ningún modo según la alineación propia del puente, por más que esto signifique una complicación estructural ó constructiva. Ver Figura 2.3.
- El ancho real libre del puente (su vano ó apertura) que se debe considerar en los aspectos hidráulicos del proyecto se mide en la proyección del puente sobre el plano perpendicular a la corriente. Ver Figura 2.3.

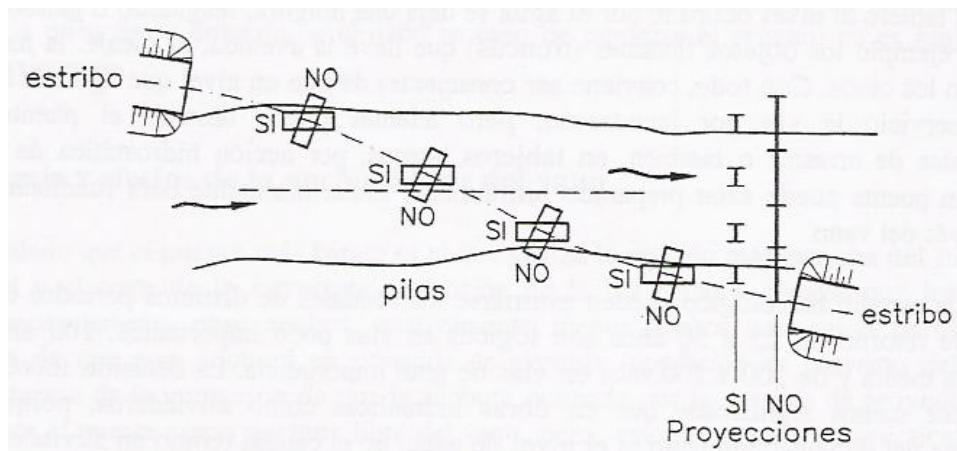


Figura 2.3 Alineación de pilares y estribos según la corriente.

- Una alineación muy oblicua (subparalela) entre el río y vía puede ocasionar tal concentración de obstáculos en el cauce, que casi lo obstruyan. Este problema es más frecuente cuanto más importante es la vía (una autopista, por ejemplo) y cuanto menos importante es el cauce (un arroyo, por ejemplo), pues la vía impone su trazado desconsiderando el carácter específico del cauce. Ver Figura 2.4.

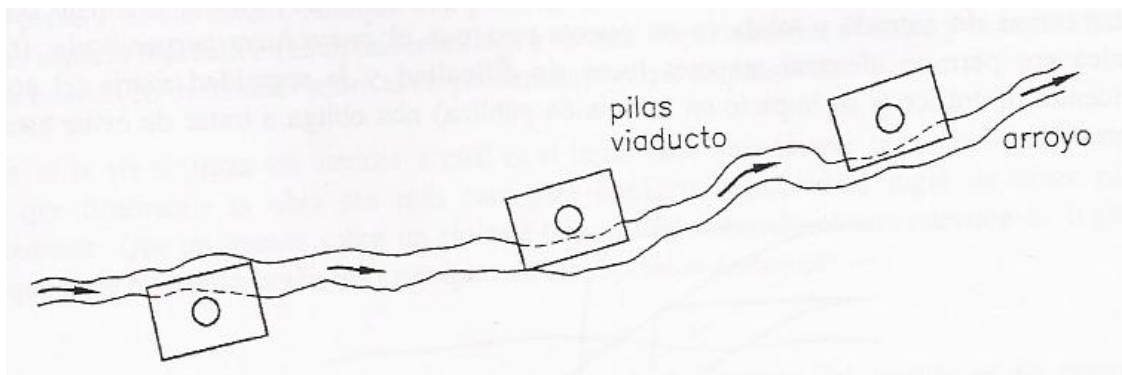


Figura 2.4 Vía de gran importancia alineada casi en paralelo con el curso del agua.

2.2.4 Dimensionamiento del vano: altura libre

Las dimensiones del vano del puente deben venir determinadas en principio por la función hidráulica (de desagüe) que corresponda al vano. No obstante abundan los puentes fluviales con vanos superiores a los necesarios, sobretodo en altura pero también en longitud, como puede ocurrir por razones de trazado altimétrico en vías de gran importancia (autopista), en ríos pequeños ó en ríos de montaña. En todo tipo de vías, ríos grandes y ríos de llanura, por el contrario, el vano es tan grande como sea preciso para permitir el paso del agua.

Las dimensiones del vano son la altura libre y el ancho libre (o sea la longitud del puente, en proyección sobre el plano perpendicular a la corriente). El ancho libre será ocupado completamente por el agua en las condiciones de proyecto, pues de lo contrario el ancho del vano dejará de ser determinado por el estudio hidráulico. En cuanto a la altura libre, raramente un puente se proyecta como puente sumergible para las condiciones de proyecto, sino que por el contrario, desde la cota inferior del tablero al nivel ocupado por el agua se deja una holgura, borde libre o resguardo para tener en cuenta por ejemplo los objetos flotantes (troncos, etc.) que lleve la avenida, el oleaje, la navegación, según los casos.

Con todo, conviene ser conscientes de que un nivel que agote la holgura dejará fuera de servicio la vía por inundación, pero además puede destruir un puente por acción hidrodinámica de arrastre ó también, en tableros huecos (como el Puente Caceres en Piura), por acción hidrostática de flotación. Sin embargo, un puente puede estar preparado para funcionar con flujo a presión del vano hidráulica y estructuralmente. Estas dos condiciones a flujo libre y a presión son denominadas flujo bajo (acápite 4.2.10) y flujo alto (acápite 4.2.11) por HEC-RAS.

Mediante un estudio hidrológico pueden estimarse los caudales de distintos períodos de recurrencia. Períodos de retorno de 25 a 50 años son lógicos en vías poco importantes, 100 años en vías de importancia media y de 100 a 200 años en vías de gran importancia. La decisión sobre el período de retorno tiene significado, porque la variable determinante del dimensionamiento es el caudal. Es importante notar que en el Perú no existen normas claras para la determinación del período de retorno según el tipo de vía, como sucede en otros países.

Así pues, hay un cálculo hidráulico intermedio para convertir los caudales en niveles, cálculo que se realiza con la misma técnica que en encauzamientos, es decir, en movimientos permanente, porque sólo interesa el caudal punta, no el hidrograma. En este cálculo no faltan las incertidumbres, como son por ejemplo la rugosidad del cauce ó la posición de la sección de contorno. La sección de contorno debe estar lo bastante lejos del puente para que el valor de la condición de contorno (un nivel H) no influya en el nivel de agua en el emplazamiento del puente. Ver Figura 2.5 y Figura 2.6. Cuando esto es así este nivel en el puente sólo depende de la geometría y la rugosidad.

Otra incertidumbre es que ambas pueden tener grandes cambios, a largo plazo ó estacionales, respectivamente. Por ejemplo, en el río Piura se han observado variaciones de hasta 2 m en el nivel de agua para el mismo caudal. Por estas razones, el nivel de agua es una estimación más que un cálculo exacto y así mismo cobran interés los datos de nivel que puedan existir en

registros, señales ó por medio de testigos. También tendría sentido un estudio de períodos de recurrencia de los niveles.

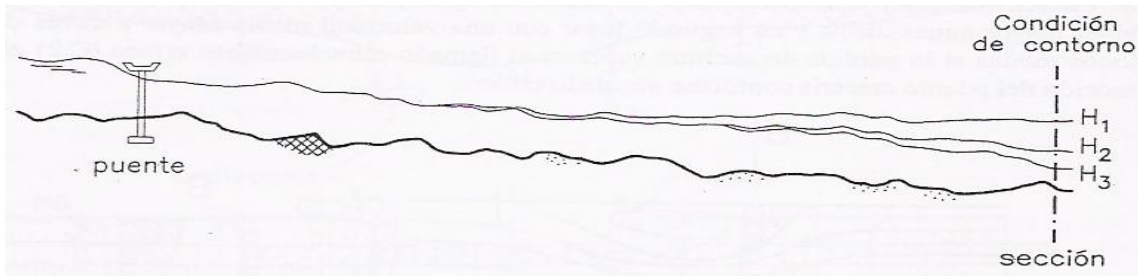


Figura 2.5 Influencia de la condición de contorno H en el cálculo hidráulico (régimen lento).

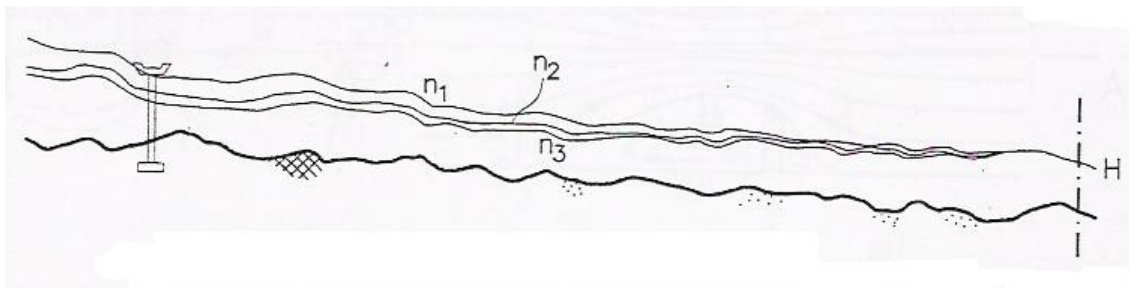


Figura 2.6 Influencia del coeficiente de rugosidad (régimen lento).

Frecuentemente el vano de un puente se dimensiona bajo la influencia de otros puentes próximos. Si un puente próximo es antiguo y no ha sido rebasado nunca, tiene sentido limitarse a darle un altura libre igual, semejante ó consecuente, después de un cálculo hidráulico que relacione los niveles de agua bajo uno y otro puente. También es un razonamiento comprensible no dar más capacidad a un puente que a otros de su entorno, si el daño en caso de perderse el primero no es mayor que el de perder los existentes. Si bien estas ideas parecen evidentes no siempre son respetadas. El puente Caceres contruido en Piura en 1994, fue construido a un nivel menor que el Puente San Cerro situado aguas abajo (construido en 1950) si se considera la influencia de la pendiente de agua. Como consecuencia de ello en la avenidas de 1998, el nivel de agua toco el tablero del puente Caceres, pero no el de Sanchez Cerro

2.2.5 Economía y efectos del ancho libre del vano

Hemos señalado que el puente más barato es el que utiliza la sección más estrecha del río, puesto que la magnitud y el costo de la estructura es función de la luz ó luces. Sucede que los

ríos ocupan espacios frecuentemente muy anchos, relativamente menos anchos con aguas permanentes, pero francamente de una gran ancho en situación de avenida (condición del proyecto del puente).

En primera instancia da la impresión de que el ancho ocupado por la avenida de proyecto debería ser respetado por el puente como ancho libre del vano, pero esto no se hace así prácticamente nunca, por razones económicas. El puente puede considerarse formando por dos unidades de obra diferentes: la estructura (tablero, estribos y pilares) y las obras de tierra de aproximación, a la entrada y salida de la estructura (que llamamos terraplén). La primera es la unidad cara y la segunda la barata, sólo la primera crea vano hidráulico mientras la segunda resta ancho a la sección del río, pero una combinación de las dos unidades de obra forma el puente.

Al restar ancho al vano (moderadamente) no necesariamente se resta capacidad de desagüe al puente. En régimen lento el agua se acelera para pasar por el vano (más estrecho), presentándose primero una depresión de la superficie libre y luego su recuperación, cuando se ensancha la vena, hasta el nivel determinado por las condiciones de contorno aguas abajo. Ver Figura 2.7, Figura 2.8 y Figura 2.9.

El efecto global es una sobreelevación del nivel antes del puente ΔH (llamada también remanso producido por el puente) que afecta a una cierta longitud aguas arriba y que equivale a la pérdida de carga local de la sucesión de estrechamiento y ensanchamiento. El caudal de agua pasa por igual bajo el puente, pero con un nivel mayor aguas arriba y en segundo lugar con una velocidad media mayor a través del vano. De todos modos si la pérdida de ancho superará al llamado estrechamiento crítico el nivel en la sección del puente crecería conforme el tirante crítico.

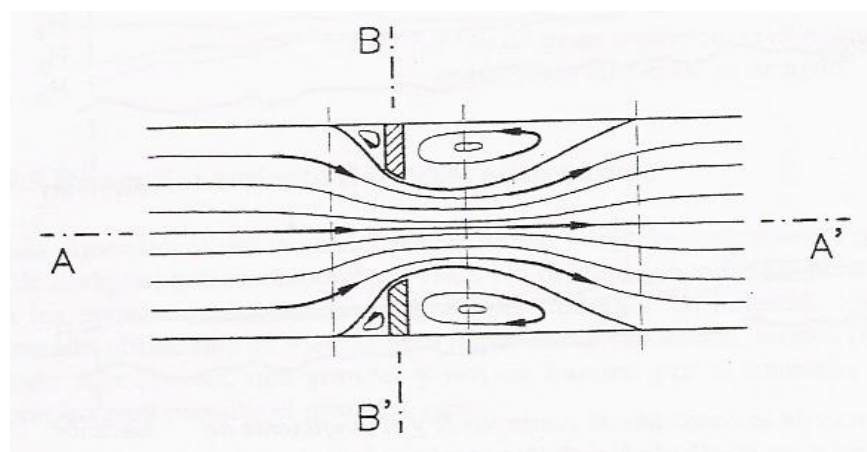


Figura 2.7 Vista en planta de las características hidráulicas de paso de un puente.

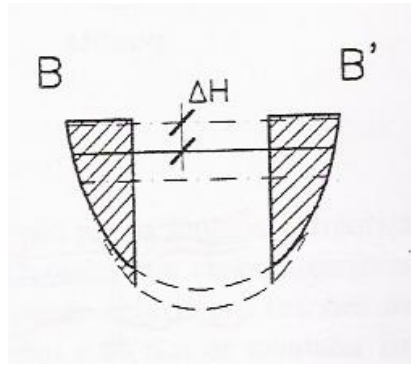


Figura 2.8 Sección transversal de las características hidráulicas de paso de un puente.

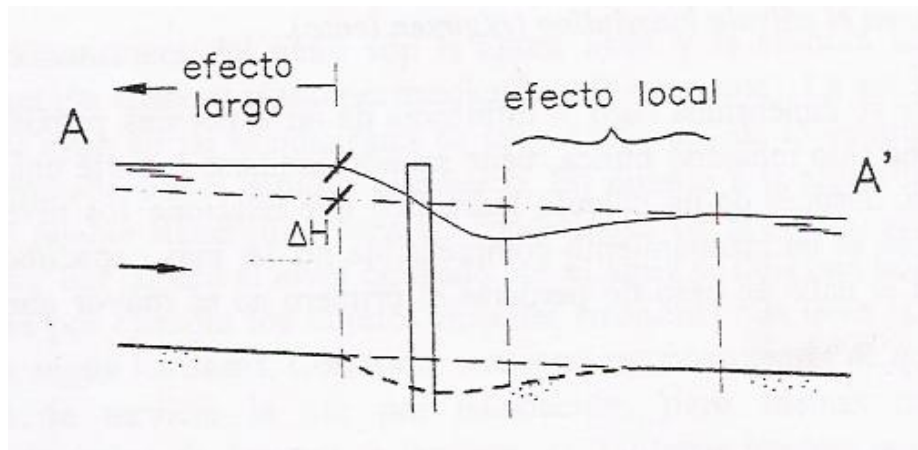


Figura 2.9 Vista en perfil de las características hidráulicas de paso de un puente.

Además del efecto de sobreelevación, el aumento de velocidad (reducción de ancho) produce una erosión del lecho en el área del puente (lo que modifica la superficie libre). Estos dos efectos, sobreelevación y erosión, son los inconvenientes de restar ancho al vano respecto a la ocupada por la avenida del proyecto.

Ambos efectos tienen una repercusión económica cuantificable: el primero como coste del incremento de la inundación, sin olvidar el impacto social ó en la opinión pública (muchas veces los puentes cargan con la acusación de haber agravado una inundación, lo que viene favorecido por la apariencia de estrechamiento); el segundo como costo de los medios de cimentación del puente (más profunda) ó de las medidas de protección frente a la erosión.

El óptimo económico se encuentra siguiendo este razonamiento: cuando mayor es la longitud de terraplén y menor la longitud de estructura (Ver Figura 2.10 dirección 2→3), la obra del puente es más barata, pero más caros sus efectos: costo del remanso creado por el puente y el costo de las obras para cimentarlo y defenderlo. En el otro extremo, cuanto más larga es la estructura y más corto el terraplén (Ver Figura 2.10 dirección 2→1), la obra del puente es más cara pero sus efectos menos costosos.

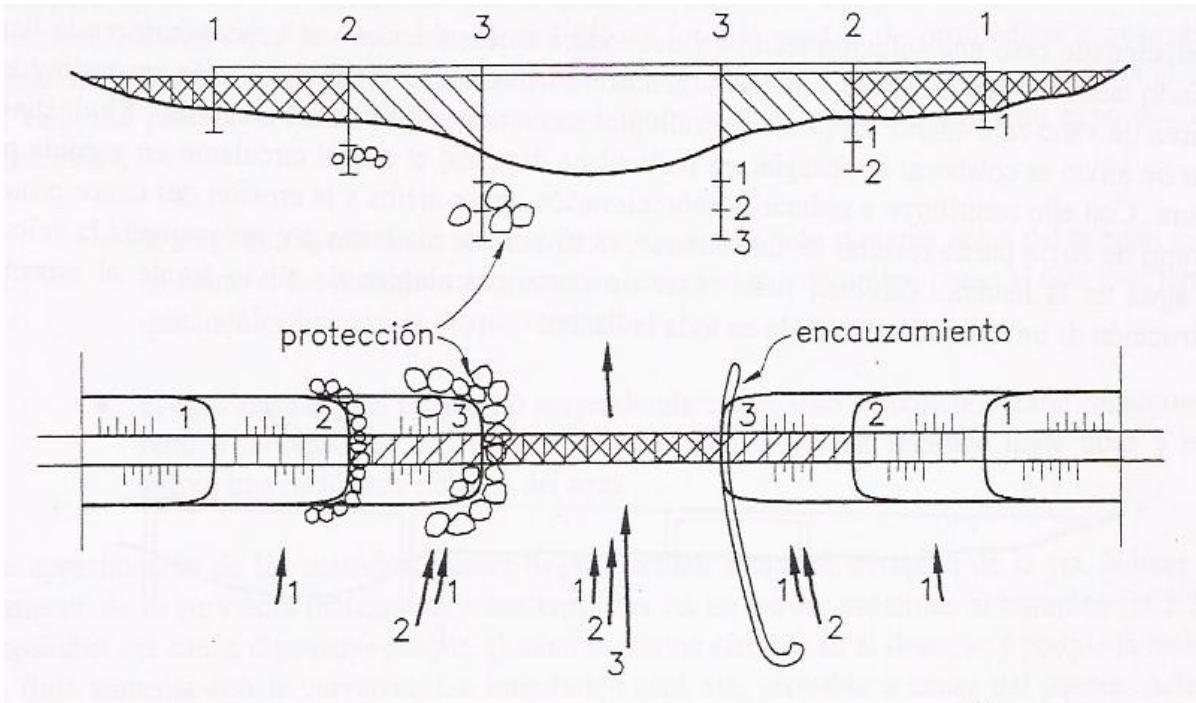


Figura 2.10 Dimensionamiento económico del ancho del vano.

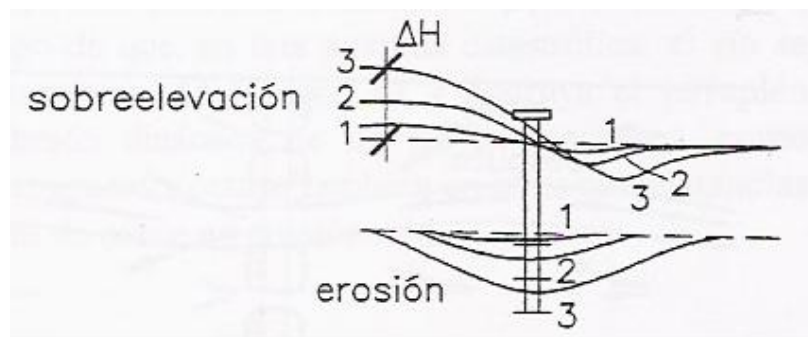


Figura 2.11 Perfil del cambio de sobre elevación y erosión.

También en el caso del ancho de vano el ejemplo de otros puentes próximos y antiguos puede influir en la decisión. Puede ser claro que el ancho dado en el pasado ha sido excesivo (nunca ha sido aprovechada) ó insuficiente. Un trabajo de campo conveniente es examinar la erosión del cauce en los alrededores del puente, mediante técnicas de batimetría en el caso de grandes ríos. Otro factor en la decisión es el psicológico: qué apariencia tendría el puente ó cómo lo percibiría la población.

2.2.6 Vano en el caso de la llanura de inundación

La problemática de la reducción de ancho se presenta con un nuevo aspecto en el caso particular de ríos con cauce principal y llanuras de inundación bien diferenciadas. El puente sería extremadamente antieconómico si hubiera de salvar toda o parte del ancho de la llanura mediante una estructura. La ocupación de parte de la llanura con el terraplén es así inevitable. Este es el caso de muchos puentes en la costa norte del Perú, donde en algunos casos los anchos totales pueden exceder a un kilómetro.

Ahora bien, podríamos distinguir el caso en que el cauce principal representará casi toda la capacidad de desagüe del río (porque la avenida del proyecto desbordase muy poco, porque la llanura de inundación fuese muy rugosa, etc.) en el caso en que las llanuras de inundación contribuyeran sensiblemente a la capacidad (transportando una fracción del caudal en avenida). En el primer caso la llanura sirve más bien como un almacenamiento temporal de agua y la discusión sobre el ancho puede aplicarse a la luz sobre el cauce principal.

En el segundo caso una solución técnica y económica consiste en un vano secundario en la llanura, llamado también vano de alivio, con una segunda estructura (aunque también puede ser sustituido por un área de vano equivalente en forma de múltiples secciones prefabricadas menores).

El objetivo del vano de alivio es colaborar al desagüe, en particular a dar paso al caudal circulante en avenida por la llanura. Con ello contribuye a reducir la sobreelevación aguas arriba y la erosión del cauce principal. El vano de alivio puede resultar de dimensiones relativamente modestas por ser pequeña la velocidad del agua en la llanura. También suele tener un efecto psicológico de alivio frente al aspecto de obstrucción de un terraplén extendido en toda la llanura.

El dimensionamiento de los vanos puede seguir la misma idea de optimización económica vista anteriormente. El reparto del área local de desagüe entre el vano principal y secundario puede hacerse con el criterio de que las sobreelevaciones en la llanura y el cauce principal fueran iguales, en la suposición de que ambos flujos estuvieran separados por una frontera imaginaria.

Este criterio es indirectamente un criterio hidrodinámico sobre el flujo: si efectivamente los vanos tienen tales anchos relativos que no existe diferencia entre las sobreelevaciones en la llanura y el cauce principal entonces no hay motivo para que las líneas de corriente crucen la frontera imaginaria y por tanto el flujo en avenida antes de construir el puente no sufrirá alteración más que localmente en las proximidades de los vanos. Ver Figura 2.12.

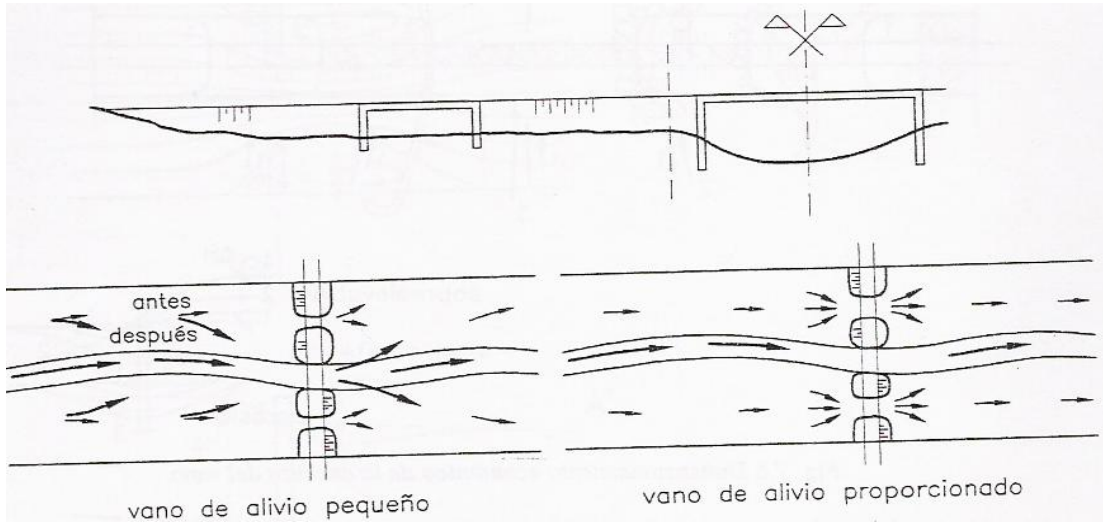
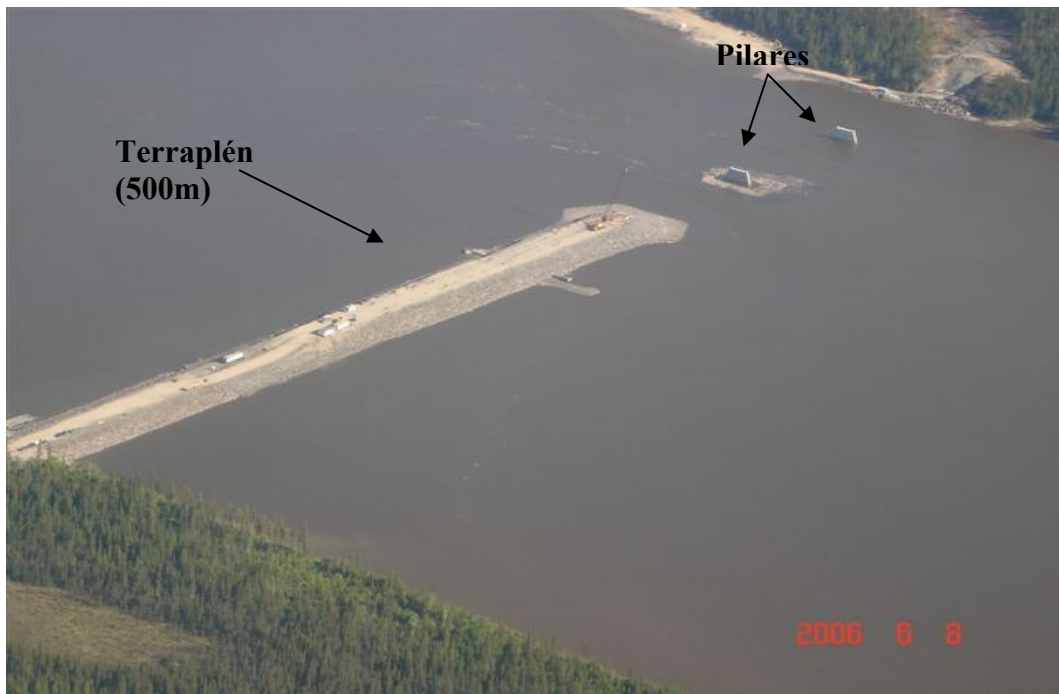


Figura 2.12 Hidrodinámica y reparto de caudales en el caso del vano principal y del vano del alivio.



Fotografía 2.1 Terraplén de 500 metros de largo en el cauce del Río Churchill en Canadá.



Fotografía 2.2 Puente en el Río Churchill en Canadá durante la colocación del tablero metálico.

Capítulo 3 FENÓMENO DE EROSIÓN.

Si una obstrucción se sitúa en una corriente, el patrón de flujo en las inmediaciones de esa obstrucción se modificara. Puesto que la capacidad de transporte de sedimento en el fondo del río (arena o grava) es una función de las características del flujo, el cambio en el flujo producira un respectivo cambio en la capacidad de transporte del material de fondo. La erosión ó deposición ocurrira en un área donde se produzca un desequilibrio entre la capacidad de transporte de fondo y el material abastecido desde aguas arriba. Como la capacidad de transporte es funcion de la velocidad del flujo, la introducción de estructuras que cambien la velocidad del flujo casi siempre estan acompañadas de cambios en el fondo de rios con fondo movil.

La erosión puede entonces ser definida como el aumento de una sección de flujo por la remoción del material del fondo a través de la acción del fluido en movimiento.

La erosión total en el cauce de un río esta compuesto por tres componentes, que en general son aditivos (Figura 3.1):

- La erosión general, debido a los cambios a largo plazo en la elevación del lecho del río (erosión general ó sedimentación), la cual podría ocurrir este ó no el puente.
- La erosión por contracción, es el resultado de la restricción de la vía fluvial ó canal ya sea natural ó debido a un puente y a sus aproximaciones.
- La erosión local es una consecuencia de la obstrucción del flujo por pilares o estribos, los cuales aceleran el flujo, creando vórtices que remueven el material alrededor de ellos.

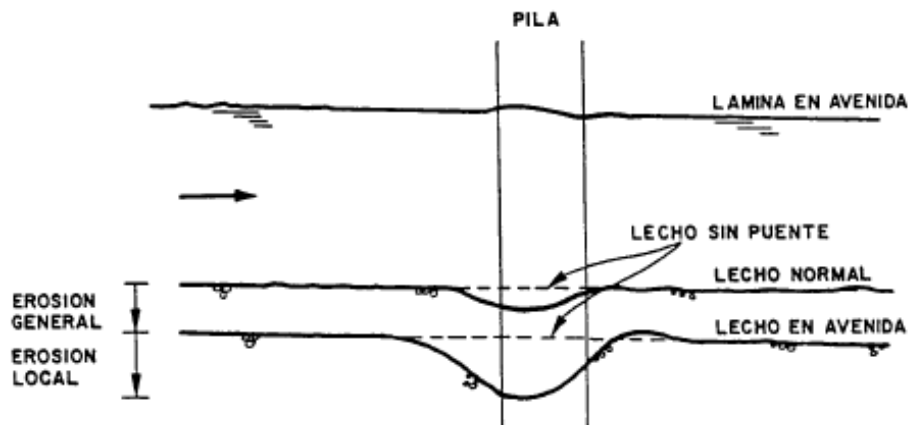


Figura 3.1 Esquema de tipos de erosión en el pilar de un puente.

3.1 Estudio de las erosiones

La erosión del fondo del río en el lugar en el que se implanta el puente es la causa hidráulica más frecuente de fallo, cuando afecta a cimentaciones imperfectas ó insuficientes. A menudo la erosión es invisible porque todo ocurre bajo el agua y por eso podemos ignorar el problema hasta que se manifiesta irreversiblemente como un fallo. La erosión es la combinación de distintos procesos, unos de largo plazo y otros transitorios (avenidas): aunque la mayoría de los fallos ocurren durante las avenidas también los procesos a largo plazo pueden llevar al fallo del puente, que entonces se presentaría inesperadamente.

La erosión para un puente se analiza como erosión potencial y tiene carácter de estimación. Sabemos también que existen procesos y componentes de la erosión que ocurren independientemente del puente (erosión general transitoria y a largo plazo, erosión en curvas,) y su combinación.

Las componentes de la erosión específica en el caso de un puente son dos:

- La erosión en la sección del puente y sus inmediaciones, debida al estrechamiento causado por el puente con respecto al ancho ocupado por la avenida antes de existir éste (puede llamarse erosión localizada ó por estrechamiento);
- La erosión local en pilares, estribos y otros elementos mojados o rodeados por la corriente.

Las erosiones localizadas y local se calculan mediante expresiones de la erosión máxima que se desarrollaría si la acción hidráulica (el caudal de avenida) durará indefinidamente. Debido a que esto es irreal, las estimaciones se consideran del lado de la seguridad. Por otro lado, estas

erosiones localizada y local se suman a la erosión general del río para obtener la erosión potencial total, la cual mantiene el período de retorno del caudal de cálculo.

La cifra de erosión potencial debe compararse con la potencia ó espesor real del lecho granular, conocida mediante calicatas, sondeos ó ensayos geofísicos. Naturalmente, la erosión potencial no será real si la roca se encuentra a menor profundidad. Los materiales cohesivos también son erosionados, pero más lentamente (o tan lentamente que son no erosionables a efectos prácticos); es muy desconocido todavía tal proceso de erosión. Algunos materiales cohesivos como rocas detríticas débilmente cementadas ó rocas (horizontalmente) pueden ser de hecho muy erosionables. Otras veces un material resistente, que mantiene limitada la erosión, descansa sobre uno menos resistente pero aquél es un estrato delgado que puede desaparecer y acelerarse entonces la erosión.

Otra información de campo interesante es la granulometría del lecho granular. No obstante, el tamaño D tiene poca importancia en los fenómenos de erosión localizada y local, menos importancia que en los procesos de erosión general. La desviación típica de la distribución granulométrica es más importante porque indica la posibilidad de acorazamiento.

La erosión localizada puede estimarse mediante la fórmula de la erosión por estrechamiento. Esta estimación se considera del lado de la seguridad porque un puente es un estrechamiento muy corto, a diferencia de los estrechamientos vinculados a encauzamientos. Una expresión muy semejante, pero un poco más elaborada, preparada para un río con cauce principal que transporta un caudal Q_o , en ausencia de puente, si el caudal total es Q es:

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q}{Q_o}\right)^{0.86} \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{0.59-0.69} \quad e = y_2 - y_1 \dots \dots \dots (3.1)$$

Si no existe llano de inundación ($Q = Q_o$) resulta la expresión conocida donde el exponente más pequeño corresponde a granulometría más gruesa.

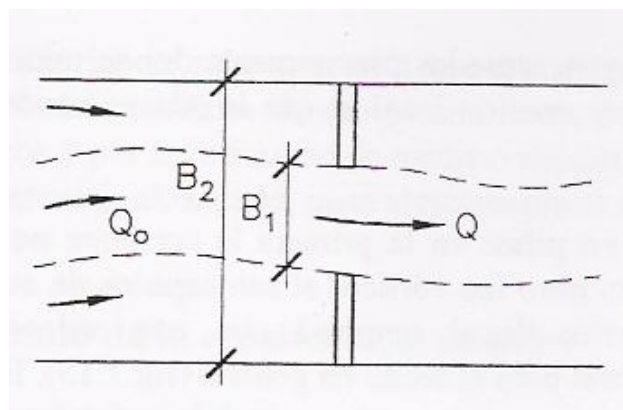


Figura 3.2 Esquema de la erosión por estrechamiento de un puente.

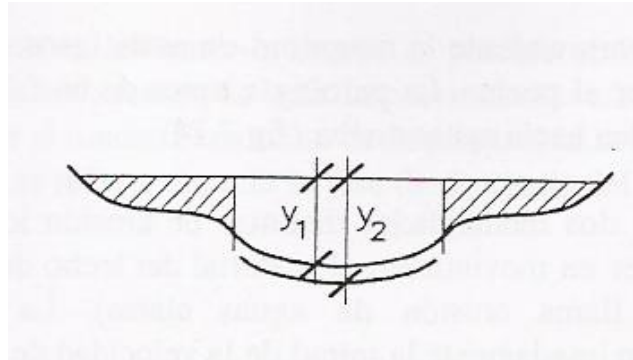


Figura 3.3 Sección transversal de la erosión.

3.2 Erosión local.

3.2.1 El fenómeno de erosión local en pilares

Uno de los problemas con los cuales hay que tomar contacto durante el diseño de obras de lechos de ríos, es el pronóstico de erosiones localizadas aguas arriba y aguas abajo de la obra hidráulica.

La profundidad de la erosión localizada, está estrechamente vinculada a las particularidades hidráulicas del flujo, es decir a la distribución de los caudales específicos.

Además de los procesos naturales de modificación permanente de los lechos de ríos (transporte y arrastre de sedimentos), las construcciones hidráulicas: presas, canalizaciones, rectificaciones de cauces, etc.; alteran notablemente la distribución de caudales específicos.

La erosión causada por el flujo alrededor de obstáculos, como pilares de puente, se llama erosión local. Físicamente el fenómeno consiste en que alrededor del pilar se dan velocidades localmente mayores que las medias de la corriente, acompañadas de un sistema de vórtices frontales, laterales y de estela detrás del pilar.

Este sistema de vórtices es el principal responsable de la socavación. Los granos del lecho son “aspirados” por los vórtices y el fondo parece hervir por el movimiento de los granos. El foso que se forma rodea al pilar, con la mayor profundidad y extensión situada en la cara frontal. Ver Figura 3.4 y Figura 3.5. Como en otros fenómenos de erosión, hay una dependencia mutua entre flujo y el foso de socavación, de manera que a largo plazo, si las condiciones hidráulicas son permanentes, se alcanza un equilibrio en la forma y tamaño de los fosos.

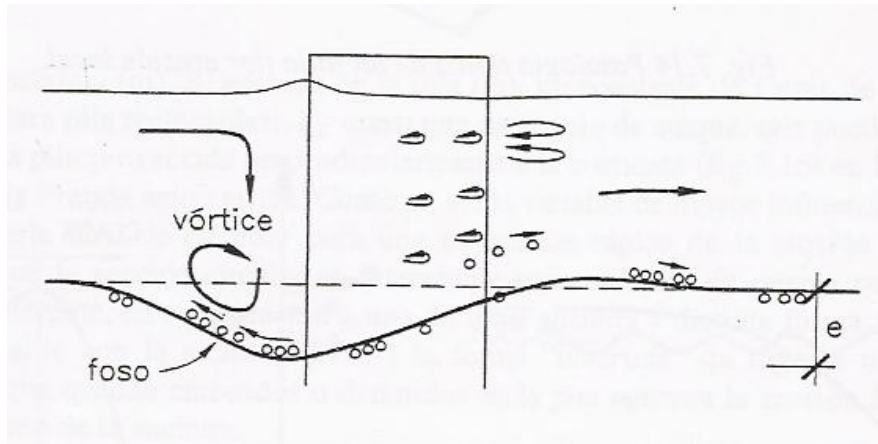


Figura 3.4 Hidrodinámica y morfología de un foso de erosión local: en perfil.

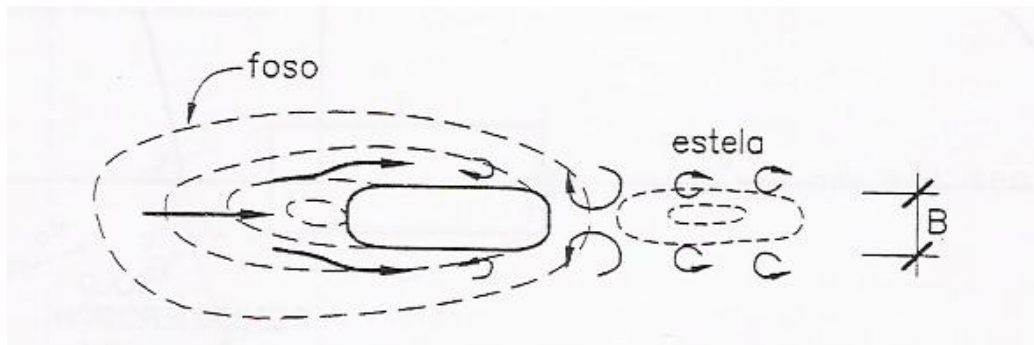


Figura 3.5 Hidrodinámica y morfología de un foso de erosión local: en planta.



Fotografía 3.1 Foso de erosión local en el Nuevo Puente Independencia en el río Piura.

Es sorprendente la magnitud de estos fosos u hoyos, situados precisamente donde más daño puede hacer al puente. La patología típica de un fallo por erosión local es que la pila se hunde y bascula ó vuelca hacia aguas arriba.

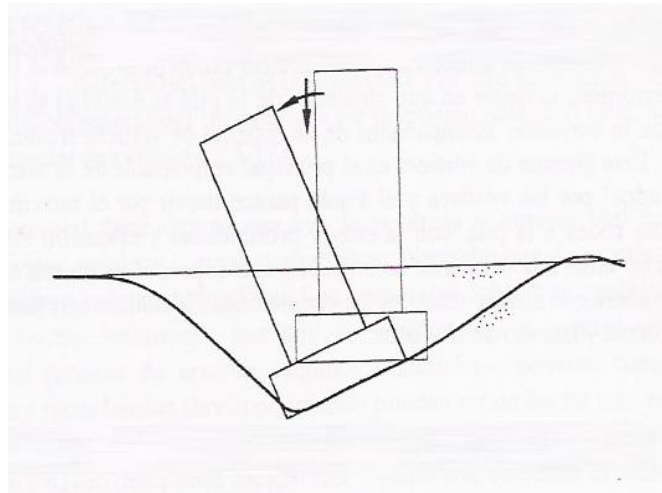


Figura 3.6 Patología típica de un fallo por erosión local.

Laursen, (1952) afirmó las características básicas generales de cualquier análisis de erosión local, como las siguientes:

1. La razón de erosión es igual a la diferencia entre la capacidad de transporte del área erosionada y la razón de abastecimiento del material.
2. La velocidad de erosión disminuirá según como la sección de flujo es agrandada.
3. Habrá una extensión limitante para la erosión.
4. Este límite será una aproximación asintótica.

La erosión local puede ocurrir de una de las dos maneras: erosión de agua clara o erosión en lecho vivo.

- La erosión de aguas claras ocurre cuando la corriente no es capaz de poner en movimiento el material del lecho del río, pero los vórtices sí son capaces de socavar el pilar ó estribo.

Es decir, cuando no hay movimiento del material del lecho aguas arriba del cruce de la corriente, pero la aceleración del flujo y los vórtices creados por pilares ó estribos causan remoción del material. La máxima profundidad de erosión se alcanza cuando el flujo no puede remover las partículas del foso de erosión.

La erosión local empieza con una velocidad que es aproximadamente la mitad de la velocidad de umbral para el lecho en general. Ver Figura 3.7 y Figura 3.8.

La naturaleza del equilibrio del foso se caracteriza porque no existe erosión en el foso una vez alcanzado el equilibrio.

- La erosión en lecho vivo, normalmente presente en avenidas, existe un transporte general de sedimentos en el lecho al mismo tiempo que la erosión local.

La naturaleza del equilibrio del foso se caracteriza porque la cantidad de material transportado por la corriente que entra en el foso se compensa con la cantidad que sale.

La erosión en lecho vivo (también referida como la erosión con transporte de sedimento) ocurre cuando existe movimiento del material del lecho aguas arriba del cruce. La erosión en lecho vivo fluctúa en respuesta al paso de las formas del lecho.

Curiosamente los fosos de equilibrio en las mismas condiciones permanentes son aproximadamente iguales. Ver Figura 3.7. Por otra parte, el foso máximo parece formarse si la corriente es tal que el fondo está en el límite entre el estado de reposo (aguas claras) y el de movimiento general del lecho (lecho vivo), o sea en condiciones de umbral del movimiento. Ver Figura 3.8.

Todo lo anterior se sabe gracias a la experimentación en laboratorio, donde es posible observar los fenómenos. Las medidas de campo son raras, porque los sucesos de más importancia (avenidas) son esporádicos y por la dificultad de medir ó siquiera ver el fondo. El examen del pilar tras la avenida no indica la erosión alcanzada, pues lógicamente el foso se rellena durante la fase de descenso del caudal.

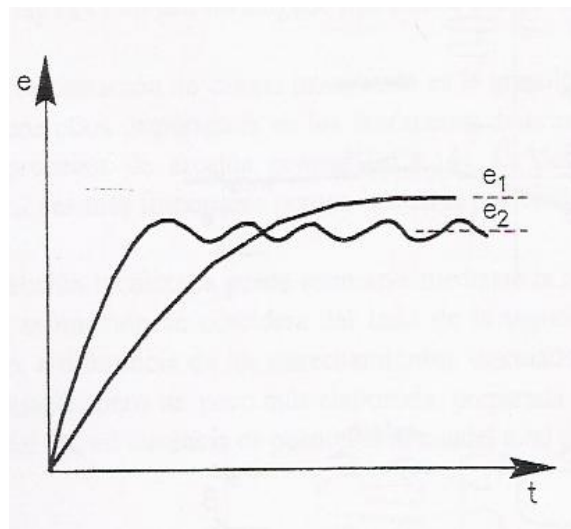


Figura 3.7 Erosión local en pilares según la velocidad de la corriente.

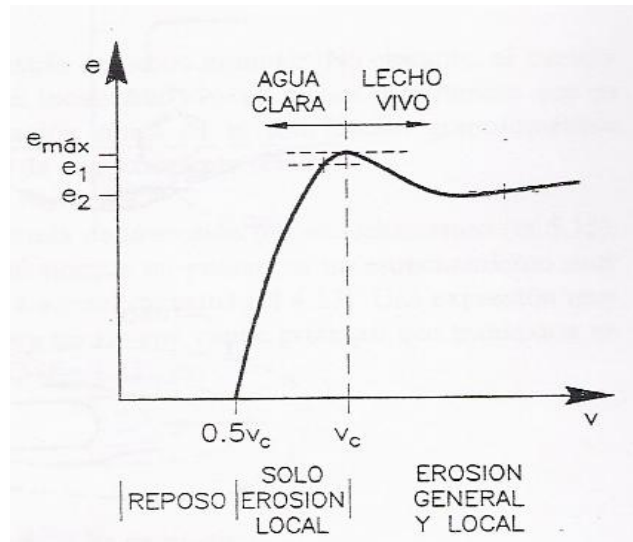


Figura 3.8 Transición de la erosión de agua clara, a erosión de lecho vivo.

3.3 Erosión por contracción.

La erosión por contracción ocurre cuando el área transversal del flujo de una corriente es reducida por una contracción natural ó por una contracción artificial de un puente. En el cruce de un puente muchos factores pueden contribuir a que ocurra la erosión por contracción.

Estos factores como: el canal principal se contrae naturalmente según se aproxima a la apertura del puente; los terraplenes de la pista cerca al puente causan que todo ó parte del flujo de las llanuras de inundación sea forzado hacia el cauce principal; los estribos del puente están proyectados (metidos) dentro del cauce principal; los pilares del puente están bloqueando una porción significativa del área transversal del flujo; y una caída en el nivel de agua aguas abajo la cual incrementa velocidades dentro del puente.

Como se ha mencionado anteriormente existen dos formas de erosión por contracción que pueden ocurrir dependiendo de cuánto material del fondo está siendo ya transportado aguas arriba del puente.

Los dos tipos de erosión por contracción son llamados erosión por contracción en lecho vivo y erosión por contracción de aguas claras. La erosión por contracción en lecho vivo ocurre cuando el material del fondo se está transportando desde la sección aguas arriba (antes del tramo de contracción) hacia la sección contraída del puente. La erosión por contracción de aguas claras ocurre cuando el transporte de sedimento del material del fondo en la sección no contraída a aproximarse es insignificante ó menor a la capacidad de transporte.

Condiciones de la Erosión por Contracción

Cuatro condiciones (casos) de erosión por contracción son comúnmente encontradas:

Caso 1: Se produce cuando los accesos del puente fuerzan al flujo de las llanuras de inundación a regresar al cauce principal:

- a. El ancho del cauce del río se estrecha ya sea que los terraplenes se proyectan en el cauce ó el puente se ha localizado en un tramo angosto del río.
- b. No hay contracción del cauce principal, pero el área de flujo de las llanuras de inundación está completamente bloqueada por los terraplenes.
- c. Los estribos están retirados del cauce principal.

Caso 2: El flujo esta restringido al cauce principal (por ejemplo: no hay flujo en las llanuras de inundación). El ancho normal del cauce del río se estrecha debido al mismo puente ó a su emplazamiento situado en un tramo angosto del río.

Caso 3: Un puente de alivio en el área de la llanura de inundación con poco o nada de transporte del material del lecho en el área de la llanura de inundación. (Por ejemplo: erosión de aguas claras)

Caso 4: Un puente de alivio sobre un brazo secundario en el área de la llanura de inundación con transporte del material del lecho. (Similar al caso 1)

3.4 Erosión general.

El conocer el descenso del nivel del fondo de un río, producido por la erosión general, es de importancia, por ejemplo, cuando se diseñan obras como puentes ó cuando se desea atravesar un río con un acueducto ó cualquier tubería colocada bajo el fondo. Al descender el nivel del fondo, como consecuencia de la erosión general, llegan a quedar al descubierto capas del subsuelo con otros materiales. Ello dependerá tanto de la estratigrafía del subsuelo como de la magnitud del caudal de diseño para el cual se desee obtener el probable descenso del nivel del fondo.



Fotografía 3.2 Erosión General del cauce de un río.

Si el caudal de diseño está asociado a un período de retorno bajo, por ejemplo diez a veinticinco años, es frecuente encontrar sólo un material, pero cuando el período de retorno es muy alto, cien años ó más, con frecuencia se descubren y erosionan estratos con material distinto al que forma el fondo inicial del cauce.

Dependiendo de la distribución de los materiales que hay en el subsuelo, se pueden distinguir dos condiciones diferentes: homogénea y heterogénea.

La condición de distribución homogénea existe cuando la erosión se produce en un mismo y único material, mientras que la heterogénea ocurre cuando el proceso erosivo descubre dos o más capas con material distinto.

Para evaluar la erosión general se puede disponer ciertos métodos como por ejemplo el expuesto por Blench que se basa en la obtención de la condición de equilibrio entre la velocidad media del flujo y la velocidad media máxima necesaria para no erosionar el material del fondo.

La profundidad de la erosión a localizar depende del tipo de suelo del cual está formado el fondo erosivo del río. La heterogeneidad del suelo manifiesta una influencia sustancial sobre la profundidad de erosión.

Para propósitos del ejemplo ilustrativo desarrollado en el capítulo 5 de esta tesis, la erosión general no es considerada debido a las limitaciones del software usado, pero es importante mencionar que es un tipo de erosión importante; en qué consiste y cómo se desarrolla para mantener al lector informado sobre este tipo de erosión.



Fotografía 3.3 Erosión General del Puente Bolognesi (Piura-Perú).



Fotografía 3.4 Erosión General del Puente Grau (Piura-Perú).

4.2.13 Guías Generales de la Modelación de la Erosión

Para analizar la erosión de un puente, el usuario debería primero desarrollar un modelo hidráulico del río conteniendo el puente a ser analizado. Este modelo debería incluir las principales secciones transversales aguas abajo del puente, tal que las condiciones aguas abajo del puente no afecte los resultados hidráulicos dentro y justo aguas arriba del puente. El modelo debería también incluir las principales secciones transversales aguas arriba del puente, en orden para evaluar los efectos del puente en el perfil en la superficie de agua situado aguas arriba.

La modelación hidráulica del puente debería basarse en los procedimientos antes expuestos. Si se observa los datos disponibles, el modelo debería estar calibrado en la medida más completa posible. Una vez que el modelo hidráulico ha sido calibrado (si los datos observados están

disponibles), el modelador puede entrar los caudales de diseño a ser usados en un análisis de erosión. En general, en Estados Unidos se recomienda que el caudal de diseño en un análisis de erosión sea usualmente el caudal con un período de retorno de 100 años (1 % de posibilidad). Además de este caudal, se recomienda un caudal con período de retorno de 500 años (0.2 % de posibilidad) que también es usado para la evaluación de la cimentación del puente bajo la condición de avenida extrema.

Después de la ejecución de los cálculos del perfil de superficie de agua para los caudales de diseño, la erosión del puente puede entonces ser evaluada. La erosión total en un puente está compuesto de tres componentes: sedimentación y erosión a largo plazo (erosión general); erosión por contracción; y erosión local en pilares y estribos. Los cálculos de erosión en el software HEC-RAS permiten al usuario calcular la erosión por contracción y la erosión local en pilares y estribos.

La versión actual del software HEC-RAS no permite al usuario evaluar la sedimentación y erosión a largo plazo. La sedimentación y erosión a largo plazo debe ser evaluada antes de la ejecución del análisis de la erosión local del puente. Los procedimientos para la ejecución de este tipo de análisis están resumidos en el informe HEC N 18 y están más allá del ámbito de esta discusión. Las discusiones restantes en esta parte del capítulo están limitadas a los cálculos de la erosión por contracción y la erosión local en pilares y estribos.

4.2.14 Determinación de la Erosión por Contracción en Lecho Vivo ó de Aguas Claras

Para determinar si el flujo aguas arriba esta transportando material del lecho (por ejemplo erosión por contracción en lecho vivo), el programa calcula la velocidad crítica para el inicio del movimiento V_c (para el tamaño D_{50} del material del lecho) y la compara con la velocidad media V del flujo del cauce principal o del área de la llanura de inundación aguas arriba del puente en la sección de aproximación.

Se asume la erosión por contracción de agua clara si la velocidad crítica del material del fondo es mayor que la velocidad media en la sección de aproximación. ($V_c > V$). Se asume la erosión por contracción en lecho vivo si la velocidad crítica del material del fondo es menor que la velocidad media en la sección de aproximación ($V_c < V$). El usuario tiene la opción de forzar al programa a calcular la erosión por contracción ya sea por la ecuación de la erosión por contracción en lecho vivo ó de agua clara, sin importar los resultados de la comparación de velocidades. Para calcular la velocidad crítica, la siguiente ecuación de Laursen (1963) es usada:

$$V_c = K_u y_1^{1/6} D_{50}^{1/3} \dots\dots\dots(4.31)$$

Donde:

V_c = Velocidad crítica superior la que transportará material del lecho del tamaño D_{50} , m/s.

y_1 = Profundidad promedio del flujo en el cauce principal o en el área de las llanuras de inundación en la sección a aproximarse, en metros.

D_{50} = Tamaño de la partícula del material del fondo en una mezcla en la cual el 50% son más pequeños, en metros.

K_u = 6.19 Unidades en el Sistema Internacional.

4.2.14.1 Erosión por Contracción en Lecho Vivo

Para estimar la magnitud de la socavación la publicación de HEC N° 18 recomienda usar una versión modificada de Laursen (1960) de la ecuación de erosión en lecho vivo:

$$y_2 = y_1 [Q_2 / Q_1]^{6/7} [W_1 / W_2]^{K1} \dots\dots\dots (4.32)$$

$$y_s = y_2 - y_0 \dots\dots\dots (4.33)$$

Donde:

y_s = Profundidad promedio de la erosión por contracción en metros.

y_2 = Profundidad promedio después de la erosión en la sección contraída, en metros. Esto es tomado como la sección dentro del puente en el extremo aguas arriba en HEC-RAS (sección BU)

y_1 = Profundidad promedio en el cauce principal o llanura de inundación en la sección aguas arriba, en metros.

y_0 = Profundidad promedio en el cauce principal o llanura de inundación en la sección contraída antes de la erosión, en metros.

Q_1 = Flujo en el cauce principal o llanura de inundación en la sección aguas arriba, la cual está transportando sedimento, m^3/s

Q_2 = Flujo en el cauce principal o llanura de inundación en la sección contraída, la cual está transportando sedimento, m^3/s .

W_1 = Ancho del fondo del cauce principal o llanura de inundación en la sección aguas arriba, en metros. Esto esta aproximado como el máximo ancho del área activa de flujo en HEC-RAS.

W_2 = Ancho del fondo del cauce principal o llanura de inundación en la sección contraída menos el ancho de los pilares, en metros. Esto esta aproximado como el máximo ancho del área activa de flujo.

K_1 = Exponente para el modo de transporte del material del fondo.

Tabla 3.1. Exponente de la ecuación de Laureen para la erosión por contracción

V^* / ω	K_1	Modo de transporte del material del fondo
< 0.50	0.59	Mayoría de descarga del material en contacto con el lecho.
0.50 a 2.0	0.64	Alguna descarga del material del fondo en suspensión.
>2.0	0.69	Mayoría de descarga del material del lecho suspendida.

$V^* = (g y_1 S_1)^{1/2}$, velocidad cortante en el cauce principal o llanura de inundación en la sección aguas arriba, m/s.

ω = Velocidad de caída del material del fondo basado en el D_{50} , m/s.

g = Aceleración de la gravedad, m/s^2 .

S_1 = Pendiente de la línea de niveles de energía del canal principal, m/m.

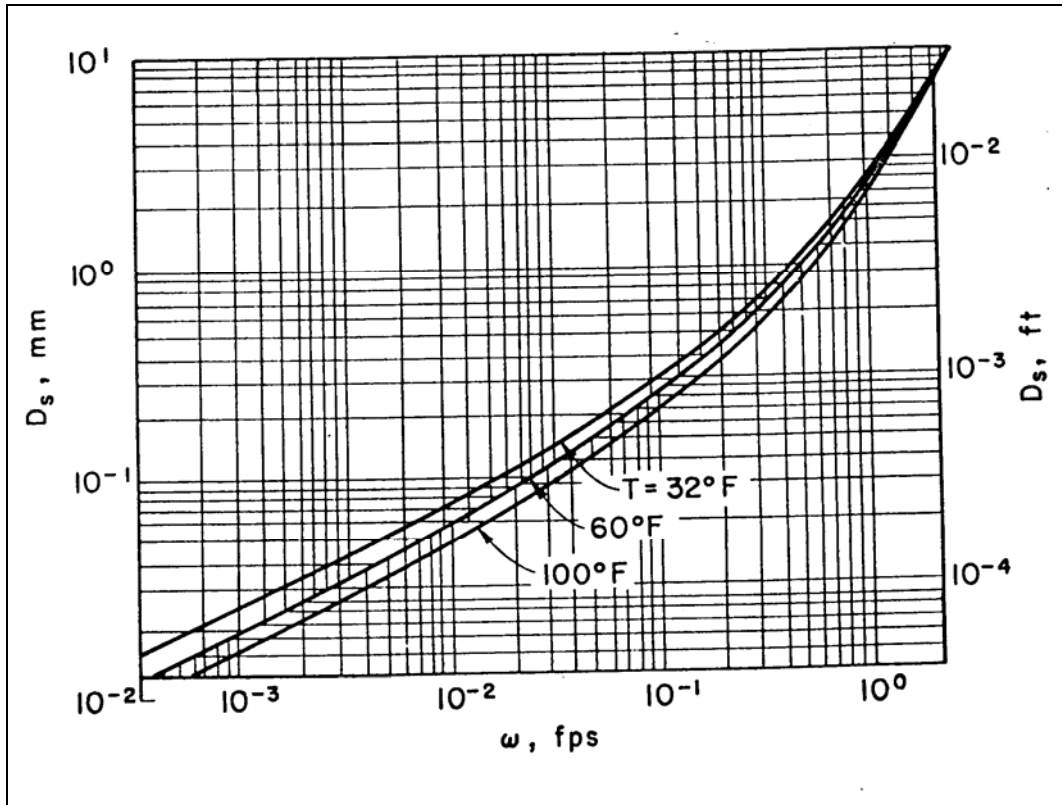


Figura 3.9 Velocidad de caída (ω) en función del tamaño de las partículas de arena.

4.2.14.2 Erosión por Contracción de Agua Clara

La publicación de HEC N° 18 recomienda la ecuación de erosión de aguas claras basada en la investigación de Laursen (1963):

$$y_2 = [Q_2^2 / C D_m^{2/3} W_2^2]^{3/7} \dots\dots\dots(4.34)$$

$$y_s = y_2 - y_0 \dots\dots\dots(4.35)$$

Donde:

y_s = Profundidad media de erosión.

y_0 = Profundidad del flujo en el canal o en la llanura de inundación antes de la erosión.

y_2 = Profundidad del flujo en la abertura del puente o en el área de desbordamiento del puente.

D_m = Diámetro de la partícula más pequeña no transportable en el material del lecho ($1.25 D_{50}$) en la sección contraída, en metros.

D_{50} = Diámetro medio del material del lecho en la abertura del puente o en la llanura de inundación, en metros.

W_2 = Ancho en el fondo del puente menos el ancho de los pilares, o el ancho del área de inundación.

C = Coeficiente igual a 40 para las Unidades Métricas.

Nota: Si en la abertura del puente se tiene área de llanura de inundación, entonces un cálculo individual de erosión por contracción está hecho para el cauce principal y para cada una de las llanuras de inundación.

4.2.15 Determinación de la Erosión Local en Pilares

La erosión de los pilares ocurre debido a la aceleración de flujo alrededor del pilar y la formación de los vórtices del flujo (conocido como el vórtice de herradura). El vórtice de herradura remueve el material desde la base del pilar, creando un foso de erosión. Según la profundidad de erosión incrementa, la magnitud del vórtice de herradura disminuye, reduciendo de ese modo, la tasa a la cual el material es removido del foso de erosión. Eventualmente se alcanza un equilibrio entre el material del fondo entrando y saliendo del foso, y el foso de erosión cesa de crecer.

Los factores que afectan la profundidad de la erosión local en un pilar son: la velocidad del flujo justo aguas arriba del pilar; la profundidad del flujo; el ancho del pilar; la longitud del pilar si es oblicuo al flujo; el tamaño y gradación del material del lecho; el ángulo de ataque del flujo; la forma del pilar; la configuración del lecho; y la formación de obstrucciones de hielo y material flotante (palizada).

El informe de HEC N° 18 recomienda el uso de la ecuación de la Universidad del Estado de Colorado (CSU en sus siglas en inglés) (Richardson, 1990) para el cálculo de la erosión del pilar bajo ambas condiciones de lecho vivo y de aguas claras. La ecuación de la CSU es la ecuación por defecto en el software de HEC-RAS. Además de la ecuación de la CSU, una ecuación desarrollada por el Dr. David Froehlich (1991) ha sido también agregada como una alternativa en la ecuación de la erosión del pilar. La ecuación de Froehlich no es recomendada en el informe del HEC N° 18, pero se ha mostrado que compara bien con los datos observados., dando así buenos resultados.

4.2.15.1 Cálculo de la Erosión en Pilares con la Ecuación de la Colorado State University (CSU)

La erosión local en pilares de puentes es una función del tamaño del material del lecho, las características del flujo, las propiedades del fluido y la geometría del pilar. En general las ecuaciones que dan resultados similares son para erosión por lecho vivo en corrientes de lecho arenosos no cohesivos.

La ecuación de la CSU predice las profundidades máximas de erosión del pilar para ambos tipos de erosión: por lecho vivo y con aguas claras. La ecuación es:

$$y_s = 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 a^{0.65} y_1^{0.35} Fr_1^{0.43} \dots\dots\dots(4.36)$$

Donde:

y_s = Profundidad de erosión en metros.

K_1 = Factor de corrección por la forma de la nariz del pilar.

K_2 = Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo.

K_3 = Factor de corrección por la condición del lecho.

K_4 = Factor de corrección por el acorazamiento del material del lecho.

A = Ancho del pilar en metros.

y_1 = Profundidad del flujo directamente aguas arriba del pilar en metros. Esto es tomado del resultado de distribución del flujo para la sección transversal justo aguas arriba del puente.

Fr_1 = Número de Froude directamente aguas arriba del pilar. Esto es tomado del resultado de distribución del flujo para la sección transversal justo aguas arriba del puente.

Nota: Para pilares de nariz redondeada alineados con el flujo, la máxima profundidad de erosión esta limitada como sigue:

$$y_s \leq 2.4 \text{ veces del ancho del pilar (a) para } Fr_1 \leq 0.8$$

$$y_s \leq 3.0 \text{ veces del ancho del pilar (a) para } Fr_1 \geq 0.8$$

Un factor de corrección adicional, K_w para el ancho de los pilares en aguas poco profundas puede ser aplicado para la ecuación de la CSU.

$$K_w = 2.58 [y / a]^{0.34} F^{0.65} \quad \text{para } V/V_c < 1$$

$$K_w = 1.00 [y / a]^{0.13} F^{0.25} \quad \text{para } V/V_c \geq 1$$

Debido a que este factor de corrección fue desarrollado basado en los datos limitados de laboratorio esto no está automáticamente estimado en el HEC-RAS. El usuario, sin embargo, puede manualmente aplicar este factor para el cálculo de la profundidad de erosión, o puede combinarlo con los factores de corrección (K_1 a K_4).

El factor de corrección de la forma de la nariz del pilar, K_1 , está dado en la tabla de abajo:

Tabla 3.2 Factor de Corrección, K_1 , por la forma de la nariz del pilar

Forma de la nariz del pilar	K_1
(a) Nariz cuadrada	1.1
(b) Nariz Redondeada	1.0
(c) Cilindro circular	1.0
(d) Grupo de cilindros	1.0
(e) Nariz puntiaguda (triangular)	0.9

El factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo, K_2 , es calculado en el programa con la siguiente ecuación:

$$K_2 = (\cos \theta + L/a \sin \theta)^{0.65} \dots\dots\dots(4.37)$$

Donde:

L = Longitud del pilar a lo largo de la línea de flujo, en metros.

θ = Ángulo de ataque del flujo, con respecto del pilar, en grados.

Nota: Si L/a es más largo que 12, el programa usa $L/a = 12$ como un máximo en la ecuación (4.37). Si el ángulo de ataque es mayor que 5 grados, K_2 domina y K_1 debería ser fijado en 1.0 (el software lo hace automáticamente).

También podemos observar la tabla para el factor de corrección K_2 ; donde:

L/a = elongación del pilar.

Tabla 3.3 Factor de corrección K_2 ángulo de ataque del flujo.

Θ	$L/a = 4$	$L/a = 8$	$L/a = 12$
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

El factor de corrección para la condición del lecho, K_3 , se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 3.4 Incremento en la profundidad de erosión del pilar, K_3 , para la condición del lecho.

Condición del lecho	Altura de la duna en metros	K_3
Erosión de Aguas Claras	N/A	1.1
Lecho Plano y Flujo Antiduna	N/A	1.1
Dunas Pequeñas	$0.6 > H \geq 3.0$	1.1
Dunas Medianas	$3.0 > H \geq 9.0$	1.1 a 1.2
Dunas Grandes	$H \geq 9.0$	1.3

El factor de corrección K_4 disminuye las profundidades de erosión por el acorazamiento del foso de erosión para los materiales del lecho que tiene un D_{50} igual o mayor que 2mm y un D_{95} igual o mayor que 20 mm). El factor de corrección resulta de la investigación reciente por A. Molinas en la CSU, la cual mostró que cuando la velocidad (V_1) es menor que la velocidad crítica (V_{c90}) del tamaño D_{90} del material del lecho, y hay una gradación en el material del lecho, el D_{90} limitará la profundidad de erosión. La ecuación desarrollada por J.S Jones de un análisis de los datos es:

$$K_4 = 0.4 (V_R)^{0.15} \dots\dots\dots (4.38)$$

Donde:

$$V_R = [V_1 - V_{i50}] / [V_{c50} - V_{i95}] \dots\dots\dots (4.39)$$

$$V_{i50} = 0.645 [D_{50}/a]^{0.053} V_{c50} \dots\dots\dots (4.40)$$

$$V_{i95} = 0.645 [D_{95}/a]^{0.053} V_{c95}$$

- $V_R =$ Razón de Velocidad
- $V_1 =$ Promedio de velocidad en el cauce principal o el área de la llanura de inundación en la sección transversal justo aguas arriba del puente, m/s.
- $V_{i50} =$ Velocidad más cercana requerida para iniciar la erosión en el pilar para el tamaño de grano D_{50} , m/s.
- $V_{i95} =$ Velocidad más cercana requerida para iniciar la erosión en el pilar para el tamaño de grano D_{95} , m/s.
- $V_{c50} =$ Velocidad crítica para el lecho de tamaño de grano D_{50} , m/s.
- $V_{c95} =$ Velocidad crítica para el lecho de tamaño de grano D_{95} , m/s.
- $A =$ Ancho del pilar, en metros.

$$V_{c50} = K_u y^{1/6} D_{50}^{1/3} \dots\dots\dots (4.41)$$

$$V_{c95} = K_u y^{1/6} D_{95}^{1/3}$$

Donde:

$y =$ profundidad del agua justo aguas arriba del pilar, en metros.

$K_u =$ 6.19 para Unidades del Sistema Internacional.

Valores restrictivos de K_4 y tamaño del material del lecho son dados en la siguiente tabla:

Tabla 3.5 Límites para tamaños del material del lecho y valores de K_4

Factor	Mínimo tamaño del material del lecho	Mínimo valor de K_4
K_4	$D_{50} \geq 2$ mm $D_{95} \geq 20$ mm	0.4

4.2.15.2 Cálculo de la Erosión en Pilares con la Ecuación de Froehlich

La ecuación de la erosión local del pilar desarrollada por Dr. David Froehlich (Froehlich, 1991) ha sido agregado al software HEC-RAS como una alternativa a la ecuación de la CSU. Esta ecuación ha sido mostrada para comparar contra los datos observados (FHWA, 1996). Esta ecuación es:

$$y_s = 0.32 \Phi (a')^{0.62} y_1^{0.47} Fr_1^{0.22} D_{50}^{-0.09} + a \dots \dots \dots (4.42)$$

Donde:

Φ = Factor de corrección por la forma de la nariz del pilar: $\Phi = 1.3$ para nariz del pilar cuadrada; $\Phi = 1.0$ para nariz del pilar redonda; y $\Phi = 1.0$ para nariz del pilar puntiaguda (triangular).

a' = Ancho de la nariz del pilar proyectada respecto a la dirección del flujo, en metros.

Nota: Esta forma de la ecuación de Froehlich se usa para predecir la erosión máxima del pilar para el propósito de diseño. La adición del ancho de un pilar (+a) esta situado en la ecuación como un factor de seguridad. Si la ecuación esta siendo usada en un modo de análisis (por ejemplo: para predecir la erosión de un evento en particular), Froehlich sugiere dejar la adición del ancho del pilar (+a). El programa HEC-RAS siempre incluye la adición del ancho del pilar (+a) cuando se calcula la erosión del pilar. La erosión del pilar de esta ecuación esta limitada por un máximo en la misma manera como la ecuación de la CSU. La erosión máxima $y_s \leq 2.4$ veces el ancho del pilar (a) para $Fr_1 \leq 0.8$; así como, $y_s \leq 3.0$ veces el ancho del pilar (a) para $Fr_1 \leq 0.8$.

4.2.16 Determinación de la Erosión Local en Estribos

La erosión local ocurre en estribos cuando los estribos obstruyen el flujo. La obstrucción del flujo forma un vórtice horizontal comenzando en el extremo aguas arriba de los estribos y corriendo a lo largo de la punta del estribo, y formando en consecuencia un vórtice vertical en el extremo aguas abajo del estribo.

El informe de HEC N° 18 recomienda dos ecuaciones para el cálculo de la erosión de estribo de lecho vivo. Cuando la longitud del terraplén mojado (L) dividido por la profundidad del flujo más cercano (y_1) es más grande que 25, el informe del HEC N°18 sugiere usar la ecuación de HIRE (Richardson, 1990). Cuando la longitud del terraplén mojado dividido por la profundidad del flujo más cercano es menor que o igual a 25, el informe de HEC N°18 sugiere usar la ecuación de Froehlich (Froehlich,1989)

4.2.16.1 Cálculo de la Erosión en Estribos con la Ecuación de HIRE

La ecuación de HIRE se aplica cuando la proporción ente la longitud proyectada del estribo y la profundidad de flujo es mayor a 25. ($L / y_1 > 25$). La ecuación es la siguiente:

$$y_s = 4 y_1 (K_1 / 0.55) K_2 Fr_1^{0.33} \dots \dots \dots (4.43)$$

Donde:

y_s = Profundidad de erosión en metros.

y_1 = Profundidad del flujo en la punta del estribo en la llanura de inundación o en el canal principal, en metros, tomado en la sección transversal justo aguas arriba del puente.

K_1 = Factor de corrección por la forma del estribo, ver Tabla 3.6.

K_2 = Factor de corrección por el ángulo de ataque (θ) del flujo con el estribo. $\theta = 90$ cuando los estribos son perpendiculares al flujo, $\theta < 90$ si el terraplén se orienta aguas abajo, y $\theta > 90$ si el terraplén se orienta aguas arriba.

Fr_1 = Número de Fraude basado en la velocidad y profundidad contigua y justo aguas arriba de la punta del estribo.

Tabla 3.6 Factor de Corrección por la Forma del Estribo, K_1

Descripción	K_1
Estribos de paredes verticales	1.00
Estribos de paredes verticales con alerones	0.82
Estribos inclinados	0.55

El factor de corrección, K_2 , por el ángulo de ataque puede ser tomado de la siguiente figura:

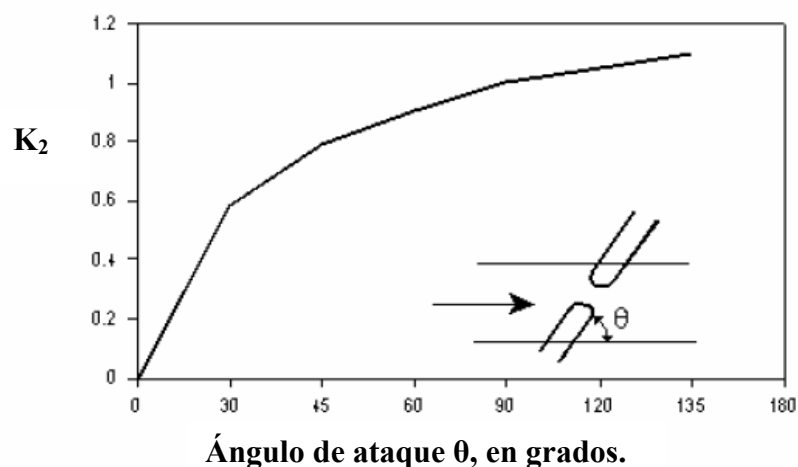


Figura 3.10 Factor de corrección para estribo oblicuo.

Las profundidades de erosión en los estribos determinadas por la ecuación de HIRE, se debe corregir por el tipo de estribo si se usa cualquier forma de estribo, excepto la de estribos inclinados. Esta corrección puede hacerse multiplicando la profundidad de socavación obtenida con la ecuación, por el factor $K_1 / 0.55$, donde K_1 se determina en la tabla anterior.

4.2.16.2 Cálculo de la Erosión en Estribos con la Ecuación de Froehlich

Froehlich analizó 170 mediciones de la erosión en lecho vivo en canales de laboratorio mediante análisis de regresión para obtener la siguiente ecuación:

$$y_s = 2.27 K_1 K_2 (L')^{0.43} y_a^{0.57} Fr_1^{0.61} + y_a \dots\dots\dots(4.44)$$

Donde:

y_s = Profundidad de erosión en metros.

K_1 = Factor de corrección por la forma del estribo, ver Tabla 3.6.

K_2 = Factor de corrección por el ángulo de ataque (θ) del flujo con el estribo. $\theta = 90$ cuando los estribos son perpendiculares al flujo, $\theta < 90$ si el terraplén se orienta aguas abajo, y $\theta > 90$ si el terraplén se orienta aguas arriba. Ver Figura 3.10 $K_2 = (\theta/90)^{0.13}$

L' = Longitud del estribo (terraplén) proyectado perpendicular al flujo, en metros.

y_a = Profundidad promedio del flujo en las llanuras de inundación en la sección de aproximación, en metros.

Fr_1 = Número de Fraude de las llanuras de inundación en la sección de aproximación,
 $Fr = V_e / (gy_a)^2$

V_e = Velocidad promedio en el flujo de aproximación $V_e = Q_e / A_e$, m/s

Q_e = Flujo obstruido por el estribo y el terraplén en la sección de aproximación, en m^3/s .

A_e = Área de flujo de la sección de aproximación obstruido por el estribo y terraplén, m^2

Nota: La forma de la ecuación antes mencionada de Froehlich es para el propósito de diseño. La adición del promedio de la profundidad de la sección de aproximación, y_a , fue agregada a la ecuación en orden a un estimado del 98 % de los datos. Si la ecuación esta siendo usada en un modo de análisis (por ejemplo: para predecir la erosión de un evento en particular), Froehlich sugiere dejar la adición de la

profundidad de aproximación ($+y_a$). El programa HEC-RAS siempre calcula la erosión del estribo con el ($+y_a$) incluido en la ecuación.

4.2.16.3 Cálculo de la Erosión de Aguas Claras en Estribos

La erosión de Aguas Claras puede ser calculada con las ecuaciones (4.43) y (4.44) para la erosión de lecho vivo porque estas ecuaciones disminuyen la erosión potencialmente en los estribos debido a la presencia de material más grueso. Esta disminución no ha sido justificada por mediciones de campo.

4.2.17 Profundidades de Erosión Total dentro del puente

La profundidad total de erosión es una combinación de la erosión general, la erosión por contracción y la erosión local en cada pilar y estribo individual. Una vez la erosión es calculada, el software de HEC-RAS traza automáticamente la erosión aguas arriba de la sección del puente en un gráfico.

El programa dibuja ambas erosiones: la erosión por contracción y la erosión local total. La erosión por contracción es dibujada como una línea separada, debajo de las condiciones existentes de la sección transversal.

La erosión local del pilar y estribo son agregadas a la erosión por contracción, y luego es dibujado como profundidades de erosión total. El ancho máximo de la erosión local del foso alrededor del pilar es calculado como $2.0y_s$ para cada lado del pilar. Por tanto, el ancho máximo del foso de erosión en el pilar es dibujado como $(4.0y_s + a)$. El ancho máximo de la erosión local del foso en los estribos es dibujado como $2.0y_s$ alrededor de cada lado de la punta del estribo. Por tanto, el ancho máximo del foso de erosión en los estribos es dibujado como $4.0 y_s$. Asume talud de 2:1.

3.5 Limitaciones

- ❖ El régimen de flujo subcrítico con número de Froude menor a uno es simple por lo tanto fácil de modelar con HEC-RAS; en comparación a régimen de flujo supercrítico con número de Froude mayor a uno donde se toma en cuenta formación de ondas de choque y/o formación de saltos hidráulicos.
- ❖ En flujo permanente se asume que todas las magnitudes hidráulicas son constantes en el tiempo., en cambio en el flujo impermanente ó transitorio magnitudes como la velocidad ó tirantes pueden cambiar con el tiempo.
- ❖ El contorno o frontera se considera como lecho rígido indeformable, lo cual es cierto para estructuras artificiales, pero no para cauces aluviales donde hay lecho móvil.

- ❖ Se asume que una de las direcciones prevalece sobre las otras dos. Esta dirección es la longitudinal a lo largo del eje del río o canal.
- ❖ La información topográfica e hidráulica se introduce mediante secciones transversales, en las cuales se calcula tirantes y velocidades promedio en todas las secciones transversales.
- ❖ Se hace balance energético en una sección y se pasa a la siguiente hasta la última. Si existieran problemas de convergencia en una sección, entonces se asume el tirante crítico y así sucesivamente.
- ❖ Toda la sección transversal se representa por un único valor medio de velocidad no considerándose variaciones en la distribución de velocidades tanto horizontal como verticalmente.
- ❖ Se asume por defecto que el flujo es perpendicular a la sección transversal.
- ❖ Se aplica a tramos de río y canales generalmente muy largos, mayores a 20 veces el ancho y cuando se busca determinar el máximo nivel de agua.

Ejemplos de resultados de HEC-RAS

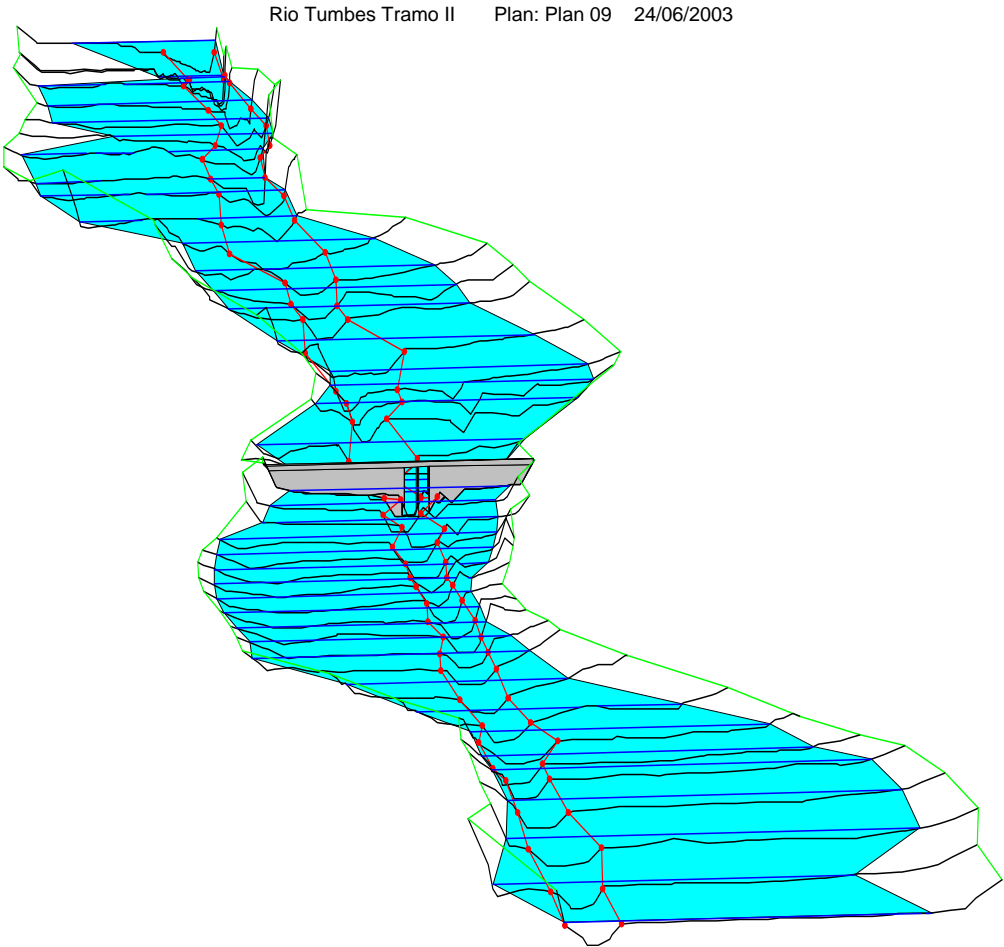


Figura 3.11 Topografía del río Tumbes empleada en el ejemplo ilustrativo.

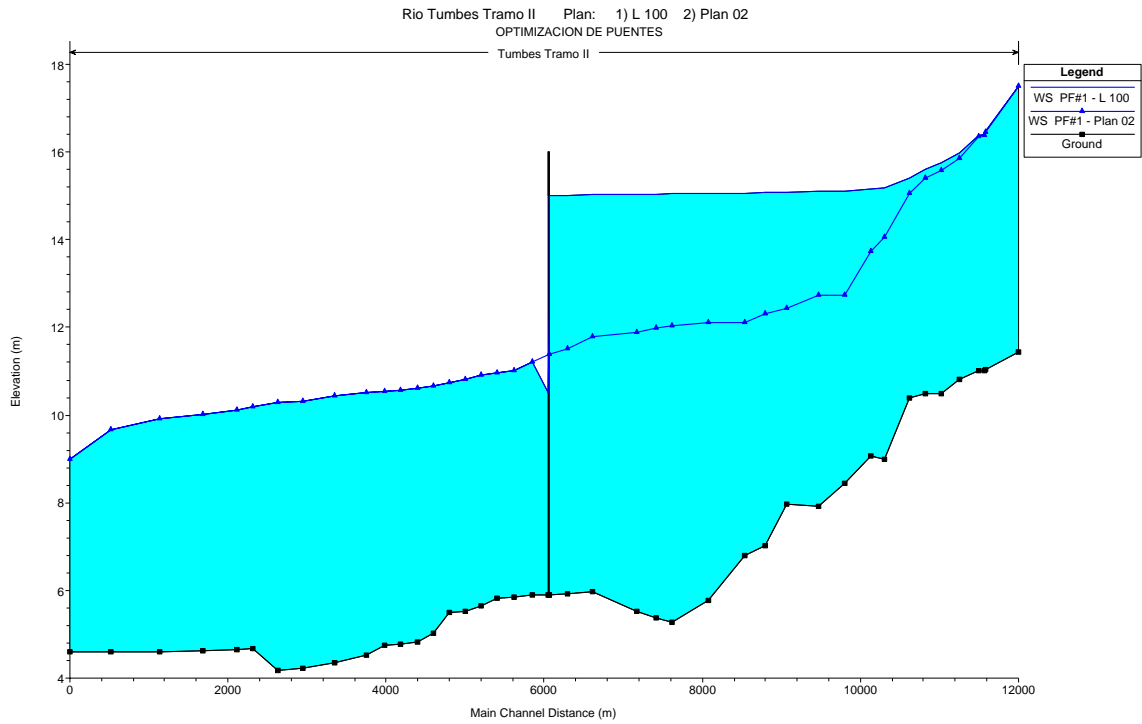


Figura 3.12 Perfiles de niveles de agua: original (sin puente) y para un puente $L = 100\text{m}$.

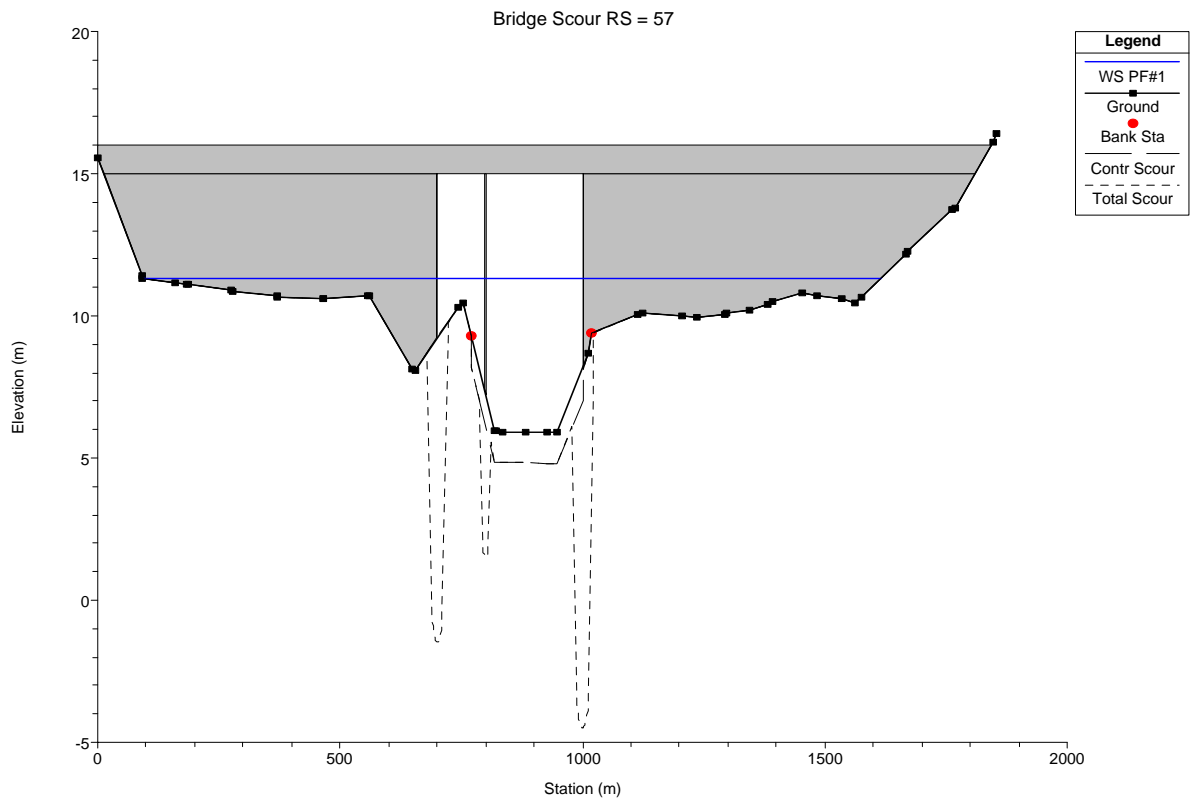


Figura 3.13 Erosión local en estribos y pilar del puente $L = 300\text{m}$ calculado por HEC-RAS.