



HIDROLOGÍA HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN EN PUENTES

TOMÁS OCHOA RUBIO

ECOE
EDICIONES

Introducción

Los temas propuestos se presentan en dos libros independientes pero complementarios, el primero se denominó Hidráulica de Ríos y Procesos Morfológicos (2011) y posee el siguiente contenido: Capítulo 1. Hidráulica fluvial; Capítulo 2. Estudios geomorfológicos; Capítulo 3. Estabilidad de Cauces; Capítulo 4. Procesos morfológicos en cauces aluviales y Capítulo 5. Pronóstico de deformaciones en cauces aluviales. El segundo libro es Hidrología, Hidráulica y Socavación en Puentes” el cual abarca los siguientes capítulos: 1. Principios generales del diseño hidráulico de puentes; 2. Diagnóstico de los puentes colombianos por concepto de socavación; 3. Cálculos hidrológicos. Determinación de crecientes; 4. Cálculo hidráulico de puentes; 5. Selección de pontaderos; 6. Condición de umbral y mecanismos de socavación en cauces aluviales; 7. Cálculos de socavación de cauces bajo puentes y 8. Prevención de la Socavación en Puentes.

A pesar de que no posee un contenido alto de documentos originales, el libro es un aporte significativo al tratamiento de los aspectos relacionados con la socavación, además de presentar de una manera organizada los análisis de crecientes y los cálculos hidráulicos con énfasis especial en la resistencia hidráulica. La obra está orientada al cálculo hidráulico de puentes pero, es evidente que puede ser utilizada en todo tipo de análisis relacionados con los cauces naturales. Se trata de una herramienta de diseño para utilizar en la ingeniería práctica y como libro de estudio en las universidades que incluyan la enseñanza de estos temas.

El libro posee un gran tamaño debido a que los temas se exponen de manera extensa y detallada y por limitaciones de tiempo para efectuar depuraciones y resúmenes válidos y eficientes. Por ese mismo motivo algunos aspectos aparecen repetidos pero con análisis complementarios, lo mismo que algunas fórmulas.

Un puente puede afectar el flujo del río en el cual se emplaza, de diferentes maneras: si la capacidad hidráulica del cauce principal es superior a la capacidad del cauce restringido por la luz del puente, éste permanece intacto. Si la capacidad del cauce principal es inferior al caudal de diseño, se producen desbordamientos e inundaciones, aún sin la presencia del puente, pero si la capacidad del cauce restringido por el puente es inferior a la del cauce principal, el puente se convierte en un obstáculo y puede inducir remansos y desbordamientos superiores y más frecuentes que los naturales. Si la capacidad hidráulica del cauce restringido por el puente es inferior al caudal de diseño, es claro que el puente resulta sub-diseñado y si la relación es contraria, la obra puede resultar sobre-diseñada o dimensionada con cierto factor de seguridad.

Los factores que afectan el comportamiento hidráulico de un puente son: 1. El grado de estrechamiento del cauce con la estructura, definido como la relación entre la luz del puente y el ancho superior de la sección transversal con el caudal medio. Si el grado de estrechamiento o contracción es considerable, se produce un remanso muy alto, se aumenta la velocidad bajo el puente y se incrementa la socavación; 2. El número de Froude, que define si el flujo es subcrítico o supercrítico. Para garantizar unas condiciones adecuadas y controladas de la corriente y sus efectos, lo mejor es asegurar que el flujo sea subcrítico; 3. La relación entre la longitud del puente y la luz del mismo. Si esta relación es superior a la unidad, se produce un régimen de flujo igual al de una alcantarilla de cajón. Si la relación está entre 0,15 y uno, la capacidad hidráulica se reduce hasta en un 15%, por lo cual, las mayores relaciones son más eficientes. Los fenómenos de contracción y expansión se controlan mejor con longitudes mayores, con menor pérdida de energía; 4. La forma de las pilas y estribos. Una forma suave y redondeada en la nariz de las pilas y en el extremo aguas arriba de los estribos reducen la contracción del flujo e incrementan la capacidad hidráulica del puente y pasan mayores caudales con el mismo nivel; 5. La excentricidad indica si la luz del puente se ubica cerca de la margen derecha, de la izquierda o en el centro del cauce. Para evitar chorros concentrados y comportamientos asimétricos, lo mejor es ubicar la luz de manera centrada; 6. El ángulo de ataque a las pilas y estribos por parte del flujo influye considerablemente en la magnitud de la socavación. Al respecto, la menor afectación se consigue cuando la dirección del flujo coincide con la orientación de las pilas y estribos. Esta condición se puede conseguir con muros direccionales. Sin embargo, en un río se producen cambios permanentemente y, por lo tanto, es necesario adecuar las protecciones necesarias para los momentos en los cuales se forma un

cierto ángulo de ataque a estas estructuras; 7. El esviajamiento del puente o de cualquiera de sus elementos consiste en la construcción de la obra de tal manera que su eje (el eje de la vía sobre el puente) forme un ángulo diferente a 90° con el flujo o con las orillas. En este caso se presenta una situación similar al cambio de dirección del flujo en el río y se pueden encontrar, por lo menos, tres situaciones: a. El puente es perpendicular al cauce (cauce paralelo al flujo) pero los terraplenes de acceso están esviajados; b. Tanto el puente como los terraplenes se encuentran esviajados y, c. Los terraplenes son perpendiculares al flujo y el cauce se encuentra esviajado; 8. La profundidad del flujo es un factor influyente, dado que la velocidad de umbral y la profundidad de socavación varían con este parámetro; y, 9. La forma de la sección transversal y la resistencia hidráulica (rugosidad) son factores que definen la capacidad hidráulica del cauce, la velocidad del flujo y, en cierta medida, la magnitud de la socavación.

El primer capítulo contiene los conceptos generales y algunas normas en el diseño hidráulico de puentes; la definición y clasificación de cruces de ríos; el período de recurrencia en el diseño de puentes; los componentes del diseño de un puente; los requerimientos de información básica y los procedimiento para su diseño hidráulico. En ese capítulo se muestra que los diseños se realizan comúnmente para períodos de retorno de 100 años. Sin embargo, últimamente se prefiere tomar un período de retorno de 500 años debido al cambio climático y al gran número de fallas debidas a la socavación.

El segundo capítulo está dedicado a la presentación detallada de un gran número de casos de puentes colombianos que han fallado por socavación, incluyendo su análisis y las medidas propuestas para su rehabilitación. Debido a las limitaciones de espacio, toda esta información se presenta en el Sistema de Información en Línea (SIL) a pesar de su gran importancia y utilidad para el ingeniero de diseño, para investigadores y estudiantes.

El tercer capítulo corresponde a los cálculos hidrológicos, los cuales consisten, fundamentalmente, en la exposición de los diferentes métodos para el cálculo de crecientes. Se incluyen las metodologías usuales de manera completa y sistemática, con ejemplos de cálculo y todas las ayudas necesarias. Esto se hace con la finalidad de que el ingeniero comprenda adecuadamente el fenómeno y los procedimientos y para evitar que se usen los programas existentes de manera mecánica.

Cuando no se disponga de datos simultáneos de caudales máximos y de los aguaceros que los produjo, se recomienda efectuar la calibración con el procedimiento del autor (T. Ochoa R, 1995) que se encuentra en el numeral correspondiente a la evaluación preliminar de crecientes en Colombia. Al respecto, se insiste en que no existe ningún procedimiento y ningún programa (software) que produzca resultados confiables en el cálculo de crecientes y, por lo tanto, es indispensable realizar una calibración adecuada. Actualmente se usan profusamente datos de satélite para el comportamiento hidráulico e hidrológico y métodos modernos de todo tipo.

Este capítulo incluye el cálculo de crecientes considerando los efectos del cambio climático, utilizando un material cedido amablemente por la ingeniera Yulia Ivánova.

Finalmente, se aborda la transposición de caudales de una sección de un río a otra y la determinación de niveles de navegación y niveles mínimos. A partir del numeral 3.3.5 la información se presenta en el SIL lo cual no debe demeritar su importancia y utilidad para el ingeniero de diseño, para investigadores y estudiantes.

El cuarto capítulo comprende el cálculo hidráulico de puentes con un análisis de las condiciones de remanso creado por la contracción de la sección transversal del río, la determinación de niveles, velocidades y demás características hidráulicas y geométricas del flujo y del cauce y un estudio completo de la resistencia hidráulica que culmina con una metodología propuesta por el Autor (Ochoa J.T. 2002), similar a la de Cowan, con todas las ayudas necesarias. Los cálculos hidráulicos bidimensionales en condiciones de flujo planar (aguas someras) aparecen en el sistema de información en línea (SIL) debido a las limitaciones de espacio. Los aspectos expuestos en lo que se refiere al flujo bidimensional son los utilizados en todos los programas que se encuentran en el mercado, como los programas Isis, Iber, HEC-RAS, Bristars, RMA-2, FESWMS, River 2D, SSIMM 11, Mike 13, Sobek y similares. Estos programas realizan, además de otras operaciones, la

modelación bidimensional del flujo en lámina libre con aguas poco profundas (aguas someras) y calculan los niveles del agua, las velocidades del flujo y demás parámetros hidráulicos en ríos, estuarios, canales, llanuras de inundación, en obras hidráulicas y en otros elementos hídricos.

En este mismo capítulo se analizan las deformaciones locales de la superficie del agua en los cruces de puentes y la determinación del borde libre.

Igualmente, la exposición completa sobre los análisis hidráulicos desde el numeral 4.16, se presenta en el Sistema de Información en Línea (SIL) debido a las limitaciones de espacio. A continuación se ofrece un resumen de las ecuaciones fundamentales de la hidráulica.

La hidráulica de canales describe el comportamiento del flujo en cauces artificiales y en ríos, entendidos como canales naturales. Dado que el movimiento del agua en canales y ríos es un proceso extremadamente complejo, se han realizado muchas simplificaciones de su comportamiento por medio de modelos, especialmente en lo relacionado con la turbulencia.

Los primeros investigadores que propusieron sus propios métodos analíticos para describir el movimiento de un líquido fueron Joseph Louis de Lagrange y Leonard Euler. Los procedimientos de Lagrange y de Euler se pueden correlacionar mediante el teorema del transporte de Reynolds. Para el cálculo del flujo turbulento se han propuesto diferentes modelos, entre los cuales sobresalen el de Reynolds, el de Boussinesq y el de Prandtl. Los dos primeros han tenido dificultades prácticas de aplicación y el último es el que se utiliza actualmente y ha sido complementado por Kármán V., Nikuradse y Blasius.

Reynolds O. (1895) y, posteriormente, Boussinesq J. (1897) propusieron reemplazar este flujo por un modelo ficticio correspondiente a un líquido que se mueve con una velocidad igual a la velocidad local promediada y con una presión media, denominado Modelo de Reynolds-Boussinesq. Como se ve, en ese modelo se excluye la mezcla turbulenta caracterizada por el intercambio transversal de las partículas del líquido entre las diferentes capas longitudinales, convirtiendo el flujo real en una especie de movimiento laminar. En todos esos casos, será necesario resolver las ecuaciones fundamentales de la hidráulica de canales, es decir: La ley de conservación de la masa; la ley de conservación del momentum y la ley de conservación de la energía.

Debido a que todo el movimiento se produce por influencia del campo gravitacional, es inevitable incluir aquí las leyes de Newton, pertenecientes a la mecánica clásica.

Estas leyes han sido utilizadas para configurar las ecuaciones de Euler para un líquido ideal; las ecuaciones de Navier-Stokes para un líquido real y las ecuaciones de Saint-Venant. En términos generales, la aplicación de las leyes de conservación de la masa, del momentum y de la energía y la solución de las ecuaciones de la hidráulica, permiten calcular conducciones a presión, a superficie libre, orificios y vertederos y seleccionar bombas y turbinas.

Finalmente, la ecuación de transporte de Burgers considera el movimiento como una transferencia de momentum y de masa a través de las variaciones de la concentración de la masa en un líquido y se puede decir que esta es la ecuación más general o universal de la hidráulica, dado que incluye tanto la ecuación de Euler como la de Navier-Stokes.

En lo referente a la hidráulica de ríos en general, se puede consultar la modelación bidimensional de cauces aluviales (Escobar J. C. y otros, 2004) efectuada para la calibración del modelo del meandro de San José del Guaviare. Por su parte, el U.S. Army Corps of Engineers ha publicado un manual de diseño de Hidráulica de Ríos, el cual se puede consultar por Internet. También se recomienda como referencia el texto sobre Hidráulica de Puentes de Alisson Seaurz, Universidad de Piura, 2006.

El quinto capítulo trata sobre la selección del sitio para el cruce de un puente, con recomendaciones prácticas sobre su ubicación, considerando la influencia de los procesos morfológicos en los ríos, de las curvas, de las confluencias y demás elementos relevantes.

El sexto capítulo es un compendio de los conceptos fundamentales sobre la condición de umbral y acerca de

los mecanismos de socavación en cauces aluviales. Aquí se analizan las condiciones que gobiernan el inicio del movimiento de los sedimentos de un río, diferenciando el comportamiento de los materiales granulares de los cohesivos. El entendimiento de estos procesos y fenómenos es primordial para abordar correctamente la socavación en ríos; sin embargo, debido a las limitaciones de espacio, este capítulo se presenta en el SIL, lo cual no quiere decir que sea menos importante que los demás capítulos.

El séptimo capítulo se considera como la parte central del libro, dado que contempla todos los aspectos correspondientes a la socavación de cauces naturales. Se estudian los tipos de socavación de manera completa y exhaustiva con una exposición analítica que abarca toda la conceptualización requerida para efectuar pronósticos acertados, dentro de lo posible, y termina con un gran número de fichas que contienen prácticamente todos los procedimientos de cálculo de la socavación que se pueden encontrar en la literatura internacional.

La socavación se calcula para: 1. Diseñar puentes nuevos; 2. Evaluar puentes existentes; 3. Definir obras de protección. En el numeral 7.7 se presentan unas recomendaciones para efectuar el cálculo de la socavación en puentes, cuyas ideas centrales son las siguientes:

En los diseños y cálculos de ingeniería, es importante tener en cuenta que todas las fórmulas y metodologías destinadas a la predicción de la socavación son el resultado de investigaciones de laboratorio, excepto pocas excepciones, pero los resultados de laboratorio en socavación no reflejan bien las condiciones reales de campo.

Se puede decir, con seguridad, que ninguna fórmula existente pronostica bien la socavación; por eso, se debe usar un método multifactorial y una buena dosis de criterio y de análisis de campo y de oficina. No existe una fórmula que sea mejor, pero tampoco es correcto usar varias para escoger el promedio o la más crítica. Se usan varias para analizar y sensibilizar pero la respuesta debe ser conceptual.

Al calcular la socavación, primero se debe establecer el orden de magnitud con diferentes fórmulas y después hacer ajustes para afinar y obtener un valor definitivo.

La mejor metodología nace de la observación en campo de las condiciones locales, las cuales son particulares y diferentes a las de cualquier otro sitio.

Resulta muy útil sensibilizar cada una de las fórmulas aplicadas, es decir, verificar los factores que toma en consideración y aumentar o disminuir el valor de esos factores para determinar su verdadera influencia en la profundidad de socavación obtenida.

Se deben tomar medidas de seguridad por efectos imprevistos como cambios de la dirección de la corriente. El gran número de fallas de puentes por socavación indica que las predicciones realizadas en los diseños han resultado insuficientes. La mayoría de las protecciones en río fallan por socavación.

Por lo anterior, resulta evidente que el cálculo de la socavación es un ejercicio mucho más complejo que la sola aplicación de una o varias fórmulas. La visión no es la de aplicar unas ecuaciones para socavación sino analizar toda una situación particular. El cálculo de la socavación es cuestión de criterio del Ingeniero con experiencia.

Cuando se diseña un puente y se calcula la socavación es necesario tener en mente una creciente de alta velocidad, con remolinos, mucha turbulencia y oleaje, con un gran contenido de materiales, que arrastra todo a su paso, que ataca las orillas y a las construcciones ribereñas produciendo grandes desprendimientos, erosiones y socavaciones de magnitud considerable.

La teoría y las fórmulas son útiles pero la vida real asociada a los ríos es muy difícil de modelar y de predecir, por eso no es bueno usar sólo procedimientos teóricos. Cada solución es personal y el ingeniero, antes de tomarla, hace un ejercicio de imaginación conociendo los beneficios, el alcance y los riesgos asociados.

Se debe tener en cuenta que si la velocidad de umbral es un fenómeno estadístico, la socavación también debe ser estadística. En los informes de ingeniería se deben evitar las elucubraciones o suposiciones sin

fundamento que conllevan a conclusiones erróneas. Cuando una obra falla el ingeniero se percata de la necesidad de sopesar todo muy bien en los diseños.

La mayoría de las fórmulas de socavación no consideran la gran turbulencia de los ríos reales y sus consecuencias. La velocidad media no refleja el verdadero poder erosivo de un flujo con esa alta turbulencia, por eso habría que sustituirla por otro parámetro más adecuado pero igualmente práctico. Un buen análisis debe partir del estudio de chorros, remolinos y de la alta turbulencia. En ese sentido, nada podrá reemplazar a un buen análisis de campo en cada caso particular.

Se insiste en que las fórmulas son una buena herramienta pero no están hechas para resolver ningún problema real de manera completa. Siempre se requiere de un análisis particular. Cada fórmula, producto de laboratorio, resuelve sólo un aspecto o algunos pocos aspectos de la socavación. En socavación, cada uno de los autores ha investigado sólo uno o unos aspectos en particular, pero el ingeniero de diseño debe considerar todos los aspectos. Por eso en el presente libro se presentan, prácticamente, todas las fórmulas existentes. No existe ninguna fórmula enteramente buena y no se puede recomendar ninguna como solución única, lo que se puede recomendar es un análisis completo con mucha observación de campo. La fórmula de Richardson y Davis considera varios factores, pero no los considera todos. Por lo tanto, cada ingeniero debe introducir, conceptualmente, los demás factores que pueden influir en cada caso particular. Se deben analizar socavaciones con diferentes crecientes y diferentes condiciones posibles para seleccionar la más crítica.

El libro aporta elementos de juicio que es lo que realmente se requiere en los diseños.

Se debe entender que las fórmulas para calcular la socavación se han hecho en laboratorio y sus autores no estaban pensando en resolver problemas prácticos con todas sus complejidades. Una cosa es que una fórmula produzca buenos resultados en laboratorio y otra cosa es que de buenos resultados en una determinada aplicación práctica porque los factores pueden ser diferentes y son diferentes. No se trata de definir cuál es la mejor fórmula para calcular la socavación, se trata es de definir cuál es el mejor análisis que representa cada caso particular. En el libro se presentan muchos análisis porque son mucho más importantes que la simple aplicación de unas fórmulas. El mejor método para calcular la socavación es hacer una lista de los factores influyentes y mirar cuáles de ellos aplica en cada caso particular.

En los cálculos siempre será necesario decidir si se trata de una condición de agua clara o de lecho activo. Cuando no exista claridad sobre la condición real se debe adoptar la situación más crítica.

La socavación en lechos granulares se ha investigado más ampliamente que la socavación en lechos cohesivos, la cual amerita mayores esfuerzos en campo y en laboratorio para conocer mejor su naturaleza. El libro sirve para cálculos prácticos de ingeniería pero también para investigadores porque presenta el estado del arte. El libro será útil a los investigadores lo mismo que a los ingenieros prácticos de diseño.

En los textos, cuadros y figuras se usa el sistema internacional de unidades (SI) pero algunas figuras están en el sistema inglés porque se consideró improcedente cambiarlas.

Siempre se usa la letra U para representar la velocidad y la letra V para indicar volumen. El tiempo aparece con la letra T mayúscula y la temperatura con la letra t minúscula.

La estructura del libro es diferente a la estructura del documento HEC-18 pero se complementan mutuamente. Se recomienda especialmente el documento HEC-18 porque es la mejor referencia por su contenido y por su facilidad de consulta.

Pareciera que gran parte de la comunidad científica está volcada a resolver el problema de la socavación de diferentes maneras dada la cantidad de artículos que aparecen en las diferentes publicaciones. Este tema se encuentra en desarrollo y diariamente, están saliendo artículos nuevos, por lo cual, es necesaria una consulta permanente para actualizarse.

Se debe entender que la máxima profundidad de socavación es la misma profundidad de socavación en

equilibrio. Es muy importante analizar el hecho de que la socavación final con una creciente es menor que la profundidad de equilibrio porque para alcanzarla se requiere un tiempo superior a la duración de una creciente. De ahí la importancia de usar los hidrogramas y la importancia de considerar la influencia del tiempo. El equilibrio se alcanza en un tiempo largo, pero el 95% del equilibrio se alcanza en un tiempo corto y se llama equilibrio práctico. Se deben usar los conceptos de superposición y substracción mencionados en el numeral j.2.20 del capítulo 7 en el momento de aplicar los métodos de cálculo.

El método de cálculo de la socavación debe ser por aproximaciones sucesivas, afinando gradualmente hasta llegar a una versión analizada en todos los aspectos relevantes. Al calcular la socavación se debe analizar la dinámica del cauce, mirar sus posibles cambios y definir la situación más crítica posible. El pronóstico de socavación no es la aplicación de una o varias fórmulas, es un análisis integral, dinámico y probabilístico. No se trata de complicar teóricamente los cálculos se trata de entender que, aún en los casos más sencillos es necesario adelantar un análisis integral sin complicaciones innecesarias, pero aterrizado y completo. Cuando se le asigna a un ingeniero el cálculo de una socavación el asume una gran responsabilidad porque recibe un río con fuertes variaciones en el espacio y en el tiempo, con una gran incertidumbre. El cálculo de socavación no es sólo eso, se deben analizar muchos aspectos de hidráulica de ríos porque todos están interrelacionados y hacen parte del mismo fenómeno. El análisis que se debe hacer al determinar la socavación consiste en mirar que tan vulnerable es el sitio, el material del lecho, el material de las laderas, la estabilidad, las características del caudal y de las crecientes, la posible variación de las condiciones actuales, etc. Las mejores fórmulas son las que consideran el mayor número de factores influyentes, pero con flujo impermanente y, ojalá, con teoría de probabilidades. Las mejores fórmulas para la socavación en pilas y en estribos son las que consideran varios parámetros, las que integran la evolución con el tiempo, las que consideran el hidrograma de la creciente y las que hacen un análisis probabilístico. Debe ser una combinación porque ninguna fórmula cumple simultáneamente con todos estos requisitos.

La sobre predicción de muchas de las fórmulas existentes en condiciones de campo en arenas finas ha sido bien documentada y se conoce como el “problema de las pilas anchas”. Sheppard (2004) cree que esto se debe a la exclusión de la relación entre el diámetro de la pila y el diámetro de los sedimentos (D/d) en muchas de esas formulaciones y también a que ellas presentan una funcionalidad equivocada de este parámetro. Este autor presenta una posible explicación de porqué la profundidad de socavación en equilibrio depende de esta relación y porqué esta dependencia disminuye al aumentar el valor de este parámetro (D/d). Los datos de campo existentes confirman esta aseveración. Además, la información de campo confirma la existencia de la relación funcional de este parámetro en sus ecuaciones, eliminando, de esta manera, el “problema de las pilas anchas”.

El mecanismo principal de la socavación local es: 1. Un incremento de la velocidad media del flujo y de los gradientes de presión cerca de la estructura; 2. La creación de flujos secundarios en forma de vórtices y 3. El aumento de la turbulencia en el campo local de velocidades. Se pueden presentar dos tipos de vórtices: vórtices de estela, aguas abajo de los puntos de separación del flujo y la estructura y vórtices horizontales en el fondo y en la superficie libre, debido a la variación de las presiones por remanso a lo largo de la superficie de la estructura y por la separación del flujo en el borde de la fosa de socavación.

El Manual de Drenaje de Invías 2009 en los aspectos de socavación presenta un cierto número de fórmulas y métodos de cálculo junto con recomendaciones útiles. Sin embargo, existe un gran número de análisis que no considera y que pueden ser consultados en el presente documento.

La socavación en puentes es un fenómeno muy complejo que envuelve las propiedades de los suelos, del flujo y la presencia de obstáculos que requieren de esfuerzos sinérgicos.

Es muy posible que se deban modificar muchas de las ecuaciones existentes para considerar la influencia de diferentes tipos de suelos o para incluir más propiedades geotécnicas de los suelos.

Finalmente, se recuerda que la socavación provocada por crecientes es muy diferente a la debida a un flujo permanente (Jau-Yau Lu y otros, 2011)

El octavo capítulo incluye las medidas de prevención de la socavación en puentes y las recomendaciones de protección. A pesar de que este no es el propósito principal del libro, se presentan las consideraciones básicas y los métodos de protección más utilizados en la práctica.

Los siguientes son algunos efectos observables de la socavación: 1. La cimentación de pilas y estribos queda expuesta; 2. El enrocado de protección de pilas y estribos se desprende y se traslada hacia aguas abajo; 3. Se forma una gran fosa de socavación y la erosión de las orillas; 4. Con la socavación el nivel del agua puede subir y presurizar el puente; 5. El material desprendido de las orillas o del enrocado forma cúmulos que causan remansos importantes; 6. Los terraplenes de acceso colapsan creando brechas y orificios que generan corrientes adicionales entre las riveras y los estribos, agravando la erosión de orillas.

Las siguientes son algunas consideraciones para reducir la socavación: 1. La socavación es aditiva aunque los picos de los diferentes están desfasados y no coinciden; 2. Verificar si el control del nivel del agua es constante; 3. Analizar la conveniencia de efectuar trabajos de rectificación de ríos para evitar divagaciones o meandros; 4. Evitar los cruces con puentes esviajados, dado que son inefficientes; 5. Reducir la contracción o estrechamiento, utilizando luces amplias, dentro de lo económico viable; 6. Evitar la construcción de pilas intermedias, implementando, en lo posible, una sola luz; 7. Usar estribos delgados, aerodinámicos que sean vertederos; 8. Usar enrocados de protección en pilas y estribos; 9. Los estribos se pueden ubicar detrás del borde del cauce principal a una distancia igual a tres veces la profundidad del flujo y, de esta manera, la falla de las orillas no inicia el colapso de los estribos; 10. Usar pilas circulares, en lo posible. De lo contrario, disponer de muros direccionales para evitar ángulos de ataque inapropiados por parte del flujo; 11. Al reducir el ancho de las pilas se puede disminuir la socavación; 12. Evitar las pilas rectangulares y preferir las pilas redondeadas, aerodinámicas; 13. Incrementar el espaciamiento entre pilas; 14. Es preferible un pequeño número de grandes luces que un gran número de luces pequeñas; 15. Evitar la acumulación de grandes cantidades de basura o depósitos de sedimentos en el puente; 16. Diseñar el borde inferior de la superestructura de manera suave e hidrodinámica, para evitar la contracción vertical si el tablero resulta sumergido; 17. Disponer de un borde libre adicional; 18. Disponer de protecciones o vertederos bien organizados en caso de que las crecientes puedan sobrepasar los terraplenes de acceso.

Las medidas para combatir la socavación pueden ser las siguientes:

1. Enrocados de protección de pilas y estribos con una granulometría suficientemente gruesa, dado que si el enrocado se desprende, la socavación es más profunda que si éste no existiera.
2. Medidas de protección de orilla.
3. El revestimiento de la sección transversal bajo el puente.
4. El uso de suelo cemento o materiales similares.
5. El empleo de gaviones con revestimientos que impidan la rotura de la malla y su colapso.
6. El uso de bolsacretos y bolsas con rellenos de arena y similares.
7. Implantar vegetación leñosa con geotextiles.
8. El uso de bloques de concreto en forma de celdas.

Finalmente, es importante resaltar el hecho de que las obras en los ríos son costosas, debido a que requieren de grandes excavaciones bajo agua, un volumen considerable de rellenos de la mejor calidad y elementos complementarios de alto valor, todo circunscrito a grandes dificultades constructivas. Si el ingeniero de diseño no reconoce esta situación y propone obras menos costosas que las necesarias, es muy posible que las inversiones en estructuras que no reúnan los requisitos indispensables se pierdan con el paso de una sola creciente. Todo este capítulo se encuentra en el Sistema de Información en Línea (SIL) lo cual no debe demeritar su importancia y utilidad para el ingeniero de diseño, para investigadores y estudiantes.

Contenido

Introducción VII

Capítulo 1. Conceptos generales y normas en el diseño hidráulico de puentes 1

1.1 Definición y clasificación de cruces de ríos. Período de recurrencia en el diseño de puentes.....	1
1.2 Período de retorno de la creciente de diseño de un puente.....	4
1.3 Componentes del diseño de un puente	7
1.3.1 Identificación del puente y datos básicos	7
1.3.2 Requerimientos de información topográfica para el diseño de puentes.....	10
1.3.3 Requerimientos de información geotécnica para el diseño de puentes	13
1.4 Procedimiento para el diseño hidráulico de un puente	14
1.5 Deformaciones del cauce. normas relacionadas	15
1.5.1 Pronóstico de las deformaciones en cauces bajo puentes.	
Nociones fundamentales.....	16
1.5.2 Normas de diseño.....	18
1.5.3 Socavación y deformación del cauce durante la vida útil de un puente	21
1.5.4 Términos de referencia del Instituto Nacional de Vías para el estudio y diseño de puentes nuevos	25
1.5.4.1 Declaratoria de efecto ambiental	25
1.5.4.2 Estudios de hidrología, hidráulica y socavación	26
1.5.4.3 Estudios de geología para ingeniería y geotecnia	31
1.5.4.4 Estudio de suelos para el diseño de fundaciones	33

Capítulo 37. Diagnóstico de los puentes colombianos por concepto de socavación..... 37

2.1 Introducción	37
2.2 Esquema institucional para la administración de puentes en Colombia.....	38
2.2.1 Ministerio de Transporte	38
2.2.2 Instituto Nacional de Vías (INVÍAS)	39
2.2.3 Caminos vecinales	40
2.2.4 Normatividad existente para el diseño de puentes.....	40
2.2.4.1 Normatividad existente en Colombia.....	41
2.2.4.2 Normatividad de otros países aplicada en Colombia.....	42
2.2.4.3 Conclusiones.....	45
2.3 Inventario general de puentes.....	45
2.3.1 Inventario detallado de puentes.....	46
2.4 Diagnóstico de los puentes colombianos por concepto de socavación.....	49
2.4.1 Diagnóstico general.....	49
2.4.1.1 Deficiencias estructurales y de diseño.....	54
2.4.1.2 Socavación	54
2.4.1.3 Sobrecarga e impacto de vehículos	55
2.4.1.4 Atentados	55
2.4.1.5 Crecientes extraordinarias y/o avalanchas.....	55
2.4.1.6 Falta de mantenimiento e inspección.....	56
2.4.1.7 Fallas en la construcción y en la intervención.....	56

2.4.2 Diagnóstico semidetallado	56
2.4.3 Diagnóstico detallado	59
2.4.3.1 Datos técnicos de los puentes analizados para consolidar el diagnóstico detallado	59
2.4.3.2 Parámetros hidrológicos de los ríos estudiados.....	61
2.4.3.3 Parámetros morfológicos de los ríos en los tramos de interés.....	61
2.4.3.4 Parámetros hidráulicos de los ríos en los tramos de influencia del puente	61
2.4.3.5 Valores calculados de la socavación por contracción	61
2.4.3.6 Valores calculados de la socavación en pilas y estribos	61
2.4.3.7 Diagnóstico detallado de catorce puentes colombianos por concepto de socavación	70
2.4.3.8 Medidas de protección aplicadas a los catorce puentes colombianos analizadas por concepto de socavación	70
2.4.3.9 Conclusiones y comentarios.....	70
2.5 Programa de construcción de puentes en Colombia a corto y mediano plazo.....	84
2.6 Programas ejecutados y en ejecución de carreteras y puentes en Colombia	84
Capítulo 3. Cálculos hidrológicos. Determinación de crecientes	85
3.1 Nociones fundamentales.....	85
3.2 Obtención y procesamiento de datos hidrológicos básicos.....	86
3.2.1 Caracterización de estaciones de medición	86
3.2.2 Series de lluvias máximas en 24 horas.....	87
3.2.3 Serie de caudales máximos instantáneos del río en el sitio del puente	87
3.2.4 Ajustes de series a distribuciones de probabilidad. Lluvias máximas en 24 horas y caudales máximos instantáneos con períodos de retorno de 5, 10, 25, 50, 100 y 200 años	88
3.2.4.1 Aspectos generales	88
3.2.4.2 Curva de distribución y sus parámetros	92
3.2.4.3 Distribución normal	94
3.2.4.4 Distribución log normal.....	97
3.2.4.5 Distribución Pearson tipo III	98
3.2.4.6 Distribución log Pearson tipo III	102
3.2.4.7 Distribución Gumbel.....	103
3.2.4.8 Pruebas de bondad de ajuste de los datos de una serie a una distribución de probabilidad determinada	105
3.2.4.9 Selección de la función de distribución	108
3.2.5 Curva de calibración de la sección del río en el puente o en cualquier otro sitio de interés.....	109
3.2.6 Traslado de curvas de calibración de una estación hidrométrica a la sección de un puente ubicada en el mismo río	110
3.2.7 Construcción independiente de una curva de calibración en la sección de un puente	111
3.2.8 Extrapolación de curvas de calibración por el método de Stevens.....	111
3.2.9 Curva de duración de niveles máximos en la sección del puente	113
3.2.10 Niveles máximos observados en la sección del puente	113
3.3 Construcción del hidrograma de la creciente de diseño.....	114
3.3.1 Esquema conceptual.....	115

3.3.2 Hidrograma unitario.....	118
3.3.2.1 El hidrograma en S	120
3.3.2.2 Obtención del hidrograma unitario real.....	121
3.3.2.3 Cálculo del hidrograma unitario a partir de un hidrograma real	122
3.3.2.4 Cálculo del hidrograma unitario sintético.....	123
3.3.2.5 Aplicaciones del hidrograma unitario.....	133
3.3.3 Evaluación de pérdidas y determinación de la lluvia efectiva	135
3.3.3.1 Tipo de suelo hidrológico	137
3.3.3.2 Uso y tratamiento del suelo	138
3.3.3.3 Combinaciones hidrológicas de suelo y vegetación	139
3.3.3.4 Condiciones de humedad antecedente a la lluvia de diseño	139
3.3.3.5 Determinación de la lluvia efectiva	140
3.3.3.6 Obtención del valor CN con imágenes satelitales.....	142
3.3.4 Cálculo del hidrograma de una creciente con el método del Soil Conservation Service en cuencas homogéneas	144
3.3.5 Ejemplo de cálculo del hidrograma de una creciente con el método del Soil Conservation Service para cuencas homogéneas	151
3.3.6 Calibración del modelo del SCS para el cálculo de crecientes	176
3.3.6.1 Calibración del modelo conociendo el hidrograma de una creciente real y el aguacero que lo produjo	177
3.3.6.2 Calibración del modelo con la curva de Creager.....	182
3.3.6.3 Calibración del modelo conociendo el valor de una creciente real en una cuenca vecina con el mismo período de retorno estudiado	183
3.3.6.4 Calibración del modelo con un análisis regional.....	183
3.3.7 Uso del programa HEC-HMS para el cálculo de la creciente en cuencas homogéneas	184
3.3.8 Cálculo del hidrograma de una creciente con el método racional	190
3.3.9 Cálculo del hidrograma de una creciente con el método racional	196
3.3.10 Método simplificado para calcular el hidrograma de una creciente en cuencas homogéneas.....	199
3.3.11 Cálculo del hidrograma de una creciente en cuencas heterogéneas.....	200
3.3.12 Uso del programa HEC-HMS para el cálculo de la creciente en cuencas heterogéneas	204
3.3.13 Cálculo de crecientes utilizando Sistemas de Información Geográfica (SIG).....	210
3.3.14 Evaluación preliminar de crecientes en Colombia con métodos de regionalización	211
3.3.14.1 Método de multiescalamiento aproximado para la regionalización de caudales máximos en Colombia	212
3.3.14.2 Método del multiescalamiento ajustado para la regionalización de caudales máximos en Colombia.....	214
3.3.14.3 Regionalización de parámetros para determinación de caudales máximos en Colombia	215
3.3.14.4 Estudio de regionalización de caudales máximos. Valle del Cauca. Colombia. Adriana María Erazo	218
3.3.14.5 Evaluación preliminar de crecientes en Colombia. Tomás Ochoa Rubio. 1995.....	219
3.3.14.6 Regionalización de crecidas en Colombia. IMAT. 1991	220

3.4 Cálculo de crecientes considerando los efectos del cambio climático	223
3.4.1 Estudio de casos.....	227
3.4.1.1 Aplicación de la ecuación de Fokker-Planck-Kolmogórov para la evaluación del riesgo hidrológico de puentes.....	227
3.4.1.2 Metodología de aplicación general	231
3.4.1.3 Descripción de los puentes	235
3.4.1.4 Algoritmos de trabajo particulares	238
3.4.1.5 Resultados al evaluar la sensibilidad de los puentes piloto ante los efectos del cambio climático	255
3.4.1.6 Conclusiones	257
3.5 Transposición de caudales de una sección de un río a otra.....	257
3.5.1 Método de Muskingum	259
3.5.2 Ejemplo de cálculo	261
3.6 Determinación de niveles de navegación y niveles mínimos	263
Capítulo 4. Cálculo hidráulico de puentes.....	267
4.1 Parámetros hidráulicos de los ríos durante crecientes	268
4.2 Grado de contracción del flujo con el puente. Distribución del caudal a lo ancho.....	269
4.3 Esquema hidráulico del flujo contraído por un puente	272
4.4 Nivel del agua en la sección contraída. Variación del nivel arriba del terraplén de acceso....	278
4.5 Movimiento del flujo aguas arriba del puente	281
4.5.1 Distribución de las velocidades y del remanso a lo largo de la sección límite	281
4.5.2 Límite del flujo en tránsito	284
4.5.2.1 Primer caso	286
4.5.2.2 Segundo caso	287
4.5.2.3 Tercer caso	287
4.5.3 Distancia x_0 del puente hasta la línea de la sección límite a lo largo de una línea de corriente recta.....	288
4.6 Determinación del valor de la sobreelevación del nivel del agua o remanso.....	291
4.7 Modelo para el cálculo hidráulico de puentes.....	299
4.7.1 Guías generales de modelación	299
4.7.1.1 Cálculo del perfil del agua sin considerar el puente	299
4.7.1.2 Cálculo hidráulico considerando el puente.....	300
4.7.2 Cálculos hidráulicos a través del puente	304
4.7.2.1 Cálculos de flujo libre	304
4.7.2.2 Cálculos para crecientes extraordinarias	308
4.7.3 Selección del método de cálculo del puente	312
4.7.3.1 Métodos asociados al flujo libre	312
4.7.3.2 Métodos para flujos altos con crecientes extraordinarias.....	313
4.7.4 Dificultades en el cálculo de puentes y soluciones sugeridas	314
4.7.4.1 Puentes sin terraplén de acceso.....	314
4.7.4.2 Puentes con flujo libre	314
4.7.4.3 Puentes esviajados.....	314
4.7.4.4 Puentes paralelos.....	314
4.7.4.5 Puentes de luces múltiples	315
4.8 Resistencia hidráulica en ríos. Fundamentos teóricos y experimentales.....	315
4.8.1 La resistencia hidráulica en contorno rígido	318

4.8.1.1 Modelos semiempíricos	318
4.8.1.2 Coeficiente de fricción f en cauces con alta rugosidad del fondo.....	323
4.8.2 La resistencia hidráulica en contorno móvil	325
4.8.2.1 Resistencia hidráulica por textura	328
4.8.2.2 Resistencia hidráulica por relieve	332
4.8.2.3 Resistencia hidráulica debida a la vegetación.....	370
4.8.2.4 Influencia del transporte de sedimentos en la resistencia hidráulica	376
4.8.2.5 Resistencia hidráulica debida a las curvas del cauce en planta.....	386
4.9 Método práctico para determinar el coeficiente de rugosidad de manning (n) en ríos.....	388
4.9.1 Método directo para determinar el coeficiente de rugosidad n en ríos	388
4.9.2 Procedimiento indirecto para determinar el coeficiente de rugosidad n en ríos.....	388
4.9.2.1 Coeficiente de rugosidad de Manning por textura (n0)	391
4.9.2.2 Coeficiente de rugosidad por relieve (n1)	397
4.9.2.3 Coeficiente de rugosidad del lecho (nL)	403
4.9.2.4 Determinación de nL en régimen superior de escurrimiento	408
4.9.2.5 Coeficiente de rugosidad por variaciones de forma y tamaño en la sección transversal del cauce principal (n2).....	409
4.9.2.6 Coeficiente de rugosidad por obstrucciones al flujo exceptuando la vegetación y las microformas (n3)	409
4.9.2.7 Coeficiente de rugosidad por vegetación (n4)	410
4.9.2.8 Correcciones al coeficiente de rugosidad por transporte de sedimentos (m1)	414
4.9.2.9 Correcciones al coeficiente de rugosidad por curvas o meandros (m2)	415
4.9.2.10 Deficiencias de los métodos anteriores al presentado (Vanoni, 1977).....	415
4.9.2.11 Análisis comparativo de algunos métodos propuestos para determinar la resistencia por relieve	417
4.10 Coeficiente de rugosidad de manning (n) medido en algunos ríos colombianos.....	421
4.11 Variación del coeficiente de rugosidad de manning (n) en las diferentes partes de una misma sección transversal	424
4.12 Valores orientativos del coeficiente de rugosidad de manning (n)	424
4.13 Método directo para determinar el coeficiente de rugosidad de manning (n) en ríos.....	428
4.14 Deformaciones locales de la superficie del agua en los cruces de puentes.....	433
4.15 Determinación del borde libre en un puente	437
4.16 Modelación hidráulica del flujo en ríos	438
4.16.1 Ecuaciones de la hidrodinámica aplicadas a la condición de aguas someras.....	439
4.16.1.1 Ecuaciones fundamentales de la hidrodinámica con flujos turbulentos	439
4.16.1.2 Ecuaciones de movimiento turbulento en un sistema de coordenadas curvas en un plano	445
4.16.1.3 Descripción hidrodinámica de los flujos tridimensionales en un problema planar bidimensional aproximado.....	448
4.16.1.4 Consideración de los esfuerzos normales turbulentos y de las corrientes secundarias en el problema planar.....	454
4.16.1.5 Convergencia o cierre de las ecuaciones del problema planar (agua somera)	457
4.16.1.6 Ecuaciones del problema planar en coordenadas cartesianas. Función de flujo y vorticidad del flujo en planta.....	459
4.16.1.7 Consideración de la estructura cinemática de los flujos turbulentos tridimensionales en el problema planar	462

4.16.2 Configuración en planta del flujo uniforme turbulento.	
Método práctico de aplicación del problema planar (aguas someras)	469
4.16.2.1 Métodos existentes de cálculo de las velocidades medias en profundidad en un flujo uniforme turbulento	469
4.16.2.2 Ecuación del problema planar para flujos uniformes turbulentos	472
4.16.2.3 Cálculo de la distribución de velocidades medias en profundidad en un cauce de sección irregular o regular con movimiento uniforme	473
4.16.2.4 Distribución de las velocidades medias en profundidad en un cauce rectangular con flujo uniforme	477
4.16.3 Solución del problema planar para flujos sin desprendimientos en cauces curvilíneos en planta.....	480
4.16.3.1 Condiciones iniciales.....	480
4.16.3.2 Ecuaciones del problema planar en coordenadas curvas paralelas al eje dinámico	484
4.16.3.3 Cálculo del flujo planar permanente en cauces curvilíneos sin considerar la circulación transversal	487
4.16.3.4 Cálculo de los flujos secundarios de circulación transversal en un cauce curvilíneo.....	494
4.16.3.5 Cálculo de flujos estacionarios en planta en un cauce curvo, considerando el efecto de la circulación transversal.....	500
4.16.3.6 Método de cálculo del flujo en planta con flujo impermanente en cauces curvos	501
Capítulo 5. Selección del sitio para el cruce de un puente.....	505
5.1 Recomendaciones generales	505
5.2 Problemas en las curvas	507
5.3 Problemas en las confluencias	507
5.4 Efectos de remansos en el alineamiento y ubicación	508
5.5 Efectos del perfil de la vía	510
5.6 Consideraciones adicionales sobre el emplazamiento de un puente	511
5.6.1 Alineación del puente	512
5.6.2 Situaciones que se deben evitar	513
Capítulo 6. Condición de umbral y mecanismos de socavación en cauces aluviales	515
6.1 Aspectos generales	515
6.2 Evolución histórica de las investigaciones sobre la condición de umbral	522
6.3 Esfuerzos cortantes, fuerza de arrastre y velocidades críticas. Análisis conceptual.....	533
6.4 Condición de umbral en suelos granulares	537
6.4.1 Mecanismo de socavación en suelos granulares.....	537
6.4.1.1 Características probabilísticas de la acción dinámica de la corriente sobre las partículas del lecho. Criterio de inicio de erosión	540
6.4.1.2 Construcción del modelo matemático de transporte de sedimentos granulares en un flujo turbulento.....	552
6.4.1.3 Algoritmo de cálculo de las velocidades de umbral del flujo para sedimentos granulares gradados	559
6.4.1.4 Influencia de la gradación de suelos granulares en la velocidad de umbral....	563
6.4.1.5 Influencia del tiempo en el proceso de socavación.....	569

6.4.2 Modelo de cálculo del transporte de los sedimentos de fondo en un flujo turbulento	572
6.4.3 Velocidades críticas y velocidad de umbral en suelos granulares	580
6.4.4 Velocidad de umbral para suelos granulares desde el punto de vista de la teoría de probabilidades.....	586
6.4.5 Variación de la granulometría en la capa superficial de un suelo granular gradado durante el proceso de socavación.....	591
6.4.6 Variación de la granulometría en la capa superficial de un suelo granular según Shen Hsieh W. y Lu Jau-Yau (1983). Acorazamiento	604
6.4.7 Influencia del área específica de la coraza en el esfuerzo cortante crítico	606
6.4.8 Modelos de predicción de la velocidad de umbral en suelos granulares uniformes .	607
6.4.8.1 Modelos de predicción de la velocidad de umbral para suelos granulares uniformes en forma de cuadros.....	608
6.4.8.2 Modelos de predicción de la velocidad de umbral para suelos granulares uniformes, en forma de curvas	611
6.4.8.3 Modelos de predicción de la velocidad de umbral para suelos granulares uniformes en forma de ecuaciones.....	612
6.4.8.4 Análisis comparativo de los modelos para determinar la velocidad de umbral en suelos granulares uniformes	622
6.4.8.5 Modelo recomendado para determinar la velocidad de umbral en suelos granulares uniformes	623
6.4.9 Modelos para determinar el esfuerzo cortante crítico en suelos granulares uniformes.....	624
6.4.9.1 Modelo de Schoklitsch (1914).....	624
6.4.9.2 Modelo de Shields (1936).....	624
6.4.9.3 Modelo de Schoklitsch (1950).....	643
6.4.9.4 Modelo de Lane (1953)	644
6.4.9.5 Modelo de Leliavski (1955).....	644
6.4.9.6 Modelo de Shulits y Hill (1968)	644
6.4.9.7 Modelo de Tiffany (1935).....	645
6.4.9.8 Modelo Soviético.....	645
6.4.9.9 Modelo de Cheng (1969)	645
6.4.9.10 Modelo de Straub (1936)	645
6.4.9.11 Modelo de Chien (1954)	646
6.4.9.12 Modelo del Highway Research Board (1970).....	646
6.4.10 Modelos para calcular la velocidad de umbral en suelos granulares gradados	648
6.4.10.1 Método de V. N. Gonchárov (1936)	648
6.4.10.2 Método de Studiénchikov	648
6.4.10.3 Modelo recomendado para determinar la velocidad de umbral en suelos granulares gradados	648
6.4.11 Modelos para determinar el esfuerzo cortante en suelos gradados.....	648
6.4.11.1 Modelo de J. Gessler (1965).....	649
6.4.11.2 Modelo de W. Shen Hsieh y Lu Jau-Yau (1983)	650
6.4.11.3 Modelo de J. V. Eguiázarov (1967).....	650
6.4.11.4 Modelo de P. D. Komar (1987-1989)	651
6.5 Condición de umbral en suelos cohesivos	651

6.5.1 Nociones fundamentales sobre los suelos cohesivos	651
6.5.1.1 Características generales de los suelos cohesivos	652
6.5.1.2 Naturaleza de la cohesión en los suelos arcillosos	653
6.5.1.3 Propiedades físicas de los suelos cohesivos	657
6.5.1.4 Propiedades mecánicas de los suelos arcillosos	661
6.5.2 El suelo arcilloso como un medio continuo.....	664
6.5.3 Estado del arte en el estudio de la socavación de suelos cohesivos.....	664
6.5.4 Investigaciones experimentales de los procesos de socavación en suelos cohesivos.....	669
6.5.4.1 Particularidades de las investigaciones experimentales.....	669
6.5.4.2 Mediciones en las pruebas sobre procesos de socavación de suelos cohesivos	674
6.5.5 Mecanismo de socavación en suelos cohesivos	678
6.5.6 Influencia de las propiedades de los suelos cohesivos en la resistencia a la erosión y a la socavación	683
6.5.6.1 Introducción	683
6.5.6.2 Investigaciones sobre la influencia de las propiedades de los suelos cohesivos en la resistencia a la erosión	684
6.5.6.3 Investigaciones petrográficas de los suelos sometidos a socavación.....	689
6.5.6.4 Influencia de la irregularidad en el proceso de socavación.....	695
6.5.6.5 Influencia de la humedad inicial en el proceso de socavación.....	697
6.5.6.6 Análisis de datos de erosión utilizando el método estadístico de multimediciones	698
6.5.6.7 Ecuación de resistencia a la fatiga de suelos arcillosos frente al desprendimiento	703
6.5.6.8 Propiedades plásticas del suelo en la evaluación de la resistencia a la erosión	705
6.5.7 Influencia de algunos factores en la resistencia a la erosión	707
6.5.7.1 Variaciones de la capacidad de erosión con los cambios de temperatura	707
6.5.7.2 Influencia de la profundidad del flujo en la velocidad crítica	709
6.5.8 Velocidades críticas por concepto de erosión en suelos cohesivos	715
6.5.8.1 Velocidad permisible (velocidad de umbral) del flujo para suelos cohesivos	715
6.5.8.2 Valores orientativos de la velocidad de umbral en suelos cohesivos.....	724
6.5.9 Modelos de predicción de la velocidad de umbral en suelos cohesivos	725
6.5.9.1 Modelos de predicción de la velocidad de umbral en forma de cuadros	725
6.5.9.2 Modelos de predicción de la velocidad de umbral en forma de curvas.....	728
6.5.9.3 Modelos de predicción de la velocidad de umbral en forma de ecuaciones	728
6.5.10 Velocidad de umbral considerando el efecto del tiempo	729
6.5.11 Velocidades de umbral para suelos cohesivos de acuerdo con la teoría de probabilidades	731
6.5.12 Descripción del método para determinar la velocidad de umbral propuesto por Mirtsjulava (1983)	738
6.5.13 Modelos para determinar el esfuerzo cortante crítico en suelos cohesivos	747
6.5.13.1 Modelo del U.S. Bureau of Reclamation	747
6.5.13.2 Modelo de Chen y Cotton (1988)	747
6.5.13.3 Modelo de Gibbs (1962).....	747

6.5.13.4 Modelo de J. W. Kamphuis y K. R. Hall (1983)	747
6.5.13.5 Modelo de Chen y Cotton (1988)	749
6.6 Factores que determinan la intensidad de los procesos erosivos.....	749
6.6.1 Características físico-mecánicas de los sedimentos.....	749
6.6.2 Características estadísticas del flujo turbulento en cauces deformables	756
Capítulo 7. Cálculos de socavación en cauces bajo puentes.....	769
7.1 Introducción	769
7.1.1 Tipos de socavación	770
7.1.2 Socavación en condición de agua clara y en condición de lecho activo	773
7.1.3 Erosión y socavación	774
7.1.4 Parámetros relevantes en el proceso de socavación	775
7.2 Socavación general.....	775
7.2.1 Socavación general a largo plazo (degradación)	776
7.2.1.1 Aspectos generales	776
7.2.1.2 Cálculo de la socavación general a largo plazo	793
7.2.1.3 Métodos simplificados de cálculo	797
7.2.1.4 Resumen y comentarios sobre las evaluaciones cuantitativas.....	804
7.2.1.5 Valoración cuantitativa de la degradación aguas abajo de una presa	805
7.2.2 Socavación general a corto plazo.....	805
7.2.2.1 Descenso de los niveles del lecho a lo largo del thalweg (vaguada)	805
7.2.2.2 Evaluación y comentarios	807
7.2.2.3 Socavación en curvas de ríos.....	808
7.2.2.4 Resumen y comentarios	814
7.2.2.5 Socavación en las confluencias.....	814
7.2.2.6 Resumen y comentarios	815
7.2.2.7 Descenso del lecho debido a las microformas y a las macrodunas	816
7.2.2.8 Resumen y comentarios	819
7.2.2.9 Erosión lateral.....	820
7.2.2.10 Resumen y comentarios	824
7.2.2.11 Cálculo de la socavación límite en tramos cortos de ríos.....	824
7.2.2.12 Algoritmo de cálculo de la socavación general con flujo impermanente (Método de Levi-Mirtsjulava).....	833
7.2.2.13 Algoritmo de cálculo de la socavación general de cauces de curvatura suave (aplicado a la condición de aguas someras o flujo planar)	840
7.2.2.14 Investigaciones sobre socavación general en sedimentos granulares gradados y comparación de las mediciones con los valores calculados.....	854
7.2.2.15 Predicción de la socavación general en cauces aluviales mediante los datos de las estaciones hidrométricas.....	859
7.2.2.16 Socavación general en cauces con lechos de gravas	861
7.3 Socavación localizada	863
7.3.1 Socavación por contracción	863
7.3.1.1 Tipos de contracción asociados a un puente	867
7.3.1.2 Concepción general para determinar la socavación por contracción.....	870
7.3.1.3 Desarrollo histórico de modelos y métodos para pronosticar la socavación por contracción.....	871
7.3.1.4 Investigaciones experimentales sobre socavación por contracción	872

7.3.1.5 Método ICIC-1 para el cálculo de la socavación por contracción	877
7.3.1.6 Particularidades del cálculo de socavación por contracción en suelos estratificados y de diferente granulometría.....	884
7.3.1.7 Forma de la sección transversal bajo el puente después de la socavación.....	886
7.3.1.8 Influencia de crecientes precedentes en la socavación.....	888
7.3.1.9 Cálculos de socavación comparativos. Determinación de los parámetros de diseño de puentes	890
7.3.1.10 Secuencia de cálculo de socavación por contracción con el método ICIC-1	894
7.3.1.11 Ejemplo de Cálculo	899
7.3.1.12 Método ICIC-2 para el cálculo de la socavación por contracción	905
7.3.1.13 Métodos aproximados para calcular la socavación por contracción bajo puentes	916
7.3.2 Socavación local.....	959
7.3.2.1 socavación local en pilas	959
7.3.2.2 Socavación local en estribos	1177
7.4 Uso de modelos en los análisis de socavación en pilas y estribos.....	1282
7.4.1 Simulación semi bidimensional de la socavación y deposición en cauces aluviales	1284
7.4.2 Modelo matemático tridimensional para simular la socavación local	1288
7.4.3 Uso del modelo matemático Bri-Stars para simular la socavación local en pilas	1288
7.4.4 Uso de redes neuronales para predecir la profundidad de socavación en estribos	1288
7.4.5 Uso de redes neuronales para predecir la profundidad de socavación en pilas	1289
7.5 Confiabilidad de los cálculos de socavación en estribos de puentes según ömer köse y a. Melih yanmaz (2010).....	1289
7.6 Conservatismo en las fórmulas de socavación.....	1291
7.6.1 Distribución granulométrica de los sedimentos	1291
7.6.2 Sedimentos finos en suspensión	1292
7.6.3 Influencia del tiempo	1292
7.6.4 Influencia de la geometría	1292
7.7 Recomendaciones para efectuar el cálculo de la socavación en puentes	1292
7.8 Determinacion del perfil de socavación total bajo un puente.....	1301
 Capítulo 8. Prevención de la socavación en puentes y medidas de protección.....	1497
8.1 Introducción	1497
8.2 Plan de acción y medidas de protección	1500
8.2.1 Estrategias de protección para puentes con socavación crítica	1501
8.2.1.1 Recomendaciones técnicas	1501
8.2.2 Estrategias de administración del plan de acción	1502
8.2.3 Estrategias de inspección contenidas en el plan de acción	1503
8.2.3.1 Indicios de socavación en puentes.....	1503
8.2.4 Instrucciones para la clausura de un puente.....	1507
8.2.5 Medidas alternativas de protección y cronograma	1507
8.2.6 Otras Informaciones que deben estar contenidas en el plan de acción.....	1508
8.2.7 Identificación de las medidas de protección en el plan de acción.....	1508

8.3 Presentación general de la matriz	1508
8.4 Grupos de medidas de protección	1513
8.4.1 Grupo 1. Medidas hidráulicas.....	1513
8.4.2 Grupo 2. Medidas Estructurales.....	1514
8.4.3 Grupo 3. Medidas de Monitoreo	1515
8.5 Medidas biológicas.....	1516
8.6 Características de las medidas de protección	1516
8.6.1 Aplicaciones funcionales	1517
8.6.2 Medio ambiente del río.....	1517
8.6.3 Mantenimiento	1518
8.6.4 Referencias de pautas de diseño	1518
8.6.5 Resumen	1519
8.7 Aspectos a tener en cuenta para elegir una medida de protección	1519
8.7.1 Introducción.....	1519
8.8 Selección de medidas de protección contra la inestabilidad de cauces.....	1520
8.8.1 Mecanismo erosivo.....	1520
8.8.2 Características del cauce.....	1521
8.8.3 Exigencias de construcción y mantenimiento	1522
8.8.4 Vandalismo.....	1522
8.9 Medidas de protección para cauces meándricos.....	1523
8.10 Medidas de protección para cauces trenzados y anastomosados	1524
8.11 Medidas de protección para la agradación y la degradación	1524
8.11.1 Medidas de protección para controlar la degradación	1525
8.11.2 Medidas de protección para controlar la agradación	1526
8.12 Selección de medidas de protección para tratar la socavación en puentes	1527
8.12.1 Medidas de protección contra la socavación por contracción	1528
8.12.2 Medidas de protección contra la socavación local.....	1530
8.12.3 Uso de pantallas de enrocado para controlar la socavación en estribos de pared vertical (P. A. Johnson, R. D. Hey, M. Tessier, y D. L. Rosgen, 2001).....	1532
8.12.3.1 Ángulo con la orilla	1533
8.12.3.2 Ubicación aguas arriba.....	1533
8.12.3.3 Número de pantallas.....	1533
8.12.3.4 Altura de la pantalla.....	1533
8.12.3.5 Conclusiones.....	1534
8.12.4 Monitoreo.....	1535
8.13 Enfoque para el diseño de medidas de protección	1535
8.13.1 Inversión realizada en medidas de protección	1535
8.13.2 Enfoque para el diseño	1536
8.14 Viabilidad medioambiental	1537
8.15 Análisis hidráulicos.....	1538
8.15.1 Análisis conceptual	1538
8.15.2 Modelos físicos	1538
8.15.3 Socavación en estructuras transversales.....	1540
8.15.4 Socavación en estructuras longitudinales	1540
8.15.5 Socavación en curvas protegidas.....	1543
8.16 Enrocados	1545
8.16.1 Análisis conceptual	1545

8.16.2 Intensidad de la turbulencia.....	1546
8.16.3 Enrocado rígido total o parcialmente.....	1547
8.16.4 Unidades acorazadas.....	1549
8.16.5 Prismas y cubos en concreto.....	1549
8.16.6 Estabilidad del enrocado en pilas sobre cauces degradables	1550
8.16.7 Estudio de fallas del enrocado alrededor de pilas de puentes	1554
8.17 Especificaciones del filtro.....	1555
8.17.1 Análisis conceptual	1555
8.17.2 Esteras en fajina	1556
8.17.3 Geotextiles.....	1556
8.18 Tratamiento de los bordes.....	1557
8.18.1 Ventajas y desventajas de la ingeniería biotécnica	1557
8.18.1.1 Consideraciones de diseño en la ingeniería biotécnica	1558
8.18.1.2 Zonas de orillas	1560
8.18.1.3 Tratamientos de ingeniería biotécnica	1561
8.18.1.4 Resumen.....	1563
8.19 Método del riesgo para la selección de medidas para evitar la socavación en puentes, según a. Johnson y Sue L. Niezgoda	1563
8.20 Medidas propuestas por diferentes autores para disminuir la socavación en pilas y en estribos de puentes	1571
8.20.1 Control de la socavación en pilas de puentes por medio de una pantalla enterrada en el lecho, propuesta por Carmelo Grimaldi y otros (2009)	1571
8.20.2 Evaluación de medidas que alteran el flujo para disminuir la socavación en pilas realizada por Ali Tafarognonuz y otros (2012)	1573
8.20.3 Protección de estribos de pared vertical con capas de enrocado, propuestas por Antonio H. Cardoso y Cristina M. S. Fael (2009)	1574
8.20.4 Reducción de la socavación en curvas de ríos por medio de protecciones en la orilla externa, propuesta por M. Roca, K. Blanckaert y J. P. Martín-Vide (2009)	1576
8.20.5 Reducción de la socavación en grupos de pilas por medio de collares y enrocados propuesta por A. R. Zarrati y otros (2006).....	1576
8.20.6 Protección en la base de estribos con muros vertederos propuesta por Bruce Melville y otros (2006)	1577
8.20.7 Control de la socavación en pilas circulares verticales expuestas a olas y corrientes, propuesto por Subhasish Dey y otros (2006)	1580
8.20.8 Estudio de fallas de los enrocados de protección en pilas circulares presentado por Jens Unger y Willi H. Hager (2006)	1581
8.20.9 Protección de estribos con muros paralelos propuestos por Hua Li y otros (2006)	1584
8.20.10 Medidas de protección de estribos con aletas propuestas por Bruce Melville y otros (2006)	1585
8.20.11 Reducción de la socavación en la curva externa (cóncava) de ríos con una cimentación de orilla propuesta.....	1589
8.20.12 Comportamiento de geobolsas como protección por socavación en estribos según Recep Korkut y otros (2007)	1590
8.20.13 Comportamiento de un enrocado de protección de estribos en una llanura de inundación, según Reinaldo Morales, Robert Ettema y Brian Barkdoll (2008)	1592

8.20.14 Estabilización de un enrocado con bloques redondeados para la protección de terraplenes con flujos de desbordamiento según Steven R. Abt (2008)	1593
8.20.15 Reducción de la socavación en pilas de puentes mediante collares y geobolsas de acuerdo con Shatirah Akib y otros (2014).....	1593
8.20.16 Análisis del comportamiento de collares y ranuras en la reducción de la socavación en pilas de puentes con el programa de computador SSIIM realizado por Kouros Nekoufar y Farshid Pouladi (2014).....	1594
8.20.17 Dimensiones del enrocado de protección en grupo de pilas según Gonzalo Simarro y otros (2011).....	1594
8.20.18 Manual de diseño de obras de protección por concepto de socavación de W. Lad Szalaj, Anil Kumar Agrawal y otros	1595
8.20.19 Socavación y protección por socavación en estribos de puentes según S. Yurdagül Kayatürk (2005)	1595
Bibliografía	1597

LISTA DE CUADROS

Cuadro 1.1 Criterios para seleccionar el período de retorno de la creciente de diseño de un puente
Cuadro 1.2 Parámetros de identificación de puentes utilizados por el Instituto Nacional de Vías (INVÍAS)
Cuadro 1.3 Longitudes recomendadas para medir la pendiente longitudinal de un río
Cuadro 1.4 Coeficiente de socavación óptimo en el diseño de puentes.....
Cuadro 1.5 Categorías de puentes de acuerdo con sus características de operación
Cuadro 1.6 Relaciones experimentales entre los parámetros α y p
Cuadro 2.1 Elementos principales de los puentes en la base de datos del Instituto Nacional de Vías (INVÍAS)
Cuadro 2.2 Informe detallado de inspección principal de puentes (formato 1).....
Cuadro 2.3 Informe detallado de inspección principal de puentes (formato 2).....
Cuadro 2.4 Relación de puentes vehiculares colapsados en la red vial nacional en el período 1993-2005.....
Cuadro 2.5 Causas principales de falla de puentes en Colombia incluyendo los puentes colapsados por atentados
Cuadro 2.6 Causas principales de falla de puentes en Colombia sin incluir los puentes colapsados por atentados.....
Cuadro 2.7 Estudios recomendados por el Instituto Nacional de Vías para evaluar la socavación.....
Cuadro 2.8 Estudio de problemas de socavación en 48 puentes de la red vial nacional (relación de los estudios consultados)
Cuadro 2.9 Datos técnicos de 14 puentes colombianos analizados por concepto de socavación
Cuadro 2.10 Parámetros hidrológicos de 14 puentes colombianos analizados por concepto de socavación
Cuadro 2.11 Parámetros morfológicos de 14 puentes colombianos analizados por concepto de socavación
Cuadro 2.12 Parámetros hidráulicos de 14 puentes colombianos analizados por concepto de socavación
Cuadro 2.13 Valores calculados de la socavación por contracción de 14 puentes colombianos analizados por concepto de socavación.....
Cuadro 2.14 Valores calculados de la socavación en pilas y estribos de 14 puentes colombianos analizados por concepto de socavación.....
Cuadro 2.15 Diagnóstico detallado de 14 puentes colombianos por concepto de socavación
Cuadro 2.16 Medidas de protección aplicadas a los 14 puentes colombianos analizadas por concepto de socavación

Cuadro 3.1 Elementos principales de los puentes en la base de datos del Instituto Nacional de Vías (INVÍAS)	
Cuadro 3.2 Informe detallado de inspección principal de puentes (formato 1)	
Cuadro 3.3 Informe detallado de inspección principal de puentes (formato 2)	
Cuadro 3.4 Relación de puentes vehiculares colapsados en la red vial nacional en el período 1993-2005	
Cuadro 3.5 Causas principales de falla de puentes en Colombia incluyendo los puentes colapsados por atentados.....	
Cuadro 3.6 Causas principales de falla de puentes en Colombia sin incluir los puentes colapsados por atentados.....	
Cuadro 3.7 Estudios recomendados por el Instituto Nacional de Vías para evaluar la socavación.....	
Cuadro 3.8 Estudio de problemas de socavación en 48 puentes de la red vial nacional (relación de los estudios consultados)	
Cuadro 3.9 Datos técnicos de 14 puentes colombianos analizados por concepto de socavación	
Cuadro 3.10 Parámetros hidrológicos de 14 puentes colombianos analizados por concepto de socavación	
Cuadro 3.11 Parámetros morfológicos de 14 puentes colombianos analizados por concepto de socavación	
Cuadro 3.12 Parámetros hidráulicos de 14 puentes colombianos analizados por concepto de socavación	
Cuadro 3.13 Valores calculados de la socavación por contracción de 14 puentes colombianos analizados por concepto de socavación.....	
Cuadro 3.14 Valores calculados de la socavación en pilas y estribos de 14 puentes colombianos analizados por concepto de socavación.....	
Cuadro 3.15 Diagnóstico detallado de 14 puentes colombianos por concepto de socavación	
Cuadro 3.16 Medidas de protección aplicadas a los 14 puentes colombianos analizadas por concepto de socavación	
 Cuadro 4.2 Valores de α para Fr/S y Q/Q_p	291
Cuadro 4.3 Valores de $(K - 1)/K$ en porcentaje, para diferentes parámetros.....	295
Cuadro 4.4 Valores del coeficiente K_2 en la fórmula del remanso arriba del puente.....	296
Cuadro 4.5 Coeficientes de contracción y expansión.....	304
Cuadro 4.6 Coeficientes de resistencia típicos para diferentes formas de pila.....	307
Cuadro 4.7 Coeficiente K de Yarnell para diferentes formas de pilas.....	308
Cuadro 4.8 Clasificación de Stribnom de los ríos de montaña	320
Cuadro 4.9 Valores típicos del coeficiente integral n , según Ibad-Zade y Samedov (1983).....	323
Cuadro 4.10 Coeficientes f_o , a , b en la fórmula de Altunin.....	325
Cuadro 4.11 Microformas y sus características más relevantes (Simons, 1977)	335
Cuadro 4.12 Clasificación de las microformas según Simons y Richardson.....	360
Cuadro 4.13 Configuración del lecho y condiciones de ocurrencia según Kennedy (1963)	362
Cuadro 4.14 Valores de n para diferentes microformas	370
Cuadro 4.15 Valores de a , b para definir el parámetro $1/\sqrt{f}$	374

Cuadro 4.16 Velocidades de crecientes y sus concentraciones.....	377
Cuadro 4.17 Valores de n en función del diámetro d_{50}	408
Cuadro 4.18 Valores de n según variaciones de la sección	409
Cuadro 4.19 Valores de n_3 según el grado de obstrucción.....	410
Cuadro 4.20 Valores de a, b para definir el parámetro $1/\sqrt{f}$	412
Cuadro 4.21 Valores de la altura media de la vegetación de la rigidez MEI para diferentes tipos de cobertura o vegetación.....	413
Cuadro 4.22 Factor de corrección (m_1) debido a la concentración de sedimentos en suspensión.	414
Cuadro 4.23 Factor de corrección debido a curvas.....	415
Cuadro 4.24 Selección de las variables independientes y dependientes para el flujo en cauces aluviales (adaptado de Kennedy y Brooks, 1963)	416
Cuadro 4.25 Características hidráulicas y granulométricas de diferentes ríos según Vanoni	418
Cuadro 4.26 Características hidráulicas y granulométricas de diferentes ríos según Senturk	420
Cuadro 4.27 Valores de n aplicables a cauces naturales	424
Cuadro 4.28 Valores de n recomendados por Benson.....	426
Cuadro 4.29 valores de n de Manning en ríos.....	426
Cuadro 4.30 valores n de Manning según Cowan (modificado)	427
Cuadro 4.31 Valores obtenidos del coeficiente de rugosidad de Manning en mediciones directas.....	431
Cuadro 6.1 Criterios para definir los tipos de movimiento de los sedimentos formadores del cauce.....	557
Cuadro 6.2 Velocidades de umbral u_0 (m/s) para suelos granulares graduados con una profundidad límite $y_0 \# 0,05y$	565
Cuadro 6.3 Valores del parámetro Kn en la fórmula (6.236) para una profundidad del flujo y $51 m$ y $Q \# 10 m^3 / s$	584
Cuadro 6.4 diámetro medio ponderado de una coraza en función de los parámetros hidráulicos iniciales del flujo durante la socavación.....	593
Cuadro 6.5 Confrontación de los valores experimentales con los valores de cálculo según la fórmula (6.298) del diámetro medio de las partículas de la coraza.....	602
Cuadro 6.6 Velocidad máxima de umbral y esfuerzo cortante crítico en cauces con profundidad menor o igual a 1m (Fortier y Scobey, 1926)	608
Cuadro 6.7 Valores recomendados por Kisiliov P.G. (1970) para la velocidad de umbral.....	609
Cuadro 6.8 Velocidades de umbral según Lishtvan para cauces con avenida del 1% de probabilidad.....	609
Cuadro 6.10 Velocidades de umbral para suelos granulares propuestas por H. Llanusa y C. Viamonte.....	610
Cuadro 6.11 Valores de la velocidad de umbral en suelos granulares uniformes según diferentes autores.....	623
Cuadro 6.12 Factores de reducción del esfuerzo cortante crítico y de la velocidad de umbral en curvas (Lane e.W, 1954)	631
Cuadro 6.13 Clasificación granulométrica de los suelos.....	660
Cuadro 6.14 Valores orientativos de la cohesión	663
Cuadro 6.15 Valores normativos de las cohesiones específicas c (105 pa) y ángulos de fricción interna $\phi(\dots)$ de los suelos arcillosos en depósitos cuaternarios.....	663

Cuadro 6.16 Velocidades de umbral para algunos tipos de suelos	665
Cuadro 6.17 Velocidades de umbral	665
Cuadro 6.18 Velocidades de umbral	665
Cuadro 6.19 Velocidades de umbral en suelos cohesivos después de su envejecimiento (pies/s) ..	665
Cuadro 6.20 Velocidades de umbral para suelos cohesivos (pies/s) y esfuerzo cortante crítico (libras/pie ²).....	666
Cuadro 6.21 Resultados de las mediciones de las pulsaciones de velocidades en una canaleta de laboratorio (fondo liso)	673
Cuadro 6.22 Dimensiones de los grumos desprendidos de algunos suelos investigados.....	691
Cuadro 6.23 Matriz factorial final de once ensayos	699
Cuadro 6.24 Valores medios y desviaciones estándar medias.....	701
Cuadro 6.25 Indicativos fisico mecánicos y descripción morfológica de los suelos investigados ...	710
Cuadro 6.26 Datos de las investigaciones sobre el efecto de compresión ocasionado por la profundidad del flujo	713
Cuadro 6.27 Resultados de las pruebas de muestras por penetración con esferas	722
Cuadro 6.28 Resultados de las pruebas de muestras por penetración con esferas	723
Cuadro 6.29 Valores orientados de las velocidades permisibles (velocidades de umbral) de fondo para diferentes suelos cohesivos completamente saturados	724
Cuadro 6.30 Valores del coeficiente en la fórmula $U_0 = K\pi Q_0,2$ para suelos cohesivos	724
Cuadro 6.31 Valores recomendados por schoklitsch p.G. (1961) Para la velocidad de umbral	725
Cuadro 6.32 Valores de la velocidad de umbral según diferentes ministerios de la urss para suelos cohesivos	726
Cuadro 6.33 Velocidades de umbral para suelos cohesivos densos propuestas por h. Llanusa y c. Viamonte	726
Cuadro 6.34 Velocidades de umbral para suelos arcillosos propuestas por h. Llanusa y c. Viamonte.....	727
Cuadro 6.35 Valores de la cohesion de diseño, t/m ²	729
Cuadro 6.36 Característica de confiabilidad para diferentes parámetros del flujo y del cauce (para)	735
Cuadro 6.37 Datos experimentales para el cálculo del valor α	
Cuadro 6.38 Comparación de los resultados del cálculo de la velocidad de umbral con la formula (6.552) y con la formula de knóroz	
Cuadro 6.39 Comparación de los valores observados de las velocidades de umbral respecto a los valores calculados.....	745
Cuadro 6.40 Valores máximos de las desviaciones estándar de las componentes de velocidad longitudinal y vertical del flujo en la zona de fondo según datos de diferentes investigadores	
Cuadro 7.1 Escalas para los análisis de socavación en puentes.....	778
Cuadro 7.2 Datos requeridos para los análisis de socavación	779
Cuadro 7.3 Sistema de características e indicadores de la socavación general potencial	782
Cuadro 7.4 Factor de asentamiento de Lacey en función de la granulometría del sedimento granular.....	798
Cuadro 7.5 Valores de la velocidad de umbral para suelos granulares (m/s).....	802
Cuadro 7.6 Velocidades medias de la corriente del agua que son admisibles	

(no erosivas) para suelos cohesivos m/s	802
Cuadro 7.7 Efecto del radio de curvatura en la profundidad máxima del flujo en una sección transversal.....	806
Cuadro 7.8 Valores de t, Kt y fi	812
Cuadro 7.9 Tiempo posible de desplazamiento de la profundidad máxima del río en una sección bajo un puente.....	813
Cuadro 7.10 Valores de los coeficientes m, n en las fórmulas para determinar la profundidad de socavación	871
Cuadro 7.11 Diámetro equivalente de los suelos, mm	879
Cuadro 7.12 Profundidad de socavación en tres ejemplos	881
Cuadro 7.13 Valores del parámetro l0	883
Cuadro 7.14 Profundidades medias bajo el puente	884
Cuadro 7.15 Datos para cuatro crecientes reales	885
Cuadro 7.16 Variación de la profundidad de socavación con el tiempo.....	885
Cuadro 7.17 Datos de cinco secciones de puentes con condiciones similares.....	888
Cuadro 7.18 Coeficientes de socavación en crecientes consecutivas	890
Cuadro 7.19 Profundidades de socavación general y local y sus desfases	893
Cuadro 7.20 Datos hidrológicos de los escalones del hidrograma analizado	900
Cuadro 7.21 Cálculo de la profundidad de socavación.....	901
Cuadro 7.22 Valores de la función de deformación del lecho bajo el puente $D = \int \frac{dW}{1-W^{4,25}} - W$	910
Cuadro 7.23 Uso de las fórmulas 7.85, 7.86 y 7.87.....	914
Cuadro 7.24 Parámetros del cálculo en computador	915
Cuadro 7.25 Comparación de alternativas para la luz del puente según el valor de la socavación	915
Cuadro 7.26 Valores del coeficiente m	923
Cuadro 7.27 Valores originales del coeficiente b.....	925
Cuadro 7.28 Valores del coeficiente b presentados en la literatura conocida en nuestro medio	925
Cuadro 7.29 Valores del exponente X en el método de Lishtvan.....	925
Cuadro 7.30 Valores de x y $1/1 + x$, para suelos cohesivos	926
Cuadro 7.31 Valor del Coeficiente ψ en función de γ_{mezcla}	934
Cuadro 7.32 Cuadro de cálculo del ejemplo 1.....	936
Cuadro 7.33 Cuadro de cálculo del ejemplo 2.....	939
Cuadro 7.34 Cuadro de cálculo para el método semigráfico	944
Cuadro 7.35 Cuadro auxiliar del método semigráfico	947
Cuadro 7.36 Valores del coeficiente m	950
Cuadro 7.37 Parámetros hidráulicos usados en la modelación	952
Cuadro 7.38 Valores de los coeficientes k_1 , k_2 y k_3 , tomado de Melville & Coleman (2000).....	953
Cuadro 7.39 Datos dimensionales tomados para el análisis.....	993
Cuadro 7.40 Clasificación de los procesos de socavación local en puentes. Melville & Coleman (2000)	1000
Cuadro 7.41 Profundidades de socavación local en pilas de diferentes formas, Mostafa (1994)	1013
Cuadro 7.42 Coeficientes que representan la forma de las pilas	1014
Cuadro 7.43 Parámetros de las pilas según su forma	1014

Cuadro 7.44 Valores del coeficiente K2 (Condiciones de los ensayos de Laursen y Toch, 1953, 1956)1016	
Cuadro A16.1 Valores de la relación empírica Ψ_c	35
Cuadro A19.2 Factor de corrección para el ángulo de ataque K_a	41
Cuadro A19.3 Factor de corrección según las condiciones del lecho K_3	41
Cuadro A19.4 Metodología de aplicación.....	41
Cuadro A21.1 Factor de corrección para la forma de la nariz de la pila.....	46
Cuadro A21.2 Factor de corrección según las condiciones del lecho.....	46
Cuadro A25.1 Metodología de aplicación.....	54
Cuadro A25.2 Valores de m para obtener el valor de $d_{máx}$	55
Cuadro A25.3 Factor de forma de la pila K_{fp}	55
Cuadro A35.1 Factor basado en la forma de la nariz de la pila (K_{fp}).....	67
Cuadro A36.1 Factor basado en el ángulo de ataque del flujo (K_a)	69
Cuadro A36.2 Factor basado en la forma de la pila (K_{fp})	69
Cuadro B1.1 Valores de la tangente hiperbólica de la variable X.....	91
Cuadro B11.1 Tamaño del material del lecho con sus distribuciones geométricas utilizado en las pruebas.....	106
Cuadro C3.1 Factor que considera la forma de la pila K_{fp}	123
Cuadro C5.1 Factor de Corrección para la forma de la nariz de la pila K_{fp}	
Cuadro C5.2 Factor de Corrección para el ángulo de ataque K_a	126
Cuadro C5.3 Factor de corrección según las condiciones del lecho K_3 ,	126
Cuadro C6.1 Factor de Corrección K_{fp} para la forma de la nariz de la pila.....	132
Cuadro C6.2 Factor de Corrección K_a para el ángulo de ataque.....	132
Cuadro C14.1 Factor de corrección para la forma de la nariz de la pila K_{fp}	145
Cuadro 8.1 Matriz de medidas de protección en corrientes inestables y socavación en los puentes (Primera Parte)	1509
Cuadro 8.1 Matriz de medidas de protección en corrientes inestables y socavación en los puentes (Segunda Parte).....	1511
Cuadro 8.2 Ejemplo de análisis de modos de falla y efectos para la selección de medidas de protección contra socavación (A. Johnson y Sue L. Niezgoda 2003).....	1565
Cuadro 8.3 Categorías de consecuencia (A. Johnson y Sue L. Niezgoda, 2003).....	1567
Cuadro 8.4 Probabilidad de ocurrencia (A. Johnson y Sue L. Niezgoda, 2003)	1567
Cuadro 8.5 Clasificación de los métodos de detección (A. Johnson y Sue L. Niezgoda, 2003)1567	
Cuadro 8.6 Números de prioridad de falla para seleccionar las medidas de protección en el Ejemplo 1 (A. Johnson y Sue L. Niezgoda, 2003).....	1568
Cuadro 8.7 Números de prioridad de falla para seleccionar las medidas de protección en el Ejemplo 2 (A. Johnson y Sue L. Niezgoda, 2003).....	1569
Cuadro 8.8 Números de prioridad de falla para seleccionar las medidas de protección en el Ejemplo 3 (A. Johnson y Sue L. Niezgoda, 2003).....	1570
Cuadro 8.9 Duración de las pruebas, medidas de las fosas de socavación, parámetros adimensionales y reducciones de la socavación	1572

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1.1 Cruce de un puente a través de un río de llanura.....
Figura 1.2 Aspecto general de un cruce ferroviario durante el paso de una gran creciente.....
Figura 1.3 Esquema de una batea para el cruce de una corriente menor
- Figura 1.4 Sección transversal del valle en un río de llanura.....
Figura 1.5 Cauce divagante en un río trenzado.....
Figura 1.6 Planta esquemática de los muros direccionales de un cruce en un río de piedemonte con cauce divagante
- Figura 1.7 Aspecto general de un gran puente a través de un embalse.....
Figura 1.8 Costos de un cruce en función del período del retorno de la creciente de diseño
- Figura 1.9 Método gráfico para determinar el riesgo asociado a un puente en función del período de retorno de la creciente de diseño (T_r) y de la vida útil de la estructura, en años (N)
- Figura 1.10 Diagrama de flujo para el diseño general de un puente y su selección final.....
Figura 1.11 Perfil estratigráfico de los sondeos realizados en la fundación de un puente.....
Figura 1.12 Columna estratigráfica de los sondeos efectuados en la fundación de un puente.....
Figura 1.13 Costos de un cruce con puente en función del coeficiente de socavación.....
Figura 1.14 Valores del coeficiente de socavación P en función del caudal unitario
- Figura 1.15 Planta del río Viadka (Rusia) en el cruce con un puente
- Figura 1.16 Condiciones de la cimentación en el puente López Pumarejo sobre el río Magdalena
- Figura 1.17 Obras de protección de la orilla del río Magdalena en el puente López Pumarejo
- Figura 1.18 Planta y perfil del cruce con un puente a través del río Nerussa (Rusia)
- Figura 1.19 Planta y perfil del cruce con un puente a través del río Bolva (Rusia)
- Figura 1.20 Sección transversal bajo el puente del río Druth (Rusia)
- Figura 1.21 Planta de un río de piedemonte
- Figura 2.1 Causas de falla de puentes en Colombia incluyendo los puentes colapsados por atentados
- Figura 2.2 Causas de falla de puentes en Colombia sin incluir los puentes colapsados por atentados
- Figura 2.3 Puente Bavaria en el río Guatiquía, inmediatamente aguas arriba de la ciudad de Villavicencio
- Figura 3.1 Función de densidad de probabilidad $f(x)$ o curva de distribución (1) y función de distribución de probabilidad $F(x)$ o curva de duración (2), aplicadas a una serie de lluvias máximas en 24 horas
- Figura 3.2 Curvas de duración de frecuencias y probabilidades asociadas

- Figura 3.3 Curvas de distribución y de duración de una variable aleatoria
- Figura 3.4 Construcción de las curvas de distribución y de duración utilizando intervalos de clase
- Figura 3.5 Parámetros básicos de la curva de distribución de frecuencias.....
- Figura 3.6 Curva de calibración en la sección transversal de un río
- Figura 3.7 Determinación de las características geométricas de una sección transversal para diferentes niveles del agua
- Figura 3.8 Curva auxiliar para determinar el factor hidráulico constante
- Figura 3.9 Modelos existentes para determinar el hidrograma en una creciente
- Figura 3.10 Hidrograma unitario producido por una lluvia efectiva de un 1mm de intensidad constante y con una duración D (horas)
- Figura 3.11 Primera aplicación gráfica del principio de linearidad (proporcionalidad)
- Figura 3.12 Segunda aplicación gráfica del principio de linearidad (superposición)
- Figura 3.13 Tiempo de retardo de la cuenca tr
- Figura 3.14 Secuencia seguida en la construcción de una curva S
- Figura 3.15 Construcción de una curva S
- Figura 3.16 Aplicación de la curva S en la construcción de un hidrograma unitario.....
- Figura 3.17 Método gráfico para diferenciar el flujo base de la escorrentía directa
- Figura 3.18 Construcción del hidrograma unitario a partir de una lluvia real.....
- Figura 3.19 Hidrograma unitario triangular
- Figura 3.20 Hidrograma unitario de Snyder.....
- Figura 3.21 Hidrograma unitario adimensional SCS
- Figura 3.22 Hidrograma unitario triangular
- Figura 3.23 Hidrograma de Snyder.....
- Figura 3.24 Hidrograma unitario adimensional SCS para un valor de $qp=21,04$
 $m^3/s.mm$ y de $tp = 30$ horas.....
- Figura 3.25 Solución gráfica para determinar el valor de la escorrentía directa
a partir de una lluvia, utilizando el número de curva CN.....
- Figura 3.26 Distribución espacial de los aguaceros de la ciudad de Bogotá
- Figura 3.27 Distribución temporal de diferentes aguaceros en una estación pluviográfica
- Figura 3.28 Hidrograma de una creciente, determinado como la suma de hidrogramas
triangulares desfasados en el tiempo
- Figura 3.29 Ubicación geográfica del puente sobre el río Patá
- Figura 3.30 Ubicación regional del puente sobre el río Patá
- Figura 3.31 Plano de la cuenca aferente a la sección de cauce del puente sobre el río Patá
- Figura 3.32 Aplicación de los polígonos de Thiessen para definir el área de influencia
de las estaciones pluviográficas en la cuenca del río Patá
- Figura 3.33 Curva de duración de una serie de lluvias máximas en 24 horas de la
estación Buesaco de acuerdo con una distribución normal
- Figura 3.34 Curva de duración de una serie de lluvias máximas en 24 horas de la
estación Buesaco de acuerdo con una distribución log normal
- Figura 3.35 Curva de duración de una serie de lluvias máximas en 24 horas de la
estación Buesaco de acuerdo con una distribución Pearson
- Figura 3.36 Curva de duración de una serie de lluvias máximas en 24 horas de la
estación Buesaco de acuerdo con una distribución log Pearson

- Figura 4.1 Determinación del grado de contracción del flujo con un puente.....
Figura 4.2 Construcción de los diagramas de distribución de las velocidades medias con el nivel máximo de diseño (N.M.D).....
Figura 4.3 Construcción de los diagramas de distribución de caudales unitarios (caudales elementales)
- Figura 4.4 Subdivisión del hidrograma de una creciente en escalones (Qb - Caudal con el nivel del agua en la cotade la banca).....
Figura 4.5 Planta esquemática del flujo contraido por un puente
- Figura 4.6 Planta de las líneas de corriente y de las velocidades del flujo en un puente sobre el río Volga(la longitud de los tramos entre puntos es el valor de la velocidad)
- Figura 4.7 Relieve de la superficie del agua en el cruce del puente sobre el río Volga.
Figura 4.8 Relieve de la superficie del agua en el modelo de la estructura en una canaleta del laboratorio del Instituto Politécnico de Sarátov
- Figura 4.9 Perfil del agua a lo largo de un tramo rectilíneo del flujo.....
Figura 4.10 Perfiles de la superficie del agua en un puente sobre el río Volga(las cifras indican las cotas del agua y las distancias entre las estaciones hidrométricas, EH)
- Figura 4.11 Perfil del agua a ambos lados del terraplén en un puente a través del río Don.....
Figura 4.12 Isolíneas en la planta de un flujo y corte longitudinal a lo largo de una línea de corriente rectilínea (la líneade energía específica se muestra a trazos)
- Figura 4.13 Curvas conjuntas $E = \varphi(Y)$ en la luz del puente
- Figura 4.14 Esquema de cálculo de la variación del nivel del agua en el terraplén desde la zona de aguas abajo del cruce.....
Figura 4.15 Esquema para determinar la distancia X_n
- Figura 4.16 Distribución del remanso a lo ancho de la sección límite.....
Figura 4.17 Esquema para determinar el límite del flujo en tránsito aguas arriba del puente.....
Figura 4.18 Esquema del tramo elemental de la líneade flujo y línea transversal en planta
- Figura 4.19 Esquema para determinar la curvatura de la línea de la sección límite en el terraplén de acceso
- Figura 4.20 Línea de la sección límite en planta.....
Figura 4.21 Valores del coeficiente α en función del parámetro Fr/S_δ
Figura 4.22 Valores de X_0/L en función de $(Fr/S; Q/Q_p)$
Figura 4.23 Esquema para determinar el remanso aguas arriba del puente.....
Figura 4.24 Determinación del ancho de diseño (de cálculo)del flujo con bancas irregulares
- Figura 4.25 Esquema de puentes con terraplenes de acceso esviajados (oblicuos) sobre la banca de un río
- Figura 4.26 Diagrama de caudales unitarios en la sección no contraida de un puente (la linea a trazos corresponde a un lecho socavado.N.A. Nivel del agua)
- Figura 4.27 Localización de las secciones transversales de un puente
- Figura 4.28 Perfil y sección transversal de un puente.....
Figura 4.29 Secciones transversales aguas arriba y aguas abajo de un puente. (N.A. - Nivel del agua)
- Figura 4.30 Ejemplo de un puente presurizado operando en condición de flujo bajo compuerta

Figura 4.31 Valores del coeficiente de descarga para un puente presurizado operando en condición de flujo bajo compuerta
Figura 4.32 Ejemplo de un puente completamente presurizado.....
Figura 4.33 Ejemplo de un puente trabajando a presión con un esquema de flujo sobre vertedero.....
Figura 4.34 Factor de reducción del caudal sobre un vertedero debido a la sumergencia
Figura 4.35 Diferentes tipos de rugosidad
Figura 4.36 Perfil de velocidad con flujo turbulento y subcapa laminar.....
Figura 4.37 Variación de $[U/(gds)0,5]/[(w/d)^7(\lambda_1 - 0,08)]$ con la sumergencia relativa para todos los flujos sobrelechos de rugosidad definida
Figura 4.38 $f = f(R_e, y/Kabs)$
Figura 4.39 Relación entre el factor de fricción de Darcy-Weisbach (f) y la pendiente (S) en experiencias con arena de 0,28 mm y 0,45 mm.....
Figura 4.40 Relación entre el radio hidráulico y la velocidad en el río Grande cerca de Bernalillo, Nuevo México (Noedin, 1964).
Figura 4.41 Relación entre y RKKRS
Figura 4.42 Factor de fricción en cauces aluviales con lecho plano según Lovera y Kennedy
Figura 4.43a Microformas y su relación con el relieve de la superficie del agua según Simons et al (1961)
Figura 4.43b a) Secuencia de las microformas causadas por el incremento de la intensidad del flujo respecto a la observada en canaletas de laboratorio con arenas que poseen d_{50} entre 0,19 hasta 0,93 mm
Figura 4.44 Representación esquemática del mecanismo de formación de antidunas, lechos planos,rizos y dunas
Figura 4.45 Perfiles de la superficie del agua y del lecho, distribución de la presión en el fondo y esfuerzo cortante medidos por Raudkivi (1963) usando microformas a manera de rizos
Figura 4.46 Relación entre la configuración de las microformas y la superficie del agua
Figura 4.47 a) Un rizo típico o duna; b) Frontera inferior y región de flujo
Figura 4.48 Esquema del sistema de vórtices en un lecho con rizos
Figura 4.49 Rizos y transporte de la carga de fondo
Figura 4.50 Datos experimentales de h/λ contra θ/θ_c para $R_e < 10$ y $Y_0/d > 400$
Figura 4.51 Valores de λ/d contra y_0/d teniendo a R_{e^*} como parámetro, según Yalin.....
Figura 4.52 Datos experimentales de h/λ contra θ/θ_c para $Re^* > 32$ y $Y_0/d > 100$
Figura 4.53 Sectores correspondientes a rizos y dunas en el diagrama de Shields
Figura 4.54 Variación de la longitud de onda con el número de Froude
Figura 4.55 Esquema correspondiente al modelo de Exner (1925).....
Figura 4.56 Microformas en un cauce de ancho constante de acuerdo con la ecuación 4.245
Figura 4.57 Sección longitudinal a lo largo de una duna real.....
Figura 4.58 Microformas en un cauce de ancho variable según las ecuaciones 4.249 y 4.250
Figura 4.59 Esquema de cálculo de microformas
Figura 4.60 Formas cinemáticamente admisibles de rizos y dunas.....

- Figura 4.61 Esquema para la definición de la ecuación de continuidad
- Figura 4.62 a) Velocidad específica en la frontera mi.....
- Figura 4.63 Efecto de la inclinación de las microformas en la velocidad adimensional que actúa a lo largo de la superficie
- Figura 4.64 Relación entre la profundidad del flujo, la velocidad de las microformas y el transporte de sedimentos.....
- Figura 4.65a Parámetros de caracterización de las microformas.....
- Figura 4.65b Longitud relativa de onda en función del número de Froude
- Figura 4.66a Criterios utilizados para definir las microformas.....
- Figura 4.66b Criterio de Garde y Albertson, 1959
- Figura 4.67 Número de Froude contra el diámetro de las partículas como criterio para identificar las microformas.....
- Figura 4.68 Número de Froude contra el número de Reynolds relativo a la celeridad de las microformas
- Figura 4.69 Relación de Fr contra $\theta/\vartheta\sigma\sigma$ con C_B y $\Delta H/\lambda$ como parámetros
- Figura 4.70 Comparación entre regiones de microformas calculadas y observadas.....
- Figura 4.71 Relación de las microformas con la potencia de la corriente y el diámetro medio de caída de los sedimentos del lecho.....
- Figura 4.73 Relación entre las microformas, la potencia de la corriente y la velocidad del flujo.....
- Figura 4.74 Viscosidad cinemática aparente en dispersiones de bentonita en agua
- Figura 4.75 Variación de la velocidad de caída en diferentes mezclas de arena en función del contenido de bentonita y de la temperatura
- Figura 4.76 Variación del factor de fricción f con la velocidad para dos secciones del río Grande en Nuevo México.....
- Figura 4.77 Variación de la pendiente, la velocidad cortante en el fondo y del factor de fricción en el lecho en una canaleta de laboratorio de profundidad constante igual a 26,7 cm.....
- Figura 4.78 Variación del esfuerzo cortante sobre el contorno τ'' y del factor de fricción f con la velocidad media del flujo U sobre un lecho de arena fina.....
- Figura 4.79 Relación entre el factor de fricción, la velocidad media del flujo y la profundidad en un lecho aluvial.....
- Figura 4.80 Variación del radio hidráulico, la pendiente, el factor de fricción y el tamaño del material del lecho en función del caudal en el río Grande cerca de Bernalillo, Nuevo México
- Figura 4.81 Resistencia en un cauce aluvial en función de la función de transporte
- Figura 4.82a Variación de la resistencia hidráulica de las microformas en lechos de arena
- Figura 4.82b Relación entre el coeficiente de rugosidad y la potencia de la corriente en las diferentes microformas del lecho en ríos aluviales (Chang, 1984) a cambio de: Relación entre el coeficiente de rugosidad y las microformas del lecho en ríos aluviales(Chang, 1984).....
- Figura 4.83 Curvas de frenado (Manual de diseño de canales para conservación de agua y suelo, 1954), unidades inglesas

- Figura 4.84 Perfil típico de velocidades
- Figura 4.85 Valores del parámetro $[(MEI\gamma YnS)]^{1/4}$ en función de la deflexión k/h
- Figura 4.86 Factor de fricción en función de la rugosidad relativa
- Figura 4.87 Comparación entre curvas de frenado
- Figura 4.88 Efecto de la pendiente en la resistencia hidráulica.....
- Figura 4.89 Curvas de frenado para pasto Sudan (Ree y Crow, 1977) unidades inglesas
- Figura 4.90 Efecto de la concentración de sedimentos en suspensión en las pérdidas de carga para tuberías.....
- Figura 4.91 Variación del esfuerzo cortante τ_0 en función de la concentración total C_T en partes por millón
- Figura 4.92 Variación de la altura de las dunas en función de la velocidad media de flujos con diferentes concentraciones.....
- Figura 4.93 Variación de la inclinación de las dunas en función de la velocidad media y de la concentración del flujo
- Figura 4.94 Variación del coeficiente de asimetría de las dunas en función de la velocidad del flujo y de la concentración
- Figura 4.95 Velocidad de movimiento de las dunas en función de la concentración del flujo con un caudal constante
- Figura 4.96 Pérdidas de carga en función de la concentración del flujo con un caudal constante.....
- Figura 4.97 Pérdidas de carga en función de la velocidad de flujos con diferentes concentraciones
- Figura 4.98 Carga de sedimentos de fondo en función de la concentración con caudal constante.....
- Figura 4.99 Carga de sedimentos de fondo en función de la concentración del flujo para A-constante.....
- Figura 4.100 Variación del coeficiente de rugosidad de Manning (n) en función de la concentración del flujo.....
- Figura 4.101 Coeficiente de rugosidad relativo (estandarizado) de un flujo con agua turbia respecto a un flujo con agua limpia en términos U/U_0
- Figura 4.102 Relaciones entre χ , R_e y F_r para diferentes concentraciones de sedimentos
- Figura 4.103 Déficit del perfil de velocidades en un flujo con partículas neutrales en suspensión con concentraciones $C0$ desde cero hasta 26,6%
- Figura 4.104 Relaciones entre Δ / HJ y Fr
- Figura 4.105 Datos experimentales de Sentürk.....
- Figura 4.106 Velocidad normalizada
- Figura 4.107 Presentación esquemática de los componentes del esfuerzo cortante.....
- Figura 4.108 Relación experimental de la distorsión interna de resistencia τ_i respecto a la resistencia por textura τ_{tf} y el número de Froude al cuadrado entre la relación ancho sobre radio de curvatura
- Figura 4.109 Características generales del flujo con diferentes valores de B/R_C
- Figura 4.109 Características generales del flujo con diferentes valores de B/RC
- Figura 4.110 Plano de la superficie del agua en un cauce sinusoidal con números de Froude superiores a la condición de umbral.

- Figura 4.111 Subdivisión del cauce principal para el cálculo del coeficiente de rugosidad compuesto (equivalente)
- Figura 4.112 Fricción producida por las microformas según Alam y Kennedy, (1969)
- Figura 4.113 Resistencia a las formaciones de fondo según Einstein y Barbarossa (1952)
- Figura 4.114 Ajuste al valor ΔRS usado por Richardson y Simons
- Figura 4.115 Relación entre el coeficiente C^* y el esfuerzo cortante sobre el lecho τ_0
- Figura 4.116 Relación de resistencia de Acaroglu para flujos de superficie libre.....
- Figura 4.117 Factor de corrección a la distribución logarítmica de velocidad
- Figura 4.118 Factor de fricción en función de R/f para cauces lisos y conductos para usar en los cálculos de corrección de los taludes laterales
- Figura 4.119 Resistencia al flujo
- Figura 4.120 Relación entre la potencia unitaria del flujo y la profundidad con una arena de 0,19 mm en una canaleta de laboratorio.....
- Figura 4.121 Tendencias en la variación del factor de fricción en flujos divergentes y convergentes
- Figura 4.122 Comparación entre los valores observados y los calculados de las relaciones profundidad - velocidad en el río Republicano
- Figura 4.123 Comparación entre los valores observados y los calculados de las relaciones profundidad - velocidad en el río Colorado
- Figura 4.124 Comparación entre los valores observados y los calculados de las relaciones profundidad - velocidad en el río Middle Loup
- Figura 4.125 Comparación entre los valores observados y los calculados de las relaciones profundidad - velocidad en el río Niobrasa
- Figura 4.126 Sección transversal aforos Río Sumapaz - Estación El Limonar
- Figura 4.127 Sección transversal aforos Río Negro - Estación Guadero.....
- Figura 4.128 Sección transversal aforos Río Bogotá - Estación La Campiña
- Figura 4.129 Sección transversal aforos Río Guamo- Estación Lumbi
- Figura 4.130 Sección transversal aforos Río Tunjuelito- Estación Puente Bosa
- Figura 4.131 Sección transversal aforos Río Bogotá- Estación Puente Portillo
- Figura 4.132 Sección transversal aforos Río Sabandija - Estación Puente San Francisco
- Figura 4.133 Sección transversal aforos Río Subia - Estación Silvania
- Figura 4.134 Variaciones del valor de n con el nivel medio o la profundidad
- Figura 4.135 Curva de calibración del río Bogotá en la estación Puente Portillo
- Figura 4.136 Variación del factor hidráulico del río Bogotá en la estación Puente Portillo.....
- Figura 4.137 Variación del área en la sección transversal del río Bogotá en la estación Puente Portillo
- Figura 4.138 Variación de la velocidad del flujo del río Bogotá en la estación Puente Portillo
- Figura 4.139 Variación del factor geométrico en la sección transversal del río Bogotá en la estación Puente Portillo
- Figura 4.140 Alternativas de regulación de un río de piedemonte en los sitios de desarrollo esperado de ondas estacionarias
- Figura 4.141 Gráfica de niveles de la superficie del agua, en las secciones bajo puentes en ríos de piedemonte,para crecientes en periodos de retorno de 100 años

con las siguientes luces del puente.....
Figura 4.142 Esfuerzos normales y tangenciales actuantes en un volumen elemental
Figura 4.143 Volumen elemental de un líquido
Figura 4.144 Sistema de coordenadas ortogonales curvas en un plano
Figura 4.146 Comparación de los valores de los factores iniciales y de los esfuerzos normales turbulentos según mediciones en un tanque de captación
Figura 4.148 Distribución de velocidades en el cauce del río Riona y valores calculados de αy en diferentes verticales
Figura 4.149 Distribución característica de velocidades de corrientes causadas por el viento en un lago.....
Figura 4.150 Distribución del gradiente transversal adimensional de la velocidad longitudinal en la sección transversal de un cauce rectangular
Figura 4.151 Distribución de la viscosidad turbulenta en la profundidad de un cauce aluvial. El valor v_T en la gráfica está dado en términos de yU_{∞}
Figura 4.153 Variación de la velocidad U_1 en el cauce del río para diferentes períodos en que se promedia ($U = 1,28 \text{ m/s}$, $y = 2,0$; $B = 1,00 \text{ m}$).....
Figura 4.154 Esquema de una corriente elemental del flujo en planta.....
Figura 4.155 Valores Q/Q_{∞} para cauces parabólicos en función de $\beta = B/y$
Figura 4.156 Valores Q/Q_{∞} para cauces trapezoidales en función de $\beta = B/y$ y m
Figura 4.157 Esquema para el cálculo de un cauce trapezoidal
Figura 4.158 Gráfica para el cálculo de la velocidad media en profundidad en coordenadas adimensionales para cauces trapezoidales con diferentes inclinaciones de los taludes m y ancho relativo $\beta = b/y$
Figura 4.159 Valores de los parámetros $k\Phi$ y a en función de β y m para cauces trapezoidales
Figura 4.160 Comparación de la velocidad de cálculo U en una de las secciones del río Tom(línea continua) con los datos reales (puntos)
Figura 4.161 Comparación de los valores del cálculo de la velocidad U con los datos reales para un canal trapezoidal
Figura 4.162 Esquema para determinar las condiciones de frontera del flujo en las paredes de un cauce rectangular
Figura 4.163 Valores del parámetro $a = f(\Theta\delta, d)$
Figura 4.164 Valores $d \geq = f(\beta, y_0)$
Figura 4.165 Distribución de la velocidad media adimensional Θ en la vertical a lo ancho de un cauce rectangular con diferentes parámetros del flujo
Figura 4.166 Comparación del perfil de velocidades medias de cálculo en la profundidad del flujo con el perfil real
Figura 4.167 Esquema de flujo en un sistema de coordenadas curvo
Figura 4.168 Esquema de coordenadas planas sin formadas por un eje dinámico curvo defluyos ss y las normales nn a él.Os - centro de curvatura de la línea ss
Figura 4.169 Ubicación del flujo en planta en coordenadas curvas Sn
Figura 4.170 Determinación del incremento dsn en un sistema de coordenadas curvas, paralelas a la línea SS

- Figura 4.171 Esquema para determinar las condiciones de frontera en la sección inicial
1-1 del tramo de cálculo 1-2.....
- Figura 4.172 Esquema para determinar las condiciones de frontera en el borde del agua
- Figura 4.173 Esquema para determinar las condiciones de frontera en orillas de
pendiente suave.....
- Figura 4.174 Esquema para el cálculo de un cauce de ancho variable : a) Flujo en planta
en coordenadas Sn.b) Flujo en planta - semifranja de ancho constante en
coordenadas S, η
- Figura 4.175 Determinación de la cota media de la superficie del agua en la sección
transversal del cauce
- Figura 4.176 Resultados del cálculo del flujo en planta en el tramo del río Desna y comparación
con los datos de mediciones reales hechas por Rosovski (1957).....
- Figura 4.177 Esquema de construcción del perfil del cauce como conjunto de
coordenadas de los puntos ni, zi.....
- Figura 4.178 Resultados del cálculo del flujo en planta en el tramo del río Tom
Perfil de cálculo U.....
- Figura 4.179 Resultados del cálculo del flujo en planta de una curva del río Lulia -
Yoki comparados con los resultados de mediciones en campo
- Figura 4.180 Resultados del cálculo del flujo en planta y distribución de la concentración de
la mezcla tras la dispersión en el río. a-b Salidas de dispersión
- Figura 4.181 Cálculo de la circulación transversal de un cauce rectangular.....
- Figura 4.182 Cálculo de la circulación transversal de un cauce ancho
- Figura 4.183 Transformación de un cauce de forma arbitraria en coordenadas físicas snz a
un campo de forma rectangular en coordenadas s, η , ξ
- Figura 4.184 Esquema de la división de la sección transversal de un cauce en verticales y puntos
de cálculo en la solución de las ecuaciones de la circulación
- Figura 4.185 Cálculo de la distribución de velocidades en planta de una curva de un
cauce rectangular y comparación con los resultados de los experimentos
de Rozovski.....
- 5.1 Alternativas de ubicación de un cruce a través de un río de llanura.....
- 5.2 Ubicación del cruce de un puente en presencia de barras laterales
- 5.3 Alternativas para ubicar un cruce a través de un río con meandros confinados.....
- 5.4 Cruce de un río en un meandro incipiente.....
- 5.5 Selección del sitio del puente en un río divagante con trenzamiento del cauce
- 5.6 Factores hidráulicos de localización y de diseño que afectan la estabilidad
de un cauce
- 5.7 Perfiles de la superficie del agua a través de las luces de los puentes
- 5.8 Efectos del remanso del agua asociado con los tres tipos de cauces
- 5.9 Diferentes perfiles de una vía, asociados a puentes
- Figura 6.1 a) Definición del esfuerzo cortante crítico usando una relación para el transporte
de sedimentos (Johnson, 1943)
- Figura 6.3 Comparación de datos de Estados Unidos y la Unión Soviética sobre velocidades
de umbral para suelos granulares

- Figura 6.4 Condiciones de umbral en función del número de partículas en movimiento según Graf y Pazis (1977)
- Figura 6.5 Intersección de la trayectoria del proceso aleatorio $P(t)$ con el nivel crítico G .
- Figura 6.6 Relación entre las características de amplitud de pulsaciones de las velocidades de fondo U_{fondo} máx y U_{fondo} m y las velocidades de umbral reales U_{umbral} H y U_{umbral} C para dos estados límites de la estabilidad de partículas de un suelo granular en el fondo del cauce
- Figura 6.7 Relación: $K_{\text{OTM}} = f(y_{\text{perm}} / d95)$ para diferentes valores K_0 en suelos granulares gradados
- Figura 6.8 Relación entre la velocidad de umbral de fondo para suelos granulares gradados ($V_{\Delta H \text{fondo}}$) y la misma velocidad para suelos granulares uniformes ($V_{\Delta H \text{fondo}}$) con el mismo diámetro por mediode las partículas d en función de la relación $H/d95$ para $y_{\text{perm}}^2 0,05$ y con diferentes valores de K_0
- Figura 6.9 Diagrama de flujo para el cálculo de velocidades de umbral en suelos granulares.....
- Figura 6.10 Comparación entre los valores calculados y experimentales de las velocidades extremas no erosivas en socavacion de suelos granulares no uniformes
- Figura 6.11 Curvas granulométricas de los sedimentos granulares del ejemplo de cálculo
- Figura 6.12 Esquema de deslizamiento y giro de las partículas bajo la acción del flujo
- Figura 6.13 Esquema para determinar los parámetros de las trayectorias de las partículas transportadas por el flujo
- Figura 6.14 Representación gráfica de la relación $q_{\text{fondo}}/\rho_{\text{OTAL}} \cdot d \cdot V_{\Delta H \text{fondo}} = \varphi(U_{\text{fondo}}/V_{\Delta H \text{perm}})$ para el cálculo de la carga de sedimentos de fondo uniforme comparada con datos de laboratorio y de campo
- Figura 6.15 Variación del valor CH en función del diámetro de las partículas
- Figura 6.16 Esquema de la acción dinámica (fuerzas) del flujo sobre una partícula (1) de un suelo granular
- Figura 6.17 Variación del coeficiente de sobrecarga en función del diámetro de las partículas....
- Figura 6.18 Variación de las velocidades de umbral medias y de fondo en función del diámetro de las partículas y de la profundidad del flujo
- Figura 6.19 Comparación de las velocidades de umbral para profundidad de 1 m, calculadas con la fórmula de Mirtsjulava y de otros autores con datos experimentales
- Figura 6.20 Oscilaciones de la función aleatoria.....
- Figura 6.21 Capa superficial gruesa de un suelo granular gradado después de terminar el proceso de acorazamiento natural.....
- Figura 6.22 Granulometrías de la capa superficial de un suelo granular gradado antes y después de la socavación según datos de las pruebas de la segunda serie
- Figura 6.23 Relación entre las velocidades de umbral del flujo para partículas individuales de un suelo granular uniforme y de uno gradado
- Figura 6.24 Influencia de la gradación del suelo en la estabilidad de fracciones individuales
- Figura 6.25 Aumento de tamaño de la capa superficial de un suelo granular durante la socavación en función de la gradación y de la profundidad del flujo
- Figura 6.26 Confrontación de granulometrías experimentales y teóricas con la fórmula 6.274 de la capa superficial de sedimento aumentada de tamaño

- Figura 6.27 Relación entre el diámetro medio medido y el pronosticado en una coraza.....
Figura 6.28 Relación entre el valor d_{30} medido y pronosticado.....
Figura 6.29 Relación entre el valor d_{84} medido y pronosticado
Figura 6.30 Esfuerzos cortante críticos (para $G^*c_2 = 5 \times 10^{-4}$)
en función del área específica de la coraza.....
Figura 6.31 Esfuerzo cortante crítico (para $G^*c_2 = 5 \times 10^{-4}$) en función de la relación entre
el diámetro de las partículas, el área específica de la coraza y el número de
Reynolds de grano
- Figura 6.32 Esfuerzo cortante crítico para materiales granulares (Chen y Cotton, 1988)
- Figura 6.33 Factor de corrección de la velocidad de umbral en suelos cohesivos y granulares
según la profundidad del flujo
- Figura 6.34 Revisión del factor de corrección realizado por Mahrotra Subhash C.....
- Figura 6.35 Velocidades de umbral para sedimentos de cuarzo en función del diámetro mediano
(ASCE Task Committee, 1967)
- Figura 6.36 Variación de la velocidad de umbral en función del diámetro de las partículas
según Bagnold
- Figura 6.37 Diagrama de Shields para la iniciación del movimiento
- Figura 6.38 Diagrama de Shields (1936) presentado por Rouse en 1939
- Figura 6.39 Diagrama de Shields publicado por Yalin y Karahan (1979)
- Figura 6.40 Movimiento turbulento liso (izquierda) y rugoso (derecha)
- Figura 6.41 Diagrama de Shields extendido con los datos de Mantz para diámetros
pequeños (Storm et al., 1990).
- Figura 6.42 Diagrama de Shields para definir el inicio del transporte de sedimentos en el fondo
de un cauce con material granular y de diámetro aproximadamente uniforme
- Figura 6.43 Valores aproximados del esfuerzo cortante crítico
- Figura 6.44 Resultados de las mediciones de Strauss ploteadas en el diagrama de Shields
- Figura 6.45 Diagrama de Shields modificado para determinar directamente el esfuerzo
cortante crítico
- Figura 6.46 Diagrama de Shields modificado por la Sociedad Americana de Ingenieros.....
Civiles en 1966 para leer directamente el valor del esfuerzo cortante crítico
- Figura 6.47 Diagrama de Shields (1936) y ecuación propuesta por Maza θ_c en función $d \geq$
- Figura 6.48 Relación de transporte adimensional $q_* \leq 1022$ y movimiento independiente
de Shields
- Figura 6.49 Parámetro a en la ecuación de distribución de velocidades.....
- Figura 6.50 Diagrama de Shields modificado por Gessler (1971)
- Figura 6.51 Esfuerzo cortante crítico graficado por Aguirre (1974) de la información
experimental de Shields
- Figura 6.52 Relación de Shields modificada, Aksoy (1973).....
- Figura 6.53 Relación de Shields según Aksoy (1973) para material de fondo natural y agua a
 20°C
- Figura 6.54 Diagrama de fuerzas sobre una partícula de sedimentos del fondo de un cauce.....
- Figura 6.55 Relación entre la velocidad crítica de umbral adimensional y el número de
Reynolds de la velocidad cortante

- Figura 6.56 Esfuerzo cortante crítico en función del diámetro de los granos,
según Schoklitsch (1950).....
- Figura 6.57 Diagrama de Lane (1953)
- Figura 6.58 Esfuerzo cortante crítico en función del diámetro de los granos,
según Leliavski (1955).....
- Figura 6.59 Esfuerzo cortante crítico en función de las características de las arenas
(Tiffany et al., 1935).....
- Figura 6.60 Esfuerzo cortante crítico, según el USBR y datos de la URSS (tomado de
Open Channel Hydraulics de V.T. Chow)
- Figura 6.61 Esfuerzo cortante crítico en función del diámetro de las partículas.
Comparación de Chien, 1954
- Figura 6.62 Esfuerzo cortante crítico en función del diámetro mediano
de los sedimentos.....
- Figura 6.63 Esfuerzo cortante crítico en función del diámetro mediano
de los sedimentos.....
- Figura 6.64 Relación entre la velocidad de umbral y la rugosidad relativa
- Figura 6.65 Relación entre la velocidad de umbral pronosticada Uop, y la
velocidad media Uom
- Figura 6.66 Variación de la velocidad media de exceso con la granulometría
de los sedimentos.....
- Figura 6.67 Diagrama de Shields modificado y efecto de la desviación estándar de la
mezcla original usando d_{30} como diámetro representativo.....
- Figura 6.68 Probabilidad de que una partícula granular permanezca en reposo en función
del esfuerzo cortante crítico adimensional (Gessler, 1965).....
- Figura 6.69 Diagrama de Shields modificado - Govers (1987)
- Figura 6.70 Tipos de microestructuras de las arcillas.....
- Figura 6.71 Tipos de macroestructuras de los suelos arcillosos (según Zájarov S.A.) I. Cúbica
- Figura 6.72 Cajas metálicas para colocar las muestras
- Figura 6.73 Aspecto general de la caja metálica
- Figura 6.74 Caja metálica con la muestra de arcilla.....
- Figura 6.75 Resultados de las mediciones de las velocidades longitudinales en la canaleta
hidráulica
- Figura 6.76 Intensidad máxima de erosión.....
- Figura 6.77 Sucesión de los diferentes períodos de excavación
- Figura 6.78 Valores de las velocidades medias erosivas (para $y = 6$ cm) en función de las
fuerzas de cohesión establecidas de acuerdo con el método de Tsitóvich
- Figura 6.79 Valores de las velocidades medias erosivas (para $y = 6$ cm) en función de los
indicativos promediados de cohesión establecidos de acuerdo con el
método de Tsitóvich
- Figura 6.80 Valores de las velocidades erosivas (para $y = 6$ cm) en función de la relación
de vacíos del suelo
- Figura 6.81 Valores de las velocidades erosivas (para $y = 6$ cm) en función del contenido
porcentual de arcillas con diámetro menor de 0,05 mm (a) y
menor de 0,001 mm (b)

- Figura 6.82 Valores de las velocidades erosivas (para $y = 6$ cm) en función del límite superior de plasticidad (a) y del índice de plasticidad (b).....
Figura 6.83 Microfoto de una sección delgada de la muestra 205.....
Figura 6.84 Microfoto de una sección delgada de la muestra 205 con una composición en lajas.....
Figura 6.85 Superficie de socavación de la muestra 24, $V_p = 1,74$ m/s.....
Figura 6.86 Superficie de socavación de una arcilla carbonatada.....
Figura 6.87 Perfil de la superficie de socavación de una arcilla carbonatada.....
Figura 6.88 Influencia de la variación de la temperatura en la capacidad de socavación de un flujo.....
Figura 6.89 Canaleta a presión.....
Figura 6.90 Relación $V\Delta H = f(y)$ para suelos granulares. Datos experimentales.....
Figura 6.91 Relación $V\Delta H = f(y)$ para sedimentos de diferentes fracciones obtenidas con la fórmula de Dou-Go Zhen.....
Figura 6.92 Relación $V\Delta H = f(y)$ para suelos cohesivos de estructura inalterada con diferentes fuerzas de cohesión.....
Figura 6.93 Relación $V\Delta H = f(y)$ para suelos cohesivos de estructura alterada con diferentes fuerzas de cohesión.....
Figura 6.94 Esquema de la acción dinámica (fuerzas) del flujo sobre el agregado de un suelo cohesivo.....
Figura 6.95 Curvas de velocidad de umbral en suelos cohesivos de autores soviéticos.....
Figura 6.96 Velocidades de umbral para suelos cohesivos en función de la cohesión con diferentes profundidades del flujo según Mirtsjulava Ts. E (1988).....
Figura 6.97 Esfuerzo cortante crítico en función de la relación de vacíos en suelos cohesivos según el U.S. Bureau of Reclamation.....
Figura 6.98 Esfuerzo cortante crítico en suelos cohesivos como una función del índice plástico (Chen y Cotton, 1988).....
Figura 6.99 Tendencias a la erosión en suelos finos cohesivos en relación con su plasticidad, según Gibbs (1962).....
Figura 6.100 Esfuerzo cortante crítico en función de la resistencia a la compresión inconfinada en muestras con 60% de arcilla.....
Figura 6.101 Esfuerzo cortante crítico en función de la resistencia al corte por el método de la veleta en muestras con el 60% de arcilla.....
Figura 6.102 Esfuerzo cortante crítico en función del índice de plasticidad.....
Figura 6.103 Esfuerzo cortante crítico en función del contenido de arcilla tipo A.....
Figura 6.104 Esfuerzo cortante crítico en función de la presión de consolidación para arcilla tipo A.....
Figura 6.105 Esfuerzo cortante crítico en función de la presión de consolidación para arcilla tipo B.....
Figura 6.106 Comparación entre los datos de Flaxman y Lane.....
Figura 6.107 Esquema para determinar los parámetros de la capa superficial de partículas en un suelo granular.....
Figura 6.108 Relación entre los parámetros p y k de las curvas granulométricas de suelos granulares.....

Figura 6.109 Esquema para el cálculo de las características granulométricas de los suelos granulares.....
Figura 6.110 Diagrama de flujo del algoritmo para el procesamiento de datos para el análisis granulométrico de un suelo granular.....
Figura 6.111 Distribución de las velocidades medias locales en la profundidad del flujo
Figura 6.112 Oscilograma de pulsaciones de las componentes de la velocidad instantánea del flujo en un cauce erosionable.....
Figura 6.113 Densidad de distribución de la componente longitudinal de la velocidad instantánea en un cauce erosionable.....
Figura 6.114 Fun U(T) de acuerdo con un procesamiento estadístico de los oscilogramas de pulsación de velocidad utilizando las ecuaciones 5.2.7 y 5.2.8.....
Figura 6.115 Estructura en vórtice de un cauce aluvial (Grishanin, 1979)
Figura 6.116 Densidad de distribución de las velocidades del flujo máximas según
Figura A7.1 Definición esquemática de un grupo de pilotes 3×4 (Amini y otros 2011)
Figura A7.1 Esquema de la pila
Figura A7.1 Diagrama de flujo para el cálculo de la variación de la sacavación a lo largo del tiempo
Figura A.9.1 Gráfico para la determinación del diámetro efectivo de una pila
Figura A9.2 Profundidad de socavación en equilibrio en una pila en función de la relación.....
Figura A9.3 Profundidad de socavación en equilibrio en una pila en función de la intensidad de la intensidad del flujo.....
Figura A9.4 Profundidad de socavación en equilibrio en una pila en función de la relación D^* / d_{50} para $y_1 / D^* > 3$; $U / U_0 = 1$
Figura A10.1 Diagrama de flujo para el cálculo de la variación a lo largo del tiempo de la profundidad de socavación en una pila cilíndrica no uniforme con una cimentación no expuesta.....
Figura A13.1 Ilustración de una columna apoyada sobre pilotes
Figura A13.2 Esquemas de pilas complejas. Casos
Figura A18.1 Pila con una ranura rectangular
Figura A18.2 Pila con un collar
Figura A18.3 Relación entre la profundidad de socavación de la ranura respecto a la profundidad de socavación de la pila ($\alpha \leq 0$).....
Figura A18.4 Relación entre la profundidad de socavación de la ranura respecto a la profundidad de socavación de la pila ($\alpha \neq 0$)
Figura A19.1 Definición de los grupos de pilotes de cimentación
Figura A19.2 Factor de espaciamiento
Figura A19.3 Esquema que define el ancho del conjunto de pilotes como una sola pila individual.....
Figura A19.4 Esquema que define el ancho del conjunto de pilotes como una sola pila individual.....
Figura A19.5 Esquema que define el ancho del conjunto de pilotes como una sola pila individual
Figura A19.6 Definición de los tipos de cimentación

Figura A19.7 Factor de corrección debido al bloque de cimentación
Figura A22.1 Análisis hecho por los autores para demostrar la influencia de la altura de la cimentación.....
Figura A23.1 Análisis hecho por los autores para mostrar la relación entre la profundidad de socavación y el ancho superior de la fosa de socavación
Figura A25.1 Cálculo del factor U_{0a}^* y U_{0a}^*
Figura A25.2 Cálculo de K_{yD}
Figura A25.3 Cálculo K_d
Figura A25.4 Cálculo de ángulo de ataque
Figura A26.1 Diagrama de la configuración de la pila compuesta por dos cilindros y sus respectivas variables.....
Figura A26.2 Diagrama para el desarrollo del método por medio del procedimiento gráfico.....
Figura A28.1 Calculo de $K\alpha$ ángulo de ataque
Figura A38.1 Diagrama para identificar las variables.....
Figura A42.1 Diagrama para identificar las variables.....
Figura A44.1 Factor K_{fp} que depende de la forma de la nariz de la pila
Figura. A44.2 Factor de corrección según al ángulo de ataque del flujo con respecto a la pila
Figura A45.1 Factor K_{fp} que depende de la forma de la nariz de la pila
Figura A45.2 Forma gráfica de la metodología Factor profundidad de flujo con respecto al ancho de la pila K_{yD}
Figura A45.3 Forma gráfica de la metodología para determinar el factor basado en el ángulo de ataque del flujo $K\alpha$
Figura B1.1 Gráfico para la determinación del diámetro efectivo de una pila.....
Figura B1.2 Profundidad de socavación en equilibrio en una pila en función de la relación $y_1/D^*(U/U_0 = 1 ; D^*/d_{50} = 46)$
Figura B1.3 Profundidad de socavación en equilibrio en una pila en función de la intensidad del flujo U/U_0 (para $y_1 / D^* > 3$) y para valores constantes de D^* / d_{50}
Figura B1.4 Profundidad de socavación en equilibrio en una pila en función de la relación D^* / d_{50} para $y_1 / D^* > 3; U/U_0 = 1$
Figura B4.1 Modelo utilizado para el ajuste y descripción de las variables utilizadas
Figura B.6.1 Profundidades de socavación bajo diferentes parámetros.....
Figura B7.1 Variables consideradas en la metodología
Figura B8.1 Esquema del disco de protección
Figura B8.2 Profundidad de socavación Vs Profundidad del disco
Figura B8.3 Máxima profundidad de socavación aguas abajo del disco de protección
Figura B10.1 Caso I. Socavación de pilas sobre un lecho acorazado.....
Figura B10.2 Caso II. Socavación de pilas sobre un lecho acorazado
Figura B10.3 Caso III. Socavación de pilas sobre un lecho acorazado.....
Figura B10.4 Caso IV. Socavación de pilas sobre un lecho acorazado
Figura B11.1 Factor de corrección a la distribución logarítmica de velocidad.....
Figura B13.1 Solución gráfica del método de Bonasoundas.....
Figura B16.1 Definición del valor “r” en el método de Laursen
Figura B16.2 Factor K_{fp} que depende de la forma de la nariz de la pila.....

Figura B16.3 Factor de corrección según al ángulo de ataque del flujo con respecto a la pila
Figura C3.1 CASO I Método de Melville & Coleman
Figura C3.2 CASO II Método de Melville & Coleman.....
Figura C3.3 CASO III Método de Melville & Coleman
Figura C3.4 CASO IV Método de Melville & Coleman
Figura C3.5 CASO V (Grupos de pilotes por encima del nivel de agua) Método de Melville & Coleman.....
Figura C3.6 Desechos o basuras flotantes Método de Melville & Coleman.....
Figura C4.1 Valor de (S_i) según la distribución de las pilas
Figura C5.1 Formas de pilas.....
Figura C5.1 Formas de pilas.....
Figura C6.2 Esquema para el factor de corrección por residuos flotantes.....
Figura C6.3 Esquema para el factor de corrección por columnas múltiples desalineadas con el flujo
Figura C6.4 Descripción de las componentes para pilas complejas
Figura C6.5 Determinación del factor K_{hp}
Figura C6.6 Determinación del factor D_f^*
Figura C6.7 Descripción de las variables de velocidad y profundidad cuando el bloque de cimentación está expuesto al flujo
Figura C6.8 Ancho de la pila equivalente al grupo de pilotes de cimentación para el caso en el que el grupo de pilotes de cimentación está alineado con el flujo
Figura C6.9 Ancho efectivo de la pila equivalente al grupo de pilotes de cimentación para el caso en el que el grupo de pilotes de cimentación no está alineado con el flujo.....
Figura C6.10 Factor de espaciamiento K_s
Figura C6.11 Factor de ajuste por el número de filas alineadas con el flujo K_m
Figura C6.12 Factor basado en la altura del grupo de pilotes que sobre sale del lecho K_s
Figura C6.13 Dimensiones idealizadas de acumulaciones triangulares de basura.....
Figura C8.1 Factor de corrección por ángulo de ataque
Figura C15.1 Esquema de socavación en una pila
Figura C16.1 Probabilidad de falla como función del factor de seguridad, método de Johnson.....
Figura C17.1 Máxima profundidad de socavación en función de la velocidad del flujo U_1
Figura C17.2 Máxima profundidad de socavación en función de la relación entre velocidades.....
Figura C17.3 Máxima profundidad de socavación en una pila cilíndrica con sedimentos uniformes en función de la relación entre velocidades
Figura C18.1 Dimensiones de los experimentos para los grupos de pilas.....
Figura C18.2 Diámetros efectivos de la pila, bloque de cimentación de pila y grupo de pilotes de cimentación
Figura C19.1 Calculo de K_α en función del ángulo de ataque.....
Figura C20.1 Factores de corrección del coeficiente de forma para pilas inclinadas en la dirección vertical, método de Neill
Figura C22.1 Factor de incidencia del ángulo de ataque del flujo
Figura C23.1 Pila rectangular

- Figura C23.2 Cálculo de la socavación para pilas rectangulares.....
Figura C23.3 Pila circular.....
Figura C23.4 Cálculo de la socavación para pilas circulares.....
Figura C23.5 Pilas con nariz redondeada.....
Figura C23.6 Cálculo de la socavación par pilas con nariz redonda
- Figura C24.1 Factor de incidencia del ángulo de ataque del flujo
- Figura 7.1 Tipos de socavación que pueden ocurrir bajo un puente
- Figura 7.2 Clasificación internacional de los tipos de socavación
- Figura 7.3 Datos de laboratorio, sobre la máxima profundidad (en promedio) de socavación
en pilas cilíndricas
- Figura 7.4 Datos de laboratorio para la profundidad promedio de socavación local en
pilas cilíndricas en aguas relativamente profundas.....
- Figura 7.5 Evolución de la socavación en pilas con sedimentos uniformes y con
sedimentos gradados.....
- Figura 7.6 Factores geomórficos que afectan la estabilidad de las corrientes
(adaptado por Brice y Blodgett).....
- Figura 7.7 Secuencia típica de desarrollo de los meandros
- Figura 7.8 Interrelación entre el tipo de cauce, factores hidráulicos y sedimentarios y
la estabilidad relativa (Shen y otros, 1981)
- Figura 7.9 Fallas típicas de orillas en ríos.....
- Figura 7.10 Variación de las condiciones hidrológicas y del tipo de cauce como resultado
de la regulación del flujo con un embalse.....
- Figura 7.11 Interrelación entre la forma del río y la pendiente (Richardson et al., 1990)
- Figura 7.12 a. Interrelación entre la forma del cauce, la pendiente longitudinal y el
caudal medio (Lane, 1957); b. Balance de lane
- Figura 7.13. Redistribución promedio de la socavación de acuerdo a Neil (1973)
- Figura 7.14 Profundidad máxima del flujo en función de la severidad de
la curva (Lacey, 1930).....
- Figura 7.15 Perfiles del cauce de umbral y del cauce según la función coseno para la misma
pendiente y el mismo sedimento del lecho (Vigilar y Diplas, 1997).....
- Figura 7.16 Variación de la vaguada (Talweg) en un canal “recto”
- Figura 7.17 Predicción de la profundidad máxima del flujo en una curva, y_{bs} , basada en
la expresión 7.53 con un factor de seguridad de uno.....
- Figura 7.18 Río con curvas irregulares.....
- Figura 7.19 Cruce de un puente sobre un río con cauceque divaga
- Figura 7.20 Predicción de la máxima profundidad del flujo en una confluencia.....
- Figura 7.21 Desarrollo típico de la socavación local en una pila cilíndrica
con lecho activo (Lauchlan, 1999).....
- Figura 7.22 Aparición de microformas en función de la potencia de la corriente y del
diámetro medio de los sedimentos (Simons y Richardson, 1966)
- Figura 7.23 Clasificación de las microformas en términos de parámetros adimensionales
del flujo y de los sedimentos.(Van Rijn, 1984).....
- Figura 7.24 Tasa media de migración de las curvas en función del ancho del cauce
para los distintos tipos de flujo (Brice, 1982).....

- Figura 7.25 Tasa de migración lateral en función de la curvatura del cauce, de la altura de la orilla externa, del poder de la corriente y del coeficiente de resistencia a la migración lateral (Hickin y Nanson, 1984).....
- Figura 7.26 Coeficiente de resistencia a la erosión lateral en función de la textura de los sedimentos en la orilla externa Hickin y Nanson, 1984).....
- Figura 7.27 Cambio en el ancho del cauce respecto a la variación de su profundidad durante los ajustes del río (Simons, 1995)
- Figura 7.28 Esquema para el cálculo de la distribución de los caudales unitarios y de la profundidad de socavación a lo ancho del cauce
- Figura 7.29 Diagrama de flujo para el cálculo de la socavación máxima en tramos cortos de un cauce
- Figura 7.30 Diagrama de flujo del algoritmo de procesamiento de los datos del análisis granulométrico de un suelo granular.....
- Figura 7.31 Comparación de los valores de cálculo y valores medidos de las velocidades de umbral durante la socavación de suelos granulares gradados.....
- Figura 7.32 Esquema para el cálculo de la socavación general
- Figura 7.33 Diagrama de flujo del algoritmo de cálculo de las características hidráulicas y de las curvas de remanso (Perfil del agua) con flujo permanente e impermanente
- Figura 7.34 Diagrama de flujo del algoritmo de cálculo de la deformación del cauce en un solo intervalo de tiempo
- Figura 7.35 Diagrama de flujo del algoritmo de cálculo de la socavación general de un cauce con suelos granulares y cohesivos.....
- Figura 7.36 Sistema de coordenadas curvas, paralelas al eje dinámico del flujo
- Figura 7.37 Esquemas para el cálculo de las características hidráulicas del flujo
- Figura 7.38 Diagrama de flujo para el cálculo de las características hidráulicas medias de un flujo gradualmente variado
- Figura 7.39 Diagrama de flujo para el cálculo de las características hidráulicas de un flujo uniforme (aguas someras)
- Figura 7.40 Diagrama de flujo para el cálculo de las características hidráulicas con régimen permanente, gradualmente variado (problema planar: agua somera)
- Figura 7.41 Esquema para el cálculo de la deformación del cauce
- Figura 7.42 Diagrama de flujo del algoritmo de cálculo
- Figura 7.43 Diagrama de flujo general para el cálculo de la socavación en cauces con suelos granulares y cohesivos
- Figura 7.44 Curvas granulométricas de suelos erosionables
- Figura 7.46 Profundidad de socavación relativa de suelos granulares gradados en función del tiempo
- Figura 7.47 Perfiles longitudinales de un cauce de laboratorio antes y después de la socavación según datos de los ensayos de la segunda serie
- Figura 7.49 Socavación en un cauce de laboratorio según ensayos hidráulicos y según cálculos
- Figura 7.50 Distribución de la socavación máxima a lo ancho de un cauce en el río Volga. 1. Perfil real del fondo después de la socavación
- Figura 7.51 Tendencia de la relación profundidad a caudal por unidad de ancho.....

- Figura 7.52 Relación entre profundidad máxima y q_{\max} en el río Cauca y en el río Magdalena.....
Figura 7.53 Gráfico de q_{\max} contra Q/T
Figura 7.54 Relación entre Fr , \max y Fr_{prom}
Figura 7.55 Socavación en un puente
Figura 7.56 Tipo a 1 de contracción asociada a un puente.....
Figura 7.57 Tipo a 2 de contracción asociada a un puente.....
Figura 7.58 Tipo a 3 de contracción asociada a un puente.....
Figura 7.59 Tipo 2 de contracción asociada a un puente.....
Figura 7.60 Tipo 2 de contracción asociada a un puente.....
Figura 7.61 Tipo 3 de contracción asociada a un puente.....
Figura 7.62 Tipo 4 de contracción asociada a un puente.....
Figura 7.63 Perfiles longitudinales
Figura 7.64 Variación con el tiempo de los siguientes factores (durante 251 horas)
Figura 7.65 Valores de los siguientes parámetros en función del tiempo.....
Figura 7.66 Variación de los siguientes factores a lo largo de la creciente.....
Figura 7.67 Profundidad de socavación en función de la duración de la creciente
Figura 7.68 Esquema de socavación general o por contracción en un puente.....
Figura 7.69 Esquema de socavación general o por contracción en un puente cuya luz incluye a la banca.....
Figura 7.70 Esquema para el cálculo de la socavación
Figura 7.71 Longitud de propagación de la socavación observada en función de la calculada
Figura 7.72 Perfil real después de la socavación, 2. El mismo pero esquematizado, 3. Perfil antes de la socavación
Figura 7.73 Longitud de propagación de la socavación observada en función de la calculada
Figura 7.74 Relación de los coeficientes de forma de las secciones transversales antes y después de la socavación de varios puentes
Figura 7.75 Características del cruce en el puente
Figura 7.76 Valor de la socavación de tres secciones transversales para una creciente de diseño P en función del valor remanente P_o
Figura 7.77 Niveles máximos observados y cotas medidas del fondo en cauces bajo puentes
Figura 7.78 Relación entre los coeficientes de socavación determinados según el hidrograma de la creciente P_g y el coeficiente calculado por métodos anteriores P_c
Figura 7.79 Relación entre la profundidad media real después de la socavación H_d y la profundidad de cálculo H_c
Figura 7.80 Gráfico para determinar el valor A en la fórmula de la carga de sedimentos.....
Figura 7.81 Grafico para determinar el valor en la fórmula de la carga de sedimentos.....
Figura 7.82 Gráfico para determinar U_0 en la fórmula 7.309
Figura 7.83 Explicación del ejemplo de cálculo de la socavación
Figura 7.84 Evolución de la socavación en el tiempo. 1-Socavación total en la pila, 2- Socavación local en la pila, 3- Socavación general.

- Figura 7.85 a) Hidrograma de la creciente; b) Curva de calibración.T1, T2
- Figura 7.86 Planta esquemática de los muros direccionales en un cauce de un río divagante de pie de monte
- Figura 7.87 Esquema de socavación en la banca aguas arriba de un puente.
- Figura 7.88 Representación gráfica de la función de deformación del cauce bajo el puente
- Figura 7.89 Desarrollo de las deformaciones del cauce bajo el puente en un río de llanura durante la primera y la segunda creciente de igual caudal y duración
- Figura 7.90 Perfil o línea de socavación general o por contracción en la sección transversal de un río
- Figura 7.91 Ancho efectivo B_e de un puente con pilas alineadas con el flujo
- Figura 7.92 Ancho efectivo B_e de un puente con pilas esviajadas
- Figura 7.93 Limitación de la socavación por condiciones geológicas. a - a límite superior de un estrato duro
- Figura 7.94 Determinación gráfica de la profundidad y_s con la condición $U_a = U_r$
- Figura 7.95 Sección transversal de un río de pie de monte: 1. Laderas; 2 - Suelo superficial: 3 - Roca; 4. Aluvión (arena, grava, cantos y bloques)
- Figura 7.96 Sección transversal del río en el ejemplo 1. La línea a trazos es el perfil socavado
- Figura 7.97 Granulometría de los sedimentos del estrato en el ejemplo 1
- Figura 7.98 Representación esquemática de la sección transversal de un río en el ejemplo 2.....
- Figura 7.99a Granulometría de los sedimentos del estrato superior en el ejemplo 2.....
- Figura 7.99b Granulometría de los sedimentos del estrato superior en el ejemplo 2
- Figura 7.100 Método semigráfico para determinar la profundidad de socavación..... cuando existen varios estratos
- Figura 7.101 Parámetro de transporte y esfuerzo crítico tractive para la ecuación
- de transporte de Duboys.....
- Figura 7.102 Profundidad relativa contra T_c / T_1
- Figura 7.103 Esquema para el cálculo de la socavación según el volumen de escorrentía.....
- Figura 7.104 Determinación del tiempo de socavación equivalente T_b con el hidrograma de una creciente($Q_d = Q_{máx} - Q_H$)
- Figura 7.105 Esquema para determinar el tiempo de socavación equivalente con un hidrograma parabólico simplificado
- Figura 7.106 Contracción rectangular larga,tomado de Melville & Coleman (2000).
- Figura 7.107 Esquema de un puente sometido a un flujo a presión.
- Figura 7.108 Remanso hidráulico aguas arriba de las pilas.
- Figura 7.109 Descripción del mecanismo inicial de socavación en una pila.
- Figura 7.110 Mecanismo de socavación en pilas.
- Figura 7.111 Ilustración del patrón de flujo en una pila circular. Adaptado de Melville & Coleman.
- Figura 7.112 Proceso final de socavación en una pila.
- Figura 7.113 Profundidad de socavación d_s en función de la duración de la prueba
- Figura 7.114 Patrón de socavación causado al introducir las pilas del puente en el fondo de los canales diseñados en línea recta.
- Figura 7.115 Desarrollo de la socavación a través del tiempo
- Figura 7.116 Socavación local media de equilibrio en una pila de 45 mm de diámetro en sedimento uniforme

- Figura 7.117 Canal del experimento. Kozbus y Yiildis.....
 Figura 7.118 Variación de la profundidad de socavación con la profundidad del flujo
 Figura 7.119 Modelo de flujo en una pila.....
 Figura 7.120 Profundidad de socavación en equilibrio versus la profundidad relativa del
 flujo y / D con un tamaño relativo de la pila D / d_{50} como parámetro
 Figura 7.121 Valores de d_s / D en función de D / d_{50} con los datos de los puntos 1 a 7
 Figura 7.122 Valores de d_s / D en función de D / d_{50} con los datos de los puntos 8 a 14
 Figura 7.123 Profundidad de d_s / D respecto al valor D / d_{50}
 Figura 7.124 Profundidad de socavación en equilibrio con agua clara versus
 D / d_{50} para $U^* / U_o^* = 0,9$
 Figura 7.125 Comparación de diferentes fórmulas para determinar la socavación de pilas.....
 Figura 7.126 Profundidad de socavación en equilibrio con agua clara sobre el diámetro de
 la pila (d_{se} / D) en función de la gradación de los sedimentos.....
 Figura 7.127 Coeficiente K_o en función de la desviación estándar geométrica de la
 granulometría.....
 Figura 7.128 Variación de la profundidad de socavación local con la gradación de
 los sedimentos.....
 Figura 7.129 Clasificación de pilas por su forma
 Figura 7.130 Clasificación de estribos por su forma.....
 Figura 7.131 Ejemplos de pilas no uniformes (complejas)
 Figura 7.132 Socavación en pilas cónicas. Dimensiones en el lecho original
 Figura 7.133 Caisson esquemático
 Figura 7.134 Esquema ilustrativo de cimentaciones en un grupo de pilas.....
 Figura 7.135 K_a en función del ángulo de ataque α
 Figura 7.136 Factores de ajuste para el espaciamiento entre pilas
 Figura 7.137 Efecto del ángulo de ataque α
 Figura 7.138 Componente de las pilas en punta K_p
 Figura 7.139 Cimentación o zapata como componente de una pila.....
 Figura 7.140 Profundidades de socavación para dos pilas alineadas en función de
 su espaciamiento.....
 Figura 7.141 Profundidad de socavación en dos pilas en función de su espaciamiento
 Figura 7.142 Efecto del ángulo de ataque, α sobre la profundidad de socavación en
 dos pilas espaciadas a una distancia igual a cinco diámetros
 Figura 7.143 Esquema para definir la inclinación de una pila, Configuración recomendada
 para futuros estudios con dos pilas circulares inclinadas.....
 Figura 7.144 Dimensiones de una pila
 Figura 7.145 Factores para el ángulo de ataque propuestos por Laursen y Toch (1956)
 Figura 7.146 Valores de K_α contra el ángulo de ataque α ; valores presentados y valores de
 Laursen y Toch (1956) y ecuación 7.581
 Figura 7.147 Valores de d_{50} / D en función del parámetro $U / (gD)^{0.5}$
 Figura 7.148 Formas esquemáticas de socavación en una pila alineada con el flujo y
 en otra es viajada respecto al flujo
 Figura 7.149 Configuración no uniforme de pilas complejas: a) Zona 1; b) Zona 2; c)

- Figura 7.150 Datos sobre profundidad de socavación en términos del tamaño efectivo de la pila.....
Figura 7.151 Esquema de discos de protección y de cimentaciones
Figura 7.152 Efecto en la socavación debido a cimentaciones someras suspendidas en el flujo
Figura 7.153 Varias formas de ubicar los estribos en cauces compuestos
Figura 7.154 Casos de socavación local en estribos de cauces compuestos
Figura 7.155 Influencia de la geometría del canal de aproximación en la profundidad de socavación en estribos
Figura 7.156 Variación de la profundidad de socavación con la geometría del cauce de aproximación.....
Figura 7.157 Influencia de la profundidad del flujo en la profundidad de socavación en estribos sobre cauces compuestos
Figura 7.158 Ilustración de Etterma de tres fases de la socavación
Figura 7.159 Comparación de las predicciones de la tasa de socavación local con los datos experimentales (condiciones de ensayo)
Figura 7.160 Evolución de la socavación en el tiempo mostrando el efecto de la carga de lavado en la profundidad de socavación.....
Figura 7.161 Formas esquemáticas de socavación local en un lecho con capas
Figura 7.162 Definición esquemática de la profundidad de socavación en equilibrio
Figura 7.163 Mecanismo dominante de socavación con ondas solitarias
Figura 7.164 Profundidad de socavación en equilibrio con ondas y sin ellas.....
Figura 7.165 Profundidad de socavación en equilibrio. Ondas codireccionales y componentes de la corriente
Figura 7.166 Profundidad de socavación en equilibrio. Círculos-Ondas codireccionales y componentes de la corriente
Figura 7.167 Profundidad de socavación en equilibrio. Datos de los presentes estudios.....
Figura 7.168 Relación entre y e X para pilas cilíndricas.....
Figura 7.169 Relación entre y e X para pilas no cilíndricas
Figura 7.170 Variación de la confiabilidad con respecto a la resistencia bajo $\theta = 0^\circ$
Figura 7.171 Relación entre la confiabilidad y el factor de seguridad con diferentes períodos de retorno en pilas rectangulares
Figura 7.172 Variación del ancho de la pila respecto al factor de seguridad
con un nivel $\alpha=0,999$
Figura 7.173 Tipos mixtos de información.....
Figura 7.174 Profundidades de socavación observadas y pronosticadas con la ecuación 7.638
Figura 7.175 Profundidades de socavación observadas y previstas basadas en la ecuación 7.639
Figura 7.176 Valores de membresía contra las profundidades de socavación para los datos de calibración
Figura 7.177 Histograma de frecuencias para 1.000 profundidades de socavación simuladas
Figura 7.178 Socavación en el puente Piers (Tomas 1962)
Figura 7.179 Profundidad de socavación función del tiempo para $U < U_0$
Figura 7.180 Profundidad de socavación función del tiempo para $U > U_0$

- Figura 7.181 Profundidad de socavación en función de la velocidad media del flujo
- Figura 7.182 Profundidad de socavación en función del diámetro de la pila y del tamaño del sedimento
- Figura 7.183 Influencia de la forma de la pila y del ángulo de ataque en la socavación
- Figura 7.184 Profundidad de socavación en función de la velocidad del flujo y del tamaño del sedimento en una pila rectangular en campana
- Figura 7.185 Esquema ilustrativo de la socavación local cerca de pilas circulares
- Figura 7.186 Profundidad de socavación adimensional en función de la intensidad del flujo
- Figura 7.187 Profundidad adimensional de socavación local en función del tamaño relativo de los sedimentos
- Figura 7.188 Número de Froude contra la velocidad normalizada con la velocidad de caída de los sedimentos (Snanuies Raya, 1969)
- Figura 7.189 Profundidad de socavación adimensional en función de la relación y_0 / D
- Figura 7.190 Profundidad de socavación local adimensional versus la velocidad adimensional
- Figura 7.191 Socavación local adimensional en función del valor d_{50} / D
- Figura 7.192 Socavación local adimensional en función del valor d_{50}^2 / D
- Figura 7.193 Profundidad de socavación adimensional contra U / U_0
medida en campo y comparada con el método de cálculo
- Figura 7.194 Confrontación de la profundidad de socavación adimensional medida en campo y su valor calculado (Landers y Mueller, 1996)
- Figura 7.195 Confrontación de la profundidad de socavación adimensional medida en campo y su valor calculado (Landers y Mueller, 1996)
- Figura 7.196 Confrontación de la profundidad de socavación adimensional medida en campo y su valor calculado (Landers y Mueller, 1996)
- Figura 7.197 Confrontación de la profundidad de socavación adimensional medida en campo y su valor calculado (Landers y Mueller, 1996)
- Figura 7.198 Confrontación de la profundidad de socavación adimensional medida en campo y su valor calculado (Landers y Mueller, 1996)
- Figura 7.199 Comparación de ecuaciones para calcular la socavación en pilas (Jones, 1983)
- Figura 7.200 Comparación de algunas ecuaciones con datos de campo
- Figura 7.201 Residuales de las profundidades de socavación en pilas estimadas / pronosticadas por la ecuación indicada y medidas en campo cinco puentes de Hampshire
- Figura 7.202 Residuales de las profundidades de socavación en pilas estimadas / pronosticadas con las ecuaciones indicadas y medidas con el radar de penetración de suelo e instrumentos fijos en 20 puentes de Hampshire
- Figura 7.203 Información usada para derivar la ecuación CSU en HEC-18
- Figura 7.204 Profundidad de socavación normalizada en función del parámetro D / d_{50} para una pila circular en la curva mostrada $U / U_1 = 1; y / D > 2$
- Figura 7.205 Profundidad de socavación normalizada en función de la relación de velocidad del parámetro D / d_{50} para una pila circular
- Figura 7.206 Profundidad de socavación normalizada en función del parámetro y_0 / D en una pila circular

- Figura 7.207 El esquema de la profundidad de socavación normalizada entre la relación de velocidades
- Figura 7.208 Comparación entre la fórmula de Breusers y los datos de socavación disponibles.....
- Figura 7.209 Comparación de la fórmula de Laursen con los datos de socavación disponibles.....
- Figura 7.210 Comparación de la fórmula de Hancu con los datos de socavación disponibles.....
- Figura 7.211 Comparación de la fórmula de Shen et al con los datos de socavación disponibles.....
- Figura 7.212 Comparación de la fórmula Inglis-Poona con los datos de socavación disponibles.....
- Figura 7.213 Comparación de la fórmula de Maza con los datos de socavación disponibles.....
- Figura 7.214 Comparación de la fórmula de Garde con los datos de socavación disponibles.....
- Figura 7.215 Comparación de la fórmula de Larras con los datos de socavación disponibles.....
- Figura 7.216 Comparación entre la fórmula de Breusers, et al., y los datos de socavación disponibles.....
- Figura 7.217 Comparación entre la fórmula de Laursen y Toch y los datos de socavación disponibles.....
- Figura 7.218 Comparación entre las ecuaciones 7.717 y 7.718 y los datos de socavación disponibles.....
- Figura 7.219 Correlación entre D_t / y y $q^{2/3} / D$ para el Caisson No. 4 de la interconexión de oriente a occidente en el río Jamuna-Brahmaputra.....
- Figura 7.220 Correlación entre D_t / y y D / y para las pilas del puente Hardinge en el río Ganges
- Figura 7.221 Comportamiento de la eficiencia de diferentes ecuaciones respecto a los datos de pilas de laboratorio.....
- Figura 7.222 Mecanismos completos de socavación
- Figura 7.223 Estructura del flujo en una pila cilíndrica y en un estribo de aleta a 45°
- Figura 7.224 Formas de estribos trapezoidales.....
- Figura 7.225 Ilustración esquemática del flujo en un estribo relativamente largo
- Figura 7.226 Flujo en un estribo largo
- Figura 7.227 Proceso final de socavación.....
- Figura 7.228 Esquema típico hidráulico del flujo en un estribo
- Figura 7.229 (a) Diagrama esquemático de la socavación en un estribo,y
 (b) vista en planta de los estribos
- Figura 7.230 Perfiles de socavación adimensional en diferentes tiempos en estribos
- Figura 7.231 Clasificación de casos de socavación local en estribos de puentes en canales compuestos.....
- Figura 7.232 Socavación en estribos: a) Vista en planta; b) Sección A-A

- Figura 7.232a Secciones características en planta de estribos de pared vertical, de aletas a 45° y semicirculares
- Figura 7.232b Estribos de pared vertical, de aletas a 45° y semicirculares en tercera dimensión con sus fosas de socavación
- Figura 7.233a Vectores normalizados de velocidad en secciones verticales para un estribo
- Figura 7.233b Vectores normalizados de velocidad en secciones para un estribo de aletas a 45°
- Figura 7.233c Vectores normalizados de velocidad en secciones horizontales para un estribo semicircular
- Figura 7.234 Trayectorias de las líneas de corriente
- Figura 7.234a Vectores normalizados de velocidad en secciones horizontales para un estribo de pared vertical
- Figura 7.234b Vectores normalizados de velocidad en secciones horizontales para un estribo de aletas a 45°
- Figura 7.234c Vectores normalizadas de velocidad en secciones horizontales para un estribo semicircular
- Figura 7.235a Líneas de iguales velocidades absolutas normalizadas de velocidad en secciones verticales para un estribo de pared vertical
- Figura 7.235b Líneas de iguales velocidades absolutas normalizadas de velocidad en secciones verticales para un estribo de aletas a 45°
- Figura 7.235c Líneas de iguales velocidades absolutas normalizadas de velocidad en secciones verticales para un estribo semicircular
- Figura 7.236 Evolución de la máxima profundidad de socavación en Pruebas de “larga” duración
- Figura 7.237 Prueba B1, basada en los perfiles de la sección f 3,τ
- Figura 7.238 Figuras de “larga duración”, a escala del volumen para la región frontal ($X > X_f$)
- Figura 7.239 Definición gráfica
- Figura 7.240 Pruebas de “larga duración”, a escala del volumen para la región lateral
- Figura 7.241 Modelo del estribo y geometría del canal de aproximación (dimensiones en mm)
- Figura 7.242 Factor de geometría del canal en función de la relación y / y^* , datos de Dongol (1994)
- Figura 7.243 Gráfico de los datos de la profundidad de socavación en términos de la longitud efectiva del estribo
- Figura 7.244 Profundidad de socavación local en estribos
- Figura 7.245 Factor de geometría del canal como una función de y / y^* , L / L^* y n / n^* , derivados de la expresión 7.761
- Figura 7.246 Secciones transversales usadas en experimentos de socavación (todas las dimensiones en m)
- Figura 7.247 Definición de diseño para la socavación ideal en la reducción del plano de inundación en un canal compuesto de laboratorio-sección transversal A
- Figura 7.248 Canal compuesto de laboratorio

- Figura 7.249 Estribo tipo III
Figura 7.250 Ubicación de las mediciones verticales de la velocidad
Figura 7.251 Factor de la geometría del canal en función de la relación L^*/L
Figura 7.252 Comparación de la profundidad de socavación en equilibrio observada experimentalmente con los resultados obtenidos usando las ecuaciones
Figura 7.253 Método para determinar el valor de la velocidad de acorazamiento
Figura 7.254 Variación de la profundidad de socavación local con respecto a la intensidad del flujo
Figura 7.255 Influencia de la intensidad del flujo en la profundidad de socavación local en estribos situados en sedimento uniforme
Figura 7.256 Influencia de la intensidad del flujo en la profundidad de socavación de estribos con sedimentos gradados
Figura 7.257 Variación de la profundidad de socavación local con respecto al tiempo y a la velocidad del flujo
Figura 7.258 Distribución de la velocidad en una contracción
Figura 7.259 Valores del coeficiente K_f en función del número de Froude:a) En condición de agua clara; b) En condición de lecho activo
Figura 7.260 Variación de la profundidad de socavación local con relación al flujo
Figura 7.261 Efecto de la relación y_1/D en el valor y_s/D para varios estribos
Figura 7.262 Estribos semicircular y triangular
Figura 7.263 Influencia del flujo somero en la profundidad de socavación local en estribos
Figura 7.264 Datos de socavación máxima local para condiciones de flujo inalterado y aislado
Figura 7.265 Variación de la profundidad de socavación local con la capa de acorazamiento
Figura 7.266 Influencia del sedimento acorazado en la profundidad de la socavación local
Figura 7.267 Influencia del tamaño del sedimento en la profundidad de socavación en estribos
Figura 7.268 Influencia del sedimento gradado en la profundidad de socavación local en estribos
Figura 7.269 Variación de la profundidad de socavación local en relación con el sedimento gradado
Figura 7.270 Coeficiente $K\sigma$ en función de σ_g para estribos verticales, de aleta a 45° y semicirculares
Figura 7.271 Comparación de la máxima profundidad de socavación calculada en la ecuación (7.794) con los datos de medidas en sedimentos gradados
Figura 7.272 Formas de estribos
Figura 7.273 Representación esquemática de la socavación en un estribo
Figura 7.274 Tipos de estribos
Figura 7.275 Variación de la profundidad de socavación local con respecto a la forma del estribo
Figura 7.276 Influencia de la alineación del flujo en la profundidad de socavación de un estribo largo
Figura 7.277 Variación de la profundidad de socavación local en relación con el alineamiento del estribo largo

- Figura 7.278 Variación de la profundidad de socavación local en relación con el alineamiento del estribo corto
- Figura 7.279 Orientación del ángulo θ del terraplén de acceso con respecto al flujo
- Figura 7.280 Diferentes casos de estribos ubicados en cauces compuestos
- Figura 7.281 Influencia del flujo en la profundidad de socavación de estribos en cauces compuestos.....
- Figura 7.282 Variación de la profundidad de socavación local en relación con la geometría del cauce de aproximación
- Figura 7.283 Influencia de la geometría del cauce (L / L_f) en la profundidad de socavación
- Figura 7.284 Comparación entre los datos presentados y las curvas de Melville (1992) y Dongol (1994).....
- Figura 7.285 Reducción de la profundidad de socavación debida al transporte de sedimento en el cauce principal.....
- Figura 7.286 Comparación de los datos de profundidad de socavación medidos por sturm y janjua (1194) y los cálculos con el método de Melville (1992)
- Figura 7.287 Diagrama ilustrativo del ejemplo de aplicación de resultados
- Figura 7.288 Influencia del tiempo en la profundidad de socavación local en estribos
- Figura 7.289 Evolución de la profundidad de socavación en el tiempo (prueba 4)
- Figura 7.290 Evolución de la profundidad de socavación
- Figura 7.291 Evolución de la profundidad de socavación en el tiempo en las coordenadas propuestas por Franzetti y otros (fase principal)
- Figura 7.292 Evolución de la profundidad de socavación en el tiempo en las coordenadas adoptadas por Whitehouse (fase principal)
- Figura 7.293 Comparaciones de los valores Y y T* observados en la literatura disponible
- Figura 7.294 Efecto de la geometría del cauce (L / L_f) en la profundidad de la socavación
- Figura 7.295 Evolución temporal de la profundidad máxima de socavación para todas las pruebas de la serie A
- Figura 7.296 Profundidades máximas de socavación en función del valor D / B y del tiempo.....
- Figura 7.297 Secciones transversales f 3 para las pruebas de las series A, normalizadas con la máxima profundidad de socavación $2,6 \cdot 10^6 < T^2 < 3,1 \cdot 10^6$
- Figura 7.298 Socavación local en capas de sedimentos, Breusers y Raudkivi (1991)
- Figura 7.299 Determinación de intensidad del flujo
- Figura 7.300 Factor de intensidad del flujo
- Figura 7.301 Factor de tamaño del sedimento para pilas y estribos.....
- Figura 7.302 Clasificación geométrica de pilas y estribos para fines de socavación
- Figura 7.303 Diagrama de flujo correspondiente al método para estimar la profundidad de socavación
- Figura 7.304 Determinación de la capa de socavación de cálculo 1-evolución de la socavación general.....
- Figura 7.305 Posible ubicación de la máxima profundidad de socavación bajo un puente
- Figura 7.306 Metodología para la predicción cuantitativa de la profundidad de socavación
- Figura 7.307 Diagrama de flujo para el cálculo de la socavación en pilas

Figura 8.1 Documentos HEC-20, HEC-18 y HEC-23 aplicados a la socavación de puentes MP-medidas de protección	
Figura 8.2 Esquema del instrumento para medir la socavación	
Figura 8.3 Detalles del peso en herradura.....	
Figura 8.4 Diagrama en bloque del espectrómetro gamma, portátil.....	
Figura 8.5 Comparación de las secciones de un cauce a) para condiciones naturales, y b) para curvas establecidas	
Figura 8.6 Migración de las curvas en a) cauces naturales,y b) cauces con curvas estabilizadas	
Figura 8.7 Esquema para el diseño de la pantalla con rocas (Rosgeu (1996) y Brown y Johnson (1999))......	
Figura 8.8 Montaje de la canaleta experimental.....	
Figura 8.9 Enrocado parcialmente rígido sujeto a pruebas	
Figura 8.10 Conglomerado de un enrocado parcialmente rígido.....	
Figura 8.11 Prismas múltiples en concreto prefabricados ubicados a manera de espolones en Suiza	
Figura 8.12 Enrocado de protección en el nivel inferior del lecho	
Figura 8.13 Pilotes colocados al frente de una pila para reducir la socavación	
Figura 8.14 Técnica detallada para crear colchones de maleza con protecciones de piedra en los extremos	
Figura 8.15 Técnica detallada de revestimientos con raíces y bloques amontonados	
Figura 8.16 Muro transversal enterrado como medida de protección a una pila por	
concepto de socavación	
Figura 8.17 Fosas de socavación bajo el efecto del muro transversal enterrado	
Figura 8.18 Medidas para alterar el flujo.....	
Figura 8.19 Esquema en planta de un enrocado de protección para un estribo de pared vertical.....	
Figura 8.20 Variación del parámetro d_{e50} / y_1 en función del número de Froude del flujo de aproximación.....	
Figura 8.21 Variación del parámetro d_{e50} / y_1 en función del número de Froude de la sección contraída.....	
Figura 8.22 Relieve típico del lecho en los siguientes casos: a. Sección transversal en la curva de un río	
Figura 8.23 Tipos de collares. a. Independientes; b. Continuos	
Figura 8.24 Pila circular sencilla con un collar.....	
Figura 8.25 Dos pilotes en línea con S / D = 3. a. Collares independientes; b. Collares continuos, y c. Collares continuos con un enrocado de protección	
Figura 8.26 Diagrama esquemático que muestra las particularidades del experimento	
Figura 8.27 Falla potencial en el material del relleno debido a la socavación en la base	
Figura 8.28 a. Lámina rectangular plana vertical insertada en la pila de manera simétrica	
Figura 8.29 Diagrama de la fosa de socavación en una pila vertical y circular sometida a olas	
Figura 8.30 Diagrama de una fosa de socavación en una pila vertical circular sometida a una corriente permanente	
Figura 8.31 Ilustración de un enrocado de protección: a. Planta; b. Sección	

- Figura 8.32 Progreso en la falla de un enrocado de protección
- Figura 8.33 Diagrama general de la falla de un enrocado: parámetro de carga del enrocado
- Figura 8.34 Ilustración de un muro paralelo
- Figura 8.35 Diagramas de los asentamientos en los mantos de protección.....
- Figura 8.36 Movimiento del enrocado debido a la propagación de las microformas
y mesoformas del lecho.....
- Figura 8.37 Deformación debida a la socavación bajo un enrocado idealizado
- Figura 8.38 Relieve típico del lecho en los siguientes casos.....
- Figura 8.39 Estribo de aletas protegido con un manto de enrocado
- Figura 8.40 Modelo de las dimensiones de un estribo de aletas soportado por pilotes
y usado comúnmente en los Estados Unidos.....
- Figura 8.41 Localización de la socavación más profunda.....
- Figura 8.42 Comportamiento de un manto de geobolsas (con el espesor de una sola bolsa) con
un enrocado en la base y un dentellón
- Figura 8.43 Falla por socavación de un manto formado por pequeñas geobolsas
- Figura 8.44 Extensión mínima recomendada de un manto formado por geobolsas o
por enrocado en un puente de una sola luz
- Figura 8.45 Comportamiento de un manto
- Figura 8.46 Esquema de un terraplén protegido con un enrocado de
bloques redondeados.....
- Figura 8.47 Pilotes protegidos con collares y con geobolsas
- Figura 8.48 Instalación de un collar en una pila
- Figura 8.49 a. Ranura cerca del lecho; b. Ranura cerca de la superficie del agua
- Figura 8.50 Planta de un grupo de pilotes

Conceptos generales y normas en el diseño hidráulico de puentes

Capítulo 1

1.1 Definición y clasificación de cruces de ríos. Período de recurrencia en el diseño de puentes

Los ríos pueden ser analizados desde el punto de vista de la hidrología, de la geomorfología, de la ecología, de la hidráulica, etcétera. En el presente texto se estudian como corrientes de agua que pueden ser permanentes, intermitentes o efímeras, constituidas por un cauce formado en condiciones naturales en el cual, junto con el flujo, se transporta una cierta cantidad de material sólido o sedimento en suspensión y de fondo. Además, en las laderas y en el canal principal se presentan diferentes tipos de vegetación. Estos cuatro elementos (cauce, agua, sedimentos y vegetación) se influyen mutuamente y dan lugar a un determinado tipo de comportamiento particular en cada tramo. A pesar de su gran importancia en otras disciplinas, aquí no se analiza la parte biótica, excepto la influencia de la vegetación en los procesos morfológicos y en la resistencia hidráulica.

Con el propósito de efectuar el paso de diferentes tipos de vehículos y personas a través de ríos, se construye un conjunto de obras civiles denominado cruce. En la gran mayoría de los casos, el cruce incluye un puente y abarca los siguientes elementos (Figura 1.1).

- Un puente, que cubre en aguas altas parte de la sección transversal del río. En este tramo, por lo general, el puente abarca el cauce principal ocupado por el agua en verano.
- Los accesos del puente, constituidos generalmente por terraplenes ubicados preferencialmente en las zonas más altas o en las bancas, que son inundadas solo durante crecientes.

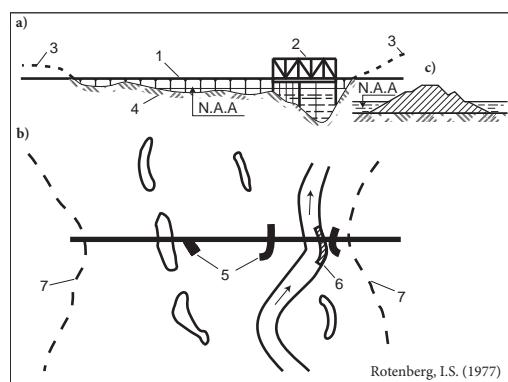


Figura 1.1 Cruce de un puente a través de un río de llanura; a) Perfil a lo largo del puente; b) Planta; c) Sección transversal del terraplén de acceso;
1. Terraplén de acceso; 2. Puente; 3. Corte; 4. Banca; 5. Muros direccionales y de regulación; 6. Protección de orillas; 7. Límite de desbordamiento.
N.A.A - Nivel de aguas altas

- Estructuras de regulación y protección, diseñadas con el fin de mejorar las condiciones del flujo bajo el puente y protegerlo de los ataques del río.

Las obras de regulación se construyen generalmente en forma de muros direccionales, destinados a garantizar un ingreso suave del flujo hacia el orificio (luz) del puente y sirven para distribuir uniformemente los caudales unitarios a lo ancho del río. Además, el corte o perfilado de la sección transversal y la eliminación de la vegetación aseguran el paso uniforme de grandes caudales bajo el puente. Este corte y limpieza llega hasta la cabecera de los muros direccionales. Si se presentan olas de consideración o flujos intensos a lo largo de los terraplenes de acceso en las bancas, es necesario reforzar y proteger los taludes de estos terraplenes con revestimientos o por medio de muros o espolones. Para proteger las orillas de la erosión, se utilizan espolones y se revisten las márgenes.

Para un determinado tipo de protección del cauce contemplado en los diseños, la luz del puente se calcula utilizando las fórmulas de la hidráulica para vertederos ahogados o libres. Cuando el cauce no se protege, este se puede socavar debido al estrechamiento o contracción y a las altas velocidades del flujo y no existe una solución única, por lo cual la misma socavación depende de la luz del puente, lo mismo que de las condiciones geológicas y geotécnicas en el tramo del ponteadero.

El período más crítico durante el cual se ponen a prueba la resistencia y la estabilidad de todos los elementos del cruce contra la acción del flujo corresponde al paso de crecientes con períodos de retornos altos, es decir, crecientes con probabilidades de excedencia bajas. En la Figura 1.2 se muestra un cruce durante el paso de una creciente con un período de recurrencia de 50 años, aproximadamente.



Figura 1.2 Aspecto general de un cruce ferroviario durante el paso de una gran creciente

En el diseño de cruces en ríos es de especial importancia una selección correcta del período de retorno de la creciente de diseño. Para esto, lo ideal es disponer de un registro histórico de crecientes lo más extenso posible. Además de lo anterior, resultan valiosos los datos sobre caudales máximos observados en puentes existentes. Al respecto, es útil recordar que, en muchos países, más del 90% de las grandes crecidas con resultados catastróficos se han asociado a períodos de retorno cercanos a los 100 años, lo cual indica que la creciente de diseño de un puente debe tener un período de retorno de 100 años o más.

De acuerdo a su servicio, los puentes se clasifican en vehiculares, ferroviarios, peatonales y mixtos. En el diseño de puentes ferroviarios se deben utilizar crecientes con períodos de recurrencia más altos que en el caso de puentes vehiculares, debido a que en los primeros cualquier daño o interrupción en el paso es más crítico que en los segundos.

En las ciudades los ríos generalmente se encuentran canalizados y, en ese caso, todo el espejo del agua o ancho superior se cubre con el puente, por lo cual no existen contracciones del cauce, aun en crecientes.

La gran mayoría de los cruces se diseñan de tal manera que presten un servicio permanente y continuo y su viga inferior siempre se ubica por encima del nivel de aguas máximas o nivel máximo de diseño, considerando un borde libre o altura libre. Sin embargo, en ciertas vías terciarias y rurales se pueden diseñar cruces en quebradas tipo Ford o Badén (bateas) que pueden inundarse ocasionalmente, produciendo una interrupción momentánea del tránsito vehicular (Figura 1.3).

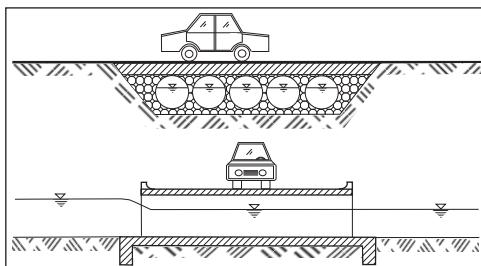


Figura 1.3 Esquema de una batea para el cruce de una corriente menor

De acuerdo con el tipo de corriente se diferencian cruces en ríos de montaña, en ríos de piedemonte, en ríos de llanura y cruces en embalses, utilizando generalmente la presa y el vertedero en este último caso. Cada uno de estos cruces tiene sus propias características, determinadas por el carácter y el régimen del flujo.

En la sección transversal de un río de llanura se pueden diferenciar dos partes de acuerdo con sus características morfológicas: el cauce principal relativamente profundo y la banca (vega y sobrevega) con la llanura de inundación de características menos profundas y cubierta por el agua solo durante las crecientes (Figura 1.4). Los terraplenes de los accesos se ubican en la banca y su longitud, generalmente, es considerable. El puente ocupa solamente una parte del ancho del agua y su luz total puede ser tan pequeña como la quinta parte del ancho del río. Esto se hace por economía, considerando que la estructura es mucho más costosa por metro lineal que los terraplenes de acceso. El costo de las obras de regulación es relativamente bajo respecto al valor del puente.

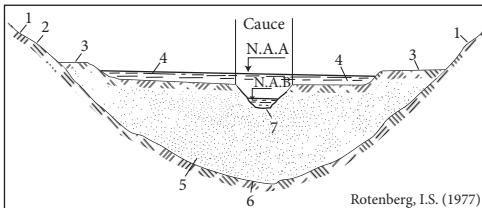


Figura 1.4 Sección transversal del valle en un río de llanura; 1. Laderas del valle; 2. Cobertura vegetal; 3. Terrazas; 4. Bancas; 5. Aluvión; 6. Fondo del valle; 7. Cauce de verano. N.A.A - Nivel de aguas altas; N.A.B - Nivel de aguas bajas

En los tramos de piedemonte la banca generalmente no existe de manera bien definida. El cauce presenta una configuración trenzada y arrastra una gran cantidad de sedimentos gruesos, especialmente en crecientes. Inmediatamente después de las crecientes, los sedimentos se depositan desordenadamente y el cauce es muy inestable, formando un gran número de brazos de configuración variable (Figura 1.5). Cuando se construye un puente en un río trenzado e inestable, es necesario garantizar el paso de un gran número de sedimentos bajo la estructura a lo largo de una sección contraída y más estrecha que las secciones ocupadas por los sedimentos en condiciones naturales, lo cual requiere la construcción de obras de regulación y encauzamiento de gran longitud (Figura 1.6).

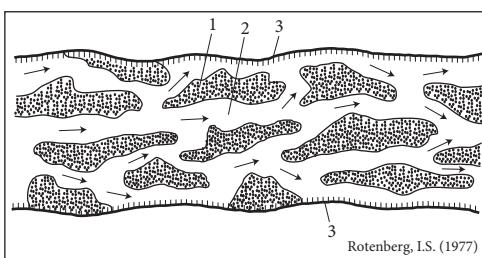


Figura 1.5 Cauce divagante en un río trenzado. 1. Islotes; 2. Brazos; 3. Límite de la zona de divagación

Los ríos de montaña, especialmente en las zonas altas, transitan en valles angostos con altas velocidades en crecientes y transportan materiales gruesos y bloques. El estrechamiento de un río de montaña con los accesos, en la mayoría de los casos, no es recomendable debido al alto costo de las obras de protección requeridas y a los requerimientos de mantenimiento. Frecuentemente, en estos casos, se construye solo el puente, sin accesos.

Los accesos al puente y las obras de regulación deben ser protegidos fuertemente para prevenir deformaciones de todo tipo, las cuales pueden aparecer y desarrollarse con gran rapidez. En este caso, los costos de los accesos y de las obras de regulación son bastante considerables y, por lo tanto, frecuentemente resulta mejor ocupar con el puente toda la zona de divagación del río, reforzando y protegiendo solo las márgenes.

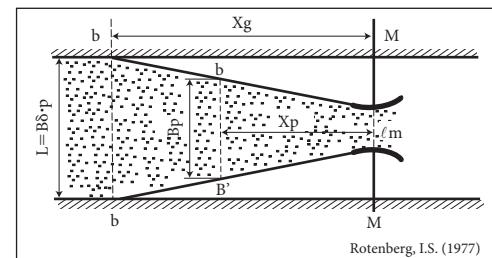


Figura 1.6 Planta esquemática de los muros direccionales de un cruce en un río de pie de monte con cauce divagante

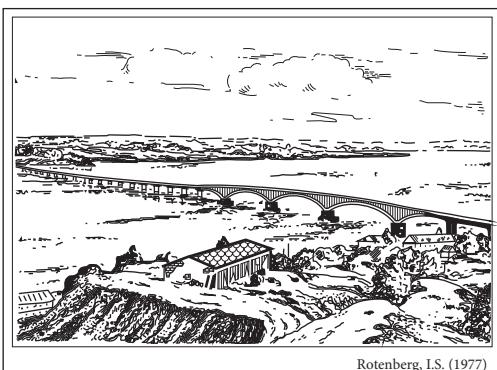


Figura 1.7 Aspecto general de un gran puente a través de un embalse

Ocasionalmente, es necesario construir cruces sobre embalses. En este caso, la profundidad del agua está controlada por la presa y por el vertedero. La velocidad del flujo es muy baja y el transporte de sedimentos es mínimo. Los terraplenes de los accesos poseen una altura considerable, alcanzando, incluso, decenas de metros. La altura y la presión de las olas son grandes, lo cual requiere de protecciones potentes de los terraplenes que los hacen muy costosos. Por lo anterior, en muchas ocasiones resulta más conveniente construir un puente largo con accesos cortos (Figura 1.7).

1.2 Período de retorno de la creciente de diseño de un puente

En vías vehiculares y ferroviarias los cruces de los ríos, especialmente en grandes corrientes, son los tramos más costosos y complejos desde el punto de vista ingenieril. En su construcción se deben considerar los requerimientos de la vía a la cual pertenecen y las características locales del río en todos sus aspectos. Estos factores determinan el tipo de puente, su ubicación, los costos de construcción y mantenimiento, lo mismo que el plazo de construcción. El diseño del cruce del río debe considerar los siguientes puntos:

- Garantizar el paso de vehículos en función de la categoría de la vía. De esto depende: el tipo de puente, su capacidad de carga, su ancho y el ancho de los accesos, la configuración del cauce en planta y perfil, lo mismo que el sitio de cruce.
- Asegurar la estabilidad del cruce contra los ataques del río, de lo cual depende el grado de contracción permitido con los accesos y, por lo tanto, la luz del puente, el tipo y la profundidad de las cimentaciones de los apoyos, la inclinación de los taludes de los terraplenes en los accesos, el tipo de protección y las obras de regulación. El sitio de cruce se selecciona considerando también su estabilidad respecto a las condiciones del río y a los procesos morfológicos.
- Garantizar el paso de embarcaciones de manera segura, si es el caso, lo cual influye en la altura del puente, su ancho o luz y su ubicación respecto al cruce principal o a la zona navegable.
- Conservar las características del río, de tal manera que no interfiera en otras actividades tales como la pesca, estructuras de captación, presas o cualquier otro uso. Esto puede requerir el aumento de la luz del puente, la construcción de vertederos en los estribos o la selección de sitios de cruce más apropiados.
- Buscar la solución óptima, que requiera el mínimo de inversiones iniciales y costos de mantenimiento pero cumpliendo satisfactoriamente todos los requerimientos técnicos mencionados.

Los puentes son obras permanentes y prestan servicio a lo largo de un gran número de años. Mientras mayor sea la categoría de la vía a la cual pertenece, más largo será el tiempo de servicio continuo del puente. Las dimensiones de los cruces se seleccionan en función de la magnitud de la creciente de diseño.

Al disminuir el porcentaje de excedencia de la creciente de diseño, es decir, al aumentar su período de retorno (Figura 1.8), se aumenta el costo de construcción del puente pero disminuyen sus probabilidades de falla por este concepto y, por lo tanto, los costos de mantenimiento son menores.

Al aumentar el porcentaje de excedencia de la creciente de diseño, sucede lo contrario. La solución óptima corresponde al mínimo de la suma de los costos por concepto de construcción y mantenimiento (Figura 1.8). A pesar de que este hecho es cierto, en la práctica raramente se usa este análisis en los diseños debido a que, para un determinado puente, es muy complicado determinar los gastos de mantenimiento y reparaciones asociados a sus posibles fallas o daños en general.

Actualmente, partiendo de la experiencia en el funcionamiento de los puentes existentes, los diseños se realizan para crecientes y niveles máximos con una probabilidad de excedencia entre el 1 y el 0,5 (Cuadro 1.1) lo cual corresponde a períodos de recurrencia de 100 y 200 años, respectivamente.

Además de lo anterior, en los puentes ferroviarios se efectúan chequeos de las dimensiones de las estructuras principales para crecientes y niveles máximos con un período de retorno de 300 años. En el Cuadro 1.1a aparecen unas recomendaciones generales para seleccionar el período de retorno. El Cuadro 1.1b contiene los valores del coeficiente de riesgo C_R asociado a cada uno de los factores influyentes en la determinación del período de retorno. Finalmente, en el Cuadro 1.1c se dan los períodos de retorno resultantes de aplicar el valor medio de los diez factores influyentes del Cuadro 1.1b.

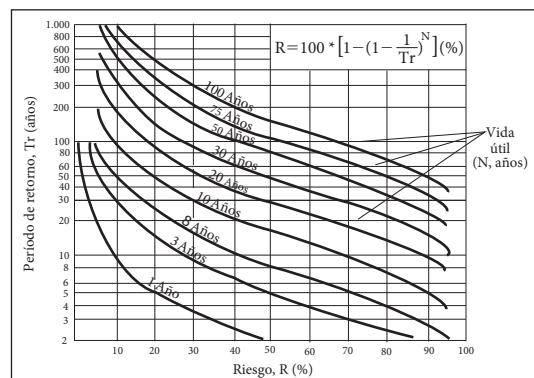


Figura 1.9 Método gráfico para determinar el riesgo asociado a un puente en función del período de retorno de la creciente de diseño (T_r) y de la vida útil de la estructura, en años (N)

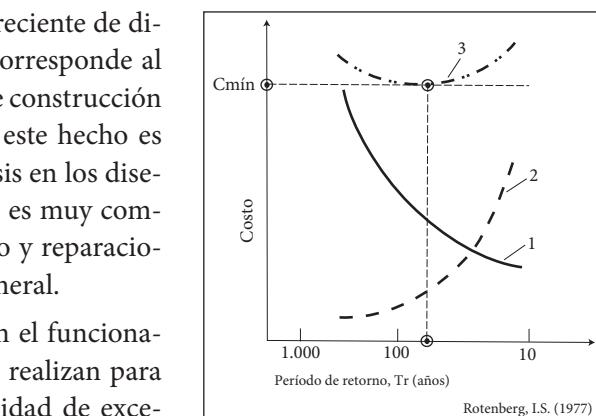


Figura 1.8 Costos de un cruce en función del período de retorno de la creciente de diseño: 1. Inversiones de construcción; 2. Costos por daños debidos a la creciente; 3. Costo total
Rotenberg, I.S. (1977)

El período de retorno resultante se debe verificar con la Figura 1.9 para garantizar que el riesgo asumido resulte siempre inferior al 50%. De lo contrario, se debe aumentar el período de retorno de diseño.

De acuerdo con lo indicado en la Figura 1.9, el riesgo se determina en función del período de retorno de la creciente de diseño (T_r) y de la vida útil del puente (n) expresada en años, utilizando la siguiente expresión:

$$R = 100 \left[1 - \left(1 - \frac{1}{T_r} \right)^n \right] \% \quad (1.1)$$

Cuadro 1.1 Criterios para seleccionar el período de retorno de la creciente de diseño de un puente

a)	Tipo de vía					
	Ferroviaria			Vehicular		
	Categoría	Período de retorno (años)	Probabilidad de excedencia	Categoría	Período de retorno (años)	Probabilidad de excedencia
Primarias y Secundarias	Primarias y Secundarias	300	0,33%	Primarias y Secundarias	100	1%
	Terciarias	200	0,5%		50	2%
Terciarias	Luz superior a 100 m			Terciarias	300	0,33%

b) Valores del coeficiente de riesgo C_R , según diversos factores influyentes

Factores influyentes	$C_R = 1$	$C_R = 2$	$C_R = 3$
Daños a la carretera	Bajo	Mediano	Alto
Daños fuera de la carretera	Bajo	Mediano	Alto
Pérdida potencial de vidas	Bajo	Mediano	Alto
Altura del terraplén de acceso	< 6 m	6 a 15 m	> 15 m
Costo de reposición	Bajo	Mediano	Alto
TPDA (Tránsito promedio diario en un año)	< 100	100 a 750	> 750
Disponibilidad de caminos alternativos	Sí	Poca	Ninguna
Número de crecidas registradas < Q_{50}	Ninguno	Una	Varias
Impacto económico	Bajo	Mediano	Alto
Otras prioridades (defensa, sanidad, etc.)	No	No	Sí

c)

Período de retorno en función del coeficiente de riesgo promediado del literal, b	
Coefficiente de riesgo ponderado	Período de retorno (años)
1,00 ≤ C < 1,67	25
1,67 ≤ C < 2,33	50
2,33 ≤ C ≤ 3,00	100

De manera similar, se presentan unas indicaciones complementarias, contenidas en el Cuadro 1.1. Las recomendaciones del Cuadro 1.1 se utilizan de la siguiente manera: los períodos de retorno contenidos en el literal *a* se deben tomar como una recomendación bastante acertada, dado que la mayoría de los puentes se diseñan con estos valores. Sin embargo, esta recomendación no contiene una sustentación explícita. Si se quiere seleccionar el período de retorno de forma sustentada, se pueden usar los valores del literal *b*, definiendo cada uno de los diez factores influyentes. A cada factor influyente se le asigna un valor de C_R en función de la condición esperada para cada uno de ellos. Por ejemplo, si se espera que una creciente fuerte pueda ocasionar daños altos a la carretera, se adopta para este factor un valor $C_R = 3$ y el mismo procedimiento se aplica a los otros nueve factores. Finalmente, se calcula el valor C_R promedio y se selecciona el período de retorno de diseño con las indicaciones del literal *c*.

Teniendo en cuenta que un puente se construye para operar durante un número alto de años, en la etapa de diseño se consideran las condiciones de estabilidad del cruce y sus posibles deformaciones durante la vida útil del cruce. En este tiempo las condiciones de socavación pueden variar, lo mismo que la configuración en planta del río, debido a posibles erosiones laterales, a los procesos morfológicos o a la divagación del cauce por otros conceptos.

Como se ve, el diseño de un puente debe cumplir con exigencias de diferente índole, las cuales deben ser consideradas en su conjunto para analizar diferentes alternativas y seleccionar la óptima. Dentro de estas diferentes posibilidades se incluye el sitio del cruce, las dimensiones del puente y su configuración.

Al seleccionar la mejor solución se tienen en cuenta condicionantes económicos, técnicos y ambientales, lo mismo que las particularidades de construcción y de servicio (mantenimiento). Algunos elementos de comparación serán cuantificables y otros intangibles.

En la mayoría de los casos los puentes se diseñan de tal manera que resulten seguros por todo concepto (desbordamientos, presurización, socavación) al paso de una creciente con un período de retorno de 100 años; sin embargo, es recomendable verificar su seguridad para períodos de retorno de 300 y hasta 500 años.

El Manual de Drenaje del Instituto Nacional de Vías (Colombia) especifica que si la luz del puente es inferior a 10 m, la creciente de diseño puede tener un período de retorno de 25 años. Para luces entre 10 m y 50 m, el período de retorno puede ser de 50 años y para luces superiores a 50 m, el período de retorno será de 100 años. También se indica que el período de retorno de diseño de las obras podrá variarse, a juicio del ingeniero Consultor, para casos especiales, debidamente justificados. Al aplicar la ecuación 1.1, con un riesgo del 40% (el riesgo aceptado siempre deberá ser inferior al 50%) y una vida útil de 40 años (aceptando que un puente de luz corta podrá tener una vida útil, relativamente corta) el período de retorno resulta igual a 80 años. Esto quiere decir que en ningún caso, la creciente de diseño de un puente, independientemente de su luz, debería ser menor a 80 años. Por lo anterior, se considera que es un error del Instituto Nacional de Vías recomendar períodos de retorno de 25 y de 50 años.

Las normas peruanas indican que, en los puentes se admite, como máximo, un riesgo del 25% y se acepta que su vida útil es de 40 años. Aplicando la ecuación 1.1 a estos datos, se obtiene un período de retorno de 140 años. Sin embargo, para un puente con una vida útil de 100 años, aceptando un riesgo del 40%, el período de retorno de la creciente de diseño debe ser de 200 años. Esto indica que, en general, los puentes se deben diseñar para soportar crecientes con períodos de retorno superiores a los 100 años y, muchas veces, superiores a los 200 años.

1.3 Componentes del diseño de un puente

El diseño de un puente debe contemplar los siguientes puntos:

- | |
|---|
| <ul style="list-style-type: none">Optimización técnica, económica y ambiental del tipo de cruce y su ubicación. Con esto se deben garantizar al máximo los intereses de todos los usuarios de la vía y del río. |
| <ul style="list-style-type: none">Recopilación y manejo adecuado de datos básicos tales como las condiciones meteorológicas e hidrológicas en la región del cauce, las características geológicas y geomorfológicas del valle, las particularidades de la cuenca aferente, el régimen del río, análisis de estabilidad, los parámetros del flujo, los procesos morfológicos y las condiciones de navegación. |
| <ul style="list-style-type: none">Cálculos hidráulicos y de socavaciónSelección de las dimensiones del puenteDeterminación de tipo del puente desde el punto de vista constructivoSelección de los accesos del puenteSelección de las obras de regulación y de protecciónSuministro de materiales y elementos de construcción, prefabricados, energía eléctrica y agua. Sistema de comunicaciones y abastecimiento durante la construcciónPrograma de construcción del puenteEvaluación del presupuesto global |

En la Figura 1.10 se presenta el orden sugerido para adelantar el diseño de un puente y su selección final, la figura contiene un diagrama de flujo más detallado, propuesto por Farraday y Charlton (1983) para el diseño de puentes.

1.3.1 Identificación del puente y datos básicos

La primera actividad que debe desarrollarse en relación con el diseño de un puente es su identificación y la inclusión de sus datos básicos, de acuerdo con el siguiente formato:

- Código de identificación.
- Nombre del puente.
- Propietario.

- Zona del país.
- Departamento o provincia.
- Tipo de red (especial, primaria, secundaria, terciaria).
- Ubicación aproximada (abscisado o progresiva).
- Tramo de la carretera en el cual se encuentra.
- Nombre del río.

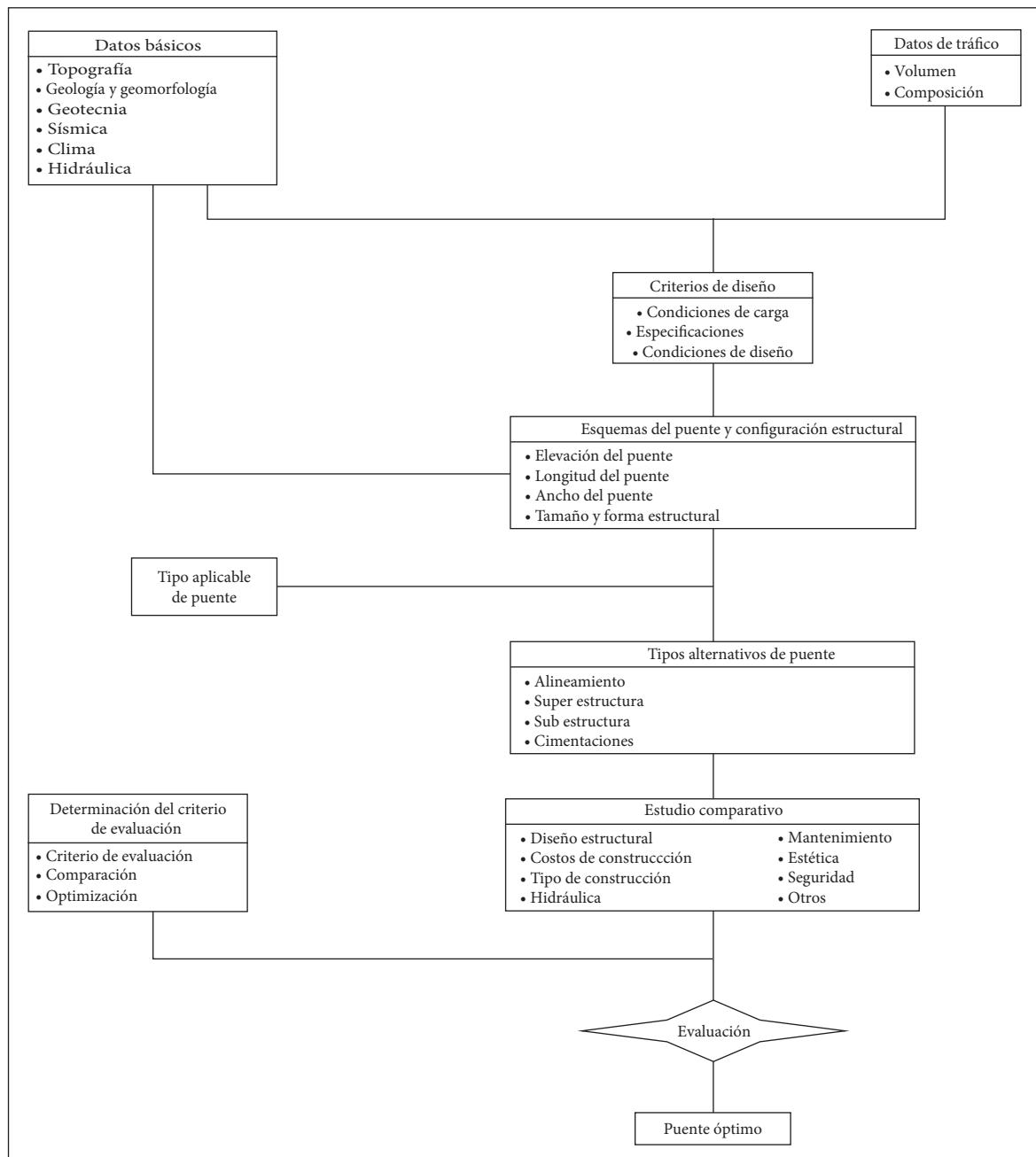


Figura 1.10

HIDROLOGÍA HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN EN PUENTES

Esta obra, complemento de *Hidráulica de Ríos y Procesos Morfológicos* (2011) del mismo autor, es una exposición detallada del cálculo de socavación en puentes. Inicialmente se presentan los conceptos generales y las normas aplicables. Luego, trata los cálculos hidrológicos y, en particular, los análisis de crecientes con todos los elementos necesarios para su estudio, evaluación y determinación. Se consideran también los cálculos hidráulicos en sus diversas manifestaciones y detalles.

Así mismo se resalta el tema de la resistencia hidráulica en corrientes naturales con un análisis pormenorizado de las microformas y todas las recomendaciones teóricas y prácticas para seleccionar el coeficiente de rugosidad de Manning, incluyendo una metodología desarrollada por el autor, similar a la de Cowan. Se desarrolla también una visión extensa de la condición de umbral y de los mecanismos de socavación en cauces aluviales.

Los cálculos de socavación expuestos contienen prácticamente la totalidad de los métodos existentes en todas sus manifestaciones, con análisis pertinentes y los comentarios sobre los autores, rangos de aplicación y vigencia de cada metodología. En un gran número de casos los procedimientos son publicados por primera vez.

Este libro está dirigido a ingenieros civiles, ingenieros agrícolas, geólogos, geomorfólogos, hidrólogos, hidráulicos y puede ser utilizado como texto en cursos de pregrado y posgrado de las diferentes universidades dedicadas a la enseñanza e investigación de estas disciplinas.

Colección: Ingeniería y salud en el trabajo
Área: Ingeniería Civil

Incluye

- Diagnóstico de puentes colombianos que han fallado por socavación.
- Prevención de la socavación en puentes y medidas de protección, tomada del documento HEC-23.
- Resumen de las ecuaciones fundamentales de la hidráulica.

Tomás Ochoa Rubio

Ingeniero civil con maestría en Ingeniería Hidráulica de la Universidad de la Amistad de los Pueblos (Moscú). Consultor nacional e internacional en diseño hidráulico y planeación de obras en ríos. Ha sido docente de asignaturas de estructuras hidráulicas, centrales hidroeléctricas, recursos hídricos, recursos energéticos, hidráulica de tuberías, hidráulica de canales, hidráulica fluvial, mecánica de fluidos y estabilidad de taludes en universidades colombianas.

Autor de *Centrales Hidroeléctricas* (2002), *Hidráulica de Ríos y Procesos Morfológicos* (2011), y de artículos sobre hidráulica y estructuras hidráulicas en las revistas de ingeniería de la Universidad Javeriana, La Gran Colombia y Santo Tomás.

ECOE
EDICIONES

www.ecoediciones.com

ISBN 978-958-771-434-0



9 78958 714340

e-ISBN 978-958-771-435-7