

35
29j



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**"MÉTODOS DE MEDICIÓN DE SOCAVACIÓN LOCAL
EN PUENTES"**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

RUBÉN CHANONA LLANO

DIRECTOR DE TESIS

M. I. HUMBERTO GARDEA VILLEGAS



MÉXICO, D.F.

Abril 1997

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-091/96

Señor
RUBEN CHANONA LLANO
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M. I. HUMBERTO GARDEA VILLEGAS**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"METODOS DE MEDICION DE SOCAVACION LOCAL EN PUENTES"

- | | |
|-------------|--|
| | INTRODUCCION |
| I. | CONCEPTOS BASICOS Y DEFINICIONES DE SOCAVACION |
| II. | DISEÑO DE PUENTES RESISTENTES A LA SOCAVACION |
| III. | ESTIMACION DE SOCAVACION EN PUENTES |
| IV. | EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD A LA SOCAVACION DE PUENTES EXISTENTES |
| V. | INSPECCION DE PUENTES EN BUSQUEDA DE SOCAVACION |
| VI. | PROGRAMA DE INSTALACION DE MEDIDAS PREVENTIVAS Y/O CORRECTIVAS |
| | CONCLUSIONES |

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria 7 13 de enero de 1996.
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP*lmf

A mis padres: Rubén y Rosa María.

A mi hermana: Ana Rosa.

A mis abuelos: Rubén, Concepción, Jorge y Ma. del Carmen.

A toda mi familia.

A la Facultad de Ingeniería, UNAM.

Al Instituto de Ingeniería, UNAM

A mis maestros y compañeros.

A Grissel

A todos mis amigos y,

Al Dr. Zdenek Thomas.

Mi más sincero agradecimiento a los Maestros en Ingeniería:

Humberto Gardea Villegas,

José Antonio Maza Álvarez, y

Victor Franco.

Tema: Métodos de medición de socavación local en puentes.

Introducción.

Propósito de la tesis.
Organización de la tesis.
Antecedentes y estado del arte.
Objetivos de un programa de evaluación de socavación en puentes.
Necesidades de desarrollo e impulso de la investigación actual.

Capítulo I. Conceptos básicos y definiciones de socavación.

- I.1 Descripción general del proceso de socavación.
- I.2 Socavación Total.
 - I.2.1 Agradación y degradación.
 - I.2.2 Socavación por contracción.
 - I.2.3 Socavación local.
 - I.2.4 Desplazamiento lateral del cauce.
- I.3 Agradación y degradación - Cambios a largo plazo en la elevación del lecho del cauce.
- I.4 Socavación por contracción.
 - I.4.1 Aspectos generales.
 - I.4.2 Ecuaciones para socavación por contracción "de lecho vivo".
 - I.4.3 Ecuaciones para socavación por contracción "de agua clara".
 - I.4.4 Velocidad crítica de arrastre del material de fondo.
- I.5 Efectos de remanso en la superficie del agua.
- I.6 Socavación local.
- I.7 Socavación "de agua clara" y "de lecho vivo".
- I.8 Desplazamiento lateral del cauce.
- I.9 Socavación en flujo a presión.

Capítulo II. Diseño de puentes resistentes a la socavación.

- II.1 Filosofía de diseño y conceptos.
- II.2 Procedimiento general de diseño.
- II.3 Lista de consideraciones de diseño.
 - II.3.1 Consideraciones generales.
 - II.3.2 Pilas de puentes.
 - II.3.3 Estribos.
- II.4 Aspectos económicos.

Capítulo III. Estimación de socavación en puentes.

- III.1 Introducción.
- III.2 Procedimiento específico de diseño.
- III.3 Descripción detallada de procedimientos.
 - III.3.1 Determinación de las variables de análisis de socavación.
 - III.3.2 Análisis de cambios a largo plazo en la elevación del lecho del cauce.
 - III.3.3 Evaluación del método de análisis a emplear.
 - III.3.4 Cálculo de la magnitud de la socavación por contracción.
 - III.3.5 Cálculo de la magnitud de la socavación local en las pilas.
 - III.3.6 Cálculo de la magnitud de la socavación local en los estribos.
 - III.3.7 Trazo de profundidades totales de foso de socavación y evaluación del diseño.
 - III.3.8 Procedimiento general completo de diseño.

- III.4 Análisis de socavación para regiones costeras o sujetas a mareas.
 - III.4.1 Introducción.
 - III.4.2 Descripción general de los procesos de marea.
 - III.4.3 Análisis de Nivel 1 - Análisis cualitativo de estabilidad del cauce.
 - III.4.4 Análisis de Nivel 2 - Valoración de problemas de socavación en cruces carreteros.
 - III.4.5 Análisis de Nivel 3 - Uso de modelos físicos (laboratorio) o matemáticos (por computadora).

Capítulo IV. Evaluación de la vulnerabilidad a la socavación de puentes existentes.

- IV.1 Introducción.
- IV.2 Proceso de evaluación.
- IV.3 Implementación de estudios de evaluación de socavación.
- IV.4 Análisis de condiciones desfavorables límite.
 - IV.4.1 Elevaciones de la superficie libre del agua.
 - IV.4.2 Cambios a largo plazo en la elevación del lecho del cauce.
 - IV.4.3 Modificaciones en el trazo del cauce.
 - IV.4.4 Socavación por contracción.
 - IV.4.5 Socavación local en pilas.
 - IV.4.6 Socavación local en estribos.
- IV.5 Documentación de los resultados de la evaluación.

Capítulo V. Inspección de puentes en búsqueda de socavación.

- V.1 Introducción.
- V.2 Estudios previos de gabinete.
- V.3 Procedimientos de inspección de puentes.
 - V.3.1 Valoración de las condiciones de la subestructura.
 - V.3.2 Evaluación del potencial a la socavación en el puente.
 - V.3.3 Inspecciones subacuáticas.
 - V.3.4 Procedimientos de notificación.

Capítulo VI. Programa de instalación de medidas preventivas y/o correctivas.

- VI.1 Introducción.
 - VI.1.1 Puentes nuevos.
 - VI.1.2 Puentes existentes.
- VI.2 Control, monitoreo, inspección, y cierre de puentes susceptibles a la socavación.
 - VI.2.1 Equipo de medición y monitoreo de socavación.
 - VI.2.2 Instrumentación y equipo de medición post - avenida.
 - VI.2.3 Instrumentación y equipo de medición en tiempo real.
 - VI.2.4 Herramientas y procedimientos geofísicos.
 - VI.2.5 Técnicas emergentes para dispositivos de monitoreo.
 - VI.2.6 Aspectos económicos y técnicos.
- VI.3 Medidas preventivas temporales.
- VI.4 Programación de la construcción de obras de protección contra socavación.
- VI.5 Tipos de obras de protección.
 - VI.5.1 Pedraplenes en pilas y estribos.
 - VI.5.2 Taludes guía.
 - VI.5.3 Obras de mejoramiento del cauce.
 - VI.5.4 Puentes de alivio o adición de tramos extra al puente principal.
- VI.6 Sumario.

Conclusiones.

Apéndice. Ejemplo de Aplicación.

LISTA DE FIGURAS.

Figura 1.	Representación esquemática de la socavación por contracción.	3
Figura 2.	Distribución del flujo en una contracción. Planta y perfil.	6
Figura 3.	Representación esquemática de la socavación en una pila cilíndrica.	13
Figura 4.	Profundidad de socavación en un lecho arenoso, como función del tiempo.	16
Figura 5.	Curvas para la determinación del período de retorno más económico.	25
Figura 6.	Velocidad media de sedimentación de partículas arenosas de cuarzo.	31
Figura 7.	Comparación de ecuaciones de socavación para diferentes relaciones y/a .	34
Figura 8.	Comparación de ecuaciones de socavación con mediciones de campo.	34
Figura 9.	Representación gráfica de la ecuación de la CSU.	35
Figura 10.	Formas comunes de pilas en puentes.	36
Figura 11.	Definiciones de velocidades de flujo y tirantes para zapatas expuestas.	40
Figura 12.	Grupos de Pilotes.	41
Figura 13.	Cabezal de pilotes sobre el lecho, en el flujo, o en la superficie libre.	42
Figura 14.	Múltiples pilas anguladas al flujo.	43
Figura 15.	Croquis de una contracción vertical producto de flujo a presión.	44
Figura 16.	Ancho superior de foso de socavación.	46
Figura 17.	Comparación de condiciones de flujo en laboratorio y campo.	48
Figura 18.	Formas de Estribos.	49
Figura 19.	Ajuste de profundidad de socavación en estribos por ángulo de ataque al flujo.	51
Figura 20.	Ejemplo de trazo de profundidades de socavación.	52
Figura 21.	Tipos de cruces sobre cauces de marea.	56
Figura 22.	Principales términos referentes a mareas.	57
Figura 23.	Transporte de sedimentos en regiones costeras.	59
Figura 24.	Perfil típico proporcionado por un radar de penetración.	81
Figura 25.	Representación esquemática del campo de acción de un transductor.	82
Figura 26.	Arreglo típico de monitoreo con transductores sintonizados acústicos.	83
Figura 27.	Arreglo esquemático del método del espectrómetro γ .	84
Figura 28.	Detalle de la herradura.	85
Figura 29.	Dispositivo de flotación para lanzamiento de instrumentación para monitoreo en tiempo real.	86
Figura 30.	Arreglo típico del sistema Wallingford.	88
Figura 31.	Esquematzación del funcionamiento del Perfilador Acústico de Corriente Doppler.	89
Figura 32.	Arreglo esquemático del Perfilador Acústico de Corriente Doppler.	89
Figura 33.	Disposición de una sección típica para estribo derramante sobre llanura de inundación, con canal principal adyacente.	92

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

Figura 34.	Vista en planta de la localización de inicio de falla en pedrapienes para estribos derramantes.	93
Figura 35.	Planta y sección típicas de diques de encauzamiento.	95
Figura 36.	Regreso gradual del gasto en los canales secundarios al canal principal con el uso de diques de encauzamiento.	95
Figura A1.	Sección transversal del puente propuesto.	100
Figura A2.	Secciones de iso-conducción en la sección aguas arriba del puente.	101
Figura A3.	Secciones de iso-conducción en la sección transversal bajo el puente.	102
Figura A4.	Distribución de velocidades en planta en las secciones de iso-conducción aguas arriba del puente y bajo el puente.	103
Figura A5.	Distribución de velocidades en el cruce del puente.	105

LISTA DE TABLAS.

Tabla 1.	Factor de Corrección K_1	36
Tabla 2.	Factor de Corrección K_2	37
Tabla 3.	Factor de Corrección K_3	37
Tabla 4.	Límites para tamaño de material de fondo y factor de corrección K_4 .	38
Tabla 5.	Coefficiente de corrección por forma de estribo, K_1	51
Tabla 6.	Valoración de socavación potencial en puentes.	74
Tabla 7.	Comparación sistemática de sistemas de monitoreo e instrumentación.	90
Tabla 8.	Coefficiente de corrección por tipo de estribo, K .	94
Tabla A1.	Variables hidráulicas para el cálculo de la socavación por contracción "de lecho vivo".	102
Tabla A2.	Variables hidráulicas para el cálculo de la socavación por contracción "de agua clara" en la margen izquierda del cauce.	103
Tabla A3.	Variables hidráulicas para el cálculo de la socavación local en las pilas, (Sección de iso conducción No. 12)	103
Tabla A4.	Variables hidráulicas para el cálculo de la socavación local en el estribo de la margen izquierda, usando la ecuación de Froehlich.	104
Tabla A5.	Variables hidráulicas para el cálculo de la socavación local en el estribo de la margen izquierda, usando la ecuación HIRE.	104
Tabla A6.	Variables hidráulicas para el cálculo de la socavación local en el estribo de la margen derecha, usando la ecuación HIRE.	104

Lista de Figuras y de Tablas

INTRODUCCIÓN.

PROPÓSITO DE LA TESIS.

Este trabajo tiene como propósito principal el proveer, al Ingeniero Civil con especialización en Hidráulica, de los métodos más modernos para :

1. Diseñar las cimentaciones de nuevos puentes y reparar las existentes para resistir los efectos de la socavación.
2. Evaluar las cimentaciones de puentes existentes en función a su vulnerabilidad a la socavación,
3. Realizar inspecciones en cimentaciones de puentes existentes con el fin de determinar su grado de erosión.
4. Instalar en los puentes existentes y por construirse, dispositivos que eliminen, protejan, o por lo menos reduzcan los efectos de la socavación en su cimentación, y
5. Refinar los métodos matemáticos desarrollados hasta la fecha, lo cual, posiblemente, dará como resultado una mejor estimación de profundidades de socavación en las pilas de puentes.

ORGANIZACIÓN DE LA TESIS.

Los procedimientos propuestos en este documento reflejan, en conjunto, el estado del arte en la práctica de la Ingeniería Civil en lo referente a los problemas de socavación en puentes.

La presente Introducción detalla los antecedentes y bases teóricas del problema, así como una revisión general del estado del arte en lo referente a los estudios y desarrollos en socavación local en pilas de puentes. Los conceptos básicos y definiciones se presentan en el Capítulo I.

Dentro del Capítulo II se proponen recomendaciones para el correcto desplante de las cimentaciones de puentes enfocadas a resistir la socavación.

En el Capítulo III se estudian las ecuaciones para el cálculo y evaluación de las profundidades de socavación total en pilas y estribos de puentes localizados tanto en ríos como en canales de marea y llanuras de inundación.

En el Capítulo IV se proponen procedimientos para llevar a cabo evaluaciones y análisis de socavación en puentes existentes. Dentro del Capítulo V se presentan líneas de acción para inspección de puentes socavados.

Finalmente, en el Capítulo VI, se comentan y exponen las técnicas e instrumentación más modernas empleadas actualmente, o que se implementarán en el futuro inmediato, para monitorear y hacer mediciones "in situ" en la pilas y estribos de puentes en el momento en que la socavación se está desarrollando en su cimentación.

Así mismo se propone un plan de acciones encaminadas a la instalación de dispositivos de protección contra la socavación, con el fin de reforzar aquellos puentes que sean considerados vulnerables a ésta.

De manera adicional, en el Apéndice se presenta un ejemplo de cálculo donde se describen en forma resumida los procedimientos y métodos propuestos en el Capítulo III de esta tesis.

Es conveniente mencionar, que en este trabajo, se empleó el Sistema Internacional de Unidades (SI), por lo que la unidad de longitud es el metro (m.); de masa, el kilogramo (kg.); de fuerza, el Newton (N); de presión, el Pascal (Pa = N / m²); de temperatura, el grado centígrado (°C); y de tiempo, el segundo (s).

ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE.

La causa más común de falla en puentes se debe a las inundaciones o avenidas, es decir, la sobreelevación de la superficie libre del agua de un río por encima de su nivel normal; siendo la socavación de la cimentación del puente, el daño más frecuente por este motivo.

El diseño hidráulico de puentes está típicamente basado en el análisis probabilístico de la ocurrencia de avenidas

En los Estados Unidos, durante las inundaciones de la primavera de 1987, 17 puentes en Nueva York y Nueva Inglaterra fueron destruidos o por lo menos seriamente dañados por la socavación.

En 1985, 73 puentes fueron destruidos por las inundaciones y avenidas en Pennsylvania, Virginia y Virginia del Oeste. En 1973, un estudio a nivel nacional, realizado para la Administración de Carreteras Federales de Estados Unidos (Federal Highway Administration, FHWA) referente a la falla de 383 puentes causada por catastróficas inundaciones, mostró que el 24 % de estas fallas involucraba daño a las pilas; y el 72 %, daño a los estribos.⁽¹⁾

Un segundo y más profundo estudio realizado en 1978, indicó que la socavación local en pilas de puentes era un problema de igual magnitud que los de socavación en estribos.⁽²⁾ Varios casos históricos de este tipo de problemas en importantes puentes en los Estados Unidos, se presentan en el Transportation Research Record No. 950.⁽³⁾

El análisis de estos casos se debe fomentar, ya que proporciona un mayor entendimiento acerca de las condiciones y eventos que contribuyen a la socavación en puentes, así como formas de evitar o mitigar estos problemas.

De la información recabada, la inundación de 1993 en la cuenca del Mississippi, causó 23 fallas de puentes, los daños fueron estimados en aproximadamente \$15 millones USD. Las causas de dichas fallas fueron: catorce por socavación en estribos, dos por socavación en pilas, tres por socavación tanto en pilas como en estribos, dos por deslizamiento de taludes laterales, uno por carga de sedimentos acarreados y uno por socavación desconocida.⁽⁴⁾

En las avenidas provocadas en 1994, por la tormenta "Alberto" en Georgia, más de 500 puentes estatales y privados sufrieron daños atribuibles a socavación. Treinta y uno de los puentes estatales sufrieron de 4 a 6 m. de socavación por contracción y/o degradación a largo plazo, además de socavación local. Estos puentes fueron reemplazados. De los más de 150 puentes dañados por socavación, el Estado también recomendó que 73 puentes particulares fueran reparados o reemplazados. Así pues, el daño total al sistema de carreteras del Estado fue de aproximadamente \$130 millones USD.⁽⁴⁾

Las especificaciones estándar de la Asociación Americana de Carreteras Estatales y Oficiales de Transporte (American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO) para puentes carreteros, señalan los siguientes requisitos para referenciar el problema de estabilidad de cauces y socavación:⁽⁵⁾

- Los estudios hidráulicos son parte necesaria del diseño preliminar de un puente. Estos deberán incluir profundidades estimadas de socavación en las pilas y estribos de la estructura propuesta.
- La profundidad probable de socavación deberá determinarse por medio de exploración subsuperficial y estudios hidráulicos. Refiérase al Artículo 1.3.2 de estas especificaciones, así como

a la Circular de Ingeniería Hidráulica N° 18 (HEC-18) de la FHWA, para conocer los lineamientos generales de dichos estudios.

- En todos los casos, la longitud de la pila se determinará de tal manera que la carga estructural de diseño pueda ser totalmente soportada por debajo del nivel probable de socavación.

OBJETIVOS DE UN PROGRAMA DE EVALUACIÓN DE SOCAVACIÓN EN PUENTES

En la República Mexicana, los estudios e investigación desarrollada hasta el momento, referente a la socavación, son pocos. Por esto, los datos en cuanto a puentes sobre ríos en el país, su estado actual, y vulnerabilidad a socavación, son muy difíciles de obtener, o en algunos casos, no existen. Por lo anterior, la necesidad de minimizar el daño a los puentes nacionales en el futuro, requiere de atención adicional encaminada al desarrollo e implementación de mejores procedimientos de diseño e inspección de puentes tomando en cuenta la socavación.⁽⁵⁾

Más del 75 % de la totalidad de los puentes del país se encuentran sobre cauces de ríos. Estadísticamente, cientos de estos cauces pueden sufrir avenidas con una magnitud aproximada equivalente a un periodo de retorno de 100 años o más cada año. Ya que no es económicamente factible construir todos los puentes para resistir avenidas con periodos de retorno más grandes, o instalar dispositivos reductores en todos los puentes existentes para asegurar una invulnerabilidad a los daños por socavación, se deberán aceptar un cierto riesgo de falla en las avenidas futuras.

Sin embargo, todo puente sobre un río, ya sea existente o en etapa de diseño, deberá ser valorado en cuanto a su vulnerabilidad al paso de grandes avenidas, para tomar las medidas preventivas y/o correctivas adecuadas.

El costo adicional de hacer un puente menos vulnerable a la socavación es pequeño cuando se le compara con el costo total de una falla, la cual puede ser de dos a diez veces el costo del propio puente. Además, la necesidad de proporcionar seguridad a los usuarios y minimizar los adversos efectos del cierre de un puente requiere de mayores esfuerzos para mejorar el estado del arte en la práctica para el diseño y mantenimiento de la cimentación de puentes para resistir los efectos de la socavación.

Los procedimientos que se proponen en esta tesis servirán como una guía para implementar las recomendaciones dictadas en los Consejos Técnicos de la SCT. Dichas recomendaciones han sido desarrolladas para resumir los elementos esenciales que deberán ser usados al desarrollar un adecuado programa de evaluación de puentes. Un elemento clave del programa es la identificación de puentes críticos susceptibles a la socavación y su posterior documentación en un registro a nivel nacional.⁽⁷⁾

NECESIDADES DE DESARROLLO E IMPULSO DE LA INVESTIGACIÓN ACTUAL.

Todos los problemas asociados a la estimación de profundidades de erosión y a la necesidad de economía y seguridad en los diseños de puentes no están siendo dirigidas por ninguna institución o agencia gubernamental, particular o educativa en el país. Sin embargo, aunque en México si se considera actualmente la socavación para el diseño de puentes, debe crearse conciencia de la utilidad y necesidad de tomarla en cuenta para revisar las cimentaciones de puentes existentes.

Las siguientes secciones detallan los rubros en los cuales deberán concentrarse los esfuerzos futuros en el desarrollo de las investigaciones.

a. Mediciones en campo.

Las ecuaciones y métodos utilizados actualmente para estimar el grado de socavación en puentes, están basadas principalmente en investigaciones de laboratorio.

No se han recolectado datos de campo para verificar los rangos de aplicación y exactitud de los diferentes procedimientos de diseño tomando en cuenta un amplio rango de tipos y condiciones del suelo que conforma el fondo del río, particularidades en el flujo, así como los diferentes tipos de estructuración en los puentes del país.

En particular, los gobiernos estatales, a través de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y de compañías particulares y/o educativas de investigación, deben de ser estimulados para iniciar estudios con el propósito de obtener mediciones "in situ" de socavación y de las condiciones hidráulicas de cada puente para evaluar, verificar y mejorar los métodos existentes de cálculo, y así mismo para evitar daños en el sistema carretero nacional.

Hasta el momento, ningún estado del país ha iniciado o promovido estas acciones.

b. Equipo para medición y monitoreo de socavación.

Existe una gran necesidad de desarrollo de instrumentación y equipo que sea capaz de indicar cuando un puente está en una condición de falla inminente debido a que su cimentación se encuentra socavada. De los puentes construidos por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en el país, alrededor del 35 % se han diseñado tomando en cuenta algún procedimiento para estimar socavación. Del porcentaje restante, muchos tienen cimentaciones vulnerables a este fenómeno; sin embargo, no es económicamente factible reparar o reemplazar todos esos puentes.

Por lo tanto, dichos puentes deberán ser sometidos a un riguroso programa de monitoreo durante el paso de avenidas, y en su caso, ser cerrados antes de que se colapsen.

c. Programas de cómputo para análisis de socavación.

Es deseable un constante desarrollo y mantenimiento de los programas de análisis en todos los tipos y facetas de la socavación en puentes. En México no existe ningún instituto de investigación o compañía comercial que haya desarrollado algún programa de cómputo que involucre este fenómeno.

En los Estados Unidos, la FHWA ha desarrollado un programa para microcomputadora llamado WSPRO (Water Surface PROfiler) o Perfilador de Superficie Libre del Agua; el cual es recomendado para obtener variables hidráulicas necesarias para realizar cálculos de diferentes parámetros de socavación.

Existe otro programa desarrollado conjuntamente por la FHWA y el Centro McTrans en Florida conocido con el nombre de BRI-STARS (BRIDGE StreamTube model for Alluvial River Simulation) o Modelo de Puente en un Tubo de Flujo para la Simulación de Ríos de lecho Aluvial. Actualmente se encuentra en etapa de calibración y mejoramiento en la Universidad de Kansas por personal de la compañía PC Trans.

El último avance en este campo es un proyecto de investigación patrocinado por la FHWA para adaptar los actuales modelos uni y bidimensionales para la obtención de variables aplicables al cálculo de parámetros de socavación en ríos influenciados por las mareas.⁽⁹⁾

d. Estudios de Campo y Laboratorio.

Estos estudios son necesarios para una mejor comprensión de ciertos elementos del proceso de socavación y en el desarrollo de métodos alternativos de protección contra socavación.

Solo a través de experimentos controlados se podrán determinar los efectos, los parámetros y variables asociadas a la socavación. Con estos estudios, las ecuaciones empleadas para la predicción de profundidades de socavación podrán ser mejor calibradas y reflejar de manera

más cercana los resultados de mediciones en campo, así mismo, será posible generar nuevos métodos de diseño para protección contra la socavación.

Los resultados de dichos experimentos, desarrollados en laboratorio, deberán ser verificados con las mediciones realizadas simultáneamente en campo. Los estudios de laboratorio son necesarios para :

- Mejorar los métodos de cálculo de profundidades de socavación asociadas a flujo a presión,
- Desarrollar nuevas ecuaciones o mejorar las existentes para socavación en estribos, debido a que las usadas actualmente usan erróneamente la longitud del estribo como factor principal,
- Mejorar los métodos de estimación de socavación cuando los estribos están fuera del canal y existe flujo sobre ellos por desbordamiento del río,
- Conducir investigaciones y estudios de la mecánica de la socavación en ríos y ríos de marea,
- Determinar métodos para el cálculo de profundidades de socavación cuando existe acumulación de despojos y escombros en una o varias pilas de un puente o en sus estribos,
- Afinar los conocimientos que hasta la fecha se tienen de la influencia de material graduado, acorazado o cohesivo en el lecho del río para el caso de máxima socavación local en pilas y estribos,
- Mejorar las ecuaciones de cálculo para determinar profundidades de socavación para zapatas localizadas a diferentes elevaciones del lecho del río,
- Perfeccionar los métodos para determinar el tamaño y posicionamiento (elevación, ancho y localización) del pedraplén o enrocamiento en el foso de socavación para la protección de pilas y estribos,
- Determinar el ancho del foso de socavación como una función de su profundidad y del tamaño del material del lecho del río,
- Tener un mejor conocimiento de los efectos del tirante y la velocidad del flujo, en la profundidad de los fosos de socavación,
- Aumentar nuestro entendimiento del mecanismo de falla de puentes por socavación, el cual combine los diferentes factores que la provocan (forma de la pila y los estribos, contracción del área hidráulica, falla de taludes, degradación del material del fondo, etc.) con una estimación de la sección transversal socavada del río,
- Mejorar los métodos de cálculo para considerar el efecto del ángulo de incidencia del flujo sobre la pila y/o estribo en la profundidad de la socavación,
- Determinar el efecto de pilas anchas o de ancho variable en la profundidad de socavación,
- Evaluar el impacto y/o influencia del traslape de fosos de socavación, y
- Determinar las profundidades de socavación en estructuras diseñadas como alcantarillas o atarjeas sin fondo, esto es, apoyadas en zapatas separadas y sobre suelo erosionable.

I. CONCEPTOS BÁSICOS Y DEFINICIONES DE SOCAVACIÓN.

I.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROCESO DE SOCAVACIÓN.

La socavación es el resultado de la acción erosiva de un flujo de agua, o sea, del agua en movimiento; la cual excava y acarrea material del lecho y taludes de un cauce natural, esto incluye tanto eventos extraordinarios (avenidas), como el flujo normal de un cauce, aunque éste no cause una socavación crítica.

La susceptibilidad a la socavación de los diversos materiales encontrados en la Naturaleza es diferente en cada caso, es decir, se degradan a diferentes tasas. Los suelos granulares sueltos de baja compacidad son rápidamente erosionados por un flujo de agua, mientras que los suelos cohesivos son más resistentes a este fenómeno.

De cualquier manera, la profundidad última o máxima de socavación en suelos cohesivos puede ser tan profunda como en cauces con lechos arenosos. Bajo condiciones de flujo constante, la socavación en lechos arenosos o gravosos, alcanzará su máxima profundidad en cuestión de horas; para lechos cohesivos, en días; en morrena glacial, arenisca y esquisto, en meses; para piedra caliza en años, y finalmente para granito de alta densidad en centurias.

La determinación de la magnitud de la socavación se torna complicada debido a la naturaleza cíclica del proceso de socavación. La socavación puede alcanzar su máxima profundidad muy cerca al pico de una avenida, pero será difícilmente apreciada ya que las aguas que representan la cola del hidrograma de la avenida, traerán una carga de sedimento a baja velocidad, y los fosos provocados por la socavación se rellenarán con dicho sedimento. A este proceso de rellenado se le conoce como "*infilling*".

Los diseñadores e inspectores necesitarán estudiar cuidadosamente la información del subsuelo en cada sitio sobre el que se despiente un puente para poder evaluar su potencial de socavación, teniendo especial atención a cimentaciones sobre roca. Los macizos rocosos poco fracturados son altamente resistentes a la socavación durante la vida útil de un puente estándar.

Todas las ecuaciones para el cálculo de socavación por contracción, y socavación local están basadas en experimentos de laboratorio con muy poca o nula verificación de dichos modelos contra datos de campo. Así mismo cabe hacer mención que todos los estudios desarrollados hasta la actualidad se han llevado a cabo para condiciones de flujo subcrítico o lento.

De cualquier manera, las profundidades de socavación - local o por contracción - en pilas de puentes tan profundas como las estimadas con dichas ecuaciones se han observado en campo. Las ecuaciones recomendadas en este documento son consideradas como las más adecuadas, y de mayor rango de aplicación para el cálculo de profundidades de socavación.

Un factor importante en la socavación de puentes sobre ríos es determinar si dicha socavación es "de agua clara" o "de lecho vivo". La socavación "de agua clara" ocurre cuando no hay arrastre del material del lecho del río aguas arriba del sitio del puente, lo cual no ocurre muy frecuentemente. La socavación "de lecho vivo" ocurre cuando si se presenta dicho arrastre de material del fondo y/o taludes del río desde aguas arriba del cauce hasta el sitio del puente; este caso es el que tiene mayor importancia para el diseñador. Este tema se discutirá más a fondo en las secciones 1.4 y 1.6 de este capítulo.

Este documento presenta procedimientos, ecuaciones y métodos para analizar la socavación tanto en ríos como en regiones costeras. En entornos de río, la socavación es el resultado del flujo del agua en una dirección (hacia aguas abajo). En regiones costeras, las carreteras que cruzan los cauces y/o están localizadas en su seno por medio de terraplenes, están sujetas a fluctuaciones en la marea, y la socavación puede ser resultado de un flujo en dos o más direcciones.

En vías fluviales o navegables influenciadas por variaciones en el nivel de la marea, las velocidades de flujo no necesariamente disminuyen mientras la socavación ocurre y el área hidráulica aumenta. En este caso, mientras el área hidráulica aumenta, el gasto de descarga también se incrementa. Lo anterior es válido también en ríos de planicie y de montaña.

No obstante, los métodos y ecuaciones para determinar la inestabilidad del cauce, la socavación y los dispositivos de protección asociados, pueden ser aplicadas a ambos casos : ríos y cauces costeros. ^(10,11)

La dificultad que se presenta en cauces costeros o de marea radica en la determinación de los parámetros hidráulicos (como el gasto, velocidad y profundidad o tirante) a utilizar en las ecuaciones. La socavación en cauces de marea se discutirá en el capítulo III.

I.2 SOCAVACIÓN TOTAL.

La socavación total en puentes consta de los siguientes tres componentes :

- Agradación y degradación a largo plazo,
- Socavación por contracción, y
- Socavación local.

Adicionalmente, el desplazamiento lateral del cauce deberá de ser valorado cuando se estime la socavación total en las pilas y los estribos del puente en cuestión.

I.2.1 Agradación y Degradación.

La agradación y degradación son cambios, a largo plazo, en la elevación del lecho del cauce, causados por procesos naturales o inducidos por el hombre, los cuales pueden afectar el tirante del agua en el sitio donde se desplantó el puente.

La agradación involucra la deposición del material erosionado del lecho del canal o de la cuenca aguas arriba del sitio del puente ; mientras que la degradación se refiere al descenso o socavación del lecho del río causada por un déficit de suministro de sedimento desde aguas arriba del cauce.

I.2.2 Socavación por contracción.

La socavación por contracción, en un canal natural o en el cruce de un puente, implica la remoción de material del fondo y márgenes a través de toda o casi toda la sección transversal del río en el sitio del puente. Este componente de la socavación puede ser resultado de una contracción en el área hidráulica , un aumento en el gasto, y en la mayoría de los casos, ambas.

La socavación es el resultado de el incremento en la velocidad del flujo y del esfuerzo tangencial o cortante en el lecho del río. La contracción del flujo por los taludes del puente, o su extensión a los canales de alivio de avenidas o inclusive al canal principal es la causa más común de este tipo de socavación, la cual puede ser "de agua clara" o "de lecho vivo" .

Esta última ocurre cuando existe transporte de sedimento en la zona de contracción ; así mismo, la primera se presenta cuando no existe dicho transporte, o cuando el material arrastrado es tan fino que se transporta en suspensión al entrar a la sección contracta.

La socavación por contracción "de lecho vivo" sucede generalmente durante la etapa de crecida de una avenida, mientras que el relleno o "*infilling*" del foso de socavación ocurre en el período de depósito.

Así mismo, la socavación "de agua clara" para gastos pequeños, puede convertirse en socavación "de lecho vivo" cuando el gasto aumenta, debido a que la velocidad del flujo se incrementa.

Este proceso cíclico crea problemas para medir la socavación por contracción después de una avenida o inundación.



Figura 1. Representación esquemática de la socavación por contracción, según Davis.

1.2.3 Socavación local.

Este componente involucra también la remoción de material, pero esta vez de alrededor de las pilas, estribos, espolones y terraplenes. Su causa es una aceleración del flujo, lo cual se refleja en vórtices inducidos por obstrucciones en el flujo.

La socavación local puede ser también "de agua clara" o "de lecho vivo". Ésta última es cíclica por naturaleza; esto es, el foso de socavación que se genera durante la etapa de crecida, es rellenado durante el periodo de depósito o disminución de velocidad.

1.2.4 Desplazamiento lateral del cauce.

Además de los tipos de socavación mencionados anteriormente, la migración o desplazamiento natural del canal principal dentro de una llanura de inundación, puede incrementar la socavación en las pilas, erosionar los estribos, o modificar la socavación total como resultado de una variación en el ángulo de ataque de las pilas.

Los factores que afectan este desplazamiento, influyen también en la estabilidad del puente. Dichos factores son la geomorfología del cauce, la localización del cruce del puente sobre el río, características hidrológicas de las avenidas, así como las propiedades geotécnicas y geológicas de los materiales que conforman el fondo y taludes del canal.^(12,13)

1.3 AGRADACIÓN Y DEGRADACIÓN - CAMBIOS A LARGO PLAZO EN LA ELEVACIÓN DEL LECHO DEL CAUCE.

Los cambios a largo plazo en la elevación del lecho cauce pueden ser causados por procesos totalmente naturales, o bien pueden ser el resultado de modificaciones en el cauce o en la cuenca. El fondo del cauce puede estar en estado de agradación, degradación o en relativo equilibrio en la vecindad del cruce del puente. En esta sección, se estudiarán las tendencias a largo plazo.

Tanto la agradación, como la degradación del lecho del río a largo plazo no incluye ni el corte ni el relleno local del lecho que pudiera ocurrir durante una avenida extraordinaria (socavación por contracción y/o local).

El lecho del cauce puede variar en elevación en sitios específicos durante tal evento y aún así tener tendencia al incremento o decremento de nivel, a largo plazo, sobre un tramo mayor del cauce. La tarea del ingeniero será pues, estimar los cambios de elevación del lecho que ocurrirán a largo plazo durante la vida útil de la estructura.

Las tendencias a largo plazo antes mencionadas pueden modificarse durante la vida útil de un puente. Estos cambios son el resultado de modificaciones al cauce en sí o a la cuenca que lo alimenta, y pueden ser resultado tanto de procesos naturales como de actividades humanas.

El ingeniero deberá evaluar el estado actual del cauce y cuenca para poder entonces valorar el potencial a futuro de cambios en el sistema fluvial. Esto sólo será posible cuando se estimen las variaciones de nivel del lecho del río a largo plazo.

Los factores humanos que afectan los niveles del lecho del río son presas y embalses (aguas arriba o abajo del sitio del puente), cambios en el uso del suelo de la cuenca (urbanización, deforestación, etc.), canalizaciones, cortes de meandros (naturales o artificiales), cambios de nivel del lecho aguas abajo del canal (estructuras de control), extracción de grava del lecho del cauce, desviación de agua fuera del cauce o hacia él, descenso natural de nivel en el sistema fluvial.

El flujo de agua de una bahía o estuario hacia el océano (marea menguante) y los maremotos causarán degradación a un cauce costero; mientras que la deriva litoral, resultará en un incremento de nivel del lecho (agradación).

Para consultar o acceder a documentos que contengan datos acerca de estas variaciones de elevación del lecho del río, se debe recurrir a organizaciones o agencias federales (Comisión Nacional del Agua), aunque en la investigación bibliográfica realizada no se encontró ningún documento de este tipo.

Si no existen datos para el río en estudio o si éstos requieren una evaluación posterior más profunda, la evaluación de los cambios deberá realizarse usando los principios de la mecánica fluvial. Dicha evaluación requiere de la consideración de todas las influencias que intervienen en el cruce del puente, por ejemplo: escurrimientos de la cuenca al cauce (hidrología), deposición de sedimentos dentro del canal (erosión de la cuenca), capacidad de transporte de sedimentos del río (hidráulica), y la respuesta del cauce a estos factores (geomorfología y mecánica fluvial).

En ríos o cauces costeros, tanto los principios de mecánica fluvial, como los de ingeniería de costas serán necesarios. En cauces costeros y estuarios, además de los anteriores, se deberán tomar en cuenta las condiciones de marea reinantes, por ejemplo: el período y magnitud del oleaje de tormenta, el suministro de sedimento al canal por flujo y reflujos de marea, deriva litoral, la capacidad de transporte de sedimento de la marea, así como la respuesta del cauce, o estuario a estos factores.

Las actividades humanas, por su parte, pueden generar significativos impactos morfológicos al cauce. Su valoración requiere el estudio histórico del río, o estuario, así como un estudio del uso actual de suelo y agua, y de controles existentes sobre el cauce. Para organizar dicha evaluación, se puede seguir un procedimiento basado en tres niveles:

- Nivel 1.
Una determinación cualitativa basada en la geomorfología del río, sus características hidrológicas, y en la mecánica fluvial del cauce, así como en su interrelación.

- Nivel 2.
Un análisis geomorfológico el cual involucre relaciones cuantitativas y cualitativas para estimar el comportamiento probable del sistema fluvial frente a varias condiciones futuras, y
- Nivel 3.
El uso de modelos físicos o el modelado por computadora de procesos físicos, usando modelos matemáticos como el BRI-STARS, HEC-6, u otros por desarrollarse a nivel nacional, para predecir cambios cuantitativos en la elevación del lecho del río debido a cambios físicos en el mismo o en la cuenca. ^(14,15)

Debido a que en la literatura nacional no existen métodos para satisfacer los Niveles 1 y 2, se recomienda el uso de los que se incluyen en la Circular de Ingeniería Hidráulica N° 20 "Estabilidad de Cauces bajo Estructuras Carreteras" (HEC-20, "Stream Stability at Highway Structures").⁽¹²⁾

Para áreas costeras, donde la influencia de la marea es importante, los anteriores niveles son igualmente apropiados. Los procedimientos para vías fluviales de marea se discutirán en el capítulo III de esta tesis.

1.4 SOCAVACIÓN POR CONTRACCIÓN.

1.4.1 Aspectos Generales.

La socavación por contracción ocurre cuando, durante una avenida, el área de flujo (área hidráulica) del cauce se reduce ya sea por una contracción natural o por un puente. También ocurre cuando el flujo se derrama por encima del nivel máximo del canal y es forzado de nuevo hacia él por terraplenes de ferrocarriles o de carreteras en la proximidad de un puente.

Según la ecuación de continuidad, un decremento del área hidráulica trae por consecuencia un incremento de la velocidad media y, por consiguiente, también aumenta el esfuerzo tangencial de arrastre en el lecho de la contracción. Por lo tanto, hay un incremento en las fuerzas erosivas en la contracción, y más material del fondo es removido del tramo contracto del que es transportado hacia él. Este incremento en el transporte de material de fondo del tramo, provoca un descenso en el nivel natural del lecho del río.

Mientras el lecho del río sigue descendiendo, el área hidráulica aumenta y, en el caso de ríos, la velocidad y esfuerzo tangencial disminuyen su intensidad hasta que se alcanza un equilibrio relativo, ya sea que la cantidad de material de fondo que es transportada al tramo en estudio se iguala con aquel que es erosionado de éste, o que el esfuerzo tangencial de arrastre disminuya a un valor tal, que no exista remoción de material de fondo en dicho tramo.

En cauces costeros afectados por mareas, mientras el área transversal aumenta, la descarga del océano también lo hará, y por esto, la velocidad media y el esfuerzo tangencial se mantendrán constantes o por lo menos, no disminuirán. A consecuencia de esto, un equilibrio relativo no será posible. Por lo anterior, en entradas de marea (ensenadas), la socavación por contracción tendrá como resultado descenso en el lecho del río a largo plazo.

La socavación por contracción es de naturaleza cíclica: por ejemplo, el fondo se socava durante el período de crecida de una avenida y se rellena en el período de caída. La contracción del flujo en un puente puede ser causada tanto por una disminución en el área hidráulica del canal, o por estribos que se proyecten dentro del canal y/o pilas que bloqueen una o varias porciones del área hidráulica. La contracción puede también ser causada por las aproximaciones hacia el puente, sobre las llanuras de inundación o canales secundarios. Esto puede causar socavación "de agua clara" en la parte trasera de una sección del puente, ya que el flujo en la llanura de inundación normalmente no transporta concentraciones importantes de sedimento. Dicha agua clara recoge sedimento adicional del lecho cuando alcanza el tramo donde se encuentra el puente.

Por añadidura, la socavación local en los estribos puede bien ser incrementada, debido a éste flujo de agua clara regresando al canal principal al final de los estribos.

Otros factores que pueden provocar socavación por contracción son : (1) reducciones naturales en el área hidráulica del cauce (Figura 2), (2) largas aproximaciones al puente sobre la llanura de inundación, (3) formaciones de hielo u obstrucciones, (4) bermas naturales a lo largo de los taludes producidas por deposición de sedimentos, (5) islas o formaciones aguas arriba o abajo del sitio del puente, (6) escombros o arrastres, y (7) crecimiento de vegetación en el canal principal o en las llanuras de inundación.

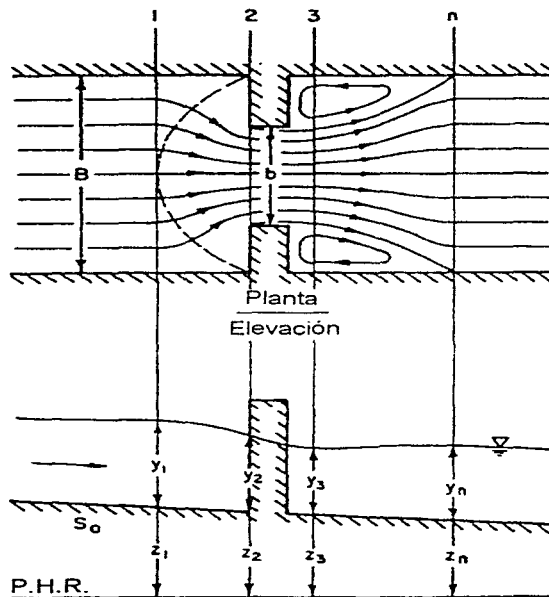


Figura 2. Distribución del flujo en una contracción. Planta y perfil. Según Taylor y Shen.

En un canal natural, el tirante y la velocidad siempre son mayores en la parte externa de una curva, debido a la fuerza centrífuga. De hecho, habrá sedimentación en la parte interna de la curva. Si un puente está localizado en o cerca de una curva, la socavación por contracción se concentrará en la parte externa de la curva. También, en la curvas, la línea de corriente ó "talweg" (donde el tirante es mayor y, típicamente, la velocidad es mayor), se desplazará hacia el centro del cauce mientras el flujo se incrementa. Lo anterior puede incrementar la socavación y contribuirá a desuniformizar la distribución de la socavación en el puente.

Ecuaciones para Socavación por Contracción. Existen dos formas de socavación por contracción; atendiendo a la capacidad del flujo (en la sección aguas arriba de la contracción) para transportar material del lecho del río hacia la contracción.

La socavación "de lecho vivo" ocurre cuando existe arrastre del material del lecho del río desde aguas arriba del sitio, hacia la sección contracta. En este caso, el foso de socavación alcanza el equilibrio cuando el transporte de material fuera del foso es igual al transportado dentro de él desde aguas arriba.

La socavación "de agua clara" sucede cuando la cantidad de material de fondo que es transportado en la sección contracta es pequeño, o el material es transportado a menor capacidad que la total del flujo. En este caso, el foso de socavación alcanza el equilibrio cuando el esfuerzo tangencial promedio de arrastre es menor que el requerido para inducir movimiento incipiente en el material del lecho. Como ya se mencionó anteriormente este caso no es muy frecuente y tiene importancia solo a nivel experimental.

Ambos tipos de socavación se discutirán ampliamente en la sección 1.7

1.4.2 Ecuaciones para Socavación por contracción "de lecho vivo".

Como se mencionó antes, ésta sucede cuando existe transporte de sedimento de aguas arriba del río a la sección donde se encuentra el puente. Con éste tipo de socavación, el área de la sección contracta se incrementa hasta que, en el límite, el transporte de sedimento aguas abajo de la sección contracta iguala al que entra a la misma. Normalmente, el ancho de la sección contracta disminuye y la profundidad aumenta hasta que la condición límite es alcanzada.

Laursen derivó la siguiente ecuación para socavación por contracción "de lecho vivo", basado en una función de transporte simplificada, transporte de sedimento en una contracción muy larga, y otras consideraciones simplificadoras.⁽¹⁶⁾ La aplicación de esta ecuación se presentará en la sección III.3.4.

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{\frac{5}{7}} \cdot \left(\frac{W_1}{W_2} \right)^{k_1} \cdot \left(\frac{n_2}{n_1} \right)^{k_2} \quad (1)$$

$$y_1 = y_2 - y_0 \quad (2)$$

Donde :

y_0	=	Profundidad media del foso de socavación, (m)
y_1	=	Tirante medio del canal principal aguas arriba, (m)
y_2	=	Tirante medio en la sección contracta, después de la socavación, (m)
y_0	=	Tirante en la sección contracta, antes de la socavación, (m)
Q_1	=	Gasto en el canal aguas arriba, transportando sedimento, (m ³ /s)
Q_2	=	Gasto en el canal contraído, (m ³ /s). Usualmente igual al gasto total, a menos que el gasto sea reducido por desbordamiento.
W_1	=	Ancho de la sección del canal principal, aguas arriba, (m)
W_2	=	Ancho de la sección del canal principal, sección contracta, (m)
n_2	=	Coefficiente de rugosidad de Manning para la sección contracta
n_1	=	Coefficiente de rugosidad de Manning para la sección aguas arriba
k_1 & k_2	=	Exponentes de transporte de sedimento (ver siguiente tabla)
V	=	(g y S_1) ^{0.5} , velocidad de fricción en la sección aguas arriba, (m/s)
ω	=	Velocidad media de sedimentación del material de fondo, basado en el D_{50} (m/s), ver figura 6, Capítulo III.
g	=	Aceleración de la gravedad (9.81 m/s ²)
S_1	=	Pendiente de la línea de energía del canal principal, (m/m)
D_{50}	=	Diámetro cincuenta del material del lecho del río, (m)

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

V / J ₀	k ₁	k ₂	MODO DE TRANSPORTE DE FONDO
< 0.50	0.59	0.066	Gasto con material de contacto
0.50 a 2.00	0.64	0.210	Gasto con poco material suspendido
> 2.00	0.69	0.370	Gasto con mucho material suspendido

La localización de la sección aguas arriba del puente para los datos y , Q , W , y n , estará al juicio y experiencia del ingeniero calculista. Una recomendación es tomar dicha sección a una distancia igual a una abertura entre pilas del puente, desde la cara aguas arriba del puente.

1.4.3 Ecuaciones para Socavación por contracción "de agua clara".

La socavación por contracción "de agua clara" ocurre en una contracción larga cuando: (1) no hay transporte de material de fondo del tramo aguas arriba del puente hacia aguas abajo, ó (2) el material es transportado hacia aguas abajo, casi en su totalidad, en suspensión y a una capacidad menor a la total del flujo.

En este tipo de socavación, el área de la sección contracta se incrementa hasta que, en el límite, la velocidad del flujo (V) es igual a la velocidad crítica (V_c), o el esfuerzo de arrastre (τ_0) en el fondo es igual al esfuerzo crítico de arrastre (τ_c) de una partícula del material de fondo de diámetro (D). Normalmente, el ancho (W) de la sección contracta se reduce y el tirante (y) se incrementa hasta que las condiciones límite se alcancen.

Siguiendo los desarrollos dados por Laursen (1963), se desarrollaron ecuaciones para determinar la profundidad del foso de socavación por contracción "de agua clara" en una contracción larga. Para el equilibrio en el tramo contracto:

$$\tau_0 = \tau_c \quad (3)$$

Donde:

- τ_0 = Esfuerzo tangencial promedio en el lecho del cauce, sección contracta.
- τ_c = Esfuerzo tangencial crítico en el lecho del cauce.
- Ambos esfuerzos en Pascales (Pa = N/m²)

El esfuerzo tangencial promedio en el lecho del cauce, usando "y" como el radio hidráulico "R", (válido sólo para relaciones ancho-tirante muy grandes) y la ecuación de Manning para determinar la pendiente hidráulica (S_f), se puede expresar como:

$$\tau_0 = \gamma \cdot y \cdot S_f = \frac{\rho \cdot g \cdot n^2 \cdot V^2}{y \cdot V^3} \quad (4)$$

Para materiales de fondo no cohesivos y socavación por contracción "de agua clara" totalmente establecida, el esfuerzo tangencial crítico se determina con la relación de Shields^(13,17)

$$\tau_c = K_s (\rho_s - \rho) g D \quad (5)$$

El lecho del río en una larga contracción se socavará hasta que se cumpla la ecuación (3), resultando en:

$$\frac{\rho \cdot g \cdot n^2 \cdot V^2}{y \cdot V^3} = K_s (\rho_s - \rho) g D \quad (6)$$

Despejando el tirante (y) en la sección contracta, se tiene:

$$y = \left(\frac{n^2 \cdot V^2}{K_s (S_s - 1) D} \right)^3 \quad (7)$$

En términos del gasto (Q), la ecuación anterior se puede escribir como sigue :

$$y = \left(\frac{n^2 \cdot Q^2}{K_s (S_s - 1) D \cdot W^2} \right)^{3/7} \quad (8)$$

Donde :

y	=	Tirante en la sección contracta después de la socavación, (m)
S _r	=	Pendiente hidráulica, (m/m)
V	=	Velocidad media en la sección contracta, (m/s)
D	=	Diámetro de la partícula mas pequeña no transportable del material de fondo, se recomienda el uso del D ₈₄ (según Maza Alvarez), (m)
Q	=	Gasto, (m ³ /s)
W	=	Ancho de la sección contracta, (m)
g	=	Aceleración de la gravedad, (9.81 m/s ²)
n	=	Coefficiente de rugosidad de Manning.
K _s	=	Coefficiente o Número adimensional de Shields, el cual depende de los siguientes parámetros:
S _s	=	Densidad relativa de sólidos (2.65 para el cuarzo)
γ	=	Peso específico del agua (9810 N/m ³)
ρ	=	Densidad del agua (1000 kg/m ³)
ρ _s	=	Densidad del sedimento (2647 kg/m ³ para el cuarzo)

Las ecuaciones 7 y 8 son básicas para el cálculo de la profundidad de socavación "de agua clara" en una contracción larga. Laursen, en unidades inglesas, usó un valor de 4 para K_s(ρ_s - ρ)g, en la ecuación 5 ; D₅₀ para el tamaño (D) de la partícula más pequeña en reposo del material del fondo, y para el coeficiente de rugosidad de Manning, empleó la aproximación de Strickler (n = 0.034 D₅₀^{1/6}).⁽¹⁷⁾

La anterior consideración de Laursen, con S_s = 2.65 es equivalente a tomar un coeficiente de Shields; K_s = 0.039.

De experimentos en canales artificiales y estudios en ríos naturales con lechos de arena, grava, cantos rodados, y boleos, el coeficiente de Shield (K_s) para iniciar el movimiento, varía de 0.01 hasta 0.25, y es función del tamaño de las partículas, del número de Froude y la granulometría.^(18, 19, 20, 21, 22, 23)

Algunos valores típicos de K_s, para Fr < 0.8 y como función del tamaño del material del lecho son :

- K_s = 0.047 para arena (D₅₀ de 0.065 a 2.0 mm) ;
- K_s = 0.030 para material poco gravoso (D₅₀ de 2 a 40 mm)
- K_s = 0.060 para material grueso (D₅₀ mayor a 40 mm)

En sistema métrico, la ecuación de Strickler para "n" es 0.041 D₅₀^{1/6}, donde D₅₀ está dado en metros. Se recomienda el uso del diámetro medio efectivo del material del lecho (D_m) en lugar del D₅₀, cuya equivalencia aproximada según la HEC-18 de la FHWA es: D_m = 1.25 D₅₀.

Este cambio en la ecuación de Strickler proporciona un valor del coeficiente de rugosidad de Manning, $n = 0.04 D_m^{1/6}$.⁽¹³⁾ Sustituyendo $K_s = 0.039$ en las ecuaciones 7 y 8 proporciona las siguientes ecuaciones:

$$y = \left(\frac{V^2}{40 \cdot D_m^{2/3}} \right)^3 \quad (9)$$

$$y = \left(\frac{Q^2}{40 \cdot D_m^{2/3} \cdot W^2} \right)^{3/7} \quad (10)$$

$$y_s = y - y_0 \quad (11)$$

Donde:

y_s	=	Profundidad media del foso de socavación, (m)
y_0	=	Tirante en la sección contracta, antes de la socavación, (m)
Q	=	Gasto a través de la contracción, (m^3/s)
D_m	=	Diámetro medio del material de fondo (1.25 D_{50}) en la contracción, (m)
W	=	Ancho de la sección contracta, (m)

Se observó en cuanto al diámetro medio del material del fondo D_m , la recomendación proporcionada por la FHWA, puede no ser útil. En rigor, debe de estudiarse la desviación estándar geométrica y la ley de distribución probabilística que siga la curva granulométrica del lecho, y puede variar entre D_{50} y D_{65} .

Las ecuaciones para socavación por contracción "de agua clara" consideran materiales de fondo homogéneos. Pero se pueden usar de modo secuencial para materiales de fondo con estratigrafía variada, procediendo por tanteos.

Las ecuaciones 8 y 10 no proporcionan la distribución de la socavación por contracción en la sección transversal en estudio. En muchos casos, el suponer una profundidad de foso de socavación uniforme en toda la sección del cruce del puente no conduce a errores mayores (por ejemplo: puentes pequeños, puentes de alivio o auxiliares con secciones transversales simples o en tramos rectos). Por lo anterior, dichas ecuaciones son exclusivamente para determinar una profundidad de foso promedio en la sección.

Sin embargo, para puentes muy anchos, o localizados en curvas o recodos, puentes con llanuras de inundación, o en cruces con gran variación de materiales de fondo tanto en tamaño como en granulometría, las profundidades de socavación no se distribuirán uniformemente a lo largo de su sección transversal. Para estos casos, las ecuaciones 7 y 9 serán útiles si se conoce la distribución de la velocidad y_0 del material del lecho del cauce en la sección.

Existen programas de computadora como el WSPRO (Water Surface PROfiler), los cuales utilizan tubos de flujo para proporcionar tanto el gasto como la distribución de velocidad en la sección transversal.⁽²⁴⁾ Usando dicha distribución, las ecuaciones 7 y 9 pueden ser empleadas para estimar la distribución de las profundidades de socavación en la sección.

En la investigación bibliográfica realizada, ambos grupos de ecuaciones para valorar la socavación por contracción, fueron las que mostraron resultados más cercanos a los resultados de laboratorio y de mediciones en la naturaleza, por lo que se consideran viables para un análisis de nivel primario.

Si el caso lo justifica, y se desea un análisis más detallado, un modelo de transporte de sedimento como el que utiliza el programa BRI-STARS será el indicado.⁽¹⁴⁾

1.4.4 Velocidad Crítica de arrastre del material de fondo.

Tanto la velocidad como el tirante dados por la ecuación 7 están asociados con el movimiento incipiente de la partícula indicada de tamaño (D). Si de esta ecuación se despeja la velocidad crítica (V_c) para el inicio de movimiento del material de fondo, se tiene, según Laursen:

$$V_c = \frac{K_s^{1/2} \cdot (S_s - 1)^{1/2} \cdot D^{1/2} \cdot y^{1/6}}{n} \quad (12)$$

Usando $K_s = 0.039$, $S_s = 2.65$ y $n = 0.041 D^{1/6}$, la ecuación 12 toma la forma :

$$V_c = 6.19 y^{1/6} \cdot D_{50}^{1/3} \quad (13)$$

Donde :

V_c	=	Velocidad crítica de arrastre, (m/s)
K_s	=	Coefficiente de Shield
S_s	=	Densidad relativa de sólidos
D	=	Tamaño del material de fondo, (m)
D_{50}	=	Diámetro medio del material de fondo, (m)
y	=	Tirante en la sección, después de la socavación, (m)
n	=	Coefficiente de rugosidad de Manning.

1.5 EFECTOS DE REMANSO EN LA SUPERFICIE DEL AGUA.

Las ecuaciones para socavación por contracción "de lecho vivo" se dedujeron asumiendo flujo uniforme tanto aguas arriba como aguas abajo del sitio del puente, así como una contracción de longitud considerable. De igual manera, las ecuaciones para socavación por contracción "de agua clara" consideran que la profundidad de socavación se incrementa hasta que el esfuerzo de arrastre y la velocidad del flujo disminuyen hasta que el transporte de sedimento cesa.

De lo anterior, es claro que estas consideraciones conllevan el hecho de que el flujo va de un estado de flujo permanente a otro también permanente. Debido a la consideración de una contracción larga, las ecuaciones pueden sobrevaluar la profundidad de socavación. De cualquier manera, existen aceleraciones del flujo en el puente, las cuales compensan el error inducido por asumir la transición de un estado de flujo permanente a otro.

Adicionalmente, si existe un remanso apreciable aguas arriba del sitio, el flujo se acelerará a su paso por el puente, lo cual incrementará la profundidad de socavación.

Laursen no usó un balance de energía en la deducción de sus ecuaciones para socavación "de lecho vivo".⁽²⁵⁾ Pero de cualquier manera, uno puede considerar un volumen de control con un remanso o incremento de nivel en la superficie libre, y aún así derivar la relación " $y_2 y_1$ " de Laursen usando sus suposiciones.

De igual manera, al calcular: $y_s = y_2 - y_1$, se considera que la superficie libre del agua no tiene cambios de nivel, y un cálculo más consistente se logrará al aplicar la ecuación de energía tanto antes como después de ocurrida la socavación.

Para condiciones "de lecho vivo", dicho balance de energía se aplicaría entre la sección aguas arriba de la contracción (1) y la sección contracta (2). Análogamente, para socavación "de agua clara", se tomarán los mismos criterios.

El balance de energía entre las secciones se escribe en términos de la siguiente ecuación :

$$y_2 = (y_2 - y_1) + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) - S_0 \cdot L_{1-2} + h_{1-2} \quad (14)$$

Donde :

S_0	=	Pendiente promedio del fondo o plantilla del cauce, (m/m)
L_{1-2}	=	Longitud entre las secciones 1 y 2, (m)
h_{1-2}	=	Pérdida de energía entre las secciones 1 y 2, (m)

Las ecuaciones de socavación por contracción de Laursen simplemente ignoran los últimos tres términos de la ecuación 14, los cuales son, normalmente, despreciables a comparación de la socavación por contracción. Sin embargo, si la contracción provoca un remanso hacia aguas arriba, y el flujo en la contracción se desarrolla a altas velocidades, los últimos tres términos de la ecuación anterior pueden no ser despreciables, especialmente el término que involucra la carga de velocidad.

En el límite, la velocidad puede ser tan alta, que el número de Froude en la sección contracta puede igualarse a uno, lo cual provoca que se forme un salto hidráulico ondular y débil, aguas abajo de sitio del puente. Para evaluar y analizar condiciones de remanso es necesario un amplio criterio y experiencia ingenieril.

Estas condiciones de remanso, en casos extremos, pueden reducir la velocidad, el esfuerzo de arrastre y por lo tanto el transporte de sedimento en la sección aguas arriba del puente. Lo cual tendrá como consecuencia un incremento de la socavación en la sección contracta. Así mismo, este fenómeno puede cambiar las condiciones de socavación "de lecho vivo" a "de agua clara" por medio de la acumulación de sedimentos en la sección aguas arriba de la contracción.

Las ecuaciones para cálculo antes presentadas proporcionan un rápido y efectivo, aunque conservador, método de valuación de socavación por contracción. Sin embargo, dichas ecuaciones tienen una alta correlación con los resultados observados en campo.

1.6 SOCAVACIÓN LOCAL.

El mecanismo básico que provoca socavación local en pilas y estribos de puentes es la formación de vórtices (conocido como "vórtice herradura") en sus bases (Figura 3). Dicho vórtice es el resultado de una acumulación de agua en la cara aguas arriba del obstáculo y una subsecuente aceleración del flujo alrededor de la nariz de la pila o estribo. La acción del vórtice remueve material del lecho del río de alrededor de la base de la obstrucción.

La tasa de arrastre de sedimento fuera de la región de la base es mucho mayor a aquella que introduce sedimento a dicha zona, y, consecuentemente, se desarrolla un foso de socavación. Mientras la profundidad de dicho foso se incrementa, la fuerza del vórtice herradura disminuye, reduciendo de este modo el transporte de sedimento de la zona en estudio.

Eventualmente, para socavación local "de lecho vivo", el equilibrio se restablece cuando la entrada de sedimento al foso es igual al que sale de él, lo cual cesa la socavación. Para socavación "de agua clara", ésta termina cuando el esfuerzo de arrastre, causado por el vórtice herradura, iguala al esfuerzo crítico de arrastre de las partículas de sedimento en el fondo del foso de socavación.

Adicionalmente al vórtice herradura alrededor de la base de la pila, existen vórtices verticales aguas abajo de la pila llamados "vórtices de estela". (Figura 3)

Ambas clases de vórtices causan remoción del material en la base de las pilas. Sin embargo, la intensidad de los vórtices de estela disminuye rápidamente a medida que se alejan de la pila hacia aguas abajo. Como resultado de estos fenómenos, inmediatamente aguas abajo de una pila de puente, generalmente se presenta deposición de material de fondo.

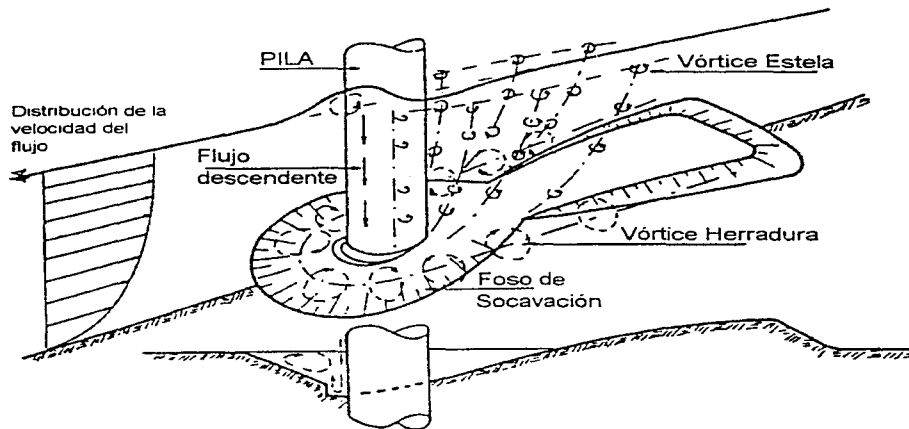


Figura 3. Representación esquemática de la socavación en una pila cilíndrica. Según Raudkivi.

Los factores que afectan la magnitud de la socavación local en pilas y estribos de puentes son (1) la velocidad de flujo de aproximación, (2) el tirante, (3) el ancho de la pila, (4) el gasto interceptado por el estribo, el cual es encauzado nuevamente al canal principal en el sitio del estribo (en canales de laboratorio este gasto es una función de la longitud en la cual el estribo se introduce en el flujo), (5) largo de la pila (si ésta se encuentra en dirección oblicua al flujo), (6) tamaño y granulometría del material de fondo, (7) ángulo de ataque del flujo de aproximación con respecto a la pila o estribo, (8) forma de la pila o estribo, (9) configuración estratigráfica del lecho del cauce, y en ciertos casos (10) formaciones de hielo, obstáculos y/o desechos arrastrados.

1. La velocidad del flujo afecta la profundidad del foso de socavación local. A mayor velocidad, mayor profundidad del foso. El régimen en el cual se desarrolla en flujo (subcrítico o supercrítico) afecta notablemente la profundidad de la socavación, aunque la mayoría de los datos con que se cuenta en la actualidad, tanto de mediciones en campo, como de estudios de laboratorio, son para flujo subcrítico.
2. El tirante tiene, también, una marcada influencia en la socavación. Un incremento en el tirante puede aumentar al doble o aún más la profundidad del foso. En el caso de estribos, el incremento es aproximadamente del 10 al 115%, dependiendo de la forma del estribo.

3. El ancho de la pila tiene influencia directa sobre la profundidad del foso. Tanto el ancho de la pila como la profundidad del foso están directamente relacionadas, es decir, a un aumento en una, corresponde igualmente un aumento en la otra; aunque existe un límite a ésta proporcionalidad. Se ha observado que para pilas con anchos mayores a 10 m. no se presentan profundidades de socavación local iguales a las calculadas con las ecuaciones existentes.
4. En estudios de laboratorio se ha observado que la socavación crece a medida que se incrementa la longitud del estribo dentro del flujo, lo cual no refleja las condiciones de campo. Los resultados para canales de laboratorio tienen como base que el gasto interceptado por el estribo y devuelto por éste al canal principal, es función de la longitud del estribo.

Pero en el caso de canales naturales o ríos, con una distribución de flujo no uniforme, el gasto que regresa al canal principal no es una simple función de la longitud del estribo. Por lo anterior, las ecuaciones para socavación en estribos, basadas en experimentos, proporcionan profundidades excesivas del foso de socavación. Estas profundidades pueden ocurrir en campo, pero exclusivamente para las condiciones que reproduzcan exactamente aquellas que se establecieron en las pruebas de laboratorio.

5. El largo de la pila no tiene un efecto apreciable en la profundidad de socavación mientras que ésta se coloque alineada con la dirección del flujo. Cuando esto no sucede, el largo de la pila tiene influencia significativa en la profundidad de socavación. De hecho, en este último caso, al duplicar el largo de la pila, se incrementa la profundidad del foso de un 30 a un 60%, dependiendo del ángulo de ataque.
6. Las características del material del lecho del río, tales como tamaño, gradación, y cohesión, pueden afectar la socavación local. Cuando el material del lecho está en el rango de tamaño de las arenas, existe poca influencia en la profundidad de socavación. De igual manera, cuando el material es de mayor tamaño, pero que puede ser movido por el flujo, o por los vórtices y turbulencia creada por la pila o estribo, no afectará la profundidad de socavación máxima, sino sólo el tiempo que tomará en alcanzarse. Partículas de gran tamaño, como gravas gruesas, guijarros o cantos rodados pueden proteger o acorazar el foso de socavación.

Investigaciones llevadas a cabo en la Universidad de Auckland, Nueva Zelanda, por el Departamento de Transporte de Washington y por otros investigadores, llevaron al desarrollo de ecuaciones que toman en cuenta la disminución de la socavación debido al acorazamiento o protección del foso de socavación.^(26, 27, 28, 29) Richardson y Richardson combinaron estas ecuaciones en una sola, simplificándola, y la cual toma en cuenta en tamaño del material del lecho.⁽³⁰⁾ Sin embargo, los datos de campo con que se cuenta son incompatibles para respaldar estas ecuaciones.

Estudios realizados por Anthony Molinas, muestran que para flujo subcrítico y un amplio rango de tamaños de material de fondo, cuando la velocidad de aproximación (V_1) del flujo es menor a la velocidad crítica de arrastre (V_c) para el D_{90} del material del lecho, dicho tamaño de partículas reduce la profundidad de socavación.⁽³¹⁾ Richardson, basado en estos estudios, propuso un factor de corrección K_c para la ecuación de socavación local en pilas.^(25, 32)

El tamaño del material de fondo determina también si la socavación local en una pila o estribo es "de agua clara" o "de lecho vivo". Este punto es discutido en la sección II.7. Materiales de fondo finos (limos y arcillas) tendrán profundidades de socavación tan grandes como cauces con fondos arenosos aunque éstos sean altamente cohesivos. El efecto de la cohesión se refleja en el tiempo que toma al foso de socavación desarrollarse a su máxima profundidad. Con fondos arenosos, el rango es de horas, y

puede desarrollarse en una sola avenida. En materiales cohesivos tomará más tiempo, cuestión de meses, y será el resultado de varias avenidas.

7. El ángulo de ataque del flujo sobre la pila o estribo, tiene efectos sobre la socavación local, como ya se mencionó en el punto 5. La socavación en estribos se reduce cuando los terraplenes están angulados hacia aguas abajo, y se incrementa cuando se angulan hacia aguas arriba. Según Ahmad, la profundidad máxima de socavación en un terraplén inclinado 45° hacia aguas abajo se reduce en un 20% ; mientras, que para un terraplén inclinado 45° hacia aguas arriba se incrementa alrededor de 10%.⁽³³⁾

8. La forma de la nariz de una pila o estribo puede influir hasta en un 20% de la profundidad del foso de socavación. Dando una forma hidrodinámica a la cara aguas arriba de la pila, se reduce la fuerza del vórtice herradura, lo cual reduce en una menor profundidad de socavación. Así mismo, si se le da forma hidrodinámica a la cara aguas abajo de la pila, se reducen los efectos de los vórtices de estela.

Una pila con nariz rectangular, presentará profundidades de socavación 20% mayores que una pila con nariz angular, y 10% mayores que una pila cilíndrica o con nariz redondeada. El efecto de la forma es despreciable para ángulos de flujo mayores a 5° .

Para estribos de retención con paredes verticales en el lado del cauce (paralelas al flujo) y paredes verticales, paralelas a la superficie de rodamiento, tendrán el doble de socavación que aquellas que cuentan con estribos inundables inclinados (en talud).

9. La configuración del lecho arenoso de algunos canales afecta la magnitud de la socavación local. En cauces con fondos arenosos, la forma del lecho (configuración) como lo describe Richardson et al. puede ser ondulada o rizada, en dunas, plana, o antidunas.⁽³⁴⁾

La configuración del lecho depende de la granulometría de la arena del fondo del canal, de características hidráulicas del cauce y de la viscosidad del fluido. La configuración del fondo podrá cambiar de dunas a fondo plano o antidunas durante un incremento en el gasto durante una sola avenida. Podrá así mismo volver a sus condiciones originales con una disminución en el caudal.

De la misma manera, la conformación del fondo podrá verse afectada por un cambio en la temperatura del agua o en la concentración de sedimentos arcillosos y/o limosos. El tipo de configuración de fondo así como sus cambios afectarán la velocidad de flujo, el transporte de sedimento y, por lo tanto, la socavación. Richardson et al. estudia la configuración de lecho del cauce en detalle.⁽¹³⁾

10. En algunas ocasiones, el hielo y despojos de cualquier naturaleza pueden incrementar el ancho efectivo de las pilas, cambiar su forma, incrementar la longitud de un estribo sobre el flujo, y con lo anterior provocar que el flujo se sumerja directamente contra el lecho del cauce. Esto puede provocar un aumento tanto en la socavación local como en la socavación por contracción, pero, desafortunadamente, la determinación de la magnitud de dicho incremento carece de desarrollos teóricos y prácticos.

Los despojos pueden ser tomados en cuenta en las ecuaciones de cálculo estimando cuanto hacen que se incremente el ancho de la pila o el largo del estribo. Para el caso de socavación por contracción, estos efectos pueden incluirse para estimar el tamaño del bloqueo (reducción de claros entre pilas) en las ecuaciones correspondientes.

Las pocas mediciones en campo con que se cuenta en la actualidad para estas condiciones indican que las profundidades de los fosos de socavación pueden alcanzar de 3 hasta 10 m.

1.7 SOCAVACIÓN "DE AGUA CLARA" Y "DE LECHO VIVO".

Existen dos condiciones para socavación por contracción y socavación local : "de agua clara" o "de lecho vivo".

La socavación "de agua clara" ocurre cuando no existe movimiento de material de fondo en el flujo aguas arriba el cruce del puente, o el transporte de sedimento se realiza en suspensión a través del foso de socavación en la pila o estribo a una capacidad menor a la total del flujo. En la pila o estribo, la aceleración del flujo y los vórtices creados por estas obstrucciones provocan el arrastre del material alrededor de ellos. La socavación "de lecho vivo" ocurre cuando existe arrastre de material del lecho del cauce desde aguas arriba del cauce hasta el sitio del cruce del puente.

Algunas situaciones típicas de socavación "de agua clara" incluyen (1) canales con material grueso como fondo, (2) canales con pendiente horizontal con gastos bajos, (3) depósitos locales de material de fondo grueso, los cuales son mayores, en tamaño, que la carga de sedimento transportado por el flujo (los pedraplenes de protección son un caso especial de esta situación), (4) canales naturales revestidos, en donde los únicos sitios donde las fuerzas tractivas pueden penetrar el revestimiento son donde se localizan las pilas y/o estribos, y (5) canales con vegetación, o áreas de inundación.

Durante una avenida o inundación, los puentes sobre los cauces con fondos de material grueso, son frecuentemente sometidos primero a socavación "de agua clara" con gastos pequeños, luego, para gastos mayores, a socavación "de lecho vivo", y de nueva cuenta a socavación "de agua clara" en la etapa de caída de la avenida. La socavación "de agua clara" alcanza su máximo en un periodo mayor de tiempo que la socavación "de lecho vivo" (Figura 4) Esto se debe a que la primera se presenta principalmente en canales con fondos de material grueso. De hecho, la socavación "de agua clara" no alcanzará su máximo hasta pasadas varias avenidas. Cabe resaltar que la socavación local "de agua clara" en pilas de puentes es 10% mayor, en promedio, que la socavación local "de lecho vivo" (promedio) en ellas.

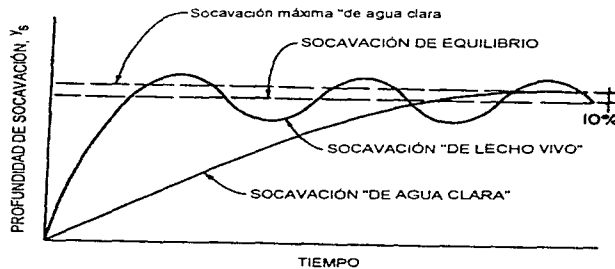


Figura 4. Profundidad de socavación en lechos arenosos como función del tiempo. Según Raudkivi.

En este trabajo las ecuaciones 12 y 13, con $D = D_{50}$, se usan para determinar la velocidad asociada al movimiento incipiente del material de fondo, y pueden ser, de igual manera, indicadoras de condiciones ya sean de socavación "de lecho vivo" o "de agua clara". Es decir, si la velocidad media del flujo en el tramo aguas arriba del sitio del puente es menor o igual a la velocidad crítica de arrastre (V_c) del diámetro medio (D_{50}) del material de fondo, entonces la socavación local y por contracción será "de agua clara".

Otro parámetro se obtiene al observar si la relación de la velocidad de fricción a la velocidad de sedimentación del D_{50} del material del fondo (V/ω) es mayor que 3, la socavación local y por contracción serán también "de agua clara" (ver sección 1.4.2). Si, en cambio, la velocidad media es mayor que la velocidad crítica de arrastre para el diámetro medio del material del fondo, se presentará socavación "de lecho vivo", tanto local como por contracción.

La técnica anterior puede ser aplicada a cualquier canal libre de vegetación, o área de inundación, para discriminar si se presentará socavación "de agua clara" o "de lecho vivo". Este procedimiento deberá aplicarse con cautela para evaluar la ocurrencia de alguno de los dos tipos de socavación sobre los taludes de los canales secundarios. En la mayoría de los casos, la presencia de vegetación en las partes superiores de los terraplenes, les proporcionará una efectiva protección contra velocidades erosivas. De igual manera, en los terraplenes, las velocidades antes de la contracción son bajas generalmente y el material del lecho es tan fino, que casi en todos los casos se presentará socavación "de agua clara".

La socavación local en pilas sobre fondos arenosos configurados en dunas, fluctúa alrededor de la profundidad de equilibrio (Figura 4). Esto es por la variabilidad del material de fondo que es transportado en el tramo próximo al cruce del puente. En este caso (configuración en dunas en el canal), la profundidad máxima del foso de socavación en pilas es, aproximadamente, 30% mayor que la profundidad de equilibrio, y se presenta cuando las crestas de las dunas se encuentran en el borde de la zona erosionada.

De cualquier forma, exceptuando los cruces sobre ríos muy grandes, la configuración del lecho de cauces con fondo arenoso, se tornará plano durante avenidas extraordinarias debido al incremento de la velocidad y al esfuerzo de arrastre.

En la práctica general, la profundidad máxima de socavación en pilas de puente es aproximadamente 10% mayor a la profundidad de equilibrio.

Para una discusión más profunda acerca de las formas o configuraciones de fondo en canales aluviales, se recomienda la lectura del capítulo III de la referencia 13.

Las ecuaciones para estimación de profundidades de socavación local en pilas y estribos se proporcionan en el capítulo IV de esta tesis. Dichas ecuaciones fueron desarrolladas a partir de estudios de laboratorio y algunos datos de campo, tanto para socavación "de agua clara" como "de lecho vivo".

1.8 DESPLAZAMIENTO LATERAL DEL CAUCE.

Los cauces y ríos tienen un carácter eminentemente dinámico. Las áreas donde se concentra el flujo continuamente desplazan las líneas que definen los taludes, y, en cauces con meandros (con forma en planta de "S"), el canal se mueve tanto lateralmente como hacia aguas abajo.

En los cauces "trenzados" o múltiples, se presentan numerosos canales que están en constante movimiento. En un cauce de este tipo, la socavación más profunda se presenta cuando dos canales confluyen o cuando el flujo se une después de una isla o banco de materiales. Del monitoreo realizado en algunos puentes, en los Estados Unidos, sobre este tipo de cauces se ha observado que dicha profundidad de socavación es de 1 a 2 veces el tirante medio del flujo.

Por el contrario de un cauce, un puente es estático ; cruza el río en un tiempo y un espacio determinados. Un río con meandros, cuyo cauce se mueve lateralmente y hacia aguas abajo en el tramo del sitio del puente puede erosionar los taludes de apoyo y afectar la socavación por contracción y local debido a los cambios en la dirección del flujo. En un río con múltiples cauces, puede cambiar de dirección bajo un puente, o, hacer que converjan dos cauces en una pila o estribo, lo cual incrementará la socavación.

Descripciones en cuanto a morfología de ríos son comentadas en las publicaciones : Autopistas en el Ambiente Fluvial ("Highways In the River Environment" - HIRE) y la Circular de Ingeniería Hidráulica N° 20 ("Hydraulic Engineering Circular N° 20" - HEC-20).^(12,13)

Los factores que afectan el desplazamiento lateral de un río y la estabilidad de un puente son, la geomorfología del cauce, la localización del cruce del puente sobre el cauce, las características de la avenida y de los materiales del fondo y taludes del cauce, así como los acarreos de superficie.

Es extremadamente complejo y difícil el anticipar cuando un cambio en el trazo del río (en planta) ocurrirá. Puede ser gradual o el resultado de una avenida de características mayores. De igual modo, la dirección y magnitud del movimiento del cauce no es fácilmente predecible. Es particularmente complicado el evaluar adecuadamente la vulnerabilidad de un puente a cambios en la posición de un río ; sin embargo es importante el incorporar cambios potenciales en el trazo del río al diseño de nuevos puentes y también para la protección de puentes ya construidos.

Las medidas de protección para movimiento lateral e inestabilidad del cauce deberán incluir cambios en el diseño del puente, construcción de estructuras de control sobre el río, protección de estribos por medio de empedrados o pedraplenes (riprap), empleo de diques de encauzamiento, o un cuidadoso monitoreo del río incluido en un programa extensivo de inspección al puente.

Se deberá dar especial importancia a la localización de zapatas o cimientos sobre llanuras de inundación a elevaciones similares a las localizadas en el canal principal.

El control del movimiento lateral del cauce requiere de obras para el encauzamiento del río, estabilización de taludes con pedraplenes, y/o taludes guía. El diseño de estas obras escapa al alcance de este trabajo.

Las recomendaciones de diseño actuales son dictadas por la FHWA, AASHTO, y el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (United States Army Corp. of Engineers -USACOE).^(12, 13, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41)

De particular importancia son las publicaciones : Análisis Hidráulicos para la localización y diseño de puentes ("Hydraulic Analyses for the Location and Design of Bridges"), Autopistas en el Ambiente Fluvial ("Highways In the River Environment"), Uso de Espigones y Diques de Encauzamiento en Cruces de Puentes ("Use of Spurs and Guidebanks for Highway Crossings"), HEC-20 y HEC-11.^(12,13, 36, 37, 41)

1.9 SOCAVACIÓN EN FLUJO A PRESIÓN.

Quando los puentes son sobrepasados por una avenida, los principios hidráulicos que gobiernan el sitio del puente son dramáticamente alterados, por lo que la socavación local y por contracción pueden verse igualmente incrementados. Este tema se discutirá en la sección III.3.5

II. DISEÑO DE PUENTES RESISTENTES A LA SOCAVACIÓN.

II.1 FILOSOFÍA DE DISEÑO Y CONCEPTOS.

Los puentes deberán ser diseñados para soportar los efectos de la socavación producida por una avenida mayor o igual a la extraordinaria (la que corresponde a un periodo de retorno mayor a 100 años), con un riesgo mínimo a la falla. Lo anterior requiere una cuidadosa evaluación de los aspectos tanto hidráulicos como estructurales y geotécnicos que intervienen el diseño de su cimentación.

Las recomendaciones propuestas a lo largo de este capítulo se basan en los siguientes conceptos :

1. La cimentación deberá ser diseñada por un equipo interdisciplinario de ingenieros, los cuales cuenten con experiencia en las áreas de la hidráulica, geotecnia y diseño estructural de puentes.
2. Los estudios hidráulicos en el sitio del puente son una parte necesaria y fundamental dentro del diseño del puente. Estos deberán contemplar tanto el tamaño de los claros entre pilas y estribos como el diseño resistente a socavación de su cimentación. El alcance del análisis deberá ser en proporción a la importancia de la autopista y las consecuencias que tendría una falla.
3. Se deben tener en cuenta las limitaciones y/o fallas del actual conocimiento cuando se empleen las fórmulas disponibles para estimar la socavación. El diseñador necesitará aplicar su buen juicio ingenieril al comparar los resultados de sus cálculos con los datos hidrológicos e hidráulicos disponibles con el fin de alcanzar un diseño óptimo pero a su vez prudente y razonable. Los datos mencionados anteriormente deberán incluir :
 - El desempeño de estructuras existentes durante avenidas ocurridas en el pasado,
 - Efectos de regulación y control de avenidas sobre el cauce,
 - Características hidrológicas e historial de avenidas del cauce en estudio, o en su caso, de cauces similares, y
 - Si el puente es estructuralmente continuo o no.
4. Los principios del análisis económico, así como las observaciones de daños causados por avenidas, indican que casi siempre es económica y técnicamente efectivo proveer a los puentes con una cimentación que no falle aún cuando se vea afectada por una avenida mayor que la de diseño (del orden de $T_r = 500$ años).

Generalmente, el daño ocasional provocado a puentes por avenidas normales, puede ser reparado rápidamente para restablecer el tráfico sobre ellos ; por otra parte, un puente que se colapsa o sufre un daño estructural mayor resultante de la socavación de su cimentación, puede poner en riesgo la vida de quienes transitan por él, causar impactos sociales y pérdidas económicas significativas durante un cierto periodo de tiempo.

Adicionalmente de los costos que causará al Estado el reemplazar o reparar el puente, y la construcción y mantenimiento de las desviaciones necesarias, pueden presentarse costos significativos a las comunidades aledañas al puente o a regiones enteras debido a los incrementos en los tiempos de traslado, así como la incomodidad provocada por las desviaciones, y hasta pérdida de oportunidades de intercambio comercial. Por esto, se deberá asegurar un estándar hidráulico más alto en el diseño de cimentaciones resistentes a la socavación en puentes que el que es empleado regularmente en el aspecto estructural. Esta filosofía se refleja en el siguiente procedimiento de diseño.

II.2 PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO.

El procedimiento general de diseño enfocado a socavación, descrito en los siguientes pasos, se propone por el que escribe para determinar el tipo de puente apropiado al sitio, así como el tamaño y localización (TTYL) de las unidades de la subestructura (pilas y estribos) :

Paso 1. Seleccionar la(s) avenida(s) que se espera produzcan las condiciones más desfavorables de socavación. La experiencia señala que esta es la avenida con un periodo de retorno de 100 años, o la avenida de desborde del cauce principal (T_r entre 1 y 4 años).

Es necesario verificar si otras avenidas menores puedan causar una socavación mayor que las anteriores. Por avenida de desborde se debe entender el flujo que supera el nivel máximo de agua en el cauce, al mismo puente, o ambos.

Paso 2. Desarrollar los perfiles de flujo para las avenidas seleccionadas en el Paso 1, valuando los rangos de la posible pérdida de energía bajo el puente, la cual podría ocurrir durante la(s) avenida(s) de diseño. El programa de cómputo WSPRO, desarrollado por la FHWA, es muy útil para esta tarea.⁽²⁴⁾ Así mismo, el programa HEC-2 del USACOE, o el Sistema de Análisis Fluvial (HEC River Analysis System - RAS), son también aplicables.^(42, 69)

Paso 3. Empleando los siete pasos del Procedimiento Específico de Diseño (Capítulo IV), estimar la socavación total para la condición más desfavorable evaluada en los pasos anteriores. La profundidad de socavación resultante de la avenida seleccionada de diseño deberá ser considerada dentro del diseño de la cimentación. Para esa condición, se deberán aplicar los factores de seguridad geotécnicos mínimos aceptados por la autoridad en construcción de puentes.

Por ejemplo, para una pila de fricción, el factor de seguridad mínimo aplicable varía entre 2 y 3, para la avenida de diseño (de desborde o aquella con $T_r=100$ años).

Paso 4. Se procederá entonces al trazo de las profundidades de socavación obtenidas en el Paso 3, sobre un trazo de la sección transversal (canal principal y llanuras de inundación) bajo el cruce del puente.

Paso 5. Evaluar los resultados obtenidos en los Pasos 3 y 5. Se observará si los datos obtenidos son razonables, considerando las limitaciones de los procedimientos empleados. Es de esperar que la profundidad de socavación adoptada difiera de los valores arrojados por las ecuaciones desarrolladas hasta el momento, basados claro, en la experiencia y buen juicio del proyectista.

Paso 6. Determinar el Tipo de puente, y el Tamaño y Localización de las pilas y estribos (TTYL), basado en el análisis de socavación realizado de los Pasos 3 al 5, realizando las modificaciones al TTYL tantas veces como sea necesario.

- a. Será necesario visualizar el patrón de flujo en el tramo del puente para las condiciones de diseño, para que con esta imagen sean identificables los elementos del puente más vulnerables al flujo de la avenida y, por lo tanto, a la socavación.
- b. El alcance de la protección que se deberá proporcionar a la cimentación estará determinado por :
 - El grado de incertidumbre que posea el método de cálculo empleado.
 - El potencial y consecuencias de una falla.
 - El sobrecosto de hacer un puente menos vulnerable a la socavación. Un diseño de puente que incorpore medidas de protección en la construcción original son, casi siempre, menos costosos que ajustar protecciones contra socavación adicionales.

Paso 7. Realizar el análisis de la cimentación del puente, tomando como premisa que todo el material del lecho del cauce, en el prisma de socavación por encima de la línea de socavación total (Paso 4), ha sido removido y no contribuye al apoyo y/o soporte lateral de la misma. Todas las cimentaciones deberán ser diseñadas de acuerdo a las Normas Técnicas para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, o bajo el reglamento de la entidad federativa correspondiente, si éste fuera el caso.

En el caso de una cimentación a base de pilas, éstas deberán ser diseñadas para resistir empujes laterales adicionales, así como la acción de la columna, debido al incremento de longitud de la pila una vez ocurrida la socavación. La profundidad del foso de socavación local así como el volumen de suelo removido del área de la cimentación deberá ser considerado por el ingeniero geotecnista cuando calcule la profundidad de empotramiento de la pila para soportar la carga vertical que obrará sobre ella.

a. Zapatas aisladas apoyadas sobre tierra.

- Garantizar que la parte superior de la zapata permanecerá por debajo del nivel del suelo después de ocurridos: degradación a largo plazo, socavación por contracción y desplazamiento lateral del cauce.
- Localizar la plantilla de la zapata por abajo de la línea de socavación total definida en el Paso 4.
- La parte superior de la zapata puede actuar como una protección a la socavación local si ésta no es descubierta por efecto de la erosión.

b. Zapatas aisladas apoyadas sobre roca poco fracturada.

Aunque para fines prácticos la roca no se erosiona, se recomienda apoyar la zapata directamente en la roca sana, para formaciones masivas de roca como granito, las cuales son altamente resistentes a la socavación. El proporcionar poco empotramiento (encoframiento) debe evitarse ya que el romper la roca para lograr esto frecuentemente daña la estructura de la roca y puede hacerla susceptible a socavación. En el caso de que este tipo de cimentación requiriese restricción a movimientos laterales en su base, se le deberá anclar a la roca, (barrenando la roca e introduciendo anclas que la fijen a ella).

c. Zapatas aisladas sobre roca muy fracturada y erosionable.

Formaciones de roca intemperizada o potencialmente erosionable deberán ser cuidadosamente valoradas para estos estudios. Un ingeniero geotecnista familiarizado con la geología del área deberá ser consultado para determinar los criterios con los cuales se estudiará el material de apoyo, para el cálculo de la cimentación. La decisión deberá estar respaldada en el análisis de muestras de roca inalteradas, designaciones de la calidad de la roca y en la geología del sitio, así como en datos hidráulicos y en la vida útil de la estructura.

Deberá investigarse de igual manera, la presencia de roca sana por debajo de una capa relativamente delgada de material intemperizado. Para estratos gruesos de roca erosionada, se deberá estimar la profundidad de socavación potencial (Pasos 4 y 5), y posicionar la base de la zapata por debajo de dicha profundidad.

La excavación que pudiese realizarse en este tipo de roca deberá realizarse con sumo cuidado. Si se requieren voladuras, es recomendable colocar cargas pequeñas y a poca separación para minimizar las fracturas por debajo del nivel de desplante. Se deberán retirar los trozos de roca suelta, y rellenar las fisuras con concreto hidráulico.

En cualquier caso, la zapata deberá ser colada en contacto con los límites laterales de la excavación para que el peralte efectivo de la zapata minimice la intrusión de agua por debajo del nivel de desplante.

d. Cimentaciones profundas (Pilas coladas in situ o hincadas a percusión)

Es conveniente colocar la parte superior del cabezal de la pila por debajo del lecho del río, una profundidad igual a la estimada por degradación a largo plazo y socavación por contracción, lo cual minimizará la obstrucción al flujo y la subsecuente socavación local; es más, el profundizar aún más el nivel de apoyo de las pilas es recomendable para cimentaciones profundas, cuando las pilas puedan ser dañadas por erosión y/o corrosión por exposición al agua del río, o del mar, en el caso de corrientes de marea.^(87, 88)

e. Estribos de cerramiento apoyados sobre pilas.

Este tipo de estribos colocados en los terraplenes deberán cimentarse con pilas hincadas o construidas por debajo de la elevación de la línea de corriente (o talweg) en el sitio del puente para asegurar su integridad estructural en el caso de que dicha línea cambie de posición o se desvíe, y el material del lecho alrededor de las pilas se socave hasta la elevación de la línea de corriente.

Paso 8. Repetir el procedimiento desde el Paso 2 al 6, y calcular la socavación provocada por una "super avenida" o avenida de revisión. Es deseable que dicha avenida tenga un periodo de retorno del orden de 500 años. Si la magnitud de dicha avenida no está disponible en una fuente escrita, entonces se puede usar una descarga igual a 1.7 veces la avenida con $T_r = 100$ años, o mejor aún, calcularse por métodos estadísticos como los de Nash, o Gumbel, y con el uso de información hidrológica disponible en alguna estación hidrométrica cercana al sitio del puente.

De cualquier modo, avenidas mayores o menores que las sugeridas pueden ser empleadas, dependiendo de las consideraciones hidrológicas que se hayan tomado y las consecuencias asociadas al daño provocado al puente.

Una avenida de inundación con periodo de retorno menor a 500 años podrá reproducir las más desfavorable situación para revisar el diseño de la cimentación.

El diseño de la cimentación realizado en el Paso 7 deberá ser revalorada para dicha avenida de revisión, y hacer las modificaciones pertinentes al caso.

- a. Verificar que el nivel de desplante de la cimentación (en suelo o roca fracturada) se encuentra por debajo de la profundidad total por socavación para la avenida de revisión.
- b. Todas las cimentaciones deberán tener un factor de seguridad mínimo igual a uno (carga última) para la condición de avenida de revisión.

En la práctica, los cálculos del Paso 8 se realizan simultáneamente con los Pasos 1 al 7 para optimar el proceso de diseño.

II.3 LISTA DE CONSIDERACIONES DE DISEÑO.

II.3.1 Consideraciones Generales.

1. Levantar el nivel de la superestructura del puente por encima de la elevación de los caminos de aproximación cuando ésto sea posible.

Lo anterior proveerá de una mayor capacidad de desborde a los taludes de aproximación y aliviará los empujes hidráulicos actuando sobre el puente. Esto es particularmente importante para cauces que acarrean grandes cantidades de desechos que pudiesen obstruirlo en el sitio del puente.

Se recomienda que la elevación del borde o paño más inferior del puente sea sobre elevado un mínimo de 0.6 m por encima del bordo libre que resulta para la avenida con $T_r = 100$ años.

2. La superestructura deberá estar sólidamente anclada a la subestructura si se esperan grandes cantidades de despojos (o en ciertos casos hielo). Más aún, la superestructura deberá ser abierta (entre sus pilas y estribos) para minimizar la resistencia al flujo donde la sobre elevación del puente no sea posible.
3. Los puentes con varios claros continuos soportan las fuerzas causadas por la socavación y por movimientos de la cimentación mejor que los puentes de claro simple. Los diferentes claros causan que las cargas se distribuyan de manera más uniforme (redundancia) para las fuerzas causadas por asentamientos y/o rotaciones en la cimentación. Este tipo de diseño estructural es muy útil para puentes donde existe un gran potencial de socavación.
4. Los fosos de socavación local en pilas y estribos de puentes pueden traslaparse en algún momento. Si esto sucede, la socavación provocada es difícil de determinar, y también más profunda. El ancho máximo del foso de socavación local a cada lado de la pila afectada varía de 1.0 a 2.8 veces la profundidad del foso. Para aplicaciones prácticas, se sugiere un factor de ancho máximo igual a 2.0. Estos factores son resultado del análisis del ángulo de reposo del material sumergido del talud formado alrededor del foso.
5. En subestructuras piloteadas o barrenadas sujetas a socavación, una revisión en el diseño de la cimentación podrá requerir un cambio en la longitud de la pila o fuste de los pilotes, así como en su número, tamaño y tipo de la sección, basado en la carga, el desempeño requerido y condiciones específicas del sitio.
6. En ciertos sitios, las condiciones tanto hidráulicas como de tráfico, harán necesario considerar la posibilidad de construcción de un puente que pudiese ser parcial o totalmente inundado durante grandes avenidas. Esta consideración resultará en la ocurrencia de socavación en flujo a presión en la sección del puente. Este tipo de socavación se discutirá más tarde en la sección III.3.5.

II.3.2 Pilas de puentes.

1. Las cimentaciones de las pilas que se localicen en las llanuras de inundación deberán ser diseñadas con la misma elevación que las de aquellas apoyadas sobre el canal principal, si se sospecha que el río cambiará su cauce durante la vida útil del puente.
2. Alinear las pilas con la dirección del flujo de la avenida. Para lo anterior se recomienda valorar las ventajas hidráulicas de las pilas con sección transversal circular, particularmente donde se presenten patrones de flujo complejos durante la(s) avenida(s).
3. El diseño hidrodinámico de las pilas disminuirá la socavación local en su base y minimizará la acumulación de despojos, y en algunos casos, de hielo, en su cara aguas arriba. Se recomienda el uso de deflectores de despojos y/o hielo cuando se requieran.
4. Evaluar los peligros potenciales derivados de acumulación de despojos y/o hielo cuando se considere el uso de pilas construidas a base de pilotes como subestructura. Donde se presenten estos problemas, es usual considerar el conjunto de pilotes como una sola pila para estimar la socavación. Se aconseja la evaluación de otros tipos de pilas donde el atascamiento de despojos es considerable.

II.3.3 Estribos

1. Las ecuaciones empleadas para estimar la magnitud de la socavación en estribos han sido desarrolladas en laboratorio bajo condiciones ideales, y la mayoría carece de verificación en campo. Debido a que las condiciones de campo son radicalmente diferentes a las de laboratorio, estas ecuaciones tienden a sobrevaluar la magnitud esperada del foso de socavación. Una vez reconocido este hecho, se recomienda el uso de estas ecuaciones sólo para dar una aproximación del potencial de socavación en los estribos del puente.
2. Si el proyectista lo considera prudente, se puede diseñar el estribo para la socavación calculada. Como medidas alternativas, tanto los pedraplenes como los taludes guía pueden ser usadas para proteger los estribos contra la socavación. Los pedraplenes y otras medidas de protección deberán ser usados siempre para proteger al estribo de erosión. Las técnicas de diseño y procedimiento de colocación para pedraplenes y terraplenes guía, se discutirán más adelante en la sección VI.5.
3. Puentes de alivio, taludes guía y obras de encauzamiento del río deberán de construirse donde sean necesarios, para minimizar los posibles efectos adversos del flujo sobre los estribos.
4. Siempre que sea posible, es útil el uso de estribos "derramantes" o en talud. La socavación en éstos es alrededor del 50% del que se presenta en estribos de pared vertical.

II.4 ASPECTOS ECONÓMICOS.

Los puentes son costosos. Por lo anterior, se debe esperar que una organización seria construya puentes para que exista solo una mínima posibilidad de falla durante la vida útil para la cual fue proyectado. De manera más precisa, el costo adicional de construir un puente más seguro debe de balancearse contra el producto de el costo total de una falla, por la probabilidad de ocurrencia de dicha falla. El hecho de que ninguno de estos tres factores es conocido con certeza, no es razón para no tomar ninguna acción; el proyectista no debe evadir la responsabilidad de hacer una valoración explícita y exhaustiva del riesgo que se decida tomar.

Sin embargo, las fallas en puentes son más costosas que el puente en sí, como lo han mostrado las experiencias en el país. Los pequeños riesgos de eventos poco usuales deben ser correctamente valorados, y el sobrecosto de construcción del puente para resistir dicho evento extraordinario, deberá ser pensado como una póliza de seguro.

Así, los puentes pueden fallar debido a cualquiera de las siguientes causas:

1. Las cargas vivas impuestas sobre el puente pueden ser mucho mayores a las utilizadas durante el diseño del mismo.
2. Los materiales con los que se construyó el puente pueden deteriorarse y, por ende, reducir su resistencia.
3. La ocurrencia de un sismo de magnitud mayor al considerado en la etapa de diseño.
4. El suelo sobre el que se construyó el puente sufre hundimientos o deslizamientos considerables.
5. Si el puente cruza un cauce, su cimentación (pilas y estribos) puede ser socavada, haciendo que ésta pierda la capacidad de soportar la superestructura del puente.

Es ésta última causa de falla en puentes, las avenidas y/o inundaciones, la que tiene importancia radical en ésta tesis. La mayoría de los puentes existentes son dañados durante avenidas, más que en cualquier otra situación, y su vulnerabilidad no es evidente en inspecciones de rutina.

En el caso de un puente nuevo, no hay duda que éste deberá ser construido de manera que no sufra una falla, pero aún así, la manera óptima de diseñarlo puede no estar claramente definida. Para un puente viejo o ya existente, se deberá aceptar un mayor riesgo de falla; esto debido a la vida útil restante del puente y a la dificultad y costo adicional de hacer más seguro un puente viejo.

La avenida de diseño. La recomendación de la avenida de diseño con periodo de retorno igual a 100 años, considerando que la vida útil de un puente es de entre 25 y 50 años, considera que existe de un 22 a un 40% de probabilidad de falla por una avenida de magnitud mayor o igual a la de $T_r=100$ años. Por otra parte, el hacer que el puente sea invulnerable a la máxima avenida probable, no incrementará el costo de construcción en un 22 o 40%.

Mientras menor sea la vida útil restante de un puente existente, mayor consideración tendrá el hecho de que la avenida a resistir (de diseño) sea la de periodo de retorno de 100 años, si el valor del puente es la única pérdida que se considera. Pero si se consideran en las pérdidas, tanto vidas humanas, como tiempo considerable de corte de tráfico en la vía afectada, los trabajos adicionales para habilitar al puente a resistir una avenida extraordinaria probablemente serían justificables. (Figura 5.)

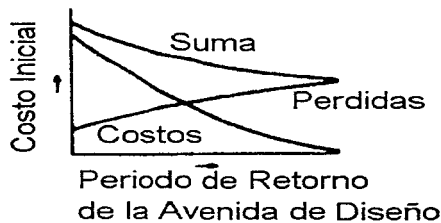


Figura 5. Curvas para la determinación del periodo de retorno más económico. Según Laursen.

Aquí debe hacerse notar que la primera (y menos realista) estimación de la avenida de diseño sería una avenida con un T_r excesivamente grande. Pero este hecho no es práctico, ya que un puente no debe ser diseñado para soportar una avenida de dichas características. Sin embargo, siempre existirá la incertidumbre de que una gran, pero finita, avenida pueda ser excedida en un cierto lapso de tiempo.

Actualmente, la mejor evidencia realista de avenidas máximas esperadas, pero raramente superables está siendo obtenida por geomorfólogos que se dedican al estudio de las avenidas que pudieron haberse presentado en la Era Paleozoica.

Aseguramiento de la inversión. La inversión total hecha por el Estado en la construcción de puentes es considerable. Algunos de estos puentes no se encuentran ubicados sobre ríos, y algunos de los que lo están, no son muy susceptibles a ser socavados.

Pero los puentes localizados sobre cauces de origen aluvial, son vulnerables a este fenómeno en un grado aún no determinado. Lo anterior obliga a valorar el estado actual en que se encuentran, y a aminorar dicha vulnerabilidad si es posible, y justificable.

¿Es posible asegurar la invulnerabilidad de un puente a la socavación?

No, si se han hecho estimaciones precisas acerca de la avenida máxima esperada, de las condiciones futuras del cauce, de las características hidráulicas del flujo, la cantidad esperada de despojos, y por supuesto, de la socavación calculada. Sólo en el caso de que dichas estimaciones sean totalmente sobrevaloradas, se puede tener una certeza absoluta de que el puente no fallará por socavación.

Dicha certeza, sin embargo, puede ser lograda a un costo tal que resulte antieconómico. Esto nos conduce a que es posible determinar los costos asociados a estimaciones precisas, y los correspondientes asociados a estimaciones irreales, para su posterior comparación, y decisión del punto óptimo de equilibrio entre estimaciones y costo de construcción.

En el caso de que exista un excedente en el capital que se destinará a la construcción de un puente nuevo, éste deberá de ser utilizado para implementar medidas de seguridad, mantenimiento y/o monitoreo de los demás puentes existentes en el sistema carretero nacional.

Así mismo, será necesario implementar un programa de evaluación de puentes, para determinar el estado de socavación en que se encuentran. Este programa, sin duda, será costoso.

Sin embargo, el implementar medidas correctivas, en pequeña, mediana y larga escala en un puente socavado, sería aún más costoso. Más aún, las pérdidas materiales y humanas que se evitarán con dicho programa, se traducirán, a largo plazo, en un ahorro importante para el sistema de transporte carretero nacional, y de los sectores productivos que lo utilizan.

III. ESTIMACIÓN DE SOCAVACIÓN EN PUENTES.

III.1 INTRODUCCIÓN.

En este capítulo se presentan los métodos y ecuaciones, que a criterio del que escribe, son los más adecuados para determinar la socavación total en la cimentación de un puente, es decir, la agradación y degradación a largo plazo del lecho del cauce, socavación por contracción y socavación local. Cabe mencionar que las ecuaciones que a continuación se presentan fueron desarrolladas para condiciones de flujo en ríos, lo cual no significa que no sean aplicables a cauces de marea. En la sección III.5 se discutirán tanto los procesos hidrodinámicos que intervienen en este tipo de socavación, así como los métodos para evaluarla.

Antes de poder aplicar los diversos métodos de estimación de socavación por contracción y socavación total, es necesario:

1. Obtener las características hidráulicas del cauce, considerando que el lecho es inamovible.
2. Determinar el impacto potencial causado por los cambios a largo plazo en la configuración del lecho del río,
3. Ajustar las características hidráulicas del cauce, en caso de que ocurriese degradación considerable del lecho del cauce, (ver sección VI.5.3.a de esta tesis, si existiese agradación a largo plazo en el lecho del cauce), y
4. Determinar los parámetros hidráulicos del sitio donde se encuentra el puente en estudio.

III.2 PROCEDIMIENTO ESPECÍFICO DE DISEÑO.

En este trabajo se propone, con base en la investigación bibliográfica realizada, el siguiente método de siete pasos para estimar la socavación en la cimentación de un puente.

- | | |
|---------|---|
| Paso 1. | Determinar las variables necesarias para el análisis de la socavación. |
| Paso 2. | Análisis de los cambios de elevación del lecho del cauce a largo plazo. |
| Paso 3. | Valoración del método de análisis aplicable al caso. |
| Paso 4. | Cálculo de la magnitud de la socavación por contracción. |
| Paso 5. | Cálculo de la magnitud de la socavación local en las pilas. |
| Paso 6. | Cálculo de la magnitud de la socavación local en los estribos. |
| Paso 7. | Representación gráfica y evaluación de las profundidades totales de socavación, como se señaló en los Pasos 4 al 6 del Procedimiento General de Diseño (PGD) propuesto en el Capítulo II. |

El ingeniero proyectista deberá evaluar que tan razonables son las estimaciones individuales de la socavación por contracción y local que resulten de los Pasos 4 y 5, así como la socavación total del Paso 7. Los resultados de este Procedimiento Específico de Diseño (PED) complementan los Pasos 1 al 6 del PGD descrito en el Capítulo II.

Los procedimientos para cada uno de los pasos anteriores, incluyendo ecuaciones recomendadas para cada uno de ellos, se discutirán en detalle en las siguientes secciones.

III.3 DESCRIPCIÓN DETALLADA DE PROCEDIMIENTOS

III.3.1 Determinación de las variables de análisis de socavación. (Paso 1).

1. Determinar la magnitud de los gastos para las avenidas descritas en los Pasos 1 y 8 del PGD, incluyendo la avenida de desborde cuando sea el caso. Si la magnitud de la avenida de diseño con periodo de retorno de 500 años no está disponible se deberá calcular una avenida de diseño con base en datos hidrológicos como ya se mencionó anteriormente. Las observaciones de campo han mostrado que el gasto de rebase incipiente de la superestructura casi siempre somete al puente a las condiciones de esfuerzo más desfavorables en su cimentación.

Sin embargo, condiciones especiales en el puente (pronunciado ángulo de ataque al flujo de las pilas del puente, flujo a presión, obstrucción de los claros del puente por despojos, etc.) pueden provocar una condición más desfavorable de socavación con un gasto menor que el de la avenida de desborde o la de periodo de retorno de 100 años.

2. Determinar si existen controles tanto aguas arriba y aguas abajo del sitio del puente, como presas, diques, compuertas, que puedan controlar los niveles del agua en determinadas épocas del año. En caso de que existiesen, será necesario determinar tanto la mínima elevación probable de la superficie libre del agua en el sitio del puente, así como el gasto máximo, para así estimar la profundidad máxima posible en las pilas.

Se determinarán las distribuciones de velocidad y el gasto por metro de ancho del cauce, para la condición anterior, en cada uno de los claros del puente. Así mismo se deberá considerar la contracción y expansión del flujo en el sitio del puente.

3. Determinar los perfiles de flujo para los gastos determinados en (1). Si se cuenta con algún programa de cómputo (WSPRO, HEC-2, HEC RAS - River Analysis System ó BRI-STARS), estos deben emplearse para revisar los cálculos manuales.^{114, 24, 42, 89).} Estudios hidráulicos e hidrológicos desarrollados por Comisión Nacional del Agua (C.N.A.) y otras dependencias gubernamentales y/o privadas deberán ser considerados como una valiosa fuente de información para calibrar, verificar y evaluar los resultados de los anteriores programas.

La experiencia del ingeniero proyectista es fundamental para anticipar condiciones desfavorables a futuro en el sitio del puente. De los resultados de los anteriores programas, se determinarán las variables iniciales de cálculo como son: gasto, velocidad media y tirante.

4. Recopilar la siguiente información:

- a. Efectuar perforaciones o sondeos para definir los estratos geológicos en el sitio del río.
- b. Tamaño del material del lecho del río, así como su granulometría y distribución en el tramo en estudio.
- c. Sección transversal del cauce, tanto en su sección principal, como en los canales secundarios o llanuras de inundación, en el tramo donde se localiza el puente.
- d. Trazo, en planta, del río en el tramo en análisis.
- e. Características hidrológicas de la cuenca.
- f. Datos de socavación de puentes cercanos (si es que existen).
- g. Pendiente hidráulica aguas arriba y aguas abajo del sitio del puente.
- h. Registros históricos de avenidas.
- i. Localización de estructuras de control, confluencias con otros cauces cercanos al puente tanto aguas arriba como aguas abajo del sitio del puente en análisis.
- j. Tipo de cauce: perenne, efímero, intermitente, etc.
- k. Geomorfología del sitio (cauce de llanura, cruce de un delta, meandro u otra formación, presencia de un abanico aluvial, cauce sencillo o entramado, etc.)
- l. Registros históricos de erosión del lecho del cauce, los cuales son prácticamente inexistentes.

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

- m. Registros históricos del desarrollo del cauce (considerando condiciones actuales y futuras) y de la cuenca, por medio de mapas, fotografías aéreas y terrestres, entrevistas con pobladores de la zona, información de proyectos hidráulicos planeados a futuro en la zona, etc.
- n. Investigar el uso del cauce (en el sitio del puente) como banco de materiales, tanto en su canal principal, como en las llanuras de inundación.

III.3.2 Análisis de cambios a largo plazo en la elevación del lecho del cauce. (Paso 2).

1. Usando la información obtenida en el Paso 1, se determinará cualitativamente la tendencia a largo plazo de la elevación del lecho del río. Este paso será difícil de realizar, ya que la información histórica y actual referente a la elevación de los lechos de ríos importantes en el territorio nacional, es inexistente. Por lo tanto, se deberá proceder en función a la experiencia del proyectista.
2. Donde las condiciones indiquen que es probable que se presente agradación o degradación significativa, se deberá estimar el cambio en la elevación del lecho del cauce en los siguientes 100 años, usando uno o más de los siguientes métodos:
 - a. Extrapolación lineal de la tendencia actual de cambio,
 - b. Juicio y experiencia profesional del ingeniero proyectista,
 - c. Análisis de casos con las condiciones más desfavorables aplicables al caso.
 - d. Programas computacionales de ruteo de sedimentos (BRI-STARs y HEC-6).^(14,15)
3. Si existe agradación en el cauce, y se sospecha que esta condición puede afectar el cruce del puente, tomando en cuenta la socavación por contracción, se deberá considerar el hecho de modificar la ubicación del puente o, en su caso, elevar el paño inferior del puente. En un cauce de este tipo, se deberá tomar la elevación actual del lecho del río como referencia para las estimaciones de socavación, esto debido a que una avenida importante puede presentarse y modificar la tendencia del cauce a acumular sedimento en el sitio.
4. Si el cauce tiende a degradarse, se puede usar una estimación aproximada del cambio de elevación (basada en la observación del comportamiento del cauce o de registros históricos), en los cálculos de la socavación total, debido a que esta condición no es más crítica que la presentada en (3).

III.3.3 Evaluación del método de análisis a emplear. (Paso 3).

El método recomendado se basa en la consideración de que los componentes de la socavación total se desarrollan de manera independiente. De este modo, la socavación local esperada se sumará a la socavación por contracción, sin considerar los efectos de ésta última en las características hidráulicas del canal y del puente.

1. Determinar los parámetros hidráulicos del canal natural, tomando en cuenta un lecho fijo con las condiciones existentes en el momento del análisis.
2. Valorar los cambios del cauce, tanto el perfil como en planta.
3. Ajustar los parámetros hidráulicos del canal con lecho fijo para reflejar cualquier cambio, a largo plazo, en el perfil y/o planta del cauce.
4. Calcular la socavación por contracción empleando cualquiera de las ecuaciones de socavación por contracción (de "lecho vivo", o de "agua clara"), o ambas, si fuese el caso (ver Paso 4).

5. Calcular la socavación local usando los parámetros hidráulicos modificados en (3) para reflejar cambios en planta y/o perfil en el cauce, y
6. Calcular ordenadamente los tres componentes anteriores (degradación a largo plazo, socavación por contracción y socavación local), para obtener la socavación total. (**Ver Cap. II, Paso 4 del PGD; ó Cap. III, Paso 7 del PED**). Esto es, una vez calculada el área hidráulica posterior a la degradación o agradación a largo plazo, se procede a calcular la socavación por contracción. Con el tirante de la sección erosionada, se calcula una nueva área hidráulica y velocidad media, con estos datos se procede finalmente al cálculo de la socavación local.

III.3.4 Cálculo de la magnitud de la socavación por contracción. (Paso 4).

Aspectos Generales. La socavación por contracción en el sitio de un puente, distingue las siguientes cuatro condiciones o casos, los cuales dependen del tipo de contracción, y si de la existencia de flujo por encima del nivel máximo de los taludes o de los puentes de alivio. Cualquiera que sea el caso, la socavación por contracción puede ser evaluada usando dos ecuaciones básicas: la referente a socavación "de lecho vivo", y la aplicable a la socavación "de agua clara".

Para cualquier caso o condición, solo será necesario determinar si el flujo, en el canal principal o en las llanuras de inundación en las secciones aguas arriba del sitio del puente, está transportando material del lecho del río o no, y entonces aplicar la ecuación apropiada con las variables definidas de acuerdo a la ubicación de la socavación por contracción (en el canal principal o en las llanuras de inundación).

Las profundidades de foso de socavación "de lecho vivo" pueden estar limitadas si existe una cantidad apreciable de partículas gruesas en el lecho del río. En este caso, es apropiado usar la ecuación para el caso de "agua clara", y adoptar el menor de ambos resultados. También es apropiado usar la ecuación de socavación "de agua clara" si el transporte del material de fondo desde aguas arriba de la contracción se realiza en cantidades pequeñas o está compuesto de material fino que se pasa a través del sitio en suspensión.

Para determinar si el flujo aguas arriba de un puente está acarreamiento material de fondo, será necesario calcular la velocidad crítica (V_c) del flujo que provoca movimiento incipiente en el diámetro cincuenta (D_{50}) del material del lecho, y compararla con la velocidad media (V) del flujo en el canal principal o llanuras de inundación, aguas arriba del sitio del puente. Si la velocidad crítica de arrastre es mayor que la velocidad media ($V_c > V$), se presenta socavación "de agua clara", de otra manera, se tratará de socavación "de lecho vivo". Para el cálculo de la velocidad crítica de arrastre (V_c) se deberá usar la ecuación 12 o 13 (Cap. I).

Condiciones de socavación por contracción. Como se mencionó antes, comúnmente se encuentran cuatro casos de socavación por contracción:

- Caso 1.** Involucra flujo que sobrepasa los taludes e inunda los canales secundarios, y es forzado de nuevo hacia el canal principal en la aproximación al sitio del puente. Contempla las siguientes condiciones:
 - a. El cauce se estrecha debido a que los estribos se prolongan dentro de él, o porque el puente está ubicado en un estrechamiento natural del cauce; o
 - b. No existe contracción del canal principal, pero el área hidráulica de las llanuras de inundación está totalmente obstruida por un terrapién.
- Caso 2.** El flujo está confinado al canal principal; y el ancho normal del cauce se estrecha debido al puente o porque éste está localizado en un tramo estrecho del cauce.
- Caso 3.** Un puente de alivio en las llanuras de inundación con poco o nulo transporte de fondo.

Caso 4. Un puente de alivio sobre un afluente secundario en las llanuras de inundación con transporte de material de fondo (muy similar al Caso 1).

Los Casos 1, 2 y 4 pueden ser tanto "de agua clara" como de "lecho vivo", dependiendo de la existencia o no de transporte de sedimento, como ya se mencionó. Para determinar si el material del lecho del cauce se transportará en suspensión a través de la contracción, se verifica si la relación de la velocidad de fricción (V_c) en la sección contracta, contra la velocidad de caída (ω) del D_{50} del material de fondo es mayor a tres, en cuyo caso se presenta socavación "de agua clara".

El Caso 3 puede ser "de agua clara" aunque el material de fondo de la llanura de inundación este compuesto de sedimentos finos con velocidad crítica de arrastre menor a la velocidad media del flujo en dicha zona. Lo anterior puede ser provocado por varias causas, siendo las más importantes: (1) la existencia de vegetación en esta zona en ciertas épocas del año, y (2) el material fino del fondo puede entrar en suspensión en el sitio del puente y no tener ninguna influencia sobre la magnitud de la socavación por contracción.

Socavación por contracción "de lecho vivo". Una versión modificada de la ecuación de Laursen (1960), para socavación "de lecho vivo" en una contracción larga se recomienda para estimar la profundidad de socavación en una sección contraída del río.¹¹⁸ La ecuación original fue presentada en el Capítulo I. La modificación radica en que se elimina la relación de los factores de Manning en la sección aguas arriba del puente y la sección contracta bajo el puente. La ecuación asume que existe transporte de material de fondo desde aguas arriba.

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{\frac{6}{5}} \cdot \left(\frac{W_1}{W_2} \right)^{k_1} \quad (15)$$

$$y_s = y_2 - y_0 \quad (16)$$

El significado físico de cada variable se define en el Capítulo I (pag. 7) de esta tesis.

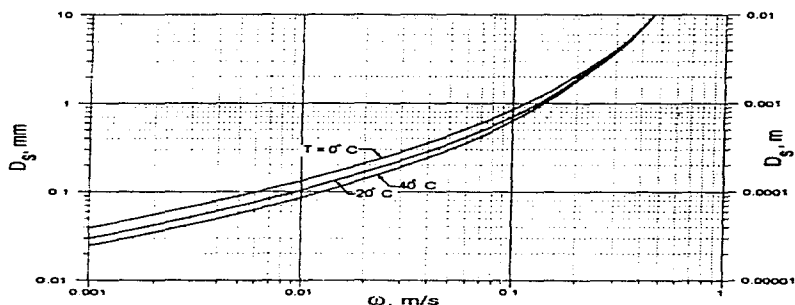


Figura 6. Velocidad media de sedimentación de partículas arenosas de cuarzo. Según Rubey.

Notas:

1. Q_1 es el gasto en el canal principal aguas arriba del puente, no incluyendo los gastos de las llanuras de inundación.
2. La relación de factores de Manning, puede ser considerable para una configuración de fondo en forma de dunas en el canal principal aguas arriba del puente, y una configuración de fondo plano, dunas pequeñas o antidunas en la sección contracta. Sin embargo, la ecuación de Laursen no toma correctamente en cuenta el incremento en transporte que ocurriría como resultado del aplanamiento del fondo (lo cual disminuye la resistencia al flujo, incrementa la velocidad y por lo tanto el transporte de sedimento en el sitio del puente).

Esto es, la ecuación de Laursen da como resultado una disminución en la socavación para este caso, mientras que en la realidad, existirá un aumento en la profundidad del foso de socavación. Además, durante avenidas, usualmente existe una configuración de lecho plano aguas arriba del puente, por lo que los valores del coeficiente de Manning en ambas secciones serán iguales. Por lo anterior, la relación de los coeficientes " n " no se presenta en la ecuación 15.
3. Los anchos W_1 y W_2 por lo general no son fácilmente definibles. En la mayoría de los casos se acepta el uso de el ancho superior de el canal principal del cauce para definirlos. No importando que ancho se utilice, si el superior o el inferior, es importante ser consistente en que ambos anchos se refieran a la misma elevación.
4. El ancho de la abertura del puente (W_2) es normalmente calculado como el ancho inferior de la sección, menos el ancho de las pilas.
5. Las ecuaciones (15) y (16) proporcionan un valor sobrestimado de la profundidad de socavación en el puente, si éste se localiza en el extremo aguas arriba de una contracción natural del cauce, o si la contracción es el resultado de los estribos y/o pilas del puente. Por lo anterior dichas ecuaciones representan el límite superior de las profundidades de socavación. Cuaquier valor mayor obtenido por medio de alguna otra ecuación carece de valor práctico.

Socavación por contracción "de agua clara". La ecuación recomendada para evaluar este tipo de socavación se basa en desarrollos de Laursen, y se presentó como la ecuación 8 en el Capítulo I.

Otras condiciones de socavación por contracción. La socavación por contracción producida en una curva horizontal de un cauce (donde se ubique un puente) se debe a la concentración del flujo en la parte externa de la misma

En el análisis de este caso es necesario determinar la sobreelevación de la superficie libre del agua en la parte externa de la curva y estimando las velocidades y tirantes a través del puente. La velocidad máxima en el borde externo de la curva puede ser de 1.5 a 2 veces la velocidad media del flujo.

Aunque no es recomendable ubicar un puente en una curva, en caso de que esto sea necesario, puede emplearse un modelo físico para determinar tanto la distribución de velocidades, como la de las profundidades de socavación en la sección de puente debido a la complejidad de esta condición.

La determinación de la magnitud de socavación por contracción en situaciones poco usuales, demanda conocimientos especializados de parte del ingeniero proyectista, en materia de mecánica fluvial, así como de hidráulica aplicada al sitio del puente para las condiciones reinantes.

III.3.5 Cálculo de la magnitud de la socavación local en las pilas. (Paso 5).

Aspectos Generales. La socavación local en pilas de puentes es función del tamaño del material que compone el lecho del río, las características del flujo, las propiedades del fluido y la geometría de la pila. Este tema ha sido estudiado de manera exhaustiva en laboratorios en todo el mundo, pero los datos de mediciones en campo son casi inexistentes. En general, las ecuaciones deducidas hasta la fecha son aplicables para socavación "de lecho vivo" en cauces arenosos de poca cohesividad.

Una comparación gráfica de las ecuaciones más comunes empleadas para evaluar este tipo de socavación, se puede observar en las Figuras 7 y 8.^(44, 29) Algunas de las ecuaciones involucran a la velocidad media como una variable, normalmente incluida en el número de Froude. Sin embargo, otras, como la ecuación de Laursen, no incluyen la velocidad del flujo.⁽¹⁶⁾

En la Figura 7 se empleó un número de Froude igual a 0.3 en todas las ecuaciones con el propósito de comparar las ecuaciones de una manera homogénea.

La Figura 8 muestra las curvas de las ecuaciones más empleadas en la práctica, en comparación con algunos de los pocos datos disponibles de mediciones de campo. Como se puede observar, la ecuación de la Universidad del Estado de Colorado, E.U.A. (Colorado State University - CSU) incluye a la mayoría de los puntos de campo, pero proporciona valores inferiores de socavación local que los obtenidos a partir de las ecuaciones deducidas por Jain & Fischer, Laursen, Melville & Sutherland, y de Neill.^(13, 29, 44, 45, 46)

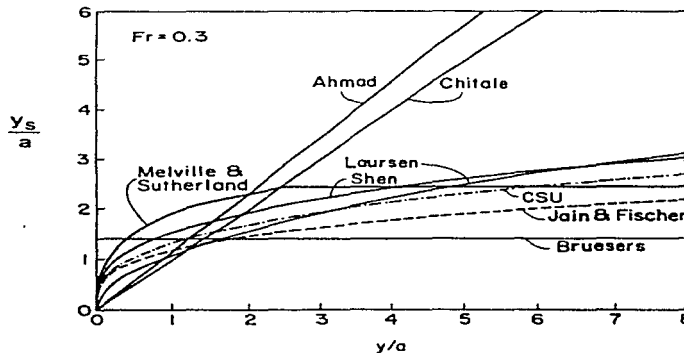


Figura 7. Comparación de ecuaciones de socavación para diferentes relaciones y/a .

La ecuación de la CSU incluye la velocidad media del flujo justo aguas arriba de la pila, por medio de la inclusión del número de Froude dentro de la ecuación. Chang señaló que la ecuación deducida por Laursen en 1960 es, en esencia, un caso particular de la ecuación de la CSU para un número de Froude igual a 0.4, como lo muestra la Figura 9.

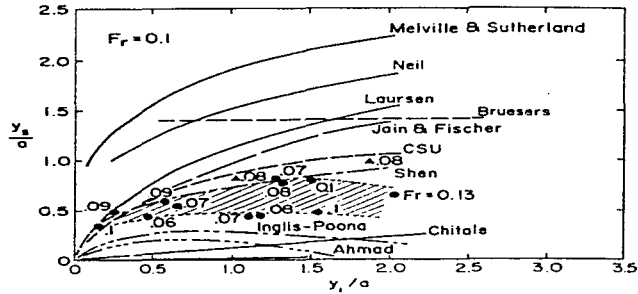


Figura 8. Comparación de ecuaciones de socavación con mediciones de campo según Jones.⁽⁴⁴⁾

Chang se percató de que en todos los datos que estudió, no existían valores de la relación y_2/a (profundidad de socavación contra ancho de pila) mayores a 2.3^(47, 77). Así mismo, con datos obtenidos en laboratorio, Melville y Sutherland reportaron un valor igual a 2.4 como límite superior de esta relación para pilas de forma cilíndrica⁽²⁹⁾

En estos estudios, el número de Froude siempre fue menor que 1 (flujo subcrítico). Ambos límites superiores fueron derivados para pilas circulares y nunca fueron corregidos para tomar en cuenta otras formas de pilas o para diferentes ángulos de ataque al flujo, factores que, al igual que el flujo a presión o acarreo de despojos, pueden incrementar dicha relación y por lo tanto el límite superior antes mencionado.

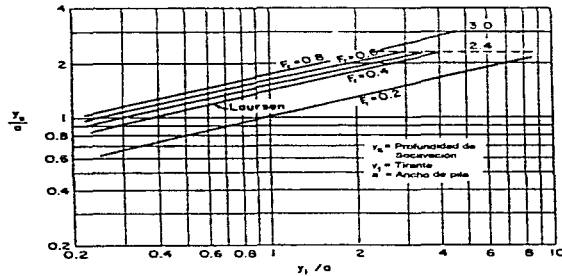


Figura 9. Representación gráfica de la ecuación de la CSU, según Chang.⁽⁴⁷⁾

De lo anteriormente mencionado, se determinó que la relación y_s / a puede llegar a tener un valor máximo igual a 3 para número de Froude grandes (flujo supercrítico). Por lo tanto, se recomienda el uso de un límite superior igual a 2.4 para números de Froude menores o iguales a 0.8, y de 3 para números de Froude mayores. Estos valores límite de la relación y_s / a solamente son aplicables para pilas con bordes redondeados y alineadas con la dirección del flujo.

Cálculo de la socavación local en pilas. Para la determinación de la profundidad de foso de socavación en la base de una pila, se recomienda el uso de una ecuación basada en la ecuación de la CSU, tanto para condiciones "de lecho vivo" como "de agua clara".⁽¹²⁾ La siguiente ecuación proporciona el valor máximo de la profundidad de socavación en la pila de un puente.

$$\frac{y_s}{y_1} = 2.0 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot \left(\frac{a}{y_1}\right)^{0.95} \cdot Fr_1^{0.43} \quad (17)$$

Para pilas de bordes redondeados y alineadas con la dirección del flujo:

$$y_s \leq 2.4 \text{ veces el ancho (a) de la pila para } Fr \leq 0.8, \text{ y}$$

$$y_s \leq 3.0 \text{ veces el ancho (a) de la pila para } Fr > 0.8$$

En términos de la relación y_s / a , la ecuación (17) se escribe

$$\frac{y_s}{a} = 2.0 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot \left(\frac{y_1}{a}\right)^{0.95} \cdot Fr_1^{0.43} \quad (18)$$

Donde:

y_s	=	Profundidad del foso de socavación local, (m)
y_1	=	Tirante aguas arriba de la pila, (m)
K_1	=	Factor de corrección por forma de borde de ataque de la pila. Este factor se obtiene de la Figura 10 y la Tabla 1.
K_2	=	Factor de corrección por ángulo de ataque al flujo. Este factor se obtiene de la Tabla 2, o con el uso de la ecuación (19).
K_3	=	Factor de corrección por configuración del fondo del cauce. Este factor se obtiene de la Tabla 3.
K_4	=	Factor de corrección por presencia de material grueso en el lecho del río. Este factor se obtiene de la Tabla 5, o con el uso de la ecuación (20).
a	=	Ancho de la pila, (m)
Fr_1	=	Número de Froude aguas arriba de la pila, $Fr = V_1 / (g y_1)^{0.5}$
V_1	=	Velocidad media del flujo aguas arriba de la pila, (m/s)
g	=	Aceleración de la gravedad (9.81 m/s ²)

El factor de corrección por forma de borde de ataque al flujo de la pila, K_1 , tiene una variación entre 0.9 y 1.1, como se muestra a continuación en la Tabla 1.

Forma del borde de ataque al flujo de la pila	Factor de corrección K_1
Borde cuadrado	1.1
Borde redondeado	1.0
Cilindro circular	1.0
Grupo de cilindros	1.0
Borde muy anguloso	0.9

Tabla 1. Factor de Corrección K_1

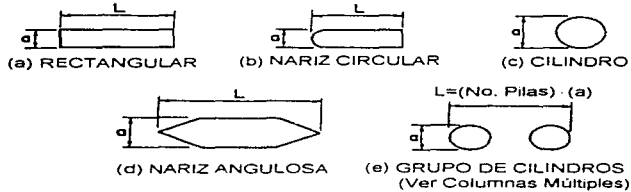


Figura 10. Formas comunes de pilas en puentes.

El factor de corrección por ángulo de ataque al flujo, K_2 , puede ser calculado con la siguiente ecuación, o leerse en la Tabla 3 proporcionada a continuación.

$$K_2 = \left(\cos \theta + \frac{L}{a} \cdot \text{Sen} \theta \right)^{0.95} \quad (19)$$

Si la relación Longitud de pila / ancho de pila es mayor que 12, deberá de usarse $L/a = 12$ como el máximo valor tanto de la ecuación (19) como de la Tabla 2.

Angulo de ataque al flujo	$L/a = 4$	$L/a = 8$	$L/a = 12$
0°	1.0	1.00	1.0
15°	1.5	2.00	2.5
30°	2.0	2.75	3.5
45°	2.3	3.30	4.3
90°	2.5	3.90	5.0

Tabla 2. Factor de Corrección K_2

El factor de corrección por configuración del fondo del cauce, K_3 , depende de la condición en la que se encuentre el lecho del cauce:

Configuración de fondo	Altura media (H) de las dunas	K_3
Socavación "de agua clara"	No aplica	1.1
Fondo plano y flujo con antidunas	No aplica	1.1
Dunas pequeñas	$3 > H > 0.6$	1.1
Dunas medianas	$9 > H > 3$	1.2 a 1.1
Dunas grandes	$H > 9$	1.3

Tabla 3. Factor de Corrección K_3

El factor de corrección K_4 , disminuye las profundidades del foso de socavación, por protección del mismo debido a la presencia de material grueso en el lecho del río ($D_{50} > 0.06 \text{ m}$). Este factor de corrección es el resultado de las más recientes investigaciones de A. Molinas, para la FHWA por medio de la Universidad del Estado de Colorado, E. U. A.

Estas investigaciones mostraron que cuando la velocidad de aproximación (V_1) es menor que la velocidad crítica de arrastre (V_{c90}) del D_{90} del material del lecho del río y dicho material cuenta con una graduación aceptable, el D_{90} limitará la profundidad del foso de socavación local. ^(51,52)

La ecuación desarrollada por Jones a partir de análisis de datos de laboratorio es: ⁽²⁵⁾

$$K_4 = \left[1 - 0.89 \cdot (1 - V'_R)^2 \right]^{0.5} \quad (20)$$

Donde:

$$V'_R = \frac{V_1 - V_i}{V_{c90} - V_i} \quad (20 \text{ a})$$

Y a su vez:

$$V_i = 0.645 \cdot \left(\frac{D_{50}}{a} \right)^{0.053} \cdot V_{c50} \quad (20 \text{ b})$$

Donde:

V_R	=	Relación de velocidad.
V_1	=	Velocidad de aproximación, aguas arriba de la pila, (m/s).
V_i	=	Velocidad de aproximación cuando las partículas del fondo en la pila tienen movimiento incipiente. (m/s).
V_{c90}	=	Velocidad crítica de arrastre para el D_{90} del material de fondo, (m/s).
V_{c50}	=	Velocidad crítica de arrastre para el D_{50} del material de fondo, (m/s).
a	=	Ancho de la pila. (m).

Los valores límite para el factor de corrección K_4 , y el tamaño del material del lecho del río se muestran en la Tabla 4.

Factor	Tamaño mínimo del material de fondo del lecho del río	Valor mínimo para K_4	$V_R > 1.0$
K_4	$D_{50} > 0.06 \text{ m}$.	0.70	1.0

Tabla 4. Límites para tamaño de material de fondo y factor de corrección K_4 .

Cabe mencionar que el factor de corrección K_1 deberá determinarse utilizando la Tabla 1, para ángulos de ataque al flujo de hasta 5° . Para ángulos mayores, el factor K_2 regirá, y K_1 se deberá considerar igual a 1.0.

Si la relación L/a es mayor a 12, como ya se mencionó anteriormente, deberá considerarse dicho valor como límite superior de dicha relación en la Tabla 2 y en la ecuación (20).

Los valores del factor de corrección K_2 , deberán ser aplicados solamente cuando las condiciones en el campo son tales que el largo total de la pila esté sujeto al ángulo de ataque al flujo. Si se emplea este factor directamente de la Tabla se incurrirá en una sobreestimación de la socavación si:

- a. Una porción de la pila está protegida del choque directo del flujo ya sea por un estribo o por otra pila: o
- b. Si un estribo u otra pila desvían el flujo en una dirección paralela a la orientación de la pila en análisis.

Para dichos casos, el proyectista deberá aplicar su experiencia y juicio para reducir el valor del factor K_2 determinado la longitud efectiva de la pila sujeta al efecto del ángulo de ataque al flujo.

En lo concerniente al factor de corrección K_3 , éste resulta del hecho de que para condiciones de configuración de lecho de río plano (la cual es típica para la mayoría de los sitios donde hay puentes y para las frecuencias de avenidas empleadas en el diseño por socavación) la profundidad de socavación máxima será 10% mayor que la calculada con la ecuación (17).

En el caso poco usual donde se presente una configuración de lecho con dunas grandes, durante una avenida, la profundidad de socavación local máxima en la pila puede ser hasta un 30% mayor que el valor proporcionado con la misma ecuación (17). Esta situación puede llegar a presentarse en ríos muy grandes, como el río Grijalva.

Para cauces más pequeños con configuraciones de lecho con dunas durante avenidas, las dunas serán de menor tamaño, teniendo como resultado que la profundidad máxima de socavación en la pila sólo será de 10 a 20% mayor que la socavación de equilibrio. Para configuración de fondo con antidunas, el incremento apenas llegará a un 10%.

Socavación local en pilas muy anchas. Estudios de socavación en pilas muy anchas realizados en canales artificiales, para flujos poco profundos, muestran que inclusive la ecuación de la CSU sobrevalora las profundidades de socavación en estos casos.⁽⁴⁸⁾

Las observaciones en campo corroboran estos resultados. Sin embargo, hasta la fecha, la información con que se cuenta en este tema es insuficiente para estimar un factor de corrección a la ecuación de la CSU para este tipo de situaciones.

Socavación local en pilas con zapatas expuestas. Las zapatas y/o los cabezales de las pilas pueden quedar expuestos al flujo por la acción de la socavación. Esto puede ocurrir tanto por degradación a largo plazo del cauce, socavación por contracción, o por migración lateral del propio cauce.

Los cálculos de profundidades de socavación local en pilas, con zapatas o cabezales expuestos, basados en el ancho de los mismos elementos, parecen ser demasiado conservadores.

Por ejemplo, las estimaciones para fosos de socavación en puentes dañados en la realidad, son más cercanos a las mediciones hechas en modelos físicos cuando se emplea el ancho de la pila en lugar del ancho de la zapata.⁽⁴⁹⁾ Estos estudios demostraron que, al parecer, la zapata expuesta disminuye la profundidad de socavación local en la pila.

Estudios llevados a cabo por J.S. Jones demostraron que cuando el paño superior de la zapata quedaba expuesta al flujo, la socavación local fue 20% menor que para cualquier otra condición.⁽⁵⁰⁾

Las otras condiciones fueron:

- Paño inferior de la zapata sobre el lecho del cauce,
- Paño superior de la zapata al nivel de la superficie libre del agua, con grupo de pilas expuestas.
- Paño superior de la zapata a una profundidad igual a medio tirante.

En un estudio generalizado, se encontró que una zapata extendida hacia aguas arriba de la pila, reduce la socavación, cuando el paño superior de la pila se localiza sobre o bajo el nivel del lecho del cauce, pero los fosos de socavación incrementaron su profundidad y ancho, a medida que la zapata se proyectaba dentro del campo de flujo.

Basados en este estudio, la siguiente recomendación se hizo para calcular la socavación local en pilas, en el caso de zapatas expuestas al flujo

** Se recomienda que el ancho de pila sea usado como el valor 'a' en las ecuaciones de socavación en pilas si el paño superior de la pila o cabezal se encuentra sobre o bajo el nivel de fondo del cauce (después de haber tomado en cuenta la degradación a largo plazo del lecho y la socavación por contracción).*

Si la zapata de la pila se proyecta por encima del nivel de fondo, será necesario realizar otro cálculo, utilizando el ancho de la zapata como el valor 'a', y el tirante y velocidad media en la zona de flujo obstruida por la zapata, como los valores 'y' y 'V' respectivamente en la ecuación correspondiente. Se deberá usar el mayor de los resultados obtenidos." (ver Figura 11).

Si el paño superior de la zapata o cabezal se localiza en la elevación correspondiente a la degradación a largo plazo del lecho y/o de la socavación por contracción, entonces solo será necesario calcular la profundidad del foso considerando el ancho de la pila.

Para determinar la velocidad media del flujo en la sección de la zapata expuesta (V_z), se emplea la siguiente ecuación:

$$\frac{V_z}{V_1} = \frac{\ln\left(10.93 \frac{y_z}{k_s} + 1\right)}{\ln\left(10.93 \frac{y_1}{k_s} + 1\right)} \quad (21)$$

Donde:

- V_z = Velocidad media del flujo en la zona por debajo del paño superior de la zapata, (m/s)
- V_1 = Velocidad media en la vertical de flujo aproximándose a la pila, (m/s)
- y_z = Distancia desde el lecho del río (después de la degradación y socavación por contracción) hasta el paño superior de la zapata, (m)
- k_s = Rugosidad media del lecho del canal (usualmente el D_{50} del material de fondo), (m)
- y_1 = Tirante aguas arriba de la pila, incluyendo la degradación y socavación por contracción, (m)

Los valores obtenidos de ' V_z ' y ' y_z ' deberán ser usados en las ecuaciones (17) y (18) ya mencionadas anteriormente en este Capítulo.

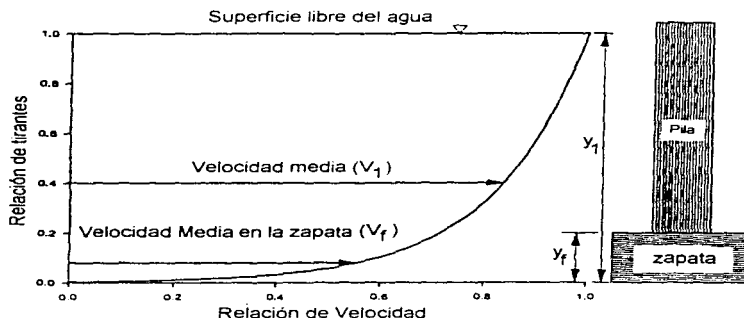


Figura 11. Definiciones de velocidades de flujo y tirantes para zapatas expuestas. Según Jones.

Socavación local en pilas, con grupos de pilotes expuestos al flujo. J.S. Jones condujo experimentos para llegar a recomendaciones para especificar un ancho característico de un grupo de pilotes (ver Figura 12), que está o puede quedar expuesto al flujo (como resultado de degradación a largo plazo del lecho del cauce y/o socavación por contracción) cuando los pilotes se encuentran espaciados tanto lateralmente como longitudinalmente en la dirección del flujo.⁽⁵⁰⁾

"Grupos de pilotes que se proyecten por encima del fondo del lecho del río (como resultado de degradación y/o socavación por contracción), pueden ser analizados de manera conservadora, considerando dicho grupo como un solo pilote con un ancho igual a la suma de los anchos de cada uno de los pilotes individuales, ignorando el espaciamiento entre ellos."

"Debe también tomarse en cuenta la acumulación de escombros debido a que dichos grupos de pilotes tienden a coleccionar grandes cantidades de cascajo que pueden llegar a obstruir por completo los espacios entre pilotes y provocar con esto que el grupo de pilotes actúe con una masa mucho mayor a la que realmente tiene."

Si el grupo de pilotes es expuesto al flujo como resultado de socavación local, entonces no será necesario considerar los pilotes para calcular la socavación local en la base de la pila.

Por ejemplo, cinco pilotes cilíndricos de 0.41 m. de ancho, espaciados a cada 1.8 m. (Figura 9), tendrá un valor 'a' igual a 2.05 m. Este valor equivalente de pilote, se empleará en la ecuación (17) para determinar la profundidad del foso de socavación local.

El factor de corrección K_1 , en dicha ecuación para el grupo de pilotes, deberá ser igual a 1.0, independientemente de su forma. Si el grupo de pilotes es un cuadrado, como el de la Figura 9, o un rectángulo, se deberán de usar las dimensiones como si el grupo de pilotes fuera una sola pila, y el valor apropiado para la relación ' L/a ' para determinar el factor de corrección K_2 de la Tabla 2, o calcularlo con la ecuación (20).

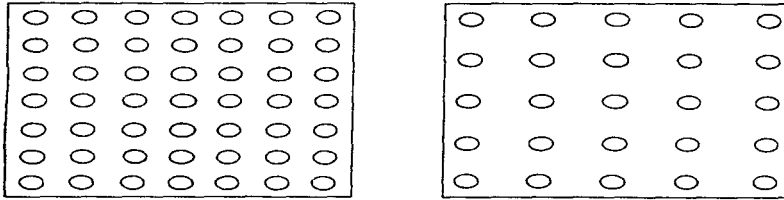


Figura 12. Grupos de Pilotes

La profundidad de socavación local para grupos de pilotes expuestos se deberá de analizar de la manera anteriormente descrita, exceptuando el caso en que despojos o escombros queden atorados entre los pilotes. Si esta situación llegara a presentarse, se deberá considerar el grupo múltiple de pilas y los escombros, como una sola pila. El valor de la relación ' L/a ' y el ángulo de ataque al flujo para esta pila equivalente serán empleados para determinar el factor de corrección K_2 de la Tabla 2.

Cabezales de pilotes sobre la superficie del agua o dentro del campo de flujo. Para este caso (Figura 13), se recomienda que el análisis de socavación incluya cálculos de las diversas socavaciones causadas por:

- a. El grupo de pilotes expuestos al flujo,
- b. El cabezal de los pilotes expuesto al flujo, y
- c. La pila, si esta se encuentra parcialmente sumergida en el flujo.

Una estimación conservadora de la socavación local, será la mayor de las que resulten del análisis de estos tres escenarios.

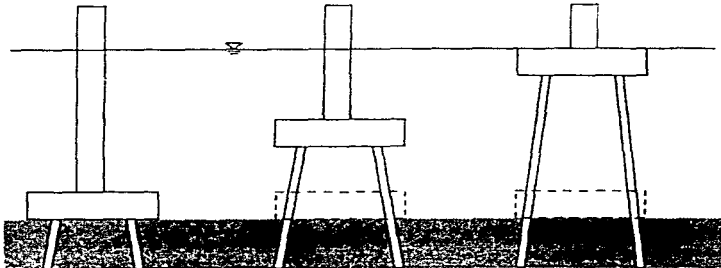


Figura 13. Cabezal de pilotes sobre el lecho, en el flujo, o en la superficie libre.

Cuando se lleve a cabo el cálculo de la socavación provocada por el cabezal de los pilotes, se deberá de asumir que dicho cabezal descansa sobre el lecho del río, posteriormente se determinará ' V_f ' de la ecuación (21). Conocido este parámetro y ' y_f ', se deberán sustituir ambos en la ecuación (17). Se deberá aplicar esta última ecuación para el fuste de la pila y para el grupo de pilotes expuestos, como se ha indicado ya previamente en este capítulo.

Columnas múltiples anguladas al flujo. Para pilas múltiples (mostradas como un grupo de cilindros en la Figura 13) anguladas al flujo, la profundidad de socavación depende del espaciamiento entre ellas. El factor de corrección por ángulo de ataque al flujo, K_2 , debe ser menor que el que se adoptaría para una sola pila, aunque no se han hecho estudios para determinar el grado de disminución que tendría dicho factor para esta condición.

Raudikivi, al discutir los efectos del alineamiento de las pilas con respecto al flujo, señala:

"El uso de columnas cilíndricas producirá una menor socavación; por ejemplo, con un espaciamiento entre pilas igual a 5 veces el diámetro de una de ellas, la socavación local puede ser restringida alrededor de 1.2 veces la socavación local en un cilindro sencillo."⁽²⁷⁾

La aplicación de la ecuación (17) para pilas múltiples espaciadas a una distancia menor o igual a 5 veces el diámetro de una de ellas, el ancho ' a ', es el ancho total proyectado de todas las pilas de una sola palizada, normal al ángulo de ataque del flujo (ver Figura 14).

Por ejemplo, tres pilas de 2.0 m de diámetro, espaciadas a 10.0 m, tendrá un valor ' a ' que variará entre 2.0 y 6.0 m., dependiendo del ángulo de ataque al flujo. Este ancho equivalente de pila deberá emplearse en la ecuación (17) para determinar la profundidad de socavación local en la pila equivalente.

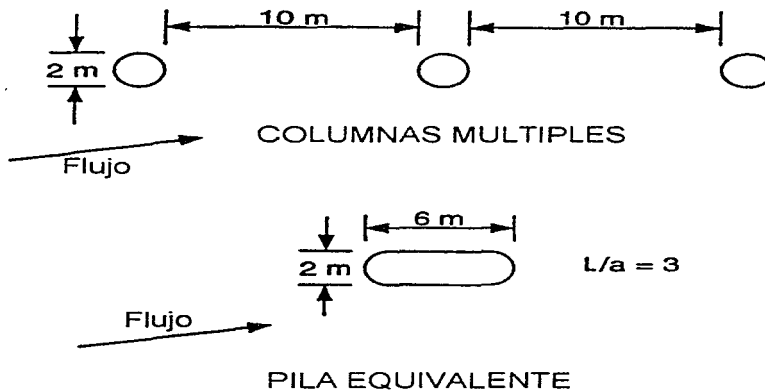


Figura 14. Múltiples pilas anguladas al flujo.

El factor de corrección K_1 , de la misma ecuación, deberá tomar un valor igual a 1.0 para el grupo de columnas, independientemente de la forma de la columna. Por su parte, el coeficiente K_2 será también igual a 1.0, debido a que el efecto de ángulo de ataque al flujo ya se tomó en cuenta al proyectar el ancho de la pila normal a la dirección del flujo.

De manera general, si el grupo de pilas tiene un espaciamiento entre una y otra igual o mayor a 5 veces el diámetro individual de cada una; y los escombros y despojos no representan un problema considerable, se deberá tomar como límite superior de socavación en el grupo, 1.2 veces la socavación local de una sola pila.

En el caso de que el efecto de los escombros y despojos sea considerable, se deberán seguir las recomendaciones señaladas en el inciso anterior, es decir, tomar el grupo de pilas como una sola. Los valores apropiados de la relación ' L/a ' y del ángulo de ataque al flujo, deberán entonces ser empleados para determinar el coeficiente K_2 de la Tabla 2, o la ecuación (20).

Estudios de laboratorio adicionales serán necesarios para dar lineamientos acerca de límites en los ángulos de ataque al flujo, para distancias determinadas entre pilas múltiples, bajo las cuales dichos grupos pueden funcionar como miembros independientes con una mínima influencia de las pilas adyacentes.

Socavación en flujo a presión. El flujo a presión, también denotado como flujo a través de un orificio, ocurre cuando la elevación de la superficie libre del agua en la cara aguas arriba del puente es mayor o igual a la elevación de el paño inferior de la superestructura del puente (ver Figura 15).

El flujo a presión bajo un puente, es el resultado de una acumulación de agua en la cara aguas arriba del puente, y un buzamiento del flujo bajo el puente. Cuando se presentan tirantes de aproximación aún mayores, el puente puede quedar totalmente sumergido, resultando un flujo muy complejo, combinando flujo a presión por debajo del puente (flujo de orificio) y flujo sobre la superestructura del puente, el cual puede ser equiparado con el flujo a través de un vertedor de pared gruesa.

En la mayoría de los casos, cuando un puente es sumergido, el flujo también sobrepasará los terraplenes de aproximación adyacentes al puente. Este flujo también es una clase de flujo sobre vertedor de pared gruesa. Por lo tanto, para cualquier caso en que se sobrepase el nivel del paño superior de la superestructura del puente, el flujo sobre el puente puede ser subdividido en flujo sobre el puente y flujo sobre los terraplenes de los caminos de aproximación. Este último tiene la función de reducir el gasto que debe pasar bajo o sobre el puente.

En algunos casos, cuando el nivel de los terraplenes de las aproximaciones está por debajo del cordón inferior del puente, el alivio que se obtiene del rebase del agua sobre dichos terraplenes, será suficiente para prevenir que el puente llegue a sumergirse.

Los programas de cómputo WSPRO, HEC-2 y el nuevo Sistema de Análisis de Ríos (HEC RAS), pueden ser empleados para determinar los tirantes y velocidades medias sobre los terraplenes de aproximación, y sobre el puente, así como también las velocidades medias bajo el puente.

El programa WSPRO es particularmente útil para analizar el problema de socavación cuando el puente es sobrepasado por el flujo, tanto en el caso de que exista, o no, derrame sobre los terraplenes del camino de aproximación al puente.

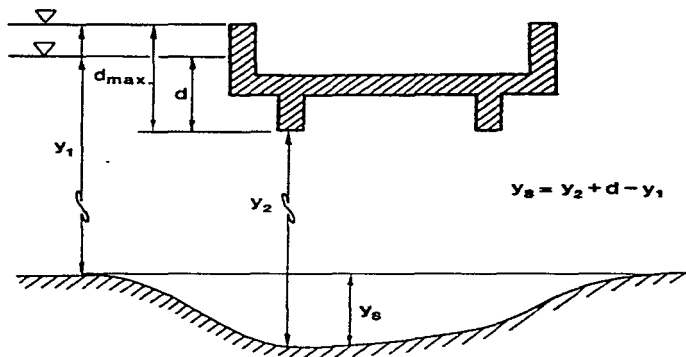


Figura 15. Croquis de una contracción vertical producto de flujo a presión, según Bertoldi y Jones.

En flujo a presión las profundidades de socavación en las pilas y estribos son mayores que las que se presentan para flujo a superficie libre con tirantes y velocidades de aproximación similares. El incremento de la socavación local en una pila sujeta a flujo a presión resulta del buzamiento del flujo hacia el lecho del río por el choque contra la superestructura del puente (contracción vertical del flujo), y, de manera secundaria, por el aumento en la intensidad del vórtice herradura. Sin embargo, en casi todos los casos, cuando un puente queda sumergido, la velocidad media bajo el puente se reduce debido a la combinación de un remanso (causado por la obstrucción al flujo que representa la superestructura del puente) y a la disminución del gasto que debe pasar bajo el puente (debida al flujo sobre la superestructura del puente y/o los terraplenes de aproximación).

Pocos estudios se han realizado en este tópico, en la Universidad de Colorado, E.U.A., y en el Centro de Investigaciones Turner-Fairbank de la FHWA, los cuales indican que la socavación local en las pilas puede llegar a incrementarse hasta de un 200 a un 300% por flujo a presión.^(51, 52, 53, 54) Los anteriores estudios se realizaron en canales artificiales y para condiciones de socavación "de agua clara".

Los estudios realizados por la FHWA indican que la socavación local en pilas para flujo a presión es la suma de dos componentes: la componente debida a la cubierta, y la debida a la pila.

La primera es una forma de socavación por contracción vertical; y se observó que la segunda componente era aproximadamente igual a las mediciones de socavación en la pila, con flujo a superficie libre, para las mismas condiciones de aproximación del flujo; esta segunda componente puede ser calculada con la ecuación (17) empleando el tirante y la velocidad media de aproximación.

Para una descripción más detallada de la evaluación de la componente debida a la cubierta, se recomienda consultar las referencias 51 y 53, ya que la descripción de éstos métodos escapa del alcance de esta tesis.

Socavación por despojos y escombros en pilas. Los escombros que se alojan alrededor de una pila durante una avenida, también incrementan la socavación local en ella. Los despojos acarreados por el río incrementan el ancho de la pila y desvían cierta cantidad del gasto hacia abajo, lo cual aumenta el transporte de sedimento fuera del foso de socavación. Para tomar en cuenta la influencia de este fenómeno, la socavación deberá estimarse tomando en cuenta un ancho de pila mayor al real.

El problema consiste ahora en determinar la razón de aumento en el ancho de la pila, a usar en la ecuación (17). Existen muy pocos estudios documentados en esta materia, como los conducidos por Melville y Dongol.⁽⁵⁵⁾ Además, para tirantes grandes, el efecto de atascamiento de escombros en las pilas sobre la socavación, disminuye considerablemente.

Un procedimiento recomendado por la FHWA, toma como punto de partida las siguientes consideraciones:

- Los despojos y cascajo están alineados con la dirección del flujo, y se detienen en el borde aguas arriba de la pila. El ancho de la acumulación, W , en cada lado de la pila es normal a la dirección del flujo.
- El borde de salida de una pila larga y esbelta no contribuye a la socavación en la pila, para una longitud mayor a 12 veces el ancho de la pila. Esto es congruente con la Tabla 2 para limitar el valor del coeficiente K_2 para una relación $L/a = 12$.
- El efecto de los despojos en el aumento de las profundidades de socavación se toma en cuenta añadiendo un ancho ' W ' a los lados y frente de la pila. El juicio y experiencia del proyectista es fundamental para determinar dicho parámetro.

El procedimiento sugerido por la FHWA consta de los siguientes tres pasos:

1. Los parámetros K_1 y K_2 serán iguales a 1.0.
2. Proyectar la pila con escombros acumulados y 12 veces el ancho de la pila, y tomar el menor de ambos valores:

$$L' = L \quad \text{ó} \quad L' = 12a$$

3. Aplicar los factores K_1 , K_2 , K_3 , K_4 , y a_{proy} en la ecuación (17), como sigue:

$$\frac{y_c}{y_1} = 2.0 \cdot K_1 \cdot K_4 \cdot \left(\frac{a_{\text{proy}}}{y_1} \right)^{0.65} \cdot Fr_1^{0.43}$$

Donde:

$$a_{\text{proy}} = 2W + a \cos \theta \quad \text{ó}$$

$$a_{\text{proy}} = W + a \cos \theta + L' \sin \theta \quad \text{°}$$

La mayor de ambas ' a_{proy} ' deberá emplearse en los cálculos

Ancho del foso de socavación local. El ancho máximo de un foso de socavación que se desarrolla en el lecho de un río con material no cohesivo, medido desde el paño lateral de una pila o zapata, puede ser estimado con la siguiente ecuación: ⁽⁵⁶⁾

$$W = y_s (K + \text{Cot}\theta) \quad (22)$$

Donde:

- W = Ancho máximo del foso de socavación referenciado al paño lateral de la pila o zapata, (m).
- y_s = Profundidad de socavación local, (m).
- K = Ancho inferior del foso de socavación, como una fracción de la profundidad de socavación.
- θ = Ángulo de reposo del material del lecho del río.

El ángulo de reposo de un material no cohesivo en el aire, varía de 30° a 44°. Por lo tanto, si el ancho inferior del foso de socavación es igual a la profundidad ' y_s ' del mismo, K será igual a 1.0, y el ancho superior del foso en arena no cohesiva variará de 2.07 a 2.80 veces y_s .

En la otra condición, si K es igual a 0, el ancho superior del foso variaría de 1.07 a 1.8 veces y_s . De lo anterior, el ancho superior del foso de socavación variará desde 1.0 hasta 2.8 veces y_s , y dependerá del ancho inferior del foso y de la composición del material de fondo. En general, mientras más profundo es el foso, más pequeño es el ancho inferior.

Bajo el agua, el ángulo de reposo de un material no cohesivo es menor que los proporcionados para aire; por lo que se recomienda emplear un ancho superior de foso igual a 2 veces y_s , para fines prácticos ingenieriles (Figura 16).

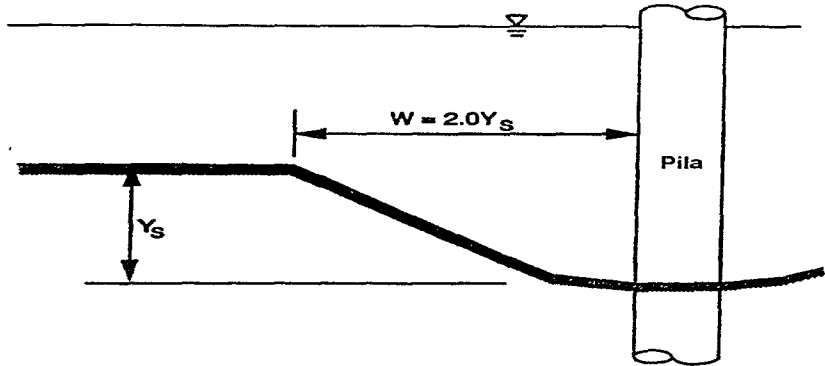


Figura 16. Ancho superior de foso de socavación, según Richardson y Abed.

III.3.6 Cálculo de la magnitud de la socavación local en los estribos. (Paso 6).

Aspectos Generales. La socavación local ocurre en los estribos cuando éstos obstruyen el flujo. Este hecho hace que se formen dos vórtices: un vórtice horizontal que empieza en el extremo aguas arriba del estribo y se desarrolla a lo largo del pie del mismo; y otro, llamado vórtice de estela vertical, en el extremo aguas abajo del estribo.

Ambos vórtices son muy similares a los que se presentan en las pilas. Las investigaciones actuales se han centrado en la determinación de la profundidad y localización del foso de socavación que se forma debido a la acción del vórtice herradura. Cabe mencionar que se han desarrollado un gran número de ecuaciones para calcular esta profundidad de socavación.

Sin embargo, las fallas de estribos, y la erosión en el tramo donde se encuentra localizado, han sido resultado de la acción del vórtice estela desarrollado aguas abajo del estribo. Aunque faltan investigaciones serias acerca de este tema, los estribos pueden protegerse usando pedraplenes ya sea en el pie del estribo, o en el tramo aguas abajo del mismo.

Las ecuaciones empleadas para predecir las profundidades de socavación local en estribos, como las desarrolladas por Liu, Laursen, Froehlich, y Melville, están fundamentalmente basadas en datos de laboratorio.^(46, 57, 58, 59) El problema radica en que los datos de campo para este tipo de socavación son escasos.

Las ecuaciones de Liu fueron desarrolladas a partir del análisis dimensional de las variables involucradas, y ajustando los datos de laboratorio a una curva aproximada.⁽⁵⁷⁾ La ecuación de Laursen está fundamentada en razonamiento inductivo del cambio en las relaciones de transporte debido a la aceleración del flujo por la obstrucción del estribo.⁽⁴⁰⁾ En cuanto a las ecuaciones de Froehlich y Melville, éstas fueron deducidas a partir de análisis dimensional y regresiones lineales y exponenciales de datos obtenidos en laboratorio.^(51, 59)

Todas las ecuaciones disponibles en la literatura actual, fueron desarrolladas usando las longitudes del estribo y del camino de aproximación al puente como una de las variables, lo cual resulta en estimaciones demasiado conservadoras de profundidades de socavación. Richardson y Richardson, señalan este hecho en una discusión acerca de los estudios de Melville en 1992.^(59, 60)

"La razón por la cual las ecuaciones disponibles actualmente sobrestiman las profundidades de socavación en los estribos, es que, en los canales artificiales de laboratorio, el gasto interceptado por el estribo está directamente relacionado con su longitud; mientras que, en condiciones naturales de campo, esto no ocurre."

La Figura 17 ilustra la diferencia. Por esto, el uso de la longitud del estribo en las ecuaciones de cálculo, en lugar del gasto que regresa al canal principal en el sitio del estribo, resulta en una mala correlación entre dicha longitud de estribo y la profundidad de socavación en su base.

La socavación en estribos depende de la interacción entre el flujo obstruido (por el estribo y el camino de aproximación) y el flujo en el canal principal alrededor del estribo. El gasto que regresa al canal principal en el sitio del estribo no es simplemente una función de la longitud del estribo y del terraplén de aproximación, para el caso real de campo. Richardson determinó que la profundidad de socavación local en estribos dependía de varios factores, entre otros:⁽⁵⁰⁾

- Forma del estribo.
- Gasto en el canal principal en el sitio del estribo.
- Gasto interceptado por el estribo y devuelto al canal principal en el sitio del estribo.
- Características geotécnicas del sedimento acarreado.
- Forma de la sección transversal del canal principal en el sitio del estribo, (especialmente los tirantes en el canal principal y en los canales secundarios).
- Alineamiento del estribo con respecto al flujo.

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

Además de lo anterior, en condiciones de campo, el canal puede tener vegetación y/o árboles creciendo en los taludes, lo que aumentará la rugosidad, disminuirá la velocidad y provocará tirantes pequeños aguas arriba del estribo. Todos los estudios de laboratorio hasta la fecha no han fallado al tratar de representar estas condiciones.

Por lo anterior, al diseñar los estribos de un puente, el ingeniero proyectista deberá contar con amplia experiencia en este ramo. En la mayoría de los casos, las cimentaciones de los estribos pueden ser diseñadas con tirantes menores a los calculados con las ecuaciones, cuando éstos se protegen con pedraplenes, y/o espigones localizados aguas arriba del estribo. El factor predominante que deberá tomarse en cuenta aquí será el costo de construcción.

En las secciones siguientes, se presentan dos ecuaciones para estimar socavación en estribos. Como ya se ha mencionado, éstas, generalmente proporcionan valores excesivamente conservadores.

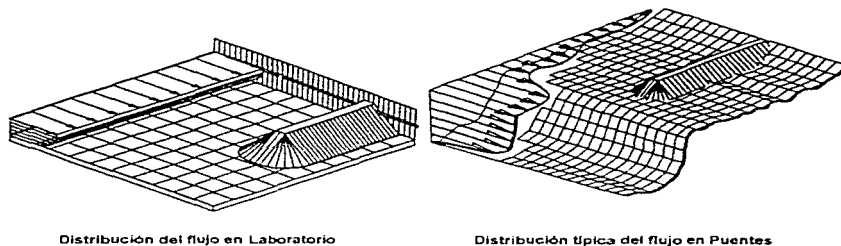


Figura 17. Comparación de condiciones de flujo en laboratorio y campo, según Richardson.

Condiciones del sitio del estribo. Como en pilas, los estribos pueden sufrir socavación local "de lecho vivo", y "de agua clara". En cuanto al flujo, el gasto en los canales secundarios que regresa al canal principal, en el sitio del estribo, puede tener una variación importante durante una avenida. La socavación en el estribo será mayor cuando el gasto en los canales secundarios regrese bruscamente al canal principal, justo antes de la abertura del puente. Si por el contrario, dicho gasto regresa gradualmente al canal principal, desde un tramo aguas arriba del puente, la socavación disminuirá.

Forma del estribo.

Existen tres formas comunes de estribos:

1. Estribos derramantes.
2. Estribos de pared vertical.
3. Estribos de pared vertical biselada.

Estas formas (Figura 18) pueden ser usadas con diferentes ángulos de ataque al flujo. Es notable el hecho de que la profundidad de socavación en estribos de pared vertical es aproximadamente dos veces la esperada en estribos derramantes.

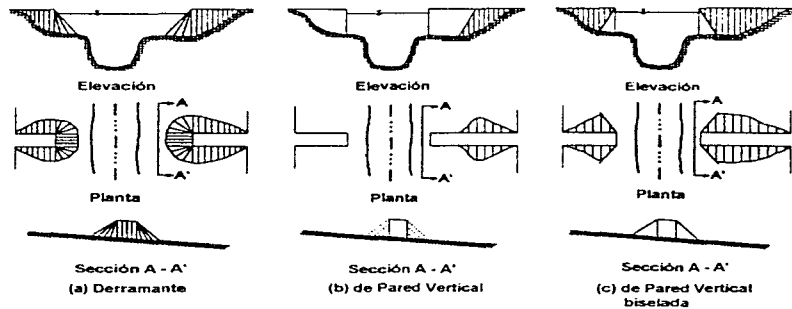


Figura 18. Formas de Estribos, según Richardson.

Diseño de estribos para resistir socavación local. El potencial de migración lateral del cauce a largo plazo, de degradación a largo plazo del lecho del río, así como de socavación por contracción, deberán de ser consideradas para determinar las elevaciones de las cimentaciones de cada uno de los estribos en la cercanía del canal principal.

El uso de las ecuaciones siguientes, deben de utilizarse como un calculo preliminar para tener una idea del orden de magnitud de las profundidades de socavación en los estribos del puente.

Posteriormente, el estribo deberá ser diseñado para resistir la socavación calculada, o, como una alternativa, proveerlo de protección con el uso de pedraplenes y/o espigones. Normalmente, dicha protección se da con el empleo de pedraplenes, siguiendo los lineamientos marcados en el Capítulo VI.

Debe reiterarse que la experiencia del ingeniero proyectista es fundamental para definir las elevaciones de desplante de las cimentaciones de los estribos.

Socavación local "de lecho vivo" en estribos. Como una ayuda para determinar la profundidad potencial de socavación, para el diseño del estribo, así como para la colocación de pedraplenes o espigones, se empleará la ecuación de Froehlich para socavación "de lecho vivo". Froehlich analizó datos recopilados en 170 experimentos realizados en canales artificiales de prueba, y por medio de un análisis de regresión, obtuvo la siguiente ecuación:

$$\frac{y_s}{y_u} = 2.27 \cdot K_1 \cdot K_2 \left(\frac{L^1}{y_u} \right)^{0.43} Fr^{0.61} + 1 \quad (23)$$

Donde:

- K_1 = Coeficiente de corrección por forma de estribo (ver Tabla 5).
 K_2 = Coeficiente de corrección por ángulo de ataque al flujo.

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

$$K_2 = \left(\frac{\theta}{90} \right)^{0.13}$$

$\theta < 90^\circ$ si el estribo apunta hacia aguas abajo, y
 $\theta > 90^\circ$ si el estribo apunta hacia aguas arriba.
 (Ver Figura 16 para definir el ángulo θ)

L' = Longitud del estribo proyectada en dirección normal al flujo.
 Fr = Número de Froude aguas arriba del sitio del estribo,

$$Fr = \frac{Q_e}{A_e (g \cdot y_s)^{0.5}}$$

Q_e = Gasto obstruido por el estribo y/o terraplén de aproximación (m/s)
 A_e = Área hidráulica en la sección obstruida por el estribo, (m²).
 y_s = Tirante medio de flujo en los canales secundarios, (m).
 y_s = Profundidad de socavación local en el estribo, (m).

Descripción del estribo	Coefficiente K_1
Pared vertical	1.00
Pared vertical biselada	0.82
Derramante	0.55

Tabla 5 Coeficiente de corrección por forma de estribo, K_1

Existe otra ecuación desarrollada por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACOE), la cual puede también ser usada para estimar la socavación local en estribos.⁽¹³⁾ Esta ecuación, llamada de aquí en adelante como la ecuación HIRE, es aplicable cuando la relación entre la longitud del estribo, L' , y el tirante de aproximación, y_t , es mayor que 25.

$$\frac{y_1}{y_t} = 4 \cdot Fr^{0.33} \frac{K_1}{0.55} \quad (24)$$

Donde:

Fr = Número de Froude basado en la velocidad y tirante aguas arriba del estribo.
 K_1 = Coeficiente de corrección por forma de estribo (ver Tabla 5).
 y_s = Profundidad de socavación, (m).
 y_1 = Tirante aguas arriba, adyacente a la pila, (m).

Para corregir la ecuación (24) por ángulo de ataque al flujo del estribo, deberá emplearse la Figura 19.⁽¹³⁾

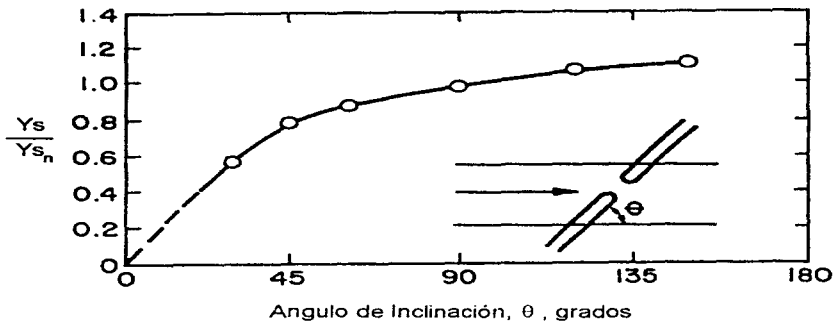


Figura 19. Ajuste de la profundidad de socavación en estribos por ángulo de ataque al flujo. Según Melville y Mostaffa.

Socavación local "de agua clara" en estribos. En este caso, las ecuaciones (23) y (24) son aplicables, debido a que las ecuaciones para socavación "de agua clara" tienden a obtener resultados de socavación menores, por la presencia de material grueso en el lecho del cauce. Esta disminución en los resultados no está respaldado por datos obtenidos en campo.^(61,62)

III.3.7 Trazo de las profundidades totales de foso de socavación y evaluación del diseño. (Paso 7).

Trazo de las profundidades totales de socavación. En la sección transversal del cauce donde se encuentra el puente en estudio, se deberán trazar:⁽⁶³⁾

- El cambio a largo plazo en la elevación del lecho del cauce,
- La socavación por contracción, y
- La socavación local en pilas y estribos.

Para que la evaluación de los resultados sea más sencilla, se recomienda usar escalas distintas en los ejes vertical y horizontal.

Dentro los cambios a largo plazo en la elevación del lecho del cauce, sólo se deberá tomar en cuenta la degradación del mismo. Posteriormente, se trazará la línea que defina el nivel del cauce una vez que ha ocurrido la socavación por contracción a partir del nivel del cauce degradado.

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

Finalmente, se deberán trazar las profundidades de los fosos de socavación en cada una de las pilas y los estribos, tomando como nivel base, aquel que resulte de la socavación por contracción. Será útil también que se tracen los anchos de foso de socavación, considerando un ancho de foso a cada lado de la pila igual a dos veces la profundidad del mismo. (ver Figura 20)

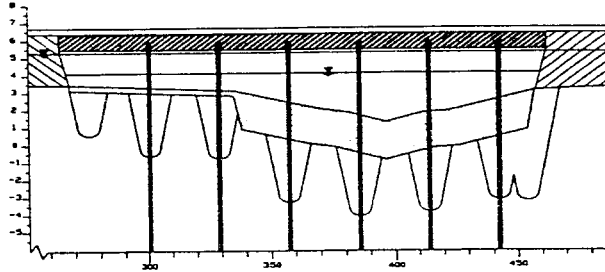


Figura 20. Ejemplo de trazo de profundidades de socavación. Según Arneson.⁽⁶²⁾

Evaluación de las profundidades totales de socavación. Los resultados calculados, deberán de ser evaluados, en razonabilidad y consistencia, con la experiencia del ingeniero proyectista. Si este no fuese el caso, se deberán de ajustar las profundidades de socavación para que éstas reflejen resultados coherentes.

Así mismo se deberá de determinar si los fosos de socavación en las pilas y/o estribos, se trastapan en los claros del puente. Si esto sucede, las profundidades de socavación pueden ser mayores a las calculadas, pero indeterminadas.

Para puentes nuevos, la longitud de los claros del puente deberá ser aumentada, o en su caso, disminuir el número de pilas, según sea necesario para evitar el traslape de fosos de socavación.

En caso de que las profundidades de socavación calculadas sean, a juicio del proyectista, demasiado grandes, y reflejen las condiciones de campo, deberá de considerarse la posibilidad de colocar pedraplenes y/o espigones como una solución más económica que el diseñar la cimentación del puente en función a las profundidades calculadas.

Como ya se mencionó en el Capítulo II, el nivel de desplante de todas las pilas y estribos del puente deberá localizarse en o bajo el nivel total de socavación determinado en la pila más desfavorable, en la figura 20 este nivel será el de la pila 4 de izquierda a derecha.

Evaluación del diseño de la cimentación. En la revisión final de la cimentación del puente, se deberán considerar los siguientes aspectos:

- En caso de que la socavación por contracción sea muy grande, se deberá de revalorizar la localización del puente en cuanto al área hidráulica,

- Si el puente se encontrara ubicado en un sitio problemático sobre el cauce, se deberá contemplar la posibilidad de cambiar su ubicación (si ésto fuera posible); en caso de puentes ya existentes, para provocar patrones de flujo aceptables en el sitio, deberán implementarse medidas correctivas al cauce, como, construcción de espigones, puentes de alivio, etc.
- En caso de que los resultados obtenidos en los cálculos no representen las condiciones de campo, y no existiesen registros y/o experiencia previa del proyectista, se justificará el uso de modelos físicos en un laboratorio para corroborar los resultados.
- Se deberá de valorar, así mismo, la factibilidad económica del diseño y construcción de la cimentación contra la seguridad de la misma.

Como ayuda, en el Apéndice de esta tesis, se presenta un ejemplo numérico donde se utilizan las ecuaciones descritas en este trabajo y se hacen comentarios acerca de su aplicación en un caso real.

III.3.8 Procedimiento general completo de diseño.

El procedimiento general completo deberá tener la siguiente secuencia:

1. Aplicar los Pasos 1 al 7 del Procedimiento Especifico de Diseño - PED, (los cuales incluyen los Pasos 1 al 6 del Procedimiento General de Diseño - PGD),
2. Finalmente, llevar a cabo los Pasos 7 y 8 del PGD, los cuales incluyen el análisis de la cimentación (aspectos geotécnicos y estructurales), y la revisión de la cimentación por socavación a causa de una "super avenida".

III.4 ANÁLISIS DE SOCAVACIÓN PARA REGIONES COSTERAS O SUJETAS A MAREAS.

III.4.1 Introducción.

En regiones costeras, la socavación en las cimentaciones de los puentes sobre cauces de marea sujetos a los efectos de mareas y tormentas marinas, es una combinación de degradación a largo plazo del lecho del río, socavación por contracción, socavación local, e inestabilidad del cauce. Estos son los mismos mecanismos de socavación que afectan a los ríos.

Aunque muchas de las condiciones de flujo son diferentes en cauces de marea, las ecuaciones usadas para determinar la socavación en ríos son aplicables si los parámetros hidráulicos (tirante, gasto, velocidad media, etc.) son cuidadosamente evaluados.^(10, 11)

El análisis de cauces de marea es muy complejo y escapa al alcance de esta tesis, por lo que sólo se proporcionan recomendaciones generales. Para un estudio más profundo de este tema, se recomienda la consulta de la referencia 20.

El análisis hidráulico deberá considerar:

- La magnitud de dos tormentas con periodos de retorno iguales a 100 y 500 años,
- Las características (geometría) del estuario, bahía, o cauce de marea,
- Los efectos de cualquier constricción del flujo debido al puente, y
- Los efectos a largo plazo de las mareas cíclicas en la agradación o degradación del lecho del cauce, en la socavación por contracción, en socavación local y en la inestabilidad del cauce.

Una marea de tormenta en aguas costeras es el resultado de las mareas astronómicas, la acción del viento, y a rápidos cambios en la presión barométrica.

El ciclo normal de la marea involucra cambios de dirección de 180° en el flujo, lo cual puede incrementar la degradación a largo plazo del lecho, la socavación por contracción y la socavación local. Si el sedimento se está desplazando hacia dentro y fuera de la bahía o estuarios, puede no existir una pérdida neta de sedimento en el tramo donde se localiza el puente, ya que el sedimento se mueve hacia adelante y hacia atrás. Consecuentemente, no existe una degradación neta del lecho marino.

Sin embargo, la socavación local en la cimentación de las pilas y estribos puede ocurrir tanto en el lado tierra adentro de las pilas y estribos, como en su lado oceánico, y ambas se alternarán con el cambio de dirección del flujo, según dicte la marea.

Si, aún así, existe pérdida de sedimento en una o ambas direcciones de flujo, entonces se debe considerar una degradación a largo plazo del lecho marino, o del cauce, además de la socavación local. También, el ciclo de marea incrementará la erosión de taludes, el movimiento lateral del cauce, produciendo esto un aumento en la inestabilidad del cauce.

La complejidad en el análisis hidráulico se incrementa si la entrada al estuario o bahía, o el mismo puente, estrangulan el flujo, afectando la amplitud del oleaje de tormenta, de manera tal que existe un cambio considerable en la elevación entre las superficies libre del océano y del estuario o bahía. Este estrangulamiento, puede incrementar las velocidades en la entrada contracta a la bahía, disminuir la altura de las olas dentro de la bahía, entre otros efectos.

El análisis de una entrada contracta a un estuario requerirá el uso de una ecuación basada en el flujo a través de un orificio más que en las relaciones de marea. Para el análisis de puentes que cruzan cauces de marea, se sugiere un análisis basado en tres niveles ⁽¹²⁾

El análisis de **Nivel 1** incluye una evaluación cualitativa de la estabilidad de la bahía o estuario, por medio de la estimación de la magnitud de las mareas, oleaje de tormenta, y el flujo en el cauce de marea; e intentando determinar si el análisis hidráulico depende de las condiciones de la marea, del río, o ambas.

El **Nivel 2** representa el análisis ingenieril necesario para determinar la velocidad media, tirantes, y gasto en el cauce de marea, parámetros que serán usados para calcular la degradación y/o socavación del lecho del cauce, socavación por contracción y socavación local. Las variables hidráulicas determinadas en este nivel de análisis serán aplicadas en las ecuaciones de socavación en ríos, presentadas en secciones previas de este capítulo, para obtener la socavación total.

El uso de estas ecuaciones (deducidas a partir de condiciones de equilibrio estático) para una situación de flujo dinámico inestable, como lo es el flujo de marea; resultará en profundidades de socavación mayores a las que realmente ocurrirán (estimación conservadora), pero esta situación representa el estado del arte actual para este nivel de análisis.

En este análisis, se recomiendan modelos unidimensionales o quasibidimensionales por computadora para obtener las variables hidráulicas necesarias para las ecuaciones de socavación.

Para situaciones muy complejas de flujo de marea, el análisis de **Nivel 3** será necesario, ya que éste contempla el uso de modelos físicos, y el manejo de modelos matemáticos en dos dimensiones con el uso de computadoras.

Estos tres niveles se describirán con un poco más de detalle en las siguientes secciones.

III.4.2 Descripción general de los procesos de marea.

Los casos típicos de cruces de puentes en cauces de marea se muestran en la Figura 21. De ésta figura, los flujos de marea pueden ser diferenciados como sigue:

- Flujo entre el océano y una bahía o laguna.
- Flujo desde el océano hacia un estuario, o
- Flujo a través de pasajes entre islas o tierra firme

El flujo hacia dentro (marea creciente) o hacia afuera (marea menguante) de una bahía o estuario depende de la marea y de el gasto que entre a la bahía o estuario desde tierras altas de la cuenca. Si se considera que éste último gasto es despreciable, las mareas creciente y menguante en la bahía serán solo función de las fluctuaciones normales de la marea y del oleaje, como lo ilustra la Figura 22.⁽⁷⁵⁾

Sin flujo de agua proveniente de los ríos y cauces, el flujo neto de agua hacia y fuera de la bahía o estuario, será casi cero. Al incrementar el gasto de dichos ríos, se tendrá un flujo neto de agua fuera de la bahía, hacia el océano.

Hidráulicamente, la discusión anterior presenta dos casos límite para la evaluación del la velocidad media de flujo en el tramo del puente:

1. Si se considera cero la aportación de gasto de los ríos que confluyen a la bahía, el flujo a través del puente se basa sola y exclusivamente en la marea.
2. En el caso de que el gasto aportado por los cauces de la cuenca que llegan al estuario o bahía, sea considerable, en relación con la marea, los efectos de la marea se deben considerar despreciables.

Para éste último caso, la evaluación de las características hidráulicas y el cálculo de la socavación puede llevarse a cabo usando los métodos descritos previamente en este capítulo para ríos en tierra firme.

La socavación en puentes ubicados en regiones costeras es el resultado de un flujo diurno o semi-diurno provocado por mareas astronómicas, grandes flujos resultado de oleaje de tormenta (huracanes, olas sísmicas o tsunamis, etc.), y flujos provenientes de los ríos que desembocan al mar.⁽⁶⁴⁾

Las fuerzas que dominan las fluctuaciones de la marea son, principalmente, el resultado de la atracción gravitacional del Sol y la Luna actuando sobre la Tierra (marea astronómica), de los vientos reinantes en la zona (oleaje de tormenta), y disturbios geológicos (tsunamis). Estas fuerzas producen periodos y amplitudes de marea muy variables.

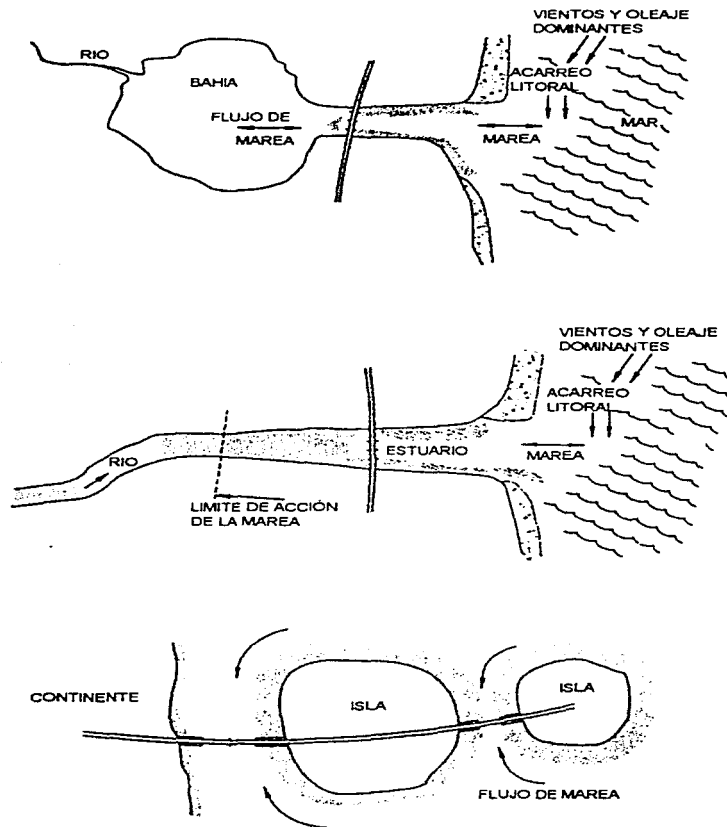


Figura 21. Tipos de cruces sobre cauces de marea, según Richardson.

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

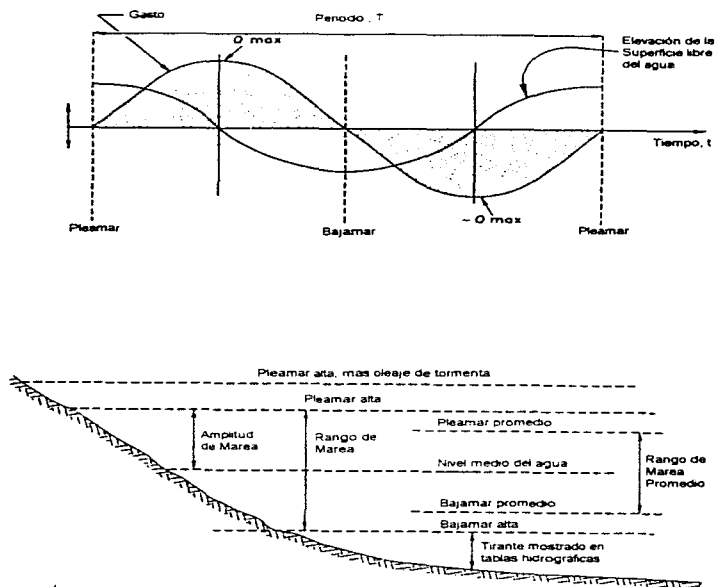


Figura 22. Principales términos referentes a marea, según Neill.⁽⁶²⁾

En general, las mareas astronómicas, tienen periodos que varían desde 12 horas en latitudes bajas, hasta 24 horas en latitudes altas.

El continuo sube y baja de las mareas astronómicas, usualmente tiene mucha influencia en la tendencia a largo plazo en los cambios de elevación del lecho del cauce de marea, y en las socavaciones por contracción y local.

De manera contrastante, cuando ocurren tormentas o tsunamis, la socavación por contracción y local a corto plazo pueden ser considerablemente importantes. Las tormentas y tsunamis son fenómenos singulares, que, debido a su magnitud, pueden representar una amenaza significativa al cruce de un puente, en términos de socavación.

Tanto el tamaño del material del lecho (normalmente arena fina), así como la presencia de limos y arcillas cohesivas, y el acarreo de litoral (transporte de arena de la playa a lo largo de la costa como resultado del oleaje), afectan la magnitud de la socavación en la cimentación de un puente costero.

La salinidad del agua de mar puede afectar el transporte de arcillas y limos, ya que este factor causa su floculación y deposición, lo cual tendrá influencia en la estabilidad del cauce.⁽⁶⁵⁾ Así mismo, afecta la erosionabilidad de sedimentos cohesivos, pero esto sólo modifica la tasa de socavación, no su magnitud máxima.

El acarreo de litoral es una fuente de sedimento hacia el cauce de marea.^(66, 67) Un cauce que tiene tendencia a la agradación existirá si el aporte de sedimento, por acarreo de litoral, hacia el sitio del puente es considerable. Esto tenderá a minimizar la socavación por contracción y la posible socavación local. A la inversa, las componentes de la socavación total, pueden aumentar de manera exagerada si el sedimento proveniente del acarreo litoral se reduce, o inclusive cesa, debido a dragado, construcción de rompeolas, etc.

Aunque la hidráulica de cauces de marea es complicada por la presencia de flujo bidireccional, el concepto básico de continuidad de sedimentos es válido. Consecuentemente, un claro entendimiento de este principio es esencial para evaluar la socavación en puentes que cruzan cauces de marea. Técnicamente, el principio de continuidad de sedimentos establece que el flujo de sedimentos que entra a un volumen de control, menos el flujo de sedimentos hacia fuera del mismo es igual a la razón de cambio, con respecto al tiempo, del volumen de sedimento en un tramo dado.

De una manera más simple: durante un periodo determinado de tiempo, la cantidad de sedimento que entra a un volumen de control, menos la cantidad que sale del mismo, aguas abajo, iguala el cambio en la cantidad de sedimento acumulado en el volumen.

De la discusión anterior, queda claro que el principio de continuidad de sedimentos, es una invaluable herramienta para la evaluación de las tendencias de agradación y degradación del cauce de marea. Aunque este principio no es fácil de cuantificar sin mediciones directas en campo o modelado físico en laboratorio, éste puede ser aplicado en un sentido cualitativo para valorar dichas tendencias.

Como en los ríos, la socavación por procesos de marea, puede ser "de lecho vivo" y "de agua clara". En condiciones "de lecho vivo", el sedimento transportado dentro del tramo del puente reducirá la magnitud de la socavación. Mientras que, si no hay transporte de sedimento hacia el sitio del puente ("de agua clara"), las profundidades de socavación serán mayores.

Además de los sedimentos transportados desde las partes altas de la cuenca, existen sedimentos transportados paralelamente a la costa por las corrientes oceánicas y el oleaje. Este transporte litoral de sedimento sirve como fuente de abastecimiento de sedimentos a la bahía, estuario o pasaje entre islas. Durante la marea creciente, estos sedimentos pueden ser transportados dentro de la bahía o estuario y sedimentarse allí. Durante la marea menguante, dichos sedimentos pueden ser re-movilizados y transportados hacia fuera de la bahía, y puede bien ser depositada en bancos, o continuar su movimiento a lo largo de la costa como transporte de litoral.⁽⁷⁶⁾ (Figura 23)

El sedimento transportado a la bahía o estuario por el río proveniente de tierras más altas, puede también depositarse en la bahía o estuario durante la marea creciente, y re-movilizarse y ser transportado por la entrada del estuario durante la marea menguante. Sin embargo, si la bahía o estuario tiene un tamaño importante, dichos sedimentos pueden depositarse en áreas de la bahía donde las velocidades sean bajas y no contribuir al aporte de sedimento en el sitio del puente.

El resultado de esto será socavación "de agua clara" a menos de que sedimento transportado en la marea creciente, esté disponible para ser transportado por la marea menguante, provocando esto condiciones de socavación "de lecho vivo", las cuales pueden ser suspendidas si el flujo de

sedimento fuese interrumpido, por alguna obra de ingeniería costera hecha por el hombre, o algún otro proceso natural.

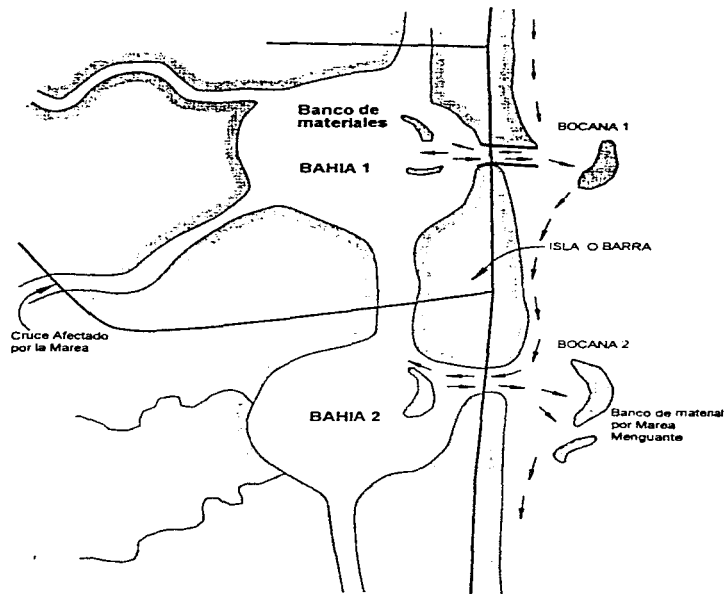


Figura 23. Transporte de sedimentos en regiones costeras, según Sheppard.⁽⁶⁶⁾

III.4.3 Análisis de Nivel 1.

Los objetivos de un análisis cualitativo de Nivel 1, son el determinar la magnitud de los efectos de la marea en el cruce del puente, la estabilidad en conjunto de dicho cruce (estabilidad vertical y lateral), y el potencial de respuesta al cambio por parte del cauce de marea.

El primer paso en la evaluación de cruces carreteros cercanos al mar es determinar si el puente cruzará un río influenciado por las variaciones de la marea, una bocana, bahía o estuario.

En la primera condición el cruce no está sujeto a flujo bidireccional, pero las variaciones de la marea aguas abajo del sitio del puente, actúan como un control cíclico del flujo. El segundo tipo de cruce sí cuenta con flujo bidireccional. El caso límite entre los dos tipos de cruces, es cuando la magnitud de la marea tiene una magnitud tal que reduce la descarga del río, a través del puente, a cero, en pleamar.

Cruces influenciados por la marea Para el análisis de Nivel 1, es importante el evaluar si las variaciones de la marea tendrán un efecto significativo en el cruce del puente. Si dicha influencia se considera despreciable, entonces, el cruce puede ser evaluado en los procedimientos descritos para ríos en tierra adentro. Si este no fuese el caso, los parámetros hidráulicos deberán ser determinados usando relaciones dinámicas de flujo de marea. Esta evaluación incluirá eventos extraordinarios como la influencia de oleaje de tormenta y avenidas de diseño.

Bocanas, bahías y estuarios. El objetivo de éste análisis es determinar la estabilidad de la bocana e identificar y evaluar tendencias a largo plazo en el sitio del cruce del puente. Esto se logrará con una cuidadosa valoración de las condiciones presentes e históricas del cauce y anticipando condiciones o tendencias a futuro.

Los datos históricos y presentes pueden ser fotografías aéreas, sondeos de las secciones transversales del sitio, localización de barras y bancos de materiales tanto en el océano como dentro de la bahía, determinación de la magnitud y dirección del acarreo de litoral, etc. Así mismo se deben considerar los posibles impactos (pasados y futuros) derivados de la construcción de rompeolas, espigones y/o dragado de canales de navegación.

Será necesaria una visita al sitio para recopilar información acerca de la condición de las playas (tanto en la porción de mar, como la de la bahía), localización y tamaño de cualquier banco de material o barras; dirección del oleaje, magnitud de las corrientes en el tramo del puente para el nivel promedio del agua; y la granulometría del sedimento acarreado. Sondear el canal tanto longitudinal como transversalmente usando una sonda o fatómetro es suficientemente exacto para este propósito.

El tomar mediciones de velocidad en la bocana de la bahía, a lo largo de varias secciones transversales y en diferentes posiciones en la vertical de cada una de éstas, puede proporcionar valiosa información para verificar las velocidades calculadas. Dichas mediciones deberán realizarse para el gasto máximo de descarga, el cual generalmente ocurre en el punto medio del ciclo de marea, entre pleamar y bajamar. (ver Figura 22).

Las mediciones de velocidad pueden realizarse desde un bote o un puente cercano al sitio de un nuevo puente. Si un puente ya existe sobre el canal, un velocímetro puede ser instalado para obtener mediciones en varios ciclos de marea.

Actualmente, existen instrumentos que hace más sencilla la recolección de mediciones. Por ejemplo, los perfiladores acústicos Doppler de banda ancha mejoran la posibilidad de obtener y manejar datos de velocidades de manera rápida y confiable.

Para poder general datos hidráulicos adecuados para la evaluación de la socavación, se deberán instalar limnigrafos en la bocana, en el sitio de localización de un nuevo puente, y en la bahía o estuario aguas arriba del sitio del puente, para registrar las elevaciones de la superficie libre del agua a intervalos de 15 minutos para al menos un ciclo completo de marea. Este registro se deberá llevar a cabo durante la época de primavera, ya que en ésta época la amplitud de marea es la mayor. Estos datos son útiles en la calibración de los programas de cómputo: WSPRO, HEC-2, y HEC-RAS, cuando el puente cruce canales influenciados por la marea. ^(21,42,73,89)

III.4.4 Análisis de Nivel 2

Este nivel de análisis involucra los estudios de ingeniería básica necesarios para valorar los problemas de socavación en cruces carreteros cerca de la costa. Actualmente no existen ecuaciones de socavación específicamente desarrolladas para flujos de marea. Por esto, se recomienda el uso de las ecuaciones desarrolladas para ríos tierra en tierra firme para la evaluación y estimación de la socavación. Sin embargo, en contraste con la evaluación de socavación en ríos, la determinación de las condiciones hidráulicas en el sitio del puente con el uso de los programas de cómputo disponibles solamente es adecuado cuando se analicen cruces carreteros donde la variación de la marea no provoca un flujo bidireccional.^(24,42,89)

Existen métodos para el análisis de cruces donde la influencia de las variaciones de la marea son significativos, aunque en esta tesis no sean descritos por constituir un tema demasiado amplio y complejo en extremo.

Evaluación de las características hidráulicas. La velocidad media del flujo, el tirante, y el gasto en el sitio del puente son las variables más importantes para evaluar la socavación. Casi no existen mediciones directas de los valores de estas variables para la tormenta de diseño. Por lo tanto, es necesario desarrollar las características hidráulicas e hidrológicas del cauce de marea, estuario o bahía, y calcular el gasto, velocidades y tirantes en el cruce usando ecuaciones de ingeniería costera. Estos valores podrán ser entonces usados en las ecuaciones de socavación ya descritas en secciones anteriores de este capítulo, para calcular aggradación o degradación, socavación por contracción y socavación local.

Pueden emplearse varios programas de cómputo para determinar dichas variables, a saber, todos desarrollados en los Estados Unidos por dependencias gubernamentales y/o educativas:
(68,69,70,71,72,73,74)

- UNET, modelo unidimensional de flujo inestable, aplicable a redes de canales de marea.
- FESWMS-2D, modelo uni y bidimensional de flujo inestable con el uso de elementos finitos.
- RMA-2V, modelo hidrodinámico bidimensional de flujo estable e inestable con el uso de elementos finitos.
- TABS/FastTABS, modelo bidimensional de flujo estable con uso de elementos finitos.
- ACES-INLET, modelo hidrodinámico bidimensional de flujo inestable en bocananas.

El empleo de estos modelos debería ser más aplicable a un Nivel 3 de análisis. Sin embargo, pueden ser usados en el contexto de un análisis de Nivel 2, si se considera necesario, para una mejor definición de las condiciones hidráulicas en el cruce del puente.

Tormenta de diseño y Oleaje de tormenta. Eventos extraordinarios asociados con avenidas, inundaciones y oleaje de tormenta, deberán usarse para determinar los parámetros hidráulicos en el sitio del puente, para evaluar tanto la socavación por contracción como la socavación local.

De manera típica, eventos como una avenida con $T_r=500$ años, o un oleaje de tormenta con $T_r=100$ años, deberán ser considerados. Las dificultades comienzan cuando debe determinarse si el oleaje de tormenta, la avenida, o la combinación de ambas debe de regir en el diseño.

Conceptos de evaluación de socavación. Barrenos para sondeo del lecho del cauce y/o datos geotécnicos de los sedimentos existentes aguas arriba, aguas abajo y en el sitio del puente, serán necesarios para determinar si la socavación será "de lecho vivo" o "de agua clara".

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

Las ecuaciones (15) y (16), así como la relación ' V_c / ω ', pueden utilizarse para determinar el tipo de socavación que se presentará en el cruce del puente.

La socavación local en las pilas de un puente, sobre un cauce de marea, puede calcularse con la ecuación (17) para ríos tierra adentro. Sin embargo, la velocidad media del flujo y el tirante necesitarán ser determinados tomando en consideración el evento de diseño, y las características hidráulicas para la condición de flujo de marea.

III.4.5 Análisis de Nivel 3.

Como se describe en la Circular de Ingeniería Hidráulica N°. 20 (HEC-20), el análisis de Nivel 3 involucra el uso de modelos físicos, o sofisticados modelos matemáticos por computadora para situaciones complejas, donde las técnicas de análisis del Nivel 2 han probado ser inadecuadas.⁽¹²⁾

En general, los cruces carreteros que requieran de un análisis de Nivel 3, necesitarán, por fuerza el empleo de experimentados y calificados ingenieros hidráulicos. El análisis de Nivel 3, por su sola naturaleza, es muy especializado, y más allá del alcance de esta tesis.

IV. EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD A LA SOCAVACIÓN DE Puentes EXISTENTES.

IV.1 INTRODUCCIÓN.

Las cimentaciones de puentes existentes sobre ríos, sujetas a la acción erosiva de la socavación, deben de ser evaluadas para determinar su grado de vulnerabilidad a las avenidas y/o inundaciones, así como su vulnerabilidad a la socavación.⁽⁶⁾ Se considera que esta valoración o evaluación deberá ser llevada a cabo por un equipo interdisciplinario, el cual debe de contar con ingenieros especializados en hidráulica, geotecnia, y estructuras, los cuales cuenten con la experiencia y juicio necesario para determinar:

1. Prioridades para realizar evaluaciones de socavación en la cimentación de puentes;
2. El alcance de las evaluaciones a ser realizadas tanto en gabinete como en campo;
3. Si la cimentación del puente es o no vulnerable al daño causado por la socavación; es decir, si el puente es de bajo riesgo, susceptible a socavación, o un puente de socavación crítica.
4. Que tipo de medidas correctivas alternativas pueden ser aplicables para hacer al puente menos vulnerable;
5. Prioridades para instalar dichas medidas correctivas.
6. Programas de monitoreo e inspección para puentes de socavación crítica; y
7. Procedimientos provisionales para proteger tanto al puente como al público, hasta que el puente sea reparado, reemplazado, o hasta que medidas correctivas a largo plazo sean colocadas en su cimentación.

Los factores a ser considerados en una evaluación de la socavación en la cimentación de un puente, requieren de un alcance más amplio en estudios y esfuerzos, que aquellos considerados sólo para una inspección.

El propósito principal de una inspección es el identificar condiciones de cambio que puedan reflejar un problema existente o probable. La evaluación de la socavación en la cimentación de un puente es una valoración ingenieril del riesgo de lo que puede pasar en el futuro y que pasos pueden tomarse de manera inmediata para minimizar dicho riesgo.

IV.2 PROCESO DE EVALUACIÓN.

El siguiente método propuesto se empleará para el desarrollo e implementación de un programa para valorar la vulnerabilidad a la socavación de la cimentación de puentes existentes:

Paso 1. Considerar todos los puentes sobre cauces dentro de cinco categorías:

1. De bajo riesgo,
2. Susceptibles a socavación,
3. De socavación crítica,
4. De cimentación desconocida, y
5. De marea.

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

Los puentes que sean particularmente vulnerables a falla por socavación en su cimentación, deberán ser identificados de inmediato, y el problema asociado de socavación que le afecta debe ser señalado.

Estos puentes susceptibles a socavación son:

- a. Puentes que actualmente sufran socavación en su cimentación, o que tengan una historia de problemas de socavación durante avenidas pasadas, reflejado esto en registros de mantenimiento, de inspecciones, etc.
- b. Puentes sobre cauces constituidos por lechos erosionables, con características en su diseño, que lo hacen susceptible a la socavación, tales como:
 - Pilas y estribos diseñados con zapatas aisladas o cimentaciones de pilas cortas;
 - Superestructuras con un solo claro o sistemas de soporte isostáticos, que los hacen susceptibles a colapsarse en el caso de que la cimentación sufra un desplazamiento y/o hundimiento considerable.
 - Claros pequeños que causan atascamiento por despojos y/o hielo. Se debe prestar especial atención a las estructuras que no cuenten con puentes auxiliares o de alivio y/o canales secundarios, donde todo el gasto debe pasar a través o sobre la estructura.
- c. Puentes sobre cauces agresivos y cauces navegables, incluyendo aquellos que cuenten con una o varias de las siguientes características:
 - Degradación o agradación activa del lecho del cauce;
 - Movimiento lateral significativo y/o erosión excesiva en los taludes;
 - Pendiente pronunciada o altas velocidades de flujo; y
 - Uso de algún tramo en la proximidad del puente, como banco de extracción de materiales;
- d. Puentes ubicados en tramos del cauce con características de flujo adversas, como:
 - Cruces cerca de confluencias con otro cauce, especialmente puentes sobre tributarios secundarios próximo a su confluencia con un cauce principal;
 - Cruces sobre curvas horizontales muy cerradas; y
 - Cruces sobre abanicos aluviales.

Paso 2. Dar prioridad a los puentes susceptibles a socavación, y a los puentes de cimentación desconocida, llevando a cabo una investigación, de gabinete y campo, de la lista de estructuras compilada en el Paso 1, usando como guía los siguientes factores:

- a. El potencial de falla en el puente, o de daño a la cimentación del puente en el caso de presentarse una avenida importante; y
- b. La clasificación funcional de la carretera en la cual el puente se ubica, y el efecto del colapso del puente en la seguridad de los usuarios y en la operación conjunta del sistema de transporte en el área o región.

Paso 3. Llevar a cabo una evaluación (tanto en gabinete como en campo) de la socavación en las cimentaciones de los puentes priorizados en el Paso 2, usando un equipo interdisciplinario de ingenieros hidráulicos, geotécnicos, y estructuristas:

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

- a. El procedimiento de evaluación recomendado por la FHWA, es estimar la socavación debida a una "super avenida", es decir, una avenida que exceda a aquella con un $T_r = 100$ años, y posteriormente analizar las cimentaciones, en cuanto su estabilidad vertical y lateral, para ésta condición de apoyo. La FHWA recomienda el uso de una avenida con $T_r = 500$ años, o una de magnitud 1.7 veces la de $T_r = 100$ años, cuando la primera se desconozca.

La diferencia entre diseñar la cimentación de un puente nuevo y valorar la de un puente viejo o existente es simplemente que la ubicación y geometría de un puente nuevo y su cimentación no están fijas, como lo están para un puente existente. Por lo tanto, los mismos pasos empleados para calcular la socavación en las pilas y estribos debe de llevarse a cabo tanto para un puente nuevo, como para uno existente.

La socavación máxima que una la cimentación de un puente puede soportar se comparará con la socavación máxima que se presenta en campo. Un gravamen deberá de hacerse para determinar si el puente debe de ser clasificado como "de socavación crítica", esto es, si la cimentación del puente no puede soportar la socavación total sin colapsarse.

- b. Clasificar los puentes de socavación crítica según su estado, bajo el siguiente código alfanumérico propuesto por la FHWA, bajo la premisa de que un puente de socavación crítica es aquel cuya cimentación (pilas y/o estribos) fue determinada como inestable debido a: (1) que en campo se observó socavación considerable en su cimentación, o (2) a que a raíz de una evaluación, de gabinete o laboratorio, se determinó una posible socavación crítica.

<u>Código</u>	<u>Descripción</u>
N	Puente no ubicado sobre un río o cauce natural.
D	Puente de cimentación desconocida, que no ha sido evaluado por socavación.
M	Puente sobre cauces de marea, que no ha sido evaluado por socavación, pero se le considera como de bajo riesgo. Estos puentes serán monitoreados con un ciclo regular de inspecciones visuales superficiales y subacuáticas.
9	Cimentaciones de puentes en tierra seca, por encima de la elevación del agua durante avenidas.
8	Cimentaciones de puentes que, después de haber sido evaluadas visualmente o como resultado de cálculos de socavación, se consideran estables; es decir, el nivel de desplante se encuentra por debajo del nivel máximo de socavación total.
7	Medidas correctivas han sido instaladas para corregir un problema existente de socavación. El puente ya no debe de considerarse como susceptible a la socavación.
6	No se han realizado cálculos ni evaluación de socavación en la cimentación del puente (Este código deberá emplearse cuando el puente aún no ha sido evaluado por socavación).
5	La cimentación del puente se clasifica como estable para las condiciones calculadas de socavación, es decir, el nivel de desplante está por debajo del nivel máximo de socavación, pero dentro de los límites de la cimentación (zapatas o pilotes).

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

- 4 La cimentación del puente se clasifica como estable para las condiciones calculadas de socavación; sin embargo, la revisión de campo indica que se requiere de acción inmediata para proteger las cimentaciones expuestas a los efectos de corrosión y erosión adicionales.
- 3 Puente de socavación crítica, en el cual su cimentación es inestable para las condiciones calculadas de socavación, ya sea cualquiera de los siguientes casos:
 - Nivel de socavación dentro de los límites de la cimentación.
 - Nivel de socavación por debajo del nivel de desplante de la cimentación
- 2 Puente de socavación crítica, en el que la revisión de campo indica que una socavación de gran magnitud ha ocurrido en su cimentación, lo cual requiere de acción inmediata para la colocación de pedraplenes o protecciones adicionales en las cimentaciones afectadas.
- 1 Puente de socavación crítica, en el que la revisión de campo indica que la falla de la cimentación (pilas y estribos) es inminente. Se deberá cerrar el puente al tráfico vehicular.
- 0 Puente de socavación crítica, colapsado y cerrado a la tráfico vehicular.

Paso 4. Para los puentes identificados como de socavación crítica en las revisiones de gabinete y campo del Paso 2, se deberá determinar un programa de instalación de medidas preventivas y/o correctivas (ver Capítulo VI), el cual incluirá:

- a. Un plan provisional de acción para proteger al público usuario, hasta que el puente pueda ser reemplazado o se instalen medidas correctivas. Este plan deberá incluir entre otros aspectos:
 - Instalación oportuna de medidas correctivas temporales como pedraplenes y/o monitoreo programado.
 - Planeación del monitoreo para puentes de socavación crítica, de cimentación desconocida y de marea, así como inspecciones después de avenidas, para determinar el cierre o no al tráfico hasta la instalación de medidas correctivas
 - Reemplazo total del puente, o instalación de medidas correctivas permanentes, dependiendo del riesgo involucrado.
- b. Establecer un itinerario para el Paso 5, el cual se discute a continuación.

Paso 5. Después de haber completado las evaluaciones de socavación en la lista de puentes recopilada en el Paso 1, todos los puentes restantes deberán ser evaluados. Para tener una secuencia lógica en las evaluaciones de dichos puentes, se deberá establecer otra lista de prioridades, como sigue:

- a. La clasificación función de la carretera en la que el puente está ubicado, dando mayor prioridad a las carreteras principales (tanto libres como de cuota), y disminuyendo hasta caminos locales, rurales y calles.
- b. Puentes que tienen una papel vital en la red carretera nacional, y cuya falla puede afectar de manera muy adversa el tráfico regional, estatal, o nacional.

Los objetivos principales de este programa de evaluación son:

- Tener una revisión exhaustiva de todos los puentes sobre cauces en el territorio nacional.
- Determinar las condiciones de estabilidad de las cimentaciones de dichos puentes, y
- Proveer de protección provisional (pedraplenes, cierres de puentes durante avenidas o paso de gastos importantes, monitoreo durante avenidas, e inspección después de que éstas ocurran) a los puentes de socavación crítica.

El objetivo final será el reemplazo total del puente cuya cimentación es inestable a causa de la socavación, o la instalación oportuna de medidas correctivas, en función del riesgo potencial de falla.

IV.3 IMPLEMENTACIÓN DE ESTUDIOS DE EVALUACIÓN DE SOCAVACIÓN.

Un plan completo deberá ser desarrollado para llevar a cabo estudios de evaluación de socavación en la cimentación de puentes. Cada Estado deberá desarrollar su propio plan de trabajo, basado en sus necesidades particulares. Se proponen las siguientes recomendaciones para dirigir estos estudios:

1. El primer paso de un estudio de evaluación debe ser una revisión, en gabinete, de la información disponible para la valoración de la estabilidad del cauce y la capacidad de las cimentaciones de los puentes que se encuentren sobre éste, a soportar la socavación causada por una "super avenida" (con $T_r = 500$ años, o 1.7 veces la de $T_r = 100$ años).
2. El uso de hojas de trabajo con formatos de fácil entendimiento será de gran utilidad, ya que proporcionan un método confiable para realizar revisiones de gabinete y campo, así como para documentar los resultados de las investigaciones.
3. Para desarrollar un proceso eficiente para la correcta evaluación de un número considerable de puentes, será necesario establecer una secuencia lógica para conducir dichas evaluaciones. Esta secuencia deberá discriminar aquellos puentes donde la socavación no represente un problema.

En puentes donde previamente se hayan realizado estudios hidráulicos, los cálculos de socavación pueden ser verificados y/o recalculados a partir de esta información. Donde este no sea el caso, y no haya datos hidráulicos disponibles, éstos deberán ser calculados. Para dicha instancia, un análisis de "condiciones desfavorables límite" será indispensable.

Si las cimentaciones permanecen estables para estas condiciones, el puente puede ser clasificado como "de bajo riesgo". En caso contrario, deberán de llevarse a cabo los estudios de gabinete y campo previamente descritos.

IV.4 ANÁLISIS DE CONDICIONES DESFAVORABLES LÍMITE.

IV.4.1 Elevaciones de la superficie libre del agua.

La información referente a estos niveles puede no estar disponible para muchos puentes en el país. Esto puede ser compensado con la existencia de diversos métodos de estimación de tirantes, tomando como base el área hidrológica de la cuenca, el área de drenaje, la frecuencia de avenidas, etc. Usando estos procedimientos (fuera del alcance de esta tesis), una relación conservadora entre tirantes y gastos puede, entonces, ser determinada; y usada para desarrollar estimaciones "a grosso modo" de socavación.

IV.4.2 Cambios a largo plazo en la elevación del lecho del cauce.

Estos cambios en el perfil del lecho, usualmente son muy difíciles de valorar. La fuente principal de esta información son los registros históricos, y el conocimiento de inspectores de puentes, personal de mantenimiento, y otras personas familiarizados con el sitio del río donde se encuentra el puente, así como el comportamiento del cauce en estudio, o de otros cauces cercanos.

Si la agradación o degradación del lecho del cauce constituye un problema, usualmente se tiene algún conocimiento de su ocurrencia en el área adyacente al puente. Se deberán llevar a cabo inspecciones de campo en los lugares donde es sabido que el cauce es más activo, o donde ocurra migración lateral apreciable.

Para una explicación más amplia en este tema, se recomienda la lectura de los Capítulos II, III y IV de la Circular de Ingeniería Hidráulica N°. 20 (HEC-20).⁽¹²⁾ Así mismo en el Capítulo V de esta tesis se proporciona información adicional para conducir inspecciones de campo a puentes.

IV.4.3 Modificaciones en el trazo del cauce.

La valoración de la importancia en los cambios, en planta, del trazo del cauce; como el cambio de localización de meandros, la formación de islas, el patrón de flujo del cauce, etc., usualmente no puede llevarse a cabo en gabinete. Los registros y fotografías tomadas por inspectores y personal de mantenimiento pueden proporcionar una visión general previa a la naturaleza del cauce para los cálculos preliminares de gabinete.

Los registros históricos con fotografías aéreas del cauce, pueden ser muy valiosos en este análisis, ya que proporcionan información gráfica acerca de los diferentes trazos del río a través de lapsos de tiempo importantes. Así mismo, la experiencia del ingeniero proyectista es indispensable tanto para determinar los peligros y riesgos que representen, para el puente, dichos cambios en el trazo del cauce, como para definir la extensión de los estudios de campo requeridos para evaluar estas condiciones.

IV.4.4 Socavación por contracción.

La socavación por contracción puede ser calculada usando las ecuaciones mostradas en el Capítulo III de esta tesis, donde los gastos en el canal principal y en los canales secundarios o llanuras de inundación son conocidos o pueden ser estimados. El análisis para las condiciones más desfavorables deberá contemplar el cálculo del mayor gasto posible pasando a través de los canales secundarios, y calculando la socavación por contracción para esta condición.

Un análisis más detallado se requiere para puentes con problemas locales de sitio, especialmente donde existan grandes diferencias en los niveles de la superficie libre del agua, aguas arriba y aguas abajo del sitio del puente.

IV.4.5 Socavación local en pilas.

Para determinar la socavación local en la cimentación de las pilas, deberán de emplearse las ecuaciones descritas en el Capítulo III de esta tesis.

IV.4.6 Socavación local en estribos.

La determinación de la socavación local en estribos, usando los procedimientos y ecuaciones del Capítulo III, requiere de un buen entendimiento de los tirantes y velocidades que se presentan en

condiciones desfavorables, así como la distribución del gasto en las llanuras de inundación aguas arriba del puente. Sin embargo, se pueden hacer estimaciones preliminares en cuanto a la socavación máxima esperada, a través del conocimiento de la ubicación de los estribos, el gasto que fluye en los canales secundarios por encima de los estribos, y, en su caso, el tamaño y extensión de la protección instalada en la cimentación (pedraplenes, estribos, etc.)

Debe de recordarse que las ecuaciones disponibles en la literatura actual, están basadas en estudios realizados en canales de prueba de laboratorios, y por ende, proporcionan resultados muy conservadores.

IV.5 DOCUMENTACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN.

Debe de llevarse un registro por escrito de los resultados de las revisiones de campo y de las evaluaciones realizadas en gabinete. Como guía general, se propone el diseñar un formato el cual contenga, entre otros datos:

- El nombre del río sobre el que se encuentra el puente,
- El nombre del puente, ya sea oficial o coloquial,
- Características estructurales de la superestructura y subestructura (número de pilas, tipo de cimentación, longitud de claros, uso carretero, ferroviario, etc.)
- Condiciones estructurales de la subestructura y cimentación (presencia de fracturas, pérdida de área transversal, asentamientos, desalineamiento de las pilas, daños por choques automovilísticos, socavación de la cimentación, corrosión, etc.)
- Condiciones locales del sitio de ubicación del puente (frecuencia de avenidas, localización de confluencias al cauce, tipo de cauce, etc.)

Estos registros serán empleados para conformar una especie de "*Registro / Inventario Estructural, Geotécnico e Hidráulico de puentes Nacionales*", en el cual se identificarán y registrarán el estado actual e histórico de los puentes existentes y por constuirse sobre el territorio nacional.

El diseño de este registro aún no está definido para los puentes existentes en el país, y escapa al alcance de esta tesis, pero los lineamientos descritos anteriormente pueden servir como base para el desarrollo, por parte de instituciones y organismos gubernamentales, privados y educativos, implementación y futura corrección de dicho documento.

En el Capítulo V de esta tesis se proponen procedimientos para determinar los parámetros útiles para llevar a cabo inspecciones en puentes. De los resultados de éstas, se podrán obtener los datos para conformar el registro del estado de puentes anteriormente descrito.

V. INSPECCIÓN DE PUENTES EN BÚSQUEDA DE SOCAVACIÓN.

V.1 INTRODUCCIÓN.

Existen dos objetivos principales a cumplir cuando se lleva a cabo la inspección de la cimentación un puente en búsqueda de socavación:

1. Registrar de manera exacta la condición actual del puente y el cauce sobre el que cruza; y
2. Identificar condiciones que sean indicativas de problemas potenciales de socavación y estabilidad del cauce, para su posterior revisión y evaluación por un equipo interdisciplinario de ingenieros civiles.

Para cumplir estos objetivos, el inspector necesita reconocer y entender las interrelaciones que se establecen entre el puente, el cauce principal, y las llanuras de inundación. Usualmente, franquea el canal principal de un cauce, y, en ocasiones, una porción de las llanuras de inundación. Los caminos de aproximación al puente están, por lo general, sobre terraplenes que obstruyen el flujo en dichas llanuras. Este gasto debe, por lo anterior, regresar al cauce en el sitio del puente y/o rebasar el nivel de los caminos de aproximación.

Como se ya se ha apuntado, donde el gasto circulante en los canales secundarios se ve forzado a regresar al canal principal, en el sitio del puente, se establecerán zonas de turbulencia donde la socavación seguramente ocurrirá en la base de los estribos.

Además, las pilas y estribos pueden representar obstáculos al paso de una avenida en el canal principal, creando las condiciones necesarias para que se desarrolle socavación local, debido a la turbulencia generada alrededor de sus bases. Después de pasar bajo el puente, el agua de la avenida sufrirá entonces una expansión al regresar, de nuevo, a las llanuras de inundación, surgiendo zonas adicionales de turbulencia y socavación.

Las siguientes secciones de este capítulo, presentan recomendaciones que deberán ser empleadas por el inspector de puentes para desarrollar una comprensión en conjunto de los patrones de flujo de avenidas en cada puente inspeccionado; y el uso de esta información para clasificar la condición actual del puente, y su susceptibilidad al daño por socavación.

Cuando un problema de socavación, ya sea existente o potencial, es identificado en la cimentación de un puente, por un inspector, el puente deberá ser reevaluado posteriormente por un equipo interdisciplinario usando los métodos y procedimientos discutidos en el Capítulo IV. Los resultados de esta evaluación deberán ser asentados en el "*Registro / Inventario Estructural, Geotécnico e Hidráulico de puentes Nacionales*", y dicho puente clasificado en el rubro de "Puentes de Socavación Crítica."⁽⁶⁾

Para éste tipo de puentes, un plan de acción (Capítulo VI) deberá de implementarse para instalar medidas correctivas. En este caso, se deberá clasificar el puente, para reflejar el estado de socavación de su cimentación, según el código alfanumérico descrito en capítulo IV (Sección IV.2).

V.2 ESTUDIOS PREVIOS DE GABINETE.

Es deseable realizar una revisión en gabinete de los planos del puente, y de los reportes de inspecciones previas (si estos existiesen), antes de realizar la inspección en campo. La información obtenida de esta revisión, proporciona una base más sólida para la inspección del puente y el cauce.

Los aspectos a considerar en la revisión de gabinete incluirán:

- Establecer si se han realizado o no estudios de evaluación de socavación en la cimentación del puente, en cuyo caso, se deberá conocer si el puente está clasificado como de socavación crítica.
- Si el puente, efectivamente, el puente es de socavación crítica; el siguiente paso será investigar si ya se implementó un plan de acción para su monitoreo e/o instalación de medidas correctivas.
- En cuanto al cauce, se deberán buscar registros de inspecciones anteriores y realizar una comparación sucesiva, para determinar la tendencia de cambio en la elevación del lecho del cauce, así como su migración lateral. Así mismo deben de buscarse registros de fosos de socavación existentes alrededor de las pilas y estribos.
- Determinación del equipo necesario para obtener las secciones transversales necesarias para la evaluación de socavación (varillas, balizas, postes, sondas, sondalezas, sonares, etc.)
- Deberá de valorarse la ayuda que pueden proporcionar tanto los dibujos en planta, como las fotografías aéreas del cauce para determinar si el río está cambiando de dirección en el sitio del puente.
- Se deberá determinar, cuando sea posible, el tipo de cimentación con que cuenta el puente (zapatas aisladas, pilotes, pilas barrenadas, etc.), y si parecen ser vulnerables a la socavación.
- Determinar los métodos particulares y equipo especializado (buzos, lanchas, dispositivos electrónicos para medir el fondo del cauce, etc.) que se pudiese requerir en condiciones de sitio difíciles para realizar inspecciones subacuáticas
- Finalmente, definir condiciones especiales (pedraplenes dañados, ángulos muy cerrados de ataque al flujo, problemas de acarreo de despojos, escombros y/o hielo) que requieran atención adicional.

V 3 PROCEDIMIENTOS DE INSPECCIÓN DE PUENTES.

Durante la inspección de la cimentación del puente, se deberán valorar las condiciones de la subestructura, de las protecciones y medidas correctivas existentes en el cauce; y el estado actual del cauce.

El "**Registro / Inventario Estructural, Geotécnico e Hidráulico de puentes Nacionales**", deberá incluir secciones referentes a estos tres rubros, para cada puente inspeccionado. Las siguientes secciones presentan lineamientos generales para evaluar las condiciones actuales de la cimentación de un puente, y el potencial de socavación a futuro.

V.3.1 Valoración de las condiciones de la subestructura.

El rubro "Subestructura", es fundamental para clasificar las cimentaciones de puentes en función a su vulnerabilidad al daño por socavación. Cuando un inspector encuentra un problema existente de socavación, éste se debe de considerar dentro de éste rubro. Ambos; problemas existentes y potenciales de socavación deberán ser reportados de manera que una evaluación de la cimentación de puente pueda llevarse a cabo por un equipo interdisciplinario.

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

La valoración del estado de la subestructura se reportará bajo el siguiente código alfanumérico:

<u>Código</u>	<u>Descripción</u>
9	Subestructura en excelentes condiciones.
8	Subestructura en muy buenas condiciones: no se encontraron problemas significativos.
7	Subestructura en buenas condiciones: algunos problemas menores.
6	Subestructura en condiciones satisfactorias: algunos elementos estructura - les muestran poco deterioro.
5	Subestructura en condiciones regulares: los elementos estructurales pri - marios son funcionales aunque con una pequeña pérdida de sección transversal, grietas, astilladuras o socavación
4	Subestructura en malas condiciones: pérdida de sección transversal, dete - rioro, y socavación apreciables a simple vista.
3	Subestructura en condiciones pésimas condiciones: pérdida considerable de área transversal, deterioración general, astillamiento y socavación afectan los elementos estructurales primarios. Fallas locales son factibles. Fatiga en el acero de refuerzo y grietas de tensión diagonal en el concreto están presentes.
2	Subestructura en condiciones críticas: deterioro muy avanzado de elemen - tos estructurales primarios. Grietas de tensión diagonal de gran extensión. La socavación ha removido material de soporte bajo el nivel de desplante de la cimentación. A menos de que se monitoree de manera continua, será necesario cerrar el puente hasta que acciones correctivas sean implementadas
1	Subestructura en condiciones de falla inminente: ruptura de elementos es - tructurales críticos; desplazamientos apreciables tanto verticales como horizontales afectando notablemente la estabilidad de la estructura. El puente deberá ser cerrado al tránsito vehicular, pero las acciones correctivas aplicables pueden ponerlo de nuevo en servicio.
0	Subestructura en condición de falla: el puente queda fuera de servicio y fuera del alcance de acciones correctivas.

Los siguientes aspectos deberán tomarse en cuenta al inspeccionar la condición actual de la subestructura y cimentación de un puente:

1. Evidencia tangible de movimiento en las pilas y estribos;
 - Movimiento rotacional,
 - Asentamientos diferenciales, y
 - Verificar los asientos del puente buscando movimiento excesivo de la superestructura.
2. Daño a las medidas correctivas que protegen la cimentación (pedraplenes, espigones, tablistacado, umbrales, etc.).

3. Cambio en la elevación del lecho del cauce en donde se desplanten las cimentaciones (descalce de zapatas, exposición de pilotes al flujo), y
4. Cambios en la sección transversal del sitio del puente, incluyendo posición y profundidad de fosos de socavación.

Encaminado a la evaluación de las condiciones de las cimentaciones, el inspector debe tomar secciones transversales del cauce, tomando nota de la localización, y condición de los taludes. Se deberán tomar mediciones exactas de los fosos de socavación en las pilas y estribos, sondeando material fino dentro de los fosos para determinar el nivel de fondo firme. Si el equipo disponible o las condiciones del cauce no permiten dichas mediciones, esta condición deberá reportarse para tomar acciones adicionales.

V.3.2 Evaluación del potencial a la socavación en el puente.

Los conceptos listados en la Tabla 6, se proporcionan para que el inspector de puentes pueda valorar la capacidad de la cimentación del puente para resistir la socavación. Como ya se mencionó antes, el inspector debe tener un claro entendimiento y reconocimiento de las relaciones entre los rubros "Subestructura", "Protecciones en el cauce principal", y "Estado actual del cauce", así como llevar un seguimiento posterior de los puentes de socavación crítica.

V.3.3 Inspecciones subacuáticas.

Tal vez, el aspecto más importante en la inspección de un puente en búsqueda de daño potencial por socavación, es la toma de mediciones y posterior representación gráfica de los niveles del lecho del cauce en relación a los niveles de desplante de la cimentación.

Donde las condiciones son tales que el fondo del cauce no puede ser medido de manera precisa por varillas, balizas, postes, sondalezas, sondas, o por otros medios; (ríos profundos o con tirantes considerables) se deberán llevar a cabo las acciones necesarias para determinar las condiciones de la cimentación del puente en estudio. Otros métodos para determinar la sección transversal del lecho del cauce en el sitio del río, incluyen:

- Empleo de buzos especializados; y
- Auxilio de equipo electrónico de detección de socavación (detallados en el Capítulo VI).

V.3.4 Procedimientos de notificación.

Será necesario establecer un medio definitivo de comunicar, rápida y eficazmente, los hallazgos de la inspección a los organismos gubernamentales y/o agencias privadas encargadas de tener registros del estado actual de los puentes nacionales. **Cualquier condición que un inspector juzgue de emergencia o de peligro inminente, deberá ser reportado de inmediato.**

Esta información, así como otras condiciones que no representen peligro inmediato, pero que requieran de una acción correctiva o preventiva a futuro, deberá de ser puesta al alcance del equipo interdisciplinario, ya mencionado con anterioridad en éste y otros capítulos, para su revisión y evaluación.

Un formato de reporte es, por lo tanto, necesario para comunicar información pertinente acerca de problemas de socavación a los ingenieros hidráulicos y/o geotécnicos. Pueden existir ya formatos de reportes, en uso por inspectores de puentes dentro de alguna agencia gubernamental, privada o de investigación dentro del país, adecuados a las necesidades de cada una de ellas.

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

Sin importar si existen dichos formatos, o se estén desarrollando algunos a nivel nacional, el inspector de puentes debe de ser dotado con los medios para advertir al grupo interdisciplinario de manera oportuna en caso de emergencias, o problemas graves de socavación en la cimentación de algún puente.

Por lo anterior se propone la siguiente tabla, en la cual se incluyen los parámetros de mayor importancia que el inspector de puentes debe considerar al realizar una inspección para valorar el potencial a la socavación en la cimentación de puentes.

1. Condiciones aguas arriba del sitio del puente.	
a. Taludes	
<i>Estables:</i>	Vegetación natural, árboles, medidas de estabilización de taludes como pedra - plenes, revestido, gaviones; y medidas de estabilización del canal como bordos, diques y espigones, en cauces con lechos de material cohesivo.
<i>Inestables:</i>	Deslizamiento de taludes, erosión, evidencia de movimiento lateral, daño a las medidas de estabilización de los taludes.
b. Canal Principal	
	<ul style="list-style-type: none">• Despejado y abierto, con buenas condiciones de flujo en el tramo de aproximación.• Existencia de islas, barras, despojos, cascajo, rejas, o cercas que afecten el flujo.• Agradación o degradación del lecho del cauce principal.
c. Llanuras de inundación	
	<ul style="list-style-type: none">• Evidencia de gastos importantes sobre las llanuras de inundación.• Verificar si el gasto en las llanuras de inundación regresa al canal principal en el sitio de los estribos, o rebasa los caminos de aproximación.• Existencia y capacidad hidráulica de puentes de alivio (si están obstruidos, afectarán los patrones de flujo a través del puente sobre el canal principal).• Extensión de las llanuras de inundación, así como de obstáculos en el tramo de aproximación.• Evidencia de flujo sobre los caminos de aproximación (despojos, cascajo, erosión en los taludes de los terraplenes, daño a pedraplenes o revestimientos, etc.)• Evidencia de estancamiento del flujo.
d. Escombros y cascajo	
	<ul style="list-style-type: none">• Alcance o extensión de los escombros y cascajo en el canal hacia aguas arriba.
e. Otras características y rasgos	
	<ul style="list-style-type: none">• Existencia de cauces tributarios, puentes, presas, u otras construcciones que afecten las condiciones de flujo en el sitio del puente en estudio.

Tabla 6. Valoración de socavación potencial en puentes (Parte I)

2. Condiciones en el sitio del puente.	
a. <u>Subestructura</u>	<ul style="list-style-type: none">• Existen evidencias de socavación en las pilas de puente?• Existen evidencias de socavación en los estribos, tanto en las secciones adyacentes aguas arriba y aguas abajo?• Existen evidencias de socavación en los caminos de aproximación al puente?• Se encuentran los pilotes, cabezales o zapatas de la cimentación expuestas al flujo?• Existencia de despojos, cascajo o escombros en las pilas o estribos?• Si se han colocado pedraplenes alrededor de las pilas o estribos; se encuentran todavía en su posición original?
b. <u>Superestructura</u>	<ul style="list-style-type: none">• Evidencia de flujo sobre la superestructura del puente por una avenida. Se encuentra fijamente ligada a la subestructura para evitar desplazamientos durante avenidas?• Existencia de obstrucciones al flujo durante avenidas• Vulnerabilidad de la superestructura a falla por su diseño estructural.
c. <u>Protección del canal y Medidas de correctivas</u>	<ul style="list-style-type: none">• Están los pedraplenes correctamente anclados al fondo del cauce e intactos, o están siendo erosionados o removidos por material de fondo?• Están los espigones en su posición original, han sido destruidos parcialmente y/o dañados por erosión?• Verificar si el flujo en el canal principal incide sobre las pilas y estribos con cierto ángulo. Así mismo comprobar si existe socavación en el lecho y taludes, especialmente cerca de la cimentación, por medio de comparación de registros de mediciones en el cauce.
d. <u>Area hidráulica del cauce</u>	<ul style="list-style-type: none">• Existen barras, islas, vegetación, o cascajo que provoque restricción del flujo y concentre el mismo en una sección del puente o cause flujo agresivo contra las pilas o estribos?• Existe acumulación de despojos en el sitio del puente?• Si los claros del puente son pequeños o inadecuados; causa esto un aumento en la socavación potencial de la cimentación del puente.

Tabla 6. Valoración de socavación potencial en puentes (Parte II)

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

3. Condiciones aguas abajo del sitio del puente.	
a.	<p><u>Taludes</u></p> <p><i>Estables:</i> Vegetación natural, árboles, medidas de estabilización de taludes como pedra - plenes, revestido, gaviones; y medidas de estabilización del canal como bordos, diques y espigones, en cauces con lechos de material cohesivo.</p> <p><i>Inestables:</i> Deslizamiento de taludes, erosión, evidencia de movimiento lateral, daño a las medidas de estabilización de los taludes.</p>
b.	<p><u>Canal Principal</u></p> <ul style="list-style-type: none">• Despejado y abierto, con buenas condiciones de salida.• Existencia de islas, barras, despojos, cascajo, rejas, o cercas que afecten el flujo.• Agradación o degradación del lecho del cauce principal.• Evidencia de movimiento del canal con respecto al puente, por medio de un reporte fotográfico.• Evidencia de erosión extensiva en el lecho del canal.
c.	<p><u>Llanuras de inundación</u></p> <ul style="list-style-type: none">• Las llanuras de inundación están despejadas y abiertas para que el flujo contracto en el puente pueda regresar suavemente a ellas?, o están obstruidas o estranguladas por espigones, arboles, cascajo, o algún otro estorbo?• Existe evidencia de socavación debido a turbulencia aguas abajo del sitio del puente?
d.	<p><u>Otras características y rasgos</u></p> <ul style="list-style-type: none">• Existencia de presas, o confluencias con cauces más grandes, que puedan disminuir la velocidad del flujo a través del puente.

Tabla 6. Valoración de socavación potencial en puentes (Parte III)

VI. PROGRAMA DE INSTALACIÓN DE MEDIDAS PREVENTIVAS Y/O CORRECTIVAS.

VI.1 INTRODUCCIÓN.

Un programa de instalación como el que se propone en esta tesis debe tener tres componentes primarios:

1. Instalación oportuna de medidas, correctivas y/o preventivas, temporales contra la socavación.
2. Desarrollo e implementación de un programa de monitoreo en las cimentaciones de los puentes existentes.
3. Elaboración oportuna de programas de trabajo para el diseño y construcción de medidas correctivas permanentes.

Las medidas correctivas son dispositivos físicos que generalmente son incorporados después de la construcción inicial de un puente para hacerlo menos vulnerable a daño o falla por socavación en su cimentación.

VI.1.1 Puentes nuevos.

En el caso de puentes nuevos, las medidas preventivas adecuadas han sido ya señaladas en los Capítulos II y III de esta tesis.

Resumiendo dichas recomendaciones, el que escribe considera que las mejores soluciones para minimizar el daño por socavación son:

- Ubicar el puente de manera tal sobre el cauce que se eviten patrones de flujo adversos durante avenidas.
- Diseñar hidrodinámicamente los elementos del puente para minimizar la posibilidad de obstrucciones al flujo en cualquier caso.
- Definir los niveles de desplante de las cimentaciones por debajo de la socavación total máxima determinada a partir de los cálculos ya descritos en esta tesis.
- Al profundizar las cimentaciones lo suficiente, no se requerirán de pedraplenes ni de otras protecciones adicionales para las pilas, y
- Desplantar los estribos ligeramente por encima de la profundidad estimada de socavación local, cuando dicho estribo se encuentre protegido por pedraplenes bien diseñados u otras protecciones adecuadas al caso particular.

VI.1.2 Puentes existentes.

Para el caso de puentes existentes, las alternativas, propuestas en este trabajo, para proteger su cimentación de la socavación se enlistan a continuación:

- Monitoreo de profundidades de socavación, y cierre de puentes, si estas son excesivas,
- Proveer con pedraplenes a las pilas o estribos, y realizar un monitoreo constante,
- Construcción de espigones (terraplenes guía),
- Construcción de mejoramientos al canal,
- Reforzamiento de las cimentaciones del puente,
- Construcción de puentes de alivio, o alargamiento de puentes existentes.

Al desarrollar un plan de acción para protección de puentes existentes de socavación crítica, el autor de este trabajo considera que los cuatro aspectos fundamentales que deben tomarse en cuenta son:

1. Monitoreo, inspección y posible cierre del puente hasta que se instalen medidas correctivas.
2. Instalación de medidas de protección temporales, como pedraplenes alrededor de las pilas, conjuntamente con un monitoreo de la socavación local en las pilas durante el paso de grandes gastos, o avenidas.
3. Selección y diseño de las medidas de protección, tanto correctivas como preventivas, y
4. Programa de obra para la construcción de medidas de protección.

VI.2 CONTROL, MONITOREO, INSPECCIÓN Y CIERRE DE PUENTES SUSCEPTIBLES A LA SOCAVACIÓN.

Como se hizo notar en el Capítulo IV, se debe prestar especial atención al monitoreo de puentes de socavación crítica, durante y después de avenidas. El plan de acción para llevar a cabo este monitoreo en un puente, debe incluir instrucciones especiales para el inspector de puentes, incluyendo lineamientos para determinar cuando el puente deberá ser cerrado al tránsito.

La intensidad y frecuencia del monitoreo está directamente relacionada al riesgo de falla en la cimentación, determinado del estudio de evaluación de socavación. Los siguientes aspectos son recomendados por la FHWA, para ser considerados en el desarrollo del plan de monitoreo de puentes.

1. Información acerca de cualquier giro en la cimentación del puente (pilas y estribos) o de asentamientos o desplomes.
2. Información de tasas de agradación, degradación, o movimiento lateral basado en un análisis de cambios en la sección transversal del cauce, por medio de comparación de mediciones realizadas en inspecciones sucesivas, fotografías aéreas, referencias topográficas, etc.
3. Equipos y procedimientos recomendados para realizar mediciones "in situ" de la elevación del lecho del cauce (uso de varillas, balizas, equipos sónicos portátiles, etc.) durante y después de ocurrir una avenida.
4. Determinación de guías de acción para cierre de puentes, es decir, delimitar profundidades máximas de foso de socavación en la cimentación, gastos de avenidas, elevaciones de la superficie libre del agua, etc., por encima de las cuales el puente debe de ser cerrado al tráfico.
5. Desarrollo de procedimientos de notificación para condiciones de emergencia, así como fortalecer los vínculos con las autoridades correspondientes para realizar oportunamente el cierre de puentes cuando esto sea necesario.
6. Desarrollo de procedimientos de verificación de elevaciones de lecho de cauce en canales profundos, donde mediciones precisas no pueden llevarse a cabo desde la superestructura del puente, y requieran el uso de buzos, o instrumentos electrónicos (radares, sonares, etc.)
7. Manuales de inspección de las medidas de protección como pedraplenes, pantallas, espigones, espolones, etc.

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

8. Formatos y procedimientos para la documentación y registro de los resultados de inspecciones, así como instructivos de acciones de seguimiento, cuando estas sean necesarias.
9. Instalación de dispositivos que alerten cuando las profundidades de socavación en la cimentación de un puente se acerquen a niveles de peligro: como sonares, fatómetros o sonares de pesca, y otros dispositivos mecánicos, como los que se detallan en secciones más adelante en esta sección.^(78, 79)
10. Instructivos para el control y verificación en cuanto a la operación y correcto funcionamiento de los instrumentos de monitoreo fijos, instalados en la superestructura y/o la subestructura del puente.

VI.2.1 Equipo de medición y monitoreo de socavación.

Introducción. El monitoreo de la socavación se diferencia de una inspección en que el primero generalmente implica la determinación de la elevación del lecho del cauce mientras la socavación está ocurriendo. Aunque simple en concepto, la habilidad de monitorear la socavación durante avenidas se ve inhibida por la presencia de grandes tirantes y velocidades, turbiedad en el flujo, despojos y escombros flotantes, turbulencia y en algunos casos, hielo.

Es debido al ambiente agresivo que existe alrededor de las pilas y estribos de un puente durante las avenidas (cuando generalmente ocurre la socavación máxima) que, hasta hace pocos años, estuvieran disponibles sólo unos pocos instrumentos y técnicas para medir la socavación.

Las investigaciones actuales, realizadas en los Estados Unidos y Nueva Zelanda, han resultado en el desarrollo de instrumentación fija y móvil para realizar mediciones de socavación durante avenidas.⁽⁷⁸⁾ Esta instrumentación ha probado ser de gran utilidad tanto para el monitoreo de socavación en tiempo real, como para llevar a cabo inspecciones de las condiciones generales del lecho del río para mantenimiento de rutina y evaluaciones de daños, después de las avenidas.

Las técnicas antiguas para medición de socavación se han enfocado en métodos mecánicos generalmente manuales, como el empleo de varillas graduadas o balizas para sondear el foso de socavación; el uso de cable y plomada, o técnicas similares. Fatómetros sónicos se han empleado también con diferentes grados de éxito.

En casos muy notables en los Estados Unidos, buzos han intentado sondear los fosos de socavación alrededor de las pilas en eventos de grandes gastos, pero éstos han demostrado ser extremadamente peligrosos, dada la naturaleza de la turbulencia en la cimentación del puente, particularmente en estas condiciones.

Se han adaptado herramientas geofísicas, o se encuentran en desarrollo para llevar a cabo esta tarea. Algunas de estas técnicas pueden ser empleadas como métodos de medición e inspección post-avenida para la determinación de la profundidad de los fosos de socavación que se desarrollen durante éstas.

A continuación se exponen algunas de las más prometedoras técnicas e instrumentos, que se encuentran, o estarán, disponibles en el futuro inmediato, para monitoreo y medición de socavación en pilas y estribos de puentes.

En los siguientes párrafos, se describirán las técnicas para la instalación de dispositivos de medición y monitoreo fijos y móviles.

Estos sistemas, caen en dos categorías: sistemas de medición post-avenida, y sistemas en tiempo real.⁽⁸⁰⁾

VI.2.2 Instrumentación y equipos de medición post-avenida.

La medición post-avenida de fosos de socavación local es un problema complejo debido a que los sedimentos del lecho del río tienden a rellenar dichos fosos a medida que la avenida termina. Después de que los fosos son parcial o totalmente rellenados, se diferencian dos categorías de métodos de medición de profundidades de socavación:

- Mediciones directas obtenidas por medio de sondeos y/o extracción de muestras del lecho del río, y
- Mediciones indirectas por medio de métodos geofísicos.

Mientras que los sondeos y extracción de muestras pueden proporcionar información muy exacta, el proceso de recolección de datos es muy lento, caro y generalmente no se puede conformar un perfil continuo del subsuelo del lecho del río. En contraste, los métodos geofísicos tienen un costo menor y proporcionan perfiles continuos de la estratigrafía del lecho del río, con información cualitativa de las propiedades de los materiales que la conforman.

Llevando a cabo una correlación de los datos geofísicos, con la información derivada de la extracción de algunas muestras, se puede lograr tener perfiles continuos del lecho del río en el sitio del puente, con información cuantitativa de los materiales de fondo. Más aún, el uso de métodos de valoración geofísica, minimizan el número de muestreos requeridos para la conformación del perfil subsuperficial.

Los métodos de valoración geofísica de la superficie del lecho del cauce para identificar fosos de socavación después de ocurrida una avenida, incluyen Radares de Interfaz Subsuperficial (RIS), también llamados radares de penetración, y algunos sistemas de Perfilado Sísmico Continuo (PSC), como transductores sintonizados, y fatómetros a color y en blanco y negro (bi y tridimensionales)

Cada sistema puede medir la socavación en el lecho del río causada por avenidas, cuando el cauce lleva gastos normales o bajos. Estos métodos son así mismo útiles para detectar el volumen de material redepositado en un foso de socavación después de una avenida.

Este peligroso proceso, ya mencionado en la introducción de esta tesis, y llamado "infilling", puede causar que los inspectores subestimen la socavación real ocurrida.

Sistemas RIS (Radars de Interfaz Subsuperficial). Los sistemas RIS proporcionan perfiles subsuperficiales continuos de alta resolución y trabajan mejor en agua dulce con tirantes menores a 6 metros. Estos radares de penetración transmiten pulsos electromagnéticos cortos (80 a 800 MHz) repetitivamente en el lecho del cauce desde una antena de banda ancha. Estas ondas se reflejan en las interfaces entre diferentes materiales, donde las propiedades dieléctricas cambian. La profundidad y localización de estos cambios son grabadas en el sistema, lo que permite al usuario, mapear las condiciones del lecho.

Las señales reflejadas del radar son recibidas por una antena y registradas por una unidad de control. Los datos son desplegados como un perfil continuo en un graficador y un monitor a color. Estos sistemas pueden proporcionar datos hasta profundidades de 30 m. en materiales eléctricamente resistivos o de baja conductividad. Para el caso de materiales muy conductivos, la señal puede solo penetrar unos cuantos metros. (Figura 24)

Aunque se debe juzgar cada sitio en función de la utilidad que pueda proporcionar los sistemas de tecnología RIS, en general, estos sistemas tienen un mejor funcionamiento en agua dulce, y en cauces con lechos granulares; y su efectividad disminuye en cauces con fondos arcillosos, hasta ser totalmente inútiles en agua salada.

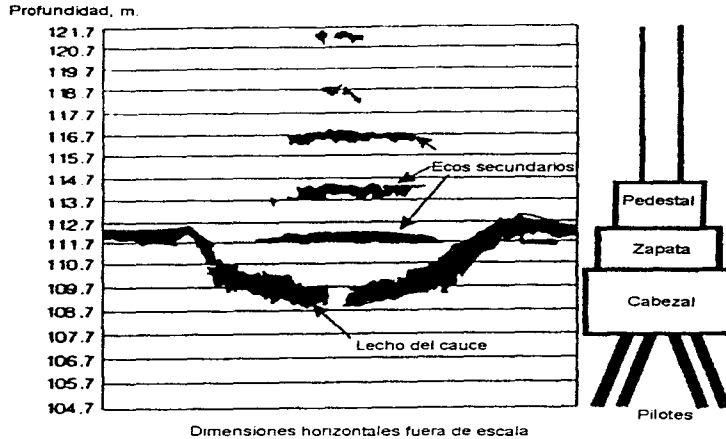


Figura 24. Perfil típico proporcionado por un radar de penetración, según Landers y Mueller.

Otra ventaja distintiva es la habilidad de estos sistemas para proporcionar perfiles del lecho en cauces secos, como arroyos o cauces intermitentes, los cuales están secos la mayoría del año o parte de él, pero pueden sufrir avenidas periódicas en las cuales se puede presentar socavación.

Sistemas PSC (Perfilado Sísmico Continuo). Estos sistemas sísmico - marinos son aplicados a fosos de socavación en cimentaciones de puentes, y pueden complementar a los sistemas RIS ya que pueden tener un rango de profundidad mayor, y pueden emplearse en agua salada y salobre. Estos sistemas transmiten ondas acústicas a través del agua y los sedimentos del lecho del cauce. Cuando ocurre un cambio en la impedancia en la interfaz de dos capas de material, parte de la onda es reflejada de vuelta al sistema.

Otro de estos sistemas: el fatómetro en blanco y negro, define fosos de socavación, proporcionando información clara y fácil de interpretar acerca de la profundidad del agua y de la morfología del fondo del cauce. Este dispositivo pierde efectividad cuando hay acumulación de escombros en las pilas, ya que es vulnerable a las obstrucciones. El fatómetro en blanco y negro es muy fácil de operar, y tiene la conveniencia de proporcionar copias impresas del perfil del lecho del cauce. Así mismo, es muy usado para determinar de manera expresa los tirantes de flujo, ya que su desempeño no se ve afectado por el eco secundario de las pilas del puente, debido a que el ángulo de transmisión de su transductor es muy estrecho (Figura 25)

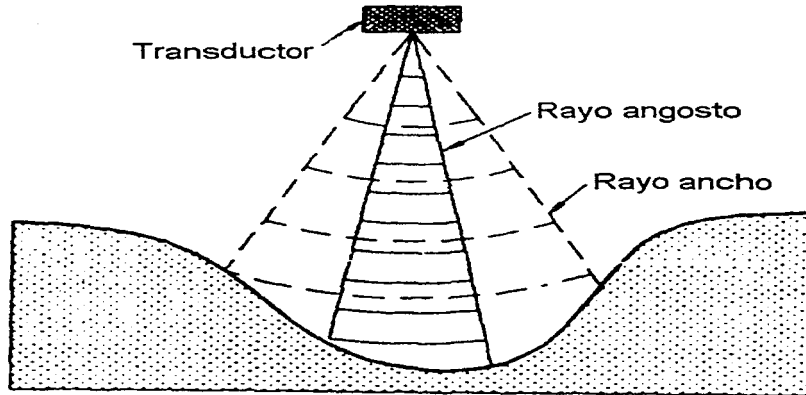


Figura 25. Representación esquemática del campo de acción de un transductor, según Mueller.

Sin embargo, ya que no puede penetrar casi ningún sedimento, es de muy poca o nula aplicación para medir relleno de fosos de socavación o "infilling". Por esto, casi siempre es usado en conjunto con otros sistemas geofísicos. Uno de los fabricantes más conocidos de estos equipos es la compañía neozelandesa *Lowrance Incorporated*.

Los fatómetros a color, proveen una mayor resolución en los perfiles de sedimentos en el lecho del cauce a niveles profundos, donde los sistemas RIS no pueden llegar. Estos equipos distinguen entre diferentes materiales, desplegando diferentes colores en un monitor, para un rango dado de amplitud de la señal sonora reflejada. Como consecuencia de esto, estos sistemas complementan la instrumentación RIS. Uno de los fabricantes más reconocidos de estos equipos es la firma norteamericana *Si-Tex Incorporated*.

Entre los dos anteriores, ingenieros y geofísicos, pueden perfilar el cauce prácticamente a cualquier profundidad requerida.

Los transductores sintonizados es otro dispositivo que usa sistemas sísmicos/geofísicos para penetrar los sedimentos desde algunos centímetros, hasta decenas de metros en materiales gruesos, y varios cientos de metros en materiales finos.

Estos dispositivos se basan en reflexión de ondas sísmicas donde hay variación en la impedancia acústica del material del lecho del cauce. La frecuencia de transmisión de ondas (3 a 14 KHz) es más baja que en un fatómetro normal (20 KHz), lo cual le da una mayor penetración, pero menor resolución; en contraste con el primero, que transmite a 200 KHz, lo que le proporciona alta resolución, pero restringe su penetración. (Figura 26)

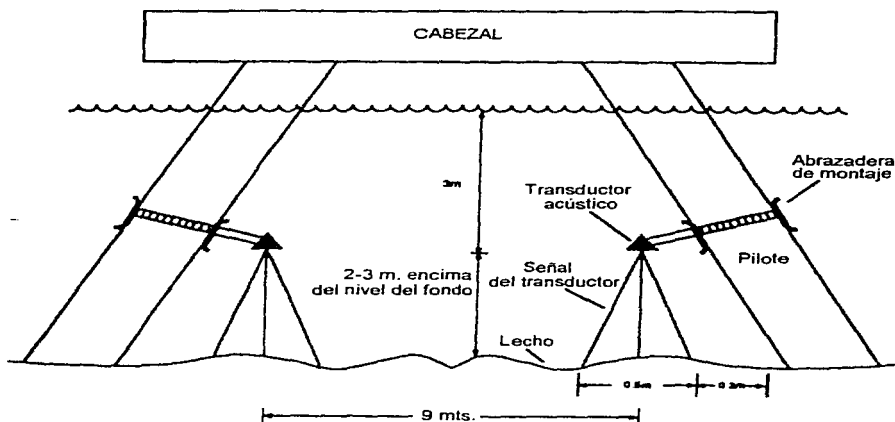


Figura 26. Arreglo típico de monitoreo por medio de transductores sintonizados acústicos, según Mason.

Como recomendación general, en materiales finos, el inspector de puentes puede solo requerir de un transductor. En material grueso, podrán emplear un transductor o un fatómetro a color para perfiles superficiales, y un sistema RIS para perfiles superficiales. Existe una gran variedad de transductores sintonizados, los más comunes y usados en la práctica estadounidense y neozelandesa son los fabricados por la compañía norteamericana *Ferranti O.R.E. Incorporated*.

Por lo general estos sistemas proporcionan resultados que no son evidentes, en muchos casos, a simple vista por los inspectores y/o buzos. En algunos casos, debido a la interferencia de elementos estructurales, los resultados requerirán un post - procesamiento adicional para aclarar los perfiles corregidos por difracción de ondas.

VI.2.3 Instrumentación y equipos de medición en tiempo real.

Un segundo grupo de sistemas de instrumentación se caracteriza por monitorear el lecho del cauce durante las avenidas, dotando al inspector con datos en tiempo real.

Los sistemas en Tiempo Real (TR), se subdividen en dos tipos: fijos, y portátiles.

Sistemas TR fijos. Estos sistemas realizan mediciones donde se espere que se presente, en el futuro, la socavación en la cimentación del puente. La ventaja de ésta aproximación al problema radica en que el detector permanece en su lugar antes, durante y después de la erosión. Esto no solo muestra el estado final, sino también como se desarrolla el foso de socavación en el intervalo de tiempo. Así mismo se pueden acoplar a un sistema de transmisión telemétrico, para enviar la información a un sitio de monitoreo remoto, a salvo de las inclemencias del tiempo.

Su mayor desventaja consiste en que el sistema fijo solo proporciona información del punto o puntos donde fueron instalados los dispositivos detectores, donde se anticipa, ocurrirá socavación. Adicionalmente, éstos sistemas pueden ser fácil y seriamente dañados escombros y cascajo que pueda existir durante una avenida.

Adicionalmente, se pueden fijar permanentemente fatómetros sónicos, sonares, y una amplia variedad de sensores en las pilas y estribos del puente:

- Interruptores mecánicos de descarga,
- Transductores acústicos,
- Sensores de movimiento, de conductividad eléctrica, de capacitancia eléctrica, de conductividad magnética, de conductividad térmica y de radioactividad controlada.

Como resultado de la gran variedad de geometrías en pilas y estribos, y a causa de la gran variabilidad de geometrías de cauces, condiciones de flujo, material de lecho, y otras características de los cruces carreteros y ferroviarios, no existe un sistema fijo que satisfaga las necesidades de todos los casos. La tendencia es desarrollar gran variedad de instrumentación fija, para satisfacer las necesidades de la gran variedad de condiciones que se presentan en los puentes.

Uno de los sistemas más desarrollados y empleados en la práctica actual, en países desarrollados, es un arreglo como el mostrado a continuación (Figura 27), y el cual se conoce como Método del Espectrómetro Gamma.

Este instrumento usa un espectrómetro gamma portátil para detectar el nivel de una fuente radioactiva (cobalto 60). El nivel de radioactividad es muy bajo (menor a la asociada a un reloj de pulsera). Esta fuente está contenida en una carcasa de metal en forma de herradura, la cual se desliza verticalmente alrededor de un tubo hincado en el fondo de la pila en la ubicación donde se espera la socavación.

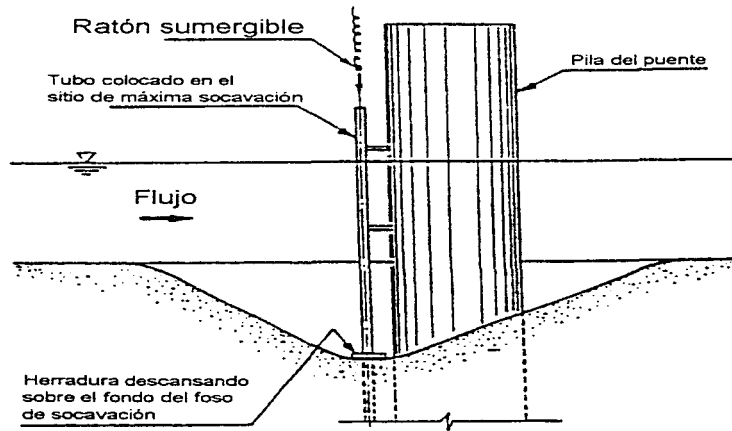


Figura 27. Arreglo esquemático del método del espectrómetro gamma, según Sanden.

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

El sistema opera en tiempo real, mientras la herradura, se desliza hacia abajo, mientras se desarrolla el foso de socavación. El ratón sumergible, conectado al dispositivo de registro en la cubierta del puente, sirve de liga entre la herradura y el espectrómetro.

Cuando la avenida disminuye su intensidad, la herradura permanece en la elevación de la socavación máxima. Dicha elevación es registrada por el espectrómetro por medio de una señal audible. La mayor ventaja consiste en que la herradura está diseñada para no atascarse o atorarse en su camino, ya que cuenta con guías de caucho, pesas de plomo, y aberturas para permitir el libre flujo del agua a través de ella. (Figura 28).

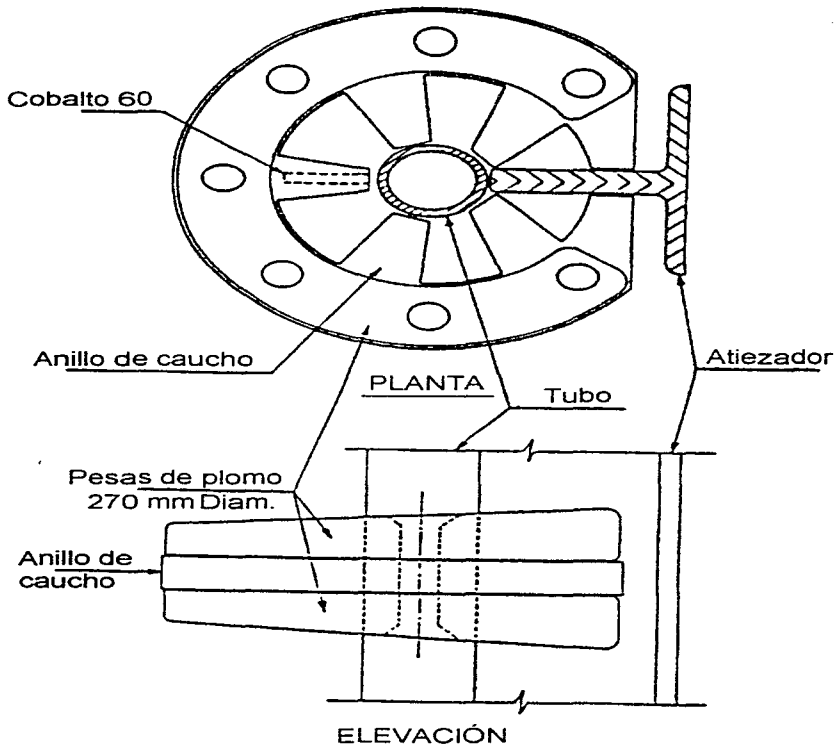


Figura 28. Detalle de la herradura, según Sanden.

Sistemas TR portátiles. Estos equipos son muy poco conocidos, y tienen diferentes características, pero todos tienen tres fases de operación:

1. Lanzamiento o desplegado:
 - sistemas manuales con dispositivo de flotación,
 - sistemas mecánicos operados manualmente con o sin dispositivo de flotación y,
 - sistemas eléctricos montados sobre dispositivos de flotación. (Figura 29)

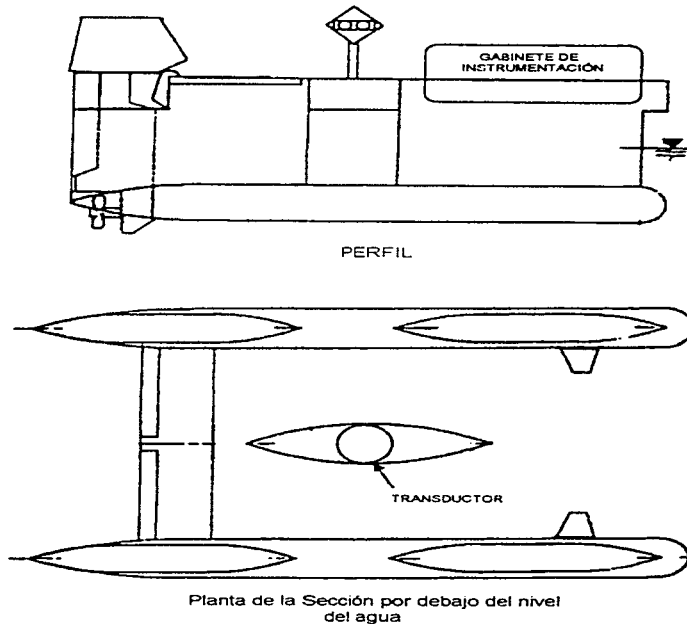


Figura 29. Dispositivo de flotación para lanzamiento de instrumentación para monitoreo en tiempo real, según Landers y Mueller.

2. Sondeo / registro de datos; y
3. Posicionamiento horizontal de los sensores o transductores:
 - por medio de Sistema de Posicionamiento Global - GPS, o
 - métodos topográficos convencionales, con teodolitos electrónicos y distanciómetros.

Como ocurre con los sistemas fijos, existen inconvenientes en los sistemas portátiles. Naturalmente, puede ser difícil el alcanzar una avenida en progreso, hacer frente a los elementos climáticos reinantes en la zona, e implementar el sistema portátil en tiempo real. Pero si un equipo puede desplegar un sistema de este tipo a mitad de la avenida, se pueden obtener una gran cantidad de datos. Estos sistemas ofrecen las ventajas de la medición en tiempo real, con la flexibilidad de movimiento de los sistemas post-avenida.

Cada sistema de instrumentación descrito, ya sea usado después de, o durante una avenida, tiene ventajas y desventajas, dependiendo del tipo y profundidad del agua y en las propiedades del lecho del cauce.

Un aspecto crucial a ser tomado en cuenta por el ingeniero proyectista y el inspector de puentes, es el recordar que estas técnicas y los métodos tradicionales de sondeo e inspección subacuática, son complementarios y no mutuamente excluyentes.

VI.2.4 Herramientas y procedimientos geofísicos.

Las herramientas y técnicas geofísicas proporcionan no solo información acerca de la interfase agua - lecho, sino también de la estratigrafía subsuperficial del lecho, como ya se ha mencionado. Los dispositivos geofísicos se basan en instrumentos que miden ondas sísmicas, o acústicas, transmitidas por un transductor y reflejadas por el lecho del cauce.

Estos dispositivos proveen de una alta precisión, pero la exactitud en la interpretación de los datos dependerá siempre de la experiencia del operador del instrumento. Los dispositivos geofísicos pueden ser empleados, tanto fijos a la estructura del puente, de manera portátil.

Estos dispositivos son los fatómetros, a color y en blanco y negro, radares de penetración, etc. ya descritos anteriormente en este capítulo.

VI.2.5 Técnicas emergentes para dispositivos de monitoreo.

Esta sección describe los instrumentos más prometedores que se están utilizando o desarrollando actualmente por equipos de investigadores alrededor del mundo. Estos dispositivos aún se encuentran en fase experimental, y por no tanto no están disponibles para su uso generalizado.

Balizas hincadas con sensores piezoeléctricos (Sistema HR Wallingford)

Este instrumento consiste en una serie de sensores piezoeléctricos sujetos a un soporte vertical (tubo o baliza) el cual estará localizado en donde se espere ocurra la socavación. La socavación es indicada cuando uno de estos sensores es expuesto al flujo, como resultado de el desarrollo de un foso de socavación, y en forma de una descarga eléctrica, la cual es registrada y almacenada por un dispositivo electrónico. (Figura 30)

La ventaja de este instrumento es que puede ser automatizado tanto en funcionamiento como en registro de datos, por medio de su incorporación a equipos de telemetría para proporcionar una historia en el tiempo del desarrollo de la socavación en la pila. Además de esto, es capaz de registrar el ciclo completo de socavación y rellenado del foso de socavación formado ("infilling").

Este instrumento ha probado ser viable económicamente, aunque se encuentra en etapa de prueba en cuestiones de resistencia al intemperismo y a condiciones de choque de escombros.; así como de métodos de instalación en el puente, como orientación de los sensores al flujo, forma de sensores, etc. Se prevé que este instrumento esté disponible comercialmente a mediados de 1997.

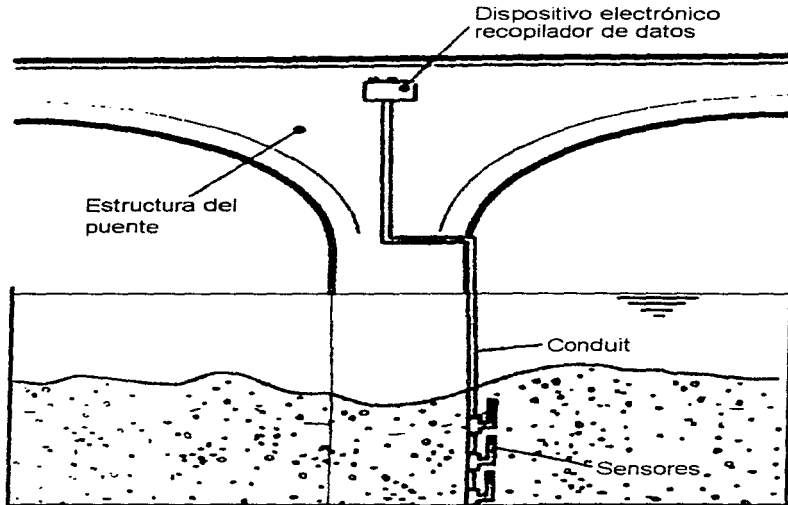


Figura 30. Arreglo típico del sistema Wallingford, según HR Wallingford.

Perfilador Acústico de Corriente tipo Doppler (PACD) de Banda Ancha.

El fundamento de operación de este sistema es la emisión de pulsos acústicos (a 300, 600 y 1,200 KHz) dentro del agua, y su posterior lectura una vez reflejados en el lecho del cauce. Los resultados proporcionados por el dispositivo son las distribuciones verticales de velocidades alrededor de las pilas (en tres dimensiones), así como una batimetría completa por debajo del nivel del dispositivo. (Figura 31)

Esto es logrado a través de la emisión de ondas por cuatro transductores colocados en el extremo inferior del Perfilador. Estos emisores están posicionados a ángulos conocidos (20 a 30° de la vertical). El perfilador detecta y procesa los ecos recibidos para diferentes intensidades de onda (volumen). La variación en el tiempo de recepción de la onda y la diferencia en intensidad de onda, es proporcional a la velocidad relativa entre el dispositivo y el material suspendido en el agua. Este cambio de intensidad de onda es conocido como "*Efecto Doppler*" el cual es usado por el perfilador para calcular la velocidad del flujo a lo largo de cada rayo emitido.

Empleando relaciones trigonométricas y las diferentes velocidades para cada rayo emisor, el dispositivo está entonces en condición de proporcionar la distribución y dirección de las velocidades del flujo. Debido a que estas mediciones se hacen relativas al movimiento del bote donde se monta el dispositivo, la velocidad de éste último deberá ser determinada.

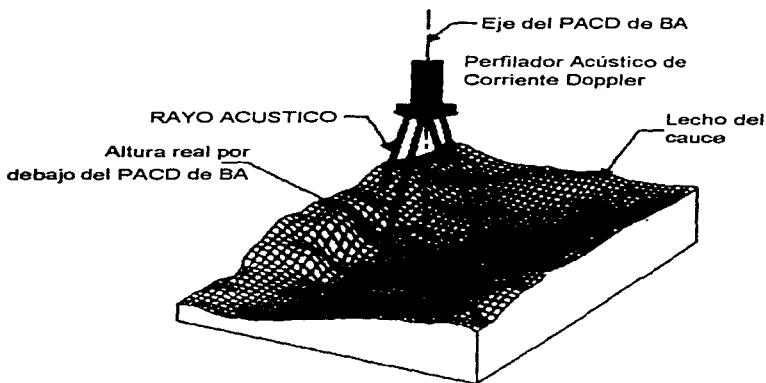


Figura 31. Esquemalización del funcionamiento del Perfilador Acústico de Corriente Doppler, según Oberg y Mueller.

El único inconveniente de este tipo de instrumentación es que las velocidades muy cercanas a la superficie libre del agua no pueden ser determinadas con mucha precisión, debido a que las cabezas de los transductores deben de ser introducidas en el agua para evitar problemas de difracción de ondas. (Figura 32)

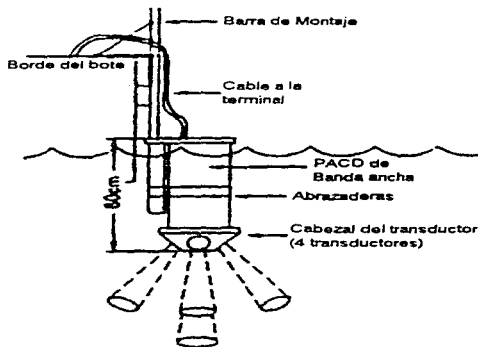


Figura 32. Arreglo esquemático del Perfilador Acústico de Corriente Doppler, según Chu y Metcalf.

VI.2.6 Aspectos Económicos técnicos.

El costo inicial de inversión para estos dispositivos de monitoreo no destructivos, puede variar desde algunos cientos hasta algunos miles de dólares, dependiendo de las condiciones particulares del sitio donde se emplearán, y de el número de diferentes sistemas a ser implementados en el proyecto de monitoreo. Pero el alcance y velocidad con que se obtiene la información, casi siempre justifican dicha inversión. En la Tabla 7 el que escribe resume algunos de los elementos que permiten escoger la instrumentación adecuada para cada caso particular.

Sistemas	Costo	Eficiencia / Requerimientos	Efectividad Global	Otros factores
Sistemas RIS y PSC	Sistema completo: de 25,000 a 50.000 USD	Requiere dos o más operadores.	La combinación de ambos sistemas proporciona un análisis exacto, en casi todos los sitios, de la estratigrafía del lecho del cauce.	El costo y los requerimientos de entrenamiento pueden ser una solución económica, si se le da uso extensivo al sistema.
Sistemas TR fijos	Variable entre 500 y 5000 USD por sitio.	Una vez instalado no requiere presencia de operadores; para recopilar la información se debe regresar al sitio a recogerla.	Descripción detallada en tiempo real de la erosión solo en sitios de colocación. No proporcionan estratigrafía del lecho del cauce.	La instalación permanente significa que el número de dispositivos tendrá que ser, por lo menos, igual al número de puentes.
Sistemas TR portátiles	Variable entre 3,000 y 5,500 USD por equipo.	Requiere de la presencia de operadores en el sitio, durante la avenida	Si el equipo llega al sitio a tiempo y puede navegar las aguas, se obtendrán datos invaluable. No proporciona estratigrafía del lecho del cauce.	El acceso al sitio durante avenidas puede ser muy peligroso.
Sondeos físicos / inspecciones visuales.	Bajo costo, menos de 1,000 USD	Requiere de un equipo de profesionales en el sitio de 5 a 10 veces el tiempo que requiere un sistema RIS o PSC	Los sondeos proporcionan excelentes datos superficiales y subsuperficiales en los puntos de instalación o inspección.	Los servicios especializados pueden ser mas costosos que equipo de alta tecnología.

Tabla 7. Comparación sistemática de sistemas de monitoreo e instrumentación.

VI.3 MEDIDAS PREVENTIVAS TEMPORALES.

El monitoreo de puentes durante grandes flujos y avenidas puede indicar el colapso inminente de la cimentación por causa de socavación. Puede no ser ventajoso, sin embargo, para cerrar el puente durante el paso de grandes gastos por el volumen de tráfico que pase sobre él, la falta de rutas alternas, la necesidad de paso por el puente de vehículos de emergencia, etc.

Medidas preventivas como pedraplenes o instrumentos de monitoreo fijos a la estructura del puente pueden ser instalados, aliviando la necesidad de cierre inmediato del puente. La instalación de medidas preventivas temporales, en combinación con un monitoreo constante durante avenidas, e inspecciones a la subestructura después de ocurridas éstas, proporcionarán la seguridad necesaria al público usuario sin la necesidad de cerrar el puente.

VI.4 PROGRAMACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE PROTECCIÓN CONTRA SOCAVACIÓN

El estudio de evaluación ya mencionado con anterioridad, deberá indicar el riesgo de falla de puentes de socavación crítica, de manera tal que las prioridades y programas de obra puedan ser preparados para la instalación de medidas de protección en los sitios donde se ubican dichos puentes. En algunos casos, el riesgo puede ser evidente, como en el caso de que la inspección revele que una zapata aislada de una pila ha sido parcialmente descalzada.

En otros casos, la necesidad de acción inmediata no es tan obvia, por lo que se deberá aplicar la experiencia y juicio del ingeniero proyectista para tomar una decisión. Un ejemplo de este tipo de casos puede ser cuando un meandro del cauce está gradualmente invadiendo el área ocupada por un estribo. Se deberá evaluar el riesgo asociado con la tasa de cambio del meandro y su efecto probable en el estribo y su basamento.

Los cambios graduales de los cauces son comunes, y como consecuencia de esto, el ingeniero proyectista puede tener que esperar un lapso considerable de tiempo para tomar acciones preventivas y/o correctivas.

Mientras el grado de obstrucción y socavación se incrementa, la cantidad disponible de medidas de protección alternativas disminuye, y el costo correspondiente a su instalación, consecuentemente, aumenta.

Adicionalmente, el monitoreo del puente durante grandes flujos y avenidas, y la posterior inspección a realizarse, pueden no determinar que la cimentación del puente está a punto de colapsarse por socavación a menos que pueda obtenerse una historia en el tiempo de la socavación, para poder reconocer el efecto de "infilling" ya mencionado anteriormente.

VI.5 TIPOS DE OBRAS DE PROTECCIÓN.

Un repaso general de las medidas de protección más comúnmente usadas se presenta a continuación, junto con referencias para obtener procedimientos de diseño y criterios para su aplicación a un sitio específico.

La selección del dispositivo de protección adecuada, se llevará a cabo de manera óptima si se realiza a través de una evaluación (en campo y gabinete) de las condiciones del cruce del puente sobre el cauce. Para una descripción más profunda de este aspecto, se recomienda la lectura de los Capítulos 5 y 6 de la Circular de Ingeniería Hidráulica N° 20 - HEC-20.⁽¹²⁾

VI.5.1 Pedraplenes en pilas y estribos.

El conocimiento presente está basado en investigaciones realizadas en Estados Unidos por la FHWA, bajo condiciones de laboratorio con poca o nula verificación en campo, particularmente en pilas. La turbulencia del flujo y las velocidades de flujo alrededor de una pila, durante una avenida, por lo general tienen la magnitud suficiente para mover grandes rocas a lo largo del tiempo. En todo el mundo, se han perdido puentes debido a la remoción de pedraplenes en la base de pilas, resultado de turbulencia y altas velocidades de flujo.

Usualmente esto no ocurre durante una sola tormenta y posterior avenida, pero si es el resultado del efecto acumulativo de avenidas sucesivas. Por lo tanto, si se colocan pedraplenes como protección en la cimentación de un puente, éste deberá ser monitoreado y continuamente inspeccionado durante y después de una avenida considerable, para asegurar que el pedraplén es aún estable.

Dimensionamiento de pedraplenes en estribos. La FHWA ha llevado a cabo dos investigaciones en canales artificiales de prueba para determinar ecuaciones para el dimensionamiento de enrocamientos, zameados o pedraplenes para protección de estribos.^(60 61) Uno de estos estudios se enfocó en estribos de pared vertical y derramantes, que obstruían en un 28 y 56% los canales secundarios, respectivamente.⁽⁶⁰⁾ En el segundo proyecto, se estudiaron estribos derramantes que obstruían los canales secundarios con un canal principal cercano (ver Figura 33).

La obstrucción del estribo varió desde la obstaculización más grande usada para el primer estudio hasta una obstrucción total de los canales secundarios (hasta el borde del canal principal). Para ambos estudios en estribos derramantes, los enrocamientos constantemente fallaron en el talón aguas abajo del eje del estribo (ver Figura 34). Para estribos de pared vertical, el primer estudio indicó fallas constantes en el talón aguas arriba del eje del estribo.

Observaciones de campo y estudios de laboratorio realizados por la FHWA, indican que con gastos considerables en los canales secundarios, los fosos de socavación local se desarrollan en los faldones laterales de estribos, pudiendo presentarse en tanto en la esquina de aguas arriba como en la de aguas abajo del estribo.⁽¹³⁾

Adicionalmente a esto, puede ocurrir separación del flujo en el tramo aguas abajo del sitio del puente, la cual causa la formación de vórtices verticales que erosionarán los terraplenes de los caminos de aproximación y la esquina aguas abajo del estribo.

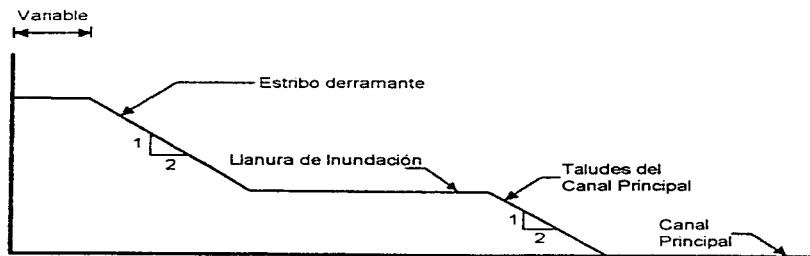


Figura 33. Disposición de una sección típica para estribo derramante sobre llanura de inundación, con canal principal adyacente, según Atayee.⁽⁶¹⁾

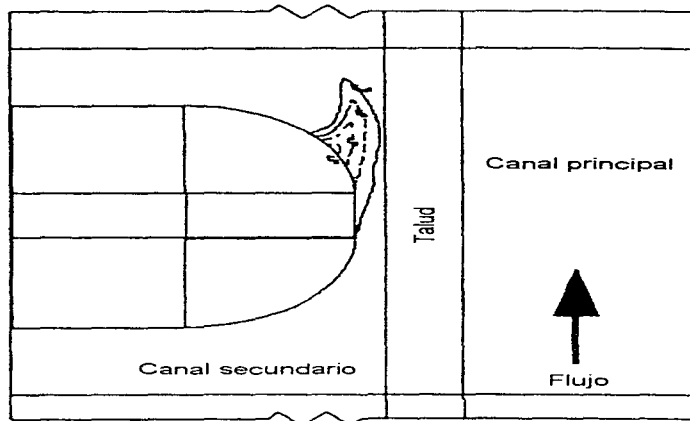


Figura 34. Vista en planta de la localización de inicio de falla en pedraplenes para estribos derramantes, según Atayee.⁽⁸¹⁾

Para flujo subcrítico, con Números de Froude menores o iguales a 0.80, la ecuación de dimensionamiento de pedraplenes o enrocamientos para cimentaciones de estribos, está en función de la siguiente relación de Isbash:

$$\frac{D_{50}}{y} = \frac{K}{(S_r - 1)} \left(\frac{V^2}{g \cdot y} \right) \quad (25)$$

Donde:

- D_{50} = Diámetro cincuenta de las rocas del pedraplén o enrocamiento, (m).
- V = Velocidad media del flujo, característica de la sección contracta, (m/s).
- S_r = Densidad relativa de las rocas del pedraplén. Usualmente 2.65
- g = Aceleración de la gravedad, (9.81 m/s²).
- y = Tirante de flujo en la sección contracta bajo el puente, (m).
- K = Coeficiente de corrección por forma de estribo. (Ver Tabla 8).

Para flujo con Números de Froude mayores a 0.80, deberá aplicarse la siguiente ecuación, recomendada por la FHWA.⁽⁸²⁾

$$\frac{D_{50}}{y} = \frac{K}{(S_r - 1)} \left(\frac{V^2}{g \cdot y} \right)^{0.14} \quad (26)$$

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

Donde:

D_{50}	=	Diámetro cincuenta de las rocas del pedraplén o enrocamiento, (m).
V	=	Velocidad media del flujo, característica de la sección contracta, (m/s).
S_s	=	Densidad relativa de las rocas del pedraplén.
g	=	Aceleración de la gravedad, (9.81 m/s ²).
y	=	Tirante de flujo en la sección contracta bajo el puente, (m).
K	=	Coefficiente de corrección por tipo de estribo. (Ver Tabla 8).

Tipo de estribo	Fr > 0.80	Fr ≤ 0.80
Estribo derramante	0.61	0.89
Estribo de pared vertical	0.69	1.02

Tabla 8. Coeficiente de corrección por tipo de estribo, K.

Dimensionamiento de pedraplenes en pilas. Los enrocamientos o pedraplenes no son medidas de protección permanentes contra la socavación en pilas de puentes existentes, y no debe de considerarse su uso en puentes nuevos.

La ecuación de dimensionamiento de pedraplenes o enrocamientos para cimentaciones de pilas, está en función de la relación de Maza Alvarez⁽⁹¹⁾:

$$D_m = \frac{135 \cdot V}{\gamma_s^{1.03} \cdot (y^\alpha - 1.25 \cdot V')} \quad (27)$$

Donde:

D_m	=	Diámetro medio de las rocas del pedraplén o enrocamiento, (m).
V	=	Velocidad media del flujo, en la pila, (m/s).
γ_s	=	Peso específico de las rocas del pedraplén, (kg/m ³).
y	=	Tirante de flujo inmediatamente antes de la pila, (m).
α	=	Exponente de corrección por altura de tirante:

$$\alpha = \frac{1}{2 + d} \quad \text{si } y \leq 4.00 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{1}{6} \quad \text{si } y > 4.00 \text{ m.}$$

Es conveniente enterrar el enrocamiento; mientras más profundo se encuentre dentro del lecho del cauce, existe una menor posibilidad de que sea removido. En todos los casos en que se empleen enrocamientos para control de socavación, debe reiterarse que el puente deberá ser monitoreado durante avenidas e inspeccionado después de ocurridas éstas.

Se recomienda colocar un zampeado o cubierta al enrocamiento o pedraplén, con una extensión horizontal de al menos dos veces el ancho de la pila, medida desde el paño de la misma⁽⁸³⁾. Se recomienda que dicho zampeado quede al nivel del lecho del río, para facilitar las maniobras de inspección.

VI.5.2 Diques de Encauzamiento.

El diseño de diques de encauzamiento rebasa el alcance de esta tesis; pero los métodos para su diseño pueden consultarse en varias publicaciones norteamericanas editadas por la FHWA.^(84, 12) El efecto hidráulico de los espigones sobre el flujo puede ser modelado por medio del uso del programa de cómputo WSPRO.⁽²⁴⁾ (Figura 35).

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

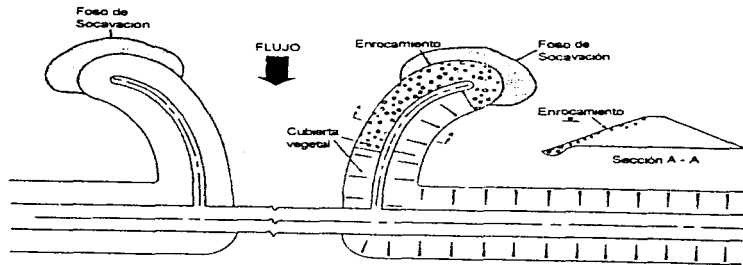


Figura 35. Planta y sección típicas dediques de encauzamiento, según Richardson.

El propósito de los diques de encauzamiento es proporcionar una transición suave del gasto desde los canales secundarios hacia el cauce principal en el sitio del puente. Dichos diques, así mismo, trasladan el punto de máxima socavación hacia aguas arriba del tramo del puente, lejos de los estribos, y tienden a alinear el flujo con las pilas a través de la abertura del mismo.

Los diques de encauzamiento deben ser considerados como un medio de proveer de protección a los estribos del puente, cuando exista un gasto significativo en las llanuras de inundación que deba regresar al canal principal en el puente. (Figura 36)

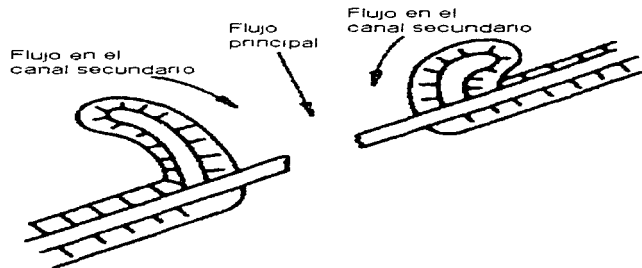


Figura 36. Regreso gradual del gasto en los canales secundarios al canal principal con el uso de diques de encauzamiento. Según Simons.

VI.5.3 Obras de mejoramiento del cauce.

Existe una amplia variedad de medidas de estabilización y control de patrones de flujo en cauces, entre las que se encuentran, principalmente:

a. Medidas para cauces con tendencia a la agradación.

- Contraer el cauce aguas arriba y a través del puente, para provocar socavación en el lecho del cauce bajo el cruce del puente.
- Construcción de presas o bordos aguas arriba del puente, para crear depósitos de sedimentación en ellas, y
- Dragado y limpieza periódica del canal

b. Las medidas para cauces con tendencia a degradarse incluyen la construcción de umbrales, vertedores, y el reforzamiento de las cimentaciones, para estabilizar el cauce.

c. Las medidas para controlar el movimiento lateral de cauces debido a meandros, incluyen la colocación de diques, espolones o bordos a lo largo de los taludes del canal para desviar el flujo a través del puente con una trayectoria tal que minimice el ángulo de ataque del flujo sobre las pilas y sus cimentaciones.

Para una descripción detallada y exhaustiva de este tipo de medidas se recomienda la lectura de la Circular de Ingeniería Hidráulica N° 20, y el Reporte N° 950 del Consejo de Investigación del Transporte de los Estados Unidos (Transportation Research Board - TRB).

VI.5.4 Puentes de alivio o adición de tramos extra al puente principal.

El diseño de puentes de alivio, o la adición de tramos extras en el puente principal, para aumentar el área hidráulica del cauce y aliviar condiciones desfavorables de flujo, puede llevarse a cabo con los procedimientos descritos en los Capítulos II y III de esta tesis.

En algunos sitios sobre el cauce, con taludes muy inestables, el proveer del puente de claros extras puede ser más efectivo, económicamente, que el intentar estabilizar los taludes en la vecindad del puente.

Finalmente, de manera alternativa, emplearse medidas de protección de tipo estructural (las cuales no se describirán en esta tesis), las cuales resultan menos económicas pero más efectivas que las medidas temporales como los enrocamientos o pedraplenes. Dichas medidas se discuten de manera amplia en el Manual de Mantenimiento de Puentes de la AASHTO ^(43, 85, 86)

VI.6 SUMARIO.

La anterior discusión acerca de las medidas preventivas y correctivas contra la socavación en la cimentación de un puente, presenta una amplia variedad de conceptos y métodos para valorar problemas potenciales y existentes de socavación.

El equipo interdisciplinario que realice la evaluación de socavación necesitará recolectar y valorar la información acerca del comportamiento de cauces y patrones de flujo en avenidas, de manera que se puedan seleccionar las mejores medidas de protección para el conjunto de condiciones de sitio bajo estudio.

Se recomienda, para un análisis más profundo, consultar el Capítulo 5 de la Circular de Ingeniería Hidráulica N° 20, el cual presenta una amplia colección de casos reales, en los Estados Unidos, en los cuales se implementaron dispositivos de protección para la solución de problemas hidráulicos en puentes, y se evaluó posteriormente su desempeño y efectividad en campo. ^(2, 12)

CONCLUSIONES.

Existen tres tipos de socavación en un puente: general, por contracción, y local. La socavación general es un proceso de erosión a largo plazo en el lecho del cauce, debida a cambios en el régimen de flujo del río. Los cambios en el gasto y en el suministro de sedimento son causa de la socavación. En contraste, la socavación por contracción ocurre cuando la cimentación del puente reducen el área hidráulica del cauce, causando en consecuencia un aumento en la velocidad del agua en la inmediata vecindad de la estructura del puente.

La socavación local ocurre cuando la turbulencia alrededor de las pilas erosionan el lecho del cauce que les proporciona apoyo.

La inspección subacuática de puentes, especialmente en búsqueda de socavación, puede ser un proceso difícil, complicado, y algunas veces, inexacto. Cuando los buzos se sumergen en aguas peligrosas, con baja visibilidad, y corrientes a altas velocidades, el potencial de realizar una evaluación incompleta o inexacta es demasiado grande.

La socavación local en pilas y estribos de puentes es un problema que representará un reto a largo plazo para los departamentos técnicos gubernamentales y privados, así como para las instituciones de investigación y bufetes privados de ingeniería civil, a niveles nacional, estatal y distrital.

Parte de la solución es el desarrollo e implementación de tecnología de origen nacional, para proporcionar soluciones rápidas y económicas. Los métodos geofísicos de superficie continuarán siendo un elemento esencial de la solución tecnológica.

Aunque la socavación local en pilas y estribos de puentes sobre cauces aluviales ha sido tema de amplia investigación en todo el mundo, las guías y recomendaciones para lograr una estimación exacta de las profundidades de socavación siguen siendo deficientes. Las razones para afirmar lo anterior son variadas.

Primero, las pilas y estribos de puentes en servicio actualmente, fueron diseñados con relaciones de diseño inadecuadas o demasiado conservadoras.

Segundo, una incertidumbre considerable está inherentemente asociada con la estimación precisa de profundidades de socavación, especialmente de socavación local en pilas y estribos de puentes. Una fuente de incertidumbre, por ejemplo, es el siempre cuestionable grado de exactitud de las investigaciones hidrológicas y de campo, que proporcionan información referente a avenidas de diseño, batimetría del canal, y características geotécnicas del lecho del cauce, en la futura localización de la cimentación de un puente.

Y tercero, puede pensarse que las recomendaciones existentes a nivel mundial o nacional, no han sido actualizadas para reflejar el estado actual del conocimiento en el campo de la socavación local.

Como consecuencia de dichas deficiencias en las estimaciones de diseño para profundidades de socavación local, existen dos aspectos primordiales a considerarse en el monitoreo y medición de fosos de socavación en cimentaciones de puentes.

Uno de estos aspectos es la obtención de suficiente cantidad de datos referentes a mediciones en campo, en tiempo real o después de una avenida, para poder desarrollar recomendaciones y guías de diseño más precisas. Por otra parte, existe la necesidad de determinar las profundidades reales de los fosos de socavación, para verificar si la socavación en las pilas está poniendo en riesgo la integridad del material de apoyo en la cimentación de éstas, y para determinar las medidas correctivas y preventivas a implementar, si este es el caso.

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

Las modestas cantidades de mediciones en campo de fosos de socavación local, involucran un gran despliegue técnico y profesional por parte de instituciones gubernamentales y de investigación en países desarrollados. Estos estudios, están enfocados a la automatización total de los instrumentos de monitoreo para su uso extensivo y rutinario en inspección de puentes.

Más aún, deberá implementarse un programa sistemático para la recolección de mediciones en profundidades de socavación en sitios donde se localicen puentes, especialmente mientras ocurre una avenida u otro evento extraordinario, cuando el tomar dichas mediciones se torna una tarea difícil. De manera más precisa, estas mediciones deben realizarse, en la medida que sea posible, durante dichos eventos, ya que es durante su ocurrencia cuando se presentan las profundidades máximas.

Por lo anterior, la instrumentación a emplearse para dichas mediciones en tiempo real, deberán reunir ciertos requerimientos:

- Simples, robustos y resistentes a actos vandálicos o impactos de despojos o escombros.
- Su instalación debe ser posible sobre, o cerca, de las pilas o estribos.
- Su rango de operación debe contemplar condiciones de flujos considerablemente grandes, o avenidas extraordinarias.
- Los dispositivos que compongan la instrumentación, de manera individual, deberán ser precisos y confiables.
- El costo de producción del dispositivo principal deberá minimizarse para hacerse económicamente viable.
- Deberá de ser fácilmente operable por 2 técnicos, como máximo, y
- Su tamaño y peso deberá ser tal que le permita ser fácilmente transportable.

En cuanto a los métodos de monitoreo, no existen procedimientos estándar para la recolección de datos de socavación. En parte, esto se debe a que los estudios de socavación realizados hasta hoy son usualmente para un sitio específico. Cada sitio donde se ubique un puente tiene sus propias particularidades, de tal manera que las investigaciones son adecuadas para satisfacer los requerimientos de dicho sitio.

Adicionalmente, los investigadores pueden estar restringidos debido a limitaciones de tipo económico, de recursos técnicos, equipo, tiempo, y hasta de personal capacitado u otros factores que, aunados al tipo de datos que se pretende recolectar, pueden causar que dichos datos varíen tanto en calidad como en confiabilidad de un estudio a otro.

Probablemente, el desarrollo de métodos y procedimientos estandarizados de mediciones de socavación, no ha evolucionado porque, en los países donde se desarrollan dichos estudios, no han existido programas coordinados a largo plazo para la recolección de dicha información.

Aunque los procedimientos no están estandarizados, existe un acuerdo general en los datos que se requieren recolectar. Tanto para socavación por contracción como para socavación local, mapas secuenciales de la estratigrafía del lecho en el tramo de interés, conforman la información más importante para determinar las tasas y magnitudes de socavación total.

Finalmente, cabe mencionar que los últimos avances en materia de dispositivos de monitoreo y medición en tiempo real de socavación en pilas de puentes, apuntan hacia el uso de radares de impulso láser, sonares multicanales, y desarrollo de métodos geofísicos sofisticados para una determinación exacta de las profundidades de socavación.

Por desgracia, estas técnicas ultra modernas aún están en etapa de desarrollo, por lo que su costo es exageradamente elevado, y la interpretación de los datos que proporcionan es aún muy complicada, por ello, primero será necesario adquirir una amplia experiencia por parte de los investigadores y fabricantes para hacer de dicha interpretación una tarea sencilla.

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

En la República Mexicana, aún no existen programas de investigación profundos y serios a largo plazo para la implementación de procedimientos de inspección de puentes en búsqueda de socavación, y menos aún para el desarrollo de dispositivos electrónicos para el monitoreo de este fenómeno en la cimentación de puentes.

Aunque en este trabajo se proporcionan los lineamientos para llevar a cabo un programa de evaluación a nivel nacional (o por lo menos estatal), encaminado a determinar e inventariar las condiciones de socavación en las que se encuentran todos los puentes, sobre cauces, en el país, quedará en manos del gobierno federal y de instituciones públicas y privadas de investigación, el establecimiento, corrección y perfeccionamiento de dichas recomendaciones.

Si las acciones descritas a lo largo de esta tesis fuesen implementadas, se obtendría como resultado un incremento notable en la integridad estructural de los puentes existentes, lo que redundaría en un aumento en la seguridad de los usuarios que transitan por los puentes del sistema carretero nacional. El ahorro en términos económicos, sería invaluable, ya que se evitaría, en un gran número de casos, el reemplazo y reconstrucción de puentes destruidos por la socavación de sus cimentaciones.

APÉNDICE. EJEMPLO DE APLICACIÓN.

DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROBLEMA.

Este ejemplo de aplicación fue tomado parcialmente de un artículo por Arneson et al.⁽⁶²⁾, haciendo algunas modificaciones. Cabe mencionar que en este artículo se presenta una corrida completa del programa de cómputo WSPRO para el caso de este puente, con la cual se obtuvieron las variables hidráulicas necesarias para llevar a cabo los cálculos de socavación.

Cabe mencionar que dicho programa hace uso de un concepto conocido como "subsecciones de iso conducción" de la siguiente manera: cada sección alimentada al programa es subdividida por medio de un algoritmo matemático en un cierto número de subsecciones transversales cada una de las cuales transporta el mismo gasto. (Figura A2).

En este caso, se optó en el trabajo original, por dividir la sección transversal en 20 subsecciones de iso conducción, lo cual proporcionó un análisis quasi-bidimensional del problema. La subdivisión de la sección transversal en dichas subsecciones permite conocer de una manera más exacta la distribución de las velocidades a través del puente.

El puente que se pretende construir tiene una longitud de 198.12 m. y deberá contar con estribos derramantes con taludes 1:2. La elevación de la superficie de rodamiento se encuentra en la elevación 6.71 m., y la superestructura tiene un peralte de 1.22 m, por lo que la clave de la misma se encuentra en la elevación 5.49 m.

Adicionalmente, contará con seis pilas de nariz redondeada, igualmente espaciadas dentro de la abertura del puente. Las pilas tienen un ancho de 1.52 m. y 12.19 m. de largo. Cabe mencionar que se encuentran alineadas con respecto a la dirección del flujo. (Figura A1).

La avenida de diseño con $T_r = 100$ años que se calculó tiene una magnitud de 849.51 m³/s. Así mismo, la avenida con $T_r = 500$ años de 1444.16 m³/s, se calculó por métodos estadísticos y con el empleo de datos hidrológicos.

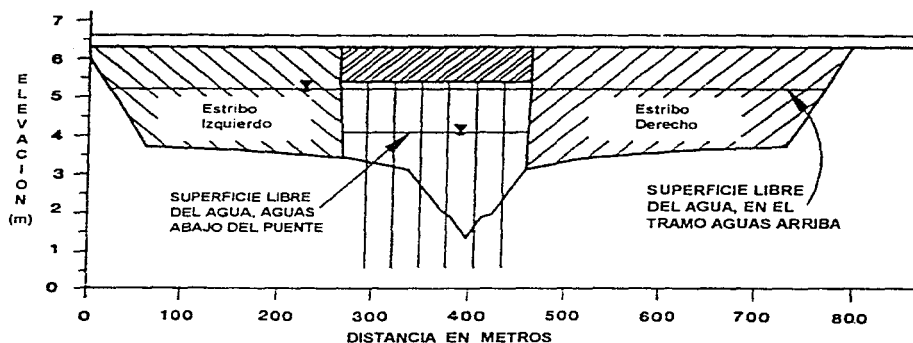


Figura A1. Sección transversal del puente propuesto.

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

PASO 1 Determinación de las variables de análisis de socavación.

Se considerará que de la realización de los análisis de Nivel 1 y 2, se llevó a cabo una investigación del sitio del cruce para identificar problemas potenciales de estabilidad del cauce. Dicha evaluación indicó que el río tiene una llanura de inundación relativamente grande, y cuenta con vegetación abundante (pasto y árboles), sin embargo, la presencia de trenzamiento de canales secundarios indica que existen posibilidades de migración lateral del canal.

El cruce del puente se localiza en un tramo prácticamente recto. La geometría del canal es relativamente la misma en un tramo de 300 m. tanto aguas arriba como aguas abajo del sitio del cruce. De estudios geotécnicos se conoce que el D_{50} del material del fondo es 2 mm., también que el tamaño máximo de grano del mismo material es de 8 mm. y su gravedad específica igual a 2.65.

Tanto el río como el cruce carretero se localizan en un área rural con uso de suelo primordialmente enfocado a la agricultura. Una revisión de los puentes existentes tanto aguas arriba como aguas abajo del sitio, indica que no existe una agradación o degradación del lecho del cauce a largo plazo en el tramo en estudio. En dicho tramo, se determinó que el estrato rocoso se encuentra a 46 metros de profundidad.

En cuanto a la configuración del lecho del cauce y su composición; este es predominantemente arenoso, y para gastos pequeños su configuración es de dunas de aproximadamente 0.3 a 0.5 m. de altura. Para gastos mayores, la configuración que se presenta será de lecho plano.

En lo referente a las características hidráulicas en sitio del puente, estas fueron determinadas con el programa de cómputo WSPRO.⁽²⁴⁾ En este análisis se emplearon tres secciones transversales, y se denotarán en lo que sigue como "AB" para la sección Aguas Abajo del puente, "BP" para la sección Bajo el Puente, y "AA" para la sección Aguas Arriba del puente, la cual se localizó a una distancia igual a una vez la longitud del puente.

Los valores empleados para este ejemplo fueron tomados parcialmente de un artículo de Arneson, en el cual se presentan, como ya se mencionó, los listados de resultados proporcionados por el programa WSPRO.

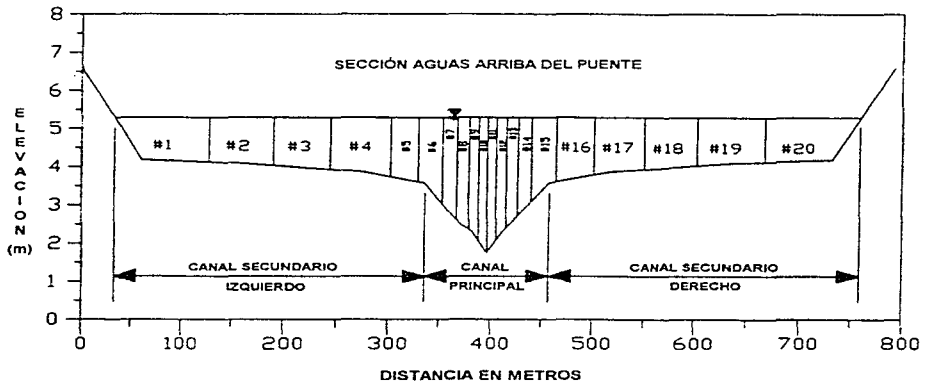


Figura A2. Secciones de iso-conducción en la sección aguas arriba del puente "AA".

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

El empleo de ciertas opciones de cálculo de este programa, permiten conocer las características hidráulicas tanto en la sección BP como en la sección AA, por medio de la subdivisión de dichas secciones en subsecciones de iso conducción. Las Figuras A2 y A3 ilustran la localización de dichas subsecciones en las secciones transversales AA y BP respectivamente.

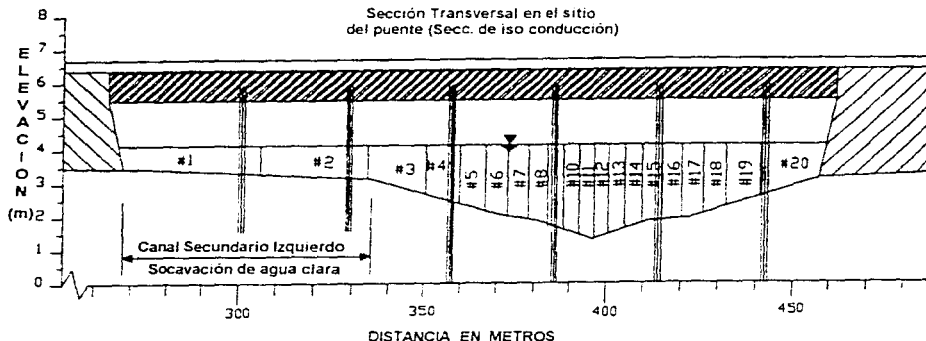


Figura A3. Secciones de iso-conducción en la sección transversal bajo el puente "BP".

La Figura A4 muestra de una manera ilustrativa las velocidades medias en cada subsección, y la contracción del flujo desde la sección "AA" hasta la sección "BP". Así mismo, esta figura identifica las subsecciones de iso conducción en la sección "AA" que son obstruidas por los estribos.

Una vez más debe mencionarse que las variables hidráulicas necesarias para realizar los cálculos de socavación por contracción y local, fueron determinadas con el programa WSPRO, y con la ayuda de las Figuras A2, A3 y A4. Dichas variables se presentan a través de las Tablas A1 a la A6.

Variable (unidades)	Descripción	Valor
Q (m ³ /s)	Gasto Total	849.51
K ₁	Factor de conducción del canal principal (Sección AA)	19.000
K _{Btotal}	Factor de conducción de todo el canal (Sección AA)	39.150
W ₁ (m)	Ancho de la superficie libre (Sección AA)	121.90
A ₀ (m ²)	Area hidráulica del canal principal (Sección AA)	320.00
P (m)	Perímetro mojado del canal principal (Sección AA)	122.00
K ₀	Factor de conducción del canal principal (Sección BP)	11.330
K _{Btotal}	Factor de conducción de todo el canal (Sección BP)	12.540
A _b (m ²)	Area hidráulica del canal principal (Sección BP)	236.00
W _c (m)	Ancho de la superficie libre (Sección BP)	122.00
W ₂ (m)	Ancho de la superficie libre del agua menos 4 anchos de pila. (Sección BP)	115.92
S _f (m/m)	Pendiente de fricción promedio en el tramo	0.002

Tabla A1. Variables hidráulicas para el cálculo de la socavación por contracción "de lecho vivo".

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

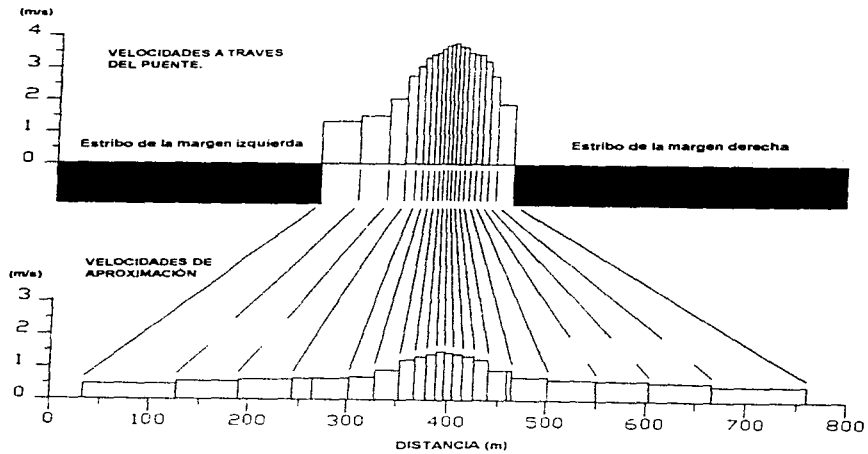


Figura A4. Distribución de velocidades en planta en las secciones de iso-conducción aguas arriba del puente y bajo el puente.

Variable (unidades)	Descripción	Valor
Q (m^3/s)	Gasto Total (ver Tabla A1)	849.51
Q_c (m^3/s)	Gasto en el canal principal (Sección BP) obtenido en el Paso 4-A	767.54
Q_2 (m^3/s)	Gasto en el canal secundario izquierdo (Sección BP) $Q_2 = Q - Q_c$	81.97
D_m (m)	Diámetro medio del material del lecho (Sección BP) $D_m = 1.25 D_{50}$	0.0025
W_s (m)	Ancho de la superficie libre de el canal secundario izquierdo (Sección BP)	68.80
W_{cont} (m)	Ancho de la superficie libre del agua menos 2 anchos de pila (Sección BP) en el canal secundario izquierdo.	65.80
A_{m2} (m^2)	Area hidráulica del canal secundario izquierdo (Sección BP)	57.00

Tabla A2. Variables hidráulicas para el cálculo de la socavación por contracción "de agua clara" en la margen izquierda del cauce.

Variable (unidades)	Descripción	Valor
V_1 (m/s)	Velocidad media en la subsección de iso conducción No.12	3.73
Y_1 (m^2)	Tirante medio de la subsección de iso conducción No.12	2.84

Tabla A3. Variables hidráulicas para el cálculo de la socavación local en las pilas, (Sección de iso conducción No. 12)

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

Variable (unidades)	Descripción	Valor
Q (m ³ /s)	Gasto Total (ver Tabla A1)	849.51
q ₁₂ (m ³ /s)	Gasto en la subsección de iso conducción No. 12 $q_{12} = Q / 20$	42.48
N _s	Número de subsecciones de iso conducción que están obstruidas por el estribo izquierdo. Se determina sobreponiendo la Sección BP sobre la Sección AA. (Figura A3)	3.5
Q _o (m ³ /s)	Gasto obstruido por el estribo izquierdo. $Q_o = N_s q_{12}$	148.68
A _o (m ²)	Área hidráulica de la Sección AA en el canal secundario izquierdo (subsecciones de iso conducción 1, 2, 3 y la mitad de la 4)	264.65
L' (m)	Longitud del estribo proyectada dentro del flujo, obtenida de sumar los anchos de las superficies libres de las subsecciones 1, 2, 3 y la mitad de la 4.	232.80

Tabla A4. Variables hidráulicas para el cálculo de la socavación local en el estribo de la margen izquierda, usando la ecuación de Froehlich

Variable (unidades)	Descripción	Valor
V _{ss1} (m/s)	Velocidad media en la subsección de iso conducción No. 1, adyacente al estribo izquierdo	1.29
y ₁ (m)	Tirante medio de la subsección de iso conducción No. 1	0.83

Tabla A5. Variables hidráulicas para el cálculo de la socavación local en el estribo de la margen izquierda, usando la ecuación HIRE

Variable (unidades)	Descripción	Valor
V _{ss20} (m/s)	Velocidad media en la subsección de iso conducción No. 20, adyacente al estribo derecho.	2.19
y ₂₀ (m)	Tirante medio de la subsección de iso conducción No. 20	1.22

Tabla A6. Variables hidráulicas para el cálculo de la socavación local en el estribo de la margen derecha, usando la ecuación HIRE

La socavación por contracción ocurrirá tanto en el canal principal como en el canal secundario izquierdo. Para el primero, la socavación por contracción podrá ser "de lecho vivo" o "de agua clara", dependiendo de la magnitud de la velocidad media en el canal y la velocidad crítica de arrastre del lecho del cauce. Más adelante se llevará a cabo la determinación de las características del transporte del sedimento en esta sección, para aplicar la ecuación adecuada al caso.

En el canal secundario izquierdo, debido a la presencia de vegetación, se presentará socavación "de agua clara", esto como resultado de las bajas velocidades que se desarrollarán. Como resultado de lo anterior, el gasto que regresará al cauce principal, de manera adyacente al estribo izquierdo, no transportará cantidades considerables de material.

Por esto, se requerirá de dos cálculos consecutivos. El primero (Paso 4-A) determinará la magnitud de la socavación por contracción en el canal principal. El segundo (Paso 4-B), hará uso de la ecuación de socavación por contracción "de agua clara" para el canal secundario izquierdo. Los datos necesarios para estos cálculos se encuentran en las Tablas A1 y A2 respectivamente.

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

La Tabla A3 muestra las variables hidráulicas a emplear en la estimación de la socavación local en las pilas (Paso 5). Estas variables fueron determinadas de la Figura A5 (determinada con ayuda del programa WSPRO). Para este ejemplo, la velocidad y tirante máximo en la sección BP se emplearán para el cálculo (subsección de iso conducción No 12). Se realizará el cálculo de la socavación local sólo una vez ya que se debe considerar que cualquiera de las pilas puede estar sujeta a los parámetros de la subsección No 12.

La socavación local en el estribo de la margen izquierda se calculará en el Paso 6-A, usando 2 ecuaciones: la de Froehlich y la ecuación HIRE.^(58, 13) Para llevar a cabo esta tarea, se deberán emplear los datos contenidos en las Tablas A4 y A5 para cada ecuación respectivamente. Finalmente, la socavación local en el estribo de la margen derecha se calculará en el Paso 6-B, empleando la ecuación HIRE, y usando las variables listadas en la Tabla A6.

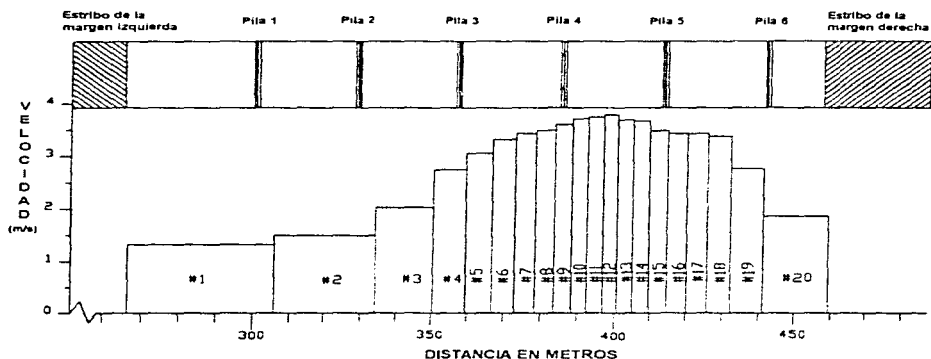


Figura A5. Distribución de velocidades en el cruce del puente

PASO 2. Análisis de cambios a largo plazo en la elevación del lecho del cauce.

Como ya se mencionó en la descripción del problema, no existe evidencia tangible, ni en la vecindad ni el sitio del cruce del río, de que existan cambios a largo plazo en la elevación del lecho del cauce. Basado en esta observación, el canal es relativamente estable hasta este momento.

Además, si se considera que no existen planes de cambio de uso del suelo en la cuenca a largo plazo, que las áreas boscosas de la cuenca son propiedad del Estado, y que la tala de árboles y la extracción de material del río están prohibidas; se puede esperar que la futura agradación o degradación del canal, por cambios en los aportes de sedimento, sea mínima.

PASO 3. Evaluación del método de análisis a emplear.

Como ya se indicó, se considerará que las componentes de la socavación se desarrollarán de manera independiente. Por lo tanto, la socavación por contracción y la socavación local se calcularán usando las características hidráulicas determinadas del análisis realizado con ayuda del programa WSPRO.

PASO 4-A. Cálculo de la magnitud de la socavación por contracción. (Canal principal).

En primera instancia se debe de determinar la ocurrencia de alguno de los dos tipos de socavación por contracción, por medio de la comparación de la velocidad crítica de arrastre del sedimento del lecho del cauce, con la velocidad media del flujo, ambas en la sección "AA" definida anteriormente. Los siguientes cálculos emplean como datos aquellos mostrados en la Tabla A1.

El gasto en el canal principal (Q_1) en la sección "AA", se determina por medio de la relación de factores de conducción tanto total como en el canal principal, y con el gasto total en el canal, como sigue:

$$Q_1 = Q \left(\frac{K_1}{Kd_{total}} \right) = 849.51 m^3 / s \cdot \left(\frac{19000}{39150} \right) = 412.28 m^3 / s$$

La velocidad media en el canal principal en la sección "AA" se determina al aplicar el principio de continuidad:

$$V_1 = \frac{Q_1}{A_1} = \frac{412.28}{320.00} = 1.29 m / s$$

Así mismo, el tirante medio en la sección "AA" se obtiene aplicando el concepto de tirante medio:

$$Y_1 = \frac{A_1}{W_1} = \frac{320.00}{121.90} = 2.63 m$$

Ahora se debe calcular la velocidad crítica de arrastre del D_{50} del material del lecho, para determinar el tipo de socavación por contracción que se presentará:

$$V_c = 6.19 \cdot Y_1^{1.49} \cdot D_{50}^{1.65}$$

$$V_c = 6.19(2.63)^{1.49} (0.002)^{1.65} = 0.92 m / s$$

Finalmente como $V_c < V_1$, se concluye que la socavación por contracción será "de lecho vivo", por lo que se empleará la ecuación adecuada a este tipo de socavación. Los siguientes cálculos determinan el modo de transporte de fondo y el factor " k_f ". Al igual que los cálculos anteriores, se emplean los datos de la Tabla A1.

El radio hidráulico "R" en la sección "AA":

$$R = \frac{A_1}{P} = \frac{320}{122} = 2.62 m$$

Debe de hacerse notar que el radio hidráulico es casi igual al tirante medio previamente calculado, lo cual indica que el canal es muy ancho. En caso de que esto no fuese así, el canal no sería considerado como muy ancho, y el radio hidráulico sería muy distinto al tirante medio.

El esfuerzo tangencial promedio en el lecho:

$$\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot S$$

$$\tau_0 = (9810 N / m^3) \cdot 2.62 \cdot 0.002 = 51.4 N / m^2 = 51.4 Pa$$

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

La velocidad de fricción " V_* ", en la sección "AA":

$$V_* = \left(\frac{\tau_0}{\rho} \right)^{0.5} = \left(\frac{51.4}{1000} \right)^{0.5} = 0.227 \text{ m/s}$$

De la Figura 6, Capítulo IV, se lee que para $D_{50} = 0.002 \text{ m}$ (2 mm), la velocidad de caída " ω " es igual a 0.21 m/s. Por lo tanto:

$$\frac{V_*}{\omega} = \frac{0.227}{0.21} = 1.08$$

De la tabla de la página 8, Capítulo I, se observa que el coeficiente " k_1 " es igual a 0.64.

El gasto en el canal principal (Q_2) en la sección "BP", se determina por medio de la relación de factores de conducción tanto total como en el canal principal, y con el gasto total en el canal, como sigue:

$$Q_2 = Q \left(\frac{K_c}{Kb_{total}} \right) = 849.51 \text{ m}^3 / \text{s} \cdot \left(\frac{11330}{12540} \right) = 767.54 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Los anchos del canal en las secciones "AA" y "BP" se proporcionan en la Tabla A1. Por lo anterior, todos los parámetros necesarios para el cálculo de la socavación por contracción "de lecho vivo" en el canal principal, han sido determinados, y la ecuación (15) del Capítulo IV puede aplicarse:

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{0.7} \cdot \left(\frac{W_1}{W_2} \right)^{k_1}$$

$$\frac{y_2}{2.63} = \left(\frac{767.54}{412.28} \right)^{0.7} \cdot \left(\frac{121.90}{115.90} \right)^{0.64} = 1.76$$

$$y_2 = 4.63 \text{ m}$$

Ahora, como el canal es muy ancho, el tirante en la sección "BP" antes de ocurrir la socavación (y_0) se determina como sigue:

$$y_0 = \frac{A_b}{W_c} = \frac{236}{122} = 1.93 \text{ m}$$

Finalmente, la profundidad de socavación por contracción en el canal principal:

$$y_s = y_2 - y_0 = 4.63 - 1.93 = 2.7 \text{ m}$$

Se observa que esta socavación es considerable, y puede ser minimizada al incrementar la abertura bajo el puente.

PASO 4-B. Cálculo de la magnitud de la socavación por contracción. (Canal secundario izquierdo).

Como ya se comentó, aquí se presentará socavación por contracción "de agua clara". Los siguientes cálculos se basan en los datos proporcionados en la Tabla A2, y en la aplicación de la ecuación (10) del Capítulo I:

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

$$y_2 = \left(\frac{Q_2^2}{40 \cdot D_m^{2.3} \cdot W_{cont}^2} \right)^{1.7}$$

$$y_2 = \left(\frac{0.025 \cdot 81.97^2}{0.0025^{2.3} \cdot 65.8^2} \right)^{1.7} = 1.38m$$

De igual manera al Paso 4-A, se calcula el tirante (y_0) antes de ocurrir la socavación en la sección "BP":

$$y_0 = \frac{A_{mt}}{W_1} = \frac{57.0}{68.8} = 0.83m$$

Finalmente, la profundidad de socavación por contracción en el canal secundario izquierdo:

$$y_1 = y_2 - y_0 = 1.38 - 0.83 = 0.55m$$

PASO 5. Cálculo de la magnitud de la socavación local en las pilas.

Como ya se mencionó, se debe considerar que cualquiera de las pilas puede ser sujeta a la acción de la velocidad y tirante máximos derivadas del cálculo del programa WSPRO (Tabla A3); y por ello, sólo se realizará un cálculo para socavación local en las pilas, y la profundidad obtenida deberá aplicarse a cada una de las seis pilas del puente.

En primer lugar, se calculará el Número de Froude basado en las características hidráulicas de la subsección de iso conducción número 12, por lo que:

$$F_1 = \frac{V_1}{(g \cdot y_1)^{0.5}} = \frac{3.73}{(9.81 \cdot 2.84)^{0.5}} = 0.71$$

Para una pila con nariz redondeada, alineada al flujo y material arenoso: $K_1 = K_2 = K_4 = 1.0$
Para configuración de fondo del cauce plano: $K_3 = 1.1$

Se empleará la ecuación de la CSU (17) para el cálculo de la socavación local en las pilas:

$$\frac{y_2}{y_1} = 2.0 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot \left(\frac{a}{y_1} \right)^{0.65} \cdot F_1^{0.43}$$

$$\frac{y_2}{2.84} = 2.0 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1.1 \cdot 1 \cdot \left(\frac{1.52}{2.84} \right)^{0.65} \cdot 0.71^{0.43}$$

$$y_2 = 3.6m$$

Por lo que la socavación local máxima en las pilas será de 3.6 m. Este cálculo considera a las pilas alineadas con la dirección del flujo (ángulo de ataque al flujo menor a 5°). Sin embargo, si las pilas tuviesen un ángulo de ataque al flujo mayor que 5°, el valor " y_2 / y_1 ", se debería ajustar usando el factor " K_2 ", como a continuación se muestra para un ángulo de ataque de 10°:

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

$$\frac{L}{a} = \frac{12.2}{1.52} = 8$$

El valor del factor " K_2 ", puede entonces interpolarse entre los valores de la Tabla 2. Para este ejemplo se puede considerar: $K_2 = 1.67$. Y al aplicar la corrección:

$$\frac{y_s}{2.84} = 1.67(1.26) = 2.1$$

$$y_s = 6.0m$$

Por lo que la socavación local máxima en las pilas anguladas 10° será de 6.0 m., aproximadamente 65% mayor a la calculada para las condiciones originales.

Es importante tomar en cuenta la posibilidad de movimiento lateral del cauce. Lo cual puede redirigir el flujo con respecto a las pilas, incrementando el ángulo de ataque, e incrementando la socavación local. Algunas medidas preventivas pueden ser el colocar pedraplenes en los taludes tanto aguas arriba como aguas abajo del puente, y la instalación de taludes de encauzamiento para alinear correctamente el flujo bajo el puente.

PASO 6-A. Cálculo de la magnitud de la socavación local en el estribo de la margen izquierda.

Para el cálculo de la socavación local de estribos usando la ecuación de Froehlich, se sabe que el factor de corrección " K_1 " es igual a 0.55 para estribos derramantes. Para fines de este ejemplo, los estribos se encuentran perpendiculares al flujo; por lo que el factor " K_2 " es igual a 1.0. Para este caso, se emplearan los datos vertidos en la Tabla A4.

El valor " y_a " en el estribo es el tirante medio en el área del canal secundario izquierdo y se calcula como el cociente del área hidráulica interrumpida por el estribo, entre la longitud de proyección dentro del flujo del estribo:

$$y_a = \frac{A_c}{L'} = \frac{264.65}{232.80} = 1.14m$$

La velocidad media del gasto en el canal secundario izquierdo, el cual es interceptado por el estribo, se calcula empleando el principio de continuidad:

$$V_c = \frac{Q_c}{A_c} = \frac{148.68}{264.65} = 0.56m/s$$

Con estos parámetros, el Número de Froude es:

$$Fr = \frac{V_c}{(g \cdot y_a)^{0.5}} = \frac{0.56}{(9.81 \cdot 1.14)^{0.5}} = 0.17$$

Aplicando la ecuación de Froehlich (23):

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

$$\frac{y_s}{1.14} = 2.27 \cdot 0.55 \cdot 1 \cdot \left(\frac{232.80}{1.14} \right)^{0.43} \cdot 0.17^{0.61} + 1 = 5.17$$

$$y_s = 5.90m$$

Ahora se empleará la ecuación HIRE (24) para calcular la profundidad de socavación local en el estribo, y hacer una comparación de resultados. Esta ecuación es aplicable a este caso porque la relación " L'/y_s " es mayor que 25. Los cálculos que siguen se basan en los datos contenidos en la Tabla A5. Así pues, el Número de Froude es:

$$F_r = \frac{1.29}{(9.81 \cdot 0.83)^{0.5}} = 0.45$$

Aplicando la ecuación HIRE:

$$\frac{y_s}{y_1} = 4 \cdot F_r^{0.33} \cdot \frac{K_1}{0.55}$$

$$\frac{y_s}{0.83} = 4 \cdot 0.45^{0.33} \cdot \frac{1}{0.55} = 5.59$$

$$y_s = 4.63m$$

PASO 6-B. Cálculo de la magnitud de la socavación local en el estribo de la margen derecha.

Como en el caso del Paso 6-A, la ecuación HIRE es aplicable ya que el parámetro " L/y_1 " es mayor que 25. Los cálculos que a continuación se realizan, utilizan los datos proporcionados por el programa WSPRO contenidos en la Tabla A6. El Número de Froude es:

$$F_r = \frac{2.19}{(9.81 \cdot 1.22)^{0.5}} = 0.63$$

Aplicando la ecuación HIRE:

$$\frac{y_s}{1.22} = 4 \cdot 0.63^{0.33} \cdot \frac{1}{0.55} = 6.24$$

$$y_s = 7.61m$$

Como se observó en el Paso 6-A, en el cálculo de la socavación en estribos usando la ecuación de Froehlich, generalmente resultarán valores mayores a los que se presenten en campo. Para la mayoría de los casos cuando las llanuras de inundación, taludes, y el área próxima al estribo cuente con una buena vegetación, las profundidades de socavación dadas por dicha ecuación, serán poco realistas.

Todas las profundidades de socavación calculadas en los estribos, consideraron perpendicularidad con respecto al flujo. Si esto no ocurriera, se deberá de emplear el coeficiente " K_2 " en la ecuación de Froehlich, o mediante el uso de la Figura 19 en el caso de la ecuación HIRE. Sin embargo, dicho ajuste para estribos angulados no es tan considerable como en el caso de pilas.

Métodos de Medición de Socavación Local en Puentes

Por ejemplo, si los estribos estuviesen angulados 30° hacia aguas arriba ($\theta = 120^\circ$), la corrección por ángulo de ataque al flujo incrementará las profundidades de socavación en no más del 4% para cualquiera de las dos ecuaciones

PASO 7. Trazo de las profundidades totales de foso de socavación y evaluación del diseño.

El paso final es trazar las profundidades totales de socavación en la sección transversal del cruce del puente (Figura 20). En este caso, se trazaron los anchos de fosos de socavación local, considerando un ancho de foso igual a dos veces la profundidad del mismo.

Es importante llevar a cabo una cuidadosa evaluación de los resultados. Por ejemplo, aunque el esquema indica que la socavación total en las pilas del canal secundario izquierdo es menor que las situadas en el canal principal, esto no es indicativo de que las cimentaciones de las pilas en el canal secundario puedan ser desplantadas a una elevación mayor.

Otro factor a considerar es que la socavación por contracción se distribuyó uniformemente en cada tramo en el cual se calculó, lo cual, en la realidad, no ocurre. Con el flujo que regresa al canal principal en donde se localizan los estribos, se esperará un aumento en la socavación por contracción en las áreas cercanas a ambos estribos. Por lo anterior, es deseable el empleo de taludes guía para distribuir de manera más uniforme dicha socavación, además de que proveerían de una mayor protección a los estribos.

Un aspecto que salta a la vista a partir de la Figura 20 es el hecho de que existe la posibilidad de traspase de fosos de socavación entre la sexta pila y el estribo de la margen derecha. Además este estribo se localiza sobre el talud del canal principal, por lo que se recomienda ampliamente realizar un monitoreo estrecho de este para evitar su falla, o en el mejor de los casos, eliminar el estribo derecho del proyecto estructural del puente. Esto, además contribuiría a reducir la socavación por contracción en el canal principal.

El problema potencial de migración lateral del cauce, ha sido minimizado con el uso de pilas de nariz redondeada, y reduciendo así el efecto del aumento del ángulo de ataque al flujo de las pilas.

Finalmente, la principal preocupación del proyectista deberá estar enfocada en el estribo de la margen derecha, ya que el cauce tiene una tendencia histórica a migrar lateralmente, lo cual pone en serio peligro la integridad estructural de dicho estribo, debido a un deslizamiento de tierra o falla de taludes. La indicación aquí será la protección extrema de esta estructura por medio de pedraplenes, gabiones, etc., así como la constante inspección del puente para detectar oportunamente algún problema de deslizamiento de taludes.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

1. Chang, F.F.M., 1973. "**A STATISTICAL SUMMARY OF THE CAUSE AND COST OF BRIDGE FAILURES**", Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.
2. Brice, J.C. y Blodgett, J.C., 1978. "**COUNTERMEASURES FOR HYDRAULIC PROBLEMS AT BRIDGES**", Vol. 1 y 2, FHWA / RD-78-162 y 163, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.
3. Davis, S. R., 1984. "**CASE HISTORIES OF SCOUR PROBLEMS AT BRIDGES**", Transportation Research Record 950, Second Bridge Engineering Conference, Vol. 2, Transportation Research Board, Washington, D.C.
4. FHWA, 1995. Memorandum de J.S. Jones a J. Morris, J. Pagan y A. Parola.
5. Code Federal Regulations, 1992. **NATIONAL BRIDGE INSPECTION STANDARDS**, 23 CFS 650 Subpart C, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C.
6. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 1988, "**SCOUR AT BRIDGES**", Technical Advisory T5140.20, actualizado por la Technical Advisory T5140.23 Octubre 28, 1991, "**EVALUATING SCOUR AT BRIDGES**", U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.
7. U.S. Department of Transportation, 1988, "**RECORDING AND CODING GUIDE FOR THE STRUCTURE INVENTORY AND APPRAISAL OF THE NATION'S BRIDGES**", Federal Highway Administration, Washington, D.C.
8. U.S. Department of Transportation, 1988, "**INTERIM PROCEDURES FOR EVALUATING SCOUR AT BRIDGES**", Federal Highway Administration, Washington, D.C.
9. Richardson, E.V., Edge, B.L., Zevenbergen, L.W., Richardson, J.R., Lagasse, P.F., Fisher, J.S., y Greiner, R., 1994. "**DEVELOPMENT OF HYDRAULIC COMPUTER MODELS TO ANALYZE TIDAL AND COASTAL HYDRAULIC CONDITIONS AT HIGHWAY STRUCTURES, PHASE I REPORT**", FHWA-SC-94-4, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
10. Richardson, E.V., y Richardson, J.R., 1993, "**SCOUR AT HIGHWAY STRUCTURES IN TIDAL WATERS**", ASCE Hydraulic Engineering, Proc. 1993 National Conference, San Francisco, CA.
11. Richardson, J.R., Richardson, E.V. y Edge, B.L., 1995, "**BRIDGE SCOUR IN THE COASTAL REGION**", Procedures of the 4th. International Bridge Conference, Transportation Research Board, Washington, D.C.
12. Lagasse, P.F., Schall, J.D., Johnson, F., Richardson, E.V., y Chang F., 1995, **HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR NO. 20, "STREAM STABILITY AT HIGHWAY STRUCTURES"**, Report No. FHWA-IP-90-014, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
13. Richardson, E.V., Simons, D.B., y Julien, P., 1990, "**HIGHWAYS IN THE RIVER ENVIRONMENT**", FHWA-HI-90-016, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
14. Molinas, A., 1990, "**BRIDGE STREAM TUBE MODEL FOR ALLUVIAL RIVER SIMULATION (BRI-STARS)**", User's Manual, National Cooperative Highway Research Program, Project No. HR15-11. Transportation Research Board, Washington, D.C.

15. U.S. Army Corps of Engineers, 1991, "**SCOUR AND DEPOSITION IN RIVERS AND RESERVOIRS**", User's Manual, HEC-6, Hydrologic Engineering Center, Davis, CA.
16. Laursen, E.M., 1960, "**SCOUR AT BRIDGE CROSSINGS**", Journal Hydraulic Division, American Society Civil Engineers, Vol. 86 No. HY2.
17. Laursen, E.M., 1963, "**AN ANALYSIS OF RELIEF BRIDGE SCOUR**", Journal Hydraulic Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 89, No. HY3.
18. Parker, G., Klingeman, P.C., y Mclean, D.G., 1982, "**BEDLOAD AND SIZE DISTRIBUTION IN PAVED GRAVEL-BED STREAMS**", Journal Hydraulic Division, ASCE, Vol. 108, No. HY4.
19. Andrews, E.C., 1983, "**ENTRAINMENT OF GRAVEL FROM NATURALLY SORTED RIVERBED MATERIAL**", Bulletin Geological Society of America, Vol. 94, October.
20. Fiuzat, A.A., y Richardson, E.V., 1983, "**SUPPLEMENT STABILITY TESTS OF RIPRAP IN FLOOD CONTROL CHANNELS**", CER83—84AAF-EVR, Civil Engineering Dept., Colorado State University, Ft. Collins, CO.
21. Abt, S.R., Khattak, M.S., Nelson, J.D., Ruff, J.F., Shaikh, A., Wittler, R.J., Lee, D.W., y Hinkle, N.E., 1987, "**DEVELOPMENT OF RIPRAP DESIGN CRITERIA BY RIPRAP TESTING IN FLUMES: PHASE I**", Div. of Waste Management, U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, D.C.
22. Neill, C.R., 1968, "**A RE-EXAMINATION OF THE BEGINNING OF MOVEMENT FOR COARSE GRANULAR BED MATERIAL**", Report No. INT68, Hydraulics Research station, Wallingford, United Kingdom, June.
23. Ramette y Heuzel, 1962, "**LE RHONE A LYON ETUDE DE L'ENTRAINMENT DES GAJETS A L'AIDE DETRACEURS RADIOACTITS**", LaHouille Blanche no. Special A.
24. U.S. Department of Transportation, 1990, "**USER'S MANUAL FOR WSPRO-A COMPUTER MODEL FOR WATER SURFACE PROFILE COMPUTATION**", Report No. FHWA-IP-89-027, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
25. Jones, J.S., 1994, Personal Communication.
26. Raudkivi, A.J., y Etema, R., 1977, "**EFFECT OF SEDIMENT GRADATION ON CLEAR-WATER SCOUR**", American Society of Civil Engineers, Vol. 103, No. HY10.
27. Raudkivi, A.J., 1986, "**FUNCTIONAL TRENDS OF SCOUR AT BRIDGE PIERS**", American Society of Civil Engineers, Journal Hydraulic Division, Vol. 112, No. 1.
28. Copp, H.D., Johnson, I.P., y McIntosh, J., 1988, "**PREDICTION METHODS OF LOCAL SCOUR AT INTERMEDIATE BRIDGE PIERS**", Presented at 68th Annual Transportation Research Board Meeting, Washington, D.C.
29. Melville, B.W., y Sutherland, A.J., 1988, "**DESIGN METHOD FOR LOCAL SCOUR AT BRIDGE PIERS**", American Society of Civil Engineers, Journal Hydraulic Division, Vol. 114, No. 10, October.
30. Richardson, E.V., y Richardson, J.R., "**BRIDGE SCOUR**", U.S. Interagency Sedimentation Committee Bridge Scour Symposium, Washington, D.C., January.
31. Jones, J.S., 1995, Personal Communication.

32. Richardson, J.R., y Richardson, E.V., 1994, **"PRACTICAL METHOD FOR SCOUR PREDICTION AT BRIDGE PIERS"**, ASCE Hydraulic Engineering, Procedures 1994 National Conference, Buffalo, NY, August.
33. Ahmad, M., 1953, **"EXPERIMENTS ON DESIGN AND BEHAVIOR OF SPUR DIKES"**, Proceedings of the International Association of Hydraulic Research, American Society of Civil Engineers Joint Meeting, University of Minnesota, August.
34. Richardson, E.V., Simons, D.B., y Haushild, W.L., 1962, **"BOUNDARY FORM AND RESISTANCE TO FLOW IN ALLUVIAL CHANNELS"**, Bulletin of International Association of Hydrologic Science, Belgium.
35. Brown, S.A., 1985, **"STREAMBANK STABILIZATION MEASURES FOR HIGHWAY STREAM CROSSINGS, EXECUTIVE SUMMARY"**, Federal Highway Administration, Report No. FHWA-RD-80-160, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.
36. Federal Highway Administration, 1989, Hydraulic Engineering Circular No. 11, **"DESIGN OF RIPRAP REVETMENT"**, Report No. FHWA-IP-89-016, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.
37. Richardson, E.V., y Simons, D.B., 1984, **"USE OF SPURS AND GUIDE BANKS FOR HIGHWAY CROSSINGS"**, Transportation Research Board Record 950, Second Bridge Engineering Conference, Vol. 2, Transportation Research Board, Washington, D.C.
38. U.S. Army Corps of Engineers, 1981, **"FINAL REPORT TO CONGRESS, THE STREAMBANK EROSION CONTROL EVALUATION AND DEMONSTRATION ACT OF 1974"**, Washington, D.C.
39. Keown, M.P., 1983, **"STREAMBANK PROTECTION GUIDELINES"**, U.S. Army Corps of Engineers, Vicksburg, MS.
40. U.S. Army Corps of Engineers, 1993, **EM1110-2-1601, ELT1110-2-120**, Vicksburg, MS.
41. American Association of State Highway and Transportation Officials, 1992, **"HIGHWAY DRAINAGE GUIDELINES, VOL. VII, HYDRAULIC ANALYSES FOR THE LOCATION AND DESIGN OF BRIDGES"**, Washington, D.C.
42. U.S. Army Corps of Engineers, 1991, **"WATER SURFACE PROFILES USER'S MANUAL"**, HEC-2, Hydrologic Engineering Center, Davis, California.
43. American Association of State Highway and Transportation Officials, 1991, **"STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES"**.
44. Jones, J.S., 1983, **"COMPARISON OF PREDICTION EQUATIONS FOR BRIDGE PIER AND ABUTMENT SCOUR"**, Transportation Research Board Record 950, Second Bridge Engineering Conference, Vol. 2, Transportation Research Board, Washington, D.C.
45. Jain, S.C., y Fischer, R.E., 1979, **"SCOUR AROUND BRIDGE PIERS AT HIGH FROUDE NUMBERS"**, Federal Highway Administration, Report No. FHWA-RD-79-104, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C., April.
46. Laursen, E.M., 1980, **"PREDICTING SCOUR AT BRIDGE PIERS AND ABUTMENTS"**, General Report No. 3, Arizona Department of Transportation, Phoenix, AZ.
47. Chang, F.M., 1987, Personal Communication.

48. Johnson, P.A., y Forico, E.F., 1994, "**SCOUR AROUND WIDE PIERS IN SHALLOW WATER**", Transportation Research Board Record 1471, Transportation Research Board, Washington, D.C.
49. Richardson, E.V., Lagasse, P.F., Schall, J.D., Ruff, J.F., Brisbane, T.E., y Frick, D.M., 1987, "**HYDRAULIC EROSION AND CHANNEL STABILITY ANALYSIS OF THE SCHOHARIE CREEK BRIDGE FAILURE, NEW YORK**", Resources Consultants, Inc. and Colorado State University, Fort Collins, CO
50. Jones, J.S., 1989, "**LABORATORY STUDIES OF EFFECTS OF FOOTINGS AND PILE GROUPS ON BRIDGE PIER SCOUR**", U.S. Interagency Sedimentation Committee Bridge Scour Symposium, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.
51. Abed, L.M., 1991, "**LOCAL SCOUR AROUND BRIDGE PIERS IN PRESSURE FLOW**", Ph.D. Dissertation, Colorado State University, Fort Collins, CO.
52. Abed, L.M., Richardson, E.V., y Richardson, J.R., 1991, "**BRIDGES AND STRUCTURES**", Transportation Research Record 1290, Vol. 2, Third Bridge Engineering Conference, Transportation Research Board, Washington, D.C.
53. Jones, J.S., Bertoldi, D.A., y Umbrell, E.R., 1993, "**PRELIMINARY STUDIES OF PRESSURE FLOW SCOUR**", ASCE Hydraulic Engineering, Procedures 1993 National Conference, San Francisco, CA.
54. Jones, J.S., Bertoldi, D.A., y Umbrell, E.R., 1995, "**INTERIM PROCEDURES FOR PRESSURE FLOW SCOUR**".
55. Melville, B.W., y Dongol, D.M., 1992, "**BRIDGE PIER SCOUR WITH DEBRIS ACCUMULATION**", Journal of Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 118, No. 9.
56. Richardson, E.V., y Abed, L., 1993, "**TOP WIDTH OF PIER SCOUR HOLES IN FREE AND PRESSURE FLOW**", ASCE Hydraulic Engineering, Proceedings of the 1993 National Conference, San Francisco, CA, August.
57. Liu, H.K., Chang, F.M., y Skinner, M.M., 1961, "**EFFECT OF BRIDGE CONSTRICTION ON SCOUR AND BACKWATER**", Department of Civil Engineering, Colorado State University, Fort Collins, CO.
58. Froehlich, D.C., 1989, "**ABUTMENT SCOUR PREDICTION**", Presentation, Transportation Research Board, Washington, D.C.
59. Melville, B.W., 1992, "**LOCAL SCOUR AT BRIDGE ABUTMENTS**", Journal of Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineering, Hydraulic Division, Vol. 118, No. 4.
60. Richardson, E.V., y Richardson, J.R., 1992, Discussion of Melville, B.W., 1992, "**LOCAL SCOUR AT BRIDGE ABUTMENTS**", American Society of Civil Engineers, Journal of Hydraulics Division, September.
61. Sturm, T.W., y Janjus, N.S., 1993, "**BRIDGE ABUTMENT SCOUR IN A FLOODPLAIN**", ASCE Hydraulic Engineering, Proc. 1993 National Conference, San Francisco, CA, Aug.
62. Arneson, L., Shearman, J.O., y Jones J.S., 1991, "**EVALUATING SCOUR AT BRIDGES USING WSPRO**", Proc. of the 71st Annual Transportation Research board Meeting, Washington, D.C.

63. Neill, C.R., 1973, "**GUIDE TO BRIDGE HYDRAULICS**", Roads and Transportation Association of Canada, University of Toronto Press, Toronto, Canada.
64. Butler, H.L., y Lillycrop, J., 1993, "**INDIAN RIVER INLET: IS THERE A SOLUTION?**", Hydraulic Engineering, Proceedings of the 1993 National Conference, ASCE, Vol. 2.
65. Vincent, M.S., Ross, M.A. y B.E. Ross, 1993, "**TIDAL INLET BRIDGE SCOUR ASSESSMENT MODEL**", Transportation Research Record 1420, TRB, National Research Council, Washington, D.C.
66. Sheppard, D.M., 1993, "**BRIDGE SCOUR IN TIDAL WATERS**", Transportation Research Board, Washington, D.C.
67. Bruun, P., 1966, "**TIDAL INLETS AND LITTORAL DRIFT**", Vol. 2, Washington, D.C.
68. U.S. Army Corps of Engineers, 1992, "**AUTOMATED COASTAL ENGINEERING SYSTEM**", Technical Reference by Leenkecht, D.A., Szuwalski, A. y Sherlock, A.R., Coastal Engineering Research Center, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
69. Barkau, R.L., 1993, "**UNET - ONE DIMENSIONAL UNSTEADY FLOW THROUGH A FULL NETWORK OF OPEN CHANNELS**", Report CPD-66. U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, Davis, CA, 1993.
70. Lee, J.K., y D.C. Froehlich, 1989, "**TWO DIMENSIONAL FINITE ELEMENT MODELING OF BRIDGE CROSSINGS**", Report FHWA-RD-88-149, FHWA, U.S. Department of Transportation.
71. Thomas, W.A., y McAnally, W.H., 1985, "**USERS MANUAL FOR THE GENERALIZED COMPUTER PROGRAM SYSTEM: OPEN CHANNEL FLOW AND SEDIMENTATION, TABS-2**", U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, 1985.
72. Brigham Young University, 1993, "**FAST TABS HYDRODYNAMIC MODELING PRODUCT SUMMARY**", Engineering Computer Graphics Laboratory, Utah.
73. Ayres Associates, 1994, "**DEVELOPMENT OF HYDRAULIC COMPUTER MODELS TO ANALYZE TIDAL AND COASTAL STREAM HYDRAULIC CONDITIONS AT HIGHWAY STRUCTURES**", Final Report, Phase I, South Carolina Department of Transportation, Columbia, SC.
74. U.S. Army Corps of Engineers, 1990, "**FLOOD HYDROGRAPH PACKAGE USER'S MANUAL**", HEC-1, Hydrologic Engineering Center, Davis, CA.
75. Van de Kreeke, J., 1967, "**WATER -LEVER FLUCTUATIONS AND FLOW IN TIDAL INLETS**", American Society of Civil Engineers, Vol. 93, No. WW4, New York.
76. Bruun, P., 1990, "**TIDAL INLETS ON ALLUVIAL SHORES**", Chapter 9, Vol. 2, Port Engineering, 4th Edition, Gulf Publishing, Houston, TX.
77. Chang, F.F.M., Davis, S.R., y R. Veeramacheni, 1995, personal communication.
78. Richardson, E.V., y Lagasse, P.F., 1994, "**INSTRUMENTATION FOR MEASURING SCOUR AT BRIDGE PIERS AND ABUTMENTS**", Final Report Phase III, NCHRP Project No. 21-3, Transportation Research Board, Washington, D.C.

79. Lagasse, P.F., Richardson, E.V., and Sabol, S.A., 1994. **"BRIDGE SCOUR INSTRUMENTATION"**, Hydraulic Engineering, Procedures of the 1994 National Conference, ASCE, Vol. 1
80. Pagan-Ortiz, Jorge E., 1991, **"STABILITY OF ROCK RIPRAP FOR PROTECTION AT THE TOE OF ABUTMENTS LOCATED AT THE FLOODPLAIN"**, FHWA Research Report No. FHWA-RD-91-057, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.
81. Atayee, A. Tamin, 1993, **"STUDY OF RIPRAP AS SCOUR PROTECTION FOR SPILL-THROUGH ABUTMENT"**, Proceedings of the 72nd Annual TRB meeting, Washington, D.C.
82. Kilgore, Roger T., 1993, **"HEC-18 GUIDANCE FOR ABUTMENT RIPRAP DESIGN"**, FHWA, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.
83. Atayee, A., Tamin, Pagan-Ortiz, Jorge E., Jones, J.S., Kilgore, R.T., 1993, **"A STUDY OF RIPRAP AS A SCOUR PROTECTION FOR SPILL-THROUGH ABUTMENTS"**, ASCE Hydraulic Conference, San Francisco, CA.
84. Bradley, J.N., 1978, **"HYDRAULICS OF BRIDGE WATERWAYS"**, Hydraulic Design Series No. 1, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.
85. American Association of State Highway and Transportation Officials, 1978, **"MANUAL FOR BRIDGE MAINTENANCE"**, Washington, D.C.
86. American Association of State Highway and Transportation Officials, 1992, **"STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES"**, 15th Edition, Washington, D.C.
87. Federal Highway Administration, 1990, **"DESIGN AND CONSTRUCTION OF DRIVEN PILE FOUNDATIONS"**, Washington, D.C.
88. Department of Transportation, 1988, **"DRILLED SHAFTS"**, FHWA-HI-88-042, July, Washington, D.C.
89. U.S. Army Corps of Engineers, 1995, **"RIVER ANALYSIS SYSTEM"**, HEC-RAS, User's Manual Version 1.0, Hydrologic Engineering Center, Davis, CA.
90. Fenner, T.J., 1993, **"SCOPING OUT SCOUR"**, Civil Engineering, American Society of Civil Engineers Publication, Vol. 63, No. 3.
91. Maza Alvarez, José Antonio, Feb. 1993, **"INTRODUCTION TO RIVER ENGINEERING"**, Università Italiana per Stranieri, Advanced Course on Water Resources Management, Perugia, Italia.